

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20222601

粉砂质泥岩浅埋偏压隧道洞口段大变形机理及治理措施

苗景川^{1,2}, 陈 诺², 郑文飞¹, 李文杰², 梁 斌²

(1. 中铁十五局集团第一工程有限公司, 陕西 西安 710018; 2. 河南科技大学土木建筑学院, 河南 洛阳 471000)

摘要: 针对大凉山[#]2公路隧道粉砂质泥岩洞口段出现的局部大变形、坍塌、侵限等问题,通过现场监测、室内围岩膨胀性试验、三维数值模拟和理论分析,研究了初期支护大变形机理,探讨了雨水、围岩二次变形、洞口偏压等因素对大变形的影响规律,提出并采用洞外与洞内加固整治方案。结果表明,隧道上方地表粘土岩属于膨胀岩,粉砂质泥岩为非膨胀岩,隧道变形受围岩膨胀作用有限;受持续降雨影响,拱顶沉降量变化最为明显,沉降量相比降雨前增加150 mm;隧道深埋侧水平压力理论值为浅埋侧水平压力1.73倍,隧道结构承受明显偏压荷载;采用加强临时支护+大管棚超前支护+双层小导管注浆加固+洞顶明暗交界处增加抗滑桩+洞口段左洞左侧和左右洞中间各增加两排管桩的综合治理方案,隧道变形量减小87%,初支大变形得到有效控制。

关键词: 降雨入渗; 粉砂质泥岩; 浅埋偏压隧道; 大变形机理; 室内试验; 数值模拟

中图分类号: U455 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-7709(2023)11-0133-05

1 工程概况

大凉山[#]2隧道位于四川省彝族自治州美姑县境内,隧道设置左右两线,隧道纵坡分别为0.8%、-2%,起讫里程为ZK103+335.459~ZK115+790,全长12 454.54 m,最大埋深774 m。隧道为单向两车道,设计净空10.75 m×5.0 m(宽×高)。隧道进口处于自然斜坡,坡度陡缓相接,斜坡下部洞口外坡度为5°~10°,斜坡上部坡度15°~25°。路面设计标高1 643.59~1 800.63 m,相对高差157.04 m。隧道区洞口段上部为崩坡积含砾粘土、块碎石土层;下部为粉砂质泥岩等,薄层状,岩层较缓,强风化带岩体较破碎;进口段上方有冲沟,地下水较为丰富、土体软弱,围岩稳定性差。目前关于软弱围岩大变形机理和处置方法方面的研究已较多,并在工程实践中已积累了丰富的施工经验。如崔光耀等^[1]依托兰渝铁路隧道,针对高地应力破碎围岩大变形问题开展了围岩应力超前控制措施的现场试验研究;王明胜^[2]针对强风化碳质板岩隧道大变形问题,通过数值模拟和现场试验两种方式开展三台阶法与超前导洞扩挖法对比试验研究;杨鑫等^[3]通过对隧道缝合带初支结构变形特征分析,提出

拱架纵向增强等措施;叶志强等^[4]针对浅埋变余砂岩铁路隧道,通过现场监测和数值模拟手段分析了大变形机理,并提出整治方案;王凯等^[5]基于非饱和土流固耦合理论,研究了降雨入渗对洞口边坡安全系数等影响,并对比分析锚索与抗滑桩对边坡位移控制效果。为此,本文依托大凉山[#]2公路隧道工程,通过现场监测、室内围岩膨胀性试验、三维数值模拟和理论分析,研究了粉砂质泥岩隧道洞口浅埋段初支大变形灾害发生的机理,探讨了雨水、围岩二次变形、洞口偏压等因素对大变形的影响规律,提出在隧道洞内外采取综合加固的措施,研究结果为类似隧道洞口段加固设计提供借鉴与参考。

2 初期支护大变形病害现场监测

2.1 现场监测

选取典型大变形断面监测数据,见图1, K103+365断面出现了二次沉降变形发展,并持续变形至500 mm左右,其余断面变形总体趋势一致。根据现有围岩大变形分级标准,并结合大凉山[#]2公路隧道地质条件,本文选用在兰渝铁路高地应力软岩隧道挤压变形研究中提出的分级标准,见表1。

收稿日期: 2022-12-17, 修回日期: 2023-02-22

作者简介: 苗景川(1989-),男,工程师,研究方向为隧道工程, E-mail: 759258489@qq.com

通讯作者: 梁斌(1963-),男,教授、博导,研究方向为道路工程, E-mail: liangbin4231@163.com

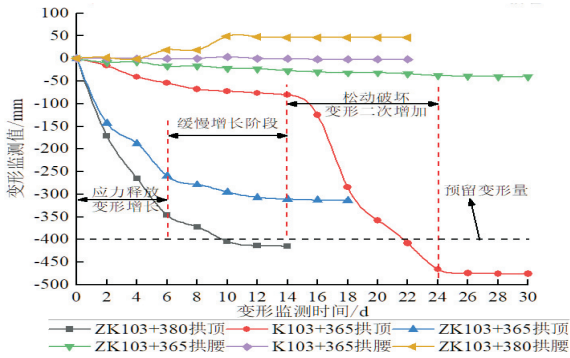


图 1 典型断面拱顶沉降监测值

Fig. 1 Typical cross-sectional vault settlement monitoring values

表 1 围岩大变形分级标准

Tab. 1 Grading standards for large deformations of surrounding rock

大变形等级	相对变形 $\epsilon / \%$	强度应力比 R_c / P_0
I	1.5~3	0.25~0.15
II	3~5	0.15~0.1
III	>5	<0.1

结合现场情况与图 1 可知,隧道拱顶变形速率过大,最大达到 77 mm/d(未满足要求的 0.2~0.25 mm/d),且持续时间较长,在初支完成 24 d 后出现二次变形现象,使得最终累计变量显著增加,右线 K103+365 处拱顶累计沉降量达 475.7 mm,相对变形值 ϵ 达 5.17%,可划分大变形等级为 III 级。隧道变形破坏严重,初支发生沿径向的变形,拱顶和边墙部位出现大量环向裂缝,局部出现严重侵限,并导致初支钢拱架被拆换。同一断面上隧道沉降量远大于收敛值,隧道不同位置破坏形式表现不一。

2.2 大变形病害特征

隧址区年均降水量 814.6 mm,受 8~9 月持续降雨原因,上部地表出现 10 cm 宽度裂缝,隧道入口段洞顶发生明显沉降,左洞拱顶最大累计下沉 715 mm,拱顶沉降速率最大达到 77 mm/d,左洞地表监测最大下沉累计值 416 mm。随着隧道掌子面推进,隧道局部出现雨淋状—轻微股状出水,K103+365 处在完成初期支护 14 d 后变形速率突然增加,变形呈持续增加趋势,出现洞顶失稳大变形特征。

3 初期支护大变形机理分析

3.1 围岩膨胀性室内试验

大凉山#2 隧道洞口段地表为粘土岩,下部为粉砂质泥岩。采样进行室内试验,通过评价岩石自由膨胀率、膨胀压力及干燥饱和吸水率,判断隧道变形与围岩膨胀性的关系。试验参数见表 2,

表 2 膨胀性试验参数

Tab. 2 Experimental parameters of expandability

岩样编号	岩样名称	风化程度	制样规格		干燥饱和和吸水率 / %	膨胀压力 P_s / MPa	自由膨胀率 $\delta_{ep} / \%$
			高度 / cm	直径 / cm			
1	粘土岩	中风化	5.00	4.75	12.20	0.117	33
2	粘土岩	中风化	5.00	4.75	14.40	0.135	39
3	粘土岩	中风化	5.00	4.75	8.60	0.077	27
4	粉砂质泥岩	中风化	5.00	4.75	1.73	0.133	27
5	粉砂质泥岩	中风化	5.00	4.75	1.26	0.181	23
6	粉砂质泥岩	中风化	5.00	4.75	1.37	0.101	27

试验测得粘土岩最大干燥饱和和吸水率 14.4%,浸水后易软化崩解,粉砂质泥岩干燥饱和吸水率仅 1.73%,由于岩石膨胀等级尚无统一标准,参照《公路工程地质勘察规范》^[6]进行判别,试样 1、2 为膨胀岩(易崩解),试样 3、4、5、6 均为非膨胀岩。这表明隧道区边坡地表粘土岩为膨胀岩、粉砂质泥岩为非膨胀岩,但由于粘土岩仅在地表浅层位置,故隧道围岩膨胀作用不是造成大变形的主要原因。

3.2 雨水对大变形的影响分析

大凉山位于四川省西南部川滇交界处,施工期间洞口段受持续降雨入渗影响,隧道上部围岩吸水发生膨胀导致围岩变软,抗剪强度降低,岩土体承载能力下降,岩土体吸水后重度增加导致洞口上部坡面下滑力增大^[7]。通过 Midas gts nx 有限元软件进行数值模拟,分析岩体受降雨入渗作用对隧道初支变形的影响,隧道洞口段地形图见图 2,根据圣维南原理,忽略隧道开挖区对远场的影响,计算采用摩尔库伦准则。

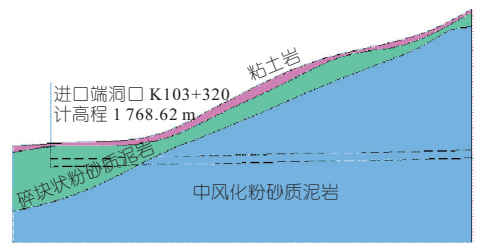


图 2 隧道进口段地形图

Fig. 2 Topographic map of the tunnel inlet section

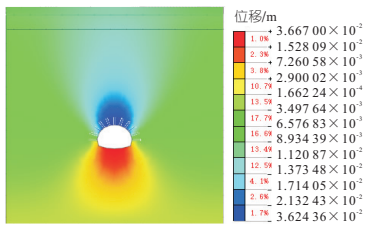
数值模拟考虑以下两种工况:①工况 1。不考虑降雨影响,计算参数取实际勘测地质数据;②工况 2。考虑持续降雨影响,通过室内试验得到洞口段围岩饱和参数,支护参数与围岩参数见表 3。

工况 1 条件下隧道初支变形见图 3(a)。由图 3(a)可看出,初支结构和岩体均发生一定位移变形,围岩向下通过主动土压力挤压支护结构,导致拱顶支护结构产生向隧道内部变形,拱顶沉降量 36 mm;隧道底拱处上方产生隆起,最大为 36.7 mm。考虑相互作用影响,围岩和支护结构产生的变形均值在规范容许范围内^[8]。因此,不

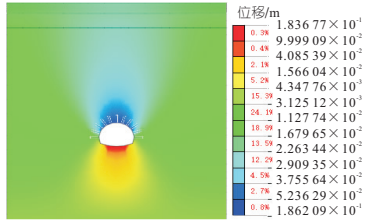
表 3 围岩及初期支护计算参数

Tab. 3 Calculation parameters of surrounding rock and initial support

工况	地层	弹性模量/GPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)
1	粘土岩	0.008 5	0.45	19.0	20	15
	粉砂质泥岩	1.5	0.31	24.0	260	43
	喷混	1.5	0.20	24.0		
	锚杆	210	0.30	78.0		
2	粘土岩	0.005 5	0.48	23.0	12	11
	粉砂质泥岩	0.025 6	0.35	26.7	23	25
	喷混	1.5	0.20	24.0		
	锚杆	210	0.30	78.0		



(a) 工况1位移云图



(a) 工况2位移云图

图 3 工况 1、2 位移云图

Fig. 3 Displacement cloud diagram of working condition 1 and 2

考虑降雨影响,该隧道初期支护设计方案是可行的。

工况 2 下围岩及初期支护位移见图 3(b)。由图 3(b)可看出,隧洞上部围岩向下挤压支护结构,导致拱顶支护结构产生了向隧道内侧的变形,其中拱顶处最大变形 186 mm;由于力的相互作用,隧道的底拱处向上方产生隆起,最大为 183 mm。因此受强降雨影响,支护结构和围岩承受了较大荷载,容易导致支护系统和围岩发生大变形以至于破坏。

3.3 围岩二次变形分析

隧道围岩压力根据压力来源可分为形变压力、松动压力、冲击压力和膨胀压力^[9]。徐慧宁等^[10]通过三轴应力状态下的粉砂质泥岩蠕变试验发现与瞬时强度相比,蠕变长期强度的降低比例随围压的升高而增大,单轴条件下粉砂质泥岩长期强度较瞬时强度降低了 25%。针对大凉山地区高地应力环境下的碎块状粉砂质泥岩地层,由于开挖后围岩从三向应力状态转变成二向应力状态,受周围扰动易导致围岩发生较大的松动破坏,应通过 Caquot 公式^[11]分析作用在支护结构上的松动压力。

大凉山#2 公路隧道 K103+365 断面拱顶沉降在施工后第 16 d 时发生二次变形沉降,沉降量增加 400 mm。图 4 为考虑松动效应的收敛—约束法基本原理。支护特征曲线反映了支护结构产

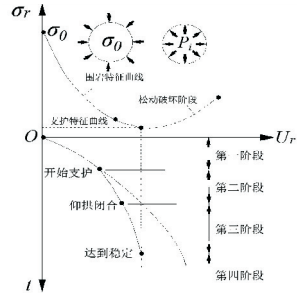


图 4 考虑松动效应的收敛—约束法基本原理

Fig. 4 Schematic diagram of convergence-constraint method considering loosening effects

生的支护反力随断面径向位移增加的发展关系。通过大凉山#2 隧道 K103+365 断面变形特征,结合式(1)与图 4 可知,在隧道开挖后,隧道围岩变形处于弹性变形阶段,随着隧道断面径向位移增加洞壁径向应力线性减小;随着断面径向位移增加,围岩产生松动效应,洞壁周围产生塑性区变形和支护反力不再是线性发展关系,径向位移增加速度加快^[12];当塑性变形过大,导致洞身围岩发生松动破坏,径向应力随着径向位移呈非线性关系增加,支护结构受力大大增加,导致 K103+365 断面发生二次变形。

3.4 隧道偏压影响

大凉山#2 公路隧道洞口穿越 30° 自然斜坡,隧道洞口段左洞上方岩体埋深范围 15~50 m,右洞上方岩体埋深范围 10~30 m,隧道洞口段均属于浅埋段,且地形条件具有明显的偏压特征。

由于大凉山#2 隧道洞口段埋深较浅且岩体破碎,依据太沙基散体压力理论,引用地形原因作用下浅埋偏压隧道围岩压力计算公式,考虑破裂面上的侧面压力和剪切破坏条件,可得出作用在衬砌上的压力。

假定围岩破裂面夹角及岩体压力分布关系见图 5,且隧道洞口段边坡受力情况与图 5 中偏压

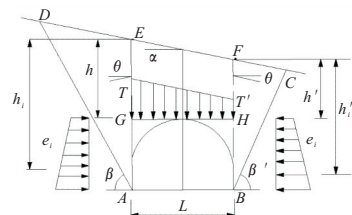


图 5 受力分析图

Fig. 5 Force analysis diagram

分布图一致,则有:

$$Q = W - T - T' = W - (T + T') \sin\theta \quad (1)$$

右侧 FBC 岩体自重为 W'_1 , 左侧 ADE 岩体自重 W_1 。即:

$$W'_1 = \frac{1}{2} \gamma h'^2 \frac{1}{\tan\beta' + \tan\alpha} \quad (2)$$

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1}{\tan\beta + \tan\alpha} \quad (3)$$

隧道周围岩体破裂面左、右两侧阻力分别为 T 、 T' 。即:

$$T' = \frac{\sin(\beta - \varphi)}{\sin[90^\circ - (\beta - \varphi + \theta)]} W'_1 \quad (4)$$

$$T = \frac{\sin(b - j)}{\sin[90^\circ - (b - j + q)]} W \quad (5)$$

通过式(1)~(5)得到垂直压力 Q :

$$Q = \frac{\gamma}{2} [(h + h')B - (\lambda h^2 + \lambda' h'^2) \tan\theta] \quad (6)$$

式中, γ 为岩石重度; h 、 h' 分别为隧道左、右两侧洞顶到地表距离; φ 为岩石计算摩擦角; θ 为洞顶上方岩体两侧摩擦角; B 为隧道宽度; λ 、 λ' 分别为左右两侧侧压力系数。

隧道左侧水平压力 e_i 为:

$$e_i = \gamma h_i \lambda \quad (7)$$

隧道右侧水平压力 e_i 为:

$$e_i = \gamma h'_i \lambda' \quad (8)$$

式中, h_i 、 h'_i 为隧道左、右两侧中任意位置到地面的距离。

隧道侧壁水平平均布压力 $e_{均}$ 为:

$$e_{均} = (e_1 + e_2) / 2 \quad (9)$$

式中, e_1 、 e_2 分别为隧道顶端、底端侧面水平压力。

根据大凉山^{#2}隧道工程试验参数与现场地质勘探数据, 定量分析地形偏压对隧道侧壁产生的围岩压力, 取 $\gamma = 26.7 \text{ kN/m}^3$ 、 $\varphi = 43^\circ$ 、 $\theta = 30^\circ$ 、 $h = 40 \text{ m}$ 、 $h' = 30 \text{ m}$ 、 $L = 11.2 \text{ m}$ 、 $H = 9.2 \text{ m}$ 。由式(2)~(5)计算得出 $\lambda = 0.16$ 、 $\lambda' = 0.12$ 。由式(7)~(9)计算出隧道左右两侧水平侧压力均布值 $e_{左} = 190 \text{ kN/m}^2$ 、 $e_{右} = 110 \text{ kN/m}^2$ 。

通过理论分析计算可知, 受地形偏压影响, 隧道深埋侧压水平压力比浅埋侧水平压力高约 1.73 倍, 量值相差 80 kN/m^2 , 该地形条件下围岩对隧道产生了明显偏压荷载。

4 大变形控制措施及效果

4.1 洞外加固措施

(1) 明洞基底采用 $\Phi 70$ 钢花管加固, 洞门基础进行换填和钢花管注浆加固, 通过岩土体加固处理, 作用在地层下钢花管同时起到了锚固桩的

作用, 有利于隧道后期开挖。

(2) 洞口段在左洞左侧、左右洞中间沿纵向方向 30 m 距离内各增加两排 $\Phi 168$ 管桩, 桩间距为 $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$; 管桩长度为地面至仰拱底部; 横向增加两排管桩($\Phi 168$ 管桩), 桩间距为 $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$, 拱顶处管桩施工至拱顶以上 50 cm, 两侧管桩施工至仰拱底; 桩顶采用 C30 砼连系梁 $40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$ (宽 \times 高) 将每排管桩顶连接为整体。管桩支护体系有效提高了围岩自稳能力和仰坡的稳定性, 同时阻止仰坡滑动避免下部明洞受压。

(3) 洞顶明暗交界处增加抗滑桩, 抗滑桩采用 $2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$, 长度 25 m, 有效抑制隧道洞口上部岩体变形。

4.2 洞内加固措施

(1) 拆除变形段初期支护, 采用 I25b 工字钢加强, 通过增加钢拱架强度来抵抗软弱围岩作用在结构上较大的剪切力, 从而达到控制软弱围岩变形的目的(换拱段初期支护为喷射 C25 混凝土 30 cm, 工字钢采用 I25b, 间距 60 cm/榀)。

(2) 粉砂质泥岩未开挖段采用超前支护即大管棚+双层小导管注浆加固, 大管棚长 15 m, 环向分布 32 根, 间距 40 cm, 4.5 m 长双层注浆小导管。通过加固掌子面前方围岩, 提高围岩承载能力, 减少隧道变形, 同时还抑制地下水的渗流, 减少粉砂质泥岩膨胀变形带来的影响。

(3) 根据现场变形情况, 将最初预留沉降从 400 mm 改为 700 mm, 使围岩应力得到释放, 减小围岩对支护结构作用产生的形变压力, 当隧道处于稳定可控状态时, 拆除临时支撑, 及时施作二次衬砌。

4.3 变形控制效果

洞口段大变形采取洞内外加固措施后, 现场施工拱顶沉降位移值见图 6。洞口大变形段采用

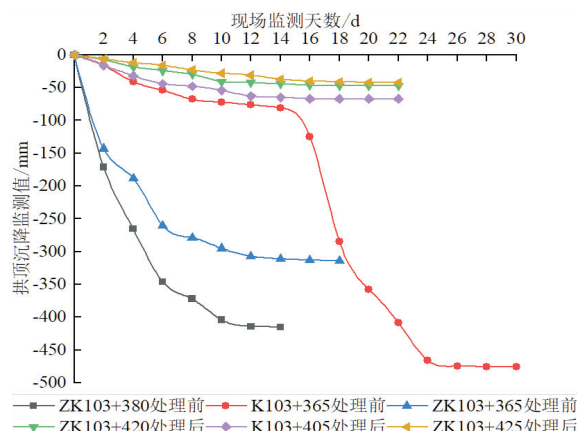


图 6 现场拱顶沉降监测值

Fig. 6 On-site vault settlement monitoring values

整治方案后,处理后的最大变形值相较于处理前最大变形值减少了 87%,变形得到有效控制,对比建模理论计算值与工程实测值,验证了本文方法的正确性。

5 结论

a. 大凉山[#]2 隧道前期变形速率最大达到 77 mm/d,多处变形持续时间超 15 d,破坏形式表现为掌子面上方土体坍塌、初支开裂、洞顶侵限,隧道上方边坡产生大量裂缝。

b. 数值模拟结果表明,持续降雨产生的沉降量相比降雨前增加了 150 mm;通过 Caquot 公式分析,围岩径向位移发展导致围岩松动是二次变形的主要原因;理论公式计算得出,隧道深埋侧水平压力是浅埋侧水平压力 1.73 倍,具备明显偏压特征。

c. 通过对大凉山[#]2 隧道洞口段粉砂质泥岩特性和大变形机理的研究,提出的综合治理方案使隧道洞口段初支变形减少了 87%,变形得到有效控制,可供类似工程借鉴。

参考文献:

- [1] 崔光耀,魏杭杭,王明胜. 高地应力强风化炭质板岩隧道大变形控制现场试验研究[J]. 现代隧道技术, 2022,59(3):183-189,200.
- [2] 王明胜. 强风化炭质板岩隧道大变形控制技术研究

- [J]. 铁道工程学报,2021,38(7):35-39,47.
- [3] 杨鑫,王建军,周波,等. 中老铁路沙嫩山隧道施工变形特征及控制技术[J]. 人民长江,2022,53(增刊 2):109-112.
- [4] 叶志强,郭璇,吕勤. 西南地区变余砂岩浅埋偏压铁路隧道初期支护大变形机理及整治方案[J]. 铁道建筑,2022,62(2):109-113.
- [5] 王凯,李文杰,唐坤,等. 降雨入渗对浅埋偏压隧道洞口边坡稳定性的影响[J]. 水电能源科学,2022,40(4):121-124.
- [6] 中交第一公路工程局有限公司. 公路工程地质勘察规范:JTG C20-2011[S]. 北京:人民交通出版社,2011.
- [7] 刘坤,韩长玉,郝艺丹,等. 基于降雨入渗的非饱和土边坡稳定性影响因素分析[J]. 水电能源科学,2022,40(10):183-186.
- [8] 中交第一公路工程局有限公司. 公路隧道施工技术规范:JTG F60-2009[S]. 北京:人民交通出版社,2009.
- [9] 范文,俞茂宏,石耀武,等. 围岩塑性松动压力 Caquot 公式的推广和改进[J]. 长安大学学报(地球科学版),2003,25(1):33-36.
- [10] 沈明荣. 岩石力学[M]. 上海:同济大学出版社,1999:167-168.
- [11] 徐慧宁,庞希斌,徐进,等. 粉砂质泥岩的三轴蠕变试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版),2012,44(1):69-74.
- [12] 冯艺. 深埋软岩隧洞塌方洞段挤压分析及应对策略[J]. 水电能源科学,2020,38(11):101-104.

Large Deformation Mechanism and Treatment Measures of Shallow Buried Unsymmetrical Tunnel Portal Section with Silty Mudstone

MIAO Jing-chuan^{1,2}, CHEN Nuo², ZHENG Wen-fei¹, LI Wen-jie², LIANG Bin²

(1. The 1st Construction Co., Ltd. of China Railway Construction 15th Group, Xi'an 710018, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Science and Technology, Luoyang 471000, China)

Abstract: In view of the local large deformation, collapse and erosion of silty mudstone entrance section of Daliangshan Highway[#]2 tunnel, through the field monitoring, indoor swelling test of surrounding rock and 3D modeling analysis, the mechanism of large deformation of initial support was studied. The impact of factors including rainwater, secondary deformation of surrounding rock and silt bias on the large deformation was discussed. The remediation plan was put forward. The results show that the surface clay rock above the tunnel is swelling rock, and the silty mudstone is non-expansive rock, and the tunnel deformation has little affected by the expansion of the surrounding rock. Affected by continuous rainfall, the change in the settlement of the vault is the most obvious, and the settlement increased by 150 mm compared with the pre-rainfall. The theoretical value of horizontal pressure on the deep buried side of the tunnel is 1.73 times that of the shallow side, and the tunnel structure is subjected to obvious bias load. The comprehensive treatment scheme of strengthening temporary support + advanced support of large pipe shed + grouting reinforcement of double-layer small conduit + addition of anti-slip piles at the junction of light and dark at the top of the cave + two rows of pipe piles on the left side of the left hole and two rows of pipe piles in the middle of the left and right holes of the hole section of the hole was adopted, and the deformation of the tunnel was reduced by 87%, and the large deformation of the initial support is effectively controlled.

Key words: rainfall infiltration; silty mudstone; shallow buried biased tunnel; large deformation mechanism; laboratory test; numerical simulation