DOI:10.14048/j.issn.1671－2579.2019.03.039

钢筋混凝土套拱加固病害隧道安全评价研究

韩鑫，叶飞，徐长鑫，魏艳春，牛若飞
（长安大学 公路学院，陕西 西安 710064）

摘要：考虑到现阶段钢筋混凝土套拱加固病害隧道安全验算方法的不足，采用理论分析的方法推导了钢筋混凝土套拱加固病害隧道4种情况的安全系数，计算过程中根据隧道技术状况对原衬砌结构的承载力进行相应的折减，同时考虑了新增钢筋混凝土套拱承载力的利用系数，并以长安坝隧道为工程实例，对推导公式予以验算。研究结果表明：现有方法中将原衬砌结构与钢筋混凝土套拱简化为一整体的素混凝土结构，安全系数偏大，存在一定的风险；将原衬砌结构作为安全储备，不考虑其剩余承载力，安全系数偏小，设计过程中有可能出现过分浪费材料的情况，经济性较差。考虑原衬砌结构的承载力折损情况及新增钢筋混凝土套拱承载力利用系数时，安全系数处于上述两者之间，计算结果相对更加客观、合理。

关键词：隧道工程；隧道病害；钢筋混凝土套拱；安全评价

钢筋混凝土套拱（后文简称套拱）因兼具有效提高衬砌承载力与改善防排水系统的优点而被广泛应用到隧道病害整治中，例如：日本的Fukuoka隧道、印度尼西亚的Haji－Abad隧道、西班牙的Montblanc隧道、中国的六盘山隧道等。

目前，国内外已有大量学者针对套拱加固衬砌结构展开相关研究，例如：Empel等采用数值模拟方法对套拱补强后的里斯本地铁一号线衬砌结构进行了相关研究，并对加固过程提出了相关指导性意见；Gisler，F.等对瑞士阿伦德隧道结构病害开展了详细检查，发现隧道存在裂缝、渗漏水、剥落、碳化严重等病害，考虑隧道所有病害和缺陷，最终提出了套拱加固的综合处治方案；Türkmen S调查分析了1990年兴建的葛泽德水电站大坝能源隧洞变形和渗漏的原因，从彻底解决渗漏水的角度提出了套拱加固衬砌处治措施；刘学增等通过1∶1、1∶10一系列室内破坏模型试验，得到了不同损伤状态下叠合式套拱加固带裂缝衬砌结构的变形破坏规律、加固效果以及相关影响因素，并根据试验结果提出了与裂缝深度有关的套拱开裂弯矩、短期刚度、受弯承载力经验计算公式；何川等以笔架山隧道为原型，采用1∶25室内模型试验，研究了采用不同内表面补强形式加固隧道后衬砌结构的破坏形式以及承载力状况；俞文生等通过1∶10室内模型试验，分别研究了叠合式套拱、分离式套拱加固病害结构后的变形规律、破坏模式以及加固后构件承载力的提高幅度。

整体而言，目前国内外学者研究工作多聚焦于套拱变形规律、破坏模式以及加固效果，而针对套拱的安全评价方面则较少涉及。现阶段套拱的安全验算普遍采用的方法是将套拱与原衬砌结构简化为一整体素混凝土结构或将原衬砌结构作为安全储备。事实上，隧道衬砌结构即便存在一些病害也仍具有一定的承载力，这两种方法或是将原衬砌结构当作完好结构，或是完全忽略其承载力，显然与现实情况存在较大差异。基于这一现状，该文同时考虑原衬砌结构承载力的折减系数以及新增套拱承载力的利用系数，采用理论分析方法推导套拱加固衬砌结构4种情况的安全系数计算公式，并结合数值模拟与工程实例予以验算。

1 安全系数理论计算

除满足混凝土偏心受压构件计算基本假定外，假定加固后的隧道在达到其极限承载力状态前，套拱和原衬砌结构之间不出现黏结剥离破坏。

套拱加固衬砌结构依据套拱钢筋布置方式（单层、双层）以及衬砌结构形式（素混凝土、钢筋混凝土）可分为4种情况。

以套拱（双层钢筋）加固钢筋混凝土衬砌结构为例，说明其推导过程。套拱（双层钢筋）加固的钢筋混

收稿日期：2018－11－28
基金项目：国家自然科学基金资助项目（编号：51678062，51878060）
作者简介：韩鑫，男，硕士研究生.E－mail：hanxin@chd.edu.cn

凝土衬砌结构在极限荷载作用下，其正截面的应力分布如图 1 所示。

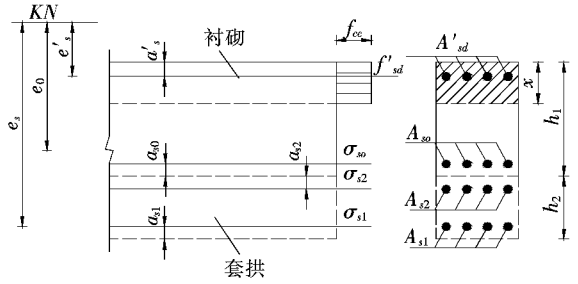

图 1 套拱(双层钢筋)加固钢筋混凝土结构安全系数计算

由水平方向合力为零，可得到：

$$KN=f_{cc}bx+\alpha_1 f'_{sd}A'_{sd}-\alpha_1\sigma_{so}A_{so}-\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1}-\alpha_s\sigma_{s2}A_{s2} \tag{1}$$

其中：

$$f_{cc}=\frac{\alpha_1 f_{co}h_1+\alpha_c f_{cd}h_2}{h_1+h_2} \tag{2}$$

$$\sigma_{si}=\left(\frac{0.8h_{0i}}{x}-1\right)\varepsilon_{cu}E_s \tag{3}$$

由截面上所有力对套拱外层钢筋(临空面)作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KNe_s=f_{cc}bx\left(h-a_{s1}-\frac{x}{2}\right)+\alpha_1 f'_{sd}A'_{sd}(h-a'_s-a_{s1})-\alpha_1\sigma_{so}A_{so}(h_2+a_{so}-a_{s1})-\alpha_s\sigma_{s2}A_{s2}(h_2-a_{s1}-a_{s2}) \tag{4}$$

其中：

$$e_s=e_0+\frac{h}{2}-a_{s1} \tag{5}$$

上述式中：K 为安全系数；N 为计算截面所受轴力；f_{cc} 为原衬砌结构与套拱组合截面的混凝土轴心抗压强度设计值；α_1 为原衬砌结构承载力折减系数，按表 1 取值；α_c 为套拱中混凝土强度利用系数，取 $\alpha_c=0.7$；α_s 为套拱中钢筋强度利用系数，取 $\alpha_s=0.9$；f_{co} 为原衬砌结构混凝土轴心抗压强度设计值；f_{cd} 为套拱混凝土轴心抗压强度设计值；h_1 为原衬砌结构厚度；h_2 为套拱厚度；h 为加固后截面总厚度；b 为截面宽度；x 为截面受压区高度；f'_{sd} 为原衬砌结构受压区钢筋的抗压强度设计值；A'_{sd} 为原衬砌结构受压区钢筋截面面积；a'_s 为受压区钢筋保护层厚度；σ_{so} 为原衬砌结构受拉区或受压较小区钢筋应力，$-f_{sd}\leqslant\sigma_{so}\leqslant f_{sd}$；$A_{so}$ 为原衬砌结构受拉区或受压较小区钢筋应力；a_{so} 为原衬砌结构受拉区或受压较小区钢筋保护层厚度；σ_{si} 为套拱中第 i 层钢筋应力，$-f_{sd}\leqslant\sigma_{si}\leqslant f_{sd}$；$A_{si}$ 为套拱中第 i 层钢筋截面面积；a_{si} 为套拱中第 i 层钢筋保护层厚度；ε_{cu} 为混凝土极限压应变；E_s 为钢筋弹性模量。

联合式(1)、(4)可解得安全系数 K、受压区高度 x，将 x 代入式(3)，若 $|\sigma_{si}|>f_{sd}$，取 $|\sigma_{si}|=f_{sd}$，重新代入式(1)、(4)，计算 K、x。

表 1 隧道原衬砌结构承载力折算系数 α_1

隧道技术状况评价等级	承载力折算系数 α_1	
	素混凝土衬砌	钢筋混凝土衬砌
5 类	0.1	0.6
4 类	0.3	0.7
3 类	0.5	0.8
2 类	0.7	0.9
1 类	1.0	1.0

若 $x<2a'_s$，受压区的钢筋达不到其极限抗压强度设计值，近似取 $x=2a'_s$，此时受压区钢筋作用点与混凝土压力合力作用点相重合，计算图形如图 2 所示。

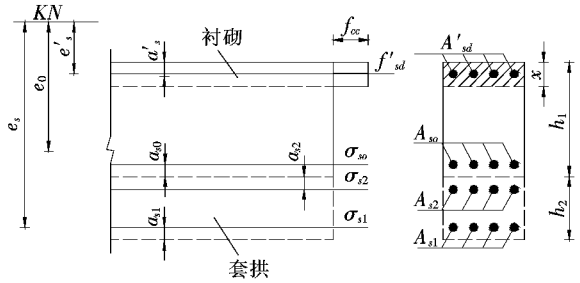

图 2 $x<2a'_s$ 时安全系数计算

由截面上所有力对原衬砌结构受压区钢筋作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KNe'_s=\alpha_1\sigma_{s0}A_{s0}(h_1-a_{s0}-a'_s)+\alpha_s\sigma_{s2}A_{s2}(h_1-a'_s+a_{s2})+\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1}(h-a_{s1}-a'_s) \tag{6}$$

其中：

$$e'_s=e_0-\frac{h}{2}+a'_s \tag{7}$$

联合式(1)、(6)可解得安全系数 K、受压区高度 x，将 x 代入式(3)，若 $|\sigma_{si}|>f_{sd}$，取 $|\sigma_{si}|=f_{sd}$，重新代入式(1)、(6)，计算 K、x。

套拱加固衬砌结构其他情况的安全系数推导过程与上述类似，此处不再详细论述，具体结果如下：

(1) 套拱(单层钢筋)加固素混凝土结构计算图示见图 3。

由水平方向合力为零，可得到：

$$KN=f_{cc}bx-\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1} \tag{8}$$

由截面上所有力对套拱中的钢筋作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KNe_s = f_{cc}bx\left(h-\frac{x}{2}-a_{s1}\right) \tag{9}$$

(2) 套拱(双层钢筋)加固素混凝土结构计算图见图 4。

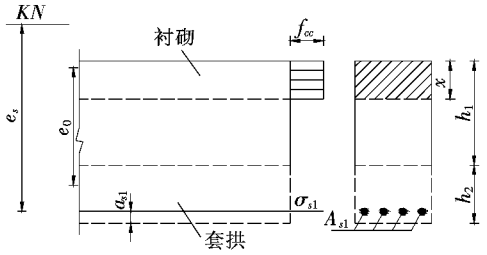

图 3　套拱(单层钢筋)加固素混凝土结构安全系数计算

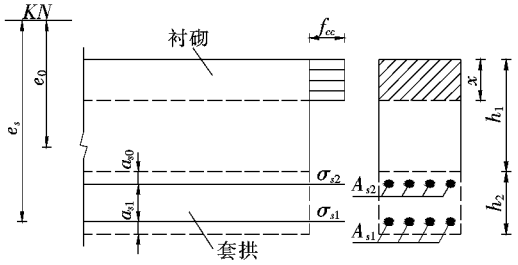

图 4　套拱(双层钢筋)加固素混凝土结构安全系数计算

由水平方向合力为零，可得到：

$$KN = f_{cc}bx-\alpha_s(\sigma_{s1}A_{s1}+\sigma_{s2}A_{s2}) \tag{10}$$

由截面上所有力对受压区混凝土合力作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KN\left(e_0-\frac{h}{2}+\frac{x}{2}\right)=\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1}\left(h-a_{s1}-\frac{x}{2}\right)+\alpha_s\sigma_{s2}A_{s2}\left(h_1+a_{s2}-\frac{x}{2}\right) \tag{11}$$

(3) 套拱(单层钢筋)加固钢筋混凝土结构($x>2a'_s$)计算图见图 5。

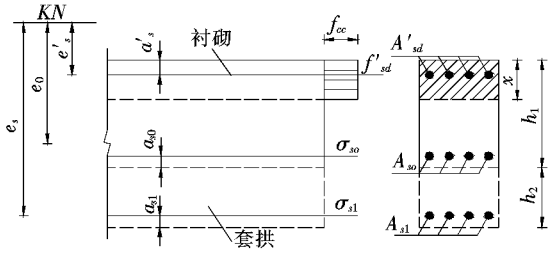

图 5　套拱(单层钢筋)加固钢筋混凝土结构($x>2a'_s$)安全系数计算

由水平方向合力为零，可得到：

$$KN = f_{cc}bx+\alpha_1 f'_{sd}A'_{sd}-\alpha_1\sigma_{so}A_{so}-\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1} \tag{12}$$

由截面上所有力对套拱外层钢筋(临空面)作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KNe_s = f_{cc}bx\left(h-a_{s1}-\frac{x}{2}\right)+\alpha_1 f'_{sd}A'_{sd}(h-a'_s-a_{s1})-\alpha_1\sigma_{so}A_{so}(h_2-a_{s1}+a_{so}) \tag{13}$$

(4) 套拱(单层钢筋)加固钢筋混凝土结构($x<2a'_s$)计算图见图 6。

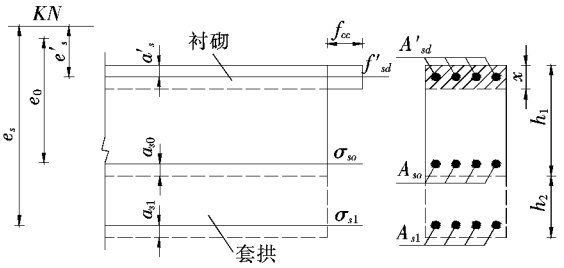

图 6　套拱(单层钢筋)加固钢筋混凝土结构($x<2a'_s$)安全系数计算

由水平方向合力为零，可得到：

$$KN = f_{cc}bx+\alpha_1 f'_{sd}A'_{sd}-\alpha_1\sigma_{so}A_{so}-\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1} \tag{14}$$

由截面上所有力对原衬砌结构受压区钢筋作用点的力矩之和为零，可得到：

$$KNe'_s=\alpha_1\sigma_{s0}A_{s0}(h_1-a_{s0}-a'_s)+\alpha_s\sigma_{s1}A_{s1}(h-a_{s1}-a'_s) \tag{15}$$

以上 4 种情况分别按其对应方程组计算安全系数 K、受压区高度 x，将 x 代入式(3)，若 $|\sigma_{si}|>f_{sd}$，取 $|\sigma_{si}|=f_{sd}$，重新代入对应公式，计算 K、x。

2　工程实例

2.1　工程概况

长安坝隧道位于陕西省石泉县境内，属二级公路上的双向两车道隧道。隧道全长 344 m，设计速度 40 km/h，净宽 10.5 m，净高 5.0 m，衬砌为 45 cm 素混凝土结构。2001 年 8 月建成通车。隧道穿越地层为强风化泥砂岩，遇水软化，岩石节理裂隙发育，有少量地下水。隧道最大埋深 40 m，进出口均存在大段落浅埋，且出口偏压较严重。

2.2　主要病害情况

(1) 衬砌结构

衬砌结构破损严重，存在衬砌开裂、剥落、背后缺陷等多种病害。裂缝主要以纵向裂缝、斜向裂缝为主，主要集中在边墙至拱腰部位，其中裂缝最长 67.5 m(贯穿 8 板衬砌)，最宽为 2.0 mm，衬砌裂缝有进一步发展趋势。衬砌表面存在多处剥落，其中最大剥落面

积达 4 m^2。衬砌背后存在较大面积空洞，总长度 48.2 m，脱空最大深度 0.18 m，最长 2 m。

(2) 渗漏水

衬砌渗漏水现象明显。隧道渗漏水病害均发生在衬砌边墙施工缝或纵向裂缝处，主要以表面浸渗为主，最大浸渗面积 1.5 m^2，局部段落为滴漏。

根据 JTG H12—2015《公路隧道养护技术规范》，对长安坝隧道当前技术状况进行评定，最终判定隧道技术状况为 4 类。

2.3 病害原因分析

(1) 衬砌裂损原因。拆模过早引起混凝土表面产生不同程度的裂缝；温度应力和混凝土浇筑温度过高，或水泥水化热过大，或混凝土厚度大且长度长时，衬砌浇注后易因降温和混凝土收缩而拉裂；早期支护设计理念和习惯的不同，支护参数偏弱，洞内外排水不畅，水压力使围岩压力变大，致使衬砌开裂。

(2) 渗漏水原因。围岩饱含裂隙水；施工过程中，导水管遭到破坏，失去其导流排水的作用；衬砌背后的防水板破损、施工缝止水带防护设施损坏、衬砌拱背排水不畅等施工缺陷导致的防排水系统局部作用失效；混凝土振捣不密实，产生大量孔眼；衬砌混凝土开裂导致的混凝土自防水功能缺失也是一个重要原因。

2.4 加固方案设计

由于长安坝隧道二次衬砌厚度较薄且为素混凝土衬砌，纵向、斜向裂缝分布较多且纵向裂缝连续贯穿多板衬砌，局部渗漏水严重，故对隧道进出口浅埋偏压范围采取全断面花管注浆加固围岩，然后全隧道施作 25 cm 厚套拱。套拱布置双层钢筋，主筋每延米 4 根，采用ϕ22HRB400 型号钢筋，主筋混凝土保护层厚度 5 cm，箍筋环向间距 25 cm。

2.5 加固安全验算

2.5.1 计算模型及参数

计算共分为两种工况。工况 1：70 cm 厚的衬砌结构；工况 2：25 cm 厚的衬砌结构。衬砌结构计算模型及荷载分布如图 7 所示。支护结构和围岩的物理力学参数根据现行规范选取，见表 2。取长安坝隧道Ⅴ级围岩最大埋深段进行验算，最大埋深为 40 m，荷载计算结果详见表 3。

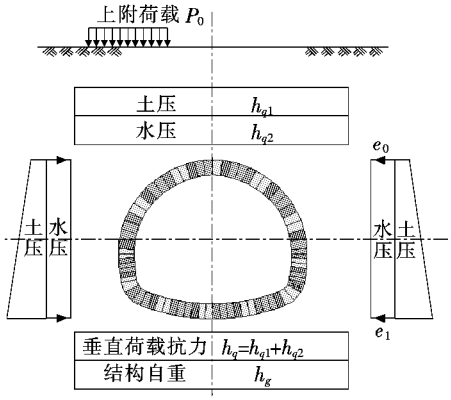

图 7 衬砌结构计算模型

表 2 物理力学参数

材料	重度/(kN·m^{-3})	弹性模量/GPa	泊松比	弹性抗力系数/(MPa·m^{-1})	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)
衬砌	25.0	29.5	0.20	—	—	—
围岩	18.5	1.3	0.39	150	0.12	45

表 3 荷载计算表

工况	竖向/(kN·m^{-2})			水平/(kN·m^{-2})	
	上侧载荷	结构自重	下侧载荷	上侧载荷	下侧载荷
工况 1	239.23	48.99	288.22	95.69	115.29
工况 2	239.23	19.72	258.95	95.69	103.58

2.5.2 计算结果分析

(1) 工况 1

图 8、9 为结构计算云图。由图 8、9 可知：套拱加固后的衬砌结构全部受压，结构所受最大轴力发生在拱脚处为 1 052.8 kN，最小轴力发生在拱顶处为 662.653 kN；套拱加固后的衬砌结构拱顶及拱脚弯矩较大，分别为189.047、172.330 kN·m。

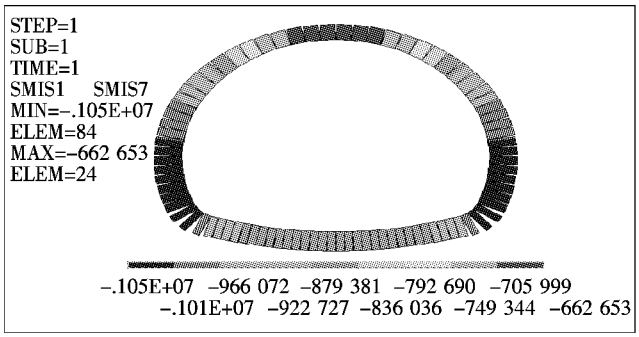

图 8 衬砌结构轴力(单位：N)(工况 1)

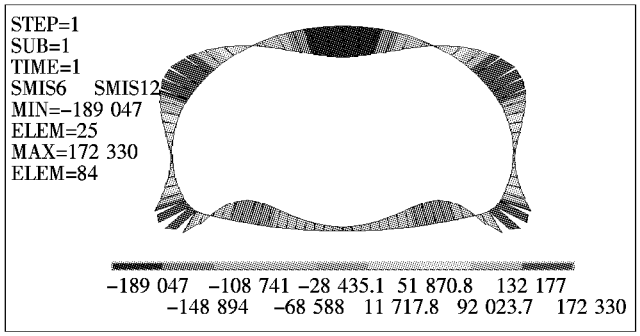

图 9　衬砌结构弯矩(单位：N·m)(工况 1)

(2) 工况 2

图 10、11 为结构计算云图。由图 10、11 可知：套拱结构全部受压，套拱所受最大轴力发生在拱脚处，为 1 327 kN，最小轴力发生在拱顶处，为970.443 kN；套拱拱顶及拱脚处弯矩较大，分别为 66.823、80.717 kN·m。

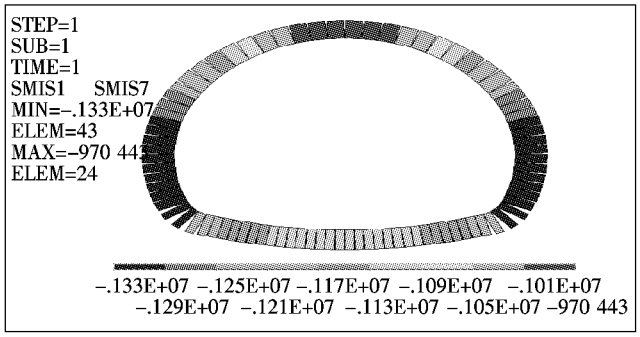

图 10　衬砌结构轴力(单位：N)(工况 2)

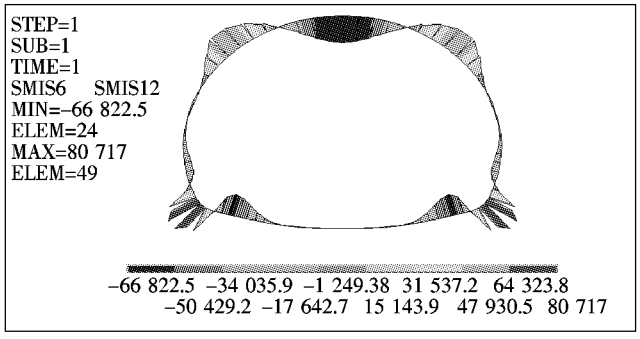

图 11　衬砌结构弯矩(单位：N·m)(工况 2)

2.5.3　安全系数验算

以上述两种工况 84 号拱脚单元为例(图 7)，工况 1 采用方法(1)、(2)分别计算衬砌结构的安全系数，工况 2 采用方法(3)计算衬砌结构的安全系数，其他单元计算方法相同。

工况 1：84 号拱脚单元弯矩 $M=172.330$ kN·m，轴力 $N=1\,052.8$ kN。

(1) 该文方法

由已知条件可得：

$h_1=450$ mm，$h_2=250$ mm，$a_{s1}=a_{s2}=50$ mm，$A_{s1}=A_{s2}=1\,520$ mm^2，$f_{co}=f_{cd}=19$ MPa，$\alpha_c=0.7$，$\alpha_s=0.9$，$\varepsilon_{cu}=0.003\,3$，$E_s=2.0\times10^5$ MPa。

长安坝隧道技术状况值评定为 4 类，查表 1 可得 $\alpha_1=0.3$，代入式(2)解得：

$$f_{cc}=\frac{\alpha_1 f_{co}h_1+\alpha_c f_{cd}h_2}{h_1+h_2}=8.414\ \text{MPa}$$

将上述条件代入式(10)、(11)解得(取实根)：

$K=3.51$，$x=418.52$ mm

将 x 代入式(3)，求得 $\sigma_{s1}=160.03$ MPa，$\sigma_{s2}=-29.21$ MPa，满足 $-f_{sd}\leqslant\sigma_{si}\leqslant f_{sd}$ 条件，可得 $K=3.51$。

(2) 将原衬砌结构和套拱简化为一整体素混凝土结构

根据 JTG D70－2004《公路隧道设计规范》规定，素混凝土偏心受压构件安全系数按式(16)计算。

$$K=N_{\text{极限}}/N\geqslant K_{\text{规范}} \tag{16}$$

当 $e_0\leqslant0.2h$ 时：

$$N_{\text{极限}}=\varphi\alpha R_a bh \tag{17}$$

当 $e_0>0.2h$ 时：

$$N_{\text{极限}}=\varphi\frac{1.75R_1bh}{\frac{6e_0}{h}-1} \tag{18}$$

84 号拱脚单元 $e_0=\dfrac{M}{N}=0.163>0.2h_0$，按抗拉强度计算，将已知条件代入式(16)、(18)解得：

$K=5.77$

工况 2：84 号拱脚单元弯矩 $M=80.708$ kN·m，轴力 $N=1\,307.3$ kN。

(3) 将原衬砌结构作为安全储备

根据 JTG D70－2004《公路隧道设计规范》，钢筋混凝土偏心受压构件安全系数按如下方法计算：

当 $x\leqslant0.55h_0$ 时，套拱为大偏心受压构件，其截面强度应按式(19)、(20)计算：

$$KN\leqslant R_w bx+R_g(A'_g-A_g) \tag{19}$$

$$R_g(A_g e\pm A'_g e')=R_w bx(h_0-a') \tag{20}$$

如计算中考虑受压钢筋时，应满足 $x>2a'_s$ 的要求，如不满足则应按式(21)计算：

$$KNe'\leqslant R_g A_g(h_0-a') \tag{21}$$

当 $x>0.55h_0$ 时，套拱为小偏心受压构件，其截面强度应按式(22)计算：

$$KNe \leqslant 0.5R_a bh_0^2 + R_g A'_g(h_0 - a') \quad (22)$$

84 号拱脚单元 $e_0 = \frac{M}{N} = 0.061\ 7$ m

首先假设套拱为大偏心受压构件，由已知条件可得：

$R_w = 24.2$ MPa，$R_g = 330$ MPa，$b = 1\ 000$ mm，$A_g = A'_g = 1\ 520$ mm^2，$h_0 = 200$ mm，$a' = 50$ mm。

将上述已知条件代入式(19)、(20)解得(取正解)：

$K = 3.04$，$x = 164.42 > 0.55h_0 = 110$ mm

此构件为小偏心受压构件，将已知数据重新代入式(22)解得：

$K = 2.55$

综上，最终解得 84 号拱脚单元安全系数 $K = 2.55$。

其他单元安全系数计算结果详见图 12。

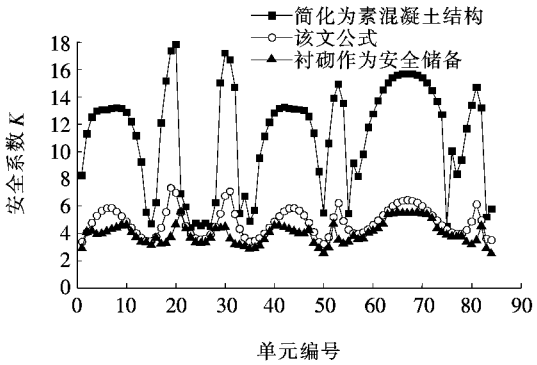

图 12 安全系数分布图

由图 12 中 3 条曲线对比发现，将套拱和原衬砌结构简化为一整体素混凝土结构时安全系数最大，但衬砌结构已存在一定程度的病害，不可能提供全部的承载力，此方法风险较大。将原衬砌结构作为安全储备时安全系数最小，然而衬砌结构虽存在病害但仍有较大的剩余承载力，设计过程中将其完全忽略不计，安全系数有可能不满足要求，设计者会通过增大套拱的厚度或增加配筋量来提高安全系数，浪费材料，经济性较差。该文推导的公式，安全系数处于上述两者之间，计算过程中根据隧道技术状况对原衬砌结构的承载力进行相应的折减，同时考虑到新增套拱承载力的利用系数，更符合套拱加固隧道后的实际受力情况，计算结果相对更加客观、合理。

3 结论

(1) 推导得出套拱(单层钢筋、双层钢筋)加固衬砌结构(素混凝土、钢筋混凝土)4 种情况的安全系数。由于计算过程中考虑病害隧道原衬砌结构承载力的折损情况以及套拱承载力的利用系数，更符合套拱加固隧道后的实际受力情况，计算结果更加客观、合理。

(2) 将套拱与原衬砌结构简化为一整体的素混凝土结构，安全系数偏大，存在一定的风险；将原衬砌结构作为安全储备，不考虑其剩余承载力，安全系数有可能不满足要求，设计者会通过增大套拱的厚度或增加配筋量来提高安全系数，浪费材料，经济性较差。

(3) 长安坝隧道病害状况较为严重，技术状况值评定为 4 类；采用 25 cm 套拱(双层钢筋)加固后，安全系数大于规范要求值，加固后隧道处于安全状态。

参考文献：

[1] 徐林生.隧道工程衬砌结构补强加固技术研究[J].中外公路，2017(5).

[2] 徐林生，陈扬勇，王知远，等.公路隧道路面工程病害实用处治技术研究[J].中外公路，2016(6).

[3] Asakura T，Kojima Y.Tunnel Maintenance in Japan[J].Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research，2003，18(2)：161－169.

[4] Sahranavard H，Aghanoori R.Use of New Technology in Repair and Renovation of Haji Abad Tunnel[J].Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research，2006，21(3).

[5] Pintado X，Barragán B E.Homogeneity of Self－Compacting Concretes Used in Tunnel Strengthening－A Case Study[J].Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research，2009，24(6)：647－653.

[6] 秦洲，田正，刘燕鹏.六盘山隧道维修加固方案研究[J].筑路机械与施工机械化，2017(5).

[7] Empel W，Sip J W，Haring F P.Design of Repair Measures of a Damaged Shield Driven Tunnel[J].Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research，2006，21(3)：338－339.

[8] Gisler F，Ramoni M，Kubler，P.Swiss Motorway N06－repair of the Allmend Tunnel[C].Switzerland：World Tunnel Congress，2013：536－543

[9] Türkmen S.Water Leakage from the Power Tunnel of Gezende Dam，Southern Turkey：A Case Study[J].Environmental Earth Sciences，2010，61(2)：419－427.

[10] 刘学增，桑运龙，包浩杉.叠合式套拱加固带裂缝隧道衬砌受力机理分析[J].土木工程学报，2013(10).

[11] 刘学增，刘文艺，桑运龙，等.叠合式套拱加固带裂损衬砌的破坏机制研究[J].岩石力学与工程学报，2015(s2).

DOI:10.14048/j.issn.1671－2579.2019.03.040

某软岩隧道变形规律和二衬最佳支护时机选择研究

李贤[1]，蔡林真[2]
（1.云南省交通规划设计研究院有限公司，云南 昆明 650051；2.云南公路工程检测有限公司）

摘要：中和村隧道工程地质情况复杂，施工难度大，围岩级别为Ⅴ级，以全～强风化泥岩为主，隧道周边岩体自稳能力弱，需提前施作超前支护，初期支护须及时支护，以免产生过大的塑性变形，从而影响二次衬砌的正常施工，甚至出现工程事故。大变形软岩隧道的围岩变形规律与普通硬岩隧道的变形规律大不相同，而在变形－空间－时间效应复杂多变的情况下，隧道二次衬砌最佳支护时机的选择非常重要。该文通过对围岩蠕变特性的理论－位移公式计算和现场监控量测数据的回归分析，得出了该隧道围岩变形规律和二次衬砌最佳支护时机的参考范围。

关键词：大断面软岩隧道；围岩蠕变；监控量测；支护时机

相较硬岩隧道围岩－支护体系，软岩隧道的支护－围岩系统的服役性能变化规则更加复杂，这种特性在大断面－软岩隧道中更加明显。隧道二次衬砌最佳支护时机选取更为重要。

孙钧等学者于20世纪末通过大量试验推导出了剪切应变控制理论，并得到最佳支护时机选取的试验公式；KAISER P K等运用试验方法对隧道施工各个过程中围岩应力、变形及衬砌内部应力－形变的时间－空间变化规则进行研究，结果表明部分岩性及支护具有流变特性；岩石流变性是岩石较为重要的力学特性之一，对岩体应力－应变特点的时间－空间效应有重大影响，而工程的失稳或破坏往往是有时间过程的；王中文等利用围岩变形现场监测数据，结合回归分析，得出了不同围岩情况的流变特征参数，给出了不同初期支护强度和不同断面尺寸隧道的二次衬砌合理支护时机；周勇等为了得出考虑围岩流变特性情形下的二次衬砌的最优支护时机，率先给出了考虑岩石流变特征的衬砌应力、应变及围岩的位移－时间－空间规律，并在此基础上给出了特定条件下的隧道二次衬砌最佳支护时机的计算方法，并对变形监测实测值和数值计算值进行了较为全面的对比。研究大断面大变形软岩隧道的二次衬砌支护时机具有重大的现实意义，但由于隧道工程地质条件的复杂性和隐蔽性，二次衬砌最佳支护时机的选取仍然是工程界的重点和难点。

针对这一工程难点问题，该文以某泥岩大断面隧道为工程背景，针对软弱泥岩大断面隧道的二次衬砌支护时机进行研究。通过考虑岩体蠕变特性的理论计算和现场围岩形变的监控量测数据的回归分析，辅以公路隧道相关规范得出该隧道的围岩变形规律和确定二次衬砌的最佳支护时机。

1 工程概况

该隧道右幅起迄里程：K0＋755～K1＋775，隧道总长1 020 m；全隧道位于直线上；隧道的最大埋深约132.6 m。该隧道左幅起迄里程：ZK0＋740～ZK1＋

[12] 刘学增，王煦霖，何本国.隧道不同损伤衬砌套拱加固对比试验研究[J].中南大学学报：自然科学版，2015(12).
[13] 何川，唐志成，汪波，等.内表面补强对缺陷病害隧道结构承载力影响的模型试验研究[J].岩土力学，2009(2).
[14] 何川，李祖伟，余健，等.组合补强对缺陷病害隧道结构承载力影响的室内模型试验研究[J].公路，2007(3).
[15] 俞文生，桑运龙.叠合式套拱加固带裂缝衬砌的变形规律试验研究[J].现代隧道技术，2014(6).
[16] 俞文生，桑运龙.分离式套拱加固带裂缝衬砌的变形规律试验研究[J].现代隧道技术，2014(4).
[17] GB 50367－2013 混凝土结构加固设计规范[S].
[18] JTG H12－2015 公路隧道养护技术规范[S].
[19] JTG D70－2004 公路隧道设计规范[S].

收稿日期：2018－09－08
作者简介：李贤，男，高级工程师.E－mail:51909458@qq.com