文章编号:1673-9469(2023)04-0074-08 DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.04.011

公路隧道正交下穿边坡与软弱夹层围岩稳定性分析

陈家征[1,2],李 忠[1,2*],韩 炀[1,2]

(1.石家庄铁道大学 土木工程学院,河北 石家庄 050043;
2.石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室,河北 石家庄 050043)

摘要:为分析山岭地区公路隧道-正交体系下,围岩内含软弱夹层导致施工过程易发生衬砌变形开裂甚至隧道塌方等问题,以某隧道边坡拟扩建公路为工程背景,基于抗拉剪强度折减法理论,采用FLAC^{3D}有限差分软件,研究不同边坡坡度和隧道埋深对该隧道-边坡围岩稳定性和安全系数的变化规律。结果表明:随着边坡坡度的不断增大,围岩最大剪切应变数值和分布范围逐渐增大,塑性区范围不断增大,围岩稳定性安全系数不断减小。随着隧道埋深的增大,围岩最大剪切应变数值先增大再减小后增大,但剪切应变范围不断增大,塑性区范围不断增大,围岩稳定性安全系数呈现先减小再增大。当无软弱夹层时计算的安全系数最大,当存在软弱夹层时,采用非同步折减法理论计算的安全系数比同步折减法较高。

关键词:抗拉剪强度折减法;边坡坡度;隧道埋深;围岩稳定性;安全系数

中图分类号:U418.5 **文献标识码**:A

Stability Analysis of Orthogonal Underpass Slope and Soft Interlayer Surrounding Rock of Highway Tunnels

CHEN Jiazheng[1,2], LI Zhong[1,2*], HAN Yang[1,2]

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China;
2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China)

Abstract: In order to analyze the problems of lining deformation, cracking, and even tunnel collapse caused by the presence of weak interlayers in the surrounding rock of highway tunnels in mountainous areas under the orthogonal system, based on the theory of tensile shear strength reduction method and FLAC3D finite difference software, this paper takes the planned expansion of a certain tunnel slope as the engineering background, and studies the changes in the stability and safety coefficient of the tunnel slope surrounding rock with different slope slopes and tunnel burial depths. The results indicate that as the slope gradient continues to increase, the maximum shear strain value and distribution range of the surrounding rock gradually increase, the plastic zone range continues to increase, and the safety factor of the surrounding rock stability continues to decrease. As the depth of the tunnel increases, the maximum shear strain value of the surrounding rock first increases, then decreases, and finally increases. However, the ranges of the shear strain and plastic zone continues to increase, and the safety factor of the surrounding rock stability shows a first decrease and then increase. When there is no weak interlayer, the maximum safety factor is calculated. When there is a weak interlayer, the safety factor calculated using the asynchronous reduction method is higher than that using the synchronous reduction method.

收稿日期:2023-03-17
基金项目:国家重点研发计划资助项目(2021YFB2301803)
作者简介:陈家征(1998-),男,安徽芜湖人,硕士,从事地质灾害超前预报及隧道地下工程方向的研究。
*通讯作者:李忠(1968-),男,河北石家庄人,博士,教授,从事地质灾害超前预报及隧道地下工程方向的研究。

Key words: tensile shear strength reduction method; slope gradient; tunnel buried depth; stability of surrounding rock; safety factor

近年来,随着我国隧道建设的蓬勃发展,大量公路隧道在山岭地区修建,但由于山岭地区地形地质条件复杂且受路线限制,隧道施工过程中,往往会正交下穿边坡,使得隧道-边坡结构形成同一整体,导致受力和破坏模式较为复杂[1-3],因此分析隧道-边坡正交体系下的围岩稳定性是隧道安全施工建设亟待解决的问题[4-5]。

目前为止,已有众多专家学者对边坡稳定性方面做了相关研究。曹雪等[6-7]将利用有限元强度折减法,将岩土体强度参数黏聚力和内摩擦角不断折减,得出边坡稳定安全系数,并显示坡体实际滑动面。李志佳等[8]使用强度折减法研究不同边坡角度、边坡高度等因素对土质边坡稳定性的影响,并采用灰色关联度理论对各因素进行敏感性分析。靳晓光等[9]对岩土材料在不同应力情况下的破坏特征进行分析,指出岩土结构强度指标应包括黏聚力、内摩擦角和抗拉强度,并通过算例模型验证理论的正确性。袁维等[10]提出一种考虑变形和强度参数协调折减方案,并探讨弹性模量、泊松比和抗拉强度对塑性区和安全系数的影响。蔡元成等[11-13]依托某隧道,研究边坡角度、土体含水率等因素对边坡稳定性的影响,并对不同支护措施及其参数下的边坡加固技术效果进行评价,以监测数据验证其有效性。

从上述研究来看,目前针对边坡稳定性和支护措施的研究成果极为丰富。但关于隧道正交下穿边坡与软弱夹层的围岩稳定性研究较少,同时针对隧道-边坡的安全系数求解大多采用的是抗拉剪强度非同步折减法,过高的估算围岩材料的抗拉强度值,使得安全系数偏大,因此有必要应用现有的抗拉剪强度同步折减法理论,研究隧道正交下穿边坡与软弱夹层的围岩稳定性,给类似工程提供参考借鉴价值。

1　抗拉剪强度折减法原理

1.1　抗拉剪强度非同步折减法

在常规三轴试验下,岩土体的脆性破坏只有剪切破坏,在受压时也往往受剪破坏。但当有拉应力时,当某一节点的最大拉应力超过岩土体抗拉强度时,则同样会破坏。因此岩土体材料具有剪切、张拉破坏特征,在受压时由抗剪强度决定其是否破坏,受拉时则由抗拉强度决定其是否破坏。

目前大多采用的强度折减法,仅对 M-C 屈服准则中的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 折减。当 $\sigma_1=\sigma_2=0,\sigma_3=-\sigma_t$ 时,可以得到 σ_t。

$$\sigma_t=\frac{2c}{\tan\varphi+\sqrt{1+\tan^2\varphi}} \tag{1}$$

式中,c—黏聚力,Pa;φ—内摩擦角,(°);σ_t—岩土体材料单轴抗拉强度,Pa。

将抗剪强度中内摩擦角 φ 进行折减,则得到 σ'_t。

$$\tan\varphi'=\frac{\tan\varphi}{F} \tag{2}$$

$$\sigma'_t=\frac{2c}{\tan\varphi+\sqrt{F^2+\tan^2\varphi}} \tag{3}$$

$$F_t=\frac{\sigma'_t}{\sigma_t}=\frac{\tan\varphi+\sqrt{F^2+\tan^2\varphi}}{\tan\varphi+\sqrt{1+\tan^2\varphi}} \tag{4}$$

式中,σ'_t—折减后的岩土体材料单轴抗拉强度,Pa;φ'—折减后的内摩擦角,(°);F—抗剪强度折减系数;F_t—抗剪强度折减前后对应单轴抗拉强度比值。

由式(4)可知,在抗剪强度指标 c、φ 折减过程中,抗拉强度 σ_t 并未同等减少。例如:当 $\varphi=45°$ 的岩土体材料,当 $F=10$,$F_t=4.58$,说明当抗剪强度折减为原来的 1/10 时,单轴抗拉强度仅减少为原来的 1/4.58。因此在原来的强度折减法中过高地估算了岩土体材料的抗拉性能,导致计算的安全系数偏大,不利于为隧道施工和支护设计提供参考。

而当岩土体材料处于三轴受力时,极限强度 σ''_t 为

$$\sigma''_t=-\frac{c}{\tan\varphi}=-\frac{\frac{c}{F}}{\frac{\tan\varphi}{F}}=\sigma''_t \tag{5}$$

由式(5)可知,在抗剪强度指标 c、φ 折减过程中,三轴抗拉强度 σ''_t 根本不受折减系数的影响,折减前后数值完全相同,同时这也是对 σ''_t 过高的估算,从而导致计算的安全系数偏大的原因,其不利于为隧道施工和支护设计提供参考。

1.2 抗拉剪强度同步折减法

由于岩土体的抗拉强度较低,一般为抗压强度的1/10。而在M-C屈服准则下的强度折减法确定的岩土体抗拉强度不符合实际情况,因此提出增加抗拉强度指标 T 对M-C屈服准则进行拉伸截断,而基于拉伸截断的M-C屈服准则提出的强度折减法,称其为抗拉剪强度同步折减法,通过该方法计算得到岩土体结构安全系数表示结构强度储备大小。

安全系数即强度储备,岩土体材料强度包括抗拉强度和抗剪强度,因此在强度折减时应将抗拉和抗剪强度指标同时同步进行折减。

$$c' = \frac{c}{F} \tag{6}$$

$$\tan\varphi' = \frac{\tan\varphi}{F} \tag{7}$$

$$T' = \frac{T}{F} \tag{8}$$

式中,c'—折减后的黏聚力,Pa;φ'—折减后的内摩擦角,(°);T—抗拉强度,Pa;T'—折减后的抗拉强度,Pa。

1.3 围岩稳定性分析指标

1.3.1 围岩最大剪应变增量判据

围岩最大剪应变增量是现在围岩稳定性判定最常用的研究手段,其主要通过建立数值模型,在模拟隧道开挖后,查看其最大剪应变增量云图,运用云图来对围岩稳定性进行分析。其具体的判别原则是观察云图中围岩剪切应变的大小,剪切应变数值越大,则表示围岩受剪切破坏的风险也越大,进而围岩稳定性越差,同时从云图中可以看出围岩最易受到剪切破坏的位置。

1.3.2 围岩塑性区判据

围岩塑性区是围岩稳定性的重要分析指标之一,其分布范围和发展趋势是判断围岩是否会进一步破坏的重要依据。围岩塑性区判据是在岩体强度判据的基础上发展而来。因隧道开挖不可避免造成围岩应力集中,当剪应力超过岩土体抗剪强度后,隧道周围会出现破坏区。即当某一测点的岩土体受到隧道开挖的影响而屈服时,说明此时该测点的应力状态已从弹性状态转变为塑性状态。因此常用塑性区大小来判断隧道围岩稳定性。一般而言,围岩的强度越大,开挖过程中产生的塑性区越小,相反围岩的强度越小,开挖过程中产生的塑性区越大,同时在隧道开挖过程中塑性区变化可在一定程度上反映围岩失稳的演化过程。

2 工程地质概况及计算模型

2.1 工程地质概况

依托某隧道边坡拟扩建公路工程,隧道设计为单洞双车道双向行驶,地表倾角为30°~65°,上覆土层厚度较浅。隧道洞口段的中风化泥岩中节理裂隙呈微张状,发育较为严重,洞身段为强风化泥岩,围岩稳定性较差,属于Ⅳ级围岩。综合判断确定隧道围岩等级为Ⅴ级,隧道出露段由土层全部覆盖,边坡安全等级属于一级。经钻孔地质勘查可知,拟扩建公路隧道边坡一旦施工开挖后,在隧道拱顶处将会形成临空面,边坡存在滑塌的风险较大,影响边坡整体稳定性。

2.2 基本假设

(1)围岩为各向同性、连续、均匀介质,采用M-C弹塑性本构模型;(2)因隧道浅埋,围岩初始应力场仅考虑自重应力;(3)不考虑地下水对围岩和支护结构的影响。

2.3 模型建立

采用FLAC^{3D}有限差分软件,建立三维数值模型,基于圣维南原理[14],模型左右边界取3~5倍洞径,为98 m,模型上边界取至地表面,下边界取4倍洞径,为81 m,纵向开挖长度为5 m,如图1所示。隧道断面尺寸按照标准的公路双车道隧道轮廓尺寸选取,隧道宽12.84 m,高10.27 m,如图2所示。模型除表面外,左右、前后侧均施加水平约束,底部施加法向约束。

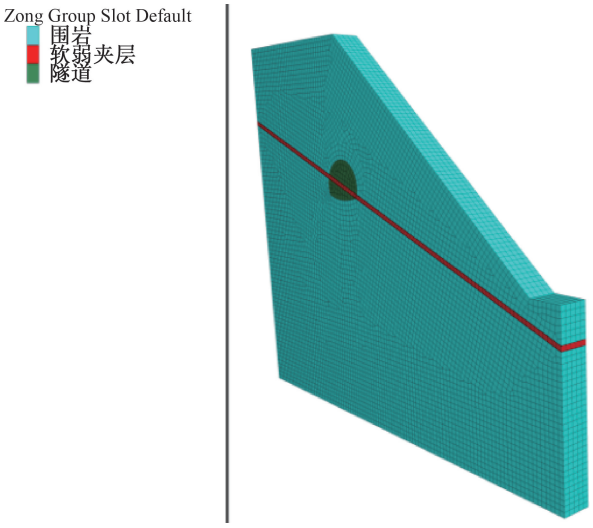

图1 二维模型示意图

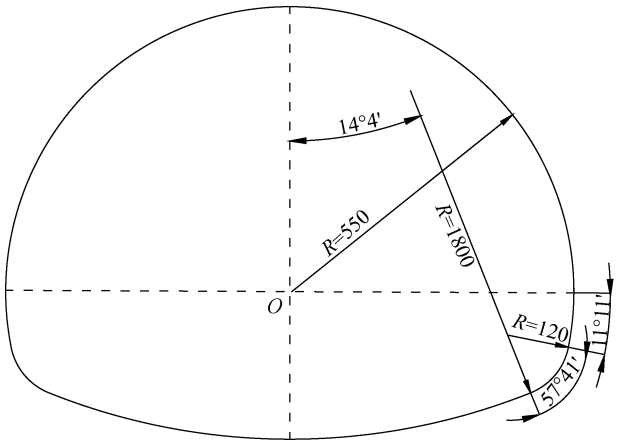

图 2 隧道断面尺寸图(单位:mm)

Fig. 2　Section size of tunnel(unit:mm)

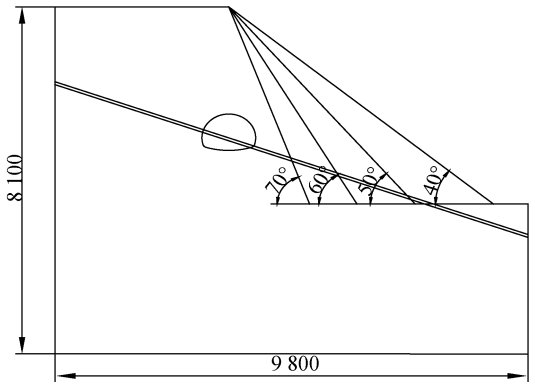

图 3 不同边坡坡度计算模型(单位:cm)

Fig. 3 Calculation models for different slope gradients (unit: cm)

2.4　参数选取

根据《公路隧道设计规范》[15],结合室内模型试验,得到围岩和支护结构物理力学参数,见表 1。

3　结果分析

3.1　不同边坡坡度的影响

在隧道-边坡正交体系工程设计中,边坡坡度的大小与地质和水文状况、路基填料、坡体高度等影响因素有关。但是目前针对隧道-边坡正交体系的研究中,关于边坡坡度对隧道稳定性的影响较少,特别是当围岩中存在软弱夹层的情况,至今尚不明确不同边坡坡度下的隧道-边坡正交体系的受力特性,以至于仅依据工程类比法进行设计,缺乏理论基础研究。

因此,针对不同边坡坡度下的隧道-边坡正交体系围岩稳定性变化规律进行分析。设置边坡坡度分别为 40°、50°、60°、70°共四个工况组。各工况下隧道-边坡的相对位置关系如图 3 所示。

3.1.1　最大剪切应变增量分析

从图 4(a)—(d)可知,随着边坡坡度的不断增大,围岩最大剪切应变值不断增加,从 2.468 1 增加至 4.979 6,增加了 2.511 5。同时随着边坡坡度的不同,围岩最大剪切应变范围有所差别。当边坡坡度为 40°~50°时,在软弱夹层与边坡坡脚相交处存在剪切应变,且沿着软弱夹层方向不断延伸至隧道右拱脚,隧道左右拱肩处也出现大范围剪切应变并不断向地表面和边坡坡面延伸直至贯通。当边坡坡度为 60°~70°时,因隧道右侧与边坡的距离逐渐减小,使得隧道右拱肩和右拱脚处出现大范围的剪切应变并逐渐向边坡坡面延伸直至贯通,隧道左拱肩的剪切应变逐渐向地表面延伸,但并未贯通。说明随着边坡坡度的不断增加,最大剪切应变延伸贯通的范围不同,因此针对具体工程中的边坡坡度,应对隧道和边坡不同位置采取支护措施,保证围岩稳定性。

3.1.2　塑性区分析

从图 5(a)—(d)可知,当边坡坡度为 40°时,塑性区在隧道右侧大范围集中分布,从隧道右拱肩向边坡坡面延伸直至贯通,从隧道右拱脚沿着软弱夹层向边坡坡脚延伸直至贯通形成破坏区。隧道左侧塑性区主要集中在隧道肩处,并逐渐向地表面延伸直至贯通。当边坡坡度为 50°~70°时,塑性区以软弱夹层为分界线,集中分布在其上部,从隧道右侧向边坡坡面延伸,直至全部贯通,从隧道左拱肩延伸贯通至地表面。因此当隧道-边坡为正交体系且与软弱夹层相交时,应着重注意隧道与软弱夹层相交的上部,及时加强监测和支护。

表 1 围岩材料参数表

Tab. 1 Table of material parameters of surrounding rock

材料	密度/(kg·m^{-3})	弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	抗拉强度/kPa
风化泥岩	2 100	0.4	0.32	200	34	0.78
软弱夹层	1 800	0.2	0.36	10	37	0.02
喷射混凝土	2 300	20.3	—	—	—	—

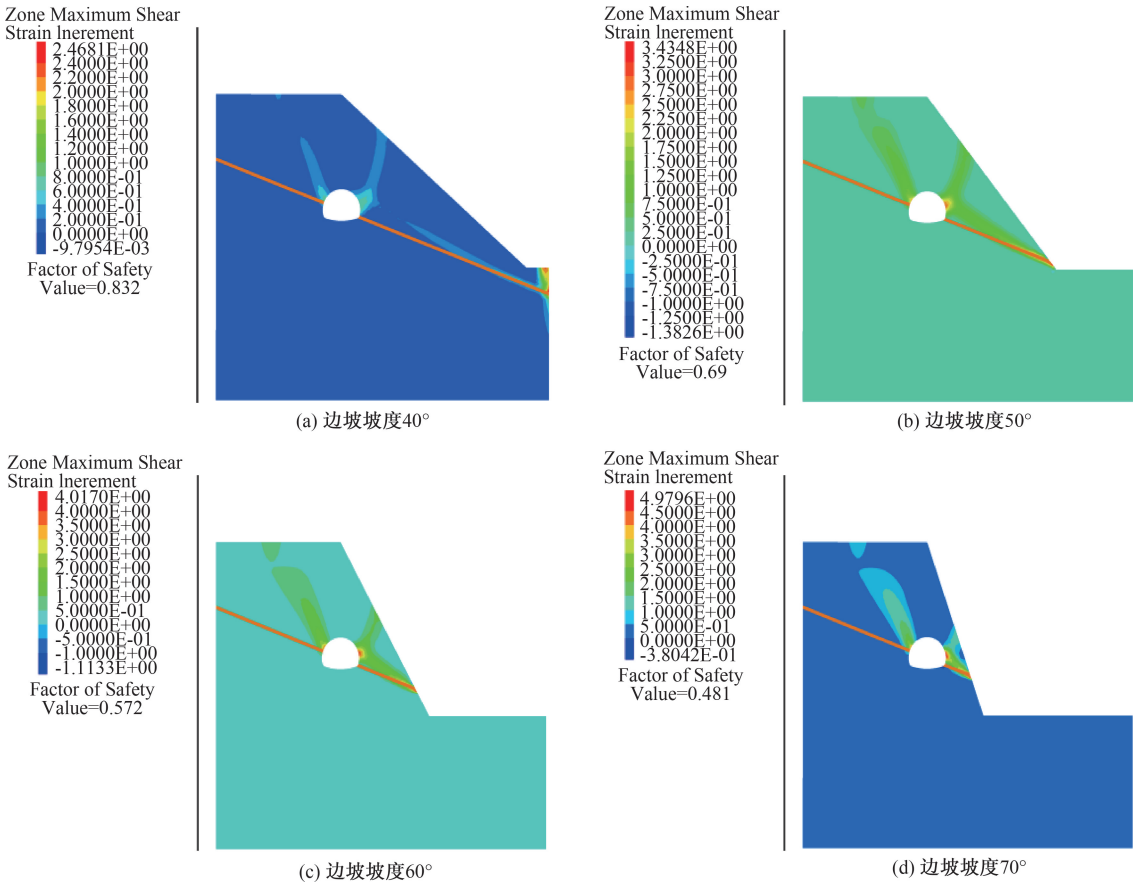

图 4 不同边坡坡度下围岩剪切应变增量云图

Fig. 4 Cloud diagram of shear strain increment of surrounding rock under different slope gradients

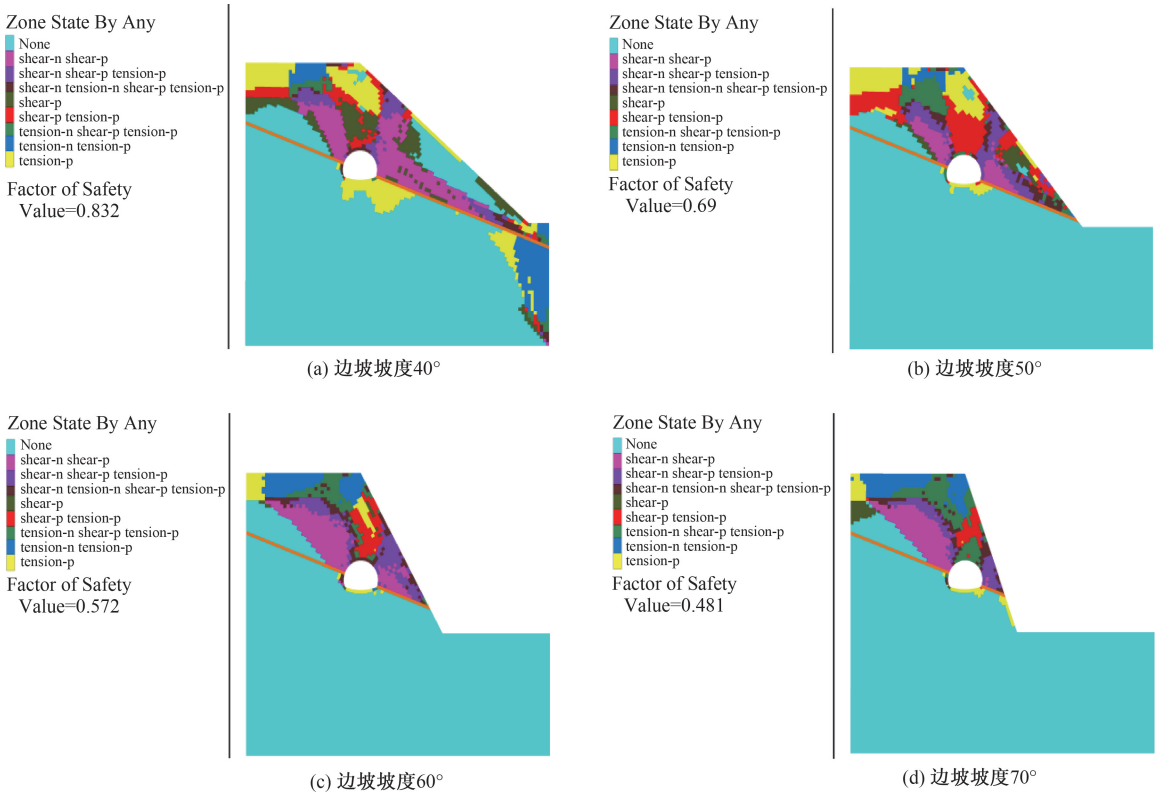

图 5 不同边坡坡度下围岩塑性区云图

Fig. 5 Cloud diagram of plastic zone of surrounding rock under different slope gradients

表 2 不同边坡坡度隧道-边坡围岩稳定性安全系数表

Tab. 2 Table of Safety factors for stability of tunnel-slope surrounding rock with different slope gradients

	边坡坡度/(°)			
	40	50	60	70
无软弱夹层、同步折减法下安全系数	1. 226	1. 014	0. 956	0. 843
软弱夹层、非同步折减法下安全系数	0. 876	0. 724	0. 621	0. 524
软弱夹层、同步折减法下安全系数	0. 832	0. 69	0. 572	0. 481

从表 2 可知,随着边坡坡度的增大,无论是否存在软弱夹层、采用何种理论计算,隧道-边坡正交体系下围岩稳定性安全系数均不断减小,因此边坡坡度的变化对围岩稳定性的影响较大,更应深入研究。研究不同情况下的安全系数可以发现,在无软弱夹层时采用同步折减法理论计算安全系数最大,当存在软弱夹层时不论采用何种理论计算,得到的安全系数均较小,说明软弱夹层对围岩稳定性的影响较大,应着重关注。存在软弱夹层时,采用非同步折减法理论计算的安全系数比同步折减法高,主要因为同步折减法理论将抗拉强度与抗剪强度同步折减,而非同步折减法中抗拉强度折减较小,导致过高地估算岩土体材料的抗拉性能,使得计算的安全系数偏大。

3. 2　不同隧道埋深的影响

因不同隧道埋深会使得隧道位于边坡内不同位置,同时不同覆盖层厚度会使得隧道穿越软弱夹层位置不同,对隧道-边坡围岩稳定性造成不同影响。所以针对不同隧道埋深下的隧道-边坡围岩稳定性进行分析。设置隧道埋深分别为 15、20、25、30 m 共四个工况组。各工况下隧道-边坡的相对位置关系如图 6 所示。

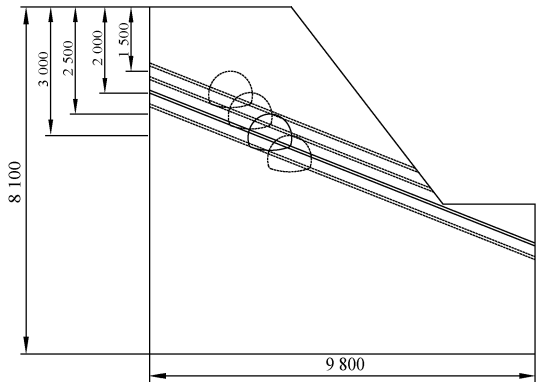

图 6 不同隧道埋深计算模型(单位:cm)

Fig. 6 Calculation models for different tunnel burial depths (unit: cm)

3. 2. 1　最大剪切应变增量分析

从图 7(a)—(d)可知,随着隧道埋深的逐渐增大,最大剪切应变增量呈现先增大再减小后增大的变化趋势,当隧道埋深从 15 m 增加到 20 m 时,剪切应变从 0. 893 4 增加至 2. 667,当隧道埋深从 25 m 增加到 30 m 时,剪切应变从 1. 331 8 增加至 1. 866 0。当隧道埋深为 15~20 m 时,软弱夹层与边坡坡面相交,剪切应变在相交处集中分布并沿着软弱夹层向隧道右拱脚延伸直至贯通,在隧道左右拱肩处集中分布剪切应变并逐渐向地表面延伸。当隧道埋深为 20~25 m 时,软弱夹层与边坡右坡面相交,位于边坡坡脚以下时,剪切应变在边坡坡脚处集中分布并逐渐延伸至隧道右拱脚处贯通,同时在隧道右拱肩和左拱肩处出现大范围的剪切应变,并逐渐延伸至边坡坡面和地表面直至贯通。说明随着隧道埋深的逐渐增大,剪切应变增量分布范围逐渐扩大,同时当隧道埋深增加到一定值且软弱夹层的位置在边坡坡脚以下时,剪切应变直接在边坡坡脚处集中分布,并延伸至隧道右拱脚形成潜在滑移面,因此针对不同隧道埋深、不同软弱夹层与边坡相交的位置,应采取不同的支护措施,以控制围岩稳定。

3. 2. 2　塑性区分析

从图 8(a)—(d)可知,随着隧道埋深的不断增加,塑性区范围基本集中分布在隧道与软弱夹层相交的上部。当隧道埋深为 15~20 m 时,在隧道右侧,塑性区从右拱脚处向软弱夹层与边坡坡面相交处延伸直至贯通,从左右拱肩处向地表面和边坡坡面延伸直至贯通。当隧道埋深为 25~30 m 时,虽然此时软弱夹层与边坡最右侧坡面相交,位于边坡坡脚以下,但塑性区基本从边坡坡脚处延伸至隧道右侧,在隧道周边大范围贯通,同时从隧道拱肩和左拱肩处贯通至地表面。随着隧道埋深的不断增大,围岩塑性区体积不断增大,主要是因为埋深越大隧道上覆土越厚,重力作用增加。

从表 3 可知,随着隧道埋深的不断增大,边坡无论是否存在软弱夹层、采用何种理论计算,隧道-边坡正交体系下围岩稳定性安全系数均先减小再增大,但隧道埋深对围岩稳定性安全系数

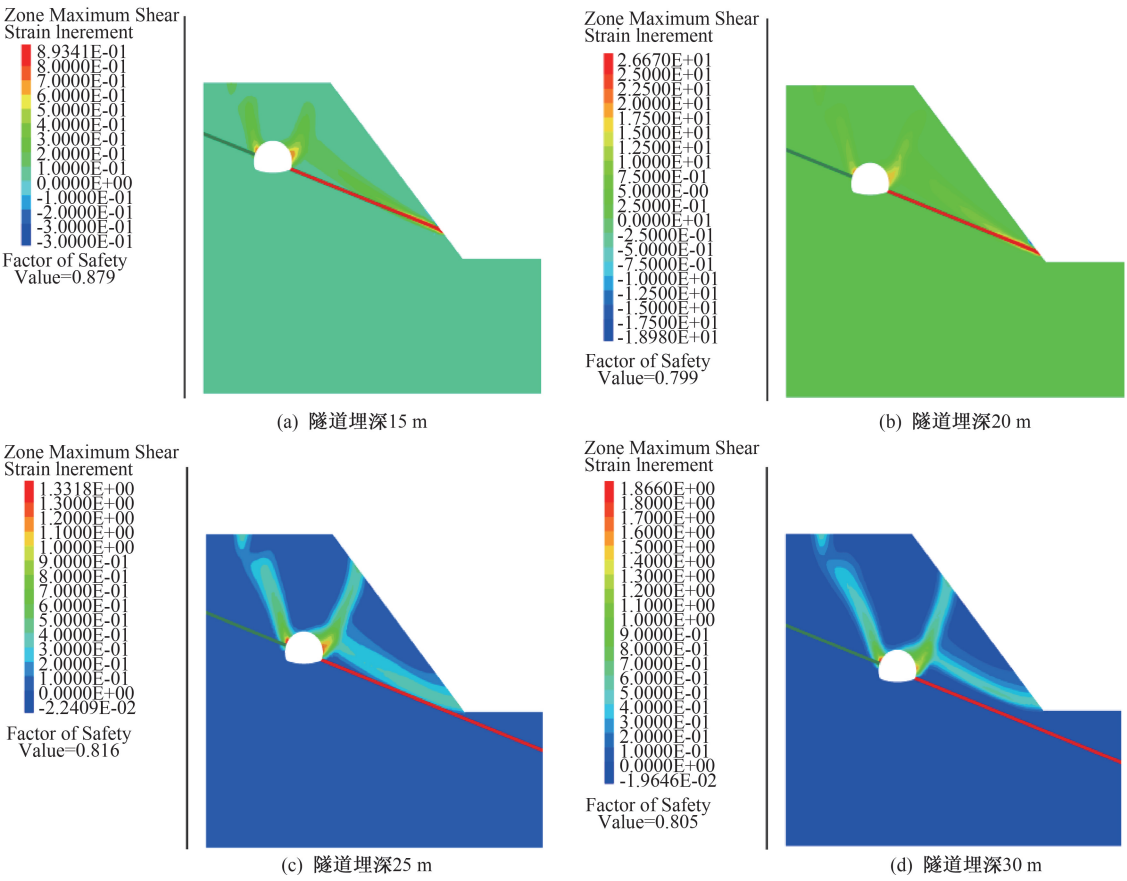

图 7 不同隧道埋深下围岩剪切应变增量云图

Fig. 7 Cloud diagram of shear strain increment of surrounding rock under different tunnel depths

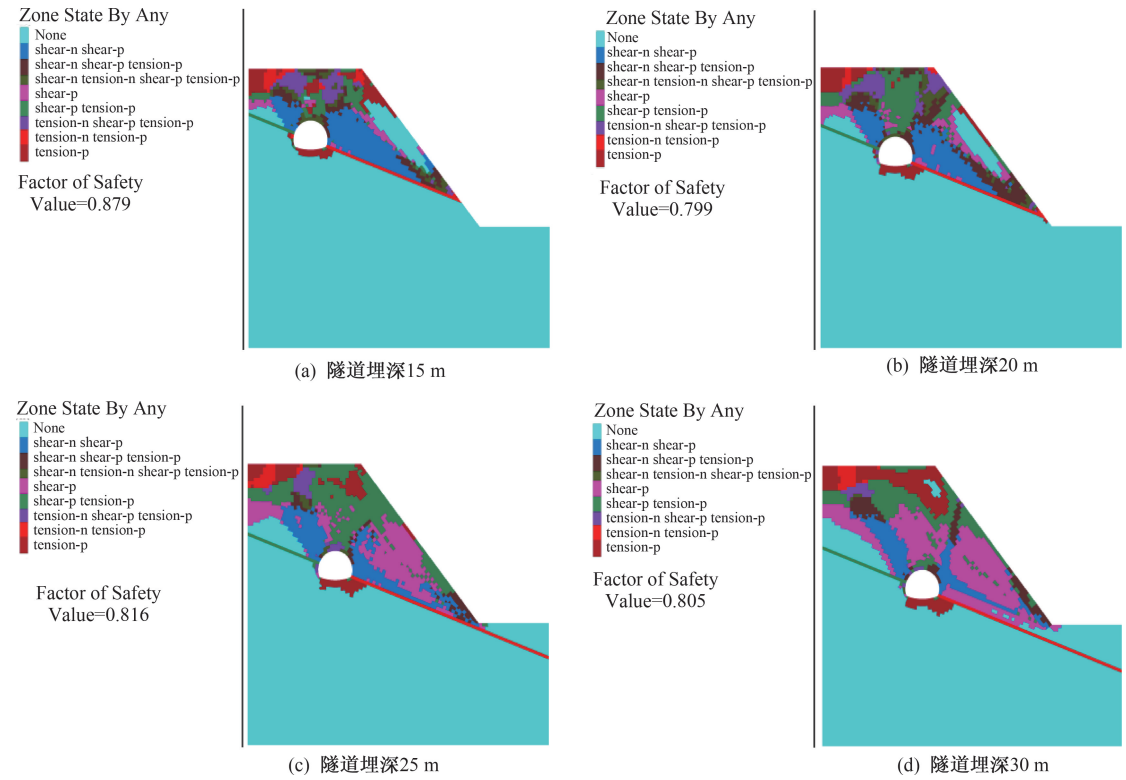

图 8 不同隧道埋深下围岩塑性区云图

Fig. 8 Cloud diagram of plastic zone of surrounding rock under different tunnel depths

表 3 隧道-边坡围岩稳定性安全系数表

Tab. 3 Table of Safety factors for stability of tunnel-slope surrounding rock

	隧道埋深/m			
	15	20	25	30
无软弱夹层、同步折减法下安全系数	1. 254	1. 138	1. 213	1. 164
软弱夹层、非同步折减法下安全系数	0. 923	0. 814	0. 846	0. 826
软弱夹层、同步折减法下安全系数	0. 879	0. 799	0. 816	0. 806

的变化较小。当无软弱夹层时,计算得出安全系数较大,说明软弱夹层对围岩稳定性存在一定影响。当存在软弱夹层时,采用非同步折减法计算的安全系数普遍高于同步折减法的安全系数,主要因为采用非同步折减法过高的估计材料抗拉强度,使得计算的安全系数偏大,不利于为隧道施工和支护设计提供参考。因此采用同步折减法对评价隧道—边坡正交体系下围岩稳定性较为适用。

4　结论

1)随着边坡坡度的不断增加,围岩最大剪切应变数值和分布范围逐渐增大,但贯通范围不同。当坡度为 40°~50°时,剪切应变延伸直至与地表面和边坡面贯通。当坡度为 60°~70°时,剪切应变逐渐延伸但并未与地表面贯通。

2)随着隧道埋深的不断增加,围岩最大剪切应变数值呈现先增大再减小后增大的变化趋势,但其分布范围不断增大。当埋深为 15~20 m 时,剪切应变在软弱夹层与边坡面相交处、隧道左右拱肩处分布。当埋深为 20~25 m 时,剪切应变在边坡坡脚处集中分布并逐渐延伸至隧道右拱脚处贯通,同时在隧道左右拱肩处逐渐延伸直至与边坡面和地表面贯通。

3)随着边坡坡度和隧道埋深的不断增加,围岩塑性区范围不断增大,但基本集中分布在隧道与软弱夹层的上部,在隧道左右拱肩、右拱脚和拱顶处不断延伸直至地表面和边坡面。

4)随着边坡坡度的不断增加,无论是否存在软弱夹层、采用何种理论计算,隧道-边坡正交体系下围岩安全系数均不断减小,而在隧道埋深的不断增加下,安全系数呈现先减小再增大的变化趋势。当无软弱夹层时计算的安全系数最大,说明软弱夹层对围岩稳定性的影响较大,应着重关注。当存在软弱夹层时,采用非同步折减法计算的安全系数比同步折减法高。

参考文献:

[1] 雷明锋, 彭立敏, 施成华, 等. 浅埋偏压隧道衬砌受力特征及破坏机制试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 4408: 3316-3325.

[2] 杜建明, 房 倩, 海 路, 等. 地表变坡下浅埋偏压隧道围岩压力计算方法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2021, 5211: 4088-4098.

[3] 陈红军, 刘新荣, 杜立兵, 等. 浅埋层状岩体偏压隧道滑移破坏机理及判定方法[J]. 地下空间与工程学报, 2021, 1706: 1733-1741.

[4] 张孝伟. 顺层岩质边坡隧道破坏模式与防治对策[J]. 西部探矿工程, 2019, 3110: 184-186.

[5] 吴红刚, 马惠民, 包桂钰. 浅埋偏压隧道—边坡体系的变形机理研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33S1: 516-521.

[6] 曹 雪. 基于有限元强度折减法确定某隧道的安全系数[J]. 公路交通技术,2009(03):122-124.

[7] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报. 2012,24(3): 343-346.

[8] 李志佳, 张顶立, 房 倩, 等. 基于强度折减法的土质边坡稳定性影响因素分析[J]. 隧道建设, 2013,33(10): 854-859.

[9] 靳晓光, 陈力华, 张永兴. 考虑张拉及剪切破坏的强度折减法在岩土工程中的应用[J]. 重庆大学学报, 2013, 36(08): 97-104.

[10] 袁 维, 郝笑甜, 李小春, 等. 一种考虑变形参数和强度参数协调折减的强度折减法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(07): 2096-2100.

[11] 蔡元成, 王 强, 张 强, 等. 浅埋偏压隧道边坡稳定性分析[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2022,39(03): 56-64.

[12] 邵珠山, 崔 枫, 等. 粉质黏土隧道边坡稳定性影响因素及处治技术研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2020, 17(08): 2055-2064.

[13] 欧阳娜. 浅埋偏压隧道边坡体系稳定性分析及加固技术[J]. 黑龙江交通科技, 2015, 38(10): 81+83.

[14] 宋少云, 尹 芳. 有限元网格划分中的圣维南原理及其应用[J]. 机械设计与制造, 2012(08): 63-65.

[15] 中华人民共和国行业标准. JTG 3370. 1—2018《公路隧道设计规范　第一册　土建工程》[S]. 北京: 人民交通出版社, 2019.

(责任编辑 周雪梅)