

岩溶发育区公路路基强夯处治方法研究与应用

刘晓明,王艺钢,赵明华

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:该文首先通过离散-连续耦合数值模拟,研究一定夯击能作用下,不同跨度溶洞顶板的破坏模式。随后建立溶洞顶板跨度与击破顶板所需夯击能的关系,提出路基范围内未击破溶洞最大跨度的估算方法,在此基础上,可实现对路基作用下的溶洞地基进行稳定性评价,并视结果在路面基层设置双层配筋连续混凝土板进行加强,消除未击破溶洞塌陷威胁。最后,总结提出溶洞区路基强夯处理方法:根据初步勘察资料,选用一定夯击能对溶洞区进行大面积强夯,其间,对击破溶洞进行充填处理;对未击破溶洞进行稳定性评价,若稳定性验算不通过则在路面基层进行加固处理。这种方法无需查明路段内所有溶洞分布及其几何特征,能经济、高效地消除溶洞区路基的塌陷隐患,具有推广应用价值。

关键词:强夯;溶洞;顶板;离散-连续耦合

中图分类号:U416.1

文献标志码:A

溶洞区的路基在运营过程中将面临下伏溶洞塌陷的风险,因此建造时需对隐伏溶洞进行探测、安全性评价和处治^[1]。隐伏溶洞评价和处治的关键在于准确探明溶洞几何尺寸。常用溶洞探测方法有物探和钻探两类。物探理论上可以确定溶洞的空间特征,但是由于技术发展水平限制和岩土介质的复杂性,实际效果很难令人满意^[2]。钻探原则上能查明溶洞的埋深、高度和顶板厚度,但即便是大量钻孔也无法准确查明溶洞的跨度。而跨度又是影响溶洞顶板稳定性最重要的因素。缺乏准确的溶洞顶板跨度数据,是难以对其进行稳定性评价的重要原因。

在诸多的地基处理方法中,强夯法的巨大冲击力可以将溶洞顶板击破,然后只要回填溶洞,就可使岩溶地基得到妥善处治;反之,如果巨大冲击力也不能将溶洞顶板击破,则说明溶洞顶板具有一定的承载力,“或许”足以承载上部的路堤和车辆荷载,可以不用处理。因此,采用强夯方法处治溶洞区地基^[1,3-4],兼具地基处治和路基稳定性评价作用,经济高效。但是工程中不能有“或许”存在,强夯后必须对未击破溶洞顶板进行安全性评价,这样又回到如何确定溶洞顶板跨径的问题。

在强夯问题的研究中,数值模拟是一种常用方法,过去多采用有限元模拟^[5-8],但是强夯作用下的地基属于大变形问题,动力作用强烈的区域往往因严重的网格畸变导致计算不收敛,因此采用有限元对强夯过程的模拟具有较大的局限性,阻碍了强夯法的推广。近年来,离散-连续耦合计算方法^[9-12]得到快速发展,很好地解决了强夯模拟建模、计算规模和效率等问题,大大降低了强夯数值模拟的难度。本文首先采用离散-连续耦合方法对强夯作用下的溶洞地基响应进行分析,然后基于数值模拟,提出估算溶洞跨径的方法,在此基础上,完善岩溶区路基强夯处治方法并应用于具体工程。

1 岩溶地基强夯离散-连续耦合模拟

1.1 离散-连续耦合数值模拟方法

有限元和有限差分方法应用广泛,但是因其基于连续介质假设,很难正确模拟强夯动力作用下土体的大变形;Cundall等^[13]基于离散颗粒介质特征建立的颗粒流理论,在模拟松散颗粒的大变形方面具有极大的优势,但是存在计算效率低的问题。而将

收稿日期:2022-01-11

基金项目:湖南省交通运输厅科技项目(编号:201008)

作者简介:刘晓明,男,博士,教授.E-mail:lxmcivil@hnu.edu.cn

二者结合的离散-连续耦合计算方法,采用离散颗粒精细化模拟需要重点关注区域的大变形过程,其他区域采用连续介质理论计算应力应变,二者通过速度与力的相互传递实现耦合,在可实现大规模计算的同时,提高计算效率。本文采用商业软件FLAC^{3D}和PFC^{3D}实现岩溶路基强夯耦合数值模拟,其离散-连续耦合原理如图1所示。

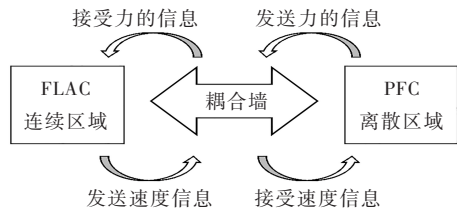


图1 PFC-FLAC耦合原理

1.2 岩溶区强夯数值模型

采用PFC^{3D}-FLAC^{3D}耦合的溶洞区强夯数值模型如图2所示,模型包括地层、夯锤和溶洞,一般来说,地层边界应远离溶洞6 m以上。模型上边界为自由边界,而侧边界为自由场边界,底部采用静态边界来减少强夯过程中模型边界波的反射。夯锤附近的大变形土体和溶洞顶板采用PFC^{3D}建模;外围区域和夯锤采用FLAC^{3D}建模。

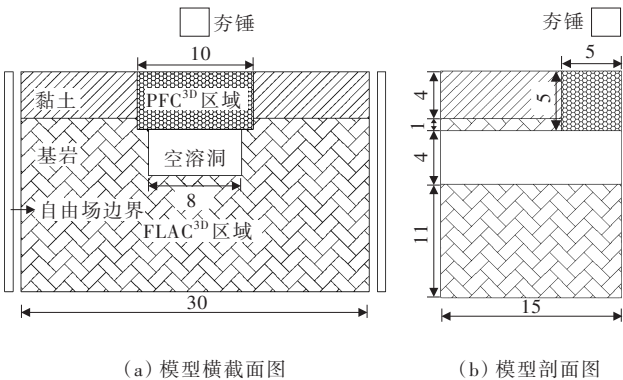


图2 耦合模型(单位:m)

离散-连续耦合数值模拟的参数按以下原则确定:FLAC^{3D}区域土体采用Mohr-Coulomb模型,岩体采用Hoek-Brown屈服准则,参数根据钻探取样和室内试验结果确定。PFC^{3D}中土体采用接触黏结模型,岩石采用平行黏结模型。由于PFC^{3D}中的细观参数与材料的宏观物理力学参数存在较大的区别,需用PFC^{3D}进行相应岩石的三轴、单轴数值试验,对其岩石宏观力学参数进行标定反演来确定。

2 离散-连续耦合参数反演

2.1 强夯处治溶洞的现场试验

用于确定数值模拟方法有效性的实例基于项目组在某高速公路开展的岩溶地基强夯试验^[4]。试验前通过钻探勘察,查明场地处有溶洞发育,从上到地层分别为:①粉质黏土;②节理发育中风化灰岩。根据工程勘察报告,岩石抗压强度为35.5 MPa,岩土材料计算参数见表1。

表1 材料参数

材料	密度/ (kg·m ⁻³)	弹性模 量/MPa	泊松比	黏聚 力/kPa	内摩擦 角/(°)
粉质黏土	1 560	30	0.30	29	24
中风化灰岩	2 600	22 500	0.15	—	—

强夯试验在钻探发现的溶洞上方进行,强夯点下方粉质黏土层厚度为4 m;溶洞顶板厚度为1 m,高度为4 m。通过相邻多个钻孔的综合分析,估计溶洞跨度为5~8 m,具体数值无法确定。强夯试验段采用的夯击能为4 000 kN·m(夯锤质量20 t、直径2.6 m)。强夯试验前在夯点下方埋设土压力计,在地表设置了加速度传感器。

2.2 强夯现场试验的数值模拟

按强夯试验点的地质参数建立溶洞地基的强夯模型,模型尺寸为30 m×30 m×20 m;实际溶洞形状可能不规则,模拟中简化为规则形状,本文将溶洞简化为长方体,顶板跨度作为待定参数,其值在5~8 m内反演。FLAC^{3D}区域参数按试验结果取值,中风化灰岩为节理发育岩层,根据相关研究^[14],考虑现场岩体的节理发育程度,其地质强度指标估算为70,因此岩石模型参数取为: $m_i=4.18$, $m_b=1.43$, $s=0.036$, $a=0.5$,其中 m_i 为反映岩石软硬程度的参数; m_b 、 s 、 a 为反映岩体特征的经验参数,通过地质强度指标GSI确定。其余参数如表1所示。

强夯区采用PFC^{3D}建模,范围为10 m×10 m×5 m,区域内生成初始孔隙率为0.4、半径为0.1 m的圆球颗粒。溶洞顶板岩石的模拟,需考虑实际岩溶区溶洞顶板存在节理构造面的情况。本文强夯模型的岩溶顶板为节理发育岩层,有一组贯通斜节理,取最不利倾角为60°^[15],裂缝间距为0.4 m,节理面的摩擦角为35°。根据地面的振动加速度测试数据,在合理

范围内调整岩土参数试算,得到地表振动监测结果如图 3、4 所示,对应反演参数见后文。

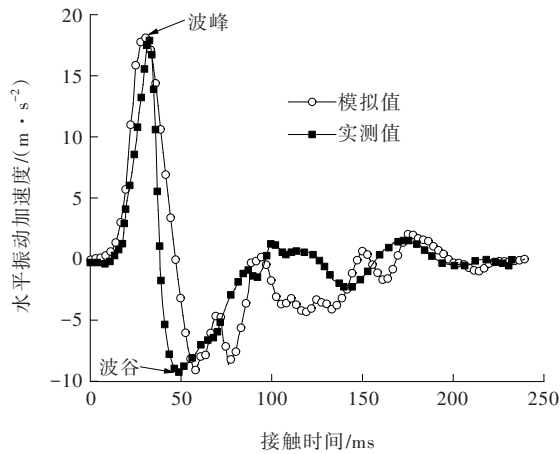


图 3 距冲击点 5 m 处水平向加速度时程曲线

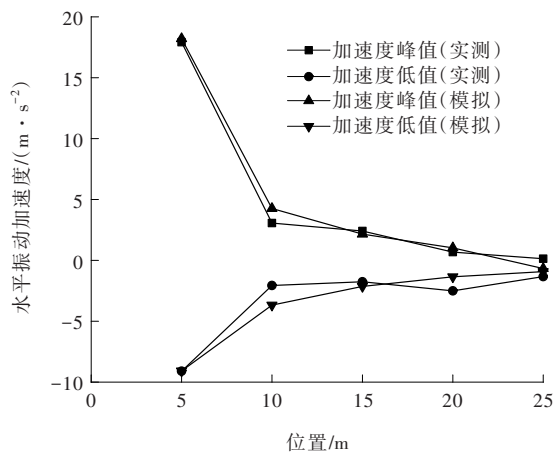


图 4 地面水平加速度分布规律

由图 3 可以看出:整体上数值模拟与现场测试的加速度时程曲线基本一致。强夯过程中加速度时程曲线为典型的冲击性振动曲线,只有单一波峰和波谷,且波峰明显大于波谷。这是因为在强夯过程中,夯锤触地地基振动,由于地基土的材料阻尼和几何阻尼的耗能作用,冲击振动能量迅速衰减导致振动加速度骤减。

从图 4 可以看出:土体水平加速度峰值随着距离的增加而衰减,在距离夯击点 10 m 内衰减较快,距离夯击点 20 m 处水平加速度峰值已经很小。数值计算与工程实测的水平加速度峰值大小及其沿水平距离的分布规律基本一致,说明本文采用离散-连续耦合方法对强夯过程进行模拟是合理的。

2.3 岩土参数反演结果

试算反演得到的岩土参数见表 2、3,本文对岩溶区地基强夯分析方法可供工程技术人员验证参考。

表 2 PFC^{3D} 区域的土体细观参数

颗粒参数	单位	取值	黏结参数	单位	取值
颗粒半径	m	0.1	cb_ten	Pa	6×10^3
颗粒法向刚度	Pa	4×10^6	cb_shear	Pa	3.3×10^3
颗粒切向刚度	Pa	2×10^6			
法向接触阻尼		0.4			

注:cb_ten 为颗粒接触黏结抗拉强度;cb_shear 为颗粒接触黏结抗剪强度。两者与宏观岩土体的强度参数有关。

表 3 PFC^{3D} 区域的岩体细观参数

颗粒参数	单位	取值	黏结参数	单位	取值
颗粒半径	m	0.1	Deform_emod	Pa	3.5×10^{10}
颗粒密度	kg/m ³	3 714	Pb_deform_emod	Pa	1.43×10^6
颗粒法向刚度	Pa	3×10^9	Kratio		1.5
颗粒切向刚度	Pa	1.5×10^9	pb_ten	Pa	1.9×10^7
法向接触阻尼		0.2	pb_coh	Pa	1.9×10^7
颗粒摩擦系数		0.3	pb_fa		45

注:Pb_deform_emod 为颗粒平行黏结变形模量;Deform_emod 为颗粒平行黏结破坏后变形模量;Kratio 为颗粒平行黏结刚度比;pb_ten 为颗粒平行黏结抗拉强度;pb_coh 为颗粒平行黏结抗剪强度;pb_fa 为颗粒平行黏结摩擦系数。颗粒平行黏结模量及刚度比与宏观土体的变形参数有关。颗粒平行黏结强度及摩擦系数与宏观岩土体的强度参数有关。

3 溶洞地基强夯动力响应规律

为了揭示溶洞地基的动力响应,分析强夯加固溶洞地基规律,取覆盖层厚度 4 m,溶洞顶板厚度 1 m,跨厚比 λ 分别取 4~8,采用多种夯击能进行强夯数值模拟。因溶洞顶板岩石的击穿是强夯过程中内部损伤不断累积的结果,为了揭示强夯作用下溶洞顶板的损伤乃至击穿过程,采用 FISH 语言编写子程序,用圆盘表示颗粒间断裂产生的微裂纹,监测岩石颗粒之间的黏结情况,实现岩石微裂纹的追踪显示,揭示强夯过程中溶洞顶板的破坏机理。

3.1 强夯击破溶洞顶板的情况

取夯击能为 $6\,000\text{ kN} \cdot \text{m}$ (夯锤锤重 20 t,直径 2.6 m)的情况进行分析。图 5 为跨厚比 $\lambda=8$ 的溶洞地基在强夯过程中顶板微裂纹的发展过程。

由图 5 可知:强夯中,首先在上部(岩土分层处)产生损伤微裂纹,原因是强夯产生的冲击能以波的形式在地基内传播,在冲击波到达土和岩石分层处,土颗粒和岩石颗粒发生相互错动,产生微裂纹;然后在顶板跨中底面和溶洞顶板支座处出现损伤微裂纹,顶板跨中的损伤微裂纹不断向上延伸,形成宏观裂缝,顶板跨中破坏;随后支座由于应力重分布,承

受较大的弯矩,支座顶面出现大量损伤微裂纹,微裂纹贯通,支座发生破坏,从顶板出现微裂纹到最终破坏时间为108 ms,最终破坏形态如图6所示,形成典型的弯拉破坏。

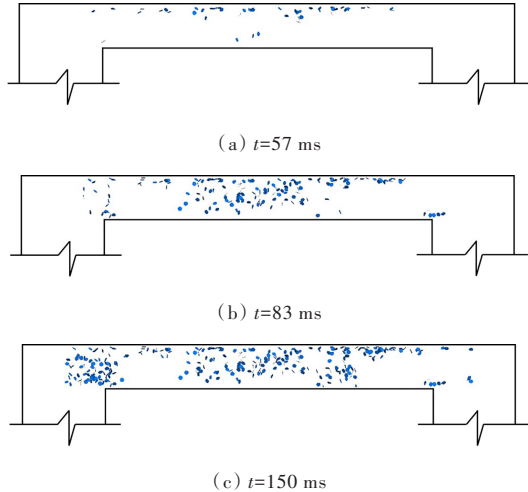


图5 跨厚比 $\lambda=8$ 的溶洞顶板微裂纹发展过程

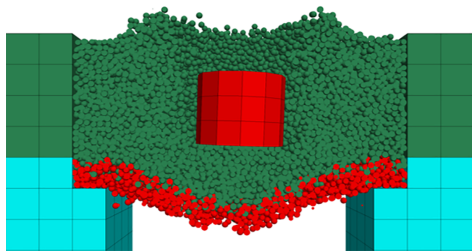


图6 跨厚比 $\lambda=8$ 时溶洞顶板破坏形态

图7为跨厚比 $\lambda=7$ 时溶洞在强夯过程中顶板的微裂纹形态,顶板击穿过程如下:在强夯过程中,先是岩土分层处出现损伤微裂纹;然后在顶板跨中底面和溶洞顶板支座处出现损伤微裂纹,裂纹不断发展;最后跨中出现损伤裂纹但未贯通,而支座的微裂纹贯通,形成宏观裂缝,最终支座破坏。从顶板出现微裂纹到最终破坏时间为66 ms,最终破坏形态如图8所示,形成典型的冲剪破坏。

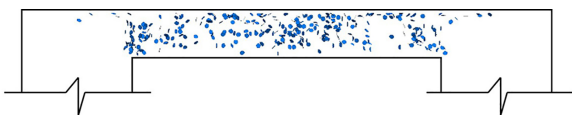


图7 跨厚比 $\lambda=7$ 时溶洞顶板微裂纹最终分布($t=108$ ms)

综上,强夯作用下溶洞顶板的破坏模式主要分为两种:当溶洞顶板跨厚比较大时,在强夯作用下顶板发生弯拉破坏,是一种渐进的破坏模式,破坏时间长;溶洞顶板跨厚比稍小时,在强夯作用下顶板发生冲剪破坏,破坏时间短。

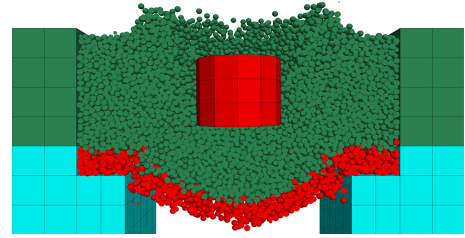


图8 跨厚比 $\lambda=7$ 时溶洞顶板破坏形态

3.2 强夯未击破溶洞顶板的情况

图9为跨厚比 $\lambda=6$ 时溶洞在强夯过程中顶板微裂纹的最终形态。在强夯过程中,微裂纹与3.1节的发展过程相似,先是岩土分层处出现损伤微裂纹,随后在顶板跨中和支座出现损伤微裂纹,裂纹不断发展,但未贯通,随着冲击能的耗散,顶板的微裂纹不再增加,最终溶洞顶板未击穿。

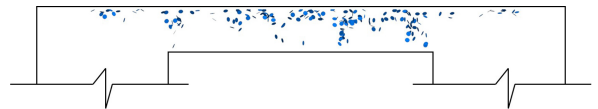


图9 跨厚比 $\lambda=6$ 时溶洞顶板微裂纹最终分布($t=200$ ms)

当溶洞顶板跨厚比 $\lambda=5$ 时,在强夯作用下不会发生击穿。强夯过程中,只有岩土分层处出现了少量损伤微裂纹,顶板跨中底面和支座不受影响,溶洞顶板破坏主要是由于跨中底面和支座的微裂纹向上延伸导致,因此可以认为跨度较小的溶洞在强夯作用下,溶洞顶板的抗弯、抗剪承载力不受影响。

3.3 溶洞顶板击破能与顶板跨度的关系

定义数值模拟中溶洞顶板击破能 E 为溶洞顶板离散元颗粒速度不能随时间收敛为零时对应的最小夯击能。整理开展的数值模拟结果数据,得到不同覆盖层厚度 H 、跨度 W 与击破能 E 的关系曲线如图10所示。

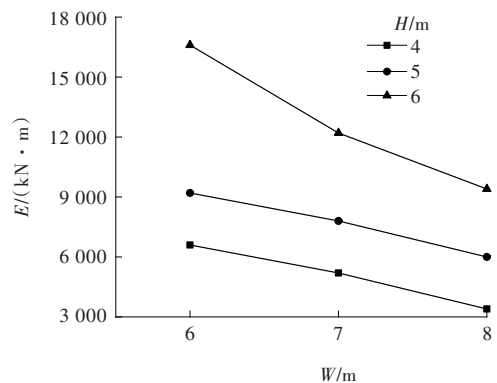


图10 溶洞跨度与击破能的关系

由图 10 可知:在覆盖层厚度相同的情况下,溶洞顶板击破能 E 随着溶洞跨度 W 的增加而减少。此处分析的击破能与顶板跨度的关系规律,是构建强夯处治溶洞地基方法的基础。

4 强夯处治溶洞地基方法

4.1 强夯处治溶洞区地基的思路和难点

现有溶洞处治方法存在两个问题:① 要查明所有溶洞位置和几何尺寸,需大量时间和经费;② 传统溶洞处治方法,如钻孔注浆,不但需大量时间和经费,而且施工中无法控制注浆量,导致处治费用过高。使得溶洞处理成为路基工程中耗时最长、造价最高的部分之一。如果在溶洞区进行强夯,溶洞顶板在强夯作用下只有两种可能结果:① 溶洞顶板被击穿;② 溶洞顶板未被击穿。对于顶板被击穿的溶洞,可采用块石、碎石土进行充填,消除塌陷风险。对于未击穿的溶洞,则需进行安全性评价,然后考虑下一步如何处治。

基于上述分析,本文提出强夯处治溶洞区地基的思路如下:① 通过少量钻孔的初步勘察,确定某路段溶洞的大致特征:洞高、覆盖层以及溶洞顶板厚度等,不要求查明所有溶洞分布和跨度;② 选定一定强夯参数对溶洞区进行大面积强夯,对顶板被击穿的溶洞进行回填夯实;③ 对于处理范围内,可能存在未被击穿的溶洞,则对其进行运营过程中路堤荷载作用下溶洞顶板安全性评价,如果安全性验算通过,则不需额外处理;若安全性验算不通过,则在路面基层设置双向配筋连续混凝土板进行补强加固。如此,可实现对岩溶区路基彻底处治。

强夯法处治溶洞区路基方法效益体现在:① 对于击破溶洞,填充料为块石、碎石土等材料,材料廉价,施工速度快,加固效果好;② 对未击穿的溶洞,基于顶板安全评价结果,决定是否在路面基层进行补强,在确保公路运营安全的同时,避免了注浆充填溶洞导致费用过高、注浆效果不确定等问题。因此这种方法具有价格低、施工速度快、质量可靠的优点。但是这种方法确保路基安全性的核心在于对未击破溶洞顶板安全性的可信评价,而安全性评价的难点在于如何获得溶洞的跨度。

4.2 确定未击破溶洞跨度上限的思路

由图 10 可知:一定覆盖层厚度、溶洞顶板厚度的溶洞,在夯击能相同的情况下,溶洞顶板跨度越大,对应的击破能越低。因此一定夯击能下,不能击破溶洞的跨度有一个上限,击破能对应的溶洞跨度就是这个上限值:跨径小于这个值的溶洞,在该能级的强夯中不会被击破。找到这个跨径上限,就可以对未击破溶洞顶板的安全性进行评价;由于这个跨径取上限值,故评价结果偏保守,符合工程需求。

确定一定夯击能下的“未击破溶洞跨度上限”,可采用前述的离散-连续耦合方法,通过数值仿真计算得到。将前文分析所得特定条件下(岩土参数如前所述,溶洞顶板厚度为 1 m)未击破溶洞跨度上限列于表 4。

表 4 特定条件下未击破溶洞跨度上限

夯击能 $E/(\text{kN} \cdot \text{m})$	覆盖层厚度 H/m	未击穿溶洞最大跨度 W/m
4 000	4	7
	5	9
	6	10
6 000	4	6
	5	7
	6	8

对于其他地质条件和溶洞顶板厚度的情况,可用前述离散-连续耦合数值方法进行确定,文中不再赘述。有了溶洞的跨径上限,可实现溶洞顶板安全性的可靠估计,至于安全性评价方法,可选择经验法、极限分析法、数值分析法等^[16-17]。

5 工程实例分析

以夏蓉高速公路湖南宁道段 K273+600~K274+000 段地基处治为例,该路段为填筑路堤,路堤高 4 m,地质情况从上至下分别为:① 粉质黏土,厚度 4~9 m;② 中风化灰岩,抗压强度 35.5 MPa。勘察发现该段溶洞分布较多,其中路段钻孔 10 个,发现溶洞的钻孔 6 个,且溶洞处于半充填状态,溶洞顶板厚度 1~3 m,高 0.4~3.8 m,溶洞跨度未知。决定对该路段采用 4 000 kN·m 夯击能点夯一遍,夯点间距 5 m,每处 2 击。强夯击穿溶洞 3 个,采用片石充填夯实。

对未击破和可能的未发现溶洞,按最不利情况考虑,取未击破溶洞顶板厚度为1 m,覆盖层厚度4 m,查表4可知溶洞顶板跨度上限为7 m。

采用FLAC^{3D}建立溶洞路基模型计算,按强度折减法计算该溶洞地基安全系数为1.52,其极限平衡时的剪切应变增量云图如图11所示。

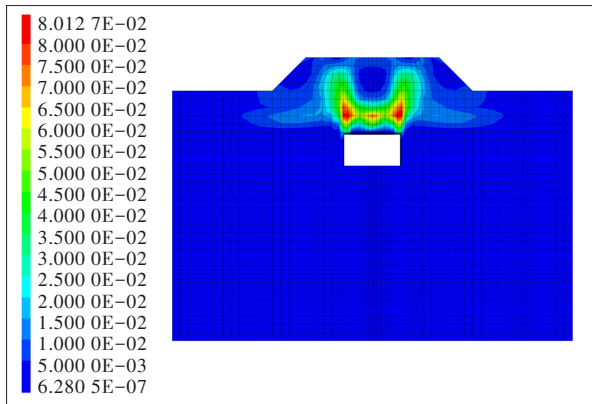


图11 溶洞顶板极限平衡时剪切应变增量云图

由图11可知:该路段未击穿溶洞在路堤荷载作用下处于稳定状态,未发生破坏,不需额外处治。

6 结论

采用离散-连续耦合的方法建立强夯处治溶洞地基模型,在研究强夯作用下溶洞顶板动力响应基础上,提出强夯处治溶洞路基的方法,得到以下结论:

(1) 在强夯作用下,溶洞顶板的破坏模式与跨厚比密切相关。当溶洞顶板跨厚比较大时,顶板在强夯作用下发生弯拉破坏;跨厚比稍小时,顶板发生冲剪破坏。

(2) 其他条件相同时,未击破溶洞顶板的跨径上限与强夯能量有对应关系,通过离散-连续耦合数值模拟,可以根据强夯能级估算出未击破溶洞顶板跨径的上限,进而实现运营路基荷载下溶洞顶板的安全性评价,其评价成果偏保守,符合工程需求。

(3) 采用强夯法处治溶洞地基,对击穿溶洞进行块石、碎石土充填;对未击穿溶洞进行顶板安全性评价后,根据评价结果在路面基层采用双向配筋连续混凝土板进行补强处理,确保公路运营安全。

参考文献:

- [1] 胡涛,魏婷,张超,等.强夯法处理娄新高速公路岩溶塌陷地基的现场试验研究[J].铁道科学与工程学报,2014,11(5):118-124.
- [2] 邹维列.公路岩溶、软弱地层物探与缺水地区钻探新技术[J].中外公路,2007,27(4):200-203.
- [3] 李士友.杭金衢高速公路溶洞发育区地基处理技术研究[D].杭州:浙江大学,2006.
- [4] 袁腾方.岩溶区高速公路路基强夯处治技术及其稳定性分析[D].长沙:湖南大学,2018.
- [5] 蔡袁强,陈超,徐长节.强夯加固回填土地基的三维数值模拟[J].岩土力学,2007,28(6):1108-1112.
- [6] 高政国,雨龙,黄晓波,等.碎石填筑场地强夯加固机制及施工工艺[J].岩石力学与工程学报,2013,32(2):377-384.
- [7] 姚仰平,张北战.基于体应变的强夯加固范围研究[J].岩土力学,2016,37(9):2663-2671.
- [8] 刘城志.红砂岩碎石土路基强夯加固工艺研究[J].公路与汽运,2021(1):63-66.
- [9] JIA MC, YANG Y, LIU B, et al. PFC/FLAC coupled simulation of dynamic compaction in granular soils[J]. Granular Matter,2018,20(4): 1-12.
- [10] WANG J, JIANG Y, OUYANG H, et al. 3D continuum-discrete coupling modeling of soil-hammer interaction under dynamic compaction[J]. Journal of Vibroengineering,2019,21(2):348-359.
- [11] 肖超,谭立新,陈仁朋,等.考虑渣土特征的盾构施工力学动态耦合仿真研究[J].岩土工程学报,2019,41(6): 1108-1115.
- [12] 马亚丽娜,盛谦,崔臻,等.基于三维离散-连续耦合方法的跨活动断裂隧洞错断破坏机制研究[J].岩土工程学报,2018,40(S2):240-245.
- [13] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Géotechnique,2008,30(3): 331-336.
- [14] BERTUZZI R,DOUGLAS K,MOSTYN G.Improving the GSI Hoek-Brown criterion relationships[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,2016,89: 185-199.
- [15] 陈新,廖志红,李德建.节理倾角及连通率对岩体强度、变形影响的单轴压缩试验研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(4):781-789.
- [16] 戴自航,范夏玲,卢才金.岩溶区高速公路路堤及溶洞顶板稳定性数值分析[J].岩土力学,2014,35(S1):382-390.
- [17] 韩红艳,吴燕舞,黑亮,等.岩溶路基溶洞顶板稳定性分析[J].工程地质学报,2012,20(6):1078-1082.