锚索肋板式拦石墙结构稳定性及动力响应研究

刘 奇[1,2]，刘先峰[1,2,3]，李建国[1,2]，谭 伟[1,2]，黄 为[1,2]，贺 鹏[4]

（1.西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室，四川 成都 610031；2.西南交通大学土木工程学院，四川 成都 610031；3.新疆工程学院土木工程学院，新疆 乌鲁木齐 830023；4.陕西省铁道及地下交通工程重点实验室（中铁一院），陕西 西安 710043）

摘要：为了满足站场扩线落石防护范围需求，在既有棚洞防护措施基础上，提出了棚洞-拦石墙组合结构。该结构底部为既有棚洞或新建门式基础，上部为锚索肋板式拦石墙。根据受力分析，计算了棚洞-拦石墙组合结构稳定安全系数，并通过ANSYS/LS-DYNA软件对落石冲击该组合结构的动力响应进行了研究。结果表明：棚洞-拦石墙组合结构稳定安全系数较高，能够满足抗滑动和抗倾覆稳定性要求；落石冲击拦石墙面板后，受重力作用，会回弹继续冲击棚洞或新建门式基础顶板缓冲层；该组合结构能够抵抗落石对拦石墙的冲击作用，增加站场扩线防护范围。

关键词：棚洞-拦石墙；落石；冲击；稳定性；动力响应
中图分类号：U216.41⁺5；U213.1⁺3　　**文献标志码：**A　　**文章编号：**1004-4523(2023)02-0427-08
DOI：10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.02.014

引 言

随着中国铁路事业快速发展，交通干线逐渐向山区延伸，落石灾害越来越突出，时常危及铁路行车安全。例如，2010年5月23日，沪昆铁路余江至东乡段落石灾害，导致列车脱线，造成19人死亡，71人受伤。落石防护措施包括预防岩块从山体上脱落（主动防护）和在岩块滚落过程中将其拦截或疏导（被动防护）[1]，其中最主要的被动防护措施有拦石墙、棚洞、截石沟等[2-3]。

拦石墙是一种常见的危岩落石防护措施，其为刚性拦截结构物，可阻止大的落石侵入铁路限界，是使用最广泛的一种防护措施。卢谅等[4]通过模型试验研究了加筋土拦石墙落石冲击荷载下冲击应力分布规律。孙新坡等[5]基于离散元方法模拟了落石在坡面上的运动以及对拦石墙的冲击响应，并研究了拦石墙结构的优化。邓力源等[6]在钢筋笼内堆置的废旧轮胎内部填充砂、土等材料，形成了新型柔性拦石墙，并研究了其吸能效果。Stéphane等[7]提出了评价拦石墙冲击强度的准则，为拦石墙的评价提供了参考。Breugnot等[8]利用离散元与有限元耦合的方法研究了加筋土挡墙受撞击的响应性状。总体来说，拦石墙能够承受较大落石冲击力，防护安全性高，一般适用于缓坡、场地宽、基础条件好的地段。

相对拦石墙而言，棚洞结构同样属于被动防护系统。Kishi等[9]利用原型试验对落石冲击砂垫层棚洞的动力响应进行了研究。Shen等[10]利用DEM的分析方法分析了不同半径落石对棚洞缓冲层的动力响应规律。何思明等[11-13]采用数值模拟方法对滚石冲击棚洞混凝土板的动力响应进行了研究，建立了滚石冲击棚洞结构冲击压力计算公式。刘成清等[14-15]对柔性刚棚洞结构进行了研究，基于能量法提出了柔性刚棚洞的耗能计算理论。王东坡等[16]在传统棚洞砂垫层中添加了聚苯乙烯泡沫层（EPS），揭示了EPS复合垫层在棚洞结构中的耗能减震作用。棚洞的优点是直接保护被保护对象，可以尽量缩短通过落石威胁区的线路长度。

众多学者对棚洞和拦石墙进行了大量研究，两者各有优点，但对两者结合的防护措施鲜有报道。本文在既有棚洞防护措施基础上，为了解决站场扩线落石防护范围增加问题，结合拦石墙和棚洞结构各自优点，提出棚洞-拦石墙组合防护结构，以期有效运用于落石防护区棚洞改造及站场扩线等落石防护范围不满足需求的地段，为中国铁路事业快速发展提供技术支撑。

收稿日期：2021-09-16；**修订日期：**2022-01-02
基金项目：中铁第一勘察设计院集团有限公司科研项目（院科19-11）。

1 工程概况

新建黔江至张家界至常德铁路位于湘西北、鄂西南和渝东南交界地带，线路自渝怀铁路黔江站引出东行，沿途经重庆市、湖北省、湖南省，正线长336.3 km。沿线地形起伏较大，岩壁陡峻，基岩出露，地层为第四系全新统坡积粉质黏土、细角砾土，全新统及上更新统冲积粉质黏土、细(粗)圆砾土，下伏基岩为志留系下统龙马溪组页岩夹砂岩。地质灾害突出，其中以危岩落石不良地质灾害对铁路线路的危害较为严重。

工点地貌属低山山麓及澧水宽谷区，山坡坡度较陡，植被茂密。为防止落石，确保行车安全，运营部门曾增设了137 m长的棚洞工程，在自然边坡设主动防护网，并于山体坡麓处和棚洞顶部适当位置设一道被动防护网，建设初期效果较好。但由于硬质岩石边坡未设防护工程，边坡坡率高(1∶0.1～1∶0.3)，导致运营期间曾发生山体坍塌及落石灾害，因此既有措施防护范围有限，不能满足工点车站扩场后防护宽度需要，亟待提出的新的解决方式。既有棚洞防护措施示意图如图1所示。

图1 既有137 m长的棚洞

Fig. 1 The existing 137 m rock shed

由于新设工点车站为焦柳、黔张常两场并场，由单线铁路扩线成8股道规模，原有单线棚洞满足不了现有落石防护范围需求；已经修建的主被动网状防护结构长期处于野外自然环境下，养护维修不便，存在破损进而落石漏网隐患。为此，提出了在既有棚洞顶部或新建门式基础和顶板上加设锚索肋板式拦石墙的方案。

2 棚洞-拦石墙组合结构

棚洞-拦石墙组合结构分为上、下两层。其中下部结构共有两种形式。在既有棚洞地段，棚洞顶部开孔，新建墩柱基础落地，并在墩柱基础顶部设置水平横梁和纵梁，形成下部基础，拦石墙置于下部基础上面，解决了既有棚洞增加载荷难题；在左右两端没有棚洞地段，采用新建门式基础和顶板作为拦石墙下部基础，上面设置拦石墙。

棚洞-拦石墙组合结构上部采用锚索肋板式拦石墙。锚索肋板式拦石墙沿线路纵向每隔3.5～5.5 m设置一道横向肋板，肋板内设置2道锚索，锚索被锚固到边坡中。拦石墙面板沿线路纵向贯通设置，面板每2跨设置一道横向伸缩缝，缝内填塞沥青麻筋。既有棚洞及新建门式基础顶板上方铺设一定厚度填土缓冲层。棚洞-拦石墙组合结构设计方案如图2所示，有棚洞地段和无棚洞地段设计正视图及侧视图如图3,4所示。

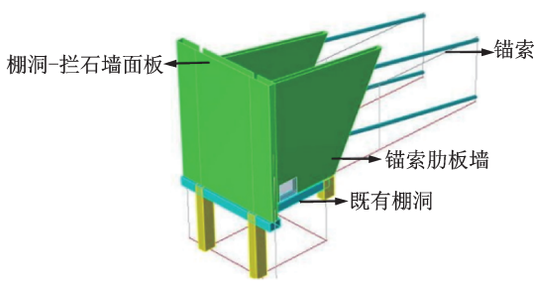
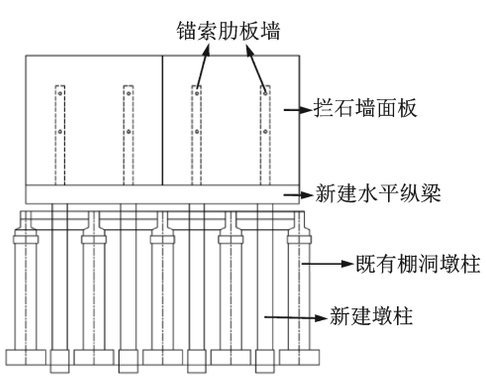


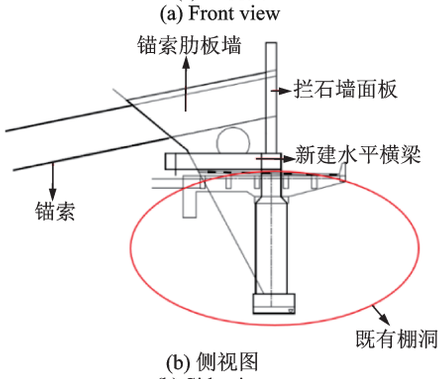
图2 棚洞-拦石墙组合结构设计方案

Fig. 2 Schematic design of rock shed - rockfall embankments



(a) 正视图

(a) Front view



(b) 侧视图

(b) Side view

图3 有棚洞地段棚洞-拦石墙组合结构正视图和侧视图

Fig. 3 Front and side views of the rock shed-rockfall embankments in the lot with rock shed

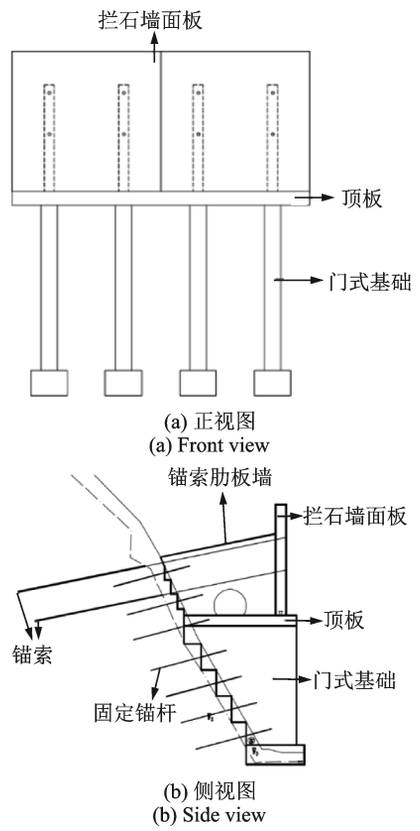


图 4　无棚洞地段棚洞-拦石墙组合结构正视图和侧视图

Fig. 4　Front and side views of the rock shed-rockfall embankments in the lot without rock shed

3　棚洞-拦石墙组合结构稳定性

由于棚洞-拦石墙组合结构是一种新型结构，因此需要对其稳定性进行验算。

3.1　抗滑动稳定性

抗滑动稳定性指作用于该结构上的最大可能抗滑力与实际滑动力之比，用抗滑动稳定安全系数 K_c 表示。棚洞-拦石墙组合结构主要受锚索肋板墙重力 G_1、拦石墙面板墙重力 G_2、落石冲击荷载 P、上锚索拉力 P_{s1} 及下锚索拉力 P_{s2} 的作用。由于落石冲击荷载 P 水平冲击拦石墙面板中间顶部位置时冲击力最大，使该结构容易倾倒而受到破坏。因此，保守计算，选择冲击力为水平方向。受力示意如图 5 所示。

根据受力分析，棚洞-拦石墙组合结构沿基底抗滑动稳定安全系数 K_c 为：

$$K_c=\frac{\sum N\cdot f+2P_{s1x}+2P_{s2x}}{P} \tag{1}$$

其中，$\sum N$ 按下式计算：

$$\sum N=2P_{s1y}+2P_{s2y}+2G_1+G_2 \tag{2}$$

式中　$\sum N$ 为作用于基底上的总垂直力；P 为落石对墙体冲击力；f 为拦石墙基底与下部棚洞顶板摩擦因数；P_{s1x}，P_{s2x} 分别为上下锚索拉力水平分力；P_{s1y}，P_{s2y} 分别为上下锚索拉力垂直分力。

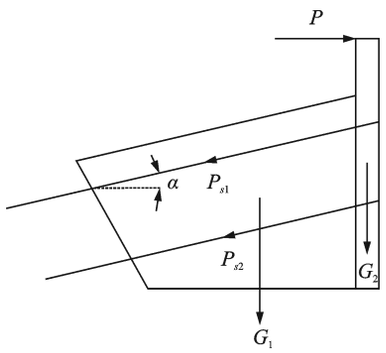


图 5　棚洞-拦石墙组合结构受力示意图

Fig. 5　Schematic diagram of the force on the rock shed-rockfall embankments

参考崩塌防治工程设计规范（T/CAGHP 032—2018）[17]对传统拦石墙安全系数的要求，新型拦石墙抗滑稳定系数 K_c 不应小于 1.2。

锚索倾斜角 $\alpha=11.5°$，锚索极限抗拔承载力 $P_{s1}=P_{s1}=5495$ kN。根据落石运动模拟软件计算结果，边坡上未设有主被动防护网措施时，落石在边坡底部最大冲击速度约 20 m/s。虽然现场设有主被动防护网，为保守计算，选取现场代表性落石尺寸（直径 0.5 m）以最大冲击速度 20 m/s 计算棚洞-拦石墙组合结构的稳定性。参考文献[18]落石直接冲击钢筋混凝土棚洞板动力响应研究，落石（直径 0.5 m）以 20 m/s 速度冲击棚洞板的最大冲击力为 5.5×10^3 kN，验证棚洞-拦石墙稳定性。代入相应公式计算得出 $K_c=5.01$，大于安全系数临界值 1.2，说明棚洞-拦石墙组合结构满足抗滑动稳定性要求。

3.2　抗倾覆稳定性

抗倾覆稳定性指棚洞-拦石墙组合结构在落石冲击作用下，棚洞-拦石墙组合结构抵抗绕墙趾向外转动倾覆的能力，即稳定力系对墙趾总力矩与倾覆力系对墙趾总力矩的比值，用抗倾覆稳定安全系数 K_0 表示。棚洞-拦石墙组合结构的受力及力臂如图 6 所示。

根据受力分析，棚洞-拦石墙组合结构抗倾覆稳定安全系数 K_0 为：

$$K_0=\frac{\sum M_y}{\sum M_0} \tag{3}$$

其中，稳定力系对墙趾的总力矩 $\sum M_y$ 和倾覆力系对墙趾的总力矩 $\sum M_0$ 分别如下：

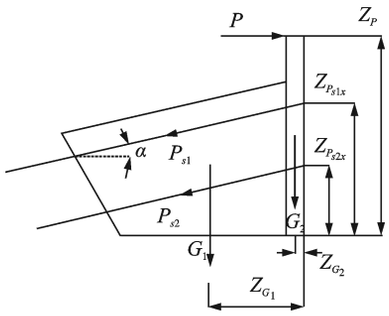


图 6 棚洞-拦石墙组合结构受力及力臂示意图

Fig. 6 Schematic diagram of the force and force arm of the rock shed-rockfall embankments

$$\sum M_y = 2P_{s1x} \cdot Z_{P_{s1x}} + 2P_{s2x} \cdot Z_{P_{s2x}} + 2G_1 \cdot Z_{G_1} + G_2 \cdot Z_{G_2} \tag{4}$$

$$\sum M_0 = P \cdot Z_P \tag{5}$$

式中 $\sum M_y$为稳定力系对拦石墙面板右墙趾总力矩；$\sum M_0$为倾覆力系对拦石墙面板右墙趾总力矩；$Z_{P_{s1x}}$，$Z_{P_{s2x}}$分别为上下锚索水平受力力臂；Z_{G_1}，Z_{G_2}分别为拦石墙肋板墙、面板墙重力力臂；Z_P为落石冲击力力臂。

参考崩塌防治工程设计规范(T/CAGHP 032—2018)[17]对传统拦石墙安全系数的要求，棚洞-拦石墙组合结构抗倾覆稳定安全系数K_0不应小于1.2。根据式(3)，代入相关数据可得K_0=2.42，说明棚洞-拦石墙组合结构抗倾覆稳定性较高。

4 有限元数值模拟

为了模拟落石冲击棚洞-拦石墙组合结构动力响应，采用ANSYS/LS-DYNA软件进行数值模拟[19]。

ANSYS/LS-DYNA软件冲击过程中动量方程为：

$$\sigma_{ij} + \rho f = f\ddot{x}_i \tag{6}$$

式中 σ_{ij}为柯西应力；f为单位质量体积力；$\ddot{x}_i$为加速度。

根据质量守恒原理有：

$$\rho = J\rho_0 \tag{7}$$

式中 ρ为质量密度；J为三维空间位置移动量；ρ_0为初始质量密度。

能量方程为：

$$\dot{E} = VS_{ij}\dot{\varepsilon}_{ij} - (p+q)V \tag{8}$$

式中 V为现时构形的体积；S_{ij}为偏应力；$\dot{\varepsilon}_{ij}$为应变率张量；p为压力；q为体积黏性阻力。

根据上述软件能够对冲击过程中动力响应进行分析。

4.1 有限元模型

棚洞-拦石墙组合结构面板之间设有横向伸缩缝，故选取其中某单块面板进行分析。棚洞-拦石墙组合结构主要由落石、锚索肋板式拦石墙、既有棚洞、填土缓冲层4部分组成。落石简化为球体，直径为0.5 m；拦石墙面板沿线路纵向长9 m，高8.5 m，厚80 cm；棚洞沿线路纵向长9 m，侧面宽10 m，厚80 cm；棚洞上覆盖50 cm厚度填土缓冲层。有限元模型按照实际尺寸进行建模，采用solid164实体单元，单元尺寸设置5 cm。土体与墙体之间建立接触，以便进行力的传递，结构中的阻尼选用软件中推荐的阻尼系数进行计算。由于锚索对拦石墙起到稳定作用，为了增加计算效率，把锚索对拦石墙的作用力施加到肋板墙侧面。建立的三维数值模型如图7所示。

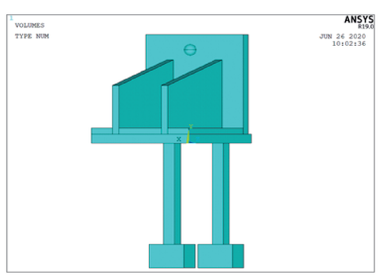


图 7 三维数值模型图

Fig. 7 Numerical model diagram

落石、肋板式拦石墙、既有棚洞采用各向同性线弹性模型(Linear Elastic)，该材料模型本构关系为：

$$\overset{\nabla}{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} \tag{9}$$

式中 $\overset{\nabla}{\sigma}_{ij}$为应力率；$C_{ijkl}$为材料弹性常数；$\dot{\varepsilon}_{kl}$为应变率。

缓冲土层采用双线性各向同性弹塑性模型(Bilinear Isotropic)，该模型下填土层的屈服强度为：

$$\sigma_y = \sigma_0 + E_p\varepsilon_{\text{eff}}^p \tag{10}$$

式中 σ_y为屈服应力；σ_0为静屈服强度；E_p为塑性硬化模量；$\varepsilon_{\text{eff}}^p$为有效塑性应变。

4.2 材料参数

本文主要研究落石对棚洞-拦石墙组合结构的冲击作用，不涉及混凝土结构中钢筋受力，保守起见，以混凝土弹性模量代替钢筋混凝土弹性模量。模型中落石、肋板式拦石墙、既有棚洞、填土缓冲层的材料参数如表1所示。

4.3 初始条件

选用Automatic (ASTS)接触，使落石无论接触拦石墙面板还是填土缓冲层，都能够自动搜索接触

表 1　材料参数

Tab. 1　Material parameters

材料	密度/(kg•m^{-3})	弹性模量/GPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
落石	2500	25	0.25	-	-
肋板式拦石墙	2500	31.5	0.2	-	-
既有棚洞	2550	33	0.2	-	-
缓冲层	1870	0.035	0.37	35	17

面建立接触，以更好地反映实际情况。

为了增加计算效率，选取落石下落后与拦石墙面板接触之前某特定时刻作为分析初始时刻，并赋予落石 20 m/s 的水平初始速度，计算时间为 2 s。

对落石施加重力加速度，以便观察落石冲击后的运动过程。

4.4　边界条件

软件计算中选取棚洞-拦石墙某单块面板作为计算模型，需要对拦石墙面板和既有棚洞面板沿纵向两侧施加横向位移约束，并在两侧施加无反射边界条件。对于棚洞-拦石墙底柱墩台，在墩台底面施加全约束条件。

5　棚洞-拦石墙动力响应分析

5.1　位移时程分析

落石冲击拦石墙面板有可能造成拦石墙面板倾覆，因此有必要对拦石墙面板位移进行分析，以判断整个过程中拦石墙面板最大位移值。整个冲击过程中，拦石墙面板位移时程曲线如图 8 所示。

从图 8 中可以看出，冲击产生后，面板产生振荡位移，最大位移峰值时间出现在 0.18 s，最大位移峰值约为 7.20 mm。在 2 s 作用时间内，随着能量消散，落石在拦石墙面板产生的振荡位移呈减小趋势。

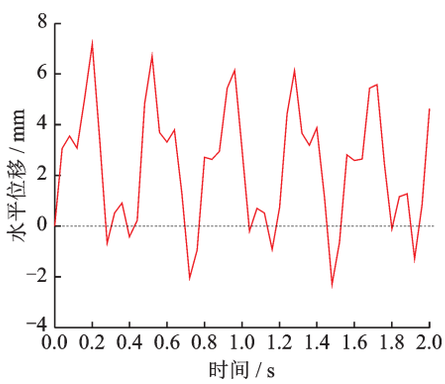


图 8　拦石墙面板位移时程曲线

Fig. 8　Displacement time course curve of rockfall embankment panel

落石与拦石墙面板接触后，并未产生较大位移，说明拦石墙面板在落石冲击下并未产生倾覆，锚索肋板式拦石墙结构形式比较合理，能够承受落石冲击作用。

5.2　速度时程分析

落石冲击拦石墙面板速度动力响应如图 9 所示。

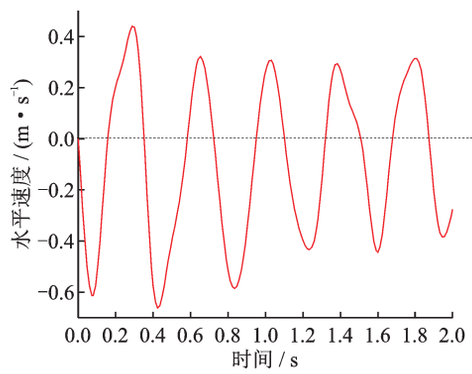


图 9　拦石墙面板速度时程曲线

Fig. 9　Velocity time course curve of rockfall embankment panel

从图 9 中可以看出，落石冲击拦石墙面板后，面板内产生有规律的振荡速度。在 2 s 作用时间内，面板速度呈现连续峰值和谷值，说明面板产生前后振动速度，但速度都较小，最大水平速度峰值为 0.68 m/s。随着冲击能量在面板中逐渐消散，水平速度峰值谷值呈减小趋势。

5.3　加速度时程分析

落石冲击拦石墙面板加速度动力响应如图 10 所示。

从图 10 中可以看出，落石与拦石墙面板接触后，面板加速度沿冲击方向迅速增大，最大加速度能够达到 1200 m/s^2。但作用时间极短，随后又迅

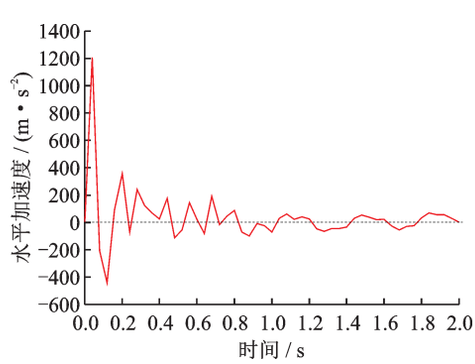


图 10　拦石墙面板加速度时程曲线

Fig. 10　Acceleration time course curve of rockfall embankment panel

速降低并产生负向加速度。随着时间增加，落石水平加速度不断减小，曲线趋势不断变缓。由此可见，随着时间增加，能量不断消散，水平加速度最终变为零。

5.4 拦石墙应力分析

落石冲击时，拦石墙面板应力云图如图11所示。

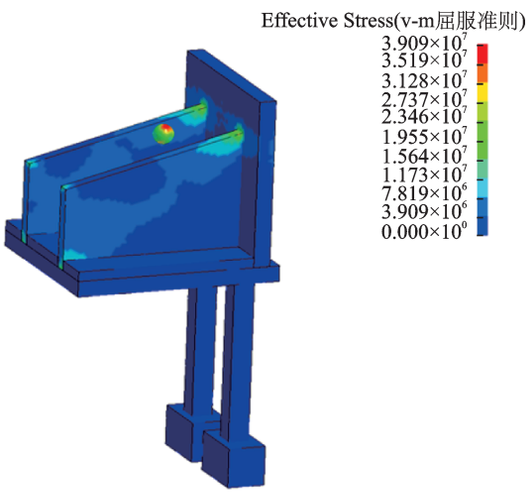


图11 棚洞-拦石墙应力云图(t=0.5 s)

Fig. 11 Stress cloud diagram of rock shed-rockfall embankments (t=0.5 s)

图11为t=0.5 s时落石冲击拦石墙面板产生的应力云图。软件计算初始时刻，落石与拦石面板接触，并朝着面板所在位置进行运动。冲击后(t=0.5 s)，落石与面板水平位移距离加大，竖直方向较初始时刻位移减小，说明落石运动方向发生了改变，并受重力作用竖直方向位移减小，所以可以判断落石发生了反弹并受重力作用不断下落。

落石冲击拦石墙面板后，在肋板墙与拦石墙面板接口处产生了最大应力，通过对整个动力响应过程的分析，最大应力值约为23.46 MPa。因此，肋板墙与拦石墙面板接口处最易受到破坏，在设计施工中应加强此处强度指标，防止结构破坏。

6 缓冲层动力响应分析

落石冲击拦石墙面板后，速度方向发生改变，受重力作用落石下落冲击棚洞或新建门式基础顶板缓冲层。因此有必要对顶板上方铺设的填土缓冲层进行动力响应分析。

6.1 缓冲层竖向位移分析

落石下落冲击缓冲层后，缓冲层竖向位移时程曲线如图12所示。

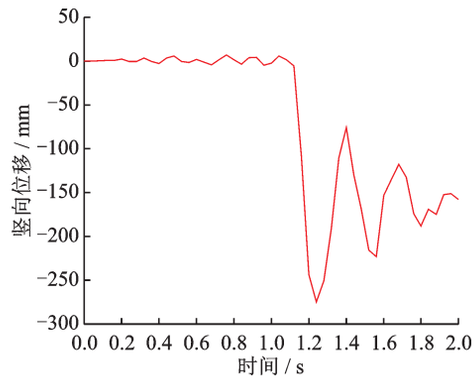


图12 缓冲层竖向位移时程曲线

Fig. 12 Vertical displacement time course curve of buffer layer

从图12中可以看出，在0～1.1 s之间，缓冲层竖向位移只有少量微动，并未产生明显竖向位移，说明此时落石还未与缓冲层接触，只受拦石墙面板振荡作用产生微小位移。

落石与缓冲层接触后(1.1 s之后)，缓冲层开始产生较大竖向位移，最大位移为25 cm。之后竖向位移有一定回升，但未回到接触之前位置，说明缓冲层不仅产生了弹性变形还产生了塑性变形。竖向位移时程曲线有两个较大峰值(1.1 s之后)，说明落石冲击缓冲层后发生反弹并重新跌落，对缓冲层产生了二次冲击；在此之后，缓冲层竖向位移逐渐稳定在16 cm左右。

6.2 缓冲层应力分析

落石下落冲击缓冲层后，缓冲层应力时程曲线如图13所示。

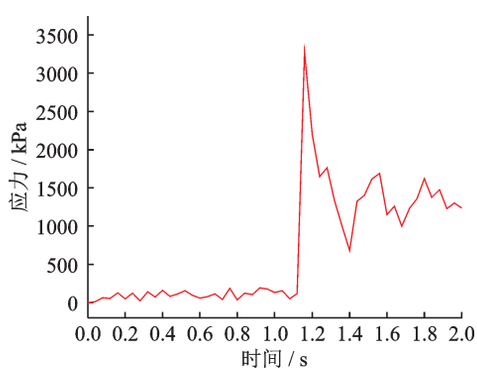


图13 缓冲层应力时程曲线

Fig. 13 Stress time course curve of buffer layer

从图13中可以看出，落石冲击缓冲层(1.1 s以后)的过程中，仍有较大应力产生，其中最大应力达到3260 kPa，说明落石冲击拦石墙面板反弹下落过程后仍然具有较大冲击力，但缓冲层能够通过一定的弹塑性变形对落石冲击起到缓冲作用。

6.3　缓冲层应变分析

落石冲击填土层(t=1.2 s)产生的应变云图如图14所示。

从图14中可以看出，落石冲击缓冲层后产生一定塑性区域，说明缓冲层产生了塑性应变。因此，缓冲层对下面的既有棚洞或门式基础顶板起到了保护作用。

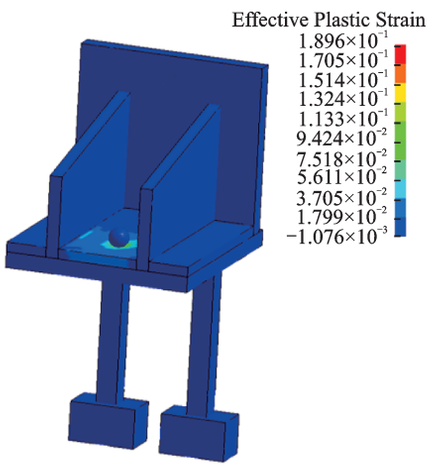


图14　缓冲层应变云图

Fig. 14　Buffer layer strain cloud

7　结　论

棚洞-拦石墙组合结构为防护危岩落石的一种新型组合结构，能够解决落石防护区棚洞改造及站场扩线等落石防护范围不满足需求的问题。本文计算了棚洞-拦石墙组合结构稳定性，并利用ANSYS/LS-DYNA软件分析了落石冲击棚洞-拦石墙组合结构的动力响应规律，得出如下结论：

(1) 棚洞-拦石墙组合结构稳定安全系数较高，能够抵抗落石对其的冲击作用；

(2) 落石冲击棚洞-拦石墙组合结构面板，会使面板产生振荡位移、速度以及加速度，面板通过振荡效应消耗了冲击能量，根据曲线趋势，最终会使面板位移、速度、加速度逐渐降为零；

(3) 在落石冲击棚洞-拦石墙组合结构过程中，肋板墙与面板墙接口处最易受到破坏，在设计中应提交此处强度指标；

(4) 落石冲击棚洞-拦石墙组合结构面板后速度方向发生改变，受重力作用会继续下落冲击既有棚洞或门式基础顶板缓冲层。

参考文献：

[1] 陈福全，刘斯航，张智超，等.滚石防护加筋土挡墙研究综述[J].工程地质学报，2020，28(3)：574-583.
CHEN Fuquan, LIU Sihang, ZHANG Zhichao, et al. State of art in research and design methods of reinforced soil embankment for rockfall protection[J]. Journal of Engineering Geology, 2020, 28(3): 574-583.

[2] 唐建辉，周晓军，蒋敦荣，等.落石冲击大跨度拱形明洞结构作用机理研究[J].铁道工程学报，2019，36(11)：62-66.
Tang Jianhui, ZHOU Xiaojun, JIANG Dunrong, et al. Research on the action mechanism of rockfall impacting large span arched open cut tunnel structure[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2019, 36(11): 62-66.

[3] Giacinto D D, Grassia L, Capriello G, et al. A novel steel damping system for rockfall protection galleries [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 175(3): 106360.

[4] 卢谅，张越臣，王宗建，等.落石冲击荷载作用下加筋土拦石墙冲击应力分布研究[J].岩石力学与工程学报，2021，40(5)：997-1008.
LU Liang, ZHANG Yuechen, WANG Zongjian, et al. Study on impact stress distribution of ground reinforced embankments under rockfall impact[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2021, 40(5): 997-1008.

[5] 孙新坡，何思明，樊晓一，等.崩塌体与拦石墙冲击动力演化过程及参数敏感性[J].成都理工大学学报(自然科学版)，2017，44(2)：232-238.
SUN Xinpo, HE Siming, FAN Xiaoyi, et al. The impact dynamic evolution process and parameter sensitivity study on collapse and buttress[J]. Journal of Chengdu University of Technology (Science & Technology Edition), 2017, 44(2): 232-238.

[6] 邓力源，石少卿，汪敏，等.废旧轮胎在新型柔性拦石墙结构中的应用与数值分析[J].后勤工程学院学报，2015，31(1)：1-6.
DENG Liyuan, SHI Shaoqing, WANG Min, et al. Application of waste tire to new type flex block wall and its numerical analysis[J]. Journal of Logistical Engineering University, 2015, 31(1): 1-6.

[7] Stéphane L, Bernd K. Efficiency assessment of existing rockfall protection embankments based on an impact strength criterion[J]. Engineering Geology, 2018, 243: 1-9.

[8] Breugnot A, Lambert S, Villard P, et al. A discrete/continuous coupled approach for modeling impacts on cellular geostructures[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, 49(5): 1831-1848.

[9] Kishi N, Bhatti A Q. An equivalent fracture energy concept for nonlinear dynamic response analysis of prototype RC girders subjected to falling-weight impact loading[J]. International Journal of Impact Engineering, 2010, 37(1): 103-113.

[10] Shen W, Zhao T, Dai F, et al. DEM analyses of rock block shape effect on the response of rockfall impact against a soil buffering layer[J]. Engineering Geology,

2019, 249: 60-70.

[11] 何思明,沈均,吴永.滚石冲击荷载下棚洞结构动力响应[J].岩土力学,2011,32(3):781-788.
HE Siming, SHEN Jun, WU Yong. Rock shed dynamic response to impact of rock-fall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 781-788.

[12] 何思明,吴永.新型耗能减震滚石棚洞作用机制研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(5):926-932.
HE Siming, WU Yong. Research on cushioning mechanism of new-typed energy dissipative rock shed[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 926-932.

[13] 何思明.滚石对防护结构的冲击压力计算[J].工程力学,2010,27(9):175-180.
HE Siming. Calculation of compact pressure of rock-fall on shield structures[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(9): 175-180.

[14] 刘成清,倪向勇,杨万理,等.基于能量法的被动柔性棚洞防护结构设计理论[J].工程力学,2016,33(11):95-104.
LIU Chengqing, NI Xiangyong, YANG Wanli, et al. Design theory for passive flexible shield structures based on energy method[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(11): 95-104.

[15] 刘成清,陈林雅,陈驰,等.柔性钢棚洞结构在落石灾害防治中的应用研究[J].西南交通大学学报,2015,50(1):110-117.
LIU Chengqing, CHEN Linya, CHEN Chi, et al. Application of flexible shed-tunnel structure to rock-fall hazard prevention[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2015,50(1):110-117.

[16] 王东坡,何思明,李新坡,等.冲击荷载下EPS垫层棚洞耗能减震作用研究[J].四川大学学报(工程科学版),2012,44(6):102-107.
WANG Dongpo, HE Siming, LI Xinpo, et al. Study on the dissipating effects of shed with EPS cushion under impact load[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2012, 44(6): 102-107.

[17] 中国地质灾害防治工程行业协会.崩塌防治工程设计规范(试行):T/CAGHP 032—2018[S].武汉:中国地质大学出版社,2018.
China Geological Disaster Prevention Engineering Association.Code for design of rock fall control engineering: T/CAGHP 032—2018 [S]. Wuhan: China University of Geosciences Press,2018.

[18] 王东坡,何思明,欧阳朝军,等.滚石冲击荷载下棚洞钢筋混凝土板动力响应研究[J].岩土力学,2013,34(3):881-886.
WANG Dongpo, HE Siming, OUYANG Zhaojun, et al. Study of dynamic response of shed reinforced concrete slab to impact load of rock-fall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(3): 881-886.

[19] LS-DYNA Keyword User's Manual Version 971[M]. California, US: Livermore Software Technology Corporation, 2007.

Structural stability and dynamic response of anchor cable ribbed rockfall embankments

LIU Qi[1,2], *LIU Xian-feng*[1,2,3], *LI Jian-guo*[1,2], *TAN Wei*[1,2], *HUANG Wei*[1,2], *HE Peng*[4]

(1.Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2.School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3.School of Civil Engineering, Xinjiang Institute of Engineering, Urumqi 830023, China; 4.Shaanxi Railway and Underground Traffic Engineering Key Laboratory (FSDI), Xi'an 710043, China)

Abstract: In order to meet the demand for rockfall protection range of station yard expansion, on the basis of the existing rock shed protection measures, a new combination structure of rock shed and rockfall embankments is proposed. The bottom of the structure is the existing rock shed or the new portal foundation, and the upper part is the anchor cable ribbed wall. According to the force analysis, the calculation formula of stability safety coefficient of the new combination structure of rock shed and rockfall embankments is established. The dynamic response of the rockfall impacting the new combination structure is studied by ANSYS/LS-DYNA software. The results show that the new combination structure of rock shed and rockfall embankments has a high stability safety coefficient and can meet the requirements of anti-sliding and overturning stability. After the impact of falling rocks on the rockfall embankments panel, it will rebound and continue to impact the buffer layer of the top plate of the rock shed or the new portal foundation due to gravity. The combination structure can resist the impact of falling rocks on the rockfall embankments and increase the protection range of the station expansion line. It can provide effective reference significance for other similar projects.

Key words: rock shed-rockfall embankments; rockfall; impact; stability; dynamic response

作者简介: 刘 奇(1994—),男,博士研究生。电话:19828919468;E-mail: liuqi111@my.swjtu.edu.cn。

通讯作者: 刘先峰(1980—),男,博士,教授,博士生导师。电话:19182163461;E-mail: xianfeng.liu@swjtu.edu.cn。