



TACECS G: DXX-XX -2026

中国工程建设标准化协会标准  
Standard of China Association for Engineering Construction Standardization

## 公路崩塌防治技术规程

Technical Specifications for Prevention or Control Rock Fall of Roads

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会发布

Issued by China Association for Engineering Construction Standardization

中国工程建设标准化协会标准

# 公路崩塌防治技术规程

Technical Specifications for Prevention or Control Rock Fall of Roads

TACECS G:

(征求意见稿)

主编单位：中交第一公路勘察设计研究院有限公司

批准部门：中国工程建设标准化协会

实施日期：XXXX 年 XX 月 XX 日

人民交通出版社股份有限公司

北京

# 目 录

1	总则.....	- 1 -
2	术语和符号.....	- 2 -
2.1	术语.....	- 2 -
2.2	符号.....	- 4 -
3	崩塌的分类与防治工程分级.....	- 6 -
3.1	崩塌的分类.....	- 6 -
3.2	崩塌防治工程分级.....	- 7 -
4	崩塌区工程地质勘察.....	- 8 -
4.1	一般规定.....	- 9 -
4.2	工程地质调绘.....	- 9 -
4.2.1	基本要求.....	- 10 -
4.2.2	崩塌的形成条件.....	- 10 -
4.2.3	危岩调查内容.....	- 11 -
4.2.4	测绘.....	- 12 -
4.2.5	遥感地质解译.....	- 13 -
4.3	勘探、测试与资料分析.....	- 13 -
4.3.1	勘探.....	- 13 -
4.3.2	测试.....	- 14 -
4.3.3	资料分析.....	- 14 -
4.4	崩塌的工程地质评价.....	- 16 -
4.5	工程可行性研究阶段工程地质勘察.....	- 20 -
4.6	初步设计阶段工程地质勘察.....	- 20 -
4.7	施工图设计阶段工程地质勘察.....	- 20 -
4.8	施工阶段工程地质勘察.....	- 21 -
4.9	运营阶段工程地质勘察.....	- 22 -
4.10	地勘报告编制.....	- 23 -
5	崩塌稳定性与落石运动分析评价.....	- 25 -
5.1	一般规定.....	- 25 -

5.2	荷载与设计工况.....	- 25 -
5.3	稳定性分析计算.....	- 26 -
5.4	崩塌稳定性评价.....	- 32 -
5.5	危岩落石运动分析.....	- 33 -
6	崩塌的防护工程设计与施工.....	- 36 -
6.1	一般规定.....	- 36 -
6.2	清除.....	- 37 -
6.3	支撑与嵌补.....	- 43 -
6.4	防护网.....	- 47 -
6.5	锚固.....	- 54 -
6.6	拦石墙.....	- 58 -
6.7	柔性棚洞.....	- 65 -
6.8	明（棚）洞.....	- 70 -
6.9	防护形式组合.....	- 78 -
6.10	防护措施.....	- 78 -
6.11	截、排水工程.....	- 79 -
7	监测.....	- 81 -
7.1	一般规定.....	- 81 -
7.2	监测项目.....	- 81 -
7.3	监测方法及精度要求.....	- 82 -
7.4	监测网点布设.....	- 82 -
7.5	监测周期与频率.....	- 84 -
7.6	监测资料整理.....	- 85 -
	附录 A.....	- 86 -
	附录 B 危岩崩塌支撑柱反力计算.....	- 87 -
	附录 C 落石运动轨迹计算.....	- 92 -
	附录 D 拦石墙缓冲层计算.....	- 100 -
	附录 E 公路隧道柔性防护棚洞落石冲击计算.....	- 101 -
	附录 F 钢结构柔性防护棚洞承载力和稳定性计算.....	- 122 -

# 1 总则

1.0.1 为规范和指导公路崩塌防治工程勘察、设计、施工及监测，提高公路崩塌防治技术水平，制定本规程。

条文说明：崩塌是危岩在重力和其它外力作用下脱离母体，突然向下运动直至落地形成堆积体的过程。崩塌可按照岩性分为黄土崩塌、黏性土崩塌、碎石类土崩塌和岩体崩塌。本规程主要针对可能形成岩体崩塌的危岩防治。

1.0.2 本规程适用于各等级公路崩塌防治工程，以及位于公路红线以外并影响公路安全的崩塌防治工程。

1.0.3 崩塌易发地段公路设计应做好地质、安全和环保选线工作，选择有利于公路安全的线位，并应绕避规模大、性质复杂的崩塌危岩体。

1.0.4 公路崩塌防治设计应遵循以防为主、防治结合、彻底治理的原则，因地制宜，采用综合治理措施，避免引发次生地质灾害。

1.0.5 公路崩塌防治设计与施工应在不断总结实践经验和科研成果的基础上，积极采用成熟可靠的新技术、新材料、新设备和新工艺。

1.0.6 公路崩塌防治设计与施工除应符合本规程的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 术语

#### 2.1.1 崩塌 rock fall

陡坡或陡崖上的岩土体被一组或多组结构面切割，在重力和其它外力作用下脱离母体，突然向下运动直至落地停止运动之前的整个过程。

#### 2.1.3 落石 rockfall

陡坡或陡崖上的个别危岩块在重力和其它外力的作用下，突然向下运动直至落地停止运动之前的整个过程。

#### 2.1.4 崩塌区 collapse area

指包括危岩、崩塌体途经区域以及崩塌体有可能覆盖的全部范围。

#### 2.1.5 危岩 dangerous rocks

陡坡或陡崖上被一组或多组结构面切割，具有潜在脱离母体而塌落的岩土体。

#### 2.1.6 崩塌体 collapse mass

是指危岩（土）在脱离母体后向下运动过程中的岩土体。

#### 2.1.7 母体 parent

与危岩密切相连接的岩土体。

#### 2.1.8 冲击力 impact force

危岩脱离母体在向下运动过程中与其密切接触的岩土体或其它物体相互碰撞所产生的作用力。

#### 2.1.9 滑移式崩塌 sliding and falling

危岩沿结构面滑移或沿软弱岩土体不利方向剪出塌落的现象。

#### 2.1.10 倾倒式崩塌 toppling

危岩以垂直节理或裂隙与母体分开，以危岩底部的某一点为转点，发生转动性倾倒的现象。

#### 2.1.11 坠落式崩塌 falling

危岩下方悬空或支撑承载力不足抵抗自重而以自由落体方式脱离母体的现象。

#### 2.1.12 岩堆（崩塌堆积体） falling deposits

危岩崩塌后堆积在斜坡及坡脚的岩土固体颗粒物质。

### 2.1.13 撒落堆积体

高陡斜坡地带岩体在重力等作用下发生崩塌，在作用缓慢而又近似均匀的过程中形成的堆积体。

### 2.1.14 孤石 boulder

崩积于斜坡上或坡脚具有一定体量的单一岩块。

### 2.1.15 结构面 discontinuities or structural planes

岩土体内的不连续地质界面。

### 2.1.16 软弱结构面（软弱夹层） weak structural planes

两壁较平滑、充填有一定厚度软弱物质且延伸较长的结构面。

### 2.1.17 卸荷带 unloaded zone

自然地质作用或人为因素扰动使岩体应力释放而造成的具有一定宽度的岩土体松动带。

### 2.1.18 棚洞 shed tunnel

棚洞是为防止崩塌危及保护对象设置的一种构筑简支顶棚架，并回填而成的洞身。

### 2.1.19 拦石墙 retaining wall against falling rocks

修建于崩塌源坡脚处平台，用于拦截崩塌落石块体的挡土墙，通常采用浆砌砌筑或混凝土浇筑。

### 2.1.20 喷射混凝土 shotcrete

利用压缩空气或其他动力，将按照一定配比拌制的混凝土混合物沿管路输送至喷头处，以较高速度垂直喷射于受喷面，依赖喷射过程中水泥与骨料的连续撞击，压密而形成的一种混凝土。

### 2.1.21 动态设计法 method of information design

根据信息法施工和施工勘查反馈的资料，对地质结论、设计参数及设计方案进行再验证，确认原设计条件有较大变化，及时补充、修改原设计的设计方法。

## 2.2 符号

对规程中涉及到的符号进行汇总说明，方便查阅。

### 2.2.1 作用和作用效果符号

$G$ —崩塌体重力；

$Q$ —崩塌每延米水平荷载；

$U$ —滑面每延米水压力；

$V$ —后缘陡倾裂隙每延米水压力；

$G_b$ —滑体每延米竖向附加荷载；

$N_a$ —锚杆轴向拉力。

### 2.2.2 材料性能与抗力性能符号

$c$ —滑面黏聚力；

$\varphi$ —滑面内摩擦角；

$\theta$ —滑面倾角；

$\gamma$ —柱撑材料的重度；

$q_{sik}$ —柱周岩土侧压力；

$f_{rk}$ —岩石饱和单轴抗压强度标准值；

$f_c$ —混凝土轴心抗压强度设计值；

$f_y$ —纵向主筋抗压强度设计值；

$\sigma_k$ —岩体抗拉强度标准值。

### 2.2.3 几何参数符号

$a$ —块体重心到基座顶面前缘的水平距离；

$b$ —后缘裂隙延伸段下端到基座顶面前缘的水平距离；

$h_0$ —水平地震力作用线到基座顶面前缘的垂直距离

$h$ —后缘裂隙深度；

$H$ —后缘裂隙上端到未贯通段下端的垂直距离；

$a_0$ —块体重心与后缘铅垂面中点的水平距离；

$b_0$ —块体重心与后缘铅垂面中点的垂直距离；

$L$ —柱撑长度；

$A$ —柱撑截面面积；

$\mu$ —柱撑截面周长。

#### 2.2.4 计算系数符号

$F_a$ —危岩地震放大效应系数；

$F_s$ —崩塌稳定系数；

$F_{st}$ —危岩稳定安全系数；

$K$ —破裂系数；

$\lambda$ —孔深系数；

$\xi$ —柱嵌岩段侧阻和端阻综合系数；

$\psi_c$ —工艺系数；

$\gamma_T$ —张力扩大系数。

### 3 崩塌的分类与防治工程分级

#### 3.1 崩塌的分类

3.1.1 应根据崩塌的地层岩性、体积大小、所处的相对高度、崩塌的形成机理、破坏方式以及崩塌地质条件复杂程度等进行分类。

条文说明：崩塌可按照地层岩性分为黄土崩塌、黏性土崩塌、碎石类土崩塌和岩体崩塌。本规程主要针对可能形成岩体崩塌的危岩。

3.1.2 崩塌可根据潜在发生崩塌的岩土体的体积大小按照表 3.1.1 进行分类。

表 3.1.1 崩塌按照潜在发生崩塌的岩土体的体积大小分类

崩塌规模	小型	中型	大型
体积 $V$ ( $m^3$ )	$V \leq 10$	$10 < V \leq 500$	$V > 500$

条文说明：危岩体体积决定着崩塌发生的规模，小型、中型、大型分别对应落石、崩塌、山崩。崩塌规模划分依据为大量工程案例统计，一般情况下落石的体积小于 10 立方米，大型崩塌（山崩）划分主要考虑是否对山体外貌特征造成明显改变。以上分类标准适用大部分情况下崩塌规模的划分，特殊性情况应据实判定，如：孤石失稳滚落，其体积可能大于 10 立方米。

3.1.3 崩塌可根据其所处的相对高度按照表 3.1.2 进行分类。

表 3.1.2 崩塌按相对崖底高度分类

崩塌类型	低位崩塌	中位崩塌	高位崩塌	特高位崩塌
崩塌顶面相对崖底高度 $H$ (m)	$H \leq 20$	$20 < H \leq 50$	$50 < H \leq 100$	$H > 100$

3.1.4 崩塌可根据形成机理按照表 3.1.3 进行分类。

表 3.1.3 崩塌按照形成机理分类

类型	地层岩性	结构面	地貌	受力状态	起始运动形式
倾倒式崩塌	黄土、直立岩层	多为垂直节理、裂缝、直立层理面	峡谷、直立岸坡、悬崖	主要受倾覆力矩作用	倾倒
滑移式崩塌	多为软硬相间的岩层	有倾向临空面的结构面	坡面坡度通常大于 $55^\circ$	滑移面主要受剪切力	滑移

外鼓式崩塌	坚硬岩层下有较厚软岩层	上部垂直节理、裂缝，下部为近水平的结构面	陡坡	下部软岩主要受垂直挤压	伴有下沉、外移、倾斜
拉裂式崩塌	多见于软硬相间的岩层	多为风化节理和重力拉张节理、裂缝	上部地层突出悬空，下部地层凹陷的陡崖	拉张	拉裂
错断式崩塌	黄土、坚硬岩层	垂直节理发育，通常无倾向临空面的结构面	坡面坡度大于45°的斜坡	自重引起的剪切力	错落

3.1.5 崩塌按照破坏方式可按照下表 3.1.4 分类。

表 3.1.4 崩塌按破坏方式分类

破坏形式	岩性	结构面	地貌	受力状态	起始运动形式
倾倒式	多为坚硬岩、较硬岩、黄土、碎石类土	多发育垂直节理、裂缝，陡倾坡内层理~直立层面	峡谷、直立岸坡、悬崖	主要受倾覆力矩作用	倾倒
滑移式	坚硬岩，多为软硬相间的岩层	有倾向临空面的结构面或倾向临空面的组合结构面	坡度大于35°的陡坡	滑移面主要受剪切力	滑移、坠落
坠落式	坚硬岩，较硬岩	垂直节理裂隙发育，通常无倾向临空的结构面	坡度大于45°的陡坡	自重引起的剪切力	下错、坠落

3.1.6 崩塌地质条件复杂程度可按照表 3.1.5 分类。

表 3.1.5 崩塌地质条件复杂程度分类

地质条件形成条件	地质条件简单	地质条件中等	地质条件复杂
地形条件	坡面坡度 $<25^\circ$ ，较平缓	高度小于20米斜坡， $25^\circ \leq \text{坡度} < 45^\circ$	高度大于20米斜坡，坡度 $\geq 45^\circ$ ，陡峻斜坡，临空面发育
岩性条件	坡体完整，无外倾结构面	局部裂隙发育，切向坡为主	软硬互层，破碎硬质岩、顺向坡或外倾结构面发育、厚层黄土
构造条件	构造不发育，节理稀疏（间距 $>5\text{m}$ ，地震少， $M_s \leq 3$ 级或 $\alpha \leq 0.05g$ ）	节理发育（间距1-5m），与坡向一致， $4.5 < M_s \leq 6$ 级或 $0.05g < \alpha \leq 0.10g$	断层破碎带、褶皱核部、节理密集（间距 $<1\text{m}$ ）， $M_s > 6$ 级或 $\alpha > 0.10g$
地下水条件	无地表径流及地下水	降雨诱发局部渗流	易受降水和地下水补给、季节性泉水渗出、地下水波动
人类活动	无人工扰动或轻度植被破坏	轻微震动和小型工程堆载	坡脚开挖、爆破施工、矿山采掘、大规模堆载、水库蓄水

注：1.表中  $M_s$  为地震震级， $\alpha$  为地震动峰值加速度。

## 3.2 崩塌防治工程分级

3.2.1 崩塌风险等级划分应根据崩塌的威胁对象（不同等级公路和结构物）的重要性、

地质条件复杂程度、崩塌的规模、崩塌发生对交通通行的影响以及崩塌造成人员伤亡、经济损失等因素综合考虑，公路崩塌风险等级可按表 3.2.1 划分。

表 3.2.1 公路崩塌风险等级划分表

崩塌风险等级	公路崩塌风险类别
高风险	1) 直接威胁对象：高速公路、一级公路、桥梁主墩、隧道洞口 2) 地质条件复杂，坡脚有崩积物或近期坡体裂缝有扩展趋势； 3) 大型崩塌，高位、特高位崩塌； 4) 交通中断时间长，整个路幅被掩埋，可能造成桥梁垮塌、隧道掩埋或路基整体失稳； 5) 可能造成重大人员伤亡和财产损失。
中风险	1) 直接威胁对象：一、二级公路 2) 地质条件中等-复杂，坡脚有崩积物或近期坡体裂缝有扩展趋势； 3) 中型崩塌，中位、高位崩塌； 4) 交通中断，需大面积清理方可通行，可能造成桥梁、隧道洞口和路基局部破损。
低风险	1) 直接威胁对象：三四级公路、一般路基、涵洞、小型桥梁，可能造成局部路面塌陷、防护结构损毁； 2) 地质条件简单-中等，无明显变形或裂缝稳定，极端条件下发生落石； 3) 小型崩塌，低位崩塌； 4) 交通短暂通行受阻，不完全中断，简单清理可恢复正常通行； 5) 造成财产损失小。

条文说明：崩塌是多因素耦合作用的结果，为客观评价其造成的影响，考虑其发生存在的不确定性和危害性，结合公路特点，从威胁对象的重要性、地质条件复杂程度、崩塌规模、崩塌发生对交通通行影响以及造成人员伤亡、经济损失等因素对其进行风险等级划分。风险等级划分采用就高判定原则。

## 4 崩塌区工程地质勘察

### 4.1 一般规定

1 公路崩塌勘察应按设计阶段循序渐进，采用综合勘察手段，查明崩塌的类型、成因、规模、可能的破坏模式，并预测发展趋势和运动特征。

2 公路崩塌的工程地质勘察可分为工程可行性研究阶段工程地质勘察（简称“工可勘察”）、初步设计阶段工程地质勘察（简称“初步勘察”）和施工图设计阶段工程地质勘察（简称“详细勘察”）三个阶段进行。施工阶段、运营阶段公路崩塌的工程地质勘察应根据需要开展工作。

3 线路从下列情况之一通过时，宜按崩塌进行工程地质勘察，并根据勘察成果，对崩塌采取相应的防治措施。

1) 从高陡斜坡、陡崖地段及其坡脚或者附近通过时。

2) 岩土体的层理、节理、裂隙或软弱结构面（带）发育，结构面的组合关系对崩塌稳定不利，且多为张节理时。

3) 斜坡或坡脚地带有少量或大量崩塌堆积物（岩堆）分布时。

4 对影响路线方案及影响公路安全的地质条件复杂的崩塌，应进行专项工程地质勘察。

5 崩塌工程地质勘察应在搜集、分析已有资料和现场踏勘的基础上，根据相关规定或委托单位的要求、工程设置、崩塌与岩堆的发育程度，有针对性的编制崩塌工程地质勘察大纲。

6 崩塌工程地质勘察大纲应包括下列内容：

1) 项目概况：包括任务依据，建设规模和标准，路线走向，工程设置以及以往已经做过的有关危岩、崩塌和落石的工程地质工作情况；

2) 勘察执行的技术标准；

3) 崩塌发育段落的工程地质概况：与危岩、岩堆分布密切相关段落的地形地貌、地层岩性、地质构造、水文地质、气象水文、地震、植被生长以及人类活动情况，危岩、岩堆的分布情况，对控制路线方案的危岩和岩堆应重点予以说明；

4) 勘察方法，勘探点的布置原则及主要工作量；

5) 勘察工作的质量目标和质量措施；

- 6) 组织机构, 人员及设备配置, 安全保障及环境保护措施;
- 7) 计划进度安排及保障措施;
- 8) 资料编制原则, 应交成果资料种类和数量;
- 9) 其他需要说明的问题。

7 勘察大纲在执行过程中应根据调查的深入, 对危岩的进一步了解、技术条件的变化等进行调整。

## 4.2 工程地质调绘

### 4.2.1 基本要求

1 崩塌的调查对象应包括危岩、高陡斜坡或陡崖的调查。

2 崩塌的调查范围应包括陡崖及其相邻地段, 坡顶应至陡崖卸荷带之外稳定区域一定距离, 崩塌体途经地带, 坡底应至崩塌堆积区外及崩塌堆积物可能转化为滑坡或泥石流的影响范围外。如存在对危岩起控制作用的断裂(层)等结构面(带)时, 可扩大调查范围或进行专题地质调查。

3 对于规模大, 地质条件复杂的崩塌, 应按照调查和测绘二个层次开展工作。

4 崩塌应采用以野外实地察看和量测为主的调查方法。

5 崩塌的野外地质调查, 应详细记录各相关要素, 应绘素描图, 并附照片。观测点的具体位置和个数, 应根据不良地质体的规模大小、复杂程度等因素合理确定。

6 崩塌影响范围应采用崩塌历史调查法和崩塌运动学分析法计算确定, 必要时可采用现场落石试验法确定。崩塌运动学分析法计算在第5章进行。

### 4.2.2 崩塌的形成条件

表4.2.1 崩塌的形成条件

影响因素	崩塌的形成条件
地形地貌	峡谷、山谷、河谷凹岸陡峻的斜坡地段, 一般坡度大于 45°、坡面多凹凸不平, 上陡下缓。
地层岩性	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 由坚硬、性脆的岩石(厚层石灰岩、花岗岩、石英岩、玄武岩等)构成的较陡的斜坡, 如其构造、卸荷节理发育, 并存在深而陡的平行于坡面的张裂隙时, 有利于崩塌、落石的发生。</li> <li>2. 软硬岩互层(如砂岩与页岩、泥岩互层、石灰岩与泥灰岩互层等)构成的陡峻斜坡, 如其构造、卸荷节理发育, 并存在深而陡的平行于坡面的张裂隙时, 有利于崩塌、落石的发生。</li> <li>3. 黄土垂直节理发育, 形成的陡坡、陡崖, 极易产生崩塌。</li> <li>4. 陡坡上部为坚硬、较硬岩石, 下部为易溶岩或软岩(如煤系地层、泥岩或页岩)时, 或受河水冲刷破坏、风化剥落、风蚀作用, 或受人为活动的变形影响, 硬岩、较硬岩受张应力的作用, 裂隙进一步向深部发展, 当形成连续贯通的分离面时, 便易形成大崩塌。</li> </ol>

地质构造	<p>1. 公路走向与区域构造线平行贴近，且采用深挖方时，崩塌、落石容易发生。</p> <p>2. 几组构造线的交会处，往往是崩塌的多发处。</p> <p>3. 当岩体中各种软弱结构面的组合位置处于下列最不利的情况时，易发生崩塌：</p> <p>①当岩层倾向山坡外侧，且岩层倾角大于 <math>45^{\circ}</math> 而小于自然坡度时；</p> <p>②当岩层发育有多组节理，且一组节理倾向山坡外侧，倾角为 <math>25^{\circ} \sim 65^{\circ}</math> 时；</p> <p>③当二组与山坡斜交的节理（X节理），组成倾向山坡外侧的楔形体时；</p> <p>④当节理面呈弧形弯曲的光滑面或山坡上方不远处有断层破碎带存在时；</p> <p>⑤当岩浆岩侵入接触带附近的破碎带或变质岩中的片理、片麻理构造发育，风化后形成软弱结构面时；</p>
水文地质	<p>1. 水是引起危岩崩塌最活跃的因素，绝大多数危岩崩塌都发生在雨季或暴雨之后。雨水、雪融水流入、渗入岩土体，增加了其重量，加大了裂隙和孔隙静水压力，加速加剧了岩体裂隙、裂缝壁表层岩石的风化，冲刷、溶解和软化了裂隙充填物形成的软弱结构面或使孔隙不断加大、加深，容易使高陡斜坡发生崩塌。</p> <p>2. 河（江、间歇性冲沟、溪流）水的冲刷、淘蚀作用和海洋、湖泊、水库的涌浪作用会使岸坡岩土体不断遭到破坏、流失，使岸坡逐渐变陡且容易发生崩塌。</p> <p>3. 降水或雪融水流入或渗入岩土体裂缝、裂隙内，当裂缝、裂隙内的地温低于 <math>0^{\circ}</math> 度时，水的冻胀或冰劈作用可能会诱发危岩发生崩塌。</p> <p>4. 当山坡上部积雪内部的内聚力抗拒不了它所受到的重力拉引时，便会向下滑动，引起大量雪体崩塌。</p>
其它因素	<p>1. 强烈的地震、爆破、车辆的反复震动，可促使或诱发岩土体的崩塌发生。</p> <p>2. 昼夜、季节的温度变化，干湿交替与反复冻融加快了岩石节理裂隙或裂缝的风化速度，促进了岩石的强烈风化，为崩塌的形成提供了有利条件。</p> <p>3. 植物根系的根劈作用会对岩体造成机械破坏，使裂隙变宽变深；植物根系生长分泌出的有机酸和植物死亡后分解形成的腐殖酸在对岩石造成分解破坏，使裂隙不断变宽、加深的同时，还能够形成既有矿物质又有有机质的土（软弱结构面（带））；田鼠、蚂蚁和蚯蚓等动物不停地挖洞掘穴，也会使岩土破碎、土粒变细，为崩塌创造有利条件。</p> <p>4. 人类工程活动中边坡开挖过高过陡，地下采矿引起地面下沉开裂等，既破坏了山体的自然平衡，还加快了岩体的风化速度，也为危岩崩塌的发生创造了有利条件。</p>

#### 4.2.3 危岩调查内容

1 危岩的位置、空间几何形态特征，分布高程、规模大小，危岩及周边的区域地貌类型，危岩坡顶一定范围至坡脚一定范围的微地貌特征——陡坡、陡崖、缓坡、台阶、陡坎，山坡倾向、坡度，平地、洼地等。

2 地层岩性：包括危岩及其周边和下伏的与崩塌体途经的山坡地带的地质时代、岩性、成因、结构、风化程度等。

3 地质构造：与危岩密切相关的地层的产状；断裂（层）、褶皱、褶曲与危岩的相互关系以及对危岩形成的影响程度；节理类型，特别是卸荷节理的发育程度，节理组数，每一组节理的性质、产状、间距、延伸情况、张开与闭合程度、深度、填充物、软弱夹

层、岩腔与洞穴、侧边界、底界（崩滑带），结构面的组合关系或者主要结构面对山坡稳定性的影响情况等。当危岩裸露情况不理想时，应在坡顶适当位置布置槽探、坑探或浅井，以获取节理裂隙的产状，采取岩土试样，以获取必要的岩土物理力学指标。

4 水文地质条件：降雨、地表水的径流特征、泉水类型及其出露情况，落水洞发育情况，地下水赋存特征，地表水与地下水的相互联系，河（江、间歇性冲沟、溪流等）流的冲刷、淘蚀情况，海洋、湖泊和水库的浪涌情况，裂隙充水、高度等情况。

5 其他因素：地震、爆破、车辆振动情况；植物生长情况，根劈作用以及植物分泌的有机酸和植物死亡后分解形成的腐殖酸对岩土的破坏情况；动物与人在岩土中的地面及地下开挖、采掘等因素的强度以及它们对危岩体变形破坏的作用和影响情况；大气降水、雪融水下渗，寒冷地区裂隙水的冻胀冰劈作用等对危岩崩塌的影响情况；昼夜、季节的温度变化，干湿交替与反复冻融对岩石节理裂隙或裂缝内岩石风化的影响情况。

6 危岩周边及底界以下地质体的工程地质特征。

7 危岩变形崩塌发育史。查阅资料或调查走访了解历史上危岩的形成时间、危岩发生崩塌的次数、发生的时间，崩塌前兆特征、崩塌方向、崩塌体运动距离、堆积场所，堆积物边界及不同位置堆积物的厚度、块体大小变化情况以及新老崩塌堆积物的位置关系，堆积物的岩性、磨圆度、风化程度、溶蚀程度，崩塌体运动过程中遗留在地表的撞击等运动痕迹，诱发因素，变形发育史等。

8 分析危岩发生崩塌的可能性，初步划定并分析预测危岩可能发生崩塌的区域和崩塌堆积物的堆积范围以及崩塌物可能到达的最远距离。

9 危岩崩塌可能到达并堆积的场地的形态、坡度、高程、地层岩性与产状。

10 危岩崩塌可能引起的灾害类型（如涌浪、堰塞湖、砸断桥梁、堵塞道路等）和规模，分析预测成灾范围和后果。

11 对于高陡山坡或陡崖，调查人员难以到达，实地察看困难时，宜采用无人机进行近距离倾斜摄影，以获取实景三维模型，以间接获取危岩结构面的相关信息。

12 利用InSAR数据服务或通过在线平台或工具，采取一种非接触式的监测方法，可以获取拟建项目危岩的高精度形变信息。

#### 4.2.4 测绘

1 对规模大、地质条件复杂、稳定性差的危岩和岩堆应进行大比例尺测绘。

2 危岩崩塌不良地质测绘的内容应包括崩塌区地形测绘和地质测绘，要求如下：

1) 测绘平面图比例尺宜在1:200~1:1000之间。

2) 测绘剖面图比例尺宜在1:100~1:1000之间,对主要裂缝应进行更大比例尺测绘和绘制素描图。

#### 4.2.5 遥感地质解译

1 新建公路的预可行性研究阶段、可行性研究阶段及初步设计阶段,应充分利用遥感数据,并与工程地质调绘密切配合,为路线方案选择、比选,及时、准确地提供地质资料。

2 遥感图像地质解译,应根据勘察要求和目的、地区工程地质特点,崩塌的发育程度以及岩堆的分布情况,选择适宜的遥感数据。

3 应充分利用遥感图像地质解译,认识地质构造、地层岩性、水文地质特征,危岩、岩堆的分布范围、地面裂缝、规模大小等自然特征,也可以利用不同时期的遥感图像或数据对崩塌和岩堆的发生、发展进行动态分析。

4 遥感图像地质解译应按准备工作、初步解译、外业验证调查与复核解译、最终解译与资料编制的程序开展工作。

5 在工程地质条件复杂、崩塌发育,岩堆分布多的山区或越岭地段进行大面积工程地质选线时,宜采用多平台、多波段、多时相的遥感图像地质解译。解译成果应编制遥感图像地质解译图。

### 4.3 勘探、测试与资料分析

#### 4.3.1 勘探

1 崩塌勘探宜根据崩塌地质条件的复杂程度以及具体的工程地质条件,采用清除表土、坑探、槽探、井探、钻探、物探(干涉雷达、孔内成像、孔间CT探测等)中的一种或二种以上的方法进行综合勘探。对于地质条件复杂的大型崩塌,宜采用物探、钻探、平硐等相结合的综合勘探手段,重点是要查明岩体的节理裂隙、裂缝、软弱结构面、软弱夹层等的发育程度及其组合关系,卸荷带分布等。

2 勘探工作宜满足下列要求:

1) 对于规模大,工程地质条件复杂,稳定性差的岩土体崩塌,宜沿失稳方向布置有代表性的勘探断面,断面间距宜在100~200m之间,先采用物探进行勘探,再采用钻探、井探等进行验证。每条断面的观测点与勘探点的数量不宜少于3个。

2) 勘探孔深度应穿过最下一层软弱结构面3~5m。

3) 软弱结构面或裂缝带充填的细颗粒物质应采取岩土试样,进行物理力学性质指

标测试。

4) 强卸荷带以及变形强烈区域应有剖面控制。

#### 4.3.2 测试

1 测试对象为危岩、母岩、破碎带、软弱夹层、结构面（带），地下水和地表水。

2 测试项目应包括岩土的物理性质、力学性质、软弱夹层或结构面充填土的颗粒级配、物质成分试验，地表水和地下水的化学成分及其对建筑材料的腐蚀性试验；力学性质试验应包括母岩及危岩下伏岩土抗压试验与变形试验；对受抗拉强度控制的倾倒式危岩，还应包括母岩（土）的抗拉试验；对受抗剪强度控制的坠落式危岩（土）及滑移式危岩（土），还应包括母岩（土）及危岩下伏岩土抗剪试验；必要时应进行结构面（带）现场抗剪试验。

3 进行抗剪试验的黄土、粉土、粉质黏土，抗剪试验方法宜选择快剪、或不排水剪、固结快剪或三轴固结不排水剪。

4 岩土室内试验单项样品数量宜按照表4.3.1的规定取样。

表4.3.1 岩土与软弱结构面室内单项试验取样数量表

工程地质条件复杂程度	母岩及危岩下伏岩土层、软弱夹层的物理性质试验取样数量（组）	母岩及危岩下伏岩土层、软弱夹层的抗剪强度试验取样数量（组）	母岩及危岩下伏岩土层、软弱夹层的抗压、抗拉强度、变形试验取样数量（组）	危岩下伏岩土体的耐崩解试验取样数量（组）
复杂	≥5	≥9	≥5	3
中等	3~4	6~8	3~4	2
简单	1~2	3~5	1~2	1

注：① 当危岩、母岩、危岩下伏岩土体与软弱结构面岩性不同时，各自应按表中规定分别采取试样。

② 初步勘察在该表的基础上取样数量可适当减少，但不得少于表中简单条件下的最小值。

5 危岩勘察应注意观测和分析危岩区的地下水动态和裂隙水头压力。

#### 4.3.3 资料分析

1 工程地质资料分析应将地质调绘、遥感图像地质解译及各类勘探、测试成果资料分类汇总，采用定性与定量相结合的综合分析方法，并符合下列规定：

1) 定性分析应依据各类勘察手段获取的地质资料，进行综合分析。

2) 定量分析应在定性分析的基础上进行，根据地质条件、试验测试方法，对各类地质参数分类汇总，分别进行数理统计、综合分析对比各类地质参数。

2 综合分析应包括下列内容：

1) 与崩塌密切相关的地质条件或崩塌相关各方案地质条件的综合分析。

- 2) 既有资料与勘察资料的综合分析。
- 3) 公路沿线与崩塌密切相关的地质条件的分类和综合分析。
- 4) 同类地质条件下, 相同勘察手段及不同勘察手段取得的地质资料的综合分析。

3 岩土参数应根据危岩的崩塌类型和地质条件并结合下列内容评价其可靠性和适用性:

- 1) 取样方法和其它因素对试验结果的影响。
- 2) 采用的试验方法和取值标准。
- 3) 不同测试方法所取得结果的分析比较。
- 4) 测试结果的离散程度及其原因分析。
- 5) 测试方法与计算模型的配套性。

4 岩土参数数理统计应符合下列规定:

- 1) 岩土的物理力学指标, 应按照同类地质条件或同层位进行统计;
- 2) 主要参数应按下列公式计算平均值  $f_m$  和标准差  $\sigma$  :

$$f_m = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{n} \quad (4.3.1-1)$$

$$\sigma = \left[ \frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^n f_i^2 - n f_m^2 \right) \right]^{1/2} \quad (4.3.1-2)$$

式中  $f_i$  —— 岩土物理力学指标;

$n$  —— 同类地质条件下或同层位数据个数。

- 3) 岩土参数的变异系数  $\delta$  应按下列式确定:

$$\delta = \frac{\sigma}{f_m} \quad (4.3.1-3)$$

- 4) 岩土参数的标准值应按下列式确定:

$$f_k = \psi \cdot f_m \quad (4.3.1-4)$$

$$\psi = 1 \pm \left( \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (4.3.1-5)$$

式中  $f_k$  —— 岩土参数标准值;

$\psi$  —— 统计修正系数, 正负号按不利组合取值, 计算  $c$ 、 $\phi$  值的修正系数时取负号。

5 勘察报告中的岩土参数，应按照崩塌类型、工程特点、参数类型、设计要求等因素综合确定。

## 4.4 崩塌的工程地质评价

### 4.4.1 一般规定

1 崩塌区工程地质评价应包括危岩、高陡斜坡或陡崖与岩堆的稳定性评价，以及对危岩崩塌的影响范围分析。评价应同时进行定性和定量评价。危岩稳定状态应根据定性分析和定量计算结果综合判定，以定性为主，定量为辅。地勘报告重点进行危岩稳定性定性评价，定量评价由设计人员在第5章进行。

2 崩塌工程地质评价应以搜集资料、调查访问、地质测量、遥感解译等方法为主，勘探为辅。重点是要做好危岩及其高陡斜坡岩土结构面的产状、节理组数、间距、延伸情况、张开程度、充填情况等量的量测、调查及其组合关系以及震动（地震、爆破、重载汽车或列车行驶引起的震动等）、水文地质、气象、冰劈等作用对危岩转化为崩塌和落石的综合性研究与分析，为危岩转化为崩塌或落石的预测和发展趋势判断、评价提供可靠扎实的基础资料。

3 崩塌区工程地质评价应根据地貌形态；地层岩性；地质构造发育程度，结构面组合关系对山坡稳定性的影响程度；水文地质条件；震动（地震、爆破、重载汽车或列车行驶引起的震动等）、气象、动物和人类活动对危岩稳定性的影响等因素，山坡或其坡脚分布的孤石大小、多少，既有岩堆的范围、粒径大小、厚度等现象，依据危岩的变形破坏特征进行崩塌的工程地质分类，圈出潜在危岩可能崩塌的范围和危险区，对各类建筑物和线路工程的场地适宜性做出评价，并提出防治对策和方案。

条文说明：危岩转化为崩塌或落石，是特定地貌形态、地层岩性、地质构造、水文地质、震动（地震、爆破、重载汽车或列车行驶引起的震动等）、气象、以及动物和人类活动等因素相互叠加耦合的结果，具有变化漫长，发生突然，破坏后果严重、准确预测、评价困难等特点。高陡山坡、陡崖或人工边坡的岩土地质环境条件不同，影响、促使岩土坡体及其顶部的稳定状态逐渐发生变化的因素众多，最终导致危岩转化为崩塌或落石的因素各异。各种影响因素或特点如下：

1 地貌上为陡坎、陡崖、高陡山坡或边坡，是危岩转化崩塌或落石的共性因素，或关键因素。

2 高陡岩土山坡或边坡发育 1 组或几组节理，结构面或结构面的组合关系对坡体稳定

不利，是危岩转化为崩塌或落石的共性因素和关键因素。结构面对坡体稳定性的影响有两种分析方法：一是根据现场量测的结构面产状与坡体的相互关系直接进行分析判断；二是将各结构面的产状绘制在赤平投影图上，利用赤平投影原理分析结构面及其组合关系对边坡稳定性的影响。

3 水是促使高陡岩土山坡或边坡由稳定状态向不稳定状态转变，且最终诱发、导致危岩发生崩塌或落石最主要、最关键、最活跃的因素。主要表现在以下几个方面：

1) 是降水或雪融水沿节理裂隙等结构面不断下渗、反复下渗，干湿交替变化，加速加剧了结构面内岩石的风化速度，使结构面内的土不断增加，结构面不断加宽加深，此类变化持续反复而漫长，是一个不断逐渐积累的过程；

2) 是结构面内的水能够降低结构面及其充填土的强度，对危岩体及其山坡或人工边坡的稳定性产生严重的负面影响，是危岩突然发生崩塌或落石的主要因素和关键因素；

3) 是竖向或高角度倾斜的结构面内的水能够产生静水压力、动水压力等附加力，对危岩体或山坡稳定产生负面影响；

4) 是水能增加岩土的重量，对危岩体或高陡山坡或人工边坡的稳定性产生负面影响；

5) 是溪流、间歇性冲沟流水、江水与河水等水流，冲刷、淘蚀岩土坡脚，是诱发此类坡体发生崩塌或落石最主要、最关键性的因素之一；

6) 是海洋、湖泊、水库等对岩土岸坡的长期侵蚀作用，涌浪作用，软化作用，对岩土岸坡坡脚不断造成破坏，降低岩土强度，是诱发此类岸坡产生崩塌或落石最主要、最关键性的因素之一。

4 震动是诱发高陡岩土山坡或边坡发生崩塌或落石最主要、最关键的因素之一。主要表现在以下几个方面：

1) 是地震，特别是6级以上地震会对高陡岩土山坡、陡崖或人工边坡的稳定性产生重大负面影响，导致节理裂隙发育的岩体山坡岩块松动，或者直接发生崩塌或落石；

2) 是爆破会对附近山坡或人工边坡的稳定性产生严重的负面影响，是诱发爆破点附近坡体稳定性不断变差，直至突然发生崩塌或落石的最主要、最关键性的因素之一；

3) 是重载汽车、列车的反复持续快速行驶，特别是在桥梁上的行驶，会引起附近高陡山坡或人工边坡的不断反复持续震动，对其稳定性产生负面影响。

5 区域性、季节性气象因素差别大，对危岩转化为崩塌或落石的影响同样差别大。气象因素，特别是降水、气温、地温、风对危岩转化为崩塌或落石的不良影响差别大，要具体问题具体分析：

1) 是绝大多数危岩发生崩塌或落石,都是在雨季或暴雨之后发生的,上述已经述及,在此不再赘述;

2) 是温度变化最主要的表现:一是在冬季或寒冷地区,节理裂隙内的水会发生冻胀(冰劈作用),这种冻胀力是诱发危岩转化为崩塌或落石的主要因素和关键因素。在冬季,高陡山坡、陡崖或人工边坡发生崩塌或落石,绝大多数是冰劈作用造成的;二是节理裂隙内的温度反复发生变化,干湿交替也随之反复发生变化,是结构面内岩石不断持续缓慢风化的主要因素之一;

3) 是在某些地区,风力大,风蚀作用强烈或极为强烈,节理裂隙受风的影响不断加宽、加深,软硬相间的岩层,软岩在风的作用下加速风化剥落,风是此类危岩转化为崩塌或落石的主要因素与关键性因素。

6 动物与人类活动:一是蚂蚁等动物不停地挖洞掘穴,会持续缓慢地使岩土破碎、土粒变细,为危岩转换为崩塌创造有利条件;二是人类活动开挖边坡过高过陡,防护措施偏弱,不足以维持边坡的平衡状态,再加之其它因素的影响,危岩容易转化为崩塌或落石。

7 植物作用:一是植物根系的根劈作用会对岩体造成机械破坏,使裂隙变宽变深;二是植物根系生长分泌出的有机酸和植物死亡后分解形成的腐殖酸会持续缓慢地对岩石造成分解破坏,使裂隙不断变宽、加深的同时,还能够形成既有矿物质又有有机质的土(软弱结构面(带));

8 危岩转化为崩塌或落石时的前兆:危岩在转化为崩塌或落石之前,坚硬岩、较坚硬岩高陡山坡或边坡顶部的地面裂缝明显,裂缝在不断向两侧延伸,裂缝条数增加,且在不断加宽加深,不断有裂缝顶部的岩土向缝内掉落;软硬相间的高陡山坡梁状突出的硬岩顶部的拉张裂缝不断向两侧延伸,且在不断加宽加深,软岩空腔变深,软岩向外挤出迹象明显;高陡黄土山坡或边坡顶部的竖向裂缝明显变宽变深;高陡山坡顶部会出现一些不断变形或零星掉块等现象。

对危岩转化为崩塌或落石进行调查研究分析预测与评价,应分清主次因素,抓住导致危岩转化为崩塌或落石的主要因素和关键因素,具体问题具体分析,至关重要。

**4.4.2 采用地质历史调查法:**根据已经搜集到的区域地质、水文地质、地震、气象、既往遥感图像、地方志等资料;通过野外现场实际调查、走访,依据地貌形态;岩性;地质构造,结构面组合关系对高陡山坡、陡崖及其顶部危岩稳定性的影响情况;高陡山坡或其坡脚的孤石分布位置、范围、形状、岩性、直径大小、数量多少,或者岩堆的形

态、范围、厚度、岩性、颗粒直径大小、新老崩塌体的相互堆积关系；岩堆体上植物的生长情况，植物被新的崩塌体损毁的情况；危岩在崩塌过程中对途径区域岩体风化层或第四系松散堆积物以及坡面杂草、灌木与乔木等地冲击、撞击破坏情况和所遗留下来的痕迹进行综合研究分析，是推测、判断、评价危岩稳定状态或者危岩转化为崩塌、落石以及危岩发生崩塌、落石时有可能对既有建筑物、拟建建筑物或线路工程造成危害的一种最为有效的定性评价方法。

#### 4.4.3 崩塌体运动方向及影响距离预测

1 崩塌评价应给出崩塌体运动途径区域和崩塌体可能到达的最大范围，划定危岩崩塌可能对工程造成的最大影响范围。

2 在高陡山坡地带，崩塌体运动方向及影响距离预测应重视运动块体解体、折射回弹及由此造成的特殊运动和危害。

3 在高陡山坡地带，崩塌体运动方向及影响距离预测应充分考虑崩塌体受途经地带山坡表层基岩风化程度或第四系松散堆积物以及杂草、灌木与乔木生长情况的影响因素。

4 在高陡山坡地带，崩塌体运动方向及影响距离预测应分析崩塌体可能到达并堆积的场地的地形、坡度、分布、高程、地层岩性与产状及该场地的最大容积，并分析在不同堆积条件下，崩塌体越过堆积场地向下运移的可能性及最终堆积场地。

5 当高陡山坡地貌条件复杂，崩塌体运动方向、途径、跳跃高度和影响范围难以判明、预测时，宜在现场做简易岩块滚落试验。

4.4.4 在高陡斜坡地带，在对危岩崩塌造成的危害与危岩崩塌堆积数量多少进行调查研究分析评价时，应充分考虑由于崩塌体可能对途径区域内山坡基岩风化层或第四系松散堆积物产生的巨大冲击与刮铲作用而使其与崩塌体一起参与崩塌的可能性，提出解决对策与治理方案。

4.4.5 对坚硬岩、较坚硬岩、软硬相间的岩层所形成的高陡山坡或陡崖；地质构造复杂，断裂（层）与卸荷节理裂隙发育，且以张开为主；坡脚有水流或湖泊等分布；危岩崩塌迹象明显；可能崩塌的危岩方量大于 $5000\text{m}^3$ ，破坏力强，破坏后果严重，难以治理的大型危岩、特大型危岩，不应作为各类建筑物的建筑场地，线路应予绕避，确无绕避可能时，必须采取切实可靠的防治措施进行防治。

4.4.6 对于较硬岩、坚硬岩所形成的高陡山坡；地质构造较复杂，节理裂隙较发育，可能崩塌的危岩方量小于 $5000\text{m}^3$ ，破坏后果严重的中型危岩，如果线路从其附近通过或作为建筑物建设场地时，应对危岩采取治理措施。

4.4.7 对山体较平缓；岩层单一、风化程度轻微；岩体结构面密闭且不甚发育或组合关系简单，无破碎带和危险切割面；山体稳定，斜坡仅有个别危石，可能崩塌的危岩方量小于 $500\text{m}^3$ ，破坏力小，破坏后果不严重，易于处理的特小型危岩、小型危岩和较小型危岩，作为建筑场地或线路通过时，应以全部清除不稳定的危岩为原则，对稳定性稍差的危岩应采取治理措施。

4.4.8 对孤石的稳定性定性评价，可根据孤石特征、周围岩土体特征及孤石与周围岩土体接触特征采用地质类比方法。

4.4.9 对岩堆的稳定性定性评价可根据崩塌堆积体特征和堆积床特征采用地质类比方法进行。

4.4.10 对于控制或影响线路方案，以及危及施工和运营安全的危岩，宜进行裂隙、危岩变形观测，必要时宜设立观测点长期观测。

## 4.5 工程可行性研究阶段工程地质勘察

4.5.1 以资料收集和工程地质调绘为主，辅以必要的勘探手段，了解各路线走廊带的危岩、崩塌、岩堆类型、分布范围及发育规律。

4.5.2 初步查明控制路线及工程方案的危岩、岩堆的类型、规模、分布范围及发育规律，初步对崩塌区进行工程地质评价，为工可报告的编制提供地质资料。

## 4.6 初步设计阶段工程地质勘察

4.6.1 基本查明控制和影响路线方案的危岩、崩塌和落石的范围、规模、类型、工程地质、水文地质、地震、水文、气象条件、发生发展及分布规律、对路线的危害程度，提出路线通过的方式和部位；对由于工程修建可能出现的危岩崩塌和落石病害，预测其发生和发展趋势及对路线方案的影响。为工程地质选线提供可靠依据。

4.6.2 工程地质条件复杂，控制和影响路线方案的危岩、崩塌和落石工点，宜结合工程设置进行勘探和测试，必要时应进行变形观测。

4.6.3 线路应绕避山高坡陡岩土受节理裂隙切割严重、危岩密集分布、具有潜在脱离母体产生大规模崩塌或治理难度极大的危岩地段，且不应长距离设置在陡岩下。无法绕避时，应选择有利部位通过，并采取切实可行的防治措施对危岩进行治理。

## 4.7 施工图设计阶段工程地质勘察

4.7.1 施工图设计阶段对崩塌的勘察应符合下列规定：

1 查明危岩及其以下山坡与崩塌体堆积所形成岩堆或撒落堆积体的区域地形地貌、微地貌特征和植被发育情况。

2 查明危岩及其周边和下伏地层岩性，崩塌体途经山坡的地层岩性，风化程度。

3 查明危岩及其周边和下伏地层岩性的地质构造，特别是危岩处褶皱、断裂（层）、卸荷节理、其它节理、裂缝的分布以及各种结构面特征及组合关系、层间软弱夹层等。

4 查明地表水、地下水的发育情况以及对危岩稳定性的影响。

5 查明地震、植物根劈、寒冷地区冰劈以及人类活动等因素对危岩稳定性的影响。

6 勘探断面间距宜按照地质条件的复杂程度、危岩的发育程度、规模大小等因素综合确定，勘探断面应该具有代表性，特高位危岩断面布置应根据地形进行研究确定。

7 控制性地质断面应结合工程布置设置。

8 通过对上述相关信息的综合研究分析，准确填绘危岩体的边界范围、对危岩稳定起控制性作用的结构面（带），查明危岩的高程、规模及其稳定状况。

9 应查明岩堆、撒落堆积体的范围、规模、物质成分、粒径大小，分选情况、密实程度、地下水分布情况以及危岩崩塌途经的山坡地形地貌特征，植被生长情况，据此分析预测危岩崩塌的运动轨迹，预判崩塌体的堆积分布范围和可能滚落运动的最远距离等。必要时应进行简易岩块滚落试验。

10 施工图设计阶段对崩塌的勘探与测试宜结合工程设置进行。应查明危岩及其下伏母岩、影响危岩稳定的软弱结构面（带）、软弱夹层、危岩防护设置所需岩土体的物理力学参数，应满足确定危岩基本参数、评价危岩稳定性与布设防治工程方案的要求。为施工图设计提供依据。

## 4.8 施工阶段工程地质勘察

4.8.1 施工阶段崩塌的工程地质勘察，应包括下列内容：

1 核对崩塌工点地质资料是否与实际情况相一致。

2 施工引起工程地质环境改变，造成崩塌发生时，应及时提出指导性施工建议及施工注意事项，并及时做出符合客观实际的危岩防治变更方案。

3 崩塌严重地段施工，应对危岩进行观测，并提出确保施工人身、机具及公共安全的措施与建议。

4.8.2 施工中新发生的崩塌工程地质勘察，应符合本规程第 4.7 节的规定。

4.8.3 施工阶段勘察资料编制可在原勘察报告基础上，对相应说明、图件修改、补充。

并对发展趋势恶化的崩塌工点，应进行预报，并提出应急措施、建议。

## 4.9 运营阶段工程地质勘察

4.9.1 运营公路崩塌工程地质工作应包括下列内容：

1 分析、研究竣工工程地质资料，重点调查、了解全线位于高陡山坡或紧邻高陡山坡与穿越沟谷、河流地段的崩塌的工程地质条件及勘察、施工过程中的相关工程地质问题。

2 根据《中国崩塌滑坡泥石流易发程度图说明书》有关崩塌高易发、中易发、低易发和非易发的划分结果，同时结合研究项目与划分结果的归属关系，对危害公路路基、桥梁、隧道及高速公路附属设施正常使用和行车安全的严重危岩、崩塌和落石路段，应建立、健全监测和预报站、点，补充和完善危岩、崩塌和落石的监测和预报工作，建立、健全危岩、崩塌和落石病害工点监测和预报登记簿和相关制度，施行定期监测和预报研究。

3 由于地质因素可能发生危岩崩塌或落石险情时，应立即调查原因，查明其发生、发展趋势，提出抢险措施及整治方案的工程地质资料和建议。

4 新发生的崩塌应查明其原因，提出整治措施建议，必要时应按照本规程第 4.8 节的要求进行工程地质勘察。

4.9.2 运营公路遇下列情况时，应开展崩塌的调查、监测、分析和预报工作：

1 修建在地形起伏变化大、穿越沟谷、河流或紧邻高陡山坡地段的路基、桥梁、隧道以及高速公路的附属设施工程。

2 施工阶段整治的工程地质条件复杂、构造发育的崩塌工点，有可能影响运营安全，需在运营期间监测，评价整治效果的工程。

3 因工程需要，勘察期间设有长期监测站、点，需在运营期间继续进行监测的项目。

4.9.3 对与地表水和地下水有关的高陡边坡，为防止地表水与地下水引发边坡崩塌病害发生，需取得地下水动态资料时，应布置相应的地下水动态监测站、点，详细记录水量、水位变化等数据。

4.9.4 运营公路特别是高速公路工程地质条件复杂，危岩、崩塌和落石危害严重的地段，有条件时可利用航空像片或合成孔径干涉雷达卫星（InSAR）数据，进行危岩动态分析，预测、预报危岩发生崩塌或落石的发生、发展趋势，以便及时采取防治措施。

4.9.5 监测、观测资料整理：对发展趋势恶化的危岩、崩塌和落石工点，应进行预报，

并提出应急措施、建议。

## 4.10 地勘报告编制

4.10.1 地质资料包括工程地质勘察报告和基础资料。资料的编制应充分利用勘察取得的各类基础资料，在综合分析的基础上进行，所依据的原始基础资料在使用前均应分类整理、检查、分析。

4.10.2 地质条件复杂的工程地质勘察报告应包括下列内容：

1 概况：工程概况、勘察工作过程、勘察方法及勘察工作量等。

2 自然地理概况：工程所处地理位置、气象及交通条件等。

3 工程地质条件：地形地貌，危岩崩塌可能途经的山坡微地貌特征；地层岩性及其物理力学参数；地质构造，重点是高陡斜坡、陡崖处的褶皱、褶曲、断裂（层）、节理裂隙、裂缝产状、间距、贯通及延伸情况，张开、闭合及充填情况，层理，层厚，软弱夹层，结构面的组合关系等必须详细测量描述；岩堆应重点描述其位置、空间几何形态、规模大小、范围、块径大小、分选性、密实度、架空现象，物质组成等；水文地质特征，地表水、地下水、裂隙水，水的补给、排泄与腐蚀性等；粉土、黄土、黏土等特殊土的特征及其物理力学参数；地震发生的时间、震级、地震动参数；危岩顶部、高陡山坡、岩堆表面的植被生长情况等。

4 工程地质条件评价与建议：工程地质及水文地质条件的评价，建筑场地适宜性、稳定性评价，对具有潜在脱离母体危岩的评价，环境水、土的侵蚀性评价，工程措施意见等。

5 基础资料：勘探（包括钻探、坑探、槽探、井探、物探等）、测试（包括岩土试验、水质分析、水的腐蚀性测试、地下水位测量等）资料，观测点表、无人机近距离倾斜摄影测量，以获取三维实景摄影数据，危岩照片、视频等。基础资料应分类整理，并按照一定顺序装订成册，与工程地质勘察报告一起上交保存。

6 图表资料

1) 工可阶段，工程地质平、纵断面图的比例尺为 1：2000~1：10000，填绘各线路走廊带对线路及工程方案有控制作用的危岩、落石、岩堆、撒落堆积体的分布范围及位置图。

2) 初步设计、施工图设计、施工和运营阶段阶段，工程地质平面图应填绘危岩的边界范围、裂缝位置，填绘岩堆或撒落堆积体的边界范围界线，比例尺 1：500~1：2000；

地质剖面图应体现主要崩塌方向，编制范围应从后缘至危岩外边界以外 20m~50m，前缘至岩堆外边界以外 20m~50m，并标明裂缝、边界线位置，比例尺 1:200~1:500。

3) 初步设计、施工图阶段应附危岩、岩堆正视图或素描图、节理统计图（必要时绘制）、照片（危岩、岩堆、钻孔岩芯、测试、观测点）等。

4) 施工阶段、运营阶段阶段应附监测、观测报告。

征求意见稿

## 5 崩塌稳定性与落石运动分析评价

### 5.1 一般规定

5.1.1 崩塌稳定性评价应包括危岩稳定性评价和崩塌影响范围分析。

5.1.2 崩塌稳定性评价的对象包括陡崖、危岩等。稳定性应进行定性和定量综合评判。

5.1.3 应根据危岩体块体形态、结构面边界条件，判断危岩体可能的失稳破坏模式，采用赤平投影、块体理论等，考虑降雨（融雪）工况、地震工况，分析计算危岩体的稳定性。

5.1.4 崩塌稳定性分析评价应给出危岩在不同设计工况下的稳定系数和稳定状态。

5.1.5 应进行落石运动分析计算，为拦挡工程设计提供依据。

### 5.2 荷载与设计工况

5.2.1 崩塌荷载类型包括危岩体自重、地表和地下水产生的荷载、地震荷载、活动荷载、崩塌体冲击荷载及其他荷载，并应符合下列规定：

1 地表和地下水产生的荷载，包括裂隙水压力和渗透压力等。

2 地震力主要考虑水平向地震力对危岩体的影响。对于基本地震加速度为 0.2g 以上，且位于地震断裂带 15km 范围内的危岩稳定性计算，宜同时考虑水平向地震荷载和竖向地震荷载的影响，地震荷载可按式 5.2.1~5.2.2 计算：

$$Q_h = aw \cdot G \cdot F_a \quad (5.2.1)$$

$$Q_v = Q_h / 3 \quad (5.2.2)$$

式中：

$Q_h$ —危岩水平地震荷载（kN/m）；

$Q_v$ —危岩竖向地震荷载（kN/m）；

$aw$ —综合水平地震系数，即  $aw = a_h \xi / g$ ；

$a_h$ —设计基本地震加速度（ $m/s^2$ ）；

$\xi$ —折减系数，取值 0.25；

$G$ —危岩的重量（含地面荷载）（kN/m）；

$F_a$ —危岩地震放大效应系数，低位危岩取 1.0，中位危岩取值 1.5，高位危岩取值 2.0，特高位危岩取值 3.0。

3 活动荷载主要包括风荷载、雪荷载、工程荷载等，按设计基准期为 50 年标准值计算，可参照《建筑结构荷载规范》(GB 50009)取值。

4 崩塌体冲击荷载主要为崩塌落石冲击力，分为水平方向冲击力和垂直方向冲击力，具体计算详见 5.4 章。

5.2.2 崩塌防治工程设计计算应考虑下列三种工况。

1 现状工况：危岩体处于天然状态下的工况，荷载组合包括：危岩体自重+裂隙水压力+工程荷载（活动荷载+其他荷载）。

2 暴雨（融雪）工况：危岩体处于暴雨（融雪）状态下的工况，荷载组合包括：危岩体自重+裂隙水压力+工程荷载（活动荷载+其他荷载）。

#### 条文说明

考虑暴雨（融雪）对危岩稳定性的影响时，除应计算暴雨（融雪）时裂隙水压力外，还应分析暴雨（融雪）引起的土体物质的迁移及上覆土体的自重应力增加。

3 地震工况：危岩体处于地震荷载作用状态下的工况，荷载组合包括：危岩体自重+裂隙水压力+工程荷载（活动荷载+其他荷载）+地震力。地震烈度为 VII 度及以上时，应考虑地震工况。

### 5.3 稳定性分析计算

5.3.1 在进行危岩体稳定性计算之前，应根据危岩体范围、规模、地质条件以及可能的破坏模式及已经出现的崩塌路径，采用地质类比法对危岩体的稳定性做出定性判断。

5.3.2 岩土物理力学参数取值可根据勘察报告，并采用试验法、反算法和经验数据类比等分析方法综合确定。

5.3.3 对于滑移面为圆弧形的土质、破碎或较破碎软质岩崩塌体，稳定性可采用简化毕肖普法；对于滑移面为折线形时稳定计算可参考传递系数法进行计算

5.3.4 岩质崩塌稳定性计算可采用赤平投影、“块体平衡理论”计算其稳定性，对于复杂结构危岩体的稳定性计算要采用有限元方法进行计算评价。

1 后缘有陡倾裂隙的滑移式危岩稳定性可按式 5.3.1~5.3.3 计算。

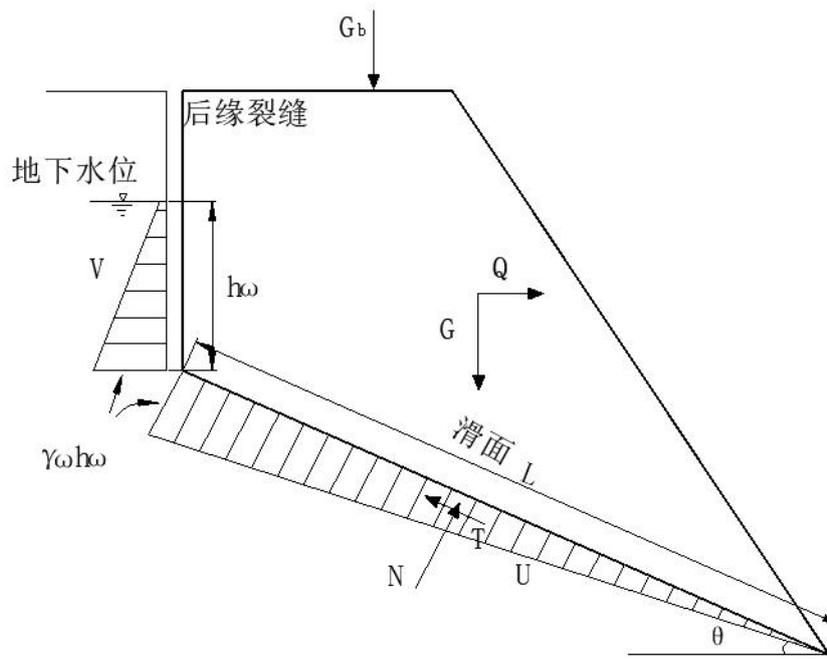


图 5.3.1 后缘有陡倾裂隙滑移式崩塌计算简图

$$F_s = \frac{[(G + G_b) \cos \theta - V \sin \theta - U] \tan \varphi + cL}{(G + G_b) \sin \theta + Q \cos \theta + V \cos \theta} \quad (5.3.1)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \quad (5.3.2)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w L \quad (5.3.3)$$

式中：

$F_s$ —崩塌稳定系数；

$V$ —后缘陡倾裂隙每延米水压力（kN/m）；

$h_w$ —后缘陡倾裂隙充水高度（m），对现状工况根据调查资料确定，对暴雨工况根据汇水面积、裂隙蓄水能力和降雨情况确定，当汇水面积和裂隙蓄水能力较大时不应小于裂隙高度的 1/3；

$U$ —滑面每延米水压力（kN/m）；

$L$ —滑面长度（m）；

$c$ —滑面黏聚力（kPa），当滑面的裂隙未贯通时取贯通段和未贯通段黏聚力按长度加权的加权平均值，未贯通段黏聚力取岩体黏聚力，滑面受基座岩体强度控制时，取岩体黏聚力

$\varphi$ —滑面内摩擦角（°），当滑面的裂隙未贯通时取滑面平均内摩擦系数的反正切，滑面平均内摩擦系数取贯通段和未贯通段内摩擦系数按长度加权的加权平均值，未贯通

段内摩擦系数取岩体内摩擦系数，滑面受基座岩体强度控制时，取岩体内摩擦角；

$G$ —滑体每延米自重，地震工况下包含竖向地震力（kN/m）；

$G_b$ —滑体每延米竖向附加荷载（kN/m）；

$\theta$ —滑面倾角（°）；

$Q$ —滑体每延米水平荷载（不含后缘陡倾裂隙每延米水压力），地震工况下包含水平地震力（kN/m），方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值。

2 后缘无陡倾裂隙的滑移式危岩稳定性可按式 5.3.4 计算。

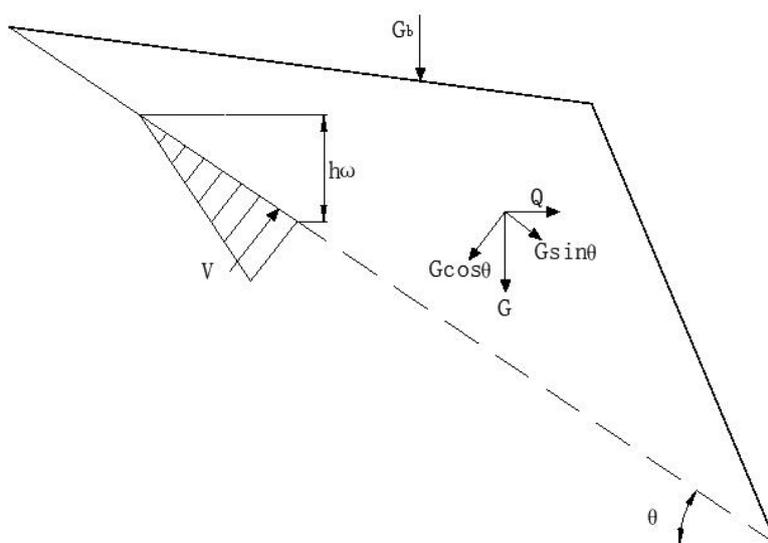


图 5.3.2 后缘无陡倾裂隙滑移式崩塌计算简图

$$F_s = \frac{[(G + G_b) \cos \theta - Q \sin \theta - V] \tan \varphi + cL}{(G + G_b) \sin \theta + Q \cos \theta} \quad (5.3.4)$$

式中：

$c$ —岩滑面黏聚力（kPa），当滑面的裂隙未贯通时取贯通段和未贯通段黏聚力按长度加权的加权平均值，未贯通段黏聚力取岩体黏聚力；

$\varphi$ —滑面内摩擦角（°），当滑面的裂隙未贯通时取滑面平均内摩擦系数的反正切，滑面平均内摩擦系数取贯通段和未贯通段内摩擦系数按长度加权的加权平均值，未贯通段内摩擦系数取岩体内摩擦系数；

$G_b$ —崩塌每延米竖向附加荷载（kN/m），方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

$V$ —滑面的裂隙贯通段每延米水压力（kN/m）；

$Q$ —崩塌每延米水平荷载，地震工况下包含水平地震力（kN/m），方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

其他符号意义同前。

3 拉断式倾倒崩塌稳定性计算可按式 5.3.5~5.3.6 计算。

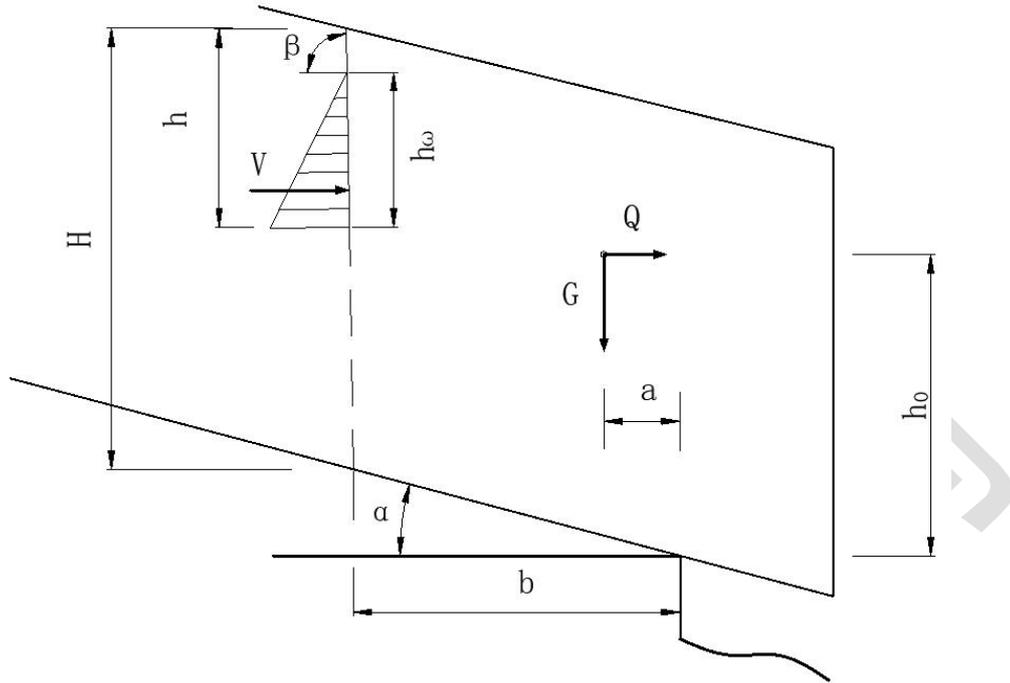


图 5.3.3 拉断式倾倒崩塌计算简图

崩塌体重心在基座顶面前缘内侧时：

$$F_s = \frac{G \times a + \sigma_k \times \frac{H-h}{2 \sin \beta} \times \left[ \frac{2(H-h)}{3 \sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha} \right]}{Q \times h_0 + V \left[ \frac{1}{3} \times \frac{h_0}{\sin \beta} + \frac{H-h}{\sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha} \right]} \quad (5.3.5)$$

崩塌体重心在基座顶面前缘外侧时：

$$F_s = \frac{\sigma_k \times \frac{H-h}{2 \sin \beta} \times \left[ \frac{2(H-h)}{3 \sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha} \right]}{G \times a + Q \times h_0 + V \left[ \frac{1}{3} \times \frac{h_0}{\sin \beta} + \frac{H-h}{\sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha} \right]} \quad (5.3.6)$$

式中：

$a$ —块体重心到基座顶面前缘的水平距离 (m)；

$b$ —后缘裂隙延伸段下端到基座顶面前缘的水平距离 (即块体与基座接触面长度水平投影) (m)；

$\beta$ —后缘陡倾结构面倾角 ( $^{\circ}$ )；

$\alpha$ —块体与基座接触面倾角 ( $^{\circ}$ )；

$h_0$ —水平地震力作用线到基座顶面前缘的垂直距离 (m)；

$\sigma_k$ —岩体抗拉强度标准值 (kPa)；

其他符号意义同前。

4 折断式倾倒崩塌稳定性计算可按式 5.3.7~5.3.8 计算。

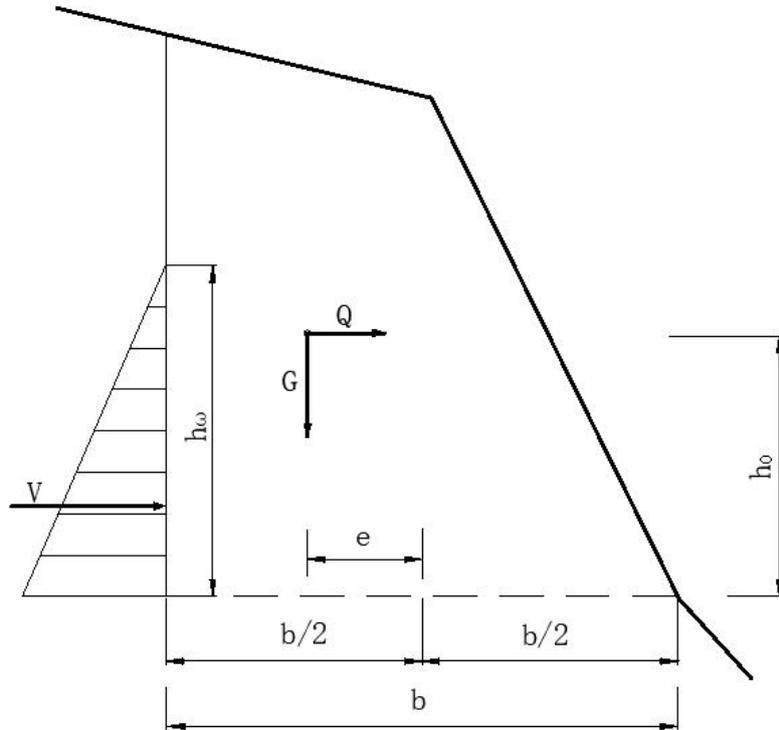


图 5.3.4 折断式倾倒崩塌计算简图

崩塌体重心位于崩塌体底面中点内侧时：

$$F_s = \frac{\frac{1}{6}\sigma_k b^2 + G \cdot e}{Q \cdot h_0 + \frac{1}{3}V \cdot h_\omega} \quad (5.3.7)$$

崩塌体重心位于崩塌体底面中点外侧时：

$$F_s = \frac{\frac{1}{6}\sigma_k b^2}{G \cdot e + Q \cdot h_0 + \frac{1}{3}V \cdot h_\omega} \quad (5.3.8)$$

式中：

$e$ —块体重心到块体底面中点的水平距离 (m)；

$h_0$ —块体重心到块体底面中点的竖直距离 (m)；

其他符号意义同前。

5 坠落式崩塌下切稳定性计算可按式 5.3.9 计算。

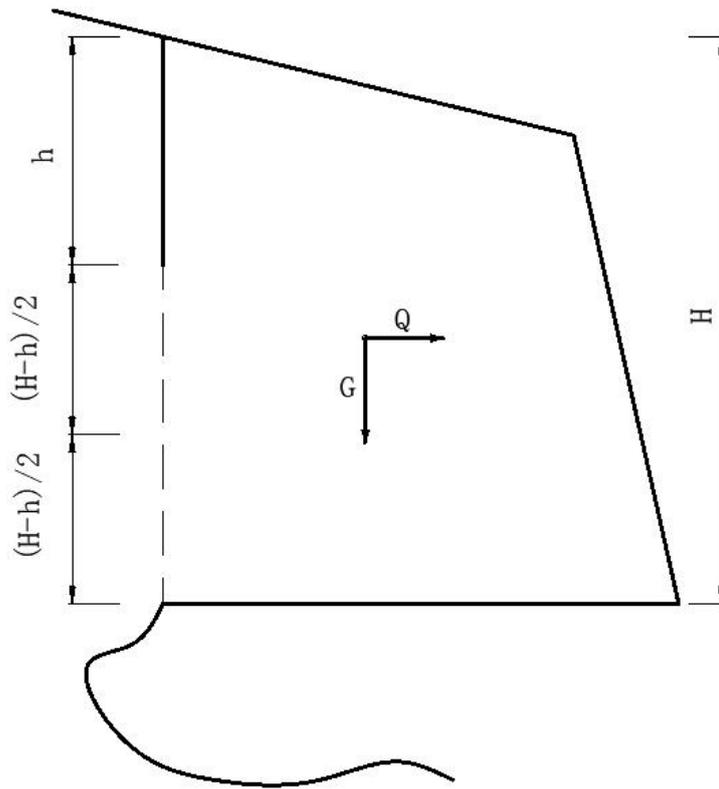


图 5.3.5 坠落式崩塌下切计算简图

$$F_s = \frac{(H-h) \times c}{G} \quad (5.3.9)$$

式中：

$c$ —崩塌体黏聚力 (kPa)；

$h$ —后缘裂隙深度 (m)；

$H$ —后缘裂隙上端到未贯通段下端的垂直距离 (m)；

其他符号意义同前。

6 坠落式崩塌折断稳定性计算可按式 5.3.10 计算。

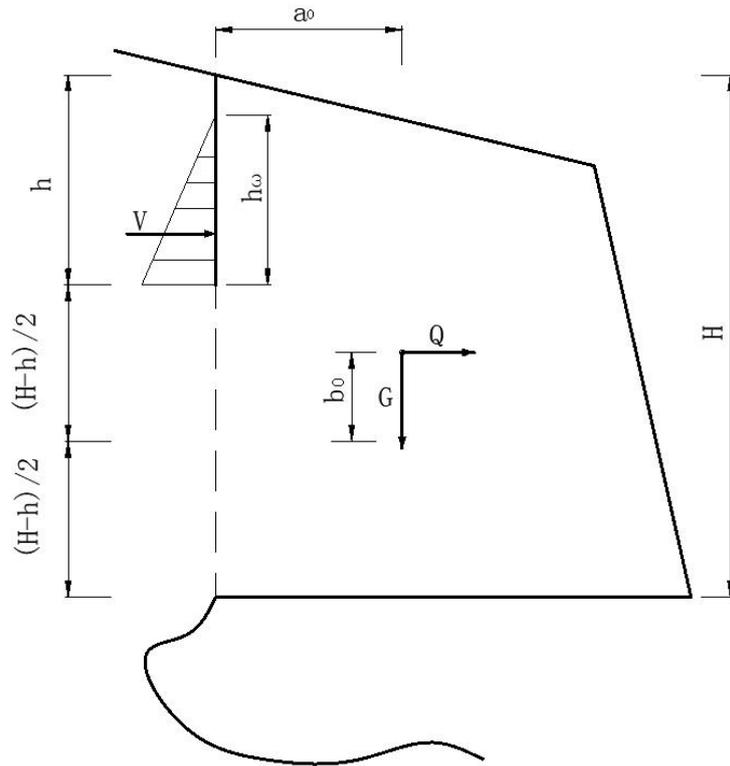


图 5.3.6 坠落式崩塌折断计算简图

$$F_s = \frac{\frac{1}{6} \sigma_k (H-h)^2}{G \cdot a_0 + Q \cdot b_0 + V \left[ \frac{1}{3} h_\omega + \frac{1}{2} (H-h) \right]} \quad (5.3.10)$$

式中：

$G$ —崩塌体重力 (kN/m)；

$a_0$ —块体重心与后缘铅垂面中点的水平距离 (m)；

$b_0$ —块体重心与后缘铅垂面中点的垂直距离 (m)；

其他符号意义同前。

## 5.4 崩塌稳定性评价

5.4.1 危岩正常工况下稳定状态可分为稳定、基本稳定、欠稳定和 unstable，其判别标准应满足表 5.4.1 的规定。

表 5.4.1 危岩稳定状态判定表

不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定
$F_s < 1.0$	$1.00 \leq F_s < 1.15$	$1.15 \leq F_s < F_{st}$	$F_s \geq F_{st}$

注：正常工况指现状工况和暴雨（融雪）工况；表中  $F_s$  为危岩稳定系数， $F_{st}$  为危岩稳定安全系数，按表 5.4.2 确定。

5.4.2 危岩稳定安全系数取值应不小于表 5.4.2 的规定。

表 5.4.2 危岩稳定安全系数  $F_{st}$

崩塌防治工程等级							
特 I 级		I 级		II 级		III、IV 级	
正常工况	地震工况	正常工况	地震工况	正常工况	地震工况	正常工况	地震工况
1.30	1.15	1.3	1.15	1.25	1.10	1.20	1.05

#### 条文说明

参照现行《公路路基设计规范》(JTG D30)及《公路工程抗震规范》(JTG B02)相关要求按崩塌防治工程等级确定其稳定安全系数取值。

## 5.5 危岩落石运动分析

5.5.1 危岩落石运动分析主要获取落石运动轨迹、弹跳高度、冲击动能等参数。可通过原位试验或计算获取，也可通过二维和三维落石运动计算软件获取。

5.5.2 落石运动轨迹计算可按 5.5-1~5.5-12 进行计算。

1 斜坡断面线段应按下列公式计算：

$$X = X_1 + (X_2 - X_1)v \quad (5.5-1)$$

$$Y = Y_1 + (Y_2 - Y_1)v \quad v \in [0, 1] \quad (5.5-2)$$

式中： $X_1$ 、 $Y_1$ ——线段第一点的坐标；

$X_2$ 、 $Y_2$ ——线段第二点的坐标；

$v$ ——该线段的斜率。

2 落石飞行过程中的抛物线应按下列公式计算：

$$x = V_{x_0}t + X_0 \quad (5.5-3)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 + V_{y_0}t + Y_0 \quad t \in [0, \infty] \quad (5.5-4)$$

式中， $g$ ——重力加速度 ( $m/s^2$ )；

$X_0$ 、 $Y_0$ ——落石的初始位置坐标；

$V_{x_0}$ 、 $V_{y_0}$ ——落石的初始速度 ( $m/s$ )。

3 落石(质点)速度应按下列公式计算：

$$V_{XB} = V_{x_0} \quad (5.5-5)$$

$$V_{yB} = V_{y_0} + gt \quad (5.5-6)$$

式中， $t$ ——运动时间 ( $s$ )；

$V_{XB}$ 、 $V_{YB}$ ——落石在抛物线上任意点位置的速度 (m/s) (碰撞前)。

4 落石与坡面碰撞点应按下列公式计算：

$$\left[\frac{1}{2}g\right]t^2 + [V_{Y_0} - qV_{X_0}]t + [Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0)] = 0 \quad (5.5-7)$$

式中，

$$q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)} \quad (5.5-8)$$

$$t = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (5.5-9)$$

式中，

$$a = \frac{1}{2}g \quad (5.5-10)$$

$$b = V_{Y_0} - qV_{X_0} \quad (5.5-11)$$

$$c = Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0) \quad (5.5-12)$$

5.5.3 落石最大弹跳高度可按式 5.5-13~5.5-14 进行计算。

$$H_{max} = 1/2gt_{max}^2 + V_{YA}t_{max} + Y_1 \quad (5.5-13)$$

$$t_{max} = (q - V_{Y_0}) / g \quad (5.5-14)$$

式中， $t_{max}$ ——碰撞弹跳至最高点所用的时间。

5.5.4 落石冲击动能可按式 5.5-15~5.5-22 进行计算。

1 碰撞前的运动速度应按下列公式计算：

$$V_{NB} = (V_{YB}) \cos(\theta) - (V_{XB}) \sin(\theta) \quad (5.5-15)$$

$$V_{TB} = (V_{YB}) \sin(\theta) + (V_{XB}) \cos(\theta) \quad (5.5-16)$$

式中： $V_{NB}$ 、 $V_{TB}$ ——分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量 (m/s)；

$\theta$ ——该线段的斜率。

2 碰撞后的运动速度应按下列公式计算：

$$V_{NA} = R_N V_{NB} \quad (5.5-17)$$

$$V_{TA} = R_T V_{TB} \quad (5.5-18)$$

式中： $R_N$ ——法向恢复系数，可采用经验取值，具体可按表 5.5-1 取值；

$R_T$ ——切向恢复系数，可采用经验取值，具体可按表 5.5-1 取值；  
 $V_{NB}$ 、 $V_{TB}$ ——分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量（m/s）。

表 5.5-1 碰撞恢复系数建议值

碰撞恢复系数	碰撞点地表岩性				
	坚硬岩、较硬岩	较软岩、软岩、极软岩、密实块碎石堆积体	坚硬土、密实砂土、中密砂砾石	可塑土、中密沙土	松散沙土、软塑土
法向恢复系数 $R_N$	0.4	0.35	0.30	0.26	0.22
切向恢复系数 $R_T$	0.86	0.84	0.81	0.75	0.65

3 将碰撞后的速度变换为水平分量和垂直分量，

$$V_{XA} = (V_{NA})\sin(\theta) + (V_{TA})\cos(\theta) \quad (5.5-19)$$

$$V_{YA} = (V_{TA})\sin(\theta) - (V_{NA})\cos(\theta) \quad (5.5-20)$$

式中， $V_{XA}$ ——冲击后岩石在水平方向上的速度分量；

$V_{YA}$ ——冲击后岩石在竖直方向上的速度分量。

4 落石的冲击动能应按下列公式计算：

$$E_d = \frac{1}{2} m V_A^2 \quad (5.5-21)$$

$$V_A = (V_{XA}^2 + V_{YA}^2)^{1/2} \quad (5.5-22)$$

式中： $m$ ——落石质量（kg）；

$V_A$ ——落石的合速度（m/s）。

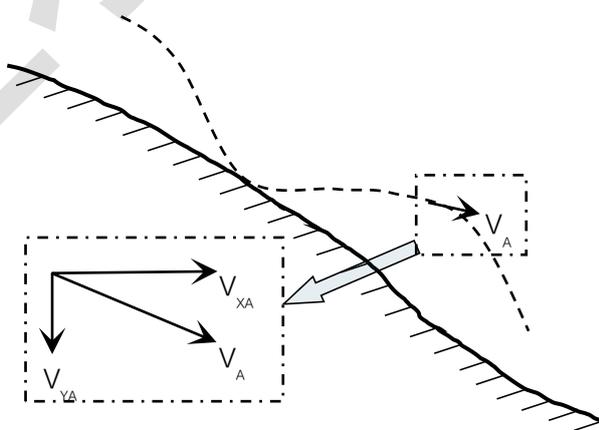


图 5.5-1 落石运动合速度计算示意图

## 6 崩塌的防护工程设计与施工

### 6.1 一般规定

6.1.1 崩塌防治工程设计与施工应做到安全适用、经济合理、技术先进，确保工程质量、提高工程效益，进而达到减免和防范崩塌地质灾害的目的。

6.1.2 公路崩塌防治施工应遵守国家相关的工程质量验收标准，根据其结构形式采用合理的施工方法与工艺，建立完善的质量保证体系，保证工程施工质量。

6.1.3 应根据崩塌威胁区域的地形、地质、水文、气象、环境等，制定相应的安全施工技术和环境保护措施，确保施工安全和防止水土污染、流失。

6.1.4 崩塌防治工程设计应根据崩塌类型、规模、位置及所处的公路基础设施部位、破坏模式、施工条件等综合选择，具体实施可参照表 6.1.1。

表 6.1.1 崩塌防治处治措施一览表

崩塌类型		崩塌规模	建议处治措施
滑移式		中型以下	清除
		中型及以上	抗滑桩（键）、挡土墙、锚杆（索）
倾倒式		中型以下	清除
		中型及以上	支撑与嵌补、上部锚杆（索）加固、封闭顶部裂隙
坠落式	直接坠落	中型以下	清除
		中型及以上	岩腔嵌补与支撑
	错落破坏后坠落	中型以下	清除
		中型及以上	支撑与嵌补、上部锚杆（索）加固、明洞（棚洞）
	剥落破坏后坠落	中型以下	清除
		中型及以上	挂网喷浆与锚固、主动防护网、被动防护网、引导防护网、拦石墙、柔性棚洞

6.1.5 在有建（构）筑物的崩塌地区进行防治工程设计时，拟采用的工程措施不应危及建（构）筑物的安全和正常使用，其防治工程等级应不低于影响区范围内建（构）筑物的安全等级。

6.1.6 位于水库区或江河岸边的崩塌防治工程设计，应考虑水位变化对崩塌的影响以及防治工程对环境的影响。

6.1.7 崩塌防治工程设计应以地质勘察资料成果为依据，根据设计需要或发现勘察资料与实际不符时，应对崩塌体做稳定性复核算。

6.1.8 崩塌防治工程设计应根据施工过程反馈的地质信息及施工监测数据及时调整设计措施及施工方案，做到动态设计、指导安全施工以满足信息化施工的要求。

6.1.9 滑移式崩塌采用预应力锚索时，不应使它处于受剪状态。

## 6.2 清除

6.2.1 清除主要指采用人工、机械或其他破碎方式，将崩塌体直接与母岩或边坡剥离并进行无害化处治的措施。

6.2.2 清除适用于崩塌体规模不大，危岩体或土体与母体已脱离的情况；崩塌体清除不得破坏母岩或边坡稳定性，不得对保护对象或周边环境造成危害。

6.2.3 若清除崩塌体后不会发生次生灾害时，在安全经济前提下，应优先采用；若裂隙较发育，清除后产生连锁失稳情形时不宜采用。

6.2.4 清除工程根据崩塌的特征、规模、危害程度及其施工条件等，采取一种或多种组合方式进行清除。

6.2.5 清除工程主要方法有人工清除、机械清除、静态破碎清除或爆破清除等。

6.2.6 清除工程设计应明确清除对象、清除顺序、清除范围、清除方法以及必要的临时防护措施。

6.2.7 崩塌体高度大于 15m 时，需分级清除时，按照优于《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330）坡率法的要求选择坡率。

### 6.2.8 人工清除

1 人工清除法适用于浮石、孤石等体积较小的危岩或有放坡条件的土质崩塌坡体。

2 人工清除法实施前应对崩塌体性质、规模及成因等详细评估；清除范围应控制在对坡体稳定性影响范围内，纵向不超过崩塌体后缘边界。

3 人工清除法可采用人工开缝成条块撬运、人工持风镐破碎凿除、钢丝锯人工清除或人工锤击楔裂清除等；崩塌体人工清除，当有可靠创新工具和设备提高工作效率和安全亦可选择使用。

4 人工开缝成条块撬运和人工持风镐破碎凿除用于清除体积小于 10m<sup>3</sup> 的危岩崩塌体，危岩开缝成若干条块应便于撬运和处理，对于未完全撬动或进一步需处理的危岩体进行破碎和凿除；钢丝锯人工清除用于狭小空间危岩体；人工锤击楔裂清除利用岩石上钻孔插入楔子并通过锤击使岩石沿钻孔方向产生裂纹、崩解。

5 人工锤击楔裂钻孔宜呈方形布置，钻孔排距宜与孔距相等；边缘钻孔与危岩边界距离不宜超过 0.3m，孔距不宜大于 0.3m，开裂的岩块应适宜人工清除、搬运以及减少不慎掉落的岩块对工作平台、防护架冲击力；钻孔深度应不小于危岩体高度的 0.6~0.8 倍，宜采用垂直孔。

### 6.2.9 机械清除

1 机械清除法适用于具备机械作业条件的较大危岩体或土质崩塌坡体；人工清除与机械清除法条件许可均可采用时，宜优先考虑机械清除法。

2 机械清除法实施前应对崩塌体性质、规模、成因及破坏力等详细评估；清除范围应控制在对坡体稳定性影响范围内，纵向不超过崩塌体后缘边界。

3 机械清除应分级分台阶自上而下进行，机械与岩体外边缘应有足够安全距离，作业平台应稳固可靠，严禁掏底开挖。

4 机械清除应根据崩塌体部位选择合适机械。低缓边坡宜利用挖掘机等普通机械进行清除；高陡边坡，宜使用长臂矿山挖掘机，确保安全；机械清除应根据现场场地及作业条件，采用人工和机械结合或多种综合方式进行崩塌体清理；局部无法清理部分可使用静态破碎法或小药量控制爆破法进行清除。。

5 当有可靠智能工具或设备能提高安全性和工作效率，择优考虑。

#### 6.2.10 静态破碎清除

1 静态破碎清除法也称为静力迫裂或静力破碎法，包括膨胀剂静态破碎和液压劈裂静态破碎，在切割和破碎坚硬岩石时具备无飞石、无冲击波、无毒气排放等特点。

##### 条文说明

液压劈裂静态破碎是一种通过液压系统输出超高压油驱动油缸产生巨大推动力，在被分裂体孔壁上施加作用力，使岩石或混凝土按预定方向裂开的技术。是一种低噪音、低成本、易操作的方法，适用于对周围环境振动、冲击、粉尘和飞屑等有严格限制的场所。

2 静态破碎清除法是一种安全、环保的方法，适用于爆炸、冲击等限制严格的区域，尤其针对公路构筑物、机电设备、高压线及开挖与浇筑过渡段等特定场所；对于工程建设工期紧张或应急抢险工程时，应考虑静态破碎时间的影响合理选择本法。

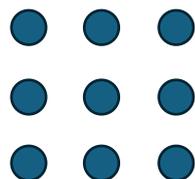
3 膨胀剂静态破碎法遵循如下步骤进行设计：选择静态破碎剂（膨胀剂）→设计钻孔参数→钻孔布置→清孔→配浆→装药破碎→养护。

4 静态破碎剂应根据需要破碎的危岩崩塌体基本力学性能及要达到的破碎效果选择复合型静态破碎剂或水泥膨胀静态破碎剂；据施工速度的要求可选择普通型静态破碎剂（反应时间在 1h 以上）或速效型静态破碎剂（反应时间在 1h 以内）；根据破裂孔角度可以选择散装粉状静态破碎剂或药卷式静态破碎剂；根据需要破碎的危岩崩塌体所处环境温度可以选择冬季型（-5℃~15℃）、春秋型（15℃~25℃）、夏季型（25℃~35℃）或高温型（35℃~60℃）。

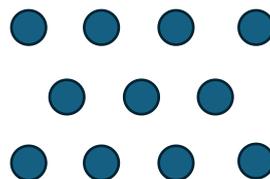
5 在合理膨胀剂或静态破碎剂时，应仔细阅读厂家产品书或技术指导书。

6 静态破碎剂的水剂比、破碎剂用量、孔径、孔深、孔间距、孔排距、破碎层次等参数可根据产品说明书确定，也可依据岩石坚硬程度和静态破碎剂性能特定确定。

7 钻孔宜采用垂直孔平行于临空面布置，各排钻孔宜平行，由外向内呈矩形或梅花形；每层钻孔孔底宜设计在一个平面上，钻孔排列图如（a）、（b）示：



(a) 矩形排列



(b) 梅花形排列

8 孔径一般为 38 mm~50 mm。

9 孔距

孔距大小可按公式 6.2.1 计算：

$$a = Kd \quad (6.2.1)$$

式中：

$a$ —孔距（mm）；

$d$ —孔径（mm）；

$K$ —破裂系数，破裂系数  $K$  值可按表 6.2.10-1 选取。

表 6.2.10-1 岩石的破裂系数  $K$ （孔径  $d < 50$  mm）建议值

岩石硬度 $f$	$K$ 值
$1 \leq f < 4$	$10 < K \leq 16$
$4 \leq f < 6$	$8 < K \leq 10$
$6 \leq f < 9$	$6 < K \leq 8$
$f \geq 9$	$4 < K \leq 6$

10 排距

排距大小可按表 6.2.10-2 选取。

表 6.2.10-2 排距建议值

岩石硬度 $f$	排距（mm）
$1 \leq f < 4$	$500 < K \leq 700$
$4 \leq f < 6$	$400 < K \leq 500$
$6 \leq f < 9$	$300 < K \leq 400$
$f \geq 9$	$200 < K \leq 300$

## 11 孔深

孔深可按公式 6.2.2 计算：

$$L = \lambda H \quad (6.2.2)$$

$L$ —钻孔孔深 (m)；

$H$ —破碎体深度 (m)；

$\lambda$ —孔深系数,与待破碎体特性及约束条件有关;对于素混凝土块或孤石,取 2/3~3/4;对于原岩,取 1.05;对于钢筋混凝土体,取 0.95~0.99。

静态破碎剂装填深度一般即为钻孔孔深,对于水平和仰角钻孔应留 50 mm 封堵长度。

## 12 静态破碎剂用量

静态破碎剂用量可按下面两种方式计算。

1 依据单位长度静态破碎剂用量按公式 (3) 计算：

$$Q = q_l(1 + \mu) \sum L \quad (6.2.3)$$

式中：

$Q$ —单孔或全部孔静态破碎剂用量 (kg)；

$\mu$ —静态破碎剂的损耗率,取 0.05~0.1；

$\sum L$ —单孔深度或全部孔总深 (m)；

$q_l$ —单位长度静态破碎剂用量 (kg/m)，可按表 6.2.10-3 取值。

表 6.2.10-3 单位长度静态破碎剂用量建议值

孔径 (mm)	$q_l$ 值 (kg/m)
38	1.9
42	2.3
46	2.75
50	3.25

2 依据单位体积静态破碎剂用量按公式 (4) 计算：

$$Q = q_v V \quad (6.2.4)$$

式中：

$Q$ —静态破碎剂用量 (kg)；

$V$ —被破碎体体积 (m<sup>3</sup>)；

$q_v$ —单位体积静态破碎剂用量 (kg/m<sup>3</sup>)，可按表 6.2.10-4 取值。

表 6.2.10-4 岩石单位体积静态破碎剂用量建议值

岩石硬度f	$q_v$ 值 ( $\text{kg/m}^3$ )
$1 \leq f < 4$	$8 < q_v \leq 10$
$4 \leq f < 6$	$10 < q_v \leq 15$
$6 \leq f < 9$	$15 < q_v \leq 20$
$f \geq 9$	$20 < q_v \leq 30$
孤石	$5 < q_v \leq 10$

### 13 水剂比

静态破碎剂的水剂比可根据产品说明书、季节、气温和岩石强度进行选择；粗颗粒静态破碎剂水剂比建议值为 0.24~0.27，细粉末静态破碎剂水剂比建议值为 0.28~0.32；对有裂隙渗漏钻孔及吸水性强的岩石，应适当提高水剂比，避免孔壁大量吸水影响破碎效果。

14 液压劈裂棒直径和配套泵站功率应根据岩石性质、施工环境以及设备技术参数合理选择；实际操作中，可通过工艺试验选择代表的岩体上进行劈裂实验，确定劈裂棒有效作业半径和液压劈裂棒配套泵站功率。

### 6.2.11 爆破清除

1 爆破清除是一种利用炸药或爆破装置对崩塌体进行解体、破碎和清除的方法；爆破清除应根据崩塌体特征、发育程度、临空面情况及周边环境选择合适的爆破方法。

2 公路爆破清除必须确保边坡稳定，同时避免爆破后边坡存在二次滚石、崩塌甚至滑坡的潜在危险。

3 爆破方法根据孔深大小可分为浅孔爆破和深孔爆破；根据爆破延期时间可分为齐发爆破，秒差爆破和微差爆破；根据爆破功能可分为松动爆破，抛碴爆破和拆除爆破；根据爆破效果可分为光面爆破和预裂爆破。

4 浅孔爆破是炮孔直径和深度分别小于50mm和5m的爆破方法，适用于地形艰险及爆破方量较小地段也可作为其他炮型服务的辅助炮型。

5 深孔爆破是炮孔孔径大于50mm、深度在5m以上、采用延长药包的爆破方法，适用于一次爆破方量多、施工进度快、施工机械化程度高的地段。

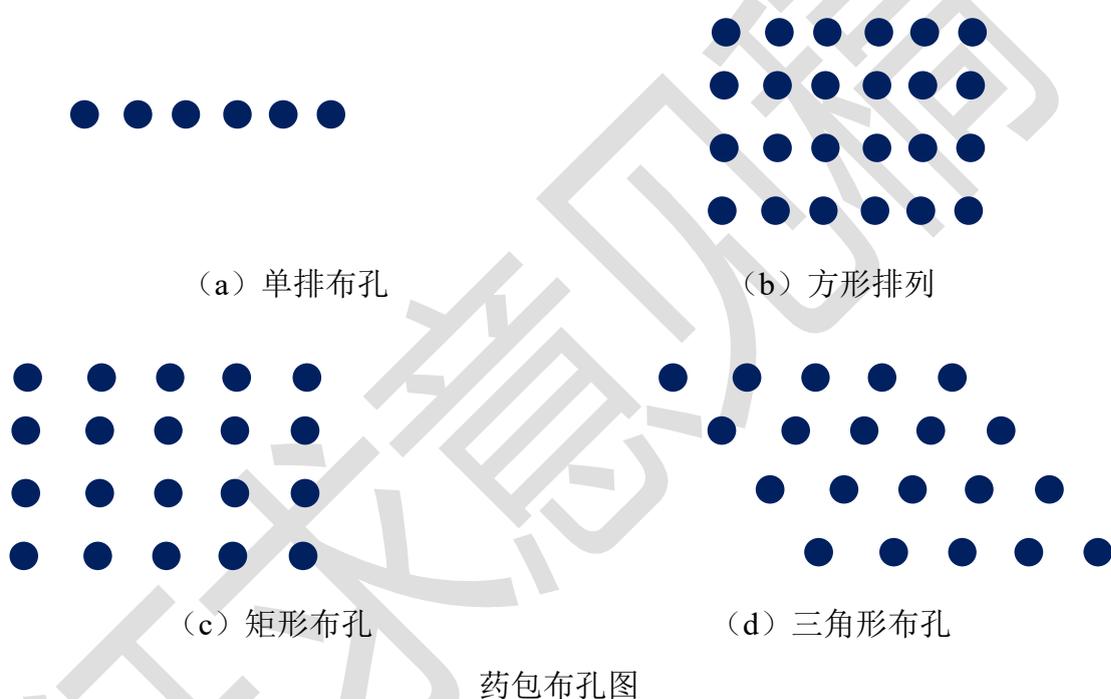
6 爆破设计遵循如下步骤：确定崩塌体爆破段落→爆破范围工程地质勘察资料收集与分析→选择适用爆破方法类型→药包布置→药量计算→起爆网路设计→爆破安全设计→爆破效果的测量与分析。

7 爆破方法依据崩塌体的大小、影响范围、爆破后公路平面、纵断面和横断面形态

及估算的爆破方量，确定适宜的方法。

8 爆破药包布置可分为药包布置方案、每个药包埋设位置确定、根据岩体结构条件对布置方案调整三个步骤，可根据公路或构造物的重要性及崩塌体处理的难易程度适当精简或增加步骤。

9 爆破药包炮孔布置可以为单排布孔和多排布孔，多排布孔可以选择矩形（含方形）、梅花形（三角形），具体布孔形式，应根据爆破作业要求、工作面情况及岩体结构特征等因素综合考虑；炮孔钻眼形式一般分为垂直钻孔和倾斜钻孔两种形式，特殊情况也可以采用水平钻孔形式。



## 10 药量计算

单个炮孔装药量由被爆岩体体积乘以炸药单位耗药量。

对于深孔爆破，一般单排孔爆破或多排孔的第一排孔装药量由公式（6.2.5）计算

$$Q = qaWH \quad (6.2.5)$$

第二排孔起单孔装药量由公式（6.2.6）计算

$$Q = kqabH \quad (6.2.6)$$

式中：

$k$ —考虑受前面各排孔岩体阻力作用的增加系数，一般取1.1~1.2。

$a$ —孔距 (m)。

$b$ —孔距 (m)。

$q$ —梯段爆破单位耗药量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )。

$H$ —台阶高度 (m)。

$W$ —最小抵抗线 (m)。

不同类型爆破作用原理不相同,其爆破药量计算公式应根据爆破类型选择对应的药量计算公式。

### 11 起爆网路设计

起爆网路应依据爆破地形和岩体结构边界条件及药包布置,设计药包起爆方案,防止沿不利地形和岩体结构边界条件产生爆破工程地质灾害。

### 12 爆破效果测量与分析

每次爆破后须及时测量爆破效果,进行爆破效果分析。内容包括:实测爆破总体石方量、有效爆破石方量、总爆破石方量单位耗药量和有效爆破石方量单位耗药量、爆后工程质量,有无产生爆破工程地质灾害、安全距离校核等。

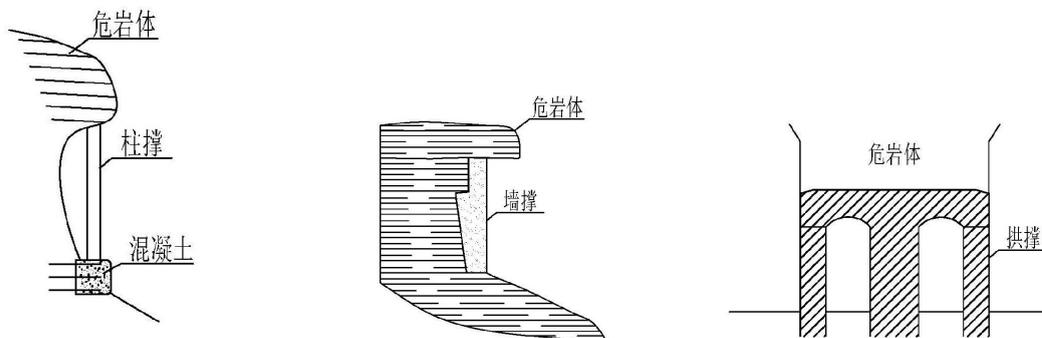
### 13 爆破安全

爆破清方应严格执行国家爆破安全技术规范,严防各种爆破安全事故发生;同时严防因人为技术原因而产生各种爆破工程地质灾害事故。

## 6.3 支撑与嵌补

6.3.1 支撑主要指将上部危岩崩塌体的重力传力于稳定地基上的结构体,也可与锚索、锚杆等处治方式共同使用;适用于山坡陡峭、不宜采用刷方清除,而危岩较坚硬、较完整、节理较少底部悬空的较大岩腔。

6.3.2 危岩崩塌支撑体结构可采用柱撑、墙撑、拱撑,当危岩体完整性好时宜采用柱撑;当危岩体裂隙发育时宜采用墙撑或拱撑。



(a) 柱撑

(b) 墙撑

(c) 拱撑

### 危岩崩塌体支撑

6.3.3 支撑体材料宜优先采用现浇混凝土或钢筋混凝土，混凝土强度等级不应低于 C30；当采用浆砌片石或浆砌条石支撑时，条石或片石强度等级不低于 MU30，砂浆强度等级不低于 M10。

6.3.4 支撑结构底部应置于稳定地基，基础依据地基情况可采用独立基础、条形基础或直接嵌岩等方式，基础承载力可按《建筑地基基础设计规范》或《建筑桩基技术规范》进行验算；当基底承载力不满足要求时，应首先对地基进行加固处理。

6.3.5 支撑的设置位置应结合基础条件及上部危岩崩塌体特点，选择合适支撑点；支撑结构顶部宜在距离危岩崩塌体 30~50cm 范围采用微膨胀混凝土浇筑，也可采用承台或直接嵌岩等方式，应确保支撑结构与危岩崩塌体充分接触并有效传递荷载。

6.3.6 支撑结构受力包括危岩崩塌体压力、自身重力、地震力、地基反力及水压力等，支撑结构受力按本规程附录 B 进行计算。

6.3.7 支撑结构截面可根据危岩压力、地基承载力、柱基承载力或柱身承载力等进行计算，也可预先拟定截面尺寸进行验算。

当支撑结构底部基础按浅基础考虑时，轴心受压柱撑截面应由公式 (6.3.1) 计算

$$A \geq \frac{Q}{[\sigma] - \gamma \cdot L} \quad (6.3.1)$$

式中  $A$ —柱撑截面面积 ( $\text{m}^2$ )；

$Q$ —支撑柱受力 (kN)，按附录 B 计算；

$[\sigma]$ —地基承载力特征值 (kPa)；

$\gamma$ —柱撑材料的重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )；

$L$ —柱撑长度 (m)；

当支撑结构底部基础按深基础考虑时，轴心受压柱撑截面应由公式 (6.3.2) 计算

$$Q \leq \mu \sum q_{sik} \cdot l_i + \xi \cdot f_{rk} \cdot A \quad (6.3.2)$$

式中  $A$ —柱撑截面面积 ( $\text{m}^2$ )；

$\mu$ —柱撑截面周长 (m)；

$q_{sik}$ —柱周岩土侧压力 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )；

$l_i$ —柱周第  $i$  层土的厚度 (m)；

$f_{rk}$ —岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa)

$\xi$ —柱嵌岩段侧阻和端阻综合系数，与嵌岩深径比、岩石软硬程度和成柱工艺有关，可按《建筑桩基技术规范》5.3.9 取值。

6.3.8 支撑结构除满足地基承载力或柱基承载力要求，尚应满足自身刚度、强度和稳定要求。

6.3.9 钢筋混凝土轴心受压柱正截面受压承载力应符合下列规定：

$$N \leq \psi_c f_c A \quad (6.3.3)$$

当柱顶以下  $5d$  范围设置有间距不大于  $100\text{mm}$  的螺旋式箍筋时：

$$N \leq \psi_c f_c A + 0.9 f_y A_s \quad (6.3.4)$$

式中  $N$ —荷载效应基本组合下柱顶轴向压力设计值 (kN)，可按  $N = \frac{1.35Q}{n}$  简化计算；

$\psi_c$ —工艺系数；采用预制混凝土结构时，可取  $0.85$ ；采用现场浇筑时，可取  $0.6\sim 0.8$ ，当环境因素较差时取低值。

$f_c$ —混凝土轴心抗压强度设计值 (kPa)；

$A$ —支撑截面面积 ( $\text{m}^2$ )

$f_y$ —纵向主筋抗压强度设计值 (MPa)；

$A_s$ —纵向主筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ )。

6.3.10 支撑结构一般要求  $l_0/b \leq 8$  或  $l_0/d \leq 7$ ， $l_0$  为支撑结构计算长度， $b$  和  $d$  分别为矩形截面短边尺寸和圆形截面直径。

6.3.11 如不满足 6.3.10 条规定，支撑结构应进行压屈稳定验算。

6.3.12 支撑结构采用柱撑时，宜采用强度等级不应低于 C30 的钢筋混凝土；柱身正截面配筋率不小于  $0.65\%$ ，应通长配筋；混凝土的保护层厚度不应小于  $35\text{mm}$ ，当环境因素较为恶劣时，保护层厚度不应小于  $50\text{mm}$ ；混凝土支撑截面宽度宜不小于  $0.6\text{m}$ ，柱长超过  $3\text{m}$  时，可每隔  $3\text{m}$  设置一道连系梁，增加支撑结构整体稳定；连系梁混凝土强度宜与柱撑一致。

6.3.13 支撑结构采用墙撑时，可采用浆砌片石、浆砌块石或混凝土，片石或块石石强度等级不低于 MU30，砂浆强度等级不低于 M10，混凝土强度等级不低于 C20，当位于中冻区和重冻区时，材料强度宜提高 1 个等级。

6.3.14 墙撑应设置变形缝，对浆砌片石、块石墙变形缝间距宜为  $10\text{m}\sim 15\text{m}$ ，混凝土墙宜为  $20\text{m}\sim 25\text{m}$ ；墙高突变处、地基岩土性状变化等位置应增设变形缝；变形缝缝

宽采用 20 mm~30 mm，缝中填沥青麻筋、沥青木板或其他有弹性防水材料，沿内、外、顶三方填塞，深度不小于 150 mm。

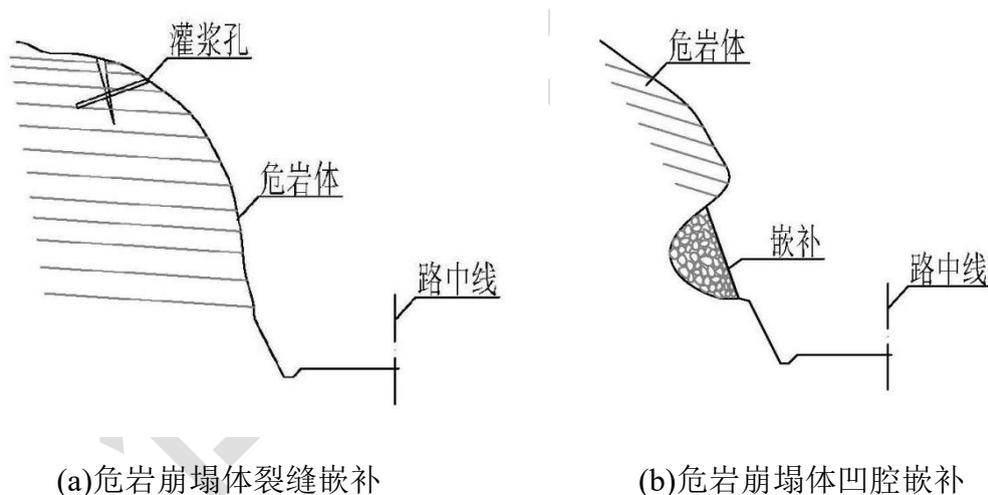
6.3.15 墙撑宜根据渗水情况在高出地面以上位置设置泄水孔，泄水孔间距 2~3m，上下左右交错布置，孔内预埋直径 10cmPVC 管，最低泄水孔出口底部应高出地面或常水位 30cm，在泄水孔进口下部应设置 20cm 厚 C15 砼隔水层，不使积水渗入基底。

6.3.16 拱撑拱顶最小厚度不宜小于 500mm、矢拱度宜取 0.25~0.30，拱边墙宽不宜小于 1.5m。

6.3.17 嵌补是通过填补或修补危岩崩塌体裂缝或岩腔来恢复结构完整性和稳定性的工程处治方式，主要是利用浆砌片石、混凝土等材料充填和封闭裂缝或凹腔，防止裂缝或凹腔风化进一步扩大。

6.3.18 嵌补适用于路基坡顶裂缝或因岩体裂隙张开坍塌、风化剥落形成的较小岩腔导致的侧坡局部坡面、底部悬空。

6.3.19 当危岩崩塌体顶部有裂隙且未充填，宜采取无压灌浆嵌补裂缝（图 a）；灌浆材料可采用水泥、水泥砂浆或细石混凝土等刚性材料，也可根据现场情况采用聚硫密封胶或聚氨酯等化学柔性材料；当有特殊要求时，宜事先进行灌浆试验论证。



6.3.20 灌浆材料应具有一定流动性，水泥标号应不低于 42.5，水泥砂浆强度等级不低于 M10，混凝土等级不低于 C20，中冻区、重冻区应提高不小于 1 个等级；可根据现场情况添加掺合料或外加剂。

6.3.21 危岩崩塌体裂缝灌浆孔宜穿透主裂隙结构面，一般在裂缝前后 3~5m 范围按正方形或梅花形布置孔位，孔径宜为 60mm~110mm，灌浆孔倾角宜为 30°~90°；当裂缝较微小时，可直接在裂缝处灌浆封闭。

6.3.22 当危岩崩塌体底部或坡面存在较小凹腔或空洞，可采用浆砌片石、块石或混凝土嵌补（图 b）；嵌补材料水泥砂浆强度等级不低于 M10，片石或块石强度等级不低于 MU30。混凝土等级不低于 C20，中冻区、重冻区应提高不小于 1 个等级。

6.3.23 嵌补体应自身稳定，必要时增设锚杆或锚索与嵌补体组合，避免嵌补体倾覆或滑移。

6.3.24 嵌补体应与危岩崩塌体充分接触，宜在距离危岩崩塌体凹腔或空洞顶部 30~50cm 范围采用微膨胀混凝土浇筑。

6.3.25 嵌补体基底横坡宜做成逆坡，坡度不小于 5%；凹腔地面有纵坡时，嵌补体基底宜做成不大于 5%纵坡；为减少开挖，可在纵向做成台阶，台阶尺寸随地形变动，但其高宽比不宜大于 1:2。

6.3.26 当嵌补体纵向长度超过 10m 或地形突变等位置，应考虑设置变形缝；变形缝缝宽采用 20 mm~30 mm，缝中填充材料可选择沥青麻筋、沥青木板或其他有弹性防水材料，深度不小于 150 mm。

6.3.27 当危岩崩塌体坡顶、坡面或坡脚有渗水情形时，应首先对渗水进行截流、排泄或疏导等方式处治。

## 6.4 防护网

### 6.4.1 主动防护网

#### 1 一般规定

1) 主动防护网一般适用于边坡体整体稳定性良好，但浅表层岩体较为破碎，坡面易产生剥落、掉块等坡面地质灾害的情况。

2) 主动防护网设计选型应根据崩塌类型、规模、地质环境条件、地形因素及危岩落石分布情况等综合确定。

3) 边坡体整体性良好但坡表岩体破碎，且表面无大量植被覆盖时，宜采用主动加固防护措施

4) 危岩体局部崩塌将加速母岩风化破坏的岩石边坡宜采用加固防护系统或结合清危处理，不宜单独采用主动柔性防护系统。

5) 直立或倒悬高边坡可采用主、被动结合的方式综合防护。

6) 主动防护网工程可与生态防护方法相结合，兼顾危岩加固与生态修复。

7) 当坡面地质环境条件复杂时，宜采用主动防护网与其他防护措施相结合的综合

治理措施。

## 2 设计要求

1) 主动防护网设计应根据边坡类型、落石分布范围、尺寸大小等，参照 JT/T 1328-2020《边坡柔性防护系统》相关内容进行选型。

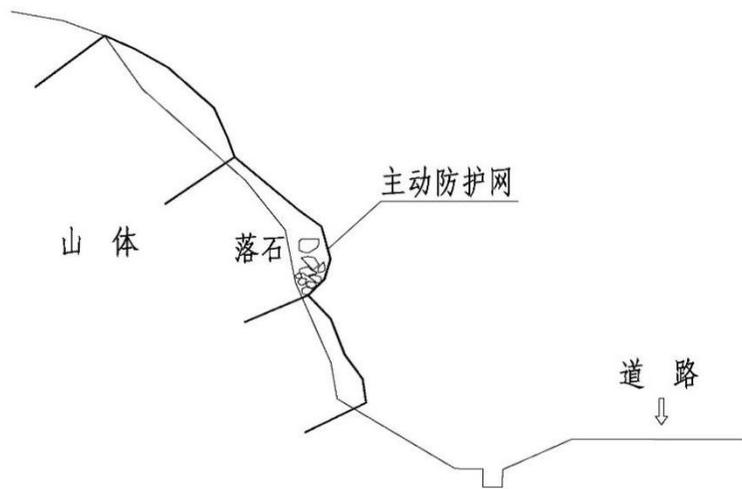


图1 主动网防护原理

2) 防护原理：用柔性网覆盖于节理发育密集的坡面，并通过锚杆系统施加紧固力防止坡面岩块松动和落石下坠。

3) 主动防护网一般由锚杆、纵向支撑绳、横向支撑绳、金属柔性网、缝合绳等部件构成。

4) 主动网防护区域应超出治理区域边界外 2m，确保系统受力最大的上沿锚杆锚入稳定基岩。

5) 主动网系统锚杆宜选用直径不小于 $\phi 16$  的双股钢丝绳制成，其长度不宜小于 2m。

6) 横向支撑绳宜选用不小于 $\phi 16$  钢丝绳，纵向支撑绳宜选用不小于 $\phi 12$  钢丝绳，设置双层钢丝绳网的区域纵横支撑绳均不小于 $\phi 16$  钢丝绳。

7) 缝合绳宜选用不小于 $\phi 8$  的钢丝绳，且应满足《制绳用钢丝》YB/T 5343 的相关要求。

8) 主动防护系统安装应该紧贴坡面，悬空区域面积不能超过  $5\text{m}^2$ ，不能满足要求时应增设随机锚杆。随机锚杆采用带弯钩的钢筋锚杆或双股钢丝绳锚杆，锚杆直径不小于 $\phi 12$ ，随机锚杆锚固深度不宜小于 1.0m，设在支撑绳部位随机锚杆埋设深度不宜小于 1.5m。

9) 主动防护网锚杆长度不宜大于 3m，锚杆抗拔力一般可按 50kN 设计，锚杆纵横向

间距正方形布置时宜为 4.0m~4.5m，梅花形布置时宜为 3.0m~4.0m。

### 3 施工要求

1) 防护网施工前应清除崩塌坡面的浮土、孤石、危石，做好施工临时安全防护措施，确保施工过程安全。

2) 主动防护网的锚杆施工、格栅网或承载网安装应从上向下进行，且宜随着锚杆施工向下推进尽早进行锚杆施工区上方的格栅网或承载柔性网安装。

3) 支撑绳安装时，先将支撑绳一端用绳卡锁定在端头锚杆上，用另一端逐一穿入锚杆孔中，在穿过另一端的锚杆后，把支撑绳沿穿进方向折回，用绳卡将安装端钢丝绳作出一个套环，然后用不小于 1t 的张拉器两头分别拉住支撑绳端套环和相邻的锚杆，通过张拉器的收紧，在支撑绳张紧之后，用绳卡将活动端与安装端进行锁定。

4) 为确保施工安装时支撑绳能张拉绷紧，每段横向支撑绳宜按 40~60m 进行分段，通常按 50m 为一段。

5) 一个连续布置的独立防护网或一组相互关联的防护网，宜在完成全部锚杆或基础放线定位后，再开始锚杆与基础的施工作业。

6) 应严密监测防护区域及其上部坡面危岩或孤石的稳定状态，一旦发现失稳迹象，应及时发出险情预警；发生落石后，应及时查明落石源和发生原因，检查落石源周边及沿滚落路径是否会发生次生险情，必要时应及时进行应急处理。

7) 解开和展开卷装捆扎的钢丝绳网时，其弹开侧不应有人员。支撑绳张拉时，人员应远离支撑绳以外回弹所能波及的范围。

#### 6.4.2 被动防护网

##### 1 一般规定

1) 被动防护网适用于保护对象上方有小型高位崩塌危岩，且危岩、孤石分散难以清除的斜坡。

2) 被动防护系统工程的选型和布置位置应根据潜在危岩落石、坡面条件和落石运动轨迹、冲击能量、弹跳高度，结合与防护对象的空间距离综合确定。

3) 落石弹跳高度较低（一般小于 7m）的坡面或位置处宜采用被动防护系统；

4) 植被较发育的坡面宜采用被动防护系统；

5) 上陡下缓边坡或者坡脚有宽平台可采用被动网，直立或倒悬高边坡宜采用主动加固，并结合落石弹跳特性采用被动防护网进行防护。

6) 被保护对象与被动防护系统安装位置间距小于被动防护系统最大缓冲距离和柱

高的危岩落石防护不宜采用被动防护系统；

7) 被动防护系统不适用于单体落石较大坡面；

8) 被动防护系统不适用于落石频发但落石清理和系统维修都较困难的坡面。

9) 当坡面地质环境条件复杂时，宜采用被动防护网与其他防护措施相结合的综合治理措施。

## 2 被动防护网设计

1) 被动防护网设计应根据落石直径、能级大小及落石高度综合确定，可按落石能量计算结果进行结构配置和防护功能选型。

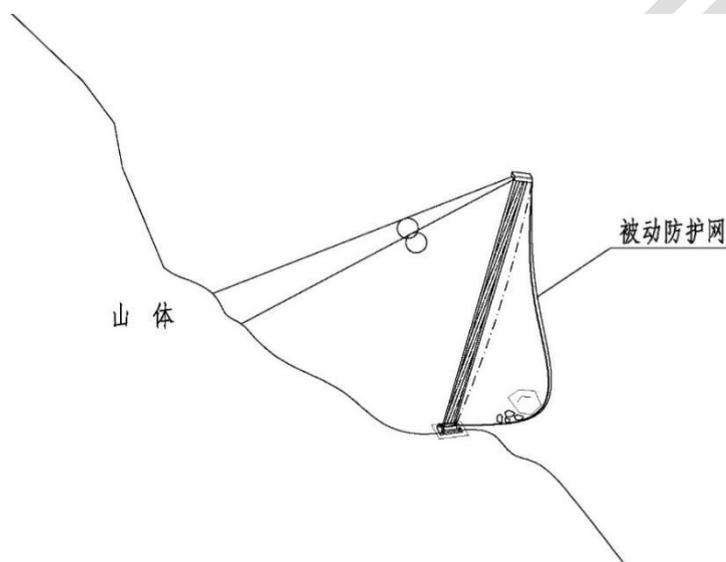


图 6.4-1 被动网防护原理

2) 被动防护系统工程布置位置的设计防护高度应大于落石弹跳高度投影在支撑柱上的高度，被动防护系统的设计防护高度应按下列公式确定：

$$h_d \geq k_2 (h_{db} + D) \quad (6.4-1)$$

$$h_{db} = \frac{h_b}{\sin(180^\circ - \psi - \varphi)} \quad (6.4-2)$$

式中， $h_d$  —— 被动防护系统设计防护高度 (m) (图 6.4-2)；

$h_{db}$  —— 落石弹跳高度投影在支撑柱上的高度 (m)；

$h_b$  —— 落石弹跳至网面时，距离支撑柱基础水平面的竖直高度 (m)；落石最大弹跳高度可按式 5.5-13 进行计算；

$D$  —— 落石最大长边尺寸，当  $D$  小于 1m 时，取 1 m；

$k_2$  —— 设计安全系数， $k_2$  值应按崩塌防治工程安全等级确定，特 I 级、I 级

取 1.2, II 级、III 级取 1.1, IV 级取 1.0;

$\psi$  —— 被动防护系统支撑柱与所在边坡坡面的夹角 ( $^{\circ}$ ) ;

$\varphi$  —— 被动防护系统所在单角度边坡坡度 ( $^{\circ}$ ) 。

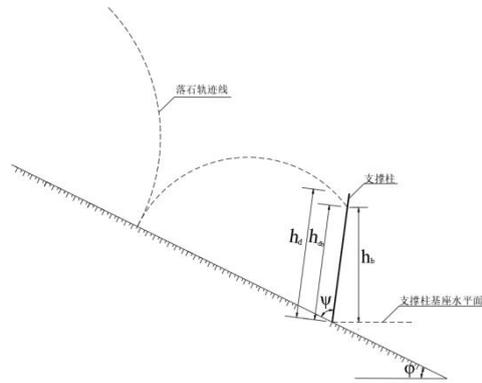


图 6.4-2 被动防护网系统设计防护高度示意图

3) 被动防护系统工程的防护能级应符合下式要求:

$$E_B \geq k_3 E_d \quad (6.4-3)$$

式中,  $E_B$  —— 实际采用的被动防护系统的标称防护能级 (kJ) ;

$E_d$  —— 落石冲击动能计算值 (kJ) ; 落石冲击动能可按式 5.4-21 进行计算。

$k_3$  —— 设计安全系数,  $k_3$  值应按崩塌防治工程安全等级确定, 特 I 级、I 级取 1.2, II 级、III 级取 1.1, IV 级取 1.0;

4) 被动防护系统与其所保护的区域或建筑物间的顺坡面安全距离应符合下式要求:

$$d_s \geq \gamma_d d_b \quad (6.4-4)$$

式中,  $d_s$  —— 被动防护系统与其所保护区或建筑物间的顺坡面安全距离 (m) ;

$d_b$  —— 被动防护系统缓冲距离标准值 (m) ;

$\gamma_d$  —— 被动防护系统缓冲距离安全系数, 一般宜取 1.3。

5) 被动防护系统设置必须在拟设位置计算的落石最大弹跳高度基础上增加 1.0m 安全高度, 系统高度一般不小于 3.0m, 系统高度宜以 1.0m 为单位增减。

6) 被动防护网宜按 40~60m 进行分段布置, 一般 50m 为一段。两段间重叠距离不得小于 5m, 不宜大于 10m。

7) 被动防护系统钢柱间距宜为 8m~12m, 不应小于 6m, 不宜大于 15m。

8) 被动防护网纵向设计范围, 应延伸至保护区段范围以外 5m~10m。

9) 基岩较完整时, 钢柱基座可直接用锚杆锚固在基岩内, 锚孔深度不小于 1m。

10) 被动防护系统各部件基础的锚固力应由对应柔性防护网的型号定型试验报告提供, 并经设计对其进行复核确认。

11) 被动防护系统系统的布置长度应根据危岩分布范围和威胁区域确定, 一般宜向左

右各延伸不小于 10m。

12) 被动网系统钢柱可采用不同规格的工字钢(或 H 型钢)加工而成。工字钢(或 H 型钢)的尺寸、外型、重量及允许偏差应符合《热轧型钢》(GB/T 706)及《热轧 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T 11263 相关技术要求。

13) 钢柱表面一般采用热镀锌处理,镀锌层平均厚度不小于  $85\mu\text{m}$ ,且应满足《金属覆盖层 钢铁制件热浸镀锌层 技术要求及试验方法》GB/T 13912 相关技术要求。

### 3 施工要求

1) 防护网施工前应清除崩塌坡面的浮土、孤石、危石,做好施工临时安全防护措施,确保施工过程安全。

2) 基础顶面用薄层 C25 混凝土或 M20 水泥砂浆抹平;当岩石风化比较严重或覆盖层较厚时,采取开挖基坑用混凝土浇注,基坑尺寸一般不小于  $0.6\text{m}\times 0.8\text{m}\times 1.0\text{m}$ ,采用人工开挖,禁止采用爆破作业。

3) 被动防护系统锚杆锚固位置岩石风化严重时,应采用混凝土锚固,系统锚杆在其长度范围内应完全锚固,混凝土断面尺寸不小于  $0.4\text{m}\times 0.4\text{m}$ 。在混凝土浇注前需用水将基坑边壁进行润湿。

4) 被动网在安装钢柱时,应同时对上拉绳进行安装和固定。当系统设置有防倾倒措施时应与钢柱同时安装。

5) 防护网起吊后,先横向调节好网片安装位置,从一端开始逐一向另一端进行缝合,直至所有防护网连成一个整体。

6) 一个连续布置的独立防护网或一组相互关联的防护网,宜在完成全部锚杆或基础放线定位后,再开始锚杆与基础的施工作业。

7) 应严密监测防护区域及其上部坡面危岩或孤石的稳定状态,一旦发现失稳迹象,应及时发出险情预警;发生落石后,应及时查明落石源和发生原因,检查落石源周边及沿滚落路径是否会发生次生险情,必要时应及时进行应急处理。

8) 解开和展开卷装捆扎的钢丝绳网时,其弹开侧不应有人员。支撑绳张拉时,人员应远离支撑绳以外回弹所能波及的范围。

### 6.4.3 引导防护网

#### 1 一般规定

1) 引导防护系统分为张口式引导防护系统和覆盖式引导防护系统,引导防护系统工程适用于整体稳定、节理裂隙发育、存在大量落石的同时还存在小型崩塌的斜坡。

- 2) 落石频发且清理困难的坡面宜采用引导防护系统;
- 3) 存在小型崩塌的坡面可采用引导防护系统;
- 4) 坡面锚固条件差或不具备锚固条件的边坡采用覆盖式引导防护网;
- 5) 高度较高且危岩分布较广的坡面宜采用张口式引导防护系统;
- 6) 上缓下陡的边坡宜采用张口式引导防护网;
- 7) 坡脚具有落石收集或堆放平台的宜采用引导防护系统; 保护对象距离坡脚小于 1m 的坡面不宜采用引导防护系统;
- 8) 对于灌木、乔木较多的坡面不宜采用引导防护防护系统;

## 2 引导防护网设计

1) 引导防护系统的布置范围应根据危岩分布范围和威胁区域确定, 两侧宜左右各延伸不小于 10m。

2) 引导防护网可根据底部与保护对象的空间距离, 在底部采用封口或开口设计, 开口设计时可与拦挡工程配合使用。

3) 覆引导防护系统横向长度较大时应进行支撑绳分段, 每段长度不宜大于 60m。

4) 覆盖式引导防护系统的上排不具备锚固条件时, 纵向支撑绳可向上延伸设置。上排锚杆设置位置高于防护区域时, 宜设悬吊绳将上排锚杆与上支撑绳相连。

5) 引导防护系统引导部分的柔性金属网片承载和选型应符合下式要求:

$$T \geq k_4 S_w \quad (6.4-5)$$

$$T = \frac{T_m}{\gamma_{MS}} \quad (6.4-6)$$

式中,  $S_w$ —— 柔性金属网单宽受到的荷载设计值 (kN/m), 包括柔性金属网自身重量、底部封口设计时网片内碎石土重量、柔性金属网面上外部覆盖物重量等;

$k_4$ —— 设计安全系数,  $k_4$  值应按崩塌防治工程安全等级确定, 特 I 级、I 级取 1.2, II 级、III 级取 1.1, IV 级取 1.0;

$T$ —— 柔性金属网片抗拉强度设计值 (kN/m);

$T_m$ —— 柔性金属网片抗拉强度标称值 (kN/m);

$\gamma_{MS}$ —— 柔性金属网片抗拉破强度折减系数, 一般取值不小于 2.0。

6) 覆盖式引导防护系统的顶部支撑绳抗拉强度应满足下式要求:

$$T_{WLC} \geq k_4 F_{CBL} \quad (6.4-7)$$

$$F_{\text{CBL}} = \gamma_T \frac{S_w l \sqrt{l^2 + 16f^2}}{8f} \quad (6.4-8)$$

式中,  $T_{\text{WLC}}$  —— 支撑绳的受力极限, 通常选用作为支撑绳的钢丝绳的最小破断力 (kN);

$F_{\text{CBL}}$  —— 钢丝绳所受荷载的最大设计值 (kN);

$k_4$  —— 设计安全系数,  $k_4$  值应按崩塌防治工程安全等级确定, 特I级、I级取 1.2, II级、III级取 1.1, IV级取 1.0;

$\gamma_T$  —— 张力扩大系数, 通常取 1.1;

$l$  —— 顶部锚杆间距 (m);

$f$  —— 上支撑绳最大垂度 (m), 可按表 6.4-1 取值。

表 6.4-1 上支撑绳垂度与顶部锚杆间距对应关系表

顶部锚杆间距(m)	1	2	3	4	5
上支撑绳垂度(m)	0.07	0.14	0.21	0.28	0.35

7) 覆盖式引导防护系统的顶部套环钢丝绳锚杆抗拔力应符合下式要求:

$$N_t \geq k_4 F_{\text{CBL}} \quad (6.4-9)$$

式中,  $N_t$  —— 套环钢丝绳锚杆的锚固力的设计值 (kN);

$k_4$  —— 设计安全系数,  $k_4$  值应按本规范第 4.0.4 条进行取值。

8) 张口式引导防护系统设计防护高度、能级的选型应按照被动防护系统 6.4.2 条的要求。

#### 6.4.4 防护网质量检验

1 防护网质量检验应符合设计文件及现行行业施工验收标准的有关规定。

2 原材料质量检验应包括以下内容:

1) 原材料供应商的质检资料及出厂合格证。

2) 材料现场抽检包括力学性能检验、钢丝表面镀锌检验、减压环检验等

3 施工质量检验:

1) 混凝土强度检验、砂浆试块抗压强度检验。

2) 锚杆(索)抗拔试验等现场检验。

3) 对于锚杆锚固砂浆强度、钢柱基础混凝土强度检查项目, 参照《公路工程质量检验评定标准第一册土建工程》(JTGF80/1)执行。

### 6.5 锚固

#### 6.5.1 一般规定

1 锚固主要指采用锚杆、锚索或挂网喷锚加固，一般锚杆适用于倾倒式及浅表层滑移式崩塌；锚索适用于大型滑移式崩塌；挂网喷锚适用于崩塌体坡面为碎裂结构的硬质岩石、层状结构的不连续硬质地层、老黄土层等岩土层，也适用于局部崩塌体，以及崩塌体经过放坡处理后的边坡防护等情况。

2 锚固设计应满足《公路路基设计规范》（JTG D30）的相关要求。

3 锚固工程施工应满足《公路路基施工技术规范》（JTG/T 3610）的相关要求。

4 锚杆（索）设计使用年限应与所服务的工程设计使用年限相同，其防腐等级应满足《混凝土结构耐久性设计规范》（GB/T 50476）要求。

5 对于较破碎的岩质崩塌体及土质崩塌体，当采用锚杆（索）时，应与格构梁或肋柱配合使用；对于完整性好的岩质崩塌体，可采用单锚。

6 挂网喷锚防护不适应于膨胀性、严重腐蚀性岩土体或具有中等—严重湿陷等级的黄土地层，大面积淋水地段或严寒地区的冻胀崩塌边坡等。

### 6.5.2 锚固设计

1 作用于锚杆（索）结构物上的荷载有水压力、下滑力（对滑移式崩塌）、地震力及其他荷载等。

2 锚杆（索）设计计算可参照《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330）中的有关条款进行。

3 采用锚杆（索）与格构梁或肋柱配合使用时，应对竖向格构梁或肋柱的基础进行验算。

4 预应力锚杆（索）由锚固段、自由段和锚头构成，锚头由垫墩、钢垫板和锚具组成。

5 预应力锚杆（索）总长度由锚固段、自由段和外露段的长度之和，锚固段长度应根据设计计算确定且不应小于 3m，不宜大于 10m；自由段长度受稳定地层界面控制，设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面长度不小于 1.0m，且自由段长度不小于 5.0m。

6 钻孔内锚杆钢筋面积不超过钻孔面积的 20%；钻孔内预应力钢绞线面积不超过钻孔面积的 15%。

7 锚杆（索）锚固段上的覆土层厚度不宜小于 4.5 m。

8 锚杆（索）的倾角宜采用  $15^{\circ}$  ~  $30^{\circ}$ 。

9 锚杆垂直间距、水平间距应根据锚杆设计拉力来确定，且不宜小于 2.0 m；当锚

杆间距小于 2.0 m，锚杆应采用长短相间的方式布置。

10 锚杆每隔 1.5~2.0m 应设置隔离架。

11 锚杆（索）保护层厚度，对于永久锚杆（索）不应小于 25 mm；对临时锚杆（索）不应小于 15mm。

12 水泥宜使用普通硅酸盐水泥。注浆采用水泥浆时，水灰比宜为 0.5~0.55；注浆采用水泥砂浆时，水灰比宜为 0.4~0.45，灰砂比宜取 0.5~1.0。浆体材料 28 d 的无侧限抗压强度不应低于 30 MP。

13 对于地层和被锚固结构位移控制要求较高的工程，预应力锚杆（索）的初始应力（锁定拉力）值宜为锚杆（索）拉力设计值；对于地层和被锚固结构位移控制要求较低的工程，预应力锚杆（索）的初始应力（锁定拉力）值宜为锚杆（索）拉力设计值的 75%~90%。

14 预应力锚杆（索）应进行封锚，锚具应符合下列规定：

1) 预应力筋用锚具、夹具和连接器性能均应符合《预应力筋用锚具、夹具和连接器》（GB/T 14370）的有关规定。

2) 预应力锚具的锚固效率应至少发挥预应力杆体极限抗拉力的 95%以上，达到实测极限拉力时，总应变应小于 2%。

3) 锚具应具有补偿张拉和松弛的功能，需要时可采用可以调节拉力的锚具。

4) 锚具罩应采用钢材或塑料材料制作加工，需完全罩住锚杆头和预应力筋的尾端，与支承面的接缝应为水密性接缝。

15 喷锚防护锚杆应嵌入稳固基岩内，锚固深度根据设计要求结合岩体性质确定。锚杆孔深应大于锚杆长度 200mm。

16 喷锚防护锚杆倾角宜为 10°~20°；间距宜为 1.25 m~3 m，且不应大于锚杆长度的一半。

17 喷锚防护喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C25，喷射混凝土面板厚度不应小于 100 mm，岩体风化严重、节理发育地段喷射混凝土面板厚度不应小于 150 mm。

18 喷锚防护喷射混凝土面板厚度为 200 mm 及以上时宜采用双层配筋，面板宜沿纵向每 20 m~25 m 的长度分段设置竖向伸缩缝。钢筋保护层厚度宜不小于 20mm。

19 喷射混凝土面板应设泄水孔。

### 6.5.3 锚固施工要求

1 施工前应做好下列准备工作：

- 1) 施工前应核查设计文件，并编制实施性施工方案。
- 2) 施工前应进行场地清理并细部放样。
- 3) 检查原材料的品种、质量和规格型号以及相应的检验报告。

2 锚孔定位偏差不宜大于 20.0 mm，偏斜度不应大于 2%，钻孔深度超过锚杆设计长度不应小于 0.5 m。

3 锚杆（索）的灌浆应符合下列规定：

- 1) 灌浆前应清孔，排放孔内积水。
- 2) 注浆管宜与锚杆同时放入孔内；注浆管应插入距孔底 100 mm~300 mm 处，使浆液自下而上连续灌注；向上倾斜的钻孔内注浆时，应在孔口设置密封装置。
- 3) 根据岩体完整程度和设计要求确定灌浆方法和压力，确保钻孔灌浆饱满和浆体密实。
- 4) 浆体强度检验用试块的数量每 30 根锚杆不应少于一组，每组试块不应少于 6 个。

4 预应力锚杆（索）的张拉与锁定应符合下列规定：

- 1) 锚杆（索）张拉宜在锚固体强度大于 20 MPa 并达到设计强度的 80 %后进行。
  - 2) 锚杆（索）张拉顺序应避免相近锚杆相互影响。
  - 3) 锚杆（索）张拉宜按锚杆设计预应力值 1.05 ~1.10 倍进行超张拉，预应力保留值应满足设计要求。
  - 4) 锚索不宜单束张拉，应整束张拉。
- 5 喷射混凝土宜分层施工，铺设钢筋网前喷射一层混凝土，铺设后再喷射混凝土至设计厚度。

6 喷锚防护施工结束后应及时对混凝土层顶部进行封闭处理；混凝土初凝后，应立即开始养护，养护期不应少于 7d。

7 喷锚防护喷射混凝土厚度应均匀，钢筋网及锚杆不得外露。

#### 6.5.4 锚固施工质量检验

1 锚杆施工质量应满足表6.5.4-1要求。

表6.5.4-1 锚杆施工质量标准

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	注浆强度（MPa）	合格标准内	按《公路工程质量检验评定标准 第一册 土

			建工程》(JTG F80/1-2017)附录F或附录M检查
2	钻孔深度 (m)	≥设计值	尺量: 逐孔测
3	钻孔直径 (mm)	±10 (设计直径≥60) ±5 (设计直径<60)	卡尺: 逐孔测
4	孔位 (mm)	±50	尺量: 逐孔测
5	钻孔倾角 (°)	≤3	地质罗盘仪: 逐孔测
6	杆体长度 (mm)	≥设计值	尺量: 逐孔测
7	锚杆插入钻孔长度 (mm)	预应力	不小于设计长度的97%
		非预应力	不小于设计长度的98%
8	锚杆抗拔力 (kN)	抗拔力平均值≥设计值, 最小抗拔力≥0.9倍设计值	拔力试验: 锚杆数5%, 且不少于3根

2 锚索施工质量应满足表6.5.4-2要求。

表6.5.4-2 锚索施工质量标准

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	锚索张拉应力 (MPa)	满足设计要求	油压表: 逐根(束)测
2	张拉伸长率 (%)	满足设计要求, 设计未要求时为±6	尺量: 逐根(束)测
3	断丝、滑丝数	每束1根, 且每断面不超过钢线总数的1%	目测: 逐根(束)测

3 喷锚防护喷射混凝土施工质量应满足表6.5.4-3要求。

表6.5.4-3 喷射混凝土施工质量标准

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	混凝土强度 (MPa)	在合格标准内	按《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》(JTG F80/1-2017)附录E检查
2	喷层厚度	平均厚度≥设计厚度; 80%测点厚度≥设计厚度; 最小厚度≥设计规定最小值	凿孔法或工程雷达法; 每50m <sup>2</sup> 测一处, 总数不少于5处

## 6.6 拦石墙

### 6.6.1 一般规定

1 拦石墙工程的设计实施应贯彻国家技术和经济政策, 广泛收集资料, 综合考虑现场地形地质条件、地产材料及使用经验等认真进行调查研究和方案比选。

可选用圬工拦石墙、桩板式拦石墙、加筋土拦石墙、格宾石笼拦石墙等。

2 拦石墙设计应满足在各种设计荷载组合下墙体结构的强度和稳定性要求;

3 结构类型的选择及设置位置的确定应适宜、安全可靠、经济合理、便于施工养护。结构材料应符合耐久性要求。

4 必须进行危岩体、落石的情况调查, 获取必要的岩土物理力学参数。

### 6.6.2 圬工拦石墙

1 一般地区和地震地区陡岩、陡坡下具备缓坡或缓坡平台的地形条件下的危

岩体防护，可采用圬工拦石墙。



2 圬工拦石墙墙身材料可采用石砌体、片石混凝土或混凝土。其最低强度等级应按下表 6.6.2-1 采用。

表 6.6.2-1 圬工拦石墙材料强度等级与适用范围

材料种类	重度 (kN/m <sup>3</sup> )	材料最低强度等级		
		水泥砂浆	混凝土	
片石砌体	22	M7.5	-	t ≥ -15℃ 地区
		M10	-	t < -15℃ 地区
混凝土或片石混凝土	23	-	C15	t ≥ -15℃ 地区
		-	C20	t < -15℃ 地区

注：表中 t 为最冷月平均气温

3 圬工拦石墙可按容许应力法计算。石砌体及混凝土的容许应力应按下表 6.6.2-2、6.6.2-3 采用。

表 6.6.2-2 石砌体容许应力 (MPa)

水泥砂浆强度等级	压应力 [σ]			剪应力 [τ]	
	片石砌体	块石砌体	粗料砌体	平缝	错缝
M5	0.8	-	-	-	-
M10	1.3	2.0	3.4	0.16	0.24
M20	1.8	2.4	3.7	0.23	0.34

注：1 表中水泥砂浆强度等级之间的石砌体的容许应力可用内插法确定；

2 石砌体的容许弯曲拉应力值，可用剪应力值；

3 石料应采用不易风化的石块，其极限抗压强度片石和块石不得小于 30MPa，粗料石不得小于 40MPa。

表 6.6.2-3 混凝土容许应力 (MPa)

应力种类	符号	混凝土强度等级			
		C30	C25	C20	C15

中心受压应力	$[\sigma_c]$	9.0	7.6	6.1	4.6
偏心受压应力	$[\sigma_b]$	11.2	9.5	7.8	6.1
弯曲拉应力	$[\sigma_{b1}]$	0.55	0.50	0.43	0.36
纯剪应力	$[\tau_c]$	1.1	0.99	0.86	0.71
局部压应力	$[\sigma_{c-1}]$	$6.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$5.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$4.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$3.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$

注：1 片石混凝土的容许压应力与混凝土同，片石掺用量不应大于总体积的 20%；

2 A 为计算底面积，AC 为局部承压面积。

3 拦石墙背按静力荷载和冲击荷载作用两种工况进行检算。对于静力荷载，应按墙背后净空被坠落石块填满，并假设堆积物的顶面是自顶向后与水平面成 20 度的仰角。若落石槽的深度超过 4m，或落石平台宽度大于 6m，则可将堆积物的顶面设计为水平。

4 圬工拦石墙应按容许应力法计算。

5 拦石墙抗滑动稳定系数不应小于 1.3，抗倾覆安全系数不应小于 1.6。

6 圬工拦石墙应设置缓冲层和落石槽作为主要缓冲结构，缓冲层可就地利用落石槽开挖土，也可使用其他抗冲击材料填筑。为避免落石冲击槽底而发生弹跳，槽底应铺筑缓冲材料。

7 为减少落石在迎石坡面上的弹跳高度，拦石墙后缓冲层边坡宜用 1:0.75，坡面用片石等铺砌加固。当落石坠落的速度大于 20m/s 时，缓冲层边坡顶部宜采用混凝土块板，并设计成垂直坡度。

8 拦石墙后缓冲层底宜设置渗沟。

### 6.6.3 桩板式拦石墙

1 桩板式拦石墙适用于地形坡度较陡，场地相对狭窄，地基条件较差的危岩落石区。包括桩板式、桩墙式和桩网式结构。



2 桩板式拦石墙的布设应考虑地质和环境等因素的影响，其布设的平面位置、走向、延伸长度和拦截高度，应充分考虑场地条件、落石运动路径、弹跳高度、

防护安全度及经济效益比等因素，通过综合技术经济比较，因地制宜，采取合理有效的工程方案。

3 桩板式拦石墙设置位置主要依据单一落石完整运动路径来确定。滚动式落石拦石墙宜布置于运动速度小的区域，跳跃式落石宜布置于弹跳高度小、动能小的区域。

4 桩板体系受力包括落石冲击力和板后土压力，在确定好其作用力后，按悬臂桩法进行桩基、柱板内力及配筋计算。

5 桩板式拦石墙一般由桩（柱）板体系、缓冲土堤、落石槽和防护（撞）栏组成。桩板一般为钢筋砼结构，桩截面可为圆形或方形，板可以是连续板、简支板、空心板或拱板；缓冲土堤可就地利用落石槽开挖土料，也可利用其它抗冲击材料填筑；落石槽底宜铺筑缓冲材料；防护栏可以是护栏、柔性网、钢栅栏及钢筋砼板等。

6 拦石墙桩嵌入基岩深度不小于  $0.25L$  ( $L$  为全桩长)，埋入土层不小于  $0.4L$ ，采用 C30 钢筋砼现场浇筑；桩间板宜采用 C30 钢筋砼预制板或现场浇筑；桩顶防护栏（网）设置高度宜为  $1.5\sim 2.0\text{m}$ 。

7 缓冲土堤设置于桩板后部，为夯填土堤或加筋土堤，梯形断面，顶宽宜为  $1.5\sim 2.0\text{m}$ ，按照  $0.3\sim 0.4\text{m}$  分层布筋、压实，压实度不小于 85%。

8 落石槽底宽宜  $1.5\sim 3.0\text{m}$ ，深  $2.5\sim 4.0\text{m}$ ，底部缓冲土层厚度不小于  $0.6\text{m}$ ，堤侧坡比宜为 1:0.5，落石槽开挖边坡坡比宜为 1:1，有条件时可采用植被护坡，槽底内侧建议设置纵向排水盲沟。

#### **6.6.4 加筋土拦石墙**

1 加筋土拦石墙适用于一般地区、地震地区及石料缺乏或运输条件差条件下的崩塌落石拦截，尤其适用于大能量级 ( $\geq 2000\text{kJ}$ ) 或连续多发落石冲击的地区。加筋土拦石墙的墙高不宜大于  $12\text{m}$ ，超过该高度时应进行论证。



2 筋带材料应符合下列要求：

- 1) 抗拉强度大、拉伸变形小和蠕变小，不易产生脆性破坏；
- 2) 拉筋与填料之间应具有足够的摩擦力；
- 3) 应具有较好的柔性、韧性；
- 4) 有良好的耐腐蚀性和耐久性；
- 5) 与面板的连接必须牢固可靠，或筋带与面板二者成整体为宜。

3 加筋体的填料不应产生对筋材的腐蚀作用，应选择易于压实、能与筋材产生良好摩擦或咬合作用的填料。填料应具有良好的水稳性，宜采用渗水性良好的砂类土（粉砂、黏沙除外）、砾石类土、碎石类土，不宜采用块石类土。

4 加筋土拦石墙应采用具有一定柔性的墙面面板；对于生态条件恶劣地区的工程，不宜直接采用土工格栅或土工织物直接作为加筋体面板。

5 加筋土拦石墙的连接部件均应做承载力验算。筋带与面板的连接必须坚固可靠，并应与筋带有相同的耐腐蚀性能。推荐采用面板与筋带为整体的结构形式。

6 加筋土拦石墙设计时，应进行抗落石冲击稳定计算、外部稳定计算、内部稳定计算。

1) 抗落石冲击稳定计算内容包括：抗冲击能量验算、拦截高度验算等（见附录 C 落石运动轨迹计算）。

2) 外部稳定计算内容包括：拦石墙地基承载力验算、边坡整体稳定性验算等。

3) 内部稳定计算内容包括：筋带抗拉强度验算、抗拔验算。

7 加筋土拦石墙横断面尺寸应通过各项稳定性分析检算结果确定，断面形式宜采用双面具有加筋面板的对称梯形。

8 对于双侧墙面筋带分开铺设的加筋土拦石墙，单边底部筋带长度不应小于墙高的 0.6 倍，且不得小于 3m；采用与双侧墙面均相连的整体筋带的加筋土拦石墙，底部筋带长度不小于 3m 即可。加筋土拦石墙顶宽不宜小于 1m；加筋体筋带竖向层间距不宜大于 1.0m。

9 填料应分层填筑压实，单层填筑压实厚度不宜大于 35cm；填料的压实度应不小于 90%；加筋面板内侧应设置反滤层或铺设透水性土工织物。

10 加筋体基础底面的埋置深度，对于一般土质地基不应小于 0.6m，当设置在岩石上时，应清除表面风化层，当风化层较厚难以全部清除时，可采用土质地基的埋置深度。

11 斜坡上加筋土拦石墙，背坡侧墙趾应设置宽度不小于 1m 的护脚，加筋体基础的埋置深度从护脚顶面算起。

12 当地基承载力不能满足设计要求时，应进行地基处理。

13 对可能危害加筋土拦石墙工程的地面水和地下水，应采取适当的防水或排水措施。当加筋土拦石墙顶面有渗水可能时，应采用防渗封闭措施。当拦石墙墙面与山体斜坡间可能汇水时，应在拦石墙迎坡侧墙面与山体斜坡之间设置纵向排水沟，对汇水进行及时排导。拦石墙两侧面板均应预留泄水孔。墙后填料为细粒土时，应设置反滤层。

14 加筋土拦石墙，宜在两侧侧墙面地表处设置宽度不小于 1.0m，厚度大于 0.25m 的格宾网垫、混凝土预制块或浆砌片石防护层，其表面做成向外倾斜 3%~5% 的排水横坡。

15 双面加筋土拦石墙的筋带相互插入时，宜采用与双侧墙面均相连的整体筋带；双侧面墙分开铺筋带时应错开铺设，避免重叠。

#### **6.6.5 格宾石笼拦石墙**

1 格宾石笼拦石墙适用于拟设工程部位交通条件较差，建筑施工材料运输较为困难的区段。



2 拦石墙工程区需具备一定的修建拦石墙的地形条件，且有足够的修建拦石墙所必须的块石、片石材料。

3 格宾石笼拦石墙适用于拦截块度小于 2.0m，或冲击能量小于 1000Kj 的危岩崩塌落石。

4 格宾石笼拦石墙可以结合墙后落石坑共同实施。

5 格宾石笼拦石墙的修建需要通过工程手段查明拦石墙地基基础工程地质条件。

6 格宾石笼拦石墙的稳定性需通过抗倾覆、抗滑移稳定性计算。

7 格宾石笼钢丝采用低碳高镀锌或 10%铝锌稀合金钢丝，表面可包覆 PVC 或者 PE 聚合物，具防锈，防静电，抗老化，耐腐蚀，高抗压，高抗剪等特点。

8 宾格网拦石墙由一系列的装石网箱组成，单层网箱的高度一般小于 1.0m，长度则根据实际需要或者地形条件设计。长度方向上每隔 1.0m 设置加强网片。上下层网箱之间以及加强网片与箱体之间采用直径大于箱体钢丝的钢丝捆扎。



9 宾格拦石墙墙体最大高度一般小于 5.0m。墙体横断面呈阶梯状，面坡坡比大于 1:0.3，背坡坡比一般 1:0.75~1:1.2。

10 墙体基础埋置于稍密一中密土层，基础埋深一般不大于 400mm。遇承载力极低的特殊土层地基时则需在墙体底部增设混凝土垫层。

11 网箱内采用人工装填片石，片石最小厚度大于 70mm，长短轴比宜大于 3:1，其最小直径大于网箱网片最大直径的 1.5 倍。上下层片石间交错码放，装箱后箱体外侧边外观整齐。装箱片石内部以及片石与箱体网片之间严禁出现直径大于 100mm 的空洞或间隙。

12 格宾石笼箱体钢丝材质要求：格宾石笼钢丝采用低碳高镀锌或 10%铝锌稀合金钢丝，表面可包覆 PVC 或者 PE 聚合物，钢丝的直径 2.0mm-4.0mm，钢丝的抗拉强度不少于 1380Mpa。

13 宾格拦石墙工程可结合墙后落石槽以及地表排水系统工程结合使用。

## 6.7 柔性棚洞

6.7.1 柔性棚洞的结构一般包括支撑系统、缓冲系统、基础。

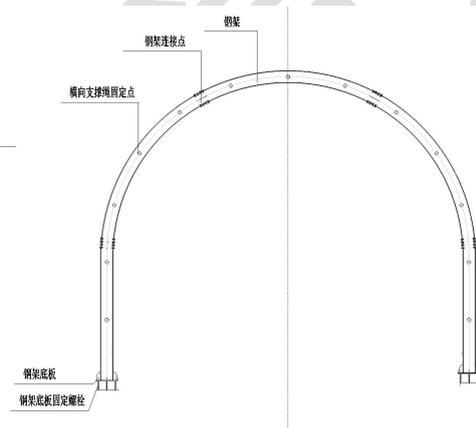


图 6.7-1 拱式钢结构柔性棚洞示意图

### 条文说明

根据不同分类标准柔性棚洞有多种结构形式，本规程所涉及的柔性棚洞为拱式钢结构柔性棚洞。

6.7.2 承载力、稳定和变形验算应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定执行。

6.7.3 缓冲系统应与支撑系统采用整体协同计算，承载力和稳定性计算具体详见附录 F。

6.7.4 柔性棚洞防护结构的极限防护能级高于 250kJ 时，系统中应设置缓冲单元，且缓冲单元耗能比例系数不宜小于 0.7。

6.7.5 缓冲单元应按下列原则进行设置：

- 1 结构构件不应阻碍缓冲单元的变形和相连钢丝绳的滑移；
- 2 缓冲单元应与钢丝绳直接相连，宜布置在锚固端附近；
- 3 缓冲单元拉伸变形量不宜小于 1m，且不宜大于 4m。

6.7.6 设置于连接钢丝绳上的缓冲单元可采用串联、并联或串并结合的配置方式。

6.7.7 设置于钢丝绳上的缓冲单元数量可按下式确定：

$$n = \frac{\eta_d E_u}{\beta_b E_1} \quad (6.7-1)$$

式中， $\eta_d$  —— 缓冲单元耗能比例系数，不小于 0.7；

$\beta_b$  —— 缓冲单元未完全工作的调整系数，宜取 0.5~0.7；

$E_1$  —— 单个缓冲单元的耗能设计值（kJ）

6.7.8 缓冲单元的启动力应符合下列公式规定：

$$0.2T_{r,max} \leq F_{st} \leq 0.5T_{r,max} \quad (6.7-2)$$

$$F_{dt} \leq 0.7T_{r,max} \quad (6.7-3)$$

式中， $F_{st}$  —— 缓冲单元静态启动力（kN）；

$F_{dt}$  —— 缓冲单元动态启动力（kN）。

#### 6.7.9 基础设计

1 基础一般包括各钢丝绳的锚杆基础以及支撑结构的基础。

2 支撑结构基础应符合下列规定：

1) 基础埋深应超过冻土深度且不宜小于 0.5m，并应满足稳定性和承载能力的要求。当地基为不易风化的完整基岩时，采用钻孔锚杆基础；

2) 基础混凝土的强度等级不应低于 C25。当地下水有侵蚀性时，混凝土应按有关规定选用；混凝土应填筑密实，钢筋保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性标准》GB/T 50476 的有关规定；

3) 基础钢筋配置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定；

4) 纵向受力钢筋的截断点应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定计算；

5) 箍筋宜采用封闭式，直径不宜小于 14mm，间距不应大于 200mm；

6) 基础两侧及受压边应配置纵向构造钢筋，钢筋的间距宜为 200mm~400mm，直径不宜小于 14mm；

7) 地脚螺栓锚杆外露段和埋入地层的不小于 100mm 区段表面应采用热浸镀锌处理，镀层厚度应符合现行国家标准《金属覆盖层钢铁制件热浸镀锌层技术要求及试验方法》GB/T 13912 的有关规定。

**3 钢丝绳的锚杆基础应符合下列规定：**

1) 岩石地基可采用锚杆基础，非岩石地基可采用混凝土基础；

2) 钢丝绳锚杆所需锚杆根数及长度应根据基础设计内力值确定；

3) 钢丝绳锚杆锚固段的长度不宜小于 2.5m。设计计算需要时，可采用压力注浆锚杆；

4) 钢丝绳锚杆孔径不应小于 42mm；

5) 钢丝绳锚杆钻孔注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆，注浆固结体强度不宜低于 25MPa。注浆采用孔底返浆法，注浆压力宜为 0.2MPa~0.4MPa；

6) 钢丝绳锚杆和压力注浆钢筋锚杆施工完成后应按总数的 5% 随机抽样进行原位抗拔力检测，当有特殊要求时，可适当增加。

#### **6.7.10 构造要求**

**1 柔性棚洞防护结构的构造应符合下列规定：**

1) 结构各构件之间应可靠连接；

2) 应满足钢丝绳与立柱之间的相对滑移要求，同时应保证缓冲单元的充分启动；

3) 应确保冲击荷载作用能够充分有效地传递至基础；

4) 网片与钢丝绳之间的连接应满足网片沿钢丝绳的滑移要求；

5) 钢丝绳在立柱两端部位应有可靠支撑，并应保证自由滑动，钢丝绳与支撑点接触处的转弯半径不应小于钢丝绳直径的 5 倍。

**2 主要受力构件及连接件应符合下列规定：**

1) 钢板厚度不应小于 4mm；

2) 角钢截面肢长不应小于 50mm，厚度不应小于 5mm；

3) 圆钢直径不应小于 16mm；

4) 钢管壁厚不应小于 4mm。

**3 柱脚底板厚度不应小于 16mm，柱脚锚栓直径不应小于 16mm，锚固长度不宜小于锚栓直径的 20 倍。**

4 钢丝绳夹应符合现行国家标准《钢丝绳夹》GB/T 5976 的有关规定。

#### 6.7.11 施工要求

1 柔性棚洞防护结构的安装应符合设计文件和生产厂家安装指导手册的有关规定。

2 柔性棚洞防护工程的安装组织设计方案，应符合下列规定：

1) 柔性防护棚洞工程安装前应检查并确认进场原材料、构件及安装设备的技术性能符合设计文件有关规定。

2) 柔性防护棚洞工程安装时，不得改变设计规定的各类构件的安装位置及连接关系、连接程度。

3) 安装应按坡面准备与施工放线、锚杆与基础施工、支撑结构安装、缓冲系统安装的顺序组织实施。一个连续布置的柔性棚洞防护结构或一组相互关联的柔性棚洞防护结构，宜在完成全部锚杆或基础放线定位后，再开始锚杆与基础的施工作业。

4) 应合理规划和修建便于安装人员行走、材料搬运的坡面安装通道，并宜结合后期检查维护通道。

5) 混凝土基础开挖不宜采用爆破作业。

6) 钢丝绳锚杆混凝土基础不宜采用爆破作业。

3 安装前应进行详细的安装过程验算，包括验算主体结构和临时支撑等。结构安装时应设临时支撑。

4 结构布置应符合设计文件的规定，如需对结构布置进行适当调整时，除满足设计文件中有关规定外，尚应符合下列规定：

1) 局部调整锚杆或混凝土基础位置时，不应减少设计要求的锚杆或混凝土基础数量；

2) 两相邻支撑结构基座间距离调整量不应大于设计值的 20%，且一榀的总长度正负误差不应超过 0.2m，且这种调整不应导致基座间连线走向的变化；

3) 同一榀基座的间距应控制在 5mm 以内，相对方位误差应控制在 1°的范围内。

5 锚杆施工应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 及设计文件的有关规定。

6 柔性棚洞防护结构的安装除应符合设计文件的有关规定外，尚应符合下列规定：

1) 构件吊装前应进行验算，经过计算确定施工顺序和布置吊点位置。根据吊装要求，焊上吊装用的临时节点板和拼接用的临时拼接板，临时性板件的厚度和尺寸应根据

安装计算的受力情况和构造要求确定，临时构件可采用 Q235B 钢或 Q345B 钢。安装完成后应割除临时性构件并补刷防腐涂装。吊装时应采取措施防止构件扭曲和损坏。

2) 排盘出口部位钢结构部分拱架应采用分段吊装方式进行安装，先安装拱架柱脚立柱部分，再在地面将弧形梁部分三段整体拼好后吊装，与立柱合拢。每安装完成两榀拱架后，应立即安装拱架之间的系杆和支撑；

3) 钢结构支撑结构应采用整体吊装方式进行安装，宜在地面将拱架分三段整体拼好后吊装；

4) 钢丝绳类构件带有缓冲单元时，应与钢丝绳构件同时安装；

5) 采用地层钻孔锚杆固定的基座，宜用砂浆找平安装作业面；

6) 包含格栅网时，在承载网的上坡侧铺挂格栅网片并进行各网片边缘间以格栅网与承载网间的扎结；

7) 各柔性网片间、柔性网片与钢丝绳间的缝合连接应确保每一个边缘网孔都被连接。

8) 除设计许可外，不得在现场对已经就位并承受荷载的钢结构构件施焊。

#### 6.7.12 质量检验

1 性能检验应包括核查厂家提供的质量证明文件，开展材料性能检验、构件性能检验和整体性能检验。

2 厂家提供的质量证明文件应包括构件生产加工合格证明、出厂检验证明、原材料材质证明、盐雾试验报告、柔性棚洞防护结构构件试验报告。

3 构件性能检验和材料性能检验应覆盖柔性棚洞防护结构的所有构件和材料。抽查数量应满足工程设计文件的要求，设计文件无具体要求时可按现行国家标准《计数抽样检验程序 第 1 部分：按接收质量限(AQL)检索的逐批检验抽样计划》GB/T 2828.1 的有关规定进行抽样。

4 柔性棚洞防护结构产品试验报告应包括产品体系配置、钢结构可靠性计算结果、网片抗顶破力试验报告、缓冲单元启动力和耗能值试验报告等。

5 柔性棚洞防护工程应按照现行行业标准《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》JTG F80/1 规定的方法进行质量检验评定。

6 柔性棚洞防护工程的验收应符合下列规定：

1) 柔性棚洞防护工程应满足设计文件的要求；

2) 柔性棚洞防护工程各构件规格、数量以及各构件之间的连接方式应与整体性能检验报告或整体性能证明报告中的规定一致;

3) 柔性棚洞防护工程应对比检查净空断面与建筑限界的轮廓, 确保侵限安全距离满足设计要求;

4) 柔性棚洞防护工程材料以及构件的物理、化学性能检验, 减压环力学性能, 锁紧扣件力学性能等应符合本规程第 6.7.6 节的规定, 并应经抽检合格后方可使用;

5) 柔性棚洞防护结构基础混凝土所用的水泥、砂、石、水和外掺剂的规格和质量应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定, 按规定的配合比施工; 基础结构几何尺寸, 埋置深度, 强度, 预埋件位置深度等应符合设计文件和《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定; 地基强度应符合设计文件的规定;

6) 现场锚杆试验结果应满足锚杆设计拉力的要求。

7 构件及基础实测项目应符合表 6.7.1 的规定。

表 6.7.1 构件及基础实测项目

项次	检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
1	防护网孔间距 (mm)	±30	直尺、塞尺; 抽检 1%
2	环网钢丝股数	0	抽检 10%
3	柱脚中距	±200	全检
4	镀锌层厚度 (μm)	钢柱≥85	测厚仪; 抽检 5%
		螺栓≥50	
		镀锌钢丝≥33	试验室; 抽检 1%

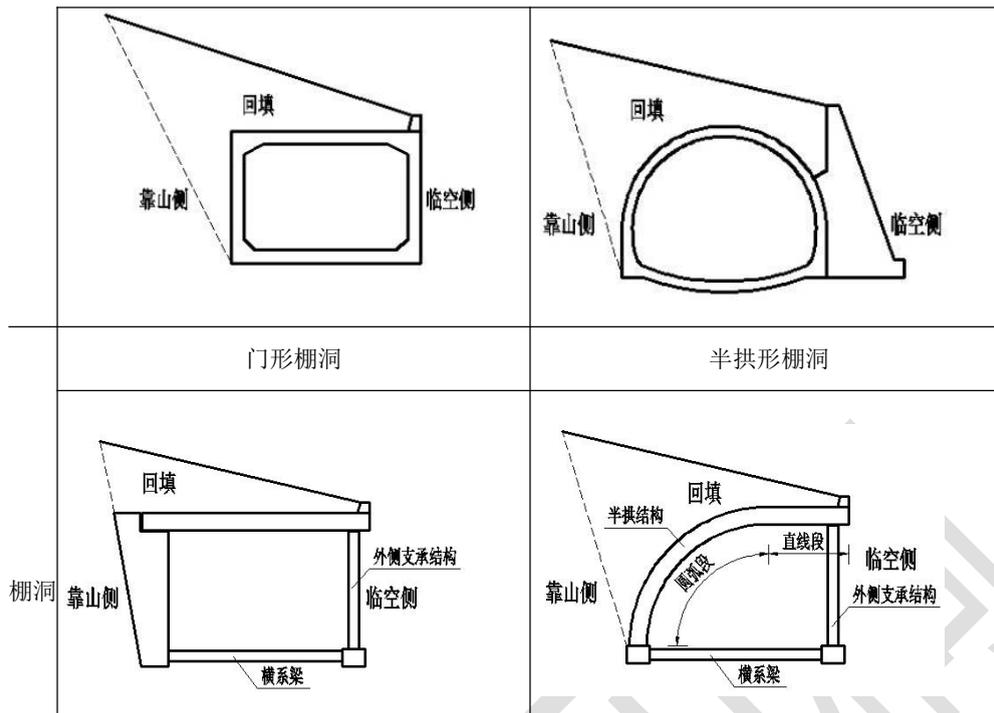
8 柔性棚洞防护结构外观检查应符合下列规定:

- 1) 基础混凝土应密实平整, 无裂缝、翘曲、蜂窝、麻面等缺陷;
- 2) 金属构件表面不得有锈蚀、漏镀等缺陷;
- 3) 网片应与缝合绳连接牢靠, 不得漏缝空格, 立柱与基础连接应正确;
- 4) 网片表面应平整, 曲线段应圆滑顺畅;
- 5) 螺栓固定应牢固, 减压环、钢丝绳数量、位置应正确

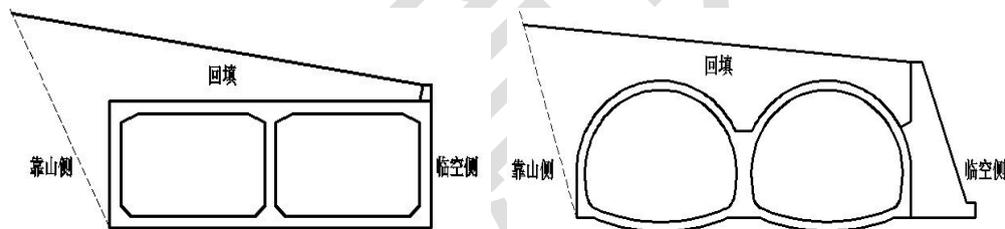
## 6.8 明(棚)洞

6.8.1 明洞按照断面形状可分为拱形明洞、矩形明洞、异形明洞, 棚洞按照断面形状可分为半拱形棚洞、门形棚洞、异形棚洞。

矩形明洞	拱形明洞
------	------



6.8.2 当高速公路及一级公路整体式路基段双幅均需设置明洞或棚洞时，一般采用双孔分幅布置。



双孔明洞断面示意图

6.8.3 各类型明（棚）洞的适用条件及主要特点如表 6.8.1。

表 6.8.1 公路明（棚）洞按类型分类

分类	子类	适用条件	主要特点及要求
明洞	拱形明洞	防护各类崩塌、落石，且建筑限界不发生变化的工点	路基外侧需要较宽的空间，对地基承载力要求较高
	矩形明洞	防护各类崩塌、落石	对地基承载力要求低
棚洞	钢筋混凝土棚洞	防护中小型崩塌、落石	路基内侧边坡不宜太缓
	钢棚洞	防护小型崩塌、落石	路基内侧边坡不宜太缓；具有施工周期短的特点
	柔性棚洞	防护规模和粒径较小的落石	对地基承载力要求低；具有施工周期短的特点

6.8.4 明（棚）洞的结构类型，应根据地形、地质、施工条件，考虑结构安全、经济实用、美观等因素综合分析确定，具体如下：

1 边坡一次塌方量大、落石较多、外侧较宽且基底地质条件较好时，宜采用拱形明洞；

2 在建筑高度受到限制或地基软弱、宽度有限的地方，宜采用矩形明洞；

3 当路基外侧地形狭窄、内外侧墙基底地质明显不同，外侧基础工程量较大或洞顶荷载较小时，可采用棚洞。

4 明洞与棚洞设计应提出设防标准的要求。高速公路及一级公路上的明洞与棚洞设防标准应按崩塌至顶面产生的最大冲击力乘以 1.2，二级公路、三级公路及四级公路上的明洞与棚洞设防标准可取最大冲击力。

5 明（棚）洞防护能力由高至低依次为：拱形明洞、矩形明洞、钢筋混凝土棚洞、钢棚洞、柔性棚洞。

#### 6.8.5 结构计算

1 明洞与棚洞结构宜采用荷载结构模型进行结构内力计算及强度校核，各类型明洞与棚洞计算简图可按本标准附录 E 建议方法计算。

2 当采用承载能力极限状态计算时，应根据明洞与棚洞结构内力计算结果，按照《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的规定开展正截面承载能力计算、斜截面承载能力计算、受冲切承载力计算。

3 当采用正常使用极限状态计算时，应据明洞与棚洞结构内力计算结果，按照《建筑结构荷载规范》（GB 50009）的规定开展裂缝宽度计算、受弯构件挠度计算。

4 明洞与棚洞靠山侧回填土石，应按照《公路路基设计规范》（JTG D30）的规定开展明洞与棚洞整体抗滑稳定性验算、抗倾覆稳定性验算。

5 明洞与棚洞施工过程中存在受力转换时，设计应提出施工措施并验算施工阶段的稳定性及强度。

6 明洞计算应遵循以下规定：

1) 明洞设计应采用以极限状态设计的分项系数法为主的设计方法。

2) 明洞结构采用荷载-结构法求解时，顶板、底板及侧墙宜按弹性地基梁考虑，弹性抗力系数应根据实际回填层或实际地层情况测定，无实测资料时，可按现行《公路隧道设计规范》（JTG D70）选取。

3) 明洞结构整体现浇时，可不考虑边墙和底板相交处的水平位移，仅仅产生竖向位移和转角。

4) 当矩形明洞外侧无开孔时, 近似简化成平面问题进行考虑, 宜取偶然荷载 (落石冲击荷载、雪崩冲击荷载等) 作用范围作为计算区域节段长度进行结构内力计算; 当矩形明洞外侧开孔时, 应按空间问题进行计算, 为计算方便可采用刚度等效的方法简化为平面问题进行考虑。

7 棚洞计算应遵循以下规定:

- 1) 棚洞设计应采用以极限状态设计的分项系数法为主的设计方法, 宜根据结构特点分解为各个构件进行单独计算。
- 2) 棚洞结构采用荷载-结构法求解时, 顶部结构、内侧支承结构宜按弹性地基梁考虑, 弹性抗力系数应根据实际回填层情况测定, 无实测资料时, 可按现行《公路隧道设计规范》(JTG D70) 选取。
- 3) 棚洞顶部结构和内侧支承结构、外侧支承结构铰接时, 顶部结构按简支结构的平面梁板计算, 当顶部结构和内侧支承结构、外侧支承结构刚性连接时, 顶部结构按端头固结的平面梁板计算。
- 4) 为计算方便, 棚洞结构可近似简化成平面问题进行考虑, 宜取偶然荷载 (落石冲击荷载、雪崩冲击荷载等) 作用范围作为计算区域节段长度进行结构内力计算。

### 6.8.6 明洞设计

- 1 明洞应采用带仰拱或底板的整体式钢筋混凝土结构。
- 2 明洞沿路线纵向连续布置, 当明洞位于地质变化较大地段时, 应设置变形缝。
- 3 明洞衬砌截面尺寸应根据地形、地质条件和荷载情况, 经结构验算后确定, 并充分考虑施工对交通的影响。

表 6.8.2 拱形明洞净跨度与衬砌厚度参考值

冲击能级 (kJ)	净跨度L (m)	最小覆土厚度	衬砌最小厚度t (m)	配筋率
1000	$7 \leq L < 9$	2	0.5	2%
	$9 \leq L < 11$	2	0.6	
	$11 \leq L < 13$	2	0.7	
2000	$7 \leq L < 9$	3	0.6	2%
	$9 \leq L < 11$	3	0.7	
	$11 \leq L < 13$	3	0.8	
3000	$7 \leq L < 9$	3.5	0.7	2%
	$9 \leq L < 11$	3.5	0.8	
	$11 \leq L < 13$	3.5	1	

表 6.8.3 矩形明洞净跨度与衬砌厚度参考值

冲击能级 (kJ)	净跨度L (m)	最小覆土厚度	衬砌最小厚度t (m)	配筋率
1000	$7 \leq L < 9$	2	0.7	2%
	$9 \leq L < 11$	2	0.8	
	$11 \leq L < 13$	2	0.9	
2000	$7 \leq L < 9$	3	0.8	2%
	$9 \leq L < 11$	3	0.9	
	$11 \leq L < 13$	3	1.0	
3000	$7 \leq L < 9$	3.5	0.9	2%
	$9 \leq L < 11$	3.5	1.1	
	$11 \leq L < 13$	3.5	1.3	

### 6.8.7 棚洞设计

1 棚洞的结构形式和构件截面尺寸应根据地形、地质条件和荷载情况，经结构验算后确定，并充分考虑施工对交通的影响。

2 棚洞结构纵向每 10~20m 应设置变形缝或沉降缝，当棚洞处于弯道时，设缝间距宜适当减小。棚洞各部件的变形缝或沉降缝应设置于同一横断面上，做到上下贯通。

3 棚洞外侧支承结构若为柱式构造时，应设置必要的防撞设施。

4 防崩塌、落石等灾害的棚洞结构设计时，应将便于结构破坏后修复作为重要的考虑因素。

5 半拱形棚洞结构应满足以下要求：

1) 半拱结构由直线段与圆弧段组成，应采用现浇钢筋混凝土结构；

2) 半拱结构宜采用等截面拱圈，当拱部压力或偏压较大时亦可采用变截面拱圈，其拱脚厚度一般为拱顶厚度的 1~1.5 倍；

3) 当外侧有人行或其他要求需要形成安全空间时，可将半拱结构直线段向外延伸形成悬挑结构，悬挑结构可采用等截面或变截面断面。

6 半拱形棚洞外侧支承结构应满足以下要求：

1) 外侧支承结构可采用墙式、柱式、刚架式结构等。

2) 墙式结构一般采用素混凝土、片石混凝土等圬工结构；柱式及刚架式结构应采用钢筋混凝土结构。

3) 外侧支承结构与半拱结构的连接方式可采用固接连接、柱式支撑、牛腿支撑等。

7 半拱形棚洞地系梁应满足以下要求：

1) 当外侧支承结构基础埋置深度超过路面以下 3 米时,应在路面以下设置横向地系梁,并锚固于内侧基础或岩体中;若外侧为立柱,还应加设纵向地系梁,加强相邻立柱连接,以提高结构稳定性;

2) 地系梁一般采用钢筋混凝土结构,其断面可采用方形或矩形,最小尺寸不应小于 0.3m。

8 门形棚洞顶部结构应满足以下要求:

1) 顶部结构应采用钢筋混凝土结构,可采用预制梁、现浇板或组合结构;

2) 预制梁可采用 T 形、倒 T 形、II 形等截面,宜垂直于路线轴线均匀布置;

3) 现浇板可采用平板或带肋板结构;

4) 顶部结构内侧宜设置垂榫,嵌固于内侧支承结构中;

5) 当棚洞段路线纵坡过大时,应验算顶部结构沿路线纵向的抗滑移稳定性。一般情况下,纵坡超过 5%时,宜采用必要的抗滑措施。

9 门形棚洞外侧支承结构应满足以下要求:

1) 外侧支承结构可采用墙式、立柱式、刚架式结构等。

2) 墙式外侧支承结构一般采用素混凝土、片石混凝土等圬工结构,顶面应设置钢筋混凝土顶帽,以承托棚洞顶部结构。

3) 立柱式外侧支承结构应采用钢筋混凝土结构。

4) 刚架式外侧支承结构一般由立柱、纵梁和横顶梁组成,应采用钢筋混凝土结构,为保证框架的稳定性,立柱、纵梁、横顶梁宜整体浇筑形成框架结构体系。

10 门形棚洞内侧支承结构应满足以下要求:

1) 内侧支承结构一般采用挡土墙结构,若有抗滑需求时可配合抗滑桩使用。挡土墙及抗滑桩应按现行行业标准《公路路基设计规范》(JTG D30)的有关规定执行;内侧支承结构顶部应设置承托并嵌固顶部结构的钢筋混凝土顶帽凹槽。

### 6.8.8 结构要求

1 明洞结构素混凝土等级不宜低于 C25,钢筋混凝土等级不宜低于 C30。

2 钢筋混凝土构件一般最小保护层厚度为 5cm,当遇特殊环境可适当加厚,同时应符合有关规范规定的与混凝土集料最大粒径相匹配的最低要求。

3 受力钢筋宜采用 HRB400,钢筋最小直径应不小于 16mm。

4 当明洞结构设置孔洞时,孔洞周边应设置加强钢筋。

5 明洞结构表面裂缝最大宽度计算值应不大于 0.2mm，腐蚀环境较严重时不应大于 0.15mm，并应符合相关规范规定。

6 棚洞顶部结构构造要求按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的相关规定执行，棚洞内侧支承结构构造要求按《公路路基设计规范》（JTG D30）的相关规定执行

### 6.8.9 基础设计

1 明（棚）洞地基与基础设计内容应包括地基处理、基础设计、基础防护与路基加宽。地基岩土分类、竖向承载力验算应符合《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的规定。

2 特殊地基参考《公路隧道设计细则》JTG T D70-2010 第 12.2.2 条规定执行。

3 基础形式的选择应符合下列规定：

1) 明洞侧墙、棚洞内外侧支承结构采用连续结构时，宜采用条形基础或桩基托梁基础。

2) 棚洞内外侧支承结构采用柱式、刚架式时，基础宜采用扩大基础或桩基础。

3) 同一支承结构单元基础持力层应选择同一地层。

4 明（棚）洞基础防护设计内容应包括地基防风化、防冲刷，基础防冲刷、防撞击。

### 6.8.10 防、排水设计

1 明（棚）洞防排水设计应遵循“防、排、截相结合，因地制宜，综合治理”的原则，防排水系统应完整畅通。

2 高速公路、一级公路、二级公路明洞与棚洞防排水应满足拱部、边墙、设备箱洞不渗水，路面不渗水、不积水。三级公路、四级公路明洞与棚洞防排水应满足拱部不滴水，边墙不滴水，设备箱洞不渗水，路面不积水、不滴水。

### 6.8.11 回填设计

1 明（棚）洞回填设计包括洞顶回填和墙背回填

2 明（棚）洞洞顶回填厚度不宜小于 1.2m，填土表面应设置不宜小于 2%的排水坡度。

3 明（棚）洞边墙背后回填应满足以下要求：

1) 明洞与棚洞结构设计考虑地层弹性抗力时，边墙背后应用混凝土、浆砌片石或干砌片石回填；

2) 明洞与棚洞边墙按回填土计算土压力时,边墙背后回填料的内摩擦角不应低于原地层计算摩擦角或设计回填料的计算摩擦角;

3) 回填材料与内侧边坡接触处,宜开挖成台阶,并用粗糙透水性材料填塞。

4 常规回填是指采用土石、干砌片石、浆砌片石、片石混凝土、素混凝土等材料回填。为减轻洞顶回填材料自重或提高洞顶回填材料抗冲击性能,可选用具有轻质、低弹性模量等特性的特殊材料,并应符合下列规定:

1) 特殊材料一般用于明洞与棚洞洞顶回填。

2) 特殊材料宜与土石等常规材料配合使用,设置于常规材料下部,与明洞或棚洞结构密贴。

3) 大型高位落石、崩塌地段宜设置特殊缓冲材料,根据特殊缓冲材料不同的缓冲性能,通常设置 0.5m~2.0m。

#### 6.8.12 施工与质量检验

1 棚洞施工中应有预防边坡失稳和上部危岩落石的措施,采取地质预报、监控量测等手段,确保施工安全。

2 棚洞施工主要分三步,第一步是路堑和基坑的开挖,第二步是洞身结构施工,第三步是结构顶部回填。

3 棚洞施工应根据不同地形、地质条件,边仰坡稳定程度选用先拱后墙法、墙拱交替法、先墙后拱法、跳槽先墙后拱法和拱墙整体灌筑法,并合理确定开挖长度和边、仰坡坡度。

4 棚洞开挖后的边、仰坡应及时跟进临时支护或永久支护。一般采用锚、网、喷支护,必要时采用拉锚、支挡措施。

5 棚洞基础开挖到设计标高,应进行地基承载力检测,承载力不达标的应对基础进行加固。

6 棚洞结构必须是在明洞边墙基础加固完后立即开始进行。明洞结构必须根据明洞长度和资源配备规划中内模台车或台架的长度,结合沉降缝、施工缝留设位置分一段或多段施工;竖向分三步进行,先是仰拱和矮边墙,随后是仰拱填充或底找平,最后才是模筑整体顶拱和边墙。

7 棚洞防水体系根据不同使用功能结构采用不同的防水等级。对防水等级要求较高的棚洞结构都采用结构自防水和外层附加防水层相结合的综合防水体系,并严格特殊部位防水和结构外回填土隔水。

8 棚洞回填是在棚洞外附加防水层和纵向排水盲管完成后开始纵向分段、竖向分层，根据具体情况进行不同类别回填。墙背回填应两侧同时进行，墙底部应铺填 0.5~1.0m 厚的碎石并夯实，然后向上回填。洞顶回填应对称分层夯实，每层厚度不宜大于 0.3m，回填至洞顶齐平后，应及时分层满铺填筑至设计高度。

9 棚洞质量检验参见《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》(JTG F80/1) 中对明洞的相关规定执行。

10 棚洞中顶梁(板)、内边墙、外侧支承结构、回填及防水层质量检验分别参见《公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》(JTG F80/1) 中对混凝土梁桥、挡土墙、混凝土墩台、明洞的相关规定执行。

## 6.9 防护形式组合

6.9.1 危岩体复杂，破坏类型多样时，可考虑不同防护形式组合进行危岩处治。

6.9.2 防护组合形式主要包括主动防护与被动防护组合、锚固防护与拦挡防护组合及锚固防护与支撑防护组合等。

6.9.3 防护形式组合中各防护类型设计计算与构造要求应满足相应各防护形式的要求。

6.9.4 防护形式组合中各防护类型施工与质量管理应满足相应各防护形式的要求。

## 6.10 防护措施

6.10.1 在危岩体通过主要工程措施清理加固后，整体稳定，为加强坡面防碎落能力、景观效果，坡面可设置防护措施，主要为坡面防护工程和生态防护工程。

6.10.2 坡面防护工程应符合下列规定：

1 坡面护坡工程包括砌体护坡、护面墙、骨架护坡等。

2 崩塌体坡脚坡面岩土易风化、剥落或有崩塌现象，有滑落及掉块等时，应进行坡面防护。

3 坡面防护工程应在稳定的边坡上设置；对欠稳定的或存在不良地质因素的崩塌体边坡，应先治理稳定后，再开展坡面防护。

6.10.3 生态防护工程应符合下列规定：

1 生态防护工程包括液压喷播植草、客土喷播植草、三维网植草等。

2 生态防护应考虑植物生长效果、环境效果,冻胀、干裂作用,坡面防渗、防淘刷等因素。

3 生态防护时应考虑由于植物根系与水的作用恶化崩塌体稳定性的可能性。

4 生态防护工程不宜作为危岩落石的单独防护治理措施使用,应配合工程防治措施。

6.10.4 坡面防护工程和生态防护工程的施工与质量检验可参照《公路路基施工技术规范》(JTG/T 3610)的要求。

## 6.11 截、排水工程

### 6.11.1 一般规定

1 截、排水工程设计应在崩塌防治总体方案基础上,结合工程地质、地下水和降雨条件及本区域生态环境,制定地表排水、地下排水及其两者相结合方案。

2 截、排水工程应合理布局,应与主体工程及自然环境相适应;注重各种排水设施的功能和相互之间的衔接,并与地界外排水系统和设施合理衔接,形成完整、通畅的排水系统。

3 排水工程以防下渗、降低地下水位、使水体尽快汇集排泄为原则。

4 一般情况下,地表排水工程的设计降雨标准为 20 年一遇。

5 截、排水工程的断面形状、结构尺寸、及间距应根据设计流量确定。

6 危岩排水应满足使用功能要求、排水结构安全可靠、便于施工、检查和养护维修。

### 6.11.2 地表排水

1 地表排水设置一般根据崩塌体地表周围汇水情况确定,一般采用梯形、矩形明沟排水,受地形地质条件限制时可采用复合结构。

2 截、排水沟一般应设置在崩塌体后缘最远处裂缝 5m 以外的稳定斜坡面上;平面上依地形而定,应有效拦截地表水并顺利排出为原则。

3 截、排水沟设计纵坡,应根据沟型、地形、地质以及与山洪沟连接条件等因素确定。截、排水设施纵坡不宜小于 5% ; 条件困难时亦不应小于 3%。

4 当截、排水沟出水口处的坡面坡度 $>10\%$ 、水头高差 $>1.0\text{ m}$  时,可设置跌水和急流槽将水流引出坡体或引入排水系统。当自然纵坡大于 1:20 或局部高差较大时,应设置消能措施。

5 在危岩体（带）后部设置的排水沟宜采用明沟排水，砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5，块石、片石强度等级不应低于 MU30，现浇混凝土或预制混凝土强度等级不应低于 C20。截、排水沟应进行防渗处理。

6 截、排水沟沟底及边墙应设伸缩缝,缝间距 10 m~15 m。

7 地表排水设施地基应密实稳定,必要时应采取有效措施防止地基变形引起的排水设施破坏。

8 地表排水工程的设计除应按上述要求执行外，还应符合现行 JTG/T D33 中的有关规定。

### 6.11.3 危岩体内部排水

1 在设计地下排水设施前应查明场地水文地质条件，获取设计、施工所需的水文地质参数。

2 崩塌体内地下水比较丰富时,宜在崩塌体中、下部或支撑体内钻设仰斜式排水孔,排水孔以较大范围穿越渗透结构面为宜。落石槽、拦石墙内宜采用盲沟排水。

3 在危岩体下部钻设排水孔时，孔径宜为 60 mm~110 mm，排水孔坡比 $>0.5\%$ ，并与地表排水设施相协调。

4 危岩体支撑墙内宜安置  $\phi 60\text{ mm} \sim \phi 110\text{ mm}$  的 PVC 管，作为排水管。内侧伸入危岩体后部的危岩裂隙或地基岩土体内，排水孔坡比 $>0.5\%$ 。

5 地下排水设施应采取反滤措施,防止堵塞及失效。

### 6.11.4 防渗封填

1 当危岩体顶部存在大量裂缝应采用封填技术进行防治。裂缝封填的目的在于减少地表水（雨水）渗入危岩体，起利于其稳定的作用。

2 封填材料宜用高标号高抗渗性的砂浆（M30）或细石混凝土（C20）；危岩体顶部裂缝封填时，若裂缝宽度在 2 cm 以上时应采用细石混凝土，岩顶部裂缝宽度小且有广泛发育时宜用细石混凝土全面浇筑，厚度 20 cm~30 cm。

3 采用压力灌浆时，灌浆孔直径 60 mm~110 mm，沿着危岩体后部张拉裂隙前后一定宽度按梅花桩型钻孔，钻孔应穿越主要结构面。

## 7 监测

### 7.1 一般规定

7.1.1 应对公路崩塌灾害及其防治工程进行监测，确定崩塌灾害影响范围和危害程度、危岩体变形状况和稳定状态，验证危岩体工程防治效果，保障危岩体防治工程施工和公路运营安全。

7.1.2 崩塌监测阶段可分为勘察监测、施工安全监测、运营长期监测，宜按表 7.1.1 确定崩塌监测阶段。

表 7.1.1 崩塌监测阶段适用范围

崩塌防治等级	监测阶段		
	勘察监测	施工安全监测	运营长期监测
高风险	△	√	√
中风险	○	△	√
低风险	○	○	△

注：√-应做；△-宜做；○-视具体情况选做。

7.1.3 各阶段监测结束后应提交监测成果，并验收评价监测设施和监测成果。

### 7.2 监测项目

7.2.1 监测项目应包括变形位移、应力应变、影响因素、宏观前兆、应急响应等，宜根据监测阶段按表 7.2.1 选取。

监测项目	监测阶段		
	勘察监测	施工安全监测	运营长期监测
裂缝相对位移	√	√	√
地表位移	△	√	√
倾斜角度	√	√	√
振动加速度	△	√	√
结构应力	△	○	○
降雨量	√	√	√
落石	○	△	△

注：√-应测；△-宜测；○-视具体情况选做；

7.2.2 水文地质条件复杂，降雨、地下水对危岩体稳定性影响大的区域应进行降水量监测。

7.2.3 施工或运营期间振动对危岩体稳定造成明显影响的，应对危岩体振动效应进行监测。

7.2.4 运营期间存在落石风险的路段，宜进行灾害应急响应监测，及时发现及时开展应急处置。

### 7.3 监测方法及技术要求

7.3.1 监测方法可分为巡查法、简易监测法和专业监测法。

7.3.2 应根据地形地貌、地质构造、岩土体性质等因素综合确定巡查范围，巡查范围应包含危岩体主体部分与潜在崩塌影响区域。

7.3.3 简易监测法宜选取量尺、埋桩、喷漆、贴片、开槽等便于安装拆卸方法。

7.3.4 近5年内未发生过崩塌的危岩体可采用人工巡查、简易监测方法进行监测。

7.3.5 近5年内发生过崩塌、变形持续增加、地下水异常、土石块体频繁崩落等危岩体应采用专业监测。

7.3.6 应根据危岩体所处的通视条件、气候条件、地形条件等因地制宜选取监测方法。

7.3.7 对于无法攀登的高位以上陡壁处危岩体宜采用非接触式监测方法。

7.3.8 监测方法与精度要求宜符合表7.3.1规定。监测网的测量精度应按《工程测量标准》（GB5006-2020）的要求执行。

表 7.3.1 监测方法与精度要求

监测内容	监测项目	监测方法	监测目的
裂缝	相对位移	直尺、卡尺、量角器等简易监测法，裂缝计	获取裂缝宽度、程度等变化特征
地表位移	地表水平位移	大地测量法、全球导航卫星系统、三维激光扫描、雷达等	获取地表和防护结构水平位移、位移速率、位移方向
	地表竖向位移	水准测量法、大地测量法、全球导航卫星系统、三维激光扫描等	获取地表和防护结构竖向位移、位移速率
倾斜度	倾斜角度	倾角仪等	获取危岩体倾斜角度变化特征
振动	振动加速度	振动传感器等	获取危岩体动力学指标变化特征
应力	结构应力	应力计、应变计等	获取防护结构应力动态变化
降雨量	降雨量	人工雨量器、翻斗式雨量计、称重式雨量计等	获取降雨强度和累积降雨量
落石	落石轨迹	视频监测系统	获取落石发生位置、路径、影响范围等

7.3.9 监测仪器应符合下列要求：

- 1 具有长期稳定性、可靠性、耐久性；

- 2 安装便捷、易于维护更换；
- 3 校准记录、检验证书等完整齐全。

7.3.10 当出现危险事故征兆时应采用非接触式监测方法。

7.3.11 监测仪器安装应详细记录安装过程、位置、编号等信息。

7.3.12 地表水平和竖向位移监测应符合下列规定：

- 1 大地测量法和水准测量法竖向位移监测点中误差应为 $\pm 1\text{mm}$ ；
- 2 大地测量法水平位移监测点中误差应为 $\pm 3\text{mm}$ ；
- 3 全球导航卫星系统水平位移监测容许误差应控制在 $\pm(2.5\text{mm}+1.0\text{ppm})$ 以内；
- 4 地基合成孔径雷达位移监测容许误差应控制在 $\pm 3\text{mm}$  以内。

7.3.13 裂缝宽度测量允许误差应为 $\pm 1.0\text{mm}$ ，长度测量允许误差应为 $\pm 3.0\text{mm}$ 。

7.3.14 结构应力计和应变计的量程不应低于设计值的 2 倍，监测允许误差不应高于 $\pm 0.5\%F.S.$ ，监测分辨率不应低于  $0.2\%F.S.$ 。

7.3.15 降雨量监测宜采用自动化监测法，降雨量监测仪器分辨力不应低于  $0.2\text{mm}$ ，降雨强度测量范围应为  $0\text{mm}/\text{min}\sim 4\text{mm}/\text{min}$ 。

## 7.4 监测网点布设

7.4.1 崩塌监测网点应根据危岩体的地质特征、变形特征、施测条件、潜在崩塌类型等综合布设，由监测剖面 and 监测点构成。

7.4.2 崩塌监测网型可采用十字型、方格型、三角（或放射）型、任意网型、多层网型，也可同时采用 2 种以上网型综合布设。

7.4.3 控制性监测剖面监测点不宜少于 3 个，其他剖面监测点不宜少于 2 个。

7.4.4 崩塌监测剖面应穿过崩塌的不同变形地段和块体，布置位置及数量应根据危岩体范围、施测条件等综合确定。

7.4.5 崩塌监测点宜布设在监测剖面线两侧  $5\text{m}$  范围内，当施测条件受限时可单独布设监测点。

7.4.6 监测点不宜平均布设，下列部位应增加监测点和监测项目：

- 1 不稳定、欠稳定崩塌危岩体；
- 2 对崩塌稳定性起关键作用块段；
- 3 控制崩塌变形的裂缝、岩性明显差异的部位；
- 4 其它变形明显部位。

7.4.7 崩塌监测点布设应符合下列要求：

- 1 裂缝相对位移监测点应布设在控制性裂缝中部及两端，且宜布置在监测剖面上；
- 2 倾斜监测点应布设在倾倒式崩塌、拉裂式崩塌的临空面顶部等倾斜角变化最大部位；
- 3 应力监测点宜布设在崩塌底座与崩塌接触面、下伏软弱岩层、软弱夹层等应力相对集中或变化较大部位；
- 4 降雨量监测点宜布设在崩塌路段较为安全且稳定的地段；
- 5 视频监测点应布设在崩塌影响范围以外，且可清晰监测崩塌运动轨迹和运动参数的区域；
- 6 振动监测点应布设在危岩体上，且宜布设在监测剖面上。

7.4.8 裂缝位移监测点应布设在中点、两端、转折部位等代表性裂缝关键部位。

7.4.9 全球导航卫星系统基准点应布设在变形区域以外，监测点应能反映出崩塌危岩体的整体变形特点。

7.4.10 全球导航卫星系统基准点和监测点与电视台、电台、微波站等大功率无线电发射源的距离不应小于 200m，与高压输电线和微波无线电信号传输通道的距离不应小于 50m。

## 7.5 监测周期与频率

7.5.1 崩塌监测周期应符合下列规定：

- 1 勘察监测应起于工程可行性研究阶段勘察，止于工程开工建设；
- 2 施工安全监测起于工程开工建设，止于公路运营后不应少于 1 个水文年；
- 3 运营长期监测与施工安全监测周期应相衔接，止于监测数值稳定收敛且应经历至少 2 个水文年；
- 4 公路运营期间降雨、风化作用严重的危岩体应视情况延长监测周期。

7.5.2 应根据监测阶段、监测项目、监测方法、监测地质环境等综合确定崩塌监测频率。

7.5.3 崩塌监测宜优先采用自动化监测设备，监测设备频率不宜小于 1 次/小时。

7.5.4 当采用人工监测时，监测频率应符合表 7.5.1 的规定。

表 7.5.1 崩塌人工监测频率

监测阶段	监测频率
勘察监测	≥2 次/月

施工安全监测	≥1次/天
运营长期监测	≥1次/月

7.5.5 当出现下列情况时，应提高监测频率：

- 1 监测数据变化较大、变形速率加快、出现险情等；
- 2 连续降雨或暴雨期间、外界荷载扰动等；
- 3 危岩体附近开挖、加载等工程施工期间。

## 7.6 监测资料整理

7.6.1 应及时整理分析监测数据、报送监测结果。

7.6.2 监测数据分析与处理应符合下列要求：

- 1 监测资料应及时编录、整理、统计分析；
- 2 针对位移、倾角、应力、裂缝张开度、振动等监测项目，应绘制监测项目-时间、累积变形量-时间关系曲线；
- 3 降雨量监测应编制降雨历时曲线图、柱状图、等值线图；
- 4 视频监控数据应进行有效存档，应确定危岩体运动位置、运动方向等；
- 5 应及时记录巡查结果，整理观测数据和影像，建立巡查档案。

7.6.3 监测数据的分析应包括以下内容：

- 1 根据监测项目随时间变化关系分析危岩体的变形动态、应力状态等与发展趋势；
- 2 根据监测项目特征值变化规律性分析变形、速率、气温等环境因素影响；
- 3 根据各监测项目之间变化规律性关系分析降雨、冲刷等因素对危岩体变形的影响。

7.6.4 监测成果报告应包括阶段报告、总结报告，阶段报告应包括周报、月报、季报、年报等。

## 附录 A

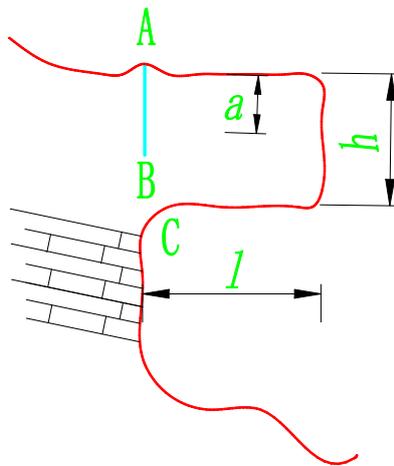
### 附录 锚杆选型表

	材料	锚杆轴向拉力 $N_{ak} / \text{kN}$	锚杆长度 $L / \text{m}$	应力状况	备注
土层锚杆	普通螺纹钢筋	< 300	< 16	非预应力	锚杆超长时, 施工安装难度较大
	钢绞线 高强钢丝	300 ~ 800	> 10	预应力	锚杆超长时 施工方便
	预应力螺纹 钢筋 (直径 18 mm ~25 mm)	300 ~ 800	> 10	预应力	杆体防腐性好, 施工安 装方便
	无黏结钢绞 线	300 ~ 800	> 10	预应力	压力型、压 力分散型锚 杆
岩层锚杆	普通螺纹钢筋	< 300	< 16	非预应力	锚杆超长时, 施工安 装难度较大
	钢绞线 高强钢丝	300 ~ 3000	> 10	预应力	锚杆超长时 施工方便
	预应力螺纹 钢筋 (直径 18 mm ~25 mm)	300 ~ 1100	> 10	预应力或非 预应力	杆体防腐性好, 施工安 装方便
	无黏结钢绞 线	300 ~ 3000	> 10	预应力	压力型、压 力分散型锚 杆

## 附录 B 危岩崩塌支撑柱反力计算

B.0.1 危岩崩塌支撑柱反力计算适用于崩塌体底部存在凹腔或空洞的拉裂式危岩崩塌体和倾倒式危岩崩塌体。

B.0.2 拉裂式危岩崩塌简化模型如图 B.0.2 所示，以悬臂梁形式突出的岩体，在 AC 面上承受最大的弯矩和剪力，危岩体顶部受拉，底部受压，A 点附近拉应力最大；在长期重力和风化营力等外力作用，A 点附近裂隙逐渐扩大，向深处发展，直至拉应力超过岩石抗拉强度时，上部悬出的岩体则发生崩塌。

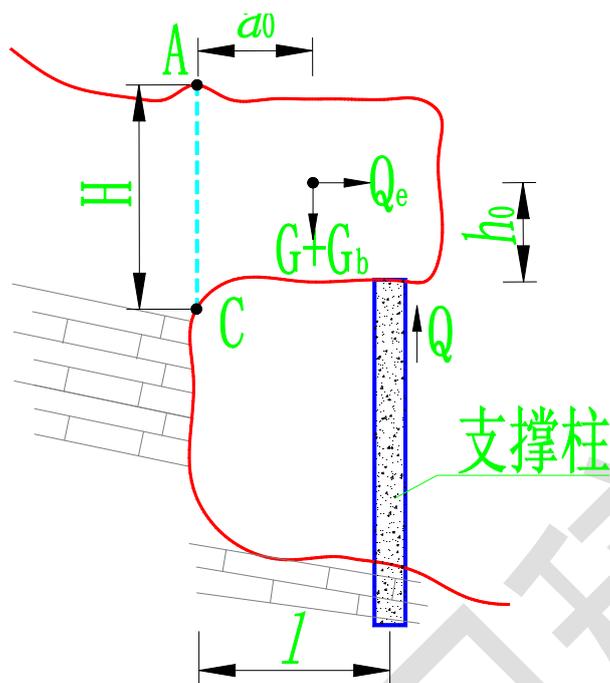


### B.0.2 拉裂式危岩崩塌体简化模型

B.0.3 后缘完整无陡倾裂隙的拉裂式危岩崩塌体支撑结构反力按式 B.0.3-1、式 B.0.3-2 分别计算，取计算结果的较大值。

$$Q_1 = F_s \cdot (G + G_b) + Q_e \cdot \tan \varphi - c \cdot H \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$Q_2 = \frac{F_s \cdot [(G + G_b)a_0 + Q_e h_0] - \xi M_A}{l} \quad (\text{B.0.3-2})$$



B.0.3-1 后缘完整无陡倾裂隙拉裂式危岩崩塌体支撑结构反力计算示意图

式中  $Q_1, Q_2$ —支撑柱受力 (kN/m) ;

$F_s$ —危岩崩塌体稳定安全系数;

$G$ —危岩崩塌体每延米自重 (kN/m) ;

$G_b$ —危岩崩塌体每延米竖向附加荷载 (kN/m) ;

$Q_e$ —水平地震作用 (kN/m) , 简化为作用于危岩崩塌体重心处、指向坡外的水平静力, 可按  $Q_e = \alpha_w \cdot G$  计算,  $\alpha_w$  为边坡综合水平地震系数, 由所在地区地震基本烈度按表 B.0.3-1 的规定采用。

B.0.3-1 综合水平地震系数

地震基本烈度	7 度		8 度		9 度
地震峰值加速度	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
综合水平地震系数 $\alpha_w$	0.025	0.038	0.050	0.075	0.100

$c$ —危岩崩塌体粘聚力标准值 (kPa) ;

$\varphi$ —危岩崩塌体内摩擦角标准值 ( $^{\circ}$ ) ;

$H$ —危岩崩塌体后缘高度 (m) ;

$a_0$ —危岩崩塌体竖向荷载作用点与倾覆点的水平距离 (m) ;

$h_0$ —危岩崩塌体水平荷载作用点与倾覆点的垂直距离（m）；

$l$ —支撑柱与倾覆点的水平距离（m）；

$M_A$ —后缘潜在裂隙破坏面的弯矩（kN.m）；当破坏面为矩形时， $M_A = \frac{1}{6} \cdot \sigma_{tk} \cdot H^2$ ，

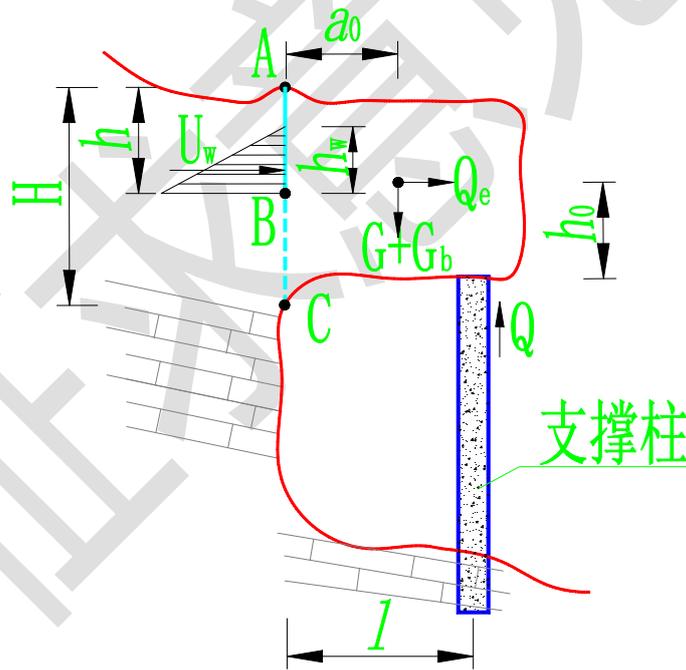
其中  $\sigma_{tk}$  为危岩崩塌体抗拉强度标准值（kPa）；当破坏面为其他形状时，可按照材料力学公式  $M_A = \sigma_{tk} \cdot I / y$  简化计算，其中  $I$  为计算截面对主轴的惯性矩（m<sup>4</sup>）， $y$  为计算截面边缘至主轴的距离（m）。

$\xi$ —折减系数，可取 0.5~1，当为高速公路或一级公路时，建议取低值。

**B.0.4** 后缘有陡倾裂隙的拉裂式危岩崩塌体支撑结构反力按式 B.0.4-1、式 B.0.4-2 分别计算，取计算结果的较大值。

$$Q_1 = F_s \cdot (G + G_b) + Q_e \cdot \tan \varphi - c \cdot (H - h) \quad (\text{B.0.4-1})$$

$$Q_2 = \frac{F_s \cdot [(G + G_b)a_0 + Q_e h_0 + U_w \cdot (H - h + \frac{1}{3}h_w)] - \xi M_B}{l} \quad (\text{B.0.4-2})$$



**B.0.3-2** 后缘有陡倾裂隙拉裂式危岩崩塌体支撑结构反力计算示意图

式中  $h_w$ —危岩崩塌体后缘裂隙充水高度（m）；

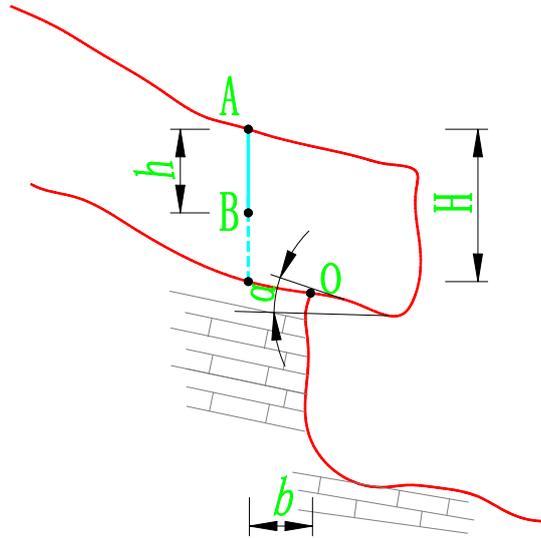
$h$ —危岩崩塌体后缘裂隙深度（m）；

$U_w$ —危岩崩塌体后缘裂隙水压力（kN）；

$h$ —危岩崩塌体后缘裂隙深度（m）；

$M_B$ —后缘潜在裂隙破坏面的弯矩（kN.m）；当破坏面为矩形时， $M_B = \frac{1}{6} \cdot \sigma_{tk} \cdot (H-h)^2$ ；当破坏面为其他形状时，可按照材料力学公式  $M_B = \sigma_{tk} \cdot I / y$  简化计算。

**B.0.5** 倾倒式危岩崩塌简化模型如图 B.0.5 所示，不稳定岩体在各种荷载组合作用下，以 O 点为转点发生转动，直至发生倾倒，突出的不稳定岩体则发生崩塌。



**B.0.5** 倾倒式危岩崩塌体简化模型

**B.0.6** 倾倒式危岩崩塌体支撑结构反力按式 B.0.6-1、式 B.0.6-2 计算。当危岩崩塌体重心在倾覆点之内时，支撑结构反力采用式 B.0.6-1；当危岩崩塌体重心在倾覆点之外时，支撑结构反力采用式 B.0.6-2。

$$Q = \frac{F_s \cdot [Q_e h_0 + U_w \cdot (H - h + \frac{1}{3} h_w + b \cdot \tan \alpha)] - (G + G_b) e - \xi M_B}{l} \quad (\text{B.0.6-1})$$

$$Q = \frac{F_s \cdot [(G + G_b) e + Q_e h_0 + U_w \cdot (H - h + \frac{1}{3} h_w + b \cdot \tan \alpha)] - \xi M_B}{l} \quad (\text{B.0.6-2})$$

$e$ —危岩崩塌体竖向荷载作用点与倾覆点的水平距离（m）；

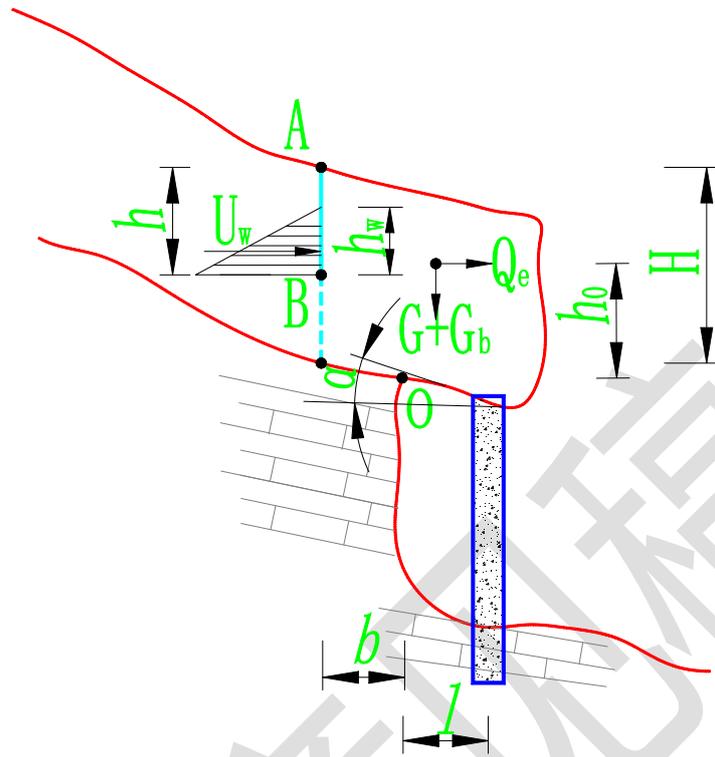
$\alpha$ —危岩崩塌体与基底接触面倾角（°）；

$M_B$ —后缘潜在裂隙破坏面的弯矩（kN.m）；当破坏面为矩形时，计算时按

$M_B = \frac{1}{6} \cdot \sigma_{tk} \cdot (H-h)^2$  简化计算；当破坏面为其他形状时，可按照材料力学公式

$M_B = \sigma_{tk} \cdot I / y$  简化计算。

其他符号意义同前。



B.0.6 倾倒式危岩崩塌体支撑结构反力计算示意图

## 附录 C 落石运动轨迹计算

### C.1 落石运动轨迹

#### C.1.1 斜坡断面线段方程，

$$x = X_1 + (X_2 - X_1)u \quad (C.1-1)$$

$$y = Y_1 + (Y_2 - Y_1)u \quad u \in [0,1] \quad (C.1-2)$$

式中， $X_1$ 、 $Y_1$ 为线段第一点的坐标， $X_2$ 、 $Y_2$ 为线段第二点的坐标； $u$ 为相对位置参数。

#### C.1.4 落石与坡面碰撞点方程，

$$\left[ \frac{1}{2}g \right] t^2 + [V_{y_0} - qV_{x_0}]t + [Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0)] = 0 \quad (C.1-7)$$

式中，

$$q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)} \quad (C.1-8)$$

$$t = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (C.1-9)$$

式中，

$$a = \frac{1}{2}g \quad (C.1-10)$$

$$b = V_{y_0} - qV_{x_0} \quad (C.1-11)$$

$$c = Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0) \quad (C.1-12)$$

解：

落石位于坡面等效第一线段端点处，落石所处位置坐标 $(X_0, Y_0)$ 为 $(0,0)$ ，则等效第一线段起点处坐标为 $(0,0)$ 。等效第一线段末端坐标为 $(72,125)$ ，同时也为第二线段的起始点，第二线段的末端点为 $(117,170)$ 。

取落石的初速度  $V_{x0}=12\text{m/s}$ 、 $V_{y0}=0\text{m/s}$ ；

一：判断落石与坡面接触时所处的等效坡面线段位置。

极限点为坡面等效第一线段终点坐标 $(72,125)$ 时，此时  $t = \frac{x-72}{V_{x0}-12} = 6\text{s}$ ；

则在 Y 方向上的位移  $Y = V_{y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2 = \frac{1}{2} \times 9.8 \times 6^2 = 176.4\text{m} > 125\text{m}$ ；

故与第一等效坡面发生碰撞。

二：计算碰撞点，由 $(C.1-7)$ ，计算碰撞发生的时刻：

$$\left[ \frac{1}{2}g \right] t^2 + [V_{y_0} - qV_{x_0}]t + [Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0)] = 0$$

其中,  $q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$ , 由于该碰撞发生在第一线段等效坡面, 故  $(X_1, Y_1)$  为  $(0, 0)$ ,  $(X_2, Y_2)$

为  $(72, 125)$ 。此时  $q=1.732$ ; 代入式 (C.1-7), 求得碰撞时刻  $t=4.24s$ 。

$$V_{XB} = V_{X_0} \quad (C.1-5)$$

$$V_{YB} = V_{Y_0} + gt \quad (C.1-6)$$

由 (C.1-5)、(C.1-6) 可知, 碰撞时速度  $V_{XB}=V_{X0}=12m/s$ ;  $V_{YB}=0+9.8 \times 4.24=41.55m/s$ ;

碰撞点坐标由落石飞行过程中的抛物线方程决定:

$$x = V_{X_0} t + X_0 \quad (C.1-3)$$

$$y = \frac{1}{2} gt^2 + V_{Y_0} t + Y_0 \quad t \in [0, \infty] \quad (C.1-4)$$

代入式 (C.1-3)、(C.1-4) 则  $X=51m$ ;  $Y=89m$

故求得第一次碰撞点为  $(51, 89)$ ;

三: 计算落石在冲击前的法向和切向的速度分量:

$$V_{NB} = (V_{YB}) \cos(\theta) - (V_{XB}) \sin(\theta) \quad (C.3-1)$$

$$V_{TB} = (V_{YB}) \sin(\theta) + (V_{XB}) \cos(\theta) \quad (C.3-2)$$

式中,  $V_{NB}$ 、 $V_{TB}$  分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量;  $\theta$  为直线段的斜率。

则  $V_{NB}=10.39m/s$ ;  $V_{TB}=42m/s$ 。

四: 计算落石在碰撞后的法向和切向的速度分量:

取碰撞面回弹系数  $R_N=0.32, R_T=0.8$ ; 由式 (C.3-3)、(C.3-4)

$$V_{NA} = R_N V_{NB} \quad (C.3-3)$$

$$V_{TA} = R_T V_{TB} \quad (C.3-4)$$

其中,  $R_N$  为法向恢复系数;

$R_T$  为切向恢复系数;

$V_{NA}$ 、 $V_{TA}$  分别为冲击后岩石在法向和切向的速度分量。

则  $V_{NA}=3.33m/s$ ;  $V_{TA}=33.6m/s$ 。

五: 将碰撞后的速度转换回为水平分量和垂直分量, 以便进行下一次运算。

$$V_{XA} = (V_{NA}) \sin(\theta) + (V_{TA}) \cos(\theta) \quad (C.3-5)$$

$$V_{YA} = (V_{TA}) \sin(\theta) - (V_{NA}) \cos(\theta) \quad (C.3-6)$$

式中,  $V_{XA}$ 、 $V_{YA}$  分别为冲击后岩石在水平和垂直方向上的速度分量。

则回弹后的落石在水平和垂直方向上的速度分量分别为:  $V_{XA}=19.78m/s$ ;  $V_{YA}=27.53m/s$ ;

取此时的时刻作为落石第二次运动的开始时刻,

则:  $(X_0, Y_0)$  为上一结束时刻的  $(51, 89)$ ;

$V_{X0}=19.78m/s, V_{Y0}=27.53m/s$ ; 故重复上述步骤, 进行计算。

一：判断落石与坡面接触时所处的等效坡面线段位置。

极限点为坡面等效第一线段终点处坐标（72,125）时，此时  $t = \frac{X - 72 - 51}{V_{X0}} = \frac{72 - 51}{19.78} = 1.06\text{s}$ ；

则在 Y 方向上的位移  $Y = V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2 = 027.53 \times 1.06 + \frac{1}{2} \times 9.8 \times 1.06^2 = 33\text{m} < 125 - 89 = 35\text{m}$ ；

故落石已经飞出坡面等效第一线段。

极限点为坡面等效第二线段终点处坐标（117,170）时，此时  $t = \frac{X - 117 - 51}{V_{X0}} = \frac{117 - 51}{19.78} = 3.4\text{s}$ ；

则在 Y 方向上的位移  $Y = V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2 = 147\text{m} > 170 - 89 = 81\text{m}$ ；

故落石与坡面等效第二线段发生碰撞。

二：计算碰撞点，由（C.1-7），计算碰撞发生的时刻：

$$\left[ \frac{1}{2}g \right] t^2 + [V_{Y0} - qV_{X0}] t + [Y_0 - Y_1 + q(X_1 - X_0)] = 0$$

其中， $q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$ ，由于该碰撞发生在第二线段等效坡面，故（X<sub>1</sub>,Y<sub>1</sub>）为（72,125），（X<sub>2</sub>,Y<sub>2</sub>）

为（117,170）。此时 q=1；

代入式（C.1-7），求得碰撞时刻 t=1.13s。

$$V_{XB} = V_{X0} \quad (C.1-5)$$

$$V_{YB} = V_{Y0} + gt \quad (C.1-6)$$

由（C.1-5）、（C.1-6）可知，碰撞时速度 V<sub>XB</sub>=19.78m/s；V<sub>YB</sub>=27.53+9.8×1.13=38.6m/s；

碰撞点坐标由落石飞行过程中的抛物线方程决定：

$$x = V_{X0} t + X_0 \quad (C.1-3)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 + V_{Y0}t + Y_0 \quad t \in [0, \infty] \quad (C.1-4)$$

代入式（C.1-3）、（C.1-4）则 X=73.35m；Y=126.37m

故求得第二次碰撞点为（73.35，126.37）；

三：计算落石在冲击前的法向和切向的速度分量：

$$V_{NB} = (V_{YB}) \cos(\theta) - (V_{XB}) \sin(\theta) \quad (C.3-1)$$

$$V_{TB} = (V_{YB}) \sin(\theta) + (V_{XB}) \cos(\theta) \quad (C.3-2)$$

式中，V<sub>NB</sub>、V<sub>TB</sub>分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量；θ为直线段的斜率。

则 V<sub>NB</sub>=13.31m/s；V<sub>TB</sub>=41.28m/s。

四：计算落石在碰撞后的法向和切向的速度分量：

取碰撞面回弹系数 R<sub>N</sub>=0.32,R<sub>T</sub>=0.8；由式（C.3-3）、（C.3-4）

$$V_{NA} = R_N V_{NB} \quad (C.3-3)$$

$$V_{TA} = R_T V_{TB} \quad (C.3-4)$$

其中， $R_N$  为法向恢复系数；

$R_T$  为切向恢复系数；

$V_{NA}$ 、 $V_{TA}$  分别为冲击后岩石在法向和切向的速度分量。

则  $V_{NA}=4.26\text{m/s}$ ； $V_{TA}=33.02\text{m/s}$ 。

五：将碰撞后的速度转换回为水平分量和垂直分量，以便进行下一次运算。

$$V_{XA} = (V_{NA})\sin(\theta) + (V_{TA})\cos(\theta) \quad (\text{C.3-5})$$

$$V_{YA} = (V_{TA})\sin(\theta) - (V_{NA})\cos(\theta) \quad (\text{C.3-6})$$

式中， $V_{XA}$ ， $V_{YA}$  分别为冲击后岩石在水平和竖直方向上的速度分量。

则回弹后的落石在水平和竖直方向上的速度分量分别为： $V_{XA}=26.4\text{m/s}$ ； $V_{YA}=20.3\text{m/s}$ ；

取此时的时刻作为落石第三次运动的开始时刻，

则： $(X_0, Y_0)$  为上一时刻的  $(73.35, 126.37)$ ；

$V_{X0}=26.4\text{m/s}$ ， $V_{Y0}=20.3\text{m/s}$ ；故重复上述步骤，进行计算。

一：判断落石与坡面接触时所处的等效坡面线段位置。

此时的落石的  $(X_0, Y_0) = (117, 170)$  时，此时  $t = \frac{X - 117 - 73.35}{V_{X0}} = \frac{117 - 73.35}{26.4} = 1.65\text{s}$ ；

则在 Y 方向上的位移  $Y = V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2 = 20.3 \times 1.65 + \frac{1}{2} \times 9.8 \times 1.65^2 = 72.25\text{m} > 45\text{m}$ ；

故落石于坡面等效第二线段碰撞。

二：计算碰撞点：

此时落石的起点与此次的碰撞点位于同一段坡面线上，则可简化时间计算公式如下：

$$\frac{V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2}{V_{X0} \cdot t} = \tan\theta$$

其中， $q = \tan\theta$

计算碰撞发生的时刻：

其中， $q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$ ，由于该碰撞发生在第二线段等效坡面，故  $(X_1, Y_1)$  为  $(72, 125)$ ， $(X_2, Y_2)$

为  $(117, 170)$ 。此时  $q=1$ ；

代入上式 (C.2)，求得碰撞时刻  $t=0.32\text{s}$ 。

$$V_{XB} = V_{X_0} \quad (\text{C.1-5})$$

$$V_{YB} = V_{Y_0} + gt \quad (\text{C.1-6})$$

由 (C.1-5)、(C.1-6) 可知，碰撞时速度  $V_{XB}=26.4\text{m/s}$ ； $V_{YB}=32.5\text{m/s}$ ；

碰撞点坐标由落石飞行过程中的抛物线方程决定：

$$x = V_{X_0}t + X_0 \quad (\text{C.1-3})$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 + V_{Y_0}t + Y_0 \quad t \in [0, \infty] \quad (C.1-4)$$

代入式 (C.1-3)、(C.1-4) 则  $X=106.2\text{m}$ ;  $Y=159.2\text{m}$

故求得第三次碰撞点为 (106.2, 159.2);

三: 计算落石在冲击前的法向和切向的速度分量:

$$V_{NB} = (V_{YB})\cos(\theta) - (V_{XB})\sin(\theta) \quad (C.3-1)$$

$$V_{TB} = (V_{YB})\sin(\theta) + (V_{XB})\cos(\theta) \quad (C.3-2)$$

式中,  $V_{NB}$ 、 $V_{TB}$  分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量;  $\theta$  为直线段的斜率。

则  $V_{NB}=4.31\text{m/s}$ ;  $V_{TB}=41.64\text{m/s}$ 。

四: 计算落石在碰撞后的法向和切向的速度分量:

取碰撞面回弹系数  $R_N=0.32, R_T=0.8$ ; 由式 (C.3-3)、(C.3-4)

$$V_{NA} = R_N V_{NB} \quad (C.3-3)$$

$$V_{TA} = R_T V_{TB} \quad (C.3-4)$$

其中,  $R_N$  为法向恢复系数;

$R_T$  为切向恢复系数;

$V_{NA}$ 、 $V_{TA}$  分别为冲击后岩石在法向和切向的速度分量。

则  $V_{NA}=1.38\text{m/s}$ ;  $V_{TA}=22.58\text{m/s}$ 。

五: 将碰撞后的速度转换回为水平分量和垂直分量, 以便进行下一次运算。

$$V_{XA} = (V_{NA})\sin(\theta) + (V_{TA})\cos(\theta) \quad (C.3-5)$$

$$V_{YA} = (V_{TA})\sin(\theta) - (V_{NA})\cos(\theta) \quad (C.3-6)$$

式中,  $V_{XA}$ 、 $V_{YA}$  分别为冲击后岩石在水平和垂直方向上的速度分量。

则回弹后的落石在水平和垂直方向上的速度分量分别为:  $V_{XA}=24.53\text{m/s}$ ;  $V_{YA}=22.52\text{m/s}$ ;

取此时的时刻作为落石第四次运动的开始时刻,

则:  $(X_0, Y_0)$  为上一时刻的 (106.2, 159.2);

$V_{X0}=24.53\text{m/s}, V_{Y0}=22.52\text{m/s}$ ; 故重复上述步骤, 进行计算。

一: 判断落石与坡面接触时所处的等效坡面线段位置。

此时的落石的  $(X_0, Y_0) = (117, 170)$  时, 此时  $t = \frac{X - 117 - 106.2}{V_{X0} - 24.53} = 0.45\text{s}$ ;

则在 Y 方向上的位移  $Y = V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2 = 12\text{m} > 170 - 159.2 = 10.8\text{m}$ ;

故落石于坡面等效第二段碰撞。

二: 计算碰撞点:

此时落石的起点与此次的碰撞点位于同一段坡面线上, 则可简化时间计算公式如下:

$$\frac{V_{Y0} \cdot t + \frac{1}{2}gt^2}{V_{X0} \cdot t} = \tan\theta$$

其中,  $q=\tan\theta$

计算碰撞发生的时刻:

其中,  $q = \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$ , 由于该碰撞发生在第二段等效坡面, 故  $(X_1, Y_1)$  为  $(72, 125)$ ,  $(X_2, Y_2)$

为  $(117, 170)$ 。此时  $q=1$ ;

代入上式 (C.2), 求得碰撞时刻  $t=0.41s$ 。

$$V_{XB} = V_{X_0} \quad (C.1-5)$$

$$V_{YB} = V_{Y_0} + gt \quad (C.1-6)$$

由 (C.1-5)、(C.1-6) 可知, 碰撞时速度  $V_{XB}=24.52/s$ ;  $V_{YB}=26.52m/s$ ;

碰撞点坐标由落石飞行过程中的抛物线方程决定:

$$x = V_{X_0}t + X_0 \quad (C.1-3)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 + V_{Y_0}t + Y_0 \quad t \in [0, \infty] \quad (C.1-4)$$

代入式 (C.1-3)、(C.1-4) 则  $X=116.2m$ ;  $Y=168.2m$

故求得第四次碰撞点为  $(116.2, 168.2)$ ;

三: 计算落石在冲击前的法向和切向的速度分量:

$$V_{NB} = (V_{YB})\cos(\theta) - (V_{XB})\sin(\theta) \quad (C.3-1)$$

$$V_{TB} = (V_{YB})\sin(\theta) + (V_{XB})\cos(\theta) \quad (C.3-2)$$

式中,  $V_{NB}$ 、 $V_{TB}$  分别为岩石在冲击前、法向和切向的速度分量;  $\theta$  为直线段的斜率。

则  $V_{NB}=1.42m/s$ ;  $V_{TB}=36.1m/s$ 。

四: 计算落石在碰撞后的法向和切向的速度分量:

取碰撞面回弹系数  $R_N=0.32, R_T=0.8$ ; 由式 (C.3-3)、(C.3-4)

$$V_{NA} = R_N V_{NB} \quad (C.3-3)$$

$$V_{TA} = R_T V_{TB} \quad (C.3-4)$$

其中,  $R_N$  为法向恢复系数;

$R_T$  为切向恢复系数;

$V_{NA}$ 、 $V_{TA}$  分别为冲击后岩石在法向和切向的速度分量。

则  $V_{NA}=0.452m/s$ ;  $V_{TA}=28.87m/s$ 。

五: 将碰撞后的速度转换回为水平分量和垂直分量, 以便进行下一次运算。

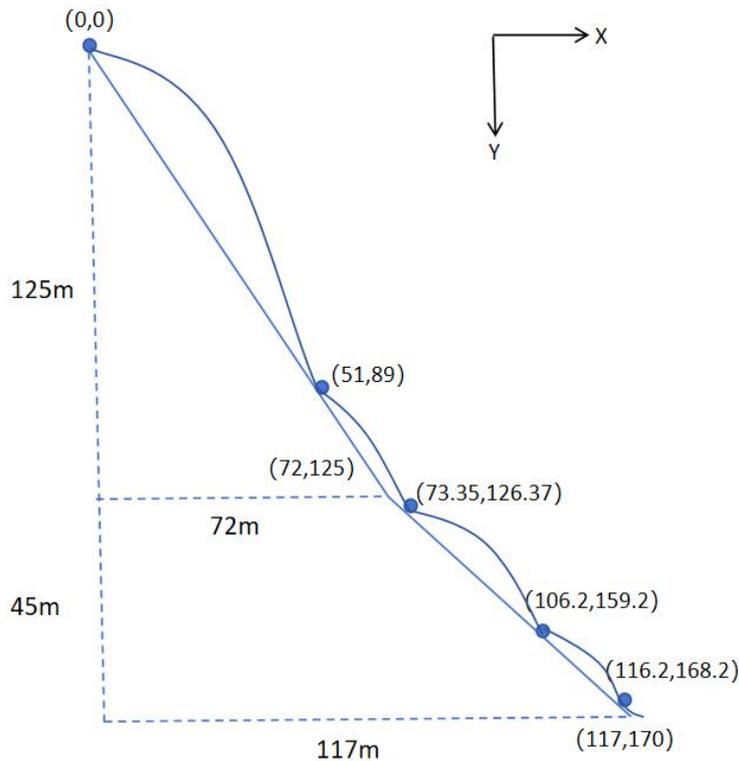
$$V_{XA} = (V_{NA})\sin(\theta) + (V_{TA})\cos(\theta) \quad (C.3-5)$$

$$V_{YA} = (V_{TA})\sin(\theta) - (V_{NA})\cos(\theta) \quad (C.3-6)$$

式中， $V_{XA}$ ， $V_{YA}$  分别为冲击后岩石在水平和垂直方向上的速度分量。

则回弹后的落石在水平和垂直方向上的速度分量分别为： $V_{XA}=20.73\text{m/s}$ ； $V_{YA}=20.1\text{m/s}$ ；

显然，自此之后落石飞出坡面，在此坡面共计发生四次碰撞。



此处以被动防护网选型为例给予说明。

被动防护网的选型应结合地形条件、地质条件、植被发育情况、施工及维护条件、落石冲击能量、弹跳高度等条件的影响，选型时须综合考虑。一般选取冲击能量较小、弹跳高度较低的位置，并充分考虑设置于易于施工和维护、对植被破坏减少的位置。以本坡面为例，设落石的粒径为  $1\text{m}^3$ ，密度为  $2.6\text{T/m}^3$ ，重量为  $2.6\text{T}$ ，一般的，防护位置越低约利于施工和维护，每次碰撞前后的落石弹跳高度一般较低，选取第三次碰撞后的速度作为计算， $V_{XA}=20.73\text{m/s}$ ； $V_{YA}=20.1\text{m/s}$ ，采用公式

$$V_A = (V_{XA}^2 + V_{YA}^2)^{1/2} \quad (C.3-7)$$

计算得落石的合速度  $V_A=28.87\text{m/s}$ ，采用公式 5.5-21:

$$E_d = \frac{1}{2} mV_A^2$$

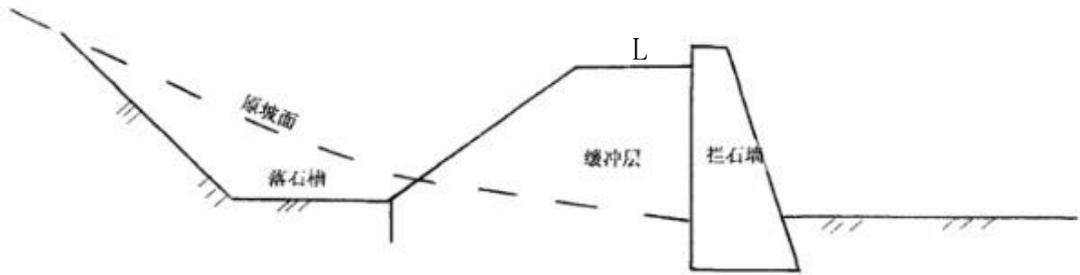
计算得到落石的冲击动能为  $E_d=1083.51\text{kJ}$ 。安全系数取 1.3，故此处设置被动防护网的能级应不低于  $1400\text{kJ}$ ，根据《边坡柔性防护网系统》(JT/T 1328-2020)中产品能级划分可选择能级为 PPS-150/DB 的被动防护网产品。

危岩落石的运动过程复杂，单次落石运动计算往往不具备代表性，但通过手算往往较为困难，

可通过 EXCEL 或采用软件进行落石运动计算较为方便,常见的落石运动软件有 ROCKFALL2、RFA、ROCKFALL3、CRSP-3D 等。

征求意见稿

## 附录 D 拦石墙缓冲层计算



落石缓冲层结构简图

落石冲击土堤后的陷入深度：

$$Z = v_i \sqrt{\frac{G}{2g\gamma F}} \times \sqrt{\frac{1}{2\tan^4\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - 1}}$$

式中： $v_i$ ——落石块体接触拦石墙时的冲击速度（m/s）；

$\gamma$ ——为缓冲层重度（KN/m<sup>3</sup>）；

$\varphi$ ——缓冲层内摩擦角（°）；

$g$ ——重力加速度（9.8 m/s<sup>2</sup>）；

$G$ ——落石重量（KN）；

$F$ ——落石等效球体的截面面积（m<sup>2</sup>）， $F = \pi R^2$ 。

理论上可根据落石陷入缓冲层的最大可能深度  $Z$  确定最小缓冲层的厚度  $L$ ，但实际选择厚度时，还需要综合考虑拦石墙布设位置容许空间、冲击力扩散幅度要求以及整个结构体系的经济优选。此外，除完全勘察确定的危岩块体外，陡崖上落石的可能尺寸是未知的，需要根据落石调查、安全和经济因素综合选择落石设计的代表尺寸。

## 附录 E 公路隧道柔性防护棚洞落石冲击计算

### E.0.1 工程概况

本项目采用柔性钢棚洞对该区域进行防护，以解决危岩和碎石滚落对铁路正常运行带来的安全威胁。

#### (1) 设计依据

本工程设计正常使用防护能级为 200kJ(SEL)，极限防护能力为500kJ(MEL)

#### (2) 技术规范和标准

##### 1) 建筑及结构设计规范

《建筑结构荷载规范》GB50009-2001 (2006 年版)

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ81-2002

《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205-2001

《铁路边坡柔性被动防护产品落石冲击试验方法与评价》TB/T 3449-2016

《铁路边坡柔性安全防护网》TB/T 3089-2004

《公路边坡柔性防护系统构件》JT/T 528-2004

##### 2) 材料标准

《碳素结构钢》GB700

《结构用无缝钢管》GB8162-2008

#### (3) 公路隧道柔性防护棚洞体系组成

柔性防护棚洞由支承结构和缓冲结构组成，其中支承结构包括钢拱架、系杆和刚性支撑构成，缓冲结构由拦截网、缓冲支承绳、耗能装置组成。图 E-1 为柔性防护棚洞的体系构成图。

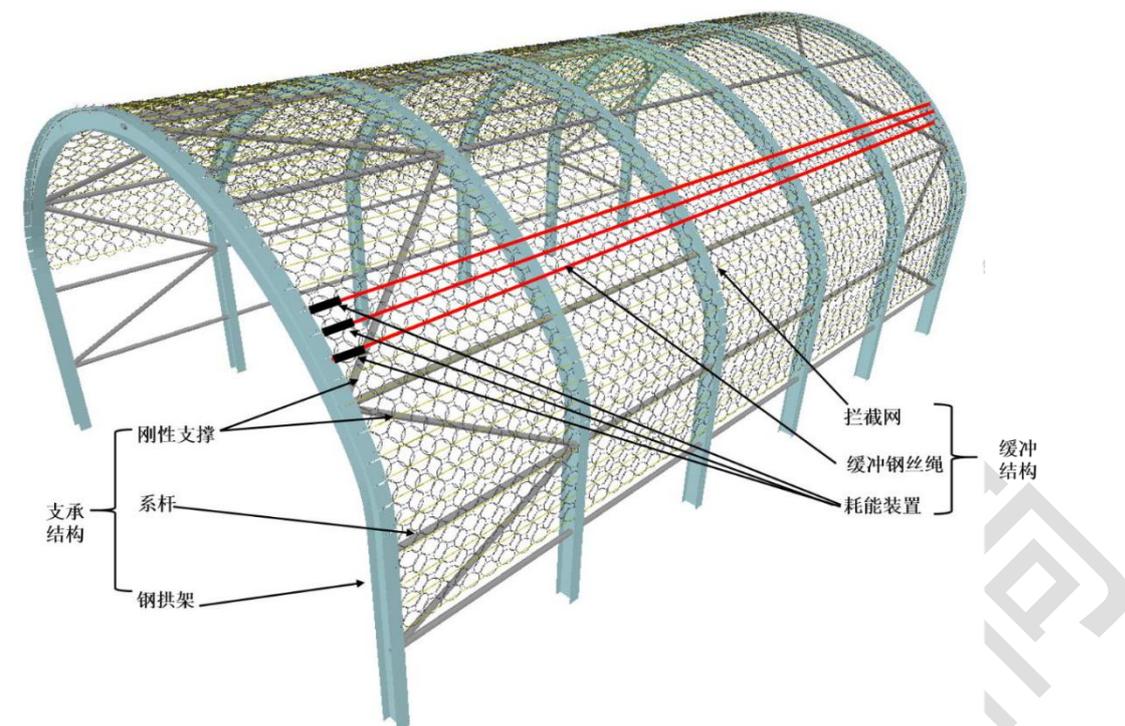


图 E-1 柔性防护棚洞体系构成

柔性防护棚洞各个构件功能如下：

- (1) 支承结构由钢拱架、系杆和刚性支撑组成，为缓冲结构提供支撑
- (2) 拦截网：用于拦截落石、直接承受落石冲击。
- (3) 缓冲钢丝绳：连接耗能装置，用于传递落石冲击力，当冲击力达到耗能器启动阈值时、触发耗能器启动。
- (4) 耗能装置：用于耗散落石冲击能量。

### E.0.2 材料力学参数

表E-1 结构用钢材料参数

密度	弹性模量	泊松比	强度设计值	屈服强度
1850Kg/m <sup>3</sup>	2.06x10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.3	见表 E-2	235MPa

表E-2 钢材参数

钢材牌号	状态	钢管壁厚	拉、压	剪切	局部承压
Q235B	第一组	≤16mm	215MPa	125MPa	320MPa
Q345B	第一组	≤16mm	310MPa	180MPa	400MPa

附注：

执行标准：《铁路沿线斜坡柔性安全网》（TBT 3089-2004）；

结构主组成部件：HM350x250x8x14 型钢拱架+钢管横支撑+22mm 钢丝绳+环形网+双绞六边形格栅网+U 螺栓。

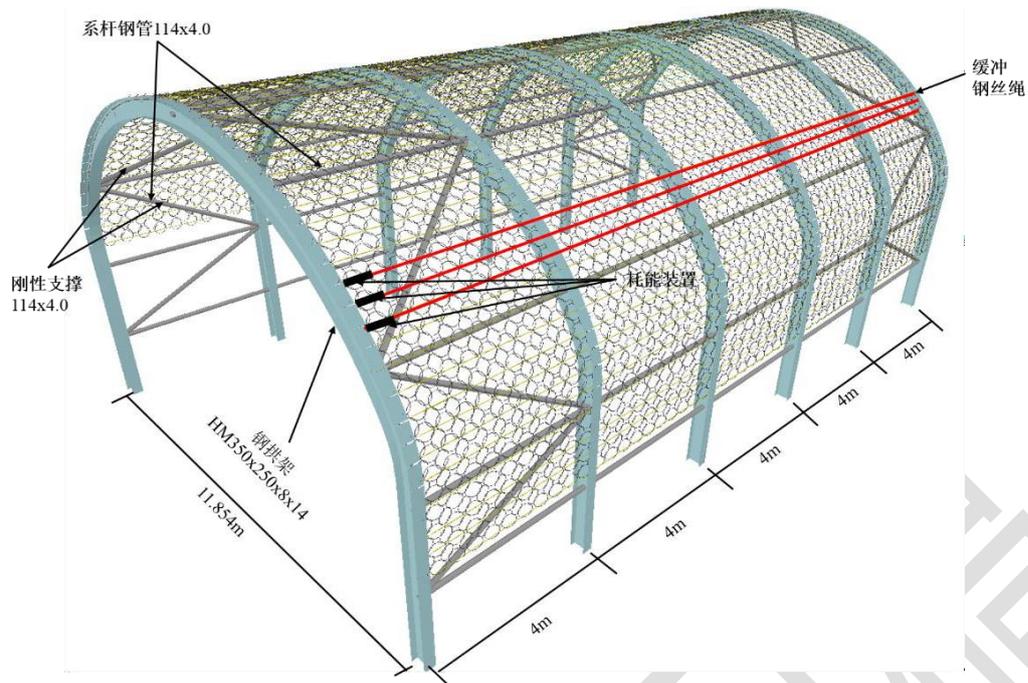
### E.0.3 构件材料

- 钢拱架：采用焊接 H 型钢 HM350x250x8x14，材料为 Q345B；
- 支座材料为 Q345B，预埋件材料为 Q235B；
- 系杆和刚性支撑采用无缝钢管，材料为 Q235B；
- 耗能器采用 GS-8002，启动力 50KN；
- 双绞六边形网 GA/2.2/50x60：由钢丝抗拉强度的 380~540MPa 的锌铝合金镀层钢丝编制，网孔尺寸 50x60mm，钢丝  $\phi$ 2.2mm；
- 环形网：抗拉强度不低于 1770MPa，钢丝采用缠绕形编制方式，单个环由  $\phi$ 3 单根钢丝相互缠绕 5 圈而成外径 300mm 的圆环，每个环应与周边 4 个环相扣；
- 缠绕形圆环网双绞六边形格栅网编织用钢丝续作防腐处理采用锌+5%铝+混合稀土合金防腐镀层防腐，符合 BG/T 20492-2006 标准中 A 级规定，钢丝不应有明显接卸损伤和锈蚀现象；
- 其余部件采用热镀锌防腐，热镀锌符合 GB/T 13912 标准规定，热镀锌等级不低于 AB 级。

### E.0.4 计算模型

采用通用有限元软件 Ls-dyna 进行动力非线性分析。计算模型如下：

该项目共有两个柔性棚洞，内侧棚洞长 60m，外侧棚洞长 100m。考虑到耗能器布置、钢丝绳安装长度不超过 20m，因此本次计算其组成单元，计算模型中两榀钢架间距 4m，共 5 榀，长度 20m，只在端部设置刚性支撑，该计算模型共有 91437 个节点，90737 个单元。双绞六边形网只是铺设在环形网上，用于拦截碎小石块，本次计算忽略双绞六边形网。



图E-2 柔性棚洞计算模型

型钢、缓冲钢丝绳、环形网材料参数见 表 E-1；

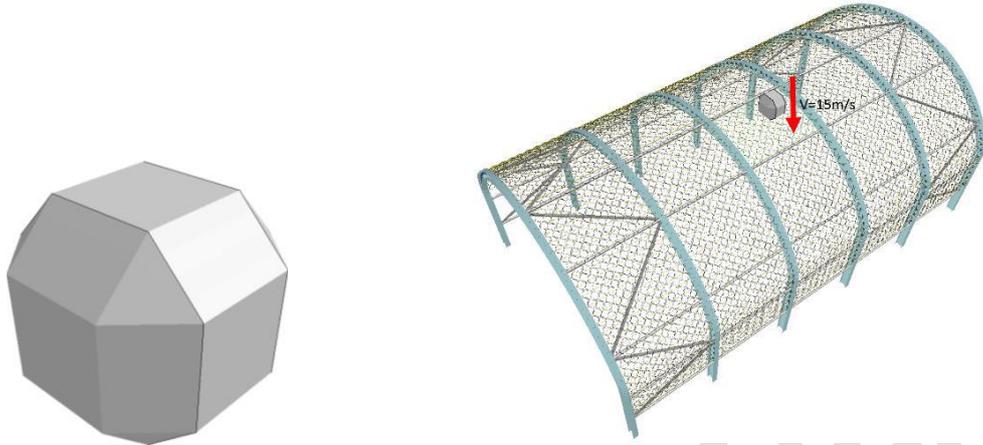
型钢、纵支撑绳、环形网截面信息见表 E-2；

根据《铁路边坡柔性被动防护产品落石冲击试验方法与评价》TB/T 3449-2016 第4.2.2 实验块应符合以下要求：

- (1) 试验块由钢筋混凝土制成，密度  $2500\text{kg/m}^3 \sim 3000\text{kg/m}^3$ ；
- (2) 实验块呈二十六面体，为中心对称结构，重心应与几何中心重合，形状如下图所示；
- (3) 实验块最大尺寸应该小于产品的标称高度的三分之一，示意图见图 E-3。
- (4) 根据《铁路边坡柔性被动防护产品落石冲击试验方法与评价》TB/T 3449-2016 第4.4.1 被动防护网试验时，在距离冲击点最后 1m 范围内实验块的平均速度不应小于 25m/s，柔性格栅网试验时，在距离冲击点最后 1m 范围内实验块的平均速度不应小于 15m/s。

根据 4.2.2 和 4.4.1 要求，确定本次计算冲击速度取值 15m/s，由动能公  $E=1/2$

$mv^2$ ，确定本次计算的实验块质量为 1778kg。本项目采用落石竖向冲击方式对柔性



防护棚洞进行加载，落石初始时刻竖向速度为 15m/s。

图E-3 试验块示意图

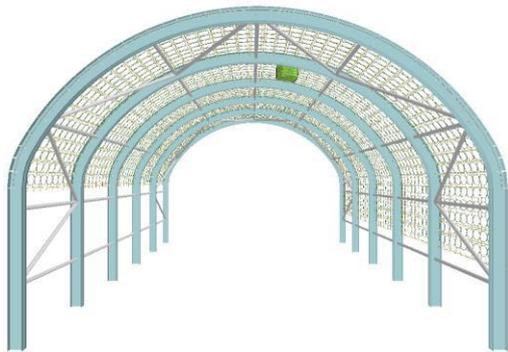
图E-4 落石加载方式

落石与柔性防护棚洞冲击行为，是偶然荷载作用下的非线性动态响应问题。冲击的过程涉及到了边界非线性问题。本次计算的关键在于准确建立以下的接触边界条件。

- (1) 环形网基本构成单元—单个网环之间相互接触滑移边界；
- (2) 缓冲钢丝绳与网环接触滑移边界；
- (3) 冲击块与环形网、缓冲钢丝绳非线性接触边界。

### E.0.5 计算结果

对公路柔性防护棚洞进行数值仿真分析，分别提取 200kj 和 500kj 两种不同能级下系统能量、冲击变形、缓冲钢丝绳内力、系杆内力、钢拱架应力、支座反力 200kj 能级落石垂直冲击过程。



图E5-1 t=0s



图E5-2 t=0.1s

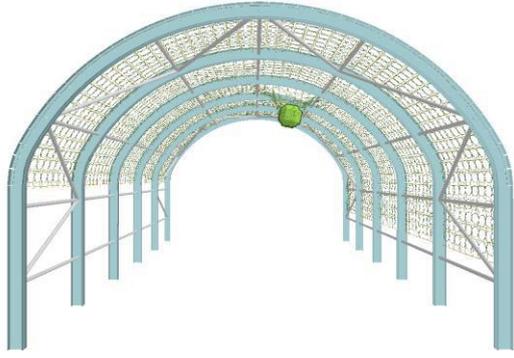


图 E5-3  $t=0.18s$  最大冲击状态

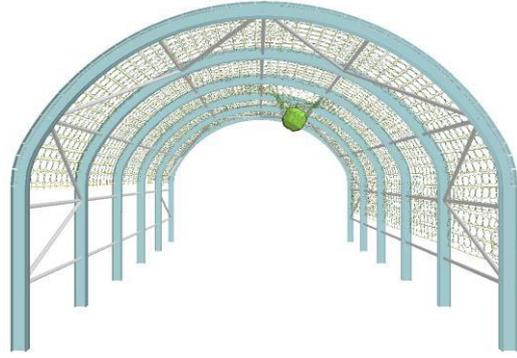
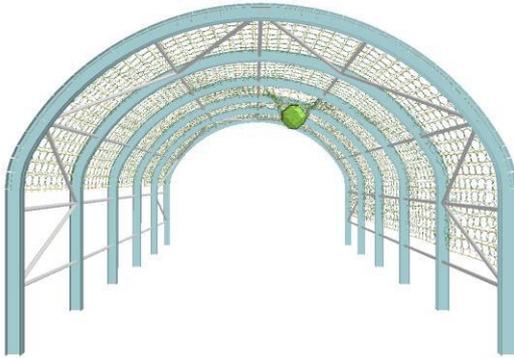
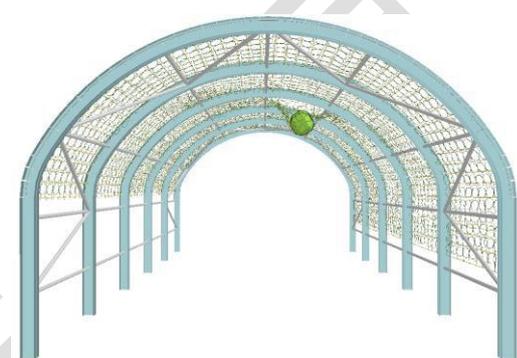


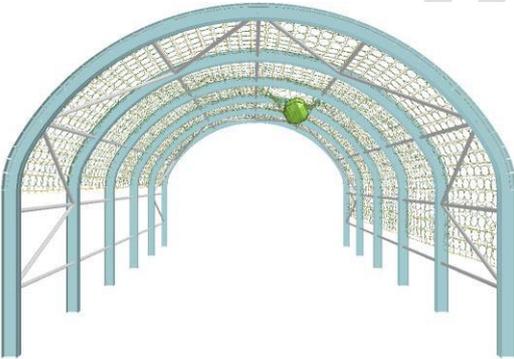
图 E5-4  $t=0.2s$



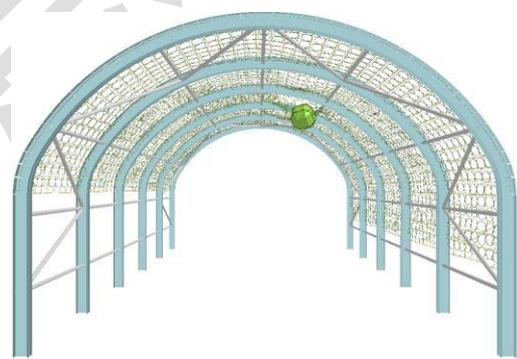
图E5-5  $t=0.3s$



图E5-6  $t=0.4s$



图E5-7  $t=0.5s$



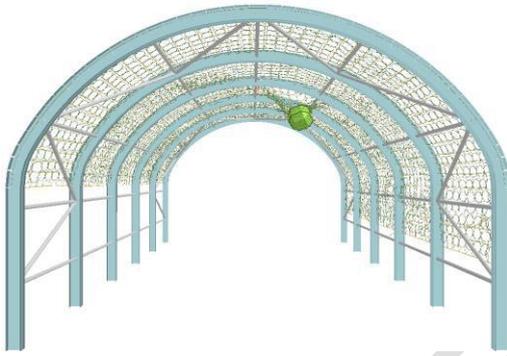
图E5-8  $t=0.6s$



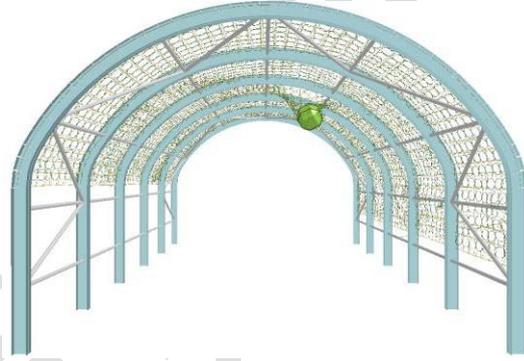
图 E5-9  $t=0.7s$



图 E5-10  $t=0.8s$



图E5-11  $t=0.9s$



图E5-12  $t=1.0s$

上图 E-5-1~E-5-12 为各个时刻柔性棚洞在落石冲击作用下形态，其中图 E-5-3 为落石冲击过程，当  $t=0.18s$  达到最大冲击位移，图 E-5-12 位落石达到最大位移开始回弹。最后落石能够被柔性棚洞成功拦截。

### 1 系统能量

计算模型如图 E-2 所示，现在分别提取系统的动能、内能、能量比、滑移能在计算时间内的时程曲线，分别参见图 E-5-13~E-5-16。通过下图 4 条曲线可知本次计算能量守恒，计算结果可靠。

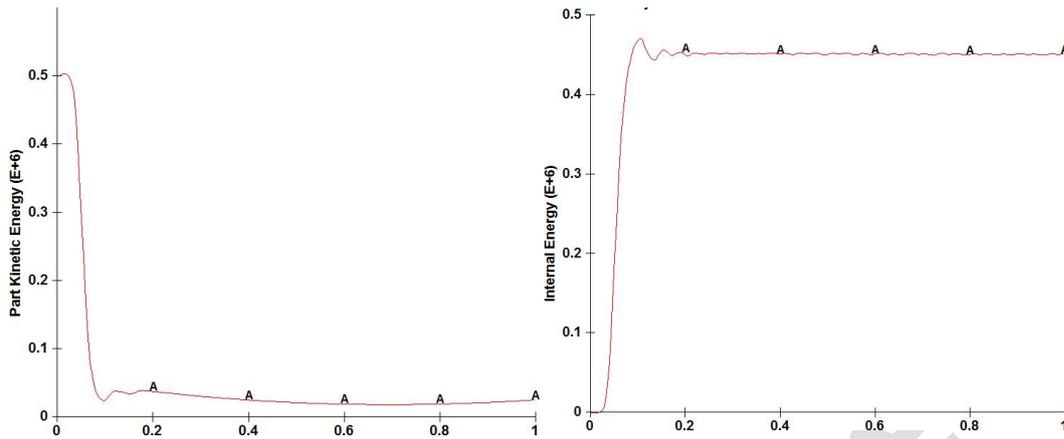


图 E-5-13 系统动能时程曲线

图 E-5-14 系统内能时程曲线

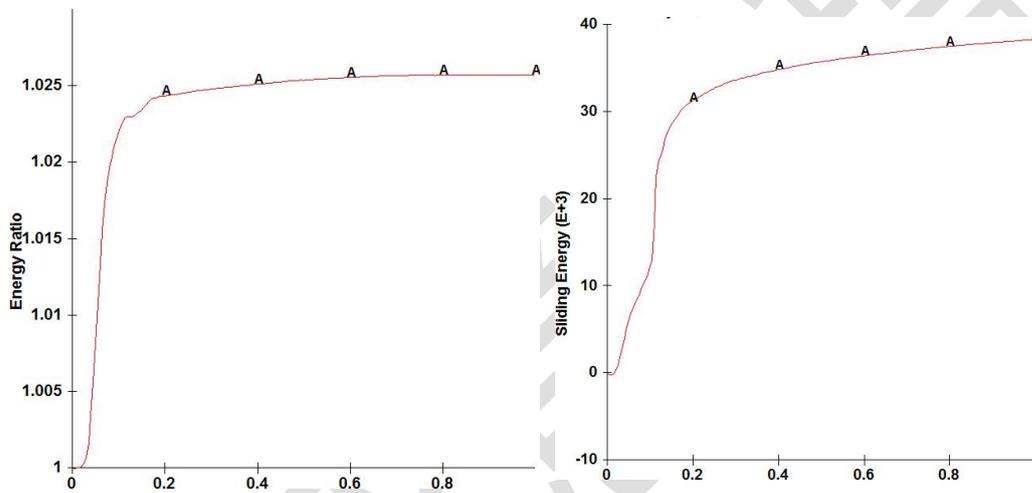
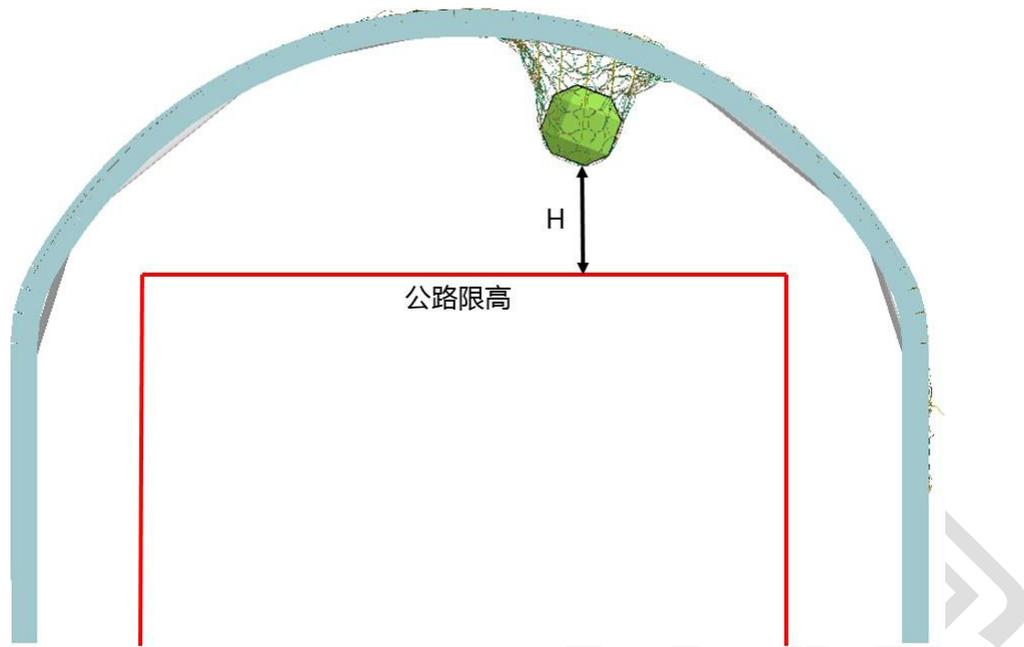


图 E-5-15 系统能量比时程曲线

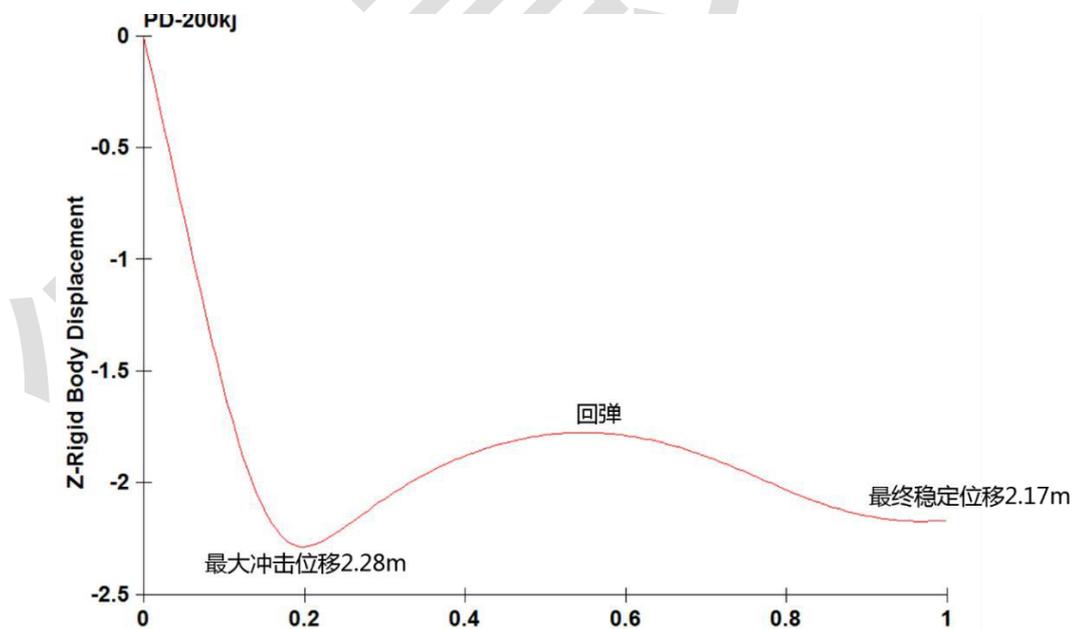
图E-5-16 系统滑移能时程曲线

## 2 落石冲击位移

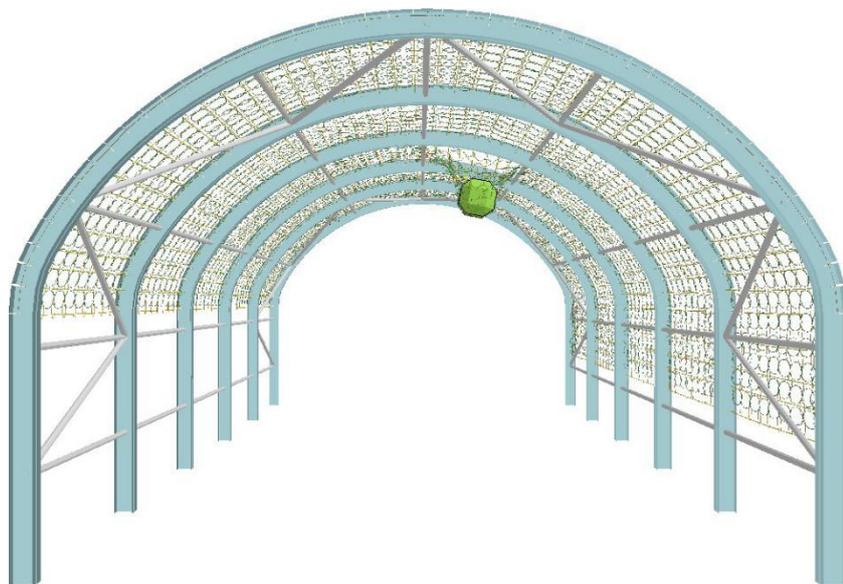
由于柔性棚洞主要依靠金属网的变形来吸收能量，因此，一般情况下，系统在受到荷载作用时变形距离越大，金属网吸收的能量越多。然而，由于使用功能上的要求，棚洞内必须要预留一定的安全空间，落石不能侵入建筑限界。因此，柔性棚洞设计时，在满足防护能级要求的基础上，还必须要考虑变形距离的影响。因此环形网的竖向位移是一各重要的指标。该项目的公路限高为 5m。下图 E-5-17 棚洞在 200kj 能级落石冲击后，在最大冲击位移状态下，落石不能侵入公路限高，即如图中所示  $H > 0$ 。



图E-5-17 系统滑移能时程曲线



图E-5-18 落石竖向位移时程曲线



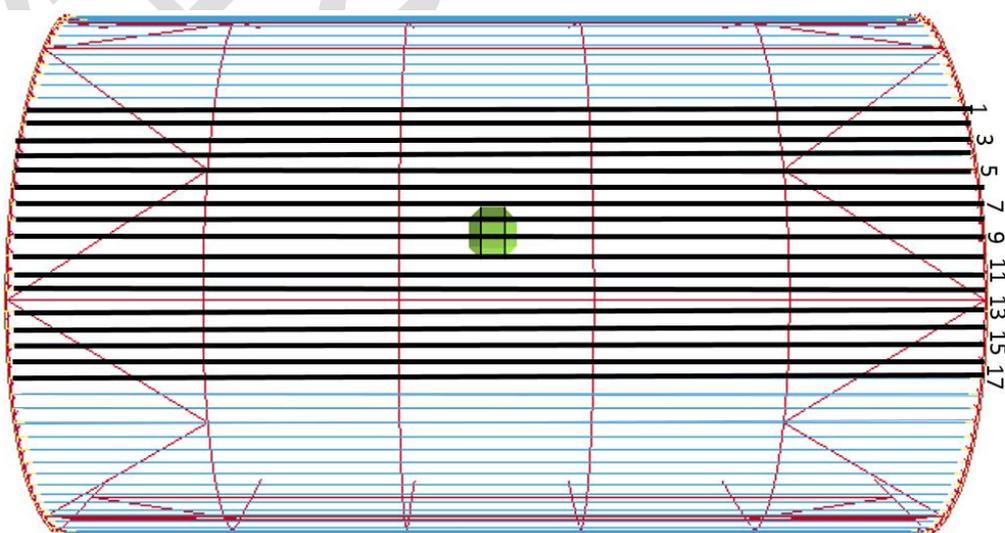
图E-5-19 落石最大冲击位移状态

图 E-5-18 为落石的竖向位移曲线，图 E-5-19 为 200kj 落石最大冲击位移状态  
落石最大冲击位移状态： $H=1.47m$ ， $H>0$ ，该柔性防护棚洞变形满足要求。

### 3 缓冲钢丝绳内力

该柔性棚洞总共布置了 50 根缓冲钢丝绳，由于落石作用在跨中位置，对纵向支撑绳影响的范围有限，故提取被冲击区域临近的 17 根缓冲钢丝绳的内力。

图E-5-20 为选取的 17 根纵向缓冲钢丝绳的编号图，表E-3 为200kj 能级 17 根缓冲钢丝绳的峰值内力。



# 公路隧道柔性防护棚洞落石冲击计算报告

图E-5-20 提取纵向支撑绳编号

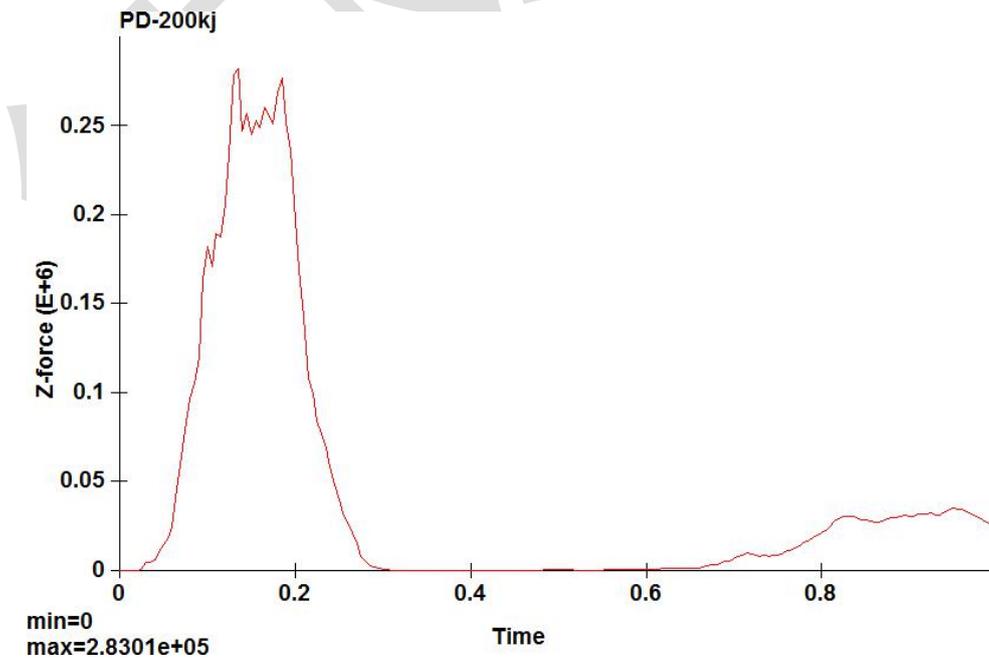
表E-3 纵向支撑绳内力

缓冲钢丝绳编号	峰值内力 kN	缓冲钢丝绳编号	峰值内力 kN
1	2.2	10	54.4
2	2.1	11	23.4
3	2.0	12	6.7
4	2.6	13	3.5
5	7.7	14	2.9
6	52.0	15	2.5
7	62.9	16	2.4
8	114.3	17	2.1
9	114.1		

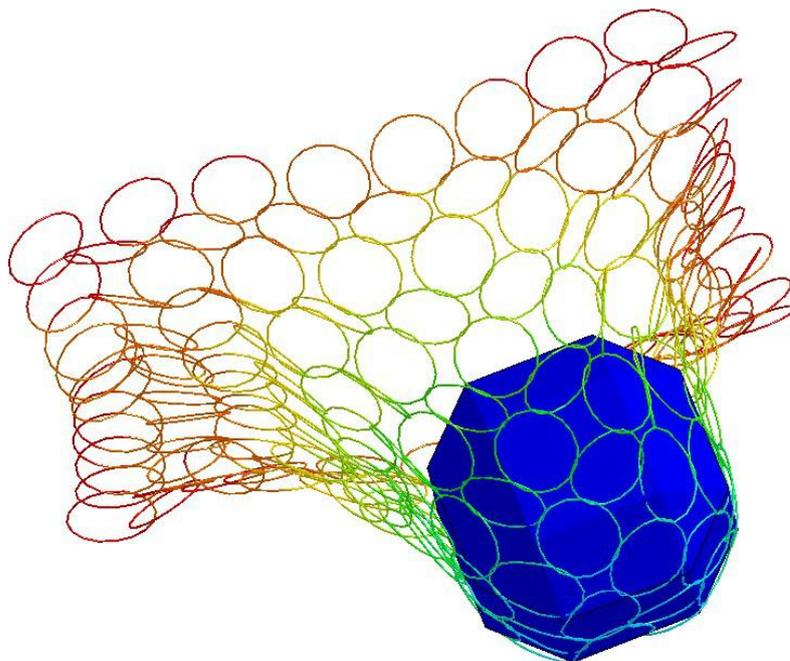
从表E-3 可知在 200kj 落石冲击下，在落石冲击下，缓冲钢丝绳最大内力为 114.3kN。

## 4 环形网内力

环形网是柔性棚洞拦截落石的重要构件，承受落石的直接冲击，被落石直接冲击的环形网内力较大，图 E-5-21 为落石冲击力时程曲线 200kj 能级下，最大冲击力为283kN，图 E-5-22 为直接承受落石冲击环形网部分，经计算，200kj 能级下，网环最大内力为 25.8kN。



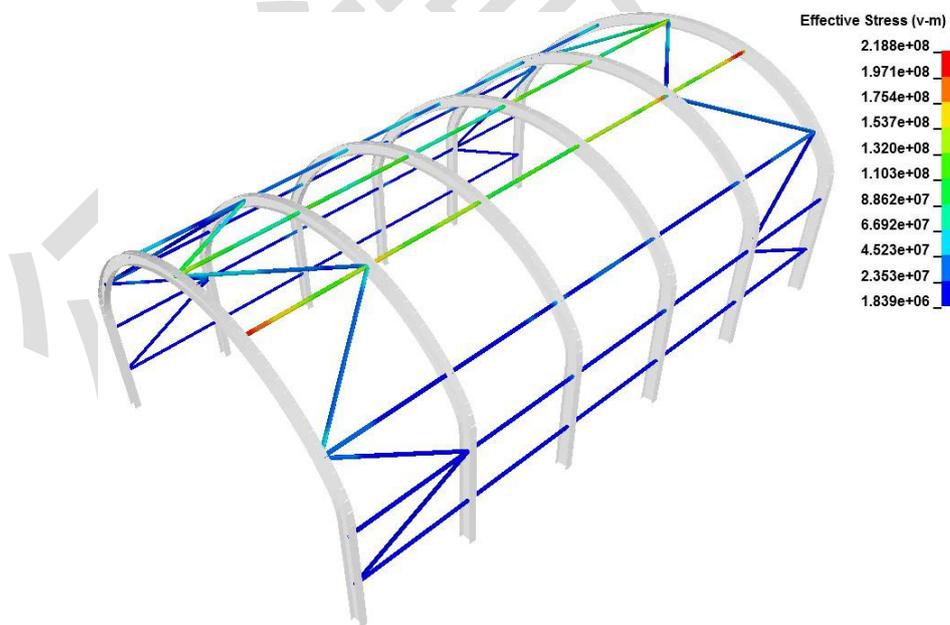
图E-5-21 落石冲击力时程曲线

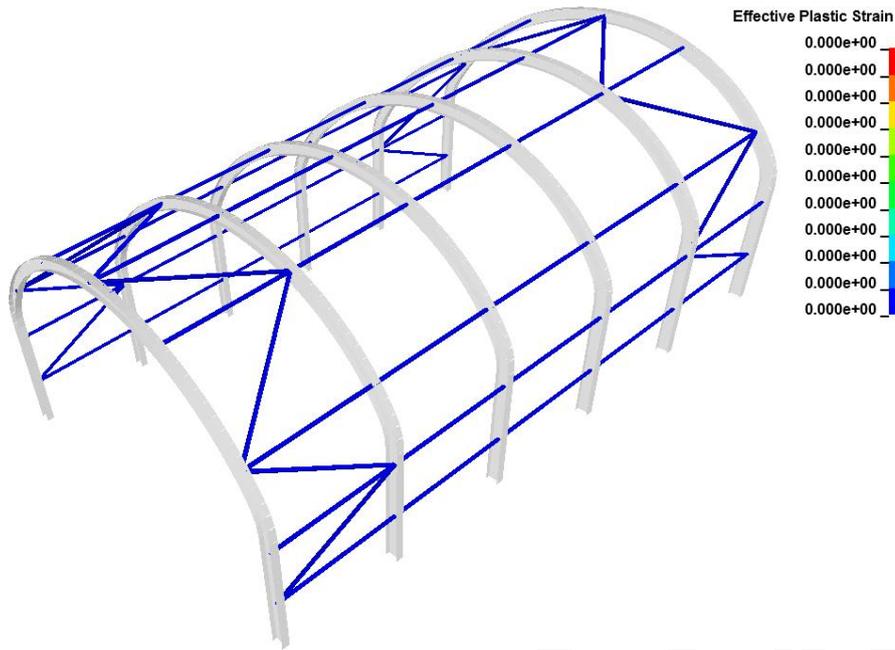


图E-5-22 落石冲击环形网局部示意图

### 5 系杆应力

在200kj 能级落石冲击下，落石冲击部位附近的系杆应力较大，下图 E-5-23 分别为系杆的峰值 von mises 应力云图和 effective plastic strain 云图。



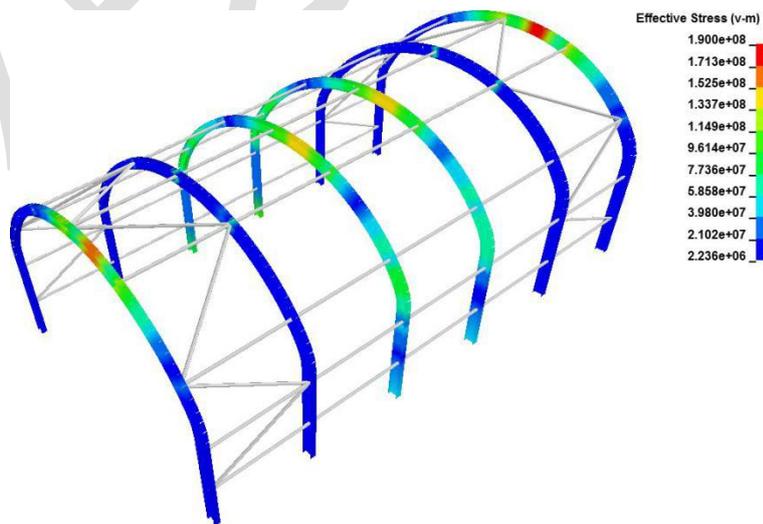


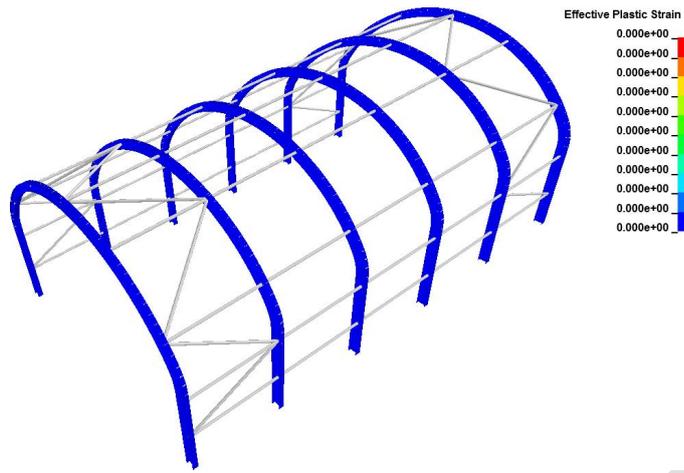
E-5-23 系杆 effective plasticstrain 云图

从图 E-5-23 可知，两端的系杆在落石冲击作用下，应力较大，峰值应力为 218.8Mpa，系杆为 Q235 钢，故系杆满足应力满足要求。图 3-23 为系杆的等效塑性应变云图，从图可知，在 200kj 能级落石冲击作用下，系杆塑性变形为 0，即系杆未发生损伤。

## 6 钢拱架应力

在 200kj 能级落石冲击下，钢拱架端部锚固缓冲钢丝绳部位应力较大，下图 E-5-24 分别为钢拱架的峰值 von mises 应力云图和 effective plastic strain 云图。





图E-5-24 钢拱架 effective plastic strain 云图

从图 E-5-24 可知，钢拱架端部锚固缓冲钢丝绳的部位在 200kj 能力落石冲击作用下，应力较大，峰值应力为 190Mpa，系杆为 Q345 钢，与容许应力相比较，有较大的富裕度，故钢拱架设计满足应力要求。图 E-5-24 为钢拱架的等效塑性应变云图，从图可知，在 200kj 能级落石冲击作用下，钢拱架塑性变形为 0，即钢拱架未发生损伤。

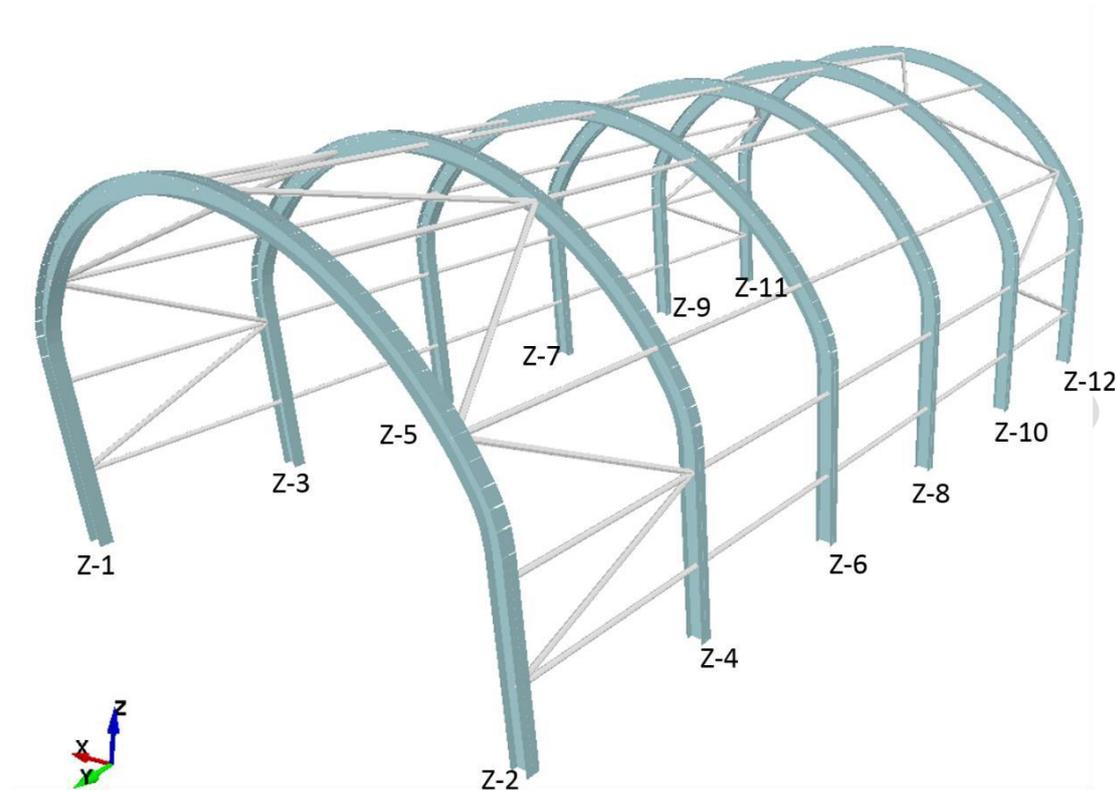
## 7 支座反力

冲击作用下，钢拱架支座动力响应也是一个重要的指标，是下部结构设计的重要依据。图 E-5-25 为钢拱架支座编号，表 E-4 为 200kj 能级钢拱架反力结果。

表E-4 钢拱架支座反力

	X(kN)	Y(kN)	Z(kN)	Mx(k·m)	My(k·m)	Mz(k·m)
Z-1	-21.1	-8.6	28.4	-2.5	-21.1	8.9
Z-2	15.7	-8.9	31.4	-2.6	22.9	-10.6
Z-3	-13.7	-7.2	38.5	-1.9	-24.1	-6.4
Z-4	16.3	6.9	44.8	-1.8	24.2	6
Z-5	-57.6	-6.3	78.2	-1.4	-109	-7.7
Z-6	49	4.9	118	-1.6	60.8	-6.8
Z-7	-62.3	-8.1	89.1	1.4	-115	-8.7
Z-8	61.8	-4.7	126	-1.6	70.7	-7.8
Z-9	-12	-7.7	40.3	1.6	-20	-7.3

Z-10	19	-6.1	41.2	-1.9	24.3	-7.8
Z-11	-14.7	-11.7	15	2.0	-24.5	-8.6
Z-12	12.4	-8.6	33	-2.6	22.3	-10.4



图E-5-25 钢拱架支座编号

## 8 500kj 能级落石垂直冲击作用

500kj 能级下落石冲击柔性防护棚洞的过程与 200kj 工况相似，下面将提取 500kj 能级下落石冲击位移、缓冲钢丝绳内力、环形网内力、系杆应力、钢拱架应力、支座反力计算结果。

### (1) 落石冲击位移

图 E-5-26 为 500kj 落能级石的竖向位移曲线，图 E-5-27 为 500kj 落石最大冲击位移状态落石最大冲击位移状态： $H=0.68m$ ， $H>0$ ，该柔性防护棚洞变形满足要求。

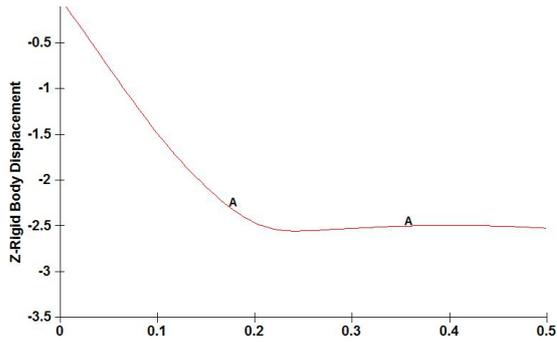


图 E-5-26 落石最大冲击位移时程曲线

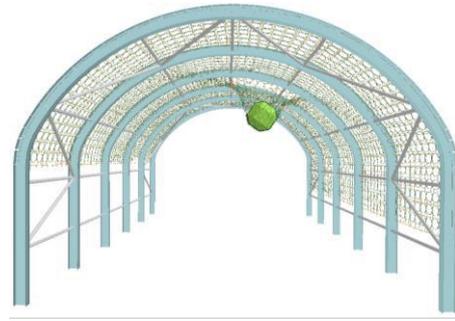
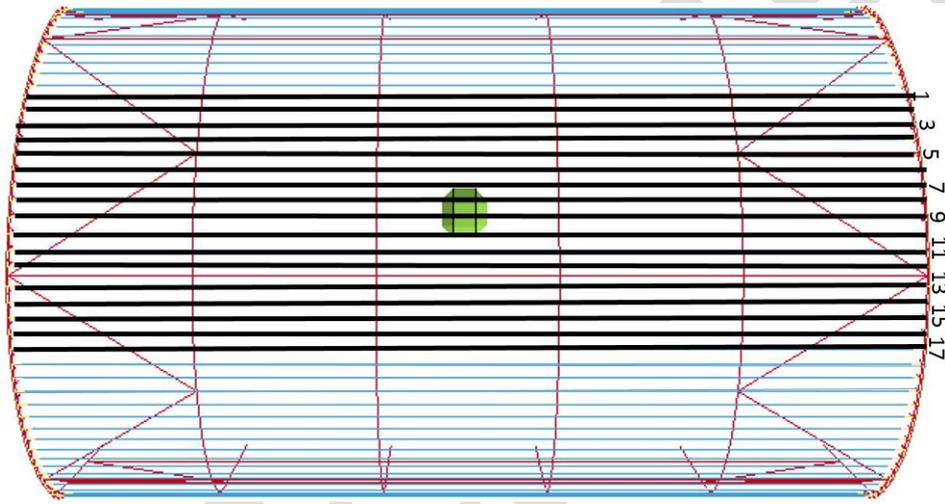


图 E-5-27 落石最大冲击位移状态

## (2) 缓冲钢丝绳内力

图E-5-28 和表 E-5 分别是缓冲钢丝绳编号图和 500kj 能级缓冲钢丝绳内力。



图E-5-28 缓冲钢丝绳编号

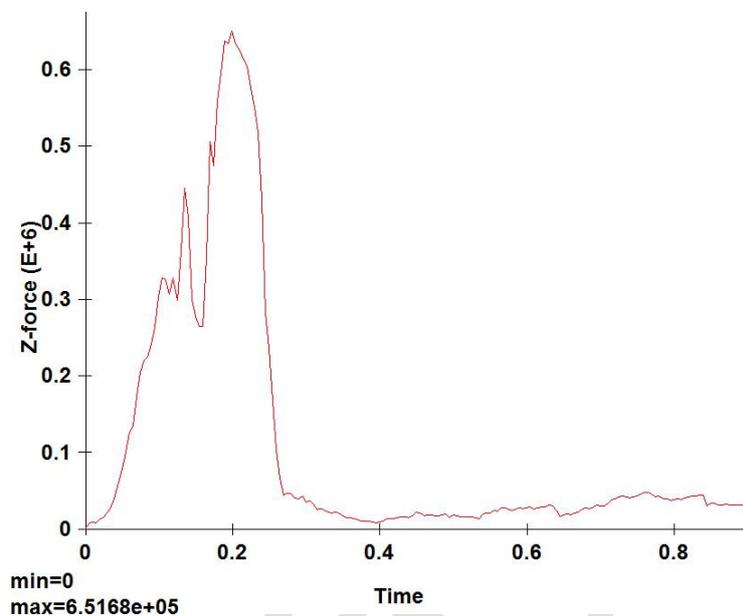
表E-5 缓冲钢丝绳内力

缓冲钢丝绳编号	峰值内力 kN	缓冲钢丝绳编号	峰值内力 kN
1	6.8	10	58.8
2	33.2	11	47.2
3	34.0	12	37.5
4	45.4	13	12.6
5	51.7	14	7.7
6	44.6	15	5.2
7	89.6	16	5.1
8	228.6	17	5.6
9	172.2		

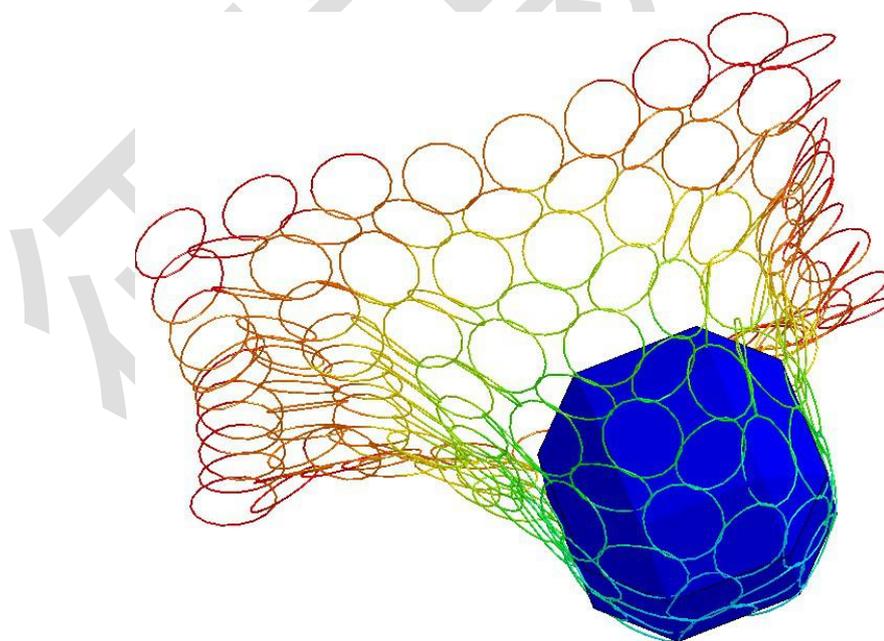
从表 E-5 可知在 500kj 落石冲击下，在落石冲击下，缓冲钢丝绳最大内力为 228.6kN。

### (3) 环形网内力

图E-5-29 为石冲击力时程曲线，500kj 能级下，最大冲击力为 651.68kN，图E-5-30 为直接承受落石冲击环形网部分，经计算，该能级下网环最大内力为 84.9kN。



图E-5-29 500kj 能级落石冲击力时程曲线



图E-5-30 落石冲击环形网局部示意图

### (4) 系杆应力

在 500kj 能级落石冲击下，部分系杆出现屈曲，下图 E-5-31~32 分别为系杆的峰值 von

mises 应力云图和 effective plastic strain 云图。

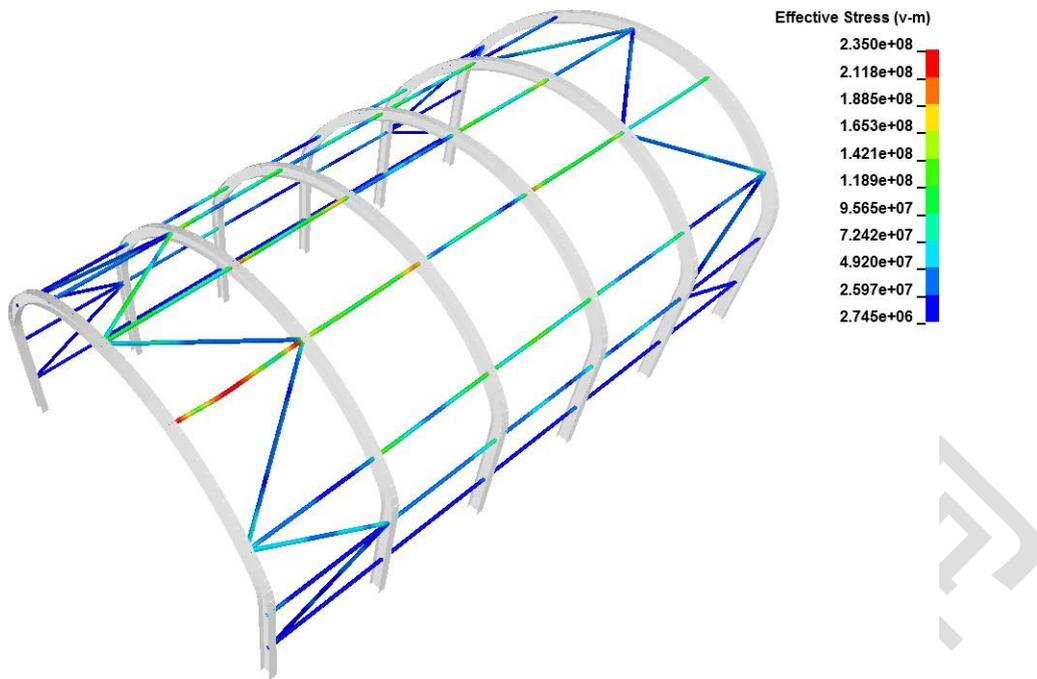
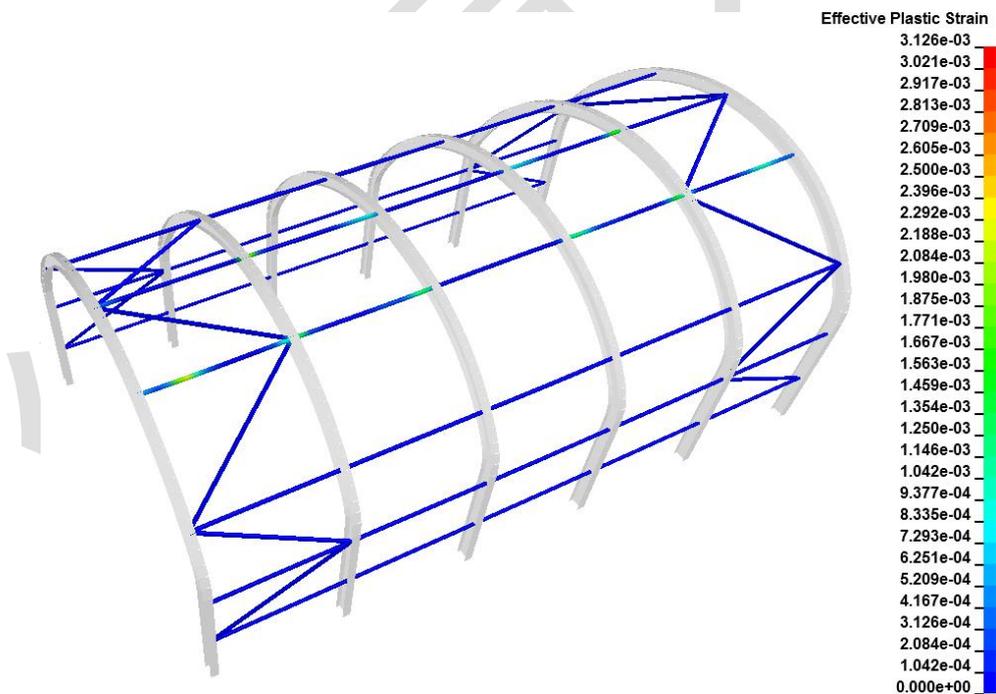


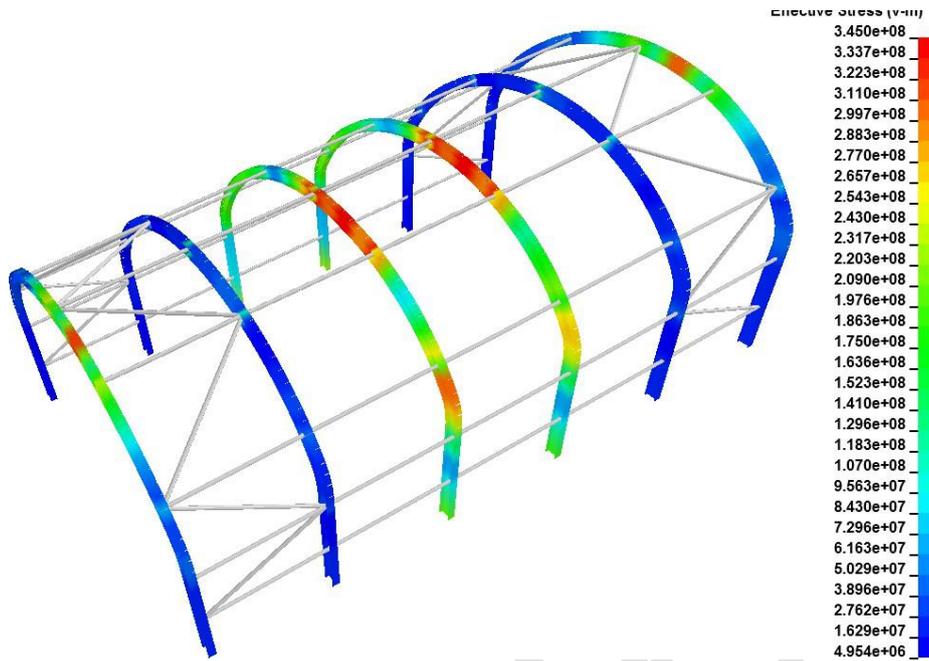
图3-31 系杆 von mises 应力云图



图E-5-32 系杆 effective plasticstrain 云图

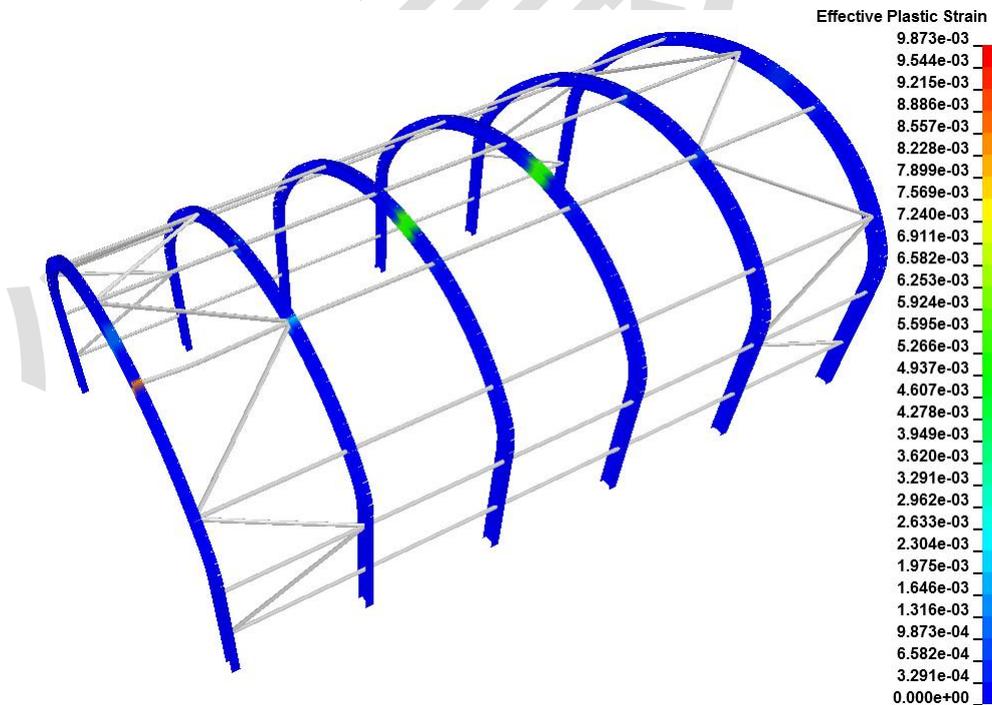
从图E-5-31 可知，顶部系杆在落石冲击作用下，应力较大，峰值应力为235Mpa，部分系杆屈曲。图 E-5-32 为系杆的等效塑性应变云图，从图可知，在 500kj 能级落石冲击作用下，系

杆塑性应变峰值达到  $3.126 \times 10^{-3}$ 。



(5) 钢拱架应力

图E-5-33 钢拱架 von mises 应力云图



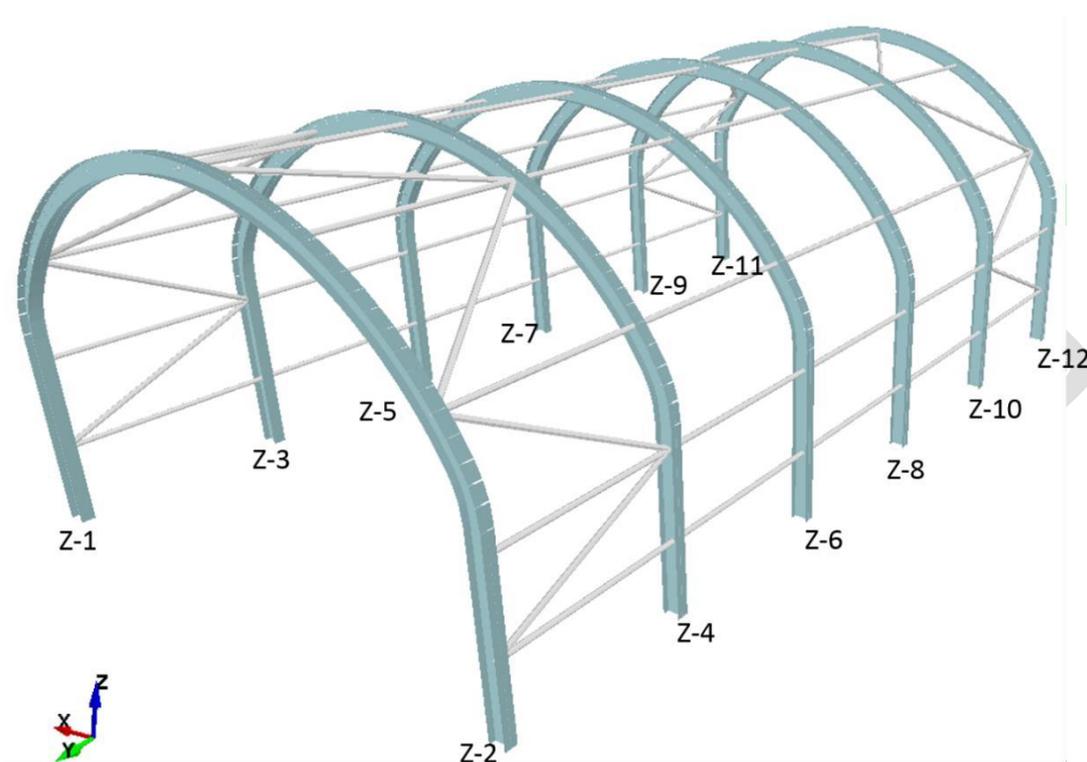
图E-5-34 钢拱架 effective plasticstrain 云图

在 500kj 能级落石冲击下，钢拱架较多区域在冲击过程应力峰值达到 345Mpa，上图

E-5-33~34 分别为钢拱架的峰值 vonmises 应力云图和 effective plasticstrain 云图。由图 E-5-34 可知，落石冲击区域临近的两榀钢架顶部出现塑性应变。应变峰达到 0.009873。

### (6) 支座反力

图E-5-35 为钢拱架支座编号，表 E-6 为500kj 能级钢拱架反力结果。



图E-5-35 钢拱架支座编号

表E-6钢拱架支座反力

	X(kN)	Y(kN)	Z(kN)	Mx(k·m)	My(k·m)	Mz(k·m)
Z-1	-27	13.7	56.5	-3.0	-61.4	15.6
Z-2	28.5	10.1	57.3	-4.4	55.6	-17.4
Z-3	-26.0	-10.6	49.6	2.1	-60	-17.1
Z-4	32.6	9.4	97.4	-3.1	67.2	12.8
Z-5	-16.8	13.1	202.9	-1.7	-291.4	-20
Z-6	163.5	-8	311.0	-2.1	228.8	-19.6
Z-7	-161.1	12.1	218.3	1.9	-297	-22.6

Z-8	171	8.9	333.1	2.3	233.9	-16.0
Z-9	-27.6	13.7	54.7	2.3	-61.9	-18.4
Z-10	32.4	8.5	75.2	2.5	62.9	17.1
Z-11	-26.5	-15.8	48.8	3.3	-62.8	18.3
Z-12	-33.3	-9.6	54.9	3.3	61.4	18.7

## 9 结论

表E-7 为200kj 和500kj 能级下，柔性防护棚洞各项指标汇总

表E-7 结果汇总

	200kj	500kj
安全距离 H	1.47m	0.68m
钢丝绳内力	114.3kN	228.3kN
冲击力	283kN	652kN
网环内力	25.8kN	54.9kN
系杆应力	218.8Mpa	235Mpa
钢拱架应力	190Mpa	345Mpa

(1) 该公路柔性防护棚洞在落石冲击下，200kj 和 500kj 能级落石最大冲击位移状态安全距离均大于 0，落石未侵入公路限高。冲击变形满足要求。

(2) 缓冲钢丝绳作为柔性防护棚洞重要的传力缓冲构件，保证其在极限冲击能级下不发生破断，需要预留足够的安全系数，缓冲钢丝绳在 200kj 和 500kj 能级落石冲击下，峰值内力分别为 114.3kN 和 228.3kN,采用破断力为 252kN 的 2 根 18mm 钢丝绳可满足防护需求。

(3) 环形网作为直接承受落石冲击的构件，保证其在极限冲击能级下，能够成功拦截落石，不发生破断，也需要保证其足够的可靠度。200kj 能级和 500kj 能级下环形网承受的冲击力分别为 283kN 和 652kN，采用 R12/3/300 型环形网，可满足防护需求。

## 附录 F 钢结构柔性防护棚洞承载力和稳定性计算

F.0.1 缓冲系统中的柔性环形网片承载力应满足式 F.0.1-1 要求:

$$p_{n,max} \leq [R_n]/\alpha_m \quad (\text{F.0.1-1})$$

式中,  $P_{n,max}$  —— 网片的冲击作用力设计值 (kN);  
 $[R_n]$  —— 网片承载力;  
 $\alpha_m$  —— 承载力变异系数, 可取 1.2。

F.0.2 缓冲系统中钢构件承载力和稳定性验算应符合下列规定:

(1) 除圆管截面外, 弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件, 截面强度应按式 F.0.1-1 验算:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\zeta_x \gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\zeta_y \gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (\text{F.0.2-1})$$

式中,  $N$  —— 同一截面处轴心压力设计值 (N);  
 $M_x, M_y$  —— 分别为同一截面处对  $x$  轴和  $y$  轴的弯矩设计值 (N·mm);  
 $\gamma_x, \gamma_y$  —— 截面塑性发展系数;  
 $\zeta_x, \zeta_y$  —— 截面塑性发展系数修正值, 正常服役防护能级和极限防护能级, 分别取 1 和 1.2;  
 $W_{nx}, W_{ny}$  —— 对  $x$  轴和  $y$  轴的净截面模量 (mm<sup>3</sup>)。

(2) 弯矩作用在两个主平面内的圆形截面拉弯构件和压弯构件, 截面强度应按式 F.0.2-2 验算:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{\zeta_m \gamma_m W_n} \leq f \quad (\text{F.0.2-2})$$

式中,  $\gamma_m$  —— 圆形构件的截面塑性发展系数;  
 $\zeta_m$  —— 圆形构件的截面塑性发展系数修正值, 正常服役防护能级和极限防护能级, 分别取 1 和 1.2;  
 $A_n$  —— 构件的净截面面积 (mm<sup>2</sup>);  
 $W_n$  —— 构件的净截面模量 (mm<sup>3</sup>)。

(3) 当钢构件忽略初始缺陷时, 整体稳定验算应符合下列规定:

1) 对于双向压弯圆管, 当柱段中没有很大横向力或集中弯矩时, 整体稳定应按公式 F.0.2-3 至 F.0.2-10 计算:

$$\frac{N}{\phi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\zeta_x \gamma_x W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) f} + \eta \frac{\beta_{ty} M_y}{\phi_{by} W_y f} \leq 1.0 \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$M = \max \left( \sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2} \right) \quad (\text{F.0.2-4})$$

$$\beta = \beta_x \beta_y \quad (\text{F.0.2-5})$$

$$\beta_x = 1 - 0.35\sqrt{N/N_E} + 0.35\sqrt{N/N_E}(M_{2x}/M_{1x}) \quad (\text{F.0.2-6})$$

$$\beta_y = 1 - 0.35\sqrt{N/N_E} + 0.35\sqrt{N/N_E}(M_{2y}/M_{1y}) \quad (\text{F.0.2-7})$$

$$N_E = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad (\text{F.0.2-8})$$

$$|M_{1x}| \geq |M_{2x}| \quad (\text{F.0.2-9})$$

$$|M_{1y}| \geq |M_{2y}| \quad (\text{F.0.2-10})$$

- 式中,  $\phi$  —— 轴心受压构件的整体稳定系数, 构件的计算长度系数取 1.0;  
 $M$  —— 计算双向压弯圆管构件整体稳定时采用的弯矩值 (N·mm);  
 $M_{xA}$ 、 $M_{yA}$  —— 为构件 A 端关于 x、y 轴的弯矩 (N·mm);  
 $M_{xB}$ 、 $M_{yB}$  —— 为构件 B 端关于 x、y 轴的弯矩 (N·mm);  
 $\beta$  —— 计算双向压弯整体稳定时采用的等效弯矩系数;  
 $M_{1x}$ 、 $M_{2x}$  —— x 轴端弯矩 (N·mm); 构件无反弯点时取同号, 构件有反弯点时取异号;  
 $M_{1y}$ 、 $M_{2y}$  —— y 轴端弯矩 (N·mm); 构件无反弯点时取同号, 构件有反弯点时取异号;  
 $N_E$  —— 根据构件最大长细比计算的欧拉力。

2) 对于双轴对称实腹式工字形和箱形截面的压弯构件, 稳定性应按公式 F.0.2-11 至 F.0.2-12 计算:

$$\frac{N}{\phi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\zeta_{xYx} W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) f} + \eta \frac{\beta_{ty} M_y}{\phi_{by} W_y f} \leq 1.0 \quad (\text{F.0.2-11})$$

$$\frac{N}{\phi_x A f} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\phi_{bx} W_x f} + \frac{\beta_{my} M_y}{\zeta_{yYy} W_y (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}}) f} \leq 1.0 \quad (\text{F.0.2-12})$$

- 式中,  $\phi_x$ 、 $\phi_y$  —— 对强轴 x-x 和弱轴 y-y 的轴心受压构件整体稳定系数, 构件的计算长度系数取 1.0;  
 $\phi_{hx}$ 、 $\phi_{hy}$  —— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定性系数;  
 $M_x$ 、 $M_y$  —— 所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩设计值 (N·mm);  
 $W_x$ 、 $W_y$  —— 对强轴和弱轴的毛截面模量 (mm<sup>3</sup>);  
 $\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$  —— 等效弯矩系数;  
 $\beta_{tx}$ 、 $\beta_{ty}$  —— 等效弯矩系数;  
 $\eta$  —— 截面影响系数。

(4) 当钢构件计入初始缺陷时, 截面强度验算应符合下列规定:

1) 非圆管截面的强度验算应满足式 F.0.2-13 和 F.0.2-14 规定:

$$\text{有足够侧向支撑: } \frac{N}{A_f} \pm \frac{M_x}{\zeta_x \gamma_x W_{xf}} \pm \frac{M_y}{\zeta_y \gamma_y W_{yf}} \leq 1 \quad (\text{F.0.2-13})$$

$$\text{无足够侧向支撑: } \frac{N}{A_f} \pm \frac{M_x}{\phi_b \zeta_x \gamma_x W_{xf}} \pm \frac{M_y}{\zeta_y \gamma_y W_{yf}} \leq 1 \quad (\text{F.0.2-14})$$

2) 圆管截面的强度验算应满足式 F.0.2-15 要求:

$$\frac{N}{A_f} \pm \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{\zeta_m \gamma_m W_f} \leq 1 \quad (\text{F.0.2-15})$$

**F.0.3** 柔性棚洞防护结构中钢丝绳的承载力, 应满足下式 F.0.3-1 要求:

$$T_{r,max} \leq [T_r] / \alpha_{m,r} \quad (\text{F.0.3-1})$$

式中,  $T_{r,max}$  —— 钢丝绳拉力设计值 (kN);  
 $[T_r]$  —— 钢丝绳破断拉力值 (kN), 应符合现行国家标准《钢丝绳通用技术条件》GB/T20118 的有关规定;  
 $\alpha_{m,r}$  —— 钢丝绳承载力储备系数, 可取 2.0。

## 本规程用词用语说明

1 本规程执行严格程度的用词，采用下列写法：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词，正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词，正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词，正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

2 引用标准的用语采用下列写法：

1) 在标准总则中表述与相关标准的关系时，采用“除应符合本规程的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定”。

2) 在标准条文及其他规定中，当引用的标准为国家标准和行业标准时，表述为“应符合《××××××》(×××)的有关规定”。

3) 当引用本标准中的其他规定时，表述为“应符合本规程第×章的有关规定”、“应符合本规程第×.×节的有关规定”、“应符合本规程第×.×.×条的有关规定”或“应按本规程第×.×.×条的有关规定执行”。