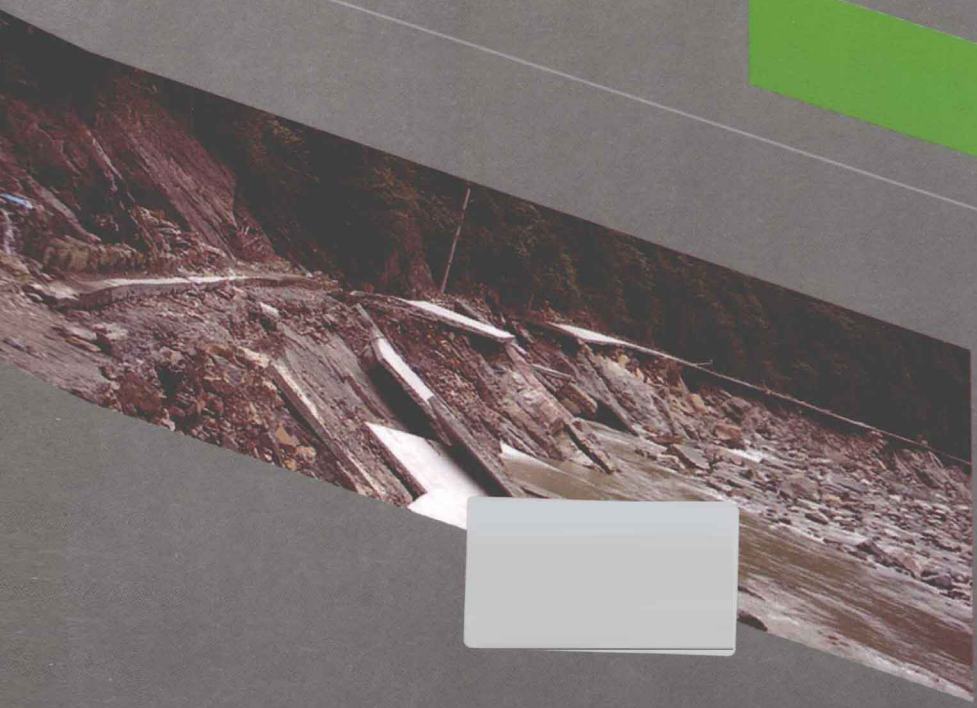
公路泥石流防治工程技术指南

陈洪凯 唐红梅 沈忠仁
何晓英 刘 丽 王林峰 著
雍黎明 唐 兰 文光菊



科学出版社

公路泥石流
防治工程技术指南

www.sciencep.com

ISBN 978-7-03-036141-7

9 787030 361417 >

定 价：56.00 元

科学数理分社
电话：(010)64033664
E-mail：math-phy@mail.sciencep.com
网址：http://www.math-phy.cn

公路泥石流防治工程技术指南

陈洪凯　唐红梅　沈忠仁
何晓英　刘　丽　王林峰　著
雍黎明　唐　兰　文光菊

科学出版社
北　京

内 容 简 介

本书基于对西部地区公路泥石流灾害的研究与实践，立足公路泥石流灾害的工程治理需求，从泥石流流量、流速、冲击、磨蚀等方面提出了进行泥石流防治工程设计的荷载确定方法，从控源减灾、拦挡结构、排导结构、防护结构、淤埋路段应急通行等方面系统构建了公路泥石流灾害防治技术体系，详细地提出了防治结构的工程计算方法、设计方法和施工方法，并以大量算例作支撑，是一本具有重要工程实用性的公路泥石流灾害治理论著。

本书可作为从事公路勘察、设计、施工与养护管理科技人员的专业用书，对从事公路泥石流灾害研究与防治的科技人员具有一定参考借鉴作用。

图书在版编目(CIP)数据

公路泥石流防治工程技术指南/陈洪凯等著. —北京：科学出版社，2013
ISBN 978-7-03-036141-7

Ⅰ. ①公… Ⅱ. ①陈… Ⅲ. ①公路-泥石流-灾害防治-研究
Ⅳ. ①U418.5

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2012) 第 293035 号

责任编辑：刘凤娟 尹彦芳／责任校对：张怡君
责任印制：钱玉芬／封面设计：耕者设计

科学出版社 出版
北京东黄城根北街 16 号
邮政编码：100717
http://www.sciencep.com

源海印刷有限责任公司 印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2013 年 1 月第 一 版 开本：B5(720 × 1000)
2013 年 1 月第一次印刷 印张：13 3/4
字数：261 000

定价：56.00 元

(如有印装质量问题，我社负责调换)

前　言

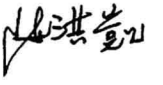
我国是世界上泥石流最发育的国家之一，尤其是西部地区，地形地貌差异大，地质条件复杂，构造运动强烈，灾害性气象条件出现频率高、分布范围广，公路泥石流灾情严重。汶川大地震、玉树大地震以及 2010 年西部地区强降雨，公路泥石流灾害呈现点多、面广、灾情重等特征。泥石流毁损公路建构筑物、淤埋道路，强烈制约着区域社会经济发展。胡锦涛同志在 2010 年 7 月召开的西部大开发未来 10 年发展目标工作会上指出，深入实施西部大开发战略是实现全面建设小康社会宏伟目标的重要任务，事关各族群众福祉，事关国家长治久安，必须进一步开拓创新，以增强自我发展能力为主线，以科技进步和人才开发为支撑，着力提升发展保障能力。显然，防治公路泥石流灾害，保障公路交通运输安全，属于国家需求，也是泥石流减灾学科发展的逻辑需求。

近二十年来，本团队对公路泥石流进行深入系统研究，获得国家科技进步二等奖 1 项、省部级科技进步一、二、三等奖共 4 项，出版《公路泥石流力学》和《公路泥石流研究及治理》两部学术专著，授权国家发明专利 6 项，发表学术论文 200 余篇 (SCI、EI、ISTP 收录 23 篇)。研究成果形成了公路泥石流减灾理论与技术体系，在西部地区公路泥石流减灾中大量推广应用，解决了 3000 多公里干线公路沿线的重大泥石流灾害，成果整体处于国际先进水平，部分达到国际领先水平。基于已取得的研究成果，遵循公路泥石流灾害“立足就地，以排为主，导排护结合”的防治原则，提炼基础理论扎实、技术先进、应用成熟的防治技术，编撰本技术指南。

《公路泥石流防治工程技术指南》包括 12 章，第 1 章由陈洪凯教授承担，第 2、4、5、6 章由唐红梅教授承担，第 3 章由唐兰和文光菊承担，第 7 章由何晓英博士承担，第 8 章由唐兰和陈洪凯教授承担，第 9 章由王林峰博士和孙晓勇承担，第 10 章由刘丽博士承担，第 11 章由陈洪凯教授和钟盈承担，第 12 章由陈洪凯教授、沈忠仁教授、雍黎明高工和唐红梅教授共同承担。全书由陈洪凯教授校稿，团队 20 余位研究生复核了工程算例。

本指南在编撰过程中，得到周丰峻院士、鲜学福院士、郑颖人院士，交通运输部交通科学研究院王先进教授，中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所杜榕桓教授、崔鹏教授、王全才教授，西南交通大学胡卸文教授，四川大学艾南山教授，中山大学刘希林教授，兰州大学孟兴民教授，重庆市地质矿产开发局刘东升教授、曾云松教授，重庆市地质灾害防治工程勘查设计院刘光华教授，中煤

设计院重庆分院唐耿琛教授和赵洪波教授等专家学者的大力支持和热忱关怀，在此一并致以诚挚的谢意！虽然本团队竭以全力编撰本技术指南，但由于公路泥石流这一泥石流分支学科发展历史较短，众多基础理论和防治技术有待深入研究实践，因此，书中错漏难免，敬请各位同行批评指正。



2011 年 12 月 27 日

目　录

前言
第 1 章　绪论 ····· 1
1.1　总则 ····· 1
1.2　基本规定 ····· 2
第 2 章　公路泥石流灾害及其分类 ····· 4
2.1　公路泥石流灾害 ····· 4
2.1.1　公路与泥石流沟的组合关系 ····· 4
2.1.2　穿越泥石流沟的公路结构型式 ····· 5
2.1.3　公路泥石流灾害类型 ····· 6
2.2　公路泥石流分类 ····· 7
2.2.1　分类原则 ····· 7
2.2.2　分类方案 ····· 7
第 3 章　泥石流流量与重现期 ····· 10
3.1　泥石流流量 ····· 10
3.1.1　雨洪修正法 ····· 10
3.1.2　形态调查法 ····· 12
3.1.3　综合成因法 ····· 12
3.1.4　经验公式法 ····· 13
3.2　泥石流重现期 ····· 13
3.2.1　泥石流重现期分类 ····· 13
3.2.2　泥石流重现期与规模的关系 ····· 14
第 4 章　泥石流流速 ····· 15
4.1　稀性泥石流流速 ····· 15
4.1.1　斯里勃内依公式 ····· 15
4.1.2　泥石流动力平衡流速公式 ····· 15
4.1.3　铁道部第一勘测设计院西北公式 ····· 16
4.1.4　铁道部第三勘测设计院泥石流公式 ····· 16
4.1.5　云南东川泥石流流速改进公式 ····· 16
4.1.6　北京市政设计院泥石流公式 ····· 17
4.1.7　清水动能泥石流流速推理公式 ····· 17

4.1.8 洪正修稀性泥石流流速修正公式 …… 18
4.2 黏性泥石流流速 …… 18
4.2.1 莫斯特科夫公式 …… 18
4.2.2 歇普公式 …… 18
4.2.3 泥石流指数流速公式 …… 18
4.2.4 东川蒋家沟泥石流流速公式 …… 18
4.2.5 东川大白泥沟、蒋家沟泥石流流速公式 …… 19
4.2.6 四川西昌黑马沙河、马颈沟公式 …… 19
4.2.7 西藏古乡沟、东川蒋家沟、武都火烧沟公式 …… 19
4.2.8 甘肃武都地区黏性泥石流流速公式 …… 20
4.2.9 西藏波密古乡沟公式 …… 20
4.2.10 云南大盈江浑水沟泥石流流速公式 …… 21
4.2.11 西北公式 …… 21
4.2.12 修正曼宁公式 …… 21
4.2.13 蒋家沟泥石流表面流速公式 …… 21
4.2.14 洪正修黏性泥石流公式 …… 21
4.2.15 王继康 82-1 公式 …… 21
4.3 水石流流速 …… 22
4.3.1 日本高桥堡水石流流速公式 …… 22
4.3.2 钱宁水石流公式 …… 23
4.3.3 颗粒流公式 …… 24
第 5 章 泥石流冲击力 …… 25
5.1 流体动压法 …… 25
5.2 船筏撞击法 …… 25
5.3 地貌形迹法 …… 26
第 6 章 泥石流磨蚀 …… 29
6.1 泥石流磨蚀力 …… 29
6.1.1 泥石流液相磨蚀力 …… 29
6.1.2 泥石流固相磨蚀力 …… 31
6.2 防治结构磨蚀速度与磨蚀量 …… 32
第 7 章 控源减灾工程设计 …… 33
7.1 技术类型 …… 33
7.1.1 控制物源 —— 格构 …… 33
7.1.2 控制水源 —— 排水结构 …… 34
7.2 结构设计 …… 34

7.2.1 锚杆格构设计 ····· 34
7.2.2 锚钉格构及钉锚复合格构设计 ····· 40
7.2.3 排水工程设计 ····· 43
第 8 章 拦挡结构设计 ····· 49
8.1 拦渣坝 ····· 49
8.1.1 坝址选择 ····· 49
8.1.2 坝型选择 ····· 50
8.1.3 坝高确定 ····· 50
8.1.4 荷载计算 ····· 52
8.1.5 坝的横断面设计 ····· 53
8.1.6 排水孔布设原则 ····· 54
8.1.7 稳定性验算 ····· 55
8.1.8 工程算列 ····· 55
8.2 格栅坝 ····· 60
8.2.1 格栅坝类型 ····· 60
8.2.2 梁式格栅坝基本组成 ····· 61
8.2.3 溢流口布设 ····· 62
8.2.4 梁的型式和布置 ····· 62
8.2.5 支墩设计 ····· 63
8.2.6 受力分析 ····· 63
8.2.7 实例分析 ····· 64
8.3 拦渣网 ····· 71
8.3.1 泥石流柔性防护技术原理 ····· 71
8.3.2 拦渣网设计 ····· 72
8.3.3 工程实例 ····· 73
第 9 章 排导结构设计 ····· 74
9.1 结构型式及布置原则 ····· 74
9.1.1 排导结构型式 ····· 74
9.1.2 排导结构平面布置原则 ····· 75
9.2 汇流槽 ····· 76
9.3 底越式排导结构 ····· 76
9.3.1 受荷模式 ····· 76
9.3.2 排导槽内力计算方法 ····· 77
9.3.3 槽底简化计算方法 —— 反力直线法 ····· 79
9.3.4 实例分析 ····· 80

9.4 顶越式排导结构 ····· 86
9.4.1 平面布置原则 ····· 87
9.4.2 荷载及其组合 ····· 87
9.4.3 断面设计 ····· 88
9.4.4 构造要求 ····· 89
9.4.5 内力计算 ····· 89
9.5 泥石流隧道 ····· 112
9.5.1 泥石流隧道结构型式 ····· 113
9.5.2 泥石流隧道荷载 ····· 114
9.5.3 泥石流隧道精确结构计算 ····· 117
9.5.4 泥石流隧道设计关键问题 ····· 123
9.5.5 实例分析 ····· 129
9.5.6 泥石流隧道简化设计 ····· 141
第 10 章　防护结构设计 ····· 142
10.1 抛石防护 ····· 142
10.1.1 适用条件 ····· 142
10.1.2 设计内容 ····· 143
10.2 石笼防护 ····· 144
10.2.1 适用条件 ····· 144
10.2.2 设计内容 ····· 145
10.3 护岸结构 ····· 146
10.3.1 护岸挡墙类型 ····· 147
10.3.2 护岸结构型式与功能 ····· 148
10.3.3 护岸结构荷载 ····· 149
10.3.4 结构验算 ····· 151
10.4 丁坝 ····· 155
10.4.1 适用条件 ····· 155
10.4.2 丁坝类型 ····· 155
10.4.3 设计内容 ····· 155
10.5 丁坝群 ····· 163
10.6 防撞墩 ····· 165
10.6.1 设计原则 ····· 165
10.6.2 设计要素 ····· 166
10.6.3 荷载分析 ····· 167
10.6.4 工程验算 ····· 167

10.7 挑坎防护 ····· 168
10.7.1 适用条件 ····· 168
10.7.2 防护原理 ····· 169
10.7.3 设计方法 ····· 170
10.8 工程算例 ····· 172
10.8.1 算例 1：护岸挡土墙 ····· 172
10.8.2 算例 2：丁坝群 ····· 174
10.8.3 算例 3：挑坎 ····· 176
10.8.4 算例 4：桥梁防护墩 ····· 177
第 11 章 泥石流淤埋路段应急通行技术 ····· 179
11.1 战备浮桥 ····· 179
11.1.1 工作原理 ····· 179
11.1.2 技术内涵 ····· 179
11.1.3 工程使用步骤 ····· 182
11.2 泥石流承载伞通行结构 ····· 183
11.2.1 工作原理 ····· 183
11.2.2 技术内涵 ····· 183
11.2.3 工程使用步骤 ····· 186
第 12 章 公路泥石流防治工程施工 ····· 187
12.1 施工前的准备 ····· 187
12.2 控源减灾工程施工 ····· 187
12.2.1 锚杆格构施工 ····· 187
12.2.2 排水工程施工 ····· 189
12.3 拦渣坝施工 ····· 190
12.3.1 一般规定 ····· 190
12.3.2 坝基施工 ····· 190
12.3.3 坝肩施工 ····· 191
12.3.4 拦渣坝坝体施工 ····· 191
12.4 梳齿坝施工 ····· 191
12.5 拦渣网施工 ····· 192
12.5.1 一般规定 ····· 192
12.5.2 施工流程及要点 ····· 192
12.6 速流结构施工 ····· 194
12.6.1 一般规定 ····· 194
12.6.2 汇流槽施工 ····· 194

12.6.3　速流槽施工 …… 195
12.7　渡槽施工 …… 196
12.7.1　一般规定 …… 196
12.7.2　基础施工 …… 196
12.7.3　渡槽浇筑 …… 197
12.8　泥石流隧道施工 …… 197
12.8.1　一般规定 …… 197
12.8.2　泥石流隧道开挖 …… 198
12.8.3　泥石流隧道浇筑 …… 199
12.8.4　泥石流体回填 …… 200
12.8.5　导流板施工 …… 200
12.9　护岸工程施工 …… 200
12.9.1　一般规定 …… 200
12.9.2　护岸结构施工 …… 200
12.9.3　导流堤施工 …… 201
12.10　丁坝施工 …… 202
12.10.1　注意事项 …… 202
12.10.2　一般要求 …… 202
12.11　防撞墩施工 …… 203
12.11.1　基坑 …… 203
12.11.2　浆砌石块及混凝土预制块墩台 …… 204
12.12　泥石流战备浮桥施工 …… 205
12.13　泥石流承载伞通行结构施工 …… 205
参考文献 …… 206

第1章 绪 论

1.1 总 则

(1) 公路穿越泥石流多发地区时，一般情况下路线应尽量绕避。当必须穿过泥石流区域并且受泥石流威胁与危害时，应根据泥石流形成条件、泥石流类型、流动特点及冲淤活动规律，在加强监测和预报的同时，立足就地、以排为主、导排护结合原则，积极采用工程治理。有条件时尽可能利用生物措施做好水土保持和绿化工作，综合治理公路泥石流灾害。

(2) 公路泥石流防治的根本目标是防护公路建构筑物 (桥涵、沿河路基、挡防结构等)，确保公路交通有序进行。

(3) 为使公路泥石流防治工程设计和施工符合技术先进、经济合理、安全适用、质量可靠和环境生态的要求，结合对公路泥石流系统深入的前期分析研究，撰写本技术指南。

(4) 公路泥石流防治工程技术指南包括防治工程设计和施工两部分内容。

(5) 公路泥石流防治工程设计应以泥石流冲击力作为主要外荷载，从构造措施及材料抗磨蚀能力两方面考虑泥石流磨蚀作用防护问题。

(6) 对于新建、改建或灾害路段重建的公路工程，泥石流防治工程应纳入公路建设工程一并考虑，并进行综合设计。

(7) 公路泥石流防治工程技术指南立足我国西部，面向全国其他地区的公路建设及养护过程中的泥石流灾害防治。

(8) 公路泥石流防治工程实施的重点区域原则上是公路工程建设与养护区域内，条件允许时可拓展到泥石流沟中上游或全流域。

(9) 公路泥石流防治工程包括控源减灾工程、拦挡结构、排导结构、防护结构、淤埋路段应急通行结构等技术类型，针对实际泥石流灾害点，应根据其成因及其致灾动力机制，优化选用防治技术类型以及多种技术类型的组合。

(10) 公路泥石流防治工程的质量、安全紧系国计民生，应具有足够的稳定性和耐久性，应能承受泥石流的冲击、磨蚀并具有抗御各种自然因素影响的能力。泥石流防治工程必须精心设计、精细施工、全程质量监控，确保工程质量、环境友好和景观协调。

(11) 泥石流防治工程施工应保护生态环境，尽量少破坏原有植被地貌。清除的杂物及工程弃渣需妥善处理，避免诱发次生地质灾害或造成河流淤埋堵塞等环境

地质问题。

(12) 泥石流防治工程设计与施工，应在相关质量标准允许的条件下积极采用经过技术鉴定或专利授权的新材料、新技术、新工艺。

(13) 公路泥石流防治除应遵守本指南外[1,2]，尚应符合中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察安全规范》(GB 50585—2010)[3]、中华人民共和国国家标准《建筑边坡工程规范》(GB 50330—2002)[4]、中华人民共和国国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[5]、中华人民共和国国家标准《水土保持工程规范》(GB 50433—2008)[6] 和重庆市地方标准《地质灾害防治工程设计规范》(DB 50/5029—2004)[7] 等现行国家标准及行业标准的有关规定。

1.2 基本规定

(1) 公路泥石流灾害包括已经发生的和潜在的两种情况，可根据公路水毁灾情、规模大小、活动频率、流体性质、泥石流沟形态及物源储量与类型等标准进行分类，并据此判别拟实施的泥石流防治工程规模大小。

(2) 泥石流防治工程结构尺寸根据冲击计算结果确定，工程结构的使用寿命由泥石流磨蚀计算结果控制。

(3) 公路泥石流防治工程有效使用期限应与公路等级相适应，原则上不低于 25 年，防治工程营运期间应加强泥石流防治结构的毁损状况监测，及时采取相关补救措施，有效发挥防治结构功能。

(4) 对于沟谷泥石流，条件允许时应以小流域为单元，按以下四个类型区采取不同的工程措施，进行全面综合防治，做到标本兼治，除害兴利。

① 地表径流区：主要分布在坡面。充分利用控源减灾技术，在坡耕地修建梯田，或采取蓄水保土耕作法；荒地种草造林，实施封育治理，涵养水源；同时配合坡面各类小型蓄排工程，力求减少地表径流，减缓流速。有条件的流域可将产流区的洪流采取引导措施引走，以避免洪水沙石混合，减少形成泥石流的水源，降低泥石流孕灾动力。

② 泥石流形成区：主要分布在滑坡、崩塌易发生的沟段。应在沟中修建谷坊、淤地坝和各类固沟工程，控源减灾、巩固沟床、稳定沟岸、减轻沟蚀。

③ 泥石流流通区：在主沟道的中下游地段。应修建各种类型的拦渣坝、格栅坝和桩林等工程，拦截泥流体中粗大砾石等固体物质，尽量使泥石流转变为一般洪水或含沙水流。

④ 泥石流沉积区：主要在沟道下游平缓地区和沟口。应修建停淤工程与排导工程，排导结构应考虑有效抛程问题，控制泥石流对沟口和下游河床、河道的冲刷和淤埋。

(5) 公路泥石流防治工程设计前所需技术基础资料[1]。

① 地质资料：治理区比例尺不小于 1:1000 的地质图，详细记录治理区的地质构造、地层岩性、第四纪松散土体等相关地质信息。

② 地震资料：包括震级、烈度、地震频率等，提出泥石流防治工程设计必须满足的抗震设防要求。

③ 地形资料：治理区比例尺不小于 1:1000 的地形图，治理工程布设地段的地形图比例尺不小于 1:500，明确勾绘泥石流流域的形态，提供流域面积、流域内多条纵横断面图，其中治理工程所在部位断面图比例尺不小于 1:200。

④ 气象资料：治理区及邻近区的历年降雨量及不同降雨频率的降雨强度，重点记录“中雨”“大雨”“暴雨”及“特大暴雨”等强降水的出现频率和发生时间。

⑤ 沟内土壤植被状况：植被类型及覆盖率。

⑥ 流域地质灾害发育现状：治理区水土流失、危岩崩塌、滑坡的详细分布、规模大小及活动程度。

⑦ 泥石流物源：形成泥石流的物源类型、分布情况、储量，尤其明确提出泥石流沟内不同强降水条件下物源可能失稳补给泥石流的数量。

⑧ 人类工程活动：明确给出泥石流沟内土地资源利用类型，包括林地、耕地、矿山开采、道路修建、水利工程兴建、工程弃渣，指出人类工程活动对泥石流沟地貌条件的影响情况。

⑨ 泥石流相关参数：泥石流种类 (黏性泥石流、稀性泥石流或过渡性泥石流)，泥石流体的固相比及固相颗粒粒径大小，泥石流活动程度、发生频率 (高频、低频、潜在)，冲击地貌形迹，泥痕高度，最大冲刷深度，对公路建构筑物的危险性，泥石流流速、冲击力、磨蚀力，明确泥石流演化趋势。

第 2 章　公路泥石流灾害及其分类

公路泥石流是指存在于公路沿线并对公路建构筑物造成危害，影响公路交通正常营运的地质病害及其致灾动力学过程[8]，合理确定公路泥石流类型是防护公路泥石流灾害的重要依据。

2.1　公路泥石流灾害

从地貌学角度，泥石流属于灾害地貌过程及灾害地貌现象[8]，是地表形态演化的必然过程；从工程地质学角度，泥石流属于不良地质现象，是外力地质作用的表征之一[9−12]；从公路养护及公路地质安全角度，公路泥石流属于公路病害及公路水毁[9]。公路泥石流灾害包括两方面：

(1) 泥石流冲击毁损道路；

(2) 泥石流淤埋毁损道路。

2.1.1　公路与泥石流沟的组合关系

1. 公路在泥石流沉积区横向穿越

当泥石流沟沉积区比较宽广且相对较稳定、后部山体地形陡峻、岩体结构破碎、岩体结构面与边坡的组合不利于边坡稳定，尤其是交线外倾临空时，在坡脚修建公路易造成大规模的滑坡以及出现严重的碎落病害，为此，通常将公路布设在沉积区内横向穿越 (图 2.1)。在规模巨大的冲淤变动型沟谷泥石流内，由于泥石流具有大冲大淤的特点，公路易受到泥石流体淤埋、冲击毁损等水毁作用。

2. 公路在泥石流流通区横向穿越

在泥石流沉积区冲淤变动显著、洪积扇处于河流的常年洪水位以下、后部山体地形比较缓和且岩土体较为稳定的条件下，通常将公路布设在流通区内横向穿越 (图 2.2)，但是公路构建筑物易受到泥石流的冲击毁损，尤其是岸坡防护工程存在重大的山洪及泥石流安全隐患。

3. 公路在泥石流沉积区–流通区过渡段横向穿越

在泥石流沉积区冲淤变动较为明显、洪积扇主体位于河流洪水位以下、后部山体比较陡峻、地质条件复杂、岩体结构破碎、结构面与边坡组合不利于边坡稳定等条件下，通常将公路布设在泥石流沟的沉积区和流通区的过渡地带 (图 2.3)。

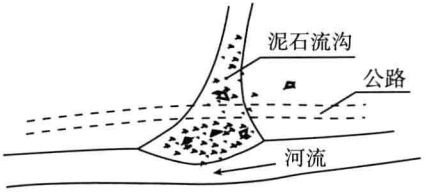


图 2.1 公路在泥石流沉积区横向穿越

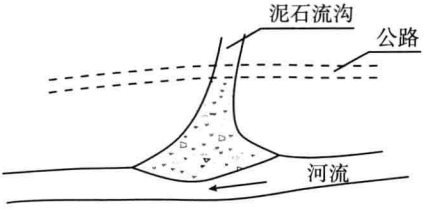


图 2.2 公路在泥石流流通区横向穿越

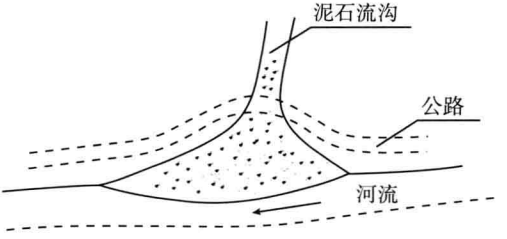


图 2.3 公路在泥石流沉积区–流通区过渡段横向穿越

2.1.2 穿越泥石流沟的公路结构型式

穿越泥石流沟的公路结构型式多种多样，可概化为四种类型，即涵洞 (含单跨梁桥)、拱桥、多跨梁桥及过水路面[8](图 2.4)。

对于规模较小、冲淤变动性不太显著的泥石流沟，可以选用涵洞或拱桥穿越。在涵洞及拱桥净空足以排泄泥石流体的情况下，泥石流对公路结构的毁损主要体现在对涵洞及拱桥桥台台身的冲撞及基础掏蚀方面，如川西南凉山境内跨越马鞍溪河的马鞍桥，东、西两侧桥台迎水面被泥石流块石冲击最终残留大量撞击坑，桥台基础因被泥石流体掏空 40%左右而发生显著位移，导致上部结构出现大量裂缝。而在涵洞及拱桥净空不足以有效排泄泥石流体及山洪时，泥石流体将翻越路面，强烈冲击拱桥上部结构及涵洞盖板，并堵塞涵洞及桥孔，对路面结构造成强烈冲刷，排泄不畅时甚至会淤埋路基路面，如四川省凉山彝族自治州西昌至昭觉干线公路的短命桥，西桥台被泥石流冲击倾斜 2.0m 左右，桥身上淤积泥石流体 8.0~15.0m。

对于规模较大、冲淤变动较为显著的泥石流沟，可以采用多跨梁桥或过水路面穿越。多跨梁桥穿越方式最易造成泥石流水毁，主要表现在对桥墩的冲击毁损及基础变位方面，诱发上部结构开裂，因此，结构导流与防撞问题便十分重要。而采用过水路面，在泥石流排泄条件较好、灾害轻微时泥石流体对路面结构造成冲击磨损，严重时可将整段路基路面冲蚀殆尽；而在泥石流排泄条件不良，即沉积区地形平缓时，泥石流体容易淤埋道路。如新疆天山公路 K631 泥石流、K637 泥石流，穿越泥石流体的公路长度 300m 左右，从 1995 年以来淤积过程发育严重，路面以上

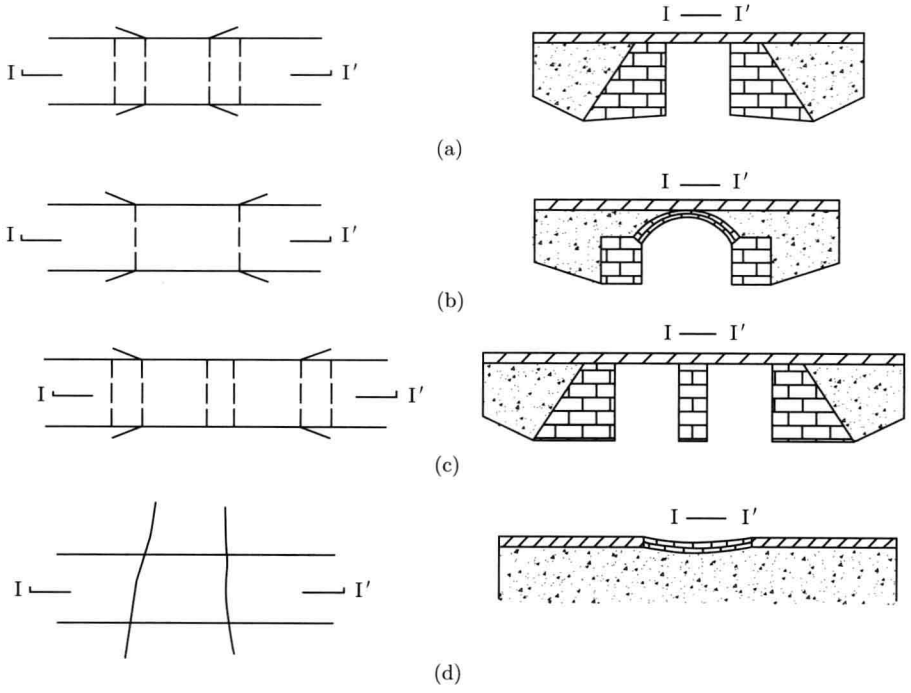


图 2.4　公路穿越泥石流沟的结构型式

(a) 涵洞 (含单跨梁桥)；(b) 拱桥；(c) 多跨梁桥；(d) 过水路面

泥石流体累计淤积厚度 30~40m，最厚可及 60m。每次泥石流爆发后，通过在泥石流体表面铺设便道来保障公路交通通行。国道 108 线四川省汉源–石棉段的数条泥石流沟几乎均采用过水路面穿越，每年泥石流过后人工清除路面上泥石流体的费用达数百万元。

2.1.3　公路泥石流灾害类型

公路泥石流灾害可分为五类，即桥台泥石流水毁 (图 2.5)、上部结构泥石流水毁 (图 2.6)、桥涵淤埋 (图 2.7)、桥台基础掏蚀 (图 2.8) 和路基水毁 (图 2.9) 等方面。

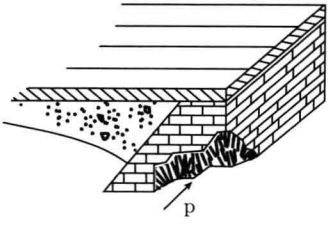


图 2.5　桥台泥石流水毁

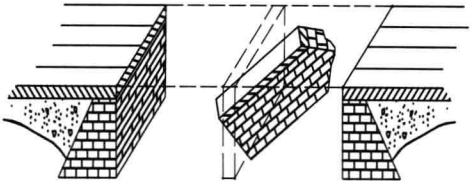


图 2.6　上部结构泥石流水毁

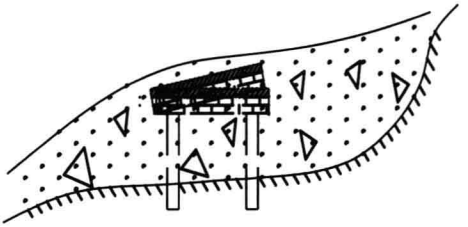


图 2.7 桥涵淤埋

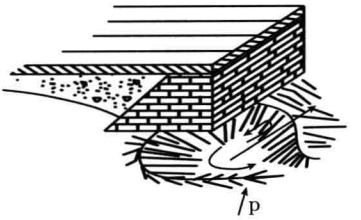


图 2.8 桥台基础掏蚀

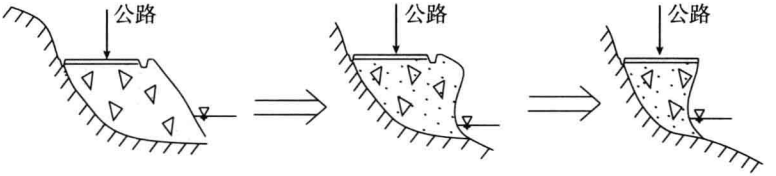


图 2.9 路基水毁

2.2 公路泥石流分类

2.2.1 分类原则

(1) 破坏性原则。即公路泥石流分类应充分体现泥石流对公路建构筑物的冲击、淤埋毁损类型及其可能产生的毁损程度。

(2) 易识性原则。即公路泥石流分类应利于公路养护科技人员现场正确识别泥石流类型。

(3) 规模性原则。即公路泥石流分类应体现泥石流发生的规模大小，主要针对大型及特大型沟谷泥石流，而将规模较小、毁损作用不显著的小型沟谷泥石流及坡面泥石流视为不良地质现象。

2.2.2 分类方案

根据公路水毁、规模大小、活动频率等分类标准，陈洪凯等提出了公路泥石流分类方案[8]，见表 2.1。

表 2.1 公路泥石流分类方案

分类标准	类型	典型特征描述
公路水毁	冲淤变动型	泥石流沉积区面积较大，宽度大于50m，沟床纵向坡比小于10‰，泥石流流动路径左右摆动、冲淤变化显著。泥石流沟面积 10~30km^2。公路通常从沉积区横向穿越，易产生冲击破坏和淤埋毁损。

续表

分类标准	类型	典型特征描述
公路水毁	冲击破坏型	泥石流沉积区面积较小，宽度 20m 左右，沟床纵向坡比大于 15‰，泥石流流动路径左右摆动不明显，沟床冲淤变化较大。泥石流沟面积 5～20km^2。公路通常从沉积区或流通区以桥涵形式横向穿越，桥台易于遭受泥石流冲击破坏
	淤埋毁损型	泥石流沟床纵比降小于10‰，泥石流沟内物源丰富，淤积作用强烈。公路常采用小桥涵或过水路面横向穿越泥石流沟。泥石流爆发时泥石流体淤埋道路桥涵的频率高，泥石流体流变固结产生的附加应力易导致桥涵结构变位、毁损。
规模大小	大型及特大型泥石流	规模大，泥石流沟面积一般 10～20km^2，泥石流一次性冲出量超过 5 万 m^3
	中型泥石流	规模较大，泥石流沟面积一般 5～10km^2，泥石流一次性冲出量在 1 万 ～5 万 m^3
	小型泥石流	规模较小，泥石流沟面积小于 5km^2，泥石流一次性冲出量小于 1 万 m^3
活动频率	高频泥石流	泥石流爆发的重现周期 5 年以下，一般 3～5 年
	中频泥石流	泥石流爆发的重现周期 10 年左右
	低频泥石流	泥石流爆发的重现周期超过 10 年，一般 20～50 年
流体性质	水石流	泥石流体容重小于 18kN/m^3，水、石分离，以紊流为主，颗粒流特征明显，颗粒碰撞强烈，浮托力小，流体直进性差，堆积物呈现混杂堆积，渗透性好，沟床铺垫作用差
	稀性泥石流	泥石流体容重 18～20kN/m^3，浆体黏度 0.05～0.3Pa·s，泥石流体呈现准牛顿体性质，紊流现象比较典型，颗粒碰撞较强烈，浮托力较小，流体直进性较差，堆积物渗透性较好，沟床铺垫作用较差
	黏性泥石流	泥石流体容重 20～21kN/m^3，浆体黏度大于 0.3Pa·s，流体性质主要为宾汉体，以层流为主，跃动、阵流特性显著，泥石流体中富含原状土块，浮托力大，流体直进性强，堆积物分选及渗透性均性差，沟床铺垫作用明显
	塑性泥石流	泥石流体容重大于 21kN/m^3，基本呈整体状运动，以塑性蠕动变形为主，运动速度慢，一般 0.3～2.0m/d，泥石流体边界及内部有显著的滑动擦痕，形成侧积堤，泥石流体纵剖面发育多级塑性瀑布
沟谷形态	坡面泥石流	形成区、流通区、沉积区分区不显著，尤其是形成区和流通区重合，边坡表面的松散土体在强降水或冰雪融水软化作用下形成，以坡溜及滑塌形式为主，固体颗粒磨圆度差，水、土融合不均匀，泥石流体主要呈现固液气三相复杂介质，易在公路沿线形成坡积扇和坡积裙
	沟谷泥石流	形成区、流通区、沉积区特征显著，泥石流具有冲击、淤埋特性，流域面积较大的沟谷有常年流水，较小的沟谷多为季节性流水，固体颗粒磨圆度较好。公路从泥石流沟流通区或沉积区横向穿越，多采用桥涵及过水路面，公路建构筑物易被泥石流冲击破坏和淤埋毁损；沿泥石流沟展布的公路易发生路基冲蚀破坏
	河谷泥石流	流域面积大于 20km^2，以山洪、水石流及稀性泥石流为主，固体颗粒磨圆度好；多为沿河公路，采用大跨径桥梁横向穿越河谷。易造成路基坍塌、桥涵墩台基础掏蚀变形破坏

续表

分类标准	类型	典型特征描述
物质来源	构造型泥石流	泥石流沟内地质条件复杂，岩体破碎，物源以碎裂状岩体为主，多为大型及特大型崩塌、滑坡堆积物，储量大，颗粒粒径大，泥石流黏度较小
	风化型泥石流	物源以风化碎屑、坡积物、残积物、冰碛物等第四纪松散土体为主，颗粒粒径较细，储量较大，泥石流黏度较大
	工程弃渣型泥石流	物源以人工采矿、道路及城镇建设产生的工程弃渣为主，储量大小与人为活动程度有关，多数情况属于沟谷型泥石流，泥石流体中硬质岩性含量较多，泥石流体对沟床岩土体及混凝土防治结构磨蚀作用较强

第 3 章　泥石流流量与重现期

泥石流流量是泥石流防治工程设计的主要参数之一，是泥石流流动过程中沟谷过流断面内的最大流量，可结合野外调查资料和已有的泥石流计算公式确定，一般采用泥石流一次总量作为设计依据。目前泥石流流量计算方法，主要有雨洪修正法、形态调查法、成因法和经验公式等类型，其中雨洪修正法、形态调查法、经验法在我国应用较多。

3.1　泥石流流量

3.1.1　雨洪修正法

1. *泥石流流量* Q_{C}

泥石流雨洪修正法 (又名配方法)，即把洪水流量与泥沙流量累计作为泥石流的设计流量。根据泥石流流体中清水的流量与泥沙的比值，防治工程设计时采用流域内可能出现的洪水流量加上在此配比下所需泥沙量的总量作为泥石流流量，其基本形式为

$$Q_{\mathrm{C}} = Q_{\mathrm{B}} + Q_{\mathrm{H}} = \alpha Q_{\mathrm{B}} \tag{3.1}$$

式中，Q_{C} 为泥石流流量 ($\mathrm{m^3/s}$)；Q_{B} 为清水流量 ($\mathrm{m^3/s}$)；Q_{H} 为固体物质流量 ($\mathrm{m^3/s}$)；α 为雨洪修正系数，由 $\alpha = 1 + \phi = 1 + (\gamma_{\mathrm{c}} - 1)/(\gamma_{\mathrm{H}} - \gamma_{\mathrm{c}})$ 确定；γ_{c} 为泥石流平均容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)；γ_{H} 为泥石流中固体物质 (泥沙) 的平均容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)。

式 (3.1) 对于稀性泥石流而言，与实测泥石流流量比较一致；但对于黏性泥石流而言，计算流量远小于实测值。鉴于此，引入修正系数构建黏性泥石流流量计算方法。典型的三种方法简介如下所述。

1) 考虑物质补给的泥沙含水量配方法

$$Q_{\mathrm{C}} = Q_{\mathrm{B}}(1 + P) \tag{3.2}$$

式中，P 为考虑补给固体物质含水量的泥石流流量修正系数，由 $P = (1 - C_{\mathrm{VB}})/[C_{\mathrm{VB}} - \varepsilon(1 - C_{\mathrm{VB}})]$ 确定；C_{VB} 为泥石流体中水的体积含量，由 $C_{\mathrm{VB}} = (\gamma_{\mathrm{H}} - \gamma_{\mathrm{c}})/(\gamma_{\mathrm{H}} - 1)$ 确定；ε 为泥石流补给区中固体物质的体积与原始含水量或天然含水量之比，可由实测或采用当地水文气象站的资料；其他变量同前。

2) 斯氏公式

前苏联学者 M.Φ. 斯里勃内依 1940 年建议泥石流流量为清水流量和固体流量之和，考虑堵塞因素及附加流量，提出如下公式：

$$Q_{\mathrm{C}} = Q_{\mathrm{B}} + Q_{\mathrm{H}} + q = Q_{\mathrm{B}}(1+\phi) + q \tag{3.3}$$

式中，Q_{C} 为泥石流流量 (m^3/s)；Q_{B} 为泥石流沟的洪水流量 (m^3/s)；Q_{H} 为泥石流固体流量 (m^3/s)；q 为泥石流堵塞附加流量 (m^3/s)。

3) 考虑堵塞条件下的配方法

泥石流在通过泥石流沟卡口、急弯、纵坡突然变缓等沟段时，常发生泥石流停积堵塞、加积增厚而又开始流动，增大泥石流流量。由于式 (3.3) 中变量 q 不能很好地反映泥石流堵塞阵流现象，铁道部科学研究院和第二勘测设计院于 1959 年通过引入泥石流阻塞系数 D_{c}，建立黏性泥石流流量计算公式：

$$Q_{\mathrm{C}} = Q_{\mathrm{B}}(1+\phi)D_{\mathrm{c}} \tag{3.4}$$

式中，D_{c} 为泥石流堵塞系数；Q_{C} 为泥石流流量 (m^3/s)；Q_{B} 为泥石流沟的洪水流量 (m^3/s)。

可根据云南东川大白泥沟 1960~1962 年观测资料的分析[13,14]，黏性泥石流的堵塞修正系数 D_{c} 与时间的关系由经验关系式 $D_{\mathrm{c}} = 0.087t^{0.24}$ 确定，其中 t 为堵塞时间，即阵型泥石流之间的断流时间 (s)。

2. 频率为 P 的暴雨洪水流量 Q_P

(1) 按《四川省水文手册》推理公式确定 Q_P：

$$Q_P = 0.278(\psi S_P/\tau^n)F \tag{3.5}$$

式中，ψ 为洪峰流量系数；S_P 为设计频率的暴雨雨力 (mm/h)；τ 为洪峰流量汇流时间 (h)；n 为暴雨强度衰减指数。这些变量均可依据四川省水利电力局水文总站编撰的《四川省水文手册》(1979)。

(2) 按中国公路科学研究所提出的经验公式计算频率为 P 的暴雨洪峰流量 Q_P：

$$Q_P = \psi F^{2/3} s \quad (F \geqslant 3\mathrm{km}^2) \tag{3.6}$$

$$Q_P = \psi F s \quad (F < 3\mathrm{km}^2) \tag{3.7}$$

式中，ψ 为径流系数；F 为泥石流沟汇水面积 (km^2)；s 为降雨雨强 (mm/h)。

(3) 按中国水利水电科学院提出的经验公式计算地表水汇水流量，频率为 P 的暴雨洪峰流量 Q_P 按下式计算：

$$Q_P = 0.278siF \tag{3.8}$$

式中，i 为产流系数，一般取 0.3~0.8；其余变量同前。

3.1.2　形态调查法

泥石流流量形态调查法 (又称泥痕调查法)，是根据泥石流在沟谷岸边上遗留的最高泥痕，量测该处河床横断面积，乘以泥石流平均流速，即

$$Q_{\mathrm{C}} = A_{\mathrm{c}} v_{\mathrm{c}} \tag{3.9}$$

式中，A_{c} 为泥石流过流断面面积 (m^2)；v_{c} 为泥石流平均流速 (m/s)。

实施步骤：

(1) 在泥石流沟道中选择 2~3 个有代表性的过流断面，由于泥石流通过弯道或障碍物时，可溅起冲高而超出正常泥位，所以最好选择在冲淤变化不大的顺直河段；

(2) 根据现场目击者的提示，寻找泥石流泥位，或根据现场泥石流留下的痕迹确定泥石流泥位位置，比如泥石流沟谷壁上的擦痕、新老土的颜色差异、物质的不同或泥石流运动中在树干岸壁上留下的摩擦斑痕等进行综合确定；

(3) 测量这些断面上的泥石流流面比降 (若不能由痕迹确定, 则用沟床比降代替)、泥位高度 H_{c} (或水力半径) 和泥石流过流断面面积等参数；

(4) 用相应的泥石流流速计算公式，求出断面平均流速 v_{c} 后，可求得泥石流断面峰值流量 Q_{C}。

3.1.3　综合成因法

泥石流流量综合成因法是指从成因上综合分析暴雨泥石流各要素，采用泥石流综合系数修正雨洪清水流量[13]。C.M. 弗莱施曼根据大量的调查资料和分析，提出用一个综合系数 ηk 来表示泥石流最大流量形成的综合指标，泥石流最大流量 $Q_{\mathrm{C\,max}}$ 由综合系数 ηk 乘上最大清水流量 $Q_{\mathrm{B\,max}}$ 求得：

$$Q_{\mathrm{C\,max}} = \eta k Q_{\mathrm{B\,max}} \tag{3.10}$$

式中，η 为综合成因法修正系数；k 为泥石流阻塞系数；ηk 为泥石流流量综合系数，参考表 3.1 取值。

表 3.1　泥石流流量综合系数 ηk 值(据 C.M. 弗莱施曼综合成因法，1973)

泥石流流域特征		各种泥石流形成机制的 ηk 值		
沟道情况及泥石流运动特征	流域面积/km^2	单纯由侵蚀形成泥石流	混合机制 (侵蚀加上不严重的两岸坍塌等)	主要由于平衡破坏形成的泥石流 (土流、滑坡、两岸坍塌)
汇水区仅具有一条沟道，K 为 1~1.5，没有严重阻塞的地段。	>50	2~3	4~5	5~6
	10~50	3~4	5~6	7~8
	<10	4~5	6~7	8~9

续表

泥石流流域特征		各种泥石流形成机制的 ηk 值		
沟道情况及泥石流运动特征	流域面积/km^2	单纯由侵蚀形成泥石流	混合机制 (侵蚀加上不严重的两岸坍塌等)	主要由于平衡破坏形成的泥石流 (土流、滑坡、两岸坍塌)
汇水区有几条沟或有一条沟道，K 为 1.5~2.0，有阻塞，可能形成阵性流。	>50	3~4	5~6	8~10
	10~50	4~5	6~7	8~12
	<10	5~6	7~8	9~14
汇水区沟道很弯曲 ($k < 2.0$)，泥石流运动具有很明显的阻塞阵流。	>50	4~5	6~10	11~15
	10~50	5~6	7~11	12~16
	<10	6~7	8~12	13~18

3.1.4 经验公式法

1. 西藏古乡沟公式

西藏古乡沟泥石流属冰川泥石流。根据监测资料，泥石流流量与三天降雨总和有关：

$$Q_{\mathrm{C}} = \left[0.526\frac{\gamma_{\mathrm{H}} - 1}{\gamma_{\mathrm{H}} - \gamma_{\mathrm{c}}}(0.58H_3 - 14) + 0.5\right]F \tag{3.11}$$

式中，H_3 为发生泥石流前三天降雨量总和 (mm)；其余变量同前。

2. 浑水沟公式

根据中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所 (原名中国科学院成都地理研究所) 对云南大盈江浑水沟的连续观测，该沟的泥石流流量大小决定于 10min 最大降雨量，提出如下计算公式：

$$Q_{\mathrm{C}} = (1.93h_{10} - 3.37)\left[\frac{\gamma_{\mathrm{H}} - 1}{\gamma_{\mathrm{H}} - \gamma_{\mathrm{c}}}\right]F \tag{3.12}$$

式中，h_{10} 为设计频率的 10min 最大降雨量 (mm)；其余变量同前。

3.2 泥石流重现期

将泥石流作为一次独立事件，前 $(T-1)$ 年不发生，第 T 年发生，则称 T 为泥石流的重现期。若每次的 T 均相同，表明泥石流具有固定的周期；若每次 T 的长度均不相同，且在很大范围内变化，表明泥石流爆发属于随机分布；若 T 每次不相同，但集中在某一个区间，表明泥石流具有准周期。

3.2.1 泥石流重现期分类

泥石流的重现期或间歇期变幅很大，代表性分类方案如表 3.2 所示。

表 3.2　泥石流重现期分类

分类标准	类型	描述
《泥石流灾害防治工程勘查规范》(DZ/T 0220—2006)	高频泥石流	一年多次至 5 年 1 次
	中频泥石流	1 次/5 年 ~20 年
	低频泥石流	1 次/20~50 年
	极低频泥石流	> 1 次/50 年
《滑坡崩塌泥石流灾害详细调查规范》(1∶50000)	高频泥石流	1 年爆发 1 次 ~10 次 (含 1 次)
	中频泥石流	1~10 年爆发一次 (含 10 年)
	低频泥石流	10~100 年爆发一次 (含 100 年)
	间歇性泥石流	100~1000 年爆发一次 (含 1000 年)
	老泥石流	1000~10000 年爆发一次 (含 10000 年)

3.2.2　泥石流重现期与规模的关系

泥石流重现期与松散物质的丰富程度有直接关系，而物源的多少也决定着一场泥石流的规模。假设山坡受自然风化，物质崩落积累的速率为 $K_s m^3/a{\cdot}km^2$，则在 T 年间隔期中积累的物源量 W_s 为

$$W_s = K_s F T \tag{3.13}$$

式中，K_s 为坡度 (S)、岩性 (R) 和暴雨量 (P) 的函数；W_s 为一次泥石流的绝对规模，与流域面积有关，不便于区域综合对比。鉴于此，本书按产生 W_s 的洪水量 W_q 为标准进行归一化，即采用相对规模指标：

$$M_s = W_s / W_q \tag{3.14}$$

由于暴雨产生的洪水量 W_q 是重现期 T 的单调函数，具有上凸特征，可以概化为

$$W_q = K_q F T^{\alpha} \tag{3.15}$$

则

$$M_s = \frac{K_s F T}{K_q F T^{\alpha}} = K T^{1-\alpha} \tag{3.16}$$

式中，$K = K_s / K_q$，由于 α 在 0.2~0.5，M_s 也是 T 的上凸增函数，即间隔期越长，泥石流相对规模也越大。换言之，泥石流重现期与泥石流规模之间存在相关性。

第 4 章　泥石流流速

4.1　稀性泥石流流速

泥石流流速是确定泥石流冲击、磨蚀荷载的重要依据，国内外在该方面做了大量研究，建立了多个经验、半定量的泥石流流速计算公式[13−18]，本书从稀性泥石流、黏性泥石流、水石流及综合类泥石流四方面介绍经典且具有较强工程实用价值的泥石流流速计算公式。

4.1.1　斯里勃内依公式

基于水力学谢才公式，前苏联学者 M.Φ. 斯里勃内依提出的稀性泥石流流速公式为

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{v_{\mathrm{b}}}{a} = \frac{m_0}{a} R_{\mathrm{c}}^{2/3} I_{\mathrm{c}}^{1/4} \tag{4.1}$$

式中，v_{c} 为泥石流平均流速 (m/s)；v_{b} 为清水流速 (m/s)；a 为修正系数；m_0 为清水阻力系数的倒数；R_{c} 为水力半径 (m)；I_{c} 为泥石流沟床比降。

式 (4.1) 也可表示为下列形式：

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{6.5}{a} = H_{\mathrm{c}}^{2/3} I_{\mathrm{c}}^{1/4} \tag{4.2}$$

式中，H_{c} 为泥石流体平均泥深度 (m)；其余物理量同前。

费祥俊等推导了修正系数 a 的表达式[14]：

$$a = \sqrt{\frac{\gamma_{\mathrm{c}}}{\gamma_{\mathrm{w}}} \cdot \frac{1}{1 - S_{\mathrm{v}}}} \tag{4.3}$$

式中，S_{v} 为泥石流固相体积比浓度；γ_{w} 为水的容重 (kN/m^3)；γ_{c} 为泥石流体平均容重 (kN/m^3)。

4.1.2　泥石流动力平衡流速公式

假定清水动能与挟沙水流 (泥石流) 动能相等，按恒定均匀流理论建立的泥石流动力平衡流速公式为

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{1}{a} \cdot \frac{1}{n} R_{\mathrm{c}}^{2/3} I_{\mathrm{c}}^{1/2} \tag{4.4}$$

式中，$1/n$ 为清水河床糙率；其余物理量同前。

4.1.3　铁道部第一勘测设计院西北公式

铁道部第一勘测设计院根据对青海扎麻隆峡内纵坡为 70‰~130‰的稀性泥石流沟调查资料，基于谢才公式建立的稀性泥石流流速计算公式为

$$v_c = \frac{M_0}{a} H_c^{2/3} I_c^{3/8} \tag{4.5}$$

式中，M_0 为未考虑泥石流特征的沟床糙率，铁道部第一勘测设计院建议取 15.5；修正系数 a 可按式 (4.6) 和式 (4.7) 计算确定：

$$a = \sqrt{1 + \phi_c \gamma_s} \tag{4.6}$$

$$\phi_c = \frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_c} \tag{4.7}$$

式中，γ_s 为泥石流体中固相颗粒的容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)；其余物理量同前。

4.1.4　铁道部第三勘测设计院泥石流公式

$$v_c = \frac{15.5}{a} H_c^{2/3} I_c^{1/2} \tag{4.8}$$

该公式仍然是基于谢才公式建立的，式中物理量同前。

4.1.5　云南东川泥石流流速改进公式

中国科学院成都山地灾害与环境研究所基于对云南东川大量的泥石流现场观测资料，基于谢才公式提出了泥石流流速计算公式 (又称西南地区现行公式)：

$$v_c = \frac{m_c}{a} R_c^{2/3} I_c^{1/2} \tag{4.9}$$

式中，m_c 为Л. B. 巴克诺夫斯基糙率系数，按表 4.1 参考取值；其余物理量同前。

表 4.1　Л. B. 巴克诺夫斯基糙率系数

类型	沟槽特征	m_c 值		坡度/‰
		极限值	平均值	
1	糙率最大的泥石流沟槽。沟槽中堆积有难以滚动的棱石或稍能滚动的大石块。沟槽被树木 (树干、树枝及树根) 严重阻塞，无水生植物。沟底以阶梯式急剧降落	3.9~4.9	4.5	375~174
2	糙率较大的不平整的泥石流沟槽。沟槽无急剧突起，沟槽内堆积大小不等的石块，沟槽被树木所阻塞，沟槽内两侧有草本植物，沟床不平整，有坑洼，沟底呈阶梯式降落	4.5~7.9	5.5	199~67
3	较弱的泥石流沟槽，但有大的阻力。沟槽由滚动的砾石和卵石组成。沟槽常因稠密的灌丛而被严重阻塞，沟槽凹凸不平，表面因大石而突起	5.4~7.0	6.6	187~116

续表

类型	沟槽特征	m_c 值		坡度/‰
		极限值	平均值	
4	流域在山区中、下游的泥石流沟槽。沟槽经过光滑的岩面，有时经过具有大小不等的阶梯跌水的沟床。在开阔河床有树枝、砂石停积阻塞，无水生植物	7.7～10.0	8.8	220～112
5	流域在山区或近山区河槽。河槽经过砾石、卵石河床，由中、小粒径与能完全滚动的物质所组成，河槽阻塞轻微，河岸有草本及木本植物，河底降落较均匀	9.8～17.5	12.9	90～22

4.1.6 北京市政设计院泥石流公式

$$v_c = \frac{M_w}{a} R_c^{2/3} I_c^{1/10} \tag{4.10}$$

式中，M_w 为河床的外阻力系数，按表 4.2 参考取值；其余物理量同前。

表 4.2 河床外阻力系数

分类	河床特征	M_w 值	
		$I_c > 0.015$	$I_c \leqslant 0.015$
1	河段顺直，河床平整，断面为矩形或抛物线形的漂石、砂卵石，或黄土质河床，平均粒径 0.01～0.08m	7.5	40
2	河段较顺直，由漂石、碎石组成的单式河床，河床质较均匀，大石块直径为 0.4～0.8m，平均粒径 0.2～0.4m，或河段较弯曲、不太平整的 1 类河床	6.0	32
3	河段较顺直，由巨石、漂石、卵石组成的单式河床，大石块平均直径 0.1～1.4m，平均粒径为 0.1～0.4m，或较为弯曲、不太平整的 2 类河床	4.8	25
4	河段较顺直，河槽不平整，由巨石、漂石组成的单式河床，河床大石块直径为 1.2～2.0m，平均粒径 0.2～0.6m，或较为弯曲不平整的 3 类河床	4.8	20
5	河段严重弯曲，断面很不规则，有树木、植被、巨石严重阻塞河床	2.4	12.5

4.1.7 清水动能泥石流流速推理公式

基于泥石流与清水动能相等，建立的清水动能泥石流流速推理公式为

$$v_c = \frac{1}{a}\frac{1}{n_w} H_w^{2/3} I_w^{1/2} \tag{4.11}$$

式中，n_w 为清水河床糙率 (‰)；H_w 为清水水深 (m)；I_w 为清水沟床比降 (‰)；其余物理量同前。

4.1.8　洪正修稀性泥石流流速修正公式

洪正修基于谢才公式并通过在西南地区铁路沿线的泥石流资料修正，提出的稀性泥石流流速计算公式为

$$v_c = 0.7284 H_c^{0.446} I_c^{0.309} \tag{4.12}$$

式中物理量同前。

4.2　黏性泥石流流速

4.2.1　莫斯特科夫公式

$$v_c = \varphi\left(\frac{d_{cp}}{H}\right)\sqrt{gH(I - I_0)} \tag{4.13}$$

式中，d_{cp} 为泥石流固体颗粒的平均粒径 (m)；H 为泥深 (m)；I 为河床纵比降 (用小数表示)；I_0 为泥石流沟床的临界坡降 (小数点表示)；φ 为函数。

4.2.2　歇普公式

$$v_c = \frac{\sqrt{I_c}}{2} Re\sqrt{gH_c I_c} \tag{4.14}$$

式中，Re 为泥石流体的雷诺数；其余物理量同前。

4.2.3　泥石流指数流速公式

$$v_c = \alpha_0\left(\frac{d_{cp}}{H_c}\right)^{\alpha_1}\left(\frac{1}{Re}\right)^{\alpha_2}\sqrt{gH_c I_c} \tag{4.15}$$

$$Re = \frac{\eta}{\gamma_c\sqrt{gH_c^3}} \tag{4.16}$$

根据云南东川蒋家沟泥石流 1974~1975 年的观测资料，拟合系数 $\alpha_0 = 25.38$，$\alpha_1 = 0.127$，$\alpha_2 = 0.057$。式中物理量同前。当忽略黏度项后，泥石流流速公式为

$$v_c = 27.57\left(\frac{d_{cp}}{H_c}\right)^{0.245}\sqrt{gH_c I_c} \tag{4.17}$$

式中物理量同前。

4.2.4　东川蒋家沟泥石流流速公式

根据 1965~1967 年、1973~1975 年共 101 次泥石流 3000 多阵流的观测资料，中国科学院成都山地灾害与环境研究所提出了云南东川蒋家沟泥石流公式：

$$v_c = \frac{1}{n_c} H_c^{2/3} I_c^{1/2} \tag{4.18}$$

$$\frac{1}{n_c} = 28.5H_c^{-0.34} \tag{4.19}$$

式中物理量同前。

4.2.5 东川大白泥沟、蒋家沟泥石流流速公式

$$v_c = KH_c^{2/3}I_c^{1/5} \tag{4.20}$$

式中，K 为黏性泥石流流速系数 (表 4.3)；其余物理量同前。

表 4.3 黏性泥石流流速系数 K 值表

H_c/m	<2.5	3	4	5
K	10	9	7	5

4.2.6 四川西昌黑马沙河、马颈沟公式

$$v_c = 2.77\left(\frac{R_c}{d_{85}}\right)^{0.737}\left(\frac{\eta_{eb}}{\eta_e}\right)^{0.42}\sqrt{R_cI_c} \tag{4.21}$$

式中，d_{85} 为占固体总重量 85%的固体颗粒粒径 (m)；η_{eb} 为清水有效黏度 (Pa·s)；η_e 为泥石流浆体的有效黏度 (Pa·s)；其余物理量同前。

4.2.7 西藏古乡沟、东川蒋家沟、武都火烧沟公式

$$v_c = \frac{1}{n_c}H_c^{2/3}I_c^{1/2} \tag{4.22}$$

式中，n_c 为黏性泥石流沟床糙率，按照表 4.4 参考取值；其余物理量同前。

表 4.4 黏性泥石流沟床糙率表

序号	泥石流体特征	沟床特征	糙率值	
			n_c	$1/n_c$
1	流体呈整体运动；石块粒径大小悬殊，一般在 30~50cm，2~5m 粒径的石块约占 20%；龙头由大石块组成，在弯道或河床展宽处易停积，后续流可超越而过，龙头流速小于龙身流速，堆积呈龙岗状。	沟床极粗糙，沟内有巨石和挟带的树木堆积，多弯道和大跌水，沟内不能通行，人迹罕见，沟床流通段纵坡在 10%~15%，阻力特征属高阻型。	平均 0.270 $H_c > 2$m 时，为 0.445	4.57 2.25
2	流体呈整体运动；石块较大，一般石块粒径 20~30cm，含少量粒径 2~3m 的大石块；流体搅拌较为均匀；龙头紊动强烈，有黑色烟雾及火花，龙头和龙身流速基本一致；停积后有龙岗状堆积	沟床比较粗糙，凹凸不平，石块较多，有弯道、跌水；沟床流通段纵坡 7.0%~10.0%，阻力特征高阻型	$H_c < 1.5$m 时为 0.05~0.033 平均 0.04 $H_c > 1.5$m 时为 0.05~0.100 平均 0.067	20~30 25 10~20 15

续表

序号	泥石流体特征	沟床特征	糙率值	
			n_c	$1/n_c$
3	流体搅拌十分均匀；石块粒径一般在 10cm 左右，挟有个别 2~3m 的大石块；龙头和龙身物质组成差别不大；在运动过程中龙头紊动十分强烈，浪花飞溅；停积后浆体与石块不分离，向四周扩散呈叶片状	沟床较稳定，河床质较均匀，粒径 10cm 左右；受洪水冲刷沟底不平而且粗糙，流水沟两侧较平顺，但干而粗糙；流通段沟底纵坡 5.5%~7.0%，阻力特征属中阻型或高阻型	0.1m<H_c<0.5m 0.043	23
			0.5m<H_c<2.0m 0.077	13
			2.0m<H_c<4.0m 0.100	10
4		泥石流铺床后原河床黏附一层泥浆体，使干而粗糙河床变得光滑平顺，利于泥石流体运动，阻力特征属低阻型	0.1m<H_c<0.5m 0.022	46
			0.5m<H_c<2.0m 0.038	26
			2.0m<H_c<4.0m 0.050	20

4.2.8　甘肃武都地区黏性泥石流流速公式

甘肃省交通科学研究所通过对陇南武都地区的泥石流调查，运用谢才公式，提出了适用于武都地区的黏性泥石流流速计算公式[9]：

$$v_c = M_c H_c^{2/3} I_c^{1/2} \tag{4.23}$$

式中，M_c 为泥石流沟床糙率系数，按表 4.5 参考取值；其余物理量同前。

表 4.5　泥石流沟糙率系数 M_c

类别	沟床特征	M_c			
		H_c/m			
		0.5	1.0	2.0	4.0
1	黄土地区泥石流或大型黏性泥石流沟，沟床平坦开阔，流体中大石块很少，河床纵坡为 2%~6%，阻力特征属低阻型		29	22	16
2	中小型黏性泥石流沟，沟谷一般平顺，流体中含大石块较少，沟床纵坡为 3%~8%，阻力特征属于中阻型或高阻型	26	21	16	14
3	中小型黏性泥石流沟，沟床狭窄弯曲，有跌坎；或沟道虽顺直，但含大石块较多的大型稀性泥石流沟，沟床纵坡为 4%~12%，阻力特征属高阻型	20	15	11	8
4	中小型稀性泥石流沟，碎石质河床，多石块，不平整，沟床纵坡为 10%~18%	12	9	6.5	
5	沟道弯曲，沟内多顽石、跌坎，床面极不平顺的稀性泥石流沟，河床纵坡为 12%~25%		5.5	4.5	

4.2.9　西藏波密古乡沟公式

$$v_c = \frac{K_c}{n_c} H_c^{3/4} I_c^{1/2} \tag{4.24}$$

式中，n_c 为泥石流沟床糙率，一般黏性泥石流取 0.45，稀性泥石流取 0.25；K_c 为流速分布系数，一般取 0.45；其余物理量同前。

4.2.10 云南大盈江浑水沟泥石流流速公式

$$v_c = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_c}\right)^{0.4} \left(\frac{\eta_{eb}}{\eta_e}\right)^{0.1} v_w \tag{4.25}$$

式中，v_w 为清水流速 (m/s)，按谢才公式计算；其余物理量同前。

4.2.11 西北公式

$$v = 45.5 H_c^{1/4} I_c^{1/5} \tag{4.26}$$

式中物理量同前。

4.2.12 修正曼宁公式

$$v_c = 1.62 \left[\frac{S_v(1-S_v)}{\sqrt{H_c I_c d_{10}}}\right]^{\frac{2}{3}} H_c^{1/3} I_c^{1/6} \tag{4.27}$$

$$d_{10} = 0.165 \gamma_f^{-3.60} \tag{4.28}$$

式中，d_{10} 为泥石流固体颗粒级配曲线上累计频率小于 10%的颗粒的平均粒径 (m)；γ_f 为泥浆容重 (kN/m^3)；其余物理量同前。该公式适用于曼宁糙率 $n = 0.033$ 左右的情况。

4.2.13 蒋家沟泥石流表面流速公式

$$v_c = \frac{1}{2.405} \gamma_y \gamma_c \sqrt{g H_c I_c} \tag{4.29}$$

$$\gamma_y = p_c \gamma_s + p_d \gamma_s + \gamma_f (1 - p_c - p_d) \tag{4.30}$$

式中，γ_y 为泥石流中土体的损失容重 (kN/cm^3)；p_c 为粘粒和粉粒所占的重量百分比，可由泥石流体中的土体颗粒频率曲线查取；p_d 为粉粒 (0.05mm) 与最大悬浮颗粒所占的重量百分比，也可由土体颗粒频率曲线查得；其余物理量同前。

4.2.14 洪正修黏性泥石流公式

$$v_c = 1.532 I_c^{0.301} H_c^{0.528} \tag{4.31}$$

式中相关物理量同前。

4.2.15 王继康 82-1 公式

王继康基于对云南地区泥石流调查资料，提出了适用于黏性泥石流流速的计算公式：

$$v_c = K_c H_c^{2/3} I_c^{1/5} \tag{4.32}$$

式中，K_c 为黏性泥石流流速系数 (表 4.6)；其余物理量同前。

表 4.6　黏性泥石流流速系数

H_c/m	<2.50	2.75	4.00	4.50	4.00	4.50	5.00	>5.50
K_c	10.0	9.5	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0

4.3　水石流流速

4.3.1　日本高桥堡水石流流速公式

$$v_c = \frac{2}{5D_a}\left\{\frac{g\sin\theta_f}{a_i\sin\phi_m}\left[C_v + (1-C_v)\frac{\rho_w}{\rho_s}\right]\right\}^{1/2}\left[\left(\frac{C_s}{C_v}\right)\right]H_c^{3/2} \tag{4.33}$$

式中，θ_f 为泥石流表面纵坡角 (°)，一般可用河床纵坡角代替；D_a 为泥石流土体的平均粒径 (m)，$D_a = \sum_{i=1}^{n} P_i D_i$，$i$ 为土体颗粒分组数，从 $1 \sim n$，P_i 为第 i 组颗粒在级配曲线上所占的重量的最大粒径 (m)，D_i 为该组颗粒的最小粒径 (m)；g 为重力加速度 (m/s^2)；a_i 为数字值，一般取 $0.013 \sim 0.042$。当 $(C_s/C_v)^{1/3} - 1 > 0.071$ 时，$a_i = 0.042$；C_v 为水石流体积浓度；C_s 为水石流体的极限体积浓度；ϕ_m 为泥石流体内摩擦角 (°)。

在完全惯性范围内，二维泥石流模型中流速分布为

$$v_s = \frac{2}{3d}\left\{\frac{g\sin\theta}{a_i\sin\varphi_s}\left[C_d + (1-C_d)\right]\frac{\rho_m}{\sigma}\right\}^{1/2}\left[\left(\frac{C_*}{C_d}\right)^{1/3} - 1\right]\left[h^{3/2} - (h-y)^{3/2}\right] \tag{4.34}$$

式中，θ 为泥石流沟床坡角 (°)；φ_s 为动摩擦角 (°)；C_* 为最大的可能静止体积浓度；d 为固相颗粒直径 (m)；σ 为固相颗粒密度 (g/m^3)；ρ_m 为浆体的密度 (g/m^3)；C_d 为浆体中砂砾固相体积浓度，由下式计算：

$$C_d = \frac{\rho_m \tan\theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan\varphi - \tan\theta)} \tag{4.35}$$

式中，φ 为沟床内物质的内摩擦角 (°)。

根据 Bagnold 实验，当 $C_d < 0.81C_*$ 时，$a_i = 0.042$。较大的 a_i 值可解释沟床面沉积物的不同速度，尤其是床面粒径较大的砾石在上层泥石流体的作用下发生移动的现象，各种条件下精确的 a_i 值需依赖于大量的实验数据予以统计。式 (4.34) 可解释泥石流体垂直断面上的流速分布，当 $h = y$ 时，退化为泥石流表面流速公式。

4.3.2 钱宁水石流公式[19]

钱宁教授认为，水石流粗大颗粒的运动阻力主要决定于颗粒离散力，介质的黏滞阻力相对很小，可以忽略不计。依据 Bagnold(1954) 饱和条件下的颗粒离散剪切力 τ_{p} 表达式

$$\tau_{\mathrm{p}} = K_1 \rho_{\mathrm{s}} D^2 \left[\left(\frac{S_{\mathrm{vm}}}{S_{\mathrm{v}}} \right)^{1/3} - 1 \right]^{-2} \left(\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}y} \right)^2 \tag{4.36}$$

式中，K_1 为系数；$(S_{\mathrm{vm}}/S_{\mathrm{v}})^{1/3} - 1 = 1/\lambda$，即线性浓度 λ 的倒数。在颗粒间流体变形产生的阻力可以忽略不计时，τ_{p} 在恒定条件下与水流剪切力

$$\tau = \left[S_{\mathrm{v}} \left(\gamma_{\mathrm{s}} - \gamma \right) + \gamma \right] \left(H_{\mathrm{c}} - y \right) \sin\theta \tag{4.37}$$

保持平衡，即

$$K_1 \rho_{\mathrm{s}} \left(\lambda D \right)^2 \left(\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}y} \right)^2 = \left[S_{\mathrm{v}} \left(\gamma_{\mathrm{s}} - \gamma \right) + \gamma \right] \left(H_{\mathrm{c}} - y \right) \sin\theta \tag{4.38}$$

积分式 (4.38) 取边界条件 $y = 0$ 处，$v = 0$，并令 $\sin\theta = I_{\mathrm{c}}$，则得

$$v = \frac{2H_{\mathrm{c}}}{3D\lambda} \sqrt{\frac{gH_{\mathrm{c}} I_{\mathrm{c}}}{K_1}} \left[S_{\mathrm{v}} + \frac{\gamma}{\gamma_{\mathrm{s}}} (1 - S_{\mathrm{v}}) \right]^{1/2} \left[1 - \left(1 - \frac{y}{H_{\mathrm{c}}} \right)^{3/2} \right] \tag{4.39}$$

在 $y = H_{\mathrm{c}}$ 处，$v = v_{\max}$，故

$$v_{\max} = \frac{2H_{\mathrm{c}}}{3D\lambda} \sqrt{\frac{gH_{\mathrm{c}} I_{\mathrm{c}}}{K_1}} \left[S_{\mathrm{v}} + \frac{\gamma}{\gamma_{\mathrm{s}}} (1 - S_{\mathrm{v}}) \right]^{1/2} \tag{4.40}$$

由式 (4.39) 和式 (4.40)，可将流速分布以速度差的形式表达如

$$\frac{v_{\max} - v}{v_{\max}} = \left(1 - \frac{y}{H_{\mathrm{c}}} \right)^{3/2} \tag{4.41}$$

已知横断面平均流速

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{1}{H_{\mathrm{c}}} \int_0^{H_{\mathrm{c}}} v \mathrm{d}y$$

则平均流速表达式为

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{2H_{\mathrm{c}}}{5D\lambda} \sqrt{\frac{gH_{\mathrm{c}} I_{\mathrm{c}}}{K_1}} \left[S_{\mathrm{v}} + \frac{\gamma}{\gamma_{\mathrm{s}}} (1 - S_{\mathrm{v}}) \right]^{1/2} \tag{4.42}$$

式中，S_{v} 为泥沙体积浓度；其余物理量同前。

4.3.3　颗粒流公式

$$v_{\mathrm{c}} = \frac{1}{n}\frac{1}{a_{\mathrm{p}}}H_{\mathrm{c}}^{2/3}I^{1/2} \tag{4.43}$$

$$a_{\mathrm{p}} = \left(1 - \frac{XS_{\mathrm{v}}}{S'_{\mathrm{vm}}}\right)^{-2/3} \tag{4.44}$$

式中，a_{p} 为水石流内部阻力因子；X 为粗颗粒占总重的比例；S'_{vm} 为粗颗粒层平均浓度；其余物理变量同前。

第 5 章　泥石流冲击力

实施泥石流防治工程以及预测泥石流沟岸在泥石流作用下的演化过程，其关键环节是确定泥石流冲击力。由于泥石流体物质成分的多相性、泥石流爆发时间的不确定性以及强大的毁损性，目前国内外在泥石流冲击力计算方面的研究进展缓慢，现有泥石流冲击力计算方法中比较成熟的有 3 种，即流体动压法[11,20]、船筏撞击法[11] 和地貌形迹法[21]。

5.1　流体动压法

根据流体力学，流体动压力公式一般表示为

$$P = \gamma_c v_c^2 \tag{5.1}$$

式中，γ_c 为泥石流体的平均容重 (kN/m^3)；v_c 为泥石流体平均流速 (m/s)；P 为单位面积上的流体压力 (kPa)。

式 (5.1) 对于一般均匀流体比较适用，而对于泥石流，计算值偏小。康志成等根据云南蒋家沟 1974~1975 年冲击力测试资料对式 (5.1) 进行了修正[13]，表达式为

$$P = k\gamma_c v_c^2 \tag{5.2}$$

式中，k 为泥石流不均匀系数，$k = 2.5 \sim 4.0$；其余物理量同前。

5.2　船筏撞击法

由于泥石流的冲击力比水流大得多，在成昆铁路、东川地区公路沿线，有多处桥梁、墩台被冲击毁损乃至冲断。在泥石流沟中的桥梁墩台设计时，冲击力为主要横向设计荷载，在泥石流冲击力公式尚不完备之前，目前国内暂行采用船筏撞击力公式计算泥石流冲击力，主要针对块石撞击。冲击力公式为

$$P = \gamma_0 v_c \sin\alpha \sqrt{\frac{W_0}{c_1 + c_2}} \tag{5.3}$$

式中，P 为泥石流体中巨石的集中冲击力 (N)；γ_0 为动能折减系数，对圆端属正面撞击取 0.3；W 为单个块石的质量 (kg)；α 为桥墩受力面与泥石流冲击力方向所夹的角 (°)；c_1 和 c_2 为巨石及桥梁墩台圬工材料的弹性变形系数 (m/kN)，采用船筏

与墩台撞击的经验取值，$c_1 + c_2 = 0.005\text{m/kN}$。

5.3　地貌形迹法[21]

大量调查显示，每次泥石流活动后均会在防治结构或泥石流沟岸坡出现大量的冲击形迹，如冲击坑、冲蚀槽等，也会在泥石流沟内残留大量的沉积物。因此，把泥石流体概化为固、液两相流体，根据泥石流分相流速计算理论建立泥石流两相冲击力计算方法，并由泥石流冲击形迹计算泥石流冲击时间，可以有效地弱化现有冲击力不确定性，并且可以在泥石流爆发后根据现场调查、取样分析来估算泥石流活动期间的冲击力及冲击时间。

泥石流在冲击防治结构时，表层泥石流体具有壅高现象，一般壅高 0.8~1.0m。壅高流体内富含固相颗粒，颗粒近似呈抛物线向上游抛出而形成与拦挡结构垂直的近似纵向颗粒及浆体环流，泥石流体通常形成顺时针环流和逆时针环流，分界点一般在泥石流体深度的 2/3 处，其上为顺时针环流，其下为逆时针环流 (图 5.1)。顺时针纵向环流从泥石流体表层向下逐渐减弱，逆时针环流内固相颗粒近似呈 S 型，沿着流体地层偏转进入速流槽。逆时针纵向环流对泥石流沟床具有较强的掏蚀作用，可视为局部侵蚀。每次泥石流后，在防治结构面墙或泥石流沟岸均会留下大量的冲击形迹，在防治结构面墙形成的冲击形迹可称为冲击坑 (图 5.2)，在岸坡脚形成的冲击形迹可称为冲蚀槽 (图 5.3)。

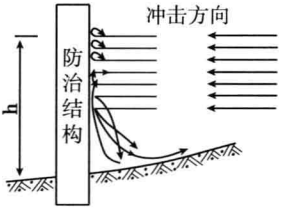


图 5.1　泥石流冲击模式

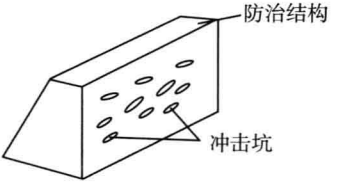


图 5.2　泥石流冲击坑

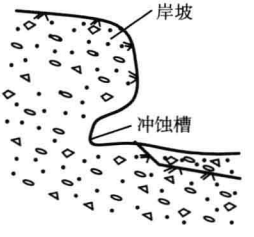


图 5.3　泥石流冲蚀槽

基本假定：

(1) 把泥石流中粒径大于 2mm 的固相颗粒视为固相物质，其余视为等效浆体[19]，即把泥石流体概化为由等效均质浆体和粒径相同的固相颗粒组成的两相流体；

(2) 把泥石流体视为与沟床平行的一维两相流运动体系，固、液两相的运动速度分别为 v_s 和 v_f，并且固、液两相以相同的角度冲击防治结构和岸坡；

(3) 泥石流在运动过程中，不考虑外部质量源，即不考虑岸坡对泥石流体的物源补给，泥石流在沟槽内冲淤平衡；

(4) 把冲击坑和冲蚀槽等冲击形迹概化为半椭圆球体，其长轴、短轴和深度分别用变量 a_c、b_c、c_c 表示；冲击形迹坑口面积 A_k 和坑内表面积 S_k 分别由式 (5.4) 和式 (5.5) 计算。

$$A_k = \frac{1}{4}\pi a_c b_c \tag{5.4}$$

$$S_k = \pi(a_c + b_c)c_c \tag{5.5}$$

1. 泥石流浆体冲击强度

以单位体积的泥石流液相浆体为控制体，其在防治结构表面的最大冲击面积约为 3.9m^2。令泥石流液相浆体的密度和运动加速度分别为 ρ_f 和 a_f，则控制体的质量 m_f 为

$$m_f = \rho_f \tag{5.6}$$

运用牛顿第二定律，则单位承冲面上泥石流浆体冲击强度 q_f 为

$$q_f = 0.2564\rho_f a_f \tag{5.7}$$

式中，ρ_f 的单位为 kg/m^3；q_f 的单位为 Pa。

2. 泥石流固相颗粒冲击力

泥石流固相加速度计算式为

$$a_s = G_0 a_f \tag{5.8}$$

式中，G_0 为固液两相流动差异系数，建议取值范围 0.6~0.8。

以单个固相颗粒为分析对象，其质量 m_s 为

$$m_s = \frac{\pi}{6}d_e^3\rho_s \tag{5.9}$$

运用牛顿第二定律，可得颗粒冲击力 p_{s0} 为

$$p_{s0} = m_s a_s \tag{5.10}$$

式中，p_{s0} 的单位为 N；d_e 为等效颗粒粒径，单位 m。

对于单位冲击面积的泥石流固、液两相流体而言，由于固相比为 α，则含有的固相颗粒数 N_s 为

$$N_s = \frac{4\alpha}{\pi(1+\alpha)d_e^2} \tag{5.11}$$

式中，α 为泥石流体固相比，即泥石流体中固相颗粒体积占液相浆体的体积的比例。

单位承冲面积上的泥石流固相颗粒冲击力 p_s 由下式计算：

$$p_s = N_s p_{s0} \tag{5.12}$$

式中，p_s 的单位为 Pa。

3. 泥石流两相冲击力综合表示式

防治结构或岸坡表面单位面积承受的泥石流冲击力与泥石流液相浆体冲击力、固相颗粒冲击力等有关，即

$$p = f(q_{\mathrm{f}}, p_{\mathrm{s}}, K_0) \tag{5.13}$$

其显式表达式为

$$p = K_0(q_{\mathrm{f}} + p_{\mathrm{s}}) \tag{5.14}$$

式中, p 的单位为 Pa；K_0 为冲击力显式系数，一般取 500~550，泥石流体黏度越高取值越大。

4. 泥石流冲击时间

以冲击形迹为分析对象，运用极限平衡理论建立冲击形迹的力平衡方程并据此获得泥石流冲击时间。

$$K_{\mathrm{r}} P A_{\mathrm{k}} T_{\mathrm{k}} \sin\theta = S_{\mathrm{k}} \tau_{\mathrm{k}} \tag{5.15}$$

$$T_{\mathrm{k}} = \frac{S_{\mathrm{k}} \tau_{\mathrm{k}}}{K_{\mathrm{r}} P A_{\mathrm{k}} \sin\theta} \tag{5.16}$$

式中，T_{k} 为冲击形迹的形成时间，即泥石流冲击时间 (s)；K_{r} 为材料承冲系数 (表 5.1)；τ_{k} 为材料抗剪强度 (kPa)；θ 为泥石流冲击方向与承冲面法向之间的夹角 (°)。值得指出的是，若冲击形迹是由 1 次泥石流冲击所产生，则由式 (5.16) 计算的时间即为一次泥石流冲击时间，若冲击形迹由多次泥石流冲击形成，则由式 (5.16) 计算的时间为泥石流累计冲击时间。

表 5.1　主要材料承冲系数

材料类型	C30 混凝土	C25 混凝土	C20 混凝土	M10 浆砌石	岩质岸坡	土质岸坡
承冲系数 ($\times 10^{-3}$)	1.07	1.32	2.54	3.91	1.78	0.03

第 6 章　泥石流磨蚀

近 20 年来，在中国西部公路沿线已修建了数百个泥石流防治工程，对于减轻泥石流对公路构建筑物的毁损起到了显著作用。但是，目前多数防治结构难于抵御泥石流的强烈冲击磨损，如于 1999 年在川西西昌至木里干线公路平川沟修建的泥石流防治工程 (速流结构由汇流槽和速流槽组成)，经过 2000~2002 年雨季泥石流的检验，其导排效果极其显著，消除了 40 余年来每年雨季必发生的道路泥石流毁损及交通断道。但是，速流结构的速流槽底部磨蚀显著，磨蚀深度 3.5cm 左右，混凝土壁面出现典型的磨蚀沟槽、冲蚀坑及混凝土保护层脱落，槽底部的钢筋局部外露，使防治结构的有效使用年限缩短了近 1/3。云南东川大桥拦河坝过流断面的块石钢筋混凝土、钢轨混凝土等护面均只能使用 2~3 年，最多不超过 5 年即被磨损，坝体严重毁损。

迄今，虽然水利水电部门在混凝土结构和磨蚀方面的研究比较深入，但是这些研究均主要集中在高速含沙水流对混凝土结构及相关圬工的磨损方面。根据文献 [22] 的研究，泥石流的磨蚀作用主要体现在对防治结构表面、沟床底部及沟岸的磨蚀方面，是泥石流动能耗散的主要形式之一，也是防治工程耐久性的控制性荷载，主要体现在泥石流的磨蚀力和结构磨蚀速度与磨蚀量等方面。

6.1　泥石流磨蚀力

6.1.1　泥石流液相磨蚀力

沿速流槽取单位长度的泥石流浆体为分析对象 (图 6.1)，假定同一个横断面的泥石流体流速分布均匀。

根据牛顿运动定律，得

$$F_{\mathrm{f}} + W\sin\theta - R_{\mathrm{f}} - W\cos\theta\tan\varphi_{\mathrm{f}} = \frac{W}{g}a_{\mathrm{f}} \quad (6.1)$$

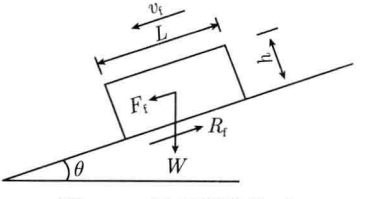


图 6.1　泥石流浆体对承磨面的作用力

式中，F_{f} 为泥石流浆体的冲击力 (kN/m)；R_{f} 为承磨面对泥石流浆体的摩阻力 (即泥石流浆体对承磨面的磨蚀力)(kN/m)；W 为速流槽内单位长度泥石流体的自重 (kN/m)；θ 为承磨面的倾角 (°)；φ_{f} 为泥石流浆体与承磨面的动摩擦角 (°)，一般为静摩擦角的 0.4~0.5 倍；a_{f} 为泥

石流体的运动加速度 (m/s^2)。其中，W 和 F_{f} 分别由式 (6.2) 和式 (6.3) 计算

$$W = bh\gamma_{\mathrm{c}} \tag{6.2}$$

$$F_{\mathrm{f}} = bhp_{\mathrm{f}} \tag{6.3}$$

式中，γ_{c} 为泥石流体的容重 (kN/m^3)；b 为泥石流过流面宽度 (m)；h 为泥石流体厚度 (m)；p_{f} 为单位承冲面积泥石流浆体的冲击力 (kPa)。

则泥石流浆体的磨蚀力

$$R_{\mathrm{f}} = F_{\mathrm{f}} + W\left[\sin\theta - \cos\theta\tan\varphi_{\mathrm{f}} - \frac{a_{\mathrm{f}}}{g}\right] \tag{6.4}$$

式中，最关键的因子是泥石流体运动加速度的确定，计算方法如下所述。

选取泥石流过流断面加速度计算模型如图 6.2。已知明渠非均匀渐变流的微分方程为

$$\mathrm{d}\left[h + \alpha\frac{v^2}{2g}\right] = \left(i - \frac{kQ^2}{K^2}\right)\mathrm{d}s \tag{6.5}$$

其中，k 为考虑泥石流体与一般河渠中的水体差异的修正系数；α 为动能修正系数；i 为槽底坡度；Q 为流量 (m^3/s)。

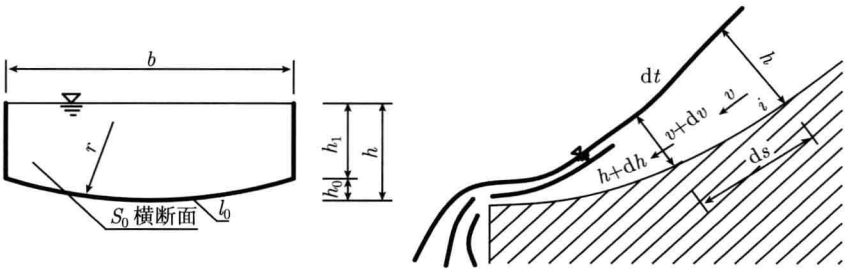


图 6.2　泥石流浆体运动加速度分析模型

式 (6.5) 可写成

$$\frac{\mathrm{d}\left[h + \alpha v^2/2g\right]}{\mathrm{d}s} = i - \frac{kQ^2}{K^2} \tag{6.6}$$

$$\frac{\mathrm{d}\left[h + \alpha v^2/2g\right]}{v\mathrm{d}t} = i - \frac{kQ^2}{K^2} \tag{6.7}$$

其中，$h = f(v) = h_0 + h_1 = Q/bv - s_0/b + h_0$，则

$$\frac{\dfrac{\mathrm{d}h}{\mathrm{d}t} + \dfrac{\mathrm{d}\left(\alpha v^2/2g\right)}{\mathrm{d}t}}{v} = \frac{f'(v)\dfrac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} + \dfrac{\alpha v}{g}\dfrac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t}}{v} = a_{\mathrm{f}}\left[\frac{f'(v) + \alpha v/g}{v}\right] = i - \frac{kQ^2}{K^2} \tag{6.8}$$

式中, K 值的计算式为

$$K = g(v) = \frac{1}{n}AR^{2/3} = \frac{1}{n}\frac{Q}{v}\left[\frac{Q/v}{l_0 + 2/b(Q/v - s_0)}\right]^{2/3}, \quad f'(v) = -\frac{Q}{bv^2}$$

式中, l_0 如图 6.2 所示，则浆体运动加速度为

$$a_{\mathrm{f}} = \frac{v\left(i - kQ^2/K^2\right)}{f'(v) + \alpha v/g} \tag{6.9}$$

6.1.2 泥石流固相磨蚀力

假定泥石流固相颗粒的运动加速度与浆体相同，泥石流两相流体中固相颗粒对承磨面材料的切削分析模型见图 6.3。固相颗粒受到泥石流体的冲击力及上覆泥石流体的重力分别为单个固相颗粒受到泥石流浆体的冲击力为

$$f = K_0 p_{\mathrm{f}} \frac{\pi d_{\mathrm{e}}^2}{4} \quad 或 \quad f = \frac{\pi}{4} K_0 d_{\mathrm{e}}^2 p_{\mathrm{f}} \tag{6.10}$$

式中，$K_0 = 500 \sim 550$，浆体黏度越大，取值越大。

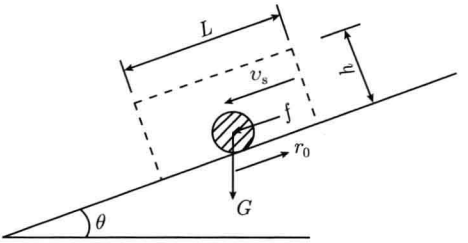


图 6.3 泥石流固相颗粒对承磨面的作用力

单个固相颗粒上覆泥石流浆体的重力为

$$W_0 = \frac{\pi d_{\mathrm{e}}^2 (2h - d_{\mathrm{e}})}{8\cos\theta}\left[\alpha\gamma_{\mathrm{s}} - (1-\alpha)\gamma_{\mathrm{f}}\right] \tag{6.11}$$

则根据牛顿运动定律，得

$$(G + W_0)\sin\theta + f - \gamma_0 = \frac{G}{g}a_{\mathrm{s}} \tag{6.12}$$

整理可得单个颗粒对承磨壁面材料的磨蚀力 r_0 为

$$\gamma_0 = (G + W_0)\sin\theta + f - \frac{G}{g}a_{\mathrm{s}} \tag{6.13}$$

对于整个计算模型而言，假定磨蚀表面的固相颗粒分布均匀且受力相同，则单位长度承磨面 ($L = 1\mathrm{m}$) 泥石流固相颗粒的磨蚀力 R_{s} 为

$$R_{\mathrm{s}} = \alpha S_0 r_0 \tag{6.14}$$

式中，S_0 为泥石流过流断面底部长度 (m)；d_e 为泥石流固相颗粒的直径 (m)；G 为单个泥石流颗粒的重量 (kN)；α 为泥石流固相比；a_s 为泥石流固相运动加速度 (m/s^2)；W_0 为单个泥石流颗粒上覆泥石流体重量 (kN)；R_s 为沟道内单位长度泥石流体中固相颗粒的磨蚀力 (kN/m)。

6.2　防治结构磨蚀速度与磨蚀量

以速流结构的速流槽为例建立泥石流对防治结构磨蚀速度及磨蚀量的计算方法。对速流槽磨损影响最为突出的因素有：作用在速流槽上某断面的磨损力 (P_a，且 $P_a = R_f + R_s$)、泥石流体平均速度 v 和作用时间 t，还有混凝土自身的强度 σ_a、硬度 H_a，则速流槽壁面混凝土磨损量 δ 状态方程为

$$\delta = f\left(P_a, v, t, \sigma_a, H_a\right) \tag{6.15}$$

式中共有物理量 6 个，其中自变量为 5($k = 5$)，选择 P_a、v 和 H_a 三个物理量作为基本物理量，通过量纲分析得到速流槽底部壁面混凝土的体积磨损量计算式

$$\delta = \zeta\, tP_a v \tag{6.16}$$

进一步，混凝土结构平均磨损厚度及磨损速度分别由式 (6.17) 和式 (6.18) 计算。

$$e = \frac{\delta}{b} \tag{6.17}$$

$$v_0 = \frac{e}{t} \tag{6.18}$$

式中，δ 为速流槽底部壁面混凝土的体积磨损量 (m^3/s)；e 为平均磨损厚度 (m)；b 为速流槽宽 (m)；t 为速流槽发生磨损的累积时间 (s)；ζ 为速流槽混凝土或圬工材料的抗磨损系数 (m^3/kN)。混凝土材料的抗磨损系数 C15、C25、C30 和 C40 分别为 1.13×10^{-11}m^3/kN、4.39×10^{-11}m^3/kN、2.74×10^{-11}m^3/kN 和 1.33×10^{-11}m^3/kN。

实例分析：位于四川西南西昌至木里干线公路的平川泥石流，1999 实施了速流结构示范工程，速流槽用 C30 现场浇筑，从 1999~2002 年共发生 3 次泥石流，每次持续时间 6~8 小时，距离速流槽顶部 15m 附近的速流槽底发生显著磨损，壁面混凝土平均磨损深度 3.5cm 左右。该泥石流防治工程相关参数为：$d_e = 6.31$cm，$\gamma_c = 17.3$kN/m^3，$\gamma_s = 22.5$kN/m^3，$\theta = 27°$，$\varphi = 12.03°$，$\lambda = 0.057$，$h_0 = 3.2$m，$b = 6.0$m，$v_f = 9.7$m/s，$v_s = 9.06$m/s。

计算得到距离速流槽顶部 15m 附近泥石流体的运动加速度为 22m/s^2，$R_f = 20540$kN/m、$R_s = 76441$kN/m，该处泥石流平均速度为 9.38m/s，求得速流槽底部体积磨损量 δ 为 0.2154m^3/s，平均磨损厚度为 3.59cm，平均磨损速度为 4.15×10^{-7}m/s，与实际情况吻合良好。

第 7 章　控源减灾工程设计

7.1　技术类型

丰富的物源，高强度的降水 (降雨、冰雪融水) 及陡峻的地貌条件是形成泥石流的基本要素[23−29]，在条件适宜时控制物源、水源，遏制泥石流孕发过程，是防治泥石流灾害的根本措施[22−42]，据此，陈洪凯等提出了公路泥石流控源减灾技术基本思路[30−32]：

(1) 在泥石流形成区采用结构措施控制泥石流物源；

(2) 在泥石流形成区采用排水措施快速疏导地表水及地下水。

值得指出的是，控源减灾技术主要针对坡面泥石流，通常在泥石流沟面积不大，形成区属于农作区，地表较为平缓、植被覆盖率较低、松散土体稳定性较差时采用；公路内侧流通区段沟谷土质岸坡或破碎岩体岸坡防护处治也可参考使用。

7.1.1　控制物源 —— 格构

在泥石流形成区内，地表松散土体储量较大，易于在降雨或冰雪融水软化作用下失稳，补给泥石流，成为泥石流固相组分[23]。可采用钢筋混凝土格构措施确保物源稳定性，从源头遏制泥石流的形成。控源格构布置区域见图 7.1 和图 7.2。

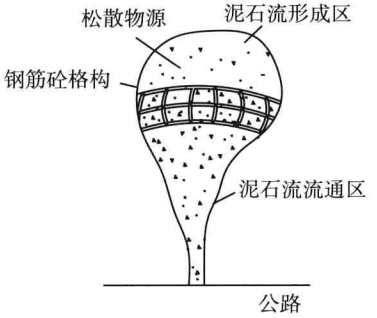


图 7.1　泥石流控源格构布置图

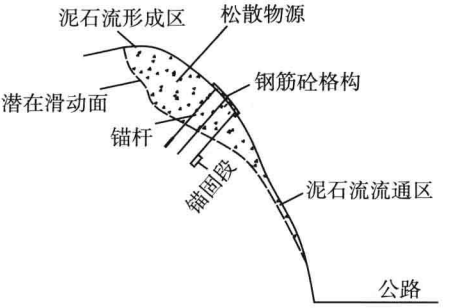


图 7.2　泥石流控源格构断面图

格构由格构梁和锚固构件两部分组成，其中格构梁位于地表，锚固构件位于地表岩土介质内。控源格构中锚固部分可采用锚杆或锚钉。据此，可将控源格构分为锚杆格构、锚钉格构和钉锚复合格构三种类型。

地表松散土体厚度 3m 左右时可选用锚杆格构，其锚杆的锚固段应深入下部

稳定岩体内一定长度；地表松散土体厚度超过 3m 时可采用钉锚复合格构，锚钉长度 1.5~2.0m，起到增强土体整体性的作用，使地表土体呈现准刚性土板，而锚杆则将准刚体土板锚固到下部稳定岩体内；地表松散土体较薄 (1.5~2.0m) 且稳定性较强时，可采用锚钉格构，锚钉位于土体内，增强松散土体的整体性。

7.1.2　控制水源 —— 排水结构

在泥石流形成区内设置排水结构，快速疏导地表流水及松散土体内的地下水，弱化地表及地下水对物源区内松散土体的强度衰减能力，进一步确保物源的稳定性，进而遏制泥石流的形成。排水结构包括地表截排水沟、地下渗沟和排水孔，代表性布置模式见图 7.3 和图 7.4。

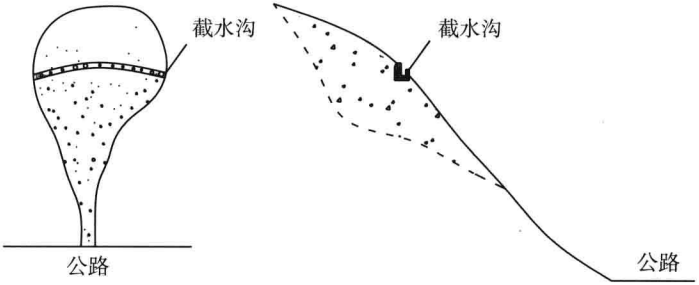


图 7.3　截水沟布置模式

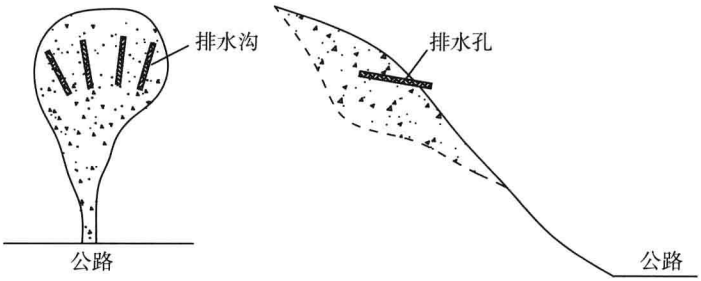


图 7.4　排水沟、排水孔布置模式

7.2　结构设计

7.2.1　锚杆格构设计

(1) 锚杆是边坡支护的常用措施，按是否施加预应力可将锚杆分为预应力锚杆和非预应力锚杆；按使用时效要求可分为临时锚杆和永久锚杆；按锚杆杆材不同可分为普通钢筋锚杆和锚索。代表性锚杆格构工程如图 7.5 所示。

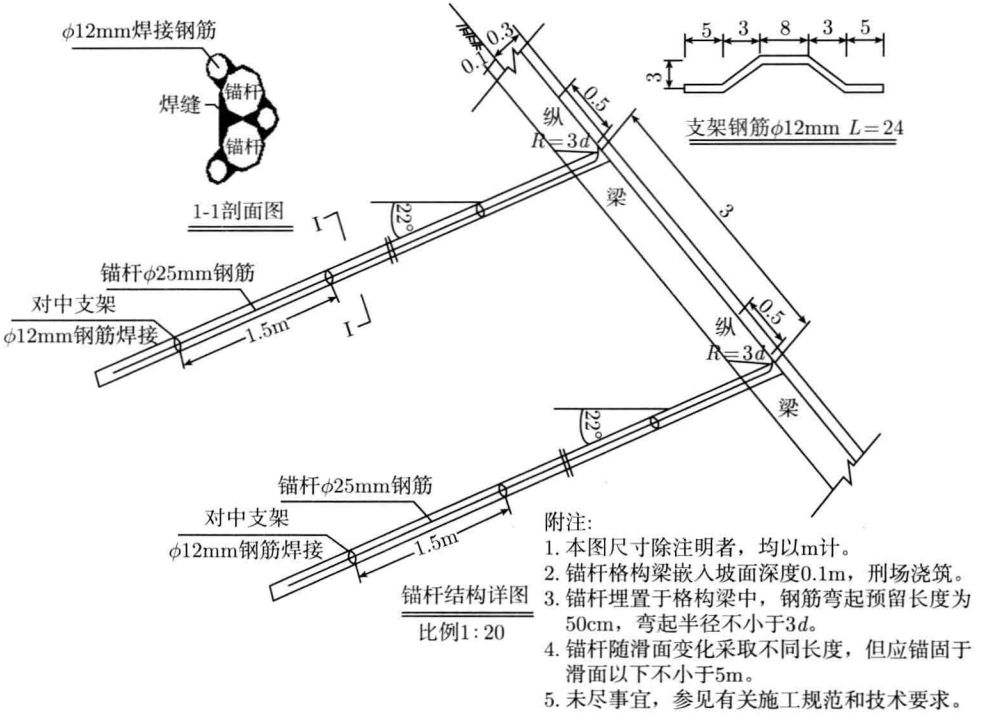


图 7.5 代表性锚杆格构图示

(2) 设计锚杆的使用寿命应不小于公路等级的正常使用年限，原则上应按永久性锚杆进行设计。

(3) 当对支护结构变形量容许值要求较高，或岩层边坡施工期稳定性较差，或土层锚固性能较差，或采用了钢绞线和精轧钢时，宜采用预应力锚杆，预应力锚杆锚固段应超过卸荷带。

(4) 锚杆设计选型应该依据实际工程条件、施工能力和使用要求等综合按表 7.1 选用。

(5) 全长黏结型普通钢筋锚杆设计应遵守下列规定

♦ 锚杆应按轴心受拉构件设计，其所需锚筋面积，应按式 (7.1) 计算，即

$$A_s = K\frac{N_t}{f_y} \tag{7.1}$$

式中，A_s 为普通钢筋的截面面积 (m^2)；K 为荷载安全系数，可采用 2.0；N_t 为锚杆轴向拉力设计值 (kN)；f_y 为普通钢筋的抗拉设计强度 (kPa)。

♦ 锚杆长度包括非锚固长度和有效锚固长度。非锚固长度应根据边坡滑裂面的实际距离确定。有效锚固长度应根据锚杆的拉力，按式 (7.2) 计算，对采用黏结

表 7.1　常用锚杆选型

锚杆类别	锚筋选料	承载力/kN	锚杆长度	应力状态	注浆方式	锚固体形式	适用条件
土层锚杆/锚索	II、III级钢筋	< 450	< 16m	非预应力	常压灌浆 压力灌浆	圆柱形 扩孔形	锚固性较好的土层
	精轧螺纹钢筋 $\phi 25 \sim 32$mm	400~1100	> 10m	预应力	压力灌浆 二次高压灌浆	连续球形 扩孔形	土层锚固性较差
	钢绞线	600~1600	> 10m	预应力	同上	同上	同上
岩层锚杆/锚索	II、III级钢筋	< 450	< 16m	非预应力	常压灌浆	圆柱形	边坡稳定性较好
	精轧螺纹钢筋 ϕ25~32mm	400~1100	>10m	预应力	常压灌浆 压力灌浆	圆柱形	边坡稳定性较差
	钢绞线	600~2000	>10m	预应力	常压、 压力灌浆	圆柱形	同上

料的黏结型锚杆，还应按式 (7.3) 验算锚杆与黏结料间的容许黏结力。有效锚固长度不宜小于 3.0m，也不宜大于 10.0m。

$$L = \frac{KN_{\mathrm{t}}}{\pi d f_{\mathrm{rb}}} \tag{7.2}$$

式中，L 为锚杆有效锚固长度 (m)；d 为锚孔直径 (m)；f_{rb} 为地层与注浆体间黏结强度 (kPa)；K 为安全系数，可采用 2.5。

$$L = \frac{KN_{\mathrm{t}}}{n\pi d_{\mathrm{s}}\beta f_{\mathrm{b}}} \tag{7.3}$$

式中，n 锚杆钢筋根数；d_{s} 锚杆钢筋直径 (m)；f_{b} 注浆体与锚杆间黏结强度 (kPa)；β 考虑成束钢筋系数，对单根钢筋 $\beta = 1.0$，两根一束 $\beta = 0.85$，三根一束 $\beta = 0.7$；其余变量同前。

♦ 杆体材料宜采用 II、III级钢筋，杆体钢筋直径宜为 16~32mm；

♦ 钻孔直径不宜小于 42mm，也不宜大于 100mm；

♦ 杆体钢筋保护层厚度，采用水泥砂浆时不应小于 8mm，采用树脂时不应小于 4mm；

♦ 长度大于 4m 或直径大于 32mm 的锚杆，应采取杆体居中的构造措施。

(6) 预应力锚杆设计应遵守下列规定：

♦ 预应力锚杆可用于土质、岩质边坡加固，其锚固段应置于稳定地层中；

♦ 硬质岩锚固宜采用拉力型锚杆，土质及软质岩锚固宜采用分散型锚杆；

♦ 锚杆体截面积应按式 (7.4) 计算，即

$$A = \frac{KP_{\mathrm{d}}}{F_{\mathrm{ptk}}} \tag{7.4}$$

式中，A 为锚杆体截面积 (m^2)；K 为安全系数，按表 7.2 所列选取；P_{d} 为锚杆设

计锚固力 (kN)；F_{ptk} 为锚杆体材料抗拉强度标准值 (kPa)。

表 7.2 预应力锚杆锚固体设计安全系数

锚杆破坏后危害程度	安全系数	
	锚杆服务年限不大于 2 年 (临时性锚杆)	锚杆服务年限大于 2 年 (永久性锚杆)
危害轻微，不会构成公共安全问题	1.4～1.6	1.6～1.8
危害较大，但公共安全无问题	1.6～1.8	1.8～2.0
危害大，会出现公共安全问题	1.8～2.0	2.0～2.2

注：如果在土体或全风化岩中，则应取表中较高值。

♦ 锚固体的承载能力由注浆体与锚孔壁的黏结强度、锚杆与注浆体的黏结强度及锚杆强度控制，设计时取其小值。

预应力锚杆宜采用黏结型锚固体，地层与注浆体间黏结长度应按式 (7.5) 计算，即

$$L_r = \frac{KP_d}{\xi \pi d f_{rb}} \tag{7.5}$$

式中，L_r 为地层与注浆体间黏结长度 (m)；K 为安全系数，按表 7.2 所列选取；P_d 为锚杆设计锚固力 (kN)；ξ 为锚固体与地层黏结工作条件系数，对永久性锚杆 (锚杆服务年限大于 2 年) 取 1.00，对临时性锚杆 (锚杆服务年限不大于 2 年) 取 1.33；d 为锚固段钻孔直径 (m)；f_{rb} 为地层与注浆体间黏结强度 (kPa)。

黏结强度应通过试验确定，当不具备试验条件时可参考表 7.3、表 7.4 选用。

表 7.3 岩体与注浆体界面黏结强度特征值

岩体类型	黏结强度 f_{rb}/kPa
极软岩	135～180
软岩	180～380
较软岩	380～550
较硬岩	550～900
坚硬岩	900～1300

注：① 表中数据适用于注浆强度等级为 M30；② 表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验；③ 岩体结构面发育时，取表中下限值；④ 表中岩体类型根据天然单轴抗压强度 f_r 划分：$f_r < 5$MPa 为极软岩，5MPa$\leqslant f_r < 15$MPa 为软岩，15MPa$\leqslant f_r < 30$MPa 为较软岩，30MPa$\leqslant f_r < 60$MPa 为较硬岩，$f_r \geqslant 60$MPa 为硬岩。

注浆体与锚杆体间黏结长度应满足式 (7.6) 要求。

$$L_g = \frac{KP_d}{\xi n \pi d_g f_b} \tag{7.6}$$

式中，L_g 为注浆体与锚杆体间黏结长度 (m)；ξ 为锚杆体与砂浆黏结工作条件系

表 7.4　土体与锚固体黏结强度特征值

土体类型	土的状态	黏结强度 f_{rb}/kPa
黏性土	坚硬	32～40
	硬塑	25～32
	软塑	15～20
砂土	松散	30～50
	稍密	50～70
	中密	70～105
	密实	105～140
碎石土	稍密	60～90
	中密	80～110
	密实	110～150

注：① 表中数据适用于注浆强度等级为 M30；② 表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验。

数，对永久性锚杆 (锚杆服务年限大于 2 年) 取 0.60，对临时性锚杆 (锚杆服务年限不大于 2 年) 取 0.72；d_g 为锚杆体材料直径 (m)；f_b 为注浆体与锚杆体间黏结强度 (kPa)；n 为锚杆体根数 (根)。

黏结强度应通过试验确定，当不具备试验条件时可参考表 7.5 所列选用。

表 7.5　钢筋、钢绞线与砂浆之间的黏结强度设计值 f_b

锚类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25/MPa	M30/MPa	M35/MPa
水泥砂浆与螺纹钢筋间	2.10	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝间	2.75	2.95	3.40

注：① 当采用两根钢筋点焊成束的做法时，黏结强度应乘折减系数 0.85；② 当采用三根钢筋点焊成束的做法时，黏结强度应乘折减系数 0.7。

(7) 锚杆总长度由锚固段长度、自由段长度及外露段长度组成，各部分长度确定应满足下列要求：

♦ 在确定锚杆锚固段长度时，应分别对锚杆黏结长度 L_r 和 L_g 进行计算，实际锚固段长度应取 L_r 和 L_g 中的大值，且不应小于 3m，也不宜大于 10m；

♦ 锚杆自由段长度受稳定地层界面控制，在设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面的长度不小于 1m，且自由段长度不得小于 5m；

♦ 锚杆设计时安全系数的取值应符合表 7.2 所列的规定。

(8) 预应力锚杆由锚固段、自由段和锚头构成，锚头由垫墩、钢垫板和锚具组成。预应力锚杆构造应符合下列要求：

♦ 锚固段内的预应力筋每隔 1.5～2.0m 应设置隔离架；预应力筋的保护层厚度不应小于 20mm，临时性锚杆预应力筋的保护层厚度不应小于 10mm。

(9) 防腐应符合下列要求：

♦ 应根据对锚杆腐蚀环境的调查试验，选择适当的防腐方法；

♦ 永久性锚杆宜进行双层防腐；

♦ 不处在腐蚀环境中的永久性锚杆和临时性锚杆可采用简单的防腐方法；

♦ 锚固段、自由段及锚头的防腐方法应考虑在锚杆施工及使用期都不会损伤其防腐功能。

(10) 对于整体稳定性好，但前缘出现溜滑或坍滑的高边坡，或坡度大于 35° 的高边坡，宜采用现浇钢筋混凝土格构进行护坡，并采用锚杆进行加固。采用经验类比和极限平衡法相结合的方法进行设计。锚杆须穿过潜在滑面 1.5~2.0m，且采用全黏结灌浆。

(11) 锚杆格构功能和使用要求同锚索格构类似，格构的作用是将高边坡坡体的剩余下滑力或土压力、岩石压力分配给格构结点处的锚杆，然后通过锚杆传递给稳定地层，从而使坡体在锚杆提供的锚固力的作用下处于稳定状态。

(12) 锚杆格构同锚索格构相比，适用于推力、岩土侧压力相对较小的情形。

(13) 现浇钢筋混凝土格构可设计成矩形、菱形、弧形和人字形 4 种形式 (图 7.6)。矩形和菱形格构水平间距均应小于 5.0m，人字形和弧形格构水平间距均应小

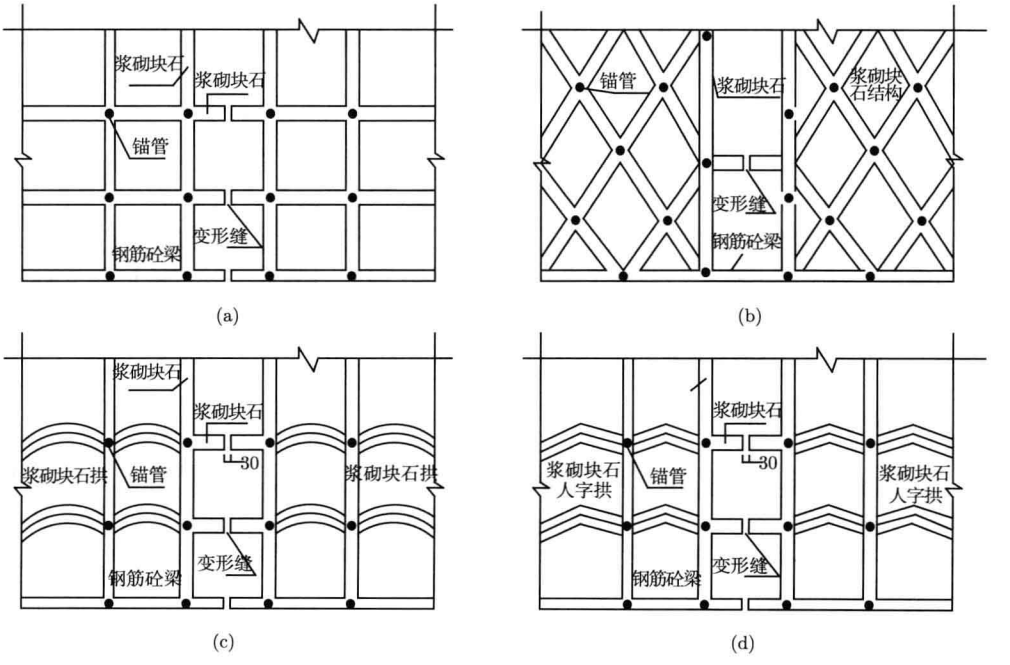


图 7.6 格构的四种形式

(a) 矩形格构；(b) 菱形格构；(c) 弧形格构；(d) 人字形格构

于 4.5m。钢筋混凝土格构断面设计应采用简支梁法进行弯矩计算，并采用类比法校核。一般断面高 × 宽不小于 300mm×250mm。

矩形格构：指顺泥石流形成区坡面倾向和沿边坡走向设置方格状浆砌块石格构。格构水平间距应小于 3.0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于 5.0m。

菱形格构：指沿泥石流形成区坡面斜向设置格构。对于浆砌块石格构, 格构间距应小于 3.0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于 5.0m。

弧形格构：指顺泥石流形成区坡面倾向设置浆砌块石或钢筋混凝土条带，沿条带之间向上设置弧形浆砌块石拱或钢筋混凝土。格构横向或水平间距对于浆砌块石格构应小于 3.0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于 4.5m。

人字形格构：指顺泥石流形成区坡面倾向设置浆砌块石条带，沿条带之间向上设置人字形浆砌块石拱或钢筋混凝土，对于浆砌块石格构格构横向或水平间距应小于 3.0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于 4.5m。

(14) 格构纵向钢筋应采用 ϕ14mm 以上直径的 II 级螺纹钢筋，箍筋应采用 ϕ6mm 以上直径的钢筋。格构混凝土强度等级不应低于 C25。

(15) 锚杆应采用 25~32mm 直径的 II 级螺纹钢加工，长度一般在 4m 以上，全黏结灌浆，并与格构钢筋笼点焊连接。

(16) 现浇钢筋混凝土格构应每隔 10~25m 宽度设置伸缩缝，缝宽为 2~3cm，填塞沥青麻筋或沥青木板。同时为了美化环境和防护表层边坡，在格构间应培土和植草。

7.2.2　锚钉格构及钉锚复合格构设计

锚钉格构由钢筋混凝土格构、格构梁上的锚钉和格构角点的锚杆三部分组成，技术理念是格构梁上的锚钉可以提高泥石流形成区松散岩土体的整体刚度，使其成为准刚性体，增强格构地基岩土体的地基系数，预应力锚索可以将治理部位刚度较大的岩土体 (准刚性体) 锚固在稳定岩土体 (围岩) 内，并承受散体边坡及滑坡的推力及土压力，达到稳固泥石流形成区松散物源的作用。

1. 锚钉格构设计

由于锚钉比土体的刚度大，当复合土体进入塑性变形阶段后，锚钉自身作用逐渐增强，从而改善了复合土体的塑性变形和破坏性状。土钉的细长杆件通常为条 (型) 钢、钢筋、玻璃纤维或其他抗拉和抗剪的材料，见图 7.7。其目的是增强土体的抗剪和抗拉强度。

土钉支护适用于地下水位以上或经人工降水后有一定胶结能力和密实程度的砂土、粉土和砾石土、素填土、较硬的黏性土以及风化岩层等。它具有安全可靠、工期短、机具简单、易于操作、经济效益较好、占地小、空间大等优点。但在松散

砂土、软塑、流塑黏性土以及有丰富地下水源的情况下不能单独使用，更不能应用于没有自稳能力的淤泥、饱和软弱土层。因此，在泥石流形成区松散物质的控源减灾工程中，采用锚钉格构进行泥石流的控源减灾。

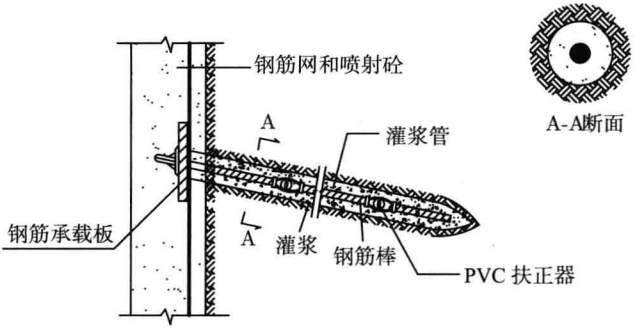


图 7.7 土钉示意图

2. 钉锚复合格构设计

钉锚复合格构由钢筋混凝土格构、格构梁上的锚杆 (或锚钉) 和格构角点的锚索三部分组成，技术理念是格构梁上的锚杆 (或锚钉) 可以提高边坡松散岩土体及滑坡体工程治理区域的整体刚度，使其成为准刚性体，增强格构地基岩土体的地基系数，预应力锚索可以将治理部位刚度较大的岩土体 (准刚性体) 锚固在稳定岩土体 (围岩) 内，并承受散体边坡及滑坡的推力及土压力，达到抗滑支挡作用 (图 7.8～ 图 7.13)。

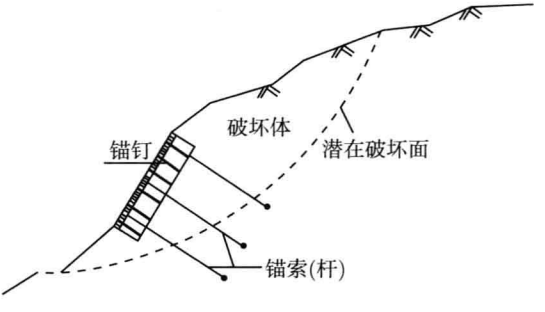


图 7.8 钉锚复合格构工程应用示意图

钉锚复合格构施作技术流程可分为以下 5 步。

(1) 平整、夯实地基。根据边坡及滑坡地表形态及推力值大小，拟定抗滑支挡部位，清除支挡部位的地表浮土，平整场地，并进行动力夯实，压实度不小于 85%，由此提高地基的承载能力，承受格构梁自重及施加给锚索的预应力值。

(2) 设计钢筋混凝土格构。在满足要求的边坡及滑坡治理部位设置钢筋混凝土

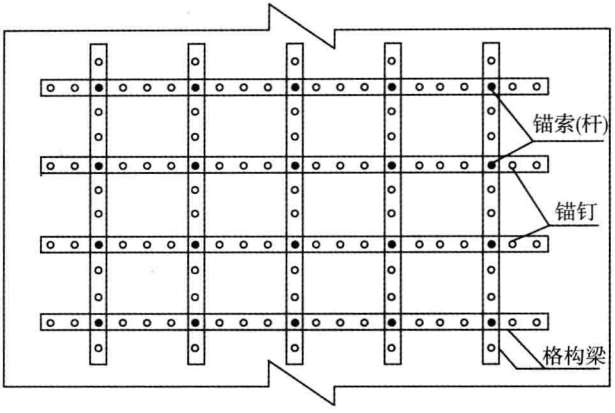


图 7.9　钉锚复合格构平面图

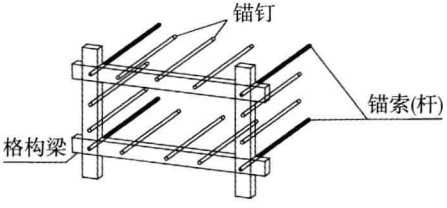


图 7.10　钉锚复合格构的格构元三维示意图

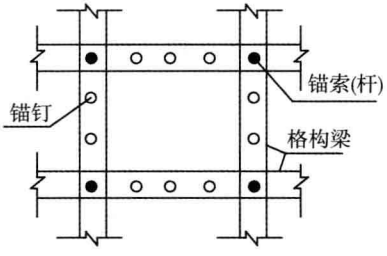


图 7.11　钉锚复合格构的格构元平面示意图

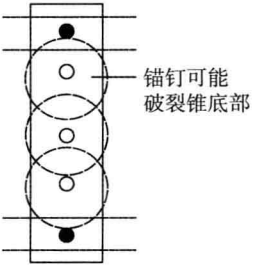


图 7.12　格构梁锚杆或锚钉布置示意图

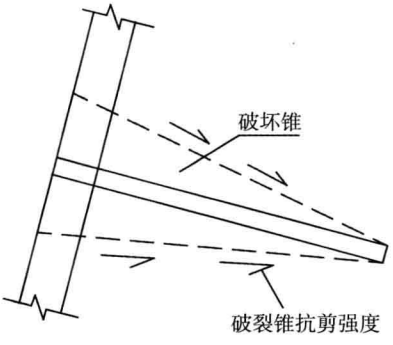


图 7.13　格构梁上锚杆或锚钉破裂锥示意图

格构，格构外貌可设置为井字形 (图 7.9) 或菱形。格构采用现场浇筑，格构横梁和纵梁之间刚性交结。格构梁与地基之间紧密接触，运用弹性地基梁理论计算格构梁的内力，据此按照现有相关技术规范进行格构梁配置钢筋。

(3) 在格构梁上布置锚杆 (或锚钉)，使治理部位的松散土体或破碎岩体成为准刚性体。在格构梁上按照一定间距钻孔设置锚杆 (或锚钉)，锚杆间距以不小于利用地基土体强度确定的破裂锥底部直径为原则，但最大间距不超过 2.5m；锚杆 (或锚钉) 的长度为 3~5m。锚杆 (或锚钉) 与格构梁尽可能垂直布设。

(4) 在格构横梁和纵梁相交的角点设置锚索，将治理部位的准刚性体锚固到边坡及滑坡体后部稳定的围岩内。锚索拉力设计值根据边坡及滑坡推力确定，锚索、位于格构梁上的锚头及深入稳定围岩内的锚固段设计方法参照相关技术规范实施。

(5) 施加锚索预应力。锚索张拉力的设计值根据地基系数及锚索拉力设计值综合确定，以张拉后使地基不发生超过现有相关技术规定的容许变形值为原则，锚索张拉力设计值一般为锚索拉力设计值的 110%~120%，即超过张拉力 10%~20%。

钉–锚复合抗滑结构治理边坡及滑坡的传力机理：边坡及滑坡推力 → 准刚性体 → 格构梁 → 锚索 → 边坡及滑坡后部稳定围岩内。

7.2.3 排水工程设计

排水工程设计，应当在泥石流防治总体方案的基础上，结合公路实际工程地质、水文地质条件及降雨条件，制定地表排水、地下排水或二者相结合的方案。设计标准应根据公路的等级所确定的防洪标准予以确定，并依此确定排水工程建筑物的级别、安全超高或安全系数。

1. 基本参数

大气降水后，水浸湿土壤，使容重增大，而强度降低；如果汇聚成为径流，会引起坡面冲刷；渗入地下，又成为地下水的补给来源。由于气温的变化，土中水分发生干湿循环和冻融，可加速土壤风化。所以，在公路泥石流控源减灾工程中，地表排水十分重要。

地表排水工程，应根据公路边坡的高度、坡度及其重要程度，准确、合理的选定设计标准，即选定某一降雨频率作为计算流量的标准。将大于设计标准或在非常情况下使工程仍能发挥其原有作用的安全标准，作为校核标准。

(1) 地表水汇流量

$$Q = q\Psi F \tag{7.7}$$

式中，Q 为雨水设计流量 (l/s)；q 为设计暴雨强度 (l/s·ha)；Ψ 为径流系数，市区取 0.50~0.80，郊区取 0.40~0.60；F 为汇水面积 (ha)。

(2) 设计暴雨强度

$$q = \frac{2822\,(1 + 0.7751\tan p)}{(t + 12.8p^{0.076})^{0.77}} \tag{7.8}$$

式中，t 为暴雨历时 (min)；p 为设计降雨的重现期 (a)，应根据汇水地区性质 (广场、干道、厂区、居住区)、地形特点和气象特点等因素确定；其余变量同前。

(3) 降雨历时

$$t = t_1 + mt_2 \tag{7.9}$$

式中，t_1 为地面积水时间 (min)，视距离长短、地形坡度和底面铺盖情况而定；m 为折减系数，明渠折减系数 $m = 2$，在陡坎地区，暗管折减系数 $m = 1.2 \sim 2.0$；t_2 为管渠内雨水流行时间 (min)。

(4) 地面积水时间 t_1 由下式计算

$$t_1 = 1.445\left(\frac{m_1 L_s}{\sqrt{i_s}}\right)^{0.467} \tag{7.10}$$

式中，m_1 为地面粗度系数，光滑的不透水地面取 0.02，光滑的压实地面取 0.10，稀疏草地、耕地取 0.20，牧草地、草地取 0.40，落叶树林取 0.60，针叶树林取 0.80；L_s 为坡面长度 (m)；i_s 为坡面坡度，取小数。

(5) 管渠内雨水流行时间 t_2 由下式计算

$$t_2 = \sum \frac{L_i}{60V_i} \tag{7.11}$$

式中，L_i 为各排水管渠的长度 (m)；V_i 为各排水管渠的流速 (m/s)，由下式计算

$$V_i = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \tag{7.12}$$

式中，I 为水力坡降；R 为水力半径 (m)；n 为粗糙系数, 按表 7.6 取值。

表 7.6　管渠粗糙系数

管渠类别	粗糙系数 n	管渠类别	粗糙系数 n
石棉水泥管、钢管	0.012	浆砌砖渠道	0.015
木槽	0.012~0.014	浆砌块石渠道	0.017
陶土管、铸铁管	0.013	干砌块石渠道	0.020~0.025
混凝土管、钢筋混凝土管、水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014	土明渠 (包括带草皮)	0.025~0.030

(6) 水力半径 R 计算式

$$R = \frac{W}{X} \tag{7.13}$$

式中，W 为过水断面面积 (m^2)；X 为湿周 (m)，即断面中水力与固体边界相接触部分的周长。

2. 地表排水结构

进行公路边坡控源减灾工程的地表水排水体系设计，首先应根据公路边坡区

域地貌、地形特点，充分利用自然沟谷，在边坡体内外修筑截水沟、排水沟和树杈状、网状排水系统，以迅速引走坡面雨水。

1) 环形截水沟

坡体外设置截水沟可以根据水流汇聚情况在可能发生泥石流的沟谷及其边界以外不小于 5m 处，设置环形截水沟 (图 7.14、图 7.15)。

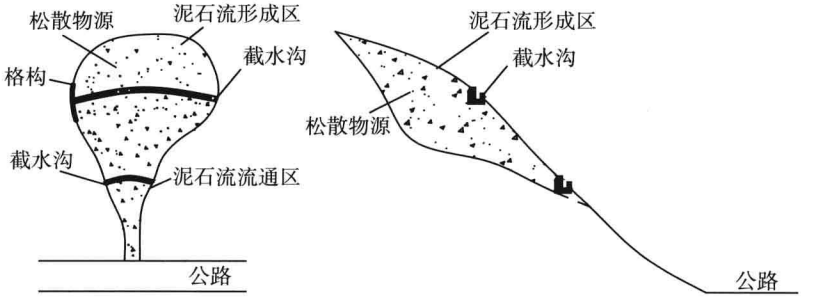


图 7.14 截水沟布置平面图

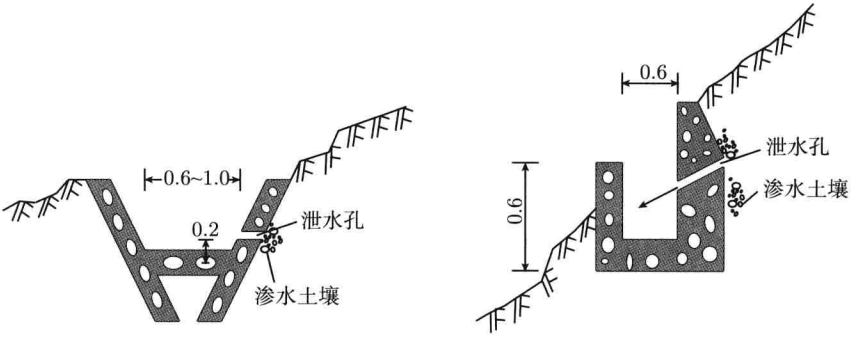


图 7.15 截水沟铺砌构造 (单位：m)

环形截水设计数条截水沟时，其间距一般以 50~60m 为宜，每条截水沟的断面尺寸应按山坡沟间汇水面积和汇流量计算确定。其断面型式应根据当地的地质作用及土质等因素确定，多用倒梯形、矩形等型式。

截水沟铺砌时应先砌沟壁，后砌沟底，以增加其坚固性。迎水面沟壁应设泄水孔 (10cm×20cm)，以排泄土中渗水。沟壁应嵌入坡体内。

2) 纵向排水沟

排水沟网包括集水沟和排水沟两类，两类纵横交错形成良好的排水系统。

集水沟主要是横贯斜坡，以便尽可能汇集雨水、地表水，并把横贯斜坡的范围较宽的浅水沟与纵向的排水沟连接起来。集水沟有沥青铺面的沟渠、半圆形钢筋混

凝土槽和半圆形波纹槽等多种，用刚性材料时要缩短各槽的长度，并用桩支撑在地基上。

排水沟是用来把汇集的水尽快排除坡体，因此适用在较陡的坡度，并通过流量计来计算确定断面尺寸 (图 7.16)。地表凹形部位的排水沟，每隔 20~30m 设置一个连接箍，特别是在地基松软的情况下，有时还要用桩来固定排水管路。排水沟的末端应设置端墙，并将水排到河流等处。

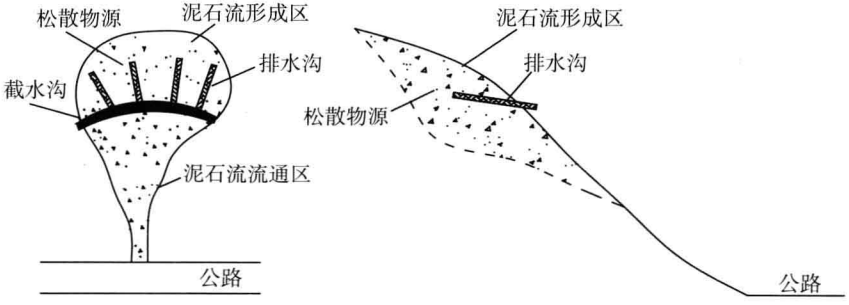


图 7.16　排水沟布置平面图

排水沟可用石砌水沟、混凝土水沟、U 形槽、半圆形波纹槽等。

排水沟断面形状可为矩形、梯形、复合型及 U 形等 (图 7.17)。梯形、矩形等断面排水沟，易于施工，维修清理方便，具有较大的水力半径和输移力，在公路泥石流控源减灾工程的边坡防护中的排水工程设计时可优先考虑。

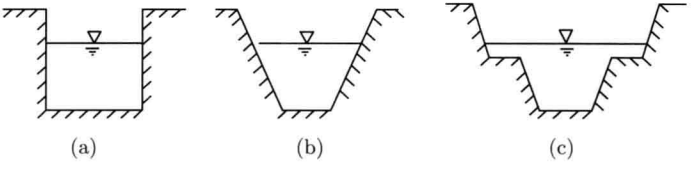


图 7.17　地表排水沟断面形状

(a) 矩形截面；(b) 梯形截面；(c) 复合型截面

地表排水工程水力设计，应首先对排水系统各主、支沟段控制的汇流面积进行分割计算，并根据设计降雨强度和校核标准分别计算各主、支沟段汇流量和输水量，在此基础上，确定排水沟断面或校核已有排水沟过流能力。

排水沟过流量计算公式为

$$Q = WC\sqrt{Ri} \tag{7.14}$$

式中，Q 为过流量 (m^3/s)；R 为水力半径 (m)；i 为水力坡降；W 为过水断面面积 (m^2)；C 为流速系数 (m/s)，计算如下：

巴普洛夫斯基公式：

$$C = R^y/n \tag{7.15}$$

式中，y 为与 n，R 有关的指数。

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}\left(\sqrt{n} - 0.10\right) \tag{7.16}$$

满宁公式：

$$C = R^{1/6}/n \tag{7.17}$$

式中，n 为粗糙率，建议参照《溢洪道设计规范》(SDJ 341-89)、《渠道防渗工程设计技术规范》(SL 18-91) 取值。

外围截排水沟应设置在滑坡体或老滑坡后缘，远离裂缝 5m 以外的稳定斜坡面上。依地形而定，平面上多呈“人”字形展布。沟底比降无特殊要求，以能顺利排除拦截的地表水为原则。根据外围坡体结构，截水沟迎水面需设置泄水孔，推荐尺寸为 100mm×100mm～300mm×300mm。

当排水沟通过裂缝时，应设置成叠瓦式的沟槽，可用土工合成材料或钢筋混凝土预制板制成。

有明显开裂变形的坡体，应及时用粘土或水泥浆填实裂缝，整平积水坑、洼地，使降雨能迅速沿排水沟汇集、排走。

公路边坡上若有水田，应改为旱地耕作；若有积水的池、塘、库，应停止耕作；坡体外围若分布有可能影响滑坡的积水的池、塘、库时，宜停止耕作，否则其底和周边均须实施防渗工程。

排水沟进出口平面布置，宜采用喇叭口或八字形导流翼墙。导流翼墙长度可取设计水深的 3～4 倍。

当排水沟断面变化时，应采用渐变段衔接，其长度可取水面宽度之差的 5～20 倍。

排水沟安全超高，不宜小于 0.4m，最小不小于 0.3m；对弯曲段凹岸，应考虑水位壅高的影响。

排水沟弯曲段的弯曲半径，不得小于最小容许半径及沟底宽度的 5 倍，最小容许半径按下式计算：

$$R_{\min} = 1.1v^2A^{1/2} + 12 \tag{7.18}$$

式中，$R_{\min}$ 为最小容许半径 (m)；v 为沟道中的水流流速 (m/s)；A 为沟道过水断面面积 (m^2)。

在排水沟纵坡变化处，应避免上游产生壅水。断面变化，宜改变沟道宽度，深度保持不变。

设计排水沟的纵坡，应根据沟线、地形、地质以及与山洪沟连接条件等因素确定，并进行抗冲刷计算。当自然纵坡大于 1:20 或局部高差较大时，可设置陡坡或跌水。

跌水和陡坡进出口段，应设导流翼墙，与上、下游沟渠护壁连接。梯形断面沟道，多做成渐变收缩扭曲面；矩形断面沟道，多做成“八”字墙形式。

陡坡和缓坡连接坡面曲线，应根据水力学计算确定；跌水和陡坡段下游，应采用消能和防冲措施。当跌水高差在 5m 以内时，宜采用单级跌水；跌水高差大于 5m 时，宜采用多级跌水。

排水沟，宜用浆砌片石或块石砌成；地质条件较差，如坡体松软段，可用毛石混凝土或素混凝土修建。砌筑排水沟砂浆的标号，宜用 M7.5~M10。对坚硬块片石砌筑的排水沟，可用比砌筑砂浆高一级标号的砂浆进行勾缝，且以勾阴缝为主，毛石混凝土或素混凝土的标号，宜用 C10~C15。

陡坡和缓坡段沟底及边墙，应设伸缩缝，缝间距为 10~15m。伸缩缝处的沟底，应设趾前墙，伸缩缝内应设止水或反滤盲沟或同时采用。

3) 截、排水沟组合模式

泥石流控源减灾工程的截、排水沟布置，如图 7.18 所示，其中截、排水沟分别按照其构造要求进行布置。

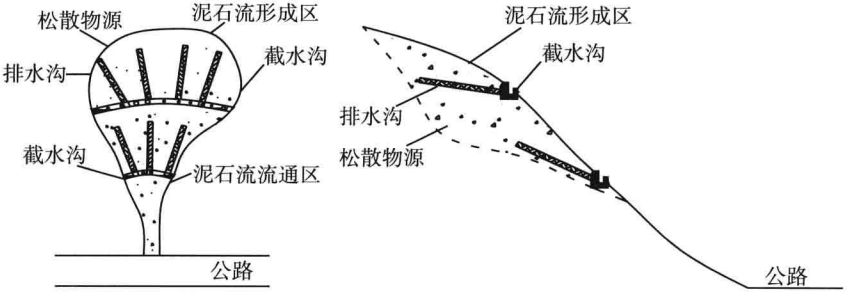
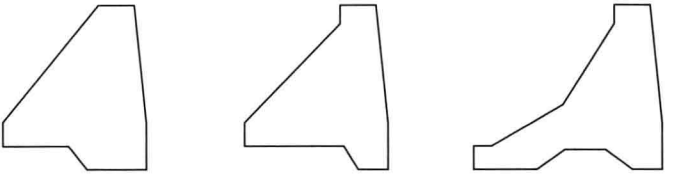


图 7.18　截、排水沟组合模式

第 8 章　拦挡结构设计

8.1　拦　渣　坝

泥石流拦挡结构是防治泥石流灾害的一种主要工程措施，是修建在泥石流沟流通区内的一种横向拦挡建筑物，主要起拦泥石流固体物质而不拦泥石流浆体的作用，有泄洪、拦渣、调节、固床、稳坡和控制固体物质补给量与防止沟道下切及沟壑发展的功效。泥石流拦挡结构按结构型式可以分为重力式拦渣坝、格栅坝 (图 8.1～ 图 8.3)。按其几何形态可分为平面型和立体型；按受力状况可以分为刚性坝和柔性坝。



(a)　(b)　(c)

图 8.1　重力式拦渣坝断面图

图 8.2　重力式拦渣坝

8.1.1　坝址选择

(1) 针对防治公路泥石流需求，重力式拦渣坝坝址宜选择在公路内侧泥石流流通区适当部位，目的在于拦截泥石流体中粒径较大的固相颗粒。

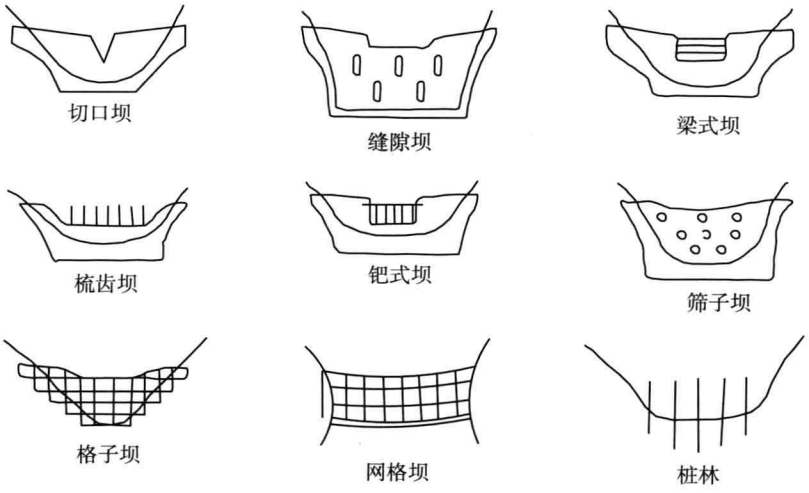


图 8.3　格栅坝

(2) 宜选在口狭肚宽、坝肩高度足够、上游沟段平缓地基坚固的部位，使得工程量节省，降低造价。

(3) 宜选在支沟汇口和弯道的下游、跌坎的上游，坝肩避开集水槽和冲沟，轴线布置应考虑地形、岩性及构造对承载及稳定有利的位置，避免在老的崩塌、滑坡体上建坝。

(4) 宜选在有利于坝下游消能和防冲，便于和下游的排导工程相联结，即沟谷顺直、流势稳定、地基坚固处。

(5) 宜选在距离材料源地近、运输方便、施工场地开阔和便于施工与运行管理之处。

(6) 坝址的选择还应符合铁路、公路、矿山、水利和城建等部门的有关规定，避开不利于建坝的地质构造地带。

8.1.2　坝型选择

(1) 坝型应能适合坝址处的地形地貌和地质条件。

(2) 坝型应体现拦粗泄细和排水要求。

(3) 优先选用技术可行、造价较低、无施工特殊要求、便于发挥当地人力和建材资源优势的坝型。

(4) 利于工程施工，便于营运管理。

8.1.3　坝高确定

一般来讲，坝越高则库容越大，固床护坡的效益也越明显，但是工程量和造价

亦随之而增加。因此，宜考虑多因素综合确定坝高。

(1) 按工程有效使用期的多年累计淤积库容确定坝高，即

$$V_y = \sum_{i=1}^{n} V_{yi} = nV_{yy} \tag{8.1}$$

式中，V_y 为多年累计淤积量 (m^3)；n 为有效使用年限；i 为年序；V_{yy} 为多年平均冲出泥沙量 (m^3)。

当淤积库容等于 V_y 时的坝高即为工程设计所要求的坝高。

(2) 按预防一次或几次典型泥石流灾害以及根据泥石流的固体物质总量确定坝高，即

$$V_y = \sum_{i=1}^{n} V_{yi} \tag{8.2}$$

式中，n 为次数；i 为次序；其他变量同前。

(3) 根据坝高与库容关系曲线以最佳库容增长率确定坝高 (图 8.4)，图中 1、2、3、4 分别代表理论曲线、实际量算曲线、反弯点和最佳坝高。与反弯点对应的坝高 H_d 即为最佳库容坝高。

(4) 按坝址区的地形地质条件和拦渣坝的安全要求确定可能建造的最大限定坝高。

(5) 根据拦渣坝固床护坡要求，按所需掩埋深度和限制淤埋点，以回淤纵坡 I_s 确定坝高 (图 8.5)。

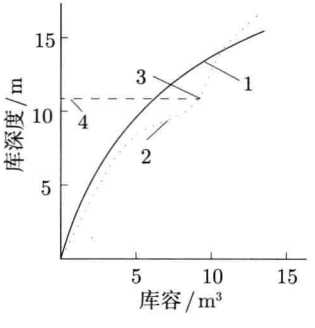


图 8.4 拦渣坝的坝高与库容关系曲线

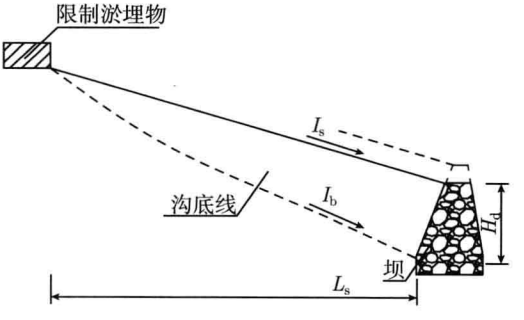


图 8.5 用回淤纵坡法推算坝高示意图

单个库容拦蓄量的不足部分应由其他工程来补充。对泥石流规模大，防护区段较长，修建单个拦渣坝不能满足防治要求时，或因地质地形条件所限，难于修建单个超高拦渣坝时，可采取梯级坝系满足防治要求 (图 8.6)，决定坝系中各单个坝的布局和坝高的要点有以下几方面。

(1) 各单个坝均具有一定独立性，能各自独立发挥作用。因此，其坝址应选在适宜建坝的有利位置上，并注意上下游的过流衔接及平面布置的呼应，相互协同配

合，防止干扰，使坝系形成一个有机整体。例如，图 8.6 中相邻两坝之间按回淤纵坡 I_s 串连时，上坝坝脚的冲刷可以得到下坝回淤保护，还应考虑避免施工干扰和坝系运用的先后衔接问题。

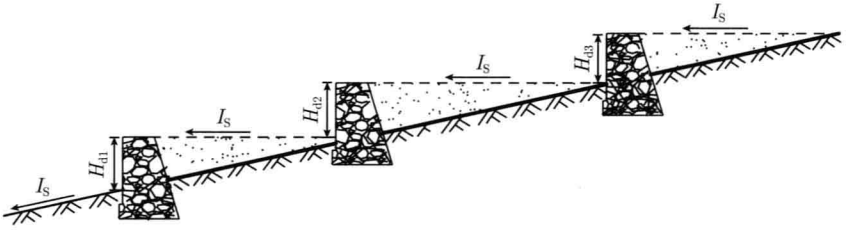


图 8.6　梯级坝系示意图

(2) 各坝的总拦渣库容应与多年累计的泥石流总停淤量相平衡。

(3) 根据坝址的地形地质条件及施工技术要求，并考虑溃坝的危害性和防护工程的位置和重要性，确定单个坝的最大极限高度 (H_{d1}、H_{d2} 和 H_{d3} 等) 和坝型。

(4) 梯级坝系的总高度应等于各坝的有效高度之和。

若各坝段之间的地形地貌和地质条件较好，各坝的用途明确，亦可按分离式单个坝体设计而不须构成整体作用的坝系，其总效益仍为各坝效益的累积。

8.1.4　荷载计算

作用在重力式拦渣坝上的基本荷载如图 8.7 所示，包括坝自重 W_d，坝迎冲面斜面上的泥石流沉积物及泥石流体重 W_s，溢流泥石流体重 W_f，坝迎冲面前期泥石流沉积物土压力 E_a，坝迎冲面泥石流冲击力 F_i，处于运动状态的泥石流静压力 F_f。

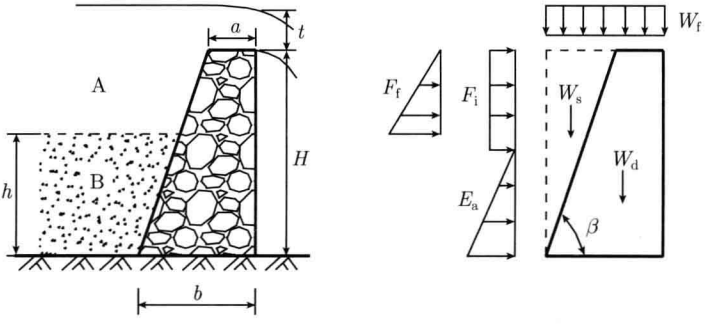


图 8.7　重力坝的基本荷载

A. 处于运动状态的泥石流体；B. 沟内前期泥石流沉积物

取单位坝长及其对应的泥石流体为研究对象，计算方法如下：

$$W_{\mathrm{d}} = V_{\mathrm{d}}\gamma_{\mathrm{d}} \tag{8.3}$$

式中，V_{d} 为单位长度坝的体积 (m^3)；γ_{d} 为坝体圬工材料平均容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)。

$$\mathrm{W_s} = \frac{1}{2}\gamma h^2 \cot\beta + \frac{1}{2}(H-h)(b-a+h\cot\beta)\gamma_{\mathrm{c}} \tag{8.4}$$

式中，H 为坝高 (m)；h 为坝后库内前期泥石流沉积物厚度 (m)；β 为坝迎冲面倾角 (°)；a 为坝顶宽度 (m)；b 为坝底宽度 (m)；γ 为前期泥石流沉积物容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)；γ_{c} 为泥石流体容重 ($\mathrm{kN/m^3}$)。

$$W_{\mathrm{f}} = bt\gamma_{\mathrm{c}} \tag{8.5}$$

式中，t 为坝溢流体设计深度 (m)；其余变量同前。

$$E_{\mathrm{a}} = \frac{1}{2}h\left[\gamma h\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \tag{8.6}$$

式中，c为前期泥石流沉积物的黏结力(kPa)；φ为前期泥石流沉积物的内摩擦角 (°)；其余变量同前。

泥石流冲击力 F_{i} 由本书前述相关计算方法确定。

$$F_{\mathrm{f}} = \frac{1}{2}\gamma_{\mathrm{c}}(H-h)^2 \tag{8.7}$$

式中，变量同前。

8.1.5 坝的横断面设计

1. 横断面型式

实际运用中，综合考虑荷载组合、地基情况、下游防冲消能以及总体布置等因素后，坝的实用断面型式如图 8.8 所示。图 8.8 中，(a) 断面主要适用于低坝

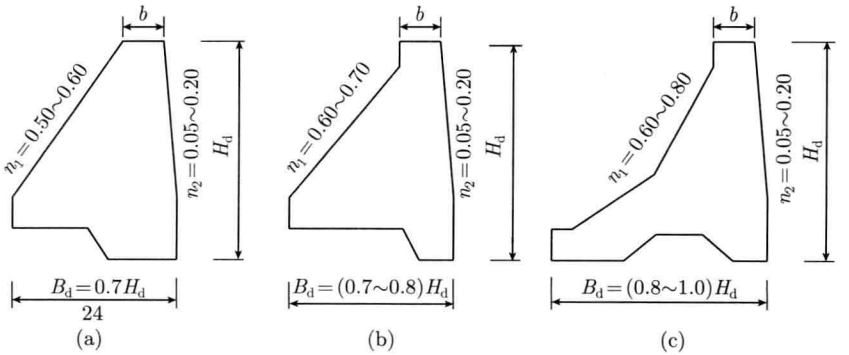


图 8.8 重力式拦砂坝横断面型式

($H_d < 10m$)；(b) 断面主要适用于中低坝 ($10m < H_d < 30m$)，上、下游坝面均采用一坡到顶的斜面；(c) 断面主要适用于坝高 ($H_d > 30m$)，上、下游坝面均采用下缓上陡的变坡折线。

拦渣坝上游多作成边坡系数 $n_1 = 0.5 \sim 0.8$ 的缓倾面，下游多采用 $n_2 = 0.05 \sim 0.2$ 的陡倾面，目的在于利用库内淤积物重量以增强坝体的稳定性，使结构应力及地基应力趋于均匀，避免或减轻过流对坝体下游面的磨蚀、冲刷和冲击作用。

2. 坝的控制尺寸

非溢流坝坝顶高于溢流口底的安全超高

$$h_\Delta = h_{\Delta s} + H_c \tag{8.8}$$

式中，h_Δ 为安全超高 (m)；$h_{\Delta s}$ 为根据坝的不同设计等级所必须的安全超高 (取 0.5~1.0m)；H_c 为溢流坝段的泥深 (m)。

坝顶宽度应根据平面布置、运用管理、防灾抢险和考虑淤满后的超高等综合确定。一般按构造要求取 $b = (8 \sim 10)H_d$，但低坝坝顶宽度 b 不小于 1.5m，高坝坝顶宽度 b 不小于 3m。当有交通及防灾抢险等特殊要求时 b 应大于 4.5m。

对具有坚固地基的低坝，坝底宽 $B_d = 0.7H_d$；对地基情况一般的中低坝，坝底宽 $B_d = (0.7 \sim 0.8)H_d$；对地基情况较差的高坝，坝底宽 $B_d \geqslant (0.8 \sim 1.0)H_d$。

8.1.6　排水孔布设原则

(1) 尽量将排水孔布置在溢流道坝段。

(2) 排水孔的大小、数量和位置要在综合考虑固体物质的拦截量、拦截最大粒径基础上选定。

(3) 排水孔应布置成梅花状交错排列，相邻排水孔之间应留适当的间距，以免过分削弱坝体结构强度 (图 8.9)。

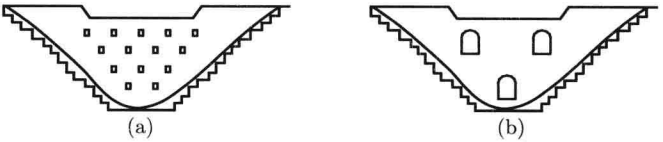


图 8.9　排水孔布置形式

(a) 小孔多孔布置; (b) 大孔少孔布置

(4) 排水孔设计可按全部设计流量设计排泄孔横断面面积，一般单孔孔径可取过流中最大石块粒径的 1~2 倍。孔形多取成宽高比为 0.6~0.8 的矩形，顶部视孔径大小用盖板或砌成拱形。

(5) 根据设置排水孔的实际经验有少而大的趋向，尽量在不同高度都能排泄较多的泥石流体，以延长坝体的使用寿命。

(6) 排水孔孔径大于 30cm×30cm 时宜设置钢栅栏。

8.1.7 稳定性验算

包括抗滑稳定性、抗倾覆、地基承载力和坝身强度验算四方面。

(1) 抗滑稳定性验算

$$k_c = \frac{f\sum N}{\sum P} \tag{8.9}$$

式中，k_c 为抗滑安全系数，可根据防治工程安全等级及荷载组合取值，一级防治工程 k_c 取 1.25，二级防治工程 k_c 取 1.20，三级防治工程 k_c 取 1.15；f 为坝体与地基的摩擦系数；$\sum N$ 为垂直方向作用力的总和 (kN)；$\sum P$ 为水平方向作用力的总和 (kN)。

(2) 抗倾覆验算

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} \tag{8.10}$$

式中，k_0 为抗倾覆安全系数，可根据防治工程安全等级及荷载组合取值，一级防治工程 k_c 取 1.30，二级防治工程 k_c 取 1.25，三级防治工程 k_c 取 1.20；$\sum M_N$ 为抗倾力矩的总和 (kN·m)；$\sum M_P$ 为倾覆力矩的总和 (kN·m)。

(3) 地基承载力应满足下式：

$$\sigma_{\max} \leqslant [\sigma], \quad \sigma_{\min} \geqslant 0 \tag{8.11}$$

其中，

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N}{B}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right), \quad \sigma_{\min} = \frac{\sum N}{B}\left(1 - \frac{6e_0}{B}\right).$$

式中，$\sigma_{\max}$ 为最大地基应力 (kPa)；$\sigma_{\min}$ 为最小地基应力 (kPa)；B 为坝底宽度 (m)；e_0 为偏心矩；$[\sigma]$ 为地基容许承载力 (kPa)。

(4) 坝身强度计算，可按结构力学相关计算方法确定。

8.1.8 工程算列

1. *泥石流沟基本特征*

以位于四川省汉源县和甘洛县接壤处的瀑布沟水电站左岸坝肩下游的深启底泥石流沟为例 (图 8.10)。深启底泥石流沟位于大渡河左岸，该坡岸曾属早期河流流经之地，呈开阔的 U 型河谷地貌。泥石流沟内最高海拔 2575m，最低点在深启底沟沟口下游的大渡河河谷内，海拔 679m，泥石流沟的相对高差为 1146m。除主沟外，在流通区和形成区交接部位发育成两条支沟，平面上沟谷呈 Y 型分布。四周被陇岗地形所环绕呈典型的“撮箕型”，冲沟谷多呈 V 型谷。主沟呈近 SN 走向，总体

走向为 NE 向。深启底泥石流沟所在区域出露地层主要由澄江期花岗岩侵入体和第四纪松散堆积层组成。第四纪松散堆积体主要由残积物、崩积物和坡积物组成。

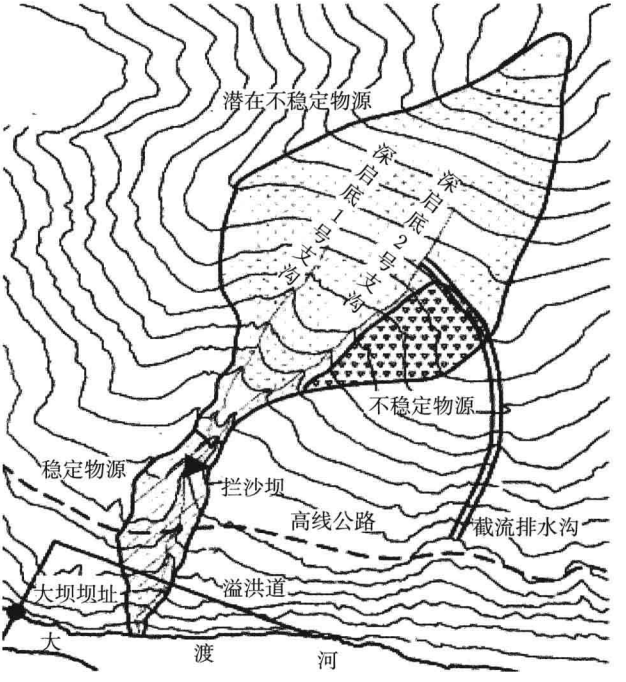


图 8.10　深启底泥石流沟

泥石流沟所在区域属于川西南山地亚热带气候区，垂直变化明显，降雨集中，昼夜温差大。据统计，汉源县的平均气温约为 17.8°C。多年平均蒸发量为 1395.6mm，年相对湿度 68%，年平均降水为 784.4mm，日最大降水量为 168.2mm。

深启底沟流域面积为 0.626km^2，其中汇水面积为 0.555 km^2，主沟长 1521m，纵坡坡降 539.84 ‰，泥石流沟除流通区下段主沟属于岩质沟床外，其余地段均为第四纪残积物。沟内在 90m 高程处演变成两条沟，西侧支沟为深启低沟 1 号支沟，东侧支沟为深启底沟 2 号支沟。据调查，深启底沟 1、2 号支沟均切割较浅，但他们是早期泥石流物源提供者之一。松散物源大部分来自 1、2 号支沟附近的崩积物和坡积物。深启底沟及其支沟沟谷数据见表 8.1。流域松散物源总量约为 360.4 万 m^3，其中 70%分布在流通区内，30%分布在形成区内。松散物质中的崩积物和坡积物以细粒含量为主，粗颗粒较少。根据颗粒成分试验得到：粒径小于 5mm 的颗粒含量平均值为 78.97%，粒径小于 0.1mm 的颗粒含量平均值为 25.61%，黏粒含量约为 4.33%。残积物中块石含量约为 25%，粒径大的可达 3～5m，且数量较多。

该泥石流防治工程等级为二级。

表 8.1 深启底沟及其支沟的沟谷特征参数

沟名	流域面积/km^2	汇水面积/km^2	沟长/m	最高点/m	最低点/m	平均坡降/‰
深启低主沟	0.626	0.555	1521	1500	679	539.84
深启低沟 1 号支沟	0.231	0.231	698	1400	990	587.35
深启低沟 2 号支沟	0.324	0.324	903	1500	990	564.59

2. 拦渣坝结构计算

将重力式拦渣坝设在沟床高程为 940m 处的位置。此处设置泥石流沟后淤积段的平均宽度为 21.2m，拦淤厚度为 13.5m，天然沟床的坡度为 454.5‰，空库时泥石流的冲击力为 554.2kN/m，库内有泥石流沉积物 5m 时的冲击力为 280kN/m，坝体混凝土容重为 24kN/m^3，泥石流体容重为 20.5kN/m^3，内摩擦角为 6°，泥石流沉积物基本固结后容重为 22.5kN/m^3，内摩擦角为 12°，黏结力为 16kPa，坝体与地基的摩擦系数为 0.7。坝体的混凝土标号为 C30，设计抗拉强度值为 1.75MPa。

1) 尺寸拟定

该坝坝高 18m，坝顶宽 3.5m，其余尺寸如图 8.11 所示。结构计算坝长取单位长度。

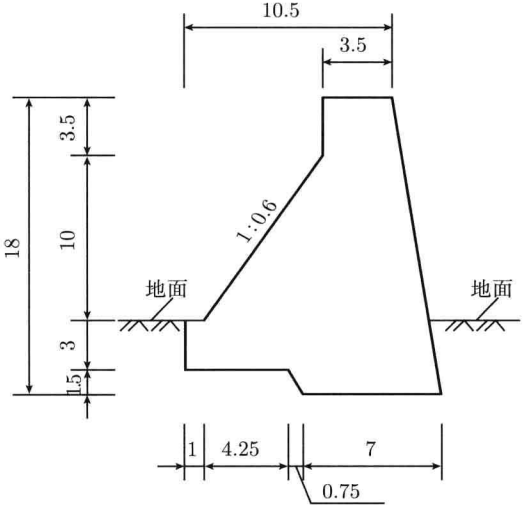


图 8.11 深启底沟重力式拦渣坝几何尺寸图 (单位：m)

2) 荷载

坝体自重：

$$W_{\mathrm{d}} = V_{\mathrm{d}}\gamma_{\mathrm{d}} = 138.5625 \times 24 = 3325.5\mathrm{kN}$$

坝迎冲面斜面上的泥石流沉积物及泥石流体重 W_{s}：

空库过流状态：即 $h = 0$，则

$$W_s = V_s\gamma_s = 64.5 \times 20.5 = 1322.25\text{kN}$$

未满库过流状态：即 $h = 5\text{m}$，则

$$W_s = 12.5 \times 22.5 + 52 \times 20.5 = 1347.25\text{kN}$$

满库过流状态：即 $h = 13.5\text{m}$，则

$$W_s = V_s\gamma_s = 64.5 \times 22.5 = 1451.25\text{kN}$$

溢流体重：

$$W_f = bt\gamma_c = 10.5 \times 0.75 \times 1 \times 20.5 = 161.44\text{kN}$$

坝迎冲面前期泥石流沉积物土压力 E_a：

空库过流状态：

无前期泥石流沉积物，$h = 0$，则 $E_a = 0$

未满库过流状态：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 5 \times \left[22.5 \times 5 \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right) - 2 \times 16 \times \tan\left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right)\right] = 119.65\text{kN}$$

满库过流状态：

$$E_a = \frac{1}{2} \times 13.5 \times \left[22.5 \times 13.5 \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right) - 2 \times 16 \times \tan\left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right)\right] = 1169.58\text{kN}$$

处于运动状态的泥石流静压力 F_f：

空库过流状态：

$$F_f = \frac{1}{2}\gamma_c H^2 = \frac{1}{2} \times 20.5 \times 13.5^2 = 1868.06\text{kN}$$

未满库过流状态：

$$F_f = \frac{1}{2}\gamma_c (H - h)^2 = \frac{1}{2} \times 20.5 \times (13.5 - 5)^2 = 740.56\text{kN}$$

满库过流状态：

前期泥石流沉积物厚度 $h = H$，即 $F_f = 0$。

3. 验算

1) 抗滑稳定性验算

(1) 空库过流状态

$$k_c = \frac{f\sum N}{\sum P} = \frac{0.7 \times (161.44 + 1322.25 + 3325.5)}{1868.06 + 554.2} = 1.4 > 1.20$$

重力式拦渣坝满足抗滑稳定性要求。

(2) 未满库过流状态

$$k_c = \frac{f\sum N}{\sum P} = \frac{0.7 \times (161.44 + 1347.25 + 3325.5)}{119.65 + 740.56 + 280} = 2.97 > 1.20$$

重力式拦渣坝满足抗滑稳定性要求。

(3) 满库过流状态

$$k_c = \frac{f\sum N}{\sum P} = \frac{0.7 \times (161.44 + 1451.25 + 3325.5)}{1169.58} = 2.96 > 1.20$$

重力式拦渣坝满足抗滑稳定性要求。

2) 抗倾覆稳定验算

(1) 空库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{3325.5\times(13-7.53)+1322.25\times(13-2.8)+161.44\times(13-10.5/2)}{1868.06 \times (13.5/3 + 4.5) + 554.2 \times (13.5/2 + 4.5)}$$
$$= 1.43 > 1.25$$

故重力坝满足抗倾要求。

(2) 未满库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P}$$
$$= \frac{3325.5\times(13-7.53)+1347.25\times(13-2.8)+161.44\times(13-10.5/2)}{119.65\times(5/3+4.5)+740.56\times[(13.5-5)/3+5+4.5]+280\times[(13.5-5)/2+5+4.5]}$$
$$= 2.42 > 1.25$$

重力式拦渣坝满足抗滑稳定性要求。

(3) 满库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{3325.5\times(13-7.53)+1451.25\times(13-2.8)+161.44\times(11.5-10.5/2)}{1169.58 \times (13.5/3 + 4.5)}$$
$$= 3.25 > 1.25$$

重力式拦渣坝满足抗滑稳定性要求。

3) 地基承载力验算

当重力式拦渣坝为满库过流时竖向荷载最大，因此，验算满库过流时坝体的地基承载力。

合力为

$$W = \sum W = 3325.5 + 1451.25 + 161.44 = 4938.19\text{kN}$$

偏心距为

$$e = \frac{3325.5 \times 7.08 + 1451.25 \times 2.8 + 161.44 \times 10.5/2}{4938.19} - \frac{13}{2} = 5.76 - 6.5 = -0.74\text{m}$$

则基底最大压力为

$$\sigma_{\max} = \frac{W}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{4938.19}{13} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.74}{13}\right) = 250.1\text{kPa}$$

一般花岗岩的抗压强度为 7~25MPa，所以满足地基承载力的要求。

8.2 格　栅　坝

格栅坝是指具有 (横向或竖向) 格栅、(平面或立体) 网格和整体格架结构等拦挡坝的总称。它是实体重力坝的溢流口不断演变而成。与实体坝相比，格栅坝具有受力条件较好、节省材料、节省投资、施工便利、拦石排水效果较好、有利坝库维护管理等优点。此类坝主要用于水及沙石抑郁分离的水石流、稀性泥石流，以及黏性泥石流与洪水交错出现的沟谷。对含粗颗粒较多的频发性黏性泥石流及拦稳滑坡体的效果较差，但当沟谷较宽时，由于格栅坝有透水功能，拦沙库内的地下水位被降低，则同样具备较好的效果。

8.2.1　格栅坝类型

1. *按结构型式与构造分*

在实体圬工重力坝上开切口或布置过流格栅而形成的切口坝、缝隙坝、梁式坝、梳齿坝、耙式坝和筛子坝；由杆件系统 (立柱、锚索和框架等) 组成的格子坝和网格坝，以及庄林等。

2. *按结构受力分*

按结构受力形式，格栅坝可分为平面型和立体型。

平面型：垂直于流向的格栅为平面形。其结构简单，整体抗弯能力较差，抗泥石流的冲击力较低，拦蓄量有限，多使用与泥石流规模不大的泥石流沟，坝高多在 8m 以下，有无中支墩的，也有有中支墩的。

立体型：垂直于流向的格栅为立体形并沿坝高逐渐增厚。其受力整体性强，承载力比平面型的大，同时能拦截大量泥石流块石，形成自然坝体，增加坝体的稳定性。这类坝对大小泥石流均适用，坝高与净跨也比平面型大，国内设计净跨已达 20m，坝高 22m。

3. 按建筑材料分

按建筑材料分，主要有钢筋混凝土格栅坝、钢筋混凝土梁式格栅坝、钢架格栅坝、钢管缝隙坝、装配式格栅坝、钢索格栅坝、钢制缝隙坝、切口坝和钢轨格栅坝等类型。

除用钢轨、钢筋混凝土做格栅外，还可用钢管、钢丝绳。日本近些年用钢丝绳建造了钢索格坝，用钢管建造过钢管格子坝 (位于日本小六朗沟中)，效果都不错。另外，我国还有建造石笼用于拦截泥石流的经验和技术。而实际工程中梁式坝应用较多，这里仅介绍梁式坝。

8.2.2 梁式格栅坝基本组成

梁式格栅坝主要由翼墙、支墩和横梁组成。在圬工重力式实体坝的溢流口或泄流孔 (洞) 以支墩为支撑布置梁式格栅，形成横向宽缝梁式坝或竖向深槽耙式坝。格栅用预应力钢筋混凝土或型钢 (重型工字钢、H 型钢、槽型钢或组合钢梁) 制作。横梁之间用压块支撑、定位，保持一定的间距并连接成框架结构。压块的布置和尺寸应根据横梁尺寸和过流的需要布设。各部分如图 8.12 所示，图中 H_1、H_2 和 H_3 分别为翼墙、工字钢和支墩的高度；h_1 和 h_2 分别为翼墙和支墩迎冲面内侧泥石流前期沉积物厚度；a_1 和 a_2 分别为翼墙和支墩的顶宽；b_1、b_2 和 b_3 分别为翼墙、工

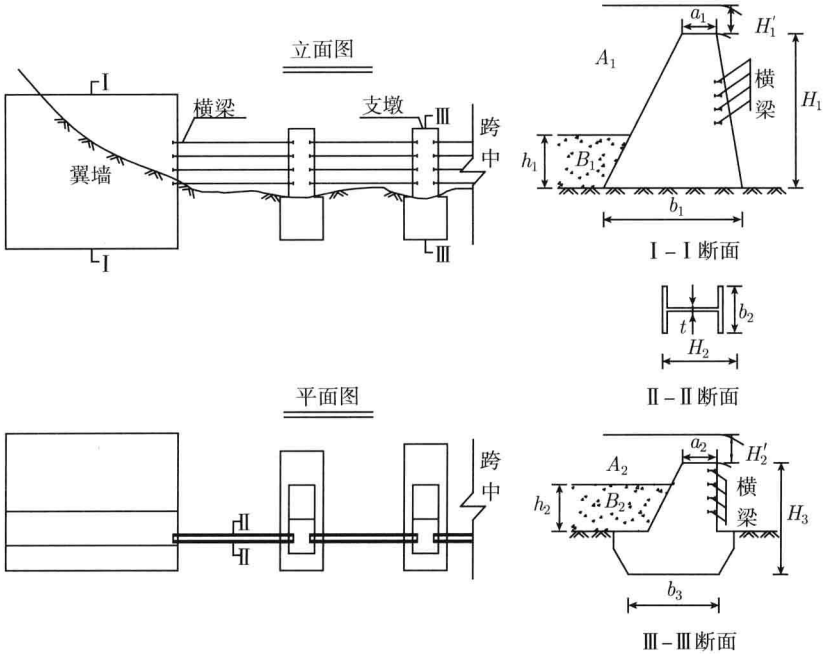


图 8.12 梁式格栅坝基本组成

字钢和支墩的底宽度；t 为工字钢腹板厚度；H_1' 和 H_2' 分别为翼墙和支墩的溢流口高度；A_1 和 A_2 分别为翼墙和支墩迎冲面内侧处于运动状态的泥石流体；B_1 和 B_2 分别为翼墙和支墩迎冲面内侧前期泥石流沉积物。

8.2.3　溢流口布设

格栅坝虽为透水性拦挡工程，但在泥石流体堆满坝库后，泥石流体仍需溢流过坝。因此，格栅坝必须设溢流口，保证泥石流过坝时对坝端和坝下的安全。溢流段宽度根据河段位置、过流方向、宽度、泥深、流速以及安全超高等要求设计。溢流口流量设计可根据格栅坝横梁间距，适度降低溢洪流量的设计标准。溢流口过流能力可按经验公式演算

$$H' \geqslant h' + h_{\Delta s} \tag{8.12}$$

式中，H' 为溢流口高度 (m)；h' 为设计泥深 (m)；$h_{\Delta s}$ 为安全超高 (m)，一般为 0.5～1.0m。

8.2.4　梁的型式和布置

1. 梁的断面型式

对于钢筋混凝土梁，断面型式为矩形。型钢梁则多为工字钢、H 型钢及槽型钢，以及由型钢组成的钢梁等。

当横梁为矩形断面时，可采用

$$\frac{h}{b} = 1.5 - 2.0 \tag{8.13}$$

式中，h 为梁高 (m)；b 为梁的宽度 (m)。

2. 梁的间隔

对于颗粒较小的泥石流，梁的间隔不宜过大，可用梁间的空隙净高 h_1 与梁高的关系控制，即

$$h_1 = (1.0 - 1.5)\,h \tag{8.14}$$

对于颗粒较大 (大块石、漂砾等) 的泥石流，将会因大块石的阻塞，使本可流走的小颗粒也被淤积在库内，从而加速库内的淤积。根据已建工程统计，建议采用下式计算

$$h_1 = (1.5 - 2.0)\,D_{\mathrm{m}} \tag{8.15}$$

式中，D_{m} 为泥石流体积堆积物中所含固体颗粒的最大粒径。

3. 筛分率

$$e = V_1/V_2 \tag{8.16}$$

式中，V_1 为一次泥石流在库内的泥沙滞留量；V_2 为过坝下泄的泥沙量。

筛分率和堵塞效率成反比，梁的间隔愈小，筛分效果愈差。对梁式格栅坝，当流失颗粒粒径为 $0.5D_m$ 时，滞留库内的泥沙百分比最好为 20%。当间隔相同时，水平梁格栅比竖梁的筛分效果高 30%。

水平横梁应伸入两侧支墩内 10~20cm，一般都不固定死，梁之间用压块支撑、定位。靠近坝顶的横梁用压块 (梁) 及地脚螺栓固定。考虑到受力条件，梁的净跨最好不要大于 4m。布设时，梁的高度应与流体方向一致，梁的宽度及长度则与流体方向垂直。

8.2.5 支墩设计

支墩分为有斜撑和无斜撑。按不同横梁间距，无斜撑的混凝土支墩间距为 3.6~4.8m；有斜撑的间距为 4.8~6.0m。支墩和基础按整体浇筑，墩身配有竖向抗弯工字钢，基础配有水平抗剪工字钢。采用螺栓组装连接，利用库前泥石流压重可改善格栅坝的稳定性。

8.2.6 受力分析

1. 格栅梁承受的主要荷载

格栅梁承受的水平荷载主要有泥石流体的冲击力及处于运动状态的泥石流静压力。垂直荷载包括梁的自重及作用在梁上泥石流体重量。

在荷载作用下，根据横梁实际布设情况，可按简支梁或两端固定梁及悬臂梁 (耙式坝) 计算内力，然后按钢筋混凝土结构构件或钢结构构件的有关计算方法进行计算。

2. 支墩承受的主要荷载

泥石流作用在支墩上的水平荷载包括流动状态的泥石流静压力、支墩迎冲面前期泥石流沉积物土压力以及泥石流的冲击力。垂直作用力包括支墩的重力、支墩迎冲面斜面上的泥石流沉积物及泥石流体重以及溢流体重。此外，支墩还承受横梁传递的所有水平力、弯矩及垂直力。

支墩受力条件确定后，可按重力式结构 (或水闸墩) 的计算方法，对支墩进行抗滑、抗倾稳定性验算，以及对相应的结构应力进行校核计算，应达到安全、稳定要求。还应验算支墩抗剪强度和局部应力是否在材料的允许范围内。

在设计中，应采取措施增大横梁的抗磨蚀能力，及抵抗泥石流对横梁的冲击能力。当横梁的跨度较大时，还应验算横梁承载泥石流及堆积物垂直重力的能力。必要时，可在梁的中间加支撑墩，使横梁的跨度减小。对于梁式坝下游冲刷的防治，则与重力实体拦砂坝的措施类似。

3. 翼墙承受的主要荷载

翼墙承受的荷载与重力式拦挡坝承受的荷载相同。

8.2.7　实例分析

美姑河流域公路泥石流物源主要为破碎岩体及第四纪松散堆积物，其中破碎岩体主要为雷口坡组和白果湾组地层，前者由灰～深灰色角砾状白云岩、灰岩组成，单层厚在 0.1~0.5m；后者中下部由灰～深灰色含砾砂岩、长石石英砂岩、粉砂岩、粘土岩及煤线组成，第四纪松散堆积物包括洪积物、残坡积物及滑坡堆积物，洪积物一般位于泥石流沟沉积区，厚度 5~35m，结构松散，固相颗粒呈棱角状～次棱角状，65%~90%的块碎石粒径在 5~50cm，岩性主要为中～强风化的泥岩、白云岩和粉砂岩，粒间多充填泥土及砂粒，透水性较强；残坡积物一般厚 0.5~10m，由强风化砂岩、粉砂岩、泥岩等未固结的块碎石土组成，粒径一般 3~12cm，棱角状，粒间充填细小颗粒及粘土，透水性较好；滑坡堆积物厚度一般 5~10m，个别可及 17m，固体颗粒粒径一般 15cm 左右，局部可达 3.6m，棱角状，透水性较好。

泥石流冲击力为 50kN/m^2，泥石流体容重为 19.5kN/m^3，泥石流沉积物容重为 21kN/m^3，内摩擦角为 28°。采用梁式格栅坝进行治理 (图 8.13)，整个坝长 41.6m，溢流段 21.6m，非溢流段 20m，溢流口高 2m，其中设计泥深 1.5m，安全超高 0.5m。

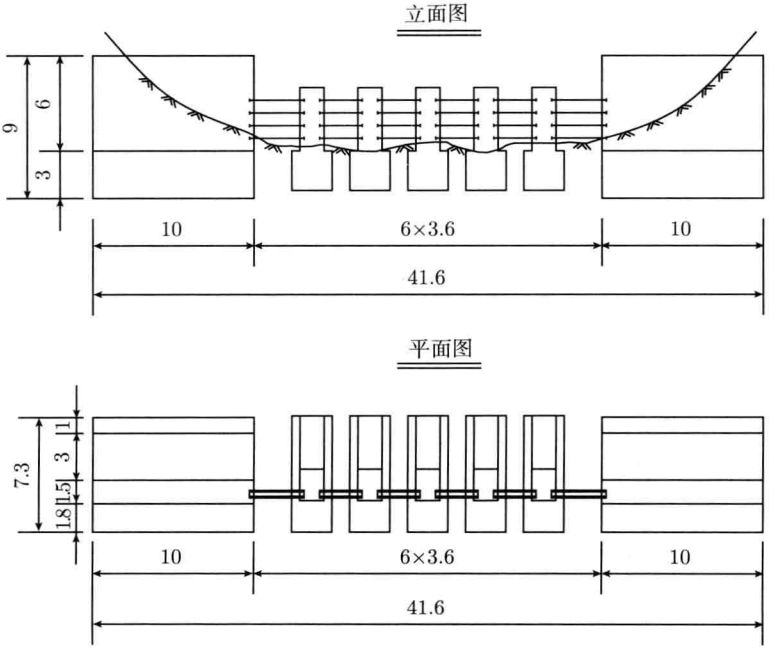


图 8.13　格栅坝整体概况

支墩和翼墙采用片石混凝土，支墩间距 3.6m，共需 5 个支墩。横梁采用 28b 工字钢，其抗弯强度 $[\sigma] = 210\text{MPa}$，抗剪强度 $[\tau] = 125\text{MPa}$，梁长 3.6m，间距为 0.8m。坝体与地基的摩擦系数为 0.7。坝体的混凝土标号为 C30，设计抗拉强度值为 1.75MPa。

1. 翼墙结构计算

1) 翼墙尺寸

翼墙尺寸如图 8.14 所示。取单位坝长进行计算。

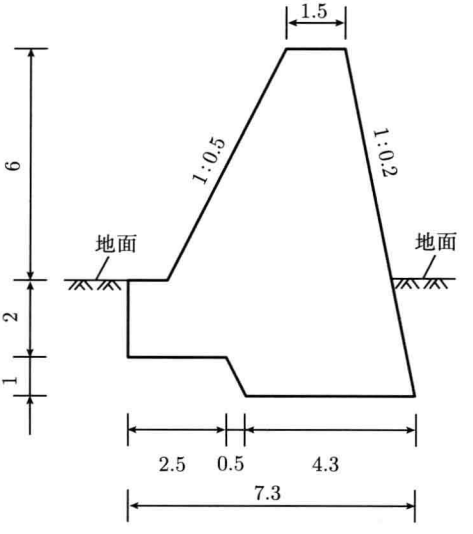


图 8.14 翼墙尺寸 (单位：m)

2) 荷载

翼墙自重：$W_\text{d} = V_\text{d}\gamma_\text{d} = 39.85 \times 24 = 956.4(\text{kN})$

翼墙迎冲面斜面上的泥石流沉积物及泥石流体重 W_s：

空库过流时：即 $h = 0$，则

$$W_\text{s} = V_\text{s}\gamma_\text{s} = 15 \times 19.5 = 292.5\text{kN}$$

未满库过流时：即 $h = 2\text{m}$，则

$$W_\text{s} = 3 \times 21 + 12 \times 19.5 = 297\text{kN}$$

满库过流时：即 $h = 6\text{m}$，则

$$W_\text{s} = V_\text{s}\gamma_\text{s} = 15 \times 21 = 315\text{kN}$$

坝迎冲面前期泥石流沉积物土压力 E_a：

空库过流时：

无前期泥石流沉积物，$h=0$，则 $E_a=0$

未满库过流时：

$$E_a=\frac{1}{2}\times 2\times\left[21\times 2\times\tan^2\left(45^\circ-\frac{28^\circ}{2}\right)\right]=15.16\text{kN}$$

满库过流时：

$$E_a=\frac{1}{2}\times 6\times\left[21\times 6\times\tan^2\left(45^\circ-\frac{12^\circ}{2}\right)\right]=136.47\text{kN}$$

处于运动状态的泥石流静压力 F_f：

空库过流时：

$$F_f=\frac{1}{2}\gamma_c H^2=\frac{1}{2}\times 19.5\times 6^2=351\text{kN}$$

未满库过流时：

$$F_f=\frac{1}{2}\gamma_c\left(H-h\right)^2=\frac{1}{2}\times 19.5\times(6-2)^2=156\text{kN}$$

满库过流时：

前期泥石流沉积物厚度 $h=H$，即 $F_f=0$。

3) 验算

(1) 抗滑稳定性验算

① 空库过流状态

$$k_c=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(956.4+292.5)}{351+300}=1.34$$

所以此时翼墙满足抗滑稳定性要求。

② 未满库过流状态

$$k_c=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(956.4+297)}{156+200+15.16}=2.36$$

翼墙仍然满足抗滑稳定性要求。

③ 满库过流状态

$$k_c=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(956.4+315)}{136.47}=6.52$$

翼墙满足抗滑稳定性要求。

(2) 抗倾覆稳定验算

① 空库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{956.4 \times (7.3 - 4.03) + 292.5 \times (7.3 - 1.4)}{351 \times (6/3 + 3) + 300 \times (6/2 + 3)} = 1.37$$

一般抗倾稳定性系数取 1.3~1.6，所以此时翼墙满足抗倾要求。

② 未满库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{956.4 \times (7.3 - 4.03) + 63 \times (7.3 - 0.78) + 234 \times (7.3 - 1.56)}{156 \times (4/3 + 2 + 3) + 200 \times (4/2 + 2 + 3) + 15.16 \times (2/3 + 3)} = 2$$

翼墙也满足抗滑稳定性要求。

③ 满库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{956.4 \times (7.3 - 4.03) + 315 \times (7.3 - 1.4)}{136.47 \times (6/3 + 3)} = 7.31$$

翼墙满足抗滑稳定性要求。

(3) 地基承载力验算

由计算可知，当翼墙为满库过流时竖向荷载最大，因此，验算满库过流时翼墙的地基承载力。

合力为

$$W = \sum W = 956.4 + 315 = 1271.4\text{kN}$$

偏心距为

$$e = \frac{7.3}{2} - \frac{956.4 \times 4.03 + 315 \times 1.4}{1271.4} = 0.27\text{m}$$

则基底最大压力为

$$\sigma_{\max} = \frac{W}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{1271.4}{7.3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.27}{7.3}\right) = 212.81\text{kPa}$$

满足中密碎石土地基承载力的要求。

2. 横梁结构计算

1) 荷载

将横梁视为简支梁，并忽略横梁自重及作用在梁上泥石流体的重量，横梁只承受处于运动状态的泥石流静压力及泥石流冲击力。

泥石流静压力 F_{f}：

泥石流静压力随深度而改变，则不同位置处的横梁所受的泥石流静压力不同，且泥石流静压力均匀分布在每根横梁上。各横梁承受的静压力如表 8.2 所示。

表 8.2　横梁承受的静压力计算结果

横梁位置/m	泥石流静压力/(kN/m)	长度/m	支座反力/kN	跨中弯矩/(kN·m)
0.8	15.6	3.6	28.08	25.272
1.6	31.2	3.6	56.16	50.544
2.4	46.8	3.6	84.24	75.816
3.2	62.4	3.6	112.32	101.088

泥石流冲击力 F_{i}：

泥石流冲击力均匀分布在每根横梁上，28b 工字钢宽度为 0.124m，则作用在横梁的均布荷载为

$$q = 50 \times 0.124 = 6.2\mathrm{kN/m}$$

横梁支座承受的冲击力为

$$F_{\mathrm{i}} = \frac{50 \times 0.124 \times 3.6}{2} = 11.16\mathrm{kN}$$

跨中弯矩为

$$M = \frac{50 \times 0.124 \times 3.6 \times 3.6}{8} = 10.044\mathrm{kN{\cdot}m}$$

2) 验算

由上知，当空库过流时底部横梁承受的荷载最大，因此，强度验算仅针对底部横梁。由刚结构设计规范得

$$f = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{(101.088 + 10.044) \times 10^3}{1.05 \times 534 \times 10^{-6}} = 198.2\mathrm{MPa} < 210\mathrm{MPa}$$

$$\tau = \frac{VS}{It} = \frac{(112.32 + 11.6) \times 10^3}{24.2 \times 10^{-2} \times 10.5 \times 10^{-3}} = 48.6\mathrm{MPa} < 125\mathrm{MPa}$$

式中，M_x 为同一界面处绕 x 轴的弯矩 (对工字形截面：x 为强轴，y 为弱轴)；γ_x 为截面塑性发展系数，对工字形截面，$\gamma_x = 1.05$；f 为钢材抗弯强度设计值；V 为计算截面沿腹板平面作用的剪力；S 为计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；I 为毛截面惯性矩；t 为腹板厚度。

由计算知，28b 工字钢满足强度要求，横梁尺寸选择合理。

3. 支墩结构计算

1) 支墩尺寸

支墩尺寸如图 8.15 所示，以整个支墩为计算对象。

2) 荷载

支墩自重：$W_{\mathrm{d}} = V_{\mathrm{d}}\gamma_{\mathrm{d}} = (14.8 \times 1.5 + 18.5 \times 2.5) \times 24 = 1642.8\mathrm{kN}$

支墩迎冲面斜面上的泥石流沉积物及泥石流体重 W_{s}：

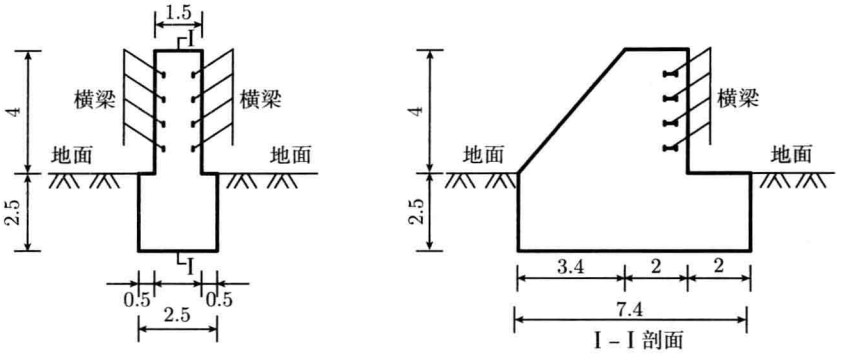


图 8.15 支墩尺寸 (单位：m)

空库过流时：即 $h=0$，则

$$W_{\mathrm{s}}=V_{\mathrm{s}}\gamma_{\mathrm{s}}=6.8\times19.5\times1.5=198\mathrm{kN}$$

未满库过流时：即 $h=2\mathrm{m}$，则

$$W_{\mathrm{s}}=(5.1\times19.5+1.7\times21)\times1.5=202.73\mathrm{kN}$$

满库过流时：即 $h=4\mathrm{m}$，则

$$W_{\mathrm{s}}=V_{\mathrm{s}}\gamma_{\mathrm{s}}=6.8\times21\times1.5=214.2\mathrm{kN}$$

溢流体重：$W_{\mathrm{f}}=10.8\times19.5\times1.5=315.9\mathrm{kN}$
支墩迎冲面前期泥石流沉积物土压力 E_{a}：
空库过流时：
无前期泥石流沉积物，$h=0$，则 $E_{\mathrm{a}}=0$
未满库过流时：

$$E_{\mathrm{a}}=\frac{1}{2}\times2\times1.5\times\left[21\times2\times\tan^2\left(45^\circ-\frac{28^\circ}{2}\right)\right]=22.75\mathrm{kN}$$

满库过流时：

$$E_{\mathrm{a}}=\frac{1}{2}\times4\times1.5\times\left[21\times4\times\tan^2\left(45^\circ-\frac{12^\circ}{2}\right)\right]=90.98\mathrm{kN}$$

处于运动状态的泥石流静压力 F_{f}：
空库过流时：

$$F_{\mathrm{f}}=\frac{1}{2}\times19.5\times4^2\times1.5=234\mathrm{kN}$$

未满库过流时：

$$F_{\mathrm{f}}=\frac{1}{2}\times 19.5\times(4-2)^2\times 1.5=58.5\mathrm{kN}$$

满库过流时：

前期泥石流沉积物厚度 $h=H$，即 F_{f}=0。

3) 验算

(1) 抗滑稳定性验算

① 空库过流状态

$$k_{\mathrm{c}}=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(1642.8+198.9+315.9)}{234+300+280.8\times 2+44.64\times 2}=1.27$$

一般抗滑系数取 1.1~1.2 即可，所以此时支墩满足抗滑稳定性要求。

② 未满库过流状态

$$k_{\mathrm{c}}=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(1642.8+149.18+53.55+315.9)}{58.5+150+22.75+84.24\times 2+22.32\times 2}=3.4$$

支墩仍然满足抗滑稳定性要求。

③ 满库过流状态

$$k_{\mathrm{c}}=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(1642.8+214.2+315.9)}{90.98}=16.72$$

支墩满足抗滑稳定性要求。

(2) 抗倾覆稳定验算

① 空库过流状态

$$k_0=\frac{\sum M_N}{\sum M_P}=\frac{1642.8\times(7.4-3.58)+198.9\times(7.3-1.13)+315.9\times(7.4-2.7)}{300\times(4/2+2.5)+234\times(4/3+2.5)+2302.56\times 2+200.88\times 2}$$
$$=1.82$$

一般抗倾稳定性系数取 1.3~1.6，所以此时翼墙满足抗倾要求。

② 未满库过流状态

$$k_0=\frac{\sum M_N}{\sum M_P}$$
$$=\frac{1642.8\times(7.4-3.58)+149.18\times(7.4-1.32)+53.55\times(7.4-0.57)+315.9\times(7.4-2.7)}{150\times(2/2+2+2.5)+58.5\times(2/3+2+2.5)+22.75\times(2/3+2.5)+435.24\times 2+118.3\times 2}$$
$$=3.92$$

支墩也满足抗滑稳定性要求。

③ 满库过流状态

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} = \frac{1642.8 \times (7.4 - 3.58) + 214.2 \times (7.4 - 1.13) + 315.9 \times (7.4 - 2.7)}{90.98 \times (4/3 + 2.5)}$$
$$= 26.1$$

翼墙满足抗滑稳定性要求。

(3) 地基承载力验算

由计算可知，当支墩为满库过流时竖向荷载最大，因此，验算满库过流时支墩的地基承载力。

合力为

$$W = \sum W = 1642.8 + 214.2 + 315.9 = 2172.9\text{kN}$$

偏心距为

$$e = \frac{7.4}{2} - \frac{1642.8 \times 3.58 + 214.2 \times 1.13 + 315.9 \times 2.7}{2172.9} = 0.49\text{m}$$

则基底最大压力为

$$\sigma_{\max} = \frac{1271.4}{7.4 \times 2.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.49}{7.4}\right) = 96.03\text{kPa}$$

满足中密碎石土地基承载力的要求。

8.3 拦 渣 网

8.3.1 泥石流柔性防护技术原理

泥石流柔性防护系统是在用于落石拦截的被动防护系统 (常称拦渣网) 基础上改进发展起来的 (图 8.16 和图 8.17)。泥石流柔性防护系统根据其结构形式，可以分为两种类型，即 VX 型 (图 8.16(a)) 和 UX 型 (图 8.16(b))，其主要区别在于结构的中部是否有钢柱，并适用于不同宽度的泥石流沟。当泥石流沟较窄时 ($b \leqslant 12\text{m}$)，采用 VX 型结构，系统中部不设置钢柱；当泥石流沟较宽时 ($b > 12\text{m}$)，采用中部设有钢柱的 UX 型结构。泥石流柔性防护系统在防护功能上类似于格栅坝，所不同的是它具有了高抗冲击能力的柔性特征。柔性网为可渗透结构形式，水和较小颗粒的泥沙被排走，较大的岩块被拦截并沉积下来形成天然的防护屏障。泥石流冲击动能主要被柔性网吸收，并将所承受的荷载通过支撑绳、锚杆传递到稳定地层内。柔性网具有抵抗点状冲击的优点，适用于拦挡稀性泥石流。

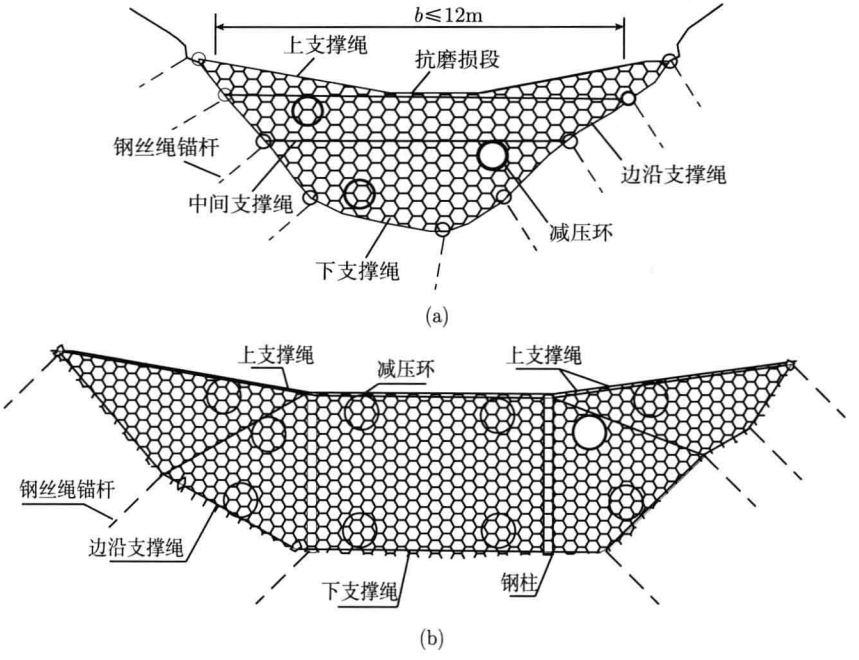


图 8.16　泥石流柔性防护系统结构示意图

(a) VX 型; (b) UX 型

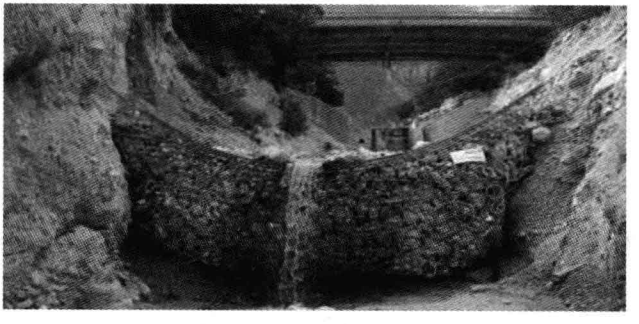


图 8.17　泥石流拦渣网

8.3.2　拦渣网设计

设泥石流沟的宽度为 b，高度为 h，平均流速为 v，泥石流的容重为 γ，则单位时间通过某一断面的泥石流体积为

$$V = bhv \tag{8.17}$$

则泥石流体的质量为

$$m = \gamma V/g \tag{8.18}$$

泥石流冲击能量为

$$\mathrm{W} = \frac{1}{2}mv^2 \tag{8.19}$$

根据计算结果选择相应型号的拦渣网进行防治，目前常用的拦渣网的型号如表 8.3 所示。

表 8.3 拦渣网常用型号

型号	网型	结构配置	主要防护功能
RX-025	DO/08/250	钢柱 + 支撑绳 + 拉锚系统 + 缝合绳 + 减压环	泥石流固相冲击能 ≤250kJ
RX-050	DO/08/200	同 RX-025	泥石流固相冲击能 ≤500kJ
RX-075	DO/08/150	同 RX-025	泥石流固相冲击能 ≤750kJ
RXI-025	R5/3/300	钢柱 + 支撑绳 + 拉锚系统 + 缝合绳	泥石流固相冲击能 ≤250kJ
RXI-050	R7/3/300	同 RXI-025	泥石流固相冲击能 ≤500kJ
RXI-075	R7/3/300	同 RX-025	泥石流固相冲击能 ≤750kJ
RXI-100	R9/3/300	同 RX-025	泥石流固相冲击能 ≤1000kJ
RXI-150	R12/3/300	同 RX-025	泥石流固相冲击能 ≤1500kJ

8.3.3 工程实例

某泥石流为沟谷型泥石流，泥石流沟的宽度为 4m，深度为 3m，泥石流的流速为 4.7m/s，泥石流体容重为 20.5kN/m^3。单位时间通过泥石流沟的泥石流体体积为

$$V = bhv = 4 \times 3 \times 4.7 = 56.4\mathrm{m}^3$$

则泥石流质量：$m = \gamma V/g = \dfrac{20.5 \times 56.4}{10} = 1.15 \times 10^5\mathrm{kg}$

泥石流的冲击能量为

$$\mathrm{W} = \frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 10^5 \times 4.7^2 = 1270\mathrm{kJ}$$

所以此泥石流沟可以选择 RXI-150 进行防治。

第 9 章　排导结构设计

9.1　结构型式及布置原则

9.1.1　排导结构型式

公路泥石流排导结构是一种将泥石流体横向从公路内侧排泄到公路外侧沟谷、河流或开阔地的结构型式，防止公路建构筑物被泥石流冲击破坏或淤埋毁损，保障公路交通安全。根据排导结构横穿公路的方式，可将公路排导结构分为底越式排导结构 (图 9.1) 和顶越式排导结构 (图 9.2)。底越式排导结构是指排导结构从公路路面结构以下以涵洞或桥孔的形式穿越，而顶越式排导结构是指排导结构从公路顶部以渡槽的形式穿越。

排导结构横断面型式根据不同的泥石流类型与规模予以确定，常见有梯形、矩形、三角形底部、弧形底部、复式梯形等 5 种 (图 9.3)。

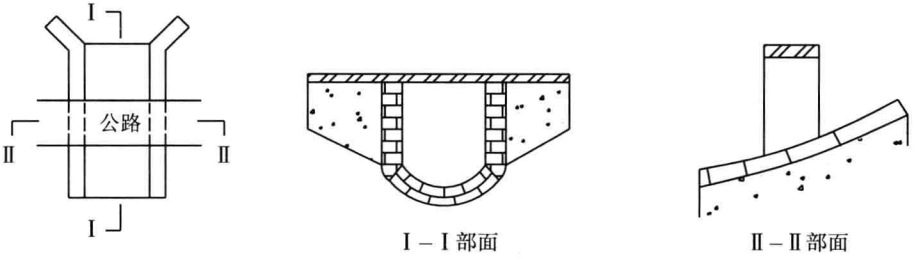


图 9.1　底越式排导结构平断图

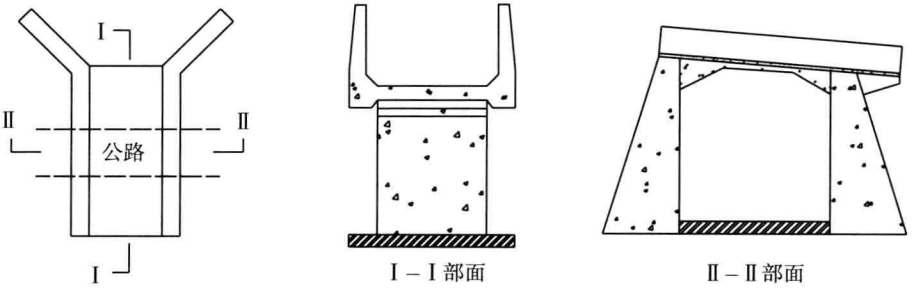


图 9.2　顶越式排导结构平断图

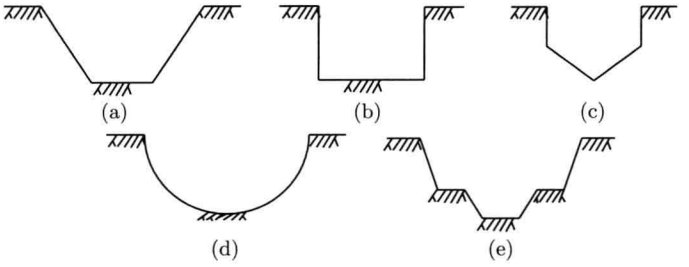


图 9.3 排导结构横断面型式

9.1.2 排导结构平面布置原则

排导结构在平面上由进口段、急流段、出口段三部分组成 (图 9.4)。

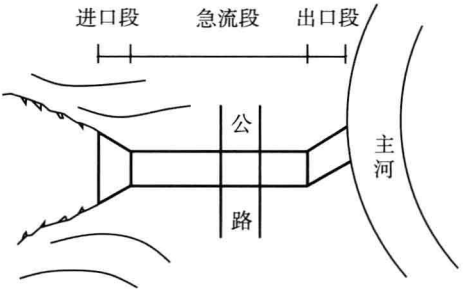


图 9.4 排导结构平面布置图

1. 进口段

进口段是排导槽与自然沟道的连接部分，由两道倒八字形导流堤组成。导流堤应与上游流通区或山口稳定部分沟岸相接，顺应沟床流势布设成直线或大半径曲线。由于排导槽的宽度通常都比上游自然沟床宽度要小，故进口段两侧的导流堤应布设成上游宽、下游窄 (与急流槽断面一致) 并成收缩渐变的喇叭口外形，具有逐渐压缩泥石流过流断面的作用。导流堤轴线方向与泥石流主流方向之间的夹角与泥石流性质有关，黏性泥石流及含大量巨砾的水石流取 8° ~ 12°，高含沙水流及稀性泥石流取 13° ~ 18°。

如果排导槽上游段已建有拦砂坝、溢流坝、低槛等控流设施，则在布置进口段时，应加以合理利用，使导流堤与相应的控流设施末端连接，并使其与入流方向保持一致；若上游无控流设施，为防止出现严重冲刷沟槽，应在进口段适当部位设置相应的控流工程，如潜坝、低槛、矮桩林、铺砌等。

2. 急流段

急流段是排导槽的主体部分，平面线型尽可能为直线，若无法回避弯曲沟段

时，应尽量裁弯取直，以较大的弯道半径缓慢过度，稀性泥石流沟的弯道半径应为泥石流流体宽度的 8~10 倍，黏性泥石流沟的弯道半径应为泥石流流体宽度的 15~20 倍。

3. 出口段

出口段布置宜靠近交汇大河的主流线位置，使泥石流能通过排导槽直接送入江河、山谷或停淤场。出口段末端与大河以锐角方式相交，交角越小，泥石流体在泥石流沟口停积、堵塞河道的几率越小。

9.2 汇　流　槽

汇流槽是修建在泥石流堆积区，与速流槽上段相连接的导流设施，起到节流(调节流量、泥位和速度)、导向等调节作用，使处于运动状态的泥石流体能够顺利进入速流槽予以排泄。一般呈上游宽下游窄，收缩渐变的倒喇叭形 (又称倒八字形)。

荷载组合：结构自重 + 泥石流浆体冲击力 + 块石冲击力。

汇流槽由侧墙和嵌固桩现浇而成，可简化为按悬臂梁进行受力分析，如图 9.5 所示。

求出泥石流浆体冲击力和块石冲击力后，便可运用材料力学方法求解即可得到结构内力，据此进行工程设计。

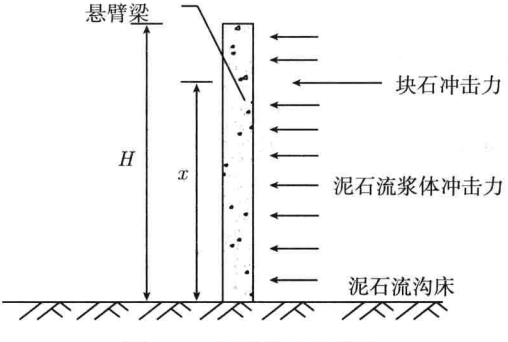


图 9.5　汇流槽力学模型

9.3 底越式排导结构

9.3.1 受荷模式

荷载组合：泥石流体自重 + 结构自重 + 地基反力 + 泥石流体摩阻力。

将地基视为均匀介质，不考虑泥石流磨蚀力对排导结构内力的影响，仅在结构设计时从构造措施上考虑结构抗御泥石流磨蚀问题。

精确计算时，基于弹性地基梁理论将底越式排导结构的地基土体视为半无限弹性体，单位长度的排导结构视为弹性地基梁。等分地基梁，引入 Winkler 假定，在每段的中点设置垂直 Winkler 元 (图 9.6)，据此进行超静定结构分析。

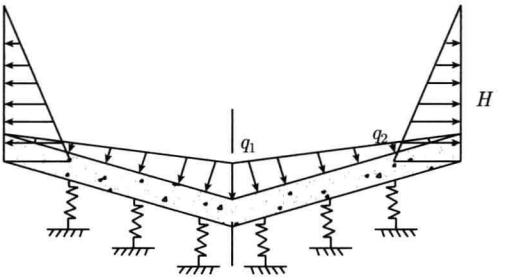


图 9.6 底越式排导结构 Winkler 力学模型

9.3.2 排导槽内力计算方法

1. 槽底内力

将 V 型排导槽结构视为支承在地基上的弹性地基梁，可分别取速流槽的横断面和纵断面建立 Winkler 模型，根据方形荷载板实验，确定地基反力系数 k，在缺乏实验条件的情况下，可按表 9.1 取地基反力系数的推荐值。结构的特征系数 β 由下式计算，即

$$\beta^4 = \frac{k}{4EI} \tag{9.1}$$

式中，E 为梁的弹性模量 (MPa)；I 为梁截面惯性矩 (m^4)

根据弹性地基梁的挠度计算式：

$$y = \mathrm{e}^{\beta x}(c_1\cos\beta x + c_2\sin\beta x) + \mathrm{e}^{-\beta x}(c_3\cos\beta x + c_4\sin\beta x) + \frac{q(x)}{k} \tag{9.2}$$

可得梁任意截面的转角、弯矩、剪力表达式：

$$\begin{aligned}\theta = \frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x} =& \beta\mathrm{e}^{\beta x}[c_1(\cos\beta x - \sin\beta x) + c_2(\cos\beta x + \sin\beta x)] \\ &- \beta\mathrm{e}^{-\beta x}[c_3(\cos\beta x + \sin\beta x) + c_4(-\cos\beta x + \sin\beta x)]\end{aligned} \tag{9.3}$$

$$M = -EI\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2} = 2\beta^2EI[\mathrm{e}^{\beta x}(c_1\sin\beta x - c_2\cos\beta x) - \mathrm{e}^{-\beta x}(c_3\sin\beta x + c_4\cos\beta x)] \tag{9.4}$$

$$\begin{aligned}Q = -EI\frac{\mathrm{d}^3y}{\mathrm{d}x^3} =& 2\beta^3EI\{\mathrm{e}^{\beta x}[c_1(\cos\beta x + \sin\beta x) - c_2(\cos\beta x - \sin\beta x)] \\ &- \mathrm{e}^{-\beta x}[c_3(\cos\beta x - \sin\beta x) + c_4(\cos\beta x + \sin\beta x)]\}\end{aligned} \tag{9.5}$$

将边界条件代入式 (9.2)～ 式 (9.5)，得系数 c_1、c_2、c_3 和 c_4。

表 9.1　地基反力系数的推荐值

土的种类		$k/(\mathrm{N/cm^3})$
扰动砂土，未经压实的新填土		1～5
流塑黏性、淤泥质土、有机质土		5～10
粘土及	软塑	10～20
粉质粘土	可塑	20～40
砂　土	松散或稍密的	10～15
	中密的	15～25
	密实的	25～40
碎石土	稍密的	15～25
	中密的	25～40
黄土及黄土类粉质粘土		40～50
硬塑性黏性及粉质粘土		40～100
密实碎石土		50～100
人工压实的粉质粘土、硬粘土		100～200
冻土层		200～1000

注：地基反力系数推荐值应根据防治工程的重要性进行选取，即重要工程取小值，次要工程取大值。

2. 侧墙内力

采用挡土墙理论进行排导槽边墙内力计算。挡土墙墙面与竖直线之间的夹角为 α，墙背面填土水平，内摩擦角为 φ，填土与墙面的摩擦角为 δ，边墙受力见图 9.7。

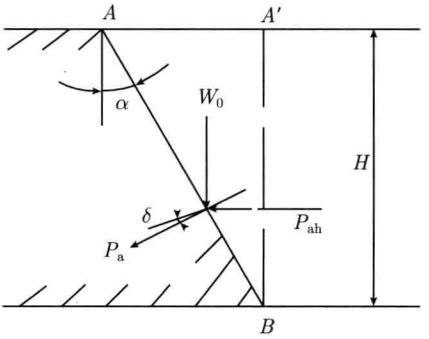


图 9.7　边墙受力示意图

由于挡土墙的墙面是倾斜的，作用在挡土墙背的主动土压力可以分为两部分计算，第一部分是作用在竖直面 $A'B$ 上的主动土压力 P_{ah}，可按下式计算：

$$P_{\mathrm{ah}} = \frac{1}{2}\gamma K_{\mathrm{a}} H^2 \tag{9.6}$$

第二部分是墙面 AB 和竖直面 $A'B$ 之间的土重所产生的压力，即三角形土体 ABA' 的自重压力 W_0，可按下式计算：

$$W_0 = \frac{1}{2}\gamma\overline{AA'}\cdot\overline{BA'} = \frac{1}{2}\gamma H\tan\alpha\cdot H = \frac{1}{2}\gamma H^2\tan\alpha \tag{9.7}$$

作用在挡土墙上的总的主动土压力 P_a 是 P_{ah} 和 W_0 的合力：

$$P_a = \sqrt{P_{ah}^2 + W_0^2} = \sqrt{\left(\frac{1}{2}K_a\gamma H\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\tan\alpha\right)^2} = \frac{1}{2}\gamma H^2\sqrt{K_a^2 + \tan^2\alpha} \tag{9.8}$$

式中，主动土压力系数 K_a 为

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\alpha)\sin\varphi}{\cos(\alpha+\delta)\cos\alpha}}\right]^2} \tag{9.9}$$

作用在挡土墙上的总主动土压力为

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2\sqrt{K_a^2 + \tan^2\alpha} \tag{9.10}$$

主动土压力沿墙面呈三角形分布，压力作用线与墙面法线成 δ 角，并作用在法线的上方，总主动土压力作用点距离墙踵点的高度为 $y_a = h/3$。

9.3.3 槽底简化计算方法 —— 反力直线法

反力直线法是一种近似的方法，该方法假定地基反力呈直线规律分布，其地基反力图形在对称荷载作用下呈矩形分布，在偏心荷载作用下呈梯形分布。简化计算时，取单位长度的槽底为研究对象。为了确定地基反力的直线分布图形，只须先求出梁端的地基反力集度 P_1 和 P_2。P_1 和 P_2 可根据力平衡和力矩平衡联合求出。据此，排导结构槽底可简化为静定问题进行求解，如图 9.8 所示。

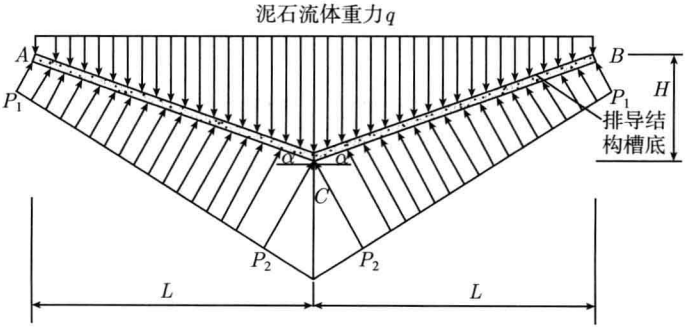


图 9.8 槽底简化计算模型

由 $\sum M_A = 0$，得

$$\begin{aligned}&\frac{p_1 L^2}{2\cos^2\alpha}+\frac{(p_2-p_1)L^2}{6\cos^2\alpha}+\frac{3p_1L^2}{2\cos\alpha}+\frac{2(p_2-p_1)L^2}{3\cos\alpha}\\&=\frac{q_A L^2}{2}+\frac{4q_A L^2\cos\alpha}{3}+\frac{(q_C-q_A)L^2}{3}+\frac{2(q_C-q_A)L^2\cos\alpha}{3}\end{aligned}\tag{9.11}$$

由 $\sum Y = 0$，得

$$p_1 L\cos\alpha+\frac{(p_2-p_1)L}{2}\cos\alpha=q_A L+\frac{q_C-q_A}{2}L\tag{9.12}$$

联合式 (9.11) 和式 (9.12)，可求得 P_1 和 P_2，据此可求得槽底任意截面的内力。

9.3.4　实例分析

平川泥石流位于川西南西昌–木里干线公路雅砻江河谷中游的宽阔河谷地段，泥石流沟流域面积 16.8km^2，较大的形成区、狭长的流通区、两个短小而宽阔的沉积区是其基本特征，流域沟长 8.2km，沟谷平均比降 181‰，泥石流构发育于平川河的侵蚀阶地 (位于海拔 1800m) 和两级夷平面 (分别位于海拔 2500m 和 3000m) 之间。流通区位于侵蚀阶地和 2500m 夷平面之间的坡面上，形成区内沉积部位位于 2500m 夷平面台面边缘。从泥石流沟出溢口演变可以发现，平川泥石流 20 年来呈现加速发展之势。1975 年平川铁矿建成以前，泥石流以 10 年左右为周期。铁矿建成以后，1975~1977 年，沟口西木路以 0.5~0.6m 的小涵洞跨越；由于泥石流发育，1983 年扩大为 3.0m 长；1992~1993 年改涵为 5.0m 跨径的小桥；1997~1999 年，小桥全部被泥石流体掩埋，路堤逐年增高。使该部位经常成为西木路的瓶颈地段，每年因此造成交通断道 20 天左右。

1. 结构设计参数

(1) 泥石流体多年统计累积最大淤积高度 H_1 =6.8m，最大冲刷工况设计泥石流流量为 4839.5m^3，最大冲刷工况设计泥石流流速为 v_c =9.7m/s，泥石流体容重为 γ_c =17.3kN/m^3。

(2) 排导结构由汇流槽和速流槽组成。速流槽采用斜墙 V 型槽，如图 9.9 所示，为底越式速流结构。速流槽净宽 6m、泥深 1.5m，设计泥深为 2.0m，安全超高取 0.25m，其中 V 型槽纵坡坡度为 181‰，V 型排导槽底横向坡度取 240‰。

(3) 速流结构采用 C25 钢筋混凝土，其容重 $\gamma = 25\text{kN/m}^3$，轴心抗压极限强度 $R_c = 17.5\text{MPa}$，轴心抗拉极限强度 $R_t = 1.9\text{MPa}$，混凝土受压弹性模量 $E = 2.85\times10^4\text{MPa}$，剪切模量 $G = 0.43\text{E}$，II 级钢筋抗拉抗压设计强度 $f_y = 340\text{MPa}$、弹性模量 $E = 2.0\times10^5\text{MPa}$。

(4) 汇流槽与泥石流主流线夹角 18°，速流槽底板厚 40cm、侧墙厚 1.0m。

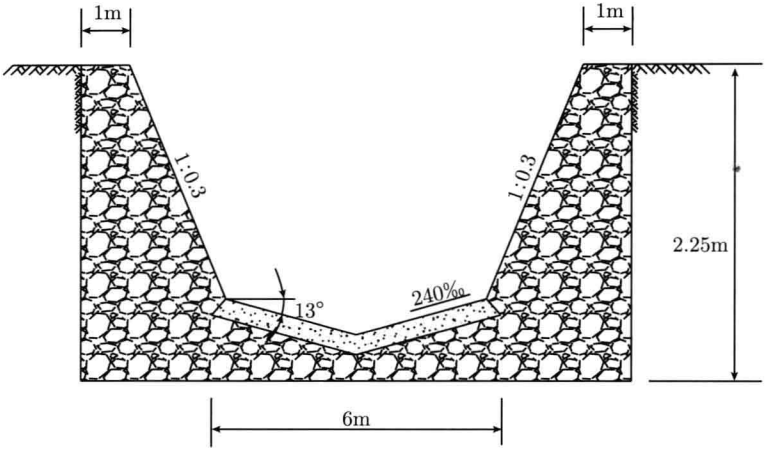


图 9.9 斜墙 V 型排导槽

(5) 平川泥石流汇流槽设计参数表，见表 9.2。

表 9.2 平川泥石流汇流槽设计参数表

指标	泥石流冲击方向与汇槽间夹角 $\varphi/(°)$	黏性泥石流流速计算参数 $\overline{M}$	颗粒直径 D/mm	固体颗粒体积占总体积比值 ξ	基底摩擦系数 f	泥石流冲击力力臂 Z_r/m	地基容许承载力 σ_0/kPa
均值	27	3.1567	6.31	0.32	0.60	2.30	192
标准差	5.73	1.16	10.61	0.193	0.131	0.91	53.19

2. 内力计算

运用前述计算方法，对平川泥石流排导结构进行内力计算。

1) 汇流槽内力

简化汇流槽受力图如图 9.10 所示。

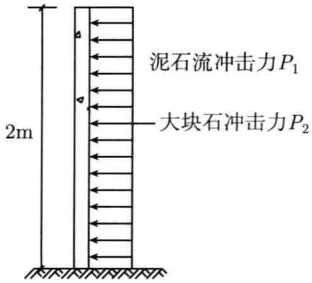


图 9.10 简化汇流槽受力图

k 取 2.5，泥石流冲击力：$P_1 = k\gamma_c v_c^2 = 2.5 \times 17.3 \times 9.7^2 = 4069.39\text{kN/m}$

块石冲击力：泥石流体中，块石半径取 1m，$W_0 = 1.0\times10^5\text{kg}$，$\alpha = 18°$，$\gamma_0 = 0.3$，则块石冲击力为

$$P_2 = \gamma_0 v_c \sin\alpha\sqrt{\frac{W_0}{c_1 + c_2}} = 0.3 \times 9.7 \times \sin 18°\sqrt{\frac{1.0 \times 10^5}{0.005}} = 4021.52\text{kN}$$

P_2 作用的最不利位置在汇流槽顶，分别作出 P_1 和 P_2 的弯矩图 (图 9.11 和图 9.12)。

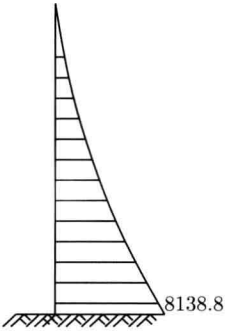


图 9.11　P_1 作用下的弯矩图
(单位：kN·m)

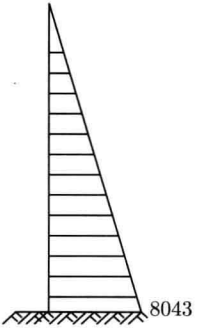


图 9.12　P_2 作用下的弯矩图
(单位：kN·m)

2) 侧墙内力

排导结构侧墙采用浆砌片石，容重为 22kN/m^3，墙顶宽 0.5m，底宽 1m，墙背填土容重为 16kN/m^3，地基承载力设计值为 120kPa，按照重力式挡土墙结构设计，计算模型如图 9.13 所示。

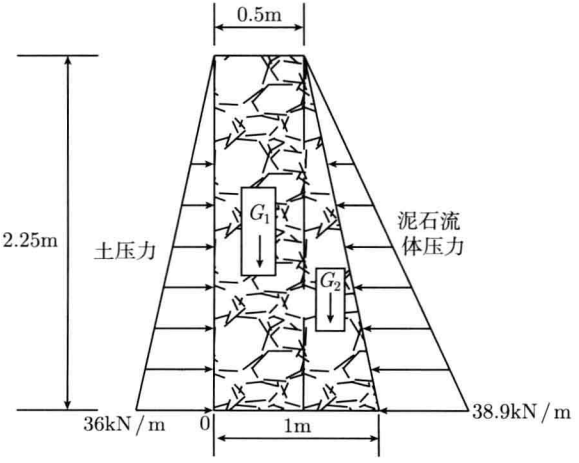


图 9.13　侧墙计算模型

(1) 抗滑稳定性验算

$$K_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{滑动力}} = \frac{(G_1+G_2)\mu}{\frac{1}{2}\gamma_c H^2 - \frac{1}{2}\gamma_{\pm} H^2}$$
$$= \frac{22\times(0.5\times2.25\times1+0.5\times0.5\times2.25\times1)\times0.3}{0.5\times38.9\times2.25-0.5\times36\times2.25} = 3.41 > 1.3$$

抗滑稳定性满足要求。

(2) 抗倾覆稳定性验算

$$K_t = \frac{\text{抗倾覆力矩}}{\text{倾覆力矩}} = \frac{G_1\times0.25+G_2\times0.75}{\left(\frac{1}{2}\gamma_c H^2 - \frac{1}{2}\gamma_{\pm} H^2\right)\times\frac{1}{3}\times2.25} = 6.32 > 1.4$$

抗倾覆安全系数满足要求。

(3) 地基承载力验算

合力作用点距 O 点距离为 $x = 0.35\text{m}$，则偏心距 $e = 0.35 - 1/6 = 0.18$。基底应力为

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{A}\left(1\pm\frac{6e}{b}\right) = \frac{37.1}{1}\times\left(1\pm6\times\frac{0.18}{1}\right) = \begin{matrix}77.17\\-2.97\end{matrix}\ \text{kPa}$$

$$\frac{1}{2}(p_{\max}+p_{\min}) = \frac{1}{2}\times(77.17+0) = 38.585\text{kPa} < f_a = 120\text{kPa}$$
$$p_{\max} = 77.12\text{kPa} < 1.2f_a = 144\text{kPa}$$

基底平均应力与最大应力均满足要求。

最终确定挡土墙断面尺寸：顶宽 0.5m，底宽 1m。

3) 槽底结构内力计算 (简化解)

排导槽底简化力学模型见图 9.14。

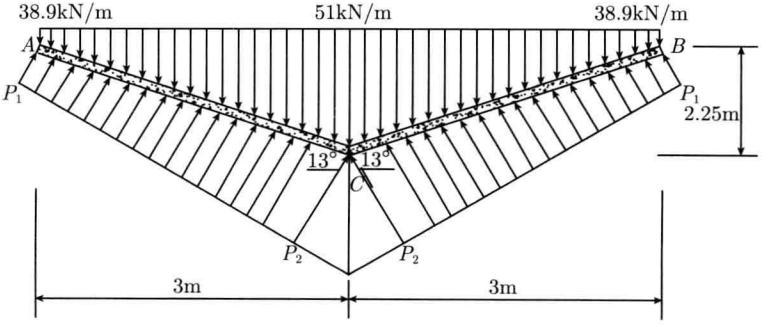


图 9.14 排导槽底简化力学模型

由 $\sum M_A = 0$，$10.86P_1 + 7.74P_2 = 736.93\text{kN·m}$

由 $\sum Y = 0$，$1.5(P_1 + P_2) = 138.50\text{kN·m}$

得 $P_1 = 7.14\text{kN·m}$，$p_2 = 85.2\text{kN·m}$

由此可得任一截面的内力，例如，x=1.5m 和 x=3m 处的内力，并作出内力图，如图 9.15 和图 9.16 所示。

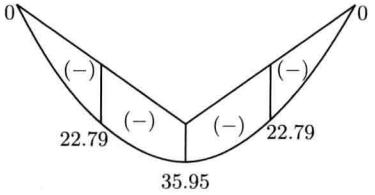


图 9.15　槽底弯矩图 (单位：kN·m)

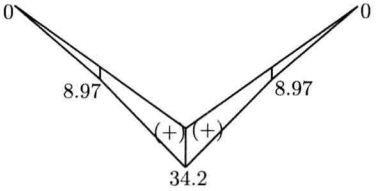


图 9.16　槽底剪力图 (单位：kN)

4) 槽底结构内力计算 (精确解)

取 V 型速流槽的一半结构，建立坐标系如图 9.17 所示。根据其初始条件可知由于 A、B 两端 A 为自由端，B 为固定端，边界条件表述如下：

A 端：$x = 0\text{m}$ 时，弯矩 $M = 0$，剪力 $Q = 0$；

B 端：$x = 3\text{m}$ 时，位移 $y = 0$，转角 $\theta = 0°$。

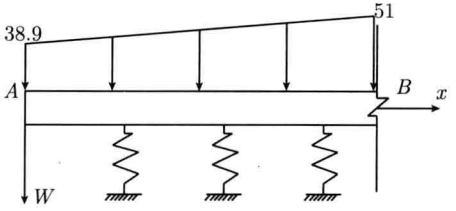


图 9.17　槽底的弹性地基梁受力图

垂直于横截面方向取 1m，即 $b = 1\text{m}$，$h = 0.4\text{m}$，地基反力系数取 30N/cm^3。

$$E = 2.85 \times 10^4\text{MPa},\quad I = \frac{bh^3}{12} = 5.33 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$\beta^4 = \frac{k}{4EI} = \frac{30 \times 10^6}{4 \times 2.85 \times 10^{10} \times 5.33 \times 10^{-3}} = 0.04937\text{，即 } \beta = 0.4714\text{。}$$

将作用在槽底上的分布荷载视为线性变化的，$q(x) = 38900 + 4030x$。

将边界条件带入式 (9.2)～式 (9.5)，得系数 $c_1 = 0.0016$、$c_2 = -0.00043$、$c_3 = 0.00102$、$c_4 = -0.00043$，将其代入式 (9.4) 和式 (9.5)，可得任一点处的弯矩和剪力，如 $x = 3\text{m}$ 和 $x = 1.5\text{m}$ 处的弯矩和剪力得内力图分别如图 9.18 和图 9.19 所示。

在设计计算中，为求计算简化，可选用反力直线法进行求解，同时为保障工程安全，简化解乘以 1.3 ～ 1.5 的增大系数即可得精确解。

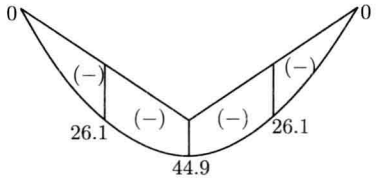


图 9.18 槽底弯矩图 M(单位：kN·m)

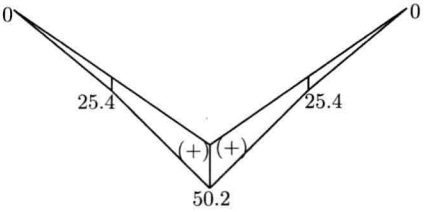


图 9.19 槽底剪力图 Q(单位：kN)

5) 槽底配筋

取单位长度排导草底板宽为计算单元，即 $b = 1000\text{mm}$，采用 C25 混凝土，选用 HPB235 级钢筋，$\alpha_1 f_c = 11.9\text{N/mm}^2$，$f_y = 210\text{N/mm}^2$。钢筋保护层厚度取 10cm，故 $h_0 = 30\text{cm}$。

计算可得槽底弯矩最大值为 44.9kN·m。

由式 $\alpha_s = \dfrac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \dfrac{44.9 \times 10^6}{11.9 \times 1000 \times 300^2} = 0.0419$，查钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算系数表，可得 $\varepsilon = 0.0432$。

则纵向受拉钢筋的截面面积为

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \varepsilon h_0}{f_y} = \frac{11.9 \times 1000 \times 0.0432 \times 300}{210} = 734.4\ \text{mm}^2$$

选用 $\Phi 10@90$ 的钢筋，实配 $872(\text{mm}^2)$，分布钢筋选用 $\Phi 6@200$，槽底配筋布置如图 9.20 所示。

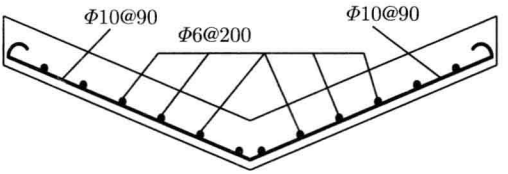


图 9.20 槽底配筋图

6) 汇流槽配筋

汇流槽高 2m，宽取 1.5m，取 1m 长结构体按照悬臂梁进行配筋计算，所以截面尺寸为 $b \times h = 1000 \times 1500(\text{mm}^2)$，混凝土强度等级取 C30，$\alpha_1 f_c = 14.3\text{N/mm}^2$，选用钢筋 HRB400，$f_y = 360\text{N/mm}^2$，$f'_y = 360\text{N/mm}^2$。取 $a'_s = a_s = 150\text{mm}$，按双筋矩形截面进行配筋计算。

受压区筋截面面积为

$$A'_s = \frac{M - \varepsilon_b(1 - 0.5\varepsilon_b)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y(h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{8403 \times 10^6 - 0.518 \times (1 - 0.5 \times 0.518) \times 14.3 \times 1000 \times 1200^2}{360 \times (1200 - 150)} = 1320\text{mm}^2$$

选配 $3\Phi25(1472\text{mm}^2)$。

受拉区筋截面面积为

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c \varepsilon_b h_0 + f'_y A'_s}{f_y} = \frac{14.3 \times 1000 \times 0.518 \times 1200 + 360 \times 1472}{360} = 26163\text{mm}^2$$

选配 $33\Phi32(26538\text{mm}^2)$，其分布钢筋按照悬臂梁构造配筋。单位长度汇流槽的配筋如图 9.21 所示。

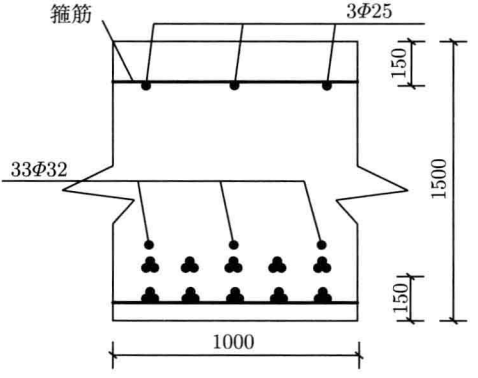


图 9.21　单位长度汇流槽横剖面配筋图 (单位：mm)

9.4　顶越式排导结构

将泥石流从公路顶部横向输运到公路外侧的排导结构称为顶越式排导结构，是山区公路防治中小型泥石流的一种主要结构型式。顶越式排导结构是由槽身、支承结构、基础及进出口建筑物四部分组成 (图 9.22 和图 9.23)。槽身设置在支承结构上，槽身及槽中泥石流体的重力通过支承结构传递给基础。

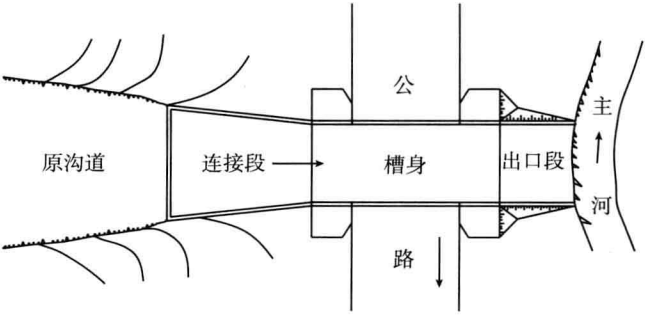


图 9.22　顶越式排导结构平面图

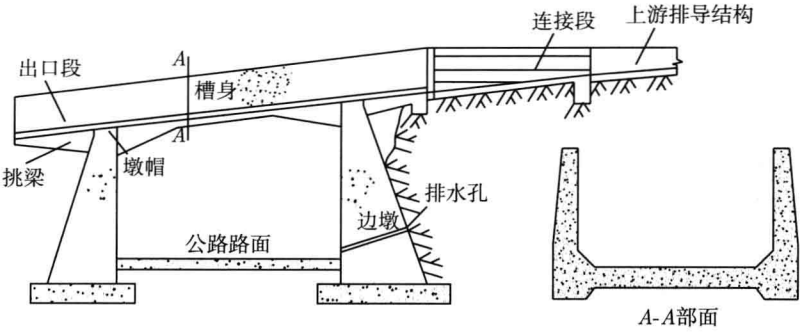


图 9.23 顶越式排导结构侧面图

9.4.1 平面布置原则

从泥石流沟的上游到下游，排导结构共由五部分组成，即入流衔接段、进口段、槽身、出口段和出流衔接段。平面设计的总思路是：排导结构进口段平面须与原沟岸平滑衔接，槽身应按直线等断面宽度设计，出口部分应尽可能使泥石流抛流距离远离排导结构末端墩柱，保障墩柱安全。布置原则如下所示。

(1) 平面形态上，排导结构和泥石流沟应顺直平滑地连接，排导结构进口前需要 15~20 倍槽宽的直线引流段，进口段不得布置在沟道急弯上。

(2) 排导结构进口段不得强行压缩底宽，避免突然收缩和展宽，宜采用上宽下窄的梯形或圆弧状的倒喇叭形束流堤渐变段，渐变段长度一般为 5~10 倍槽宽，且不得小于 20m，渐变段扩散角取 8° ~ 15°。

(3) 槽身设计成直线等断面宽度，要有足够的长度，除被跨越物横向净宽外，向外延伸的长度为 1~1.5 倍槽宽。

(4) 排导结构出口段和出流段应与沟岸衔接顺直，避免沟道弯曲、收缩或纵向平缓。出口段或下游沟道纵坡比较小时，应将出口段作适当收缩，或调整槽底纵坡以提高泥石流的流速，出口处有较大落差时，槽尾可采用悬臂式支撑延伸。

(5) 布置排导结构出口段或出流段时，要避免由于出流不顺畅发生堵塞现象，影响其过流能力和由于出口流速过高产生的局部冲刷，影响其使用寿命。

(6) 在平面布置上应设置相应的导流及防护工程等辅助性措施，如导流堤等。

9.4.2 荷载及其组合

作用在排导结构的荷载包括结构自重、填土重量和土压力；泥石流体的重力及相应的流体压力，含有巨砾的泥石流体作整体运动时的冲击力，地震力，构成两种荷载组合：

组合一：基本组合，排导结构自重 + 设计流量下泥石流体的重力；

组合二：特殊组合，排导结构自重 + 设计流量下泥石流体的重力 + 地震力。

9.4.3　断面设计

1. 设计原则与步骤

(1) 槽底设计纵坡，应等于或接近天然沟道流通段的平均纵坡，防止泥石流通过时产生淤积，甚至漫溢。对于排泄坡面泥石流的排导结构，其槽底纵坡应不小于该沟的淤积纵坡。

(2) 按设计最大流量计算的横断面面积是排导结构的有效过流横断面面积，加上计算裕度和安全超高得到排导结构的设计横断面尺寸。

(3) 尽可能采用具有较大水力半径的直墙式矩形横断面或陡墙窄深式梯形横断面，减小阻力，增大流速，提高泥石流输送效率。

(4) 计算槽深，应当用阵性泥石流波高 (龙头高) 的计算值或调查值予以确定。

(5) 纵、横断面初算结果，用不同规模泥石流流量计算流速与排导槽和沟道的耐冲流速作比较，不能满足时调整纵坡，重新计算横断面，反算流速，直到满足要求为止。

2. 计算公式

1) 按水力最佳断面决定排导槽宽深比

$$\beta = \frac{B_c}{H_c} = 2(\sqrt{1+n^2} - n) \tag{9.13}$$

式中，β 为断面宽深比；B_c 为底宽 (m)；H_c 为流深 (m)；n 为梯形的边坡系数。

式 (9.13) 对梯形或矩形断面都适用，当断面为矩形时，边坡系数为 $n = 0$。梯形断面最优宽深比值见表 9.3。

表 9.3　梯形断面最优宽深比值

n	0.00	0.10	0.20	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25
β	2.00	1.81	1.64	1.56	1.24	1.00	0.83	0.70

2) 槽底纵坡计算式

对稀性泥石流和水石流，槽底纵坡可由式 (9.14) 计算，或参照表 9.4 选用 I_f。

$$I_f = 0.59\frac{D_a^{2/3}}{H_c} \tag{9.14}$$

式中，I_f 为槽底纵坡；D_a 为石块平均粒径 (m)；H_c 为平均泥深 (m)。

表 9.4　槽底纵坡比值

H_c/D_{90}	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5
纵坡范围/%	24.6~21.4	21.4~18.0	18.0~14.8	14.8~11.4	11.4~8.0
纵坡中值/%	23.0	19.5	16.5	13.0	10.0

注：H_c 为平均泥深 (m)，D_{90} 为按石块个数计 90%小于或等于该粒径 (m)。

对黏性泥石流和泥流：

$$I_b < I_f < 15\% \tag{9.15}$$

式中，I_b 为沟道相应段的天然沟床纵坡；其余变量同前。

9.4.4 构造要求

1. 基础

排导结构立交处净空、槽体自重和泥石流荷载都很大，因此，对地基和基础的要求较高；排导结构一般采用整体连续条形基础，或支撑墩、柱、排架等支撑形式；两端条形基础的形状、尺寸、构造和基底标高力求对称，避免侧向受力不均而导致不均匀沉陷和变形；基础埋深不应小于被跨越建筑物的基底标高，并应满足抗冲刷、抗冻融等要求；基础应当置于坚固的基岩或密实、坚硬的地基土体上，否则，应作加固处理。

2. 止推墩台

排导结构进、出口边跨支墩承受很大的水平推力，为确保排导结构的纵向稳定，边墩应采用重力式结构并设置槽底止推装置。

3. 耐磨层

排导结构的底部和侧壁过流面应作防冲击磨损处理，一般增加 10~15mm 厚度的钢板铺底防磨或采用废旧钢轨滑床防磨。

9.4.5 内力计算

1. 槽身纵向结构计算

纵向计算中，作用于槽身的荷载按均布荷载 q 考虑，包括槽身重力和槽内的泥石流重。为简化计算，纵向槽身可按简支梁进行计算，计算模型如图 9.24 所示。

最大弯矩为：$M = \frac{1}{8}qL^2$，为获得所需受力钢筋。

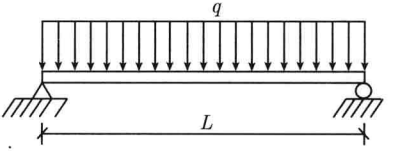


图 9.24 槽底受力示意图

2. 槽身横向结构计算

顶越式排导结构的槽身由侧墙和底板所组成，其顶端根据有无交通要求而决定是否设置人行桥。侧墙为一承受泥石流压力的悬臂梁，顶端弯矩为零，低端弯矩

随泥石流深度的增加而迅速增大。

槽身横向内力计算时，取单位长度的排导槽为计算模型 (图 9.25(a))。作用于单位长度脱离体上的荷载除槽内的泥石流自重和槽身自重 q 外，两侧还有剪力 Q_1 和 Q_2，两剪力的差值 ΔQ 与竖向力维持平衡，即 $\Delta Q = Q_1 - Q_2 = q$。剪力在断面上沿高度呈抛物线分布，如图 9.25(b)。由剪力分布图可见，绝大部分剪力集中在两侧侧墙上，剪力对侧墙不产生弯矩，工程上将此剪力近似地简化为集中于侧墙底面，即作为一个竖向链杆支撑于侧墙底面，侧墙与底板仍按刚性连接处理，槽身计算简图如图 9.25(c) 所示。图中，q_2 为按满槽泥石流计算的槽内泥石流压力与底板重力之和。

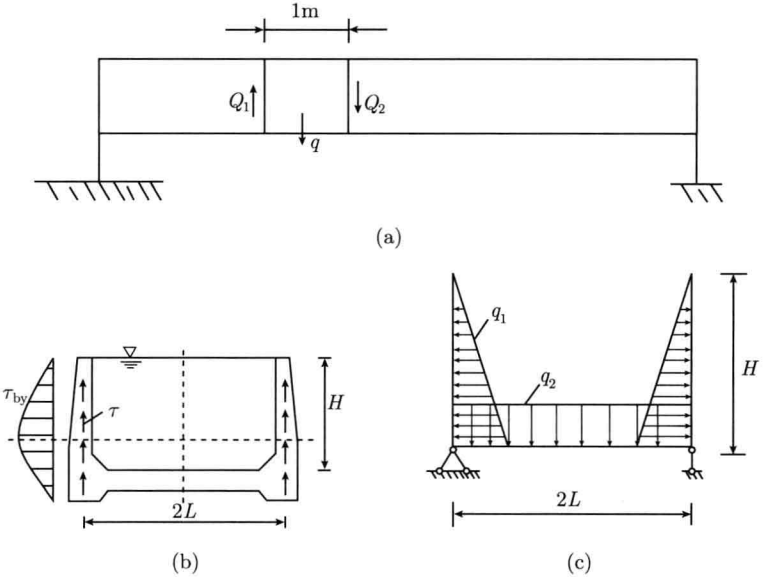


图 9.25　顶越式泥石流排导槽横向结构计算模型

1) 侧墙计算

把排导槽侧墙视为固定于底板上的悬臂梁，构建其力学模型如图 9.26 所示。其最大弯矩位于侧墙下部计算公式如下：

$$M_{\mathrm{a}} = M_{\mathrm{b}} = \frac{1}{6}\gamma_{\mathrm{c}} H^3 \tag{9.16}$$

式中，H 为排导槽侧墙高度 (m)；其余变量同前。

2) 底板计算

底板按简支梁考虑，力学模型如图 9.27 所示。

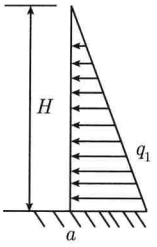


图 9.26 顶越式泥石流排导槽侧墙力学模型

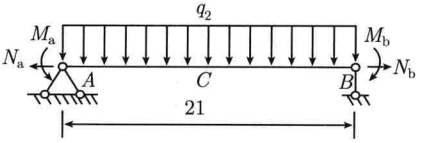


图 9.27 顶越式泥石流排导槽底板力学模型

底板轴向拉力 N_a、N_b 和底板跨中正弯矩 M_c 计算公式分别见式 (9.17) 和式 (9.18)。

$$N_a = N_b = \frac{1}{2}\gamma_c H^2 \tag{9.17}$$

$$M_c = \frac{1}{2}(\gamma_c H + \gamma_h \delta)l^2 - \frac{1}{6}\gamma_c H^3 \tag{9.18}$$

式中，γ_h 为钢筋混凝土容重 (kN/m^3)；δ 为底板厚度 (m)。

求出泥石流排导结构内力后，即可进行侧墙和底板在满槽泥石流的情况下进行配筋计算。但是，需要说明的是，在泥石流满槽情况下，跨中 M_c 值不一定最大。为求 M_c 的最大值，令 $\dfrac{dM_c}{dH} = 0$，当 $H = l$ 时，跨中 M_c 最大，据此进行配筋计算。

3. 支撑结构之一：重力式支墩

在公路两侧，采用重力式支墩支承泥石流排导结构 (图 9.28(a))。公路内侧支墩还承受局部填土压力，高度一般不宜超过 5~6m，墙背坡度系数 $m = 0.25 \sim 0.5$。

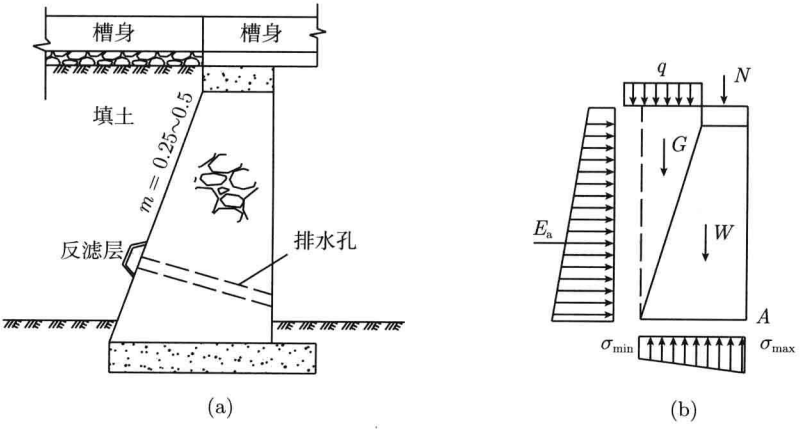


图 9.28 重力式支墩

墩下部设置排水孔，孔径 4~6cm，可设 1~2 排，孔进口设反滤层，出口高出地面 10~30cm。

墩身用不低于强度等级 C25 混凝土浇筑。为了改善基础的应力状态，常需扩大槽底部的承载面积，两端向外延伸 0.3~0.5m，使所有作用力的合力作用线尽可能通过底面中心，以便使地基应力均匀分布或接近于均匀分布。支墩计算模型如图 9.28(b) 所示，需进行抗滑稳定、地基承载力及支墩墩身应力验算 (只作顺槽方向的验算)，支墩后部填土按主动土压力计算。支墩安全系数见表 9.5。

表 9.5　支墩安全系数

荷载情况	$[K_0]$ 或 $[K_c]$
主要荷载组合	抗倾 1.5 抗滑 1.3
附加荷载组合	抗倾抗滑 1.3
施工荷载	抗倾抗滑 1.2

1) 支墩抗滑和抗倾覆验算

抗滑稳定计算公式：

$$K_c = \frac{f\sum N}{\sum P} \geqslant [K_c] \tag{9.19}$$

式中，K_c 为抗滑稳定安全系数；$\sum N$ 为外荷载垂直力的总和 (kN)；$\sum P$ 为外荷载水平力的总和 (kN)；f 为基础底面 (圬工) 与基土的摩擦系数。

抗倾覆稳定计算公式：

$$K_0 = \frac{\sum M_{抗}}{\sum M_{倾}} \geqslant [K_0] \tag{9.20}$$

式中，K_0 为抗倾覆安全系数；$\sum M_{抗}$ 为垂直力对图 9.28(b) A 点力矩之和 (kN·m)；$\sum M_{倾}$ 为水平力对图 9.28(b) A 点力矩之和 (kN·m)。

2) 地基承载力验算

将作用在支墩上的荷载分成竖向荷载和水平荷载。

竖向荷载：墩自重 G(包括基础及其上的土重)，槽身传来的垂直力 P_1 和 P_2。

水平荷载：横槽方向的泥石流压力和泥石流固相颗粒冲击力。

在外荷载作用下，支墩基底的地基应力按偏心受压公式计算：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{x\,\max} &= \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M_y}{W_y} \leqslant [\sigma] \\ \sigma_{y\,\max} &= \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M_x}{W_x} \leqslant [\sigma] \end{aligned}\right\} \tag{9.21}$$

式中，$\sum N$ 为竖向力总和 (kN)；A 为墩底截面积，$A = bl$，单位 m^2；$\sum M_y$ 为沿 X 轴方向各力对基墩底截面 Y 轴的力矩总和 (kN·m)；$\sum M_x$ 为沿 Y 轴方向各力对基墩底截面 X 轴的力矩总和 (kN·m)；W_x 和 W_y 为抗弯截面模量 (m^3)，$W_x = b^2l/6$，$W_y = bl^2/6$；$[\sigma]$ 为地基容许承载力 (kPa)。

4. 支撑结构二：排架

1) 排架构造

当地形条件限制，公路两旁没有足够的空间设置重力墩时，可采用排架作为支撑结构 (图 9.29)。排架是由三根立柱与纵横梁组成的双跨多层刚架结构，排架为对称结构。为使立柱中心受压，一般应使槽身传来的荷载作用线与立柱中心线相重合。

立柱断面尺寸：长边(顺槽向)$b_1 = (1/10 \sim 1/15)H$，一般取 0.8~1.4m；短边(横槽向)$h_1 = (2/3 \sim 1/25)b_1$，一般取 0.6~1.0m。排架柱三根立柱之间设置横梁，以减小立柱内的弯矩。横梁间距根据泥石流排导槽的宽度而定，横梁上下按等距离布置。如果由于地形条件限制，各柱的高度不相同，为方便施工和发挥结构的支承特性，横梁从上往下布置，上面两层按等距布置，最下面一层常小于或略大于上层间距，不再另作计算。

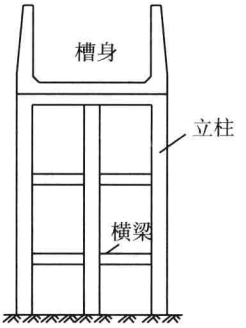


图 9.29 排架柱构造示意图

排架与槽身和基础的连接形式采用固结，将排架与槽身和基础现场浇筑为整体，并将排架的竖向钢筋直接伸入到槽底和基础内。

2) 排架柱横向受荷计算模型

竖向荷载：槽身自重和槽内泥石流体重力。计算时可将排架柱自重简化为节点荷载，每一节点荷载等于该节点相邻的上半柱、下半柱和半跨横梁重量之和；

水平荷载：地震力；

荷载组合：地震力 + 结构自重 + 泥石流满槽时泥石流体的重量。

3) 竖向荷载作用下排架柱内力计算

排架柱的受力模型如图 9.30 所示，槽身及泥石流体的荷载从槽底传递给纵横梁，再由纵横梁传递给三个立柱，立柱再把荷载传递给基础。

地震力作用下的内力计算

采用底部剪力法进行计算，底部剪力法只考虑结构的基本振型，适用于高度不超过 10m，并以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构。用底部剪力法计算地震作用时，将多自由度体系等效为单自由度体系，只考虑结构基本自振周期，计算总水平地震力，然后再按一定规律分配到各层。

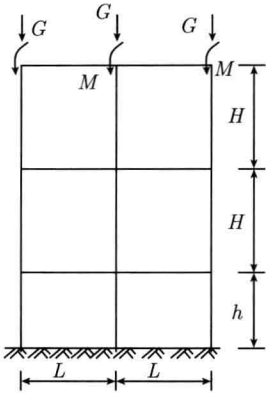


图 9.30　竖向荷载作用下排架柱计算模型

结构底部总剪力标准值为

$$F_{\mathrm{EK}} = \alpha_1 G_{\mathrm{eq}} \tag{9.22}$$

式中，α_1 为确定地震影响系数值，通过查阅国家相关技术规范确定；G_{eq} 为结构等效总重力荷载，由 $G_{\mathrm{eq}} = 0.85G_{\mathrm{E}}$ 确定；G_{E} 为结构总重力荷载代表值，为各层重力荷载代表值之和；γ 为结构重要性系数，一般取 0.8~1.2。

等效地震荷载分布形式如图 9.31 所示。

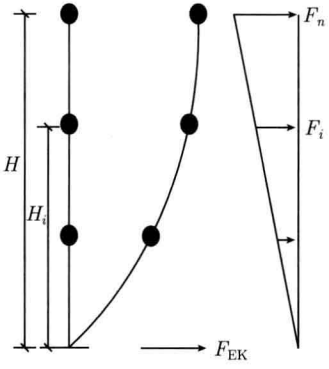


图 9.31　等效地震荷载分布

第 i 层处的水平地震力 F_i 按下式计算：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} \tag{9.23}$$

求出每层的水平地震力之后即可得其剪力，然后按最大剪力进行斜截面配筋计算。

5. 基础设计模式一：桩基础

顶越式泥石流排导结构立柱基础可采用桩基础型式 (图 9.32)。

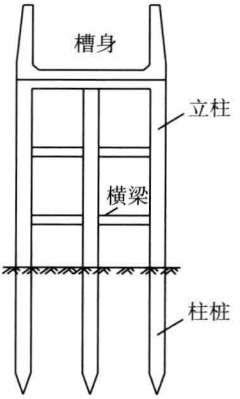


图 9.32 顶越式泥石流排导结构立柱基础

桩基础计算步骤：

(1) 确定桩的类型：按承载性状桩可分为摩擦桩和端承桩。摩擦桩即在极限承载力状态下，桩顶荷载主要由桩侧摩阻力承受，桩端阻力占少量比例，可忽略不计。端承桩即在极限承载力状态下，桩顶荷载主要由桩端阻力承受，桩侧阻力占少量比例，可忽略不计。

(2) 选择桩的材料和施工方法：顶越式排导结构的桩身材料常用钢筋混凝土桩，施工方法以现场浇筑为主。

(3) 确定桩的规格：考虑到上部结构荷载较大，常选用直径或边长为 250~800 mm 的柱桩或矩形桩。

(4) 计算单桩竖向承载力：根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)，按地基岩土体的物理指标与承载力参数之间的关系确定桩基承载力。

对于摩擦桩：

$$R_{\mathrm{a}} = q_{\mathrm{pa}} A_{\mathrm{p}} + \mu_{\mathrm{p}} \sum q_{\mathrm{sia}} l_i \tag{9.24}$$

式中，R_{a} 为单桩竖向承载力特征值 (kPa)；q_{pa} 和 q_{sia} 分别为桩端阻力和桩侧摩阻力特征值 (kPa)，一般由静载试验确定，当无实测资料时，可由表 9.6 和表 9.7 查取 [33,34]；A_{p} 为桩端横截面面积 (m^2)；μ_{p} 为桩身周长 (m)；l_i 为第 i 层地基土的厚度 (m)。

对于端承桩，当桩端嵌入较完整或完整硬岩地基中时，可按下式估算：

$$R_{\mathrm{a}} = q_{\mathrm{pa}} A_{\mathrm{p}} \tag{9.25}$$

式中，q_{pa} 为桩端岩石地基承载力特征值 (kPa)，由岩石单轴抗压强度确定。

表 9.6　桩端阻力特征值 (kPa)

土的名称	土的状态		桩的类型			
			混凝土预制桩	水下钻 (冲) 空桩	沉管灌注桩	干作业钻孔桩
填土			22~30	20~28	15~22	20~28
淤泥			14~20	12~18	9~13	12~18
淤泥质土			22~30	20~28	15~22	20~28
黏性土	流塑	$I_L > 1$	24~40	21~38	21~36	21~38
	软塑	$0.75 < I_L \leqslant 1$	40~55	38~53	36~50	38~53
	可塑	$0.50 < I_L \leqslant 0.75$	55~70	53~68	50~66	53~66
	硬可塑	$0.25 < I_L \leqslant 0.5$	70~86	68~84	66~82	66~82
	硬塑	$0 < I_L \leqslant 0.25$	86~90	84~96	82~91	82~94
红粘土	$0.7 < a_w \leqslant 1$		13~32	13~32	13~32	13~32
	$0.5 < a_w \leqslant 0.7$		32~74	32~74	32~74	32~74
粉土	稍密	$e > 0.9$	22~44	22~44	22~44	22~44
	中密	$0.75 < e < 0.9$	42~64	42~64	42~64	42~64
	密实	$e < 0.75$	64~85	64~85	64~85	64~85
粉细砂	稍密	$10 < N \leqslant 15$	22~42	22~42	22~42	22~42
	中密	$15 < N \leqslant 30$	42~63	42~63	42~63	42~63
	密实	$N \geqslant 30$	63~85	63~85	63~85	63~85
中砂	中密	$15 < N \leqslant 30$	54~74	54~74	54~74	54~74
	密实	$N \geqslant 30$	74~95	74~95	74~95	74~95
粗砂	中密	$15 < N \leqslant 30$	74~95	74~95	74~95	74~95
	密实	$N \geqslant 30$	95~116	95~116	95~116	95~116
砾砂	稍密	$5 < N_{63.5} \leqslant 15$	60~100	50~80	50~80	55~90
	中密、密实	$N_{63.5} > 15$	116~138	116~138	116~138	116~138
圆砾、角砾		$N_{63.5} > 10$	160~200	135~150	135~150	135~150
碎石、卵石		$N_{63.5} > 10$	160~300	135~150	135~150	135~150
全风化软质岩		$30 < N \leqslant 50$	100~120	80~100	80~100	80~100
全风化硬质岩		$30 < N \leqslant 50$	140~160	120~140	120~140	140~160
强风化软质岩		$N_{63.5} > 10$	160~240	140~220	140~220	140~240
强风化硬质岩		$N_{63.5} > 10$	220~300	160~260	160~260	160~280

注：① 对于尚未完成自重姑姐的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

② a_w 为汗水比，$a_w = \omega/\omega_L$；

③ N 为标准贯入击数，$N_{63.5}$ 为重型圆锥动力触探击数；

④ 对于预制桩，应根据桩长 h，将 q_{sk} 乘以以下修正系数；

桩长 h/m	$\leqslant 5$	10	20	$\geqslant 30$
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

⑤ 全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩指其母岩分别为 $f_{rk} \leqslant 15$MPa、$f_{rk} > 15$MPa 的岩石。

表 9.7 桩侧摩阻力特征值 (kPa)

土名称	土的状态	水下钻 (冲) 孔桩桩长/m				干作业钻孔桩桩长/m		
		5	10	15	>30	5	10	15
黏性土	软塑	150~250	250~300	300~450	300~450	200~400	400~700	700~950
	可塑	350~450	450~600	600~750	750~800	500~700	800~1100	1000~1600
	硬可塑	800~900	900~1000	1000~1200	1200~1400	850~1100	1500~1700	1700~1900
	硬塑	1100~1200	1200~1400	1400~1600	1600~1800	1600~1800	2200~2400	2600~2800
粉土	中密	300~500	500~650	650~750	750~850	800~1200	1200~1400	1400~1600
	密实	650~900	750~950	900~1100	1100~1200	1200~1700	1400~1900	1600~2100
粉砂	稍密	350~500	450~600	600~700	650~750	500~950	1300~1600	1500~1700
	中密、密实	700~800	800~900	900~1100	1100~1200	900~1000	1700~1900	1700~1900
细砂	中密、密实	1000~1200	1200~1400	1300~1500	1400~1900	1200~1600	2000~2400	2400~2700
中砂		1300~1600	1600~1700	1700~2200	2000~2200	1800~2400	2800~3800	3600~4400
粗砂		2000~2200	2300~2400	2400~2600	2700~2900	2900~3600	4000~4600	4600~5200
砾砂	中密、密实	1400~2000		2000~3200		3500~5000		
圆砾、角砾		1800~2200		2200~3600		4000~5500		
碎石、卵石		2000~3000		3000~4000		4500~6500		
全风化软质岩		1000~1600				1200~2000		
全风化硬质岩		1200~2000				1400~2400		
强风化软质岩		1400~2200				1600~2600		
强风化硬质岩		1800~2800				2000~3000		

(5) 单桩承载力验算；按照《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)，在轴心竖向荷载作用下，单桩承载力要求不大于单桩竖向承载力特征值 $[R_a]$，按下式进行验算：$F_k \leqslant R_a$，F_k 为作用于桩基顶面的竖向力 (kN)。

6. 实例分析

川藏公路波戈溪段，公路傍山而建，某边坡上部存在一泥石流沟，沟口位于边坡上，距路面高 9.5m。该泥石流沟活动频繁，致使道路中断多次，严重影响行车安全，为保障此公路通车安全，拟采用排导结构排泄泥石流。该沟谷平均比降为 141‰，最大冲刷工况设计泥石流流量为 3839.5m^3/s，最大冲刷工况泥石流流速为 6.5m/s，泥石流体容重 15.8kN/m^3。

分析表明，该泥石流可采用顶越式排导技术进行防治 (图 9.33)。排导结构距路面净高为 6m，采用矩形断面，根据式 (9.13)，按断面宽深比 $\beta = 2$，取宽 $B_c = 5$m、深 $H_c = 2.5$m。槽底纵坡按照式 (9.15)，取 $I_f = 15\%$。考虑地震作用，按一级抗震结构，八度烈度设防。

1) 槽身纵向结构设计

荷载组合：槽身自重 + 设计流量下泥石流体重力。

取 1m 宽的板带进行计算并配筋，其余板带均按此板带配筋。钢筋混凝土容重为 25kN/m^3，取 1m 宽板带按简支进行计算，底板厚 800mm，混凝土保护层厚度 100mm，计算跨度为 5m，按简支梁考虑，计算模型见图 9.34。

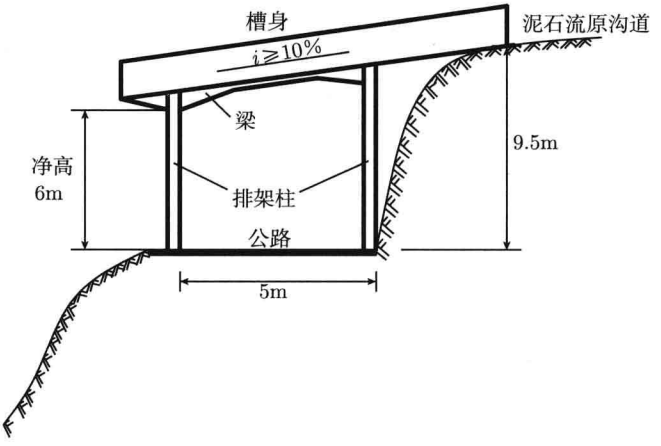


图 9.33　川藏公路波戈溪泥石流顶越式排导结构

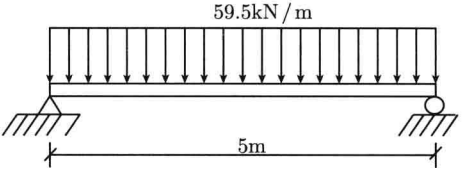


图 9.34　底板纵向计算模型

底板所受弯矩最大值为 $M=(1/8)\times 59.5\times 5^2=186\text{kN·m}$。根据此弯矩最不利值进行槽底纵向钢筋的计算。采用 C30 混凝土，选用 HPB235 钢筋，$f_c=14.3\text{N/mm}^2$，$f_y=210\text{N/mm}^2$。

$$\text{受压区高度 } x=h_0\left[1-\sqrt{1-\frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}}\right]=700\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 185\times 10^6}{14.3\times 1000\times 700^2}}\right]$$
$$=18.7\text{ mm}$$

所需钢筋截面积 $A_s=\dfrac{\alpha_1 f_c b x}{f_y}=\dfrac{14.3\times 1000\times 18.7}{210}=1273\text{mm}^2$，由于最小配筋率 $\rho_{\min}=0.215\%$，则最小配筋面积为 $\rho_{\min}bh=0.215\%\times 1000\times 800=1720\text{mm}^2>1273\text{mm}^2$，故采用最小配筋面积进行配筋，选用 $\Phi 20@180$ 的钢筋，实配 1720mm^2。

2) 槽身横向结构设计

(1) 侧墙

侧墙按受弯构件，把侧墙视为固定于排导槽底板的悬臂梁，其最大弯矩位于侧墙下部为：$M=(1/6)\gamma_c H^3=(1/6)\times 15.8\times 2.5^3=41.3\text{kN·m}$；

侧墙壁厚 500mm，取 1m 长结构体按照悬臂梁进行配筋计算，截面尺寸为 $b\times h$=1000×500mm^2，混凝土强度等级取 C30，$\alpha_1 f_c=14.3\text{N/mm}^2$，钢筋采用 HPB235，

$f_y = 210\text{N/mm}^2$。钢筋保护层厚度取 100mm，按单筋矩形截面进行配筋计算，其受压区高度为

$$x = h_0\left[1-\sqrt{1-\frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}}\right] = 400\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 41.3\times 10^6}{14.3\times 1000\times 400^2}}\right] = 7.29\text{mm}$$

所需钢筋截面积为 $A_s = \alpha_1 f_c bx/f_y = (14.3\times 1000\times 7.25)/210 = 494\text{mm}^2$，由于最小配筋率 $\rho_{\min} = 0.215\%$，最小配筋面积为 $\rho_{\min}bh = 0.215\%\times 1000\times 500 = 1075\text{mm}^2 > 494\text{mm}^2$，故采用最小配筋面积进行配筋，选用 $4\Phi 20$ 的钢筋，实配 1256mm^2。架立筋选用 $2\Phi 16$。侧墙剖面配筋图如图 9.35 和图 9.36 所示。

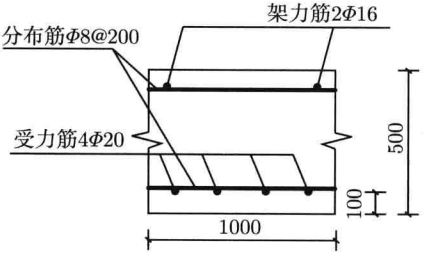


图 9.35 单位长度纵剖面配筋图 (单位：mm)

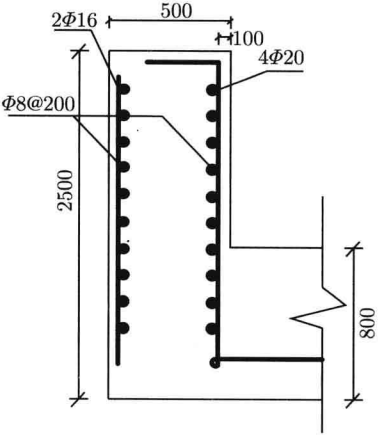


图 9.36 侧墙横剖面配筋图 (单位：mm)

(2) 横向槽底

横向底板按简支梁考虑如图 9.37 所示。按满槽考虑，即 $H = 2.5\text{m}$。由式 (9.17) 和式 (9.18) 计算得 $N_a = N_b = 49.4\text{kN}$，$M_c = 703\text{kN·m}$。

根据此弯矩最不利值进行槽底横向钢筋的计算：采用 C30 混凝土，HRB335 钢筋，$f_c = 14.3\text{N/mm}^2$；$f_y = 300\text{N/mm}^2$。

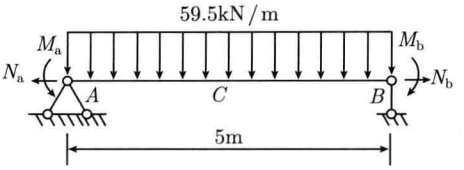


图 9.37　底板横向受力模型

受压区高度

$$x=h_0\left[1-\sqrt{1-\frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}}\right]=700\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 703\times 10^6}{14.3\times 1000\times 700^2}}\right]=74\text{mm}$$

所需钢筋截面积

$$A_s=\frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y}=\frac{14.3\times 1000\times 74}{300}=3527\text{mm}^2$$

A_s 大于最小配筋面积 $\rho_{\min}bh=0.215\%\times 1000\times 800=1720\text{mm}^2$，选用 $\Phi 20@85$ 钢筋，实配 3696mm^2。槽底配筋图见图 9.38。

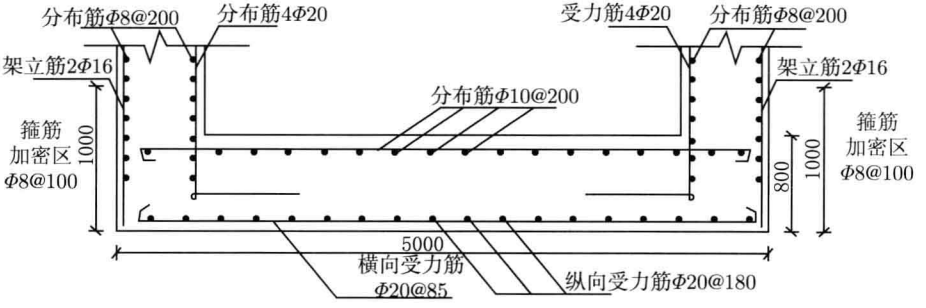


图 9.38　槽底配筋图 (单位：mm)

3) 支撑结构设计

采用排架支撑型式，荷载组合：竖向荷载 + 地震力 + 排导槽水平推力。

(1) 竖向荷载作用下纵梁配筋计算

由于槽底板纵向长 $l_1=5\text{m}$，横向长 $l_2=2.5\text{m}$，$l_1/l_2=2$，按照混凝土结构设计规范规定，底板为双向板。双向板向支撑梁传递荷载的形式为：从区域四角处作 45° 角线与平行于长边的中线相交，将整块分成四个板块，每格板块上的荷载传递给相邻的支撑梁，因此双向板传递给支撑梁的荷载为：双向板长边支撑梁上荷载呈梯形分布；短边支撑梁上荷载呈三角形分布。荷载传递示意图如图 9.39 所示。

为方便计算，基于支座截面弯矩相等原则，可将支撑梁上的梯形或三角形荷载换算为等效均布荷载，三角形荷载等效为均布荷载 $q'=\frac{5}{8}q$，梯形荷载等效均布荷载 $q'=(1-2\alpha^2+\alpha^3)q$，换算示意图如图 9.40 所示。

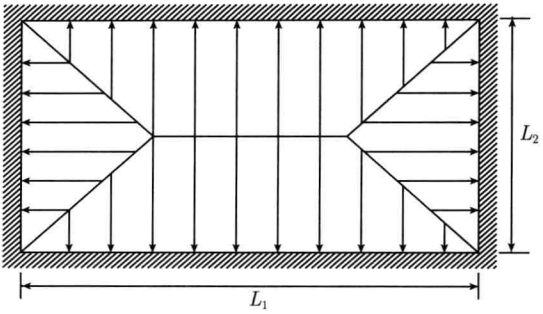


图 9.39 双向板荷载传递示意图

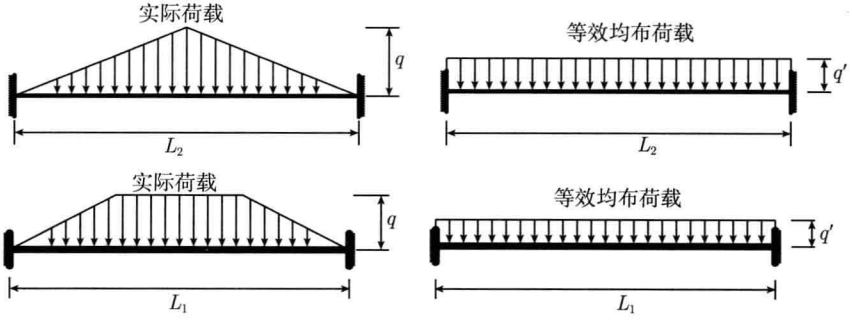


图 9.40 三角形及梯形荷载等效为均布荷载

图 9.40 中 q 为实际荷载，$q = 360\text{kN/m}$，$\alpha = (l_2/l_1)^2 = 0.25$，则纵横梁所受荷载分别为：

边纵梁 $q_1 = (1 - 2 \times 0.25^2 + 0.25^3) \times 360 = 320.6\text{kN/m}$；

中纵梁 $q_2 = 2q_1 = 641.2\text{kN/m}$；

横梁 $q_3 = \dfrac{5}{8} \times 360 = 225\text{kN/m}$。

纵梁横梁受力示意图如图 9.41 所示。

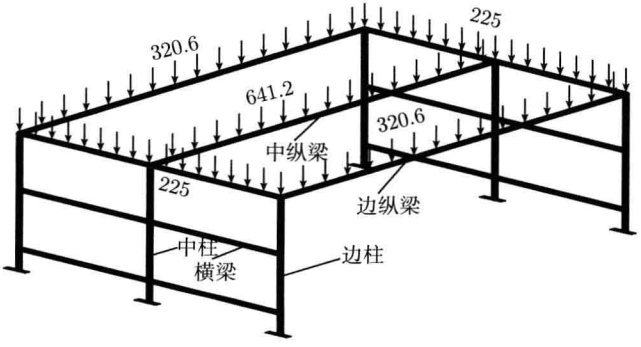


图 9.41 排架纵横梁受力示意图

① 边纵梁配筋计算

边纵梁截面尺寸选 $b \times h$ =500mm×600mm，混凝土强度等级为 C30，受拉钢筋采用 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HPB235 级钢筋，最不利截面弯矩为

$$M = \frac{1}{8} \times 320.6 \times 5^2 = 1001.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

♦ 验算单筋截面受弯承载力

受拉钢筋按两排布设，$h_0 = 600 - 65 = 535\text{mm}$

$M_{\mu\max} = \varepsilon_b(1 - 0.5\varepsilon_b)\alpha_1 f_c b h_0^2 = 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55) \times 14.3 \times 500 \times 535^2 = 816 \times 10^6\text{N·mm} < M = 1001.9 \times 10^6\text{N·mm}$，需按照双筋截面计算。

♦ 确定钢筋截面面积 (A_s 和 A_s')

取 $x = \varepsilon_b h_0$，受压区钢筋面积为

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{M - \varepsilon_b(1 - 0.5\varepsilon_b)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f_y'(h_0 - a_s')} \\ &= \frac{1001.9 \times 10^6 - 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55) \times 14.3 \times 500 \times 535^2}{300 \times (535 - 65)} = 1252\text{mm}^2 \end{aligned}$$

选 4Φ20，实配 1256mm^2。

受拉钢筋面积为

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \varepsilon_b h_0 + f_y' A_s'}{300} = \frac{14.3 \times 500 \times 0.55 \times 435 + 300 \times 390}{300} = 6092\text{mm}^2$$

选 8Φ32，实配 6434mm^2。

♦ 盐酸梁斜截面受剪承载力

支座边截面剪力值为：$V_{\max} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 320.6 \times 5 = 801.5\text{kN}$。

由 $\frac{h_0}{b} = \frac{435}{500} < 4.0$，$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 500 \times 535 = 956.3kN > V_{\max}$，截面尺寸满足要求。

$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 500 \times 535 = 267.8\text{kN} < V_{\max}$，需按计算结果配置箍筋。

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V_{\max} - 0.7 f_t b h_0}{1.25 f_{yv} h_0} = \frac{801.5 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 600 \times 535}{1.25 \times 210 \times 535} = 3.8$$

选用双肢箍筋 $n = 2$，箍筋直径 $d = 8\text{mm}$，$A_{sv1} = 50.3\text{mm}^2$，$s = nA_{sv1}/3.8 = 26.5\text{mm}$，选取 $s = 100\text{mm} < s_{\max} = 250\text{mm}$。

验算最小配筋率：

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs} = \frac{2 \times 50.3}{500 \times 100} = 0.2\% > \rho_{sv\min} = 0.24\frac{f_t}{f_{yv}} = 0.15\%$$，满足要求。

② 中纵梁配筋计算

中纵梁截面尺寸选 $b \times h$ =600mm×800mm，混凝土强度等级为 C30，受拉钢筋采用 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HPB235 级钢筋，最不利截面弯矩为

$$M = \frac{1}{8} \times 641.2 \times 5^2 = 2003.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

♦ 验算单筋截面受弯承载力

受拉钢筋按两排布设，$h_0 = 800 - 65 = 735\text{mm}$。

$M_{\mu\max} = \varepsilon_b(1 - 0.5\varepsilon_b)\alpha_1 f_c b h_0^2 = 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55) \times 14.3 \times 600 \times 735^2 = 1848.3 \times 10^6\text{N·mm} < M = 2003.8 \times 10^6\text{N·mm}$，需按双筋截面计算。

♦ 计算钢筋截面面积 (A_s 和 A'_s)

取 $x = \varepsilon_b h_0$，受压区钢筋面积为

$$A'_s = \frac{M - \varepsilon_b(1 - 0.5\varepsilon_b)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y(h_0 - a'_s)}$$
$$= \frac{2003.8 \times 10^6 - 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55) \times 14.3 \times 600 \times 735^2}{300 \times (735 - 65)} = 774\text{mm}^2$$

选 3Φ20，实配 942mm^2。

受拉钢筋面积为

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \varepsilon_b h_0 + f'_y A'_s}{300} = \frac{14.3 \times 600 \times 0.55 \times 735 + 300 \times 774}{300} = 12335\text{mm}^2$$

选 16Φ32，实配 12867mm^2。

♦ 梁斜截面受剪承载力

支座边截面剪力值为：$V_{\max} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 641.2 \times 5 = 1603\text{kN}$。

由 $\frac{h_0}{b} = \frac{735}{600} < 4.0$，$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 600 \times 735 = 1577\text{kN} > V_{\max}$，截面尺寸满足要求。

$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 600 \times 735 = 441\text{kN} > V_{\max}$，需按计算结果配置箍筋。

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V_{\max} - 0.7 f_t b h_0}{1.25 f_{yv} h_0} = \frac{1553 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 600 \times 735}{1.25 \times 210 \times 735} = 5.76$$

选用双肢箍筋 $n = 2$，箍筋直径 $d = 8\text{mm}$，$A_{sv1} = 50.3\text{mm}^2$，$s = nA_{sv1}/5.76 = 17.5\text{mm}$，选取 $s = 100\text{mm} < s_{\max} = 250\text{mm}$。

验算最小配筋率：

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs} = \frac{2 \times 50.3}{600 \times 100} = 0.17\% > \rho_{sv\min} = 0.24\frac{f_t}{f_{yv}} = 0.16\%$$，满足要求。

(2) 竖向荷载作用下横梁配筋计算

排架柱之间的横梁只有顶梁受到上部荷载作用，其余下层横梁所受剪力和轴力均较小，可忽略不计，按受弯构件进行构造配筋。顶梁受力示意图如图 9.42 所示。

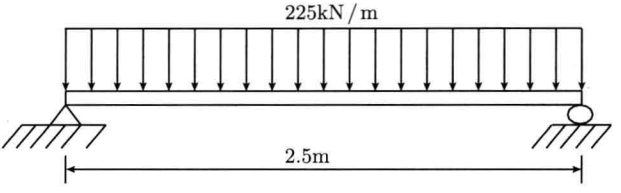


图 9.42　顶梁力学模型

横梁截面尺寸选 $b \times h$ =500mm×500mm，混凝土强度等级为 C30，受拉钢筋采用 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HRB235 级钢筋，最不利截面弯矩为

$$M = \frac{1}{8} \times 225 \times 2.5^2 = 175.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

① 验算单筋截面受弯承载力

受拉钢筋按单排布设，$h_0 = 500 - 30 = 470\text{mm}$。

$M_{\mu\max} = \varepsilon_\text{b}(1 - 0.5\varepsilon_\text{b})\alpha_1 f_\text{c} b h_0^2 = 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55) \times 14.3 \times 500 \times 470^2 = 629.8 \times 10^6\text{N·mm} > M = 175.8 \times 10^6\text{N·mm}$，按单筋截面计算即可。

② 确定钢筋截面面积 (A_s)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_\text{c} b}} = 61\text{mm} < \varepsilon_\text{b} h_0 = 258.5\text{mm}$$

得钢筋截面面积为

$$A_\text{s} = \frac{\alpha_1 f_\text{c} \varepsilon_\text{b} b x}{f_\text{y}} = \frac{14.3 \times 500 \times 0.55 \times 61}{300} = 800\text{mm}^2 > \rho_{\min} b h$$
$$= 0.2\% \times 500 \times 500 = 500\text{mm}^2$$

选配 4Φ18，实配 1017mm^2。

③ 梁斜截面受剪承载力计算

支座边截面剪力为 $V_\max = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 225 \times 2.5 = 281.25\text{kN}$，$\frac{h_0}{b} = \frac{470}{500} < 4.0$，$0.25\beta_\text{c} f_\text{c} b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 500 \times 470 = 840.1\text{kN} > V_\max$，截面尺寸满足要求。

$0.7 f_\text{t} b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 500 \times 470 = 235.2\text{kN} > V_\max$，需按计算结果配置箍筋。

$$\frac{n A_{\text{sv1}}}{s} = \frac{V_\max - 0.7 f_\text{t} b h_0}{1.25 f_{\text{yv}} h_0} = \frac{281.25 \times 10^3 - 0.7 \times 1.43 \times 500 \times 470}{1.25 \times 210 \times 470} = 0.373$$

选用双肢箍筋 $n=2$，箍筋直径 $d=8\text{mm}$，$A_{\text{sv1}}=50.3\text{mm}^2$，$s=nA_{\text{sv1}}/0.373=270\text{mm}$，选取 s=100mm< $s_{\max}=250\text{mm}$。

验算最小配筋率：

$$\rho_{\text{sv}}=\frac{nA_{\text{sv1}}}{bs}=\frac{2\times 50.3}{500\times 100}=0.2\%>\rho_{\text{sv min}}=0.24\frac{f_{\text{t}}}{f_{\text{yv}}}=0.16\%\text{，满足要求。}$$

(3) 竖向荷载作用下柱配筋计算

上部结构自重及满槽泥石流体荷载通过纵横梁传递给立柱，排架柱受力示意图如图 9.43 所示。柱高 $H=6.5\text{m}$，柱截面尺寸初选 $A=0.8\text{m}\times 0.6\text{m}$，边柱轴心压力为 $G_{\text{边}}=V_{\text{横梁}}+V_{\text{从纵梁}}=1082.8\text{kN}$，中柱轴心压力为 $G_{\text{中}}=V_{\text{横梁}}+V_{\text{中纵梁}}=1834.3\text{kN}$。另外，由于梁与柱是现浇的，属于刚性固结，所以每根柱承受的弯矩为 $M_{\text{边}}=\frac{1}{12}\times 320.6\times 5^2=667.9\text{kN·m}$，$M_{\text{中}}=\frac{1}{12}\times 641.2\times 5^2=1335.8\text{kN·m}$。混凝土强度等级为 C30，纵向钢筋为 HRB335 级钢筋，箍筋为 HPB235 级钢筋，取 $a_{\text{s}}=a'_{\text{s}}=40\text{mm}$。

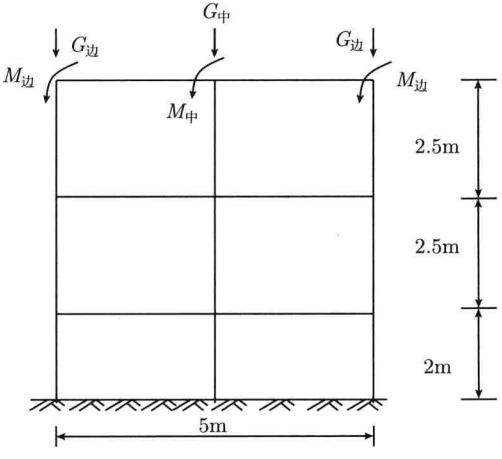


图 9.43 竖向荷载作用示意图

① 边柱配筋计算

♦ 判断大小偏心受压

$e_0=M/N=667.9/1082.8=617\text{mm}$，取 $e_{\text{a}}=h/30=26.7\text{mm}>20\text{mm}$

$e_{\text{i}}=e_0+e_{\text{a}}=617+26.7=643.7\text{mm}$

$l_0/h=6500/800=8.125>5$，需计算 η。

$\xi_1=0.2+2.7\frac{e_0}{h_0}=0.2+2.7\times\frac{617}{760}=2.392>1.0$，取 $\xi_1=1.0$

$\xi_2=1.15-0.01\frac{l_0}{h}=1.15-0.01\times 8.125=1.06875>1.0$，取 $\xi_2=1.0$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \xi_1\xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 643.7/760}(8.125)^2 \times 1 \times 1 = 1.058$$

$\eta e_{\mathrm{i}} = 1.056 \times 643.7 = 680\mathrm{mm} > 0.3h_0 = 228\mathrm{mm}$，需按大偏心受压计算配筋。

♦ 确定受压钢筋截面面积 A'_{s}

$e = \eta e_{\mathrm{i}} + h/2 - a_{\mathrm{s}} = 680 + 400 - 40 = 1040\mathrm{mm}$，$x = \varepsilon_{\mathrm{b}}h_0$，当 $\varepsilon_{\mathrm{b}} = 0.55$ 时，$\alpha_{\mathrm{s,max}} = 0.4$。

$$A'_{\mathrm{s}} = \frac{Ne - \alpha_{\mathrm{s,max}}\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_{\mathrm{y}}(h_0 - a'_{\mathrm{s}})} = \frac{1082.8 \times 10^3 \times 1040 - 0.4 \times 14.3 \times 600 \times 760^2}{300 \times (760 - 40)} < 0$$

取 $A'_{\mathrm{s}} = \rho_{\min}bh = 0.002 \times 600 \times 800 = 960\mathrm{mm}^2$

♦ 计算受拉钢筋截面面积 A_{s}

$M_1 = f'_{\mathrm{y}}A'_{\mathrm{s}}(h_0 - a'_{\mathrm{s}}) = 300 \times 960 \times (760 - 40) = 207.3 \times 10^6\mathrm{N{\cdot}mm}$

$A_{\mathrm{s1}} = f'_{\mathrm{y}}A'_{\mathrm{s}}/f_{\mathrm{y}} = 960\mathrm{mm}^2$

$M_2 = Ne - M_1 = 1028.8 \times 10^3 \times 1040 - 207.3 \times 10^6 = 919 \times 10^6\mathrm{N{\cdot}mm}$

$\alpha_{\mathrm{s}} = M_2/(\alpha_1 f_{\mathrm{c}} b h^2) = 0.185 < \alpha_{\mathrm{s,max}} = 0.4$，查钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算系数表，得 $\varepsilon = 0.26$，$\gamma_{\mathrm{s}} = 0.87$。

$x = \varepsilon h_0 = 0.26 \times 760 = 197.6\mathrm{mm} > 2a'_{\mathrm{s}} = 80\mathrm{mm}$

$A_{\mathrm{s2}} = M_2/(f_{\mathrm{y}}\gamma_{\mathrm{s}}h_0) = 919 \times 10^6/(300 \times 0.87 \times 760) = 4632\mathrm{mm}^2$

$A_{\mathrm{s}} = A_{\mathrm{s1}} + A_{\mathrm{s2}} - N/f_{\mathrm{y}} = 960 + 4632 - 1082.8 \times 10^3/300 = 1983\mathrm{mm}^2$

$A_{\mathrm{s}} > 0.2\% \times 600 \times 800 = 960\mathrm{mm}^2$，大于最小配筋率。

♦ 选配钢筋

受压钢筋 $A'_{\mathrm{s}} = 960\mathrm{mm}$，选 $4\Phi20$，实配 $1256\mathrm{mm}^2$；受拉钢筋 $A_{\mathrm{s}} = 1983\mathrm{mm}^2$，选 $10\Phi20$，实配 $2281\mathrm{mm}^2$。另外再配置构造钢筋，截面两侧配 $2\Phi12$ 构造筋。

② 中柱配筋计算

♦ 判断大小偏心受压

$e_0 = M/N = 1335.8/1834.3 = 728\mathrm{mm}$，取 $e_{\mathrm{a}} = h/30 = 26.7\mathrm{mm} > 20\mathrm{mm}$

$e_{\mathrm{i}} = e_0 + e_{\mathrm{a}} = 728 + 26.7 = 754.7\mathrm{mm}$

$l_0/h = 6500/800 = 8.125 > 5$ 需计算 η

$\xi_1 = 0.2 + 2.7\dfrac{e_0}{h_0} = 0.2 + 2.7 \times \dfrac{728}{760} = 2.786 > 1.0$，取 $\xi_1 = 1.0$

$\xi_2 = 1.15 - 0.01\dfrac{l_0}{h} = 1.15 - 0.01 \times 8.125 = 1.06875 > 1.0$，取 $\xi_2 = 1.0$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_{\mathrm{i}}/h_0}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \xi_1\xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 643.7/760} \times (8.125)^2 \times 1 \times 1 = 1.047$$

$\eta e_{\mathrm{i}} = 1.056 \times 643.7 = 790\mathrm{mm} > 0.3h_0 = 228\mathrm{mm}$，需按大偏心受压计算配筋。

♦ 确定受压钢筋截面面积 A'_{s}

$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 790 + 400 - 40 = 1150\text{mm}$，$x = \varepsilon_b h_0$，当 $\varepsilon_b = 0.55$ 时，$\alpha_{s,max} = 0.4$。

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_{s,max}\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y(h_0 - a'_s)} = \frac{1834.3 \times 10^3 \times 1150 - 0.4 \times 14.3 \times 600 \times 760^2}{300 \times (760 - 40)}$$
$$= 589\text{mm}^2$$

$A'_s = 588\text{mm}^2 < 0.2\% bh = 960\text{mm}^2$，按最小配筋率计算配筋。

♦ 确定受拉钢筋截面面积 A_s

$M_1 = f'_y A'_s(h_0 - a'_s) = 300 \times 960 \times (760 - 40) = 207.3 \times 10^6\text{N·mm}$

$A_{s1} = f'_y A'_s / f_y = 960\text{mm}^2$

$M_2 = Ne - M_1 = 1834.3 \times 10^3 \times 1150 - 207.3 \times 10^6 = 1902 \times 10^6\text{N·mm}$

$\alpha_s = M_2/(\alpha_1 f_c b h_0^2) = 0.38 < \alpha_{s,max} = 0.4$，查钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算系数表，得 $\varepsilon = 0.51$，$\gamma_s = 0.745$。

$x = \varepsilon h_0 = 0.51 \times 760 = 387.6\text{mm} > 2a'_s = 80\text{mm}$

$A_{s2} = M_2/(f_y \gamma_s h_0) = 1902 \times 10^6/(300 \times 0.745 \times 760) = 11197\text{mm}^2$

$A_s = A_{s1} + A_{s2} - N/f_y = 960 + 11197 - 1834.3 \times 10^3/300 = 6043\text{mm}^2$

$A_s > 0.2\% \times 600 \times 800 = 960\text{mm}^2$，大于最小配筋率。

♦ 选配钢筋

受压钢筋 $A'_s = 960\text{mm}$，选 $4\Phi 20$，实配 1256mm^2；受拉钢筋 $A_s = 6043\text{mm}^2$，选 $10\Phi 28$，实配 6158mm^2。另外再配置构造钢筋，截面两侧配 $2\Phi 12$ 构造筋。

(4) 水平荷载作用下柱的配筋计算

地震力及水平推力作用下，结构底部总剪力为

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} = 0.16 \times 0.85 G_E = 0.16 \times 0.85 \times 2268 = 308\text{kN}$$

确定柱顶处的水平地震力 F_3：

$$F_3 = \frac{G_3 H_3}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{EK} = \frac{1800 + 0.8 \times 0.6 \times 25 \times 2.5 \times 4}{2268} \times 308 = 260.74\text{kN}$$

同理可得：$F_2 = 41\text{kN}$，$F_1 = 6.5\text{kN}$。

得各层柱的剪力分别为：$V_3 = 285\text{kN}$，$V_2 = 326$，$V_1 = 332.5\text{kN}$。

由于排导槽有一定纵向坡度，槽自重和泥石流体自重会在水平方向有推力，水平推力大小为：$F = 1729.75 \sin 8.53° = 256.57\text{kN}$。

所以得在地震荷载及水平推力作用下的柱剪力为：$V_3 = 370.3\text{kN}$，$V_2 = 411.3\text{kN}$，$V_1 = 417.8\text{kN}$。

按照上述柱所受的最大剪力值进行柱的斜截面配筋计算。

① 首先验算截面尺寸，$\dfrac{h_0}{b}=\dfrac{760}{600}=1.3<4.0$

$0.25\beta_c f_c bh_0=0.25\times1\times14.3\times600\times760=1630.2\text{kN}>V=417.8\text{kN}$，截面尺寸合适。

② 验算是否需要配置箍筋

$\lambda=\dfrac{H}{2h_0}=\dfrac{6500}{2\times760}=4.3>3$，取 $\lambda=3.0$

$N=1082.8\text{kN}<0.3f_cA=0.3\times14.3\times600\times800=2059\text{kN}$，取 $N=1082.8\text{kN}$。

$\dfrac{1.75}{1.0+\lambda}f_tbh_0+0.07N=\dfrac{1.75}{1.0+3.0}\times1.43\times600\times760+0.07\times1082.8\times10^3=361\text{kN}<417.8\text{kN}$，需按计算结果配置箍筋。

③ 计算箍筋

$$\frac{nA_{sv1}}{s}=\frac{V-[1.75/(\lambda+1)]f_tbh_0-0.07N}{f_{yv}h_0}=0.355$$

$\rho_{sv}=\dfrac{nA_{sv1}}{bs}=\dfrac{0.022}{600}=0.059\%<\rho_{sv\,min}=0.24\dfrac{f_t}{f_{yv}}=0.163\%$，故需要按最小配箍率配置箍筋，由于 $\dfrac{nA_{sv1}}{s}=0.163\%\times600=0.978$，取 $n=4$，$d=8\text{mm}$，$A_{sv1}=50.3\text{mm}^2$，则 $s=\dfrac{nA_{sv1}}{0.978}=\dfrac{4\times50.3}{0.978}=206\text{mm}$，取 200m。

箍筋加密区选实配 $\phi8@50$，非加密区选 $\phi8@200$。

排架的配筋图如图 9.44～图 9.49 所示 (排架中柱的配筋图除主筋跟边柱有区别外，其余相同，此略)。

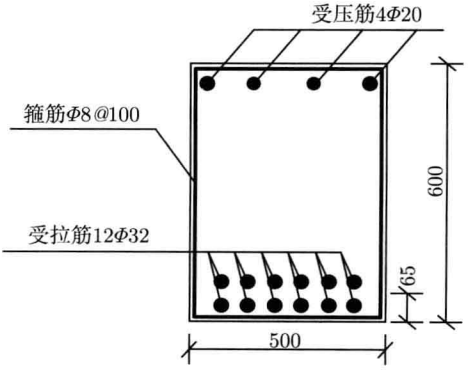


图 9.44　边纵梁配筋图 (单位：mm)

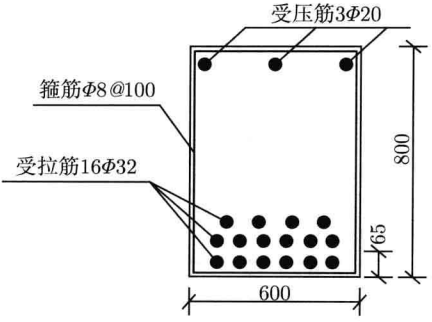


图 9.45 中纵梁配筋图 (单位：mm)

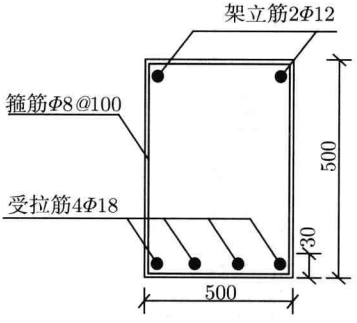


图 9.46 横梁截面配筋图 (单位：mm)

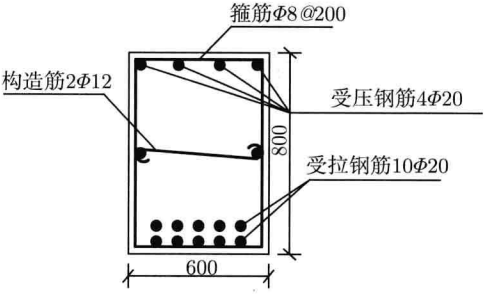


图 9.47 边柱横截面配筋图图 (单位：mm)

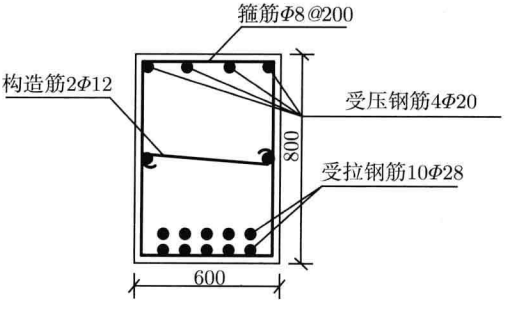


图 9.48 中柱横截面配筋图 (单位：mm)

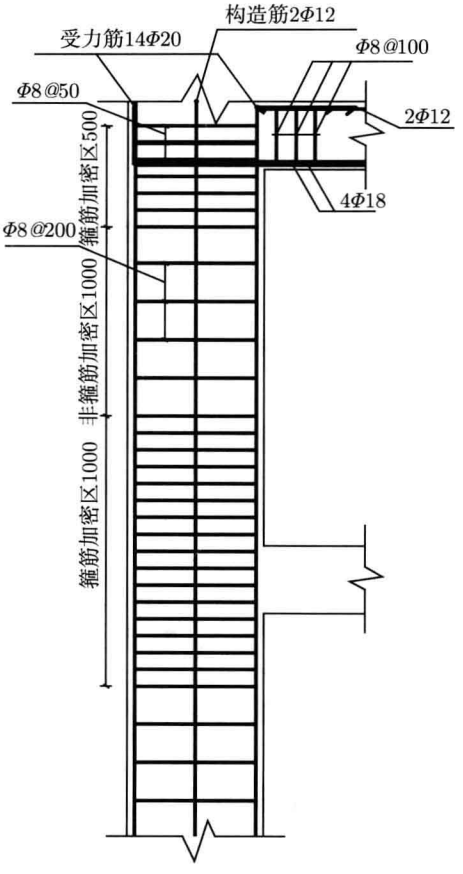


图 9.49　排架边柱配筋图 (单位：mm)

基础计算：采用桩柱基础

(1) 经场地工程地质勘察，该地基土层分为以下 5 层，表层为中密状态人工填土，层厚 1.0m；第 ② 层为软塑粉质粘土，$I_{\mathrm{L}}=0.80$，层厚 3.6m；第 ③ 层为硬塑粉质粘土，$I_{\mathrm{L}}=0.25$, 层厚 2.0m；第 ④ 层为粗砂，中密状态，层厚 4.0m；第 ⑤ 层为泥质页岩，微风化，层厚大于 20m。

桩的尺寸采用排架柱，其尺寸 $b\times h$ =600mm×800mm，钢筋混凝土现场浇桩，桩长 10m，以第 ⑤ 层为泥质页岩为桩端持力层。桩顶竖向荷载取三根柱中最大值，即 $F=1834.3\mathrm{kN}$。

按照《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 定义的按土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定桩基承载力：

$$R_{\mathrm{a}}=q_{\mathrm{pa}}A_{\mathrm{p}}+\mu_{\mathrm{p}}\sum q_{sia}l_i \tag{9.26}$$

式中，q_{pa} 为桩端岩土承载力标准值，桩端为泥质页岩，查灌注桩桩端承载力标准值表，取中值 $q_{\mathrm{pa}} = 6250\mathrm{kPa}$；$A_{\mathrm{p}}$ 为桩的横截面面积，为 $0.48\mathrm{m}^2$；μ_{p} 为桩的周长，为 2.8m；q_{sia} 为桩周土摩擦力标准值，根据工程地质勘查报告，各层土的名称与其状态，查灌注桩桩周土摩擦力标准值表，用内插法可得各层土的 q_{sia} 值。表层人工填土不计入，粉质粘土 $q_{s2a} = 21\mathrm{kPa}$，$q_{s3a} = 15\mathrm{kPa}$，中密粗砂 $q_{s4a} = 40\mathrm{kPa}$；l_i 为按土层划分的各段桩长，$l_2 = 3.6\mathrm{m}$，$l_3 = 2.0\mathrm{m}$，$l_4 = 4.0\mathrm{m}$。

将上述参数代入式 (9.26) 可得

$$R_{\mathrm{a}} = 6250 \times 0.48 + 2.8 \times (21 \times 3.6 + 15 \times 2 + 40 \times 4) = 3744\mathrm{kN}$$

(2) 桩的承载力验算：$F = 1834.3\mathrm{kN} \leqslant R_{\mathrm{a}} = 3744\mathrm{kN}$，承载力满足要求。

(3) 桩的配筋计算：混凝土选用 C30，钢筋用 HRB335。桩的轴向承载力 N_{u} 设计值计算式为

$$N_{\mathrm{u}} = 0.9\varphi(f_{\mathrm{c}} + f'_{\mathrm{v}}A'_{\mathrm{s}}) \tag{9.27}$$

式中，N_{u} 为轴向压力承载力设计值；0.9 为可靠度调整系数；φ 为钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数，根据试验结果及数理统计可得下列经验公式：当 $l/b = 8 \sim 34$ 时，$\varphi = 1.177 - 0.012l/b$，当 $l/b = 35 \sim 50$ 时，$\varphi = 0.87 - 0.012l/b$。对于细长比 l/b 较大的构件，考虑到荷载初始偏心和长期荷载作用下对构件的不利影响较大，φ 的取值比按经验公式所得到的 φ 值还要降低一些，以保证安全；而对于细长比 l/b 比小于 20 的构件，考虑到过去使用经验，φ 的值可略微增大。f_{c} 为混凝土的轴心抗压强度设计值 (MPa)；A 为构件截面面积 (m^2)；f'_{y} 为纵向钢筋的抗压强度设计值 (MPa)；A'_{s} 为全部纵向钢筋的截面面积 (mm^2)。

由 $l = 10m\dfrac{l}{b} = 16.7$，查表得 $\varphi = 0.75$。

a. 求纵筋面积 A'_{s}

已知矩形柱的截面面积，$A = 600 \times 800 = 480000\mathrm{mm}^2$

$A'_{\mathrm{s}} = \dfrac{1}{f'_{\mathrm{y}}}\left(\dfrac{N}{0.9\varphi} - f_{\mathrm{c}}A\right) = \dfrac{1}{300}\left(\dfrac{1834.3 \times 10^3}{0.9 \times 0.75} - 14.3 \times 48 \times 10^4\right) < 0$，按照最小配筋率进行配筋。按照《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 定义的桩基最小配筋率为 0.2%～0.65%(大直径桩取小值，小直径桩取大值)，本工程取最小配筋率为 0.5%。

b. 结构配筋

$A'_{\mathrm{s}} = 0.005 \times 480000 = 2400\mathrm{mm}^2$，选用 $8\Phi20$，实配 $2513\mathrm{mm}^2$，箍筋按构造筋布置，配筋图如图 9.50 和图 9.51 所示。

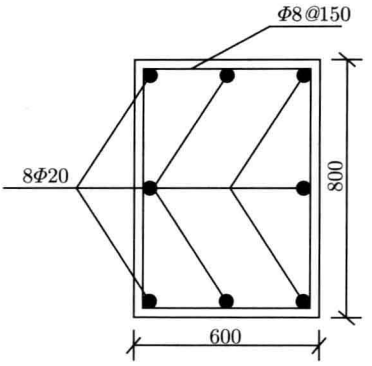


图 9.50　柱桩横截面配筋图 (单位：mm)

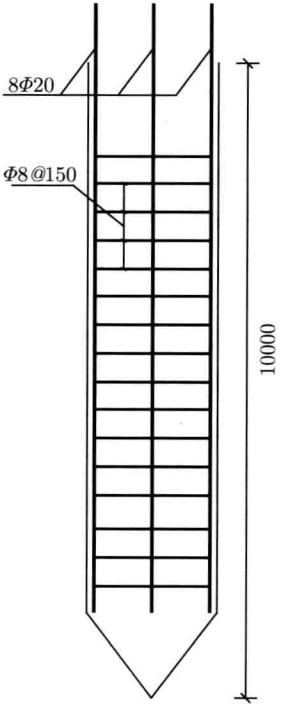


图 9.51　柱桩纵截面配筋图 (单位：mm)

9.5　泥石流隧道

对于规模较大的淤埋型公路泥石流灾害，可采用泥石流隧道 (tunnel in debris flow deposit) 进行灾害治理。泥石流隧道是指采用隧道结构使公路从泥石流堆积体内横向穿越的工程防治结构型式，建成后泥石流从泥石流隧道顶部排泄，确保公路

交通有序进行 [8,21]。

9.5.1 泥石流隧道结构型式

泥石流隧道设置在巨厚层泥石流堆积体内，横穿泥石流沟 (图 9.52)。泥石流隧道内的路面坡降沿纵断面中部高、两端低 (图 9.53)，沿横断面中部高、两侧低 (图 9.54)，利于隧道内路面及路基排水。修筑泥石流隧道必须较为准确地确定后期泥石流体的最大淤埋深度和最大切割深度 (一般按 20 年一遇的泥石流重现期确定)。

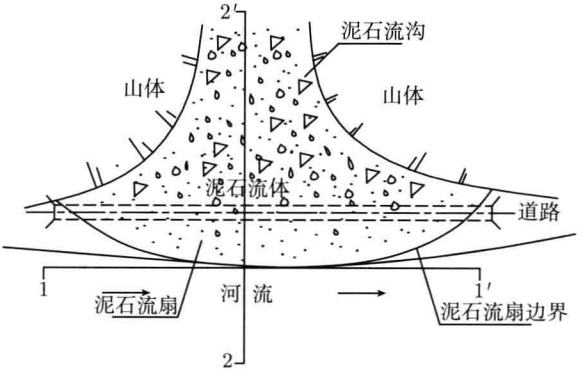


图 9.52 泥石流隧道平面布设位置

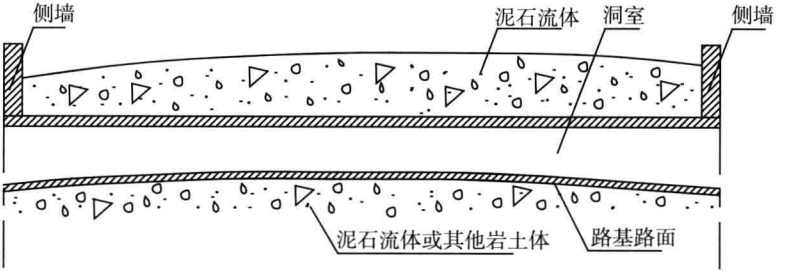


图 9.53 泥石流隧道纵断面图

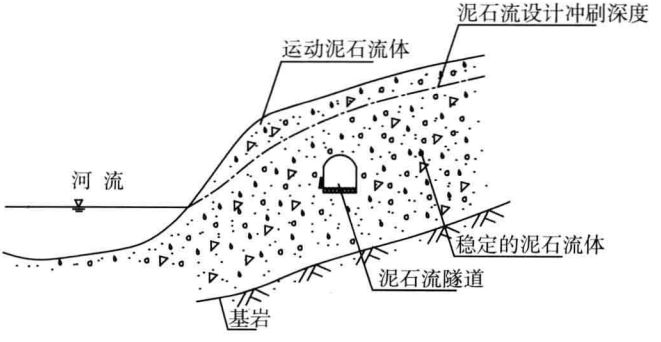


图 9.54 泥石流隧道横断面图

9.5.2　泥石流隧道荷载

1. 荷载类型

泥石流隧道一般采用明挖回填的方法施工，不存在围岩承载能力问题，所有的荷载全部由泥石流隧道的衬砌结构承担。取单位长度的泥石流隧道作为分析对象，其存在 10 种荷载类型 (图 9.55)，包括：q_1 为泥石流隧道外侧回填土体的主动土压力 (kN/m)；q_2 为泥石流隧道内侧回填土体主动土压力 (kN/m)；q_3 为泥石流平均冲击力 (kN/m)；q_4 为泥石流隧道顶部泥石流体及结构自重 (kN/m)；q_5 为泥石流隧道外侧拱泥石流体的土压力 (kN/m)；q_6 为泥石流隧道内侧拱泥石流体的土压力 (kN/m)；q_7 为泥石流隧道底板及车辆荷载 (kN/m)；q_8 为泥石流隧道基底抗剪强度 (kN/m)；P_1 和 P_2 分别为泥石流隧道外、内侧墙自重 (kN)。

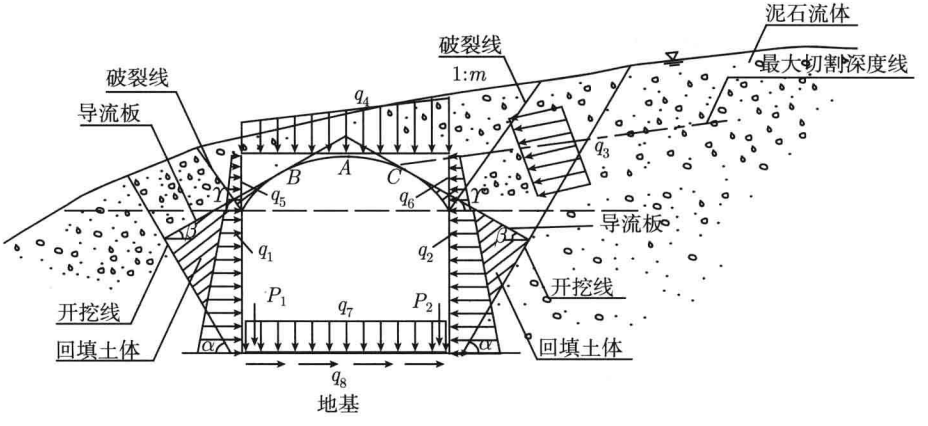


图 9.55　泥石流隧道荷载

在强震区及高寒地区泥石流隧道尚需要考虑地震力、冻胀力、温度变化的影响力等荷载类型。

2. 荷载组合

泥石流隧道在泥石流活动期间可能出现两种极端情况：一是在设计期限内泥石流体在隧道顶部产生最大淤积，泥石流从泥石流隧道顶部翻越，淤积厚度根据泥石流活动强度和泥石流沟前主河谷排泄泥石流体的能力综合确定；二是将隧道顶部泥石流体冲蚀，泥石流切割深度达到最大切割深度，隧道顶部承受泥石流体的冲击和磨蚀作用。

针对前述两种可能出现的极端情况，拟定两种荷载组合：

组合一 (淤积工况)：$q_1 + q_2 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + P_1 + P_2$；

组合二 (冲刷工况)：$q_2 + q_3 + q_4 + q_7 + q_8 + P_1 + P_2$。

q_4 在两种荷载组合中存在区别，组合一中 q_4 包括隧道顶部结构自重和可能淤积的泥石流体自重；组合二中 q_4 包括隧道顶部结构自重和泥石流运动期间泥石流体平均深度自重。

3. 荷载计算

1) q_1

计算模型如图 9.56 所示。

$$q_{11} = \gamma_{\mathrm{d}} h_1 K_{\mathrm{a}} - 2c_{\mathrm{t}}\sqrt{K_{\mathrm{a}}} \tag{9.28}$$

$$q_{12} = q_{11} + \gamma_{\mathrm{t}} H K_{\mathrm{a}} \tag{9.29}$$

$$k_{\mathrm{a}} = \frac{\tan\gamma}{\tan(\gamma+\varphi_{\mathrm{t}})(1+\tan\theta\tan\gamma)} \tag{9.30}$$

$$\tan\gamma = \frac{-\tan\varphi_{\mathrm{t}} + \sqrt{(1+\tan^2\varphi_{\mathrm{t}})\left(1+\dfrac{\tan\theta}{\tan\varphi_{\mathrm{t}}}\right)}}{1+(1+\tan^2\varphi_{\mathrm{t}})\dfrac{\tan\theta}{\tan\varphi_{\mathrm{t}}}} \tag{9.31}$$

式中，γ 为泥石流隧道顶部泥石流回填体破裂角 (°)，如图 9.55 所示；θ 为泥石流隧道顶部填土地面平均坡角 (°)；c_{t} 为墙后回填土体黏结力 (kPa)；φ_{t} 为边墙背回填土体内摩擦角 (°)；h_1 为泥石流隧道外侧墙顶回填泥石流体厚度 (m)；H 为泥石流隧道侧墙高度 (m)；q_{11} 为泥石流隧道外侧墙顶端土压力强度 (kPa)；q_{12} 为泥石流隧道外侧墙底端土压力强度 (kPa)。

2) q_2

计算模型如图 9.57 所示。

$$q_{21} = \gamma_{\mathrm{d}} h_2 K_{\mathrm{a}} - 2c\sqrt{K_{\mathrm{a}}} \tag{9.32}$$

$$q_{22} = q_{21} + \gamma_{\mathrm{t}} H K_{\mathrm{a}} \tag{9.33}$$

$$K_{\mathrm{a}} = \frac{\cos^2\varphi_{\mathrm{t}}}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin\varphi_{\mathrm{t}}\sin|\varphi_{\mathrm{t}}-\theta|}{\cos\theta}}\right]^2} \tag{9.34}$$

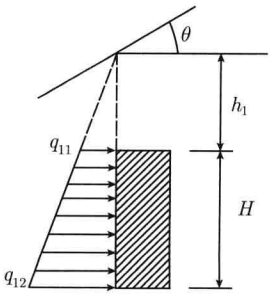


图 9.56 q_1 计算模型

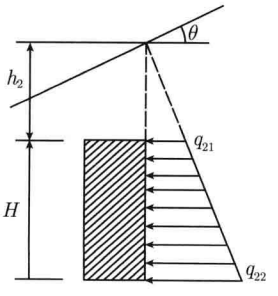


图 9.57 q_2 计算模型

式中，h_2 为泥石流隧道内侧墙顶回填泥石流体厚度 (m)；q_{21} 为泥石流隧道内侧墙顶端土压力强度 (kPa)；q_{22} 为泥石流隧道内侧墙底端土压力强度 (kPa)；γ_{d} 为泥石流隧道顶部泥石流体容重 (kN/m^3)；其余变量同前。

3) q_4

运用极限平衡理论，并假定泥石流隧道顶部泥石流体荷载及拱顶结构自重沿着隧道宽度方向均匀分布，则 q_4 为

$$q_4 = \frac{\pi k R t \gamma_{\mathrm{j}}}{90B} + \frac{\gamma_{\mathrm{d}}}{B}\left[\frac{h_1^2}{M_1} + \frac{M_2^2}{M_3} + h_1 B + \frac{1}{2}B^2\tan\theta - \frac{\pi M^4 R^2}{180} + \frac{1}{2}B(R-h)\right] \tag{9.35}$$

式中

$$R = \frac{B^2+4h^2}{8h};\quad M_1 = 2(\tan\gamma + \tan\theta);\quad M_2 = h_1 + B\tan\theta;\quad M_3 = 2(\tan\gamma - \tan\theta);$$

$$M_4 = \arctan\frac{B}{2(R-h)};\quad \gamma = 45 + \frac{\varphi_{\mathrm{d}}}{2};\quad K = \arctan\frac{4hB}{B^2-4h^2}$$

γ_{j} 为泥石流隧道拱顶结构容重 (kN/m^3)；m 为泥石流隧道顶部泥石流体地面平均坡率；t 为泥石流隧道拱顶厚度 (m)；其余变量同前。

4) q_5 和 q_6

计算模型见图 9.58 和图 9.59。

$$q_{5i} = \gamma_{\mathrm{d}} h_i K_{\mathrm{a}} - 2c_{\mathrm{d}}\sqrt{K_{\mathrm{a}}} \tag{9.36}$$

$$K_{\mathrm{a}} = n\frac{1-\tan\varphi_{\mathrm{d}} n}{n+\tan\varphi_{\mathrm{d}}} \tag{9.37}$$

式中，c_{d} 为泥石流体的黏结力 (kPa)；n 为边墙顶以上开挖边坡率；其余变量同前。

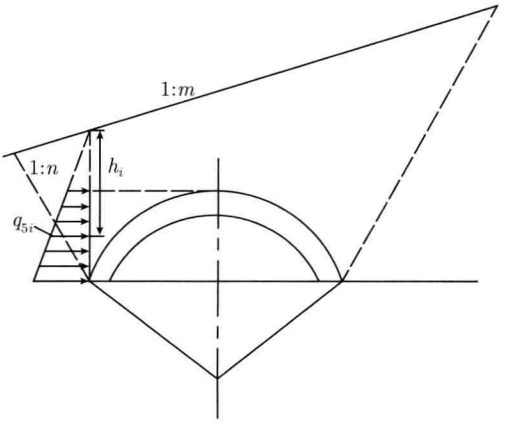


图 9.58　q_5 计算模型

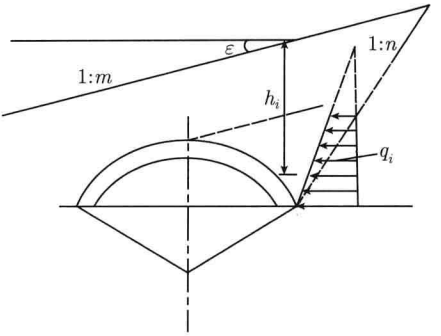


图 9.59 q_6 计算模型

5) q_7

$$q_7 = d\gamma_{\mathrm{j}} + \frac{2W_0}{B} \tag{9.38}$$

式中，d 为泥石流隧道底板厚度 (m)；W_0 为汽车荷载 (kN)；其余变量同前。

6) P_1 与 P_2

泥石流隧道外侧墙自重 P_1 和内侧墙自重 P_2 计算式为

$$P_1 = b_1 H\gamma_{\mathrm{j}} \tag{9.39}$$

$$P_2 = b_2 H\gamma_{\mathrm{j}} \tag{9.40}$$

式中，变量同前。

9.5.3 泥石流隧道精确结构计算

泥石流隧道属于三次超静定结构。静力计算时，可将该封闭的刚架结构拆分为两部分进行计算，拱圈按无铰拱计算，一般采用力法，从拱顶沿垂直轴切开，在切口处加三个未知力 (弯矩 X_1、轴力 X_2、剪力 X_3)，构成力法计算基本体系。边墙与底板当作倒置的刚架计算，基本结构简化为无绞拱和静定的刚架结构，计算端点变位；再由拱顶截面相对变位为零的条件，列出力法的基本方程求解三个冗力；进而得到结构的内力图，并验算各截面的强度。

拱圈计算按前述原理计算，边墙和底板按静定刚架计算。泥石流隧道计算基本结构见图 9.60，计算基本体系见图 9.61，拱圈计算简图见图 9.62，边墙和仰拱计算简图见图 9.63。

按力法列出三个基本方程

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1\mathrm{p}} + \beta_0 = 0 \\
\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2\mathrm{p}} + u_0 = 0 \\
\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3\mathrm{p}} + v_0 = 0
\end{aligned}\right\} \tag{9.41}$$

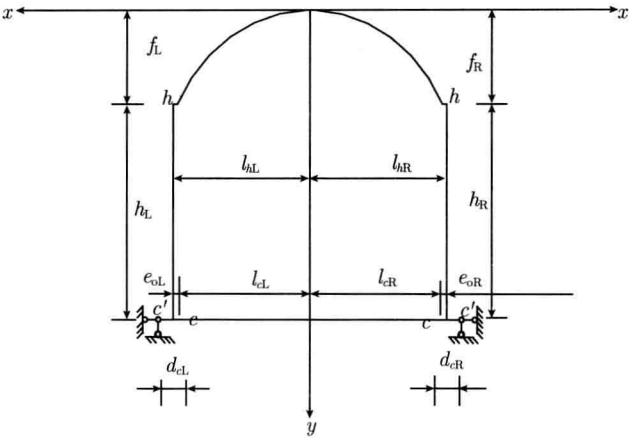


图 9.60　泥石流隧道计算基本结构

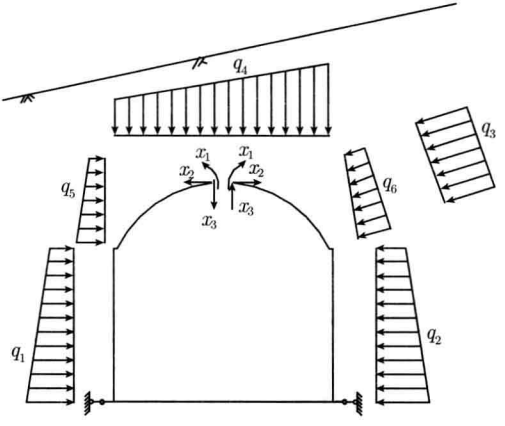


图 9.61　泥石流隧道结构计算基本体系

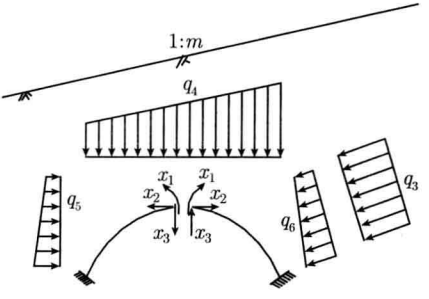


图 9.62　拱圈计算简图

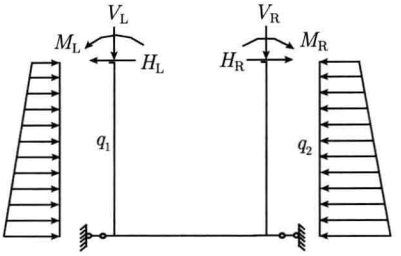


图 9.63 边墙与底板计算简图

式中，δ_{ij} 为单位变位，即基本结构在单位力 $X_j=1$ 作用下，拱顶截面沿 X_i 方向产生的位移；$\Delta_{i\mathrm{p}}$ 为荷载位移。拱顶截面在荷载作用下沿 X_i 方向产生的位移；β_0 为左右拱脚变位 (墙身及底板变位)，引起拱顶截面沿 X_1 方向产生的转角；u_0 为左右拱脚变位 (墙身及底板变位)，引起拱顶截面沿 X_2 方向产生的位移；v_0 为左右拱脚变位 (墙身及底板变位)，引起拱顶截面沿 X_3 方向产生的位移。

结构变位与相应冗力假定的作用方向相同时为正，反之为负。

根据结构力学，相应内力计算方法如下所述。

1. 冗力作用引起的拱顶变位

先分析泥石流隧道拱圈在冗力作用下的内力表达式。设坐标原点在拱顶点，X 轴以向右为正，y 轴以向下为正，在右半拱 φ 为正值。内力正负号规定与三绞拱相同。拱轴任一截面 $(x,\ y)$ 在 $x_1=1$，$x_2=1$ 和 $x_3=1$ 作用下的内力分别为 (图 9.64(a)、(b)、(c))。

$$\left.\begin{aligned}\overline{M}_1&=1\\ \overline{N}_1&=0\\ \overline{Q}_1&=0\end{aligned}\right\}\quad\left.\begin{aligned}\overline{M}_2&=y\\ \overline{N}_2&=-\cos\varphi\\ \overline{Q}_2&=\sin\varphi\end{aligned}\right\}\quad\left.\begin{aligned}\overline{M}_3&=x\\ \overline{N}_3&=\sin\varphi\\ \overline{Q}_3&=\cos\varphi\end{aligned}\right\}\tag{9.42}$$

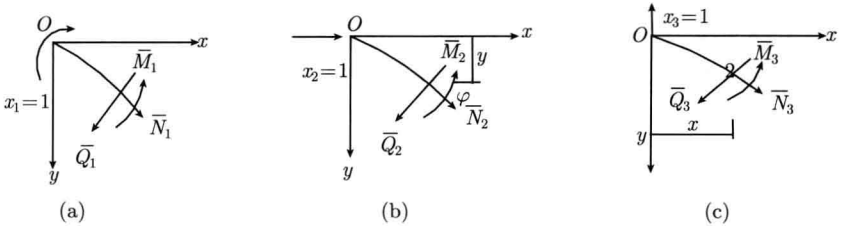


图 9.64 泥石流隧道拱圈冗力作用下的内力分析

单位变位为

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{11} &= \delta_{11\mathrm{L}} + \delta_{11\mathrm{R}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{1}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{i=n}\frac{1}{I_{i\mathrm{R}}} \\
\delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{12\mathrm{L}} + \delta_{12\mathrm{R}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{y_{i\mathrm{L}}}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum\frac{y_{i\mathrm{R}}}{I_{i\mathrm{R}}} \\
\delta_{13} &= \delta_{31} = \delta_{13\mathrm{R}} - \delta_{13\mathrm{L}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{x_{i\mathrm{R}}}{I_{i\mathrm{R}}} - \frac{\Delta S_{L}}{E}\sum_{i=0}^{i=n}\frac{x_{il}}{I_{i\mathrm{L}}} \\
\delta_{22} &= \delta_{22\mathrm{L}} + \delta_{22\mathrm{R}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{y_{i\mathrm{L}}^2}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{i=n}\frac{y_{i\mathrm{R}}^2}{I_{i\mathrm{R}}} \\
\delta_{23} &= \delta_{32} = \delta_{23\mathrm{R}} - \delta_{23\mathrm{L}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{x_{i\mathrm{R}}y_{i\mathrm{R}}}{I_{iR}} - \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{i=n}\frac{x_{il}y_{i\mathrm{L}}}{I_{i\mathrm{L}}} \\
\delta_{33} &= \delta_{33\mathrm{L}} + \delta_{33\mathrm{R}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{x_{i\mathrm{L}}^2}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{i=n}\frac{x_{i\mathrm{R}}^2}{I_{i\mathrm{R}}}
\end{aligned}\right\} \tag{9.43}$$

荷载变位为

$$\left.\begin{aligned}
\varDelta_{1\mathrm{p}} &= \varDelta_{1\mathrm{pL}} + \varDelta_{1\mathrm{pR}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{L}}}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{R}}}{I_{i\mathrm{R}}} \\
\varDelta_{2\mathrm{p}} &= \varDelta_{2\mathrm{pL}} + \varDelta_{2\mathrm{pR}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{L}}y_{i\mathrm{L}}}{I_{i\mathrm{L}}} + \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{R}}y_{i\mathrm{R}}}{I_{i\mathrm{R}}} \\
\varDelta_{3\mathrm{p}} &= \varDelta_{3\mathrm{pR}} - \varDelta_{3\mathrm{pL}} = \frac{\Delta S_{\mathrm{R}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{R}}x_{i\mathrm{R}}}{I_{i\mathrm{R}}} - \frac{\Delta S_{\mathrm{L}}}{E}\sum_{i=0}^{n}\frac{M_{\mathrm{p}i\mathrm{L}}x_{i\mathrm{L}}}{I_{i\mathrm{L}}}
\end{aligned}\right\} \tag{9.44}$$

2. 边墙及底板引起的拱顶变位

由于泥石流隧道两侧以泥石流堆积物等松散土体回填，不考虑土体与边墙的相互作用，即不考虑弹性抗力的影响。由于边墙弹性固定在底板上，不考虑基底变位引起的拱顶变位，把边墙视为弹性固定的悬臂梁，承受拱圈传来的力系、墙顶填土及墙背主动土压力。当边墙墙身较厚时，墙身变位对拱顶内力影响很小，可略去墙身变位影响，将泥石流隧道边墙简化为一般的刚性墙。拱顶变位为

$$\left.\begin{aligned}
\beta_0 &= \delta'_{11}X_1 + \delta'_{12}X_2 + \delta'_{13}X_3 + \varDelta'_{1\mathrm{p}} \\
u_0 &= \delta'_{21}X_1 + \delta'_{22}X_2 + \delta'_{23}X_3 + \varDelta'_{2\mathrm{p}} \\
v_0 &= \delta'_{31}X_1 + \delta'_{32}X_2 + \delta'_{33}X_3 + \varDelta'_{3\mathrm{p}}
\end{aligned}\right\} \tag{9.45}$$

式中参数计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned}
\delta'_{11} &= \delta'_{11\mathrm{L}} + \delta'_{11\mathrm{R}} = \frac{H_{\mathrm{L}} - f_{\mathrm{L}}}{E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} + \frac{H_{\mathrm{R}} - f_{\mathrm{R}}}{E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \\
\delta'_{12} &= \delta'_{21} = \delta'_{12\mathrm{L}} + \delta'_{12\mathrm{R}} = \frac{H_{\mathrm{L}}^2 - f_{\mathrm{L}}^2}{2E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} + \frac{H_{\mathrm{R}}^2 - f_{\mathrm{R}}^2}{2E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \\
\delta'_{13} &= \delta'_{31} = \delta'_{13\mathrm{R}} - \delta'_{13\mathrm{L}} = l_{h\mathrm{R}} \delta'_{11\mathrm{R}} - l_{h\mathrm{L}} \delta'_{11\mathrm{L}} \\
\delta'_{22} &= \delta'_{22\mathrm{L}} + \delta'_{22\mathrm{R}} = \frac{H_{\mathrm{L}}^3 - f_{\mathrm{L}}^3}{3E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} + \frac{H_{\mathrm{R}}^3 - f_{\mathrm{R}}^3}{3E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \\
\delta'_{23} &= \delta'_{32} = \delta'_{23\mathrm{R}} - \delta'_{23\mathrm{L}} = l_{h\mathrm{R}} \delta'_{12\mathrm{R}} - l_{h\mathrm{L}} \delta'_{12\mathrm{L}} \\
\delta'_{33} &= \delta'_{33\mathrm{R}} + \delta'_{33\mathrm{L}} = l_{hR}^2 \delta'_{11\mathrm{R}} + l_{hL}^2 \delta'_{11\mathrm{L}}
\end{aligned}\right\} \tag{9.46}$$

$$\left.\begin{aligned}
\Delta'_{1\mathrm{p}} &= \Delta'_{1\mathrm{pL}} + \Delta'_{1\mathrm{pR}} = \frac{1}{E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} \left(M_{h\mathrm{pL}} h_{\mathrm{L}} + H_{h\mathrm{pL}} \frac{h_{\mathrm{L}}^2}{2} - e_{\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{L}}^3}{6} - \Delta_{e\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{L}}^3}{24} \right) \\
&\quad + \frac{1}{E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \left(M_{h\mathrm{pR}} h_{\mathrm{R}} + H_{h\mathrm{pR}} \frac{h_{\mathrm{R}}^2}{2} - e_{\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{R}}^3}{6} - \Delta_{e\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{R}}^3}{24} \right) \\
\Delta'_{2\mathrm{p}} &= \Delta'_{2\mathrm{pL}} + \Delta'_{2\mathrm{pR}} = \frac{1}{E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} \left(M_{h\mathrm{pL}} \left(\frac{h_{\mathrm{L}}^2}{2} + f_{\mathrm{L}} h_{\mathrm{L}} \right) + H_{h\mathrm{pL}} \left(\frac{h_{\mathrm{L}}^3}{3} + \frac{f_{\mathrm{L}} h_{\mathrm{L}}^2}{2} \right) \right. \\
&\quad \left. - e_{\mathrm{L}} \left(\frac{f_{\mathrm{L}} h_{\mathrm{L}}^3}{6} + \frac{h_{\mathrm{L}}^4}{8} \right) - \Delta_{e\mathrm{L}} \left(\frac{f_{\mathrm{L}} h_{\mathrm{L}}^3}{24} + \frac{h_{\mathrm{L}}^4}{30} \right) \right) \\
&\quad + \frac{1}{E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \left(M_{h\mathrm{pR}} \left(\frac{h_{\mathrm{R}}^2}{2} + f_{\mathrm{R}} h_{\mathrm{R}} \right) + H_{h\mathrm{pR}} \left(\frac{h_{\mathrm{R}}^3}{3} + \frac{f_{\mathrm{R}} h_{\mathrm{R}}^2}{2} \right) \right. \\
&\quad \left. - e_{\mathrm{R}} \left(\frac{f_{\mathrm{R}} h_{\mathrm{R}}^3}{6} + \frac{h_{\mathrm{R}}^4}{8} \right) - \Delta_{e\mathrm{R}} \left(\frac{f_{\mathrm{R}} h_{\mathrm{R}}^3}{24} + \frac{h_{\mathrm{R}}^4}{30} \right) \right) \\
\Delta'_{3\mathrm{p}} &= \Delta'_{3\mathrm{pL}} + \Delta'_{3\mathrm{pR}} = \frac{l_{h\mathrm{R}}}{E_{\mathrm{L}} I_{\mathrm{L}}} \left(M_{h\mathrm{pL}} h_{\mathrm{L}} + H_{h\mathrm{pL}} \frac{h_{\mathrm{L}}^2}{2} - e_{\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{L}}^3}{6} - \Delta_{e\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{L}}^3}{24} \right) \\
&\quad - \frac{l_{h\mathrm{L}}}{E_{\mathrm{R}} I_{\mathrm{R}}} \left(M_{h\mathrm{pR}} h_{\mathrm{R}} + H_{h\mathrm{pR}} \frac{h_{\mathrm{R}}^2}{2} - e_{\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{R}}^3}{6} - \Delta_{e\mathrm{L}} \frac{h_{\mathrm{R}}^3}{24} \right)
\end{aligned}\right\} \tag{9.47}$$

3. 内力计算

将变位计算确定的各变位代入基本方程式 (9.41)，解得未知冗力 X_1、X_2、X_3，进而解算结构内力。

1) 拱圈内力

左半拱任意截面弯矩及轴力为

$$\left.\begin{aligned}
M_1 &= M_{i\mathrm{p}} + X_1 + X_2 y_i - X_3 x_i \\
N_i &= (X_2 - H_{\mathrm{p}i}) \cos\theta_i + (p_i + X_3) \sin\theta_i
\end{aligned}\right\} \tag{9.48}$$

右半拱任意截面弯矩及轴力

$$\left.\begin{aligned}
M_1 &= M_{i\mathrm{p}} + X_1 + X_2 y_i + X_3 x_i \\
N_i &= (X_2 - H_{\mathrm{p}i}) \cos\theta_i + (p_i - X_3) \sin\theta_i
\end{aligned}\right\} \tag{9.49}$$

式中，$H_{\mathrm{p}i}$ 为各截面水平外力 (kN)；p_i 为各截面竖向外力 (kN)；θ_i 为各分块截面与竖直面的夹角 (°)。

根据拱顶相对变位为零的条件，按下式校核计算结果：

$$\left.\begin{aligned}&\int \frac{M}{EI}\mathrm{d}s+\beta_0=0\\&\int \frac{My}{EI}\mathrm{d}s+u_0=0\\&\int \frac{Mx}{EI}\mathrm{d}s+v_0=0\end{aligned}\right\}\tag{9.50}$$

2) 边墙与底板内力

边墙与底板为一静定刚架结构，此时这一结构的主要力系为拱脚传来的力系和左右边墙的填土侧压力，可按静定刚架计算各分块截面弯矩及轴力。

3) 截面强度验算

截面内力求出后，即可计算截面偏心，按需要配筋，检算衬砌抗压、抗拉强度，边墙基底应力及地基的承载力。如不满足要求，则重新拟定衬砌尺寸，重新计算；或采取构造及局部增强措施使衬砌结构满足承载能力及正常使用要求。

4) 泥石流隧道纵向验算

当泥石流沉积物太厚，泥石流隧道不能置于基岩而只能放在泥石流沉积物中时，在泥石流隧道和土体的自重和车辆等荷载的作用下隧道下的泥石流沉积物有可能会发生较大的不均匀沉降，给隧道结构带来巨大影响。所以在泥石流隧道设计时必须考虑泥石流隧道的纵向变形问题。

在进行泥石流隧道纵向变形验算的时候，首先应对模型进行简化，即把泥石流隧道下的泥石流沉积物假设为弹性体，据此按弹性地基梁来进行泥石流隧道纵向结构验算 (图 9.65)。

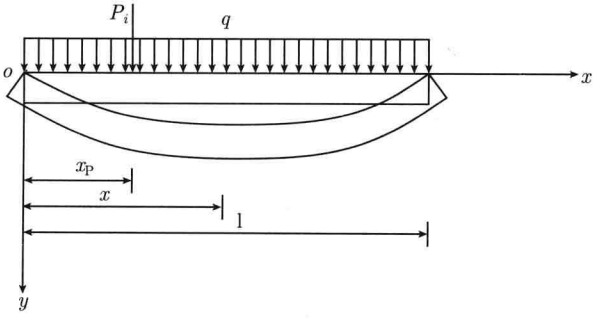


图 9.65　泥石流隧道纵向结构验算模型 —— 弹性地基梁模型

弹性地基梁在集中力和均布荷载的作用下的弯矩和剪力方程为

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{aP_{\mathrm{i}}}{bK}\varphi_4 a(x-x_{\mathrm{P}}) + \frac{q}{bK}(1-\varphi_1) \\ \theta &= \frac{2a^2}{bK}P_{\mathrm{i}}\varphi_3 a(x-x_{\mathrm{P}}) + \frac{aq}{bK}\varphi_4 \\ M &= -\frac{P_{\mathrm{i}}}{2a}\varphi_2 a(x-x_{\mathrm{P}}) - \frac{q}{2a^2}\varphi_3 \\ Q &= -P_{\mathrm{i}}\varphi_1 a(x-x_{\mathrm{P}}) - \frac{q}{2a}\varphi_2 \end{aligned}\right\} \tag{9.51}$$

式中，x 为梁端到梁任意截面的距离 (m)；x_{p} 为集中力到梁端的距离 (m)；l 为地基梁总长 (m)；P_{i} 为集中力 (kN)，当 $x > x_{\mathrm{p}}$ 时，P_{i} 取为零；q 为均布荷载 (kPa)；b 为梁的宽度 (m)；K 为地基系数；a 为特征参数，反映地基梁与地基的相对刚度：

$$a = \sqrt[4]{\frac{Kb}{EI}} \tag{9.52}$$

φ_1、φ_2、φ_3、φ_4 为双曲三角函数，计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned} \varphi_1 &= \mathrm{ch}ax\cos ax \\ \varphi_2 &= \mathrm{ch}ax\sin ax + \mathrm{sh}ax\cos ax \\ \varphi_3 &= \mathrm{sh}ax\sin ax \\ \varphi_4 &= \mathrm{ch}ax\sin ax - \mathrm{sh}ax\cos ax \end{aligned}\right\} \tag{9.53}$$

最后根据求出来的结果判断出泥石流隧道是否满足要求。

9.5.4 泥石流隧道设计关键问题

1. 隧道选址

防灾意识是泥石流隧道设计的首要环节。

1) 洞口位置

避开泥石流漫流改道区域，防止泥石流漫流进入隧道；留足洞顶淤积和加高导流堤的位置。洞口底板距泥石流沟前河床高度不小于 5m，不满足要求时需在进洞处道路外侧设置挡水堤坝，确保山洪及泥石流活动期间泥石流隧道洞口交通安全。

2) 洞身位置

洞身平面位置宜位于泥石流流通区出口和淤积区交接处较稳定地段，以保证能以最短距离通过泥石流地段，且能使泥石流隧道避免经受泥石流大冲大淤的不利作用。洞身宜位于相对稳定的岩土体中；洞顶应位于最大可能冲刷线以下 (包括洞顶防护层)，并尽量浅埋。若泥石流沟槽纵坡较大，可适当提高洞身强度并加强洞顶防护，减少开挖。泥石流隧道洞身一般应防止偏压，避免外侧临空，避免泥石流

体直接冲击泥石流隧道结构物；受对岸泥石流威胁时，不宜采用泥石流隧道方案，与泥石流渡槽方案作比较。依山傍水的泥石流隧道应注意外侧河流对岸坡的冲刷，冲积扇下泥石流隧道应防止洞身受冲刷出露，洞顶应设在冲刷深度以下 1~2m，否则应对顶面采用导流板加以防护。

洞口、洞身位置的选择见图 9.66。

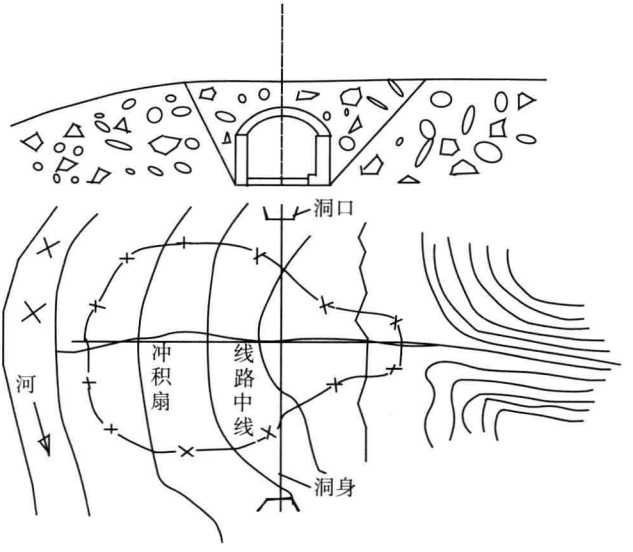


图 9.66　洞口洞身位置选择示意图

2. 方案拟定

1) 适用情况

大型泥石流：由于其爆发频率高，淤积或冲刷量大，危害特别严重，在一般泥石流放排工程措施不能满足要求时可选用泥石流隧道方案。

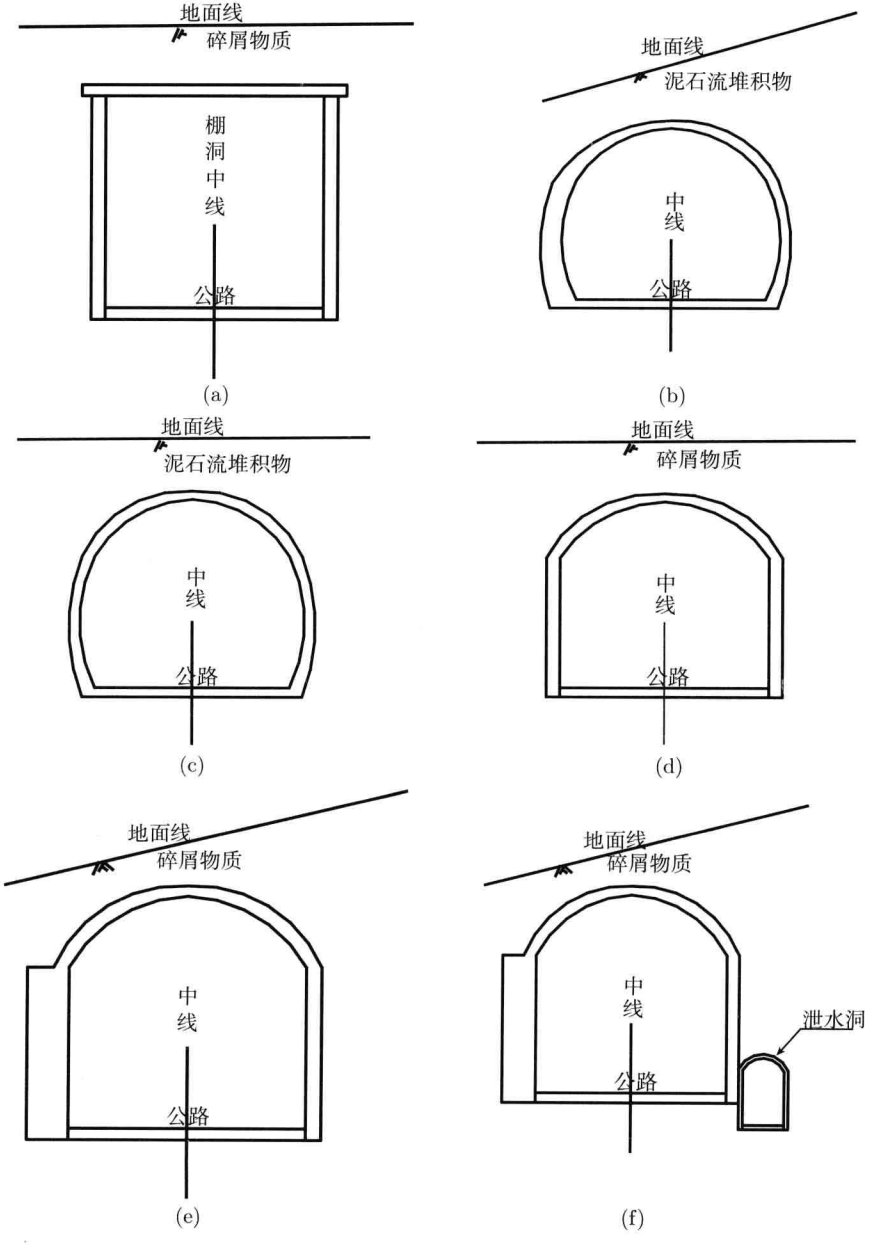
泥石流群：对于地形地貌及水土条件适宜于泥石流发育时，泥石流沟往往集聚成片分布，在逐个治理不经济或不可行时，也可选择泥石流隧道方案穿过泥石流密集区。

2) 泥石流隧道类型

泥石流隧道可分为拱式、墙式和棚式等三种结构型式，其中拱式泥石流隧道又可分为偏压拱式和等压拱式，墙式泥石流隧道可分为等压直墙式、偏压直墙式和偏压斜墙式 (图 9.67)。

当通过密集的坡面泥石流时可采用偏压拱式泥石流隧道；当通过大型特大型泥石流冲积扇时，两侧的土压力通常对称分布，多采用等压拱式泥石流隧道；等压

直墙式泥石流隧道适合大型泥石流冲积扇，且其施工比等压拱式泥石流隧道简单，大型特大型泥石流中如果泥石流体厚度在 20m 以内不宜采用此类结构型式。为了有效控制泥石流对隧道顶部的冲击和磨蚀作用，可在泥石流隧道顶部设置导流板(图 9.55)。



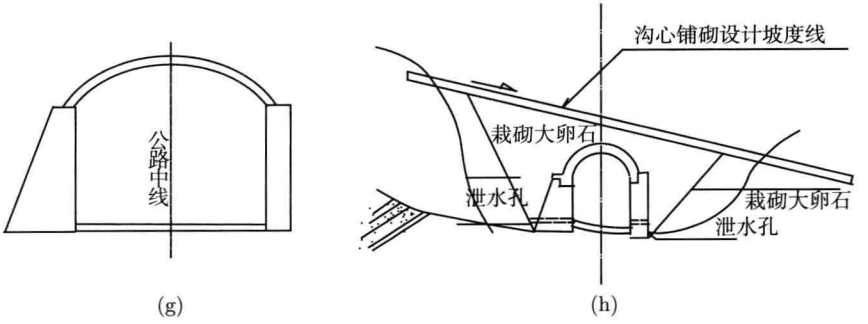


图 9.67　泥石流隧道结构型式

(a) 棚式泥石流隧道; (b) 偏压拱形泥石流隧道; (c) 等压拱形泥石流隧道; (d) 等压直墙式泥石流隧道; (e) 偏压直墙式泥石流隧道; (f) 设泄水洞的偏压直墙式泥石流; (g) 偏压斜墙式泥石流隧道; (h) 泥石流隧道通过泥石流设计示意图

3. 设计要点

1) 线形设计

泥石流隧道的线形设计和普通隧道的线形设计类似，包括平面设计、纵断面设计及横断面设计三部分。

2) 平面设计

泥石流隧道的平面线形设计和普通道路一样，要按《公路工程技术标准》(JTG—2002) 规定进行，但应照顾到泥石流隧道的特点。泥石流隧道的平面线形原则上采用直线，避免曲线。如必须设置曲线时，其半径不宜小于不设超高的平面曲线半径，并应符合视距要求。

3) 纵断面设计

泥石流隧道的纵断面设计包括洞口设计标高、纵坡形式及大小的确定。隧道纵坡的大小和纵坡形式都取决于两端洞口设计标高。在决定两端洞口的竖向位置时，除考虑地质构造及引线部分的纵坡相协调外，还要与平面线形综合考虑。并要根据隧道的长短和路线等级来确定。由于泥石流隧道一般都较短，地质条件变化不大，两端洞口的设计标高，可以依照路线需要，随同其竖向总体布局来确定。洞口竖向位置的设计，必须考虑洞口附近岩层的稳定性。对于泥石流隧道的纵坡可按相应道路的纵坡来确定，从施工和竣工后的排水需要上考虑，在泥石流隧道内不应采用平坡。一般可采用 0.3%～0.5% 的纵坡。在高寒地区，为了减少冬季排水沟产生冻害，适当加大纵坡，使水流动能增加，利于排水。

4. 横断面设计

横断面设计是泥石流隧道设计的主体部分，包括限界标准、横断面形式、人行

道布置和路面结构等项。限界标准根据《公路工程技术标准》(JTG—2002) 第十条规定的限界标准引用，如图 9.68 及表 9.8 所示。横断面形式可按泥石流隧道的几种基本形式确定。泥石流隧道内可以不设置人行道，只设 0.25m 宽的路缘石。泥石流隧道路面结构可参照隧道的路面结构标准，一般不宜修筑沥青路面，而采用混凝土路面。此外，为了防止灰尘和利于排水，所筑路面出洞口后应适当延长一定长度。另外横坡的形式，应随排水沟的位置而定，不设排水沟或两侧设排水沟时，采用两面坡路拱，其横坡为 $i = 1.5\%$，起拱线和行车中线一致；如为单侧设排水沟，则采用单向横坡形式，其横坡度为 $i = 1\%$。

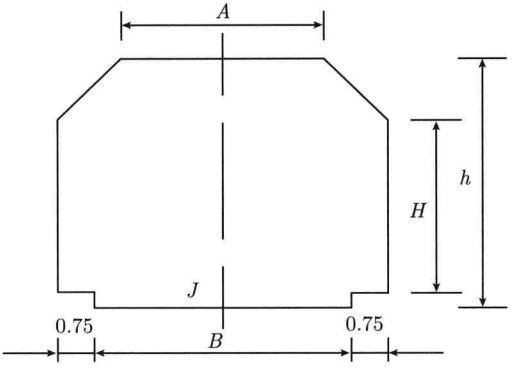


图 9.68 泥石流隧道限界标准横断面图 (单位：m)

表 9.8 泥石流隧道限界标准 (单位：m)

净宽	部位				
	J	B	A	h	H
净–7.0	7.0	8.5	6.0	5.0	12.5
净–12.5	12.5	6.0	12.5	12.5	12.0

5. *泥石流隧道衬砌设计*

(1) 当采用拱式泥石流隧道断面型式时，宜进行整体式衬砌验算。半路堑拱式泥石流隧道之外边墙及拱圈宜适当加厚，并验算其整体滑动和倾覆稳定性。当拱式泥石流隧道边墙墙背侧压较大时，宜采用曲墙带仰拱型式。拱式泥石流隧道拱圈宜采用钢筋混凝土结构。

(2) 棚式泥石流隧道顶板一般可采用 T 形、工形或空心板截面构件，内边墙可采用重力式挡墙结构；当内侧岩体完整、坚固、无地下水时，可采用锚杆加固围岩式挡墙；外侧边墙可视地形、地基、泥石流等情况选用墙式、柱式、刚架等类型。

(3) 在地质情况变化较大的地段，应设置变形缝；气温变化较大地区，应设置

伸缩缝，但必须重视变形缝、伸缩缝的止水问题。

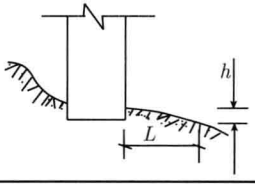
6. 泥石流隧道基础设计

(1) 泥石流隧道基础应置于稳固的地基上，隧道边墙基底标高不得高于侧向水沟基底标高或路面基层标高；在洞门墙厚度范围内，应加深到与洞门基础相同的标高。

(2) 泥石流隧道埋深较浅时，基础可设置于基岩上；当基础位于软弱地基上时，如早期泥石流沉积物，基础可采用仰拱、整体式钢筋混凝土底板等结构。

(3) 墙基础趾部，应保证一定的嵌入深度和护基宽度。在冻胀性土地基上设置泥石流隧道基础时，基底应埋于冰冻线以下 25cm，且保证一定的护基宽度 (表 9.9)。当地基为完整坚固的岩体时，基础可切割成台阶；当基础外侧受水流冲刷影响时，应采取加固和防护措施。

表 9.9　泥石流隧道墙基嵌入深度

地基类型	埋深 h/m	护基宽 L/m	图　示
较完整坚硬岩层	0.25	0.25～0.5	
一般岩层 (如砂页岩互层)	0.60	0.6～1.50	
松软岩层 (如千枚层等)	1.00	1.0～2.0	
砂夹砾石	1.50	1.5～2.5	

(4) 泥石流隧道外边墙基础埋置深度超过路面以下 3m 时，宜在路面以下设置钢筋混凝土横向水平拉杆，并锚固于内边墙基础或岩体中或用锚杆锚固于稳定的岩体中。

(5) 棚式泥石流隧道立柱的基础置于路面 3m 以下时，立柱可在路基平面处加设纵撑和横撑，以与相邻立柱及内边墙连接。

7. 泥石流隧道结构构造设计

由于泥石流隧道属于半隐蔽结构，其结构变形受周围地层的约束小，且有冲击荷载作用的可能，从这一不利因素看，泥石流隧道安全系数应比隧道衬砌取值大。但泥石流隧道有利因素是：外荷载较为明确，结构计算图式与实际情况比较接近；采用明挖法施工，施工条件较普通隧道好，圬工质量易于保证，从这一方面看，安全系数取值可比普通隧道衬砌小。综合以上有利及不利两方面因素考虑，其有利因素起主导作用，故对泥石流隧道取与隧道衬砌相同的结构强度安全系数值是较合适的。

(1) 泥石流隧道结构的整体性要强，通常用钢筋混凝土封闭型曲墙式整体构造，

使其能适应较大的土层偏压和动水压力。

(2) 加强拱顶圬工强度和耐磨性，以抵御泥石流的冲击和磨损作用。

(3) 增强防排水措施。应在泥石流隧道上游侧 (内侧) 设置平行于洞身的排水洞，排泄泥石流沟底堆积层内的潜水，疏干墙背后积水，减少作用在泥石流隧道结构的动水压力，排水洞断面尺寸一般取宽 1.0m、高 1.8m。为了便于泥石流隧道结构的养护维修，泄水面应低于泥石流隧道内道床，排水洞顶及上游侧交错设置较大的泄水孔并用干砌石回填做成过滤层，引水入洞集中排出。顶部根据泥石流情况可做 V 形槽或做洞顶防护。洞顶防护应铺至泥石流沉积物开挖边坡线以外，上游做 1~2m，下游做 3~4m 深的垂裙。为防止洞顶泥石流漫流改道，洞顶导流堤应接至上游固定沟岸或山口，下游顺接原沟，使泥石流归槽排泄。

8. *泥石流隧道防排水设计*

(1) 泥石流隧道的洞口应设置截水沟和排水沟；洞口边坡、仰坡应采取防护措施，防止地表水的下渗和冲刷。

(2) 当洞口外路堑为上坡时，可在洞口外设置反向排水边沟和截流涵洞，防止洞外水流入隧道内。

(3) 泥石流隧道顶部应设置排水系统，其回填顶面应设置不小于 5%的排水坡，填土内或坡面宜铺设防水层，并与开挖边坡搭接良好。

(4) 在泥石流隧道边墙顶和边墙后部，宜设置纵向和竖向盲沟，将水引至墙底泄水孔排出。泥石流隧道侧洞应防止地面水侧向流入。

(5) 泥石流隧道衬砌外缘应敷设外帖式或喷涂式防水层。

9.5.5 实例分析

以天山公路 K630 特大型沟谷泥石流为例，进行泥石流隧道设计。设计参数为：泥石流体的 c、φ 及 γ_c 分别为 14kPa、22° 和 20kN/m^3，泥石流体的固相颗粒的平均体积浓度为 $\alpha = 0.09$，泥石流体固相颗粒的等效粒径为 $d_e = 0.103$m，泥石流体流速为 $v = 10.30$m/s，回填干砌片石的容重为 $\gamma = 22$kN/m^3，泥石流隧道顶部的坡度为 1:11.4 (坡角 5°)，泥石流隧道混凝土的标号为 C40，泥石流隧道结构容重 $\gamma_j = 25$kN/m^3，泥石流冲击力沿与水平夹角为 5° 的方向作用在隧道结构上，泥石流的最大埋深取 6m、最大切割深度取拱顶矢高的 1/3。

1. *初拟泥石流隧道尺寸*

根据实地的地形地貌条件和公路建设养护需要，初步拟定泥石流隧道为直墙拱形隧道，隧道全长 400m，隧道墙高 7.31m、拱矢高 2.09m、宽 12.40m、厚 1.20m，隧道拱顶泥石流埋深为 2.70m，泥石流隧道的初步拟定尺寸如图 9.69 所示。

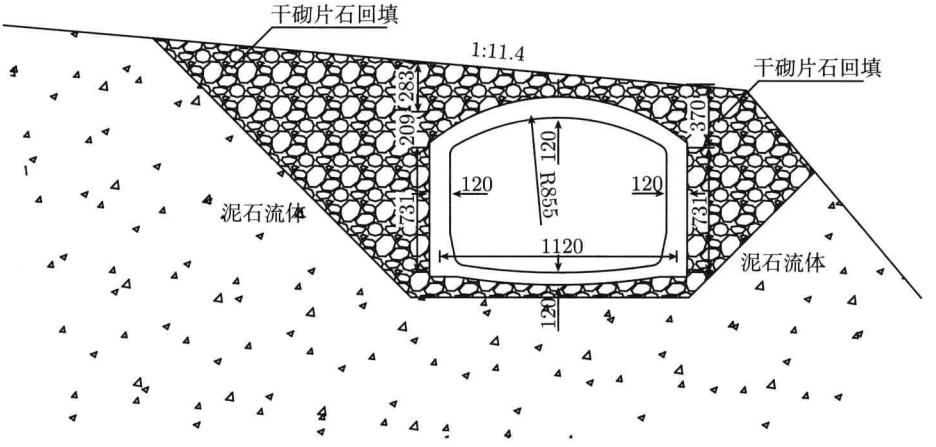


图 9.69　天山公路 K630 泥石流隧道初步拟定尺寸 (单位：cm)

2. 荷载计算

将泥石流隧道的围岩全部视为泥石流的沉积物，由本书前面已经构建的泥石流隧道荷载计算方法，进行荷载计算。

1) q_1 和 q_2

由

$$\tan\gamma = \frac{-\tan\varphi_t + \sqrt{(1+\tan^2\varphi_t)\left(1+\dfrac{\tan\theta}{\tan\varphi_t}\right)}}{1+(1+\tan^2\varphi_t)\dfrac{\tan\theta}{\tan\varphi_t}}$$

$$= \frac{-\tan 22^\circ + \sqrt{(1+\tan^2 22^\circ)\left(1+\dfrac{\tan 5^\circ}{\tan 22^\circ}\right)}}{1+(1+\tan^2 22^\circ)\dfrac{\tan 5^\circ}{\tan 22^\circ}} = 0.63$$

则，$K_a = \dfrac{\tan\gamma}{\tan(\gamma+\varphi_t)(1+\tan\theta\tan\gamma)} = \dfrac{0.63}{\tan(32.1^\circ+22^\circ)(1+\tan 5^\circ\times 0.63)} = 0.43$

于是，得

$$q_{11} = 0.43\times 20\times 3.7 = 31.82\text{kPa}$$

$$q_{12} = 0.43\times 20\times 11.01 = 94.69\text{kPa}$$

$$q_{21} = 0.43\times 20\times 4.92 = 42.31\text{kPa}$$

$$q_{22} = 0.43\times 20\times 12.23 = 105.18\text{kPa}$$

2) $q_3 = 254.01\text{kPa}$

3) q_4

由地质勘察可知，该泥石流最大淤埋深度为 6m、最大冲击深度为拱矢高的 1/3，则最大淤埋状态下：

$$q_4 = 136.99\text{kPa}$$

最大冲刷状态下：

$$q_4 = 34.86\text{kPa}$$

♦ q_5 和 q_6

$$\lambda = \cos\alpha\frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\beta\varphi}} = \cos 5^\circ\frac{\cos 5^\circ - \sqrt{\cos^2 5^\circ - \cos^2 22^\circ}}{\cos 5^\circ + \sqrt{\cos^2 5^\circ - \cos^2 22^\circ}} = 0.46$$

则

$$q_{51} = 20 \times 1.01 \times 0.46 = 9.29\text{kPa}$$

$$q_{52} = 20 \times 3.7 \times 0.46 = 34.04\text{kPa}$$

$$q_{61} = 20 \times 2.23 \times 0.46 = 20.52\text{kPa}$$

$$q_{62} = 20 \times 4.92 \times 0.46 = 45.26\text{kPa}$$

4) q_7

假设 W_0=250kN，则 $q_7 = 1.5 \times 25 + \dfrac{2 \times 250}{12.4} = 77.82\text{kPa}$。

5) q_8

假设泥石流隧道底板与下部岩土体之间的黏结力 $c_0 = 2\text{kPa}$，泥石流隧道底板与下部岩土体之间的摩擦角 $\varphi_0 = 2^\circ$，则由公式 $q_8 = c_0 + \left[q_4 + \dfrac{(b_1 + b_2)H\gamma}{B} + d\gamma\right]\tan\varphi$，可得最大淤埋状态下：

$$q_8 = 7.88\text{kPa}$$

最大冲刷状态下：

$$q_8 = 5.36\text{kPa}$$

6) P_1 与 P_2

$$P_1 = 219.90\text{kN}; \quad P_2 = 219.30\text{kN}$$

3. 内力计算

1) 冗力引起的拱顶变位

将半拱轴线等分为 6 段，每段轴长 $\Delta S = 1.20\text{m}$，拱部各截面与垂直轴夹角 α_i 和截面中心垂直坐标 y_i 用辛普生法近似计算，该工程采用 C40 混凝土，其弹性模量 $E = 3.25 \times 10^7\text{kPa}$，计算得

$$\delta_{11} = 3.60 \times 10^{-6}, \quad \delta_{12} = \delta_{21} = 2.68 \times 10^{-6}, \quad \delta_{13} = \delta_{31} = 1.26 \times 10^{-5}$$

$$\delta_{22} = 3.82 \times 10^{-6}, \quad \delta_{23} = \delta_{32} = 1.50 \times 10^{-5}, \quad \delta_{33} = 6.30 \times 10^{-5}$$

对于荷载变位的计算，先要求得各拱截面的弯矩，然后求解两种工况下的荷载变位。任意截面的弯矩 $M_{\mathrm{ip}}^0=-(Q_i a_{\mathrm{q}i}+E_i a_{\mathrm{e}i})$、轴力 $N_{\mathrm{ip}}^0=Q_i\sin\alpha_i-E_i\cos\alpha_i$，其中，$Q_i=qb_i$；$E_i=eh_i$；$b_i$ 为拱顶外缘到截面 i 外轮廓点的水平距离；q 为垂向荷载；h_i 为拱顶外缘到截面 i 外轮廓点的垂直距离；e 为水平向荷载；$a_{\mathrm{q}i}$ 和 $a_{\mathrm{e}i}$ 分别为相应垂直荷载和水平荷载对截面 i 中心点的力臂。两种工况的荷载变位为：

工况一下的荷载变位：

$$\varDelta_{1\mathrm{p}}=-0.0050,\quad \varDelta_{2\mathrm{p}}=-0.0060,\quad \varDelta_{3\mathrm{p}}=-0.0276$$

工况二下的荷载变位：

$$\varDelta_{1\mathrm{p}}=-0.0014,\quad \varDelta_{2\mathrm{p}}=-0.0021,\quad \varDelta_{3\mathrm{p}}=0.0011$$

2) 边墙及底板引起的拱顶变位

由于泥石流隧道两侧以泥石流堆积物等松散土体回填，故不考虑土体与边墙的相互作用，即不考虑弹性抗力的影响。同时，边墙按弹性方式固定在底板上，无需考虑基底变位引起的拱顶变位，把边墙作为弹性固定的悬臂梁来计算。由边墙与仰拱计算简图可得知，拱部对墙顶作用有弯矩、轴力和剪力。

计算墙顶弯矩 M_Z^0、水平力 H_Z^0 及垂直力 V_Z^0：

$M_Z^0=M_{6\mathrm{p}}^0+Q_6\times\varDelta+$ (直接作用在墙顶上的垂直荷载对墙顶中心的弯矩)+
(墙顶外缘至拱脚外缘间水平压力对墙顶中心的弯矩)

$H_Z^0=-E_6-$ (墙顶外缘至拱顶外缘水平压力之和)

$V_Z^0=Q_6+$ (直接作用在墙顶上的垂直荷载)

故，可得

工况一：

$$M_{Z\mathrm{L}}^0=-3565.71\mathrm{kN\cdot m},\quad M_{Z\mathrm{R}}^0=-3794.98\mathrm{kN\cdot m}$$
$$H_{\mathrm{L}}^0=480.81\mathrm{kN},\quad H_{\mathrm{R}}^0=333.16\mathrm{kN}$$

工况二：

$$M_{Z\mathrm{L}}^0=-907.64\mathrm{kN\cdot m},\quad M_{Z\mathrm{R}}^0=-3137.15\mathrm{kN\cdot m}$$
$$H_{\mathrm{L}}^0=415.13\mathrm{kN},\quad H_{\mathrm{R}}^0=-231.53\mathrm{kN}$$

进一步，边墙及底板引起的拱顶变位方程中的各项系数：

工况一：

$$\delta_{11}'=\frac{-112.3226-76.13866-2\times2.09}{3.25\times10^7\times0.144}=-4.12\times10^{-5}$$

$$\delta'_{12}=\delta'_{21}=\frac{112.3226^2+76.13866^2-2\times 2.09^2}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 2}=1.97\times 10^{-3}$$

$$\delta'_{13}=\delta'_{31}=\frac{112.3226-76.13866}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times 6.975=5.39\times 10^{-5}$$

$$\delta'_{22}=\frac{-112.3226^3-76.13866^3-2\times 2.09^3}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 3}=-0.13$$

$$\delta'_{23}=\delta'_{32}=6.975\times\frac{112.3226^2-76.13866^2}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 2}=5.08\times 10^{-3}$$

$$\delta'_{33}=6.975^2\times\delta'_{11}=-2.00\times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned}\Delta'_{1\mathrm{p}}=&\frac{1}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times[7.31\times(-3565.7109-4743.933)\\&+\frac{7.31^2}{2}(480.8107+333.16303)-\frac{7.31^2}{6}\times 2\times 0.01744]=-0.0083\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta'_{2\mathrm{p}}=&\frac{1}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times\left[\left(\frac{7.31^2}{2}+2.09\times 7.31\right)\times(-3565.7109-4743.933)\right.\\&+\left(\frac{7.31^3}{3}+\frac{2.09\times 7.31^2}{2}\right)\times(480.8107+333.16303)\\&\left.-\left(\frac{2.09\times 7.31^3}{6}+\frac{7.31^4}{8}\right)\times 0.01744\right]\\=&-0.0422\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta'_{3\mathrm{p}}=&\frac{6.20}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times[7.31\times(3565.7109-4743.933)\\&+\frac{7.31^2}{2}(-480.8107+333.16303)]\\=&-0.0166\end{aligned}$$

工况二：

$$\delta'_{11}=\frac{-178-2\times 2.09}{3.25\times 10^7\times 0.144}=-3.89\times 10^{-5}$$

$$\delta'_{12}=\delta'_{21}=\frac{178^2-2\times 2.09^2}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 2}=3.38\times 10^{-3}$$

$$\delta'_{13}=\delta'_{31}=\frac{178}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times 6.975=2.65\times 10^{-4}$$

$$\delta'_{22}=\frac{-178^3-2\times 2.09^3}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 3}=-0.40$$

$$\delta'_{23}=\delta'_{32}=6.2\times\frac{-178^2}{3.25\times 10^7\times 0.144\times 2}=-0.0210$$

$$\delta'_{33}=6.2^2\times\delta'_{11}=-1.50\times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned}\Delta'_{1\mathrm{p}}=&\frac{1}{3.25\times 10^7\times 0.144}\times[7.31\times(-907.6379-3137.1544)\\&+\frac{7.31^2}{2}(415.13328-231.53101)-\frac{7.31^2}{6}\times 2\times 0.01744]=-0.0053\end{aligned}$$

$$
\begin{aligned}
\Delta'_{2\mathrm{p}} =& \frac{1}{3.25\times10^{7}\times0.144}\times\left[\left(\frac{7.31^{2}}{2}+2.09\times7.31\right)\times(-907.6379-3137.1544)\right.\\
&+\left(\frac{7.31^{3}}{3}+\frac{2.09\times7.31^{2}}{2}\right)\times(415.13328-231.53101)\\
&\left.-\left(\frac{2.09\times7.31^{3}}{6}+\frac{7.31^{4}}{8}\right)\times0.01744\right]\\
=& -0.0290\\
\Delta'_{3\mathrm{p}} =& \frac{6.2}{3.25\times10^{7}\times0.144}\times[7.31\times(907.6379-3137.1544)\\
&+\frac{7.31^{2}}{2}(-231.53101-415.13328)]\\
=& -0.0444
\end{aligned}
$$

由以上计算可整理出结构内力计算的基本方程，并求得结果。

工况一：

$$
\begin{cases}
-3.75601\times10^{-5}X_1+1.96898\times10^{-3}X_2+2.934907\times10^{-4}X_3-0.0133017=0\\
1.96898\times10^{-3}X_1-0.13236619X_2-5.066615\times10^{-3}X_3-0.0481851=0\\
2.93491\times10^{-4}X_1-5.066615\times10^{-3}X_2-1.9396\times10^{-3}X_3-0.0303254=0
\end{cases}
$$

解之得

$$
\begin{cases}
X_1=856.9068\mathrm{kN\cdot m}\\
X_2=596.3785\mathrm{kN}\\
X_3=-40.7145\mathrm{kN}
\end{cases}
$$

工况二：

$$
\begin{cases}
-3.53248\times10^{-5}X_1+0.0033868X_2+2.778992\times10^{-4}X_3-0.06716297=0\\
3.3868\times10^{-3}X_1-0.4016892X_2-0.023595715X_3-0.03110624=0\\
2.778992\times10^{-4}X_1-0.023595715X_2-0.00188754X_3-0.0060441=0
\end{cases}
$$

解之得

$$
\begin{cases}
X_1=92.20339\mathrm{kN\cdot m}\\
X_2=56.58867\mathrm{kN}\\
X_3=-225.7\mathrm{kN}
\end{cases}
$$

据此可求得拱内任意截面弯矩、轴力。边墙与底板为一次超静定的刚架结构，这一结构的主要力系为拱脚传来的力系和左、右边墙的填土侧压力，按静定刚架计算各分块截面弯矩及轴力。

根据求出的荷载得到泥石流隧道在两种荷载工况作用下各截面的内力。工况一作用下的弯矩、轴力分别见图 9.70 和图 9.71，工况二作用下的弯矩、轴力图分别见图 9.72 和图 9.73。

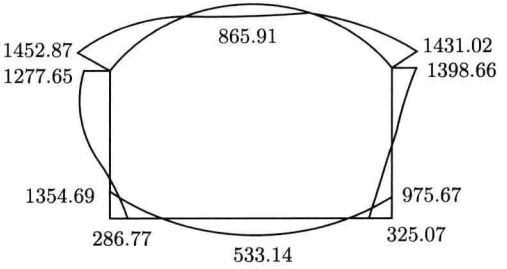


图 9.70 工况一下隧道结构弯矩图 (单位：kN·m)

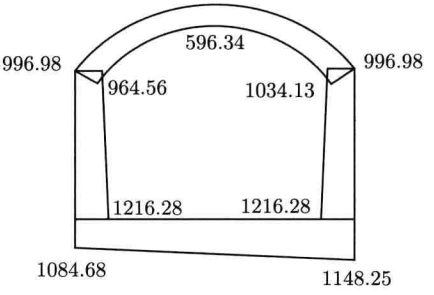


图 9.71 工况一下的隧道结构轴力图 (单位：kN)

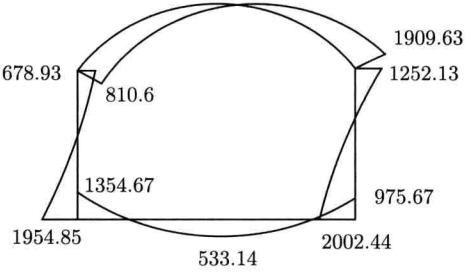


图 9.72 工况二下的隧道结构弯矩图 (单位：kN·m)

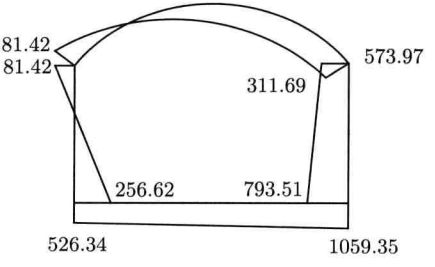


图 9.73 工况二下的隧道结构轴力图 (单位：kN)

4. 结构配筋

由于泥石流隧道任意截面承受的弯矩不同，配筋较为复杂，故为简化计算和施工方便，此配筋弯矩设计值取隧道截面上承受的最大弯矩作为计算，即

$$M = 1.1 \times 2002.44 = 2202.68\text{kN} \cdot \text{m}$$

取钢筋的保护层厚度为 80mm，则截面的有效高度 $h_0 = 1200 - 80 = 1120\text{mm}$。受拉钢筋采用 HRB335 级钢筋，即 $f_{\text{sd}} = 280\text{MPa}$。泥石流隧道用 C40 混凝土现场浇筑，即 $f_{\text{cd}} = 18.4\text{MPa}$。

求结构受压区的高度 x，由公式 $M = f_{\text{cd}}bx\left(h_0 - \dfrac{x}{2}\right)$，得

$$9.2x^2 - 20608x + 2100593 = 0$$

$$x^2 - 2240x + 228325.326 = 0$$

则，$x = 107.05\text{mm} \approx 107\text{mm}$。

由公式 $A_{\text{s}} = \dfrac{f_{\text{cd}}bx}{f_{\text{sd}}}$ 可得，$A_{\text{s}} = 7031.4\text{mm}^2$。

于是取 12 根 $\Phi 28(A_{\text{s}} = 7389\text{mm}^2)$ 钢筋进行配筋，其三根绑扎为一束，一束的间距为 250mm；箍筋采用 $\Phi 8$ 钢筋，其间距为 300mm；架立钢筋采用 $\Phi 10$ 钢筋，其间距为 600mm。泥石流隧道横断面配筋如图 9.74，泥石流隧道拱、墙、底板的纵断面配筋如图 9.75～ 图 9.77。

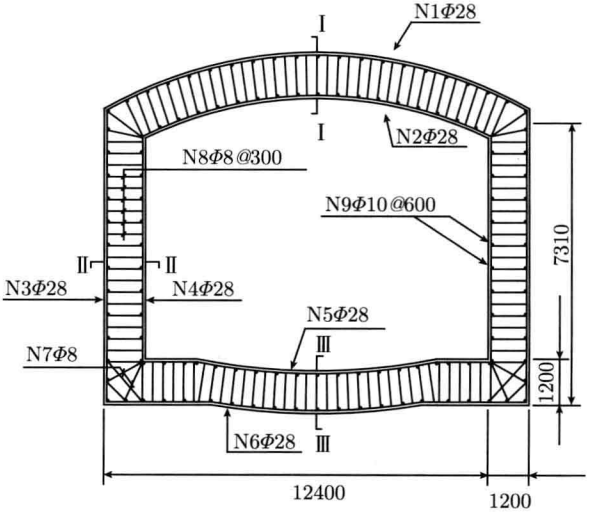


图 9.74　隧道横断面配筋图

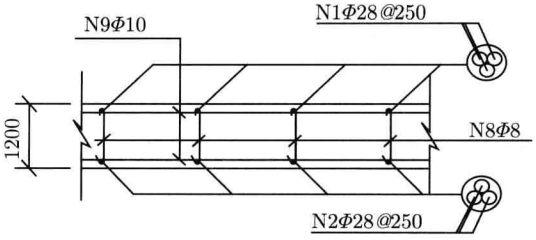


图 9.75 隧道 I—I 断面配筋图

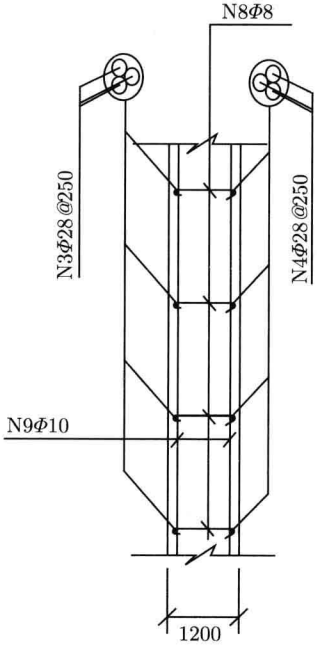


图 9.76 隧道 II—II 断面配筋图

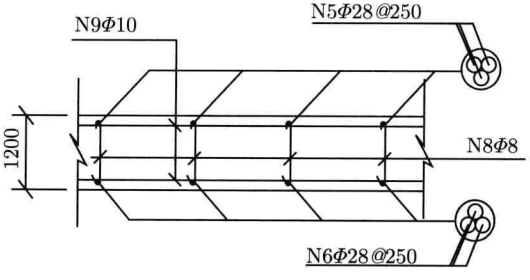


图 9.77 隧道 III—III 断面配筋图

由公式 $\rho_{\min} = 45 \times \dfrac{f_{\mathrm{td}}}{f_{\mathrm{cd}}}$ 可得一般结构的最小配筋率，此隧道的最小配筋率

$$\rho_{\min} = 45 \times \frac{1.65}{280} = 0.265\%$$

即配筋率应不小于 0.265%，且不应小于 0.2%，故取 $\rho_{\min} = 0.265\%$。

实际配筋率 $\rho = \dfrac{A_{\mathrm{s}}}{bh_0} = \dfrac{7389}{1000 \times 1120} = 0.659\% > \rho_{\min}(= 0.265\%)$。

5. *泥石流隧道稳定性验算*

1) 截面复核

由 $A_{\mathrm{s}} = 7389\mathrm{mm}^2$, $h_0 = h - \left(c + \dfrac{d}{2}\right) = 1200 - \left(80 + \dfrac{32}{2}\right) = 1104\mathrm{mm}$, $f_{\mathrm{cd}} = 20.4\mathrm{MPa}$, $f_{\mathrm{sd}} = 280\mathrm{MPa}$，代入 $x = \dfrac{f_{\mathrm{sd}} A_{\mathrm{s}}}{f_{\mathrm{cd}} b}$ 求得受压区得高度 x 为

$$x = \frac{f_{\mathrm{sd}} A_{\mathrm{s}}}{f_{\mathrm{cd}} b} = \frac{280 \times 7389}{18.4 \times 1000} = 112\mathrm{mm} < \xi_{\mathrm{b}} h_0 (= 0.56 \times 1104 = 618.24\mathrm{mm})$$

由 $\gamma_0 M_{\mathrm{d}} \leqslant M_{\mathrm{u}} = f_{\mathrm{cd}} bx \left(h_0 - \dfrac{x}{2}\right)$ 求得截面的抗弯承载力 M_{u} 为

$$\begin{aligned} M_{\mathrm{u}} &= f_{\mathrm{cd}} bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 20.4 \times 1000 \times 112 \times \left(1104 - \frac{112}{2}\right) \\ &= 239447\mathrm{kN \cdot m} > M(= 220268\mathrm{kN \cdot m}) \end{aligned}$$

截面满足要求。

2) 抗滑稳定性验算

此处只验算冲刷工况的抗滑稳定性。泥石流隧道的竖向分力 $\sum N = G + q_4 \times b + q_7$，即

$$\sum N = 219.3 \times 2 + 73.01 + 147.2 \times 12.4 = 2336.89\mathrm{kN}$$

泥石流隧道左侧墙承受的泥石流主动土压力

$$E_x = 539.60227 + 254.013 \times 0.7 = 717.41137\mathrm{kN}$$

则，隧道的抗滑稳定性系数

$$K_{\mathrm{c}} = \frac{\mu \sum N}{E_x} = \frac{0.4 \times 2336.89}{717.41137} = 1.303 > 1.3$$

满足要求。

3) 抗倾覆稳定性验算

所有的竖向分布力对右侧墙脚趾的弯矩

$$\sum M_y = 219.3 \times 12.4 + 219.3 \times 0.6 + 73.1 \times 10^2 \times \frac{1}{2} = 6505.90\mathrm{kN \cdot m}$$

所有的水平向分布力对右侧墙脚趾的弯矩

$$\sum M_0 = 539.60227 \times 3.046 + 254.013 \times 0.7 \times (7.31 + 0.35) = 3005.65\text{kN} \cdot \text{m}$$

则抗倾覆稳定性系数

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} = \frac{6418.18}{3005.64622} = 2.14 > 1.6$$

满足要求。

4) 地基承载力验算

地基承载力的极限状态方程为

$$\begin{aligned} Z_3 =& G_3([\sigma], \sigma_{\max}) = [\sigma] - \sigma_{\max} \\ =& [\sigma_0] + K_1\gamma_1(b-2) + K_2\gamma_2(h-3) \\ & - \frac{(W_1 + W_2 + W_3 + \sin\theta p_{\text{im}} L)}{b} - \frac{p_{\text{im}} h_3 \cos\theta}{\rho b} = 0 \end{aligned}$$

式中，b、h 分别为底板宽度和基底距地面距离，$b \leqslant 2\text{m}$ 时取 2m，$b > 10\text{m}$ 时取 10m，$h \leqslant 3\text{m}$ 时取 3m；$[\sigma_0]$ 为地基的容许承载标准值，此处取 600kPa；K_1 和 K_2 分别为按持力层土类确定在基础宽度和深度方面的修正系数，按相关规范执行；此处取 $K_1 = 0$、$K_2 = 1.0$；γ_1 为基底下持力层土的天然容重；γ_2 为基底以上土的容重，如持力层在水面以下且为透水层时，不论基底以上土的透水性质如何，应一律采用饱和容重，如持力层为透水性土时，应一律用浮容重。则

$$\begin{aligned} Z_3 &= [\sigma] - \frac{219.3 \times 2 + 137 \times 12.4 + 256 \times 0.7 \times \sin 5^\circ}{12.4} - \frac{256 \times \cos 5^\circ \times 9.31}{2 \times 12.4} - q_7 \\ &= 600 - 173.63 - 95.74 - 77.82 \\ &= 252.81\text{kPa} > 0 \end{aligned}$$

满足要求。

6. 导流板设计

为了防止在冲刷状态下，泥石流体直接对隧道侧拱产生较大的冲刷和冲击。在施工过程中，当墙体周围的泥石流或土体回填到一定高度时，可在隧道受冲击一侧设置一反坡向的导流板 (图 9.78)。经试验证明，设置反坡向的导流板有利于泥石流的排导，其可改变泥石流的运动轨迹。导流板承受的荷载主要有泥石流的平均冲击力、拱部回填泥石流体的重力和侧向主动土压力。

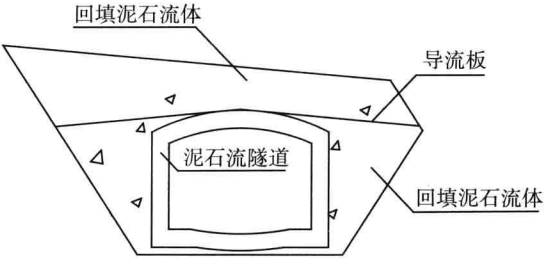


图 9.78　泥石流隧道导流板

假设导流板与水平面的夹角为 5°，导流板上承受的均布荷载为

$$q = q_3 \cos 80^\circ + q_6 \cos 5^\circ = 254 \times \cos 80^\circ + 33.2 \times \cos 5^\circ = 77.18\text{kN/m}$$

导流板的横向宽度取 8m，纵向长度取 400m，板厚取 500m。按纵向每延米进行导流板的配筋计算。导流板上承受的最大弯矩为

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{77.18 \times 8^2}{8} = 617.44\text{kN/m}$$

浇筑导流板所用混凝土为 C25 号混凝土，所用钢筋为 HRB335 型钢筋。设 $a_s = 50\text{mm}$，则有效高度 $h_0 = 450\text{mm}$。导流板受压区的高度 x 由下式计算：

$$617.44 \times 10^6 = 9.2 \times 1000 \times x \times \left(450 - \frac{x}{2}\right)$$

求解，得 $x = 188.71\text{mm} < \xi_b h_0 (= 0.56 \times 450 = 252\text{mm})$
则，受拉区的钢筋总面积

$$A_s = \frac{f_{cd} bx}{f_{sd}} = \frac{9.2 \times 1000 \times 188.71}{280} = 6200.47\text{mm}^2$$

选取 8 根 $\Phi 32 (A_s = 6434\text{mm}^2)$ 进行配筋，混凝土保护层厚度 c 取为 50mm。则 $a_s = 66\text{mm}$，$h_0 = 434\text{mm}$。截面的实际配筋率 $\rho = \dfrac{6434}{1000 \times 434} = 1.48\% > \rho_{\min} = 0.2\%$。

导流板分布钢筋取 $\Phi 10$，间距@ = 300mm，分布钢筋与主筋之间进行绑扎 (图 9.79)。

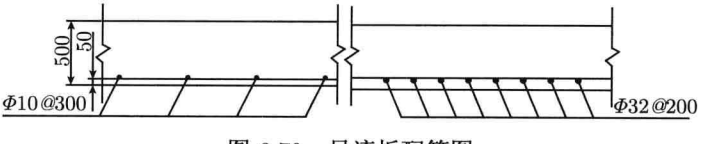


图 9.79　导流板配筋图

9.5.6 泥石流隧道简化设计

由于泥石流隧道计算和设计方法复杂，本指南提出了泥石流隧道的简化设计方法，即泥石流隧道的主体结构如图 9.80 所示，相关结构参数参照表 9.10 取值。

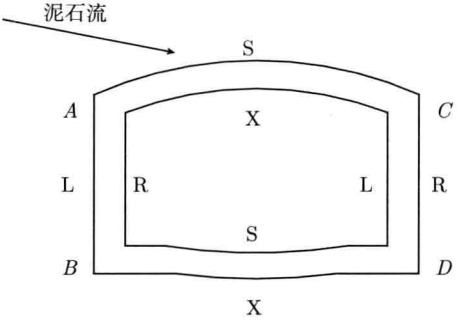


图 9.80 泥石流隧道结构模式

表 9.10 泥石流隧道设计经验值

冲击力/kPa		50	100	150	200	250	300	350	400
受冲击墙 (AB)	墙宽/m	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.30	1.35
	L 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	8162	9257	9971
	R 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	8162	9257	9971
未受冲击墙 (CD)	墙宽/m	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.30	1.35
	L 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	8162	9257	9971
	R 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	8162	9257	9971
拱 (AC)	拱厚/m	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.20	1.20	1.20
	S 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	7400	7500	7600
	X 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	7400	7500	7600
底板 (BD)	底板厚/m	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.20	1.20	1.20
	S 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	7400	7500	7600
	X 侧钢筋面积/mm^2	5965	6466	6875	7158	7400	7400	7500	7600

第 10 章　防护结构设计

山区沿河公路，路基失稳破坏频率高，其主要形式是河流冲刷路基，尤其是山洪泥石流冲击和磨蚀路基。位于河道凹岸的路基破坏最为严重，路基的防治措施按其构造和作用可分为两种：一是直接防护，即用抗冲耐磨材料直接覆盖在凹岸路基边坡上，防止路基坍塌，如抛石、石笼防护、护岸结构；二是间接防护，通过在凹岸布设丁坝或丁坝群，调节山洪泥石流流向，如丁坝。桥梁墩台的防护主要为冲刷防护及撞击防护，也可分为直接防护和间接防护两类，直接防护是直接在桥墩或桥台适当部位设置防护构造，如桥墩、桥台周围床面的铺筑、护坦、石笼以及桥墩身上的防冲盘、防撞墩等，间接防护是通过在桥梁上游泥石流沟适当部位设置调治构筑物或防护构造物，如丁坝、导流堤、挑坎。

10.1　抛 石 防 护

抛石防护主要用于防护受山洪泥石流冲刷和淘刷的沿河路基、挡土墙、护坡基础等，也用于洪水对边坡和建筑物基础冲刷、掏空抢险。对于常年有水的河流中的桥墩防护、施工中大型沉井围堰的冲刷防护，也是一种简单易行的防护方法，如图 10.1 所示。

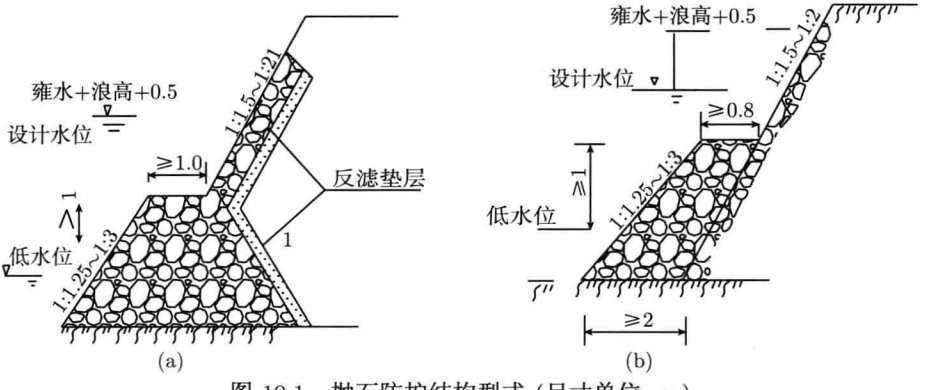


图 10.1　抛石防护结构型式 (尺寸单位：m)

(a) 新筑路堤的抛石结构；(b) 旧路堤的抛石结构

10.1.1　适用条件

(1) 经常受山洪及泥石流冲击磨蚀水流方向较平顺、河床地层承载力较强无严

重局部冲刷的沿河古路，尤其适合用于沿砾石河床路基防护。

(2) 不受气候条件限制，对于季节性浸水或者长期浸水的沿河古路路基防护均可使用，并可在路堤压实以前施工。

(3) 适宜在盛产石料 (如大砾石、卵石) 和沿河古路废石方较多的地区使用。

10.1.2 设计内容

抛石防护工程设计包括确定抛石结构坡度、抛石粒径、抛石厚度和反滤层大小等四个方面。

1. *抛石坡度*

抛石结构的边坡坡度，根据水深、流速和波浪情况确定，不应陡于所抛石料浸水后的天然休止角，抛石边坡坡比见表 10.1。

表 10.1 抛石边坡坡比参考值

水文条件	坡度
水浅，流速较小	1:1.25~1:2
水深 2~6m，流速较大，波浪汹涌	1:2~1:3
水深大于 6m，在急流中施工	缓于 1:2

2. *抛石粒径*

石料粒径一般不小于 0.3~0.5m，在流速大、波浪高及水深较大时，应采用较大粒径的块石。在我国《公路路基设计规范》(JTG D30—2004) 中，给出了抛石粒径和水深、流速的关系，设计时可参考采用 (表 10.2)。

表 10.2 抛石粒径与水深、流速的关系[34]

抛石粒径/cm	水深/m				
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0
	容许流速/(m/s)				
15	2.70	3.00	3.40	3.70	4.00
20	3.15	3.45	3.90	4.20	4.50
30	3.50	3.95	4.25	4.45	5.00
40	—	4.30	4.45	4.80	5.05
50	—	—	4.85	5.00	5.40

3. *抛石厚度*

抛石厚度一般为粒径的 3~4 倍，采用大粒径大粒径石料填筑时，大粒径颗粒的直径不小于粒径的 2 倍。水深且流速较大处宜适当增大。抛石结构顶面位于低水位以上时，结构顶面与低水位之间的高差不小于 1.0m。

4. *反滤层*

为了使浸没路基在山洪、泥石流水位下降后路堤本身迅速干燥，减少路基土体被山洪、泥石流掏蚀的数量，应在抛石结构后部设置级配良好的反滤层，一般用粗砂、砾石或碎石。

10.2　石笼防护

石笼防护是将一定尺寸的块石装填在按设计尺寸编制的石笼内，形成石笼排体，然后将石笼排体连片，形成排体石笼，再在水上将排体石笼沉到设计标高，使河床免山洪泥石流直接冲刷掏蚀，其结构型式如图 10.2 所示。

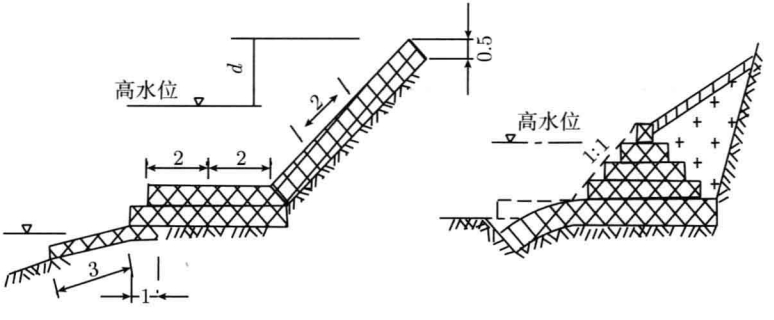


图 10.2　铁丝石笼防护 (尺寸单位：m)

10.2.1　适用条件

(1) 石笼用于防护沿河古路路基坡脚及河岸，属于临时性防护工程措施。

(2) 在缺乏大块石路基防护的地区，用石笼填充较小粒径的块石，达到大块石路基防护目的。在流速较大泥石流沟中，铁丝笼易被泥石流体磨损而导致早期破坏，一般不宜采用，这时可在石笼内浇筑混凝土，或采用钢筋混凝土框架石笼，满足路基防护要求。

(3) 在山洪及泥石流体内含有大量泥沙及沟床基底地质良好时，宜采用石笼防护，石笼中块石间空隙易被泥沙淤满而形成整体结构。

(4) 石笼防护可在一年中任何季节施工，但以在低水位期间施工为好。

(5) 用于防止冲刷泥石流沟床时，一般在河床表面上平铺石笼并与坡脚线垂直，同时固定坡脚处的尾端，靠河床中心端不必固定，掏底时便于向下沉落。其铺设长度不宜小于河床冲刷深度的 1.5~2.0 倍。当石笼用以防止岸坡受冲刷时，则用垒码型式。当边坡等于或者缓于 1:2 时，可用平铺于坡面的型式 (图 10.2)。

(6) 平铺石笼宜用扁形，叠砌石笼宜采用长方形，用于防洪抢险的石笼用圆柱

形或无骨架软网带。单个石笼的重量和大小，以不被水流或波浪冲移为宜。

(7) 石笼结构一般用于容许流速 5~6m/s、容许波浪高 1.5~2.0m 的泥石流沟段。

10.2.2 设计内容

石笼型式及尺寸如图 10.3 和表 10.3 所示。箱型铁丝石笼一般高 h=0.25~1.5m，长 $l=(3\sim4)h$。圆柱型石笼一般适用于高水位或水流急、或有漩流的情况，可在路基边坡边缘上制备，填好块石后人工滚入水中，到相应设计标高。

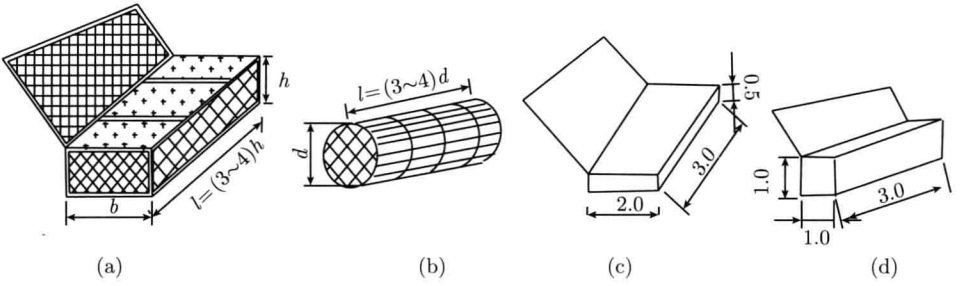


图 10.3 石笼型式 (尺寸单位：m)

表 10.3 常用石笼尺寸

石笼		适用石笼种类	表面积/m^2	容量/m^3	装石粒径/cm
形式	尺寸/m				
箱型	3×1×1	铁丝笼及木笼	14.0	3.0	5~20
箱型	3×2×1	铁丝笼及木笼	22.0	6.0	5~20
扁型	4×2×0.5	铁丝笼	22	4.0	5~20
扁型	3×2×0.5	铁丝笼	17	3.0	5~20
扁型	2×1×0.25	铁丝笼	5.5	0.25	5~20
扇型	4×3×0.5	铁丝笼及木笼	31.0	6.0	5~20
扇型	3×1×0.5	铁丝笼及木笼	10.0	1.5	5~20
圆柱型	Φ0.5 × 0.5	铁丝笼	2.4	0.30	5~15
圆柱型	Φ0.6 × 2.0	铁丝笼	3.8	0.57	5~15
圆柱型	Φ0.7 × 2.0	铁丝笼	4.4	0.77	5~15

按石笼框架材料的不同，可以将石笼结构分为铁丝石笼和竹石笼两种。

1. *铁丝石笼*

(1) 铁丝石笼可用镀锌铁丝或普通的铁丝编网填石而成。镀锌铁丝石笼使用期限为 8~12 年，普通铁丝石笼使用期限为 5 年。

(2) 可用直径 6~8mm 钢筋作骨架，2.5~4.0mm 铁丝编网。石笼网孔可用六角形或方形 (图 10.3)。方形网孔，强度较低，一旦破坏后，会继续扩大。六角形网孔，

较为牢固，亦不易变形，网孔大小通常为 6cm×3cm、8cm×10cm 及 12cm×15cm。长度较大的石笼，应在内部设横墙或铁丝拉线。

2. *竹石笼*

为节省钢材，在盛产竹材的地区，可用竹石笼代替铁丝石笼，其防护加固原理基本相同。竹石笼的强度、柔韧性及耐久性不如铁丝石笼，但造价低廉，属于临时防护工程措施，如能在短期内被泥沙淤塞固结，具有长期使用效果。

10.3　护岸结构

由于泥石流的流动具有阵发性，泥石流体中含有大量的固相砂砾物质，在流动过程中对沟岸的冲蚀破坏非常严重，在弯道处表现尤为突出。做曲线运动的泥石流体，由于受到惯性离心力的作用，使得凹岸泥石流流动速度较快，大于凸岸部分的泥石流流速。根据能量守恒定律，在同一过流断面上，凸岸处泥石流体表面高程大于凹岸处泥石流体表面高程，由此在泥石流体表面产生横向比降，使表层泥石流体从凸岸流向凹岸，形成环流，冲击凹岸岸坡，并在泥石流自重作用下从凹岸沉向沟底致使凹岸受到强烈冲刷。同时在惯性力的作用下，大量的泥沙砾石被带到凸岸，使得凸岸发生淤积，逐渐造成泥石流沟凹岸崩退、凸岸淤长 (图 10.4)。随着泥石流沟岸的不断演化，泥石流动力轴线也将随之发生变化。泥石流动力轴线反映了泥石流沟谷中泥石流沿流程各断面最大垂线平均流速所在位置。

为了防止泥石流对岸坡的破坏，减少岸坡坍塌，保护沿沟谷道路路基的稳定与公路交通运输安全，需要在容易被泥石流冲刷的部位设置护岸。此外，在某些泥石流沟凹岸适当部位，还应设置能够改变泥石流运动轨迹的挑坝或排坝群 (图 10.5)。

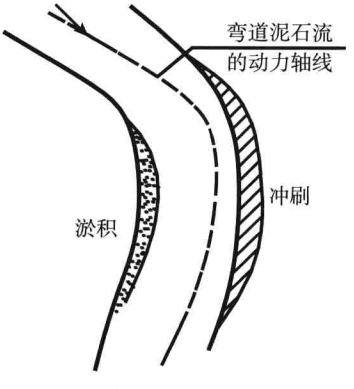


图 10.4　弯道泥石流冲淤示意图

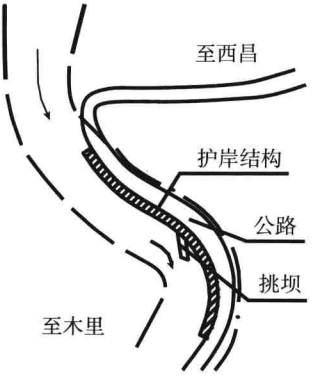


图 10.5　护岸与挑坝结构图

10.3.1 护岸挡墙类型

按结构型式挡墙可分为，重力式、衡重式、悬臂式、扶壁式、加筋土式、锚杆式、锚定板式、竖向预应力锚杆式、桩板式等类型。各类挡墙的适用范围取决于墙趾地形、工程地质、水文地质、建筑材料、墙的用途、施工方法和技术经济条件等因素，如表 10.4 所示。

表 10.4 挡墙类型及其适用范围

类型	特点及适用范围
重力式	依靠墙身自重保持稳定，具有取材容易、形式简单、施工简便、适用范围广等特点。多用浆砌片 (块) 石。墙高度较低的时候 (≤6m) 也可用干砌，在缺乏石料的地区可用混凝土浇筑。但是该类挡墙断面尺寸较大，墙身较重，对地基的承载力要求较高
衡重式	上下墙背间有衡重台，利用衡重台上填土重力和墙身自重共同作用维持其稳定。断面尺寸较重力式小，且因墙面陡直，下墙墙背仰斜，可降低墙高和减少地基开挖量，但地基承载力要求较高
悬臂式	该类挡土墙由立壁、墙趾板和墙踵板三部分组成，墙身主要依靠墙踵板上的填土重力来维持稳定。断面尺寸较小，但墙较高时立壁下部弯矩较大，钢筋与混凝土用量大，经济性较差。多用于墙高 ≤6m 且缺乏石料的地区和承载力较低的地基
扶壁式	由立壁 (墙面板)、底板和扶壁 (肋板) 组成，即沿悬臂式泥石流护岸挡墙的墙长，隔一定间距增设扶壁，把立壁和底板连接起来。适用于缺乏石料的地区和地基承载力较低的地段，墙较高 (>6m) 时，较悬臂式泥石流护岸挡墙经济
加筋土式	由墙面板、拉筋和填土三部分组成，借助于筋材在填土间的摩擦作用，把土的侧压力传给拉筋，达到稳定土体的目的。该结构属于柔性结构，可承受地基较大的变形，并可承受荷载冲击。具有施工简便、外形美观、占地面积少，对地基的适用性强的特点。适用于缺乏石料的地区和大型填方工程
锚杆式	由锚杆和钢筋混凝土墙面组成。锚杆一端锚固在稳定的地层中，另一端与墙面连接，依靠锚杆与地层之间的锚固力 (锚杆抗拔力) 承受土压力，维持泥石流护岸挡墙的平衡。具有土石方和圬工量都较少、施工安全、较为经济的特点。适用于墙高较大，缺乏石料的地区或挖基困难的地段
锚定板式	由锚定板、拉杆、钢筋混凝土墙面和填土组成。锚定板埋置于墙后的稳定土层内，利用锚定板产生的抗拔力抵抗侧向土压力，维持泥石流护岸挡墙的稳定。地基应力小、圬工数量少、不受地基承载力限制、构件轻简、可预制拼装、易于机械化施工等特点。适用于缺乏石料地区，墙高度较大时可以分级修建
竖向预应力锚杆式	锚杆竖向锚固在地基中，并砌筑于墙身内，最后张拉锚杆，利用锚杆的弹性回缩对墙身施加预应力来提高泥石流护岸挡墙的稳定性，施工中可采用轻型钻机或人工冲孔，多用于抗滑泥石流护岸挡墙
桩板式	由钢筋混凝土锚固桩和挡土板组成。利用锚固段的锚固作用和被动抗力抵抗侧向土压力，维护泥石流护岸挡墙的稳定。适用于岩质地基，土压力较大，要求地基深埋的地段，墙的高度不受一般泥石流护岸挡墙高度的限制。具有开挖面小、施工较为安全的特点

而针对破坏力强、作用时间短的泥石流体，挡墙的类型选择首先应根据设置挡墙的泥石流沟爆发的流量与冲击力进行初步计算，确定荷载大小和方向；再根据支

挡填土或土体求得稳定平衡的需要，以及基础埋置深度、容许的不均匀沉降、可能的地震作用墙壁外观、环保的特殊要求、施工的难易和工程造价等方面，综合比较后选用护岸挡墙类型。

在公路泥石流防治工程中，由于各个方面的局限，多采用重力式挡墙。对大型特大型的公路泥石流沟床及沟岸，应根据泥石流的特征和所处的地质地貌环境，采取有效的防治工程措施予以治理。对于沟道顺直、断面形式变化不大的天然泥石流沟床，泥石流对沟床的破坏主要为泥石流体对沟底的冲刷作用，采用条石或素混凝土块嵌底，有效阻止泥石流的冲刷。在泥石流作用下可能产生沟岸边坡失稳或整体滑移的泥石流灾害治理中，可以采用挡土墙等护岸建构筑物加固岸坡 (图 10.6)，间接确保穿越泥石流沟公路构建筑物安全与稳定。

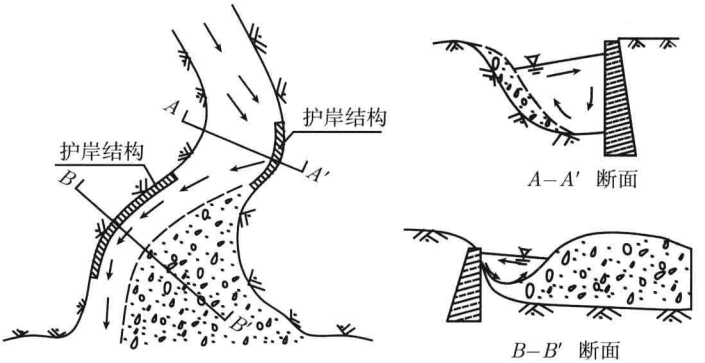


图 10.6　护岸结构示意图

10.3.2　护岸结构型式与功能

泥石流护岸结构可分为挡墙护岸和护坎挡墙两类，其功能为直接承受泥石流的冲击和磨蚀作用，同时还有加固泥石流沟岸边坡的作用，有效阻止泥石流对其沟岸边坡的冲击和破坏作用，确保泥石流沟岸边坡的稳定和安全。

1. 挡墙护岸

由于泥石流流速快、流量大，在惯性离心力作用下弯道凹岸处有显著的弯道超高现象，泥石流对岸坡的冲击作用使岸坡表现为强烈的侧蚀作用。黏性泥石流的侧蚀作用不太显著，一般出现于主流改道过程中；稀性泥石流则侧蚀作用比较明显，易使泥石流主流来回摆动。对于这种泥石流沟的固底，除了加固沟心外，还必须针对泥石流侧蚀作用而对凹岸进行加固 (图 10.7)。

2. 护坎挡墙

泥石流护坎挡墙分析模型如图 10.8 所示。泥石流在泥石流沟槽中流动，对护

坎挡墙顶部 A 点的冲刷作用较强烈。护坎挡墙对减缓沟槽坡度、稳定泥石流流态是有益的，但同时对墙脚冲刷作用增强，易形成冲刷坑，坑后部受到泥石流的冲击而产生溯源侵蚀作用，掏蚀形成腔体，容易引发沟槽叠坎崩塌等地质灾害。此时，应加强对坎基加固和坑底消能设计。

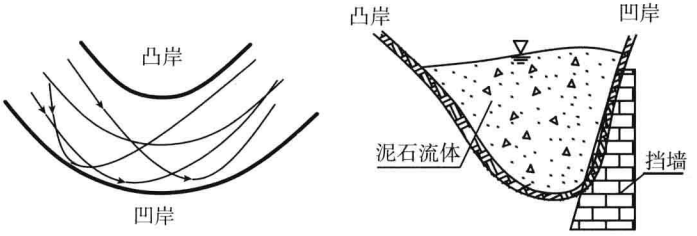


图 10.7 泥石流弯道流态及挡墙护岸结构

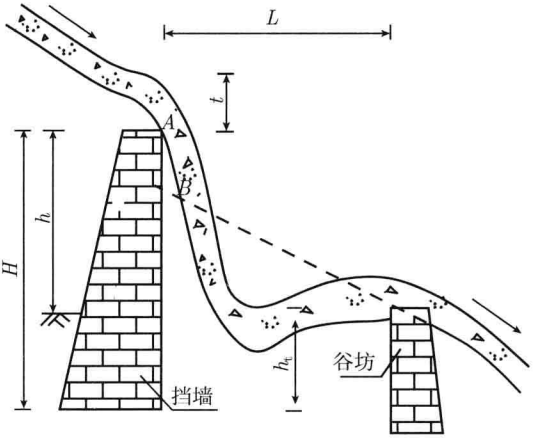


图 10.8 泥石流护坎挡墙分析模型

10.3.3 护岸结构荷载

1. 荷载类型

作用在护岸结构上的荷载有：护岸结构自重、土重、泥石流压力、主动土压力、静水压力、扬压力、泥石流冲击力及地震力等。结构自重、土重、侧压力、扬压力及泥石流冲击力计算方法同前，主动土压力可采用库仑土压力公式进行计算，在 $\beta \leqslant \phi$ 时，计算方法如下所述。

主动土压力：

$$E_{\mathrm{A}} = Q_{\max} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{\mathrm{a}} \tag{10.1}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\delta+\varepsilon)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\delta-\beta)}{\cos(\delta+\varphi)\cos(\delta-\beta)}}\right]^2}$$

式中，E_A 为主动土压力 (kN/m)；γ 为结构后部填土的容重 (kN/m^3)；H 为护岸结构高度 (m)；δ 为填土体与墙背之间的摩擦角 (°)；φ 为结构后部填土体的内摩擦角 (°)；β 为墙后填土体的表面坡角 (°)。

被动土压力：

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{10.2}$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_D}{2})$$

$$\varphi_D = 2\times\left\{45^\circ - \arctan\left[\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma H}\right]\right\}$$

式中，E_p 为被动土压力 (kN/m)；c 为填土黏结力 (kPa)；其余变量同前。

若泥石流护岸结构墙后填土为砂性土，当填土中存在地下水位时，需考虑地下水浮力，计算土压力时采用浮容重 γ'；若为黏性土，视其物理状态而定，若水下的黏性土的液性指数 $I_L \geqslant 1$，可认为土体受到水的浮力作用，若 $I_L < 0$，认为土体不受浮力作用，若 $0 < I_L < 1$，按不利状态考虑。

2. 荷载组合

对于稀性泥石流，护岸结构所受荷载为挡墙自重 W_d、土体重 W_s、墙面上的恒载 q、稀性泥石流水平压力 F_{dl}、静水压力 F_{wl}、墙后填土的主动土压力 F_A、基底扬压力 F_y 和冲击力 F_c，荷载组合如图 10.9 所示。

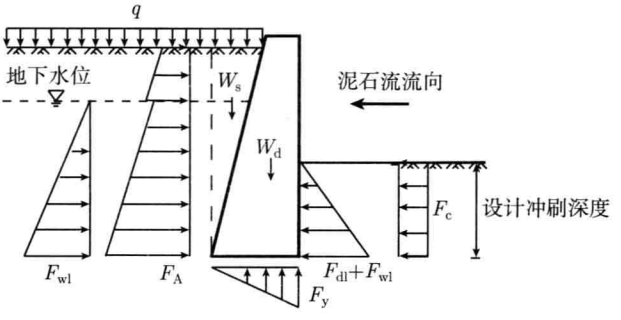


图 10.9　稀性泥石流护岸结构受力图

对于黏性泥石流，护岸结构受力情况与稀性泥石流类似，不同点在于挡墙前堆积物固结后可视为不透水，故可不考虑静水压力 F_{wl} 部分，荷载组合如图 10.10 所示。

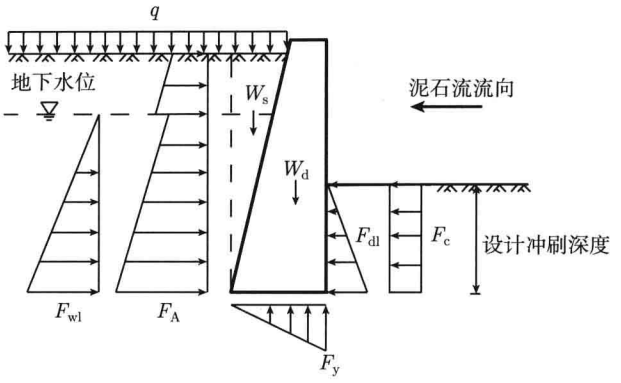


图 10.10 黏性泥石流护岸结构受力图

特殊情况下，作用于护岸结构的其他荷载包括波浪力、水流力、温度应力、冰压力、地震力等，其计算方法可参照相关技术规范。

10.3.4 结构验算

护岸结构的结构验算包括抗滑稳定性验算、基底应力及合力偏心距验算、墙身截面验算等方面，验算方法有两种：采用总安全系数的容许应力法和采用分项安全系数的极限状态法，本书推荐采用容许应力验算法。

护岸结构稳定性是结构设计的控制因素，包括抗滑稳定性、抗倾覆稳定性墙体强度等方面的计算方法。设置在软土地基及斜坡上的护岸结构，还应对包括护岸结构、地基及填土在内的整体稳定性进行验算，稳定系数不应小于 1.25。

1. 抗滑稳定性验算

泥石流护岸挡墙的抗滑稳定性是指在土压力和其他外荷载作用下，基底摩阻力抵抗泥石流护岸挡墙滑移的能力，用抗滑稳定系数 K_c 表示，即作用于泥石流护岸挡墙的抗滑力与实际下滑力之比。一般情况下，鉴于泥石流对泥石流护岸挡墙的抗滑稳定性验算有利，不考虑泥石流对泥石流护岸挡墙的作用力，则有

$$K_c = \frac{\mu \sum N + E_p + F_{wp}}{E_x + F_{wa}} \tag{10.3}$$

式中，$\sum N$ 为作用于基底的竖向荷载 (kN)，即泥石流护岸挡墙自重 G；E_x 为墙背主动土压力的水平分力 (kN)；E_p 为墙前被动土压力 (kN)；F_{wp} 为墙前水压力 (kN)；μ 为基底摩擦系数，按表 10.5 取值。

$$K_c = \frac{\mu \sum N + E_p + F_{wp}}{E_x + F_{wa}} = \frac{\mu\left[G - \frac{\alpha}{2}\gamma_w B\left(H_1 + H_2\right)\right] + \frac{1}{2}\gamma' H_1^2 K_p + \frac{1}{2}\gamma_w H_1^2}{\frac{1}{2}\gamma(H_0 - H_2)(H_0 + H_2)K_a + \frac{1}{2}\gamma' H_2^2 K_a + \frac{1}{2}\gamma_w H_2^2} \tag{10.4}$$

主要组合时，抗滑稳定系数 K_c 不应小于 1.3；附加组合时，K_c 不应小于 1.2；考虑偶然组合时，K_c 不应小于 1.1，但设计墙高大于 12~15m 时，应注意加大 K_c 值，以保证泥石流护岸挡墙的抗滑稳定性。

表 10.5　挡土结构基底摩擦系数

土的名称	黏性土			粉性土	中砂、粗砂、砾砂	碎石土	软质岩石	表面粗糙的硬质岩石
	可塑	硬塑	坚硬	$S_r \leqslant 0.5$				
摩擦系数	0.25~0.30	0.30~0.35	0.35~0.45	0.30~0.40	0.40~0.50	0.40~0.60	0.40~0.60	0.65~0.75

2. 抗倾稳定性验算

泥石流护岸挡墙的抗倾覆稳定性是指抵抗墙身绕墙趾向外转动倾覆的能力，用抗倾覆稳定系数 K_0 表示，即对墙趾的稳定力拒之和 $\sum M_y$ 与倾覆力拒之和 $\sum M_0$ 的比值，即

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} = \frac{\frac{1}{6}\gamma_w H_1^3 K_p + \frac{1}{6}\gamma' H_1^3 K_p + \frac{G}{3(B+b)}\left(2B^2 + 2Bb - b^2\right)}{\frac{1}{6}\gamma\left[\left(H_0^3 - H_2^3\right)K_a + \frac{1}{6}\gamma' H_2^3 K_a + \frac{1}{6}\gamma_w H_2^3 + \frac{1}{6}\alpha\gamma_w H_1 B^2 (H_1 + 2H_2)\right]} \tag{10.5}$$

式中，$\sum M_y$ 为个力系对墙趾的稳定力矩之和 (kN·m)；$\sum M_0$ 为各力系对墙趾的倾覆力矩之和 (kN·m)。

在我国相关设计规范中，对于抗倾覆稳定系数 K_0 一般取 1.5，但对于泥石流护岸结构，建议取值范围 1.6~2.0。

3. 基底应力及合力偏心矩验算

为了保证泥石流护岸挡墙的基底应力不超过地基的容许承载力，应进行基底应力验算。为了避免泥石流护岸挡墙发生不均匀沉降，应控制泥石流护岸挡墙基底合力偏心距 e。

若作用于基底合力的法向分力为 $\sum N$，其对墙趾的力臂为 Z_N (m)，即

$$\begin{aligned} Z_N &= \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} \\ &= \frac{1}{G - \frac{\alpha}{2}\gamma_w B\left(H_1 + H_2\right)}\left[\frac{1}{6}\gamma_w H_1^3 K_p + \frac{1}{6}\gamma' H_1^3 K_p + \frac{G}{3(B+b)}\left(2B^2 + 2Bb - b^2\right)\right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{6}\gamma(H_0^3 - H_2^3)K_a + \frac{1}{6}\gamma' H_2^3 K_a + \frac{1}{6}\gamma_w H_2^3 + \frac{1}{6}\alpha\gamma_w H_1 B^2 (H_1 + 2H_2)\right] \end{aligned} \tag{10.6}$$

合力偏心距

$$
\begin{aligned}
e &= \frac{B}{2} - Z_N \\
&= \frac{B}{2} - \frac{1}{G - \frac{\alpha}{2}\gamma_{\mathrm{w}} B\left(H_1 + H_2\right)}\left[\frac{1}{6}\gamma_{\mathrm{w}} H_1^3 K_{\mathrm{p}} + \frac{1}{6}\gamma' H_1^3 K_{\mathrm{p}} + \frac{G}{3\left(B+b\right)}\left(2B^2 + 2Bb - b^2\right)\right. \\
&\quad \left. - \frac{1}{6}\gamma(H_0^3 - H_2^3)K_{\mathrm{a}} + \frac{1}{6}\gamma' H_2^3 K_{\mathrm{a}} + \frac{1}{6}\gamma_{\mathrm{w}} H_2^3 + \frac{1}{6}\alpha\gamma_{\mathrm{w}} H_1 B^2 (H_1 + 2H_2)\right]
\end{aligned} \tag{10.7}
$$

基底的合力偏心距 e，在土质地基上时，$e \leqslant B/6$；在软弱岩石地基上时，$e \leqslant B/5$；在风化程度较低的岩石地基上，$e \leqslant B/4$。通常取 1 延米 (1 延米 =1m) 长度挡土结构计算基底两边缘点，即趾部和踵部的法向压应力 σ_1 和 σ_2：

$$
\begin{aligned}
\begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_2\end{matrix} &= \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{W} = \frac{\sum N}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \\
&= \frac{G - \frac{\alpha}{2}\gamma_{\mathrm{w}} B\left(H_1 + H_2\right)}{B}\left(1 \pm \frac{6}{B}\left\{\frac{B}{2} - \frac{1}{G - \frac{\alpha}{2}\gamma_{\mathrm{w}} B\left(H_1 + H_2\right)}\left[\frac{1}{6}\gamma_{\mathrm{w}} H_1^3 K_{\mathrm{p}}\right.\right.\right. \\
&\quad + \frac{1}{6}\gamma' H_1^3 K_{\mathrm{p}} + \frac{G}{3\left(B+b\right)}\left(2B^2 + 2Bb - b^2\right) - \frac{1}{6}\gamma(H_0^3 - H_2^3)K_a \\
&\quad \left.\left.\left. + \frac{1}{6}\gamma' H_2^3 K_{\mathrm{a}} + \frac{1}{6}\gamma_{\mathrm{w}} H_2^3 + \frac{1}{6}\alpha\gamma_{\mathrm{w}} H_1 B^2 (H_1 + 2H_2)\right]\right\}\right)
\end{aligned} \tag{10.8}
$$

式中，$\sum M = \sum N \cdot e$；W 为基底截面模量 (m^3)，对 1m 长的泥石流护岸挡墙，$W = B^2/6$；A 为基底面积 (m^2)，对 1m 长的泥石流护岸挡墙而言，$A = B$。

当 $|e| > B/6$ 时，基底一侧将出现拉应力，考虑到一般情况下地基与基础间不能承受拉应力，故不计拉应力而按应力重分布计算基底最大压应力。根据力平衡条件，总压应力等于 $\sum N$，应力三角形的形心必在 $\sum N$ 作用线上，故基底压应力三角形的底边长度等于 $3Z_N$，则

$$
\sum N = \frac{1}{2}\sigma_{\max} Z_N \tag{10.9}
$$

最大压应力为

$$
\sigma_{\max} = \frac{2\sum N}{3Z_N} \tag{10.10}
$$

当设置倾斜基底时，其宽度 B' 为

$$
B' = \frac{B\cos\alpha}{\cos(\alpha_0 - \alpha)} \tag{10.11}
$$

倾斜基底法向应力 $\sum N'$ 对墙趾的力臂 Z'_N 为

$$
Z'_N = \frac{\sum M_{\mathrm{y}} - \sum M_0}{\sum N'} \tag{10.12}
$$

倾斜基底的合力偏心矩 e' 为

$$e' = \frac{B'}{2} - Z'_N \tag{10.13}$$

此时，基底的法向应力为

$$\begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_2\end{matrix} = \frac{\sum N'}{B}\left(1 \pm \frac{6e'}{B'}\right) \quad (|e'| \leqslant B'/6) \tag{10.14}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2\sum N'}{3Z'_N} \quad (|e'| \geqslant B'/6) \tag{10.15}$$

基底压应力或偏心距过大时，可采取加宽墙趾或扩大基础的办法予以调整，也可采用换填地基土以提高其承载力；调整墙背坡度或断面形式以减少合力偏心距等措施。

4. 护岸墙身截面验算

任选基础顶面、1/2 墙高处和上下墙 (凸形及衡重式墙) 交界处 (图 10.11)，进行护岸结构截面强度验算，包括法向应力和剪应力验算。法向应力和偏心距的验算可以参考基底应力及合力偏心距验算方法，而对于剪应力的验算，主要有水平剪应力和斜剪应力验算两种，重力式泥石流护岸挡墙只验算水平剪应力，而衡重式泥石流护岸挡墙还需要进行斜截面剪应力验算，如III–III截面。

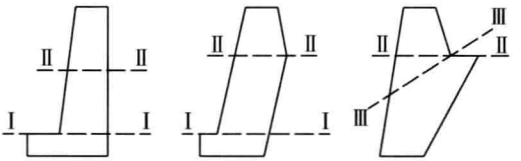


图 10.11　墙身截面验算

5. 整体稳定性验算

重力式挡土结构体系的整体稳定性是指挡土结构与地基一起是否有产生滑动破坏的可能性。当基础埋置较浅且有软弱下卧层时，最容易出现这种破坏，破坏面基本上是呈圆弧状，圆弧破裂面通常通过墙趾 (图 10.12)。试算多个圆弧面，确定

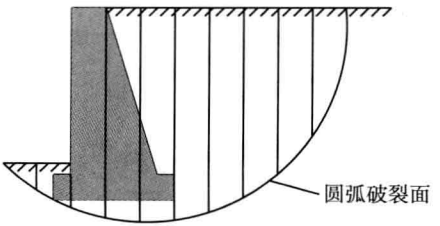


图 10.12　护岸结构可能存在的圆弧滑动面

出稳定系数最小的滑动面，若该滑动面的稳定系数 $\geqslant 1.15$，该挡土结构整体稳定，否则，应适当加深基础埋置深度，直到满足要求为止。

10.4 丁　坝

丁坝是沿河公路常用的防护构造物，也是桥位河段常用的防护和调治构造物。丁坝的根部与河岸或路基连接，坝头伸入河道，坝轴线与水流方向正交或斜交，在平面上与河岸或路基构成丁字形。

丁坝作为一种常用的防护建筑物，与其他如挡土墙、护坡等相比，具有投资小、防护范围大等优点，其防护范围可达坝长的 3~10 倍以上。由于它是“外围防线”性质的冲刷防护建筑物，出现水毁时若能及时抢修将不会影响正常的交通运输。在使用丁坝时若能配合其他防护物，如护坡，驳岸等，不仅可减少其主要防护物的投资，而且比较安全，可以取得良好的综合防护经济效益。

10.4.1 适用条件

(1) 丁坝适用于宽浅变迁性河段，用以挑流或减低流速，减轻水流对路基的冲刷。

(2) 丁坝长度应根据防护长度、丁坝与水流方向的交角、河段地形、水文条件及河床地质情况等确定，垂直于水流方向上的投影长度不宜超过稳定河床宽度的 1/4。

(3) 用于路基防护的丁坝宜采用漫水坝或潜坝，丁坝与水流方向的交角不大于 90°。

(4) 当设置群坝时，坝间距离不应大于前坝的防护长度。丁坝间的河岸或路基边坡所能承受的允许流速小于水流靠岸回流流速时，应缩短坝距，或对河岸及路基边坡采取防护措施。

(5) 丁坝的横断面形式和尺寸应根据材料种类、河流的水文特性等确定，坝顶宽度根据稳定计算确定。

10.4.2 丁坝类型

用于路基冲刷防护的丁坝，有时可用一个坝 (单坝)，有时需要几个坝组成 (群坝)，采用丁坝配合使用抛石、护坡、挡墙等防护措施，能收到更好的防护效果。

10.4.3 设计内容

1. 平面布置设计

1) 丁坝长度

丁坝长度应根据防护长度、导治线、丁坝与水流方向的交角、河段地形、水文

条件及河床地质情况等综合确定，不能过多压缩水流断面，垂直于水流方向上的投影长度不宜超过稳定河床的 1/4。

2) 丁坝角度

按照丁坝轴线与水流方向的夹角不同，丁坝在平面布设上可分为垂直式、下挑式和上挑式三种，如图 10.13 所示。丁坝轴线与水流方向的夹角 α 及与河岸交角 β，宜按导致线的外形、流速大小、水深、水流含沙量、河床地层情况、河岸地质情况及坝长等综合考虑。

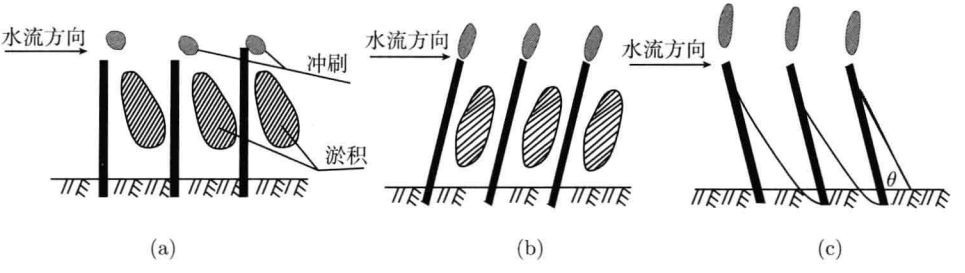


图 10.13　不同布置形式的丁坝冲淤情况示意图

(a) 垂直式；(b) 下挑式；(c) 上挑式

3) 丁坝形式

上挑式丁坝，角度一般可用 100°～105°，下挑式丁坝不作限制。

下挑式丁坝水流较顺，坝头河床冲刷软弱，上挑丁坝坝头水流混乱，坝头河床冲刷较大。在漫水时，水流漫过上挑式丁坝后，将泥沙带向河岸，在近岸发生淤积；而水流漫过下挑式丁坝后，将河沙带向河中，使坝根发生冲刷。因而不漫水的高水位丁坝宜布置成下挑形式，漫水的中水位坝则宜布置成垂直式或上挑形式。在平原区或半山前区的宽浅河滩地段，水流易于摆动，其流速和冲力一般不大，也可将不漫水丁坝布置成上挑形式，以促进淤积使较快形成新岸。下挑式丁坝回流区短，垂直式和上挑式回流区长。

4) 丁坝布设位置

在布置丁坝时，要慎重考虑沟谷对岸的情况，当对岸为农田、果园、住房、土堤时，宜多导少挑。坝型可采用矶头式，挑角宜小，坝长宜短，必要时可考虑多布置几个；如对岸为岩石边坡，要注意被挑离的水流，在对岸折回后对下游的冲刷。

不同的布设形式，产生的水流结构、冲淤情况及作用也不相同，对于非淹没丁坝，采用下挑比上挑好。而在一般丁坝设计中，所采用的丁坝在常水位下为非淹没丁坝，而在洪水位下则为淹没丁坝。因此，为避免因水位不同形成不同的水流结构，从而造成完全不同的冲淤效果，在设计中往往采用正挑布设丁坝。

2. 丁坝构造及横断面设计

1) 坝体建筑材料

建坝用料应力求就地取材。丁坝由于伸向河心，水流作用较强烈，优先考虑采用石坝。半永久性丁坝，常采用稍料和较小石料组成的石稍，或铁丝编织的石笼坝。潜坝断面小，宜采用堆石、砌石或片石混凝土等作为坝体的砌筑材料。

对于石料，宜将质地坚硬、浸水不裂、耐冻抗磨、未经风化、容重较大及适宜加工等作为选材原则。

2) 丁坝构造与横断面设计

丁坝由坝头、坝身和坝根三个部分组成，其横断面为梯形。丁坝所受外力较小，其断面尺寸主要依据构造要求、施工条件和使用需要，同时结合材料种类、河流水文特性等共同决定，坝顶宽度根据稳定计算确定。实践表明，丁坝的毁坏往往不是由于断面尺寸不足，而是由于坝面不平整、坝面嵌砌不紧密，使块石成单个起动；或者上、下游坡脚被淘刷，使坝体产生不均匀沉陷而垮塌；或者由于块石粒径太小而被冲垮。故在拟定断面尺寸时，应主要考虑前述因素的影响。

(1) 坝身

坝身为不对称梯形断面，包括坝顶宽度及上、下游边坡坡度等方面。丁坝顶宽一般不小于 2.0m，迎水面边坡缓于背水面、坝头边坡缓于坝身。坝顶轴线由坝头向着坝根，具有 1/40~1/80 的纵向缓和升坡。丁坝顶面的高程与坝的种类及其在河道中的具体位置有关，设计时应结合具体情况来确定。

(2) 坝头

丁坝坝头不但受水流的强烈冲刷，还易受水上漂浮物的撞击，因此坝头必须加固。一般在坝头的背面加大坝顶宽度 (总宽度为坝身的 1.5~2.0 倍) 并做成圆滑的曲线形，将坝头边坡坡度放缓至 1:3。坝头顶面高程，按设计水位，加上壅水高、流浪侵袭高和 0.25m 的安全高度来确定。

(3) 坝根

坝根是与河岸岸坡 (或边滩) 相连接的地方，此处结构薄弱，易被水流冲开，使丁坝逐渐失去作用。

坝根的处理及其防护范围与所处河岸的土质、流速、水位变幅、丁坝所处的位置以及坝轴线与水流的交角有关。当岸坡土体较易冲刷或渗透系数较大时，坝根处应开挖基槽，将坝根嵌入岸内，其深度为坝体实际长度的 0.15~0.20 倍，但不长于 2.0m，并在上、下游铺设护岸；当岸坡土不易冲刷或渗透系数较小时，仅在上、下游适当铺设护坡，坝根不必嵌入岸内，若坝根处于淤积区时，亦可不采取护根护坡的措施。

典型丁坝断面尺寸及边坡坡度参数如表 10.6 所示。

表 10.6　典型丁坝断面尺寸及边坡坡度参数

类别	坝头顶宽/m	坝身顶宽/m	坝头边坡	迎水边坡	背水边坡	附注
渗水土坝	2~4	2~3	1:2.5~1:4	1:2~1:2.5	1:1.5~1:2.5	当坝低于 3m，流速较大时，坝顶宽应由计算确定
石坝			1:1~1:3	1:0.5~1:2	1:0.5~1:2	坝顶宽由计算确定(不包括浆砌片石)
石稍坝	2~4	2~3	1:2~1:4	1:1.5~1:2.5	1:1.5~1:2.5	坝顶宽由计算确定

3. 稳定性计算

在丁坝设计中，需要进行稳定性验算。丁坝一般采用群坝形式设置，坝的上、下游水位差很小，可略去静水压力和渗透压力的影响，加之坝的边坡较缓，顶宽比底宽小得多，故一般不必验算坝体的倾覆稳定性和坝的边坡稳定性，仅需验算坝体的滑动稳定性。

对于非淹没式丁坝，如图 10.14 所示，作用在坝上的力有：泥石流冲击力、静水压力 (因上、下游水头差很小，故略去不计)、坝体自重的下滑力、坝体与地面摩擦阻力。

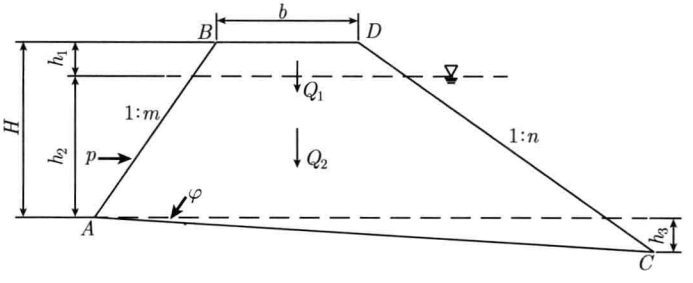


图 10.14　非淹没式丁坝受力图

荷载计算方法：

(1) 泥石流冲击力计算方法见本指南第 5 章.

(2) 坝身自重所产生的下滑力

$$T = (Q_1 + Q_2)\sin\varphi \tag{10.16}$$

式中，φ 为地面横坡与水平线的夹角 (°)；Q_1 和 Q_2 分别为上下部分坝身重量 (kN)，计算式为

$$Q_1 = \frac{\gamma_1 h_1\left[(m+n)h_1 + 2b\right]}{2},$$

$$Q_1 = \gamma_2\left\{\frac{H\left[H(m+n)+2b\right]}{2} + \frac{h_3\left[(m+n)H+b\right]}{2} - \frac{Q_1}{\gamma_1}\right\}$$

γ_1 为填料天然状态下的容重 (kN/m^3)；γ_2 为填料在水中的容重 (kN/m^3)。

当地面水平时，$T=0$。

(3) 坝身自重的抗滑力

$$N_{\mathrm{r}}=f(Q_1+Q_2)\cos\varphi \tag{10.17}$$

式中，f 为坝体材料与基底在水中的摩擦系数 (按表 10.7 取值)。

表 10.7　坝体材料与基底摩擦系数

坝体材料与基底接触种类	摩擦系数
块石与沉排	0.70
块石砌体与岩石	0.75
块石砌体与湿砂	0.45
块石砌体与湿亚砂	0.35
块石砌体与湿亚粘土	0.25
块石砌体与湿粘土	0.20

为了使丁坝不发生滑动，必须符合下式的要求：

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{N_{\mathrm{r}}}{P\pm T}\geqslant 1.3\sim 1.5 \tag{10.18}$$

式中，F_{s} 为丁坝的抗滑稳定系数；T 值在地面坡度方向与水流方向一致时为正号，反之为负号。

4. 丁坝坝顶纵坡

丁坝坝顶纵坡计算式为

$$\text{坝顶纵坡}=\frac{\text{坝尾标高}-\text{坝头标高}}{\text{坝长}} \tag{10.19}$$

不透水丁坝和淹没式丁坝，尤其是坝身较长时，为减轻水流的紊乱状态，坝顶应做成坝根斜向河心的纵坡，一般为 0.25%~2%，可根据洪水时水面坡降来确定。

当地形不利或坝头坝尾高差过大时，可将坝顶沿纵向分设几个坡段，靠近坝根若干米 (不小于岸前水深的两倍) 可做成 4%~10%的纵坡。如坝尾与坝头标高相差不大，为使坝顶能具有一定的纵坡，可调整坝头标高，使之略低于中水位。

5. 丁坝结构计算

1) 坝顶高度

$$H=h_{\text{设计}}+h_{\text{壅水}}+h_{\text{浪侵}}+K \tag{10.20}$$

式中，$h_{\text{设计}}$ 为坝的设计水位 (m)；$h_{\text{壅水}}$ 为壅水高度 (m)；$h_{\text{浪侵}}$ 为波浪侵袭高度 (m)；K 为安全距离，取 0.25~0.50m。

2) 丁坝局部冲刷深度计算

局部冲刷深度是确定丁坝基础埋深的关键因素。丁坝附近的河床冲刷，除考虑河床自然演变冲刷外，还应计算丁坝自身的局部冲刷，计算公式为

$$h_{\mathrm{s}} = 1.95 F_{\mathrm{r}}^{0.20} A_{\mathrm{z}}^{0.50} C_{\alpha} C_{m} C_{\mathrm{sm}} \tag{10.21}$$

式中，h_{s} 为丁坝头附近的最大冲刷深度 (m)，自平均床面高程算起，包括一般冲刷和局部冲刷；F_{r} 为水流弗鲁德数 (无量纲数)，$F_{\mathrm{r}} = v^2/gh$；A_{z} 为丁坝阻水面积 (m^2)，以垂直于流向的投影面积计，对于宽浅断面 $A_{\mathrm{z}} = L_{\mathrm{D}} h$，$L_{\mathrm{D}}$ 为丁坝长度 (m)，以垂直流向的投影长度计；H 为行进水流水深 (m)，以平均水深计；C_{α} 为水流挑角系数，由 $C_{\alpha} = \left(\dfrac{\alpha}{90^{\circ}}\right)^{0.15}$ 计算，α 为丁坝与路基交角 (°)；C_{m} 为丁坝边坡系数，由 $C_{m} = \mathrm{e}^{-0.07m}$ 计算；主要指上游路堤边坡或坝头边坡；C_{sm} 为淹没减冲系数，非淹没丁坝 C_{sm} 为 1.0。淹没丁坝 C_{sm} 由式 (10.22) 和式 (10.23) 计算。

对于直河岸：

$$C_{\mathrm{sm}} = 1 - \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{0.5} \tag{10.22}$$

对于河流凹岸或路堤凹岸边坡：

$$C_{\mathrm{sm}} = 1 - 0.5\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{0.5} \tag{10.23}$$

式中，Δh 为淹没丁坝高度，$\Delta h = h - h_{\mathrm{D}}$。

3) 丁坝防护范围

自丁坝轴线起到下游回流区末端，沿河岸的长度是该丁坝对河岸的防护长度 L_{H}(图 10.15)。丁坝下游回流区的长度是决定丁坝下游防护范围及其对下游河道影响范围等问题的依据。因而确定丁坝下游回流区范围 (长度与宽度) 对路基的冲刷防护具有重要意义。但是丁坝回流区长度受床面比降、流速等因素影响，变化幅度较大，约为坝长的 2~11 倍。丁坝回流区长度 L_{H} 和回流区边界确定方法如下。

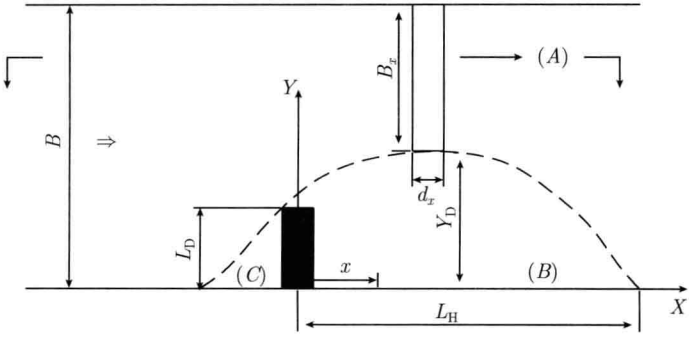


图 10.15　丁坝回流区长度 L_{H} 和回流边界

丁坝上下游水流同时存在着主流 (A)、下游回流 (B) 和上游回流 (滞流)(C) 三个不同的流动区域 (图 10.15)。主流与回流通过它们的交界面不断进行着质点混掺和动量交换，回流得到动量、动能的补给，主流在交界面上受到回流阻力 (切应力)。主流和回流相辅相成的依存关系，可由动量方程来描述。根据水流动量微分方程积分试验质料，得到回流区长度 L_{H}(河岸防护长度) 计算方法和回流边界方程。

丁坝下游回流长度 (防护长度)L_{H}：

$$L_{\mathrm{H}}=\frac{C_0^2hL_{\mathrm{D}}}{L_{\mathrm{D}}+0.05C_0^2h}\left(\ln\frac{B}{B-L_{\mathrm{D}}+0.58}\right) \tag{10.24}$$

式中，L_{H} 为丁坝下游回流区长度 (m)；L_{D} 为丁坝长度 (m)，以垂直流向的投影计；h 为平均水深 (m)；B 为河床水面宽度 (m)；C_0 为无量纲系数，可由下式计算：

$$C_0=\frac{R^{1/6}}{ng^{1/2}} \tag{10.25}$$

式中，n 为粗糙系数 (糙率)(s/m$^{1/3}$)，反映边壁的粗糙程度；g 为重力加速度 (m/s^2)；R 为水力半径，$R=A/X$，A 为过水断面面积 (m^2)，X 为湿周 (m)。

回流区边界方程：

$$B_x=(B-L_{\mathrm{D}})\,\mathrm{e}^f\,(x) \tag{10.26}$$

$$f\,(x)=\frac{0.05}{L_{\mathrm{D}}L_{\mathrm{H}}^{1.25}}x^{2.25}+\frac{0.58}{L_{\mathrm{H}}^2}x^2-\frac{1.16C_0^2h-L_{\mathrm{H}}}{C_0^2hL_{\mathrm{H}}}x \tag{10.27}$$

式中，B_x 为丁坝轴下游距离为 x 处的主流宽度 (m^2)，回流宽度为 $B-B_x$.

6. 基础防护

1) 基础处理

丁坝基础的埋置深度，可根据河床泥沙粒径大小、流速和坝高度来确定，但必须埋置于泥石流沟床冲刷线以下。若泥沙粒径大，流速小，坝又低，则基础可浅一些。

坝头受水流冲刷严重，往往在坝头外侧冲成深坑，危及丁坝基础。故坝头部分的基础埋置深度，应大于坝身的埋置深度，一般应埋设于冲刷线以下 0.5~1.0m 的位置。

2) 坝头防护

坝头受水流冲击力最大，由于坝头底脚常有垂直旋涡发生，基础受淘刷程度也最严重。因此要将坝头构筑坚固，坝头基础在作深埋处理的同时，还需要做一定的平面防护。

基础平面防护有全长防护和坝头防护两种方法，如图 10.16 所示。防护宽度在迎水面可取 2~4m，在背水面可取 1~2m。对于全长防护，坝头最宽，逐渐向坝根

减窄；对于坝头防护，其长度等于坝长的 0.3 倍，此时防护宽度不减窄。采用何种方法，视水流、地质、坝高、挑角、阻水等情况而定。

防护设施一般宜选用浆砌片石、石笼格宾箱体等坚固耐用的材料来修筑。

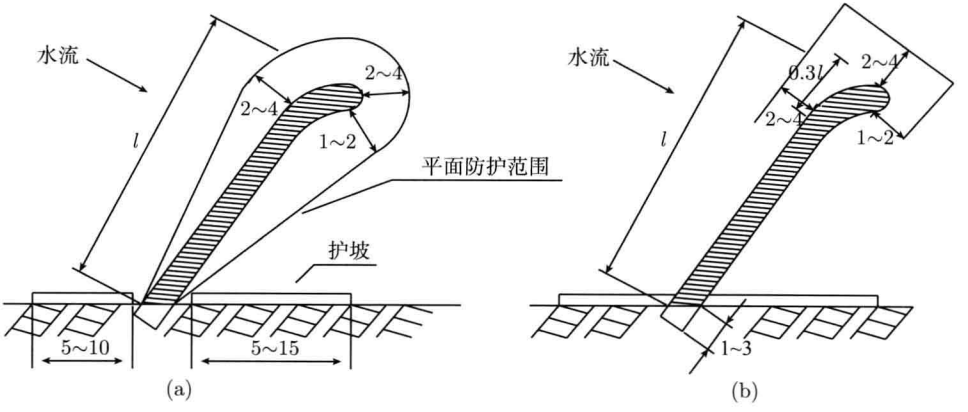


图 10.16　丁坝平面防护 (尺寸单位：m)

(a) 全长防护; (b) 坝头防护

3) 坝根防护

坝根防护主要考虑漩流的作用，坝根应牢固地埋置在老河岸之内，坝根上、下游应进行适当护坡。

4) 坝身防护

迎水面加固主要防护泥石流冲击力和扭转力，有流冰时尚应考虑其撞击力 (图 10.17)。淹没坝的背面和坝顶，均需考虑加固。非淹没坝的背部，可根据坝长及坝后水流情况，分段采取不同的加固方式。

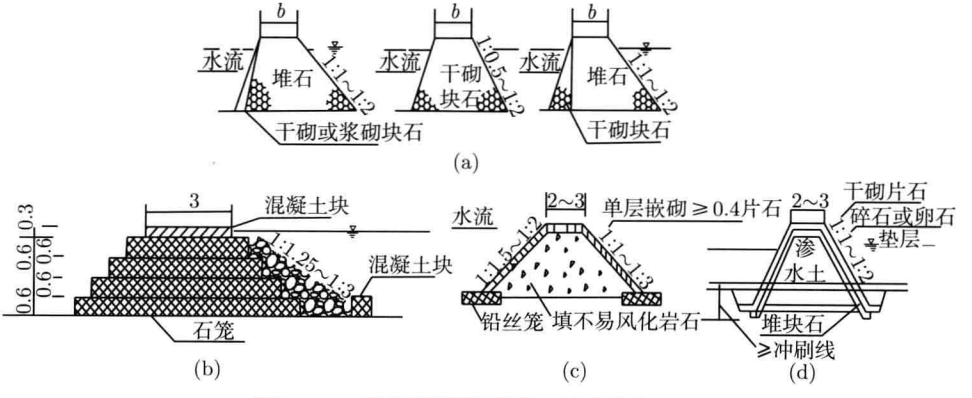


图 10.17　丁坝横断面形状 (尺寸单位：m)

(a) 块石丁坝断面; (b) 石笼丁坝断面; (c) 淹没式丁坝断面; (d) 渗水土填心丁坝断面

10.5 丁 坝 群

丁坝的坝头附近冲刷严重，而群坝之间易发生淤积，多次洪水后可形成新的河岸。就防护河段的总长度而言，群坝建筑长度较短，且要求对坝头加固，而被防护段的长度较长，加之坝的改建与修复较易，所以在公路桥渡水毁防治和路基冲刷防护中，特别是在弯曲河段上，多采用群坝防护。

由于弯道水流存在螺旋流，布设在泥石流沟凹岸的丁坝群与布设在直线河段上的丁坝群相比，其最大的差异是处于凹岸不同位置的丁坝，冲刷深度和回流区长度都将不同。因此，在确定丁坝群间距和冲刷深度时，需要对这两种不同情况分别进行计算。

1. 丁坝群对顺直沿河路基的防护

丁坝群进行顺直沿河路基防护和河岸防护工程设计时，应遵循以下原则.

(1) 对于山区开阔河段、山前变迁河段、河道顺直、水流基本平行的情况，丁坝群防护效果显著；对于峡谷型河段、弯道凹岸，首先考虑采用护坦、潜坝等不阻水型防护设施；必要时应用短、低、圆的淹没丁坝群，也可达到良好的防护效果。

(2) 建议1# 坝长为下游各坝长度的一半，而 2#坝与下游各坝长度相等，即 $L_{\mathrm{D1}}=0.5L_{\mathrm{D2}}=0.5L_{\mathrm{D3}}=\cdots=0.5L_{\mathrm{D}n}$。

(3) 2#坝和下游各坝长度，最大不应超过河槽宽度的 15%；用于防护沿河路基的丁坝，一般坝长不宜超过 10m。

(4) 各个丁坝，一般取正挑，即 $\alpha=90°$。根据河岸地形条件，为了保证 1#坝水流平顺地与下游各坝衔接，1#坝可设为下挑，即 $\alpha<90°$，可取 $\alpha\approx60°$，但应使坝长在垂直水流方向的投影长度 $L_{\mathrm{D1}}=0.5L_{\mathrm{D2}}$ 。

(5) 各坝之间的距离，在水流平顺的条件下，可取为相等，即偏安全地取各坝间距离为 1 号坝是单坝时下游回流长度 L_{H1} 的 0.8 倍。

(6) 1#坝头的冲刷深度 h'_{s1} 取其单坝冲刷深度 h_{s1} 的 0.82 倍，即 $h'_{\mathrm{s1}}=0.82h_{\mathrm{s1}}$，亦可偏安全地取两者相等。

(7) 2#坝头的冲刷深度 h'_{s2}，取其单坝冲刷深度 h_{s2} 的 0.62 倍，即 $h'_{\mathrm{s2}}=0.62h_{\mathrm{s2}}$。

(8) 3#坝及下游各坝的冲刷深度，在 2#坝及下游各坝长度相等的条件下，取 2#坝为单坝时冲刷深度 h_{s2} 的 0.4 倍，即 $h'_{\mathrm{s3}}=h'_{\mathrm{s4}}=\cdots=h'_{\mathrm{s}n}=0.4h_{\mathrm{s2}}$。

(9) 位于最下游位置处丁坝的回流区长度：

若丁坝群只由两个坝体组成，取 $L_{\mathrm{D1}}=0.5L_{\mathrm{D2}}$;

若丁坝群由 2 个以上的丁坝组成，且 2#坝及下游各坝长度相等，则取 $L'_{\mathrm{H}n}=0.8L_{\mathrm{H}n}$，$L_{\mathrm{H}n}$ 是当最下游丁坝 (n#坝) 为单坝时的回流区长度。

(10) 1#坝上游回流区长度与单坝时无明显变化，按 $L_{HS} = (1.2 \sim 1.5)L_D$ 取值，近似取 $L_{HS} = 1.35L_D$。

上述设计原则和计算方法，可以归纳为表 10.8 和图 10.18 所示。

表 10.8　丁坝群设置尺寸参考值

丁坝编号	1# 坝	2# 坝	3# 坝	n#坝 (最下游)
丁坝长度/m	$L_{D1} = 0.5L_{D2}$	$L_{D2} = 2L_{D1}$ $L_{D2} < 0.15B$ 且$L_{D2} < 10$m	$L_{D3} = L_{D2}$	$L_{Dn} = L_{D2} = L_{D3}$ $= \cdots = L_{Dn-1}$
坝头最大冲刷深度/m	$h'_{s1} = 0.82h_{s1}$	$h'_{s2} = 0.6h_{s2}$	$h'_{s3} = 0.4h_{s2}$	$h'_{sn} = 0.4h_{s2}$
丁坝间距/m	$l_{1,2} = 0.8L_{H1}$	$l_{2,3} = l_{1,2}$	$l_{3,4} = l_{1,2}$	$L'_{Hn} = 0.8L_{Hn}$
坝轴挑角/(°)	90 或 60~90	90	90	90

注：表中的各坝距离为顺直河段中水流方向与河岸平行的情况。

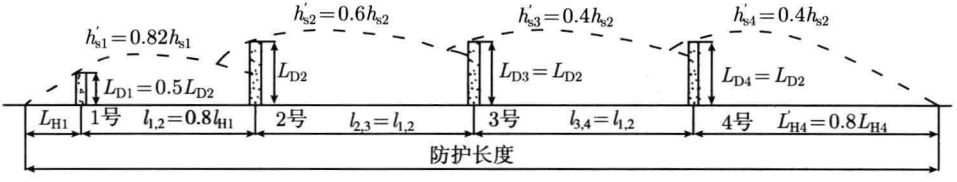


图 10.18　丁坝群防护设计图式

表 10.8 中，h'_{s1} 表示丁坝群中 1#坝的坝头冲刷深度 (m)；h_{s1} 表示 1#坝作为单丁坝时的坝头冲刷深度 (m)；$l_{1,2}$ 表示 1#坝和 2#坝之间的距离 (m)；L_{H1} 表示 1#坝作为单坝时的下游回流长度 (m)；B 是泥石流沟平均宽度 (m)。

2. 丁坝群对河湾凹岸路基的防护

1) 弯道凹岸丁坝冲刷深度计算

群坝基础的埋置深度主要决定于各坝的局部冲刷深度，它与单坝不同，受前后坝长和坝距的影响很大。处于泥石流沟凹岸的丁坝，其冲刷深度和回流区长度随着丁坝所处弯道位置的不同而发生变化。因此，对弯道凹岸上单个丁坝冲刷深度 h_{sw} 的计算，需要在由式 (10.28) 求得直河槽相同水力条件下冲刷深度 h_s 的基础上，再乘以表 10.9 中丁坝相应位置的 h_{sw}/h_s 值 (令 $S_\theta = h_{sw}/h_s$) 才能得到，即单个丁坝在凹岸的冲刷深度 h_{sw} 计算公式为

表 10.9　弯道凹岸丁坝冲刷深度的位置修正系数 S_θ

丁坝位置	0°(进口)	30°($\theta/6$)	60°($\theta/3$)	90°($\theta/2$)	120°($2\theta/3$)	150°($5\theta/6$)	180°(θ)
$S_\theta = h_{sw}/h_s$	0.73	0.82	0.95	1.18	1.12	1.21(1.15)	1.54

$$h_{\mathrm{sw}} = h_{\mathrm{s}} S_\theta = 1.95 F_{\mathrm{r}}^{0.20} \left(L_{\mathrm{D}} h\right)^{0.50} C_\alpha C_m S_\theta \tag{10.28}$$

单个淹没丁坝在凹岸的冲刷深度 h_{swm} 为

$$h_{\mathrm{swm}} = h_{\mathrm{s}} C_{\mathrm{sm}} S_\theta = 1.95 F_{\mathrm{r}}^{0.20} \left(L_{\mathrm{D}} h\right)^{0.50} C_\alpha C_m C_{\mathrm{sm}} S_\theta \tag{10.29}$$

式中，符号意义同前。

计算位于弯道凹岸的丁坝群中每个丁坝的冲刷深度，首先计算相同水力条件下直河段的各序号 (i#) 丁坝的冲刷深度；然后，按各序号 (i#) 丁坝自己在弯道中的位置，乘以表 10.9 中相应的位置修正系数 S_θ，即可得到弯道凹岸丁坝群中各丁坝的冲刷深度 h'_{swi}。如果是淹没丁坝，再乘以淹没减冲系数 C_{sm}，即得弯道淹没丁坝群中各坝的冲刷深度 h'_{swi}。

2) 弯道凹岸丁坝群布设

计算 1#坝在直河段的回流区长度 L_{H1}，按表 10.8 取 $l_{1,2} = l_{2,3} = \cdots = 0.8L_{\mathrm{H1}}$。在 1#坝体切线上截取 $0.8L_{\mathrm{H1}}$；自 1#坝头向下游作坝轴的垂线，以此为一边，向凹岸一侧量取 17° 为另一边，该线延长与凹岸相交，该交点即为 2#坝的坝位。以此类推，逐个确定下游各坝的坝位 (图 10.19)。

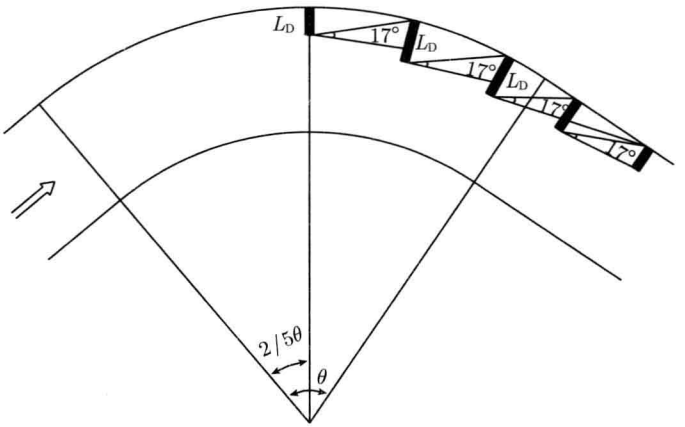


图 10.19 凹岸丁坝群布设

10.6 防 撞 墩

10.6.1 设计原则

(1) 一般设置在桥墩的上游，用于抵挡泥石流对桥墩的冲击与磨蚀作用，但防撞墩与桥墩的距离必须适当，距离过小，容易加深桥墩冲刷及施工过程中对桥梁结构造成扰动，影响桥梁结构主体安全，距离过大，失去防护效果。

(2) 中等水深条件下 (12~15m) 适用。

(3) 防撞墩断面形式，其迎水面宜做成圆弧形、多边形或尖角 (图 10.20)。

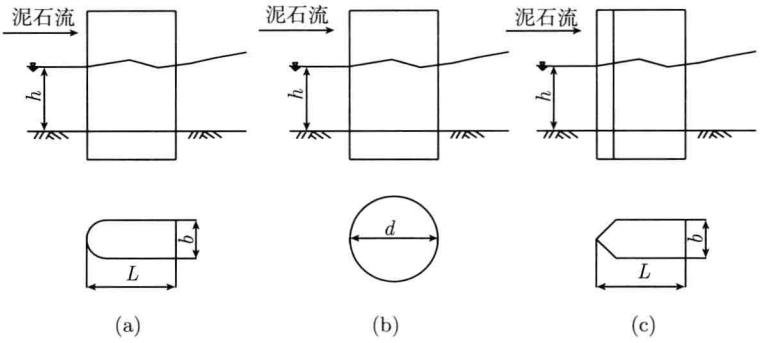


图 10.20　防撞墩墩形示意图

(a) 半圆弧形; (b) 圆形; (c) 尖角形

(4) 材料要求：

♦ 石料应经过挑选，质地均匀，无裂缝，不易风化，尤其具有抗浸蚀的性能;

♦ 石料的抗压强度不低于 25MPa;

♦ 用大卵石砌筑时，石料应经过选择，并剖开或凿毛，使之具有两个较大的平行面; 砌筑时，不应形成通缝和过大的三角缝，砂浆须饱满，砂浆宜采用 7.5 号。

10.6.2　设计要素

(1) 防撞墩与桥墩距离：防撞墩边缘距离桥墩基础外围 1.5m 左右。

(2) 防撞墩嵌入河床深度：按照《公路工程水文勘测设计规范》(JTJ 062—2002) 中桥梁墩台冲刷计算相关规定进行计算，取其最不利组合作为确定基础埋深依据，按表 10.10 取值。

表 10.10　基底埋深安全值(非岩石河床墩台基础埋深安全值)

桥梁类别	总冲刷深度/m				
桥的种类	0.0	5.0	10.0	15.0	20.0
一般桥梁	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特殊大桥	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

桥渡附近河床变形分为三类：河道自然变化引起；桥渡束狭水流，增加单宽流量所引起，称一般冲刷；由桥墩阻水使水流结构变化，在桥墩周围发生的，称局部冲刷。

(3) 撞墩位于河床上部高度计算：根据调查资料，汇水区内泥石流发生次数，规模及龙头高度等，以泥石流龙头高度作为防撞墩上部计算高度。

$$h = h_{\Delta s} + H_c \tag{10.30}$$

式中，h 为防撞墩河床上部高度值 (m)；$h_{\Delta s}$ 为根据不同设计等级所必须的安全超高 (取 0.5~1.0m)；H_c 为最大泥石流深度 (m)。

10.6.3 荷载分析

作用在防撞墩的荷载包括防撞墩自重 W_d、大块石冲击力 F_c 和泥石流浆体冲击力 F_l (图 10.21)。

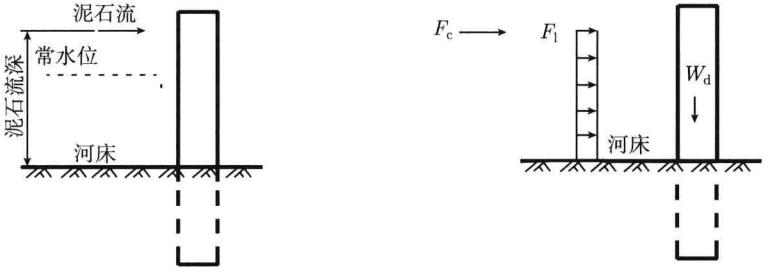


图 10.21 作用在防撞墩上的荷载

防撞墩自重由下式计算：

$$W_d = V_d \gamma_d \tag{10.31}$$

式中，W_d 为墩自重 (kN)；V_d 为墩体积 (m^3)；γ_d 为墩圬工容重 (kN/m^3)，一般片石混凝土可取 $23kN/m^3$。

大块石和泥石流浆体冲击力计算方法见本指南第 5 章。

10.6.4 工程验算

桥梁防撞墩的设计应满足表 10.11 要求，即防撞墩本身必须具有足够的整体稳定性，墩身截面应具有足够的强度，以抵御泥石流的强烈冲击。

表 10.11 防撞墩设计要求

要求	指标
不产生墩身沿基底的滑移破坏	滑动稳定系数 $K_c \geqslant 1.3$
不产生墩身绕趾部倾覆	倾覆稳定系数 $K_0 \geqslant 1.5$
不出现因基底过度不均匀沉降而引起的墩身倾斜	作用于基底的合力偏心距：$e \leqslant B/6$(土质地基)，$e \leqslant B/5$(岩质地基)
基底不出现过大沉降	基底的最大压应力 σ 不大于地基的容许承载力 $\sigma \leqslant [\sigma]$
墩身截面不产生开裂、破坏	墩身截面的压应力σ_{max}及剪应力τ_1，拉应力σ_{min}小于材料的容许应力，$\sigma_{max} \leqslant [\sigma_c], \tau_1 \leqslant \lvert\sigma_j\rvert, \sigma_{min} \leqslant [\sigma_{col}]$，作用于截面上的合力偏心距 $e \leqslant 0.25B$

(1) 抗滑稳定性验算

$$k_c = \frac{f\sum N}{\sum P} \tag{10.32}$$

式中，k_c 为抗滑稳定系数，可根据防治工程安全等级确定；f 为防撞墩与地基之间的摩擦系数；$\sum N$ 为垂直方向作用力总和 (kN)；$\sum P$ 为水平方向作用力总和 (kN)。

(2) 抗倾覆验算

$$k_0 = \frac{\sum M_N}{\sum M_P} \tag{10.33}$$

式中，k_0 为抗倾覆安全系数，可根据防治工程安全等级确定；$\sum M_N$ 为抗倾力矩总和 (kN·m)；$\sum M_P$ 为倾覆力矩总和 (kN·m)。

(3) 地基承载力验算

$$\sigma_{\max} \leqslant [\sigma], \quad \sigma_{\min} \geqslant 0 \tag{10.34}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N}{B}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right), \quad \sigma_{\min} = \frac{\sum N}{B}\left(1 - \frac{6e_0}{B}\right)$$

式中，$\sigma_{\max}$ 和 $\sigma_{\min}$ 分别为防撞墩基地大、小压力 (kPa)；$\sum N$ 为竖向力总和 (kN)；B 为防撞墩底部宽度 (m)；e_0 为基底偏心矩 (m)；$[\sigma]$ 为地基容许承载力 (kPa)。

(4) 墩身磨蚀防护

可采用 20~30cm 厚钢筋混凝土用于结构外层并按构造配筋。

10.7 挑坎防护

在公路建设中，为了降低小桥涵造价，常常缩短桥孔长度，压缩自然水流断面，以致桥涵出口流速大多超过出口河床的自然流速而造成出口河床冲刷。对浅基小桥涵，为保证桥涵和路基的安全，多对桥涵下游出口河床的一定长度范围进行铺砌加固以防冲刷，可是在不少情况下，铺砌加固段的末端仍然遭到冲刷破坏，进而造成桥涵和路基水毁。可以采用挑坎防护结构予以解决。

挑坎防护是一种采用构造物改变桥涵出口下游河床的水流条件，使紧靠桥涵出口处铺砌加固段的末端变冲为淤的工程防护方法。

10.7.1 适用条件

三级和二级挑坎的上坎与下坎间距 D 可大可小，当 $D = 2 \sim 4$m 时，采用三级挑坎和二级挑坎均能取得良好的防冲效果。

(1) 出口铺砌加固长度小于 2m 时，采用一级上坎或二级挑坎；

(2) 出口铺砌加固长度 2~4m 时，采用二级或三级挑坎；

(3) 出口铺砌加固长度大于 4m 时，采用三级挑坎；

(4) 出口铺砌加固长度原则上不超过 4~5m。

10.7.2 防护原理

当通过小桥涵的泥石流或洪水流量较大时，下游出口河床上的自然水位达到或超过坎顶水位后，翻过坎顶的水流就成为面流，同时在底部还形成一种纵向回流，如图 10.22 所示。底部纵向回流把下游河床泥沙带向出口铺砌加固段末端，使那里变冲为淤，但两侧的回旋仍然使出口河床两侧发生严重冲刷。

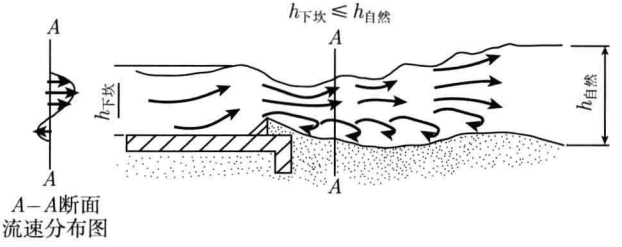


图 10.22 铺砌加固段末端河床冲淤示意图

挑坎能对小桥涵起防冲作用的水流状态条件：$h_{下坎} \leqslant h_{自然}$。

当挑坎设在桥涵下游八字翼墙起点以下 2~3 倍坎高位置处时 (图 10.23(a))，称为上坎。可以看到下游出口河床两侧的边侧回旋，不论在大流量或小流量时都基本消失。挑坎起防冲作用的水流状态，在同样的来水条件下，在下游出口河床上出现的范围比下坎显著扩大，因而上坎的防冲效果比下坎的防冲效果更好。

水工模型试验表明，边侧回旋消失，主要是由于上坎对出口水流起了扩散作用。上坎扩散作用的好坏与上坎的位置密切相关。当上坎布置在下游八字翼墙起点处，即转角处 (图 10.23(b))，出口河床两侧的边侧回旋又出现了，表明上坎对出口水流未起扩散作用；当上坎设置在转角以下 6 倍坎高位置处 (图 10.23(c))，出口河床两侧也出现微弱的边侧回旋，扩散效果较好。

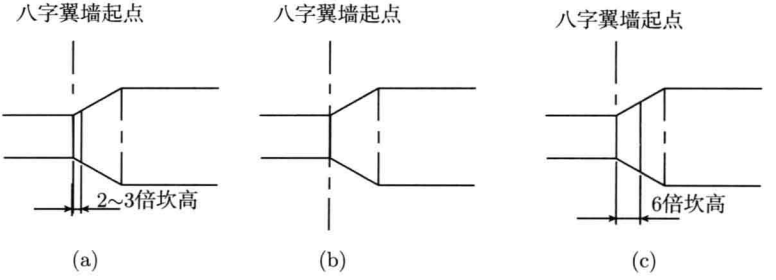


图 10.23 上坎位置布置

上坎的高度对小桥涵上游水位的影响较大，上坎越高，上游壅水越大。为尽量减少上游壅水，上坎的高度不宜过高将上坎和下坎联合起来组成二级挑坎 (图 10.24)，其防冲效果增强。

在二级挑坎的上下两坎之间再设一平台，组成三级挑坎 (图 10.25)，其防冲效果比二级挑坎有所提高，其原因在于中间平台减弱了出口水流波动，进一步促进了出口水流的扩散作用。

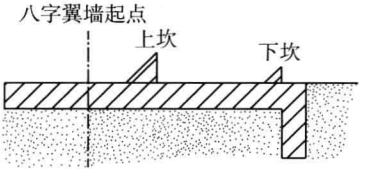


图 10.24　二级挑坎

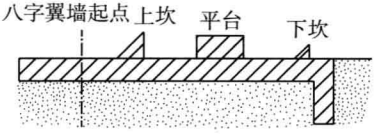


图 10.25　三级挑坎

10.7.3　设计方法

合理选择挑坎体型，改善挑射水流的水力条件，减轻挑流对河床及岸坡的冲刷。

1. 降低桥涵下游河床铺砌加固面的标高

将河床铺砌加固面标高降低到下坎顶或上坎顶与河床齐平时，无论出口河床上自然水流为缓流或急流、大流量或小流量，产生面流的条件 $h_{下坎} \leqslant h_{自然}$ 都能得到满足。因此，在新建挑坎防护结构冲刷时，最好将河床铺砌加固面标高降低到上坎与河床面齐平或河床面以下以提高挑坎的防冲效果。降低铺砌加固面标高还可扩大桥涵的泄水能力，减少河床上推移泥沙对挑坎的磨损作用。

2. 提高河床铺砌加固强度

挑坎建筑在河床铺砌加固面上，河床铺砌加固的质量和强度，直接关系到挑坎的防冲作用。如果河床铺砌加固一旦被洪水冲毁，挑坎的防冲作用也随之消失。对一般较密实的河床，河床铺砌加固采用单层浆砌，对较松散的河床则须双层浆砌。无论单层或双层浆砌，铺砌的块石都必须互相嵌固，并力求表面平整。对一些较密实河床上的小桥涵，当块石比较平整易于互相嵌固咬紧时，也可采用干砌，但挑坎防护部分必须浆砌。

3. 挑坎尺寸设计

(1) 上、下坎和中间平台的合适平面位置如图 10.26 所示；其中较大的数值对应于 D 值较大时，较小的数值对应于 D 值较小时。

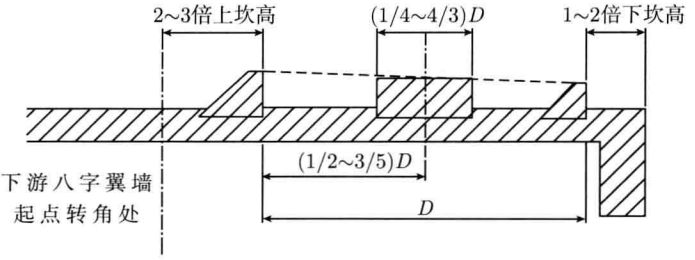


图 10.26 上、下坎和中间平台的合适平面位置

(2) 上、下坎高 Δ 可按下列经验公式确定：

$$\Delta_{上坝} = 0.12\sqrt{h} \tag{10.35}$$

$$\Delta_{下坝} = 0.06\sqrt{h} \tag{10.36}$$

式中，h 为铺砌面上计算水深 (m)。

(3) 三级挑坎的中间平台高度，最好不要突出上、下坎顶连接的直线。

(4) 模型试验证明，三角形断面挑坎的防冲效果要比梯形断面好一些，但在实际工程中，三角形的尖锐上缘易被水流推移的漂石碰坏，采用梯形断面则较好一些。为了保证上、下坎的防冲效果，梯形断面顶宽应尽量减小，建议采用 5~10cm(图 10.27)，其中 10cm 宽用于坎较高时，5cm 宽用于坎较低时。为了提高挑坎本身的强度，坎的迎水面边坡可做成 1:1 或 1:2 的斜面。迎水面边坡越平缓，挑坎引起的水面波动也越小。当挑坎迎水面边坡做成 1:2 时，上坎的坡脚不要伸入到桥孔中去。挑坎和平台最好用混凝土浇筑，并嵌入铺砌加固层中。

(5) 单孔小桥涵的进口铺砌加固段长度，一般铺到上游八字翼墙末端。多孔小桥涵和大、中桥的进口铺砌加固段长度，决定于桥墩局部冲刷需要防护的范围。

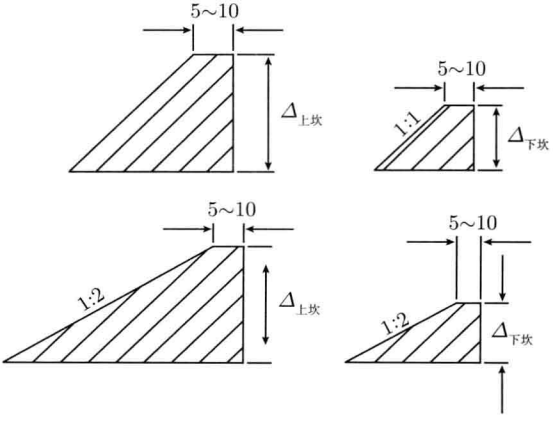


图 10.27 上、下坎尺寸 (单位：cm)

(6) 一般进口铺砌加固段末端的截水墙深度，建议取铺砌面以下 1~1.5m。

(7) 小桥涵的出口铺砌加固段长度，一般铺砌到八字翼墙末端。对大、中桥的出口铺砌加固段长度应尽量缩短。

出口铺砌加固段末端的截水墙深度，自铺砌面以下 1m 即可。当采用三级或二级挑坎时，下游铺砌的截水墙深度可取为铺砌面以下 0.5~0.7m；采用一级挑坎时，下游铺砌的截水墙深度可取为铺砌面以下 0.7~1.0m。

10.8　工程算例

10.8.1　算例 1：护岸挡土墙

川藏公路某泥石流沟护岸挡土墙，圬工砌体容重：23kN/m^3，圬工之间摩擦系数 0.4，地基土摩擦系数 0.5，片石砌体，砂浆标号 5#，石料强度 30MPa。墙后填土内摩擦角 30°，墙后填土容重 19kN/m^3，墙背填土摩擦角 15°，地基土容重 18kN/m^3，泥石流冲击力 100kN/m，泥石流深 2m。试设计该护岸挡墙 (图 10.28)。

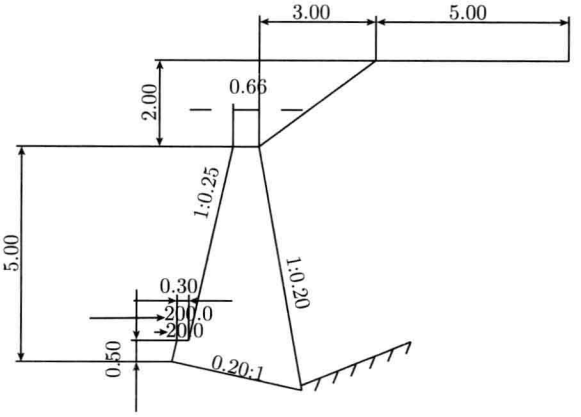


图 10.28　护岸挡墙断面图 (单位：m)

第 1 破裂角：32.56°

E_a=186.16kN

作用点高度 Z_y=2.06m

墙身截面积 =10.15m^2，重量 =233.41kN

(1) 滑动稳定性验算

基底倾斜角度 =11.31°

W_n=228.88kN，E_n=109.71kN，W_t=45.78kN E_t=127.84kN

滑移力 =82.06kN，抗滑力 =169.29kN

滑动稳定系数 K_c=2.06>1.3，满足要求。

(2) 倾覆稳定性验算

相对于墙趾点，墙身重力的力臂 Z_w=1.82m

相对于墙趾点，E_y 的力臂 Z_x=2.93m

相对于墙趾点，E_x 的力臂 Z_y=1.39 m

验算挡土墙绕墙趾的倾覆稳定性：

倾覆力矩 =232.38kN·m，抗倾覆力矩 =880.33kN·m

倾覆稳定系数 K_0=3.79>1.5，满足要求。

(3) 墙底偏心距及应力验算

取倾斜基底的倾斜宽度验算地基承载力和偏心距。

作用于基础底部的总竖向力 =299.37kN

作用于墙趾下点的总弯矩 =647.95kN·m

基础底面宽度 B=3.41m

偏心距 e=−0.46 m

基础底面合力作用点距离基础趾点的距离 Z_n=2.16m

基底压应力：趾部 16.83kPa，踵部 158.76kPa

最大应力与最小应力之比 = 158.758/16.825=9.44

作用于基底的合力偏心距验算满足 e=−0.459<0.167×3.41 =0.57m

墙趾处压应力 =16.83 kPa <600kPa

墙踵处压应力 =158.76 kPa<650kPa

均满足要求。

(4) 法向应力检算

作用于验算截面的总竖向力 =291.23kN

作用于墙趾下点的总弯矩 =594.02kN·m

相对于验算截面外边缘，合力作用力臂 Z_n=2.04m

截面宽度 B=3.21m

偏心距 e_1=−0.44m

截面上偏心距 e_1=−0.435<0.250×3.21=0.80m

截面上压应力：面坡处为 17.02kPa、背坡处为 164.44kPa

最大压应力 164.44 kPa< 800 kPa

满足要求。

(5) 切向应力检算

剪应力 =52.84kPa<80kPa

满足要求。

10.8.2　算例 2：丁坝群

秦岭山区商州市附近的丹江上游为山区峡谷河段，建有水库。该市丹江下游为山区开阔段，平面顺直，卵石河床，床面比降 190%，河床粗糙系数 1/30。丹江在商州市下游右岸靠近山脚，有众多小支流汇入；左岸沿公路 G312 线，沿河公路发育，冲刷严重必须防护。床面开阔，河床顺直，宜采用丁坝群为主的防护型式。

设计步骤简述如下。

(1) 根据洪水调查和地区水文手册资料，确定设计洪水流量 Q=430m^3/s；根据实测河床横断面，设计洪水水面宽度 B=132m，平均水深 h=1.73m。相应的平均流速 v 和弗鲁德数 F_{r} 为

$$v=\frac{1}{n}h^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}=30\times1.73^{\frac{2}{3}}\times0.0019^{0.5}=1.88\mathrm{m/s}$$

$$F_{\mathrm{r}}=\frac{v^2}{gh}=\frac{1.88^2}{9.8\times1.73}=0.208$$

(2) 采用不漫水丁坝群防护，根据河床现场观测需要防护长度约 150m。

(3) 丁坝长度。

护岸丁坝不应过长，尽量减少对天然流态的干扰。容许最大坝长确定如下：$L_{\mathrm{D\,max}}=0.15B=0.15\times132=19.80\mathrm{m}$。本设计取丁坝最大长度为 10m，即：$L_{\mathrm{D2}}=L_{\mathrm{D3}}=\cdots=L_{\mathrm{D}n}$ =10m，1#坝长 $L_{\mathrm{D1}}=0.5L_{\mathrm{D2}}=5\mathrm{m}$。

(4) 各坝都取正挑 $\alpha=90°$。

(5) 各坝坝头冲刷深度。

根据施工条件和基坑排水要求，以最低床面以下挖基深度不超过 3m 为佳。若冲刷深度过大，可用两排木桩布设在上游坡脚和坝头，两排木桩之间填筑大块石，加固丁坝基础。为节省木料，丁坝边坡用石砌护坦浅基防护更适宜。

1#坝为单坝时的冲刷深度 h_{s1}，取边坡系数 $m=1$，则

$$\begin{aligned}h_{\mathrm{s1}}&=1.95F_{\mathrm{r}}^{0.20}(L_{\mathrm{D1}}h)^{0.5}\mathrm{e}^{-0.07}\\&=1.95\times0.208^{0.20}\times(5\times1.73)^{0.50}\cdot\mathrm{e}^{-0.07}=4.19\times0.93=3.90\mathrm{m}\end{aligned}$$

1#坝在群坝中的冲刷深度 h'_{s1}，按表 10.11 取值：

$$h'_{\mathrm{s1}}=0.82h_{\mathrm{s1}}=0.82\times3.90=3.20\mathrm{m}$$

2#坝为单坝时的冲刷深度 h_{s2}：

$$\begin{aligned}h_{\mathrm{s2}}&=1.95F_{\mathrm{r}}^{0.20}\left(L_{\mathrm{D2}}h\right)^{0.5}\mathrm{e}^{-0.07m}\\&=1.95\times0.208^{0.20}\times(10.00\times1.73)^{0.5}\cdot\mathrm{e}^{-0.07}\\&=5.52\mathrm{m}\end{aligned}$$

2#坝在坝群中的冲刷深度 h'_{s2}：

$$h'_{s2} = 0.6h_{s2} = 0.6 \times 5.52 = 3.31\text{m}$$

3#坝在坝群中的冲刷深度 h'_{s3}：

$$h'_{s3} = 0.4h_{s2} = 0.4 \times 5.52 = 2.21\text{m}$$

4#坝及下游各坝冲刷深度都取 h'_{sn}=2.21m。

(6) 坝间距离。

单坝下游回流长度计算：

$$L_{\text{H}} = \frac{C_0^2 L_0}{L_{\text{D}} + 0.05C_0^2 h}\left(\ln\frac{B}{B - L_{\text{D}}} + 0.58\right)$$

$$C_0^2 = \left(\frac{h^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}}\right)^2 = 30^2 \times \frac{1.73^{\frac{1}{3}}}{9.80} = 110.25$$

1#坝为单坝时的下游回流长度 L_{H1}：

$$\begin{aligned} L_{\text{H1}} &= \frac{110 \times 1.73 \times 5}{5 + 0.05 \times 110 \times 1.73}\left(\ln\frac{132}{132 - 5} + 0.58\right) \\ &= 40.55\text{m} \end{aligned}$$

距坝 $l_{1,2}$=0.8L_{H1}=0.8×40.55=32.44，取 32m。

取下游各坝间的距离相同，即 $l_{i,i+1}$=32m。

(7) 最下游坝 (4#坝) 下游回流长度 L_{H4}。

4#坝为单坝时的下游回流长度 L_{H4}：

$$\begin{aligned} L_{\text{H4}} &= \frac{110 \times 1.73 \times 10}{10 + 0.05 \times 110 \times 1.73}\left(\ln\frac{132}{132 - 10} + 0.58\right) \\ &= 64.24\text{m} \end{aligned}$$

4#坝为群坝中的最下游坝，下游回流长度 L'_{H4}：

$$L'_{\text{H4}} = 0.8L_{\text{H4}} = 0.8 \times 64.24 = 51.39\text{m}, \text{取}51\text{m}。$$

1#坝上游回流长度 L_{HS1} 按以上方法分析：

$$L_{\text{HS1}} = 1.35L_{\text{D1}} = 1.35 \times 5 = 6.75 \approx 7\text{m}$$

(8) 丁坝群总防护长度 L_{f}：

$$L_{\text{f}} = L_{\text{HS1}} + \sum_{i=1}^{3} l_{i,i+1} + L'_{\text{H4}} = 7 + 32 \times 3 + 51 = 154\text{m}$$

L_f >150m，故设 4 个丁坝组成的丁坝群即可满足防护长度 150m 的要求。

(9) 丁坝形式和尺寸。

丁坝坝头顶面设在平均床面以上 1.73m，即与设计水位齐平。若洪水超过设计水位即为漫水丁坝。坝顶面设 1:10 的纵坡，即从坝头向坝根以 1:10 坡坡度升高。坝头呈半圆状，上下游及坝坝头三面做 1:1 边坡 ($m = 1$)，内部采用浆砌片石，表面 0.4m 厚度浆砌，坝顶宽度 1.5m。

10.8.3　算例 3：挑坎

某 2 孔 10m 小桥，采用浅基挑坎防护，铺砌加固面高度为河床最低点高程，铺砌加固面上计算水深 h=1.8m，河床质为中沙，中值粒径为 1mm，桥墩为重力式圆头墩，墩长 L=9.5m，墩宽 b=1.0m，水流与桥墩正交 θ=0°，如图 10.29 所示。

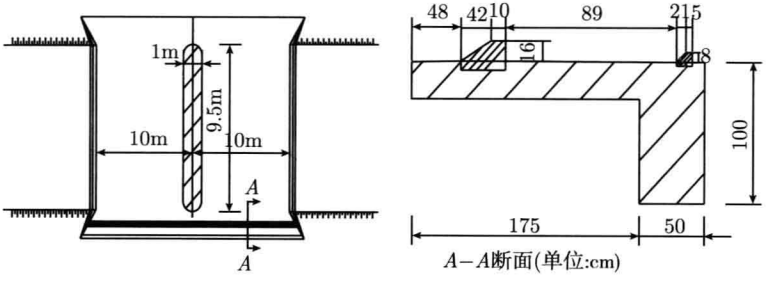


图 10.29　挑坎防护设计方案图

1. 上游铺砌加固设计

(1) 桥墩局部冲刷深度计算

$$B = 0.75 \times 1 = 0.75\text{m}$$

$$n_0 = 5\left(\frac{1.8}{0.001}\right)^{0.06} = 7.84$$

$$\frac{h}{B} = \frac{1.8}{0.75} = 2.4 < 4$$

$$h_{\text{SM}} = 4\left(\frac{1.8}{4 \times 0.75}\right)^{0.6}\left(\frac{1.8}{0.001}\right)^{\frac{1}{7.84}} \times 0.75 - 1.8 = 3.94\text{m}$$

(2) 上游铺砌加固末端截水墙深度的确定

上游铺砌加固段长度自墩头以上 2.25m，φ=31°

$$L_{\text{F}} = \frac{3.94}{\tan 31^\circ} + 0.1 = 6.66\text{m}$$

$$\frac{L_{\text{I}}}{L_{\text{F}}} = \frac{2.25}{6.66} = 0.34$$

$$f\left(\frac{L_{\mathrm{I}}}{L_{\mathrm{F}}}\right)=(1-0.34)^{-2}\,\mathrm{e}^{-9.5\times0.34^{1.6}}=0.42$$

$$h'_{\mathrm{SM}}=0.42\times3.94=1.65\mathrm{m}$$

上游截水墙深度取 1.6m。

2. 挑坎防护设计

下游铺砌加固到八字翼墙头，铺砌加固长度 2.25m。

上坎高 $\Delta_{上坝}=0.12\sqrt{1.8}=0.16\mathrm{m}$

下坎高 $\Delta_{下坝}=0.06\sqrt{1.8}=0.08\mathrm{m}$

采用二级挑坎，下游截水墙深度取 1m。

10.8.4 算例 4：桥梁防护墩

某省道二级公路桥梁，跨越某河，下部结构桥墩为圆柱式墩，桥台为石砌 U 型桥台。平常期水深约 0.2~0.5m，时有泥石流发生，泥石流发生时，最大泥深 3m，泥石流的流速为 4.7m/s，泥石流体容重为 20.5kN/m^3。泥石流浆体冲击力为 40kN，泥石流大块石冲击力为 300 kN，拟采用防撞墩对桥墩进行防护。其中河床卵石约占 70%，砂粒约占 20%，圆砾约占 10%，石质成分以杂砂岩、板岩为主，漂石土一般直径 50~100cm，最大粒径可达 500cm，层厚 0.5~2.00m，主要分布于河床之中；粉砂质板岩：灰 ~ 深灰色，显微鳞片变晶结构，薄至厚层板状构造，层理发育，岩层倾角 60°，石质较硬。桥墩及防撞墩尺寸见图 10.30。

(1) 防撞墩结构设计

拟定防撞墩距离原桥墩 1.5m 处设置，防撞墩为重力式半圆头墩，材料采用片石混凝土砌筑，B=2m，L=5.5m。防撞墩嵌入河床深度 1.3m，其中上部 0.3m 位于卵石土中，下部 1m 位于粉砂质板岩中。

(2) 抗滑稳定性验算

$$k_{\mathrm{c}}=\frac{f\sum N}{\sum P}=\frac{0.7\times(23\times5.5\times5\times2)}{40\times3+300}=2.1>1.3,\quad 满足要求。$$

(3) 抗倾覆稳定性验算

$$k_0=\frac{\sum M_N}{\sum M_P}=\frac{1265\times2.75}{40\times3\times4.3+300\times4.3}=1.93>1.5,\quad 满足要求。$$

(4) 基底应力验算

$$\sigma_{\max}=\frac{\sum N}{B}\left(1+\frac{6e_0}{B}\right)=\frac{747.5}{6.5}=115<600\mathrm{kPa},\quad 满足要求。$$

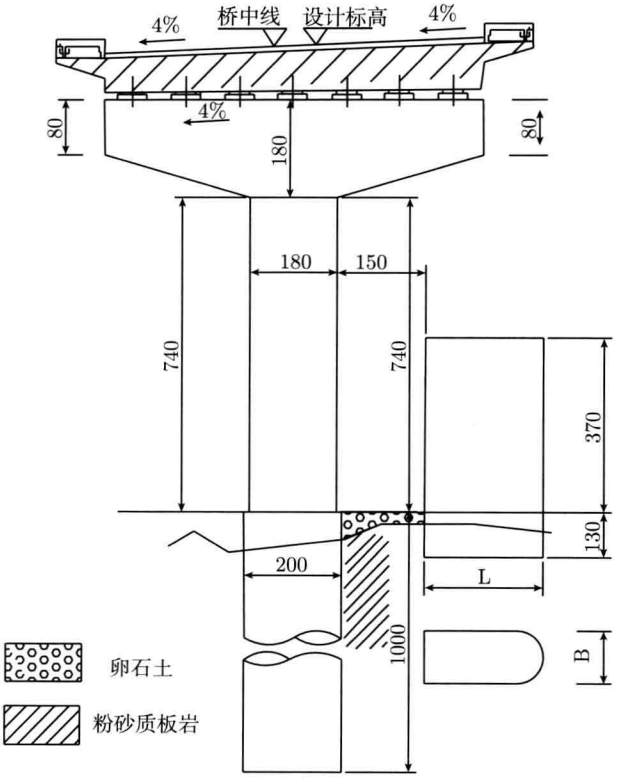


图 10.30　桥墩及防撞墩尺寸 (单位：cm)

第 11 章　泥石流淤埋路段应急通行技术

11.1　战 备 浮 桥[35]

11.1.1　工作原理

(1) 针对巨厚层泥石流淤埋路段，在道路上部的泥石流沉积物表面整平一定宽度的交通便道，使泥石流沉积物地基承载力基本均匀。

(2) 承载墩是该技术的核心，依靠置于泥石流体内的充气室在泥石流体内的浮力提供支承力，符合阿基米德浮力定律。

(3) 运用连系杆将所有承载墩联合组成一个整体承载竖向荷载的结构体系。

(4) 承载墩底部稳定柱的功能在于防止承载墩在上部车辆及行人荷载作用下发生侧滑和侧翻。

(5) 在泥石流沉积物固结到具备承受相应交通及行人荷载时，松动锁固栓，拆卸所有的连系杆，打开承载墩顶部的充气阀门，从沉积物内取出承载墩结构，将承载墩和连系杆放置在相应的战备器材仓库，以备下一次使用，体现该技术的战备性和重复利用特征。

11.1.2　技术内涵

(1) 适用于厚度超过 3m 的泥石流沉积物淤埋路段公路交通的快速修复技术。

(2) 整套设备由承载墩和连系杆综合组成 (图 11.1)。

(3) 承载墩由充气室和稳定柱组成，承载墩顶部有锁固栓和充气阀门，底部为四根稳定柱 (图 11.2～图 11.5)；充气室为密闭的车胎质橡胶制品，稳定柱为轻质实心铝合金制品。

(4) 承载墩尺寸：宽 a=50～100cm，长 b=100～150cm，高 c=50～80cm

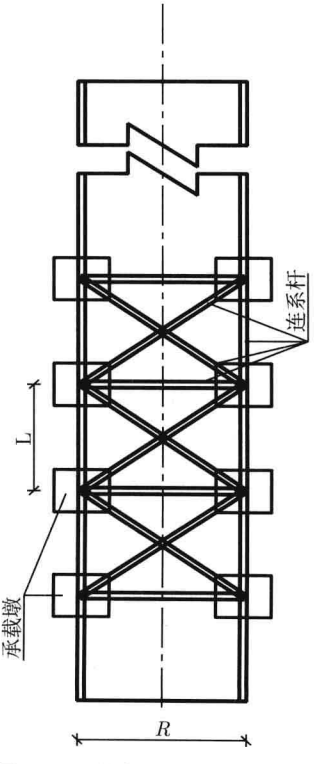


图 11.1　战备浮桥平面布置图

(5) 锁固栓由配套的螺芯和螺帽组成，螺芯直径 8~15cm，高度不小于 15cm，底部固定在充气室顶部。

(6) 稳定柱直径 10~15cm，长度 30~50cm，顶部固定在充气室底部。

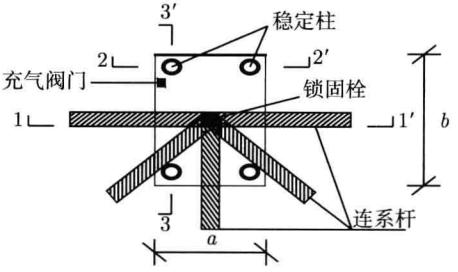


图 11.2　承载墩构造详图

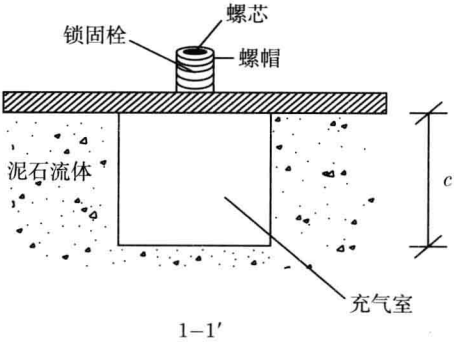


图 11.3　承载墩 1–1′ 剖面示意图

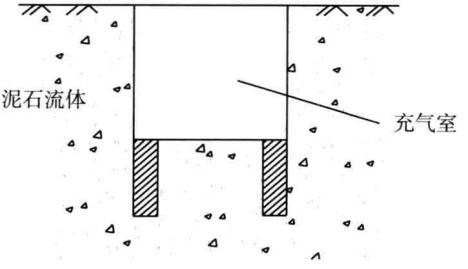


图 11.4　承载墩 2–2′ 剖面示意图

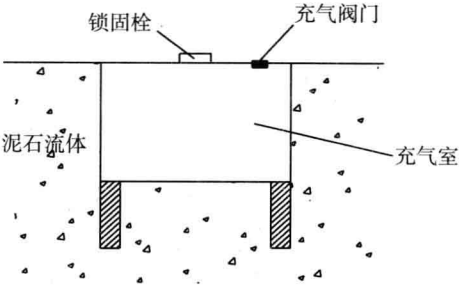


图 11.5　承载墩 3–3′ 剖面示意图

(7) 连系杆可为两种材质：用高强金属制品如钢轨时，断面尺寸 5cm×8cm；用硬质木板材，断面尺寸 5cm×10cm。连系杆长度分 3m、4m 和 5m 三种尺寸，端部开孔，孔径与承载墩顶部的螺芯相匹配。

(8) 整个战备浮桥的稳定性取决于每个承载墩在桥面上外荷载和自身重力作用下，能否在泥石流沉积体上处于悬浮状态，即保持平衡。当浮墩处于悬浮状态时，浮墩底部承受均匀分布的浮反力 $F_{浮1}$，将其简化为集中反力 R_1 是不会有很大误差的，如图 11.6(a) 所示；但当浮墩处于倾斜状态时，除浮反力 $F_{浮2}$(即集中反力 R_2) 外，还有一个浮反力矩 M，这个力矩通过浮墩结构传给桥面板，对整个浮桥的受力将产生很大影响，如图 11.6(b) 所示。

战备浮桥处于正常使用状态时，承载墩受力模型如图 11.7 所示。

根据阿基米德浮力定律，承载墩在静止的泥石流沉积体中保持悬浮状态时，所受浮力为

$$F_{浮} = N + G = \gamma V + \tau_{\mathrm{B}} S \tag{11.1}$$

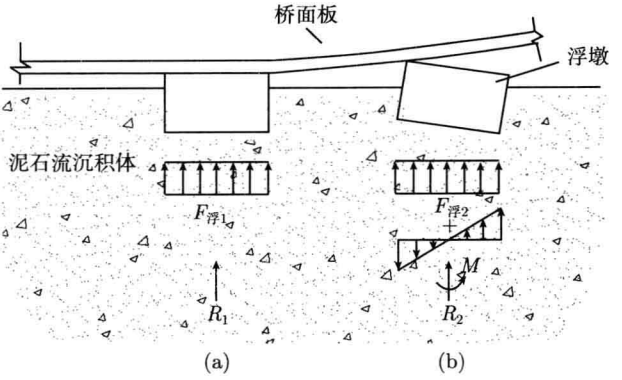


图 11.6 不同浮态时墩体受力图

(a) 悬浮状态; (b) 倾斜状态

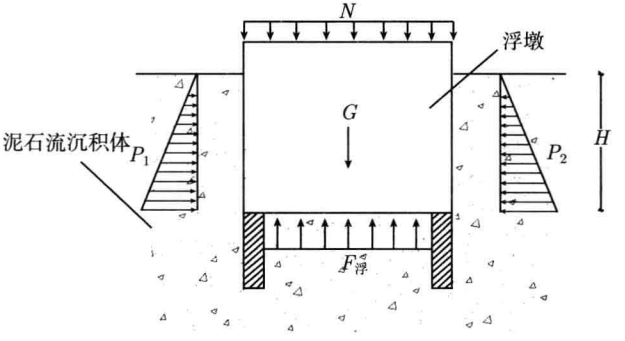


图 11.7 承载墩受力模型

式中，N 为战备浮桥桥面上的外荷载 (kN/m)，包括车辆荷载和行人荷载；G 为战备浮桥自身重力荷载 (kN)；γ 为泥石流沉积体重度 (kN/m^3)；V 为承载墩的体积 (cm^3)；τ_B 为泥石流沉积体的的屈服应力 (Pa)；S 为承载墩与泥石流沉积体所接触的面积 (cm^2)。

悬浮在泥石流体中的充气浮力墩除了受到泥石流沉积体的浮托作用以外，还要受到泥石流体的挤压作用。当承载墩在泥石流沉积体中处于正常悬浮状态时，其受力如图 11.7 所示，其中：

$$P_1 = P_2 = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{11.2}$$

式中，P_1 为承载墩左侧受到的挤压力 (kN/m)；P_2 为承载墩右侧受到的挤压力 (kN/m)；γ 为泥石流体容重 (kN/m^3)；φ 为泥石流沉积体的内摩擦角 (°)；H 为承载墩进入泥石流沉积体中的深度 (cm)。

当承载墩在泥石流沉积体中处于倾斜状态时 (图 11.8)，所受浮力仍可用式

(11.1) 求得，但所受泥石流沉积体的侧向挤压应力发生变化，产生了使承载墩倾斜的力矩 M。

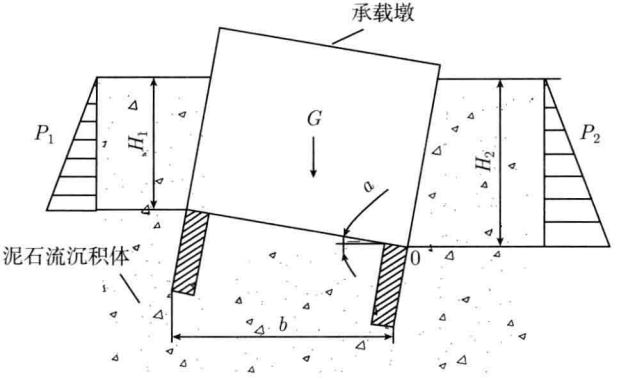


图 11.8　承载墩倾斜时受力示意图

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 K_{\mathrm{a}}, \quad P_2 = \frac{1}{2}\gamma H_2^2 K_{\mathrm{a}} \tag{11.3}$$

式中，H_1 为承载墩左侧进入泥石流沉积体中的深度 (cm)；H_2 为承载墩右侧进入泥石流沉积体中的深度 (cm)；α 为承载墩的倾斜角度 (°)；K_{a} 为库仑主动土压力系数，$K_{\mathrm{a}} = \dfrac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cdot\cos(\alpha+0.3\varphi)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(1.3\varphi)\cdot\sin\varphi}{\cos(\alpha+0.3\varphi)\cdot\cos\alpha}}\right]^2}$；其余变量同前。

如图 11.8 所示，承载墩向右倾斜，则倾斜力矩 M 为

$$M = \frac{1}{3}P_1H_1 - \frac{1}{3}P_2H_2 - \frac{1}{2}Gb \tag{11.4}$$

反之，当承载墩向左倾斜，倾斜力矩 M_1 为

$$M_1 = \frac{1}{3}P_2H_2 - \frac{1}{3}P_1H_1 - \frac{1}{2}Gb \tag{11.5}$$

11.1.3　工程使用步骤

(1) 针对被厚度超过 3m、清淤工作量巨大的厚层泥石流淤埋路段，通过宏观分析判别泥石流处于非流动状态后，使用该技术实施公路交通快速修复。

(2) 将被泥石流沉积物淤埋路段道路上部的泥石流沉积物表面人工整平出宽度不小于 3m 的交通便道。

(3) 从被泥石流淤埋路段的两端向中部沿着整平的交通便道两侧安置承载墩，其稳定柱全部插入泥石流体 (整平面) 以下。

(4) 采用空压机给承载墩充气室充气，使其内压力始终保持在 2~3 个大气压，充气压力达到要求后关闭充气阀门，气压不足时随时补充。

(5) 沿交通便道纵向承载墩中心间距 L 为 2.5~3.0m，沿便道宽度方向承载墩中心间距 B 为 3.0~3.5m。

(6) 采用交叉方式，铺设相邻墩与墩之间的连系杆，连系杆在承载墩锁固栓处组装锁固，使承载墩–连系杆构成快速修复技术的结构承载体系。

(7) 在结构承载体系表面铺设普通木板，即可实现公路交通的快速修复。

11.2 泥石流承载伞通行结构[36]

11.2.1 工作原理

(1) 大型及特大型泥石流淤埋路段中断公路交通的根本原因是巨厚层泥石流沉积物承载力较低，不能满足行车需求；因此，泥石流承载伞通行结构是提高泥石流沉积物承载力的有效措施之一。

(2) 针对巨厚层泥石流淤埋路段，在被淤埋的道路上部的泥石流沉积物表面整平一定宽度的交通便道，使泥石流沉积物地基承载力基本均匀。

(3) 承载伞是该技术的核心，依靠置于泥石流沉积物内的伞形结构使伞内泥石流体及其顶部部分空气处于侧向限制状态，达到显著增大承载伞承载力的目的。

(4) 运用连系杆将所有承载伞联合组成一个整体承载竖向荷载的空间结构体系。

(5) 该技术属于特大型泥石流淤埋路段公路交通应急通行技术体系，承载伞安设后顶部的排气阀必须关闭，确保伞形结构内部的固液气介质不能从伞结构顶部及侧面渗漏。

11.2.2 技术内涵

(1) 适用于被一次性淤埋厚度超过 3m、累积淤埋厚度超过 6m 的泥石流淤埋路段公路交通的应急修复技术，且仅适用于公路–II 级标准及其以下的汽车荷载 (图 11.9)。

(2) 由承载伞和连系杆综合组成，承载伞作为荷载支撑体，其上的连系杆构成稳定的平面格架，格架上面铺设木板，实现公路交通应急通行 (图 11.10)。

(3) 承载伞在预制场成型预制，为直径为 d、长度为 R 的半空心圆柱体，顶部封闭，底部开口，顶部圆柱面中心设置锚固栓，用于固定连系杆，锚固栓边缘设置排气阀们。其中 d 一般取 20cm，R 取 100cm。

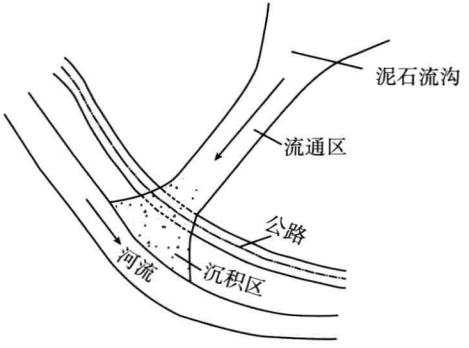


图 11.9　泥石流淤埋公路示意图

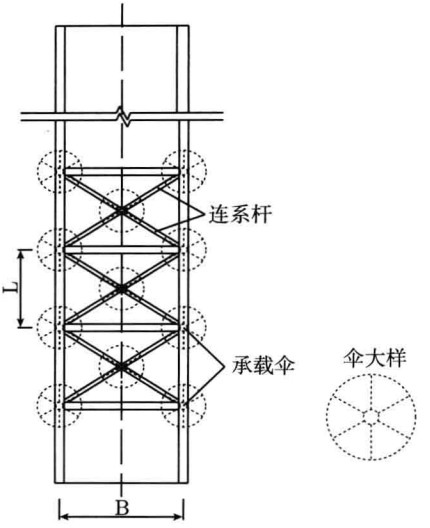


图 11.10　泥石流承载伞通行结构平面布置图

(4) 处于使用状态的承载伞为圆台体，内部充满泥石流沉积物及部分压缩空气(存在于沉积物与圆台上顶面之间)。圆台顶面直径为 d，底面直径为 D(D 取 80cm)，斜面长度为 R(图 11.11)。

(5) 承载伞俯视图见图 11.12，剖面图见图 11.13，顶端周长为 $S_1 = \pi d$，低端周长为 $S_2 = \pi D$。

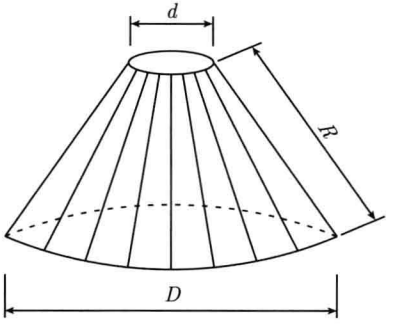


图 11.11　处于使用状态的承载伞示意图

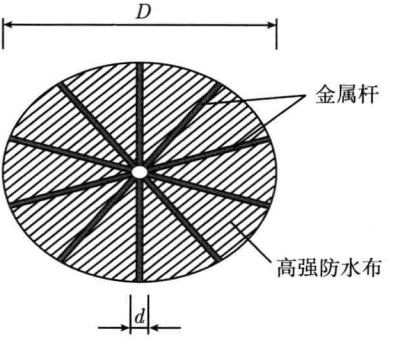


图 11.12　承载伞俯视图

(6) 承载伞由金属杆和高强防水布组成。金属杆作为伞支撑架，由高强铝合金材料制成，抗拉强度不低于 80MPa；高强防水布由不透水的高强聚氯乙烯制成，抗拉强度不低于 40MPa。

(7) 泥石流淤埋路段应急承载伞设计方法。

第一，计算单个承载伞的容许承载力计算模型见图 11.14。图中，σ_s 为承载伞

容许承载力强度 (kPa)，σ_r 为泥石流沉积物容许承载力强度 (kPa)。不考虑承载伞周围泥石流体对伞外侧壁的反压作用，将其作为承载伞的安全储备，则

$$\begin{aligned}\sigma_s \cdot \frac{\pi d^2}{4} + G &= \sigma_r \frac{\pi D^2}{4} \\ \sigma_s &= \sigma_r \left(\frac{D}{d}\right)^2 - \frac{4G}{\pi d^2}\end{aligned} \tag{11.6}$$

式中，G 为承载伞的重力 (kN)。

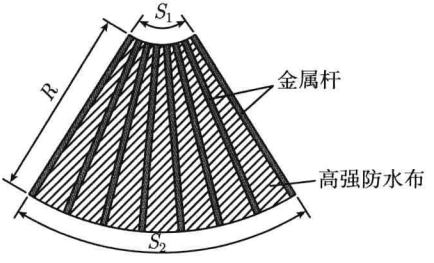


图 11.13 承载伞剖面图

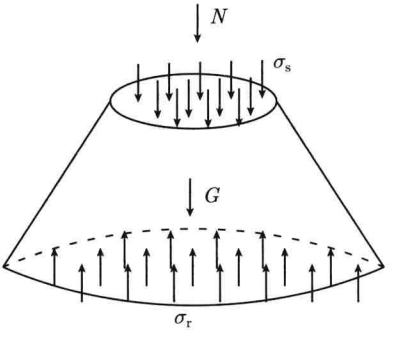


图 11.14 承载伞受力示意图

承载伞由金属杆和高强防水布组成，而金属杆由高强铝合金材料制成 (图 11.15)，其重力是非常小的，所以承载伞的重力 G 可简化为高强防水布的重力，其计算过程如下。

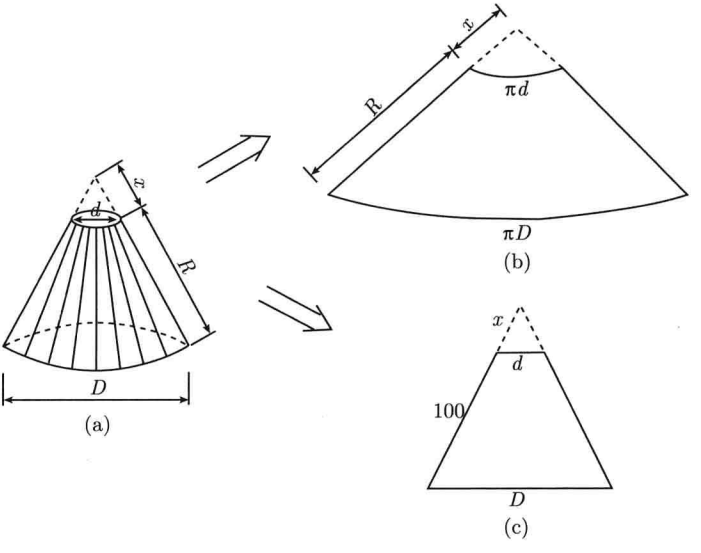


图 11.15 承载伞侧表面积示意图

处于使用状态的承载伞成圆台状，为更方便的求解其表面积，将圆台体补成圆锥体，圆锥体的底面直径为 D，母线长为 $R+x$，如图 11.15(a) 所示。按照图 11.15(b) 和图 11.15(c) 所示求解承载伞的侧表面积：

$$\frac{x+R}{x}=\frac{D}{d}$$
$$x=\frac{dR}{D-d}=\frac{20\times 100}{80-20}\approx 33.3\text{cm}$$

则承载伞的侧表面积为

$$S_{侧}=\frac{\pi D(x+R)}{2}-\frac{\pi dx}{2}=\frac{1}{2}\times\pi\times 10000=15700\text{cm}^2=1.57\text{m}^2$$

高强防水布由不透水的高强聚氯乙烯制成，其常用单位面积质量为 100～800g/m^2，取其最大单位面积质量 800g/m^2 来计算承载伞的重力：

$$G=1.57\text{m}^2\times 800\text{g/m}^2\times 10^{-3}\times 10=12.56\text{N}$$

一个承载伞的容许承载力 N 为

$$N=\sigma_{\text{s}}\frac{\pi}{4}d^2=\sigma_{\text{r}}\frac{\pi D^2}{4}-G \tag{11.7}$$

若$\sigma_{\text{r}}=30\text{kPa}$，则 $N=30\times 10^3\times\frac{\pi}{4}\times 0.8^2-12.56$=15.06kN。

第二，泥石流淤埋路段应急通行的交通车辆限制在公路–II 级标准汽车荷载，即重型汽车。承载伞按梅花桩布设，沿道路延伸方向的伞心间距 L 取 3m，路面宽度 B 取 6m，在 3m×6m 范围中心布设一个承载伞，则平均在 3m 长的范围内有 3 个承载伞，每延米能提供的承载力不小于 19kN。

11.2.3　工程使用步骤

(1) 按技术要求批量预制承载伞。

(2) 针对被泥石流淤埋的公路，在泥石流停止 1～2 天后在原道路顶部整平泥石流沉积物，宽度 6.5～7.0m.

(3) 在整平的泥石流沉积物表面，人工安设预制的泥石流承载伞，布设方式如图 11.10 所示。沿道路延伸方向伞心间距为 3m，沿路面宽度方向伞心间距 6m，在 3m×6m 范围中心安设一个承载伞。每个承载伞安设过程中，开启伞顶排气阀门，到伞顶距离泥石流沉积物表面 10～15cm 处关闭阀门。

(4) 同样按图 11.10 所示方式安设连系杆。连系杆在与泥石流承载伞接头处用螺栓锁固，使承载伞与连系杆构成一个空间载荷刚架。

(5) 在承载伞–连系杆载荷刚架表面铺设木板，实现公路交通应急通行。

第12章　公路泥石流防治工程施工

12.1　施工前的准备

(1) 泥石流防治工程施工前，应调查现场及周边地区，收集工程所在区的地质、地貌、水文、气象及邻近工程相关资料，提出对设计方案的完善建议，并编制切实可行的施工组织方案。

(2) 熟悉、审查设计图纸及有关文件，掌握治理工程设计意图，现场进行核对。

(3) 编制施工组织方案时应考虑下列问题：

第一，注意泥石流突发所造成的影响，编制有效的防灾避灾预案；

第二，注意协调泥石流防治工程施工与道路交通关系，确保公路交通有序进行；

第三，注意环境保护，合理设置工程弃渣废弃物堆放场，避免产生次生地质灾害；

第四，施工单位应作好施工现场的准备，并按工程要求进行实地放线，按照三通一平的要求，接通水源、电源修建临时道路和临时基础设施；

第五，各种建筑材料、设备及人员按计划有条不紊地进入施工现场；

第六，建立健全项目管理机构，按项目需求设立不同的部门，明确工种责任人；

第七，根据工程规模、结构特点及所在地的地质、水文、气候等因素，修建好临时排水设施和相应防护工程，确保主要工程项目的安全实施；

第八，施工组织设计经监理工程师或交通局、公路局、养路段等职能管理部门批准后，现场的内外业已按上述事项准备就绪，施工所用材料、设备、符合要求并能满足连续施工的条件，方可申请开工。

12.2　控源减灾工程施工

12.2.1　锚杆格构施工

(1) 根据泥石流防治工程设计方案，现场放线，并遵循保护房屋、道路、大型树木及相关林木等原则，微调治理结构位置。

(2) 现场开挖、填补，整平格构地基，使防治工程地基承载力满足设计要求。

(3) 现场搅拌混凝土，浇筑钢筋混凝土格构，并在格构梁上锚杆布设位置处预留锚孔，锚孔处预留格构梁连接钢筋。

(4) 养护格构梁，待其强度达到设计强度 70% 以后在预留锚孔部位钻设锚杆孔。

(5) 采用清水或高压空气清除锚孔内的岩土碎屑。

(6) 将钢筋及灌浆管塞入锚孔，塞入过程中采用定位支架，避免钢筋与锚孔壁接触。

(7) 现场拌合锚固砂浆，通过灌浆管高压注浆，浆液从孔底逐渐向外渗出。当浆液稳定渗出孔口后，停止注浆，并封闭注浆孔。

(8) 待锚固砂浆强度达到设计强度 70% 以后：对于普通锚杆，将锚杆钢筋与格构梁连接钢筋绑扎，现场浇筑锚墩；对于预应力锚杆，施加预应力，张拉到满足设计要求后锁定锚头，并浇筑锚墩。

(9) 如果格构位于农田内，且在保证农业、林业用地时，可将格构置于地表以下 80cm 以下部位，将格构建造成埋藏隐蔽型格构。

(10) 如果格构沿着人行通道布设时，表面处理格构梁，成为利于居民通行的梯级构造，并在梯道两侧设置必要的防护栏。

(11) 浆砌块石格构的施工要点：

第一，浆砌块石格构应嵌置于边坡岩土体内，嵌置深度大于格构截面高度的 2/3；

第二，浆砌块石格构护坡坡面应平整、密实，无表层溜滑体和蠕滑体；

第三，格构可采用毛石或条石砌筑，毛石最小厚度应大于 150mm，强度应大于 Mu30，用水泥砂浆浆砌，砂浆强度不应低于 M7.5；

第四，格构每隔 10 ～ 25m 宽度设置伸缩缝，缝宽 2 ～ 3cm，填塞沥青麻筋或沥青木板。

(12) 现浇钢筋混凝土格构的施工要点：

第一，钢筋混凝土格构可嵌置于边坡表层或上覆在边坡表面；

第二，钢筋混凝土格构护坡坡面应平整、夯实，无溜滑体、蠕滑体和松动岩块；

第三，用于浇注格构的钢筋应专门建库堆放，避免污染和锈蚀；水泥一般使用 425#普通硅酸盐水泥，避免使用受潮和过期水泥；砂石料的杂质和有机质的含量应符合《混凝土结构工程施工及验收规范》(GBJ 50204—92) 的有关规定；

第四，应对边坡开挖的岩性及结构进行编录和综合分析，将开挖的岩性与设计对比，出入较大时，应进行变更处理；

第五，开挖的工程弃渣应按设计要求堆放，不得造成次生地质灾害。

12.2.2 排水工程施工

(1) 排水工程是泥石流控源减灾措施的重要组成部分，目的在于减少地表水的入渗量、缩短地下水在土体内的储蓄时间，最大程度地降低地表水、地下水对土体强度的劣化和衰减。

(2) 地表排水沟应充分利用道路边沟、灌溉渠、自然冲沟，以少占用农田资源为原则。

(3) 地表排水沟和地下排水措施尽可能相结合，形成立体排水网络。

(4) 在泥石流形成区实施的排水工程施工应严格控制，做好水土保持。

(5) 排水沟底部应做好防渗处理，避免沟内水体从底部裂缝处渗入地基或松散岩土体内。

(6) 渗沟均应设置排水层、反滤层和封闭层，包括两方面：

第一，边坡渗沟的基底应设置在潮湿土层以下的干燥地层内，阶梯式泄水坡的坡度宜为 2%～ 4%，基底应铺砌防渗层；

第二，沟壁应设反滤层，其余部分用透水性材料填充。

(7) 反滤层。

第一，在渗沟的迎水面设置粒料反滤层时，粒料反滤层应采用颗粒大小均匀的碎石或砾石，分层填筑。

第二，土工布反滤层采用缝合法施工时，土工布的搭接宽度应不小于 100mm。铺设时应紧贴保护层，但不宜拉得过紧。土工布破损后应及时修补，修补面积应大于破坏面积的 4 ～ 5 倍。

第三，坑壁土质为黏性土或粉细砂土，并采用无砂混凝土板做反滤层时，在无砂混凝土板的外侧，应加设 100 ～ 150mm 厚的中粗砂或渗水土工织物反滤层。

(8) 渗沟基底应埋入不透水层，沟壁的一侧应设反滤层汇集水流，另一侧用粘土夯实或浆砌片石拦截水流。如渗沟沟底不能埋入不透水层时，两侧沟壁均应设置反滤层。

(9) 渗沟顶部应设置封闭层，封闭层宜采用浆砌片石或干砌片石水泥砂浆勾缝，寒冷地区应设保温层，并加大出水口附近纵坡。保温层可采用炉渣、砂砾、碎石或草皮等。

(10) 渗沟宜从下游向上游开挖，开挖作业面应根据土质选用合理的支撑形式，并应随挖随支撑，及时回填，不可暴露太久。支撑渗沟应分段间隔开挖。

(11) 截水沟。

第一，采用泥石流控源减灾技术时，截水沟应率先施工，且与其他排水设施应衔接平顺。

第二，截水沟应按设计要求进行防渗及加固处理。地质不良地段、土质松软路

段、透水性大或岩石裂隙较多地段，截水沟沟底、沟壁、出水口都应进行加固处理，防止水流渗漏和冲刷。

(12) 排水设施外观质量应符合下列规定：

第一，纵坡顺直，曲线线型圆滑；

第二，沟壁平整、稳定，无贴坡。沟底平整，排水畅通，无冲刷和阻水现象；

第三，各类防渗、加固设施坚实稳固；

第四，浆砌片石工程，嵌缝均匀、饱满、密实，勾缝平顺无脱落，缝宽均衡协调；砌体咬扣紧密；抹面平整、压光、顺直，无裂缝、空鼓；

第五，干砌片石工程，砌筑咬合紧密，无叠砌、贴砌和浮塞现象；

第六，水泥混凝土砌块的强度应符合设计要求，砌体平整，勾缝整齐牢固。

12.3　拦渣坝施工

12.3.1　一般规定

(1) 拦渣坝施工，原则上温湿气候区不宜安排在雨季或暴雨季节，寒冷气候区不宜安排在融雪期，避免发生安全事故，提高工程质量。

(2) 当泥石流沟内水深较浅时 (小于 1.0m)，拦渣坝施工过程中可采用泥土围堰，若水深大于 1.0m，则应采用草袋围堰，且应设置必要的施工导流结构，防止溪水流入基坑影响施工。

(3) 基坑开挖时，严禁松动拦渣坝地基，若地基存在裂隙应采用灌浆等防渗措施进行治理。

(4) 拦渣坝施工过程中，应监测岸坡的变形过程，避免滑坡、坍岸等次生地质灾害产生。

(5) 拦渣坝迎冲面应按设计要求采用抗冲消能材料，结构表面需密实光滑。

(6) 基坑、边坡开挖后，裸露时间不宜太久，弱化岩体风化作用。

(7) 多级拦渣坝施工时，应先施工泥石流沟上游的拦渣坝，逐级施工下游的拦渣坝。

12.3.2　坝基施工

(1) 拦渣坝坝基开挖过程中，应监控开挖基坑边坡变形。

(2) 坝基开挖必须按设计要求和相关规范的有关规定实施，基槽边坡坡比不得大于设计值，若设计无明确规定时，基坑开挖边坡不得大于 1:0.75。当基坑深度大于 5.0m 时，边坡应设置台阶，台阶宽度不应小于 1.0m。

(3) 坝基开挖过程中，在基槽底部不影响施工作业的地点设置集水坑，汇集基槽内的渗入水，保持基底干燥，避免积水软化土质，恶化地基土的物理力学参数，

确保施工有序进行。

(4) 坝基开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行拦渣坝基础施工。

(5) 拦渣坝土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(6) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位修改设计。

(7) 坝基应进行坝基岩体结构面检查，动态设计，按信息法施工。

(8) 在含有膨胀矿物或土体地段坝基开挖至设计标高且地基承载力满足要求后，应及时采用标号不低于拦渣坝主体结构混凝土强度的水泥砂浆封底，避免由于暴露在大气中受到风化而降低地基承载能力。

12.3.3 坝肩施工

(1) 拦渣坝坝肩施工中，必须做好边坡防护，确保施工安全和工程质量。

(2) 坝肩开挖施工中，应检查基坑内及边坡上出现的岩体结构面及其不利组合，避免产生安全事故。

(3) 坝肩施工中，应检查基坑及边坡上出现的岩体结构面及其组合，进行动态设计，按信息法施工。

12.3.4 拦渣坝坝体施工

(1) 拦渣坝坝体施工时，应有效防止坝基渗漏，避免产生管涌、流砂等次生灾害。

(2) 当拦渣坝较长大需采用分段施工时，施工临时缝应设在永久缝的位置，以便减少施工缝的处理、加快工程进度、提高工程质量。

(3) 必须按规范规定和设计要求设置沉降缝和温度缝，缝面须竖直，缝宽基本一致，表面密实平整，在永久缝处必须设置足够的传力钢筋传递剪力。

(4) 拦渣坝永久缝可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

(5) 拦渣坝主体结构迎冲面和泄水孔的圬工抗冲磨消能材料应满足设计要求。

12.4 梳齿坝施工

梳齿坝施工方法与拦渣坝相同，不再赘述。

12.5　拦渣网施工

12.5.1　一般规定

(1) 拦渣网是拦石网在防治泥石流时的专门技术类型，具有拦粗泄细功能，拦截泥石流沟内粒径较大的块石、木材、树根等，属于临时性防护措施。

(2) 拦渣网由成品钢丝网 (如 SNS 柔性网)、锚杆、承拉钢绳组成，钢丝网的能级根据泥石流固相块石冲击能量确定。

(3) 当拦渣网拦截的固相块石、木材、树根等达到三分之二以上库容后，应立即采用人工清除。

(4) 施工准备：了解图纸、进行现场地质勘查，专业技术人员和施工作业队进场到位，械设备的进场，组织拦渣网系统材料的生产运输。

(5) 所有参与施工人员必须进行相关安全知识培训及安全意识教育。施工前，认真学习有关安全管理规定，严格执行《建筑施工安全法规标准手册》、中国建材建筑总公司编制的《IX边坡施工安全生产操作规程》和《IX机械工人安全技术操作规程》等相关技术规定。

(6) 施工所用原材料及混合料抵运现场后，应进行质量检查，合格后方能使用。

(7) 施工参照铁道部运输局印发的《SNS 边坡柔性防护系统设计、施工、验收暂行办法》。

12.5.2　施工流程及要点

(1) 工艺流程：测定位置 → 基挖开挖 → 基座安装 → 钢柱及上侧拉锁绳安装 → 侧拉锚杆安装 → 上下支撑绳安装 → 验收 → 格栅安装 → 拉网。

(2) 测量放线：在施工前对现场拦渣网拉锚绳及基底位置进行测量放线。同时清除危石，较大的危石采取浅孔控制爆破清除，粒径较小的危石采取人力清除，对于泥石流沟陡坡上的部分危石或危岩采用膨胀炸药破碎清除，爆破工作要求制定严格安全保障措施。

(3) 基坑开挖与灌筑 (混凝土土质地层) 或钻凿锚杆并清孔 (岩质地层)。对地脚螺栓锚杆，孔深误差不宜大于 50mm；当开挖基坑浇筑混凝土基础时，对覆盖层不厚的地方，开挖至基岩而尚未达到设计深度时，则在基坑内的锚孔位置处钻凿锚杆孔，待锚杆插入基岩并注浆后再浇筑上部基础混凝土。

(4) 基座安装：安装基座的基础顶面平整，顶面与地面的距离<10cm，使支撑绳尽可能紧贴地面，基座安装时应使其挂座朝向坡下。

(5) 钢柱与拉锚绳安装。

第一，通过与基座间的连接和上拉锚绳来实现钢柱的固定安装。

第二，通过拉绳调整钢柱方向，使其满足设计要求，误差不大于 5°。

第三，拉锚绳绳端用不少于 4 个绳卡固定。

第四，上拉锚绳上的减压环距钢柱顶 0.5~1.0m。

(6) 锚杆安装与注浆。锚杆杆体使用前应平直、除锈、除油；锚杆应位于钻孔中部，杆体插入孔内长度不应小于设计规定的 95%；地脚螺栓锚杆外露丝口端长度不应小于 80mm；每个基座的 4 根地脚螺栓锚杆间的纵横间距误差不应大于 5mm；锚杆安装后其外露环套不应高出地面；注浆锚杆长度大于 3m 时，宜采用机械注浆，锚杆安装后，不得随意敲击，3d 内不得悬挂重物或进行会使其受载的下道工序施工；注浆砂浆强度等级不应低于 M20，可采用标号不低于 32.5 级的纯水泥。

(7) 支撑绳安装。

第一，支撑绳端穿入挂座并用不少于 4 个绳卡固定外，其余同一位置处的 2 根支撑绳应采用 1 根穿入挂座内，1 根用 2 个绳卡固定悬挂于挂座外侧的交错布置方式，且同 1 根支撑绳在两相邻位置处应内外交错穿行；上支撑绳一端应向下绕至基座的挂座上用绳卡固定。

第二，减压环宜位于离钢柱约 0.5m 处，同一侧为双减压环时，两减压环间应相距 0.3~0.5m。

第三，支撑绳固定前应张紧，系统安装完毕后上支撑绳的铅直垂度不应超过柱间距的 3%。

第四，结绳卡的紧固程度严禁完全紧固。

(8) 钢绳网的铺挂与缝合。

第一，钢丝绳网只能与支撑绳或临近网边缘缝合联结，严禁与钢柱和基座等构件直接联结。

第二，在 2 个并接绳卡之间或并接绳卡与无减压环一侧钢柱之间，缝合绳应将网与 2 根支撑绳缝合缠绕在一起；在并接绳卡与同侧钢柱之间，缝合绳应将网与不带减压环的 1 根支撑绳缝合缠绕在一起。

第三，缝合绳两端应重叠 1.0m 后用 2 个绳卡与钢丝绳网固定。

(9) 铁丝格栅网铺挂。

第一，格栅应铺挂在钢丝绳网的内侧，叠盖钢丝绳网上缘并折到网的外侧 10cm 以上。

第二，格栅底部宜沿斜坡向上敷设 0.5m 以上，并宜用土钉或石块将格栅底部压住。

第三，每张格栅间重叠宽度不得小于 5cm。

12.6　速流结构施工

12.6.1　一般规定

(1) 固相颗粒较大且含量多的泥石流，应在速流结构上游适当位置建造拦渣坝、栅栏、拦渣网等拦挡结构，拦截粗大砾石。

(2) 速流结构往往位于泥石流沟谷出口处，施工期间不可避免地存在溪流。为导流溪水，需在速流结构工程施工范围以外的上游侧筑坝截水，且需用明渠或管道绕过施工场地将溪水排至下游。

(3) 速流结构施工过程中，应做到汇流槽和速流槽的合理衔接，衔接部位应结实、光滑、平顺。

(4) 汇流槽结构宜采用浆砌片石、浆砌条石、片石混凝土或素混凝土，根据泥石流冲击力作控制设计；速流槽结构则宜采用钢筋混凝土和预应力混凝土。

(5) 施工过程中，不得将建筑弃渣堆放在汇流槽的入口处或入口处的上游侧，特别是粒径较大的粗砾石，以免阻碍泥石流体的导流。

12.6.2　汇流槽施工

(1) 汇流槽迎冲面应按设计要求采用抗冲消能材料，增强结构的抗冲击性能。

(2) 汇流槽施工中，应做好汇流槽结构与泥石流沟岸坡的有效连接，避免泥石流冲刷沟岸，确保泥石流体顺利进入速流槽内。

(3) 当地下水位较高、地基土体渗透性较强时，宜采用竖向集水井降低地下水位。

(4) 汇流槽基坑开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行基础施工。

(5) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(6) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

(7) 汇流槽施工中，应进行基础防渗处理，避免管涌等次生病害产生。

(8) 汇流槽砌体工程应按以下基本要求施工。

第一，石料或混凝土预制块的质量和规格应符合有关规范和设计要求。

第二，砂浆所用的水泥、砂、水的质量应符合有关规范的要求，并按规定的配合比施工。

第三，地基承载力必须满足设计要求。

第四，砌筑应分层错缝，浆砌坐浆挤紧嵌填饱满密实无空洞，勾缝平顺无脱落，缝宽大体一致。

(9) 当汇流槽长度较长，断面积较大时，可根据地形采用分段施工，施工缝一般设在分段位置，以便减少施工缝的处理。

(10) 必须按规范规定和设计要求的位置设置沉降缝和伸缩缝，缝线须竖直，缝宽大体一致，表面密实平整。在缝墙体两侧严禁存在狼牙齿表面，以免地基产生不均匀沉降时墙体端部受到过大的拉应力而开裂破坏，影响汇流槽结构的正常使用和耐久性。

(11) 永久缝的止水可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

12.6.3 速流槽施工

(1) 速流槽表面应采用抗冲磨消能材料或铺砌大理岩、玄武岩、石英岩、花岗岩等硬质岩石抗冲磨面层或采用钢轨排等抗磨设施，增强结构的耐久性。面层结构施工时应满足设计要求，若设计无明确规定时应符合以下三点要求。

第一，当采用面层抗冲磨消能材料时，面层的厚度不得小于 20.0cm，宜采用粒径为 1.0~2.0cm 的硬质碎石作为混凝土粗骨料，面层施工以前需用强度不小于面层结构强度的水泥浆涂抹主体结构表面，增强面层材料与主体结构黏结性。

第二，当采用铺砌大理岩等硬质岩石抗冲磨面层时，石材宜采用长方形状，宽度不得小于 20.0cm，厚度不得小于宽度的 5cm，长度不得小于 60.0cm，砌筑砂浆强度不得低于 M7.5，缝宽不得大于 2.0cm，条石的长度方向需与速流槽的轴线方向一致。砌筑抗冲磨面层以前，主体结构表面应凿毛、清洁，用标号不小于 M10 的水泥砂浆涂抹主体结构表面，增强面层材料与主体结构黏结性。

第三，当采用钢轨排抗磨措施时，钢轨的布置方向应当与速流槽轴线方向一致，且钢轨必须同主体结构上的预埋件焊接，每个联结点需双侧施焊，每条焊缝长度不得小于 10.0cm。

(2) 速流槽基坑开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行基础施工。

(3) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(4) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

(5) 若速流槽结构被置于填方地段时，填方地基的压实度不小于 90%。

(6) 当速流槽结构地基由填方地段和挖方地段组成，特别是挖方段为岩基时，

施工中应在地质变化处设置过度地基或在速流槽结构上设置沉降缝。

(7) 必须按规范规定和设计要求的位置设置沉降缝和温度缝，缝线须竖直，缝宽大于纵向施工缝不得设置在速流槽结构底板与侧墙的交接处，应间隔一定距离，最好设置在底板里。

(8) 永久缝的止水可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

(9) 使用在速流槽底板钢筋网的砂浆垫块强度不得小于速流槽主体结构混凝土的强度，钢筋与底模间的砂浆垫块和钢筋网与钢筋网间的支承板凳筋的设置间距不得大于 50.0cm，应按梅花形布置，砂浆垫块与板凳筋需对应布置。

(10) 底板混凝土的坍落度宜采用 2.0~3.0cm，侧墙混凝土的坍落度宜采用 3.0~4.0cm。

(11) 速流槽段的锁固桩与速流槽应整体浇筑。

12.7　渡槽施工

12.7.1　一般规定

(1) 渡槽施工中，渡槽轴线方向与位置是施工几何控制的关键，且渡槽上游进口端与泥石流沟道必须平顺衔接。

(2) 跨越公路的渡槽段施工时，必须采取有效的安全防护措施，保证道路交通畅通和车辆行人安全。

(3) 在钢筋混凝土结构施工中，渡槽结构部分钢筋宜采用搭接接头，桩基部分的钢筋接头需采用接触对焊接头。

(4) 跨越公路部分的渡槽结构可采用预制吊装方法施工，以减少或避免对道路交通的干扰。

(5) 渡槽的排导槽须按设计要求采用抗冲磨消能材料，增强结构的抗冲磨性能。

12.7.2　基础施工

(1) 基础开挖至设计标高后，应测试地基承载力，承载力满足设计要求以后，才能进行基础施工。

(2) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(3) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

(4) 若采用摩擦桩基础，需按设计要求控制桩孔的底标高、孔径和桩孔的垂直度，而端承桩还得控制孔底地基的承载能力，只有满足设计要求以后才能进行混凝土浇筑施工。

(5) 混凝土宜采用罐车运输，若采用斗车时其运输前后混凝土的坍落度不得相差 30%，混凝土必须借助导筒或溜槽入模，自由下落高度不得大于 1.50m。

12.7.3 渡槽浇筑

(1) 浇筑渡槽混凝土结构的模板应具有足够的强度、刚度和稳定性，能可靠地承受施工过程中的各项荷载，并能保证结构各部位的形状和几何尺寸。

(2) 现浇混凝土渡槽底模板支架应支承在垫块上，竖向支撑杆的跨度不得大于 2.0m，要设置适当数量的纵横斜撑，在渡槽底板混凝土浇筑前，必须对该部分结构模板上加载进行预压，消除地基的沉降、支撑杆件接头受载变形和杆件的弹性变形。

(3) 当渡槽长度较长需采用分段施工时，施工临时缝应设在永久缝的位置，以便减少施工缝的处理、加快工程进度、提高工程质量。

(4) 必须按规范规定和设计要求的位置设置沉降缝和温度缝，缝面须竖直，缝宽大体一致，表面密实平整。

(5) 永久缝的止水可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

(6) 当渡槽与支撑墩刚性连接时，墩头必须按设计要求凿毛、清洁，伸出墩头的钢筋也必须与渡槽结构的受力钢筋可靠地连接。

(7) 当采用简支或连续结构渡槽时，橡胶支座的安装必须满足设计要求和规范规定，安装位置准确，支座垫石应平整、表面密实光滑具有足够的强度。

12.8 泥石流隧道施工

12.8.1 一般规定

(1) 施工单位可参照《公路隧道勘测规程》(JTJ 063—85) 的有关规定进行隧道施工中的一切测量工作。

(2) 为了隧道位置的准确，应在隧道的两端设置控制基准点和水准点，控制基准点桩和水准点桩必须设置在施工影响范围以外的稳固地点，且控制基准点间必须通视，否则需增加设置中间控制基准点桩。

(3) 应合理布置施工场地，减少施工干扰，提高生产效率，缩短工期，对于回填需用的挖基土石方应就近地堆放在开挖基坑的两侧，不能用于回填的土石方必

须及时地弃往指定的位置，以免影响工程施工或发生安全事故。

(4) 进行标准击实试验的样本材料应选择现场具有代表性的回填材料。

(5) 为保证结构的整体稳定性和避免产生渗水现象，隧道截面宜采用整体现浇方式施工。

(6) 泥石流隧道基坑开挖施工中，应采用有效的排水措施，完全、及时地排出基坑渗水，始终保持挖方作业面无积水，禁止水下开挖基坑。

(7) 隧道基坑开挖作业不宜采用顺序施工，以防止土体长时间暴露在自然条件下使得基底承载能力降低和边坡稳定性变差，发生边坡坍塌或滑坡等地质灾害事件。

(8) 泥石流隧道内附属设施安装应按公路隧道设计要求和有关规范要求执行。

(9) 泥石流隧道排水工程应符合隧道排水工程质量要求。

12.8.2　泥石流隧道开挖

(1) 泥石流隧道开挖时间应选择在泥石流体处于稳定且固结变形比较微弱的时期。

(2) 泥石流隧道施工期不能选择在雨季或泥石流暴发时期。

(3) 泥石流隧道应分段开挖、及时分段主体结构浇筑。

(4) 泥石流隧道开挖过程中，应监控开挖沟槽边坡的变形与稳定。

(5) 泥石流隧道基坑开挖需经历雨季时，在隧道轴线泥石流体冲积扇的上游侧距基坑开挖线 3.0m 以外应设置截水沟，截水沟需绕过开挖基坑同隧道靠山外侧的排水沟相连。

(6) 隧道基坑开挖宜采用全截面水平分层施工，分层高度不得大于 5.0m，且沿隧道轴线方向应由低至高水平逆行推进，以便基坑作业面的积水通过自流排出坑外。

(7) 隧道基坑开挖必须按设计要求和规范的有关规定实施，若设计无规定时，基坑开挖边坡不得大于 1:0.75，当基坑深度大于 5.0m 时，边坡上应设置分段台阶，台阶宽度不应小于 1.0m。泥石流体内固相颗粒较大或泥石流体固结时间较短时，应设置相应临时防护措施，确保施工安全。

(8) 为了基坑排水和浇筑隧道结构混凝土立模的需要，基坑平面尺寸应比结构平面尺寸各边大 0.5~1.0m。

(9) 泥石流隧道基坑开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行基础施工。

(10) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(11) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

12.8.3 泥石流隧道浇筑

(1) 水泥、砂、石、水及外掺剂的质量必须符合设计和规范的要求。泥石流隧道浇筑过程中，每节隧道宜一次成型，确保结构的整体性。

(2) 泥石流隧道混凝土浇筑施工中，若施工能力允许，横向施工缝宜设置在结构永久缝的位置，施工纵缝不宜设置在结构应力比较集中的地点，施工时纵缝连接处应设置适量的构造连接筋，连接钢筋直径宜采用 $\Phi \geqslant 16$mm、长度不宜小于 50 倍钢筋直径的二级钢。

(3) 模板的刚度强度需满足有关要求，应被支承在稳固坚硬的地基上，模板接头应密实平整、表面光滑，加强模板接缝漏浆控制。

(4) 拱顶模板支架应支承在垫块上，竖向支撑杆的跨度不得大于 2.0m，要设置适当数量的纵横斜撑，在泥石流隧道拱顶或顶板混凝土浇筑前，必须对该部分结构模板加载进行预压，消除地基的沉降、支撑杆件接头受载变形和杆件的弹性变形。

(5) 泥石流隧道侧墙与顶底板交接处是应力集中和结构的薄弱部位，必须严格按照设计要求和规范规定施工，若设计无规定时，为防止应力集中宜在直角相交内侧设置不小于 25.0cm×25.0cm 的梗腋。

(6) 泥石流隧道环向的受力钢筋在同一截面上的接头数量不得超过总钢筋数量的 25%，钢筋的搭接长度不应小于 25 倍钢筋直径。钢筋的加工、焊接和安装均必须符合设计和规范要求。

(7) 由于混凝土泥石流隧道结构内外侧温度差异较大，为防止温度应力过大造成混凝土结构表面开裂，影响结构的正常使用、承载能力以及耐久性，在结构混凝土浇筑结束后应用草袋或麻袋覆盖泥石流隧道混凝土结构外侧，并浇水养护，保持草袋或麻袋处于湿润状态。

(8) 必须按规范规定和设计要求的部位设置沉降缝和伸缩缝，缝面须竖直，缝宽大体一致，表面密实平整。

(9) 永久缝的止水可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

(10) 若泥石流隧道结构外侧防渗层是采用油毛毡材料时，油毛毡宜环向连续铺垫不得有接头，油毛毡端头应设置在墙后排水盲沟以下不小于 10.0cm，在隧道纵方向油毛毡的搭接宽度不得小于 5.0cm。

12.8.4　泥石流体回填

(1) 泥石流隧道结构混凝土强度需达到设计要求后才能进行墙背回填，若设计无要求时，墙背回填前泥石流隧道结构混凝土强度应不小于设计强度的 75%。

(2) 侧墙外沟槽用透水性较好的泥石流体或其他填料填筑，并且隧道两侧的沟槽对称填筑，采用人工或蛙式打夯机夯实，避免强夯，填料土体压实度应达到 95%。

(3) 隧道拱顶沟槽采用细粒径填料回填，填料表层与设计地面标高及坡比一致，宜采用人工或蛙式打夯机夯实，不得直接夯击隧道拱顶结构，回填土体的压实度应达到 90%。

12.8.5　导流板施工

(1) 导流板须在泥石流隧道沟槽回填满足设计要求后实施。

(2) 导流板底模可以采用土胎，但土胎表面需用标号为 M5 或 M10 的水泥砂浆抹底，且厚度不得小于 10.0cm。

(3) 导流板结构，表面应密实光滑，不得存在蜂窝麻面，减少泥石流体的流动摩阻力。

(4) 导流板结构混凝土养护应采用草袋或麻袋覆盖，需及时洒水保持混凝土表面始终处于湿润状态。

(5) 导流板上游侧基坑回填宜采用细骨料的黏性土质，分层回填分层夯实，每层压实厚度不得超过 20.0cm。

12.9　护岸工程施工

12.9.1　一般规定

(1) 水下护岸结构及导流堤施工应设置施工围堰，水深较浅时可采用泥土或草袋围堰否则应采用钢板围堰。

(2) 护岸结构及导流堤的基槽开挖施工中，应高度重视环境保护，严禁将基坑开挖的建筑垃圾弃倒溪沟造成水源污染、沟道堵塞，产生次生地质灾害。

(3) 多级导流堤施工时，应从上游至下游顺序施工。

(4) 护岸结构及导流堤迎冲磨面层应按设计要求采用抗冲磨消能材料，增强结构耐久性。

12.9.2　护岸结构施工

(1) 护岸结构施工过程中，基础开挖时应监控开挖边坡岩土体的变形情况，当开挖高度超过 5m 时应分台阶开挖，台阶宽度不得小于 1.0m。

(2) 护岸结构施工过程中，应确保后部路面行人及车辆通行安全。

(3) 护岸结构基础开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行基础施工。

(4) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(5) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

(6) 护岸结构主体结构施工，应按照设计要求或相关规范要求设置透水层和排水孔，排水孔反滤层粗骨料粒径不得小于排水孔直径的 1.5 倍，若设计无要求时透水层厚度应大于或等于 50.0cm。

(7) 护岸结构施工开挖沟槽应按设计要求分层回填、分层夯实碾压，回填料最大粒径应小于 10.0cm，压实厚度不应超过 20.0cm，墙后回填压实度不小于 90%。

(8) 当护岸结构较长需采用分段施工时，施工临时缝应设在永久缝的位置，以便减少施工缝的处理、加快工程进度、提高工程质量。

(9) 必须按规范规定和设计要求设置沉降缝和温度缝，缝面须竖直，缝宽大体一致，表面密实平整。

(10) 永久缝的止水可采用沥青麻绳或橡胶止水带，若采用沥青麻绳止水时，应在永久缝墙体的内外侧设置，且止水沥青麻绳外侧还应用沥青灌缝，沥青灌缝深度不得小于 2.0cm。

(11) 采用干、浆砌片石时，不得大面积平铺，石块应彼此交错搭接，不得松动。采用干、浆砌河卵石时，必须长方向垂直坡面，成横行栽砌牢固。采用铺砌混凝土预制块时，应按设计规格和要求检验合格后方可铺筑。就地浇注混凝土时，宜采取措施提高早期强度，混凝土表面应平整光滑。

(12) 抛石防护施工应符合下列规定：抛石体边坡坡度和石料粒径应根据水深、流速和波浪情况确定，石料粒径应大于 30mm，宜用大小不同的石块掺杂抛投。坡度应不陡于抛石石料浸水后的天然休止角。抛石厚度，宜为粒径的 3~4 倍；用大粒径时，不得小于 2 倍。抛石石料应选用质地坚硬、耐冻且不易风化崩解的石块。抛石防护除特殊情况外，宜在枯水季节施工。

(13) 石笼防护施工应符合下列规定：根据设计要求或根据不同情况和用途，合理选用石笼形状。应选用浸水不崩解、不易风化的石料。基底应大致整平，必要时用碎石或砾石垫层找平。石笼应做到位置正确，搭叠衔接稳固、紧密，确保整体性。

12.9.3 导流堤施工

(1) 位于泥石流沟上游的第一道导流堤端部应与沟岸完整连接，避免泥石流从导流堤根部进入导流堤后部。

(2) 导流堤基槽施工当采用人工挖基时，为防止溪沟流水进入基坑应当设置施

工围堰。

(3) 导流堤基础开挖至设计标高后，应进行地基承载力测试，承载力满足要求以后，才能进行基础施工。

(4) 土地基承载力测试可采用触探法，岩石地基应采用试压法测试地基的强度，若为比较完整的中风化或弱风化岩石地基可不进行地基承载力测试。

(5) 当地基承载力不满足设计要求时，应停止施工，并立即通知设计单位进行变更设计。

(6) 当采用干砌片石导流堤时，干砌片石工程要求咬扣紧密、错缝，禁止叠砌、贴砌和浮塞。

(7) 当采用抛石导流堤时，抛石导流堤水下边坡不得大于设计规定，若设计无明显规定时，其边坡不宜陡于 1:1.5，当水深较深流速较大时，不宜陡于 1:2.0~1:3.0。

(8) 混凝土导流堤较长需设置施工缝时，施工临时缝应同永久缝重合，以便减少施工缝的处理、加快工程进度、提高工程质量。

(9) 必须按规范规定和设计要求设置沉降缝和温度缝，缝面须竖直，缝宽基本一致，应确保导流堤的整体性，并使砌体结构密实，避免被泥石流冲击毁损。

12.10　丁坝施工

12.10.1　注意事项

(1) 在泥石流冲击部位设置数座丁坝时，先在上下游水势比较缓和的地方施工，然后在水势比较激烈的地方施工，使流势逐渐缓和，利于施工安全。

(2) 如果是逐步建造丁坝工程，必须先分析丁坝施工对上下游两岸的不利影响，并根据丁坝设计资料，在现场通过详细核查后再施工。

(3) 丁坝工程开挖的河床需用大块石回填。

12.10.2　一般要求

(1) 抛填块石筑坝施工应根据设计要求、施工能力、水位、水深、水流和波浪等因素，确定分层和分段的施工顺序。

(2) 坝体抛石应符合下列规定：块石的粒径、级配和质量应满足设计要求。施工时坝轴线位置、坝顶宽度、坝体长度和坝体断面的精度控制，应满足设计要求。坝面应采用粒径较大的块石，并应安砌稳定平整，大块石之间的缝隙应用小块石嵌紧。抛石坝体抛筑完毕后应及时整理坝面。浆砌块石或浆砌条石的坝面宜在坝体沉实稳定后进行整理。

(3) 丁坝、顺坝和导流堤抛石施工应符合下列规定。

第一，当坝根处岸坡抗冲能力较弱时，应处理坝根并在坝体上下游进行护坡。

第二，在不设护底的砂卵石河床上，筑坝时宜沿坝底先平抛一层块石，防止沟床冲刷。

第三，坝身宜由坝根向坝头抛筑，坝身较长时也可分段同时抛筑。

第四，在抛石筑坝过程中，应随时检查坝位、坝身和边坡等易冲刷的河段，尚应观察沿堤流的冲刷情况。

(4) 砌石工程施工应符合下列规定。

第一，块石和条石的规格、质量，砌筑砂浆的品种和强度应满足设计要求。

第二，浆砌条石和块石面层宜采用座浆法砌筑，错缝和灰缝应符合设计要求和有关标准的规定，砌筑砂浆应饱满，勾缝应密实牢固。

第三，干砌块石应相互错缝并坐实挤紧，不应松动、叠砌和浮砌。

第四，采用块石灌浆护面时，应先将块石理砌平整后再灌注砂浆，砂浆应灌筑饱满。

(5) 混凝土构件混合坝。

第一，混凝土构件混合坝施工应包括人工块体和模袋混凝土压顶施工。混凝土构件的施工应按设计要求和现行行业标准《水运工程混凝土施工规范》(JTJ268—96) 的有关规定执行。

第二，混凝土构件混合坝施工应与筑坝施工进度同步，筑坝施工的推进方法应便于临时防护河流水浪长。

第三，混凝土构件混合坝基床抛石施工中，基床抛石施工按先护底，后抛石，再抛筑抛石棱体的程序进行，采用分层平抛法施工，抛石过程中随时检查抛填的高度和均匀度，水下基床整平采用整平船施工。

第四，人工块体安放前应检查块石垫层的厚度和表面平整度，不符合要求的部分应进行整修。人工块体应自下而上安放，底部的块体应与水下抛石棱体紧密接触。

第五，模袋混凝土压顶现场浇筑施工应按现行行业标准《水运工程土工织物应用技术规程》(JTJ/T 239—98) 的有关规定执行。

12.11 防撞墩施工

12.11.1 基坑

(1) 基坑顶面应设置防止泥石流沟内水流入基坑的设施，基坑顶有动荷载时，坑顶边与动荷载间应留有不小于 1m 宽的护道，如动荷载过大宜增宽护道。如工程地质和水文地质不良，应采取加固措施。

(2) 基坑坑壁坡度不易稳定并有地下水影响，或放坡开挖场地受到限制，或放

坡开挖工程最大，应根据设计要求进行支护。设计无明确要求时，施工单位应结合实际情况选择适宜的支护方案确保施工安全。

(3) 挖基施工宜安排在枯水或少雨季节进行，开工前应做好计划和施工准备工作，开挖后应连续快速施工。

(4) 基础的轴线、边线位量及基底标高应精确测定，检查无误后方可施工。

(5) 在防撞墩附近有其他结构物时，应有效的防护措施。

(6) 挖基废方应按指定位置堆放处治。

(7) 基坑开挖。

第一，应避免超挖。如超挖，应将松动部分清除，其处理方案应报监理、设计单位批准。

第二，挖至标高的土质基坑不得长期暴露、扰动或浸泡，并应及时检查基坑尺寸、高程、基底承载力，符合要求后，应立即进行基础施工。

第三，排水困难或具有水下开挖基坑设备，可用水下挖基方法. 但应保持基坑中的原有水位高程。

12.11.2　浆砌石块及混凝土预制块墩台

(1) 块石和条石的规格、质量砌筑砂浆的品种和强度应满足设计要求。

(2) 砌块在使用前必须浇水湿润，表面如有泥土、水锈，应清洗干净。

(3) 砌筑基础的第一层砌块时，如基底为岩层或混凝土基础，应先将基底表面清洗、湿润，再坐浆砌筑；如基底为土质，可直接坐浆砌筑。

(4) 砌体应分层砌筑，砌体较长时可分段分层砌筑，但两相邻工作段的砌筑差一般不宜超过 1.2m；分段位置宜尽量设在沉降缝或伸缩缝处，各段水平砌缝应一致。

(5) 各砌层应先砌外圈定位行列，然后砌筑里层，外圈砌块应与里层砌块交错连成一体。砌体外露面镶面种类应符合设计规定，位于流冰或有严重漂流物河中的桥梁墩台，宜选用较坚硬的石料或高强度混凝土预制块进行镶砌。砌体里层应砌筑整齐，分层应与外圈一致，应先铺一层适当厚度的砂浆再安放砌块和填塞砌缝。砌体外露面应进行勾缝，并应在砌筑时靠外露面预留深约 20mm 的空缝备作勾缝之用。砌体隐蔽面砌缝可随砌随刮平，不另勾缝。

(6) 各砌层的砌块应安放稳固，砌块间应砂浆饱满，黏结牢固，不得直接贴靠或脱空。砌筑时，底浆应铺满，竖缝砂浆应先在已砌石块侧面铺放一部分，然后干石块放好后填满捣实。用小石于混凝土塞竖缝时，应以扁铁捣实。

(7) 砌筑上层块时，应避免振动下层砌块。砌筑工作中断后恢复砌筑时，已砌筑的砌层表面应加以清扫和湿润。

12.12 泥石流战备浮桥施工[35]

(1) 明确判定泥石流流动状态，合理选定泥石流战备浮桥架设时间，应在泥石流体处于停止运动状态时实施战备浮桥。

(2) 泥石流战备浮桥施工过程中，应派专人观察施工场地泥石流体的变形情况及泥石流沟内泥石流的发育特征，防止泥石流再次突然爆发造成施工灾难。

(3) 泥石流战备浮桥施工过程中，承载墩的安设是关键，应确保充气室三分之二进入泥石流体内，充气室气体充满并达到要求后应确保充气阀门密闭。

(4) 泥石流战备浮桥施工过程中，高度重视连接承载墩的连系杆接头的稳定，确保有效传递荷载。

(5) 应严格控制泥石流战备浮桥的交通安全载荷大小，通行车辆荷载控制在公路–II 级荷载以内。

12.13 泥石流承载伞通行结构施工[36]

(1) 明确判定泥石流流动状态，合理选定泥石流承载伞通行结构安设时间，应在泥石流体处于停止运动状态时实施泥石流承载伞。

(2) 泥石流承载伞通行结构施工过程中，应派专人观察施工场地泥石流体的变形情况及泥石流沟内泥石流的发育特征，防止泥石流再次突然爆发造成施工灾难。

(3) 泥石流承载伞通行结构施工过程中，承载伞的安设是关键，承载伞安设部位泥石流体内无大型、巨型泥石流固相颗粒，确保承载伞有效进入泥石流体内。

(4) 泥石流承载伞通行结构施工过程中，应确保承载伞顶部及侧面空气密闭，使承载伞内泥石流体及空气处于高压承载状态。

(5) 泥石流承载伞通行结构施工过程中，高度重视连接承载伞的连系杆接头的稳定，确保有效传递荷载。

(6) 应严格控制泥石流承载伞通行结构的载荷大小，通行车辆荷载控制在公路–II 级荷载以内。

参考文献

[1] 陈洪凯, 马康, 马永泰, 等. 公路泥石流防治工程设计指南梗概. 公路, 2005, 11(26): 136-141

[2] 陈洪凯, 马康, 马永泰, 等. 公路泥石流防治工程施工指南. 重庆交通学院学报 (自然科学版), 2006, 25(4): 26-29/48

[3] 中华人民共和国国家标准: 岩土工程勘察安全规范. GB 50585—2010

[4] 中华人民共和国国家标准: 建筑边坡工程规范. GB 50330—2002

[5] 中华人民共和国国家标准: 钢筋混凝土结构设计规范. GB 50010—2010

[6] 中华人民共和国国家标准: 水土保持工程规范. GB 50433—2008

[7] 重庆市地方标准: 地质灾害防治工程设计规范. DB 50/5029—2004

[8] 陈洪凯, 唐红梅, 马永泰, 等. 公路泥石流研究及治理. 北京: 人民交通出版社, 2004

[9] 甘肃省交通科学研究所. 泥石流地区公路工程. 北京: 人民交通出版社, 1981

[10] 陈光曦, 王继康, 王林海. 泥石流防治. 北京: 中国铁道出版社, 1983

[11] 周必凡, 李德基, 罗德福, 等. 泥石流防治指南. 北京: 科学出版社, 1991

[12] 王继康, 黄荣鉴, 丁秀燕. 泥石流防治工程技术. 北京: 中国铁道出版社, 1996

[13] 康志成, 李焯芬, 马霭乃, 等. 中国泥石流研究. 北京: 科学出版社, 2004

[14] 费祥俊, 舒安平. 泥石流运动机理与灾害防治. 北京: 清华大学出版社, 2004

[15] Iverson R M, Denlinger R P. Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 1. Coulomb mixture theory. Journal of Geophysical Research, 2001, 106(B1): 537-552

[16] Valentino R, Barla G, Montrasio L. Experimental analysis and micromechanical modeling of dry granular flow and shocks in laboratory flume tests. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2008, 41(1): 153-177

[17] Brufau P, Garcia-Navarro P, Ghilardi P, Natale L, et al. 1D mathematical modeling of debris flow. Journal of Hydraulic Research, 2000, 38(6): 435-446

[18] Maria Concetta Armento, Rinaldo Genevois, Pia Rosella Tecca. Comparison of numerical models of two debris flows in the Cortina d'Ampezzo area, Dolomites, Italy. Landslides, 2008, (5): 143-150

[19] 钱宁, 万兆惠. 泥沙运动力学. 北京: 科学出版社, 2003

[20] 魏鸿. 泥石流龙头对坝体冲击力的试验研究. 中国铁道科学, 1996, 17(3): 50-62

[21] 陈洪凯, 唐红梅, 陈野鹰. 公路泥石流力学. 北京: 科学出版社, 2007

[22] Chen H K, Tang H M, Wu S F. Research on abrasion of debris flow to high-speed drainage structure. APPLIED MATHEMATICS AND MECHANICS, 2004, 25(11): 1257-1264

[23] 崔鹏, 杨坤, 朱颖彦, 等. 西部山区交通线路的泥石流灾害及减灾对策. 山地学报, 2004, 22(3): 326-331

[24] 王士革, 崔鹏, 谢洪, 等. 山区铁路建设中的泥石流灾害与防治对策. 工程地质学报, 2000, 8(4): 400-403

[25] 陈瑞, 王士革, 盛才金, 等. 泥石流防治工程方案优化设计专家系统初步研究. 自然灾害学报, 1999, 8(3): 111-116

[26] 谭万沛, 袁锡明. 芦花沟泥石流形条件及其治理工程. 水土保持通报, 1989, 9(6): 61-65

[27] 王士革, 范晓岭. 低频率泥石流灾害及工程防治. 山地学报, 2006, 24(5): 562-568

[28] 崔中兴, 刘兰亭. 大洪沟泥石流的防治对策研究. 水土保持学报, 1994, 8(4): 42-47, 54

[29] 王海, 高霞, 熊连寿, 等. 长江源头区孟宗小流域泥石流危害成因与防治对策浅析. 长江流域资源与环境, 1996, 5(1): 80-84

[30] 陈洪凯, 唐红梅, 陈野鹰. 公路泥石流力学. 北京: 科学出版社, 2007

[31] 陈洪凯, 唐红梅, 鲜学福. 美姑河流域牛牛坝公路泥石流灾害防治. 兰州大学学报 (自然科学版), 2009, 45(3): 18-22, 26

[32] 陈洪凯, 鲜学福, 唐红梅, 张玉萍, 何晓英. 泥石流冲击荷载的时频分析方法及应用. 防灾减灾工程学报, 2011, 31(3): 255-260

[33] 建筑桩基技术规范 JGJ 94-2008

[34] 地基基础设计规范 GB 50007-2002

[35] 陈洪凯, 唐红梅. 泥石流淤埋路段战备浮桥及其架设方法: 中国, ZL200910103181. x. 2011-7-27

[36] 陈洪凯, 唐红梅. 采用承载伞实现泥石流淤埋路段交通应急通行的方法: 中国, ZL200910191326.6. 2012-4-18