

团 体 标 准

《强震区特大泥石流防治工程设计规范》

编 制 说 明

2022年10月

目 录

一、标准制定的必要性	1
二、标准编制原则及依据	1
三、主要试验（或验证）情况分析	2
（一）泥石流磨蚀技术试验情况分析	2
（二）高位滑坡小口径组合桩群主动固源技术	33
（三）高位滑坡型泥石流抗冲击桩-梁拦挡组合结构	45
（四）规范其他方法验证情况说明	68
四、项目背景及工作情况	68
（一）任务来源	68
（二）标准起草单位	69
（三）标准研制过程及相关工作计划	69
五、标准制定的基本原则	70
六、标准主要内容	70
七、与有关法律法规和强制性标准的关系	72
八、重大意见分歧的处理依据和结果	73
九、采标程度，国内外同类标准水平的对比情况	73
十、后续贯彻措施	74

《强震区特大泥石流防治工程设计规范》

编制说明

一、标准制定的必要性

20世纪90年代以来，伴随国家西部大开发战略实施，我国西南高烈度山区人口密度及重大基础设施逐渐增多，极端强降雨天气频繁出现，强震活跃带地震损失在自然灾害损失中所占比例逐渐增大。尤其汶川特大地震以来，青藏高原东缘强震山区特大泥石流灾害频发，造成了重大人员伤亡和财产损失，强震区特大泥石流致灾机理及防控技术已成为当前国内外研究热点。2008年“5.12”汶川特大地震后的北川、汶川、绵竹等强震区连续多年暴发特大泥石流，表现出群沟暴发、范围广、规模大、持时长、危害重的特点，以至于震后治理工程部分失效，究其原因主要是强震区泥石流成灾机理认识不清、动力学特征参数计算不准、治理方案针对性不强等原因造成。为解决强震区特大泥石流综合防控技术关键科学难题，满足强震区特大泥石流防治工作要求和国家防灾减灾的战略需要，同时为强震区特大泥石流的综合治理提供理论指导，最大程度保护强震区人民群众生命财产安全，特编制《强震区特大泥石流防治工程设计规范》标准。

本规范聚焦强震区宽缓与窄陡沟道型、高位滑坡型泥石流特点，研发泥石流抗冲击耐磨蚀“拦-导-排”结构、沟口淤埋及冲失路段应急通行技术，编制强震区特大泥石流防治工程设计规范。本标准参考我国地质灾害行业标准的相关内容，结合强震区特大泥石流成灾特点，制定《强震区特大泥石流防治工程设计规范》标准，满足强震区特大泥石流防治工作要求，更是国家防灾减灾战略需要，进而突破强震区特大泥石流综合防控技术关键科学难题。

二、标准编制原则及依据

1、按照 GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结

构和起草规则》要求进行编写。

2、本标准参考《泥石流灾害防治工程设计规范》（DZT0239-2004）、《泥石流防治工程设计规范》（T/CAGHP 021-2018）等相关内容起草。

3、本标准依托国家重点研发计划《强震区特大泥石流综合防控技术与示范应用》（2018YFC1505400）研究成果进行编写。

4、参照相关法律、法规和规定，在编制过程中着重考虑了科学性、适用性和可操作性。

三、主要试验（或验证）情况分析

（一）泥石流磨蚀技术试验情况分析

该方法列入设计规范附录D和附录F中。

1、泥石流磨蚀试验装置

该科学装置设计图见图1.1，图中参数：1-支撑板（200 cm×200 cm）、2-试验桶（直径120 cm，高180 cm）、3-第一电机（15 kW）、4-第二电机（15 kW）、5-托盘（直径110 cm，厚度2 cm）和6-搅拌器（直径90 cm，厚度4 cm）组成；1-支撑板的下端面上设置有多根支脚，1-支撑板的上端面上设置有1-1-支架；3-第一电机固定在1-1-支架上；2-试验桶设置在1-支撑板的上端面上，2-试验桶位于3-第一电机的正下方；6-搅拌器与3-第一电机的传动轴连接，3-第一电机使搅6-拌器悬挂在2-试验桶中；4-第二电机通过吊架安装在1-支撑板的下侧；2-试验桶底部设置有安装孔，1-支撑板上设置有与安装孔匹配的通孔，4-第二电机的传动轴设置在安装孔中；5-托盘设置在2-试验桶中，5-托盘位于6-搅拌器的下侧，5-托盘与4-第二电机的传动轴连接；5-托盘的上侧面上设置有助于放置环形试件的环形槽；2-试验桶用于盛装泥石流流体；6-搅拌器用于推动泥石流流体作旋转运动；3-第一电机能传动6-搅拌器转动，4-第二电机能传动5-托盘转动，6-搅拌器和5-托盘的转动方向相反，6-搅拌器和5-托盘的转动轴同轴。

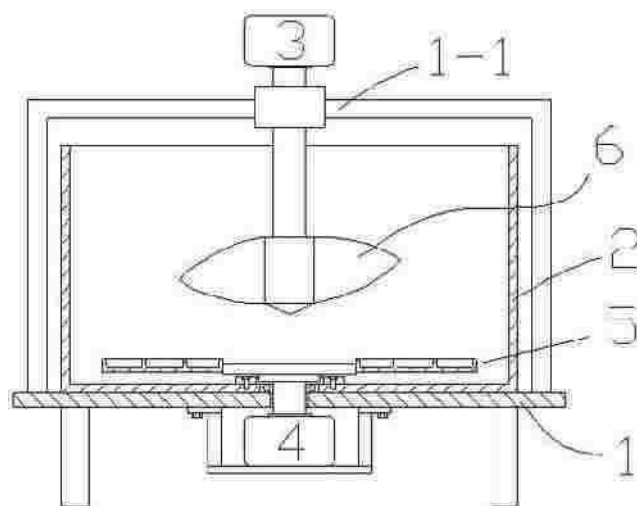


图 1.1 模拟泥石流磨蚀通用试验装置设计图

该科学装置的主要技术发明可浓缩为两点，简介如下：

发明点一、发明了泥石流流体磨蚀装置，解决了泥石流流速精准控制技术难题。

由泥石流浆体在搅拌器与托盘作用下运动，其运动速度可以通过控制搅拌器与托盘的旋转速度实现精确控制。搅拌器与托盘的相对角速度为 ω_0 ，则托盘内圈试件槽内试件的线速度为 $\omega_0 r_1$ ，托盘中圈试件槽内试件的线速度为 $\omega_0 r_2$ ，托盘外圈试件槽内试件的线速度为 $\omega_0 r_3$ ，其中 r_1 为托盘内圈试件槽中心线与托盘中心的距离， r_2 为托盘中圈试件槽中心线与托盘中心的距离， r_3 为托盘中圈试件槽中心线与托盘中心的距离，取值 $r_1=20\text{ cm}$ ， $r_2=30\text{ cm}$ ， $r_3=40\text{ cm}$ 。泥石流浆体的磨蚀速度最大可以达到 30 m/s 。

发明点二、多试件同步磨蚀，降低实验成本。

该科学装置能够实现多个试件的同步磨蚀，即在同一泥石流固相比与粘度条件下，通过控制托盘内圈、中圈及外圈水泥试件的强度，可以实现不同标号混凝土试件在多种泥石流速度下的同步磨蚀。一次实验可以完成多个工况条件下的磨蚀实验，显著降低了磨蚀实验成本。



图 1.2 磨蚀实验装置托盘

2、泥石流磨蚀试验分析

泥石流是我国西南地区常见的一种地质现象，其一旦发生，常造成巨大的生命和财产损失。当前对于泥石流治理的工程措施主要有排导槽、V型固床槽、栏石渣坝等，其中排导槽是泥石流防治工程中应用最为广泛，减灾效果最为有效的措施之一。但在排导槽导排泥石流的过程中，由于泥石流的流动对排导槽的结构面造成了不可逆的磨损损伤。调研发现四川汶川、北川等地的泥石流排导槽存在不同程度的磨蚀，部分排导槽磨蚀深度达到18 cm，造成钢筋外露腐蚀（如图1.3所示），进一步降低了排导槽的有效使用寿命。陈野鹰等认为泥石流使得防治结构的有效使用寿命缩短了35%-50%。汶川地震后修建的泥石流排导槽，如汶川县锄头沟、银杏坪沟、北川县青林湾沟等处，因磨蚀损伤已经不同程度的影响排导槽的正常使用。



图 1.3 泥石流对排导槽的磨蚀

(1) 泥石流磨蚀实验参数

1) 实验所用泥石流物料

本研究所用泥石流浆体主要采用高岭土与水按照不同比例进行配制，并采用SNB-2数字旋转粘度计测定泥石流粘度，泥石流浆体粘度参数如表1.1所示。

表1.1 泥石流浆体粘度（每0.5 m³泥石流浆体为例，25℃）

泥石流浆体粘度 (Pa · s)	水 (kg)	高岭土 (kg)
8.95×10^{-4}	500	0
0.067	403	241.0
0.163	375	312.5
0.29	346	356.4

每组试验以0.5 m³泥石流浆体为基础，根据不同的固相比确定泥石流中碎石的质量，碎石级配参数如表1.2所示。

表1.2 碎石级配（每10 Kg碎石为例）

碎石级配	碎石质量 (kg)				
	<5 mm	5-10 mm	10-15 mm	15-20 mm	>20 mm
1	8.0	1.0	0.5	0.3	0.2
2	3.0	4.0	2.0	0.6	0.4

3	1.0	2.0	4.0	2.0	1.0
4	0.4	0.8	1.8	4.0	3.0
5	0.1	0.2	0.4	1.3	8.0

2) 混凝土试件的制备与抗压强度测试

表1.3 实验用混凝土试件配合比

试件强度等级	混凝土材料用量 (kg/m ³)			
	混凝土	碎石	砂	水
C20	371.8	1175.4	720.4	215.6
C25	452.9	1184.3	637.7	262.7
C30	391.8	1201.7	675.9	227.2
C40	482.0	1185.1	610.5	279.6

所有试件均为1 d 脱模，脱模后移至标养室继续养护至28 d。

混凝土实验抗压强度测试按照GB/T50081-2019 混凝土物理力学性能试验方法标准进行测试。

3) 试验内容

为了研究泥石流对混凝土结构的磨蚀性能，选取了泥石流浆体粘度、固相比、颗粒直径（级配）、流速等变量用以描述泥石流的特性，其中碎石级配为1，2，3，4，5（具体参数详见表2），固相比0，0.05，0.10，0.20，泥石流浆体粘度 8.95×10^{-4} Pa·s，0.067 Pa·s，0.163 Pa·s，0.29 Pa·s泥石流流速5 m/s，8 m/s，10 m/s并据此设计磨蚀实验工况，开展了不同固相比、泥石流速度、混凝土强度及碎石级配条件下，泥石流对不同强度混凝土试件的磨损情况。

(2) 泥石流浆体粘度对磨蚀的影响

1) 泥石流浆体粘度对混凝土磨蚀损失率的影响

各泥石流浆体粘度条件下，对C20与C25混凝土的磨蚀情况，见图1.4。在固相比0.05，碎石级配4条件下，随着泥石流粘度的增加，混凝土损失率增大，当泥石流浆体粘度超过0.163 Pa·s时，混凝土损失率出现降低。不同标号混

凝土均出现类似规律。大粘度的泥石流容重大于低粘度的泥石流，相同的速度下，大粘度泥石流携带的能量大于低粘度泥石流。在泥石流流动过程中，大粘度的泥石流以碰撞等形式传递给混凝土的能量较多，从而导致混凝土损失率增加，但是当粘度超过一定限度后，在泥石流粘性底层中会有大量细微泥沙颗粒沉积，从而起到对混凝土保护的作用，从而出现混凝土损失率降低的现象。

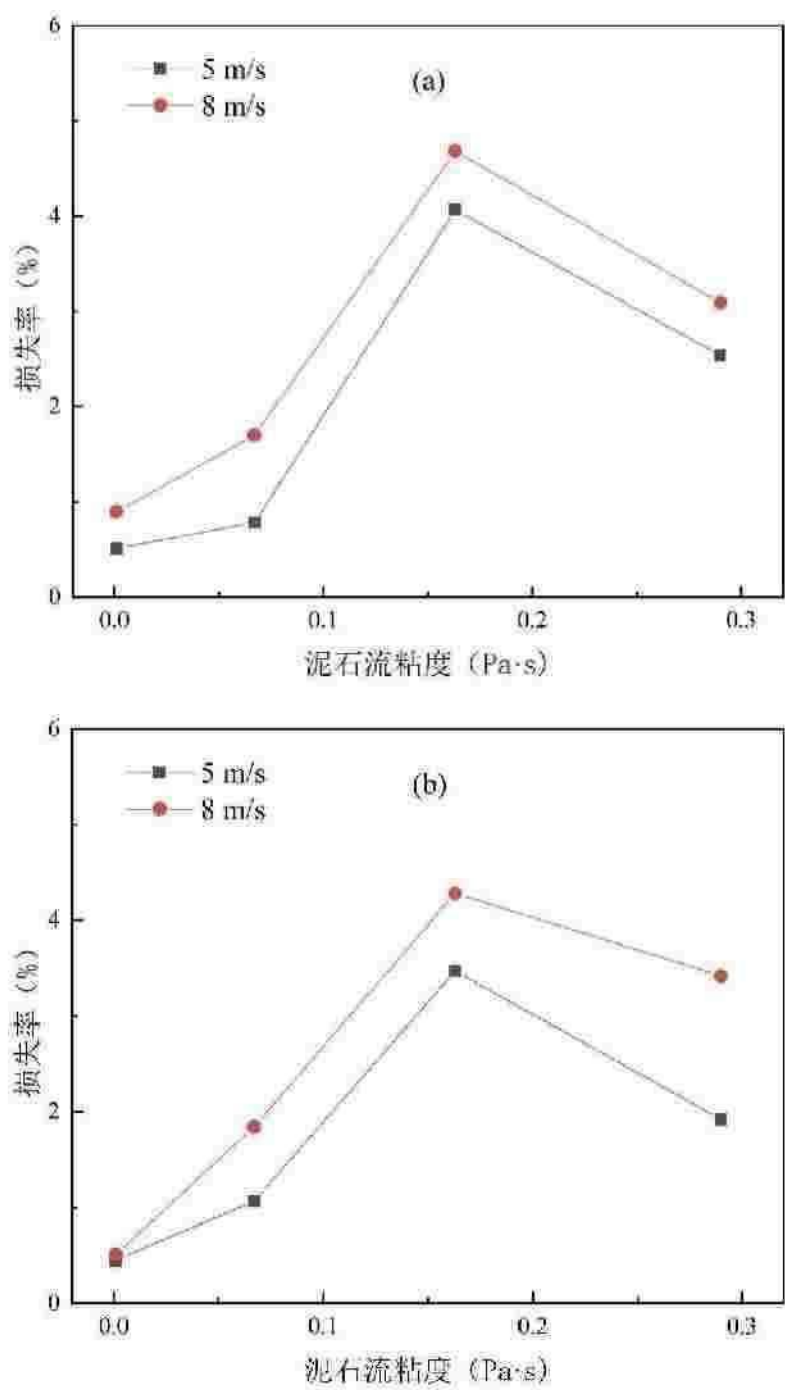


图 1.4 泥石流粘度对混凝土试件的磨蚀影响，其中（a）为 C20，（b）为 C25，碎石级配 4，固相比 0.05

2) 泥石流浆体粘度对混凝土磨蚀速率的影响

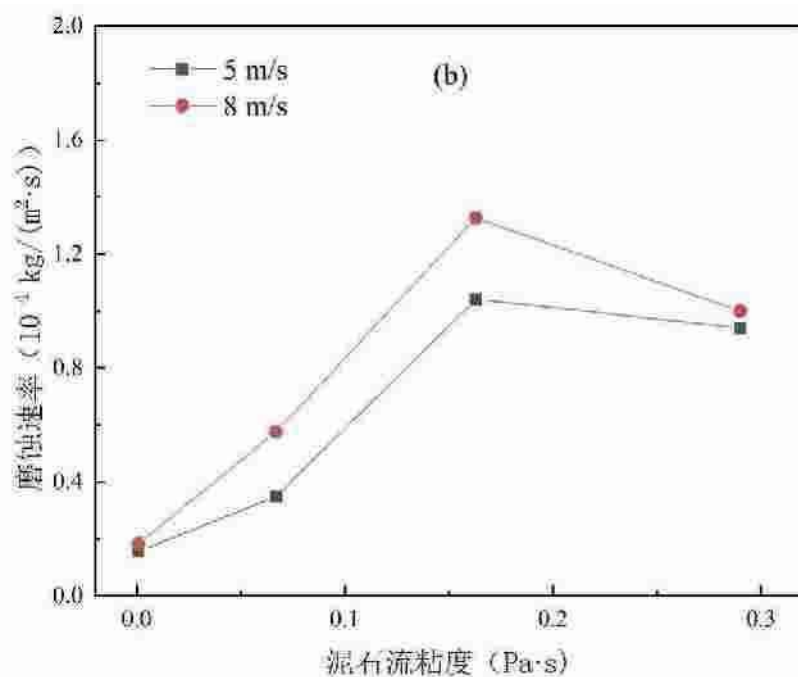
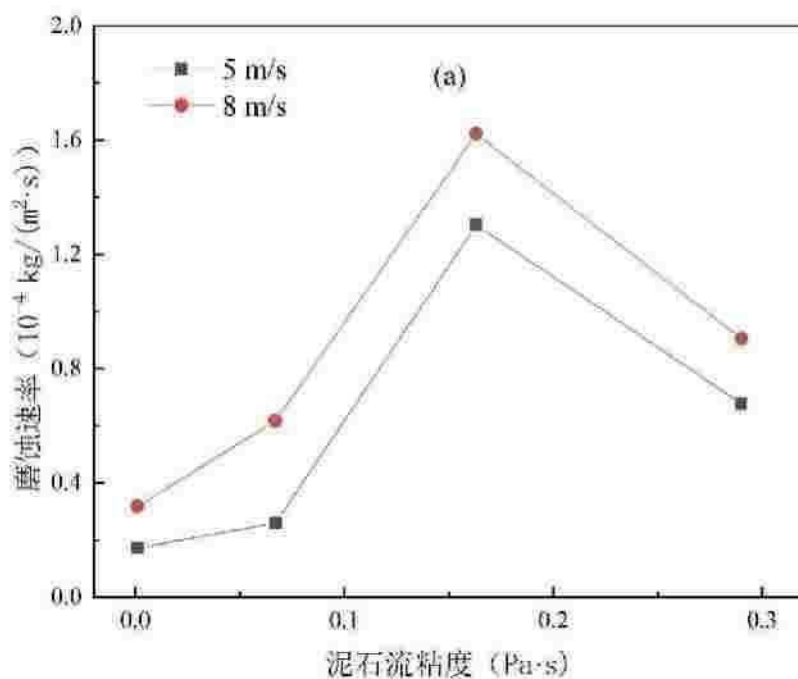


图 1.5 泥石流粘度对混凝土试件的磨蚀量速率的影响，其中（a）为 C20，（b）为 C25，碎石级配 4，固相比 0.05

粘度对混凝土磨蚀量速率的影响规律，如图1.5所示。随着泥石流粘度的增加，混凝土磨蚀量速率增大。在5 m/s泥石流速度下，C20混凝土磨蚀量速率由 $1.72 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.30 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ，当泥石流粘度超过 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，磨蚀量速率出现降低，在 $0.29 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，降至 $6.77 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。同样，对于C25混凝土磨蚀量速率由 $1.56 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.04 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ；当泥石流粘度超过 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，磨蚀量速率出现降低。在8 m/s泥石流速度下，C20混凝土磨蚀量速率由 $3.12 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.62 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ，C25混凝土磨蚀量速率由 $1.83 \times 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.33 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。当泥石流粘度超过 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，磨蚀量速率同样出现降低。

3) 泥石流浆体粘度对混凝土磨蚀形貌的影响

碎石级配对混凝土磨蚀形貌的影响如图1.6至图1.9所示。由图1.6至图1.9可以看出，在相同的泥石流速度下，随着泥石流粘度的增加，混凝土表面粗糙程度越大。当粘度超过 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，混凝土表面磨蚀深度与粗糙程度明显降低。对于C20与C25的混凝土均出现相似规律。当粘度低于 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 时，随着粘度的增加，混凝土表面出现的磨蚀沟槽或凹陷逐渐变宽加深，泥石流对混凝土的磨蚀破坏逐步恶化。





图 1.6 粘度对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌 (8 m/s), 左至右依次为粘度 $8.95 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.067 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 固相比 0.05, 碎石级配 4



图 1.7 粘度对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌 (5 m/s), 左至右依次为粘度 $8.95 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.067 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.29 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 固相比 0.05, 碎石级配 4



图 1.8 粘度对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (8 m/s), 左至右依次为粘度 $8.95 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.067 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $0.29 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 固相比 0.05, 碎石级配 4



图 1.9 粘度对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (5 m/s)，左至右依次为粘度 $8.95 \times 10^{-4} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ， $0.067 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ， $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ， $0.29 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 固相比 0.05，碎石级配 4

(3) 碎石级配对混凝土磨蚀的影响

1) 碎石级配对混凝土磨蚀损失率的影响

通过20个工况的磨蚀试验得到了各碎石级配条件下泥石流对C20与C25混凝土的磨蚀情况，见图1.10。由图1.10可以看出，C20与C25混凝土的损失率随着碎石级配编号的增加（大颗粒碎石含量增加）而增大。在5 m/s泥石流速度下，C20混凝土损失率随着碎石级配编号增加，由2.26%增加至4.03%，在8 m/s泥石流速度下，C20混凝土损失率随着碎石级配编号增加，由2.87%增加至6.77%。在相同的碎石级配条件下，泥石流速度越大，混凝土损失率越高。由速度导致的混凝土损失率的差异随着碎石级配的增加而增大，其原因在于大粒径的碎石在8 m/s和5 m/s速度下携带的能量差异导致的。大粒径碎石的速度越高越容易对混凝土造成损伤。C25混凝土损失率也存在类似的变化规律，在5 m/s与8 m/s泥石流速度下，混凝土损失率分别由1.54%增加至2.96%，2.68%增加至5.53%。对比图1.10中a与b，不难发现C25混凝土的损失率均小于

相同泥石流速度与碎石级配条件下的C20混凝土的损失率，显然混凝土的强度对磨蚀有较为明显的影响，混凝土强度越大，磨蚀损失率越小。

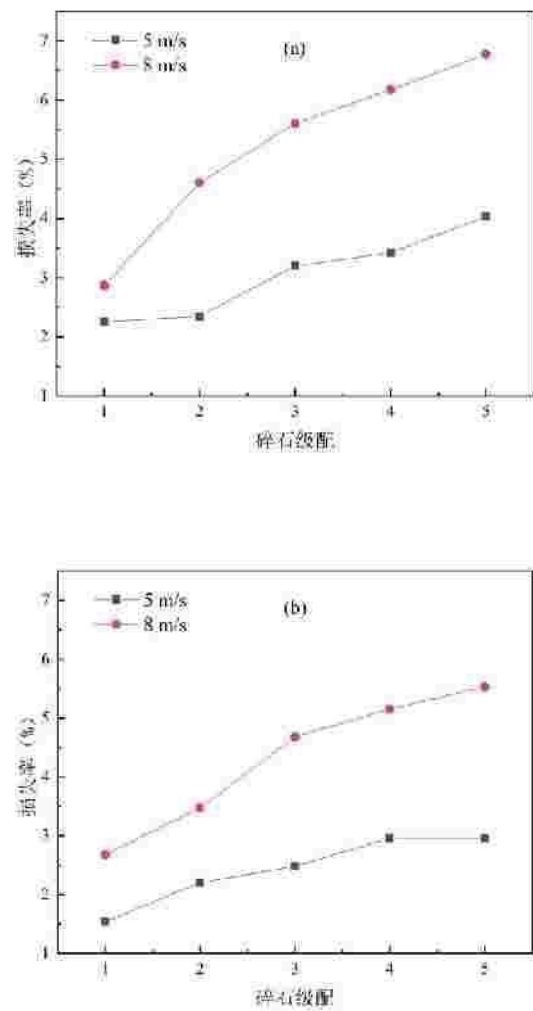


图 1.10 碎石级配对混凝土试件的磨蚀损失率的影响，其中（a）混凝土强度为 C20，（b）混凝土强度为 C25，粘度 0.163 Pa s，固相比 0.1

2) 碎石级配对混凝土磨蚀量速率的影响

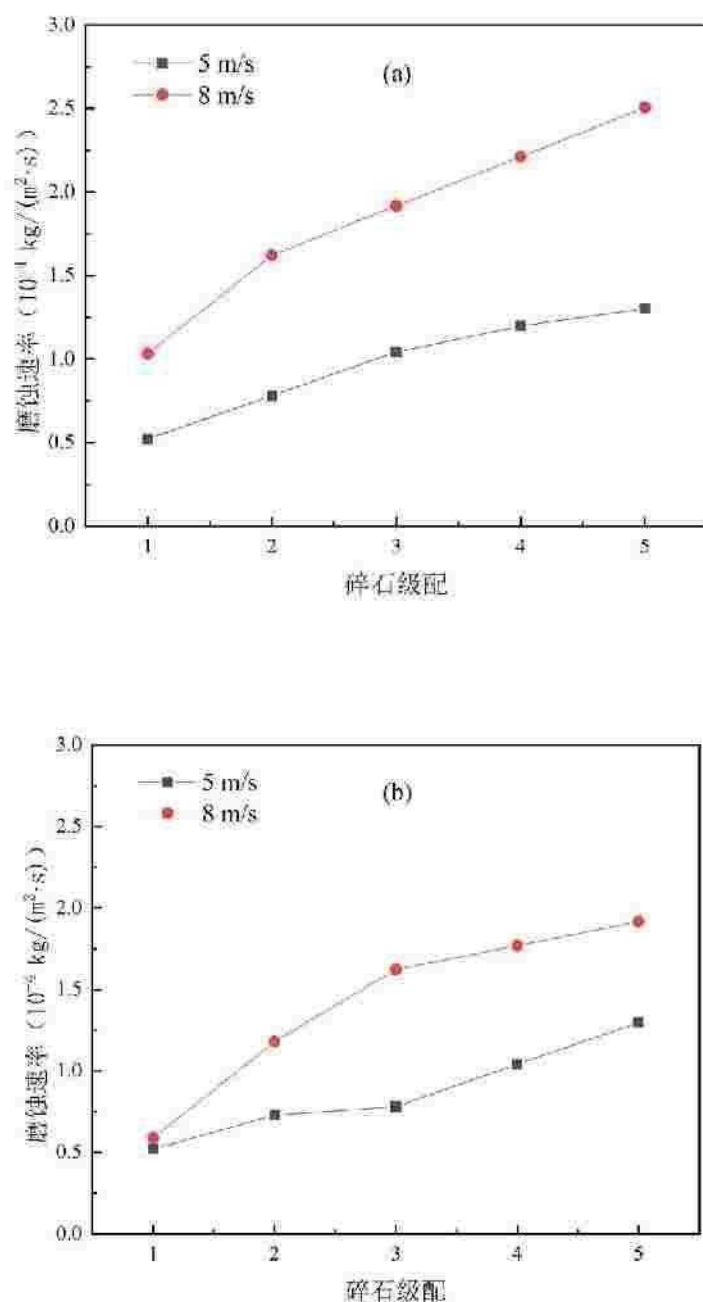


图 1.11 碎石级配对混凝土磨蚀量速率的影响，其中 (a) 为 C20，(b) 为 C25，粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ，固相比 0.1

根据公式 (2) 计算得到混凝土磨蚀量速率，碎石级配对混凝土磨蚀量速率的影响如图 1.11 所示。混凝土磨蚀量速率与碎石级配成正相关性。C20 与 C25 混凝土的磨蚀量速率随着碎石级配编号的增加（大颗粒碎石含量增加）而增大。在 5 m/s 泥石流流速度下，C20 混凝土磨蚀量速率随着碎石级配编号增加，

由 $0.521 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.303 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ，在8 m/s泥石流流速下，C20混凝土磨蚀量速率随着碎石级配编号增加，由 $1.03 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $2.51 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。在相同的碎石级配条件下，泥石流流速越大，混凝土磨蚀量速率越高。C25混凝土磨蚀量速率也存在类似的变化规律，在5 m/s与8 m/s泥石流流速下，混凝土磨蚀量速率分别由 $0.520 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.298 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ， $0.590 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 增加至 $1.918 \times 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。对比图1.5中a与b，C25混凝土磨蚀量速率均小于相同泥石流流速与碎石级配条件下的C20混凝土磨蚀量速率，显然混凝土的强度对磨蚀量速率有较为明显的影响，混凝土强度越大，混凝土磨蚀量速率越小。故此在设计建造泥石流防治工程结构时建议采用高强度混凝土。

3) 碎石级配对混凝土磨蚀形貌的影响

碎石级配对混凝土磨蚀形貌的影响如图1.12至图1.15所示。由图1.12至图1.15可以看出，在相同的泥石流流速下，混凝土的表面粗糙程度随着碎石级配编号的增加（大颗粒碎石含量增加）而升高。碎石级配编号越小混凝土表面磨蚀的越平滑，越大混凝土表面越粗糙。泥石流运动过程中，其所含的碎石与混凝土发生碰撞，导致混凝土表面局部出现破损，随着时间的延长，破损处磨蚀进一步积累加剧，从而导致混凝土表面出现磨蚀沟槽或局部严重凹陷。对于同等强度的混凝土，泥石流流速越大，混凝土表面越粗糙。在相同的泥石流流速下，混凝土强度越大，其表面越平滑。这与高强度混凝土较低的损失率和磨蚀量速率相一致。





图 1.12 碎石级配对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌 (8 m/s)，左至右依次为级配
1, 2, 3, 4, 5, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 固相比 0.1



图 1.13 碎石级配对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌 (5 m/s)，左至右依次为级配
1, 2, 3, 4, 5, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 固相比 0.1

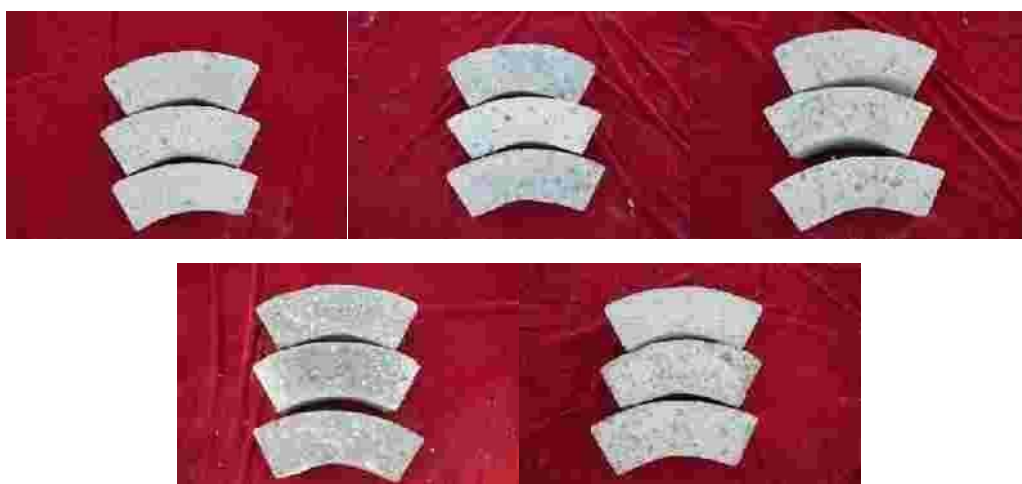


图 1.14 碎石级配对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (8m/s)，左至右依次为级配
1, 2, 3, 4, 5, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 固相比 0.1





图 1.15 碎石级配对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (5m/s)，左至右依次为级配
1, 2, 3, 4, 5, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 固相比 0.1

(4) 固相比对混凝土磨蚀的影响

1) 固相比对混凝土磨蚀损失率的影响

通过16个工况的磨蚀试验得到了各固相比条件下泥石流对C20与C25混凝土的磨蚀情况，见图1.16。由图1.16可以看出，C20与C25混凝土的损失率均随着泥石流固相比的增加而增大，该磨蚀规律与已有报道一致。对于C20混凝土，泥石流流速在5 m/s时，其损失率由0.051%增加至6.4%；在泥石流流速在8 m/s时，其损失率由0.09%增加至9.68%。对于C25混凝土，泥石流流速在5 m/s时，其损失率由0.048%增加至5.65%；在泥石流流速在8 m/s时，其损失率由0.08%增加至9.09%。出现此种现象的原因应该是随着泥石流固相比的增加，泥石流中碎石数量增加，在泥石流运动过程，增加了与混凝土的碰撞频率。对比图1.16中a与b两图可知，在相同的固相比与泥石流速度下，混凝土损失率随着混凝土强度的增加而减小。

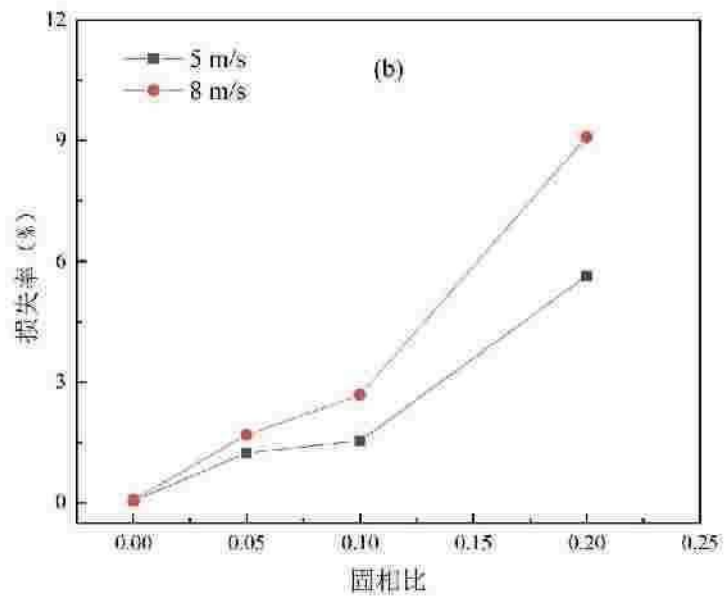
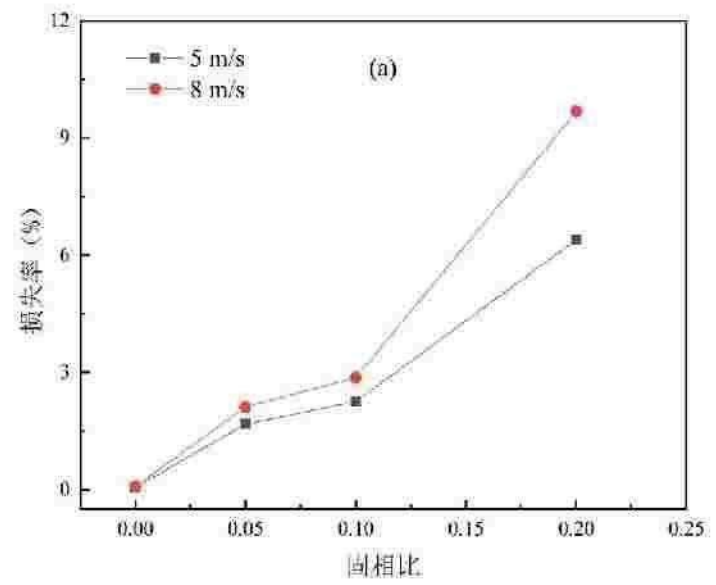


图 1.16 泥石流固相比与碎石级配对混凝土试件的磨蚀影响，其中 (a) 为 C20，(b) 为 C25，碎石级配 1，粘度 0.163 Pa s

2) 固相比对混凝土磨蚀量速率的影响

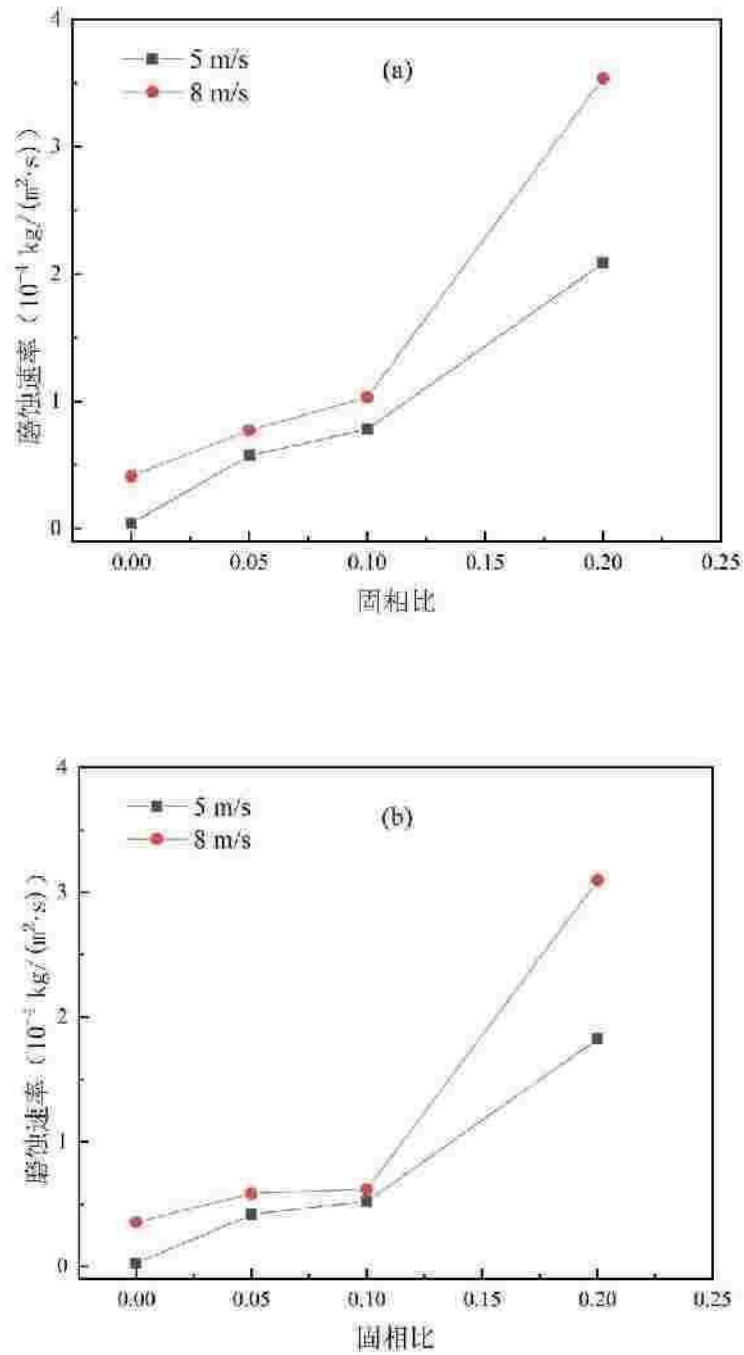


图 1.17 碎石级配对混凝土试件的磨蚀量速率的影响，其中 (a) 为 C20，(b) 为 C25，
粘度 0.163 Pa s，碎石级配 1

固相比对混凝土磨蚀量速率的影响如图1.17所示。在相同的泥石流速度下，C20与C25混凝土的磨蚀量速率随着固相比增加而增大。在5 m/s泥石流速度下，C20混凝土磨蚀量速率由 $4.17 \times 10^{-6} \text{ kg/(m}^2 \cdot \text{s)}$ 增加至 2.08×10^{-4}

kg/(m²·s)，C25混凝土磨蚀量速率由 2.61×10^{-6} kg/(m²·s)增加至 1.82×10^{-4} kg/(m²·s)；在8 m/s泥石流流速度下，C20混凝土磨蚀量速率由 4.17×10^{-5} kg/(m²·s)增加至 3.54×10^{-4} kg/(m²·s)，C25混凝土磨蚀量速率由 3.54×10^{-5} kg/(m²·s)增加至 3.10×10^{-4} kg/(m²·s)。对图1.11与图1.17可以看出，固相比对混凝土磨蚀量速率的影响大于碎石级配对混凝土磨蚀量速率的影响。

3) 固相比对混凝土磨蚀形貌的影响

固相比对混凝土磨蚀形貌的影响如图1.18至图1.21所示。由图1.18至图1.21可以看出，在相同的泥石流流速度下，混凝土的表面粗糙程度随着固相比的增加而升高。固相比为0时（泥石流为浆体，无碎石）其表面与几乎未出现损伤，此时对应的损失率与磨蚀量速率均为最低。在相同的速度下，泥石流中碎石的含量增加，碎石与混凝土发生碰撞的概率大大增加，从而使得混凝土损失率与磨蚀量速率均出现增大，在混凝土形貌方面则表现出表面粗糙程度增大。随着混凝土的磨蚀其内部的碎石裸露并出现损伤。故此在设计建造泥石流防治工程结构时可以向混凝土中添加耐磨材料，如碎钢屑等。



图 1.18 固相比对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌（8 m/s），左至右依次为固相比 0，0.05，0.10，0.20，粘度 0.163 Pa·s，碎石级配 1



图 1.19 固相比对 C20 混凝土磨蚀的表面形貌（5 m/s），左至右依次为固相比 0，0.05，0.10，0.20，粘度 0.163 Pa·s，碎石级配 1



图 1.20 固相比对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (8 m/s), 左至右依次为固相比 0, 0.05, 0.10, 0.20, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 碎石级配 1



图 1.21 固相比对 C25 混凝土磨蚀的表面形貌 (5 m/s), 左至右依次为固相比 0, 0.05, 0.10, 0.20, 粘度 $0.163 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 碎石级配 1

(5) 混凝土强度对磨蚀的影响

图1.22为不同的泥石流流速度下，混凝土损失率随试件标号变化的磨蚀情况，由图1.22可以看出在相同的磨蚀速度下，随着混凝土试件标号的变化（试件强度降低），混凝土试件的损失率不断增大。在相同的试件标号下，随着速度的增加，混凝土损失率增大。在速度为10 m/s时，随着试件标号的变化，试件损失率由2.087%增加至3.66%；在速度为8 m/s时，随着试件标号的变化，损失率由1.89%增加至2.85%；在速度为5 m/s时，随着试件标号的变化，试件损失率由1.56%增加至2.16%。显然混凝土强度对损失率影响显著，强度越高泥石流对其磨蚀程度越低。因此在泥石流频发区域的排导结构建议采用高强度的混凝土，以降低泥石流磨蚀造成的损伤。

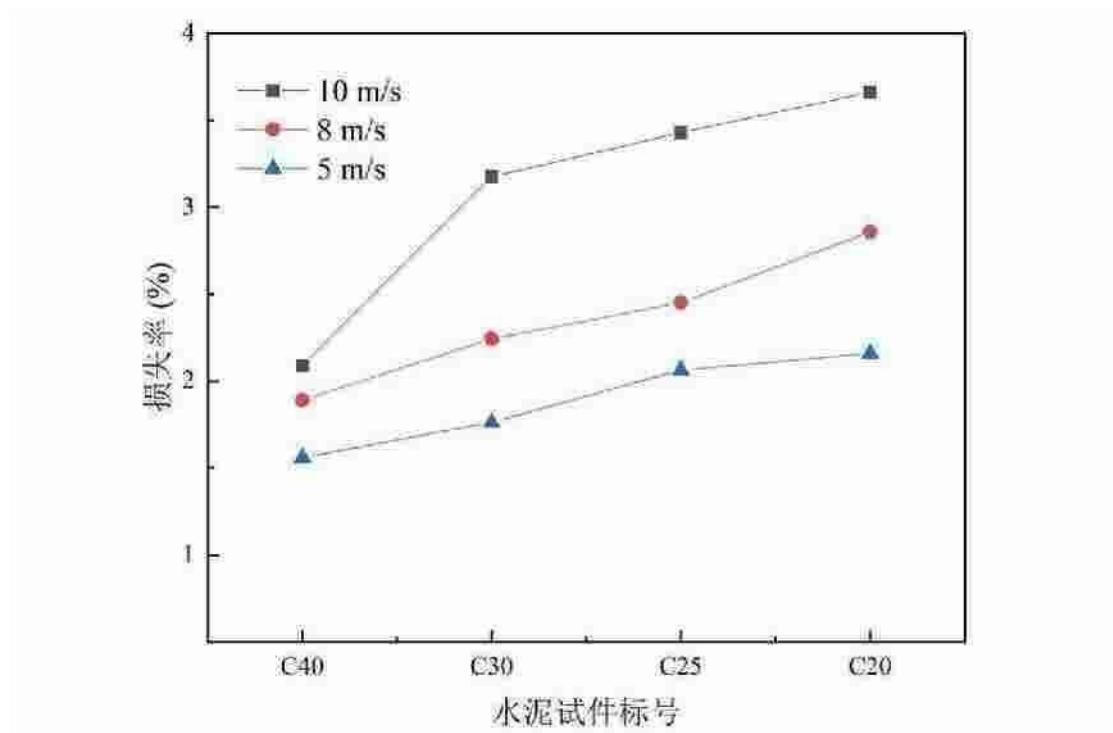


图 1.22 水泥试件标号对磨蚀影响（碎石级配 4，固相比 0.1）

2) 水泥试件标号对磨蚀量速率的影响

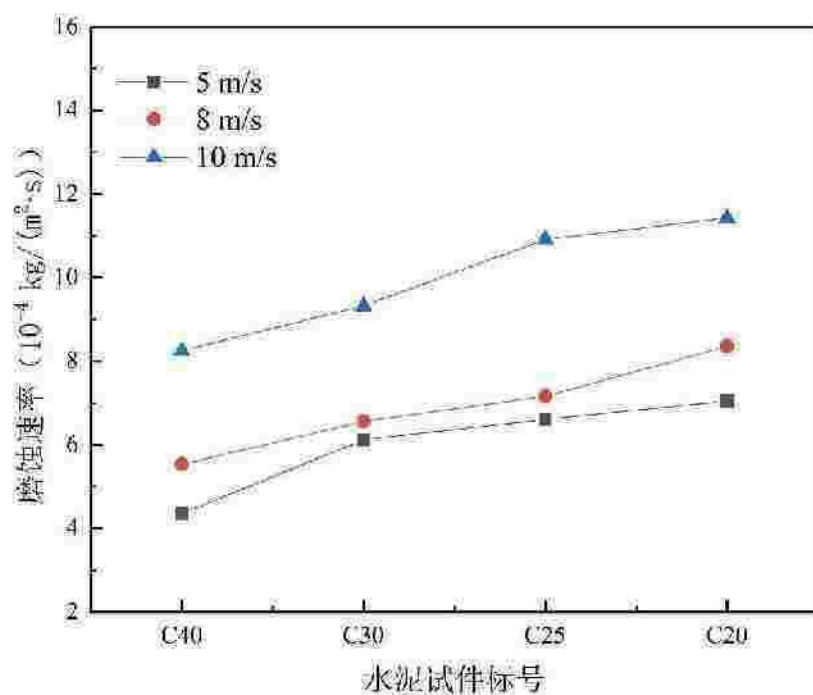


图 1.23 水泥试件标号对混凝土试件的磨蚀量速率的影响，碎石级配 4，固相比 0.1

水泥试件强度对混凝土磨蚀量速率的影响如图 1.23 所示。在相同的泥石流速度下，随着水泥试件强度的降低，混凝土的磨蚀量速率增大，基本呈现

线性关系。在同种水泥试件强度条件下，泥石流流速度越大，试件的磨蚀量速率越大。

3) 水泥试件标号对磨蚀形貌的影响



图 1.24 不同标号混凝土的磨损情况（向右依次 C20，C25，C30，C40，速度 5m/s）



图 1.25 不同标号混凝土的磨损情况（向右依次 C20，C25，C30，C40，速度 8m/s）

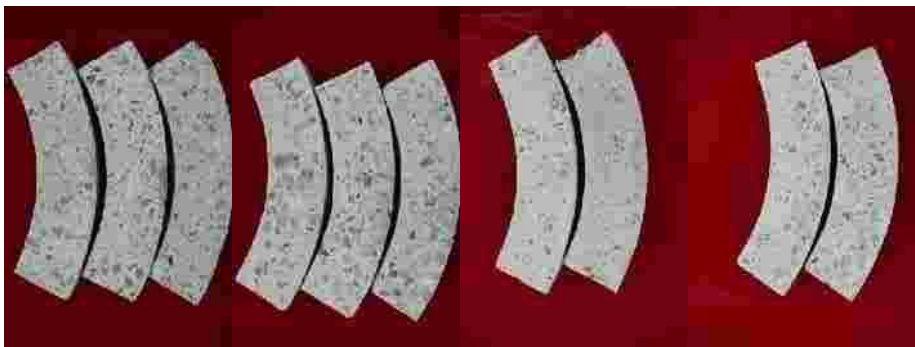


图 1.26 不同标号水泥的磨损情况（向右依次 C20，C25，C30，C40，速度 10m/s）

固相比对混凝土磨蚀形貌的影响如图1.24至图1.26所示。由图1.24至图1.26可以看出，在相同的泥石流流速度下，混凝土的表面粗糙程度随着水泥标号的增加而降低。水泥标号为C40时其表面仅出现轻微磨蚀，此时对应的损失率与磨蚀量速率均为最低。在相同的水泥试件标号下，泥石流流速度越大，使

得混凝土损失率与磨蚀量速率均出现增大，在混凝土形貌方面则表现出表面粗糙程度增大。

(6) 泥石流对混凝土磨蚀系数

泥石流对混凝土磨蚀系数为磨蚀量速率与混凝土密度的比值，单位为m/s。根据2.2.2至2.2.5部分的实验数据，计算获得了石流浆体粘度、固相比、颗粒直径、流速等参数对不同标号混凝土材料的磨蚀系数，如表1.4所示。根据泥石流的特性（如流速、固相比、粘度计泥石流中固相颗粒平均粒径）可以查表获得其对不同标号混凝土的磨蚀系数。

表 1.4 不同标号混凝土材料泥石流磨蚀系数

混凝土标号 (MPa)	固相比	粘度 (Pa·s)	流速 (m/s)	平均粒径 (mm)	磨蚀系数 (10 ⁻⁸ m/s)
C20	0.05	0.0089-0.29	5~10	2-12	5.08-122
	0.10	0.0089-0.29	5~10	2-12	7.75-233
	0.15	0.0089-0.29	5~10	2-12	9.91-351
	0.20	0.0089-0.29	5~10	2-12	8.23-821
C25	0.05	0.0089-0.29	5~10	2-12	5.01-122
	0.10	0.0089-0.29	5~10	2-12	5.84-225
	0.15	0.0089-0.29	5~10	2-12	6.24-345
	0.20	0.0089-0.29	5~10	2-12	9.37-745
C30	0.05	0.0089-0.29	5~10	2-6	3.9-18.5
	0.10	0.0089-0.29	5~10	2-6	4.6-79.6
	0.15	0.0089-0.29	5~10	2-6	5.16-87.6
	0.20	0.0089-0.29	5~10	2-6	6.34-486
C40	0.05	0.0089-0.29	5~10	2-6	2.85-15.2
	0.10	0.0089-0.29	5~10	2-6	3.14-48.9
	0.15	0.0089-0.29	5~10	2-6	3.84-68.9
	0.20	0.0089-0.29	5~10	2-6	5.79-289

3、泥石流磨蚀机理

(1) 液相浆体磨蚀理论

泥石流中液相浆体对沟壁的磨蚀作用主要体现在两个方面，一方面是液相浆体具有一定粘性，其自身性质更加趋向于宾汉流体，由于宾汉流体在受外力作用时会产生明显的剪切力，剪切力大小与浆体屈服剪应力和流速梯度及粘滞系数有关，故泥石流液相浆体自身会对沟床壁面产生一定程度的磨蚀

效应；另一方面，固相颗粒的运动特性受液相浆体控制，当液相浆体粘度较大时，固相颗粒受到的浮力也就越大，使得其有效重力显著降低，部分固相颗粒可在液相浆体中处于悬浮状态，与液相浆体一同流运动，使得相对运动特征不明显，即液相浆体对沟壁的磨蚀特性可通过其对固体颗粒的影响来间接体现，液相浆体粘度越大，固相颗粒有效重度越小，对沟床磨蚀作用越小。综上，对于液相浆体自身对沟床壁面的磨蚀作用来讲，其粘度越大，对沟床磨蚀作用越大，然而从其对固体颗粒的间接影响来看，粘度越大，对沟床磨蚀作用越小，液相浆体对沟床的影响作用具有双面性，具体作用效应取决于何种因素占主导作用。

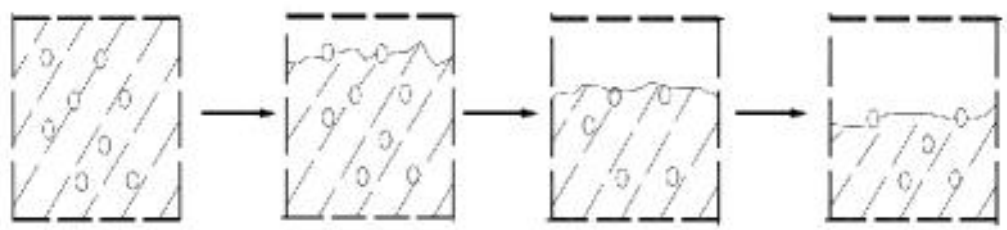


图 1.27 泥石流浆体的磨蚀作用

(2) 固相颗粒磨蚀理论

泥石流对沟床壁面的磨蚀特性本质上是固相颗粒和液相浆体对沟床壁面的综合磨蚀能力的表现，其中固相颗粒占主导作用。最底层的固相颗粒物质在液相浆体的包裹和拖曳作用下沿沟床壁面滑动、滚动或跳动，与沟床上的凹凸起伏面“咬合”，进而对壁面产生切削磨蚀作用。磨蚀作用强烈程度与固相颗粒级配、颗粒形状、颗粒运动速度以及颗粒含量即固相比有关。通常情况下，泥石流浆体中固相颗粒含量越多，即固相比越大时，参与沟床磨蚀的颗粒量就越多，同时底层的颗粒骨架受到的有效重力就越大，进而对沟床的磨蚀作用更强烈；对于固相颗粒级配，相比而言，粗颗粒含量较多的泥石流对沟底的磨蚀作用更强烈；固相颗粒运动特征，比如运动速度（相对于液相浆体运动速度）和运动方式（滑动、滚动或跳动），通常相对运动速度会影响到固相颗粒在液相浆体中所受到的拖曳力和上举力，相对运动速度越

大，固相颗粒所受到的拖曳力和上举力就越大，增加拖曳力有助于保持固相颗粒持续随浆体运动，而且更容易使得固体颗粒产生滑动，固对增加泥石流磨蚀能力有利，但是在增加拖曳力的同时，上举力也会随之增加，上举力作用方向和重力相反，当上举力增加后固体颗粒沿流向法线方向的有效重力将会降低而且可能会导致固体颗粒产生跳跃和滚动，相比于拖曳力，有效重力是影响固体对壁磨蚀能力的重要因素，故综合分析，当固相颗粒与液相浆体相对运动速度越大时，固相颗粒对沟床壁面的磨蚀作用越弱。除此之外，固相颗粒形状对磨蚀作用也有影响，通常固相颗粒磨圆度越差，对沟床壁面的咬合作用越好，进而在液相浆体拖曳作用下产生的切削作用越明显，对沟床磨蚀作用越强烈。

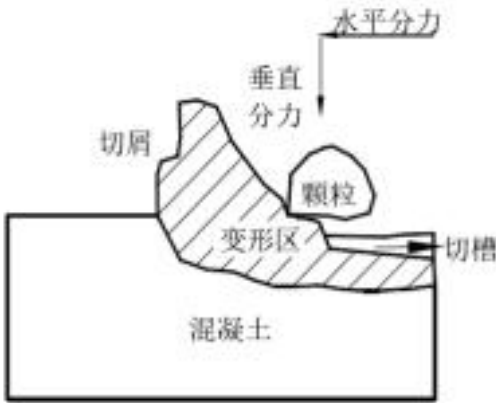


图 1.28 泥石流固相颗粒的切削作用

(3) 影响磨蚀的因素

造成磨蚀由多种因素构成，比如流体的速度和性质、流体内部颗粒物的浓度、大小、形状以及冲击角度、流体的流态、泥石流排导槽的材质和运行时间等。以下说明四种对磨蚀影响较大的因素。

1) 泥石流速度的影响

流体与固体表面间相对运动的速度大导致表面的破坏，显然影响磨蚀的重要因素是流体与固体边界相对运动。磨蚀过程中含砂介质流速的作用非常大，在很多时候，可以通过控制流达到降低磨蚀损伤的目的。

2) 颗粒形状的影响

颗粒物形状一般越不规则造成的影响越大。因此引入形状系数以便于量化影响程度，当颗粒形状为标准球形时，形状系数为1。

3) 颗粒直径的影响

由颗粒之间通常可以看出颗粒的体积与质量。研究表明直径越大的颗粒物对固体边界造成的磨蚀影响越大，但在某些条件下是存在临界值的，即颗粒直径小于临界值时，磨蚀速率与颗粒直径间成正相关，但是当直径达到临界值时，随着直径的增加，磨蚀速率将不再出现明显的增加趋势，多为小范围上下浮动。

4) 冲击角的影响

冲击角顾名思义就是流体内颗粒物与固体表面发生碰撞时二者之间的夹角。一般对塑性材料磨蚀最大的角度在 $15^{\circ} - 30^{\circ}$ 之间，而对脆性材料磨蚀最大的一般时正面冲击即夹角为 90° 。

4、泥石流磨蚀力计算方法

把泥石流中粒径大于2 mm的固相颗粒视为固相物质，其余视为等效浆体，即把泥石流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。把泥石流流体视为与沟槽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磨蚀防治结构和岸坡。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。

(1) 泥石流液相浆体流速

$$\dots \quad (1)$$

$$\dots \quad (2)$$

$$\dots \quad (3)$$

式中： α 为泥石流体的固相比； G 为固相颗粒流速差异系数，是固相比 α 、分析断面以上流通区长度 L 和泥石流体厚度 h 的函数， G 可由泥石流固相流速差异系数曲线确定，其余参数见文献冲淤变动型沟谷泥石流防治结构抗撞关键技术研究报告。

（2）泥石流液相加速度

令泥石流排导槽为矩形排导槽，其内分析部位平均宽度为 b ，过流断面面积为 A ，排导槽的底坡为 i ，水半径为 R ，泥石流的体积流量为 Q ， k 为考虑泥石流与一般流体的差异修正系数， β 为动能修正系数， n 为排导槽的粗糙系数，则泥石流液相加速度 a_f 为

$$\dots\dots\dots (4)$$

$$\dots\dots\dots (5)$$

$$\dots\dots\dots (6)$$

$$\dots\dots\dots (7)$$

$$\dots\dots\dots (8)$$

（3）泥石流固相颗粒流速

$$\dots\dots\dots (9)$$

$$\dots\dots\dots (10)$$

$$\dots\dots\dots (11)$$

（4）泥石流固相加速度

$$\dots\dots\dots (12)$$

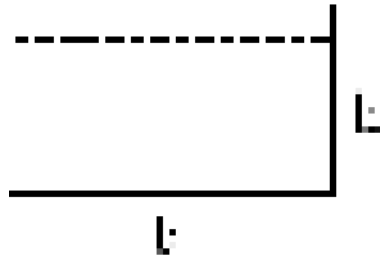


图 1.29 矩形泥石流排导槽

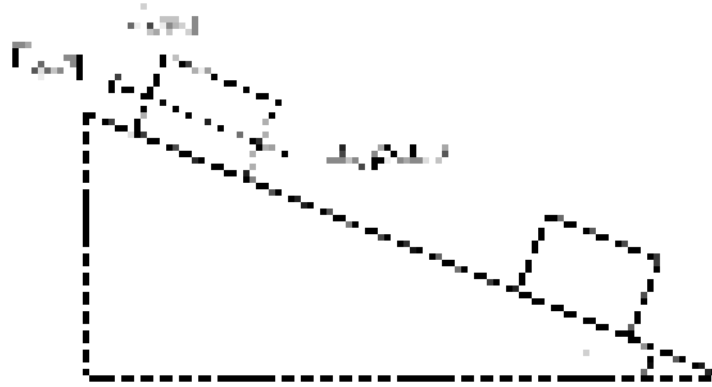


图 1.30 泥石流在排导槽内运动过程中固相的受力分析

泥石流固相部分在流动过程中服从牛顿第二定律，可得

$$\dots \dots \dots (13)$$

式中 m_s 为单位体积泥石流中固相颗粒的质量， ϕ 为泥石流排导槽与水平方向的夹角， $F_{固-液}$ 固相与液相之间存在切应力， $F_{s磨蚀}$ 为泥石流中固相对排导槽的磨蚀力。



图 1.31 泥石流在排导槽内运动过程中液相的受力分析

泥石流液相部分在流动过程中服从牛顿第二定律，可得

$$\dots \dots \dots (14)$$

式中 m_f 为单位体积泥石流中液相的质量， $F_{f\text{磨蚀}}$ 为泥石流中液相对排导槽的磨蚀力。

根据式（1）与式（9）可知，固相与液相的速度不等，显然式（13）与式（14）中的切应力 $F_{\text{固-液}}$ 方向相反，大小相等。以泥石流流动的方向为正方向，联立式（13）与式（14），可得

$$\tau_{\text{固-液}} = \tau_{\text{液-固}} = \tau_{\text{磨蚀}} \quad (15)$$

即为泥石流受到来自于排导槽的摩擦阻力 $F_{\text{磨蚀}}$ 。

$$F_{\text{磨蚀}} = \tau_{\text{磨蚀}} \cdot A = \tau_{\text{磨蚀}} \cdot \frac{\pi}{4} d^2 L \quad (16)$$

式中 m 为单位体积泥石流的质量。可以利用（16）式计算泥石流对排导槽的磨蚀力。

5、泥石流磨蚀状态方程

基于排导槽磨蚀的影响因素，排导槽结构的磨蚀速率表达式为：

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\pi}{4} d^2 L \frac{dF_{\text{磨蚀}}}{dt} \quad (17)$$

式中： γ 、 v 、 τ_0 、 μ 、 F_D 、 d_{90} 、 d_{10} 分别代表泥石流的容重、流速、初始剪切力、粘滞系数、拖曳力和颗粒代表粒径； σ 、 α 、 E 分别代表衬砌的正压力、冲刷角度和弹性模量。

分析（16）式可以发现，初始剪切力 τ_0 为粘滞系数 μ 的函数，拖曳力 F_D 为粘滞系数 μ 的函数， d_{90}/d_{10} 为平均粒径 d 的函数，衬砌的正压力 σ 为泥石流流速 v 和重度 γ 的函数，冲刷角度 α 可以用流速 v 来描述，弹性模量 E 可以用混凝土的抗压强度 p 描述。故此（17）式可以整理为：

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\pi}{4} d^2 L \frac{d}{dt} \left(\frac{\tau_0}{\mu} \right) \quad (18)$$

整理（18）式可以得到：

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\pi}{4} d^2 L \frac{d}{dt} \left(\frac{\tau_0}{\mu} \right) \quad (19)$$

根据 π 定理，泥石流磨蚀排导槽这一物理过程包含了6个物理量，其中有3个基本量（量纲独立，不能相互导出的物理量），这里选择流速 v ，粘滞系数 μ 和粒径 d 作为基本量。由量纲公式：

$$\dots \quad (20)$$

则

$$\dots \quad (21)$$

$$\dots \quad (22)$$

$$\dots \quad (23)$$

满足基本量量纲独立的条件是量纲式中的指数行列式

$$\begin{vmatrix} \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots \end{vmatrix}$$

因此选择流速 v ，粘滞系数 μ 和粒径 d 作为基本量是合理的。

(19) 式中除了三个基本量外，其余物理量可以与基本量组成 π 项。

$$\dots \quad (24)$$

$$\dots \quad (25)$$

$$\dots \quad (26)$$

根据量纲和谐原理，可分别求出 π 数中的指数。

以 π_1 为例，量纲关系为

$$\dots \quad (27)$$

$$\dots \quad (28)$$

对基本量纲M: $x_1=0$

对基本量纲L: $-x_1+y_1+z_1=1$

对基本量纲T: $-x_1-y_1=-1$

解得 $x_1=0$, $y_1=1$, $z_1=0$

所以

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix} \quad (29)$$

同理

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix} \quad (30)$$

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix} \quad (31)$$

则

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix} \quad (32)$$

对 求解

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix} \quad (33)$$

显然 是关于 与 的函数。

根据2.2部分的实验数据, 进行无量纲化处理, 将无量纲处理后的数据 、 与 作图, 如图1.32所示。由于 、 与 的数量级差别较大, 利用图1.32不容易查到相应的 数据。为了更好的反映 , 与 之间的关系, 将上述三项参数依次变换为 , , 与 , 并进行作图如图1.33所示。在获得 与 数据的前提下, 由图1.33更容易查到对应的 , 图1.33更容易在泥石流防护工程磨蚀性能的

分析。 $\frac{H}{v}$ 与 $\frac{p}{\mu v d^2}$ 之间的数量关系可进一步变换为

(34) 式。

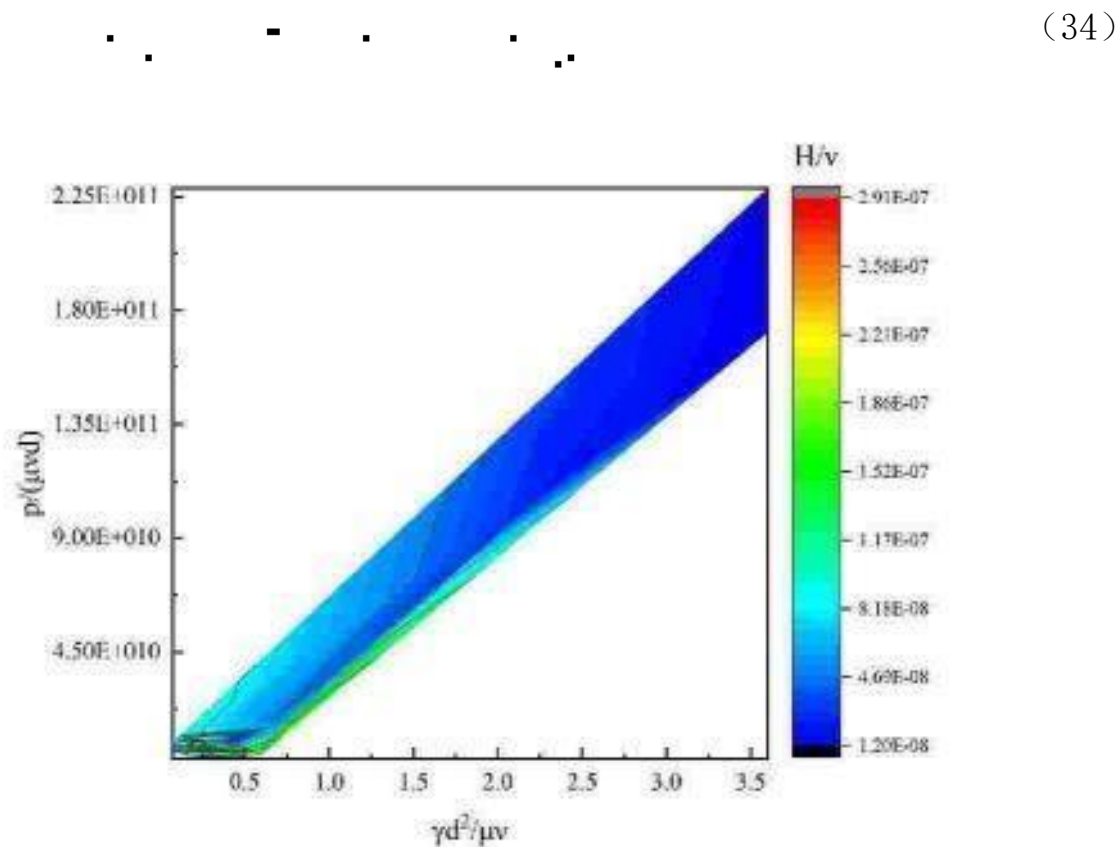


图 1.32 H/v 与 $\gamma d^2/\mu v$, $p/(\mu v d)$ 关系图

为进一步求解 $\frac{H}{v}$ ，将 2.2 部分的数据无量纲变换后的数据利用 1stopt 进行拟合。得到 (34) 式准确表达式 (35) 如下，拟合方差为 $R^2=0.967$ 。

$$\frac{H}{v} = 1.2 \times 10^{-8} \left(\frac{\gamma d^2}{\mu v} \right)^{0.5} \left(\frac{p}{\mu v d} \right)^{0.5} \quad (35)$$

在泥石流浆体粘度在 0.06 Pa·s-0.163 Pa·s，固相比在 0.05-0.2，泥石流平均流速在 5 m/s-8 m/s，碎石平均粒径在 2 mm-5 mm，(35) 式可以较为准确的预测泥石流磨蚀速率。

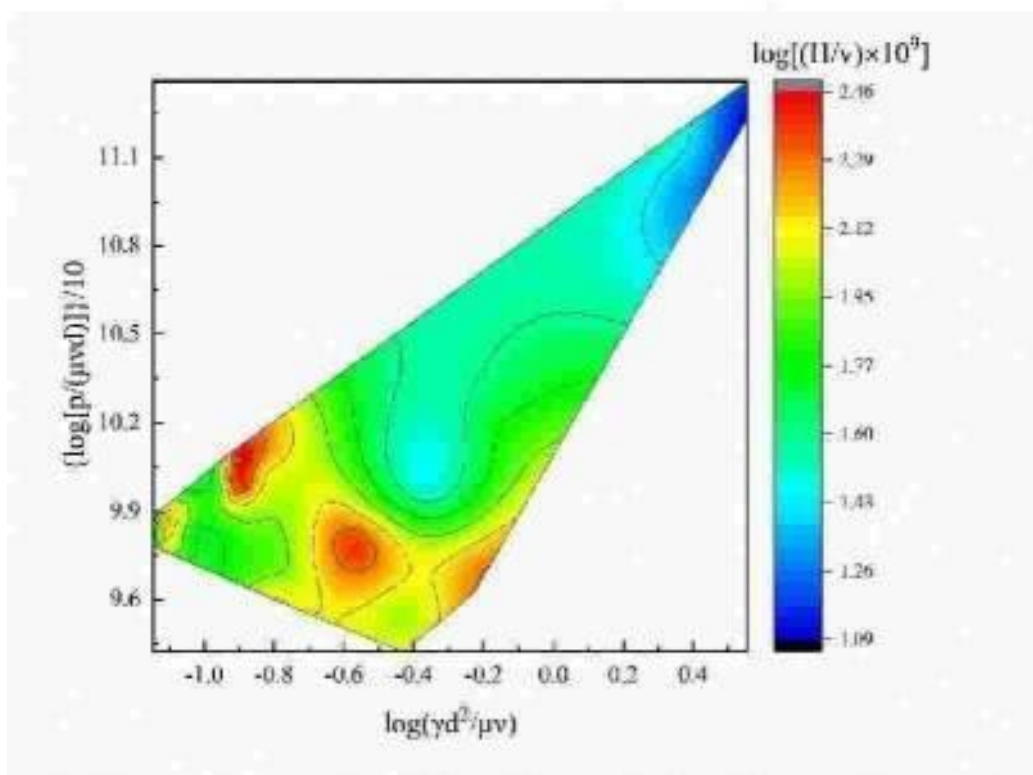


图 1.33 $\log(H/v \times 10^9)$ 与 $\log(\gamma d^2/\mu v)$, $\{\log[p/(\mu v d)]\}/10$ 关系图

(二) 高位滑坡小口径组合桩群主动固源技术

该部分理论是设计规范3.17节、8.3.4节的重要支撑。

茂县石大关乡拴马村梯子槽滑坡距离新磨滑坡仅20km（图2.1）。该滑坡为一古滑坡，历经了从岷江的河谷下切、边坡岩体发生卸荷现象到岩体倾倒弯折变形折断的漫长的地质动力发展过程。根据现场勘查及钻孔资料显示，滑坡目前正处于倾倒变形阶段。滑坡总方量约 $1388 \times 10^4 \text{ m}^3$ ，为巨型滑坡，直接威胁下部岷江对岸石大关乡政府、小学及加油站等共计113人安全。因此，本节以茂县梯子槽滑坡为例，提出一种针对强震区高位滑坡的主动固源设计方案，以期供类似工程参考。

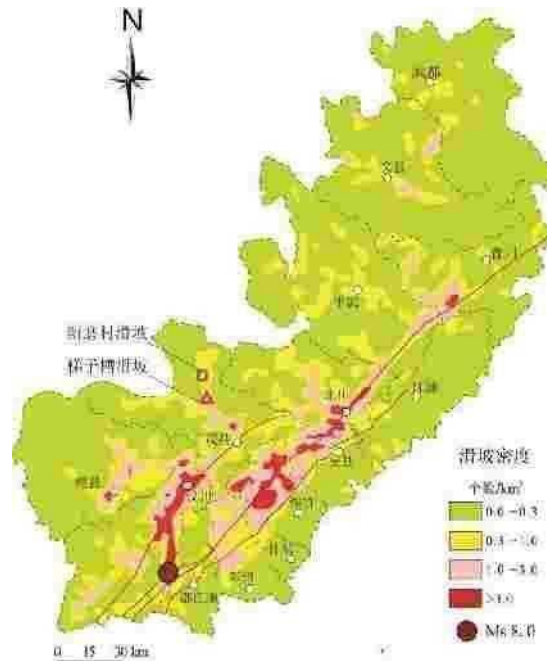


图2.1 梯子槽滑坡位置图

梯子槽滑坡位于岷江右岸，与石大关乡集镇隔江相望，地理坐标北纬 $31^{\circ} 53' 14.89''$ ，东经 $103^{\circ} 40' 51.12''$ 。河谷左岸坡脚有G213国道通过，距离茂县县城约35km，有通村公路可达滑坡体，交通条件较好（图2.1）。岷江河段河谷深切，两岸谷坡陡峻，坡度约 $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ，分水岭高程一般3700m~3900m，谷底宽度100m~200m，高程约1730m（岷江水位标高），相对高差2000m左右。

1、环境地质条件

滑坡区总体上呈圈椅状地形，地势西高东低，斜坡坡向 $44^{\circ} \sim 78^{\circ}$ 。岷江江边至2000m高程段为直线型陡坡，坡度约 70° ，多为基岩出露；2000m以上至滑坡后缘裂缝分布区域地形略为平缓，平均坡度 25° 左右，为滑坡主要分布区域，由于滑动影响以及人为耕种的改造，坡体陡缓相间；滑坡后缘裂缝以上至2450m左右高程区为滑坡后壁陡坡，坡度 45° 左右，多为林地分布（图2.2-2.3）。

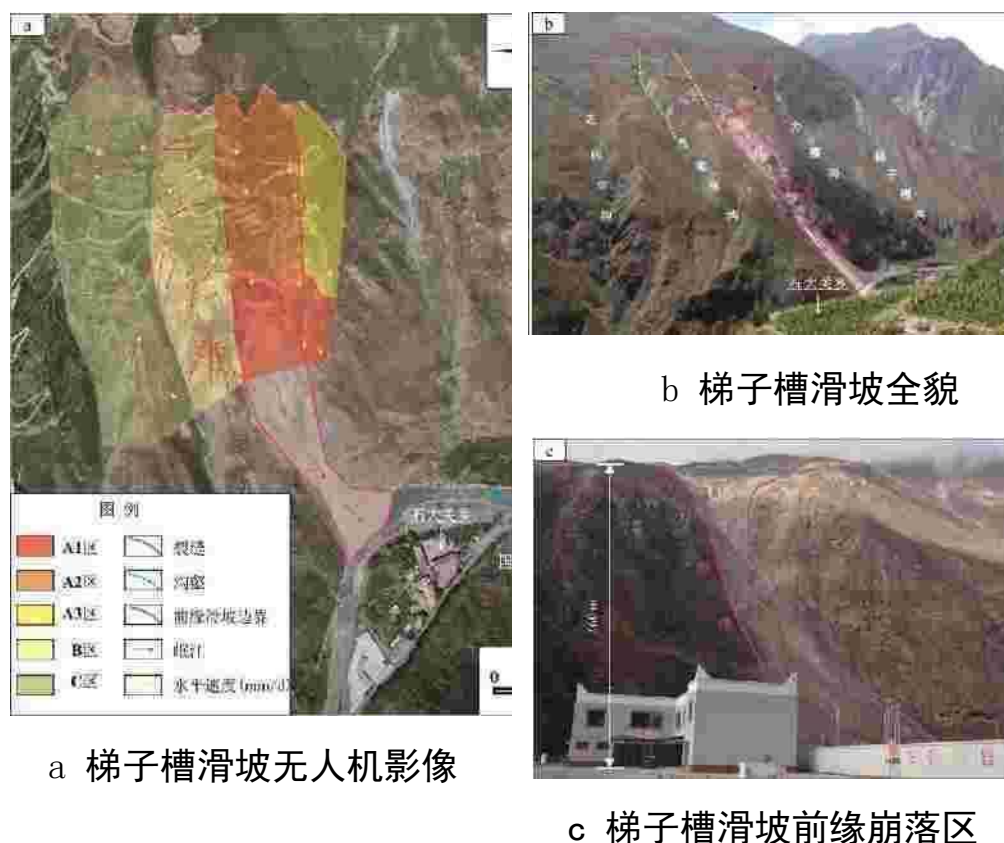


图2.2 梯子槽滑坡平面分区图

滑坡平面形态呈不规则的四边形。其后缘至本次复活滑动形成的后缘深大拉张裂缝后侧陡壁，陡壁高约5~10m；前缘剪出口位于海拔2000m左右，高于岷江水位约260m，坡度由陡变缓的地形转折部位，下部可见大面积出露的完整基岩；北侧至大槽沟附近，南侧至老熊洞沟。这些冲沟均为坡面冲沟，纵坡降大，平时干涸，暴雨条件下易集水汇流，形成短时洪水（图2.2）。滑坡平面地质如图2.3所示。

根据滑坡变形强弱、滑体厚度、滑动方向、地表形态等，划为A、B、C三个大区（图3.2）。北侧为A区：面积11.15万 m^2 ，滑体厚度33.9m，方量378.0万 m^3 。中部为B区：面积6.42万 m^2 ，滑体厚度48.9m，方量313.9万 m^3 。南侧为C区：面积13.21万 m^2 ，滑体厚度52.7m，方量为696.3万 m^3 。由于A区变形较为剧烈，尤其前缘已完全解体，现阶段持续不断发生滑塌，处于不稳定状态，将其进一步分为前缘塌落变形区（A1分区）、后缘拉裂沉陷变形区（A2分区）、北侧剪切变形影响区（A3分区）3个亚区。由于A1区已滑动约6万 m^3 进入岷江，

现阶段还在不断发生规模不等的滑塌，若不及时进行治理加固，势必会引起A区乃至整个梯子槽滑坡整体滑移入江。

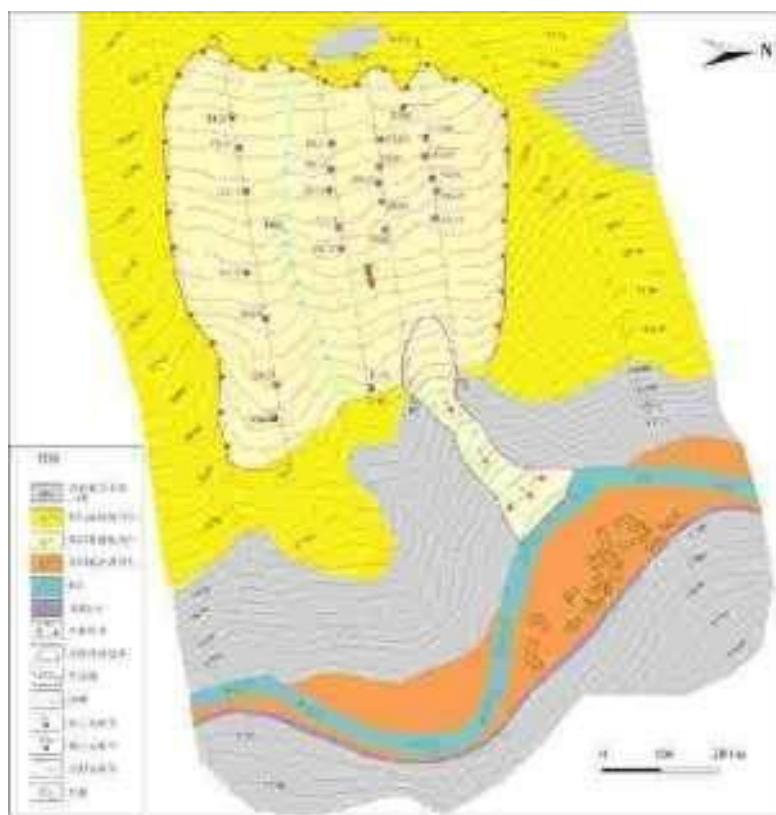


图2.3 梯子槽滑坡平面地质图

图2.4a为A区主剖面I-I'，含ZK01~ZK05钻孔，其中最前缘ZK05布设于A1、A2交界处（裂缝A[#]）后方。根据钻孔揭示的滑体结构特征为：滑体由表层松散堆积体和下部碎裂岩体等2层组成，即表层松散土体厚度一般3~10m，主要为灰黄色粉土夹碎块石或碎块石土；下部为碎裂岩体，原岩成分均为灰黑色、黑色炭质千枚岩，分布于整个滑坡区，厚度10~50m。综合判定为早期倾倒变形体。而下部滑带土主要为灰色或黄褐色的粉质粘土夹角砾、碎块石，呈硬塑状，密实，与上、下母岩一致，可见明显擦痕，滑带土一般厚度1.2~3.0m。

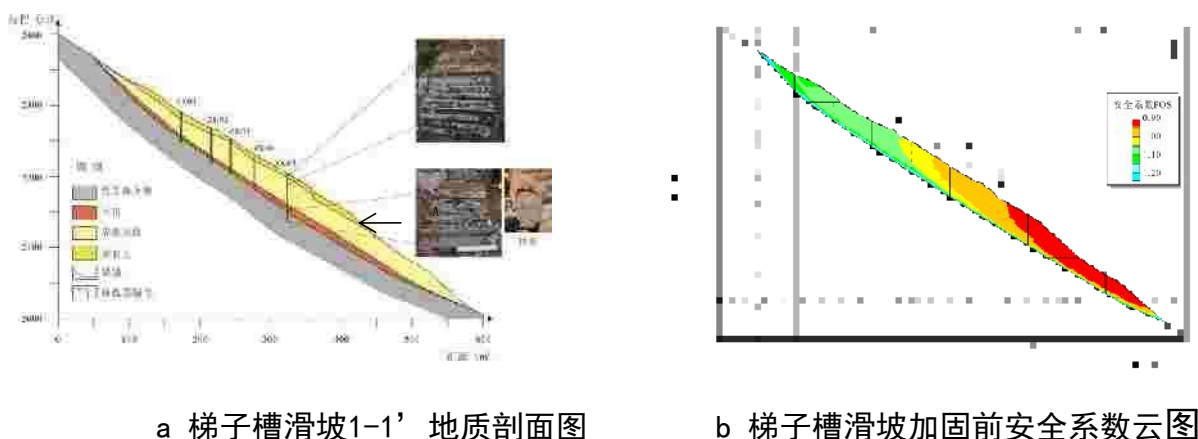


图2.4 梯子槽滑坡1-1' 地质剖面图及安全系数云图

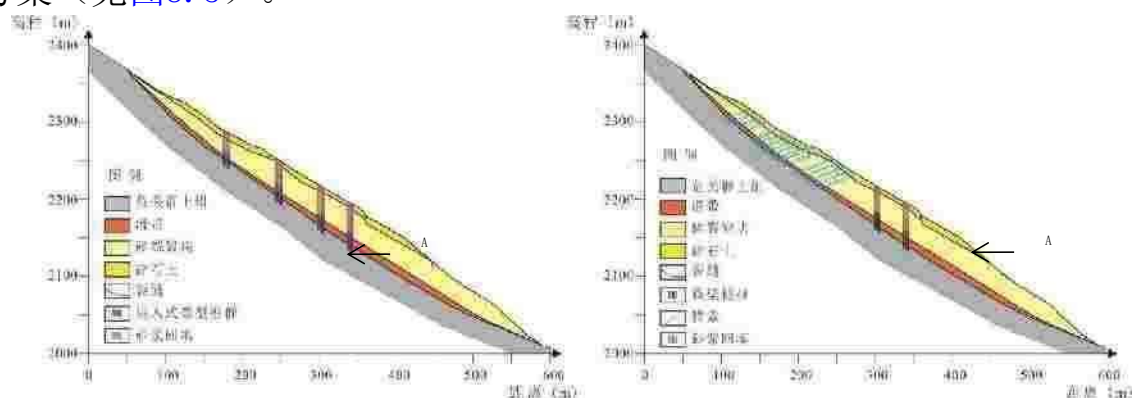
2、加固方案比选

本节以A区主剖面I-I'（图2.4a）为例，评价滑坡在加固前、加固方案一（场镇搬迁：局部小口径组合桩群）、方案二（场镇搬迁：锚索+小口径组合桩群）时的稳定性（图2.5）。其中，考虑到一般桩长设计达到60m以上，有效长度仅有30m左右，故创造性提出埋入式小口径组合桩群，其中桩径300mm，C30工字钢砼结构，桩顶至地表采用砂浆回填，桩群布设形式为拱形，桩间距为2m。锚索采用预应力锚索，预应力2000KN。对比的工况仅考虑天然工况。在场镇搬迁的情况下，该滑坡防治等级标准可按III级设防，依据国标《滑坡防治设计规范》（报批稿），其天然工况下对应的安全系数为1.20。

加固方案对比的依据是利用安全系数分区云图，如图2.4b、图2.6所示，选用的计算软件为FLAC^[18]，选用的方法是强度折减法。其中，计算云图中红色安全系数为0.90~0.95，橙色为0.95~1.00，黄色为1.00~1.05，浅绿色为1.05~1.10，绿色为1.10~1.15，浅蓝色为1.15~1.20，蓝色为1.20以上。图2.4b为天然状态下滑坡安全系数分区图。天然状态下A#以下滑坡体发生局部滑动（A1区滑坡），并形成滑槽，这与图2.4b的红色区域基本吻合，即在A#附近。图2.4b中，通过云图发现橙色区域上部在C#，黄色区域上部在D#附近，浅绿色区域上部几乎延伸到整个滑坡的后缘，即将接近E#。滑坡整体安全系数约1.05~1.10。

加固方案一完全采用埋入式小口径组合桩群，属于单一方案；而方案二采用后部施加长预应力锚索，A2区前部设置埋入式小口径组合桩群，属于组

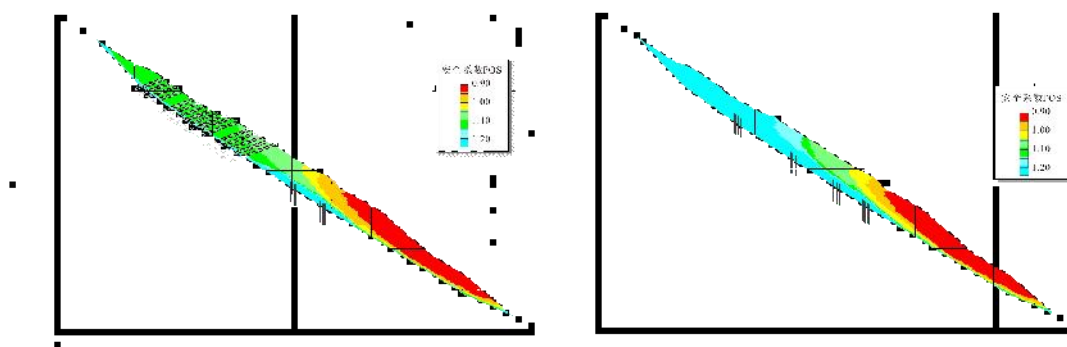
合方案（见图3.5）。



a 方案一：埋入式小口径组合桩群

b 方案二：锚索+埋入式小口径组合桩群

图2.5 梯子槽滑坡治理方案比选



a 方案一：埋入式小口径组合桩群

b 方案二：锚索+埋入式小口径组合桩群

图2.6 梯子槽滑坡安全系数云图比较



图2.7 梯子槽滑坡小口径组合桩群抗滑体平面布置简图

图2.6a为方案一滑坡安全系数分区图，红色区域上部在A#附近，橙色区域上部在A#和B#中间，黄色区域上部在B#，浅绿色及绿色区域上部较为接近，都刚超过C#，浅蓝色区域上部刚到达D#，蓝色区域上部到达E#。须注意的是各颜色区域上部未到达E#，底部也未到整体滑动时的滑面，小口径组合桩群抗滑效果明显，认为滑坡整体稳定性得到提高，安全系数基本在1.20左右。

图2.6b为方案二滑坡安全系数分区图，红色区域上部在A#附近，橙色区域在A#和B#中间，黄色区域上部刚超过B#，浅绿色区域上部到达D#，绿色区域上部已经到达E#。须注意的是虽然各颜色区域底部也未到整体滑动时的滑

面（小口径组合桩群抗滑效果明显），但基本接近该滑面。故认为滑坡整体安全系数为1.10~1.15。

此外在平面布置上探索了小口径组合桩“品字形”拱圈布置形成抗滑体，通过高压注浆渗透与桩体形成拱体，共同抵抗滑坡推力，达到阻止滑坡下滑，减少其参与泥石流流活动的目的（图2.7）。目前，小口径组合桩已在现场进行试验性施工阶段（图2.8），证明了该新型设计方法在施工方面是可行的。



图2.8 梯子槽滑坡小口径组合桩现场试验性施工

3、小口径组合桩群拱圈力学特性三维数值模拟

除上述利用安全系数分区分析小口径组合桩群加固效果外，还应采用数值方法模拟分析因小口径桩-土相互作用及平面上呈“品字形”拱圈布置而产生的组合桩群三维土拱效应。假设滑体为弹塑性材料，桩体仍采用各向同性弹性材料。通过建立三维有限元模型分析其力学特性规律。

本文滑体模型Z方向的厚度设定为单位厚度1m（小口径桩的长度亦为1m），模型划分网格单元边长约为1.0m（小口径组合桩网格单元边长平均为0.06m），共建立模型节点总数为230001，单元总数达45726。小口径桩间距为 $S=2.0\text{m}$ ，前后排间距亦为 $S=2.0\text{m}$ 。小口径组合桩平面上呈“品字形”拱圈布置。在模型上边界沿Y方向施加均布驱动力 $Q=50\text{kPa}$ 进行受力分析（详见图2.9）。模型底边界施加Y方向约束，模型左右边界施加X方向约束以阻止滑体的侧向变形，前后边界施加Z方向约束。小口径组合桩则在X、Y和Z方向都进行约束。

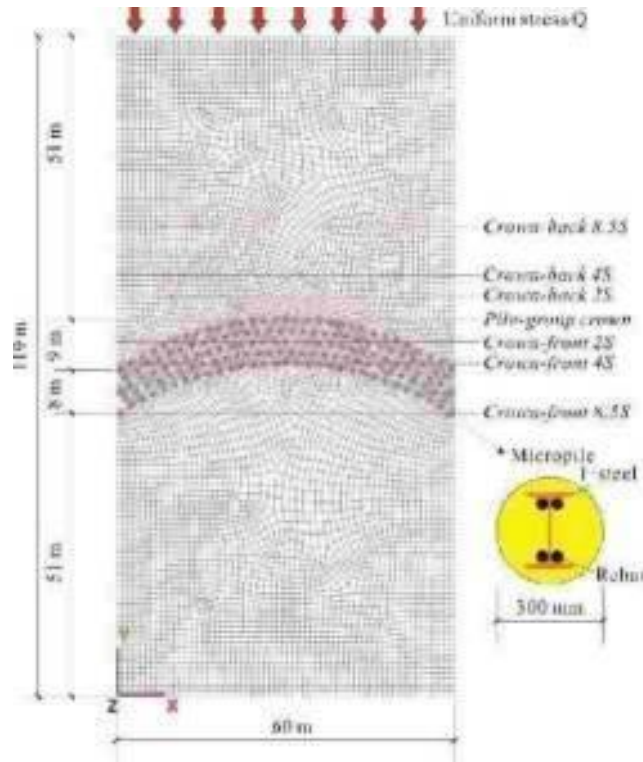


图2.9 小口径组合桩群拱圈效应数值计算模型

选择具有代表性的模型剖面计算法向应力。以小口径组合桩群拱圈布置顶部为参照，选择拱顶前部2S、4S和8.5S三个剖面，以及拱顶后部2S、4S和8.5S三个剖面（其中 $S=2.0\text{m}$ ）。

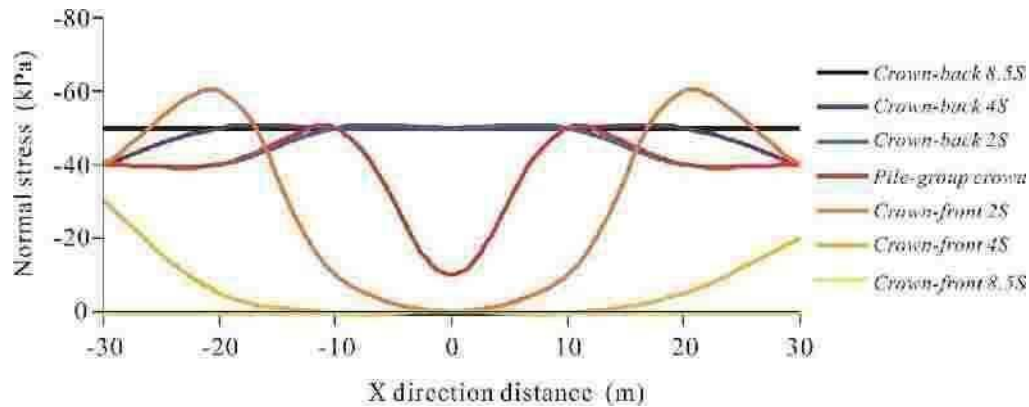


图2.10 Y方向不同剖面沿X方向的应力分布

如图2.10所示，拱顶后部距离8.5S~2S剖面的法向应力保持在50kPa，这说明该区域滑体呈均匀受力状态，拱圈加固效应力学传递不明显，仅在左右边界处有应力降低。而拱顶后部距离2S~拱顶剖面时，拱圈加固效应力学传递很显著，约41kPa的应力从滑体传递给了小口径组合桩群。随着剖面位置到拱

顶前部距离2S时，大约剩余9kPa的应力从滑体传递给了小口径组合桩群和滑体共同作用，此时的剖面依旧在小口径组合桩群内部，而到了拱顶前部距离4S~8.5S时，滑体受力接近于0。

可用图2.11显示拱圈加固负荷百分比。因此，可以得出小口径组合桩群荷载传递模式主要分为两部分承载。小口径组合桩群靠近拱顶部分承担约82%荷载，小口径组合桩群和滑体共同作用体承担了约18%。

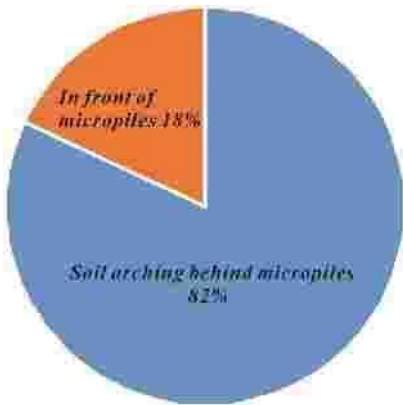


图2.11 拱圈加固负荷百分比饼图

为进一步研究小口径组合桩群在不同拱圈方向下的力学特性，选择拱向上凸出型和凹陷性两种类型来具体分析拱圈方向影响规律，研究中，桩间距和拱圈曲率保持不变。

根据图2.12~2.13，可得出以下结论：（1）图2.12（a）最大主应力云图中可以清楚地看到应力最大值主要集中在拱顶附近，拱圈的拱效应明显，最大值大于16kPa（正值代表拉力）。在图2.13（a）中，应力集中位置出现在拱圈拱脚处，最大值超过86kPa，拱圈的拱效应不明显。（2）根据图2.12（b）、图2.13（b）最小主应力云图，拱圈的拱效应产生的应力极值都在桩顶部，最小值约为20kPa和5kPa（负值代表压力），这意味着图2.13（b）中应力已继续传递到小口径组合桩群前部。（3）从图2.12（c）、图2.13（c）Y方向位移云图可看褚，由于桩的刚度很大，其位置位移几乎为零。与图2.12（c）中滑体的位移相比，图2.13（c）中的位移值更大些。

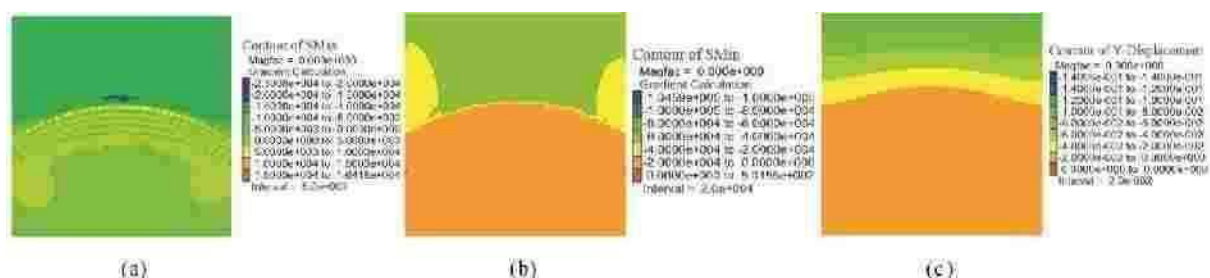


图2.12 小口径组合桩群拱圈向上凸出型模型应力及变形云图：(A)最大主应力云图，(B)最小主应力轮廓，(C)Y向位移云图

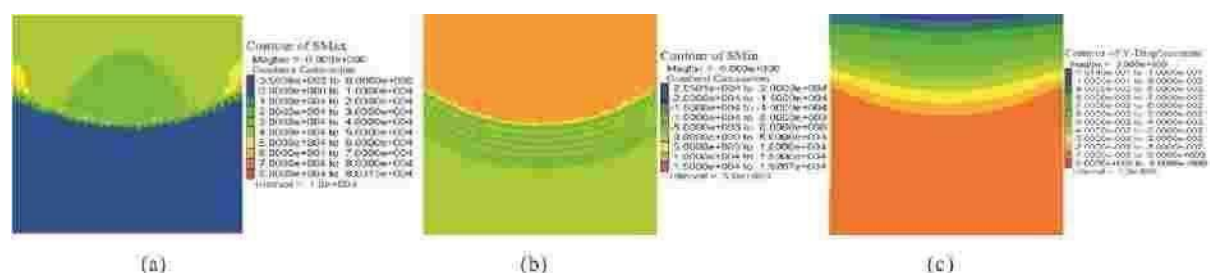


图2.13 小口径组合桩群拱圈凹陷性模型应力及变形云图：(A)最大主应力云图，(B)最小主应力轮廓，(C)Y向位移云图

4、小口径组合桩群施工方法及注浆加固效果

针对茂县石大关乡拴马村梯子槽滑坡，最终采用了“框架锚索+埋入式小口径组合桩群”的治理方案，共布置锚索208根，布置小口径抗滑桩4排122根。小口径抗滑桩桩径为 $\Phi 300$ 毫米，单桩长60.5~63.3米，组成桩群并结合桩周灌浆，形成一个巨大的抗滑拱。目前试验性工程施工已基本完成，据滑坡变形监测数据，治理工程实施以来，滑坡变形速率明显降低，治理效果显著。

(1) 工法特点及适用范围

- 1) 采用空气潜孔锤钻进技术成孔，桩长可达60余米，适用于厚层复杂滑坡的治理。
- 2) 对施工场地地形条件的要求相对较低，在复杂山区具有更强的适用性。
- 3) 施工安全保障程度较高，不存在人工挖孔桩孔内安全风险，扰动加剧滑坡变形的危险性也较小，且施工效率较高，适用于稳定性较差的滑坡应急治理。
- 4) 适用于地形条件较差，厚度25~45米的厚层复杂滑坡的治理。

(2) 工艺原理

利用机械化快速成孔工艺的小口径桩，采用“品字形拱圈”布置形成小口径桩群，在灌注桩体的同时，浆液向周围地层渗透，对周围地层加固，与小口径桩群一道形成复杂滑坡的支挡工程。

“品字形拱圈”布置的小口径桩群与桩周加固岩土体共同形成类似“拱桥”或“水电拱坝”，相较普通抗滑桩能更好地承受桩体上部滑体滑动产生的巨大下滑力，拱脚位置处受力最大。

(3) 施工工艺流程

施工准备→测放桩位→钻机就位跟管钻进成孔→制安钢筋骨架（工字钢、加强定位钢筋）→浇筑细石混凝土→充分搅拌水泥浆液→插管压浆→起拔套管→二次回灌浆液至孔口。

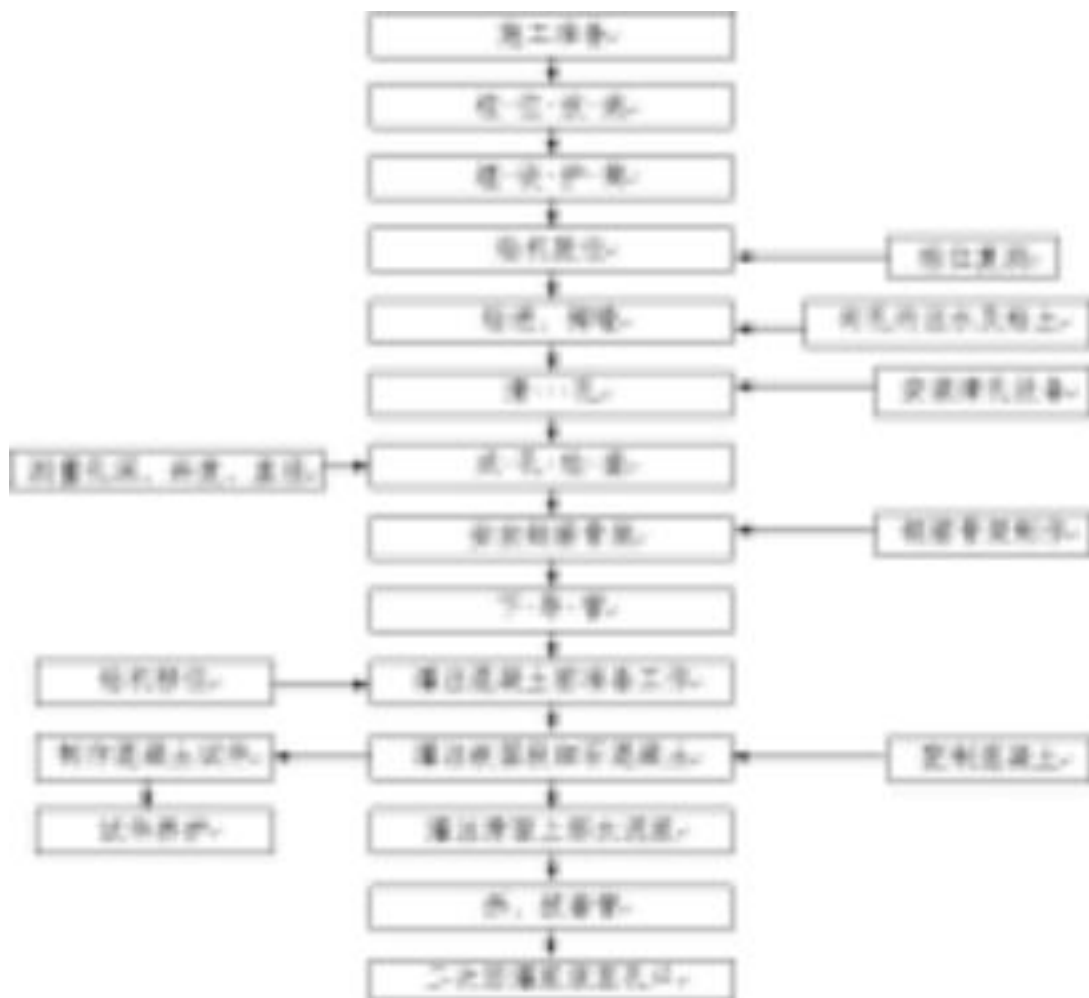


图2.14 施工工艺流程图

（4）小口径组合桩群抗滑体注浆效果

现场施工完成后会形成以小口径组合桩为基础的地下拱墙加固体，拱墙加固体与小口径组合桩群共同起到阻滑作用，其效果很大程度上取决于注浆对桩周岩土体加固效果。以梯子槽滑坡为例，为检验小口径组合桩注浆对桩周岩土体加固效果，采用等值反磁通瞬变电磁法对小口径组合桩注浆前后的浆液扩散半径进行检测，检测结果表明：浆液扩散效果明显，坡体外侧扩散可达15m，内侧达到7m，浆液扩散将桩周岩土和桩较好地形成整体。

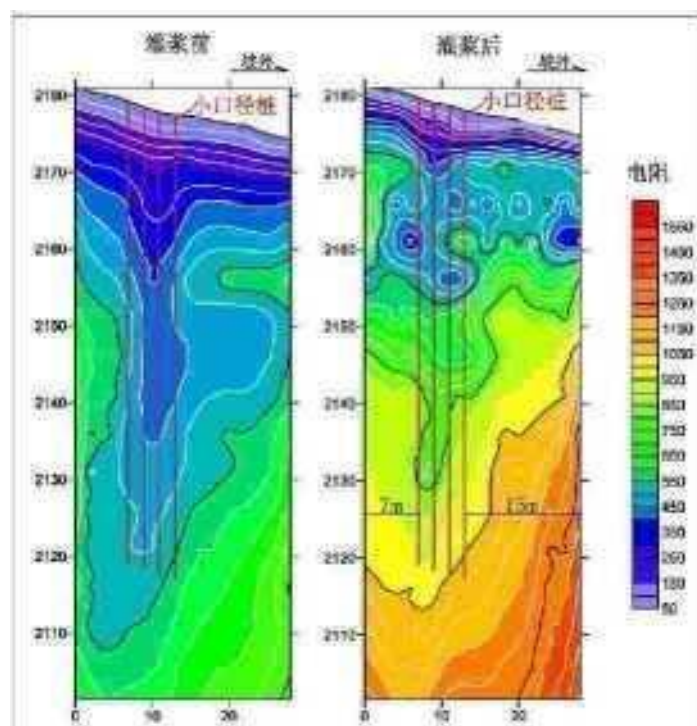


图2.15 梯子槽滑坡小口径组合桩群抗滑体注浆前后对照图

（三）高位滑坡型泥石流抗冲击桩-梁拦挡组合结构

该部分理论是设计规范3.18节的重要支撑。

1、高位滑坡型泥石流抗冲拦挡结构大型物理模拟试验体系（平台）

通过现场调研汶川、芦山、岷县、鲁甸等强震区引发的多起泥石流的治理工程，特别是七盘沟泥石流、冷木沟泥石流，舟曲泥石流等运用的新型水石分流拦挡技术（图3.1），总结获得高位滑坡型泥石流桩-梁结构原型（图3.2）。该新型水石分治技术是通过雁列型排桩及连接前后2~3排单桩的“Y”

形连系梁，并结合钢筋混凝土桩筏基础，提高了整体稳定性和安全性。



(a) 汶川银杏坪沟格栅坝



(b) 绵竹文家沟桩林坝



(c) 鲁甸龙头山镇泥石流沟桩梁组合



(d) 汶川棋盘沟桩梁组合结构



(e) 北川青林沟桩林坝



(f) 舟曲泥石流桩梁组合结构

图3.1 高位泥石流水石分流拦挡结构

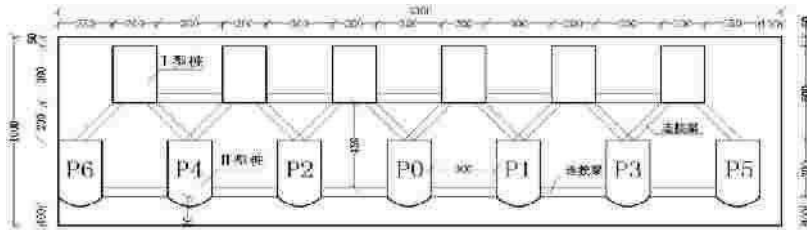


图3.2 高位泥石流桩-梁拦挡组合结构截面图

在现场调查总结高位滑坡型泥石流桩-梁结构原型基础上，课题组提出了耗能自复位结构型式方案（拼装式波纹钢管橡胶混凝土保护壳，即通过在桩群结构外侧增设节段装配式耗能自复位保护壳，增加桩群结构韧性，从而达到桩群抵抗巨能块石冲击的目的，其中保护壳主要由波纹钢管、橡胶混凝土、橡胶环组成），并自主设计了高位滑坡碎屑流抗冲拦挡结构模拟试验平台。平台主要参数：滑槽长35 m（可以分3段，上段10m，中段12m，下段13m，其中上、中段可变角度，范围 15° ）；滑槽宽1.8m，高1.35m；结构锚定区宽为6.3m，长度3.5m（可安装桩-梁结构、刚柔一体化结构）；尾料池宽为6.3m，长度3.75m；实验方式：一次、多次放入碎屑流；一次放入碎屑流能级可到1000kJ。目前该试验体系（平台）基本制作完成。

主要施工过程包括地基处理→基础浇筑→底部钢板安装→主体结构焊接→主体结构吊装→滑槽焊接→滑槽吊装→高强玻璃安装→附属结构焊接→液压千斤顶制作安装→平台性能测试。该试验体系（平台）可实现高位滑坡型泥石流机理分析及新型拦挡结构规律模拟与评价。



图3.3. 高位滑坡型泥石流抗冲拦挡结构大型物理模拟试验体系（平台）

2、ANSY/LS-DYNA 软件

ANSY/LS-DYNA 作为世界上最著名的通用显示非线性动力分析程序，可以对世界上各种复杂的材料非线性、接触非线性和几何非线性的问题进行模拟，

特

别是对各种费现充动力冲击过程如二维、三维非线性的金属成形、爆炸及高速碰撞由较好的模拟效果，并且还可解决流体、流固耦合与热传导等问题。

LS-DYNA 主要以 Lagrange 算法为基础，开展显示求解，以解决结构的非线性动力、静力分析等问题。同时，该软件还可进行隐式求解，并具有流体-结构耦合、热传导分析等功能。这款软件已开展过无数模拟实验，并被证明有充分的可靠性，因此在工程领域得到了广泛的应用。结构模型见图3.4。

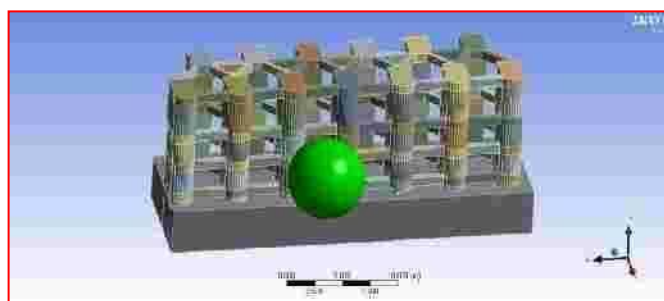


图3.4 高位泥石流桩-梁拦挡组合结构模型

3、“拱圈固源效应”数值模拟结果对比分析

根据直径5m的球体以10m/s速度撞击时桩-梁拦挡组合结构各桩体等效应力曲线（图3.5~3.6）^[19]：

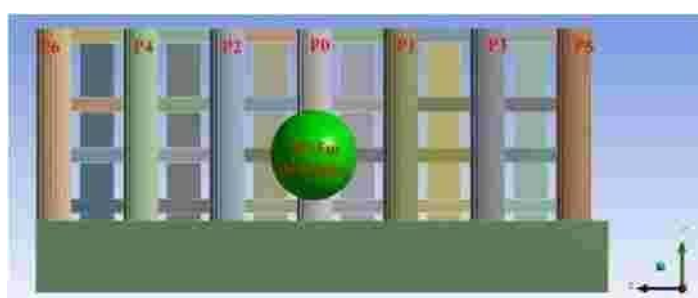


图3.5 结构模型监测点位置图

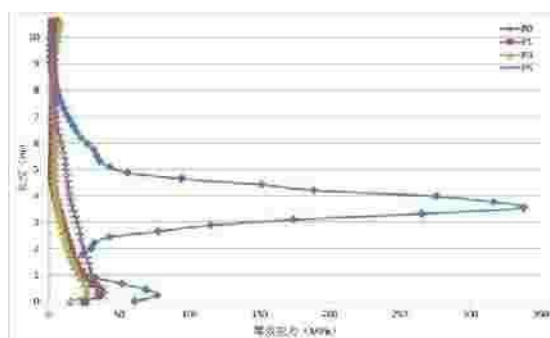


图3.6 结构模型各桩体等效应力曲线对比图

可以得出：

(1) 结构最大等效应力出现在 P0 桩撞击点处，达 3.38×10^2 MPa。同时桩底也出现较为明显的应力集中，P0 桩底最大等效应力达 0.77×10^2 MPa。

(2) 同排的P1、P3以及P5桩应力最集中部位依然位于桩底，且P5桩由于结构未嵌固到沟道侧壁，其应力集中现象要明显高于P1及P3桩，等效应力分别为 0.35×10^2 MPa、 0.26×10^2 MPa 及 0.39×10^2 MPa。

(3) 由于“Y”字形连接梁的约束，限制了桩体的变形，使应力主要通过“Y”字形连接梁传递到了后排的桩，从而降低了应力通过横梁向同排桩体之间的传递。

同时将结构前分别设置堆积有直径 5m 的球体1排、2排以及3排，用直径 5m的球体以10m/s的速度撞击桩前堆积巨石，分析结构以及桩前堆积巨石之间的应力相应特征，以便对拱圈效应的工作特性进行研究。模拟结果见图4.7。

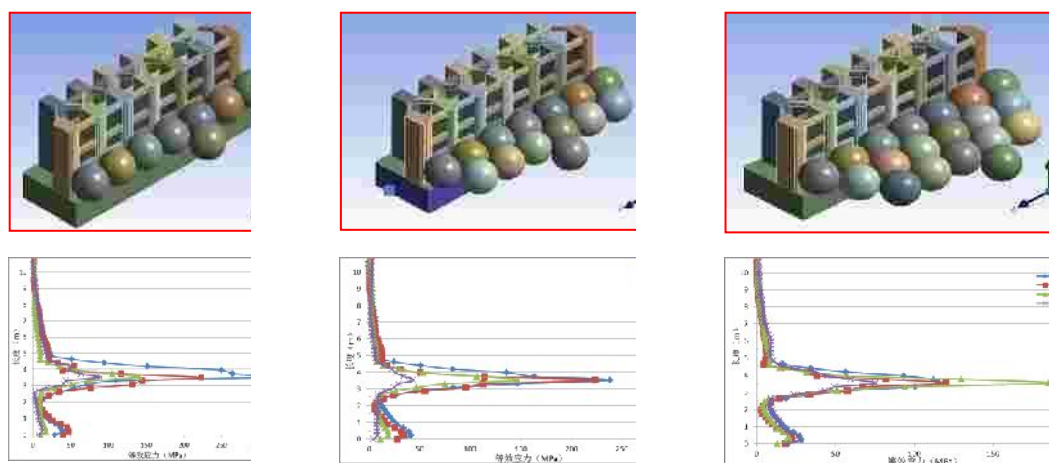


图3.7 不同巨石堆积条件时各桩体等效应力曲线对比图

说明高位泥石流桩-梁拦挡组合结构可在结构前缘形成拱圈固源效应，有效阻止了巨石对拦挡结构的毁坏，提升了整体刚度和抗冲剪能力，防治工程安全可靠性和明显提高。

4、桩-梁拦挡组合结构损伤数值模拟结果对比分析

(1) 计算材料参数

前述模型是以舟曲泥石流三眼峪高位泥石流桩-梁拦挡组合结构作为原型，其中钢筋混凝土单桩水平截面呈马蹄形，长为3m（含弧形段0.5m），宽2m，桩悬臂段长11.0m（H），锚固段10.0m，采用梅花型布置二排，桩间设钢筋混凝土连梁，保护层厚度92mm，混凝土均采用C30浇筑。桩内纵筋采用96 $\Phi 32$ （其中，迎冲面弧形段66 $\Phi 32$ ，并在底部增设10m长30 $\Phi 32$ 进行加密），箍筋采用56 $\Phi 14$ ，间距200mm。

有限元模型中混凝土采用8节点Solid实体单元模拟，钢筋则采用2节点beam线单元模拟。钢筋材料为常用的Johnson-Cook金属模型，桩体混凝土材料混凝土用RHT本构模型。RHT模型有3个极限面，即弹性极限面、失效极限面和残余强度极限面，分别代表混凝土的初始屈服强度、峰值屈服强度及峰后残余强度材料。钢筋密度为7896kg/m³，弹性模量为 20×10^{10} Pa，剪切模量为 7.69×10^{10} Pa。混凝土密度为2314kg/m³，弹性模量为 3.527×10^{10} Pa，剪切模量为 1.67×10^{10} Pa。滚石采用圆球形弹性材料模型模拟，弹性模量为50GPa。

混凝土单元与钢筋单元之间采用强化连接(Reinforcement)，钢筋单元与单元钢筋之间采用绑定连接(Bonded)。滚石与混凝土单元、钢筋单元采用无摩擦(Frictionless)连接。在本文的混凝土撞击侵蚀破坏模拟中，为实现混凝土彻底失效后单元的删除，在混凝土剪切应变达到0.1时认为该单元失效而退出工作。同时，钢筋的失效力为335MPa。

(2) 计算工况

通过改变滚石冲击的高度、能量、结构型式（即单桩、桩-梁拦挡组合结

构），对其碰撞损伤影响进行分析。本模型设置块石冲击冲击位置： $2H/3$ 、 H （桩底为0，桩顶为 H ）处，并对能量、结构型式分不同的8种工况。所有工况中桩底采用完全约束模拟其嵌固边界。

工况1：单桩，撞击位置 $2/3H$ 处，撞击能量1000kJ；

工况2：单桩，撞击位置 $2/3H$ 处，撞击能量10000kJ；

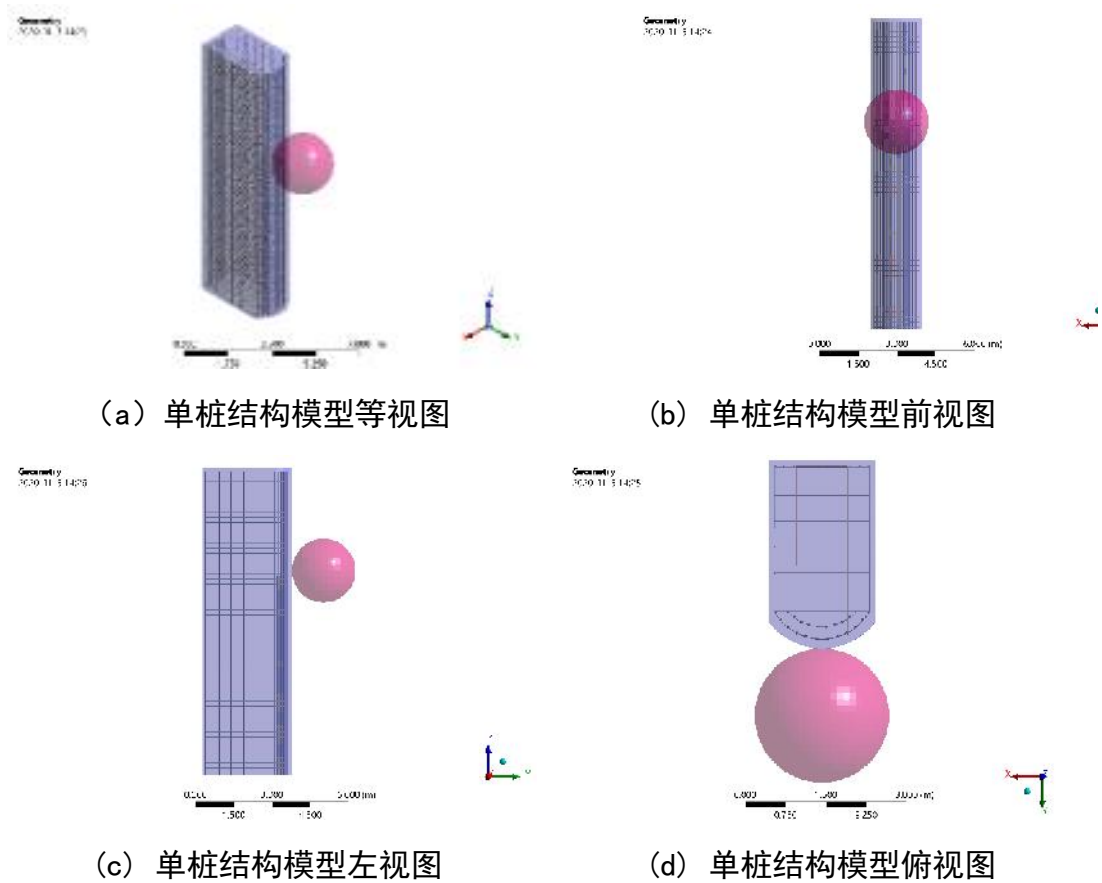
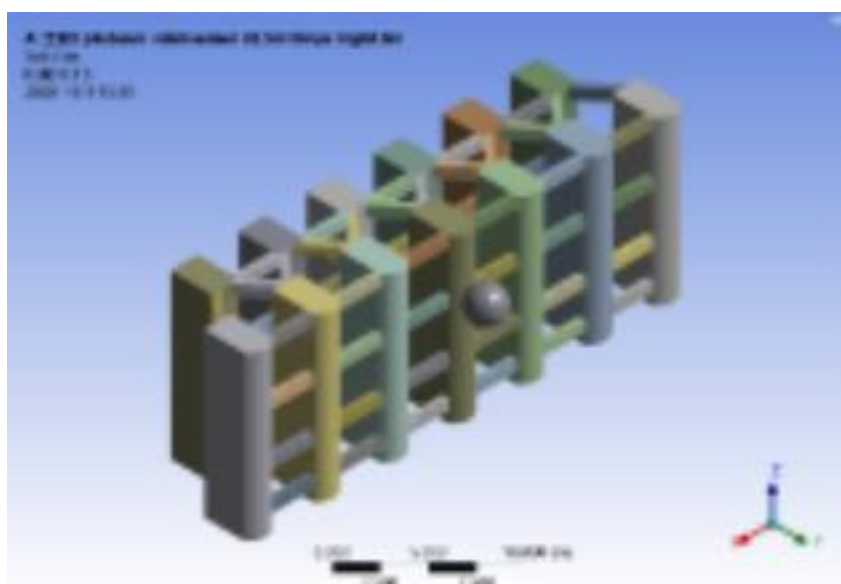
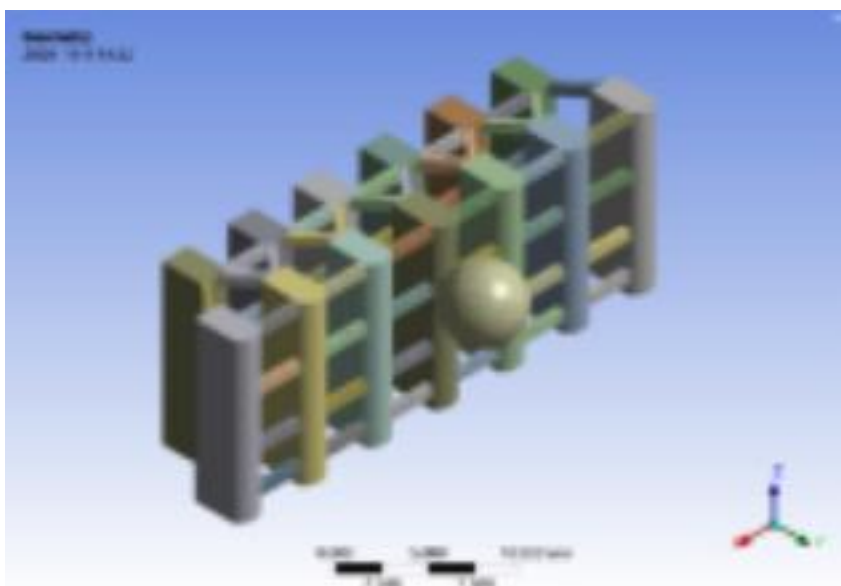


图3.8 单桩结构数值模型



a 滚石球体直径 $D=2.5\text{m}$



b 滚石球体直径 $D=5.0\text{m}$

图3.9 桩-梁拦挡组合结构数值模型

- 工况3: 单桩, 撞击位置H处, 撞击能量1000kJ;
- 工况4: 单桩, 撞击位置H处, 撞击能量10000kJ;
- 工况5: 桩-梁, 撞击位置 $2/3H$ 处, 撞击能量1000kJ;
- 工况6: 桩-梁, 撞击位置 $2/3H$ 处, 撞击能量10000kJ;
- 工况7: 桩-梁, 撞击位置H处, 撞击能量1000kJ;
- 工况8: 桩-梁, 撞击位置H处, 撞击能量10000kJ。

其中：能量1000kJ由直径为2.5m圆球提供，能量10000kJ由直径为5.0m圆球提供.，详见图3.8~3.9。

(3) 计算结果

1) 冲击能量1000kJ时单桩、桩-梁拦挡组合结构受力变形特征

以工况1、工况5为例对比研究滚石冲击情况下，不同结构型式损伤程度（图3.10~3.15）。在冲击能量同为1000kJ情况下，工况1混凝土侵彻深度达到158mm，工况5冲击造成的混凝土侵彻深度仅有77mm.。工况1超过混凝土保护层厚度（92mm），出现局部破坏（钢筋发生轻微弹性变形，最大应力292MPa小于失效应力），但尚未出现桩结构的整体破坏。

工况5冲击造成的混凝土侵彻深度未超过混凝土保护层厚度，工况5中桩-梁拦挡组合结构的侵彻深度明显小于单桩的深度，且能量、应力通过连梁传递到后排桩的特征明显。其中，工况1单桩最大动能约25kJ，而工况5桩-梁拦挡组合结构最大动能约36kJ，承受冲击桩附近梁均出现应力重分布情况，说明工况5桩-梁拦挡组合结构在整体上可一定程度传递、分担滚石直接冲击的巨大能量。

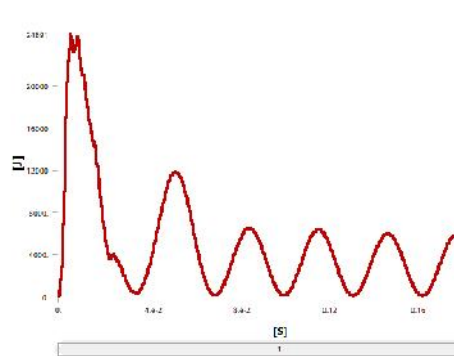


图 3.10 工况1钢筋混凝土桩动能时程曲线(最大动能为24891J)

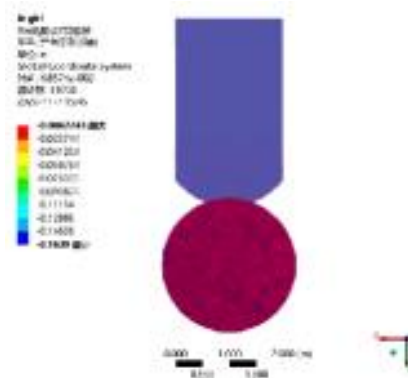
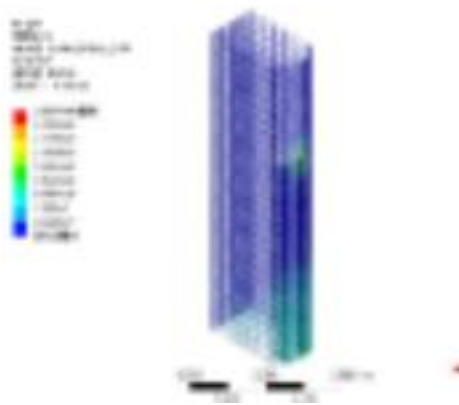
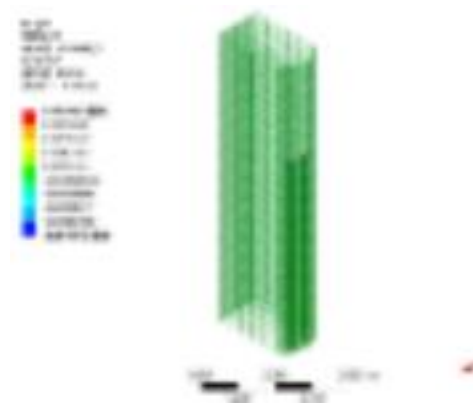


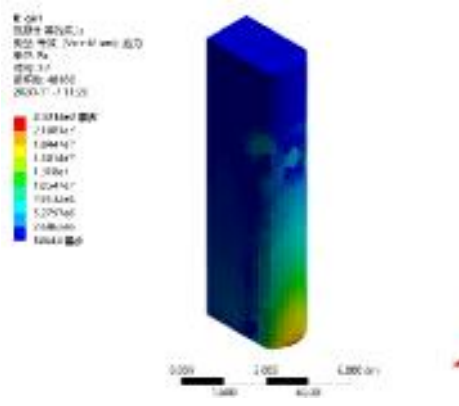
图 3.11 工况1桩身混凝土侵蚀深度(最大侵蚀深度为0.158 m)



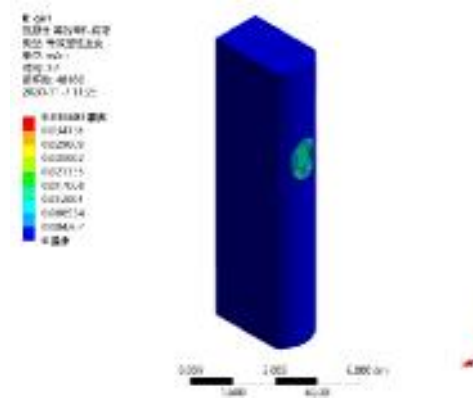
a 钢筋应力



b 钢筋应变



c 混凝土等效应力



d 混凝土等效塑性应变

图 3.12 工况1桩身结构应力应变

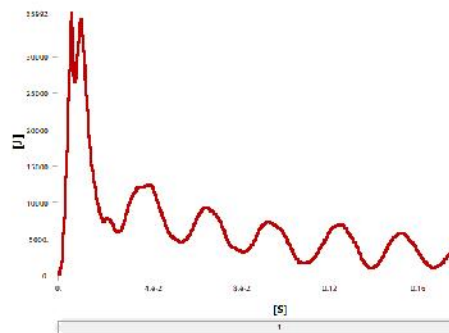


图3.13 工况5钢筋混凝土桩梁结构动能时程曲线(最大动能为35992 J)

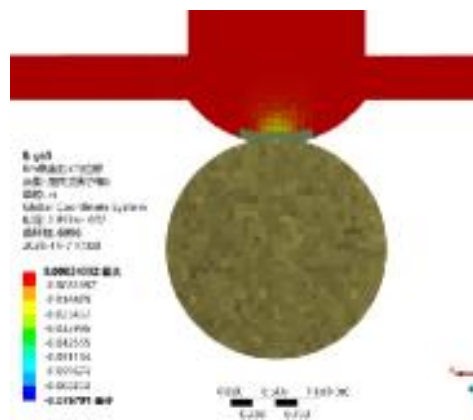


图3.14 工况5桩身混凝土侵蚀深度(最大侵蚀深度为0.077m)

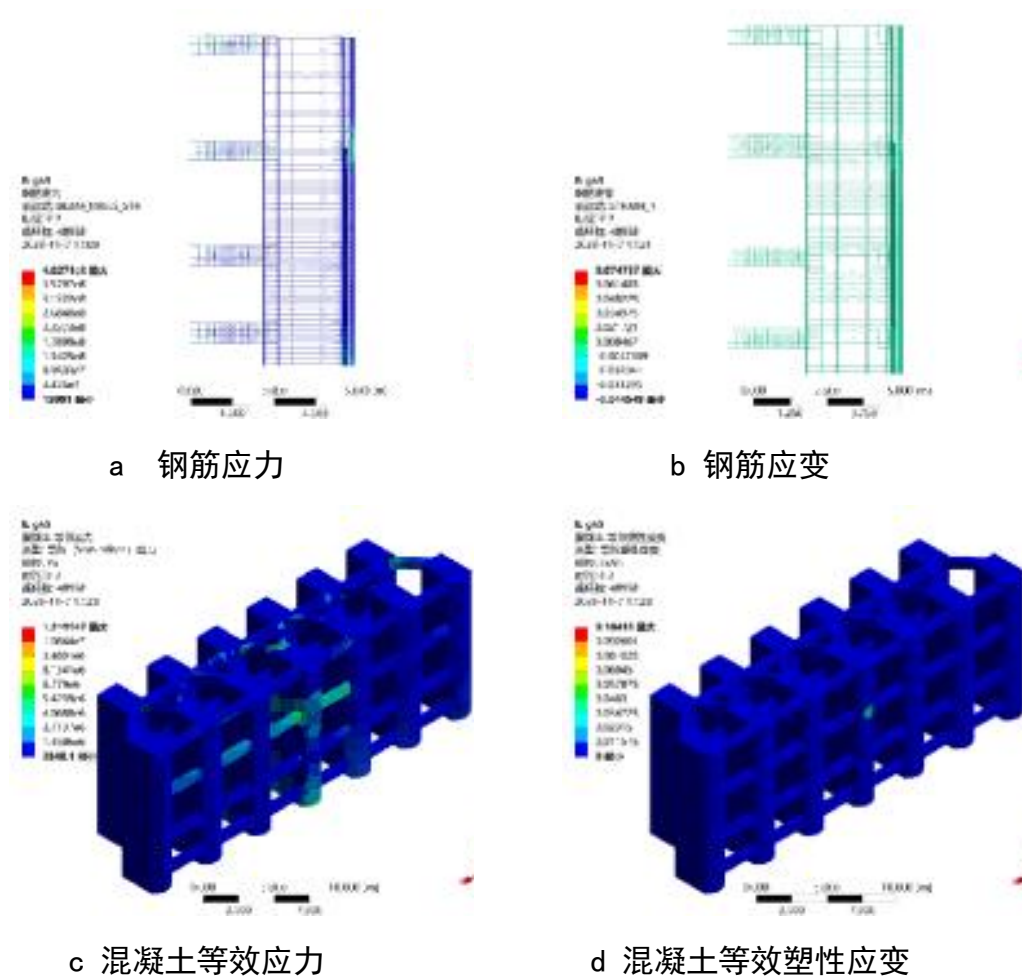


图 3.15 工况5桩身结构应力应变

2) 冲击能量10000kJ时单桩、桩-梁拦挡组合结构受力变形特征

以工况2、工况6为例对比研究滚石冲击情况下，不同结构型式损伤程度（图3.16~3.21）。在冲击能量同为较大能级10000kJ情况下，工况2混凝土侵彻深度达到487mm，工况6冲击造成的混凝土侵彻深度471mm，二者均超过混凝土保护层厚度（92mm）。工况2在撞击部位出现局部破坏（钢筋发生轻微塑性变形），且底部混凝土桩已经拉断，钢筋极限应力380MPa也超过失效应力，发生整体破坏。

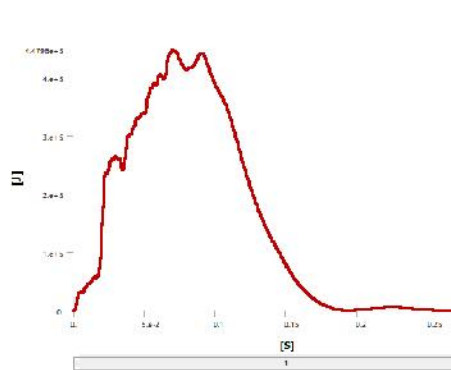


图 3.16 工况2钢筋混凝土桩动能时程曲线(最大动能为447960J)

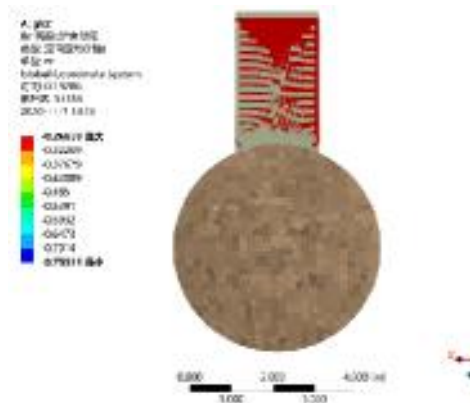
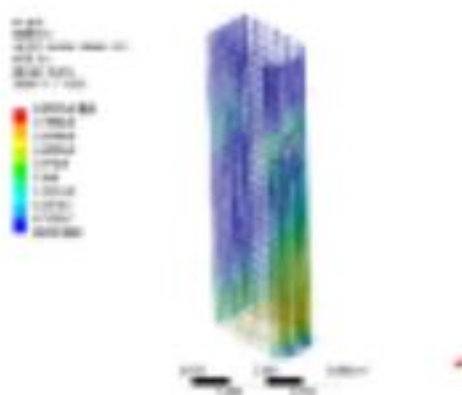
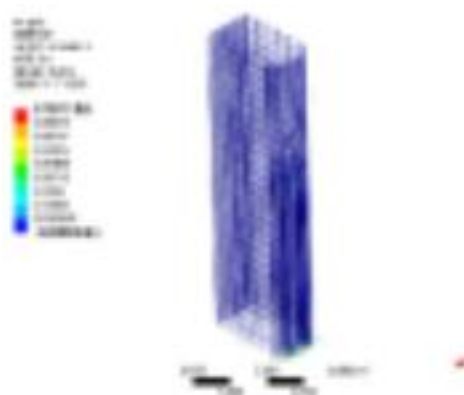


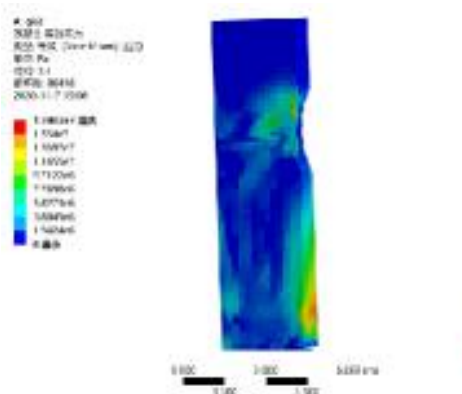
图 3.17 工况2桩身混凝土侵蚀深度(最大侵蚀深度为0.487m)



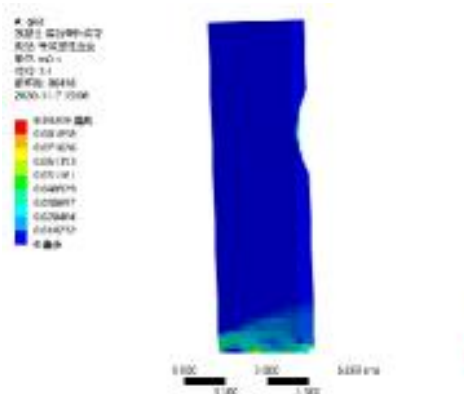
a 钢筋应力



b 钢筋应变



c 混凝土等效应力



d 混凝土等效塑性应变

图 3.18 工况2桩身结构应力应变

工况6中桩-梁拦挡组合结构的侵彻深度略小于单桩的深度，同样也在撞击部位出现局部破坏（钢筋发生轻微塑性变形），但未发生底部拉断的整体破坏。工况6能量、应力通过连梁传递到后排桩的特征明显。其中，工况2单

桩最大动能约448kJ，而工况6桩-梁拦挡组合结构最大动能约183kJ，承受冲击桩附近梁均出现应力重分布情况，说明工况6桩-梁拦挡组合结构在整体上因传递、分担滚石直接冲击的巨大能量，而避免了结构的整体破坏。

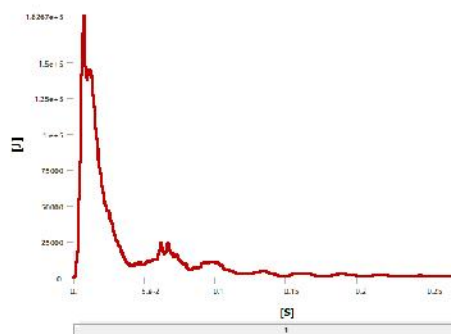


图 3.19 工况6钢筋混凝土桩梁结构
动能时程曲线(最大动能为182670 J)

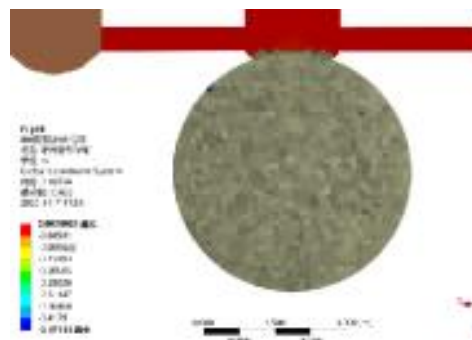
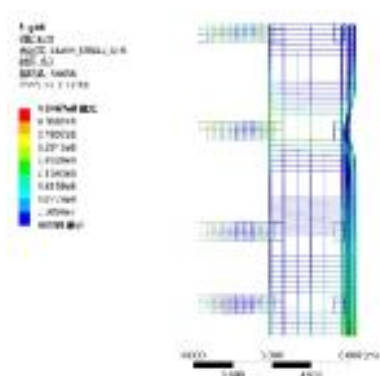
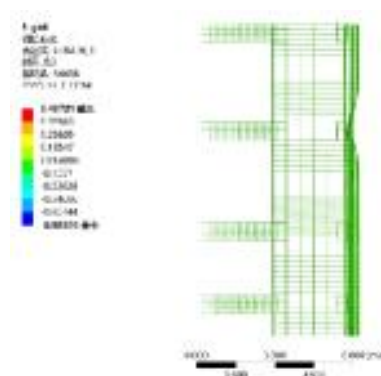


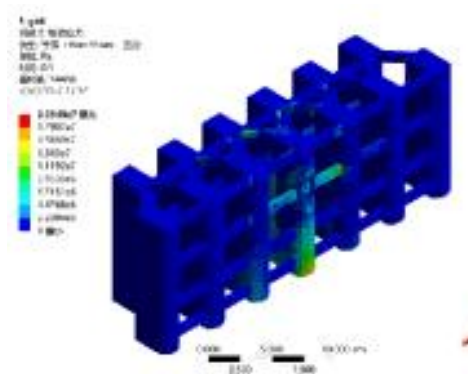
图 3.20 工况6桩身混凝土侵蚀深度
(最大侵蚀深度为0.471m)



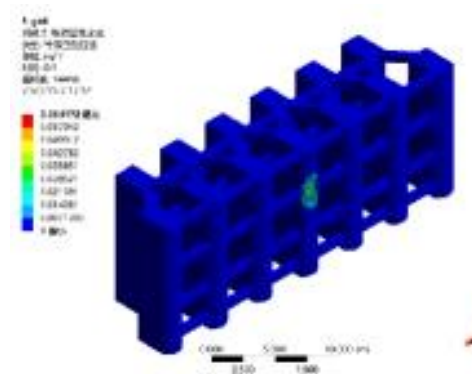
a 钢筋应力



b 钢筋应变



c 混凝土等效应力



d 混凝土等效塑性应变

图 3.21 工况6桩身结构应力应变

(3) 冲击能量对混凝土侵蚀深度的影响

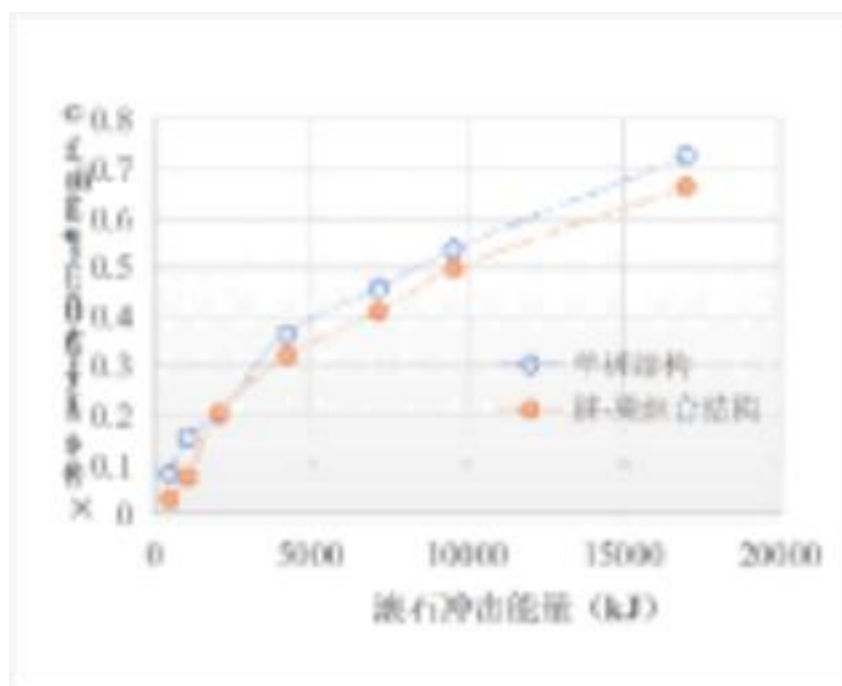


图 3.22 桩身混凝土侵蚀深度与滚石冲击动能关系曲线（撞击位置2/3H处）

由图4.22可知，桩身混凝土侵蚀深度随滚石冲击能量的增大而增大，其中桩-梁组合结构桩身混凝土侵蚀深明显小于单桩的侵蚀深度。尤其注意的是当能量近10000kJ时，单桩底部混凝土及钢筋完全断裂失效，约束部位形成塑性铰，而桩-梁组合结构整体性良好。

5、高位滑坡型泥石流抗冲击桩-梁拦挡组合结构物理模型试验

（1）试验方案

本次一共开展了4组试验，其中1组没有拦挡措施，另外3组设置拦挡措施，初步研究了高位滑坡碎屑流动力学过程以及耗能障桩、桩-梁组合结构对高位碎屑流的拦挡效果。试验工况如表3.1所示。表3.1中所用滑块是人工自制的可破碎块体。

1) 滑源区相似参数

在表3.1中，滑块为具有一定配合比的可破碎人造材料（由重晶石粉、熟石膏、河沙、水和添加剂配置而成）通过相似准则确定的，即为了保证物理模型中的高位滑坡试验工况能够与自然界中原型相匹配，滑坡源区材料必须

满足一定的相似关系。

表 3.1 试验工况

试验序号	试验工况及描述
1	无拦挡
2	耗能障桩结构
3	桩-梁组合结构
4	桩-梁组合结构，前缘有巨石堆积

根据前人研究结果，模型和原型如果要满足几何相似、运动相似和动力相似，那么应该满足如下关系：

$$\frac{\mu}{gL} = \frac{\tau}{\rho_s g H} = \frac{D}{\rho_f L} = \frac{c}{E} = \frac{e}{\theta} \tag{3.1}$$

式中： μ 为碎屑流运动速度， τ 为碎屑流动压力， g 为重力加速度， L 为碎屑流长度， H 为碎屑流厚度， d 为碎屑流颗粒等效粒径， ρ 为碎屑流密度， ρ_s 为碎屑流颗粒密度， ρ_f 为粒间流体密度； D 为流体介质的水力扩散系数， u 为粒间流体的动态粘滞系数， ϕ_{int} 为碎屑流内摩擦角， ϕ_{bed} 为碎屑流沿下伏运动路径运动的摩擦角， c 为碎屑流粘聚力， E 为碎屑流单位抗压刚度， e 为碎屑流孔隙率， θ 为运动路径坡度。

通过一定的变换，式3.1可转换成如下公式：

$$\frac{\mu}{gL} = \frac{\tau}{\rho_s g H} = \frac{D}{\rho_f L} = \frac{c}{E} = \frac{e}{\theta} \tag{3.2}$$

上式中：

$\frac{\mu}{gL}$ ， $\frac{\tau}{\rho_s g H}$ ， $\frac{D}{\rho_f L}$ ， $\frac{c}{E}$ ， $\frac{e}{\theta}$ ，分别表示：时间比尺、碎屑流雷诺数、碎屑流归一化粘聚力和碎屑流归一化刚度。

此外，在缩尺模型中，要实现对滑坡碎屑流动力学特征影响因素的全面相似是不可能的。根据本次模型试验的研究目标以及上述相似准则，主要的控制物理量关系如表3.2所示：

表3.2 模型滑源区材料相似参数确定

物理量	量纲	相似比	原型	模型（理论）
运动长度	[L]	1:100	3000m	30m
源区方量	[L ³]	1:100 ³	1~3×10 ⁶ m ³	1~3m ³
堆积厚度	[L]	1:100	/	/
重力加速度	[LT ⁻²]	1:1	9.8m/s ²	9.8m/s ²
碎屑流密度	[ML ⁻³]	1:1	2400kg/m ³	2400kg/m ³
碎屑流内摩擦角	[M ⁰ L ⁰ T ⁰]	1:1	35	35
碎屑与底部摩擦系数	[M ⁰ L ⁰ T ⁰]	1:1	0.1-0.3	0.1-0.3
粘聚力	[ML ⁻¹ T ⁻²]	1:100	120Mpa	1.2Mpa
抗压强度	[ML ⁻¹ T ⁻²]	1:100	320Mpa	3.2Mpa
弹性模量	[ML ⁻¹ T ⁻²]	1:100	37.5GPa	0.375GPa
泊松比	/	1:1	0.16	0.16
分形维数（反映破碎）	/	1:1	/	/

根据上表中模型理论参数，确定了块滑块配合比分别是：重晶石粉：石膏：河沙：水=3.0:1.0:1.7:1.3。

（2）拦挡结构相似参数

本试验中拦挡结构的相似参数根据相似理论的3个相似定理设计缩尺模型试验，具体推导如下：

① 相似第一定理（正定理）

若两个系统在弹性范围内是力学相似的，则原型和模型都满足以下方程：平衡方程、几何方程、物理方程、边界条件及相容方程。可以表述为：对于相似的各现象，在对应瞬间、对应点上的同名相似准则数值相同。分别用 p 和 m 表示原型和模型的物理量，把原型和模型间对应的物理量之比称为相似常数，即：

几何相似常数：原型与模型对应的尺寸成比例，则称它们几何相似。其比值为几何相似常数，用符号 C_l 表示，则有 $C_l = l_p / l_m$ 。在本试验中，根据试验条件及试验操作的可行性，取几何相似常数 $C_l = 10$ 。

② 相似第二定理（ π 定理）

当某一现象由 n 个物理量的函数关系来表示，且这些物理量中含有 m 种基本量纲时，则能得到 $(n-m)$ 个相似判据。

根据本模型试验的特点，确定与试验相关的主要物理量有18个，模型试验的现象可由这18个物理量组成的函数关系式表示，即：

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7, \pi_8, \pi_9, \pi_{10}, \pi_{11}, \pi_{12}, \pi_{13}, \pi_{14}, \pi_{15}, \pi_{16}, \pi_{17}, \pi_{18}) \quad (3.3)$$

选择长度 l 、密度 ρ 和弹性模量 E 为基本物理量，这三个量纲是相互独立的，根据相似第二定理，这18个物理量能组合成15个无量纲的 π 数，分别为：

$$\begin{aligned} \pi_1 &= \frac{v}{\sqrt{El}}, \pi_2 = \frac{m}{\rho l^3}, \pi_3 = \frac{I}{l^4}, \pi_4 = \frac{J}{l^4}, \pi_5 = \frac{K}{l^3}, \pi_6 = \frac{C}{l}, \pi_7 = \frac{D}{l}, \pi_8 = \frac{E}{l}, \\ \pi_9 &= \frac{F}{l}, \pi_{10} = \frac{G}{l}, \pi_{11} = \frac{H}{l}, \pi_{12} = \frac{I}{l}, \pi_{13} = \frac{J}{l}, \pi_{14} = \frac{K}{l}, \pi_{15} = \frac{L}{l}, \\ \pi_{16} &= \frac{M}{l}, \pi_{17} = \frac{N}{l}, \pi_{18} = \frac{O}{l} \end{aligned}$$

模型中这些对应的 π 数应分别与对应的原型中的 π 数相等，这样就可以得到各相似常数之间应满足的15个关系式，如表6（相似关系）所示。

③ 相似第三定理（逆定理）

对于同类物理现象，如果单值条件相似，且由单值条件所推导出的相似准则在数值上相等，则这些现象相似。单值条件是指某一物理现象的决定因素，主要包括：几何特征、物理参数、初始条件、边界条件和时间条件等。

桩梁（组合）结构冲击试验设计时要完全满足模型与原型之间的相似关系较为困难，其涉及的因素较多，所以本次试验设计时适当放开相似性要求，尽量满足主要物理量的相似关系，近似满足次要物理量的相似关系，根据本模型试验的特点，取几何相似常数 $C_l=10$ ，质量密度相似常数 $C_\rho=1$ ，弹性模量相似常数 $C_E=2$ ，根据各相似常数之间应满足的关系式，可求得除基本物理量以外的各物理量的相似比，如下表3.3所示。

表3.3 模型拦挡结构相似参数确定

物理量		相似关系	相似比
几何特征	长度 l	C_l	10
	位移 u	$C_u=C_l$	10
	面积 A	$C_A=C_l^2$	100
材料特征	应力 σ	$C_\sigma=C_E$	2
	应变 ε	$C_\varepsilon=1$	1
	弹性模量 E	C_E	2
	泊松比 ν	$C_\nu=1$	1
	密度 ρ	C_ρ	1
	黏聚力 C	$C_c=C_E$	2
	摩擦系数 μ	$C_\mu=1$	1
荷载特征	集中荷载 F	$C_F=C_E C_l^2$	200
	面荷载 P	$C_P=C_E$	2
动力特征	质量 m	$C_m=C_\rho C_l^3$	1000
	时间 t	$C_t=C_l C_\rho^{0.5} C_E^{-0.5}$	70.71
	频率 f	$C_f=C_l^{-1} C_\rho^{-0.5} C_E^{0.5}$	0.01
	速度 v	$C_v=C_\rho^{-0.5} C_E^{0.5}$	1.41
	加速度 a	$C_a=C_l^{-1} C_\rho^{-1} C_E$	0.02
	重力加速度 g	$C_g=1$	1

(3) 试验过程

① 制样

按照上述配合比并采用自制的拌和装置充分搅拌，同时在拌和过程中，加入1%的羧甲基纤维素钠用来改善胶结的性质，减少破碎过程中的粉尘量，另外加入0.5%的甘油，起到缓凝和保湿的作用。充分拌和后，将拌和的物料放入自制的模具中（长×宽×高=20×10×10cm），并将模具用自制的液压压力机（图3.23a）压实后放置半小时后脱模，脱模后的试块在室内放置24小时后将模块搬至室外，在阳光下充分脱水固结，从而达到较高的强度，制作完成的滑块在通风干燥的房间放置1周后便可开始开展试验。图3.23b和c呈现了本次试验的两种滑块。



图3.23 制样过程示意图：a自制制样液压压力机；b滑块I；c滑块II

② 布置滑源区

在本次试验中，第3、4两组试验的滑块数量为80块（总计400kg），其余的滑块数量设置成40块（总计200kg）。试验开始前，用电葫芦将滑块提升至试验平台最顶部（图3.24a），然后将滑块布置于料斗中（图3.24b和c），最后启动滑源区料斗处的液压装置直至滑源区料斗升至与第一节滑槽成同一坡度（图3.24d）。



图3.24 布置滑源区：a滑块起吊；b布置滑块；c布置滑块；d升高料斗坡度

③ 测试参数

本次试验中，所有工况均采用统一的坡度，第一节滑槽 50° ，第二节滑槽 35° 。试验过程中，采用四部高速摄像机捕捉关键部位动力特征，高速相机布置如图3.25所示。



图3.25 高速相机布置示意图

高速相机-1用来捕捉高位滑坡物质在第二节滑槽与底板相互作用过程；高速相机-2用来捕捉高位滑坡物质堆积过程（无障桩情况）或高位滑坡物质与障桩相互作用前后（有障桩）的动力过程；高速相机-3用来捕捉第一节滑槽的运动特征；高速相机-4用来捕捉第二节滑槽的运动特征。另外，每次试验结束后，记录滑坡物质堆积特征，包括形貌、运动最长点和重心点距离、堆积宽度等几何参数。

（2）试验结果分析

（1）工况1（无拦挡结构）

本工况试验在保证其他试验条件不变的前提下仅改变滑块种类，分别采用预制的滑块为物源材料，取40块（ 0.08m^3 ）堆积于滑源区料斗内（图3.26）。源区的滑块自滑源区下滑后沿两节滑槽一泻而下，最终全部停留于堆积区（底板）。其中第一节滑槽倾角约 50° ，第二节滑槽倾角约 35° 。碎屑流的运动速度很快，整个释放及堆积过程不足5s。



图3.26 滑源区滑块

本工况试验结果如图3.27所示。挡板打开后，滑块在重力的作用下整体下滑，部分滑块在第一节滑槽内碰撞解体，滑块在1.52s时进入第二节滑槽，速度达到7.79m/s；滑块继续向前滑动，在2.37s时刻冲出滑槽，速度达到10.53m/s，当碎屑流前部停积后，后部滑下的解体程度较低的滑块逐渐压覆在堆积扇后部，堆积扇由前至后逐渐变成宽，最终在4.19s时刻滑体停止滑动，全部堆积于平台上，最远距离达9.5m，最大堆积直径达到3.4m，堆积体中心位置距第二节滑槽末端约3.2m，视摩擦角约27°。碎屑流全部停积在滑槽末端和平板上，在滑源区和碎屑流区没有残余滑块和碎屑颗粒。尽管本次试验所用的物源放方量较小，难以形成与实际滑坡相匹配的堆积地貌和结构，但是仍然可以看到反粒序的堆积特性，同时还可以发现在滑坡远端的下覆碎屑化程度明显高于近端下覆碎屑化程度。



图3.27 工况1运动过程及堆积特征

2) 工况2（耗能障桩）

本工况试验在试验平台处增加单排悬臂障桩，桩长40cm（其中地面长度35cm，地下深度5cm），直径（内径）7cm，横排桩间距为35cm，根据碎屑流在无拦挡结构时的堆积体中心位置，将悬臂障桩布于距第二节滑槽末端2.6m处。由于本次试验假设障桩结构为不变形的刚体，故障桩采用壁厚2mm的空心圆钢管模拟，采用预制的滑块作为滑源，同时在障桩桩体上增裹弹性消能材

料（厚1.5cm），作为吸能性质的柔性界面，取40块（ 0.08m^3 ）堆积于滑源区内（图3.28）。滑坡碎屑流自滑源区下滑后沿两节滑槽一泻而下，最终全部停留于堆积区（平板）。其中第一节滑槽倾角约 50° ，第二节滑槽倾角约 35° 。碎屑流的运动速度很快，整个释放及堆积过程不足5s。

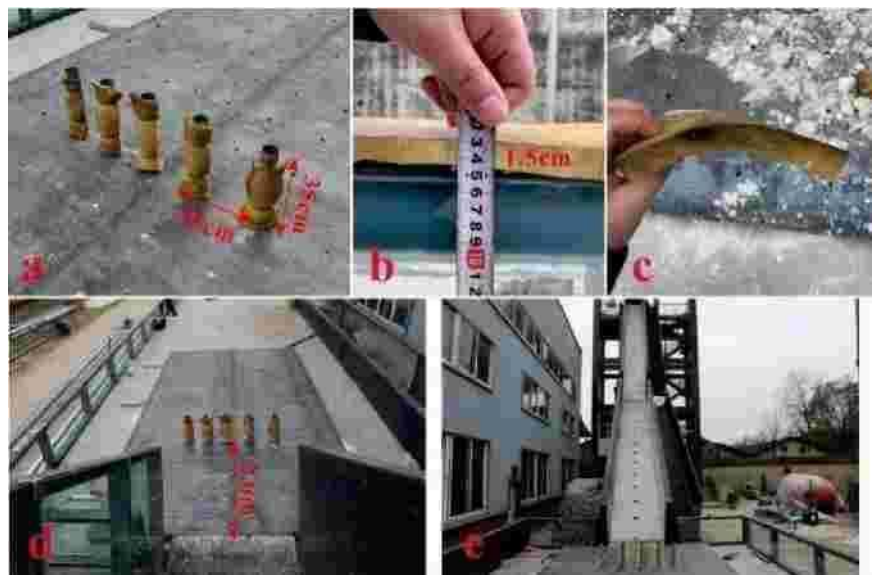


图3.28 含海绵体单排耗能障桩布设图

本工况试验结果如图3.29所示。试验的滑块在1.79s时进入第二节滑槽，速度达到 7.89m/s ；滑块继续向前滑动，在2.94s时刻冲出滑槽，速度达到 12.05m/s ，碎屑流到达单排悬臂桩前的速度达到最大，仅有少数前部未解体的滑块在撞击到桩体后碎裂解体，大部分滑块在受到撞击后发生转向、回弹的现象，与随后下滑的滑块在桩前发生碰撞而导致破碎，产生的碎屑由飞溅、跳跃的方式向两侧延伸，最终在4.37s时刻滑体停止滑动，全部堆积于平台上，最远距离达 3.7m ，最大堆积直径达到 2.2m ，堆积体中心位置距第二节滑槽末端约 2.35m ，视摩擦角约 33° 。两次试验的碎屑流全部停积在滑槽末端和平板上，在滑源区和碎屑流区没有残余滑块和碎屑颗粒。



图3.29 耗能障桩拦挡条件下滑块运动过程

（3）工况3、4（桩-梁组合结构、前缘有巨石堆积的桩-梁组合结构）

本工况试验在试验平台处增加有连接梁的桩-梁组合结构，桩长40cm（其中地面长度35cm，地下深度5cm），直径（内径）7cm，横排桩间距为35cm，前后排的行间距为45cm，根据碎屑流在有单排悬臂障桩结构时的堆积体中心位置，将前排桩布于距第二节滑槽末端2.0m处。由于本次试验假设桩结构为不变形的刚体，故桩采用壁厚2mm的空心圆钢管模拟，共计两组工况：第1组为有连接梁的桩梁组合结构，滑源区试验取80块（ 0.16m^3 ），第2组在第1组试验的基础上，未清理桩前的堆积体，以此模拟拱圈效应，滑源区放置40块滑块（ 0.08m^3 ）（图3.30）。滑坡碎屑流自滑源区下滑后沿两节滑槽一泻而下，最终全部停留于堆积区（平板）。其中第一节滑槽倾角约 50° ，第二节滑槽倾角约 35° 。



图3.30 桩-梁组合结构及含预堆积桩-梁组合结构布设示意图

本工况试验结果如图3.31所示。在第1组试验中，滑块在重力的作用下整体下滑，部分滑块在第一节滑槽内碰撞解体，滑块在1.54s时刻进入第二节滑槽，速度达到 8.11m/s ；滑块继续向前滑动，在2.58s时刻冲出滑槽，速度达到 12.35m/s ，碎屑流到达前排悬臂桩前的速度达到最大，由于本组试验所采用的滑块强度较高，前部未解体的滑块在撞击到桩体后迅速碎裂解体程度不高，碎裂程度较小，少部分滑块撞击后发生转向、回弹的现象，产生的碎屑

由飞溅、跳跃的方式向两侧延伸，仅有极少数碰撞破碎后的零散体由跳跃通过后排桩，后部的滑块还未到达前排障桩时就停止滑动，堆积在前排障桩前缘，最终在4.20s时刻滑体停止滑动，全部堆积于平台上，最远距离达5.7m，最大堆积直径达到3.4m，堆积体中心位置距第二节滑槽末端约1.5m，视摩擦角约 31° 。两次试验的碎屑流全部停积在滑槽末端和平板上，在滑源区和碎屑流区没有残余滑块和碎屑颗粒。第2组试验中，虽然也有少量散落于桩-梁组合结构两侧或翻越过结构顶部的碎屑，但剧烈的碰撞完全前移到预先堆积物迎冲面位置，而不是桩-梁组合结构“硬碰硬”接受冲击。



图3.31 桩-梁组合结构及含预堆积桩-梁组合结构拦挡过程

（四）规范其他方法验证情况说明

本次强震区泥石流设计规范是在泥石流防治工程设计规范的基础上针对强震区泥石流特点（群沟暴发、范围广、规模大、持时长、危害重的特点）针对性的补充了修正了传统泥石流灾害设计方法，除去上节中补充和修正的设计方法、公式外，其他规范中其他设计方法经过了多年实际工程验证能够满足强震区泥石流勘查规范要求，不在赘述说明。

四、项目背景及工作情况

（一）任务来源

根据《中国国际科技促进会标准化工作委员会团体标准管理办法》的有关规定，经中国国际科技促进会标准化工作委员会及相关专家技术审核，批

准《强震区特大泥石流防治工程设计规范》团体标准制定计划，计划编号为：CCS R00/09（?）。本标准由西南交通大学提出，中国国际科技促进会归口。

根据计划要求，本标准完成时限为6个月。

（二）标准起草单位

本标准由西南交通大学牵头，与四川省华地建设工程有限责任公司、枣庄学院、中国地质调查局成都地质调查中心、成都理工大学、中国地质环境监测院、中南大学、中铁第一勘察设计院集团有限公司、西南科技大学、四川大学等单位共同起草和编制完成。

（三）标准研制过程及相关工作计划

1、前期准备工作

项目立项前，国家重点研发计划《强震区特大泥石流综合防控技术与示范应用》（2018YFC1505400）已通过验收。本标准是国家重点研发计划的科技成果之一。国家重点研发计划执行（2018年12月-2021年12月）期间，标准编制小组收集、查阅、研读国内外强震区泥石流相关文献，广泛搜集与强震区泥石流相关的材料。同时，近年来标准编制小组多次前往汶川、九寨强震区以及甘孜州九龙、泸定等地震高烈度区，对典型特大泥石流、治理工程以及防治效果进行调查和研究，并多次开展野外试验和验证，多次与中国科学院成都山地灾害与环境研究所、成都理工大学、四川省地质工程勘察院集团有限公司等行业内专家学者、科研人员、工程技术人员等进行调研、交流，广泛征求标准制订方面的意见和建议。

2、标准起草过程

团体标准在国家重点研发计划执行期间，编写人员根据工作计划分工和编写要求开展了相关工作。在标准起草期间，编制小组主编单位及参编单位组织了数次内部研讨会，并邀请行业内专家进行咨询，经过多次修改，于2022年3月完成了标准送审稿，7月完成标准建议稿。团体标准经中国国际科

技促进会立项通知公示后，编制小组再次对标准进行了修改和完善，并完成标准编制说明的撰写工作。

3、征求意见情况

2022年3月以来，标准编制小组先后通过现场咨询会议、电话、微信等多种形式征集行业专家、科研人员及工程技术人员的相关意见和建议。针对征集的意见，标准编制小组召开了研讨会，将收集到的意见进行汇总处理分析，在充分吸纳合理意见的基础上，不断修改和完善标准内容，使之更具科学性、适用性和可操作性，切实为工程技术人员强震区特大泥石流防治工程设计提供理论指导和适用方法。

五、标准制定的基本原则

标准编制过程中，遵循了以下基本原则：

- 1、标准参照国家标准要求编写，并具有行业特点，与相关行业标准法规协调一致。
- 2、标准能够体现出《强震区特大泥石流防治工程设计规范》的技术要素。
- 3、标准能够为强震区特大泥石流防治工程勘查提供指导性作用。
- 5、促进行业健康发展与技术进步。

六、标准主要内容

本标准适用于强震区特大泥石流灾害的防治工程设计，其他区域沟道内松散物源丰富的可参照本规范执行。本标准正文部分共分十章，附录部分九章，规定了强震区泥石流防治工程的术语和定义、符号、基本规定、工程设计标准、设计参数确定、分项工程设计、工程监测设计等；地震高烈度区潜在泥石流灾害防治工程设计工作可参照执行。

主要技术内容如下：

- 1 范围
- 2 规范性引用文件

- 3 术语和定义
 - 3.1 泥石流
- 4 强震区特大泥石流工程设计总则
 - 4.1 设计总体思路
 - 4.2 宽缓沟道型泥石流综合防控体系
 - 4.3 窄陡沟道型泥石流综合防控体系
- 5 基本规定
 - 5.1 防治工程设计阶段划分
 - 5.2 防治工程设计的依据和基础资料
 - 5.3 防治方案原则与要求
 - 5.4 防治方案制定
- 6 强震区特大泥石流防治工程设计标准
 - 6.1 强震区特大泥石流防治工程安全等级标准
 - 6.2 强震区特大泥石流防治工程设计安全系数
- 7 强震区特大泥石流动力学参数
 - 7.1 泥石流重度
 - 7.2 泥石流流量
 - 7.3 泥石流流速
 - 7.4 泥石流冲击力
 - 7.5 泥石流冲起高度与爬高
 - 7.6 泥石流弯道超高
 - 7.7 坝下冲刷深度
 - 7.8 泥石流磨蚀力
- 8 强震区特大泥石流分项工程设计
 - 8.1 拦挡结构设计
 - 8.2 排导结构设计

- 8.3 固源护坡结构设计
- 8.4 应急通行结构
- 9 绿色环保措施设计
 - 9.1 绿色环保措施
 - 9.2 动态清淤设计
- 10 强震区特大泥石流治理工程效果监测设计
 - 10.1 一般规定
 - 10.2 防治工程施工期监测
 - 10.3 防治工程效果监测
 - 10.4 防治工程专项监测
- 附 录 A （规范性附录）泥石流堆积区冲刷深度计算
- 附 录 B （规范性附录）桩基承台结构计算
- 附 录 C （规范性附录）坝下消能防冲工程结构
- 附 录 D （资料性附录）泥石流速排结构
- 附 录 E （资料性附录）泥石流磨蚀力计算方法
- 附 录 F （资料性附录）泥石流耐磨蚀混凝土材料
- 附 录 G （资料性附录）路基缺口应急通行自承载结构
- 附 录 H （资料性附录）泥石流淤埋路段应急通行战备浮桥
- 附 录 I （规范性附录）强震区特大泥石流防治工程设计内容
 - I.1 可行性研究阶段设计内容
 - I.2 初步设计阶段设计内容
 - I.3 施工图设计阶段设计内容

七、与有关法律法规和强制性标准的关系

遵守和符合相关法律法规和强制性标准要求。下列文件中对于本标准的应用是必不可少的，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本标准。

DZT0239-2004 泥石流灾害防治工程设计规范
T/CAGHP 021-2018 泥石流防治工程设计规范
GB 50007 建筑地基基础设计规范
GB 50021 岩土工程勘察规范
GB 50026 工程测量规范
GB 50487 水利水电工程地质勘察规范
GB/T 38509-2020 滑坡防治设计规范
GBJ27 铁路工程地质泥石流勘测规则
GB/T 50123 土工试验方法标准
GB/T 50266 工程岩体试验方法标准
GB/T 50805 城市防洪工程设计规范
DZ/T 0190 区域环境地质勘查遥感技术规定
DZ/T 0220 泥石流灾害防治工程勘查规范
DZ/T 0261 滑坡崩塌泥石流灾害调查规范（1:50000）
DL/T 5010 水利水电工程物探规程
DL/T 5152 水工混凝土水质分析试验规程
JTG C20 公路工程地质勘察规范
JGJ 94 建筑桩基技术规范
JGJ 79 建筑地基处理技术规范
JCJ/T87 建筑工程地质勘探与取样技术规程
SL44 水利水电工程设计洪水计算规范
YS 5214 注水试验规程

八、重大意见分歧的处理依据和结果

本标准起草过程中没有重大分歧意见。

九、采标程度，国内外同类标准水平的对比情况

国内外尚没有《强震区特大泥石流防治工程设计规范》这方面的标准。标准编制人员参考了国内2004年出版的中华人民共和国地质矿产行业标准《泥石流灾害防治工程设计规范》（DZT0239-2004），和2018年出版的中国地质灾害防治工程行业协会团体标准《泥石流防治工程设计规范》（T/CAGHP 021-2018）。

但震后泥石流尤其是强震区特大型泥石流，与一般区域泥石流存在大显著差别，本标准特别针对地震强震区特大泥石流防治工程设计中面临的成灾机理不清、动力学特征参数计算不准、治理方案针对性不强等关键问题进行研究，为强震区特大泥石流勘查提供理论指导，本标准处于国际国内领先地位，填补了强震区特大泥石流防治工程勘查技术方面的空白。

十、后续贯彻措施

做好宣传培训，建议由行业主管部门组织、主要起草单位配合开展标准宣贯培训工作，使工程技术人员了解标准、熟悉标准，掌握标准的各项技术要求，让标准在行业内得到广泛推广和应用，使强震区特大泥石流防治工程勘查技术更科学有效，防治工程能切实发挥防灾效益。

对《强震区特大泥石流防治工程勘查规范》团体标准执行应用情况进行跟踪调查，及时发现标准执行过程中出现的问题，后期不断修订完善，提高标准水平，提高标准的科学性、合理性、协调性和可操作性。

建议本标准发布之日起半年内实施。

设计标准编制小组

2022年10月