

ICS 27.140

P 59

中华人民共和国能源行业标准

NB

NB / T 10512-2021

P

代替 DL/T 5353-2006

水电工程边坡设计规范

Code for Slope Design of Hydropower Projects

2021-01-07 发布

2021-07-01 实施

国家能源局 发布

中华人民共和国能源行业标准

水电工程边坡设计规范

Code for Slope Design of Hydropower Projects

NB/T 10512 -2021

代替 DL/T 5353-2006

主编部门：水电水利规划设计总院

批准部门：国家能源局

施行日期：2021年7月1日

中国水利水电出版社

2021 北京

国家能源局

公告

2021年 第1号

国家能源局批准《水电工程建设征地移民安置综合设计规范》等320项能源行业标准（附件1）、《Carbon steel and low alloy steel for pressurized water reactor nuclear power plants-Part 7: Class 1, 2, 3 plates》等113项能源行业标准外文版（附件2）、《水电工程水生生态调查与评价技术规范》等5项能源行业标准修改通知单（附件3），现予以发布。

附件：1.行业标准目录

2.行业标准外文版目录

3.行业标准修改通知单

国家能源局

2021年1月7日

附件1：

行业标准目录

| 序号 | 标准编号 | 标准名称 | 代替标准 | 采标号 | 批准日期 | 实施日期 |
|-----|--------------------|------------|-------------------|-----|------------|------------|
| ... | | | | | | |
| 29 | NB/T 10512-2021 | 水电工程边坡设计规范 | DL/T 5353-2006 | | 2021-01-07 | 2021-07-01 |
| ... | | | | | | |

前 言

根据《国家能源局关于下达 2013 年第二批能源领域行业标准制（修）订计划的通知》（国能科技〔2013〕526 号）要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国内外标准，并在广泛征求意见的基础上，修订本规范。

本规范主要技术内容是：总则、术语、基本规定、边坡分级与设计安全系数、边坡结构与失稳模式分析、边坡稳定性计算与分析、边坡工程治理设计、安全监测和预警系统设计。

本规范修订的主要技术内容是：

——将适用范围修改为“本规范适用于水电工程枢纽工程区边坡、危及水工建筑物安全的水库边坡以及对工程运行有影响的河道边坡的治理设计。”

——增加了设计使用年限的内容，提出在设计使用年限内定期检测和维修的要求；

——增加了“C 类河道边坡”类别及设计安全系数内容，对边坡分级标准进行了细化；

——增加了边坡抗倾稳定分析的内容；

——增加了边坡稳定性初步判别的内容；

——增加了边坡抗震设计原则及标准的内容；

——增加了边坡抗滑稳定计算中强度折减法计算分析的内容；

——明确了边坡设计安全系数对应于岩体和结构面抗剪断强度指标以及土体抗剪强度指标；

——删除了确定各向同性节理岩体抗剪强度的 RMR 法与 GSI 系统。

本规范由国家能源局负责管理，由水电水利规划设计总院提出并负责日常管理，由能源行业水电勘测设计标准化技术委员会（NEA/TC15）负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送水电水利规划设计总院（地址：北京市西城区六铺炕北小街 2 号，邮编：100120）。

本规范主编单位：中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司

水电水利规划设计总院

国家能源水电工程技术研发中心高边坡与地质灾害研究
治理分中心

本规范参编单位：中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司
中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司
中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司
中国水利水电科学研究院

本规范主要起草人员：姚栓喜 周 恒 蔡云鹏 白兴平 巨广宏 谢金元
陈祖煜 杨泽艳 王国进 王富强 湛正刚 邓成进
孙 平 魏坚政 王卫国 陈永福 李晓彬 杨怀德
宁 宇 侯延华 刘 鹏 唐碧华 杨伟强 周晓平
王志硕

本规范主要审查人员：党林才 周建平 严永璞 孙玉军 姚福海 周春宏
胡梦蛟 苏 岩 阳运生 陈念水 张建国 刘 建
党发宁 林 锋 宋彦辉 朱焕春 张 雄 钱玉英
赖道平 方光达 刘荣丽 米应中 姜正良 熊登峪
李仕胜

目 次

| | | |
|-----|------------------|----|
| 1 | 总则..... | 1 |
| 2 | 术语..... | 2 |
| 3 | 基本规定..... | 4 |
| 4 | 边坡分级与设计安全系数..... | 5 |
| 5 | 边坡结构与失稳模式分析..... | 7 |
| 5.1 | 一般规定..... | 7 |
| 5.2 | 边坡结构模型..... | 7 |
| 5.3 | 边坡稳定性初步判别..... | 9 |
| 5.4 | 边坡破坏运动形式分析..... | 10 |
| 5.5 | 边坡的代表性剖面..... | 10 |
| 6 | 边坡稳定性计算与分析..... | 11 |
| 6.1 | 一般规定..... | 11 |
| 6.2 | 边坡上的作用及作用组合..... | 11 |
| 6.3 | 岩土体剪切强度取值分析..... | 15 |
| 6.4 | 边坡抗滑稳定分析..... | 16 |
| 6.5 | 边坡抗倾稳定分析..... | 18 |
| 6.6 | 边坡应力变形分析..... | 18 |
| 7 | 边坡工程治理设计..... | 20 |
| 7.1 | 一般规定..... | 20 |
| 7.2 | 边坡开挖..... | 21 |
| 7.3 | 边坡排水..... | 22 |
| 7.4 | 边坡坡面保护..... | 24 |
| 7.5 | 边坡浅表层加固..... | 24 |
| 7.6 | 抗滑桩..... | 25 |
| 7.7 | 抗剪洞与锚固洞..... | 26 |
| 7.8 | 预应力锚索..... | 27 |
| 7.9 | 边坡支挡..... | 28 |
| 8 | 安全监测和预警系统设计..... | 30 |

| | |
|-------------------------------|----|
| 8.1 一般规定..... | 30 |
| 8.2 安全监测系统..... | 30 |
| 8.3 预警系统..... | 32 |
| 附录 A 水电工程边坡分类..... | 34 |
| 附录 B 水电工程边坡结构分类..... | 35 |
| 附录 C 水电工程边坡变形破坏分类及滑坡类型分类..... | 38 |
| 附录 D 边坡抗滑稳定性的可靠度评价..... | 40 |
| 附录 E 岩质边坡稳定性初步判别..... | 43 |
| 附录 F 抗滑稳定计算方法及公式..... | 46 |
| 附录 G 抗倾稳定计算与分析..... | 60 |
| 附录 H 持久与短暂状况水荷载估算方法..... | 65 |
| 附录 J 边坡岩土体的力学参数..... | 67 |
| 附录 K 抗滑桩计算..... | 70 |
| 本规范用词说明..... | 75 |
| 引用标准名录..... | 76 |
| 附：条文说明..... | 77 |

Contents

| | | |
|-----|--|----|
| 1 | General Provisions..... | 1 |
| 2 | Terms..... | 2 |
| 3 | Basic Requirements..... | 4 |
| 4 | Slope Classification and Design Safety Factor | 5 |
| 5 | Slope Structure and Failure Mode Analysis..... | 7 |
| 5.1 | General Requirements..... | 7 |
| 5.2 | Slope Structure Model..... | 7 |
| 5.3 | Preliminary Evaluation of Slope Stability..... | 9 |
| 5.4 | Analysis of Slope Failure Movement..... | 10 |
| 5.5 | Representative Sections for Slope Stability Analysis..... | 10 |
| 6 | Slope Stability Calculation and Analysis..... | 11 |
| 6.1 | General Requirements..... | 11 |
| 6.2 | Actions on Slope and Their Combinations..... | 11 |
| 6.3 | Evaluation of Shear Strength Values of Rock and Soil Mass..... | 15 |
| 6.4 | Slope Sliding Stability Analysis..... | 16 |
| 6.5 | Slope Toppling Stability Analysis..... | 18 |
| 6.6 | Slope Stress and Deformation Analysis..... | 18 |
| 7 | Slope Engineering Design | 20 |
| 7.1 | General Requirements..... | 20 |
| 7.2 | Slope Excavation..... | 21 |
| 7.3 | Slope Drainage..... | 22 |
| 7.4 | Slope Surface Protection..... | 24 |
| 7.5 | Slope Superficial Reinforcement..... | 24 |
| 7.6 | Slope Stabilizing Pile..... | 25 |
| 7.7 | Shear-Resistant Plug and Retaining Concrete Plug..... | 26 |
| 7.8 | Prestressed Tendon..... | 27 |
| 7.9 | Slope Support and Retaining Structure..... | 28 |

| | | |
|------------|---|----|
| 8 | Design of Safety Monitoring and Alarm System..... | 30 |
| 8.1 | General Requirements..... | 30 |
| 8.2 | Safety Monitoring System..... | 30 |
| 8.3 | Alarm System..... | 32 |
| Appendix A | Slope Classification for Hydropower Projects..... | 34 |
| Appendix B | Slope Structure Classification for Hydropower Projects..... | 35 |
| Appendix C | Classification of Slope Deformation Failure and Landslide for Hydropower Projects..... | 38 |
| Appendix D | Reliability Assessment of Slope Sliding Stability..... | 40 |
| Appendix E | Preliminary Evaluation of Rock Slope Stability..... | 43 |
| Appendix F | Sliding Stability Calculation Methods and Formulae..... | 46 |
| Appendix G | Toppling Failure Calculation and Analysis..... | 60 |
| Appendix H | Estimation of Water Load for Persistent and Transient Design Situations | 65 |
| Appendix J | Mechanical Parameters of Slope Rock and Soil Mass..... | 67 |
| Appendix K | Calculation for Slope Stabilizing Pile..... | 70 |
| | Explanation of Wording in This Code..... | 75 |
| | List of Quoted Standards..... | 76 |
| | Addition: Explanation of Provisions..... | 77 |

1 总 则

1.0.1 为规范水电工程边坡设计，达到安全可靠、经济合理、技术先进、生态环保的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于水电工程枢纽工程区边坡、危及水工建筑物安全的水库边坡以及对工程运行有影响的河道边坡的治理设计。

1.0.3 对特别重要的或条件复杂的边坡，其安全设计标准、稳定性分析及其评价、综合治理措施等应进行专门研究论证。

1.0.4 水电工程边坡设计应综合利用科学研究成果和工程实践经验，并积极论证采用国内外先进技术。

1.0.5 水电工程边坡设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语

2.0.1 工程边坡 engineering slope

经人工改造形成的边坡，或受工程影响的边坡，或对工程安全有影响的边坡。

2.0.2 稳定边坡 stable slope

能保持稳定的边坡，或不影响安全的变形收敛边坡。

2.0.3 变形边坡 deforming slope

有明显变形或蠕变迹象的边坡。

2.0.4 边坡工程 slope engineering

为达到一定目的对边坡进行改造的工程。

2.0.5 溃屈 buckling

层状结构顺向边坡的上部岩体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而出现岩层鼓起、碎裂、脱层的现象。

2.0.6 倾倒 toppling

层状反倾边坡或陡倾层状结构边坡由表及里，岩层逐渐向外弯曲、拉裂、倒塌的现象。

2.0.7 边坡安全系数 slope safety factor; slope stability factor

表征边坡抗滑稳定或抗倾稳定程度的指标，为作用在滑面上的抗滑力与滑动力的比值，或作用在坡体的抗倾覆力矩与倾覆力矩的比值。

2.0.8 边坡设计安全系数 design safety factor of slope

为使边坡达到预期安全程度所需的边坡允许最低安全系数。

2.0.9 极限平衡法 limit equilibrium method

建立静力极限平衡方程求解边坡稳定安全系数的方法。

2.0.10 上限解 upper-bound solution

对于滑动破坏模式，若能确保滑面和滑体内结构面均达到极限平衡，对均质土边坡确保滑体内每一点均达到极限平衡，则相应的安全系数一定大于或等于相应真值，此解即上限解。

2.0.11 下限解 lower-bound solution

对于滑动破坏模式，若沿滑面达到极限平衡，且保证滑体内未全部达到极限平衡，则相应的安全系数一定小于相应真值，此解即下限解。

2.0.12 动态设计 dynamic design

根据边坡施工过程中的勘察资料，结合永久监测系统或临时监测系统反馈信息进行边坡稳定性复核计算和修正原设计的设计方法。

2.0.13 风险分析 risk analysis

分析风险因素发生的可能性及带来的经济损失程度。

2.0.14 地下排水系统 sub-surface drainage system

在边坡内由排水孔、排水洞、排水井相互连接形成的地下排水设施。

2.0.15 抗滑桩 slope stabilizing pile; slide-resistant pile

竖向布置在边坡潜在滑动体内，穿过滑面并深入滑床以下可靠长度，提高边坡稳定性的桩柱结构。

2.0.16 抗剪洞 shear-resistant plug

岩质边坡内用钢筋混凝土将滑面上下盘岩体嵌固在一起，其方向可沿滑动面走向、也可与滑动面走向垂直或大角度相交起抗剪作用的洞塞结构。

2.0.17 锚固洞 retaining concrete plug

岩质边坡或滑坡内用钢筋混凝土及预应力锚索将上下盘岩体嵌固在一起，其方向与滑动方向水平投影基本平行的洞塞结构。

3 基本规定

- 3.0.1** 工程选址和枢纽建筑物布置方案应将边坡稳定作为比选因素。
- 3.0.2** 水电工程边坡设计应在边坡地质勘察及试验工作成果的基础上进行，水电工程边坡地质勘察应符合国家现行标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287、《水电工程边坡工程地质勘察规程》NB/T 10513、《水电工程水库区工程地质勘察规程》NB/T 10131 的规定。
- 3.0.3** 水电工程边坡设计应根据边坡所处位置的地形、地质条件和边坡开挖体型，对边坡类别和边坡结构的划分、边坡变形与破坏型式进行研究，分析和评价边坡稳定条件。水电工程边坡分类宜符合本规范附录 A 的规定，水电工程边坡结构分类宜符合本规范附录 B 的规定，水电工程边坡变形破坏分类及滑坡类型分类宜符合本规范附录 C 的规定。
- 3.0.4** 水电工程边坡设计应根据水电工程枢纽布置方案和边坡工程地质条件，分析边坡重要性、边坡失事风险和影响损失程度，确定边坡安全级别及设计安全系数、边坡设计原则和基本要求；分析边坡失稳破坏模式，选择适当的稳定分析方法，对加固处理措施进行技术经济综合比较，选择处理措施。
- 3.0.5** 边坡稳定分析的基本方法应采用极限平衡分析方法，并采用单一安全系数法进行评价。对于 I 级、II 级的高边坡、特高边坡及超高边坡，宜采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，宜采取包括有限元、离散元等数值分析方法进行稳定分析，综合评价边坡变形与稳定安全性。对于特别重要或条件复杂的工程边坡，应进行专门的数值分析，研究其变形机理、破坏类型和有效的加固处理措施。边坡抗滑稳定性的可靠度评价可采用本规范附录 D 规定的方法。
- 3.0.6** 边坡工程设计和施工应结合历史调查、地质预测预报、地质编录和监测分析反馈资料，调整边坡稳定性分析参数，实现边坡工程全过程动态设计。
- 3.0.7** 永久边坡设计使用年限应与所影响的建筑物设计使用年限相适应。边坡设计应根据支护结构所处环境、施工技术及耐久性要求等，采用相应的材料、结构及防护措施，并应提出在设计使用年限内定期检查和维护的技术要求。
- 3.0.8** 边坡工程设计应考虑环境保护、水土保持和施工安全等因素。
- 3.0.9** 危及水工建筑物安全的水库边坡和滑坡宜根据边坡、滑坡特性提出库水位上升或下降的速率要求。

4 边坡分级与设计安全系数

4.0.1 水电工程边坡类别和级别应按其所属枢纽工程等级、建筑物级别、边坡所处位置、边坡重要性、失稳危害程度进行划分。水电工程边坡类别和级别划分应符合表 4.0.1 的规定。

表 4.0.1 水电工程边坡类别和级别划分

| 级别 | A 类 枢纽工程区边坡 | B 类 水库边坡 | C 类 河道边坡 |
|-----|----------------------|--------------------------------|----------------------------|
| I | 影响 1 级水工建筑物安全的边坡 | 失稳产生危害性涌浪或灾害可能危及 1 级水工建筑物安全的边坡 | 失稳可能影响 1 级水工建筑物运行的边坡 |
| II | 影响 2 级、3 级水工建筑物安全的边坡 | 失稳可能危及 2 级、3 级水工建筑物安全的边坡 | 失稳可能影响 2 级、3 级水工建筑物运行的边坡 |
| III | 影响 4 级、5 级水工建筑物安全的边坡 | 要求整体稳定而允许部分失稳或缓慢滑落的边坡 | 要求整体稳定而允许部分失稳或有滑落容纳安全空间的边坡 |

注：料场边坡应根据其所处位置及对水工建筑物影响程度按本表进行分类分级。不在表中所述三类区域的料场边坡应根据边坡失稳风险及危害程度分析确定。

4.0.2 枢纽工程区边坡失事仅对建筑物正常运行有影响，而不危害建筑物安全和人身安全的，经论证，边坡级别可降低一级。

4.0.3 通过安全监测可以预测、预报稳定性变化，并能采取措施对其失稳进行防范的水库及下游河道蠕变边坡或潜在不稳定边坡，经论证，边坡级别可降低一级或二级。

4.0.4 面积范围大的边坡宜根据对建筑物影响程度，将边坡分段或分区划分级别。

4.0.5 水电工程边坡稳定分析应区分不同的荷载效应组合或运用状况，采用极限平衡法的下限解法进行抗滑稳定计算时，边坡抗滑稳定设计安全系数应符合表 4.0.5 的规定。

表 4.0.5 边坡抗滑稳定设计安全系数

| 级别 | A 类 枢纽工程区边坡 | | | B 类 水库边坡 | | | C 类 河道边坡 | | |
|-----|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | 基本组合 | | 偶然组合 | 基本组合 | | 偶然组合 | 基本组合 | | 偶然组合 |
| | 持久状况 | 短暂状况 | 偶然状况 | 持久状况 | 短暂状况 | 偶然状况 | 持久状况 | 短暂状况 | 偶然状况 |
| I | 1.30~1.25 | 1.20~1.15 | 1.10~1.05 | 1.25~1.15 | 1.15~1.05 | 1.05 | 1.20~1.10 | 1.10~1.05 | 1.05 |
| II | 1.25~1.15 | 1.15~1.05 | 1.05 | 1.15~1.05 | 1.10~1.05 | 1.05~1.00 | 1.10~1.05 | 1.05~1.02 | 1.02~1.00 |
| III | 1.15~1.05 | 1.10~1.05 | 1.00 | 1.10~1.05 | 1.05~1.00 | 1.00 | 1.05~1.02 | 1.02~1.00 | 1.00 |

注：本表边坡抗滑稳定设计安全系数对应于设计采用的岩体和结构面抗剪断强度指标和土体抗剪强度指标；其强度指标均是以岩土体峰值强度小值平均值为基础进行取值。

4.0.6 针对具体边坡工程选用抗滑稳定设计安全系数时，应对边坡与建筑物关系、边坡工程规模、地质条件复杂程度以及边坡稳定分析的不确定性等因素进行分析，并从本规范表 4.0.5 中所给范围内选取。对于失稳风险大或稳定分析中不确定性因素较多的边坡，设计安全系数宜取高值，反之宜取低值。

4.0.7 特别重要、失事后危害巨大或有变形极限要求的边坡，经论证，设计安全系数取值可高于本规范表 4.0.5 中的规定。

5 边坡结构与失稳模式分析

5.1 一般规定

5.1.1 水电工程边坡设计应全面收集和分析边坡地形、植被、气象、水文、地震、工程地质和水文地质、建筑物布置等资料，应通过地质调查与勘测，研究边坡演化历史、边坡目前状况，以及人类生产活动对边坡的可能影响，并应在此基础上，开展边坡开挖体型设计、边坡稳定分析和综合治理设计研究。

5.1.2 水电工程边坡设计应根据工程地质分析和评价，结合建筑物布置对边坡进行分区分段，并应确定边坡工程地质类型，判定边坡稳定基本条件和可能发生变形、破坏的机理和模式，确定开展稳定分析和治理设计的边坡范围。

5.1.3 地质条件复杂或对工程 and 环境影响较大的边坡，以及地下工程开挖、坝基开挖等对边坡稳定有不利影响的边坡，宜结合地质勘察和地面、地下工程施工及早建立安全监测系统，进行监测分析，及时掌握边坡动态。

5.2 边坡结构模型

5.2.1 边坡应根据其成因类型、组成物质、边坡坡高、与建筑物的关系、存在时间、稳定状态等进行分类。

5.2.2 岩质边坡结构模型的确定应符合下列要求：

1 岩质边坡结构分类宜按本规范第 B.0.1 条的有关规定确定。

2 应根据地质资料分析岩体中不同类型、不同规模结构面组合情况；应采用极射赤平投影法或其他方法，分析在边坡内可能存在的潜在不稳定岩体或块体，并应符合下列要求：

1) 在有多个结构面组合的情况下，应首先分析由软弱结构面、软弱层带和贯穿性结构面组合形成的确定性块体；其次分析软弱结构面、软弱层带和贯穿性结构面与成组节理或层面裂隙组合构成的半确定性块体。

2) 在无软弱结构面和贯穿性结构面的岩体内，应分析由成组结构面或层面等裂隙构成的随机块体。

3 层状结构的岩质边坡，应根据层面产状与边坡坡面的相对关系，划分层状岩体边坡结构类型，判断其可能发生的变形与破坏型式。

4 滑动破坏类型的块状结构、层状结构和镶嵌结构岩质边坡，应按平面型滑动、折线型滑动、楔形体滑动、复合滑面型滑动等滑动模式，选取相应的抗滑稳定计算方法进行稳定分析。

5 碎裂结构的岩质边坡，除对上述四种滑动模式进行分析外，还应对弧面型滑动模式进行分析。

6 散体结构岩质边坡的抗滑稳定分析可按土质边坡对待。

7 倾倒破坏类型的边坡，应按弯曲型倾倒、岩块型倾倒、岩块-弯曲型倾倒和压缩型倾倒等倾倒模式，选取相应的抗倾稳定计算方法进行稳定分析。

5.2.3 土质边坡结构模型的确定应符合下列要求：

1 土质边坡结构分类宜按本规范第 B.0.2 条的有关规定确定。

2 不同结构类型的土质边坡宜按下列滑动破坏型式进行分析：

1) 均质黏性土滑动破坏按弧面型滑动。

2) 均质砂性土滑动破坏按平面型滑动。

3) 层状土可能沿层面或复合的层面滑动。

4) 碎石土边坡可能沿弧面型发生滑动。

5) 具有上土下岩结构的岩土混合边坡，可能发生土体沿基岩顶面的滑动，也可能有发生在土体或岩体内部的滑动。

3 黄土、软土、膨胀土、冻土等特殊土质边坡，应根据工程地质条件，结合变形分析，研究确定其失稳模式。

5.2.4 边坡变形破坏分类及范围、边界的确定应符合下列要求：

1 边坡变形破坏分类宜按本规范第 C.0.1 条的有关规定确定。

2 滑动破坏类型的变形体、松动体和蠕变体等变形边坡，应根据地质资料，确定其分布范围、边界、内部切割面和潜在滑动面位置。

3 非滑动破坏类型的崩塌、倾倒、溃屈、拉裂和流动等变形边坡，应根据地质资料，确定其分布范围、内部结构分区和影响深度。

5.2.5 滑坡和失稳后边坡分类确定应符合下列要求：

1 滑坡类型分类宜按本规范第 C.0.2 条的有关规定确定。

2 滑坡、塌滑体或失稳后堆积体边界面，应根据地质资料确定，包括底部滑动面、后缘拉裂面和侧缘切割面，以及滑坡体内部的次级结构面。

5.3 边坡稳定性初步判别

5.3.1 边坡稳定性的初步判别应综合考虑气象水文条件、岩土体物理力学特性、坡体结构、控制性结构面及边坡变形破坏特征、水流条件等因素。

5.3.2 岩质边坡稳定性的初步判别宜按本规范附录 E 的规定判别。

5.3.3 滑动类型的边坡存在下列一种或多种情况，可初步判别为有可能滑动失稳边坡：

1 处于蠕变阶段或正在发生变形破坏的边坡；坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡。

2 软硬相间层状岩体中硬岩已发生张裂变形的边坡。

3 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡；存在有倾向坡外的结构面、且结构面倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。

4 碎裂结构岩体或散体结构岩体开挖坡比较陡的边坡；存在有倾向坡外结构面的切脚开挖边坡。

5 分布有巨厚层堆积物的边坡。

6 蓄水淹没土质边坡坡脚或堆积体坡脚，或淹没滑坡体前缘剪出口；坡脚受水流淘刷的土质边坡。

5.3.4 不同结构倾倒边坡存在下列情况时，可初步判别为有可能倾倒失稳的边坡：

1 弯曲型结构倾倒边坡的岩层强烈弯曲，其根部深层折断面已贯通并与后缘拉裂面连通，最终可能演化成滑坡。

2 块状型结构倾倒边坡的坡体表层已解体倾覆，顶部出现反坡台坎与塌陷变形，深部折断面已接近贯通。

3 块状-弯曲型结构倾倒边坡的表层岩体已碎裂、解体，坡顶后缘出现多条塌陷裂缝，坡体中部发生强烈“悬臂梁”式倾倒，深部底滑面可能已贯通。

4 压缩型结构倾倒边坡的后缘拉裂缝贯通，软弱基座被掏蚀或产生不均匀压缩变形。

5.4 边坡破坏运动形式分析

5.4.1 破坏型式对工程布置或治理方案有重要影响的边坡，应进行失稳破坏运动形式与失稳后堆积形态的分析。

5.4.2 边坡破坏运动形式分析应根据地质勘察成果，划分边坡破坏类型，预测边坡破坏过程，分析边坡破坏运动形式。

5.4.3 具有多级滑动面的滑动破坏边坡应划分主滑面和次滑面，以极限平衡方法计算整个滑体和局部滑体的边坡安全系数，据此预测解体滑动破坏的可能和各个局部滑动的先后顺序、堆积方式，预测一次性最大滑动方量。

5.4.4 非滑动破坏类型的倾倒、溃屈、崩塌等变形边坡应进行倾倒破坏、溃屈破坏、崩塌破坏等的运动形式分析。

5.4.5 重要边坡或地质条件复杂边坡宜辅以有限单元法、离散元法、不连续变形分析法或其他块体运动分析法等，研究预测边坡破坏运动形式。特别复杂的、失稳可能危及水工建筑物安全的边坡可开展物理力学模型试验，研究边坡破坏运动形式。

5.4.6 近坝库岸大中型滑坡体、潜在不稳定体，应分析预测滑体运动速度和运动距离；可通过滑坡涌浪计算或涌浪模型试验，分析预测沿河道直至坝前可能形成的涌浪高度，确定预警和防护方案。

5.5 边坡的代表性剖面

5.5.1 边坡代表性剖面应沿与边坡走向正交的方向绘制，并应详细标注边坡岩层、风化、卸荷、构造、地下水、潜在滑带或深部折断面等工程地质和水文地质信息。当边坡按照地质条件和稳定性状态被分成若干区段时，每个区段应至少有 1 条代表性剖面。有条件时，可建立三维地质模型。

5.5.2 潜在滑坡和可能失稳边坡应沿可能滑动位移方向绘制纵剖面图，作为平面应变模型的代表性剖面，纵剖面不宜少于 3 条；其中主剖面应代表最危险的滑动面或通过滑动面最深的位置。垂直滑动方向的横剖面不宜少于 2 条。

5.5.3 边坡代表性剖面图在垂直和水平方向上应为等比例尺，比例尺的大小应满足分析计算要求。枢纽工程区的边坡平面图和剖面图，其比例尺不宜小于 1:1000。

6 边坡稳定性计算与分析

6.1 一般规定

6.1.1 可能发生滑动失稳的边坡应进行抗滑稳定分析，抗滑稳定计算方法及公式应符合本规范附录 F 的规定。可能发生倾倒失稳的边坡应进行抗倾稳定分析，危岩体和典型的岩块型倾倒边坡的抗倾稳定计算与分析应符合本规范附录 G 的规定。

6.1.2 溃屈破坏的边坡应以地质定性及半定量分析为基础，研究确定可能发生溃屈的部位，再按发生溃屈后的滑动破坏面进行抗滑稳定分析。

6.1.3 崩塌破坏的边坡应根据地质资料，划定危岩和不稳定岩体范围，采取定性及半定量分析方法，评价其稳定状况。

6.1.4 重要部位的边坡除应进行边坡自然状态、最终状态的稳定分析外，还应按边坡的开挖和支护施工顺序，进行施工期间不同阶段的稳定分析。

6.1.5 正在进行工程施工的边坡，当地质条件发生较大变化或监测信息异常时，应及时进行稳定性复核。

6.1.6 边坡稳定分析宜收集下列基本资料：

1 工程地质平面图、剖面图、平切面图以及边坡现场特征、地震动参数等工程地质资料。

2 地下水位等值线图、地下水长期观测资料、各岩层渗透系数等水文地质资料。

3 岩土体的密度、孔隙率、天然含水量、抗压强度、抗剪强度、变形模量、弹性模量和泊松比等的试验标准值和地质建议值；开展过的有控制性结构面抗剪断试验的应力—位移曲线、岩体变形试验的加载—卸载变形曲线等岩土体物理力学特性资料。

4 天然状况、施工期和运行期库水的特征水位；降雨量、降雨强度和降雨过程资料；泄洪雾化范围、泄洪历时和雨强等有关资料。

5 枢纽布置平面图、建筑物平面图及剖面图等资料。

6.2 边坡上的作用及作用组合

6.2.1 自重作用的计算应符合下列要求：

1 地下水位以上的岩土体自重应采用天然重度计算。地下水位以下的岩土体自重应根据计算方法分析选择，并应符合下列要求：

- 1) 在边界面上和计算的分条、分块面上以面力计算水压时应采用饱和重度。
- 2) 以体力法计算水压力时应采用浮重度。
- 3) 降雨情况下的非饱和岩土体采用具有一定含水量的重度，可根据测试或估算确定。

2 坡体上的建筑物，包括加固治理结构物，应计入坡体自重。各种材料的重度应采用平均值，并应符合现行国家标准《土工建筑物荷载标准》GB/T 51394 的规定。

6.2.2 地下水作用的计算应符合下列要求：

1 边坡各部位孔隙水、裂隙水或层间承压水的压力应根据水文地质资料和地下水位长期观测资料或渗流分析成果确定。采用地下水最高水位作为持久状态水位，以特大暴雨或久雨、或可能的泄流雾化雨发生的暂态高水位作为短暂状态水位，持久与短暂状况水荷载估算方法可按本规范附录 H 的规定执行。

2 具有地下水疏排的边坡应确定经疏排作用后的地下水位线。对排水失效和施工期排水设施不完善等情况，应作为短暂状态水位处理。

3 在地下水位以下的岩体内的贯通性结构面和强卸荷裂隙带，可按地下水等水位线图内插或外延，确定作用其面上的地下水压力。

4 岩质边坡深部潜在不稳定体界面并非完全贯通时，裂隙水压力可相应折减。

5 有地下水渗流的水下岩土体，当采用体力法以浮重度计算时，应考虑渗透水压力作用，对于没有被河水完全淹没的滑体部分，其渗透水压力或动水压力值 P_{wi} 应按下式计算：

$$P_{wi} = \gamma_w V_i J_i \quad (6.2.2)$$

式中： γ_w ——水的重度（kN/m³）；

V_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体的水下体积（m³/m）；

J_i ——第 i 计算条块地下水渗透比降。

6 水库蓄水后岸坡内地下水位宜根据实测值确定；当缺少实测值或水库尚未蓄水时，可根据水库浸没计算确定。确定边坡上的作用时应研究施工和运行期间河水、库水和地下水条件的变化及其对岩土物理力学特性的影响。

7 在对降雨或泄流雨雾引起地下水位短期壅高情况，以及水库水位骤降情况进行边坡稳定分析时，渗透系数应采用小值平均值，地下水位宜按不稳定渗流估算或采用非稳定渗流场分析的方法确定。降雨引起的短暂状况水荷载值可按本规范附录 H 的规定方法计算。

8 经受泄洪雨雾作用的边坡可根据数值分析、工程经验和工程类比确定泄洪雨雾的影响范围和雨雾强度分布，可按本规范附录 H 的规定确定其短暂状况水荷载值。

6.2.3 将不稳定岩土体或潜在不稳定岩土体固定到稳定岩土体的加固力应按增加的抗滑力或抗倾力矩考虑。边坡表层的系统锚固不应作为加固力。

6.2.4 地震作用的计算应符合下列规定：

1 设计烈度为Ⅵ度时，可不进行抗震计算；设计烈度为Ⅶ度及以上时，应计算地震作用力的影响。

2 边坡抗震设防标准应符合下列规定：

1) A 类 I 级边坡应采用 50 年基准期超越概率 5% 的地震动参数进行地震设防；其它边坡应采用 50 年基准期超越概率 10% 的地震动参数进行地震设防。

2) 对于 B 类 I 级近坝边坡，经论证可采用 50 年基准期超越概率 5% 的地震动参数进行地震设防。

3) 对于 I 级边坡失稳后会直接导致挡水建筑物损毁，造成严重灾害的，应进行专门研究。

3 设计烈度为Ⅷ度及以上的 I 级、II 级边坡，宜同时计入水平向和竖向地震作用；竖向设计地震加速度的代表值可取水平向设计地震加速度代表值的 2/3，在近场地震时应取水平向设计地震加速度代表值。

4 边坡抗震稳定计算可采用拟静力法，同时考虑竖向地震作用效应时可取 0.5 的遇合系数；对于特别重要的、地质条件复杂的工程边坡，应进行基于动力分析的专门研究。

5 采用拟静力法计算地震作用效应时，沿边坡高度作用于质点*i*的水平向地震惯性力代表值可按下式计算：

$$F_i = a_h \zeta G_{Ei} \alpha_i / g \quad (6.2.4)$$

式中： F_i ——作用在质点*i*的水平向地震惯性力代表值（kN）；

a_h ——水平向设计地震动峰值加速度代表值（ m/s^2 ）；

ζ ——地震作用的效应折减系数，取 $\zeta=0.25$ ；

G_{Ei} ——集中在质点*i*的重力作用标准值（kN）；

α_i ——质点的动态分布系数，可取 $\alpha_i=1$ ，经论证后也可自边坡底部向上进行放大；

g ——重力加速度（ m/s^2 ）。

6 基于动力分析专门研究的边坡，宜采用非线性本构关系进行动力时程分析，分析中宜考虑地基辐射阻尼的影响，可采用动力强度折减法对边坡位移、残余位移或变形、滑动面张开度等地震响应的综合分析，评价其变形及抗震稳定安全性。

6.2.5 边坡设计作用组合应符合表 6.2.5 的规定：

表 6.2.5 边坡设计作用组合

| 作用组合 | 自重 | 外水压力 | 地下水压力 | 加固力 | 地震力 | 备注 |
|---------|----|------|-------|-----|-----|------------------|
| 基本组合 | √ | √ | √ | √ | — | 除地震、校核洪水位以外的其他情况 |
| 偶然组合 I | √ | √ | √ | √ | — | 校核洪水位情况 |
| 偶然组合 II | √ | √ | √ | √ | √ | 地震情况 |

6.2.6 边坡工程应按下列三种设计状况进行设计：

1 持久状况应为边坡正常运用工况，应采用基本组合设计。

2 短暂状况应包括施工期缺少或部分缺少加固力；缺少排水设施或施工用水形成地下水位增高；运行期暴雨或久雨、或可能的泄流雾化雨，以及地下或地表排水短期失效形成的地下水位增高；水库水位骤降、骤升或水库紧急放空等情况。短暂状况应采用基本组合设计。

3 偶然状况应为校核洪水位、遭遇地震等情况，应采用偶然组合设计。

6.3 岩土体剪切强度取值分析

6.3.1 岩土体物理力学参数的设计采用值应根据边坡工程地质条件和地质建议值选取。边坡岩土体的力学参数可按本规范附录 J 的规定确定。

6.3.2 在孔隙水压力可以确定的条件下，土质边坡稳定分析宜采用有效应力法，使用有效应力抗剪强度参数。按总应力法分析时应采用总应力强度参数。

6.3.3 岩质边坡稳定分析应采用有效应力法，软弱结构面原位剪切试验应以慢剪速度进行，室内直剪试验应采用慢剪试验或明确孔隙水压力的快剪试验成果。

6.3.4 边坡稳定分析使用有效应力法时，滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 应按下式确定：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (6.3.4)$$

式中： σ ——破坏面上总法向应力（kPa）；

σ' ——破坏面上有效法向应力（kPa）；

c' ——有效凝聚力（kPa）；

φ' ——有效内摩擦角（°）；

u ——孔隙水压力（kPa）。

6.3.5 黏性土边坡可使用不排水剪或快剪强度参数进行总应力法分析，并宜符合下列规定：

1 使用非饱和黏性土快速填筑的土坡，滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 可按下式确定：

$$\tau_f = c_{uu} + \sigma \tan \varphi_{uu} \quad (6.3.5-1)$$

式中： σ ——破坏面上总法向应力（kPa）；

c_{uu} ——土的不固结不排水剪凝聚力（kPa）；

φ_{uu} ——土的不固结不排水剪内摩擦角（°）。

2 在饱和黏性土上快速填方或开挖形成的边坡，滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 可按下式确定：

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \tan \varphi_{cu} \quad (6.3.5-2)$$

式中： σ'_c ——在荷载发生变化前破坏面上的有效应力（kPa）；

c_{cu} ——土的固结不排水剪凝聚力（kPa）；

φ_{cu} ——土的固结不排水剪内摩擦角（°）。

3 由饱和黏性土组成的挡水边坡，在坡外水位骤降时，宜采用固结不排水剪强度参数。

6.3.6 现场原位试验在砂性土和饱和黏性土地基中应分别采用下列测试手段：

1 砂性土中宜使用标准贯入、静力触探、动力触探等手段，相应的试验成果应为土的有效摩擦角 φ' 。

2 饱和黏性土中宜使用十字板剪切、静力触探和旁压试验等手段，相应的试验成果应为地基土在不同深度测定的固结不排水剪的总强度 τ_f ，可直接用来进行总应力法稳定分析，即在地基不同深度赋以 c_{cu} 等于 τ_f 和 φ_{cu} 等于0的强度参数。

6.3.7 变形边坡和已失稳边坡可反演其临界状态的滑动面力学参数，其采用的安全系数应符合本规范第 J.1.6 条和第 J.2.3 条的规定。

6.3.8 边坡岩土体物理力学参数取值方法应符合现行国家标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287 的规定。

6.4 边坡抗滑稳定分析

6.4.1 经稳定性初步判别有可能发生滑动失稳的边坡以及初步判别难以确定稳定性状的边坡，应进行抗滑稳定分析。

6.4.2 边坡稳定分析基本方法应采用平面极限平衡下限解法，当有充分论证时，也可采用上限解法，其设计安全系数应符合本规范表 4.0.5 的规定。当用多种方法分析计算时，不同下限解法中应取其成果最高值，但不应超过上限解法中的最低值；采用上限解法时，为安全计条块侧面的强度指标宜取低值，不同上限解法中应取其成果最低值。边坡抗滑稳定计算应符合本规范附录 F 的规定。

6.4.3 除本规范规定的基本方法外，I 级、II 级边坡可同时采用强度折减的数值分析方法进行验算，综合确定边坡稳定性。

6.4.4 边坡抗滑稳定分析可以平面二维应变分析为主，当三维效应明显时应在相同强度参数基础上进行三维稳定性分析。

6.4.5 在二维分析中，当同一滑坡或潜在不稳定岩体各段代表性剖面用同一种计算方法得出的安全系数不同时，可按各段岩体重量以加权平均法计算边坡整体安全系数，或以实际变化区间值表示；当安全系数相差较大时，应研究其局部稳定安全性。

6.4.6 滑坡体抗滑稳定分析计算应符合下列要求：

1 滑面近似圆弧形的岩质、土质滑坡体，宜采用简化毕肖普法（Bishop）；当为复合型滑面时，宜采用摩根斯坦—普莱斯法（Morgenstern-Price），也可采用传递系数法。

2 具有次滑面的滑坡体，应计算分析沿不同滑面或滑面组合构成滑体的整体稳定性和局部稳定性。

3 具有特定滑面的滑坡在经过处理已经满足设计安全系数后，还应检验在滑体内部是否存在沿新的滑面发生破坏的可能性。

6.4.7 岩质边坡抗滑稳定分析计算应符合下列要求：

1 在完整岩体中新开挖形成的没有变形的人工边坡，或在天然条件下长期处于稳定状态岩体完整的自然边坡，当做进一步稳定分析时可采用上限解法，宜采用条块侧面倾斜的萨尔玛法（Sarma）、潘家铮分块极限平衡法和能量法（EMU）。在计算中，侧面的倾角应根据岩体中相应结构面的产状确定。

2 风化、卸荷的自然边坡，开挖中无预裂和保护措施的边坡，岩体结构已经松动或发生变形迹象的边坡，宜采用下限解法做稳定分析。下限解法中宜采用摩根斯坦—普莱斯法，也可采用传递系数法。

3 边坡上潜在不稳定楔形体，宜采用楔形体稳定分析方法。

4 岩质边坡内有多条控制岩体稳定性的软弱结构面时，应针对各种可能的结构面组合分别进行块体稳定性分析，评价边坡局部和整体稳定安全性。

5 碎裂结构、散体结构和同倾角多滑面层状结构的岩质边坡，应采用试算法推求最危险滑面和相应安全系数。

6.4.8 土质边坡抗滑稳定分析计算应符合下列要求：

1 砂、碎石或砾石堆积物的边坡宜按平面滑动计算。

2 黏性土、混合土和均质堆积物的边坡宜按圆弧滑面计算，宜采用下限解法做稳定分析，宜采用简化毕肖普法求解最危险滑面和相应安全系数。

3 沿土或堆积物底面或其内部特定软弱面发生滑动破坏的边坡，宜采用下限解法按复合型滑面计算，宜采用摩根斯坦—普莱斯法，也可采用传递系数法。

4 紧密土体或密实堆积物内部滑动破坏的边坡，可采用上限解法做稳定分析，宜采用能量法求解其最危险滑面和相应安全系数。

5 均质土边坡或多层结构的土边坡，应采用试算法得出最危险滑面和相应安全系数。

6.5 边坡抗倾稳定分析

6.5.1 经稳定性初步判别有可能发生倾倒失稳的边坡以及边坡存在倾倒稳定问题的危岩体，应进行抗倾稳定分析。

6.5.2 边坡倾倒破坏类型应根据边坡地形地质条件确定，对结构面作详细统计和分析，在此基础上建立边坡倾倒稳定计算分析的结构模型。计算成果应与边坡地质及实际变形情况相符。

6.5.3 存在倾倒稳定问题的危岩体倾倒稳定计算可采用本规范第 G.1 节规定的方法。

6.5.4 边坡倾倒稳定计算分析应符合下列要求：

1 典型的岩块型倾倒边坡稳定计算宜采用本规范第 G.2 节规定的方法，也可采用离散元法或非连续变形分析法（DDA）。

2 弯曲型倾倒、岩块-弯曲型倾倒和压缩型倾倒的边坡宜采用离散元法或 DDA 等数值分析方法。

6.5.5 折断面已贯通或潜在滑动面已形成的倾倒边坡应进行抗滑稳定分析，抗滑稳定设计安全系数应符合本规范表 4.0.5 的规定。

6.6 边坡应力变形分析

6.6.1 重要或工程地质条件复杂的边坡可假设为连续介质或非连续介质，宜采用数值方法计算分析边坡的变形、稳定和运动形式。

6.6.2 边坡应力变形分析范围应涵盖所研究边坡自重应力受到影响的高度和深度。根据需要，应研究采用三维数值分析方法的必要性。

6.6.3 数值分析网格划分应满足对边坡岩层，控制性结构面，抗滑结构体，排水洞、井等的模拟要求，应满足应力与变形计算的精度要求。

6.6.4 边坡岩土体可根据其特性概化为各向同性、各向异性等连续单元，岩体中的软弱面或控制性结构面可概化为不连续的界面单元。按照岩土体试验提供的应力应变关系，可选择弹塑性等非线性本构关系。

6.6.5 边坡岩土和加固体物理力学参数的选择应符合下列要求：

1 特定岩层、结构面和抗滑结构体应选取符合相应标准的物理力学参数值。有多层分带的断层宜进行厚度、模量、强度等均化等效处理。

2 抗滑桩、抗剪洞等被动抗滑结构应采用经过结构安全储备系数折减的抗剪强度参数。预应力锚索应采用设计吨位的锚固力。

6.6.6 边坡应力场可按自重应力场计算。在有残余构造应力时，宜以地应力测试回归得出的地应力作用于计算边界。

6.6.7 加载或卸载应按照施工开挖、加固和运行过程中荷载的变化进行模拟。

6.6.8 数值分析中整体安全系数采用强度折减法计算时，可按边坡特征点位移突变、塑性区贯通程度、计算不收敛等方法综合确定安全系数及安全状态。

6.6.9 数值分析计算成果应符合下列要求：

1 边坡在天然条件下形成的初始位移场为零位移场。分析成果应是边坡环境条件变化后的应力场和变形场。

2 成果中宜包括应力矢量图和等值线图、变形场的矢量图和等值线图以及点安全度分布图，塑性区、拉应力区、裂缝和超常变形分布范围。

7 边坡工程治理设计

7.1 一般规定

7.1.1 边坡工程治理包括边坡开挖、地表及地下排水、边坡加固与支护等，应符合下列要求：

1 边坡工程治理应对可能失稳范围、破坏方式、失稳后堆积形态和可能造成的损失进行评估。

2 边坡工程治理应结合稳定分析进行减载、加固、排水等措施及其组合措施的治理方案比较，从施工、费用及治理效果等方面进行技术经济综合分析。

3 采取避让方案或降低边坡级别进行治理的边坡，应加强监测预报与预警措施。

4 采用新技术、新结构、新材料、新工艺进行治理的边坡，应论证技术可行性和经济合理性。

7.1.2 需要治理的边坡应根据地形地质条件、建筑物布置、施工条件，明确治理目标和治理标准，并应据此作出治理的统一规划和基本方案。

7.1.3 当边坡的稳定和变形不能满足设计要求时，应优先考虑地质体自身的增稳措施。增稳措施宜采用地面防水、地下排水等降低地下水压力措施和削头压脚等改变坡形措施；当仍不能满足设计标准时，可考虑采用工程加固等措施。稳定分析和变形分析应结合以上措施的实施步骤分阶段进行。

7.1.4 边坡工程治理设计应对边坡上部工程活动带来的不利影响进行分析。当需要在潜在不稳定边坡上部进行高压灌浆或高压压水试验等工作时，应采取可靠的监测和预防边坡失稳的措施。

7.1.5 边坡需要的抗滑力应根据稳定分析计算成果和边坡设计安全系数确定。以条分法分析时，应计算各条块达到设计安全系数所需平衡的剩余下滑力，结合地质条件和施工条件选择不同抗滑结构并确定其平面位置和深度，按力的合成原理计算不同抗滑结构应提供的抗滑力。

7.1.6 当采用数值方法对边坡进行稳定分析时，数值方法应考虑对加固结构的模拟及分析。

7.1.7 作为加固边坡浅表层岩石块体的系统或局部锚固结构，其锚固深度和锚固力，应根据实际位置、可动块体深度、岩体风化、卸荷深度或弱面埋藏深度和结

构面强度，按经验判断和估算确定，必要时进行块体稳定分析。

7.1.8 在对工程区边坡进行稳定分析和处理的同时，边坡工程治理应对工程区附近特别是建筑物开挖边坡以外的自然边坡进行调查，对其中的危岩体和潜在不稳定体应研究采取清除、防护或加固等处理措施。

7.1.9 边坡开挖应及时支护，减少开挖卸荷后边坡松弛变形对边坡稳定性的影响。

7.1.10 倾倒边坡处理可通过开挖减载、控制风险的削坡处理、加固等工程措施提高边坡抗倾稳定性。对未形成倾倒拉裂面的倾倒边坡，当开挖施工难度和风险大时，可在对其失稳后的风险进行分析评估的基础上，对危及对象能够采取可靠防护措施的前提下，在评估期内可不对该倾倒边坡进行开挖处理，但应进行持续变形监测。

7.1.11 规模大、处理难度大的边坡以及泄洪雨雾影响的边坡，当通过安全监测能预测、预报其稳定性变化，并采取措施能及时对其失稳进行控制时，可采取总体规划、分期分阶段进行治理。

7.1.12 在施工期及运行期，地表及地下截、排水系统应定期进行巡视检查，发现损毁应及时修复。

7.1.13 边坡加固结构中混凝土和钢筋混凝土材料的强度和变形特性参数应符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的规定。

7.1.14 边坡加固结构中锚杆、锚索材料的强度和变形特性参数应符合现行行业标准《水电工程预应力锚固设计规范》DL/T 5176 的规定。

7.2 边坡开挖

7.2.1 在选择枢纽布置方案和建筑物设计时，宜避免形成人工高陡边坡。枢纽布置无法避免高陡边坡时，应根据地质条件和岩土特性，研究开挖边坡的稳定性，按照经验判断或稳定分析确定边坡坡形、坡度。

7.2.2 开挖边坡宜避开深厚堆积体、较大断层和顺坡向软弱层发育地段。在高地应力地区应研究边坡走向与地应力关系，采取措施避免或预防开挖引起的强卸荷现象。

7.2.3 开挖边坡的坡形、马道宽度、梯段高度与坡度宜按地质建议的坡比，结合建筑物布置和施工条件，考虑监测、维护及检修需要以及拟采用的施工方法等研究确定。马道宽度不宜小于 2 m，梯段高度岩质边坡不宜大于 30 m，土质边坡不

宜大于 15 m。对于开挖边坡，每 2 级~4 级马道可设置 1 级宽马道。高地震烈度区的边坡开挖宜采用较缓的坡比或设置较宽的马道，坡面宜避免形成单薄的尖角。

7.2.4 开挖边坡的开挖坡度在考虑排水条件下应能达到自稳条件。局部存在地质缺陷的边坡，也应保证在临时喷锚支护条件下达到自稳。对层状同向结构边坡和顺向边坡，开挖坡度应考虑层面和结构面的倾角，宜避免切脚开挖。

7.2.5 开挖边坡设计应根据岩土体特性、风化、卸荷、节理裂隙发育情况等，按照坡面自稳要求，确定边坡坡度，自上而下分层形成开挖坡面。

7.2.6 开挖边坡应要求采用控制爆破施工工艺，对于有不利结构面组合，易于发生强烈卸荷开裂，进而可能引起滑动、倾倒或溃屈部位，边坡开挖线附近以及边坡洞口段的锁口部位，应采取超前锚杆、先加固后开挖或边开挖边加固的施工顺序。

7.2.7 边坡在开挖过程中或开挖完成后出现拉裂、局部滑动甚至失稳破坏情况时，应分析其原因，包括施工因素的影响等，提出加固治理措施。

7.3 边坡排水

I 地表排水

7.3.1 边坡综合治理应根据地形地质条件因地制宜地进行边坡地表截水和排水系统设计，必要时可提前实施排水措施。

7.3.2 边坡地表截、排水设计应包括下列内容：

- 1 边坡开挖或治理边界以外的截、排水沟。
- 2 边坡开挖或治理边界以内的截、排水沟。
- 3 边坡防水措施，如跨缝构造、填缝夯实等。

7.3.3 地表截、排水沟的排水流量设计标准，应根据边坡的重要性，工程区降雨特点、集水面积大小、地表水下渗对边坡稳定影响程度等因素综合分析确定，可按照 5 年一遇~20 年一遇降雨强度计算排水流量，经论证对受降雨影响较大的重要工程可提高设计标准。受泄洪雾化影响的边坡，对截、排水沟排水流量设计标准应进行专门研究。

7.3.4 截、排水沟的断面尺寸和底坡应根据水力计算成果并结合地形条件分析确定。

7.3.5 开挖减载时，减载平台坡比不宜小于 1%，减载平台的截、排水沟可结合开挖后地形进行布置。

7.3.6 边坡布置截、排水沟时，宜将地表水引至附近的冲沟或河流中，并避免形成冲刷，必要时设置消能防冲设施。

7.3.7 边坡截、排水沟宜采用梯形或矩形断面，可采用浆砌石或混凝土衬护，砂浆强度等级不宜小于 M7.5，混凝土强度等级不宜低于 C20。

7.3.8 当边坡表面存在渗水的断层、节理、裂隙（缝）时，宜采用黏土、砂浆、混凝土、沥青等填缝夯实，截、排水沟应设跨缝结构措施。

7.3.9 储水、供水设施宜设在稳定边坡并具有良好排水条件的地段上并做好防漏措施。储水、供水设施应有排水沟与边坡排水系统相连接，防止漏水或溢水进入边坡内。

II 地下排水

7.3.10 边坡地下排水应根据边坡所处位置、边坡与建筑物关系、工程地质和水文地质条件，确定地下截、排水系统的整体布置设计方案。

7.3.11 边坡地下截、排水工程措施宜主要包括截水渗沟、排水孔、排水井、排水洞。

7.3.12 重要的边坡宜设多层排水洞形成立体地下排水系统。必要时，在各层排水洞之间以排水孔形成排水幕，各层排水洞高差不宜超过 50 m。

7.3.13 边坡表层的喷锚支护、格构、挡墙等均应配套有系统布置的排水孔，必要时，应设置反滤措施。岩质边坡表层系统排水孔孔径不应小于 50 mm，深度不宜小于 4 m，钻孔上仰角度不宜小于 5°。

7.3.14 岩质边坡、堆积层边坡和滑坡体内地下水可采用排水洞排出。排水洞的布置应考虑到隔水软弱层带、滑面或滑带上盘的上层滞水和下盘承压水的排泄通道。土质边坡或滑坡内可用排水井降低地下水位。

7.3.15 排水洞洞径尺寸宽×高不宜小于 1.5 m×2 m，应设有巡视检查通道，每条排水洞宜设置 2 个出口。排水洞洞底坡度不宜小于 1%，洞内一侧应设排水沟，有条件时应使地下水自流排出坡外。

7.3.16 排水洞宜从稳定边坡进口，平行滑面下盘布置主洞，垂直滑面的方向布置支洞穿过隔水软弱层带或滑带。当岩体渗透性弱，排水效果不良时，排水洞顶和洞壁应设辐射状排水孔，孔径不应小于 50 mm，排水孔应作反滤保护。

7.3.17 排水洞通过破碎岩体和软弱层带时，应作必要的衬砌保护，排水孔应作反滤保护。

7.3.18 当排水洞低于地表排泄通道时，应在洞内布置有足够容量的集水井，用水泵将集水排出洞外。

7.3.19 土质边坡或滑坡周边可采用渗沟截、排浅层地下水。渗沟深度不宜大于3m，沟内回填透水砂砾石，表部可采用0.3m厚度的黏性土封填密实。

7.3.20 高地震烈度区的边坡，应更重视坡体内部排水，排水孔穿越软弱岩土层段宜采用具有反滤作用的排水管材。

7.4 边坡坡面保护

7.4.1 边坡坡面受损影响工程安全的边坡，应进行坡面保护设计；对受泄洪雾化影响的边坡，应加强边坡坡面保护设计。

7.4.2 边坡坡面保护应结合地形、地质、环境条件和环境保护要求，选择保护措施；可采用喷混凝土、贴坡混凝土、模袋混凝土、钢筋笼、砌石、压脚填方、土工织物和植被覆盖等措施。

7.4.3 堆积体或土质边坡可采取钢筋笼、砌石、土工织物、模袋混凝土等措施进行保护，所有表层保护结构均应保证自身在坡面上的稳定性。

7.4.4 表面易风化、完整性差的岩质边坡，可采取喷混凝土并结合表层锚固等措施进行保护。

7.4.5 稳定性较好但表层有零星危岩或松动块石的高陡边坡，可采取局部清除、局部锚固和防护网、拦石沟、挡石墙等措施进行防护。高地震烈度区应加强坡面防护措施。

7.4.6 压脚填方土体应保证坡脚地下水的排泄顺畅，宜以大块石、碎石或砂砾石料作透水层。各层回填料应分层碾压密实并作必要的截、排水措施和坡面保护。

7.5 边坡浅表层加固

7.5.1 当边坡浅表层岩体存在不利的层理、片理、节理、裂隙和断层等结构面，组合成较普遍分布的不稳定块体和楔形体，容易发生滑动、倾倒或溃屈等破坏时，应对边坡浅表层岩体进行稳定分析和系统加固处理。

7.5.2 边坡浅表层加固应根据岩土体力学特性、边坡结构、边坡变形与破坏机制，因地制宜选择加固措施，可采用锚杆、挂金属网、喷混凝土、贴坡混凝土、混凝土格构等措施。

7.5.3 边坡浅表层岩体完整程度较好时，可采用系统锚杆或随机锚杆加固。岩体表层强烈风化破碎时，应采用锚杆、挂金属网、喷混凝土，或锚杆、贴坡混凝土，或锚杆、混凝土格构等组合加固型式。

7.5.4 浅表层锚杆加固的深度可根据不稳定块体的埋藏深度、岩体风化程度、卸荷松动深度等确定。宜将锚杆布置为拉剪锚杆，应根据不稳定块体的滑动方向和施工条件等因素，选择合理锚固方向和锚固角。

7.5.5 锚杆的直径和间距应根据不稳定块体下滑力计算分析或通过工程类比确定。

7.5.6 当贴坡混凝土、混凝土格构参与抗滑作用时，应对其断面进行抗弯、抗剪计算。

7.5.7 贴坡混凝土、混凝土格构应能在边坡表面上保持其自身稳定，并与所布置的系统锚杆相连接。

7.5.8 高地震烈度区的边坡应加强浅表层加固。

7.6 抗滑桩

7.6.1 当边坡滑动面以下为稳定的基岩或密实的土层，能提供可靠的加固力时，可采用抗滑桩加固边坡。抗滑桩计算应符合本规范附录 K 的规定。

7.6.2 根据边坡工程地质条件和下滑推力大小，可选用悬臂桩、椅式桩墙、门型钢架桩、排架桩、锚杆抗滑桩、预应力锚索抗滑桩、桩洞联合体和桩板墙等措施。

7.6.3 抗滑桩布置应符合下列规定：

- 1** 抗滑桩宜设在边坡前缘阻滑区或主滑段的前部。
- 2** 抗滑桩成排布置方向应与边坡主滑动方向相垂直。
- 3** 桩间距和断面尺寸应根据计算成果，结合施工条件、岩土体特性、桩体结构等因素确定，间距宜为 5 m~10 m。

7.6.4 抗滑桩截面形状可为矩形，其短边与滑动方向垂直。当滑坡的滑动方向多变或不确定时，也可采用圆形截面。

7.6.5 抗滑桩桩长应根据边坡加固需要计算确定，并不宜超过 50 m。抗滑桩在滑面以下嵌固段长度应根据岩土强度与变形特性分析确定，可为桩长的 1/3~2/5，在坚硬岩石中嵌固深度宜为 1/4 桩长。

7.6.6 抗滑桩的截面面积、混凝土强度等级、桩体配筋应根据抗滑桩所受的剪力和弯矩按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 计算确定。

7.6.7 当边坡地下水有侵蚀性时，桩体混凝土应采取抗侵蚀措施并符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的规定。

7.6.8 当抗滑桩作为建筑物桩基使用时，应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 进行桩基竖向承载力、桩基沉降、水平位移和挠度验算，并应考虑地面附加荷载对桩的应力和稳定的影响。

7.7 抗剪洞与锚固洞

7.7.1 对于初始稳定边坡，当可能发生沿深层软弱结构面滑动而结构面上下盘为坚硬完整岩体时，可采用抗剪洞加固。当边坡滑动面位置明确，且滑动面上、下岩体相对完整时，可采用洞轴线沿潜在滑动面走向布置的抗剪洞加固；当边坡滑动面倾角较陡、或结构面成组出现时，可采用洞轴线与滑动面走向垂直或大角度相交布置的抗剪洞加固。

7.7.2 抗剪洞洞轴线沿潜在滑动面走向布置时，应符合下列规定：

- 1 抗剪洞应切断滑动面，抗剪洞尺寸应满足滑动面不绕过抗剪洞的要求。
- 2 抗剪洞宜水平布置。
- 3 抗剪洞洞体在滑面上下盘坚硬岩体内嵌固深度均不宜小于 3 m。

7.7.3 抗剪洞洞轴线与滑动面走向垂直或大角度相交布置时，应符合下列规定：

- 1 抗剪洞洞轴方向应与滑体的滑动方向平行。
- 2 应避免在滑体作用下受拉剪破坏，抗剪洞宜布置成向坡内倾斜，使其轴线宜与滑面正交或大角度相交。
- 3 抗剪洞在稳定岩体的锚固长度不宜小于 2 倍洞径。

7.7.4 锚固洞宜用于岩体坚硬完整的边坡滑面较陡部位，洞轴线及预应力锚索宜与滑面倾向一致。锚固洞在稳定岩体内应有足够的嵌入长度，不宜小于 2 倍洞径。对于利用已有勘探洞、施工支洞等改造形成的或与排水洞等结合使用的锚固洞，只宜作为加固措施之一，与其他加固措施共同参与抗滑稳定计算。

7.7.5 抗剪洞与锚固洞均应核算边坡在洞体上盘或下盘岩土体内沿次级滑面和沿混凝土与岩土体界面处发生剪切滑动的可能。

7.7.6 抗剪洞与锚固洞设计断面应结合边坡稳定计算确定，其回填钢筋混凝土计算应满足现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的规定。

7.7.7 抗剪洞与锚固洞顶拱应进行回填灌浆，洞周宜进行固结灌浆。

7.8 预应力锚索

7.8.1 有条件施加预应力的边坡可采用预应力锚索加固。

7.8.2 边坡预应力锚索的设计总锚固力应根据边坡稳定分析和应力变形分析确定。锚索的布置及其设计参数应根据边坡岩土体性状和施工条件研究确定。

7.8.3 对于岩质边坡，应按设计总锚固力分解出的沿滑面抗滑力和与滑面法向力产生的抗滑力之和计算总抗滑力。对于土质边坡和堆积体边坡应只计算沿滑面的抗滑力。

7.8.4 预应力锚索布置间距宜为 4 m~10 m；锚索间距小于 4 m 时，应进行群锚效应分析。预应力锚索长度不宜超过 60 m，单根锚索设计锚固力不宜超过 3000 kN。

7.8.5 预应力锚索钻孔方向应根据边坡可能滑动方向确定；钻孔设计倾角应根据稳定分析并结合地形地质情况和施工条件分析确定。自由注浆锚索的钻孔宜向坡内倾斜，倾角不宜小于 10°，否则应做止浆环进行压力注浆。

7.8.6 内锚固段长度可根据胶结材料与锚索、胶结材料与岩石胶结强度计算确定，也可采用工程类比，或根据拉拔试验确定。当内锚固段岩体承载力低或预应力锚索设计锚固力较大时，宜优先选择压力分散型或拉力分散型无粘结锚索结构。

7.8.7 预应力锚索锚固段应位于边坡内部稳定完整的岩体内，内锚固段岩体的完整性判断可采用取岩芯或孔内录像方法，必要时可对内锚固段进行灌浆处理。锚固段位于地下水位以下时，宜先实施排水设施再进行锚固处理。有条件时，宜选择对拉式预应力锚索。

7.8.8 预应力锚索成群布置时应避免在坡体内部形成大面积拉应力带。相邻锚索的内锚固段深度应深浅交错布置，其深浅差不宜小于内锚固段长度的 1/2。施加预应力时应考虑锚索的相互作用、受力均匀且基本同步。

7.8.9 预应力锚索外锚墩基础应进行承载力计算分析，锚索产生的压应力应小于边坡岩土体允许承载力；当边坡表面为风化破碎岩体或边坡为堆积体和土体时，应采用扩大基础的外锚墩或与混凝土梁、格构等组成组合外锚墩结构。

7.8.10 边坡预应力锚索锁定荷载宜不小于设计锚固力。当被加固边坡岩体结构松散，预计锚索预应力损失较大时，应采用超张拉锁定；当被加固边坡预计变形较大，或锚索与抗滑桩协同作用时，应采用欠张拉锁定。

7.8.11 采用大规模的预应力锚固的边坡根据需要可考虑预应力锚索整体群锚效应。

7.8.12 预应力锚索结构设计应符合现行行业标准《水电工程预应力锚固设计规范》DL/T 5176 的规定。

7.9 边坡支挡

7.9.1 需要保护的土质边坡，堆积体边坡，填方边坡和坡脚受水流冲刷、风化破碎或软岩构成的岩质边坡，宜设置支挡结构。

7.9.2 支挡结构应根据边坡稳定分析和要求，结合排水、减载等其他治理措施进行设计。

7.9.3 支挡结构型式可分为锚杆挡墙、锚索挡墙、贴坡挡墙、重力式挡墙和扶壁挡墙。锚杆挡墙可分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙、排桩式锚杆挡墙、非预应力锚杆挡墙、预应力锚杆挡墙和预应力锚索挡墙。应根据边坡组成与成因类型、边坡高度和稳定性，选择支挡结构型式。

7.9.4 边坡高度大、稳定性差的土质边坡宜采用排桩式锚杆挡墙和排桩式锚索挡墙；稳定性较好的边坡，可采用板肋式或格构式锚杆挡墙。

7.9.5 动水冲刷区边坡宜考虑基础和墙体的抗冲刷保护措施。

7.9.6 填方边坡采用锚杆挡墙时，在设计和施工时应采取有效措施防止新填方土体造成的锚杆附加拉应力过大。高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙。

7.9.7 采用重力式挡墙时，土质边坡墙高不宜大于 8 m，岩质边坡墙高不宜大于 10 m。对变形有严格要求的边坡和坡脚开挖危及边坡稳定性的边坡不宜采用重力式挡墙。

7.9.8 土质填方边坡可采用扶壁式挡墙，其墙高不宜大于 10 m。扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内。

7.9.9 小型浅层滑坡可采用独立支挡结构。滑体厚度小于 6 m 时，可采用重力式挡墙；滑体厚度超过 6 m 时宜采用锚杆式挡墙。

7.9.10 支挡结构承受的岩土压力，应按滑坡剩余下滑力和主动土压力分别计算，并取其大值。

7.9.11 挡墙结构应预留穿越墙体的排水孔，顺畅排出墙后边坡内的地下水。

7.9.12 水下边坡挡墙设计应考虑水位升降变化引起的边坡内不利水压力的作用，应研究设置挡墙内侧排水降压措施的必要性。

8 安全监测和预警系统设计

8.1 一般规定

8.1.1 边坡安全监测应结合边坡工程特点进行施工期安全监测和运行期安全监测。对于变形机理和失稳模式复杂的边坡，宜从前期开始进行监测。边坡安全监测应统筹考虑不同时期的监测目的和监测内容，使之前后衔接，保持监测资料的连续性和完整性。

8.1.2 水电工程枢纽区边坡的安全监测设计应结合枢纽工程安全监测设计进行，并纳入枢纽工程安全监测系统。水库边坡和河道边坡监测设计应结合库岸保护、土地利用和移民规划等进行。

8.1.3 边坡安全监测应根据边坡的类别、级别，边坡的地质条件，边坡变形与破坏的机理和失稳风险，确定合理的安全监测方案。安全监测系统还应包括巡视检查和判断。

8.1.4 边坡监测方案应能反映边坡变形动态和加固结构的受力特点；外部与内部监测宜相结合构成立体监测系统。监测项目布置宜少而精。

8.1.5 边坡安全监测应根据边坡变形稳定分析或工程经验，确定监测仪器量程和精度，提出不同时期监测频次要求。监测仪器应简易可靠，易于维护；条件许可时，可进行自动化监测。监测设施应有防护措施，以免遭受破坏。

8.1.6 对于坡面陡峻和稳定性差的边坡，应采取措施保障巡视检查和监测人员的安全。

8.1.7 边坡安全监测应根据工程经验和初期动态监测成果，确定边坡监测周期；并及时整理和分析边坡监测成果。施工期监测分析或反演分析成果应及时反馈至设计和施工单位，以便对边坡开挖或治理的设计和施工方案进行调整或修改。运行期监测分析或反演分析成果应及时报告。

8.2 安全监测系统

8.2.1 安全监测系统应结合边坡特点进行设计。边坡应以整体稳定性监测为主，兼顾局部稳定性监测；稳定性监测应以变形监测为主；对于滑动面确定的滑坡，应以地表监测为主。

8.2.2 A类边坡监测项目设置应符合表 8.2.2 的规定，其他边坡可适当简化。

表 8.2.2 A 类边坡监测项目设置

| 序号 | 监测项目 | | 边坡级别 | | |
|----|--------|---------|------|------|-------|
| | | | I 级 | II 级 | III 级 |
| 1 | 变形监测 | 表面位移 | ● | ● | ● |
| | | 内部位移 | ● | ☆ | — |
| | | 倾斜 | ☆ | ☆ | — |
| | | 裂缝 | ○ | ☆ | ☆ |
| 2 | 渗流监测 | 地下水位 | ● | ● | ☆ |
| | | 孔隙水压力 | ○ | ☆ | — |
| | | 渗流量 | ☆ | ☆ | — |
| 3 | 加固结构监测 | 应力应变 | ● | ● | ○ |
| 4 | 强震监测 | 地震动加速度 | ☆ | — | — |
| 5 | 爆破影响监测 | 质点速度 | ○ | ☆ | — |
| 6 | 微震监测 | 岩体破坏（裂） | ☆ | — | — |
| | | 震动能量及震源 | | | |

注：1 ●为应设项目，○为宜选项目，☆为可选项目。

2 库水位、河水位、降雨量和气温等环境量监测宜与水工建筑物监测统筹考虑。

3 边坡高度较低时可适当简化。

8.2.3 根据边坡地质与加固工程特点，边坡安全监测设计可布置 1 条或多条代表性监测剖面，每个剖面不宜少于 3 个监测点。监测剖面应尽可能与勘探剖面或稳定性分析剖面相结合。表面位移监测点布置应与内部位移监测点位置相结合，以便建立表面与内部变位的相关关系。

8.2.4 边坡安全监测宜建立三角网和水准网，采用大地测量方法进行边坡表面位移监测；也可采用视准线等简易测量方法监测。

8.2.5 表面裂缝和深部裂缝监测可视其重要性采用三维或简易测缝计进行。对表面裂缝还应巡视巡查和监测其分布范围、数量、长度与深度。

8.2.6 内部位移监测应符合下列规定：

1 测斜孔孔口附近宜布置 1 个表面水平位移测点。钻孔应穿过潜在滑面且宜深入该滑面以下 5 m。测斜孔也可与地下水位监测孔结合布置。

2 多点位移计的钻孔宜穿过断层、节理裂隙密集带、夹泥层或岩石破碎带。钻孔底部测点宜锚固在相对稳定的岩体内，否则应在孔口附近布置 1 个表面水平位移测点。

3 变形机理复杂的边坡，可在洞内进行倾斜监测、岩体变形收敛等监测，特殊情况可在垂直钻孔内进行垂线监测。

8.2.7 地下水位可采用渗压计或测压管进行监测；土质边坡孔隙水压力监测宜采用渗压计；渗流量宜分区量测；必要时还应进行地下水水质、析出物检测和分析。在雨季或库水位上升、骤降期应加密观测。

8.2.8 边坡安全监测必要时可对坡面天然或泄洪雨雾降雨量进行汇流监测，并与变形监测成果进行对比分析。

8.2.9 边坡加固结构的监测，应符合下列规定：

1 预应力锚杆、锚索可采用锚杆、锚索测力计进行监测，其数量不应少于预应力锚杆、锚索总根数的5%，I级、II级边坡预应力锚索监测数量不宜少于3根。

2 非预应力锚杆应力监测可采用锚杆应力计或点焊式应变计，其监测数量可根据边坡具体情况确定。

3 选择边坡代表性地段对抗滑桩、抗剪洞与锚固洞、挡土墙等进行应力应变监测，必要时可对坡体的应力应变进行监测。

8.2.10 边坡安全监测应对边坡地形地貌变化、地下水补给与排泄、加固结构和建筑物变形破坏，以及边坡环境变化进行巡视检查，并对边坡稳定性变化作出分析和判断。

8.2.11 边坡高度大于100m、基本烈度为VIII度及以上的A类I级边坡，可进行边坡强震监测。

8.2.12 爆破影响监测宜包括爆破质点振动速度及爆破影响范围等相关监测。

8.2.13 对于形成重大威胁、或变形较大、或受交通和监测条件限制的边坡，边坡位移监测可同时采用全球卫星导航系统（GNSS）等方法进行监测。

8.3 预警系统

8.3.1 破坏后果严重、可能威胁工程安全或造成人员伤亡和财产重大损失的边坡，宜根据边坡的类别与安全级别、边坡变形与破坏型式、边坡稳定分析和边坡失稳风险分析成果，确定边坡的安全警戒等级和相应预警标准。

8.3.2 边坡预警预报的主要内容应包括边坡失稳的时间、方量、可能覆盖的范围以及可能产生的次生灾害的影响范围等。

8.3.3 边坡失稳破坏安全警戒等级可按失稳发展程度和应采取的相应对策划分为下列三级：

1 已经发现并确认边坡变形异常，个别加固结构发生破坏时为一级预警，应加密监测次数，必要时增加监测项目，每日巡视。

2 边坡变形不收敛，局部区域加固结构破坏，确认边坡已进入渐进破坏阶段时为二级预警，应连续监测和巡视，并撤离边坡及下部相关人员。

3 确认边坡进入加速变形阶段，预测 3d~5d 将发生失稳破坏时为三级预警，应对特征点进行连续远距离监测，并撤离边坡破坏可能影响范围内的全部人员。

8.3.4 边坡预警系统设计可结合边坡工程特点和变形稳定计算分析成果，可按下列原则制定预警标准：

1 变形有严格限制的边坡，可按允许最大变形量制定变形预警标准。

2 滑动或倾倒破坏边坡，可按地面代表性监测点的位移速率或累计位移量制定预警标准。

3 崩塌破坏、塑性流动破坏、冲刷破坏和产生泥石流的边坡，可根据发生破坏时的时段降雨强度或累计降雨量制定预警标准。

4 受地下水作用影响较大的边坡，可按失稳状态的临界地下水位或渗透压力制定预警标准；水库或河岸边坡可按库水位或河水水位变化速率提出预警标准。

5 采用加固结构进行加固的边坡，可辅以加固结构的应力应变值或变化速率提出预警标准。

8.3.5 开挖岩质边坡的滑动破坏可根据位移—时间曲线以位移速率进行预报。应根据对边坡稳定性、破坏方式和动态规律的分析，结合实际监测成果制定适用于边坡的预警标准。

附录 A 水电工程边坡分类

表 A 水电工程边坡分类

| 分类依据 | 分类名称 | 分类特征说明 |
|---------|---------|--|
| 成因类型 | 自然边坡 | 天然存在，由自然营力形成的边坡 |
| | 工程边坡 | 经人工改造形成的边坡，或受工程影响的边坡，或对工程安全有影响的边坡 |
| | 库岸边坡 | 水库周边受库水作用影响的边坡 |
| 组成物质 | 岩质边坡 | 由岩体组成的边坡 |
| | 土质边坡 | 由土体或松散堆积物组成的边坡 |
| | 岩土混合边坡 | 由岩体和土体组成的边坡 |
| 边坡坡高 | 超高边坡 | 坡高 ≥ 300 m |
| | 特高边坡 | $300\text{ m} > \text{坡高} \geq 100\text{ m}$ |
| | 高边坡 | $100\text{ m} > \text{坡高} \geq 30\text{ m}$ |
| | 中边坡 | $30\text{ m} > \text{坡高} \geq 10\text{ m}$ |
| | 低边坡 | 坡高 < 10 m |
| 与建筑物的关系 | 建筑物地基边坡 | 必须满足稳定和有限变形要求的边坡 |
| | 建筑物周边边坡 | 必须满足稳定要求的边坡 |
| | 水库或河道边坡 | 要求稳定或允许有一定限度破坏的边坡 |
| 存在时间 | 永久边坡 | 工程寿命期内需保持稳定的边坡 |
| | 临时边坡 | 施工期需保持稳定的边坡 |
| 稳定状态 | 稳定边坡 | 能保持稳定的边坡，或不影响安全的变形收敛边坡 |
| | 潜在不稳定边坡 | 有明确不稳定因素存在但暂时稳定的边坡 |
| | 变形边坡 | 有明显变形或蠕变迹象的边坡 |
| | 不稳定边坡 | 处于临界稳定状态或处于整体破坏的边坡 |
| | 失稳后边坡 | 已经发生过整体破坏的边坡 |

附录 B 水电工程边坡结构分类

B.0.1 水电工程岩质边坡结构分类宜按表 B.0.1 的规定确定。

表 B.0.1 水电工程岩质边坡结构分类

| 序号 | 边坡结构类型 | 岩石类型 | 边坡结构特征 | 边坡稳定特征 | 变形破坏模式 |
|----|--------|-------------------------|---------------------------------------|--|------------------------------|
| 1 | 块状结构 | 岩浆岩、块状变质岩、厚层沉积岩、厚层火山岩 | 结构面不发育，多为硬性结构面，软弱面较少 | 边坡稳定性受贯穿性结构面和块体滑动控制，破坏类型以崩塌和滑动为主 | 崩塌、滑动 |
| 2 | 层状结构 | 各种层厚的沉积岩、层状变质岩、多旋回喷发火山岩 | 层状结构面倾向坡外，且与坡面走向夹角小于 30°，层面裂隙或层间错动带发育 | 切脚坡易发生滑动破坏，岩层插入坡内较薄，或倾角较陡时易发生溃屈或倾倒破坏。层面、软弱夹层或顺层结构面常形成滑动面 | 滑移破坏型、剪切破坏型、滑移-弯曲破坏型、劈楔弯曲破坏型 |
| | | | 层状结构面倾向坡内，且与坡面走向夹角小于 30°，层面裂隙或层间错动带发育 | 岩层较陡时易发生倾倒破坏，千枚岩或薄层状岩石表层倾倒比较普遍。抗滑稳定性好，稳定性受断裂结构面控制 | 倾倒、崩塌 |
| | | | 边坡与层面走向夹角一般大于 60°，层面裂隙或层间错动带发育 | 边坡稳定性好，稳定性受断裂结构面控制 | 局部崩塌或块体滑动 |
| | | | 边坡与层面走向夹角一般大于 30°、小于 60°，层面裂隙或层间错动带发育 | 边坡稳定性较好，稳定性受顺层结构面与断裂结构面组合控制，斜向同向坡一般在浅表层易发生块体滑动 | 浅表层块体滑动 |
| | | | 岩层近水平状，多为沉积岩，层间错动带一般不发育 | 边坡稳定性好，沿软弱夹层可能发生侧向拉张或流动 | 流塑拉裂、侧向拉裂 |
| 3 | 镶嵌结构 | 一般为劈理带、裂隙密集带 | 结构面或原生节理，裂隙发育，岩体较破碎但结合较紧密 | 边坡稳定性相对较好，抗滑稳定性受构造结构面控制 | 崩塌、平面滑动、块体滑动 |
| 4 | 碎裂结构 | 一般为断层构造岩带、劈理带、裂隙密集带 | 断裂结构面或原生节理、风化裂隙发育，岩体较破碎 | 滑动抗滑稳定性不仅受断裂结构面控制，还受破碎岩体质量控制，边坡稳定性较差，易发生崩塌、剥落和弧面形滑动 | 弧形滑动和软弱结构面控制两种模式中最不利的模式 |
| 5 | 散体结构 | 一般为未胶结的断层破碎带、全风化带、松动岩体 | 由岩块、岩屑和泥质物组成 | 边坡稳定性差，易发生弧面型滑动和沿其底面滑动 | 弧形滑动 |

B.0.2 水电工程土质边坡分类宜按表 B.0.2 的规定确定。

表 B.0.2 水电工程土质边坡分类

| 序号 | 土类 | 边坡类型 | 土体主要特征 | 主要影响因素 | 变形破坏模式 |
|----|--------|--------|---|--|---|
| 1 | 均质土边坡 | 黏性土边坡 | 以黏土颗粒为主，干燥时坚硬开裂，遇水膨胀崩解，干湿效应明显，某些黏土具大孔隙性；某些黏土甚坚固；某些黏土呈半成岩状，但含可溶盐量高；某些黏土具水平层理 | 1.矿物成分，特别是亲水膨胀、溶滤性矿物含量； 2.裂隙的发育状况； 3.水的作用； 4.冻融作用 | 1.滑动：裂隙性黏土常沿光滑裂隙或黏土内部形成滑面；含膨胀性亲水矿物黏土，易产生滑坡；巨厚层半成岩黏土高边坡，因坡脚蠕变可导致高速滑坡； 2.冻融产生剥蚀； 3.塌滑 |
| 2 | | 砂性土边坡 | 以砂性土为主，结构较疏松，凝聚力低为其特点，透水性较大 | 1.颗粒成分及均匀程度； 2.含水情况； 3.地震； 4.地表水及地下水作用； 5.密实程度 | 1.饱和含水的均质砂性土边坡，在地震力作用下，易产生液化滑坡； 2.管涌、流土； 3.崩塌、剥落 |
| 3 | 非均质土边坡 | 层状土边坡 | 坡体由相同或不同成因的天然层状土体组合而成，各层具不同厚度、不同组分、不同物理力学性质 | 1.层理产状； 2.各土层物理力学性质及土层组合型式； 3.地下水赋存状态； 4.软弱土层或隔水层面对边坡稳定影响较大 | 1.滑动； 2.坍塌； 3.饱和含水的砂性土易产生液化滑坡 |
| 4 | | 碎石土边坡 | 由坚硬岩石碎块和砂土颗粒或砾质土组成的边坡，可分为堆积、残坡积混合结构、多元结构 | 1.黏土颗粒的含量及分布特征； 2.坡体含水情况； 3.下伏基岩面产状 | 1.土体滑坡； 2.塌滑 |
| 5 | | 岩土混合边坡 | 边坡上部为土层、下部为岩层，或上部为岩层下部为土层，或多层叠置 | 1.下伏基岩面产状； 2.水对土层浸泡以及水渗入土体 | 1.易产生沿下伏基岩面的土层滑动； 2.土层局部坍塌； 3.上部岩体沿土层蠕动或错落 |
| 6 | 特殊性土边坡 | 黄土边坡 | 以粉粒为主，质地均一；一般含钙量高，无层理，但柱状节理发育，天然含水量低，干时坚硬，部分黄土遇水湿陷，有些呈固结状，有时呈多元结构 | 主要是水的作用，因水湿陷，或水对边坡浸泡，水下渗使下部隔水黏土层泥化等 | 1.崩塌； 2.张裂； 3.湿陷； 4.滑坡：高边坡可能出现快速滑坡 |
| 7 | | 软土边坡 | 以淤泥、泥炭、淤泥质土等抗剪强度极低的土为主，塑流变形严重 | 1.土性软弱，低抗剪强度、高压缩性塑流变形特征； 2.外力作用、地震 | 1.滑坡； 2.塑流变形； 3.塌滑 |

续表 B.0.2

| 序号 | 土类 | 边坡类型 | 土体主要特征 | 主要影响因素 | 变形破坏模式 |
|----|-----|--------|--|---------------------------|--------------------|
| 8 | 特殊性 | 膨胀土边坡 | 具有特殊物理力学特性，因富含蒙脱石等易膨胀矿物，内摩擦角很小，干湿效应明显 | 1.干湿变化； 2.水的作用 | 1.浅层滑坡； 2.浅层崩解 |
| 9 | 土边坡 | 多年冻土边坡 | 边坡由呈冻结状态且持续多年不融的冻土组成，其上部接近边坡表层往往受季节影响，冬冻夏融 | 1.气温、地温； 2.水库蓄水消落或泄流作用 | 1.热融滑塌； 2.融冻泥石流 |

附录 C 水电工程边坡变形破坏分类及滑坡类型分类

C.0.1 水电工程边坡变形破坏分类宜按表 C.0.1 的规定确定。

表 C.0.1 水电工程边坡变形破坏分类

| 序号 | 变形破坏类型 | | 变形破坏特征 | 变形破坏机制 | 破坏面形态 |
|----|--------|-----|--|---|-------------------|
| 1 | 崩塌 | | 边坡岩体松动、脱落，主要运动形式为自由坠落或滚动 | 拉裂。 岩体存在临空面，在结合力小于重力时，发生崩塌 | |
| 2 | 滑动 | 平面型 | 边坡岩体沿某一结构面整体滑移 | 剪切-滑移。 结构面临空或坡脚岩体被剪断 | 层面或贯通性结构面形成滑动面 |
| | | 弧面型 | 土质及散体结构的边坡，沿弧形滑动面滑移 | 剪切-滑移。 岩土体剪切强度偏低。 坡高、坡脚偏大 | 弧形滑动面 |
| | | 折线型 | 边坡岩体沿两个或两个以上结构面的平面型滑动 | 剪切-滑移。 结构面临空或坡脚岩体被剪断 | 层面、贯通性结构面形成的组合滑动面 |
| | | 楔形体 | 两个或两个以上结构面组合而成的楔形体，沿两个滑动面交线方向滑动 | 剪切-滑移。 结构面临空 | 两个以上滑动面组合 |
| 3 | 蠕变 | 倾倒 | 层状岩体、似层状岩体、或陡倾坡内结构面发育的块状岩体中，岩层向临空方向弯曲、拉裂、倒塌的一种变形破坏型式 | 弯曲-拉裂。 由于岩层薄，强度低，表部岩层在风化及重力作用下产生弯曲 | 沿软弱结构面与折断面追踪形成 |
| | | 溃屈 | 层状结构顺向边坡的上部岩体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而出现岩层鼓起、碎裂、脱层的现象 | 滑移-弯曲。 顺坡向剪应力过大，层面间的结合力偏小，上部坡体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而发生纵向弯曲 | 层面拉裂，局部滑移 |
| | | 拉裂 | 边坡岩体沿平缓面向临空方向产生蠕变滑移，使局部拉应力集中而出现拉裂、扩展、移动的现象 | 塑流-拉裂。 重力作用下，软岩变形使上部岩体失稳 | 软岩中变形带 |
| 4 | 流动 | | 碎屑类土石堆积体在重力作用下，向坡脚或沟谷运移，形成碎屑流 | 流动。 碎屑体饱水后在重力作用下产生流动 | 无明显滑动面 |

C.0.2 水电工程滑坡类型分类宜按表 C.0.2 的规定确定。

表 C.0.2 水电工程滑坡类型分类

| 分类依据 | 类 型 | 特征概述 |
|------|-------|--|
| 成因类型 | 自然滑坡 | 自然因素如河流冲淘、降雨、冻融、地震等导致的滑坡 |
| | 工程滑坡 | 人类工程活动如开挖、用水排放、建筑物加载等导致的滑坡 |
| 滑面特征 | 顺层滑坡 | 顺岩体层面形成滑坡，常具有沿多层面滑动的可能 |
| | 切层滑坡 | 一般沿断裂结构面发生滑动 |
| | 复合型滑坡 | 不同类型的层面、结构面复合形成滑动面 |
| | 堆积体滑坡 | 多沿各种类型堆积体底面，或在堆积体内部发生弧面形滑动 |
| | 倾倒地滑坡 | 沿倾倒地底部岩层折断面滑动，常形成破碎滑动带 |
| | 溃屈滑坡 | 后缘顺层前缘鼓胀、溃屈，沿折断面形成滑动破碎带 |
| 滑动机制 | 推移式滑坡 | 主滑力在上部，推挤下部而失稳，多整体式滑动，滑速较快 |
| | 牵引式滑坡 | 下部先滑动，牵引上部失稳，多解体式滑动，滑速较慢 |
| 滑坡厚度 | 浅层滑坡 | 滑体厚度 ≤ 10 m |
| | 中层滑坡 | 10 m $<$ 滑体厚度 ≤ 25 m |
| | 深层滑坡 | 25 m $<$ 滑体厚度 ≤ 50 m |
| | 超深层滑坡 | 滑体厚度 > 50 m |
| 滑体规模 | 小型滑坡 | 滑体体积 ≤ 10 万 m^3 |
| | 中型滑坡 | 10 万 m^3 $<$ 滑体体积 ≤ 100 万 m^3 |
| | 大型滑坡 | 100 万 m^3 $<$ 滑体体积 ≤ 1000 万 m^3 |
| | 特大型滑坡 | 1000 万 m^3 $<$ 滑体体积 ≤ 1 亿 m^3 |
| | 巨型滑坡 | 滑体体积 > 1 亿 m^3 |
| 物质组成 | 土质滑坡 | 由土、砂石土、或土石混合体组成的边坡 |
| | 岩质滑坡 | 由各种结构面切割的岩体组成的边坡 |
| 滑动速度 | 快速滑坡 | 突然发生的滑坡，易造成突发性的灾害 |
| | 蠕动滑坡 | 坡体沿滑动面缓慢断续的滑动 |

附录 D 边坡抗滑稳定性的可靠度评价

D.0.1 边坡抗滑稳定性的可靠度评价可采用基于安全系数的简化可靠度分析方法，并应符合下列规定：

1 在传统安全系数基础上可按下列公式定义极限状态方程：

$$K(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0 \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$\ln K(x_1, x_2, \dots, x_n) = y = 0 \quad (\text{D.0.1-2})$$

式中： K ——安全系数；

y ——安全系数的对数；

x_i ——影响安全系数的参数， $i=1 \sim n$ ，包括岩体自重、地下水压力、岩土体剪切强度参数等。

2 式 (D.0.1-1) 和 式 (D.0.1-2) 分别适用于安全系数符合正态和对数正态分布的情况，相应的可靠度指标可按下列公式计算：

$$\beta = (\mu_K - 1) / \sigma_K \quad (\text{D.0.1-3})$$

$$\beta = \mu_y / \sigma_y \quad (\text{D.0.1-4})$$

式中： β ——可靠度指标；

μ_K ——安全系数的平均值；

σ_K ——安全系数的标准差；

μ_y ——安全系数对数的平均值；

σ_y ——安全系数对数的标准差。

D.0.2 安全系数的标准差宜采用 J.M.Duncan 的简易分析方法按下列步骤计算：

1 确定影响边坡稳定性各有关因数的最可能值，并以常规的边坡稳定分析方法计算安全系数的最可能值 K_{MLV} 。计算中岩土物理力学参数应取平均值。

2 地下水压力和岩土体及滑面的剪切强度参数 f 、 c 等不确定性参数的标准差可采用试验统计方法、或采用经验的平均值和变异系数、或“ 3σ 准则”法估算。

3 在保持其他参数为最可能值不变的情况下，将每一参数的最可能值加一个标准差和减一个标准差分别计算安全系数 K^+ 值和 K^- 值。若变化的参数一共有 n 个，就要进行 $2n$ 次计算，这将得出 n 个 K^+ 值和 n 个 K^- 值。根据每个参数的 K^+ 值和 K^- 值计算其 ΔK 值，安全系数的标准差和变异系数可按下列公式计算。

$$\sigma_K = \left[(\Delta K_1 / 2)^2 + (\Delta K_2 / 2)^2 + \dots + (\Delta K_n / 2)^2 \right]^{1/2} \quad (D.0.2-1)$$

$$V_K = \sigma_K / K_{MLV} \quad (D.0.2-2)$$

$$\Delta K_1 = (K_1^+ - K_1^-) \quad (D.0.2-3)$$

式中： σ_K ——安全系数的标准差；

K_{MLV} ——安全系数最可能值；

V_K ——安全系数的变异系数；

K_1^+ ——对第一个参数的最可能值增加一个标准差后计算出的安全系数；

K_1^- ——对第一个参数的最可能值减少一个标准差后计算出的安全系数。

D.0.3 当安全系数采用正态分布时，可直接用式 (D.0.1-3) 计算。当安全系数采用对数正态分布时，可靠度指标按式(D.0.1-4)计算，相应的安全系数对数的标准差和平均值可按下列公式计算：

$$\sigma_y = \sqrt{\ln(1 + V_F^2)} \quad (D.0.3-1)$$

$$\mu_y = \ln \left[\frac{\mu_F}{\sqrt{(1 + V_F^2)}} \right] \quad (D.0.3-2)$$

D.0.4 破坏概率可按下列式计算：

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (D.0.4)$$

式中： P_f ——破坏概率；

$\Phi(\beta)$ ——标准正态分布函数，可以查正态分布表求得 P_f 与 β 的关系。

D.0.5 破坏概率 P_f 与相应的可靠度指标 β 可按表 D.0.5 的规定确定。

表 D. 0. 5 破坏概率 P_f 与相应的可靠度指标 β

| 破坏概率 P_f | 可靠度指标 β |
|------------|---------------|
| 0.50 | 0 |
| 0.25 | 0.67 |
| 0.10 | 1.28 |
| 0.05 | 1.65 |
| 0.01 | 2.33 |
| 0.001 | 3.10 |
| 0.0001 | 3.72 |
| 0.00001 | 4.25 |

D.0.6 在不同的变异系数 V_K 情况下边坡的抗滑稳定安全系数 K 和破坏概率可按表 D.0.6 内插确定。

表 D. 0. 6 边坡的抗滑稳定安全系数和破坏概率

| 安全系数最可能值 K_{MLV} | 安全系数的变异系数 V_K | | | | | | | | | |
|--------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.10 | | 0.15 | | 0.20 | | 0.25 | | 0.30 | |
| | A | B(%) | A(%) | B(%) | A(%) | B(%) | A(%) | B(%) | A(%) | B(%) |
| 1.05 | 39.9 | 31.70 | 40.03 | 37.55 | 44.14 | 40.59 | 47.01 | 42.45 | 49.23 | 43.69 |
| 1.10 | 18.2 | 18.17 | 28.63 | 27.22 | 35.11 | 32.47 | 39.59 | 35.81 | 42.94 | 38.09 |
| 1.15 | 8.83 | 9.606 | 19.42 | 19.23 | 27.20 | 25.71 | 32.83 | 30.09 | 36.10 | 33.19 |
| 1.20 | 3.77 | 4.779 | 12.56 | 13.33 | 20.57 | 20.23 | 26.85 | 25.25 | 31.76 | 28.93 |
| 1.25 | 1.43 | 2.275 | 7.761 | 9.121 | 15.20 | 15.87 | 21.68 | 21.19 | 26.98 | 25.25 |
| 1.30 | 0.79 | 1.051 | 4.606 | 6.197 | 11.01 | 12.43 | 17.30 | 17.80 | 22.75 | 22.09 |
| 1.40 | 0.44 | 0.214 | 1.459 | 2.841 | 5.480 | 7.656 | 10.69 | 12.66 | 15.88 | 17.05 |
| 1.50 | 0.40 | 0.043 | 0.410 | 1.313 | 2.569 | 4.779 | 6.380 | 9.121 | 10.85 | 13.33 |
| 1.60 | 0.30 | 0.009 | 0.105 | 0.621 | 1.148 | 3.040 | 3.707 | 6.681 | 7.294 | 10.57 |
| 1.80 | 0 | 0.000 | 0.006 | 0.152 | 0.206 | 1.313 | 1.178 | 3.772 | 3.176 | 6.924 |
| 2.00 | — | — | 0.000 | 0.043 | 0.034 | 0.621 | 0.355 | 2.275 | 1.340 | 4.779 |
| 3.00 | — | — | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.043 | 0.001 | 0.383 | 0.016 | 1.313 |

注：1 表中 A 按式 (D.0.1-4) 计算，认为安全系数为对数正态分布；表中 B 按式 (D.0.1-3) 计算，认为安全系数为正态分布；该安全系数 K 是采用岩土力学强度平均值计算得出的。
2 若岩土体自重变化可忽略不计，地下水压力取最大值并视为定量，则安全系数的变异系数即是岩土体剪切强度的变异系数。

D.0.7 年破坏概率应为破坏概率与设计基准年限的比值；边坡的设计基准年限可根据边坡相应的水工建筑物的设计基准期确定。

附录 E 岩质边坡稳定性初步判别

E.0.1 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时,可采用下半球等面积投影法;进行滑动破坏判别时,可采用大圆分析法或极点分析法;进行倾倒破坏判别时,可采用极点分析法,也可按坡角、结构面倾角和摩擦角之间的关系进行判别。

E.0.2 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时,若边坡体存在多组结构面,应对结构面进行分组,再进行稳定性判别。

E.0.3 采用大圆分析法初步判别岩质边坡失稳可能性时,宜按下列步骤作出大圆分析法极射赤平投影(图 E.0.3)并进行边坡稳定性判别:

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 3 按 $\beta_s \geq \beta \geq \varphi$ 的原则绘出可能的滑动区。
- 4 按结构面的产状绘出结构面大圆。
- 5 任意两组结构面大圆的交点落入滑动区,则应认为边坡可能失稳。

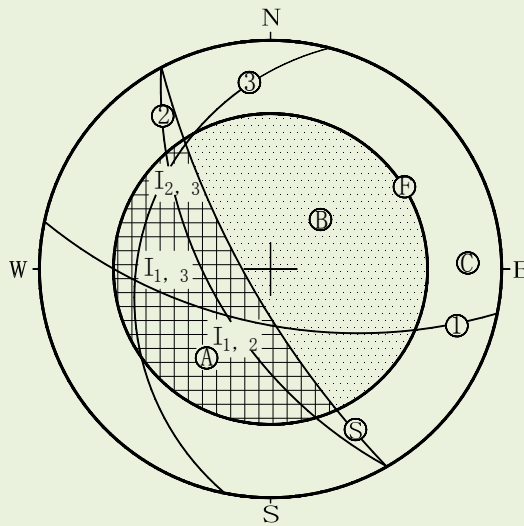


图 E.0.3 大圆分析法极射赤平投影图

①、②、③—结构面(组)编号; $I_{1,2}$ 、 $I_{1,3}$ 、 $I_{2,3}$ —结构面(组)的交点;

⑤—坡面大圆; ⑥—摩擦圆; ④—滑动区; ⑦、⑧—稳定区;

N、S、W、E—北、南、西、东四个方向

E.0.4 对于单组结构面的岩质边坡，宜按下列步骤绘制单组结构面极射赤平投影（图 E.0.4）并进行边坡稳定性判别：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 绘出边坡的倾向线。
- 3 在倾向线两侧绘出 30° 的倾斜线。
- 4 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 5 由 30° 的倾斜线、摩擦圆和坡面大圆围成的区域就是可能的滑动区。
- 6 按结构面的产状绘出结构面大圆和倾向线。
- 7 当结构面大圆和倾向线落入阴影区域时，则应认为边坡可能失稳。

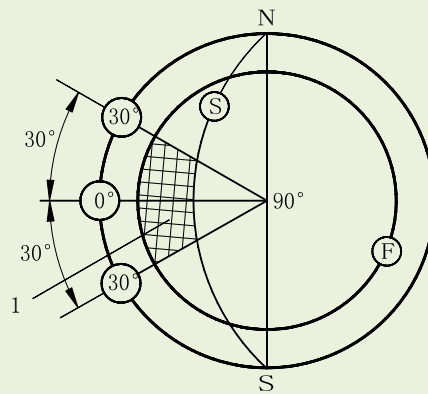


图 E.0.4 单组结构面极射赤平投影图

1—可能失稳区

E.0.5 采用极点分析法初步判别岩质边坡失稳可能性时，应按下列步骤作出极点分析法极射赤平投影（图 E.0.5）：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 3 按坡面的倾向线和视倾角绘出边坡可能的滑动区。
- 4 绘出可能的倾倒区。
- 5 绘出结构面及其交线的极点。
- 6 若结构面极点或两组结构面交线极点落入图 E.0.6 所示的滑动区或倾倒区，则认为边坡可能滑动或倾倒。

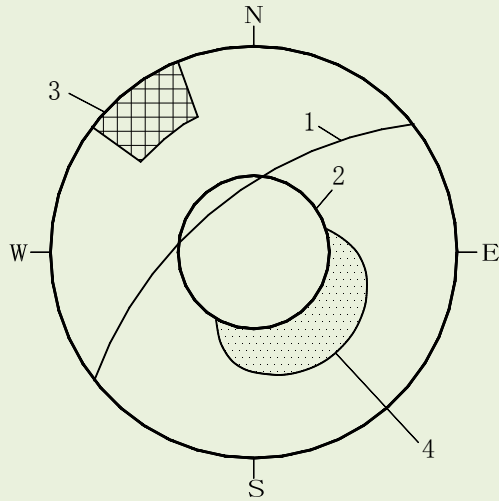


图 E.0.5 极点分析法极射赤平投影图

1—坡面大圆；2—摩擦圆；3—倾倒区；4—滑动区

E.0.6 可能发生倾倒变形的边坡可根据下列条件判别：

- 1 与坡面走向近于平行的反坡结构面发育。
- 2 结构面切割块体重心线位于块体外侧。
- 3 坡角、结构面倾角和摩擦角（图 E.0.6）三者之间需要满足下式：

$$\beta > (90^\circ - \alpha) + \varphi_j \quad (\text{E.0.6})$$

式中： α ——边坡面倾角（°）；

β ——反倾结构面视倾角（°）；

φ_j ——结构面摩擦角（°）。

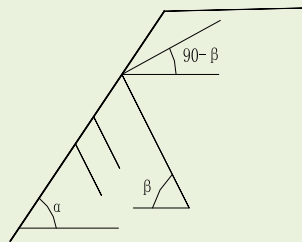


图 E.0.6 坡角、结构面倾角和摩擦角示意图

E.0.7 岩质边坡稳定性的初步判别也可采用工程地质类比法进行判别。

附录 F 抗滑稳定计算方法及公式

F.1 条分法稳定计算

F.1.1 采用简化毕肖普法（图 F.1.1）时，抗滑稳定安全系数 K 应按下式计算：

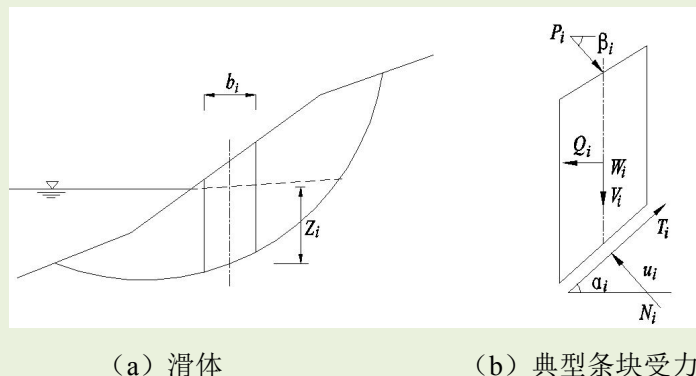


图 F.1.1 简化毕肖普法示意图

$$K = \frac{\sum \{[(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sec \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i] \tan \varphi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i\} [1 / (1 + \tan \alpha_i \tan \varphi'_i / K)]}{\sum [(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sin \alpha_i + M_{Q_i} / R - P_i h_{p_i} \cos \beta_i / R]} \quad (\text{F.1.1})$$

式中： K ——安全系数；

W_i ——第 i 滑动条块自重 (kN)；

V_i ——第 i 条块上竖直向地震惯性力，向下为正，下同 (kN)；

P_i ——作用在第 i 滑动条块上的外力，不含坡外水压力 (kN)；

Q_i ——第 i 条块上水平向地震惯性力，与滑动方向一致时为正 (kN)；

u_i ——第 i 滑动条块底面的单位孔隙压力 (kN/m)；

b_i ——第 i 滑动条块宽度 (m)；

c'_i ——第 i 条块底面的有效凝聚力 (kPa)；

φ'_i ——第 i 条块底面的有效内摩擦角 ($^\circ$)；

M_{Q_i} ——第 i 条块水平向惯性力 Q_i 对圆心的力矩 (kN·m)；

h_{p_i} ——第 i 条块外力 P_i 水平方向分力对圆心的力臂 (m)；

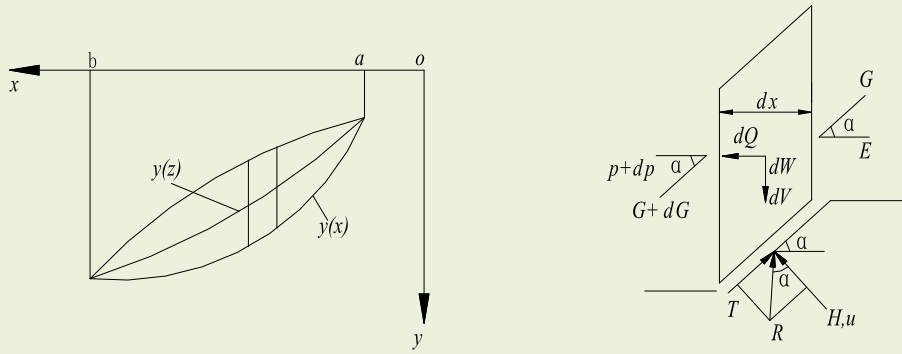
R ——圆弧半径 (m)；

α_i ——第*i*滑动条块底面与水平面的夹角（°）；

β_i ——第*i*滑动条块的外力与水平面的夹角（°）。

F.1.2 采用摩根斯坦—普莱斯法（图 F.1.2）时，抗滑稳定计算应符合下列规定：

1 抗滑稳定安全系数 **K** 应按下列公式计算：



(a) 滑体

(b) 典型条块受力分析

图 F.1.2 摩根斯坦—普莱斯法示意图

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{F.1.2-1})$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx - M_e = 0 \quad (\text{F.1.2-2})$$

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \sin(\tilde{\varphi}' - \alpha) - u \sec \alpha \sin \tilde{\varphi}' + \tilde{c}' \sec \alpha \cos \tilde{\varphi}' - \frac{dQ}{dx} \cos(\tilde{\varphi}' - \alpha) \quad (\text{F.1.2-3})$$

$$s(x) = \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{F.1.2-4})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[\int_a^\xi \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\xi \quad (\text{F.1.2-5})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{F.1.2-6})$$

$$\tilde{c}' = \frac{c'}{K} \quad (\text{F.1.2-7})$$

$$\tan \tilde{\varphi}' = \frac{\tan \varphi'}{K} \quad (\text{F.1.2-8})$$

$$\tan \beta = \lambda f(x) \quad (\text{F.1.2-9})$$

式中： dx ——条块宽度（m）；

c' ——条块底面的有效凝聚力 (kPa) ;

φ' ——条块底面的有效内摩擦角 ($^{\circ}$) ;

dW ——条块重量 (kN) ;

u ——作用于条块底面的孔隙压力 (kN) ;

α ——条块底面与水平面的夹角 ($^{\circ}$) ;

dQ ——作用在条块上的外力在水平向分力, 包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN) ;

dV ——作用在条块上的外力垂直向分力, 包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN) ;

M_e —— dQ 对条块中点的力矩 (kN·m) ;

h_e —— dQ 的作用点到条块底面中点的垂直距离 (m) ;

λ ——确定 $\tan \beta$ 值的待定系数;

$f(x)$ —— $\tan \beta$ 在 x 方向的分布形状, 一般可取 $f(x)=1$ 。

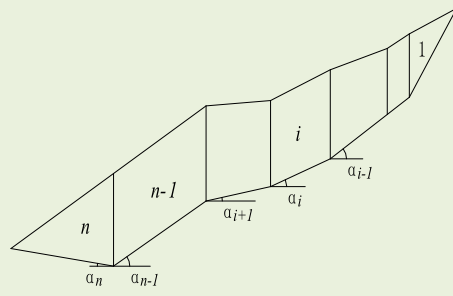
2 当 $f(x)=1$ 时, 摩根斯坦—普莱斯法等同于斯宾塞法 (Spencer), 式 (F.1.2-1) 和 (F.1.2-2) 可简化为下式:

$$\int_a^b p(x) \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) dx = 0 \quad (\text{F.1.2-10})$$

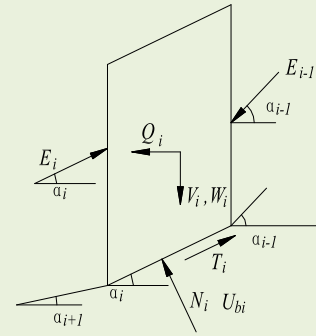
$$\int_a^b p(x) \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) (x \sin \beta - y \cos \beta) dx - M_e = 0 \quad (\text{F.1.2-11})$$

3 式 (F.1.2-1) 和式 (F.1.2-2) 或式 (F.1.2-10) 和式 (F.1.2-11) 中包含两个未知数, 安全系数 K 隐含于式 (F.1.2-7) 和式 (F.1.2-8) 中, 另一待定系数 λ 隐含于式 (F.1.2-9) 中, 可通过迭代求解取得。

F.1.3 采用不平衡推力传递法 (图 F.1.3) 时, 抗滑稳定安全系数 K 应按下列公式计算:



(a) 滑体



(b) 典型条块受力分析

图 F. 1.3 不平衡推力传递法示意图

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + T_n} \quad (\text{F.1.3-1})$$

$$R_i = [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - U_{bi} - Q \sin \alpha_i] \tan \varphi'_i + c'_i l_i \quad (\text{F.1.3-2})$$

$$T_i = (W_i + V_i) \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i \quad (\text{F.1.3-3})$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'_i / K \quad (\text{F.1.3-4})$$

式中： K ——安全系数；

R_i ——第 i 滑动条块底面的抗滑力 (kN)；

T_i ——第 i 滑动条块底面的滑动力 (kN)；

ψ_i ——确定第 i 滑动条块界面推力的传递系数， $\psi_1 = 1$ ；

W_i ——第 i 滑动条块自重 (kN)；

Q_i ——作用在第 i 条块上的外力水平向分力，包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN)；

V_i ——作用在第 i 条块上的外力垂直向分力，包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN)；

U_{bi} ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力 (kN)；

α_i ——第 i 滑动条块底面与水平面的夹角 ($^\circ$)；

l_i ——第 i 滑动条块底面长度 (m)；

c'_i ——第 i 滑动条块底面的有效凝聚力 (kPa)；

φ'_i ——第 i 滑动条块底面的有效内摩擦角 ($^\circ$)。

作用于条块界面上的推力 E_i 按下式确定：

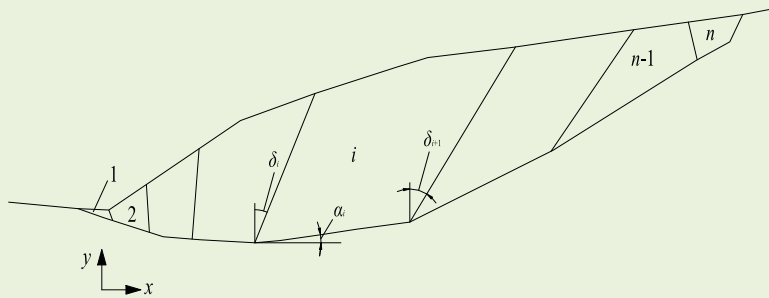
$$E_i = T_i - R_i / K + \psi_i E_{i-1} \quad (\text{F.1.3-5})$$

式中： E_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块作用于第 i 滑动条块的推力 (kN)；

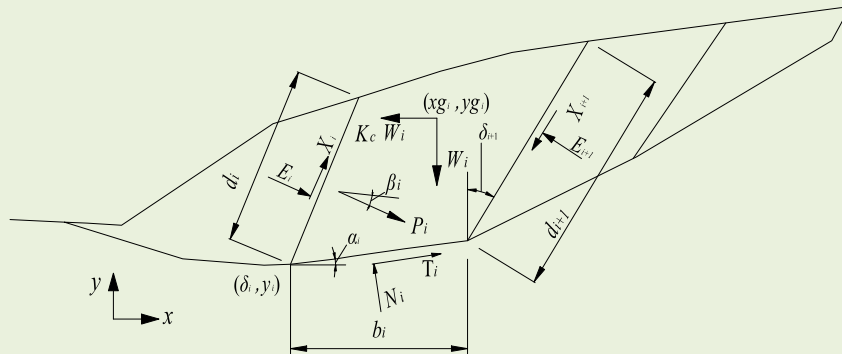
E_i ——第 $i+1$ 滑动条块对第 i 滑动条块侧面的反作用力，与第 i 滑动条块的推力大小相等，方向相反 (kN)。

F.1.4 采用萨尔玛法 (图 F.1.4)，未计入作用在条块上的外力时，抗滑稳定计算应符合下列规定：

1 相应某一抗滑稳定安全系数 K ，使边坡处于极限平衡状态的临界水平力系数 K_c 按下式计算：



(a) 滑体



(b) 典型条块受力分析

图 F.1.4 萨尔玛法示意图

$$K_c = \frac{\alpha_n + \alpha_{n-1}e_n + \alpha_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + \alpha_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2 + E_1 e_n e_{n-1} \cdots e_1 - E_{n+1}}{P_n + P_{n-1}e_n + P_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + P_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2} \quad (\text{F.1.4-1})$$

$$\alpha_i = \frac{R_i \cos \tilde{\varphi}'_{bi} + W_i \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i) + S_{i+1} \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{F.1.4-2})$$

$$P_i = \frac{W_i \cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{F.1.4-3})$$

$$e_i = \frac{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si} - \delta_i) \sec \tilde{\varphi}'_{si}}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{F.1.4-4})$$

$$R_i = \tilde{c}_{bi} b_i \sec \alpha_i - U_{bi} \tan \tilde{\varphi}'_{bi} \quad (\text{F.1.4-5})$$

$$S_i = \tilde{c}_{si} d_i - U_{si} \tan \tilde{\varphi}'_{si} \quad (\text{F.1.4-6})$$

$$S_{i+1} = \tilde{c}_{si+1} d_{i+1} - U_{si+1} \tan \tilde{\varphi}'_{si+1} \quad (\text{F.1.4-7})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bi} = \frac{\tan \varphi'_{bi}}{K} \quad (\text{F.1.4-8})$$

$$\tilde{c}'_{bi} = \frac{c'_{bi}}{K} \quad (\text{F.1.4-9})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si} = \frac{\tan \varphi'_{si}}{K} \quad (\text{F.1.4-10})$$

$$\tilde{c}'_{si} = \frac{c'_{si}}{K} \quad (\text{F.1.4-11})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si+1} = \frac{\tan \varphi'_{si+1}}{K} \quad (\text{F.1.4-12})$$

$$\tilde{c}'_{si+1} = \frac{c'_{si+1}}{K} \quad (\text{F.1.4-13})$$

式中： c'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力 (kPa)；

φ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效内摩擦角 ($^\circ$)；

c'_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力 (kPa)；

φ'_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的有效内摩擦角 ($^\circ$)；

c'_{si+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效凝聚力 (kPa) ;

φ'_{si+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效内摩擦角 ($^\circ$) ;

U_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的孔隙压力 (kN) ;

U_{si+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的孔隙压力 (kN) ;

U_{bi} ——第 i 条块底面上的孔隙压力 (kN) ;

E_i ——第 i 条块侧面上的法向力 (kN) ;

X_i ——第 i 条块侧面上的剪力 (kN) ;

N_i ——第 i 条块底面上的法向力 (kN) ;

T_i ——第 i 条块底面上的剪力 (kN) ;

δ_i ——第 i 条块第 i 侧面的倾角, 以铅垂线为起始线, 顺时针为正, 反之为负 ($^\circ$) ;

δ_{i+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面的倾角, 以铅垂线为起始线, 顺时针为正, 反之为负 ($^\circ$) ;

α_i ——第 i 条块底面与水平面的夹角 ($^\circ$) ;

b_i ——第 i 条块底面水平投影长度 (m) ;

d_i ——第 i 条块第 i 侧面的长度 (m) ;

d_{i+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面的长度 (m) ;

K_c ——水平方向地震临界加速度系数。

2 安全系数 K 是使 Kc 为零的相应值, 可通过迭代求解。

F.1.5 采用能量法 (图 F.1.5) 时, 抗滑稳定安全系数 K 应按下列公式计算:

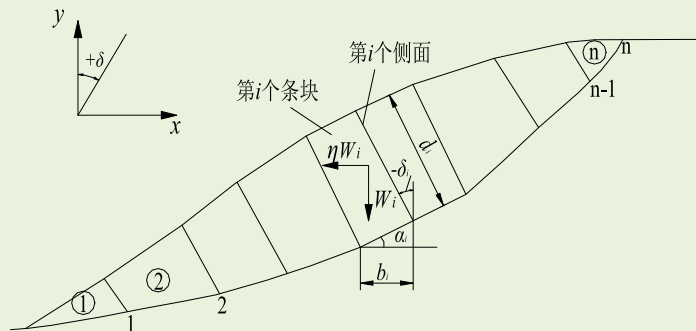


图 F. 1. 5 能量法示意图

$$\begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^n \lambda_i [(\tilde{c}'_{bi} \cos \tilde{\varphi}'_{bi} - u_{bi} \sin \tilde{\varphi}'_{bi}) b_i \sec \alpha_i] \\
 & + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_{i+1} [(\tilde{c}'_{si} \cos \tilde{\varphi}'_{si} - U_{si} \sin \tilde{\varphi}'_{si}) \sec(\alpha_i + \delta_i - \tilde{\varphi}'_{bi} - \tilde{\varphi}'_{si}) \sin(\Delta\alpha_i - \Delta\tilde{\varphi}'_{bi}) d_i] \\
 & = \sum_{i=1}^n \lambda_i [(W_i + V_i) \sin(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi}) + Q_i \cos(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi})]
 \end{aligned} \tag{F.1.5-1}$$

$$\lambda_i = \begin{cases} 1 & i = 1 \\ \prod_{k=2}^i \frac{\cos(\alpha'_j + \delta_j - \tilde{\varphi}'_{bj} - \tilde{\varphi}'_{sj})}{\cos(\alpha'_j + \delta_j - \tilde{\varphi}'_{bj} - \tilde{\varphi}'_{sj})} & i = 2, 3, \dots, n-1 \end{cases} \tag{F.1.5-2}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bi} = \frac{\tan \varphi'_{bi}}{K} \tag{F.1.5-3}$$

$$\tilde{c}'_{bi} = \frac{c'_{bi}}{K} \tag{F.1.5-4}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si} = \frac{\tan \varphi'_{si}}{K} \tag{F.1.5-5}$$

$$\tilde{c}'_{si} = \frac{c'_{si}}{K} \tag{F.1.5-6}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bj} = \frac{\tan \varphi'_{bj}}{K} \tag{F.1.5-7}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bj} = \frac{\tan \varphi'_{bj}}{K} \tag{F.1.5-8}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{sj} = \frac{\tan \varphi'_{sj}}{K} \tag{F.1.5-9}$$

式中： W_i ——第 i 个条块自重 (kN)；

Q_i ——作用在第 i 条块上的外力水平向分力，包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN)；

V_i ——作用在第 i 条块上的外力垂直向分力，包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载 (kN)；

- U_{bi} ——第 i 个条块底面孔隙压力 (kN) ;
- b_i ——第 i 个条块底面水平投影长度 (m) ;
- d_i ——第 i 个侧面的长度 (m) ;
- α_i ——第 i 个条块底面的倾角 ($^\circ$) ;
- δ_i ——第 i 个侧面的倾角, 由正 y 轴转向正 x 轴方向为正 ($^\circ$) ;
- δ_j ——第 j 个侧面的倾角, 由正 y 轴转向正 x 轴方向为正 ($^\circ$) ;
- c'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力 (kPa) ;
- ϕ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效内摩擦角 ($^\circ$) ;
- c'_{si} ——第 i 条块侧面上的有效凝聚力 (kPa) ;
- ϕ'_{si} ——第 i 条块侧面上的有效内摩擦角 ($^\circ$) ;
- ϕ_{bj}^l ——第 j 个侧面左侧条块底面的有效内摩擦角 ($^\circ$) ;
- ϕ_{bj}^r ——第 j 个侧面右侧条块底面的有效内摩擦角 ($^\circ$) ;
- ϕ'_{sj} ——第 j 个侧面的内摩擦角 ($^\circ$) ;
- α_j^l ——第 j 个侧面左侧条块底面的倾角 ($^\circ$) ;
- α_j^r ——第 j 个侧面右侧条块底面的倾角 ($^\circ$) ;
- $\Delta\alpha_i$ ——第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 α_i 的增量 ($^\circ$) ;
- $\Delta\phi_{bi}$ ——第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 ϕ_{bi} 的增量 ($^\circ$) ;
- λ_i ——第 i 个条块的塑性位移速率 (m/s) 。

F.1.6 采用潘家铮分块极限平衡法 (图 F.1.6) 时, 抗滑稳定计算应符合下列规定:

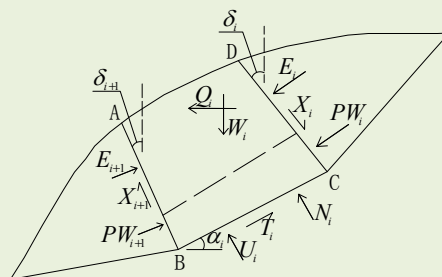


图 F.1.6 潘家铮分块极限平衡法示意图

1 对一个滑坡体，考虑剪切面和侧面的凝聚力，当每一分块均达到平衡时，安全系数 K 应按下列公式计算：

$$E_i \cos \delta_i - E_{i+1} \cos \delta_{i+1} - (X_i + C_{si} SL_i / K) \sin \delta_i + (X_{i+1} + C_{s_{i+1}} SL_{i+1} / K) \sin \delta_{i+1} + PW_i \cos \delta_i - PW_{i+1} \cos \delta_{i+1} + U_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i - C_{bi} BL_i \cos \alpha_i / K + Q_i = 0 \quad (F.1.6-1)$$

$$E_i \sin \delta_i - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} - (X_i + C_{si} SL_i / K) \cos \delta_i - (X_{i+1} + C_{s_{i+1}} SL_{i+1} / K) \cos \delta_{i+1} + PW_i \sin \delta_i - PW_{i+1} \sin \delta_{i+1} - U_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i - C_{bi} BL_i \sin \alpha_i / K + W_i = 0 \quad (F.1.6-2)$$

$$X_i = E_i \tan \varphi_{si} / K \quad (F.1.6-3)$$

$$X_{i+1} = E_{i+1} \tan \varphi_{s_{i+1}} / K \quad (F.1.6-4)$$

$$T_i = N_i \tan \varphi_{bi} / K \quad (F.1.6-5)$$

式中： W_i ——作用有自重与垂直荷载（kN）；

Q_i ——水平荷载（kN）；

PW_i ——分条右侧面的孔隙水压力（kN）；

PW_{i+1} ——分条左侧面的孔隙水压力（kN）；

E_i ——分条右侧法向接触反力（kN）；

E_{i+1} ——分条左侧法向接触反力（kN）；

X_i ——分条右侧面剪力（kN）；

X_{i+1} ——分条左侧面剪力（kN）；

N_i ——底部滑面上作用着法向反力（kN）；

T_i ——底部滑面上作用剪力（kN）；

U_i ——底部滑面上作用孔隙水压力（kN）。

δ_i ——分块右侧面倾角（°），侧面倾向坡上方向为正；

δ_{i+1} ——分块左侧面倾角（°），侧面倾向坡上方向为正；

C_{bi} ——分块底面凝聚力（kPa）；

C_{si} ——分块右侧面的凝聚力（kPa）；

C_{si+1} ——分块左侧面的凝聚力（kPa）；

SL_i ——分块右侧面的长度（m）；

SL_{i+1} ——分块左侧面的长度（m）；

K ——稳定安全系数；

α_i ——分块底面倾角（°），底面倾向坡下方向为正；

φ_{si} ——分块右侧面的内摩擦角（°）；

φ_{si+1} ——分块左侧面的内摩擦角（°）；

φ_{bi} ——分块底面的内摩擦角（°）；

BL_i ——分块底面长度（m）。

2 由水平分力平衡方程解出的反力 N_iH 和由垂直反力平衡方程解出的反力

N_iV ，应按下列公式计算：

$$N_iH = (E_i \cos \delta_i - E_{i+1} \cos \delta_{i+1} - (E_i \tan \varphi_{si} / K + C_{si} SL_i / K) \sin \delta_i + (E_{i+1} \tan \varphi_{si+1} / K + C_{si+1} SL_{i+1} / K) \sin \delta_{i+1} + PW_i \cos \delta_i - PW_{i+1} \cos \delta_{i+1} + U_i \sin \alpha_i - C_{bi} BL_i \cos \alpha_i / K + Q_i) / (-B_i) \quad (\text{F.1.6-6})$$

$$N_iV = (E_i \sin \delta_i - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} + (E_i \tan \varphi_{si} / K + C_{si} SL_i / K) \cos \delta_i - (E_{i+1} \tan \varphi_{si+1} / K + C_{si+1} SL_{i+1} / K) \cos \delta_{i+1} + PW_i \sin \delta_i - PW_{i+1} \sin \delta_{i+1} - U_i \cos \alpha_i - C_{bi} BL_i \sin \alpha_i / K + W_i) / A_i \quad (\text{F.1.6-7})$$

$$A_i = \cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_{bi} / K \quad (\text{F.1.6-8})$$

$$B_i = \sin \alpha_i - \cos \alpha_i \tan \varphi_{bi} / K \quad (\text{F.1.6-9})$$

3 计算的 $N_i H$ 和 $N_i V$ 应相等。给稳定安全系数 K 一个初值反复进行迭代计算，当最后一块满足 2 倍 $(N_n H - N_n V)$ 与 $(N_n H + N_n V)$ 的比值不大于 0.0001 时， K 值即为所求抗滑稳定安全系数。

F.2 楔形体法稳定计算

F.2.1 采用楔形体法（图 F.2.1）时，当楔形体滑动方向沿 CO 时，抗滑稳定安全系数 K 应按下列公式计算：

$$K = \frac{c'_A A_A + c'_B A_B + (qW + rU_C + sP - U_A) \tan \phi'_A + (xW + yU_C + zP - U_B) \tan \phi'_B}{m_{WS} W + m_{CS} U_C + m_{RS} P} \quad (\text{F.2.1-1})$$

$$q = (m_{AB} m_{WB} - m_{WA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-2})$$

$$r = (m_{AB} m_{CB} - m_{CA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-3})$$

$$s = (m_{AB} m_{PB} - m_{PA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-4})$$

$$x = (m_{AB} m_{WA} - m_{WB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-5})$$

$$y = (m_{AB} m_{CA} - m_{CB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-6})$$

$$z = (m_{AB} m_{PA} - m_{PB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (\text{F.2.1-7})$$

$$m_{AB} = \sin \psi_A \sin \psi_B \cos(\alpha_A - \alpha_B) + \cos \psi_A \cos \psi_B \quad (\text{F.2.1-8})$$

$$m_{WA} = -\cos \psi_A \quad (\text{F.2.1-9})$$

$$m_{WB} = -\cos \psi_B \quad (\text{F.2.1-10})$$

$$m_{CA} = \sin \psi_A \sin \psi_C \cos(\alpha_A - \alpha_C) + \cos \psi_A \cos \psi_C \quad (\text{F.2.1-11})$$

$$m_{CB} = \sin \psi_B \sin \psi_C \cos(\alpha_B - \alpha_C) + \cos \psi_B \cos \psi_C \quad (\text{F.2.1-12})$$

$$m_{PA} = \cos \psi_P \sin \psi_A \cos(\alpha_P - \alpha_A) - \sin \psi_P \cos \psi_A \quad (\text{F.2.1-13})$$

$$m_{PB} = \cos \psi_P \sin \psi_B \cos(\alpha_P - \alpha_B) - \sin \psi_P \cos \psi_B \quad (\text{F.2.1-14})$$

$$m_{WS} = \sin \psi_S \quad (\text{F.2.1-15})$$

$$m_{CS} = \cos \psi_S \sin \psi_C \cos(\alpha_S - \alpha_C) - \sin \psi_S \cos \psi_C \quad (\text{F.2.1-16})$$

$$m_{RS} = \cos\psi_s \cos\psi_p \cos(\alpha_s - \alpha_p) + \sin\psi_p \cos\psi_s \quad (\text{F.2.1-17})$$

- 式中： A_A ——滑动面 A 的面积 (m^2)；
- c'_A ——滑动面 A 的有效凝聚力 (kPa)；
- ϕ'_A ——滑动面 A 的有效内摩擦角 ($^\circ$)；
- A_B ——滑动面 B 的面积 (m^2)；
- c'_B ——滑动面 B 的有效凝聚力 (kPa)；
- ϕ'_B ——滑动面 B 的有效内摩擦角 ($^\circ$)；
- ψ_A ——滑动面 A 的倾角 ($^\circ$)；
- α_A ——滑动面 A 的倾向；
- ψ_B ——滑动面 B 的倾角 ($^\circ$)；
- α_B ——滑动面 B 的倾向；
- ψ_C ——张裂缝面 C 的倾角 ($^\circ$)；
- α_C ——张裂缝面 C 的倾向；
- ψ_P ——锚杆作用力 P 的倾角 ($^\circ$)；
- α_P ——锚杆作用力 P 的倾向；
- ψ_S ——滑动面 A 、 B 交线 OC 的倾角 ($^\circ$)；
- α_S ——滑动面 A 、 B 交线 OC 的倾向；
- U_A ——滑动面 A 上的孔隙压力 (kN)；
- U_B ——滑动面 B 上的孔隙压力 (kN)；
- U_C ——张裂缝面 C 上的孔隙压力 (kN)；
- W ——楔形体自重 (kN)；
- P ——锚杆作用力 (kN)。

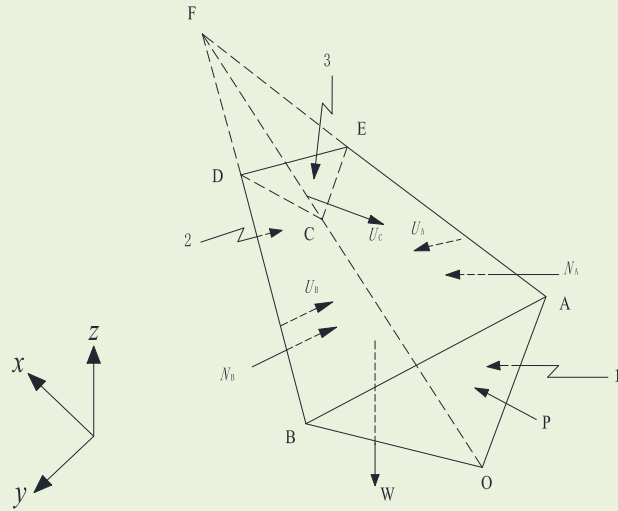


图 F. 2. 1 楔形体法示意图

1—滑动面A；2—滑动面B；3—张裂缝面C

注：图中 N_A 的倾角为 $\psi_A - 90^\circ$ ，倾向为 α_A ； N_B 的倾角为 $\psi_B - 90^\circ$ ，倾向为 α_B ； U_C 的倾角为 $\psi_C - 90^\circ$ ，倾向为 α_C ； W 的倾角为 90° 。

附录 G 抗倾稳定计算与分析

G.1 危岩体倾倒稳定计算

G.1.1 倾倒危岩体防治工程设计时，应进行抗倾稳定安全系数计算。

G.1.2 采用刚体极限平衡法进行计算时，倾倒危岩体稳定计算（图 G.1.2）可假定为以陡倾坡内或近直立的节理裂隙面为后缘裂面，根部折断面可选在延伸长度较大缓倾的断裂面部位。

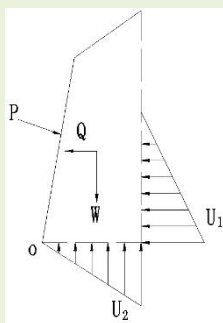


图 G.1.2 倾倒危岩体稳定计算示意图

G.1.3 危岩体抗倾稳定安全系数可按下式计算：

$$K_0 = \frac{\sum M_V}{M_H} \quad (\text{G.1.3})$$

式中： K_0 ——块体抗倾稳定安全系数；

M_V ——作用于计算块体荷载对块体前趾的抗倾力矩，包括重力 W 和加固力 P 等荷载（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）；

M_H ——作用于计算块体荷载对块体前趾的倾倒地矩，包括地震力 Q 、底面水压力 U_2 和侧面水压力 U_1 等荷载（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）。

G.1.4 边坡危岩体抗倾稳定设计安全系数应满足表 G.1.4 的规定。

表 G.1.4 边坡危岩体抗倾稳定设计安全系数

| 持久状况 | 短暂状况 | 偶然状况 |
|-----------|-----------|-----------|
| 1.70~1.30 | 1.60~1.20 | 1.50~1.10 |

注：对于重要的、危害大的边坡危岩体，设计安全系数取高值，反之取低值。

G.2 典型的岩块型倾倒边坡稳定计算

G.2.1 岩块型倾倒边坡的稳定安全系数计算宜采用改进的 Goodman-Bray 法（图 G.2.1），岩块岩体之间的相互作用可见图 G.2.1。

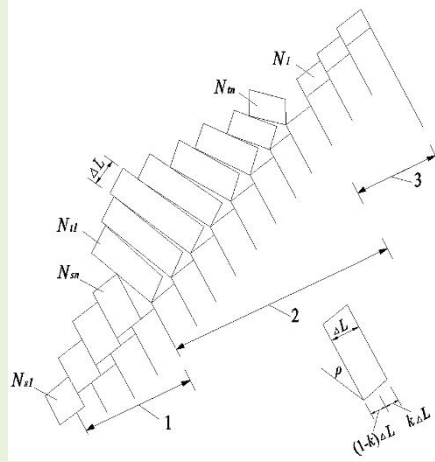


图 G. 2. 1 改进的 Goodman-Bray 法示意图

1—滑动块区域；2—倾倒块区域；3—稳定块区域； N_{s1} —第一个滑动块编号；

N_{sn} —最后一个滑动块编号； N_{t1} —第一个倾倒块编号； N_{tm} —最后一个倾倒块； N_1 —第一个稳定块编号

G.2.2 岩块倾倒稳定安全系数 K 可按下列公式计算：

$$c_e = \frac{c}{K} \quad (\text{G.2.2-1})$$

$$\tan \varphi_e = \frac{\tan \varphi}{K} \quad (\text{G.2.2-2})$$

$$\sigma_{te} = \frac{\sigma_t}{K} \quad (\text{G.2.2-3})$$

式中： c ——岩体的凝聚力（kPa）

φ ——岩体的摩擦角（°）；

σ_t ——岩桥的抗拉强度（kPa）；

c_e ——经安全系数 K 折减后的凝聚力（kPa）；

φ_e ——经安全系数 K 折减后的摩擦角（°）；

σ_{te} ——经安全系数 K 折减后的抗拉强度（kPa）。

G.2.3 在考虑岩块底滑面上岩桥的作用（图 G.2.3）时，底滑面岩桥的力矩 M_b 可按下列公式计算：

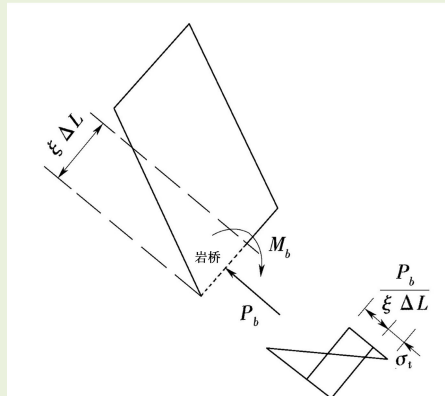


图 G. 2. 3 岩块底滑面上岩桥的作用示意图

$$M_b = \frac{\xi \Delta L}{6} (\sigma_{te} \xi \Delta L + P_b) \quad (\text{G.2.3-1})$$

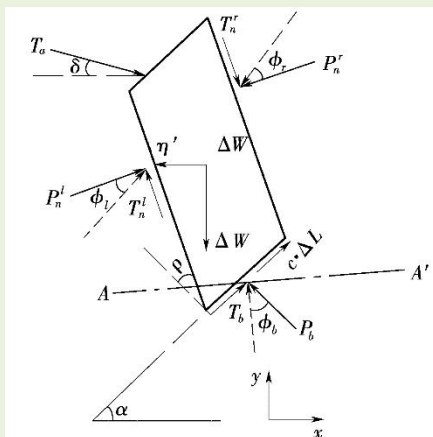
$$\xi = 1 - k \quad (\text{G.2.3-2})$$

式中： k ——岩块底面连通率；

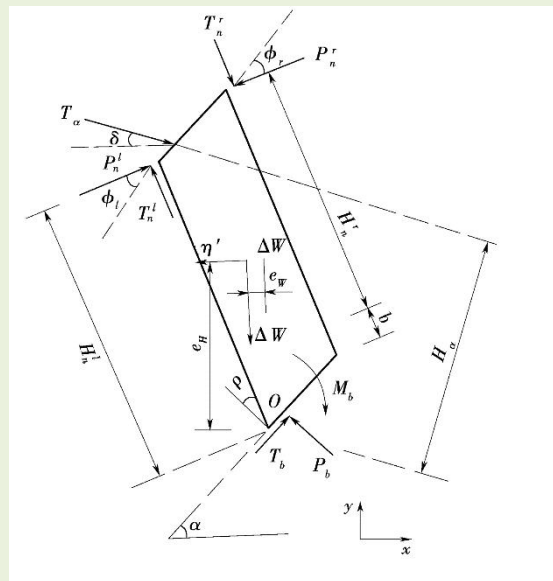
ΔL ——岩块底面长（m）；

P_b ——岩块底面承受的法向荷载（kN）。

G.2.4 对于某一岩块上的力（图 G.2.4），根据力的平衡条件，其侧面作用力可按下列式计算：



(a) 滑动岩块受力



(b) 倾倒岩块受力

图 G. 2. 4 岩块上的力示意图

$$P_i^r = AP_i^l + B \quad (\text{G.2.4})$$

式中： P_i^r ——岩块右侧面作用力（kN）；

P_i^l ——岩块左侧面作用力（kN）；

A 、 B ——系数，分别通过滑动块和倾倒块的平衡方程求得。

G.2.5 岩块侧面作用力计算中，系数 A 、 B 可按岩块稳定破坏的型式分别按下列方法取得：

1 对于滑动岩块，系数 A 、 B 可按下列公式计算：

$$A = \frac{\sec \varphi_{el} \cos(\varphi_{el} + \varphi_{eb} - \rho)}{C} \quad (\text{G.2.5-1})$$

$$B = \frac{\Delta W \sin(\varphi_{eb} - \alpha) - \eta' \Delta W \cos(\varphi_{eb} - \alpha) + c_e \Delta L \cos \varphi_{eb} + T_a \cos(\alpha - \varphi_{eb} + \delta)}{C}$$

(G.2.5-2)

$$C = \cos(\varphi_{er} + \varphi_{eb} - \rho) \sec \varphi_{er} \quad (\text{G.2.5-3})$$

式中： φ_{eb} ——岩块底面经强度折减后的摩擦角（°）；

φ_{el} ——岩块右侧面经强度折减后的摩擦角（°）；

φ_{er} ——岩块左侧面经强度折减后的摩擦角（°）；

T_a ——岩块上除自重、地震力之外的合力（kN）；

δ ——岩块上除自重、地震力之外合力的作用角（°）；

ρ ——侧滑面法线方向和反倾向侧面的夹角（°）；

η' ——水平地震加速度系数；

ΔW ——岩土体重量（kN）。

2 对于倾倒岩块，系数 A 、 B 可按下列公式计算：

$$A = \frac{H_l + \frac{\Delta L \xi \sin(\varphi_{el} - \rho)}{3 \cos \varphi_{el}}}{C} \quad (\text{G.2.5-4})$$

$$B = \frac{T_\alpha \left[H_\alpha - \frac{1}{3} \xi \Delta L \sin(\alpha + \delta) \right]}{C} + \frac{\frac{1}{6} \sigma_{ie} \xi^2 \Delta L^2 - \Delta W (e_w + \frac{1}{3} \xi \Delta L \cos \alpha)}{C} - \frac{\eta' \Delta W (e_H - \frac{1}{3} \xi \Delta L \sin \alpha)}{C} \quad (\text{G.2.5-5})$$

$$C = H_r + b + \frac{\Delta L \xi \sin(\varphi_{er} - \rho)}{3 \cos \varphi_{er}} - \Delta L \tan \varphi_{er} \cos \rho + \Delta L \sin \rho \quad (\text{G.2.5-6})$$

式中：b——台阶高（m）；

e_w ——岩块重心 x 方向距条块趾部 O 点的距离（m）；

e_H ——岩块重心 y 方向距条块趾部 O 点的距离（m）；

H_r ——岩块上除自重、地震力之外的外力合力距条块趾部 O 点的距离（m）。

G 2.6 抗倾稳定安全系数可按下列步骤进行计算：

- 1 选取一组 N_{sn} 和 N_{tn} 。
- 2 假定一个 K 值，得到 c_e 、 $\tan \varphi_e$ 和 σ_{ie} 。
- 3 从下部编号为 N_{s1} 的第一个岩块开始，按式 G.2.4 计算处于滑动区和倾倒

区岩块的 P_n^r ，直到最后一个倾倒岩块 N_{tn} 。

- 4 通过迭代求得使最后一个倾倒条块 $P_{N_{tn}}^r$ 为 0 时的 K 值。

5 不断地改变 N_{sn} 和 N_{tn} ，最终获得相应 K 值最小的那个模式，即为计算所得的抗倾稳定安全系数。

附录 H 持久与短暂状况水荷载估算方法

H.0.1 持久状况，无雨时边坡设计的水荷载（图 H.0.1）应按实测雨季最高地下水位作为基准值或初始值，并应符合下列规定：

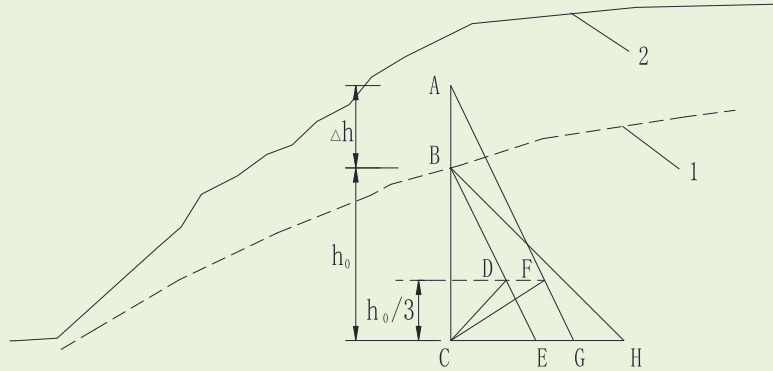


图 H.0.1 边坡设计的水荷载

1—地下水位线；2—地面线

1 水荷载的初始值应按地下水位产生的静水压力乘以折减系数 β 。 β 值应根据不同情况在不大于 1 范围内选择。有条件时可在同一钻孔不同高程埋设渗压计，按实测水压或水位求得 β 值；也可进行初始渗压场分析求取 β 值。即静水压力按图 H.0.1 中 $\triangle BCE$ 计算。在有顺坡向卸荷裂隙发育而雨水不易排走时，水压力可按 β 为 1 取值，即按图 H.0.1 中 $\triangle BCH$ 计算。

2 坡内地下水位以下深度为 h_0 处有排水措施的边坡，可以该处静水深度 h_0 的三分之二处为界，其上方静水压力按正的直角三角形分布，其下方静水压力按倒的直角三角形分布，即按图 H.0.1 中 $\triangle BCD$ 计算。

H.0.2 短暂状况，降雨时临时地下水位高出地下水位 Δh ，其以下各深度静水压力可按叠加一增量 $\beta \gamma \Delta h$ 计算，水荷载计算应符合下列规定：

1 无排水措施时，按图 H.0.1 中 $\triangle ACG$ 计算。

2 当坡内在地下水位以下深度为 h_0 处有排水措施时，可以该处静水深度的三分之二处为界，其上方静水压力按正的直角三角形分布，其下方静水压力按倒的直角三角形分布，即按图 H.0.1 中 $\triangle ACF$ 计算。

3 对南方多雨地区,或气象记录有连续大雨 5 h 以上,且地面未设防渗层时,地下水位可升至地面。对北方干旱地区,或地面加设防渗层,地下水面应适当低于地面。

H.0.3 当地下排水设施不能有效排水时,该深度静水压力应大于 0,可根据分析判断设定。

附录 J 边坡岩土体的力学参数

J.1 岩质边坡抗剪断强度指标取值

J.1.1 边坡岩体抗剪断强度指标的确定应符合下列规定：

1 具有整体块状结构、层状结构的硬质岩体，呈脆性破坏时，采用峰值强度参数的小值平均值或优定斜率法的下限值作为标准值，在标准值基础上，提出地质建议值。

2 具有无充填、闭合的镶嵌碎裂结构、碎裂结构及隐微裂隙发育岩体，呈塑性破坏或弹塑性破坏时，采用屈服强度的平均值作为标准值，在标准值基础上，提出地质建议值。

J.1.2 规划、预可行性研究阶段，当试验资料不足时，边坡岩体力学参数可结合边坡的地质条件及其岩体综合分类（分级）成果，根据表 J.1.2 进行折减，确定地质建议值或设计采用值。

表 J.1.2 边坡岩体力学参数经验值

| 岩体 分类 | 混凝土与岩体 | | 岩体 | | 变形模量 |
|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| | f' | c' (MPa) | f' | c' (MPa) | E_0 (GPa) |
| I | $1.50 \geq f' > 1.30$ | $1.50 \geq c' > 1.30$ | $1.60 \geq f' > 1.40$ | $2.50 \geq c' > 2.00$ | > 20.0 |
| II | $1.30 \geq f' > 1.10$ | $1.30 \geq c' > 1.10$ | $1.40 \geq f' > 1.20$ | $2.00 \geq c' > 1.50$ | $20.0 \geq E_0 > 10.0$ |
| III | $1.10 \geq f' > 0.90$ | $1.10 \geq c' > 0.70$ | $1.20 \geq f' > 0.80$ | $1.50 \geq c' > 0.70$ | $10.0 \geq E_0 > 5.0$ |
| IV | $0.90 \geq f' > 0.70$ | $0.70 \geq c' > 0.30$ | $0.80 \geq f' > 0.55$ | $0.70 \geq c' > 0.30$ | $5.0 \geq E_0 > 2.0$ |
| V | $0.70 \geq f' > 0.40$ | $0.30 \geq c' > 0.05$ | $0.55 \geq f' > 0.40$ | $0.30 \geq c' > 0.05$ | $2.0 \geq E_0 > 0.2$ |

注：1 f' 、 c' 为抗剪断强度指标参数，均为饱和峰值强度。

2 表中参数限于硬质岩，软质岩应根据软化系数进行折减。

J.1.3 规划、预可行性研究阶段，当试验资料不足时，结构面、软弱层和断层的抗剪断强度可结合边坡的地质条件，根据表 J.1.3 进行折减，确定地质建议值或设计采用值。

表 J. 1. 3 结构面、软弱层和断层的抗剪断强度

| 类型 | f' | c' (MPa) |
|---------|-----------|-------------|
| 胶结的结构面 | 0.80~0.60 | 0.250~0.100 |
| 无充填的结构面 | 0.70~0.45 | 0.150~0.050 |
| 岩块岩屑型 | 0.55~0.45 | 0.200~0.100 |
| 岩屑夹泥型 | 0.45~0.35 | 0.100~0.050 |
| 泥夹岩屑型 | 0.35~0.25 | 0.050~0.010 |
| 泥 | 0.25~0.18 | 0.010~0.002 |

注：1 表中胶结和无充填结构面参数限于硬质岩中的结构面，软质岩中的结构面应进行折减；

2 胶结或无充填的结构面抗剪断强度指标，应根据结构面的粗糙程度选取大值或小值；

3 表中参数为饱和状态。

J.1.4 稳定且尚无变形迹象的工程边坡，应考虑其变形或稳定标准，确定岩体和结构面抗剪断强度指标的设计采用值，并应符合下列要求：

1 地基边坡物理力学性质参数宜按下列原则确定：

- 1) 软弱结构面采用与允许变形量相应的强度，或屈服强度，或流变强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 2) 硬性结构面采用比例极限强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 3) 成组节理按其采用的优势方向考虑其连通率，计入岩桥效应，按比例极限标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 4) 岩体变形模量或弹性模量宜根据建筑物最大作用下相应变形曲线关系的相应标准值或地质建议值作为设计采用值。

2 非地基边坡中处于稳定状态的自然边坡和采用控制爆破、边挖边锚及先固后挖的人工边坡，其抗剪断强度参数可按下列原则确定：

- 1) 软弱结构面采用峰值抗剪断强度的标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 2) 硬性结构面采用抗剪断峰值强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 3) 成组节理按其采用的优势方向考虑其连通率，计入岩桥效应，按抗剪断峰值标准值或地质建议值作为设计采用值。

J.1.5 变形边坡稳定分析采用的岩土物理力学参数宜根据边坡岩体变形程度，可按传统稳定安全系数为 1.05~1 的极限平衡条件反算综合强度参数。当变形边坡接近破坏时，可认为稳定系数等于 1。

J.1.6 滑坡或已失稳岩质边坡稳定分析采用的物理力学参数宜按下列规定确定：

1 滑面和滑体内部已经开裂的结构面摩擦系数采用残余强度作为标准值，凝聚力可忽略不计。

2 根据滑动速度和岩体破坏程度，可按安全系数为 0.95~0.99 反算发生滑动时滑面的强度参数，反算时凝聚力可采用较小值或忽略不计。

J.2 土质边坡抗剪强度指标取值

J.2.1 边坡土体抗剪强度取值应符合下列规定：

1 土的抗剪强度宜采用试验峰值的小值平均值作为标准值。

2 除人工堆积土边坡可采用扰动土样外，土体试样宜采用原状样，当原状样难于取得时应采用模拟原状的扰动样。

3 地下水浸润线以上土体宜采用天然原状土试验成果，地下水浸润线以下土体宜采用饱和原状土试验成果。

4 砂性土质边坡，宜采用有效应力法计算抗滑稳定安全系数。抗剪强度参数试验方法可采用三轴仪固结排水剪（CD）和直剪仪慢剪（S）。

5 黏性土质边坡，宜采用有效应力法计算抗滑稳定安全系数。抗剪强度参数试验方法可采用三轴仪固结排水剪（CD），或测孔隙水压力的固结不排水剪（CU）、直剪仪慢剪（S）。当采用总应力法计算时，试验方法可采用三轴仪固结不排水剪（CD）、直剪仪固结快剪（CQ）。

6 具有流变特性的特殊土边坡，应采用流变强度。

7 滑坡和大变形土体边坡的滑带土可采用扰动土样的残余强度小值平均值，应特别注意含水量变化对土体强度的影响，采用天然或饱和含水量。

J.2.2 土体抗剪强度参数应根据边坡稳定状态选取，稳定边坡和变形边坡应以峰值强度为基础，已失稳边坡应以残余强度为基础。

J.2.3 滑面的综合抗剪强度参数可根据边坡的临界稳定状态反算推求，变形边坡抗滑稳定安全系数可取 1.05~1，失稳边坡抗滑稳定安全系数可取 0.95~0.99。

附录 K 抗滑桩计算

K.0.1 抗滑桩单桩所受推力方向应与滑体滑动方向平行，单排单桩所受推力大小可按桩中心两侧各 1/2 中心距范围内滑动岩土体满足设计安全系数要求所需平衡的剩余下滑力计算。

K.0.2 抗滑桩所受推力可根据滑坡体的物质结构和变形滑移特性，按三角形、矩形或梯形分布考虑。

K.0.3 单桩或单排桩的承载面积应按桩的计算宽度计算，桩计算宽度应符合下列规定：

1 矩形截面桩的计算宽度可按下列公式计算：

$$\text{当 } b \geq 1 \text{ 时, } b_p = b + 1 \quad (\text{K.0.3-1})$$

$$\text{当 } b < 1 \text{ 时, } b_p = 1.5b + 0.5 \quad (\text{K.0.3-2})$$

式中： b_p ——桩的计算宽度（m）；

b ——矩形桩的宽度（m）。

2 圆形截面桩的计算宽度可按下列公式计算：

$$\text{当 } d \geq 1 \text{ 时, } b_p = 0.9(d + 1) \quad (\text{K.0.3-3})$$

$$\text{当 } d < 1 \text{ 时, } b_p = 0.9(1.5d + 0.5) \quad (\text{K.0.3-4})$$

式中： d ——圆形桩的直径（m）。

3 单排 n 根桩的计算宽度总和，应满足以下要求：

$$nb_p \leq B + 1 \quad (\text{K.0.3-5})$$

式中： B ——边桩外侧所包的总宽度（m）。

K.0.4 抗滑桩桩前土自身稳定，不被冲刷破坏时，其桩前土压力可取桩前滑体的剩余抗滑力，分布为矩形。当被动土压力小于滑体剩余抗滑力时，桩前的阻滑力可按被动土压力计算。桩前被动土压力可按下列公式计算：

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{K.0.4})$$

式中： E_p ——被动土压力（kN/m）；

γ_1 ——桩前岩土体的重度（kN/m³）；

h_1 ——抗滑桩受荷段长度 (m)；

φ ——桩前岩土体的内摩擦角或等效内摩擦角 (°)。

K.0.5 在假定抗滑桩嵌固段为文克尔地基、桩的水平位移与该处岩土体水平位移一致、桩与岩土体之间只传递压应力、桩顶在水平力和力矩作用下地面处产生水平位移和转角的条件下，抗滑桩嵌固段地基系数可按下式计算：

$$K = m(y + y_0)^n \quad (\text{K.0.5})$$

式中： K ——地基系数 (kPa/m)；

m ——地基系数随深度增加的比例系数；

n ——与岩土特性有关的参数；

y ——抗滑桩桩前滑体厚度 (m)；

y_0 ——嵌固段底端距滑面深度 (m)。

K.0.6 地基系数与滑床岩体特性有关，取值应符合下列规定：

1 采用 K 法计算时，地基系数为常数， K 等于 m ，可认为适用于以凝聚力为主要抗剪特性的材料或小位移的情况。

2 采用 m 法计算时，地基系数随深度呈线性变化， K 等于 my ，可认为适用于以内摩擦为主要抗剪特性的材料，或位移较大的情况。

3 采用 C 法计算时，地基系数随深度呈外凸抛物线变化，可取 y_0 为 0， n 为 0.5。

4 地基系数宜采用 K 法和 m 法，采用 C 法时应通过现场试验确定。

K.0.7 岩石物理力学指标与抗滑桩嵌固段地基系数 K 可按表 K.0.7 的规定确定。

表 K.0.7 岩石物理力学指标与抗滑桩嵌固段地基系数 K

| 地层种类 | 内摩擦角 | 弹性模量 E_0 (10^4kPa) | 泊松比 μ | 地基系数 K (kPa/m) |
|-------------|---------|------------------------------------|-----------|--|
| 细粒花岗岩、正长岩 | 80°以上 | 5430~6900 | 0.25~0.30 | $2.0 \times 10^6 \sim 2.5 \times 10^6$ |
| 辉绿岩、玢岩 | | 6700~7870 | 0.28 | 2.5×10^6 |
| 中粒花岗岩 | 80°以上 | 5430~6500 | 0.25 | $1.8 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$ |
| 粗粒正长岩、坚硬白云岩 | | 6560~7000 | | |
| 坚硬石灰岩 | 80°以上 | 4400~10000 | 0.25~0.30 | $1.2 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$ |
| 坚硬砂岩、大理岩 | | 4660~5430 | | |
| 粗粒花岗岩、花岗片麻岩 | | 5430~6000 | | |
| 较坚硬石灰岩 | 75°~80° | 4400~9000 | 0.25~0.30 | $0.8 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^6$ |
| 较坚硬砂岩 | | 4460~5000 | | |
| 不坚硬花岗岩 | | 5430~6000 | | |
| 坚硬页岩 | 70°~75° | 2000~5500 | 0.15~0.30 | $0.4 \times 10^6 \sim 0.8 \times 10^6$ |
| 普通石灰岩 | | 4400~8000 | 0.25~0.30 | |
| 普通砂岩 | | 4600~5000 | 0.25~0.30 | |
| 坚硬泥灰岩 | 70° | 800~1200 | 0.29~0.38 | $0.3 \times 10^6 \sim 0.4 \times 10^6$ |
| 较坚硬页岩 | | 1980~3600 | 0.25~0.30 | |
| 不坚硬石灰岩 | | 4400~6000 | 0.25~0.30 | |
| 不坚硬砂岩 | | 1000~2780 | 0.25~0.30 | |
| 较坚硬泥灰岩 | 65° | 700~900 | 0.29~0.38 | $0.2 \times 10^6 \sim 0.3 \times 10^6$ |
| 普通页岩 | | 1900~3000 | 0.15~0.20 | |
| 软石灰岩 | | 4400~5000 | 0.25 | |
| 不坚硬泥灰岩 | 45° | 30~500 | 0.29~0.38 | $0.06 \times 10^6 \sim 0.12 \times 10^6$ |
| 硬化黏土 | | 10~300 | 0.30~0.37 | |
| 软片岩 | | 500~700 | 0.15~0.18 | |
| 硬煤 | | 50~300 | 0.30~0.40 | |
| 密实黏土 | 30°~45° | 10~300 | 0.30~0.37 | $0.03 \times 10^6 \sim 0.06 \times 10^6$ |
| 普通煤 | | 50~300 | 0.30~0.40 | |
| 胶结卵石 | | 50~100 | — | |
| 掺石土 | | 50~100 | — | |

K.0.8 抗滑桩锚固段桩底和桩侧岩土压力应小于相应岩土体的允许承载力。抗滑桩嵌固段围岩允许侧压力的确定应符合下列要求：

1 对于较完整硬质岩体，应符合下式要求：

$$\sigma_{\max} \leq \rho_1 R \quad (\text{K.0.8-1})$$

式中： σ_{\max} ——嵌固段围岩允许最大侧压力值（MPa）；

ρ_1 ——折减系数，与岩土特性有关，可根据实际情况取 0.1~0.5；

R ——岩石单轴抗压强度 (MPa)。

2 对于严重风化破碎岩层、堆积体或土体,应符合下式要求:

$$\sigma_{\max} \leq \rho_2(\sigma_p - \sigma_A) \quad (\text{K.0.8-2})$$

式中: σ_{\max} ——嵌固段岩土体允许最大侧压力值 (MPa);

ρ_2 ——折减系数,与岩土特性有关,可根据实际情况取 0.5~1.0;

σ_p ——桩前被动土压力 (MPa);

σ_A ——桩后主动土压力 (MPa)。

K.0.9 在进行内力计算时,应首先判定抗滑桩属于刚性桩还是弹性桩,再选用相应的内力计算公式。抗滑桩的属性判定应符合下列规定:

1 按 K 法计算时,抗滑桩的属性判定应按下列步骤进行:

1) 抗滑桩的变形系数可按下列式计算:

$$\beta = \left(\frac{Kb_p}{4EI} \right)^{1/4} \quad (\text{K.0.9-1})$$

式中: β ——桩的变形系数 (m^{-1});

K ——地基系数 (kPa/m);

b_p ——桩的计算宽度 (m);

E ——桩的弹性模量 (kPa);

I ——桩截面惯性矩 (m^4)。

2) 抗滑桩属性按以下条件判别:

当 $\beta h_2 \leq 1.0$ 时,属刚性桩;

当 $\beta h_2 > 1.0$ 时,属弹性桩。

式中: h_2 ——为嵌固段长 (m)。

2 按 m 法计算时,抗滑桩的属性判定应按下列步骤进行:

1) 抗滑桩的变形系数可按下列式计算:

$$\alpha = \left(\frac{mb_p}{EI} \right)^{1/5} \quad (\text{K.0.9-2})$$

式中: α ——桩的变形系数 (m^{-1});

m ——地基系数随深度变化的比例系数 (kN/m^3)。

2) 抗滑桩属性按以下条件判别:

$ah_2 \leq 2.5$ 时, 属刚性桩;

$ah_2 > 2.5$ 时, 属弹性桩。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

《水力发电工程地质勘察规范》 GB 50287

《水工建筑物荷载标准》 GB/T 51394

《水电工程边坡工程地质勘察规程》 NB/T 10513

《水电工程水库区工程地质勘察规程》 NB/T 10131

《水工混凝土结构设计规范》 DL/T 5057

《水电工程预应力锚固设计规范》 DL/T 5176

《建筑桩基技术规范》 JGJ 94

中华人民共和国能源行业标准

水电工程边坡设计规范

NB / T 10512-2021

代替 DL/T 5353-2006

条文说明

修订说明

《水电工程边坡设计规范》NB/T 10512-2021，经国家能源局 2021 年 1 月 7 日以第 1 号公告批准发布。

本规范是在《水电水利工程边坡设计规范》DL/T 5353-2006 的基础上修订而成，上一版的起草单位是中国水电顾问集团西北勘测设计研究院、中国水电顾问集团贵阳勘测设计研究院，主要起草人员是：李天扶、王志硕、彭士标、黄振兴、杨泽艳、胡向阳、王晓岚、湛正刚、侯延华、钟建平、陈祖煜、杨健、陈胜宏、张有天、陈平。

本规范修订过程中，编制组在广泛调查、深入研究的基础上，总结了水电工程边坡设计方面的实践经验，吸收了近年来水电工程边坡设计研究方面所取得的科技成果，并征求了有关设计和科研单位的意见。

为便于广大勘察、设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《水电工程边坡设计规范》修编组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范的参考。

目 次

| | | |
|-----|------------------|-----|
| 1 | 总则..... | 81 |
| 3 | 基本规定..... | 83 |
| 4 | 边坡分级与设计安全系数..... | 85 |
| 5 | 边坡结构与失稳模式分析..... | 86 |
| 5.1 | 一般规定..... | 86 |
| 5.2 | 边坡结构模型..... | 86 |
| 5.3 | 边坡稳定性初步判别..... | 89 |
| 5.4 | 边坡破坏的运动形式分析..... | 89 |
| 5.5 | 边坡的代表性剖面..... | 90 |
| 6 | 边坡稳定性计算与分析..... | 92 |
| 6.1 | 一般规定..... | 92 |
| 6.2 | 边坡上的作用及作用组合..... | 92 |
| 6.3 | 岩土体剪切强度取值分析..... | 95 |
| 6.4 | 边坡抗滑稳定分析..... | 98 |
| 6.5 | 边坡抗倾稳定分析..... | 100 |
| 6.6 | 边坡应力应变分析..... | 103 |
| 7 | 边坡工程治理设计..... | 105 |
| 7.1 | 一般规定..... | 105 |
| 7.2 | 边坡开挖..... | 107 |
| 7.3 | 边坡排水..... | 108 |
| 7.4 | 边坡坡面保护..... | 110 |
| 7.5 | 边坡浅表层加固..... | 110 |
| 7.6 | 抗滑桩..... | 110 |
| 7.7 | 抗剪洞与锚固洞..... | 112 |
| 7.8 | 预应力锚索..... | 113 |
| 7.9 | 边坡支挡..... | 113 |
| 8 | 安全监测和预警系统设计..... | 117 |
| 8.1 | 一般规定..... | 117 |

| | |
|-----------------|-----|
| 8.2 安全监测系统..... | 117 |
| 8.3 预警系统..... | 119 |

1 总 则

1.0.1 随着社会经济快速发展，对水电工程边坡提出更高的要求，一是要提高边坡设计可靠性，以减少水电边坡失稳的损失；再者满足现代水电工程建设需要，体现以人为本，环境和谐。制定本规范的目的是指导水电工程边坡设计，满足安全可靠、经济合理、技术先进、生态环保的要求，以保障水电工程建设健康发展。

1.0.2 随着大、中型水电工程的大规模建设，出现一些规模大、地质条件复杂的边坡，积累了丰富的工程实践经验和科学研究成果。根据统计资料，水电工程边坡除 A 类枢纽工程区边坡、B 类水库边坡外，还存在一定数量的河道边坡。在充分征求意见基础上，本次修订工作适用范围增加了 C 类河道边坡，并增加了 C 类河道边坡相应的规定。

拱坝坝肩抗力体的边坡稳定性要与抗力体的抗滑稳定结合一起研究。拱坝设计规范关于抗力体抗滑稳定的设计标准和岩体强度的取值方法都有专门的规定，其边坡稳定性的分析方法仍可以参照本规范执行。

规范中所指“危及水工建筑物安全”泛指危及水工建筑物及与水工建筑物相关的金属结构、机电电气设备等，并影响枢纽工程的正常运行。

1.0.3 西南、西北地区的水电工程勘察、设计和科研都已包括了超高、特高边坡的内容，本规范适用范围在边坡高度上不作限制，使用者根据实际情况对特别重要的或条件复杂的边坡进行专门研究。

特别重要的是指边坡失稳或变形对大坝安全至关重要的边坡；例如 SX 工程船闸边坡，其变形和稳定有严格要求；LJX 水电站坝前 300 m 和 800 m 处的方量分别为 700 万 m^3 和 1800 万 m^3 的 I、II 号滑坡，其失稳方式和稳定状态对大坝安全有重要影响，其设计安全标准、稳定性分析及其评价、综合治理措施等进行了专门研究。

条件复杂的是指边坡地质条件复杂、失稳变形机理复杂的边坡。例如高度大于 300m 的边坡，常常有高地应力场的作用，也会带来失稳的高风险；300 米级的 XW 水电站和 JP 一级水电站，都有复杂的高边坡问题；如 LT 水电站进水口倾倒变形边坡、LXW 水电站坝前 GB 倾倒变形体等地质条件复杂、变形机理复杂的边坡，都曾进行专门研究。

另外，对黄土、软土、膨胀土、分散性土、多年冻土等特殊土质边坡进行专门研究。

1.0.4 边坡工程牵涉多种类型的水工建筑物，边坡类型也多种多样，问题非常复杂。边坡设计中，认真总结以往工程实践经验，并进行科学研究是十分必要的。

国内外先进技术的推广应用，有助于边坡治理和加固的设计方案更加趋于经济合理，在同等投资水平的条件下也有助于提高边坡的潜在安全度。例如，LJX边坡工程中采用不张拉锚索，取得了良好的工程效果。对待新技术，要积极研究论证采用的态度有助于新技术的推广和应用。

3 基本规定

3.0.1 严重的高边坡问题可能影响坝址坝线位置的选择和调整，影响到坝型和枢纽布置方案，以及施工设计方案的选择和确定；在整个工程的规划设计中考虑减少边坡治理工程的数量和难度。例如，我国 LXW 水电站，由于左岸 II 号变形体的存在而将坝线调整上移；JP 一级水电站，ST 坝址因右岸变形体的存在而被放弃。位于深山峡谷区的 LXW 和 JP 一级水电站，进厂公路和施工道路采用隧洞方案，避免了难于治理的高边坡问题。前苏联已建成的托克托古尔水电站峡谷边坡高达 1000 m，为减少对边坡的触动，采用了特殊的重力坝型和双排机地下厂房。

3.0.2 边坡结构与失稳模式、稳定计算方法需要根据边坡工程地质勘察的成果而定，因此边坡设计之前要具有相应的边坡工程地质勘察成果。边坡工程地质勘察除了要符合国家现行标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287-2016、《水电工程边坡工程地质勘察规程》NB/T 10513-2021、《水电工程水库区工程地质勘察规程》NB/T 10131-2019 的规定外，还要符合和有关试验规程规范的规定。

3.0.4 边坡设计之前需进行宏观分析与规划。边坡设计是在地质勘察工作基础上，结合整个工程规划、布置进行综合分析后确定其范围、目的、基本原则和设计标准。工程布置区和影响区边坡都要划分类别和等级，在此基础上确定边坡的安全程度。边坡设计和加固处理措施需进行多方案的技术比较和经济比较，达到安全可靠、技术先进、经济合理、生态环保的要求。

3.0.5 国内外的边坡稳定分析仍以传统的极限平衡方法为主。目前复杂的数值分析方法发展很快，可以进行对比分析计算。因此规定，对于 I 级、II 级坡高大于 30 m 的边坡，推荐采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，相互验证。

天然地质体和天然岩土特性再叠加施工作用，不确定性因素很多，可靠度用于岩土工程设计难度较大，真正用于实践还没有成熟经验，暂时推荐采用简易可靠度分析方法。

3.0.6 地质勘察是有阶段性的，有些边坡可能在勘察完成之后又发生变化，当地质条件复杂时，地质勘察只能控制住主要的地质问题，其岩土特性是在数量有限的试验成果基础上所了解的静态条件下的特性，工程施工后可能出现新的变化。工程边坡是自然条件与人类活动相结合的产物，施工程序、方法、工艺、质量对

边坡的稳定性有重要影响。因此必须强调根据地质勘察成果、施工地质编录和动态监测的反馈信息进行边坡全过程动态设计。

3.0.7 当边坡失稳对建筑物影响大时，其设计使用年限取与建筑物设计使用年限一致；当边坡失稳对建筑物影响不大时，如远离建筑物，并对人身不存在安全问题，经论证，其设计使用年限可以取稍低于建筑物设计使用年限。

本条根据现行国家标准《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199-2013 第 3.3.3 条提出要求。如支护结构的预应力锚索，表面防水结构的混凝土护面，以及排水措施等在使用年限内应该定期检查，并及时进行维修，以保证正常功能。

4 边坡分级与设计安全系数

4.0.1 根据近期统计资料，在 226 个边坡中有 106 个是枢纽工程区开挖边坡，72 个是水库边坡，48 个是河道边坡。水电工程边坡基本可以分为 A 类枢纽工程区边坡、B 类水库边坡和 C 类河道边坡（对本工程有影响的）三类。在充分征求意见基础上，本次修订工作增加了 C 类河道边坡及相关规定。B 类水库边坡与 C 类河道边坡因研究对象或梯级水电站的不同，以及时间因素的变化，可能出现相互转换。

4.0.2 枢纽工程区边坡以大坝和厂房等各种水工建筑物开挖边坡为主，以港航、泵站、房建等建筑物边坡和桥梁、交通、码头、过鱼和过木设施、渠池涵槽及调压设施、河道护岸、输电塔架等构筑物边坡为辅，同时也存在不稳定或潜在不稳定自然边坡。经分析论证，边坡失事仅对建、构筑物正常运行有影响而不危害建筑物安全和人身安全的，其边坡级别可以降低一级。与建筑物相比，构筑物失事造成生命损失的概率极低，因此同等条件下构筑物边坡的安全级别可以低于建筑物边坡。

4.0.3 滑坡和水库及河道蠕变边坡在地质报告中都有明确的说明。需要分析和治理的滑坡或潜在不稳定边坡有相应的勘察、试验资料。经风险分析，确认通过安全监测可以预测、预报，并能够采取有效措施对其失稳进行防范的水库及下游河道蠕变边坡或潜在不稳定边坡，其安全级别可以降低。

4.0.5~4.0.6 根据近期统计资料，现有边坡持久状况的单一安全系数法安全系数取值：60 个枢纽边坡中，设计安全系数为 1.2 至 1.3 的为 49 个、占 82%，小于 1.2 的 7 个、占 11%，大于 1.3 的共 4 个、占 7%；19 个水库边坡中，设计安全系数为 1.1 至 1.25 的为 17 个、占 90%，小于 1.1 的 1 个、大于 1.25 的 1 个、各占 5%；17 个河道及其他边坡中，设计安全系数为 1.05 至 1.20 的为 13 个、占 76%，小于 1.05 的 1 个、占 6%，大于 1.20 的共 3 个、占 18%。

本规范表 4.0.5 中安全系数给出范围值。同等条件下，相对而言，安全系数对于工程边坡较自然边坡取高值，回填边坡较开挖边坡取高值，岩质边坡较土质边坡取高值，顺层边坡较逆层边坡取高值；永久边坡较临时边坡取高值，前期研究阶段较后续实施阶段取高值，环境条件不明情况较清晰条件取高值；计算假定常规者较保守者取高值；三维分析较二维分析取高值。

在 GB 50287-2016 规范中，岩土体物理力学性质参数包括抗剪和抗剪断强度指标。本规范表 4.0.5 边坡抗滑稳定设计安全系数是指采用岩体和结构面抗剪断强度指标以及土体抗剪强度指标条件下的安全系数。岩土体剪切强度选取符合本规范附录 J 的规定。这与拱坝坝基抗滑稳定计算采用峰值强度平均值有所不同。

国外工程边坡抗滑稳定安全系数常取 1.5，比如：E Hoek 所著《岩石边坡工程》书中说明，对重要边坡取 1.5 安全系数；加拿大地基手册 (Canadian Foundation engineering Manual, 2006) 建议岩土体强度取均值 (或稍低)，对应的安全系数取 1.3~1.5。

国内外边坡设计安全系数的取值差别主要在于岩土体剪切强度取值、试验方法及对边坡重要性认识等方面的差异。当岩土体剪切强度取峰值强度 0.2 分位值 (与峰值强度小值平均值相当) 得到的安全系数为 1.25，按岩体峰值强度平均值计算的安全系数为 1.50，两者的年破坏概率均为 10^{-4} 级，说明国内水电工程边坡采用的 1.25 设计安全系数与国外采用的 1.50 基本相符。总体上看，中国水电工程边坡设计安全系数大致相当于美国、加拿大以及英国、挪威、瑞典等国安全系数的中等水平，而与日本和中国香港地区基本相当。

4.0.7 当设计者权衡失稳风险和治理成本，认为应该提高边坡稳定的可靠性，或者对边坡的变形有严格要求时，可以提高设计安全系数。例如 LT 水电站进口边坡和 SX 船闸边坡，在正常工况下的安全系数都采用 1.5。

5 边坡结构与失稳模式分析

5.1 一般规定

5.1.2 边坡设计的重点是首先明确哪些地段的边坡需要做稳定分析和相应的治理设计。这在工程地质勘察报告和图纸中一般都有较明确的结论。工程地质分析一般为定性方法，其结果反映为边坡稳定性评价。这些定性评价是进一步定量分析的前提，并非所有边坡都必须计算分析，更不是所有边坡都必须治理或加固。

5.2 边坡结构模型

5.2.2 水电工程中的岩土工程设计都是在将自然地质体概化为地质模型的基础上进行的。建立岩质边坡结构模型时注意结构面由大到小进行分析的原则，特别注意对软弱结构面和贯通性结构面的分析。贯通性结构面是相对的，与边坡规模大小和其所影响的建筑物重要性有关。

Goodman 和 Bray 在野外观察的基础上，对倾倒破坏分为四种类型，并反映在《岩石边坡工程》中：（1）弯曲倾倒（Flexural toppling），陡倾的板状岩体在边坡顶部开裂，悬臂状的岩板向边坡前方弯曲，与此同时发生层间错动，坡顶可见到由此形成的倒坎；坡体底部因滑动、淘刷或侵蚀而失去支撑，板状岩体底部拉张并折断，形成倾倒破坏；（2）岩块倾倒（Block toppling）：陡倾的板状岩体被与其正交的一组缓倾横向节理切割成块状，坡体底部块状岩体被其后方倾倒岩体推动，于是发生向后、向上扩展的倾倒破坏，倾倒岩体的底部沿横向节理形成斜线排列的台阶状；（3）岩块—弯曲倾倒（Block- Flexural toppling）：与板状岩体正交的横向节理不连续发育时，即发生这种混合型倾倒破坏，倾倒岩体底部既有拉张缝也有横向节理；（4）次生倾倒模式（Secondary toppling modes）：由于边坡的其它破坏型式引起的局部倾倒破坏。Goodman 和 Bray 列举了坡脚推覆倾倒，滑坡底部拖曳倾倒，滑坡后缘牵引倾倒，板状岩体底部风化倾倒，粘性材料顶部张裂倾倒等几种形式。次生倾倒多因外部施力或条件改变导致，其因素多变且难以归纳，本规范暂不予以考虑。

《工程地质分析原理》（张倬元等著）将边坡陡倾岩体的倾倒破坏从材质上主要分为硬而厚的板梁型及薄而较软的层状型，其中硬而厚板梁型变形发展可以分为卸荷回弹-陡倾面拉裂、板梁弯曲-拉裂面向深部扩展、板梁根部折断几个阶段；薄而较软的层状型，其弯曲变形角度可以很大，并使与层面垂直的裂隙转而

倾向坡外，转为滑移（或蠕滑）-拉裂型，该组裂隙最终贯通后，则发展为滑坡，这一演化过程已为底摩擦模拟试验所证实。硬而厚板梁型、薄而较软的层状型基本与 Goodman 等人提出的块状型、弯曲型相对应。

本次修订工作中，地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开展了专题研究工作，将倾倒变形破坏模式归结为四种：（1）块状倾倒：发育于块状或厚层状岩质斜坡，斜坡结构主要受顺坡向结构面控制，倾倒破坏与 Goodman 和 Bray 中的“块状倾倒”相同。（2）压缩倾倒：斜坡中发育陡倾长大节理或溶蚀裂缝，边坡存在“软弱基座”或底部开挖、采空，上部较坚硬岩体发生倾倒，与 Goodman 和 Bray 中的“坡脚推覆倾倒”相同。（3）浅层倾倒：主要发育于中-厚层、中硬岩层状体斜坡，岩层陡倾内或近直立，与 Goodman 和 Bray 中的“块状-弯曲”类似。（4）深层倾倒：即《工程地质分析原理》中的“薄而较软”型，软硬相间坡体结构为其特殊类型。

结合大量水电工程实践及研究成果，并参考《岩石边坡工程》（E Hoek 所著）和《工程地质分析原理》（张倬元等著），本规范将倾倒边坡结构模型分为下列四种：（1）弯曲型倾倒：岩层薄、岩性较软的陡立或倾向坡内的薄层结构。弯曲型倾倒变形角度可能很大，最大弯折带与岩层中原有的垂直层面裂隙贯通，演化为滑移-拉裂型滑坡。（2）岩块型倾倒：岩层陡立或陡倾坡内的中-厚层状的中硬岩体，或块状中硬岩体中发育有陡倾坡内的似层状成组裂隙，发育一组缓倾横向节理，将岩体切割成顺坡向、倾坡内的板状结构，一般根部折断面呈阶梯状。块状型倾倒拉裂面向深部扩展，坡面局部崩落，板梁根部折断、压碎，岩块转动、倾倒，导致崩塌的演化过程。（3）岩块-弯曲型倾倒：陡倾坡内中厚层状岩体，被与其正交的裂隙组切割，发育有顶部拉裂缝。随顶部拉裂加剧，块状-弯曲型倾倒岩体切割破碎而发生倾覆性破坏，并可能进一步演化为滑坡体。（4）压缩型倾倒：坡体底部因滑动、淘刷、侵蚀或开挖而失去支撑，或因其具有软弱基座，使其靠近坡表一侧的压缩变形量大于靠近坡里一侧，上部岩体发生转动、倾倒、崩塌破坏。

5.2.3 将土质边坡划分为均质土边坡、非均质土边坡和特殊性土边坡。本次修订在表 B.0.2 中增加了层状土及多年冻土。

5.2.4 变形边坡分类。对于滑动破坏类型的变形体、松动体、蠕变体等变形边坡，其参数反演对于稳定分析有重要意义。根据地表特征、勘探洞或勘探孔中破碎带

位置和监测资料，如钻孔测斜仪、多点变位计等记录资料，可以基本建立包括边界条件和物理力学参数的确定性模型。

对于非滑动模式破坏的边坡需查明其分布范围，以定性或半定量分析方法分析其可能破坏型式，确定其设计原则和治理方案。

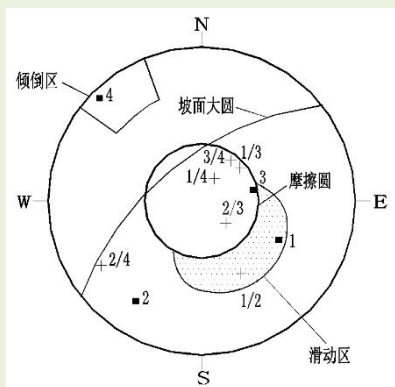
5.2.5 失稳后边坡实际即破坏后堆积体边坡，这种堆积体包括滑坡、塌滑、崩滑和崩塌堆积体。其稳定问题包括整体滑动和局部滑动稳定。除确定其整体滑动面外，还需了解其较大的内部错动面位置。

5.3 边坡稳定性初步判别

5.3.1 水流条件一般包括降雨、地下水、水库蓄水、水库消落、泄流雨雾等。

5.3.2 边坡失稳初步判断的方法虽然很多，但最常用的方法为极射赤平投影法和工程地质类比法。极射赤平投影法是一种常用的分析判断方法，简单易行，国内很多工程边坡前期设计时都用此方法，如 SX 工程库岸边坡、LXW 工程 II 号变形体等。工程地质类比法主要以经验为主，根据已有的工程经验，结合实际的地质情况判断边坡稳定性。

本规范图 E.0.3 所述的边坡失稳模式初步判断方法摘自香港土木工程署编制的《岩土工程手册》（Geotechnical Manual for slopes）。手册中介绍了一个通过极点分析快速判断失稳模式的示意性例题，上半球投影见图 5-1。图中所示的 4 组结构面和坡面产状，应用赤平投影方法及边坡稳定分析原理做出边坡失稳模式判别。设摩擦角 35° ，假设某一边坡的倾向为 140° ，倾角 60° 。由圆中心的摩擦圆和外弧线所围的月牙形封闭域为滑动区，靠近大圆边界的扇形区为倾倒区。每一结构面及其和另一结构面相互组合的交线都可以在赤平投影图中用其极点表示。可以见第 1 组结构面和第 1 与第 2 组结构面的组合交线的极点落入滑动区，第 4 组结构面落入倾倒区，它们的倾角均大于 35° ，说明由于以上结构面的存在可能引起该边坡的滑动和倾倒的失稳破坏。而第 2 组结构面和第 1 组与第 4 组、第 1 组与第 3 组、第 2 组与第 4 组、第 3 组与第 4 组结构面所组合的 4 组结构面交线的极点均未落入滑动区和倾倒区，说明这些结构面组合不可能形成滑动块体。剩余的第 3 组结构面和第 2 组与第 3 组结构面组合交线的倾角虽然小于 35° ，但是如果输入的摩擦角减小或者由于各种因素而造成强度指标降低，也要对其稳定性予以重视。采用这个方法，只需检查落入滑动和倾倒阴影区的极点，即可了解哪组结构面或哪两组结构面组合可能造成何种边坡失稳模式。



| 结构面 | 倾向 | 倾角 |
|-----|------|-----|
| 1 | 118° | 50° |
| 2 | 212° | 70° |
| 3 | 75° | 29° |
| 4 | 314° | 85° |

图 5-1 上半球投影图

5.3.4 陡倾的板状岩体在自重弯矩作用下，于前缘开始向临空方向作悬臂梁弯曲，并逐渐向坡内发展。弯曲的板梁之间互相错动并伴有拉裂，弯曲体后缘出现拉裂缝，形成平行于走向的反坡台阶和槽沟。板梁弯曲剧烈部位往往产生横切板梁的折裂。

5.4 边坡破坏的运动形式分析

5.4.1 边坡破坏型式对治理决策或工程布置有重要影响的情况多见于水库近坝库岸的大体积滑坡。分析滑坡的破坏过程和滑体运动形式，采取监测，预测、预报和临时避让的方法，减少甚至避免损失。

5.4.2 在工程地质勘察规范中，边坡变形破坏的基本类型有：崩塌、滑动、倾倒、溃屈、拉裂、流动。其中倾倒、溃屈和拉裂的最终破坏型式是滑动或流动、崩塌。

边坡破坏类型、形式和过程不同，其造成的损失及危害也不同。比如，从预报的难易程度来看，崩塌难于预报，逐渐加速的滑动易于预报；从危害程度来看，快速剧滑的危害程度较大，缓慢滑动甚至是蠕滑危害程度较小的。

5.4.6 近坝库岸的高速滑坡可能产生灾害性涌浪，例如意大利 WYA 水库滑坡和我国 ZX 水库 TYG 滑坡都曾发生涌浪翻坝事故。因此，对于近坝库岸滑坡进行滑速和涌浪计算或模型试验是必要的。

5.5 边坡的代表性剖面

5.5.1 边坡设计过程中的稳定计算剖面，根据实际条件确定其数量和位置。

5.5.2 边坡潜在不稳定岩土体为三维结构体。其中最简单的三维结构体为双面滑动楔形岩体，需要按三维计算。除冲沟内堆积体外，一般滑坡体底面常大致呈弧面形，中间较厚、两侧和前缘较薄，加之岩体内部裂隙切割，三维效应不大明显，

作为安全储备，一般潜在不稳定岩土体按二维计算。边坡稳定计算剖面需平行滑动方向，滑动方向需根据实测的平均位移方向，或根据滑动面或楔形体底面交线的倾向确定。每个代表性剖面要有其明确代表的区段范围。一个大型边坡或滑坡，其各区段滑动方向不尽相同，代表性剖面也不尽平行。

5.5.3 工程地质剖面一般采用正常的等比例尺作图。垂直和水平方向的变比例尺歪曲了地形形状和结构面产状，不采用。

6 边坡稳定性计算与分析

6.1 一般规定

6.1.1 滑动破坏类型的边坡稳定计算分析方法相对成熟。倾倒和溃屈都会形成岩层的折断，倾倒岩体不一定伴随有滑动，溃屈岩体一般伴随有滑动或崩塌。

6.1.2~6.1.3 溃屈会形成岩层的折断，一般伴随有滑动或崩塌。对于溃屈和崩塌破坏还没有成熟的分析计算方法。

6.1.4 鉴于岩土体条件的复杂性，对边坡进行稳定性评价时，需要充分了解边坡在各种条件及状况下的稳定性。工程高边坡施工期一般都要进行分段开挖和加固的稳定性分析，并需要满足短暂状态的安全系数要求。按治理措施的实施步骤逐步对边坡稳定性作分析计算，在许多大型边坡如 TSQ 二级、XLD 工程边坡不同处理阶段分析都有很好的经验。这可以减少处理量并解决好边坡的临时性支护和持久性稳定评价问题。

6.1.5 根据监测资料、地质编录及巡视、安全巡视获取的边坡信息，进行边坡稳定性复核，增减或改变处理措施可以使设计更加合理。

6.1.6 边坡稳定分析收集的基本资料中，除规范所列的工程地质平、剖面图等工程地质资料以外，还需重视收集边坡现场调查资料，如边坡岩体的张裂隙、结构面的擦痕等资料。

6.2 边坡上的作用及其作用组合

6.2.1 正在施工的边坡上若有大型机械设备，可能对边坡稳定是不利的，如果需要计入机械设备的重量，可以在自重中考虑。

6.2.2 所谓水库水位骤降是指地下水排出速度较慢，地下水位下降速度小于库水位下降速度，坡体内孔隙水压力来不及消散引起边坡稳定性下降。对于峡谷型水库更易造成库水位骤降，这种情况危害较大。由于库水位下降的同时地下水位也在下降，因此需按不稳定性渗流计算确定地下水压力。

水库边坡有其特殊性：其一是在初期蓄水甚至是大坝施工围堰挡水期间，水文地质条件发生较大改变，库水向库岸内渗流并引起地下水位壅高，岩土体物理力学特性也将变化；其二是水库运行期间，库水位的调节变化将改变边坡内地下水渗流状态并影响边坡稳定性。水库一般均有防洪作用，每年汛前要腾出调节库

容，库水位在短期内有大幅度的降落，汛期洪水也有暴涨、暴落的情况。有些多泥沙河流，也常有泄流冲沙的运行情况。这些都可能引起地下水作用的强烈变化，导致边坡失稳或老滑坡剧烈活动。边坡稳定性分析必须对水库调度和洪水涨落规律情况进行了解，在此基础上对地下水非稳定渗流条件作必要的分析计算或假设。

泄洪雨雾作用边坡是水电工程独有的边坡类型。泄洪雨雾的影响范围和强度分布与泄洪水头、流量、地形、风向等有密切关系，其研究已超出本规范范围。泄洪雨雾渗入岸坡后，常在滑面或软弱夹泥层上盘形成上层滞水，滑面岩土力学强度明显降低，再加上裂隙水压力的作用，发生滑坡。实际岩体内天然地下水位可能远低于滑面位置。这种情况要求以具有上层滞水的地下水渗流模型进行稳定分析。对于我国多雨的南方，老滑坡内的上层滞水可能早已存在，泄洪雨雾主要引起短期超高地下水位，其对边坡影响可能与北方干旱地区不同，要结合当地降雨和水文地质条件进行具体分析研究。

6.2.3 加固力是增加的抗滑力或抗倾力，边坡表层系统锚固一般属于坡面保护措施，不视为加固力。加固力可以分解成与滑面正交的法向分力和与滑面平行的分力；当与滑面平行的分力和滑动方向一致时，此分力作为下滑力考虑。

6.2.4 水工建筑物一般从Ⅶ度开始出现地震损害，设计烈度为Ⅵ度时，抗震计算不会起控制作用，对于水电工程边坡设计也是如此。

原规范中未具体规定边坡的抗震设防类别和抗震设防标准。本次规范修订调研了国内近年设计的61个水电工程边坡，25个A类Ⅰ级边坡中19个采用了50年超越概率5%以上的抗震设防水准，占比达76%，无按100年超越概率2%设防的案例，仅两个地震动参数不高的工程对A类Ⅰ级边坡在按50年超越概率5%进行抗震计算后，另对少量边坡按100年超越概率2%的标准进行了复核；36个A类Ⅱ级及以下、B类Ⅰ级及以下的边坡中，29例采用了50年超越概率10%的设防标准，占比80.6%。对于11个B类Ⅰ级边坡，有8例采用了50年超越概率10%的设防标准，占比72.7%；LY水电站XZR堆积体、ET水电站JTG谷坡、GD水电站坝前左岸覆盖层堆积体3例边坡采用了50年超越概率5%的设防标准。

本次修订过程中，收集整理了39个工程的水平向地震动参数，50年基准期超越概率5%的水平向地震动峰值加速度在 $0.11g \sim 0.367g$ 范围内，平均为 $0.198g$ ，18例属Ⅶ度，21例属Ⅷ度；而100年基准期超越概率2%的水平向地震动峰值加速度在 $0.19g \sim 0.558g$ 范围内，较50年基准期超越概率5%平均增大60%左右，均属Ⅷ

度及以上，其中8例属IX度，提高明显。据此分析，DGS工程等强震区重要边坡将出现地震工况控制加固处理措施的情况。

鉴于汶川地震中加固处理过的边坡具有良好的抗震性能，结合目前边坡抗震设防标准实际，本次修订进一步明确当边坡危害或威胁主要建筑物安全时，边坡设防类别要比其影响的建筑物的设防类别低一级。其中A类 I 级边坡采用50年基准期超越概率5%的地震动参数进行地震设防；其它边坡要采用50年基准期超越概率10%的地震动参数进行地震设防。对于B类 I 级近坝边坡，经论证认为条件复杂、失稳后产生的次生灾害危及水工建筑物及相关主要机电设备等安全的可以采用50年基准期超越概率5%的地震动参数进行地震设防。对于 I 级边坡失稳后会直接导致挡水建筑物损毁，造成严重灾害的，需要进行专门研究，经论证，边坡可取与大坝相同的设防类别。

3 《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047-2015 中，规定设计烈度为Ⅷ、Ⅸ度的 I、II 级下列水工建筑物：土石坝、重力坝等壅水建筑物，长悬臂、大跨度或高耸的水工混凝土结构，应该同时计入水平向和竖向地震作用。竖向设计地震加速度的代表值一般情况下可取水平向地震加速度代表值的 2/3，在近场地震时应该取水平向设计地震加速度代表值。目前水电工程边坡抗震计算时，部分 I、II 级边坡抗震计算时已同时考虑了竖向地震作用。

水平向设计地震加速度代表值即为水平向设计地震动峰值加速度代表值，可根据专门的场地地震安全性评价或地震动峰值加速度的分区值确定。鉴于部分工程（如抽水蓄能电站）存在场地地震安全性评价资料相对缺乏的情况，本次修订过程中收集整理了 39 个工程各概率水准的水平向地震动参数对应关系，50 年基准期超越概率 5%的地震加速度代表值平均约为 50 年基准期超越概率 10%的地震加速度代表值的 1.3 倍，实践中供参考。

行业有关研究及本次修订试算表明，同时考虑竖向地震后，边坡地震工况下稳定安全系数均有所降低；水平加速度越大，竖向加速度对边坡稳定安全系数的影响也更大；当水平地震峰值加速度达到 0.4 g 时，考虑竖向地震导致的稳定安全系数下降呈加速趋势，修订试算的 7 个典型边坡竖向地震考虑前后的安全系数降幅对比见表 6-1。

表 6-1 典型边坡竖向地震考虑前后安全系数降幅对比表

| 安全系数降幅(%) | 水平向 0.15g | 水平向 0.2g | 水平向 0.25g | 水平向 0.3g | 水平向 0.4g |
|-----------|-----------|----------|-----------|----------|----------|
| 平均降幅 (%) | 0.47 | 0.67 | 0.68 | 0.77 | 1.30 |
| 最大降幅 (%) | 0.83 | 1.08 | 1.28 | 1.47 | 4.03 |

注：竖向地震峰值加速度取为水平地震峰值加速度的 $2/3 \times 1/2$ 。

部分边坡动力研究也表明，在水平地震加速度较大时，竖向向地震加速度对边坡滑移位移的影响不容忽视。

因此，本次修订中规定设计烈度为Ⅷ度及Ⅷ度以上的 I、II 级边坡（包括 A 类、B 类、C 类），同时计入水平向和竖向地震作用；竖向设计地震加速度的代表值可取水平向设计地震加速度代表值的 $2/3$ ，在近场地震时应该取水平向设计地震加速度代表值。需要说明的是，竖向地震按不利方向考虑。

4 本次规范修订调研的国内近年设计的水电工程边坡中，多数仍以拟静力法抗震计算为主，但随着动力数值计算技术的发展，已有不少边坡采用了动力法计算。动力法在计算时考虑了岩土体的应力-应变关系，还可对边坡进行非线性弹塑性分析，通过模型边界条件的设置可更准确反映地震响应，计算结果更准确。目前动力法已在高土石坝坝坡、高拱坝拱座稳定等方面广泛运用。因此本次修编提出：边坡抗震稳定分析可采用拟静力法；对于特别重要的、地质条件复杂的高边坡工程，进行基于动力分析的专门研究。

研究表明，地震作用下，边坡失稳不一定是由于地震惯性力，土质边坡在地震作用下可能形成较高的孔隙水压力而导致抗剪强度大幅降低，最终导致边坡失稳，如 1971 年美国费尔南多坝滑坡、1975 年 SM 水库土坝上游坡滑坡、1976 年 MY 水库 BH 主坝滑坡等。因此，对于地震作用下坡体内存在动水压力、在地震作用下存在力学参数损失的边坡，尽量采用动力分析法。

考虑实际地震中水平向加速度峰值与竖向向加速度峰值一般不会同时出现，采用动力法（一般采用时程法）进行边坡抗震计算时已考虑了各向地震作用效应峰值在出现时间上的差异；而《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047-2015 及《水利水电工程边坡设计规范》SL 386-2007 中在同时计入竖向地震作用时，均考虑了遇合系数，为保持各规范间及各计算方法间的一致，在采用拟静力法进行边坡抗震计算时取 0.5 的遇合系数。

客观上，地震过程中，随边坡高度增加，地震动力效应是相应增大的。但边坡地震惯性力的动力放大效应与岸坡山体及边坡物质组成、坡度、结构面性状及分布、边坡在岸坡中的位置等有关，目前设计中取值尚无统一标准。本次修订调研收集到的 4 例采用动力法计算出的边坡质点加速度放大系数差异明显，总体上目前尚缺乏这类实测和研究资料。结合《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047-2015 中的规定，本次修订暂不作出动态放大系数具体规定，各边坡抗震计算时根据具体情况经论证后自边坡底部向上进行适当放大。

边坡在地震作用下动力分析可分为动力时程分析法（计算出安全系数时程）和动力强度折减分析法。鉴于动力时程分析法各时刻的破裂面需根据应力场按静力法进行搜索，且基于计算出的安全系数时程的稳定性评价标准目前也尚难给出明确标准。而动力强度折减分析法可直接得到边坡地震作用下的实际破裂面；因此优先选用动力强度折减分析法。采用动力强度折减分析法进行边坡抗震计算时，可按以下条件作为边坡破坏判断：①破裂面贯通；②潜在滑体残余位移-强度折减系数曲线突变；③计算变形或速率不收敛。

6.2.5 基本组合：为水电工程正常运行期的作用组合。自重和地下水压力均为正常年雨季和汛期的状况，因为雨季地下水位升高和汛期库水位变动是每年都有的，视为基本组合；加固力为满足设计要求的正常作用。

偶然组合 I：自重+校核洪水外水压力+地下水压力+加固力。

偶然组合 II：基本组合+地震作用。

偶然组合 II 指水文气象正常年遭遇地震的情况。原条文对校核水位条件未进行规定，本次修订考虑校核水位的概率水准，结合《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199-2013 规定，将校核水位条件下相应的荷载组合作为偶然组合 I。

6.2.6 边坡工程设计三种设计状况是沿袭水工设计传统而来，且与《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199-2013 规定的三种设计状态是一致的，其中短暂状况又分为两种：一是施工期缺少或部分缺少加固力、缺少排水设施或施工用水形成地下水位增高等情况；二是水电工程运行期暴雨或久雨、或可能的泄流雾化雨，以及地下或地表排水短期失效形成的地下水位增高、以最大泄量放空调节库容时的水库水位骤降情况等情况。地震不与短暂状况组合。

本次修订将紧急放空情况调整为短暂状况，偶然状况增加了校核洪水情况。

6.3 岩土体剪切强度取值分析

6.3.1 水电工程岩土力学参数的最大特点是与稳定分析计算方法和安全系数配套。《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287-2016 附录 D 及《水工设计手册》（中国水利水电出版社，2013）第 10 卷·边坡工程与地质灾害防治 1.4.6 节中的规定中已经说明岩体或结构面力学参数的适用条件。由于水电工程地质勘察中较少单独针对边坡的岩土试验，而是采取类比方法将坝基的参数引用到边坡中来。因此，在缺少试验数据的情况下可以将《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287-2016 附录 D 中的经验数据用于边坡的分析计算，特别是用于稳定性敏感分析。

边坡的重要性远低于大坝的重要性。在研究坝基或坝肩抗力体稳定性时，实际是不允许坝基或坝肩抗力体的岩体有较大的变形，这可以理解为要求岩体和硬性结构面强度不超过弹性比例极限，软弱结构面强度不超过屈服界限。当用峰值强度平均值作力学参数使用时，自然要求有较高的安全系数。此外，值得注意的是，与这种取值方法配套，在试验资料的整理上也形成一套区别于其他行业的做法：在原有的图解法和最小二乘法之外，还有优定斜率法。这样也使得为坝基或坝肩抗力体提出的力学参数与边坡稳定分析可以使用的力学参数有很大不同。例如边坡的参数可以通过边坡的极限稳定或某种临界状态反演得出，这样得出的参数符合实际，却难于与试验得出并经过整理之后的力学参数配套。在计算边坡稳定安全系数时，采用控制性结构面或岩体的实际抗剪断强度指标，包括摩擦系数 f 和凝聚力 c 值在内。

Hoek—Brown 准则公式在几百组岩石三轴试验资料和大量现场岩体试验成果的统计分析形成；在此基础上采用地质强度指标 GSI（或 RMR）描述岩体结构特性，从而定量地估计岩体力学参数，逐渐发展为国外一种成熟的岩体抗剪断强度参数取值方法，有相应工程经验和适应的安全评价体系。中国水电工程岩体抗剪断强度参数以试验数据统计分析为依据，采用峰值强度参数的小值平均值作为标准值；然后根据边坡地质条件、试件的地质代表性、尺寸效应等，对标准值进行调整，提出地质建议值；最后，在地质建议值的基础上，结合工程经验确定设计采用值。水电工程边坡岩土体剪切强度参数和安全评价也自成体系，两种体系下的岩体抗剪参数取值无可比性。陈祖煜院士对一些工程边坡的 Hoek—Brown 准则（1998 版）岩体参数和国内设计经验参数取值进行对比，一些工程计算参数较接

近，但也有很多工程 Hoek—Brown 准则得出的参数与国内设计经验参数也无法完全对应。

根据《工程建设标准编制指南》规定“附录应属于标准的组成部分，其内容具有与标准正文同等的效力”，要求不再出现资料性附录；且考虑到边坡岩土体力学参数的标准值确定在相关的勘察规范中已有明确规定，目前国内部分工程将使用 GSI（或 RMR）确定抗剪断强度指标作为一种补充手段。有些工程岩体采用 GSI（或 RMR）确定抗剪断强度指标与国内经验取值相差较大，仍然要结合岩体质量分级和试验成果，综合分析后确定抗剪断强度参数。因此经研究，本次修订删除了原规范附录 H（资料性附录）确定各向同性节理岩体抗剪强度的 RMR 法与 GSI 系统。

6.3.5~6.3.6 土质边坡的抗剪强度要结合实际加载情况、填土性质和排水条件选择。人工填土土坡稳定分析可参照土石坝设计规范执行。天然土坡的稳定分析采用排水剪试验强度指标，用有效应力法分析。

6.3.7 在稳定分析的剖面上进行反演力学参数时要注意两点：一是参照类似结构面的力学特性，合理分配摩擦系数和凝聚力参数；二是二维分析中主剖面反演出的强度参数一般高于滑面较浅的辅助剖面反演出的强度参数，需合理取用。

在使用反演参数对边坡进行分析时要适当进行折减，一般乘以 0.8 的折减系数。以二维分析方法反演得到的参数不用于三维分析计算，反之亦然。

6.4 边坡抗滑稳定分析

6.4.2 上限解和下限解是引自岩土塑性力学极限分析的概念，用于边坡稳定分析可以作如下表述：对于滑动破坏模式，如果沿滑面达到极限平衡，且假定滑体内的应力状态都在屈服面内，则相应的安全系数一定小于真实的相应值，此即下限解；传统的圆弧法如瑞典法、简化毕肖普法，和非圆弧滑面的陆军工程师团法、摩根斯坦—普莱斯法、传递系数法等属于此类。对于滑动破坏模式，相应于某一协调的位移场，如果确保滑面上和滑体内错动面上每一点，均达到极限平衡状态，则相应的安全系数一定大于或等于相应的真值，此即上限解；萨尔玛法、潘家铮分块极限平衡法和能量法（EMU 法）属于此类。

上限解法需要满足滑动岩体内部也同时达到临界平衡的假定条件，得出安全系数可能偏高，要谨慎使用；对于内部变形耗能可以忽略的滑动岩体一般采用

偏于保守的下限解法较为可靠。下限解法中的传递系数法在滑坡后缘较陡时计算结果可能偏高，要予以注意。

6.4.3 在边坡设计方面，数值分析技术经过了多年的探索和实践，已有了长足的发展，并取得了丰富的研究成果，已在大量的工程中得到应用。目前，应用于具体工程实例分析的数值分析方法主要有：有限元法、离散元、块体理论、DDA法、流形元法、边界元法、快速拉格朗日法等。

强度折减法是通过降低岩土体或滑带强度，使系统达到不稳定状态。其优点是充分考虑了分析域的复杂形状及边界条件、岩土体的非均质和不连续性、岩土体的各种本构关系以及变形对应力的影响；可以计算出岩体的应力、应变大小；避免了极限平衡分析法将滑体视为刚体而过于简单化的缺点，同时它可以近似地根据应力、应变规律去分析边坡的变形破坏机制。有限元强度折减法原理：不断降低岩土体 c' 、 ϕ' 值，直到破坏。需说明的是，考虑岩土材料自身本构特性，折减系数过大时会造成 c' 、 ϕ' 值不匹配，可能导致计算结果失真。

6.4.5 同一边坡不同剖面计算出的安全系数不同，一般滑面较浅的计算剖面安全系数较高。不能以简单平均方法求整体安全系数，否则可能导致安全系数偏大的误差；也不能简单取计算剖面中安全系数最低值，导致工程处理量偏大。

6.4.7 岩质边坡抗滑稳定分析方法。

上限解法中萨尔玛法和潘家铮分块极限平衡法原理相同，但解法不同，两者在文献上几乎同时发表，前者因有现成程序而得到较多的应用。本规范认为：对于符合上限解条件的边坡，两种方法均可使用，能量法也可采用。对于安全系数接近设计安全系数的情况，建议采用两种以上方法分析计算，按照上限解或下限解的物理意义选择在理论上最接近实际情况的安全系数，不能简单地取不同方法计算的安全系数最低值、最高值或平均值。

边坡稳定分析经验证明：下限解中摩根斯坦—普莱斯法以及与其假设条件相同的通用极限平衡法（GLE）、陈—摩根斯坦法等，既考虑力矩平衡又考虑力平衡，属于严格解法，本规范推荐使用。传递系数法在西方（除前苏联外）工程界未见使用，但在我国铁路、建筑等行业均广泛使用，积累了较丰富的经验，该方法在后缘滑面较陡时可能发生误差，但是对岩质边坡影响较小，本规范允许使用这两种方法。

简单楔形体即所谓双面滑动块体，可按 E Hoek 所著的《岩石边坡工程》所附解析公式或图解法求解安全系数。

6.4.8 土质边坡抗滑稳定分析方法。

1 砂性土、碎石或砾石堆积物内部一般为平面破坏，安全系数可以按下式计算：

$$K = \tan \varphi' / \tan \beta \quad (1)$$

式中： φ' ——内摩擦角或自然休止角（°）；

β ——坡角（°）。

圆弧型破坏稳定分析理论和经验证明，瑞典圆弧法计算的稳定系数明显偏低，不采用；简化毕肖普法考虑力矩平衡和垂直力平衡，对于垂直分条之间的传力分布方式不敏感，其解接近严格解，本规范推荐使用。

对于紧密土体或堆积物内部发生破坏，在滑动破坏同时将发生内能消耗，可以使用属于上限解的能量法。

6.5 边坡抗倾稳定分析

6.5.3 倾倒危岩体为倾倒边坡一种特例，抗倾稳定计算方法明确，可参考相关规范提出相应的控制标准，因此将倾倒拉裂型危岩体稳定计算安全标准纳入本规范。

本次规范修编收集到SFY工程Dr2危岩体抗倾稳定分析成果资料，其抗倾稳定安全系数在持久工程下按1.5进行控制。地质矿产行业标准《滑坡防治工程设计与施工技术规范》DZ/T 0219-2006中滑坡防治工程设计安全系数见表6-2。能源行业标准《水闸设计规范》NB/T 35023-2014中岩基上导墙的抗倾覆稳定性安全系数不论水闸级别，在基本荷载组合条件下岩基上导墙的抗倾覆安全系数不小于1.5，在特殊荷载组合下不小于1.3。水利行业标准《水利水电工程进水口设计规范》SL 285-2003对进水口整体抗倾覆稳定安全系数1、2级建筑物在基本组合下安全标准为1.35，特殊组合下安全标准为1.2；3、4、5级建筑物在基本组合下安全标准为1.2，特殊组合下安全标准为1.15。水利行业标准《水工挡土墙设计规范》SL379-2007中规定土质地基上挡土墙抗倾覆稳定安全系数的允许值见表6-3，岩基上1~3级水工挡土墙在基本荷载组合下抗倾覆安全系数不小于1.5，4级水工挡土墙不小于1.4，在特殊荷载组合条件下不论级别均不小于1.3。《三峡库区三期地质灾害防治工程设计技术要求》中规定，倾倒式危岩体抗倾安全系数没有区分不同的设计状况，统一按照 I 等工程为1.5，II 等工程为1.4，III等工程为1.3进行

控制。综合以上规定，制定了安全控制标准（见本规范表G.1.4）。

表 6-2 滑坡防治工程设计安全系数推荐表

| 安全系数 | 工程级别与工况 | | | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | I级防治工程 | | | | II级防治工程 | | | | III级防治工程 | | | |
| | 设计 | | 校核 | | 设计 | | 校核 | | 设计 | | 校核 | |
| | 工况 I | 工况 II | 工况 III | 工况 IV | 工况 I | 工况 II | 工况 III | 工况 IV | 工况 I | 工况 II | 工况 III | 工况 IV |
| 抗倾倒 | 1.7~ 2.0 | 1.5~ 1.7 | 1.3~ 1.5 | 1.3~ 1.5 | 1.6~ 1.9 | 1.4~ 1.6 | 1.2~ 1.4 | 1.2~ 1.4 | 1.5~ 1.8 | 1.3~ 1.5 | 1.1~ 1.3 | 1.1~ 1.3 |

注：工况 I—自重；工况 II—自重+地下水；工况 III—自重+暴雨+地下水；工况 IV—自重+地震+地下水

表 6-3 土质地基上挡土墙抗倾覆稳定安全系数的允许值

| 荷载组合 | 挡土墙级别 | | | |
|------|-------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 基本组合 | 1.60 | 1.50 | 1.50 | 1.40 |
| 特殊组合 | 1.50 | 1.40 | 1.40 | 1.30 |

6.5.4 1968年Muller教授首次注意和描述了倾倒变形以后，边坡倾倒变形和稳定性评价引起了广泛的关注和深入研究，概括地，评价方法包括地质方法、试验方法、数值方法等，其中数值计算中使用较为广泛的是连续介质力学数值方法的有限单元法和非连续介质力学数值方法离散元法。

工程实践中接受程度相对广泛的倾倒边坡极限平衡计算方法是基于Goodman和Bray在1976年提出方法，即G—B模型。中国水利水电科学研究院陈祖煜院士等在完成国家“八五攻关”科研项目时对G—B法进行了改进，扩大其使用范围，计算公式出处和推导可参阅《岩土工程学报》（1996年第6期）。GD左岸2号卸荷拉裂体、CM水库右岸边坡、TSQ二级厂房南边坡、LT左岸进水口边坡、LHK左岸进水口边坡等均采用了基于G—B模型的极限平衡法进行倾倒稳定计算和分析。因此本次将改进G—B法列入规范附录G.2。

G—B计算模型主要考虑了两组结构面（一组陡倾向坡内以及一组中缓倾角向坡外的结构面）对边坡倾倒稳定的影响，破坏模式为阶梯底面的岩块折断破坏，适用于结构相对简单的岩块型倾倒边坡。根据G—B计算模型，整个倾倒边坡可分上部稳定区、中部倾倒块区、下部滑动区。倾倒块主要考虑条块底面（中缓倾角向坡外的结构面）的抗拉强度值，不考虑条块侧面（陡倾向坡内的结构面）凝聚力和摩擦角。滑动块考虑条块底面（中缓倾角向坡外的结构面）和条块侧面（陡倾向坡内的结构面）的凝聚力和摩擦角。

本次规范修订采用改进G—B法对LSG坝前倾倒变形体、CHX4号倾倒变形体等典型倾倒边坡的案例进行了试计算，也对CM水库右岸边坡、TSQ二级厂房南边坡、LT左岸进水口边坡、LHK左岸进水口边坡进行了复核计算，计算结果也表明G—B法仅适合于典型的岩块型倾倒边坡。因此，本规范附录G.2并不适用所有倾倒边坡，对于坡体结构复杂或成因机理复杂的倾倒边坡，采用非连续数值分析等方法计算。

倾倒稳定计算时，边坡倾倒岩体所承受的水压力计算是大家关注的重点，水压力产生倾倒力矩的大小取决于水深和水力坡降。为了本规范附录 G.2 计算公式简明，岩块水压力放在外力合力中；在具体水压力计算时，可在得出水面线后，参考 Duncan C. Wyllie 著《Foundations on Rock》，按图 6-1 示意图增加了作用于倾倒岩体层间和底面上的水压力作用（ U_1 、 U_2 、 U_3 ）。

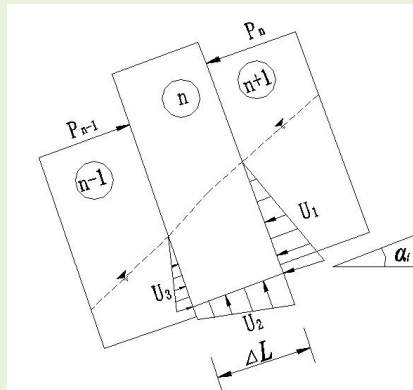


图 6-1 水压力计算示意图

国内规模较大的 LXW 水电站倾倒变形体和 MW 水电站倾倒边坡均采用有限元法、离散元法进行了数值计算。收集到 9 个实例针对抗倾稳定的边坡进行了对比分析，倾倒变形模式下稳定性计算分析对比见表 6-4，从表 6-4 也可以看出大型倾倒体边坡一般都会采用数值方法进行分析。边坡抗倾稳定数值分析推荐采用离散元法（DEM）和非连续变形分析法（DDA），也可采用有限元法（FEM）、有限差分（FDM）等数值方法。对地质条件或成因机制复杂的倾倒边坡可采用两种以上的计算方法进行分析。数值分析的结果要与边坡已有倾倒变形形态和量值相符合。

表 6-4 倾倒变形模式下稳定性计算分析对比

| 倾倒变形体 | 稳定性分析计算方法 | 稳定性分析计算流程 |
|----------------------|----------------------|---|
| LXW 水电站岸坡倾倒变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 变形破坏特征的有限差分数值模拟; 3 变形演化过程的离散元数值模拟分析; 4 刚体极限平衡法; 5 稳定性分析评价 |
| HD 水电站倾倒变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 应力分布特征的有限元数值模拟; 3 变形特征的离散元数值模拟; 4 刚体极限平衡法; 5 稳定性分析评价 |
| MW 水电站倾倒变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 应力分布特征的有限元数值模拟分析; 3 变形特征的离散元数值模拟分析; 4 刚体极限平衡法; 5 稳定性分析评价 |
| WNL 水电站坝址区右岸倾倒变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法+强度折减法 | 1 工程地质调查; 2 刚体极限平衡法; 3 变形特征的有限元数值模拟分析; 4 强度折减法; 5 稳定性分析评价 |
| KZE 水库主坝右坝肩倾倒体 | 刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 刚体极限平衡法; 3 稳定性分析评价 |
| SZP 水电站倾倒变形体 | 刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 刚体极限平衡法; 3 稳定性分析评价 |
| CHX 水电站右岸 3 号变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 整体稳定性定性分析; 3 刚体极限平衡法; 4 应力及应变分布特征的有限元数值模拟; 5 稳定性分析评价 |
| CHX 水电站近坝库岸 4 号倾倒变形体 | 块体稳定性计算方法+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2G—B 法块体稳定性计算; 3 刚体极限平衡法; 4 稳定性分析评价 |
| EM 水电站坝前右岸 II 号倾倒变形体 | 数值模拟分析+刚体极限平衡法 | 1 工程地质调查; 2 应力分布特征的有限元数值模拟; 3 变形特征的有限差分数值模拟; 4 刚体极限平衡法; 5 稳定性分析评价 |

由于边坡倾倒问题的复杂性，大多将非连续数值分析方法作为分析边坡倾倒破坏的有效手段，极限平衡法计算的工程实例相对较少。根据调研资料，采用本规范G.2规定方法对LT、CM、TSQ、LHK等工程倾倒边坡分析得到的安全系数的实际经验，在目前没有更多经验的条件下，尚不能明确倾倒边坡的设计安全系数标准。

6.6 边坡应力应变分析

6.6.1 对边坡进行应力—变形分析有利于对变形和渐进破坏机理的分析，有利于加固设计。因此规定对重要的和地质条件复杂的边坡应辅以有限元法或其他数值方法的分析，如有限元法、离散元法、块体元法、有限差分法、流形元法等。

6.6.2 应力应变分析的计算范围要根据边坡自重应力场分布情况确定。一般来说：对峡谷区峻坡和悬崖，顶部包括坡顶分水岭；对于斜坡、陡坡，可以取大致为所研究边坡的 1 倍坡高；顶部分水岭很远，边坡中部有较宽平缓地形而所研究坡体

范围位于边坡下部时，计算范围顶部可以仅包括平缓地形部分；坡高小于 400m 时，分析范围包括河谷底部以下所研究边坡 1/2 坡高的深度，当坡高大于 400m 时，可以按谷底以下 200m 确定；当所研究坡体范围达到谷底以下时，计算范围要包括对岸边坡，以研究河谷底部应力场和位移场的情况。

6.6.3 有限元分析网格划分一般原则是：

对于不同的岩层、控制边坡整体稳定和局部稳定的滑动边界和软弱夹层及软弱结构面、几何尺寸较大的抗滑结构体，如抗滑桩、锚固洞等划分单元。也可以用强度等效处理模拟相应的结构。

对于成组出现的层面和断裂结构面，几何尺寸较小、成组布置的抗滑结构体，可以按经过概化处理的几何特征，例如产状或方向、间距、深度等，划分单元。

对于应力或变形梯度变化大的部位，根据计算本身精度要求划分单元。

6.6.8 采用强度折减分析法进行边坡稳定分析时，可以按以下条件作为边坡破坏判断：①潜在滑体残余位移-强度折减系数曲线突变；②破裂面塑性区贯通程度；③计算变形或速率不收敛。

7 边坡工程治理设计

7.1 一般规定

7.1.1 本条规定的核心是失稳风险分析和效益与投资经济分析，明确是否进行治理、如何治理和治理目标。

近年来，边坡治理和加固的新技术、新结构、新材料、新工艺层出不穷，应用这些新成果时，需论证其技术可行性和经济合理性。

7.1.2 在确定必须治理后，要划分区域，明确各区治理目标和治理标准。治理目标是指边坡要达到的形象目的和定性的稳定程度，必须保证长期稳定或一定时期稳定的范围和允许一定程度的局部破坏范围；治理标准是指各区要达到的设计安全系数。

边坡加固工程是复杂的岩土工程，设计人员必须对地质条件和施工过程有充分了解。要综合利用不同类型的抗滑结构，充分发挥其各自的优势；但在选型上又不能过于复杂，造成材料、设备、施工工艺的多样性，给施工带来困难。

7.1.3 工程实践证明，采用改变坡形、上部减载和降低地下水位是简单易行且行之有效的措施。规模较小的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，考虑全部挖除，厚度较大的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，要首先研究改变坡形增加稳定性的可能。根据坡体上、下方需要保护对象的不同情况，结合结构布置和地形条件，可以采用开挖减载、削缓坡度、坡脚压重、减载与压重相结合等土石方工程提高边坡的稳定性。土石方的挖方、填方位置、形状和方量通过稳定分析计算加以论证。压脚填方土体保证坡脚地下水的排泄顺畅，否则，以大块石、碎石或砂砾石料作透水层。各层回填料要分层碾压密实并作必要的截、排水措施和坡面保护。

本次修订将原规范 8、9、10、11 章整合为“7 边坡工程治理设计”一个章节，对原规范 8、9、10、11 章中原则性、共性的内容调整放入“7.1 一般规定”中。

7.1.4 边坡上部高压灌浆或高压压水均对边坡稳定不利，避免采用。

7.1.5 抗滑工程必须提供的抗滑力 $\sum\Delta R$ 由设计安全系数 K_s 要求所需平衡的剩余下滑力确定。安全系数为 K ，则有

$$K = \sum R / \sum S \quad (2)$$

$$K_s = (\sum R + \sum \Delta R) / \sum S \quad (3)$$

$$\sum \Delta R = \sum S (K_s - K) \quad (4)$$

式中： $\sum R$ ——已有抗滑力之和（kN）；

$\sum S$ ——下滑力之和（kN）。

以条分法计算各条分断面处的剩余下滑力，首先计算现状稳定时各条分断面处的剩余下滑力 $S_{1,i}$ 或者临界稳定状态（即 $K=1$ ）时各条分断面处的剩余下滑力 $S_{0,i}$ ，其次计算达到设计安全系数的各条分断面处剩余下滑力 $S_{2,i}$ 。以抗滑桩为例，考虑桩前岩土体抗滑力或被动土压力，抗滑桩充分发挥作用时所承担的力是两者的差值 ΔS_i ，即 $\Delta S_i = S_{2,i} - S_{1,i}$ 或 $\Delta S_i = S_{2,i} - S_{0,i}$ 。各分条需要抗滑桩承担的剩余下滑力为 ΔS_i 。一般来说抗滑桩要布置在抗滑段，即剩余下滑力为负值的地段，或 $\Delta S_{i+1} - \Delta S_i < 0$ 的地段，以充分发挥抗滑桩及其前方岩土体的抗滑作用。

7.1.6 随着边坡数值分析和计算方法快速发展，模拟边坡加固结构方法逐渐成熟，比如采用结构单元或实体单元等，积累了大量的工程经验和研究成果。因此，当采用数值分析对边坡进行稳定分析时，要考虑加固结构的作用，并对加固结构的可靠性进行复核。

7.1.8 汶川地震震损调查表明经过加固处理的工程边坡震损轻微，没有出现崩塌、滑动破坏的情况，震区 22 座大中型水电工程仅 XC、SP 等工程的地面厂房后边坡存在开裂变形迹象，水电工程边坡整体稳定性好，且具有良好的抗震能力；未经处理的自然边坡稳定性要低于工程边坡，其对建筑物本身造成的破坏是明显的，因此要高度重视自然边坡的安全性评价，在加强工程区边坡稳定性分析和处理的同时，需要适当扩大边坡调查和处理范围。且处理措施在主体工程实施前完成，以保障施工和运行安全。

7.1.10 倾倒变形和破坏是结构面切割岩层弯曲或块体转动趋势不断发展的结果，从力学角度，块体所受转动弯矩的大小是倾倒变形和破坏的内在因素，减小块体转动弯矩成为倾倒边坡工程处理的理论依据。

对于倾倒边坡而言，采用开挖削坡和加固处理等方式改善岩体厚高比为基本原则。开挖减载、削坡处理可以有效减小边坡的总体坡角，开挖处理以后的边坡岩层或块体高度相应减小，提高块体厚高比，从而减小块体转动弯矩，提高了边坡抗倾稳定性。锚固措施的重要作用是改善岩体结构，特别是改变结构面切割块体或岩层的厚高比，起到改善倾倒变形控制性因素的作用。因此，预应力锚索往往需要结合开挖削坡措施使用。

截排水是倾倒边坡处理的基本措施之一，可以单独使用，也可以和其他措施

联合使用。另外，边坡表面喷护处理也起到截水的作用。

7.1.11 对于规模大、处理难度大的水库区边坡，可以先进行实验性蓄水或分阶段蓄水，通过安全监测分析库水位与边坡稳定性的关系，当边坡的稳定性能够通过安全监测预测、预报时，并能采取措施对其失稳进行防范时，边坡可以采取分期分阶段进行治理。

对于泄洪雾化区边坡，当边坡的稳定性能够通过安全监测预测、预报时，并能采取措施对其失稳进行防范时，边坡也可以采取分期分阶段进行治理。

7.1.12 工程实践表明，在边坡治理的过程中，地表截、排水沟存在错断、淤堵、水毁、人为填埋等多种破坏形式，“截水沟”有可能成为“灌水沟”，无论是施工期或是运行期都会给边坡的安全带来危害。为防止地下截排水系统因排水沟淤堵、排水洞塌方以及排水孔反滤装置失效等原因对边坡安全带来的不利影响，对地下截排水系统的运行及维护提出本条要求，以保证排水系统的有效运行。

7.2 边坡开挖

7.2.1 难以处理的复杂边坡尽量在工程规划或枢纽布置时避开。隧洞布置的主要经验是“宁长勿短，早进晚出”，其实质是避开难于治理的边坡，选择好隧洞的进出口，以隧洞工程代替边坡工程。我国水电工程改劈坡挖填方公路为隧洞公路的实例很多，较好地避开了高边坡问题。

7.2.2 深厚堆积体、较大断层和顺坡向软弱层带很难加固处理。不少水电工程为此花费大量投资，拖长工期。

7.2.3 根据我国水电工程经验，建议岩质人工边坡开挖梯段高度 15 m~20 m，尽量不超过 30 m。建议水平或平缓马道（平台）宽度不小于 2 m。在非结构面控制稳定条件下岩质边坡建议开挖坡比见表 7-1。

表 7-1 岩质边坡建议开挖坡比

| 岩体特征 | 建议开挖坡比 | 备注 |
|-----------|---------------|-----------------------|
| 散体结构岩体 | ≤天然稳定坡 | 结合表层保护及拦石措施 |
| 全/强风化岩体 | 1:1 | 结合系统锚固或随机锚固 |
| 中（弱）风化岩体 | 1:0.5 | 结合随机锚固 |
| 微风化/新鲜岩体 | 1:0.3~直立（临时） | |
| 整体/完整块状岩体 | 1:0.1~直立（临时） | |
| 层状岩体逆向坡 | 1:0.15~1:0.25 | 逆向坡防止倾倒破坏，结合系统锚固或随机锚固 |
| 层状岩体顺向坡 | ≤层面坡度 | |

本次规范修订调研共获得 25 个人工开挖边坡设计资料,其中岩质边坡 18 个,土质边坡 7 个。7 个土质边坡开挖梯段高度均大于 10 m,达到 15 m~20 m; 25 个开挖边坡中有 7 个高边坡设置了宽马道(平台),宽马道的高差基本为 60m,宽马道宽度 5 m~15 m,有的为结合交通要求布设。

理论分析和震损调查表明,缓坡抗震能力优于陡坡;坡面外凸尖角处,坡体一般较破碎,在地震作用下,易出现应力集中而破坏。

7.2.6 边坡施工的详细规定参见有关施工规范。在开挖过程中,借鉴隧洞开挖的新奥法原理,采用边挖边锚和先固后挖有许多成功实例。例如 LJX 坝址左岸泄水道边坡,采用锚杆或锚筋桩事先加固下层可能松弛开裂和切脚下滑的楔形体,然后再向下开挖,并提出各专业密切配合的“新边法”施工顺序;TSQ 二级采用锚杆事先加固可能松弛开裂发生倾倒破坏的边坡;霍克曾在我国 XLD 介绍国外在钻孔内灌入砂浆,插入锚索,固结后再开挖的经验。

7.2.7 我国有不少边坡是因为施工不当造成局部甚至整体失稳。为此,有必要对于发生破坏的边坡进行施工影响评价。

7.3 边坡排水

I 地表排水

7.3.1 边坡的地表防水、截水和排水系统是边坡综合治理的重要组成部分,可以结合坡面防护和边坡加固做好排水系统的规划布置。边坡稳定对水敏感的,可以先实施排水措施。

7.3.3 通过监测和调查资料,对可能影响边坡的降雨强度、频率和集水面积进行研究,确定排水流量标准。根据调研成果,大多取5年~20年一遇的降雨强度计算排水量,采用5年一遇的边坡有JH水电站枢纽区左岸坝肩边坡,采用10年一遇的边坡有MW水电站枢纽区右坝前边坡、SJK坝肩边坡、BHT堆积体等,采用20年一遇的边坡有LKK右岸变形体边坡、YFG水电站坝肩边坡等。另外,部分土质边坡采用了100年一遇降雨强度计算排水量,比如LY水电站堆积体和XW水电站堆积体边坡。另参考《三峡库区三期地质灾害防治工程设计技术要求》规定:三峡库区地质灾害治理的地表排水工程的设计降雨标准20年一遇,对于重要工程经论证可以提高设计标准。因此,本次将2年~20年一遇调整为5年~20年一遇,根据工程的重要性选择5年~20年一遇降雨强度计算排水流量,经论证对于受降雨影响较大的重要工程提高设计标准。受泄洪雾化降雨影响的边坡,需要研究雾化

雨的强度、作用时间、分布范围、集水面积等，确定排水系统设计标准。

7.3.5 本条款强调了进行边坡减载开挖时，减载平台尽量设置一定的纵向坡比，以减少地表水入渗，提高边坡稳定性。

7.3.6 土质、堆积层和全、强风化岩质边坡易受降雨形成的地表径流冲刷，需采取保护措施。

7.3.7 参考《滑坡防治工程设计与施工技术规范》DZ/T 0219-2006 的规定：砌筑排水沟砂浆的标号用 M7.5~M10。本次标准修改为，砂浆强度等级不小于 M7.5。

7.3.9 许多水电工程在施工期间有因施工用水排放不当引起边坡失稳的情况：有的是储水、供水设施本身建立在可能失稳的边坡上，少许的漏水或溢水就可以引起滑坡；有的是输水管道因坡体变形而断裂引起大量漏水形成滑坡；也有钻探、灌浆用水渗入边坡引起失稳。许多水库新建移民区因居民大量生产、生活用水无控制排放引起地下水位升高，使长久以来处于干燥或仅有一定湿度的非饱和岩土体饱和，形成不均匀沉降变形、蠕变或塑性流动，甚至引起滑坡。这种情况需做好地表防水、截水和排水等工程措施。

II 地下排水

7.3.10~7.3.11 地下截、排水工程的主要目的是降低地下水压力，即所谓“排水降压”，同时也可通过降低饱和度提高岩土体的力学参数。研究地下水的分布和补排规律，充分利用水的流动性，扩大透水网络的连通性，选择合适部位做地下排水，可以大范围降低地下水压力和提高岩土体力学参数，提高边坡的稳定性。与其他仅能解决治理工程所在的局部稳定性措施比较，治水是最经济的措施。排水降压的效果要有足够的地下水观测孔、渗压计实测资料检查论证。加拿大道尼滑坡和新西兰克莱得水库滑坡治理证明地下水网络是不均匀的，有时因排水不畅形成局部高压区，就必须增密排水洞和排水孔。

7.3.12 对重要边坡和高度大于 100 m 的边坡，为了加强排水效果，根据边坡岩体的透水性，可以设置多层排水洞和排水孔幕，形成立体的地下排水系统。根据本次调研收集资料，共有 12 个边坡设置排水洞，多层排水洞的高差大多在 30 m~50 m 之间，其中 BHT 左岸水垫塘强卸荷发育区边坡排水洞各层高差 30 m、LKK 右岸变形体边坡排水洞高差 30 m~45 m、JAQ 近坝库岸边坡排水洞高差 50 m，LZD 溢洪道消力塘左侧开挖边坡排水洞高差 30 m~50 m，因此本次修订为各层排水洞高差尽量不超过 50 m。

7.3.13~7.3.18 滑面下盘的排水洞与从洞顶钻穿滑面的扇形排水孔的排水方法在霍克与布朗的岩石边坡工程专著中有说明。这几条条文总结了水电工程系统比较成功的经验，采用穿过滑面的支排水洞直接排出滑面上盘地下水，其效果远胜于排水孔。

比较而言，国外以排水井治理滑坡的情况较多。例如日本在堆积体滑坡内以大口径井排地下水，意大利以竖井和水平钻孔构成滑坡排水系统，施工、监测有专门设备。在我国，特别是水电系统，更多使用排水洞，这主要是施工方法和地质条件决定的。排水井施工中开挖、支护、排水和运行期间需设置抽排设施，有较大难度，慎重采用。

7.3.20 若排水不畅，土体或软弱带在地震作用下可能发生孔隙水压力增大或抗剪强度降低；震后雨水易从地震形成的裂缝渗入坡体，若排水不畅，还可能抬高地下水压力而导致边坡失稳。

7.4 边坡坡面保护

7.4.1 边坡坡面保护是指防止表层岩土风化剥落、雨水冲刷的措施。

7.4.2 模袋混凝土其最大特点是可以适应比较复杂的地形。LJX 大坝下游消能区左岸Ⅲ-1 滑坡表面即采用土工织物和模袋混凝土做坡面保护。

7.5 边坡浅表层加固

7.5.1 边坡浅表层加固是指对浅表层不稳定块体的加固。表层加固作用一般不参与边坡整体稳定性加固的计算。

7.5.8 汶川地震震损调查表明经喷锚支护后的工程边坡抗震能力明显强于未经支护的自然边坡。

7.6 抗滑桩

7.6.1 抗滑桩是一种大截面侧向受荷桩。抗滑桩需要穿过边坡滑面深入稳定的滑床层，适用于浅层和中厚层的土质或岩石边坡加固，不用在活动或塑性流动性较大的土质边坡中。抗滑桩的布置宜因地制宜，在保证边坡稳定的情况下要考虑减少桩的数量节约资源。对于土质边坡，抗滑桩尽量布置成一条直线，充分发挥土体自然拱作用以减少桩间距，必要时在两桩之间加设挡墙，共同承担土体的滑动荷载。对于岩质边坡，利用岩体的整体性和有效传力特点，抗滑桩的排列有一定灵活性。抗滑桩布置时适当选择滑面埋藏较浅、或下盘岩体完整、或易于施工的

位置布置抗滑桩，但是要保证边坡抗力分布均匀，避免偏心力的作用。抗滑桩的断面根据其受力荷载计算确定。

7.6.2 根据滑坡体地质条件、滑坡体厚度、推力大小、防水要求和施工条件等，综合分析确定合适的抗滑桩结构型式，实际工程应用中，抗滑桩多为组合式结构，其中，预应力锚索抗滑桩应用较多。XBL 水电站、HJD 水电站、LKK 水电站及 LY 水电站等都采用预应力锚索抗滑桩的形式；XW 水电站堆积体处理采用桩板墙、联系梁及锚索桩等形成联合受力结构。

7.6.3 抗滑桩对滑坡体的作用是利用抗滑桩插入滑动面以下的稳定地层对桩的抗力（锚固力）平衡滑动体的推力，所以，抗滑桩尽量设在边坡前缘阻滑区或主滑段的前部，以达到阻止边坡滑动的目的。桩间的间距主要受岩（土）体的质量特性控制，要保证桩在施工时桩间岩（土）体的稳定，对于土质边坡，还需保证土体不从桩间挤出。条文中的桩间距是指桩中心间距，从已建工程实例表明，抗滑桩间距多在 5 m~10 m。XBL 水电站桩间距为 5 m，BHT 水电站桩间距为 7 m，LKK 水电站桩间距为 10 m。

7.6.4 实际工程采用矩形断面的居多，也有用圆形断面。矩形桩短边长多为 3 m~4 m，长边长为短边的 1.5 倍~2 倍，圆形桩直径一般为 1.0m~2.0m。DCS 水电站矩形抗滑桩断面尺寸为 3 m×4 m，BHT 水电站为 3 m×6 m，LKK 水电站为 4 m×5 m，LY 水电站为 3 m×5 m 和 3 m×6 m，XW 水电站为 3 m×5 m 和 4 m×7 m；LY 水电站圆形桩直径为 2.2 m，HJD 水电站下游河道治理抗滑桩直径为 1.0 m。HJD 水电站进水口顺向坡处理采用了 10 根宽 20 m~24 m、厚 5 m、深 45 m~73 m 的超宽抗滑桩，桩体配筋以 3 m×5 m 分单元设置，每单元桩体用箍筋连成一体。

7.6.5 随着施工技术的进步和实际工程边坡加固需要，抗滑桩的长度已突破 70 m，HJD 水电站进水口顺向坡抗滑桩长度在 45 m~73 m 之间，最长的 17-3 号桩长度达到 73 m。XW 水电站堆积体采用的抗滑桩长在 40 m~85 m 之间。综合分析，长度 70 m 以上量级的桩比较少，长度 70 m 以下桩应用较成熟，一般在 50 m 左右，因此作此调整。但个别工程有难度，比如从 LKK 等工程施工过程来看，超过 50 m 施工风险较大，具体工程时要根据实际工程条件确定。对于岩质或土质边坡，抗滑桩潜在滑面以上桩身（或称受荷段）长度要大致等于该处滑体厚度，考虑环境美化，桩顶可以略低于地表，但需保证滑坡体不从桩顶滑出。

嵌固段长度要根据桩的承载状态和地基抗力系数确定。根据经验，在土层或软质岩层中的嵌固段长度一般为 $1/3 \sim 1/2$ 桩长；在坚硬岩石中嵌固深度一般为 $1/4$ 桩长。鉴于目前抗滑桩技术已有许多发展，例如锚索抗滑桩、抗滑钢架桩、桩洞联合结构等，以悬臂式抗滑桩加固的滑坡深度尽量不超过 25 m。

7.7 抗剪洞与锚固洞

7.7.1~7.7.3 抗剪洞又称抗剪键，当用于坚硬完整岩体内可能发生沿软弱结构面剪切破坏时的加固，洞轴线可以沿潜在滑动面走向布置；当用于边坡滑动面倾角较陡、或结构面成组出现、或滑动面上部岩体破碎，边坡存在多组可能剪切滑动面时的加固，洞轴线可以与滑动面走向垂直（或大角度相交）布置。洞体在滑面上上下两盘内要有一定厚度与高度，形成短桩状，以避免剪切破坏和“滚轴”效应。要验算潜在滑体沿混凝土与岩体接触面发生绕过洞体剪切滑动的稳定性。

抗剪洞必须嵌入上下盘可靠的深度主要是基于防止发生“滚轴”效应，嵌入深度需根据边坡岩体质量、抗剪荷载等综合计算确定，一般不小于 3 m。

7.7.4 锚固洞主要是受拉结构，也称抗剪锚拉洞。嵌入稳定岩体的长度需根据锚力、锚固洞抗拉荷载等计算确定，建议一般不小于 2 倍洞径。DGS 水电站右岸锚固洞尺寸高 4 m，宽 5 m，每侧长 15 m，嵌入稳定岩体的长度为 3 倍洞宽。

对于利用勘探洞和施工支洞，或与排水洞结合的锚固洞作为辅助加固措施对待，经抗弯、抗剪、抗拉计算验证后，与其他抗滑加固措施一起进入抗滑稳定分析计算。许多工程是利用已有的勘探洞或施工支洞经改造形成。锚固洞一般为水平或略向内侧倾斜，洞内浇筑钢筋混凝土，洞轴线和预应力锚索平行滑动方向；有时为施工方便及保证质量，可以向边坡内侧倾斜开挖成斜洞状。潜在滑面以外洞身长度大致等于该处滑体水平或沿洞轴向厚度。在较完整岩质边坡内，当施工是从内向外开挖时，洞身可以不必达到地表。

根据 MW 水电站工程经验，锚固洞加固滑坡的效应不如抗滑桩。MW 左岸边坡 1989 年 1 月 7 日滑坡，体积 10.6 万 m^3 ，已完工的 13 个锚固洞均遭到破坏。其中 6 个洞为近似平行滑裂面的斜截面受拉破坏，有大偏心受拉并伴有剪压破坏特征；有 7 个洞为垂直洞轴线的正截面受拉破坏，有全截面小偏心受拉特征。

MW 经验主要有两点：① 在受力状态方面锚固洞不如抗滑桩，在滑体下滑力作用下前者受拉剪，材料强度将弱化，易于破坏；后者受压剪，材料强度将强化，不易破坏。② 在质量保证方面锚固洞也不如抗滑桩，锚固洞洞顶混凝土难于浇

筑密实，实际强度低于设计强度，特别是洞体自重弯矩很大，仅可以用于坚硬完整岩体，用于滑坡后缘滑面较陡部位，为减少受拉剪作用要尽量布置成斜井状。MW 滑坡后采用洞桩联合结构处理，将锚固洞洞端和抗滑桩桩顶连接在一起，两者顶部互相约束，承载刚度和稳定性相应提高，配合其他加固措施，使边坡达到稳定状态。

7.7.5 为施工安全，许多锚固洞是从潜在滑面下盘完整岩体向外开挖形成的，穿越潜在滑面以后常常不能贯穿整个滑体。因此，对滑面下盘岩体的了解好于抗滑桩，而对滑体内情况的了解则不如抗滑桩。要注意对上盘岩体内次滑面的核算。

7.8 预应力锚索

7.8.1 预应力锚索属于主动加载结构，适用于有条件施加预应力的边坡加固。通过预应力的施加，不仅发挥结构本身强度，而且增加潜在滑动面上的法向应力，可以有效控制边坡卸荷松弛变形，增强结构面的天然紧密状态和凝聚力，增大抗滑力。预应力锚索通过外锚墩将预应力传递到坡面，故外锚墩基底应力要小于坡面岩土体承载力。在松散地层边坡加固中锚索常配合支撑结构同时使用。对于开挖边坡，预应力施加的最好时机是开挖边坡岩体弹性卸荷基本完成、塑性变形即将开始时。

7.8.2 设计总锚固力是指边坡上所有预应力锚索设计锚固力之和，是为保证边坡稳定所需要的总锚固力。当边坡稳定要求的总抗滑力和锚固深度已知时，通过经济技术比较选择单根锚索设计锚固力、间距、数量。实际经验证明，锚固深度过大或设计锚固力过大将使施工难度增大，以致影响质量和工期；若设计锚固力较小，间距也小，将使造孔、灌浆等工作量加大，锚索间距过小将有不利的群锚效应。

7.8.3 岩质边坡的设计总锚固力一是分解出与滑面正交的法向力乘以摩擦系数作为增加的抗滑力，二是分解出平行滑面与滑动方向相反的预加拉力作为增加的抗滑力，两者之和即预应力锚索提供的总抗滑力；而当边坡滑面较陡，设计锚固力分解出平行滑面的预加拉力可能成为增加的下滑力，此力与下滑力相加作为总下滑力。

7.8.4 预应力锚索设计参数根据锚固力、边坡岩体质量及施工条件决定，从实际工程调研数据表明，锚索间距 4 m~10 m、设计锚固力 1000 kN~3000 kN 及索长 30 m~60 m 居多。锚索间距最小的有 MW 水电站及 XW 水电站等工程，锚索间

距为 4 m×4 m; 锚索间距最大的有 AH 水电站和 LKK 水电站, 锚索间距为 10 m×10 m。锚索长度 BHT 水电站左岸水垫塘强卸荷发育区边坡锚索最深 70 m, XW 左岸堆积体预应力锚索最大孔深达 92 m, 但是索长超过 60 m 的工程并不多见。大吨位的锚索锁定后预应力损失明显, 对施工机械要求也较高。所以, 本次修编对锚索建议间距和设计锚固力不作调整, 锚索长度建议不超过 60 m。

7.8.5 预应力锚索的锚固方向平行滑动方向并指向相反。锚固力倾角需根据稳定计算得出的最优锚固角确定。

最优锚固角按下式计算:

$$\beta = \alpha - (45^\circ + \varphi' / 2) \quad (5)$$

式中: β ——最优锚固角 ($^\circ$);

α ——滑动面倾角 ($^\circ$);

φ' ——滑动面摩擦角或等效摩擦角 ($^\circ$)。

在此要注意两种情况:

1) 计算出的最优锚固角有可能是向上的仰角, 施工困难较大, 锚固质量也较难保证。

2) 计算出的最优锚固角方向可能锚固深度较大, 锚固总工程量大。

对此, 一般采取以下方法解决:

1) 根据地形地质和潜在滑面埋藏情况, 在保证提供等效总锚固力的前提下, 尽量将锚索均匀布置在滑面埋藏较浅或下盘岩体较完整地段。

2) 结合施工条件选择最经济锚固角和相应锚索长度。所谓最经济锚固角要考虑施工成本和工期, 上仰角可能是最优锚固角, 但常常不是最经济锚固角, 特别是施工困难, 灌浆质量难有保证。有的将锚索固定为向下俯角 10° , 然后再计算所需锚固工程量。也有实践经验认为, 对于自由注浆锚索, 锚固角应该大于 10° , 否则需增设止浆环进行压力灌浆。

7.8.6 国内外的实践和研究表明, 传统锚索锚固段应力的分布是不均匀的。未破坏的锚索, 拉应力或剪应力主要分布在锚固段的前端, 锚固段的破坏是渐进式的, 临近破坏时拉应力或剪应力集中在锚固段的尾端。因此一般认为真正起作用的锚固段长度在 5 m~6 m 左右。当根据拉拔试验确定锚固段长度时, 需考虑不同地质条件分区开展相应试验。

当内锚固段岩体承载力低或预应力锚索设计锚固力较大时，为了改善锚索锚固段的受力状态，建议在锚索设计时，尽量选择压力分散或拉力分散型锚索，锚索自由端钢绞线可以采用包塑的无粘结型钢绞线。

7.8.7 对拉式锚索具有许多优越性：内、外锚头安装方便；锚索的角度不受施工条件限制；减少了锚固段工程量。在 SX 双线船闸中隔墩岩体两侧边坡加固，以及船闸南北两侧边坡利用边坡排水洞内作内锚头的加固中，取得很好效果。有些公路高填方路基也采用过对拉式锚索加固两侧边坡。此处需注意布置内锚头的隧洞岩体必须坚硬完整，隧洞需要有足够埋藏深度，避免洞外侧岩体发生变形和破坏。

7.8.8 根据力系平衡原理，锚索根部端点处与锚索方向正交的平面上，将产生与锚索张拉力相应的拉应力。当锚索根部布置在同一平面时，这种拉应力可能引起岩体的破坏。因此锚索根部要深浅交错布置。例如国外文献中有专家建议深浅差值控制在锚固段长度的 1/2 左右，认为长短差在 1 m~2 m 之间。

7.8.9 预应力锚索与钢筋混凝土梁、肋、格构、墙、桩联合作用的抗滑结构在国内外地基、桥基、公路边坡等较普遍地使用。DQ 水电站溢洪道引渠边坡为砂泥岩地层，属中~软强度岩体，为增加锚索的整体性和扩大传力范围，在边坡表面设置锚索与钢筋混凝土棱形框架，外锚墩设置在棱形框架的节点上，效果较好。

岩体的承载力与岩石的饱和单轴抗压强度、岩体结构、裂隙发育程度有关。根据《水利发电工程地质勘察规范》(GB 50487-2008)规定，岩体的承载力按岩石单轴饱和抗压强度折减后取值。软岩按岩石单轴饱和抗压强度的1/10~1/5取值；坚硬岩按岩石单轴饱和抗压强度的1/25~1/20取值，中硬岩按岩石单轴饱和抗压强度的1/20~1/10取值。

7.8.10 预应力锚索设计设计锚固力也称为预应力锚索永存锚固力；一般在岩石边坡上施工的预应力锚索按不大于设计吨位的 15%进行超张拉锁定。SL 水电站左岸两扇岩边坡锚索设计吨位为 1500 kN 和 3000 kN，锁定吨位分别为 1650 kN 和 3300 kN；LZD 溢洪道消力塘边坡锚索设计吨位为 1000 kN 和 2000 kN，锁定吨位分别为 1150 kN 和 2300 kN。堆积体边坡采用锚索与抗滑桩联合支护时，锁定吨位一般小于设计吨位，LY 水电站堆积体锚索按设计吨位的 75%~90%锁定；XBL 水电站堆积体锚索抗滑桩联合作用锚索设计吨位 2000 kN，锁定吨位 1000 kN；BHT 右岸堆积体边坡锚索抗滑桩联合作用锚索设计吨位 2000 kN，锁定吨位 1400

kN。锚索的后期补偿张拉实例不多，一般情况下要根据锚索预应力损失情况、边坡稳定监测成果和施工条件综合分析，当预应力损失对边坡的稳定有影响时，需进行补偿张拉。对于预应力损失过大的锚索必要时需要进行补偿张拉。补偿张拉可以参考《水电水利工程预应力锚索施工规范》DL/T5083 有关规定。

另外，在 LJX 左岸边坡消能区、右岸导流洞进口边坡等工程中实施约 200 根 1000 kN 级的不张拉锚索，在塌滑实践中经受了检验，并取得了良好的工程效果。

7.8.11 锚索支护是高陡边坡支护设计的重要手段，系统锚索不仅改善了岩体应力条件，而且提高表层岩体整体性，对边坡整体加固作用效应明显。因此，当有条件时，还对预应力锚索群锚加固效应进行专门分析和研究，对边坡加固设计进行优化。

7.9 边坡支挡

7.9.1 支挡结构型式需根据岩土体性质、支挡结构受力特点以及当地建筑材料等综合分析选择。对于规模较大的边坡，可以选择与锚索、抗滑桩等加固措施组合，也可以结合排水、减载等其他治理措施成为边坡综合治理措施的一部分。

8 安全监测和预警设计

8.1 一般规定

8.1.1 边坡安全监测按监测部位分为外部监测和内部监测；按时段分为前期监测、施工期监测和运行期监测；对于受工程蓄水或受水位变动影响大的库岸边坡、变形机理和失稳模式复杂的边坡从前期阶段就开始进行监测，将施工期监测资料与前期监测资料进行对比分析，便于掌握边坡变形过程和变形机理。不同时期边坡监测方案和监测资料需衔接。

8.1.3 监测方案包括监测目的、监测项目、监测方法、测点布置、仪器安装、数据采集、存储和传输、资料分析、信息反馈、边坡变形和稳定性预测预报、安全预警等内容。需要同时采用多种监测手段进行系统监测，以便不同监测方法互相印证，并及时整理和分析观测成果。观测设备的安装、测读、资料整理和报告格式可以按《土石坝安全监测技术规范》DL/T 5259-2010 和《土石坝安全监测资料整编规程》DL/T 5256-2010 的规定执行。巡视检查是检查边坡安全运行的重要方法，通过巡视检查，可以发现影响边坡安全运行的一些重要因素，如裂缝的发生发展、渗漏点及渗漏量的变化、局部崩塌等。

8.1.5 监测仪器性能要稳定，其量程、精度、灵敏度要适应边坡变形机理及边坡工程特点，满足监测要求，具有仪器生产许可证、产品质量合格证并经国家计量部门率定，具有质量检查报告；在不同的时期，监测频次是不同的，需提出边坡施工、运行等不同时期边坡监测频次要求。监测设施需有防风、防雨、防潮、防冻、防震、防雷、防腐等保护措施。

8.1.7 由于边坡工程的复杂性，在大型边坡的治理过程中，往往需要及时整理分析边坡监测资料，分析评判边坡设计及施工方案的合理性，以便及时调整优化设计和施工方案。在边坡后期运行过程中，也需要定期整理监测成果，以评判边坡的稳定性。

8.2 安全监测系统

8.2.2 边坡的稳定性与该部位的地下水位关系较大，因此将地下水位观测设为 I 级、II 级边坡必测项目。近年来，微震监测技术在 LXW 水电站 GB 岸坡、DGS

水电站右岸边坡、JP 一级水电站左岸边坡等工程中得到了应用，通过监测岩体微震活动的发生发展、对震源的定位和分析等，判断、评估和预报边坡的稳定性。

8.2.4 表面位移主要指原地表面及开挖后边坡坡面的外部变形，包括水平位移和沉陷。水平位移监测可以采用视准线和边角网法、交会法等进行观测。坡面变形监测点设置与坡体内部变形监测仪器相对应，以便进行相关分析。

8.2.5 坡面裂缝可以利用砂浆条带、测缝计、三角桩等监测设施，监测裂缝张开规律和程度，以及与治理施工进展情况的相关关系。

8.2.6 内部位移监测可以采用测斜仪、多点位移计或在勘探洞及排水洞内已揭露滑面上设置位移标识点、测缝计（伸缩计）、视准线等进行监测。为查明滑动面位置或了解多层滑面相对位移时，可以采用钻孔测斜仪。由于测斜仪在滑面处量程有限，不用于滑动量大的滑坡。若采用活动测斜仪进行观测，当测斜孔深度较大时，管内变形可能较大，仪器可能无法深入孔内进行观察，所以对于活动测斜仪，钻孔深度一般不超过 90m，当边坡高度较高时，可以用多级测斜孔组合的方法进行监测。测斜孔钻孔过程中，要做好防止孔斜及钻孔纠偏措施。测斜孔可以与地下水位监测孔结合，有利于多因素相关分析。为查明边坡岩体拉张变形时，可以采用多点位移计。

8.2.7 高边坡需进行坡体地下水位或渗流场及渗流量监测。可以利用勘探钻孔改造为地下水位长期观测孔，也可以专门布置水位观测孔。可以专门钻孔埋设渗压计，也可以在排水井、抗滑桩、抗剪洞、贴坡或挡土墙等边坡治理结构基础中埋设渗压计。有条件的地方，由排水井、排水洞等组成的地下监测系统，可以设置量水堰，监测渗流量，与降雨和边坡变形进行对比，分析其相关性和规律。

8.2.8 对于较为重要的边坡工程，有条件的地方可以利用地表防水、排水、截水系统，对坡面天然或泄洪雾化降雨量进行汇流监测，并与变形监测成果进行对比分析，分析降雨对边坡稳定的影响。

8.2.9 可以在边坡加固结构中布置应变计、无应力计或钢筋计，有条件时也可以对结构背面的岩土压力用压力盒进行监测。抗滑桩、抗剪洞、贴坡或挡土墙等结构可以在典型的墙、桩中设测斜孔，采用测斜仪监测。坡体应力应变也可以埋设钻孔电阻片、土应力计、土压力计等进行监测。

8.2.11 目前，边坡在地震作用下的稳定分析尚无成熟的计算方法，其中一个重要的问题是如何考虑地震加速度沿高度的放大效应。为了积累资料，掌握地震加速度沿高度放大效应的规律，本条规定对高地震烈度的重要边坡可以进行强震监测。

8.2.13 在一些变形较大的边坡变形监测中，由于受交通和监测条件的限制，采用其它监测方法不易布设测点或观测工作量较大时，往往采用 GPS、北斗导航系统等监测方法，但监测精度需满足工程要求。

8.3 预警系统

8.3.1 边坡的安全警戒等级和相应的预警标准主要取决于边坡的重要性和失稳或功能失效时所造成的损失。例如作为建筑物地基的边坡、坝基、坝肩边坡等对变形限度和稳定性均有严格要求，其预警标准则较高；对变形无明确要求，但必须保证整体或局部稳定的边坡，不能发生失稳破坏，其预警标准则可以按照变形速率或累计变形量控制。

8.3.3 根据国内外边坡失稳破坏实例经验，警戒等级划分为三级比较合适。相应警报范围是工程管理部门、地区内部警报和地区公开警报。

8.3.4 本条为制定预警标准原则性要求。一级边坡上面大多有建筑物，边坡变形引起建筑物的变形、开裂是很敏感的，可以根据建筑物的破坏程度确定预警标准。

国内外大量滑坡或倾倒预报实例都是以地面代表性监测点的位移速率作为预测、预报物理量标准，以各种方法将位移速率过程线外延常常可以作出较准确的预测、预报。以累计位移量作为预测标准很难确定其临界值；而且由于边坡组成和结构特性各异，发生滑坡或倾倒破坏时的临界累计位移量常常相差很大，也难于使用工程经验类比法。而采用在滑面处的位移速率也不太现实，因为边坡滑动或倾倒之前大部分地下监测仪器已经损坏，实地人工监测又很不安全，只有少量代表性地面监测点的位移监测最现实可靠。

根据大量滑坡实例，降雨引起的边坡失稳大多是崩塌型、塑流型滑坡，或是冲刷破坏和泥石流灾害。可以根据本地区降雨滑坡发生的先例或与相似条件类比，提出时段降雨强度或累计降雨量作为预警标准。例如香港地区就有比较丰富的根据降雨情况预报边坡失稳的经验。

有许多降雨和库（河）水涨落引起的边坡失稳，可以用地下水压力的变化和库（河）水位变化速率预测其发生，因此可以地下水压力和库（河）水位变化速率制定相应的预警标准。

边坡发生变形时，加固结构的应力应变都将发生变化，因此可以根据加固结构的应力应变变量值或变化速率作为辅助预警标准。

8.3.5 对于重要边坡需作出特定的预警标准。当缺少分析和监测资料时，一般岩质边坡的边坡位移速率与警戒等级见表 8-1。

表 8-1 边坡位移速率与警戒等级表

| 警戒等级 | 位移速率 | 警戒要求 |
|------|-------|----------------|
| 一级 | 1mm/h | 警戒，区域内巡视 |
| 二级 | 2mm/h | 相关人员撤离，可能局部塌落 |
| 三级 | 4mm/h | 全部撤离，报警，可能整体滑落 |