

水电水利工程边坡设计规范  
条文说明

# 目 录

1 范 围.....	83
4 基 本 规 定.....	84
5 边坡分级与设计安全系数.....	85
6 边坡结构与失稳模式分析.....	86
6.1 一 般 规 定.....	86
6.2 边坡结构模型.....	86
6.3 边坡破坏的运动形式分析.....	86
6.4 边坡的代表性剖面.....	87
7 边坡稳定分析.....	88
7.1 基 本 规 定.....	88
7.2 边坡上的作用及其组合.....	88
7.3 岩土和加固结构的物理力学特性.....	90
7.4 边坡抗滑稳定分析.....	91
7.5 边坡应力应变分析.....	93
8 边坡工程治理设计.....	94
8.1 一 般 原 则.....	94
8.2 基 本 规 定.....	94
9 边坡开挖设计.....	96
10 边坡排水设计.....	98
10.1 地 表 排 水.....	98
10.2 地 下 排 水.....	98
11 边坡加固设计.....	100
11.1 边坡坡面保护.....	100
11.2 边坡浅表层加固.....	100
11.3 抗 滑 桩.....	100
11.4 抗剪洞与锚固洞.....	101
11.5 预应力锚索.....	102
12 安全监测和预警系统设计.....	104
12.1 一 般 规 定.....	104
12.2 安全监测系统.....	104
12.3 边坡监测预警.....	105

# 1 范 围

本标准针对水电水利工程边坡编制，主要适用于大中型水电水利工程枢纽区主要建筑物边坡和水库区近坝库岸影响工程正常安全运行的自然边坡的治理设计。水库区的其他边坡工程可参照执行。

应该说明的是，拱坝坝肩抗力体的边坡稳定性应与抗力体的抗滑稳定结合在一起研究。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，但是其边坡稳定性的分析方法仍可参照本标准执行。

水库滑坡和潜在不稳定边坡的稳定性在工程地质勘察报告中部有分析和结论。设计者只对那些破坏风险度大的水库滑坡和可能失稳的岸坡进行分析和设计。

近年来，西南、西北地区的水电水利工程勘察、设计和科研都已包括了超高、特高边坡的内容，本标准适用范围在边坡高度上不作限制，使用者应根据实际情况对复杂的技术问题进行专门性研究。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。例如我国正在施工的大坝为 300 米级的小湾水电站和锦屏一级水电站，都有复杂的高边坡问题。特别重要的边坡，例如三峡工程船闸边坡，其变形和稳定有严格要求。李家峡水电站坝前 300m 和 800m 的方量分别为 700 万  $m^3$  和 1800 万  $m^3$  的 I、II 号滑坡，其失稳方式对大坝安全至为重要。地质条件复杂的如龙滩水电站进水口的倾倒变形边坡等，都曾被进行专门性研究。

应该注意的是：

1 本标准是边坡设计规范而非边坡技术规范。由于水电水利工程规模大，技术复杂，有各种专业分工，各专业都有自己的设计、施工或技术规范。边坡工程也是多专业综合性工程，与边坡有关的勘察、试验、开挖、爆破、预应力锚固、监测等，都有相应的规范或规程，本标准仅限于边坡设计，它与相关专业技术标准有相互衔接和一致性问题，使用者必须注意。

2 水电水利工程是巨大的系统工程，常包括有铁路、交通、航运、建筑等不同行业工程内容，这些行业也有关于边坡的技术规定。这些相邻行业边坡技术标准一般都有使用范围的规定。本标准在制订时对相邻行业边坡技术标准作过比较研究，与它们的基本规定没有矛盾抵触之处。

## 4 基本规定

- 4.0.3 严重的高边坡问题可能影响到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，必须在整个工程的规划设计中加以考虑。例如，我国黄河拉西瓦拱坝，由于左岸Ⅱ号变形体的存在而将坝线调整上移；雅砻江锦屏一级水电站，三滩坝址因右岸变形体的存在而被放弃。位于深山峡谷区正在修建的拉西瓦和锦屏一级水电站，均借鉴我国铁路建设“宁长勿短、早进晚出”的经验，进厂公路和施工道路采用隧洞，避免了难于治理的高边坡问题。苏联已建成的托克托古尔水电站峡谷边坡高达1000m，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。
- 4.0.4 本条规定边坡设计之前必须进行的宏观分析与规划。边坡设计是在地质勘察工作基础上，结合整个工程的规划、布置进行综合分析后才能确定其范围、目的、基本原则和设计标准。
- 4.0.5 工程布置区和影响区边坡都应划分类别和等级，在此基础上确定边坡应满足的安全程度。
- 4.0.6 在边坡设计原则、基本要求确定之后，首先进行坡形设计。设计之前需进行必要的现场查勘，参考地质建议的开挖坡比，同时要综合考虑边坡的工程目的、处理措施、施工要求以及后期维护。
- 4.0.7 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。
- 4.0.8 国内外的边坡稳定分析仍以传统的极限平衡和强度储备安全系数方法为主，目前还不能以复杂的数值模型分析做设计的依据。
- 4.0.9 天然地质体和天然岩土特性再叠加上施工作用，不确定性因素很多，要分析的课题非常复杂。可靠度用于结构工程设计已有较成熟的经验，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。
- 4.0.10 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，一旦工程施工可能出现新的变化。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。因施工方法不当，施工质量低劣引起边坡失稳的事例是相当多的，因此必须强调根据地质勘察成果、施工地质编录资料和动态监测的反馈信息进行边坡全过程动态设计。

## 5 边坡分级与设计安全系数

5.0.1 根据“八五”科技攻关水电水利工程边坡登录资料，在117个边坡中有42个是枢纽工程区开挖边坡，29个是河道边坡，46个是水库边坡。因此，水电水利工程边坡基本可分为枢纽工程区边坡和水库边坡两类。

5.0.2 枢纽工程区边坡以大坝和各种水工建筑物、隧洞进出口开挖边坡为主，其次也有已经存在的不稳定或潜在不稳定自然边坡。枢纽工程区边坡都有明确的工程目的和治理标准，有符合设计要求的地质和试验资料，一般以确定性模型进行稳定分析。经分析论证，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，其边坡级别可以降低一级。

5.0.3 水库边坡中岩质边坡大部分为稳定边坡，土质边坡和堆积物边坡在库水作用下一般发生坍岸或滑坡。滑坡和不稳定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滑坡和不稳定体，其安全级别可以降低一级或二级。

5.0.4 根据“八五”科技攻关水电水利工程边坡登录和近期统计资料，在48个边坡中，设计安全系数为1.2、1.25和1.3的为24个，占50%；小于1.2的共12个，占25%；大于1.3的共12个，占25%。

此处应该说明的是，根据GB 50287的规定，水电水利工程中关于岩土体强度一般取概率分布曲线的0.25、0.20、甚至0.10的分位值。假定 $f$ 值的变异系数取为0.15， $C$ 值的变异系数取为0.33，我们得到的安全系数为1.25时，按岩土强度干均值计算的安全系数将为1.4~1.5，其年破坏概率为 $10^{-4}$ 级，大致相当于国外文献中安全系数的中等水平。

5.0.6 当设计者权衡失稳风险和治理成本，认为应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。例如龙滩水电站进口边坡和三峡船闸边坡，在正常工况下的安全系数都采用1.5。在前述的48个边坡中，设计安全系数为5的共6个，占12.5%，说明这种做法比较多。

## 6 边坡结构与失稳模式分析

### 6.1 一般规定

6.1.2 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。

### 6.2 边坡结构模型

6.2.2 岩质边坡结构模型。

1 水电水利工程中的岩土工程设计都是在将自然地质体概化为岩土体模型的基础上进行的。边坡工程设计的基本资料之一是工程地质平面图、纵横剖面图和水干切面图。凭借这些图纸设计人员在头脑中构思出边坡的立体组成和结构,即边坡的结构模型。必要时,它可以通过基岩顶板等高线图、滑面和次滑面等高线图、块体模型(地质力学模型)等表现出来。

2 建立岩质边坡结构模型时应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。

6.2.3 土质边坡结构模型。

1 变形边坡表明边坡已接近临界稳定状态,地质人员多称为变形体,有的称为松动体、蠕变体等,对于稳定分析和参数反演有重要意义。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。

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

6.2.5 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,应了解其较大的内部错动面位置。

### 6.3 边坡破坏的运动形式分析

6.3.1 边坡破坏形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，不必作造价很高的治理。

6.3.2 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形式是滑动或流动、崩塌。一般来说，滑动破坏仍是主要破坏类型，规模较小时常表现为崩塌，遇有水的作用则转化为流动，甚至形成泥石流或碎石流。

所谓破坏过程和滑体运动形式，主要是指整体式破坏或解体式破坏，是难于预报的突然崩塌或是易于预报的逐渐加速滑动，是危害较大的快速剧滑或是危害较小的缓慢滑动甚至是蠕滑。破坏类型、形式和过程不同，其造成的损失也不同。

6.3.5 近坝库岸的高速滑坡可能产生灾害性涌浪，例如意大利瓦依昂水库滑坡和我国柘溪水库塘岩光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。

## 6.4 边坡的代表性剖面

6.4.2 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，应按三维计算。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宜按二维计算。边坡稳定计算剖面应平行滑动方向，滑动方向应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。每个代表性剖面应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。

6.4.3 工程地质剖面一般均应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，不宜采用。

## 7 边坡稳定分析

### 7.1 基本规定

7.1.1 边坡稳定计算分析仅限于滑动破坏类型。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。对于倾倒和溃屈破坏还没有成熟的分析计算方法。

7.1.3 工程高边坡开挖一般都应进行分段开挖和加固的稳定性分析，并应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，在许多大型边坡如天生桥二级、小浪底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。

7.1.4 施工期间修改原有设计是正常的事，根据监测设施和地质、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。

### 7.2 边坡上的作用及其组合

7.2.2 地下水压力作用计算动水压力时还考虑下滑面的倾角：

有的行业边坡规范当采用体力法时动水压力的计算式应为：

$$P_{wi} = \gamma_w V_i J_i \quad (1)$$

式中：

$\beta_i$ ——第*i*计算条块的滑面倾角。

经过验证这种做法有误，故不采用。

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，因而地下水压力增大引起边坡稳定性下降。这种情况对于峡谷型水库危害较大。由于库水位下降的同时地下水位也在下降，因此宜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，水文地质条件发生空前改变，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溶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水利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,其研究已超出本标准范围。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,应结合当地降雨和水文地质条件进行具体分析研究。

### 7.2.3 加固力作用。

1 边坡衰层系统锚固属于坡面保护措施,不应视为加固力。有人认为表部锚固是增加到深部滑面上的预应力,这种看法是不对的;加固的或受影响的岩体只能是锚固段根部外侧的岩体;预应力锚固的根部还将产生拉应力,这一点也应引起注意。

2 预应力锚杆或锚索的锁固力低于设计锚固力,实际也要形成被动加固力。有人主张将预应力作为减少的下滑力。例如隆德认为预应力锚固力应作为减少的下滑力(即安全系数公式分母中的一个负值)计算,这样得到的安全系数将高于按抗滑力计算的值。小浪底工程边坡在计算安全系数时曾对此法进行过比较。王俊石等(1997)经计算论证认为:按隆德建议的方法计算出的最优锚固角实际提供的锚固力,将小于按抗滑力计算的成果,因此,在锚固工程量相同时,按前者设计的安全度将小于后者,故仍应按抗滑力计算。目前也有计算公式将锚固力分解出与滑面正交的法向力乘以摩擦系数作为抗滑力,而把锚固力分解出平行滑面的预加拉力作为减少的下滑力。从物理意义上讲,下滑力是岩土体重力分解到滑面上形成的,只有从根本上改变重力的因素,才能影响下滑力的变化,例如由于孔隙水压力而减少有效应力的情况。加固措施仍应作为抗滑力对待为妥。本标准规定与水电工程预应力锚固设计标准相一致,将预应力锚固力按抗滑力计算。

### 7.2.4 地震作用。

对于地震基本烈度不小于Ⅶ度的地区,应参照 DL5073 关于土石坝和拱坝拱座的规定进行边坡地震稳定分析。目前各设计单位大多对边坡采用拟静力法进行分析。一般边坡只考虑滑动方向的水平地震力作用,例如常规使用的极限平衡计算方法都是这样。边坡在地震作用下的稳定分析尚无成熟的计算方法。重要的问题之一是如何考虑地震加速度沿高度的放大效应,这对于边坡按高度和陡度的分类和稳定性评价也是重要的依据。然而无论实际经验还是试验研究都比较少,目前还难于作出任何规定。

7.2.5 基本组合：为水电水利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，应视为基本组合；加固力为满足设计要求的正常作用。

偶然组合：基本组合遭遇设计地震作用。

7.2.6 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度设计统一标准》规定的三种设计状态是一致的，其中短暂状况又分为两种状况：一是施工状况；二是水电水利工程运行期的非常状况，包括非正常年的雨季与汛期带来的非常荷载作用，可以根据边坡的重要性选择 50 年一遇或百年一遇的降雨量或降雨强度以及同样概率的地下水位作为短暂状况的作用；或者以最大泄量放空调节库容时的水库水位骤降情况。偶然状况指水文气象正常年遭遇地震的情况，地震不与短暂状况组合。

### 7.3 岩土和加固结构的物理力学特性

7.3.1 水电水利工程土力学参数主要用于土坝坝坡稳定计算，岩石力学参数主要用于混凝土坝坝基抗槽稳定计算和拱坝坝肩抗力岩体的稳定计算。水电水利工程岩土试验方法与一般土力学和岩石力学试验方法没有原则性区别，但是在试验成果的整理和选择上有明显的专业特色。水电水利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。由于重力坝和拱坝所用安全系数不同，参数的选取也不同。岩石力学参数要区分剪摩和纯摩情况分别提出。混凝土坝坝基岩体多位于微风化和新鲜岩石范围内，但是由于大坝的重要性。岩体和结构面的力学参数总是留有较大的余地，最明显的是力学参数取用小值平均值或者概率曲线的 0.2 分位值。GB 50287 附录 D 的规定中已经说明岩体或结构面力学参数的适用条件。由于水电水利工程地质勘察中较少单独针对边坝的岩土试验，而是采取类比方法将坝基的参数引用到边坡中来，特别在枢纽工程区更是如此。因此，在缺少试验数据的情况下可以将 GB 50287 附录 D 中的经验数据用于边坝的分析计算，特别是用于稳定性敏感分析。在大、中型水电工程中，一般均对坝址或坝基作岩体质量分级和结构面分组，并提出相应的物理力学参数，对于风化带、卸荷带的影响均有所考虑。

应该说明的是，本标准对岩石力学参数不明确区分抗剪强度和抗剪断强度。这是由于水工设计采用的纯摩与剪摩分析方法对于坝基或拱坝坝肩抗力体稳定性计算来说是合适的，但是用于由土体或岩体组成的边坡则不一定合适。首先是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

作力学参数使用时，自然要求有较高的安全系数。其次是方法本身的问题。所谓纯摩分析方法有很大的虚拟性，不可能设想坝基或坝肩抗力岩体已经完全被剪断而全靠纯摩擦力保持大坝的稳定。这种虚拟方法对于边坡就更不现实：对于由软弱结构面(其  $c$  值一般很小)控制稳定的岩质边坡来说，一定要求其剪摩安全系数在 2.0~3.5 以上，或要求一个仅有硬质结构面或岩桥占有较大比例(其  $c$  值一般较高)的岩质边坡，一定要用纯摩方法计算稳定安全系数，都是不符合实际的做法，也背离了自然界岩质边坡的现实情况。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。实际上，水电系统许多勘测设计院，对边坡早已不使用纯摩的概念和做法。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，严格地说对于断层、软弱层带和滑动带则是抗剪强度，包括摩擦系数  $f$  和凝聚力  $c$  值在内。有的设计文献中明显采用  $f'$ 、 $c'$  和  $K_c$  的符号，表明采用剪摩参数和剪摩安全系数，但是设计安全系数一般仍取 1.1~1.3，特别重要的边坡取到 1.5。国外文献建议边坡安全系数一般为 1.5~2.0，未见有区分纯摩或剪摩的情况。本标准也采用这种更接近实际的做法。

7.3.4~7.3.6 土质边坡的抗剪强度应结合实际加载情况，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宜采用掉水剪试验强度指标，用有效应力法分析。

7.3.7 在稳定分析的剖面上进行反演力学参数时要注意两点：一是应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，应合理取用。

## 7.4 边坡抗滑稳定分析

7.4.1 所谓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：对于整体滑动破坏模式，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；传统的圆强法如瑞典法、简化毕绍普法，垂直条分法如詹布法、摩根斯坦—普莱斯法、传递系数法等属于此类。对于整体或解体滑动破坏模式，相应于某一机动许可的位移场，如果确保滑面上和滑体内错动面上海一点，对于

土质或散件结构边坡则是滑体内每一点，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(删法)属于此类。

鉴于上限解法必须满足滑动岩体内部也同时达到临界平衡的条件，得出安全系数可能偏高，应慎重使用；对于内部变形能耗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，本标准对此作了相应规定。下限解法中的传递系数法在滑面后缘较陡时其计算的稳定系数可能偏高，应予以注意。

7.4.3 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；也不宜简单取计算剖面中安全系数最低值，导致工程处理量偏大。

#### 7.4.5 岩质边坡稳定分析方法。

1 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。本标准认为：对于符合上限解条件的边坡，两种方法均可使用，能量法(EMU)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，不宜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。

2 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，本标准推荐使用。詹布法使用比较普遍：传递系数法在西方(除苏联外)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，本标准允许使用这两种方法。

3 简单楔形体即所谓双面滑动块体，可按霍克—布瑞的《岩石边坡工程》所附解析公式或图解法求解安全系数。

#### 7.4.6 土质边坡稳定分析方法。

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：

$$K = \tan \phi / \tan \beta \quad (2)$$

式中：

$\phi$  ——内摩擦角或自然休止角；

$\beta$  ——坡角。

2 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，不应采用；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，本标准推荐使用。

4 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，即 EMU 法。

## 7.5 边坡应力应变分析

7.5.1 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。此外，D. G. Fredlund 等对有限单元法和通用极限平衡法(GLE 法)计算的安全系数进行对比，认为两者基本相等；陈胜宏等对块体单元法和萨尔玛法计算的安全系数进行对比，认为两者基本相等。成熟的应力—变形分析方法可以对极限平衡分析成果进行验证。

边坡平面有限元分析方法比较成熟并得到广泛使用，当限制变形量较小时可以作为边坡变形分析的基本方法。其他方法有过多的假定或难于确定的岩土力学参数，本标准不作规定。

7.5.2 应力应变分析的计算范围应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，顶部应包括坡顶分水岭；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，分析范围应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；当所研究坝体范围达到谷底以下时，计算范围应包括对岸边坡，以研究河谷底部应力场和位移场的情况。

7.5.3 有限元分析网格划分一般原则是：

1 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、抗剪洞等应划分单元。

2 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。

3 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。

7.5.8 在滑面和控制稳定的结构面上计算点安全系数，点安全系数规定为该点抗剪强度与该点在滑动方向上的剪应力的比值。鉴于极限平衡法采用强度储备安全系数，且  $c$ 、 $f$  值采用相同安全系数，为便于分析比较，有限元法也宜采用相同处理方法。

## 8 边坡工程治理设计

### 8.1 一般原则

8.1.1 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。

8.1.2 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。治理目标是指边坡应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。

8.1.3 必须遵守国家 and 地方政府关于环境保护和土地资源合理利用的法令和政策。这样做还将有利于土地征用和合理的经济补偿的实施。

8.1.4 总结国内外治理边坡的基本经验是：“治坡先治水”，先考虑增稳再考虑加固。宏观的增稳措施包括加固措施。狭义的增稳措施特指减少岩土体本身滑动力的措施。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。因此，改变对边坡稳定不利的自然因素是治理方案的首选。

8.1.5 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。

### 8.2 基本规定

8.2.1 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。

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

$$F = \Sigma R / \Sigma S \quad (3)$$

$$F_s = (\Sigma R + \Sigma \Delta R) / \Sigma S \quad (4)$$

$$\Sigma \Delta R = \Sigma S (F_s - F) \quad (5)$$

式中：

$\Sigma \Delta R$ ——已有抗滑力之和；

$RS$ ——下滑力之和。

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  $F=1$ )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应该是两者的差值  $\Delta S_i$ ，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  $\Delta S_i$ 。一般来说抗滑桩应布置在抗滑段，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。

8. 2, 3 边坡为满足规定抗滑稳定安全系数需要一定抗滑锚固力，提供这一锚固力的锚固结构在此基础上应有一定强度储备。简而言之，锚固结构可以提供的锚固力必须大于设计安全系数要求的抗滑力。

锚杆或预应力锚杆的强度储备安全系数起码包括两方面：钢材料本身强度和锚杆与围岩的胶结或结合强度，但是起控制作用的是后者。

结构系数采用水工混凝土结构设计规范规定：

- 1) 钢筋混凝土及预应力混凝土结构：1. 2，相应强度利用系数 0. 83。
- 2) 素混凝土结构：受拉破坏，2. 00；受压破坏，1. 30。
- 3) 钢筋和钢管材料：1. 3，相应强度利用系数 0. 77。

## 9 边坡开挖设计

9.0.1 很难处理的边坡问题量好是在工程规划或枢纽布置时尽量避免。铁路工程界在线路布置方面的主要经验是“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。我国水电水利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。

9.0.2 深厚堆积体、较大断层和顺坡向软弱层带很难加固处理。不少水电水利工程为此花费大量投资，拖长工期，应尽量避免。

9.0.3 根据我国水电水利工程经验，建议岩质人工边桩开挖梯段高度 15m~20m，不宜超过 30m。建议水平或平缓戥道(平台)宽度不小于 2m。在非结构面控制稳定条件下岩质边坡开挖坡度见工程统计表 1。

表 1 岩质边坡建议开挖坡度

岩体特征	建议开挖坡度	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	逆向坡应防止倾倒破坏,结合系统锚固或随机锚固
层状岩体顺向坡	≤层面坡度	

9.0.5 有关边坡施工的详细规定参见有关施工规范。边坡开挖前需清除坡体上部的危石，例如拉西瓦坝址和小湾坝址边坡开挖中采用了“高清坡，低开口”，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的实例。例如李家峡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：天生桥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；霍克曾在我国小浪底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。

9.0.6 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。

9.0.7 水电水利工程枢纽布置区两岸堆积体边坡常给坝基、厂基的施工带来

很大的困难。堆积体是自然堆积形成，其破坏方式常常为沿临界稳定坡角发生表层平面型滑动。即使历史上经受过非常地震和降雨、洪水的考验，也很难在地貌形态上留下痕迹，然而一旦开挖，就立刻失稳。对堆积体高边坡的开挖必须慎重，必要时考虑从水工设计方面适应。例如苏联托克托古尔水电站峡谷边坡高约1000m，峡谷表面有浅层坡积和残积物，为避免高边坡问题，采用地下双排机厂房并做了特殊坝型方案，基本未进行边坡开挖。

9. 0. 8 坡脚填方用料应结合水工、施工布置考虑，例如洞挖弃渣料的利用。

## 10 边坡排水设计

### 10.1 地表排水

10.1.1 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，可结合坡面防护和边坡加固做好排水系统的规划布置。

10.1.3 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。一般来说，根据工程的重要性选择2年~20年一遇降雨强度设计计算排水流量。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。

10.1.5 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，应作覆盖保护。

10.1.8 许多水电水利工程在施工期间有因施工用水拌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、生活用水无控制掉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。这种情况只要做好地表防水、截水和排水工程即可避免。

### 10.2 地下排水

10.2.1~10.2.2 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”。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，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。排水降压的效果应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。

10.2.3 对重要边坡和高度大于100m的高边坡，为了加强排水效果，根据边坡岩体的透水性，可设置多层排水洞和排水孔幕，形成立体的地下排水系统。

10.2.4~10.2.10 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瑞的岩石边坡工程专著中有说明。这几条条文总结了水电水利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的地下

水，其效果远胜于排水孔。

10. 2. 11 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。

## 11 边坡加固设计

### 11.1 边坡坡面保护

11.1.1 边坡坡面保护是指防止衰层岩土风化剥落，雨水冲刷的措施。模袋混凝土在我国应用较少，其最大特点是可以适应比较复杂的地形。李家峡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。

### 11.2 边坡浅表层加固

11.2.1 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。

### 11.3 抗滑桩

11.3.1 抗滑桩不宜用在塑性流动性较大的土质边坡内。对于土质边坡，抗滑桩宜布置成一条直线，以减少桩间距，充分发挥土体自然拱作用；对于岩质边坡，利用岩体的整体性和有效传力特点，抗滑桩的排列可有一定灵活性。可以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。抗滑桩的断面应根据其受力荷载确定，例如一个需要锚固的堆积体中部有较深冲沟，抗滑桩可尽量布置在冲沟两侧。与冲沟临近的两根桩间距要选择适当，使沟中堆积体形成自然拱，必要时在两桩之间加设挡墙，这两根桩可以加大断面，共同承担沟内堆积体的滑动荷载。

抗滑桩的布置要考虑其本身局限性。由于抗滑桩是被动受力结构，在充分发挥作用之前要发生一定量的变形，这个变形包括滑坡体本身的滑动和压缩。这对于堆积体，特别是其上部有建筑物的堆积体是很重要的。必要时应对加固后边坡的位移作分析预测。

预测加固后边坡位移可采用如下方法：分别建立边坡岩土体稳定系数与边坡位移量关系曲线和抗滑桩安全系数与桩位移量的关系曲线。前者为负相关曲线，边坡位移量与稳定系数成反比；后者为正相关曲线，桩位移量与其提供的抗滑力或稳定系数成正比。两条曲线交点处的稳定系数应等于或大于目标安全系数（若不能满足此项要求，应加大桩的断面即桩的刚度），相应的位移量即是加固后边坡的位移量。若此位移量过大，不能满足要求时，应加固岩土体，提高岩土体和桩的刚度。

抗滑桩与一般基础结构的桩不同，它要求有较大的截面和相应的刚度。在我国较普遍采用的是挖井钢筋混凝土桩，为施工方便其截面多在 3m 左右；其次为大口径孔钢筋混凝土桩，其直径大多为 1.0m~1.2m。钢管桩或工字形钢板桩应用较少，偶尔用于应急抢险的堆积体滑坡治理。

11.3.3 见第 8.2.2 条说明。

11.3.4 关于桩长，有些标准认为不宜超过 35m。现在已有不少滑坡的抗滑桩桩长超过 35m，一般在 40m 左右，因此作相应规定。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)长度应大致等于该处滑体厚度，考虑环境美化，桩顶可略低于地表。

嵌固段长度应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 1/3~1/2 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不宜超过 25m。

11.3.5 抗滑桩一般为垂直布置，矩形断面，其较窄一面应与岩土体滑动方向正交；也有用椭圆形断面，其短轴方向与岩土体滑动方向正交；当滑动方向不甚确定时，可采用圆形断面。桩的直径或矩形截面短边一般为潜在滑体厚度的 1/10 左右。矩形截面一般宽 1.5m~3.5m，长 2.0m~5.0m。

11.3.7 抗滑桩嵌固段围岩允许侧压力可按附录式(I.6)确定。

## 11.4 抗剪洞与锚固洞

11.4.1 抗剪洞又称抗剪键，主要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。

11.4.2 对于利用勘探洞和旌工支洞，或与排水洞结合的锚固洞应作为辅助加固措 66 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。锚固洞适用于需要加固的坚硬、较完整的岩质边坡内。许多工程是利用已有的勘探洞或施工支洞经改造形式。锚固洞一般为水平或略向内侧倾斜，洞内浇筑钢筋混凝土，洞向平行滑动方向；有时为施工方便及保证质量，可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，洞身可不必达到地表。

根据漫湾水电工程经验，锚固洞加固滑坡的效应不如抗滑桩。漫湾左岸边坡 1989 年 1 月 7 日滑坡，体积 10.6 万 m<sup>3</sup>，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。

漫湾经验主要有两点：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，仅可用于坚硬完整岩体，宜用于滑坡后缘滑面较陡部位，为减少受拉剪作用宜布置成斜井状。漫湾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。

11. 4. 3 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。

## 11. 5 预应力锚索

11. 5. 1 预应力锚索已普遍用于岩质边坡加固中。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，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。目前在松散地层边坡加固中也有应用。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。

11. 5. 2 当边坡稳定要求的总抗滑力和锚固深度已知时，可采用小吨位、小间距、大数量的锚索加固，也可以采用大吨位、大间距、小数量的锚索加固，因而要进行技术经济比较。实际经验证明，锚固深度过大或吨位过大将使施工难度增大，以致影响质量和工期；若吨位较小，间距也小，将使造孔、灌浆等工作量加大。

11. 5. 3 见 7. 2. 3 条说明。

11. 5. 4 锚索间距小将有不利的群锚效应。

11. 5. 5、11. 5. 6 预应力锚杆(或锚索，下同)的锚固方向应平行滑动方向并指向相反。锚固力倾角应根据稳定计算得出的最优锚固角确定。

最优锚固角可按式计算：

$$\beta = \alpha - (45^\circ + \phi/2) \quad (6)$$

式中：

$\beta$  ——最优锚固角；

$\alpha$  ——iD 动面倾角；

$\varphi$  ——滑动面摩擦角或等效摩擦角。

在此应注意两种情况：

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) 计算出的量优锚固角方向可能锚固深度较大，锚固总工程量大。

对此，一般可采取以下方法解决：

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 $10^\circ$ ，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，锚固角应大于 $11^\circ$ ，否则需增设止浆环进行压力灌浆。

11. 5. 7 国内外的实践和研究表明，传统锚杆锚固段应力的分布是不均匀的。未破坏的锚杆，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 $5\text{m}\sim 6\text{m}$ 左右。根据锚固段结构类型的不同，锚固段围岩受力状态可以是拉、剪或压，为把应力分布到整个锚固段上，已研制出分散型锚固段的预应力锚杆。

11. 5. 8 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。在三峡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，隧洞应有足够埋藏深度，避免洞外侧岩体发生变形和破坏。

11. 5. 9 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。因此锚索根部应深浅交错布置。例如国外文献中有专家建议深浅差值可控制在锚固段长度的 $1/2$ 左右，认为长短差可在 $1\text{m}\sim 2\text{m}$ 之间。

11. 5. 10 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，效果较好。

## 12 安全监测和预警系统设计

### 12.1 一般规定

12.1.1 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、施工期监测和加固效果监测；按监测作用分为临时监测和永久监测。外部监测和内部监测要能相互印证，临时监测和永久监测应相互结合。

12.1.3 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、安全报警等。应同时采用多种监测手段进行系统监测，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按 SL 60—1994 和 SL 169—1996 的规定执行。

12.1.5 监测仪器要性能稳定，量程、精度、灵敏度满足监测要求，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。

12.1.6 监测装置应有防风、防雨、防潮、防冻、防震、防雷、防腐等保护措施。工作基点各测站的位置应稳定牢固，通视条件好，避开施工干扰，监测和维护方便。

### 12.2 安全监测系统

12.2.4 地面位移主要指原地表面及开挖后边坡坡面的外部变形，应由设置在边坡各级台阶上的水平位移和沉陷监测点组成。水平位移监测可采用视准线和三角网，沉陷监测可采用水准点，基点宜从枢纽变形监测网引出，也可建立独立的稳定基点。坡面变形监测点设置宜与坡体变形监测仪器相对应，以便进行相关分析。坡面变形监测中的水平位移和沉陷应能反映边坡变形的水平位移、垂直位移和它们的变化速率。

12.2.5 坡面裂缝可利用砂浆条带、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。

12.2.6 深部变形监测系统可采用测斜仪、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)、视准线等对边坡内部变形进行监测。

12.2.7 高边坡应进行坡体地下水位或渗流场及渗流量监测。可利用勘探钻孔改造为地下水位长期观测孔，也可专门布置水位观测孔。可设专门钻孔埋设渗压计，也可在排水井、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，可设置量水堰，监测渗流量，与降水和边坡变形进行对比，分析其相关性和规律。

12. 2. 8 有条件的地方应利用地表防水、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，监测降雨对边坡稳定的影响。

12. 2. 10 边坡治理中结构应力应变可在结构中布置应变计、无应力计或钢筋计，有条件时也可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在典型的墙、桩中设测斜孔，采用钻孔测斜仪监测。坡体应力应变可埋设钻孔电阻片、土应力计、土压力计进行监测。

### 12. 3 边坡监测预警

12. 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、坝肩的边坡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，不能发生滑落，其预警标准则可按照变形速率或累计变形量控制。

12. 3. 3 根据国内外滑坡实例经验，警戒等级划分为三级比较合适。相应警报范围是上级主管部门、地区内部警报和地区公开警报比较符合我国国情。

12. 3. 4 本条为制定预警标准的原则。

1 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。

2 国内外大量滑坡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，以各种方法将位移过程线外延常常可以作出较准确的预测、预报。静态地以累计位移量作为预测标准很难确定其临界值；而且由于滑坡组成和结构特性各异，各个滑坡发生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。采用在滑面处的位移速率不太现实，因为滑坡临滑之前大部分地下监测仪器已经破坏，实地人工监测很不安全，只有少量代表性地面监测点的位移监测最现实可靠。

3 有许多降雨和河水涨落引起的大滑坡，可以用地下水压力的变化预测其发生，因此可制定相应预警标准。

4 根据大量滑坡实例，降雨引起的滑坡大多是崩塌型、塑流型滑坡，还有就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的预警标准。例如香惜地区就有比较丰富的根据降雨情况预报滑坡的经验。

12. 3. 5 对于重要边坡应作出特定的预警标准. 当缺少分析和监测资料时, 一般岩质滑坡的预警标准可以参照表 2 执行。

**表 2 滑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	下方作业人员撤离, 可能局部塌落
三级	4mm/h	全部撤离, 报警, 可能整体滑落