

1 范 围

本标准规定了水电水利工程枢纽主要建筑物边坡、近坝库岸边坡设计的安全级别、设计安全标准、稳定分析方法、综合治理措施以及安全监测、预警等内容。

本标准适用于大、中型水电水利工程枢纽主要建筑物边坡、近坝库岸影响工程正常、安全运行的自然边坡的治理设计。水库区其他边坡工程的设计参照执行。

对超大规模的边坡、特别重要的或条件十分复杂的边坡，其安全设计标准、稳定分析及其评价、综合治理措施等要进行专门研究论证。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本标准的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有的修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本标准，然而，鼓励根据本标准达成协议的各方研究是否可使用这些标准的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其最新版本均适用于本标准。

GB 50287	水利水电工程地质勘察规范
GB 50330	建筑边坡工程设计技术规范
DL/T 5057	水工混凝土结构设计规范
DL 5073	水工建筑物抗震设计规范
DL 5077	水工建筑物荷载设计规范
DL/T 5176	水电工程预应力锚固设计规范
SL 55	中小型水利水电工程地质勘察规范

3 术语和定义

3.0.1

边坡 slope

地壳表面具有侧向临空面的地质体，由坡顶、坡面、坡脚及其下部一定深度内的坡体组成。

3.0.2

自然边坡 natural slope

天然存在由自然营力形成的边坡。

3.0.3

工程边坡 engineered slope

经人工改造形成的或受工程影响的边坡。

3.0.4

稳定未变形边坡 stable and undeformed slope

保持原有状态，无变形和失稳迹象的边坡。

3.0.5

变形边坡 deforming slope

已经变形或正在发生变形的边坡。

3.0.6

边坡工程 slope engineering / works

达到一定目的对边坡进行改造的工程。

3.0.7

溃屈 buckling failure

发生在层状结构岩体顺向坡内的一种破坏形式，又称滑动—弯曲破坏，岩体上部沿层面滑动，下部发生弯曲和鼓胀。

3.0.8

倾倒 toppling

发生在层状及似层状结构岩体的一种破坏形式，岩体向临空方向倾倒，底部形成折断面。

3.0.9

边坡地质模型 slope structure model

表示边坡组成物质和结构面与滑动面分布位置的经过概化的模型，一般以平面图、剖面图和水平切面图表示。

3.0.10

安全系数 factor of safety

表征边坡抗滑稳定程度的指标，是抗滑力与滑动力之比，严格说是假定岩土体沿特定滑面达到极限平衡状态时，抗剪强度参数应缩减的倍数。

3.0.11

设计安全系数 designed factor of safety

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。

3.0.12

极限平衡法 limite equilibrium methods

根据摩尔—库仑强度准则建立静力极限平衡方程求解边坡滑动破坏安全系数的方法。

3.0.13

上限解 upper bound solution

对于整体或解体滑动破坏模式，相应某一机动许可的位移场，如果确保滑面上和滑体内结构面上（对均质土边坡则为滑体内每一点）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。

3.0.14

下限解 lower bound solution

对于整体滑动模式，如果沿滑面达到极限平衡，且保证滑体

内的应力都处于屈服面内,则相应的安全系数一定小于相应真值,此解即下限解。

3.0.15

动态设计法 methods of information design

根据边坡施工过程中的勘察资料,结合永久监测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。

3.0.16

风险分析 risk analysis

确定边坡年破坏概率,预测破坏后果,包括生命与财产损失,最后提出风险度评价。

3.0.17

地下排水系统 sub-surface drainage system

在边坡内由排水孔、洞、井相互连接形成的地下排水设施。

3.0.18

抗滑桩 slide-resistant pile

设置在边坡潜在滑动体内,垂直穿过滑面以下一定深度,提高边坡稳定性的一种抗滑结构。

3.0.19

抗剪洞 shear-resistant

岩质边坡内用钢筋混凝土将滑面上下两盘岩体嵌固在一起,其方向基本与滑动方向基本正交的水平洞塞。

3.0.20

锚固洞 retaining concrete plug

岩质边坡或滑坡内作为加固措施的、用钢筋混凝土回填的、其方向与滑动方向基本平行的水平或倾斜的洞塞。

3.0.21

锚杆挡墙 retaining wall with anchors

由锚杆(索)和挡墙组成的支护结构。

DL/T 5353 — 2006

3.0.22

格构锚固 anchored framework

锚固在边坡表面的格栅形结构。

3.0.23

拦石网 protecting wire mesh

覆盖在边坡表面防止落石或固定在边坡下拦截落石的柔性网。

4 基本规定

4.0.1 水电水利工程边坡设计应与相应建筑物的设计深度相适应，使其达到安全可靠、经济合理、技术先进、符合实际的要求。

4.0.2 边坡设计工作应在边坡地质勘察及试验工作成果的基础上进行。边坡工程地质勘察和试验工作应符合 GB 50287 和有关试验规范的规定。

4.0.3 在工程选址和枢纽建筑物布置方案比选时，应详细分析地形、地质资料和建筑物布置要求，考虑可能出现的边坡稳定问题，尽量减少边坡治理工程的难度。

4.0.4 应根据边坡所处位置的地形、地质条件和边坡开挖体形，进行边坡结构和变形滑动破坏形式等的分类研究，分析和评价边坡稳定条件。按附录 A、附录 B 划分边坡类别和边坡结构类型，按附录 C 确定边坡变形与破坏形式。

4.0.5 水电水利工程枢纽布置方案确定之后，应分析研究主要建筑物边坡的重要性、边坡失事风险和影响损失程度，按本标准第 5.0.1 条确定边坡安全级别。据以确定边坡设计原则和基本要求。

4.0.6 边坡开挖体形设计，应参考地质建议的开挖边坡坡比，综合考虑边坡的工程目的、边坡处理措施、设置马道和排水要求、满足交通和施工要求、方便维护和检修。

4.0.7 应依据边坡的工程目的，工程地质条件和失稳破坏模式，确定边坡设计应该满足的稳定状态或变形限度，选择适当的稳定分析方法，通过对加固处理措施的多方案综合技术经济比较，选择处理措施。

4.0.8 极限平衡分析方法是边坡稳定分析的基本方法，适用于滑动破坏类型的边坡。对于 I 级、II 级边坡，应采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，包括有限元、离散元等方法进行变形稳定分

DL/T 5353 — 2006

析，综合评价边坡变形与抗滑稳定安全性。

4.0.9 对于特别重要的、地质条件复杂的高边坡工程，应进行专门的应力变形分析或仿真分析，研究其失稳破坏机理、破坏类型和有效的加固处理措施。根据需要，开展地质力学模型试验等工作。当需要进行边坡可靠度分析时，推荐采用简易可靠度分析方法（见附录 D）。

4.0.10 边坡工程设计中，应充分利用现场勘察和地质分析成果，包括边坡变形和地下水的动态监测成果。边坡工程施工中，还应结合地质预测预报、地质编录和监测分析反馈资料，根据工程实际，在边坡变形稳定分析的基础上，修改和调整边坡设计参数，实现边坡工程全过程动态设计法。

5 边坡分级与设计安全系数

5.0.1 水电水利工程边坡按其所属枢纽工程等级、建筑物级别、边坡所处位置、边坡重要性和失事后的危害程度，划分边坡类别和安全级别。见表 5.0.1

表 5.0.1 水电水利工程边坡类别和级别划分

类别 级别	A 类 枢纽工程区边坡	B 类 水库边坡
I 级	影响 1 级水工建筑物安全的边坡	滑坡产生危害性涌浪或滑坡灾害可能危及 1 级建筑物安全的边坡
II 级	影响 2 级、3 级水工建筑物安全的边坡	可能发生滑坡并危及 2 级、3 级建筑物安全的边坡
III 级	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

5.0.2 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，该边坡级别可以降低一级。

5.0.3 经研究，确认水库滑坡或潜在不稳定岸坡属于蠕变破坏类型，通过安全监测可以预测、预报其稳定性变化，并能够采取措施对其失稳进行防范的，该边坡或滑坡体级别可以降低一级或二级。

5.0.4 水电水利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，采用极限平衡方法中的下限解法进行时，其设计安全系数应不低于表 5.0.4 中规定的数值。

表 5.0.4 水电水利工程边坡设计安全系数

类别及 工况 级别	A 类 枢纽工程区边坡			B 类 水库边坡		
	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 级	1.30~1.25	1.20~1.15	1.10~1.05	1.25~1.15	1.15~1.05	1.05
II 级	1.25~1.15	1.15~1.05	1.05	1.15~1.05	1.10~1.05	1.05~1.00
III 级	1.15~1.05	1.10~1.05	1.00	1.10~1.00	1.05~1.00	≤1.00

5.0.5 针对具体边坡工程所采用的设计安全标准,应根据对边坡与建筑物关系、边坡工程规模、工程地质条件复杂程度以及边坡稳定分析的不确定性等因素的分析,从表 5.0.4 中所给范围内选取。对于失稳风险度大的边坡,或稳定分析中不确定因素较多的边坡,设计安全系数宜取上限值,反之可取下限值。

5.0.6 对于特别重要或有变形极限要求的边坡,应经过边坡应力变形分析论证确定设计安全系数,通常要求高于表 5.0.4 中的规定。

6 边坡结构与失稳模式分析

6.1 一般规定

6.1.1 应全面收集和分析气象、水文、地震、工程地质和水文地质、建筑物布置要求等资料，研究边坡的形成历史、边坡目前状况，以及其他人类生产活动对边坡的可能影响，在此基础上，开展边坡体形设计、边坡稳定分析和综合治理设计研究。

6.1.2 应根据工程地质分析和评价意见，对边坡进行宏观分段，确认边坡工程地质类型，判定边坡稳定基本条件和可能发生变形、破坏的机理与破坏模式，确定开展稳定分析和治理设计的边坡范围。

6.1.3 对需要综合治理的边坡，可结合地质勘察和边坡工程施工及早建立安全监测系统，进行监测分析，随时掌握边坡工程动态。

6.2 边坡结构模型

6.2.1 根据工程地质分区，划分岩质边坡、土质边坡和岩土混合边坡；根据工程地质评价意见，划分稳定边坡、潜在不稳定边坡、变形边坡、不稳定边坡和失稳后边坡。见附录 A。

6.2.2 岩质边坡结构模型。

1 根据附录 B 中表 B.1 确定岩质边坡的结构类型。

2 根据地质资料分析岩体中各不同类型、不同规模结构面组合情况；以空间投影或其他方法，分析在边坡内可能形成的规模不等的潜在不稳定岩体或块体。

在有多条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。

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裂隙构成的随机块体。

3 对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形式。

4 在滑动破坏类型的块状结构和层状结构岩质边坡中，应按平面型滑动、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 对碎裂结构的岩质边坡，除对上述三种滑动模式进行分析外，还应对弧面型滑动进行分析。

6 散体结构岩质边坡的抗滑稳定分析可按土质边坡对待。

6.2.3 土质边坡结构模型。

1 根据附录 B 中表 B.2 确定土质边坡的类型。

2 根据地质资料划分均质土边坡、层状土边坡和非均质土边坡。

均质土边坡又分为砂性土和黏性土边坡；

堆积体边坡也应类比土边坡划分为均质、层状和非均质类型。

3 对不同类型的土质边坡按以下滑动破坏形式进行分析：

均质砂性土滑动破坏按平面型滑动；

均质黏性土滑动破坏按弧面型滑动；

层状土可能沿层面或复合的层面滑动；

非均质土边坡可能沿弱层面发生滑动；

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。

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

6.2.4 变形边坡。

1 根据附录 C 中表 C.1 确定边坡变形破坏类型。

2 对于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 对于非滑动破坏类型的倾倒、溃屈、崩塌和塑性流动等变形边坡,应根据地质资料,确定其分布范围和影响深度。

6.2.5 滑坡和失稳后边坡。

1 根据附录 C 中表 C.1 和表 C.2 确定边坡破坏类型和滑坡类型。

2 根据地质资料,确定滑坡、塌滑体或失稳后堆积体边界面,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。

6.3 边坡破坏的运动形式分析

6.3.1 破坏形式对治理决策或工程布置有重要影响的边坡,应进行失稳破坏运动形式分析。

6.3.2 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,预测边坡破坏过程和滑体运动形式。

6.3.3 对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。

6.3.4 对重要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,研究并预测边坡破坏运动形式。

6.3.5 对于水库近坝库岸大、中型滑坡体,应分析预测滑体运动速度和运动距离;通过滑坡涌浪计算公式或涌浪模型试验,分析预测沿河道直至坝前可能形成的涌浪高度,据此确定预警和防护方案。

6.4 边坡的代表性剖面

6.4.1 边坡的代表性剖面应沿与其走向正交的方向绘制,并详细

DL/T 5353 — 2006

标注边坡岩层、风化、卸荷、构造、地下水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，每个区段应至少有一条代表性剖面。

6.4.2 对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，纵剖面间距不应大于 30m。在与滑动位移方向正交的方向，应作不少于 2 条的横剖面图。

6.4.3 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。作为设计使用的边坡平面图和剖面图，其比例尺不宜小于 1/1000。

7 边坡稳定分析

7.1 基本规定

7.1.1 边坡抗滑稳定计算方法及其公式见附录 E。对于层状岩体的倾倒变形和溃屈破坏,应以工程地质定性和半定量分析为基础,研究确定边坡可能发生倾倒或溃屈的部位,再按发生倾倒或溃屈后的滑动破坏面进行抗滑稳定分析。

7.1.2 对于崩塌破坏,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。

7.1.3 对于重要部位的边坡,除进行边坡自然状态、最终状态的稳定分析外,还应按边坡的开挖和锚固工程顺序,进行施工期间不同阶段的稳定分析。

7.1.4 对正在进行工程施工的边坡,应根据永久监测或临时监测系统反馈的信息进行稳定性复核。

7.1.5 边坡稳定分析应具备以下基本资料:

1 工程地质。

工程地质平面图、剖面图、平切面图;

地震动参数:基本烈度大于Ⅷ度的高地震区应有地震安全性评价分析资料及相关地震动参数。

2 水文地质。

地下水位等值线图;

地下水长期观测资料;

各岩层渗透系数。

3 岩土物理力学特性参数。

岩、土体的密度、孔隙率、含水量、抗压强度、抗剪强度参数,岩体变形模量、弹性模量和泊松比等的试验标准值和地质建议值;

重要边坡应有控制性结构面抗剪试验的应力—位移曲线，岩体变形试验的加载—卸载变形曲线。

4 水文气象。

天然状况、水电站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；

泄洪雾化范围和雨强等有关资料。

5 枢纽布置。

枢纽布置平面图；

建筑物平面及剖面图。

7.2 边坡上的作用及其组合

7.2.1 岩土体的自重作用。

1 在地下水位以上时，岩土体的自重采用天然重度；在地下水位以下时，则应根据计算方法正确选择。在边界面上和计算的分条、分块面上以面力计算水压时采用饱和重度；以体力法计算水压力时采用浮重度，同时在滑面上扣除自坡外水位起算的静水压力；降雨情况下的非饱和岩、土体采用具一定含水量的重度，根据测试或估算确定。上述各种重度应取平均值。

2 坡体上的建筑物，包括加固治理结构物，应作为坡体自重计。各种材料的重度应采用平均值，或按照 DL 5077 附录 B 的规定执行。

7.2.2 地下水作用。

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、或可能的泄流暴雨发生的暂态高水位作为短暂状态水位，见附录 F。

2 对具有疏排地下水设施的边坡，应首先确定经疏排作用后的地下水位线，再确定地下水压力。为提高计算可靠性，应视工程具体情况，乘以大于 1 的增大系数。将局部排水失效和施工期

排水设施不完善作为短暂工况。

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,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边界面并非完全贯通时,裂隙水压力可以相应折减。具体方法可参照大坝防渗帷幕或地下洞室外水压力折减方法将裂隙水压力乘以小于1的折减系数。

5 对于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} 按下式计算:

$$P_{wi} = \gamma_w V_i J_i \quad (7.2.2)$$

式中:

γ_w ——水的重度, kN/m^3 ;

V_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体的水下体积, m^3/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。应注意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 在对降水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确定。降水引起的暂态水压力值可按附录 F 所列方法计算。

8 对于经受泄洪雨雾作用的边坡,应首先根据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,然后参照附录 F 确定其暂态水压力值。

7.2.3 加固力作用。

1 加固力指采用加固结构将不稳定岩体(或潜在不稳定岩

体，下同）固定到滑面以下稳定岩体的力。

2 计算安全系数时加固力应按增加的抗滑力考虑。

7.2.4 地震作用。

在地震基本烈度为Ⅶ度和Ⅶ度以上的地区，应计算地震作用力的影响。地震对边坡的作用和相应的边坡抗震设计应参照 DL 5073 的规定。

7.2.5 边坡设计按下列两类作用组合：

- 1 基本组合：自重 + 岸边外水压力 + 地下水压力 + 加固力。
- 2 偶然组合：基本组合 + 地震作用。

7.2.6 边坡工程应按下列三种设计工况进行设计，即：

- 1 持久设计工况：主要为边坡正常运用工况，此时应采用基本组合设计。
- 2 短暂设计工况：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，以及地下排水失效形成的地下水位增高；水库水位骤降等情况。此时应采用基本组合设计。
- 3 偶然设计工况：主要为遭遇地震、水库紧急放空等情况，此时应采用偶然组合设计。

7.3 岩土和加固结构的物理力学特性

7.3.1 根据边坡工程地质条件和地质建议值，选择边坡稳定分析所使用的岩土体物理力学参数。对边坡岩土体物理力学参数无明确规定的，参照附录 G 和附录 H 选取。

7.3.2 边坡稳定分析一般使用有效应力法，滑裂面上的抗剪强度应力 τ_t 按下式确定：

$$\tau_t = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (7.3.2)$$

式中：

σ 、 σ' ——破坏面上总法向应力和有效法向应力；

c' ——有效凝聚力;
 ϕ' ——有效内摩擦角;
 u ——孔隙水压力。

7.3.3 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压力的快剪试验成果, 以保证取得有效应力强度参数。

7.3.4 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。

7.3.5 对于黏性土边坡, 在下列情况下也可使用不排水剪(三轴试验)或快剪强度(直剪或现场原位试验)参数进行总应力法分析。

1 对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 按下式确定:

$$\tau_f = c_{uu} + \sigma \tan \phi_{uu} \quad (7.3.5-1)$$

式中:

σ ——破坏面上总应力;
 c_{uu} ——土的不固结不排水剪凝聚力;
 ϕ_{uu} ——土的不固结不排水剪内摩擦角。

2 对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 按下式确定:

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \tan \phi_{cu} \quad (7.3.5-2)$$

式中:

σ'_c ——在荷载发生变化前破坏面上的有效应力;
 c_{cu} ——土的固结不排水剪凝聚力;
 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。

DL/T 5353 — 2006

7.3.6 现场原位试验在砂性土和饱和黏性土地基中宜分别采用以下测试手段:

1 砂性土中主要使用标准贯入、静力触探、大型锥探等手段,相应的试验成果为土的有效摩擦角 ϕ' 。

2 饱和黏性土中主要使用十字板剪力、静力触探和旁压试验等手段,相应的试验成果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 $c_{cu}=\tau_f$ 和 $\phi_{cu}=0$ 的强度参数。

7.3.7 对于变形边坡和已失稳边坡可以反演其临界状态的滑动面力学参数。在使用这些参数对边坡进行分析时应适当进行折减,一般可乘以 0.8 的折减系数。以二维分析方法反演得到的参数不能用于三维分析计算,反之亦然。

7.3.8 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 DL/T 5057 的规定。

7.3.9 边坡加固结构中锚杆(索)材料的强度和变形特性参数应符合 DL/T 5176 的规定。

7.4 边坡抗滑稳定分析

7.4.1 本标准规定的边坡稳定分析基本方法是平面极限平衡下限解法,当有充分论证时,可以采用上限解法,其设计安全系数按表 5.0.2 规定不变。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;不同上限解法中应取其成果最低值。本标准推荐使用的极限平衡分析方法见附录 E。

7.4.2 边坡稳定分析一般以平面应变二维分析为主,当三维效应明显时应在相同强度参数基础上作三维稳定性分析,其设计安全系数按表 5.0.4 规定不变。

7.4.3 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,可以按各段岩体

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之；当安全系数相差较大时，应研究其局部稳定安全性。

7.4.4 滑坡体稳定分析计算应符合以下规定：

1 对于岩质、土质滑坡体，当滑面近似圆弧形时，推荐采用简化毕肖普法，也可采用詹布法；当为复合形滑面时，推荐采用摩根斯坦—普莱斯法，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 对于具有特定滑面的滑坡，经过处理已经满足设计安全系数后，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。

7.4.5 岩质边坡稳定分析计算应符合以下规定：

1 对于新开挖形成的或长期处于稳定状态岩体完整的自然边坡，可采用上限解法做稳定分析，推荐采用条块侧面倾斜的萨尔玛法、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 对于风化、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，推荐采用摩根斯坦—普莱斯法，也可采用詹布法和传递系数法。

3 对于边坡上潜在不稳定楔形体，推荐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 对于碎裂结构、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。

7.4.6 土质边坡稳定分析计算应符合以下规定：

1 砂、碎石或砾石堆积物宜按平面滑动计算，抗滑稳定安全系数定义为内摩擦角的正切值与坡角正切值之比。

2 黏性土、混合土和均质堆积物宜按圆弧滑面计算，宜采用下限解法做稳定分析，推荐采用简化毕肖普法求解最危险滑面和相应安全系数，也可以采用詹布法。

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

4 对于紧密土体或密实堆积物内部的滑动破坏，可采用上限解法做稳定分析，推荐采用能量法（EMU）求解其最危险滑面和相应安全系数。

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

7.5 边坡应力应变分析

7.5.1 对于重要的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，采用数值方法计算分析边坡的变形、稳定和运动形式，如有限元法、离散元法、块体元法、有限差分法、流形元法等。

7.5.2 边坡应力应变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。

7.5.3 有限元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，满足应力与位移计算的精度要求。

7.5.4 边坡岩土体可根据其特性概化为各向同性、各向异性和正交异性等连续单元，岩体中的软弱面或控制性结构面可概化为节理单元。按照岩土体试验提供的应力应变关系，选择弹塑性或非线性本构关系。

7.5.5 边坡岩土体物理力学参数的选择应满足以下规定。

1 对于特定岩层、结构面和抗滑结构体应选取符合标准的物

理力学参数值。对于有多层分带的断层宜换算平均厚度和等效模量进行简化。

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抗拉强度。

7.5.6 一般边坡应力场按自重应力场计算。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。

7.5.7 加载或卸载应满足模拟施工开挖、加固和运行过程中荷载的变化规律。

7.5.8 有限元分析中整体安全系数的计算采用强度储备安全系数法，变形开始不收敛时的安全系数即为边坡安全系数。

7.5.9 有限元分析计算成果应满足以下规定。

1 边坡在天然条件下形成的初始位移场为零位移场。分析成果应是边坡及其荷载条件变化后的应力场和变位场。

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

8 边坡工程治理设计

8.1 一般原则

8.1.1 水电水利工程设计中，应明确边坡危害或影响的对象，划分边坡类型和安全级别，确定设计安全系数，并进行失稳风险分析。边坡工程治理包括边坡开挖、地表及地下截排水、边坡加固与支护等。

1 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 对需加固治理的边坡应结合稳定分析进行桩、锚或其组合等加固方案比较，从施工、工期、费用及治理效果等方面作出预算和预测，进行效益与投资经济分析。

3 可采取避让方案或降低保护标准的治理方案，相应加强监测预报与预警措施，避免或减少破坏损失。

8.1.2 对需要治理的边坡应根据工程地质分区、岩体类型分区、变形和破坏形式分区等，划分不同区域，明确治理目标和治理标准，并据此作出治理的统一规划和基本方案。

8.1.3 边坡治理设计必须考虑环境保护，遵守国家和地方政府法令。

8.1.4 当自然边坡的稳定和变形不能满足设计要求时，应优先考虑提高地质体自身稳定的增稳措施，主要为降低地下水压力（地面防水、地下排水等）和改变坡形（削头压脚等）。当这些措施难以实施或仍不能满足设计标准时，再考虑加固措施。稳定分析和变形分析应结合这些措施的实施步骤分阶段进行。

8.1.5 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，

必须采取可靠的监测和预防边坡失稳的措施。

8.2 基本规定

8.2.1 边坡治理工程应根据地形地质条件，结合水工建筑物或其他建筑物的布置，结合施工条件，区分持久边坡和短暂边坡，因时、因地制宜进行设计。

8.2.2 边坡需要的抗滑力应根据稳定分析计算成果和边坡安全系数确定；应以条分法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。

8.2.3 抗滑工程提供的抗滑力或预加锚固力应根据加固措施的类型、结构和使用材料，将边坡根据设计安全系数需要的抗滑力除以小于1的强度利用系数或乘以大于1的强度储备安全系数得出，后者即承载能力极限状态计算中的结构系数。

8.2.4 作为加固边坡浅表层岩石块体的系统或局部锚固结构，如系统锚杆或系统锚筋桩等，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，必要时应进行块体稳定分析计算并按设计安全系数的要求确定。

9 边坡开挖设计

9.0.1 在选择枢纽布置方案和建筑物设计时，应尽量避免形成人工高陡边坡。

枢纽布置无法避免高边坡时，应根据地质条件和岩土特性，充分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。

9.0.2 人工边坡应尽量避免避开深厚堆积体、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。

9.0.3 人工边坡的坡形、戗道宽度、梯段高度与坡度应参考地质建议的坡比，结合水工布置和施工条件，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。通常戗道（平台）宽度不宜小于 2m，梯段高度岩质边坡不宜大于 30m，土质边坡不宜大于 10m。

9.0.4 总体上，人工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，尽量避免切脚开挖。

9.0.5 开挖边坡设计应考虑在清除边坡上方的危岩体、危石之后，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。

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、先固后挖或边挖边锚的施工顺序。

9.0.6 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，据此进一步研究加固治理措施，提出补充设计文件。

9.0.7 规模较小的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，宜考虑全部挖除。厚度较大的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，应首先研究改变坡形增加稳定性的可能。

9.0.8 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，形状和方量应通过稳定分析计算加以论证。

9.0.9 压脚填方土体应保证坡脚地下水的排泄顺畅，否则，应以大块石、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。

10 边坡排水设计

10.1 地表排水

10.1.1 边坡综合治理时，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。

10.1.2 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。

10.1.3 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，一般按照 2 年~20 年一遇降雨强度计算排水流量。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。

10.1.4 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。

10.1.5 进行截、排水沟的布置时，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。

10.1.6 边坡截、排水沟宜采用梯形或矩形断面，护面材料可采用浆砌石或混凝土，砂浆或混凝土强度等级不宜低于 C15，护面厚度不宜小于 20mm~30mm。

10.1.7 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、排水沟跨过时，应设跨缝的结构措施。

10.1.8 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。

10.2 地 下 排 水

10.2.1 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。

10.2.2 边坡地下截、排水工程措施主要包括：截水渗沟、排水孔、排水井、排水洞。

10.2.3 对于重要边坡，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帷幕，各层排水洞高差不宜超过 40m。坝肩边坡的防渗帷幕和排水系统设计应遵循大坝设计规范的规定。

10.2.4 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，设置反滤措施。岩质边坡表层系统排水孔孔径不应小于 50mm，深度不应小于 4m，钻孔上仰角度不宜小于 5°。

10.2.5 岩质边坡、堆积层边坡和滑坡体内地下水宜采用排水洞排出。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。

10.2.6 排水洞洞径不宜小于 1.5m×2m（宽×高），应设有巡视检查通道。排水洞洞底坡度不宜小于 1%，洞内一侧应设排水沟，尽量使地下水自流排出坡外。

10.2.7 排水洞宜从稳定岩体进口，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 50mm，排水孔应作反滤保护。

10.2.8 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。

10.2.9 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。

10.2.10 土质边坡或滑坡周边可采用渗沟截、排浅层地下水。渗

DL/T 5353 — 2006

沟深度不宜大于 3m，沟内回填透水砂砾石，表部 0.3m 左右厚度以黏性土封填密实。

10.2.11 土质边坡或滑坡内可以用排水井降低地下水位，但施工中开挖、支护、排水和运行期间需设置抽排设施，有较大难度，应慎重采用。

11 边坡加固设计

11.1 边坡坡面保护

11.1.1 边坡坡面受损影响工程安全的边坡，应进行坡面保护设计。

11.1.2 边坡坡面保护措施包括：喷混凝土、贴坡混凝土、模袋混凝土、钢筋笼、砌石、土工织物和植被覆盖等，应结合地形、地质、环境条件和环境保护要求，选择保护措施。

11.1.3 对于堆积体或土质边坡，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。

11.1.4 对于表面易风化、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。

11.1.5 对于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、局部锚固和拦石网、拦石沟、挡石墙等措施进行防护。

11.2 边坡浅表层加固

11.2.1 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加固处理。

11.2.2 边坡浅表层加固措施包括：锚杆、挂金属网、喷混凝土、贴坡混凝土、混凝土格构等，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，并提出设计参数。

11.2.3 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。

11.2.4 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，选择锚固方向和最优锚固角。

11.2.5 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。

11.2.6 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。

11.2.7 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。

11.3 抗 滑 桩

11.3.1 当边坡滑动面以下为稳定的基岩或密实的土层，能提供可靠的锚固力时，可采用抗滑桩加固边坡。抗滑桩的设计计算应遵循附录 I 的规定。

11.3.2 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、桩洞联合体和预应力锚索抗滑桩等措施。

11.3.3 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 桩间净距宜为 5m~10m。

11.3.4 抗滑桩桩长不宜超过 40m。抗滑桩在滑面以下嵌固段长度根据岩土强度与变形特性分析确定，一般为桩长的 1/3~2/5，在坚硬岩石中嵌固深度宜为 1/4 桩长。

11.3.5 抗滑桩截面形状一般为矩形，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，也可以采用圆形截面。

11.3.6 单排单桩所受推力大小，应根据边坡设计安全系数要求，按桩中心两侧各 1/2 中心距范围内边坡下滑力计算确定。

11.3.7 抗滑桩底和桩侧岩土压力应小于相应岩土强度的设计值。

11.3.8 抗滑桩的截面面积、混凝土强度等级、抗滑桩的配筋应根据抗滑桩所受的剪力和弯矩按 DL/T 5057 计算确定。

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

11.3.10 当边坡地下水有侵蚀性时，桩体混凝土应采取抗侵蚀措施。

11.4 抗剪洞与锚固洞

11.4.1 对于初始稳定边坡，当可能发生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。抗剪洞沿潜在滑面走向水平布置，将潜在滑动带用混凝土或钢筋混凝土置换。

11.4.2 锚固洞宜用于岩体坚硬完整的边坡滑面较陡部位，洞轴方向应与滑体的滑动方向平行。为避免在滑体作用下受拉剪破坏，宜布置成向坡内倾斜，使其轴线尽量与滑面正交。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。

11.4.3 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。

11.4.4 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 DL/T 5057 的有关规定。

11.4.5 抗剪洞与锚固洞必须对顶拱进行回填灌浆，必要时对洞周可进行固结灌浆。

11.4.6 抗剪洞洞体在滑面上下盘坚硬岩体内的嵌固深度均不应

小于 3m。锚固洞在稳定岩体内应有足够嵌固长度，一般不小于 2 倍洞径。

11.5 预 应 力 锚 索

11.5.1 预应力锚索属于主动抗滑结构，适用于有条件施加预应力的边坡预加固和边坡加固。

11.5.2 边坡预应力锚索的设计总锚固力应根据边坡抗滑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拟采用的施工条件研究确定。

11.5.3 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则只计算沿滑面的抗滑力。

11.5.4 预应力锚索布置间距宜为 4m~10m，锚索间距小于 4m 时，应进行群锚效应分析。预应力锚索长度不宜超过 50m，单根锚索设计吨位不宜超过 300t。

11.5.5 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。

11.5.6 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。

11.5.7 内锚固段长度可根据砂浆与锚索或砂浆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。

11.5.8 预应力锚索锚固段应位于边坡内部稳定岩土体内，必要时可对内锚固段进行预灌浆处理。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。

11.5.9 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。内锚固段深度应深浅交错布置，其深浅差宜不小于内锚固段长度的 1/2 倍。施加预应力时应考虑群锚的相互干扰作用，

以保证受力均匀且基本同步。

11.5.10 预应力锚索外锚墩基础应具有一定刚度；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。

11.5.11 一般情况下，边坡预应力锚索按照设计吨位锁定。当被加固的边坡岩体结构松散，预计锚索预应力损失较大时，应采用超张拉锁定；当被加固的边坡岩体完整坚硬，预计卸荷回弹量较大，或锚索与抗滑桩协同作用时，应采用欠张拉锁定。

11.5.12 预应力锚索结构设计应符合 DL/T 5176 的规定，并根据边坡的重要性，确定预应力锚索的监测措施。

11.6 边坡的支挡

11.6.1 枢纽工程区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。

11.6.2 支挡结构应根据边坡稳定分析，结合考虑排水、减载、加固等其他治理措施进行设计，以满足边坡整体稳定性要求。

11.6.3 支挡结构型式可分为锚杆（索）挡墙、贴坡挡墙、重力式挡墙和扶壁挡墙。锚杆挡墙又分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙、排桩式锚杆挡墙、非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆（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。

11.6.4 土质和堆积体边坡内进行基坑开挖时，边坡高度大、稳定性差的边坡宜采用排桩式锚杆（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。

11.6.5 水下边坡宜考虑基础和墙体的抗冲刷保护措施。

11.6.6 对填方边坡锚杆挡墙，在设计 and 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方案。

DL / T 5353 — 2006

11.6.7 采用重力式挡墙时，土质边坡墙高不宜大于 8m，岩质边坡墙高不宜大于 10m。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。

11.6.8 扶壁式挡墙适用于土质填方边坡，其墙高不宜大于 10m。扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内。

11.6.9 当支挡结构作为独立的抗滑治理措施时，仅适用于小型浅层滑坡。当滑体厚度小于 6m 时，可采用重力式挡墙；滑体厚度超过 6m 时宜采用锚杆式挡墙。

11.6.10 支挡结构所承受的岩土压力，应按滑坡剩余下滑力和主动土压力分别计算，取其最大值。

11.6.11 各种挡墙结构应预留穿越墙体的排水孔，将墙后边坡内的地下水排出墙外。

11.6.12 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。

12 安全监测和预警系统设计

12.1 一般规定

12.1.1 边坡监测包括前期监测、施工期安全监测和运行期安全监测。安全监测设计应针对不同时期监测目的和监测内容做全面考虑，使之前后衔接，保持监测资料的连续性和完整性。

12.1.2 水电水利枢纽工程区边坡（A类）的安全监测设计应结合大坝安全监测设计进行，并纳入大坝监测系统。水库边坡（B类）监测系统设计应结合水库库岸保护、土地利用和移民区规划进行。

12.1.3 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，明确监测目的和监测精度，确定合理的安全监测方案和监测系统。安全监测系统还必须包括地质巡视观察和判断。

12.1.4 边坡监测项目和监测网点布置应能反映边坡变形动态和加固结构的受力特点，地面与地下监测相结合构成立体监测系统。监测项目布置宜少而精。

12.1.5 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，进行仪器选型。监测仪器在满足监测要求前提下，应力求简单牢固，易于维护。

12.1.6 监测装置应有防护措施，以免遭破坏。地形陡峻和稳定性差的边坡应有保障监测人员人身安全的措施，要有安全的监测和地质巡视道路。

12.1.7 根据工程经验和初期动态监测成果，确定监测周期。及时整理和分析观测成果。施工期观测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和修

改。运行期观测成果要及时报告主管部门。

12.2 安全监测系统

12.2.1 安全监测系统应结合边坡特点进行设计。一般边坡应以整体稳定性监测为主，兼顾局部稳定性监测；稳定性监测以变形监测为主；对于滑动面确定的滑坡，以地表变形监测为主。

12.2.2 I 级、II 级边坡和 100m 以上的高边坡应设置下列观测项目，其他边坡可适当简化。

1 位移与变形监测。

外部监测：坡面位移和沉降监测，坡面裂缝长度与开度监测。

内部监测：地下变形监测，滑面或断层活动监测。

2 地下水监测：地下水位或水压力监测，排水点水量监测，地下水水质监测。

3 边坡加固结构监测：抗滑桩、抗剪洞与锚固洞、锚杆锚索、挡墙的应力应变监测。

4 其他专项监测：用于重要工程边坡的专项监测，如降雨量、地应力、地震监测等。

12.2.3 根据边坡地质与加固工程特点，布置 1 条或多条代表性监测剖面，每个剖面不少于 3 个监测点。监测剖面应尽可能与勘探剖面 and 稳定性分析剖面相结合。地面位移监测点布置应与地下变形监测点位置相结合，以便建立地面与地下位移和变形的关系。

12.2.4 地面位移监测：较重要的边坡应建立三角网和水准网，采用大地测量方法对地面观测点进行监测。一般边坡可采用视准线等简易测量方法监测。

12.2.5 边坡地表和深部裂缝监测：视其重要性采用三维或简易测缝计进行监测。对地表裂缝还应注意其分布范围、数量与长度进行地质巡视和监测。

12.2.6 深部变形监测。

1 钻孔倾斜仪: 为查明滑动面位置或了解多层滑面相对位移时采用。测斜孔最大深度不宜超过 90m, 对 100m 以上的高边坡, 可用多级测斜孔组合的方法进行监测。由于测斜仪在滑面处量程有限, 不宜用于滑动量大的滑坡。测斜孔可与地下水监测孔结合, 有利于多因素相关分析。

2 多点位移计: 为查明边坡岩体拉张变形时采用。根据稳定和变形计算成果, 并参照类似工程设定孔深、位移点数和位移点位置。

3 对重要工程边坡可在监测洞内做地面倾斜监测、岩体变形收敛仪、引张仪监测, 特殊情况可在垂直钻孔内做垂线监测。

12.2.7 I 级、II 级边坡和 100m 以上的高边坡应对边坡体内的地下水位或地下孔隙水压力、廊道或地表渗流量进行监测。在雨季或库水位上升、骤降期应加密观测。对来自库水的廊道内的渗流水, 宜专设量水堰, 进行自动监测。

12.2.8 较重要的边坡工程应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。

12.2.9 采用锚杆(索)或混凝土抗滑结构加固的边坡应对地下水的水质进行监测。

12.2.10 边坡加固结构的监测。

1 对边坡治理中采用了预应力锚杆(索), 应布置锚杆(索)测力计(预应力传感器)监测, 其数量不得少于总根数的 5%。

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

3 对排水廊道和重点排水孔排水量和排出水的水质、析出物进行监测。

12.2.11 对边坡的地形地貌特征变化、地下水补给与排泄情况、加固结构和建筑物的变形破坏情况, 以及边坡环境的变化进行地质巡视, 并对边坡稳定性变化作出分析和判断。

12.2.12 地震基本烈度为 VII 度和 VII 度以上的地区, 或附近有爆破

施工的边坡，应进行地震反应或质点振动速度监测。

12.2.13 对重大工程形成重大威胁的边坡，在使用上述监测手段的同时，宜辅以全球定位系统（GPS）等监测方法。

12.3 边坡监测预警

12.3.1 对于破坏后果严重，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、边坡变形与破坏形式、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。

12.3.2 预警预报的主要内容有：边坡失稳的时间、方量、滑体可能覆盖的范围以及可能产生的次生灾害的影响范围。

12.3.3 滑动破坏的边坡安全警戒等级一般按失稳发展程度和应采取的相应对策划分为三级：

一级：已经发现并确认边坡变形异常，个别加固结构发生破坏，如个别预应力锚索崩断、挡土墙部分开裂等。向主管部门报告，加密监测次数，必要时增加监测项目，每日巡视。

二级：边坡变形不收敛，局部区域加固结构破坏，确认边坡已经进入渐进破坏过程。连续监测和巡视，对本地区有关部门发出内部警报，边坡及其下部作业人员撤离。

三级：确认边坡进入加速变形阶段，在 3 天～5 天内将发生滑动。仅对特征点进行连续远距离监测，对地区内发出公开警报，边坡破坏可能影响范围内的人员撤离。

12.3.4 制定预警标准的原则。

1 对变形有严格限制的一级边坡，应按允许地表最大变形量制定地表变形预警标准。

2 滑动破坏的边坡一般按地面代表性监测点的临界位移速率制定预警标准。

3 对于地下水作用有重大影响的边坡，宜根据稳定分析和监测动态规律分析，对失稳状态的临界地下水位或渗透压力制定预

警标准；水库或河岸滑坡应对库水位或河水位骤降速率提出预警标准。

4 对崩塌破坏、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时段累计降雨量制定预警标准。

12.3.5 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该边坡的预警标准。

附 录 A
(规范性附录)
水电水利工程边坡分类

A.1 水电水利工程边坡可按表 A.1 划分。

表 A.1 水电水利工程边坡分类表

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	经人工改造形成的或受工程影响的边坡
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
坡体结构	顺向坡	层状结构面平行河谷倾向岸外
	反向坡	层状结构面平行河谷倾向岸里
	横向坡	层状结构面与河谷正交倾向上游或下游
	斜向坡	层状结构面与河谷斜交倾向上游或下游
	水平层状坡	层状结构面为水平产状
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	能保持稳定和有限变形的边坡
	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	有变形或蠕变迹象的边坡
	不稳定边坡	处于整体滑动状态或时有崩塌的边坡
	失稳后边坡	已经发生过滑动的边坡
边坡坡高	特高边坡	坡高大于 300m
	超高边坡	坡高 100m~300m
	高边坡	坡高 30m~100m
	中边坡	坡高 10m~30m
	低边坡	坡高小于 10m

附 录 B
(规范性附录)
水电水利工程边坡结构分类

B.1 水电水利工程岩质边坡结构可按表 B.1 划分。

表 B.1 水电水利工程岩质边坡结构分类表

序号	边坡结构		岩石类型	岩体特征	边坡稳定特征
1	块状结构		岩浆岩、中深变质岩、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	边坡破坏以崩塌和块体滑动为主，稳定性受断裂结构面控制
2	层状结构	层状同向结构	各种层厚的沉积岩、层状变质岩、多轮回喷发火山岩	边坡与层面同倾向、走向夹角一般小于 30° ，层面裂隙或层间错动带发育	切脚坡易发生滑动破坏，插入坡在岩层较薄倾角较陡时易发生溃屈或倾覆破坏。层面、软弱夹层或顺层结构面常形成滑动面
		层状反向结构		边坡与层面反倾向、走向夹角一般小于 30° ，层面裂隙或层间错动带发育	岩层较陡时易发生倾覆破坏，千枚岩或薄层状岩石表层倾覆比较普遍。抗滑稳定性好，稳定性受断裂结构面控制
		层状横向结构		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
		层状斜向结构		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，斜向同向坡一般在浅表层易发生楔形体滑动，稳定性受顺层结构面与断裂结构面组合控制
		层状平叠结构		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

表 B.1 (续)

序号	边坡结构	岩石类型	岩体特征	边坡稳定特征
3	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	边坡稳定性较差, 易发生崩塌、剥落, 抗滑稳定性受断裂结构面控制
4	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

B.2 水电水利工程土质边坡结构可按表 B.2 划分。

表 B.2 水电水利工程土质边坡分类表

序号	边坡类型	基本特征	边坡稳定特征
1	黏性土边坡	以黏土颗粒为主, 一般干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 (山西南部); 某些黏土甚坚固 (南方网纹红土); 某些黏土呈半成岩状, 但可溶盐含量高 (黄河上游); 某些黏土具有水平层理 (淮河下游)	影响边坡稳定的主要因素有: 矿物成分, 特别是亲水、膨胀、溶滤性矿物含量; 节理裂隙的发育状况; 水的作用; 冻融作用。主要变形破坏形式有: 滑动, 因冻融产生剥落, 坍塌
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, 包括厚层全风化花岗岩残积层	影响边坡稳定的主要因素有: 颗粒成分及均匀程度, 含水情况, 振动, 外水及地下水作用, 密实程度。含水饱和的均质砂性土边坡, 在振动力作用下易产生液化滑动; 其他变形破坏形式主要有管涌、流土、坍塌、剥落
3	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	边坡稳定主要受水的作用, 因遇水湿陷, 或水对边坡浸泡, 水下渗使下部隔水黏土层泥化等。主要变形破坏形式有崩塌、张裂、湿陷和滑坡等
4	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	易产生滑坡、塑流变形、坍塌, 边坡难以成形

表 B.2 (续)

序号	边坡类型	基本特征	边坡稳定特征
5	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	干湿变化和水的作用对此类边坡稳定影响较大, 易产生浅层滑坡和浅层崩解
6	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	边坡稳定受黏土颗粒的含量及分布特征、坡体含水情况及下伏基岩面产状影响较大, 易产生滑坡或坍塌
7	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 (全风化岩石), 多层叠置	下伏基岩面产状、水对土层浸泡以及水渗入土体对此类边坡稳定影响较大。易产生沿下伏基岩面的土层滑动、土层局部坍塌以及上部岩体沿土层蠕动或错落

附录 C
(规范性附录)

边坡变形破坏分类及滑坡分类

C.1 边坡变形破坏类型可按表 C.1 划分。

表 C.1 边坡变形破坏分类表

变形破坏类型		变形破坏特征
崩塌		边坡岩体坠落或滚动
滑动	平面型	边坡岩体沿某一结构面滑动
	弧面型	散体结构、碎裂结构的岩质边坡或土质边坡沿弧形滑动面滑动
	楔形体	结构面组合的楔形体，沿滑动面交线方向滑动
蠕变	倾倒	层状结构边坡，表部岩层逐渐向外弯曲、倾倒
	溃屈	层状同向结构边坡，岩层倾角与坡角大致相似，边坡沿层面滑移下部岩层逐渐向外鼓起，产生层面拉裂和脱开，继续发展可发生后缘顺层前缘切层的滑动
	侧向拉张	双层结构的边坡，下部软岩产生塑性变形或流动，使上部岩层发生扩展、移动张裂和下沉
流动		崩塌碎屑类堆积向坡脚流动形成碎屑流

C.2 滑坡可按表 C.2 划分。

表 C.2 滑坡分类表

分类依据	分类名称	特征概述
成因类型	自然滑坡	自然因素如河流冲刷、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

表 C.2 (续)

分类依据	分类名称	特征概述
滑面特征	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
	倾倒体滑坡	沿倾倒体底部岩层折断面滑动,常形成破碎滑动带
	溃屈滑坡	后缘顺层前缘膨胀、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,多为整体式滑动,滑速较快
	牵引式滑坡	下部先滑动,牵引上部失稳,多为解体式滑动,滑速较慢
稳定状态	活滑坡	正在活动或季节性活动的滑坡
	老滑坡	自然条件下存在失稳条件但暂不活动的滑坡
	古滑坡	自然状态下已丧失失稳条件的滑坡,或称死滑坡
滑坡厚度	浅层滑坡	滑体厚度小于 10m
	中层滑坡	滑体厚度 10m~25m
	深层滑坡	滑体厚度大于 25m
滑体体积	小型滑坡	小于 10 万 m ³
	中型滑坡	10 万 m ³ ~100 万 m ³
	大型滑坡	100 万 m ³ ~1000 万 m ³
	特大型滑坡	1000 万 m ³ ~1 亿 m ³
	巨型滑坡	大于 1 亿 m ³

附录 D

(规范性附录)

边坡稳定性的可靠度评价

D.1 当必须进行可靠度评价时,采用基于安全系数的方法。在传统安全系数基础上定义功能函数:

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

$$\ln F(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (\text{D.2})$$

式中:

F ——安全系数;

x_1, x_2, \dots, x_n ——影响安全系数的因数,例如岩体自重、地下水压力、岩体抗剪强度参数等。

相应的可靠指标为:

$$\beta = (\mu_F - 1) / \sigma_F \quad (\text{D.3})$$

或

$$\beta = (\mu_F - 1) / \mu_F V_F \quad (\text{D.4})$$

式中:

μ_F ——安全系数的平均值;

σ_F ——安全系数的标准差;

V_F ——安全系数的变异系数。

D.2 建议采用 J.M.Duncan 的简易分析方法求安全系数的标准差,其步骤为:

D.2.1 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 F_{MLV} 。鉴于可靠度分析是基于统计概率基础上的评价方法,计算中岩土物理力学参数应取平均值。

D.2.2 以试验统计方法,或采用经验的平均值和变异系数,或以“ 3σ 准则”方法,估算各不确定性参数的标准差。这些不确定性

参数一般是地下水压力和岩体及滑面的抗剪强度参数 f (或内摩擦角 ϕ)、 c 等。所谓“ 3σ 准则”方法即：认为不确定性参数服从正态分布，则其平均值（在正态分布情况下即最可能值，下同）加、减 3 倍标准差 σ 构成的分布范围将涵盖整个概率分布的 99.73%，因此可凭专业人员的经验，估计参数变化可能的上、下限值，将其差值除以 6，即可采用为该参数的标准差。例如对摩擦系数 f 即有如下关系：

$$\sigma_f = (f_{ub} - f_{lb}) / 6 \quad (D.5)$$

$$\mu_f = f_{ub} - 3\sigma_f \quad (D.6)$$

或

$$\mu_f = f_{lb} + 3\sigma_f \quad (D.7)$$

式中：

μ_f —— 摩擦系数的平均值；

σ_f —— 摩擦系数的标准差；

f_{lb} —— 摩擦系数的经验下限值；

f_{ub} —— 摩擦系数的经验上限值。

对其他不确定性参数也可由此类推，根据经验的上、下限值求出其标准差或平均值。

D.2.3 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 F^+ 值和 F^- 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 F^+ 值和 n 个 F^- 值。根据每个参数的 F^+ 值和 F^- 值计算其 ΔF 值。根据式 (D.8)、(D.9) 计算安全系数的标准差 σ_F 和变异系数 V_F 。

$$\sigma_F = [(\Delta F_1/2)^2 + (\Delta F_2/2)^2 + \cdots + (\Delta F_n/2)^2]^{1/2} \quad (D.8)$$

$$V_F = \sigma_F / F_{MLV} \quad (D.9)$$

$$\Delta F_i = (F_i^+ - F_i^-) \quad (D.10)$$

式中：

F_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;

F_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。

例如, 某一滑坡稳定分析中, 孔隙水压力 U 和滑面的摩擦系数 f 、凝聚力 c 是不确定参数。安全系数的标准差可按以下步骤求出:

D.2.3.1 首先保持摩擦系数和凝聚力平均值不变, 即保持 μ_f 和 μ_c 不变, 将孔隙水压力的平均值 μ_U 分别加、减孔隙水的标准差 σ_U , 即: $\mu_U^+ = \mu_U + \sigma_U$, $\mu_U^- = \mu_U - \sigma_U$, 分别与 μ_f 和 μ_c 一起, 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_U^+ 和 F_U^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_U = F_U^- - F_U^+$ 。

D.2.3.2 保持孔隙水压力和凝聚力平均值不变, 即保持 μ_U 和 μ_c 不变, 将摩擦系数的平均值 μ_f 分别加、减摩擦系数的标准差 σ_f , 即 $\mu_f^+ = \mu_f + \sigma_f$, $\mu_f^- = \mu_f - \sigma_f$, 分别与 μ_U 和 μ_c 一起, 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_f^+ 和 F_f^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_f = F_f^+ - F_f^-$;

D.2.3.3 保持孔隙水压力和摩擦系数平均值不变, 即保持 μ_U 和 μ_f 不变, 将凝聚力的平均值 μ_c 分别加、减凝聚力的标准差 σ_c , 即: $\mu_c^+ = \mu_c + \sigma_c$, $\mu_c^- = \mu_c - \sigma_c$, 分别与 μ_U 和 μ_f 一起; 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_c^+ 和 F_c^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_c = F_c^+ - F_c^-$;

D.2.3.4 将上述求得的 ΔF_U 、 ΔF_f 和 ΔF_c 代入式 (D.11), 即可求出安全系数的标准差:

$$\sigma_F = [(\Delta F_U / 2)^2 + (\Delta F_f / 2)^2 + (\Delta F_c / 2)^2]^{1/2} \quad (\text{D.11})$$

D.2.3.5 按式 (D.12) 计算安全系数的变异系数:

$$V_F = \sigma_F / \mu_F \quad (\text{D.12})$$

D.3 若认为安全系数呈对数正态分布, 其可靠指标写为 β_{LN} , 可按式 (D.13) 计算:

$$\beta_{LN} = [\ln F_{MLV} / (1 + V_F^2)]^{1/2} / [\ln(1 + V_F^2)]^{1/2} \quad (D.13)$$

式中:

F_{MLV} ——安全系数最可能值;

V_F ——安全系数的变异系数。

注: J.M.Duncan 认为假设安全系数值按对数正态分布是较合理的近似。

安全系数按对数正态分布并不意味着各独立变量 (γ_f , $\tan\phi$, γ_c , γ_s) 也按此类型分布。用这个方法没有必要对这些变量的分布做任何假定。

如果采用正态分布, 则可以直接用式 (D.3) 计算。

D.4 用计算得到的 F_{MLV} 、 V_F 或 β_{LN} 和 β 可以计算破坏概率 P_f 值。

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (D.14)$$

式中:

$\Phi(\beta)$ ——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。其主要对应值见表 D.1。

表 D.1 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

在不同的变异系数 V_F 情况下安全系数 F 与相应的破坏概率

DL / T 5353 — 2006

可按表 D.2 内插得出，注意该安全系数是采用岩土力学强度平均值计算得出的。

表 D.2 边坡的安全系数和破坏概率 %

安全 系数 F	安全系数的变异系数 $*V_F$									
	0.10		0.15		0.20		0.25		0.30	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1.05	33.02	31.70	40.03	37.55	44.14	40.59	47.01	42.45	49.23	43.69
1.10	18.26	18.17	28.63	27.22	35.11	32.47	39.59	35.81	42.94	38.09
1.15	8.831	9.606	19.42	19.23	27.20	25.71	32.83	30.09	37.10	33.19
1.20	3.771	4.779	12.56	13.33	20.57	20.23	26.85	25.25	31.77	28.93
1.25	1.437	2.275	7.761	9.121	15.20	15.87	21.68	21.19	26.98	25.25
1.30	0.494	1.051	4.606	6.197	11.01	12.43	17.30	17.80	22.76	22.09
1.40	0.044	0.214	1.459	2.841	5.480	7.656	10.69	12.66	15.88	17.05
1.50	0.003	0.043	0.410	1.313	2.569	4.779	6.380	9.121	10.85	13.33
1.60	0.000	0.009	0.105	0.621	1.148	3.040	3.707	6.681	7.294	10.57
1.80		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：表中 A——按式 (D.4) 计算，认为安全系数为对数正态分布； B——按式 (D.3) 计算，认为安全系数为正态分布。 * 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，则此变异系数即是 岩土体抗剪强度的变异系数。										

D.5 将破坏概率除以设计基准年限，得到年破坏概率。设计基准年限按与边坡相应的水工建筑物的设计基准期确定，一般边坡可定为 50 年。

附 录 E
(资料性附录)
抗 滑 稳 定 计 算

E.1 条分法稳定计算

E.1.1 简化毕肖普法(见图 E.1)应采用式(E.1):

$$K = \frac{\sum [(W_i + V_i) \sec \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i}{(1 + \tan \alpha_i \tan \phi'_i / K) \sum [(W_i + V_i) \sin \alpha_i + M_{Qi} / R]} \quad (\text{E.1})$$

式中:

 W_i ——第 i 滑动条块自重; Q_i 、 V_i ——分别为作用在第 i 滑动条块上的外力(包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载)在水平向和垂直向分力(向下为正,下同); u_i ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力; α_i ——第 i 滑动条块底滑面的倾角; b_i ——第 i 滑动条块宽度; c'_i 、 ϕ'_i ——第 i 滑动条块底面的有效凝聚力和内摩擦角; M_{Qi} ——第 i 滑动条块水平向外力 Q_i 对圆心的力矩; R ——圆弧半径; K ——安全系数。

E.1.2 摩根斯顿—普莱斯法(见图 E.2)应采用式(E.2)~式(E.10):

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{E.2})$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx - M_e = 0 \quad (\text{E.3})$$

其中

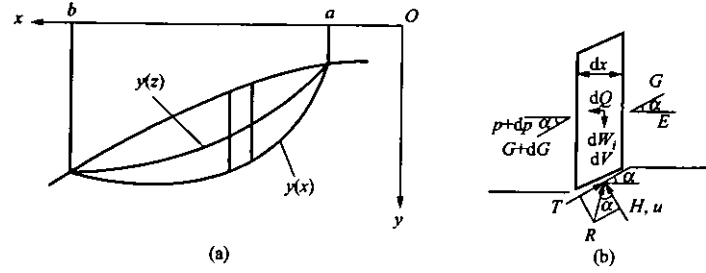


图 E.1 简化 Bishop 法计算简图

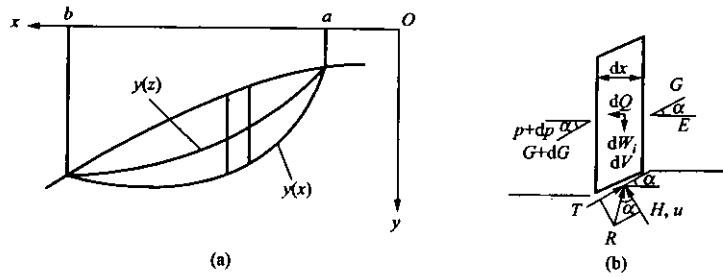


图 E.2 摩根斯顿-普莱斯法计算简图

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \sin(\tilde{\varphi}' - \alpha) - u \sec \alpha \sin \tilde{\varphi}' + \tilde{c}' \sec \alpha \cos \tilde{\varphi}' - \frac{dQ}{dx} \cos(\tilde{\varphi}' - \alpha) \quad (\text{E.4})$$

$$s(x) = \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{E.5})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[\int_a^\zeta \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\zeta \quad (\text{E.6})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{E.7})$$

$$\bar{c}' = \frac{c'}{K} \quad (\text{E.8})$$

$$\tan \bar{\phi}' = \frac{\tan \phi'}{K} \quad (\text{E.9})$$

$$\tan \beta = \lambda f(x) \quad (\text{E.10})$$

式中:

dx ——条块宽度;

c' 、 ϕ' ——条块底面的有效凝聚力和内摩擦角;

dW ——条块重量;

u ——作用于条块底面的孔隙压力;

α ——条块底面与水平面的夹角;

dQ 、 dV ——分别为作用在条块上的外力(包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载)在水平向和垂直向分力;

M_e —— dQ 对条块中点的力矩;

h_e —— dQ 的作用点到条块底面中点的垂直距离;

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

λ ——确定 $\tan \beta$ 值的待定系数。

式 (E.2) 和式 (E.3) 中包含两个未知数, 安全系数 K 隐含于式 (E.8) 和式 (E.9) 中, 另一待定系数 λ 隐含于式 (E.10) 中, 可通过迭代求解此两未知数。

E.1.3 不平衡推力传递法(见图 E.3、图 E.4) 应采用式 (E.11) ~ 式 (E.15):

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + T_n} \quad (\text{E.11})$$

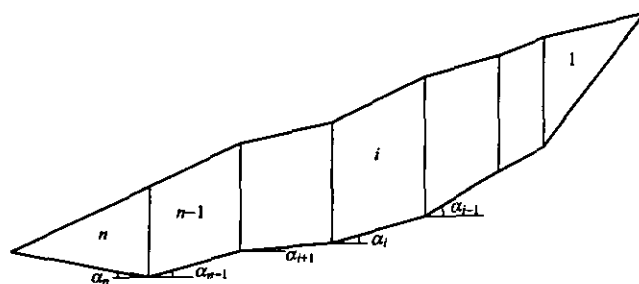


图 E.3 不平衡推力传递法滑动面形式

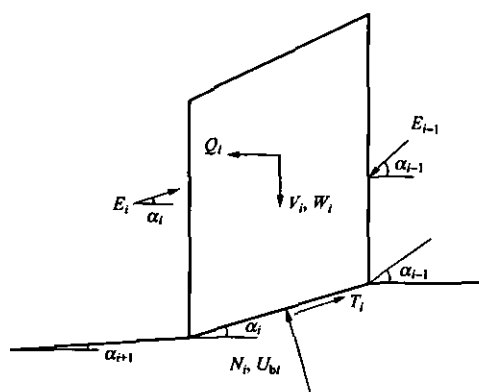


图 E.4 不平衡推力传递法计算简图

$$R_i = [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - U_{bi} - Q \sin \alpha_i] \tan \phi'_i + c'_i l_i \quad (\text{E.12})$$

$$T_i = (W_i + V_i) \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i \quad (\text{E.13})$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \phi'_i / K \quad (\text{E.14})$$

式中:

- R_i ——第 i 滑动条块底面的抗滑力;
- T_i ——第 i 滑动条块底面的滑动力;
- 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;

Q_i 、 V_i ——分别为作用在第 i 条块上的外力（包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载）在水平向和垂直向分力；

U_{bi} ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力；

E_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块作用于第 i 滑动条块的推力；

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；

α_i ——第 i 滑动条块底面与水平面的夹角；

l_i ——第 i 滑动条块底面长度；

c'_i 、 ϕ'_i ——第 i 滑动条块底面的有效凝聚力和内摩擦角；

K ——安全系数。

作用于条块界面上的推力 E_i 按式 (E.15) 确定：

$$E_i = T_i - R_i/K + \psi_i E_{i-1} \quad (\text{E.15})$$

E.1.4 Sarma 法（见图 E.5、图 E.6，未计入作用在条块上的外力）：

相应某一安全系数 K 值，使边坡处于极限平衡状态的临界水平力系数 K_c 按式 (E.16) 计算。安全系数 K 是使 K_c 为零的相应值，可通过迭代求解。

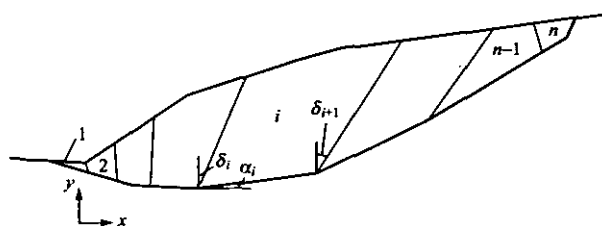


图 E.5 Sarma 法滑动面示意图

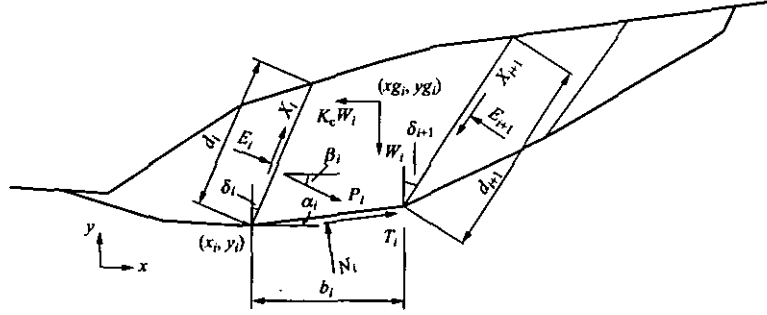


图 E.6 Sarmá 法计算简图

$$K_c = \frac{\alpha_n + \alpha_{n-1}e_n + \alpha_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + \alpha_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2 + E_1 e_n e_{n-1} \cdots e_1 - E_{n+1}}{p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + p_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2} \quad (\text{E.16})$$

$$\alpha_i = \frac{R_i \cos \tilde{\varphi}'_{bi} + W_i \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i) + S_{i+1} \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{E.17})$$

$$p_i = \frac{W_i \cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{E.18})$$

$$e_i = \frac{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si} - \delta_i) \sec \tilde{\varphi}'_{si}}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{E.19})$$

$$R_i = \tilde{c}_{bi} b_i \sec \alpha_i - U_{bi} \tan \tilde{\varphi}'_{bi} \quad (\text{E.20})$$

$$S_i = \tilde{c}_{si} d_i - U_{si} \tan \tilde{\varphi}'_{si} \quad (\text{E.21})$$

$$S_{i+1} = \tilde{c}_{si+1} d_{i+1} - U_{si+1} \tan \tilde{\varphi}'_{si+1} \quad (\text{E.22})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bi} = \tan \varphi'_{bi} / K \quad (\text{E.23})$$

$$\tilde{c}'_{bi} = c'_{bi} / K \quad (\text{E.24})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si} = \tan \varphi'_{si} / K \quad (\text{E.25})$$

$$\tilde{c}'_{si} = c'_{si} / K \quad (\text{E.26})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si+1} = \tan \varphi'_{si+1} / K \quad (\text{E.27})$$

$$\tilde{c}'_{si+1} = c'_{si+1} / K \quad (\text{E.28})$$

式中:

- c'_{bi} 、 φ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力和内摩擦角;
 c'_{si} 、 φ'_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力和内摩擦角;
 c'_{si+1} 、 φ'_{si+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效凝聚力和内摩擦角;
 U_{si} 、 U_{si+1} ——第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面上的孔隙压力;
 U_{bi} ——第 i 条块底面上的孔隙压力;
 E_i 、 X_i ——第 i 条块侧面上的法向力及剪力;
 N_i 、 T_i ——第 i 条块底面上的法向力及剪力;
 δ_i 、 δ_{i+1} ——第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的倾角 (以铅垂线为起始线, 顺时针为正, 反之为负);
 α_i ——第 i 条块底面与水平面的夹角;
 b_i ——第 i 条块底面水平投影长度;
 d_i 、 d_{i+1} ——分别为第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的长度;
 K_c ——地震 (水平方向) 临界加速度系数。

E.1.5 能量法 (见图 E.7) 应采用式 (E.29) 计算:

$$\begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^n \lambda_i [(\tilde{c}'_{bi} \cos \tilde{\varphi}'_{bi} - u_{bi} \sin \tilde{\varphi}'_{bi}) b_i \sec \alpha_i] \\
 & + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_{i+1} [(\tilde{c}'_{si} \cos \tilde{\varphi}'_{si} - U_{si} \sin \tilde{\varphi}'_{si}) \sec(\alpha_i + \delta_i - \tilde{\varphi}'_{bi} - \tilde{\varphi}'_{si}) \sin(\Delta \alpha_i - \Delta \tilde{\varphi}'_{bi}) d_i] \\
 & = \sum_{i=1}^n \lambda_i [(W_i + V_i) \sin(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi}) + Q_i \cos(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi})]
 \end{aligned} \quad (\text{E.29})$$

$$\lambda_i = \begin{cases} 1 & i=1 \\ \prod_{k=2}^i \frac{\cos(\alpha'_k + \delta_k - \tilde{\varphi}'_{bk} - \tilde{\varphi}'_{sk})}{\cos(\alpha'_k + \delta_k - \tilde{\varphi}'_{bk} - \tilde{\varphi}'_{sk})} & i=2, 3, \dots, n-1 \end{cases} \quad (\text{E.30})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bi} = \frac{\tan \varphi'_{bi}}{K} \quad (\text{E.31})$$

$$\tilde{c}'_{bi} = \frac{c'_{bi}}{K} \quad (\text{E.32})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si} = \frac{\tan \varphi'_{si}}{K} \quad (\text{E.33})$$

$$\tilde{c}'_{si} = \frac{c'_{si}}{K} \quad (\text{E.34})$$

$$\tan \tilde{\varphi}^l_{bj} = \frac{\tan \varphi^l_{bj}}{K} \quad (\text{E.35})$$

$$\tan \tilde{\varphi}^r_{bj} = \frac{\tan \varphi^r_{bj}}{K} \quad (\text{E.36})$$

$$\tan \tilde{\varphi}_{ij} = \frac{\tan \varphi'_{ij}}{K} \quad (\text{E.37})$$

式中:

W_i ——第 i 个条块自重;

H_i, Q_i, V_i ——分别为作用在第 i 条块上的外力 (包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载) 在水平向和垂直向分力;

U_{bi} ——第 i 个条块底面孔隙压力;

b_i ——第 i 个条块底面水平投影长度;

d_i ——第 i 个侧面的长度;

α_i ——第 i 个条块底面的倾角;

δ_i, δ_j ——分别为第 i, j 个侧面的倾角 (由正 y 轴转向正 x 轴方向为正);

c'_{bi}, φ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力和内摩擦角;

c'_{si}, φ'_{si} ——第 i 条块侧面上的有效凝聚力和内摩擦角;

$\varphi^l_{bj}, \varphi^r_{bj}$ ——分别为第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的有

效内摩擦角；

ϕ'_j ——第 j 个侧面的内摩擦角；

α_j^l 、 α_j^r ——分别为第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的倾角；

$\Delta\alpha_i$ 、 $\Delta\phi_{bi}$ ——分别为第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 α_i 和 ϕ_{bi} 的增量。

图 E.7 中左侧两项为发生于 n 个条块底面和 $n-1$ 个条块界面的内能耗散，右侧为外力所作的功。 λ_i 为第 i 个条块的塑性位移速率。安全系数 K 隐含在式 (E.31) ~ 式 (E.37) 中，可通过迭代求解，式中上标 l 和 r 代表第 j 个界面左、右侧的相应量。

已通过理论证明能量法和 E.1.4 节的 Sarma 法是完全等效的。因此，两者可任选其一。

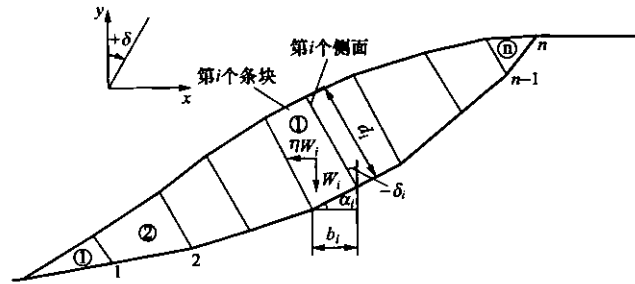


图 E.7 能量法计算简图

E.2 楔形体法稳定计算

E.2.1 楔体法（见图 E.8），当滑动方向沿 CO 时，应采用式 (E.38) ~ 式 (E.54) 计算：

$$K = \frac{c'_A A_A + c'_B A_B + (qW + rU_C + sP - U_A) \tan \phi'_A + (xW + yU_C + zP - U_B) \tan \phi'_B}{m_{wS} W + m_{CS} U_C + m_{RS} P} \quad (E.38)$$

$$q = (m_{AB} m_{WB} - m_{WA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.39)$$

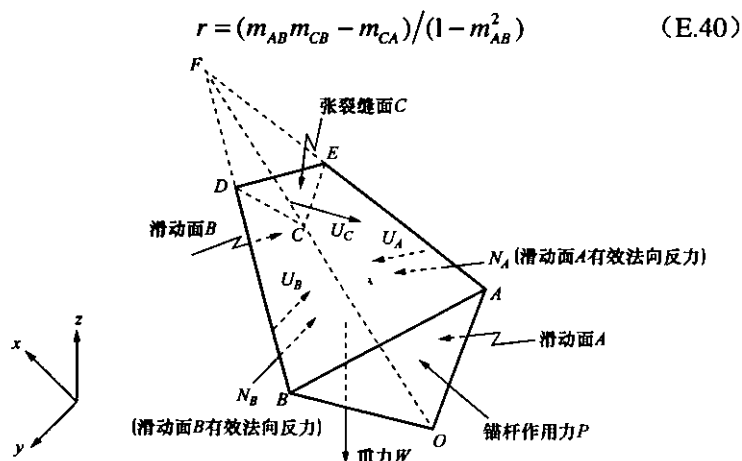


图 E.8 楔形体法计算简图

$$s = (m_{AB}m_{PB} - m_{PA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.41)$$

$$x = (m_{AB}m_{WA} - m_{WB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.42)$$

$$y = (m_{AB}m_{CA} - m_{CB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.43)$$

$$z = (m_{AB}m_{PA} - m_{PB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.44)$$

$$m_{AB} = \sin \psi_A \sin \psi_B \cos(\alpha_A - \alpha_B) + \cos \psi_A \cos \psi_B \quad (E.45)$$

$$m_{WA} = -\cos \psi_A \quad (E.46)$$

$$m_{WB} = -\cos \psi_B \quad (E.47)$$

$$m_{CA} = \sin \psi_A \sin \psi_C \cos(\alpha_A - \alpha_C) + \cos \psi_A \cos \psi_C \quad (E.48)$$

$$m_{CB} = \sin \psi_B \sin \psi_C \cos(\alpha_B - \alpha_C) + \cos \psi_B \cos \psi_C \quad (E.49)$$

$$m_{PA} = \cos \psi_P \sin \psi_A \cos(\alpha_P - \alpha_A) - \sin \psi_P \cos \psi_A \quad (E.50)$$

$$m_{PB} = \cos \psi_P \sin \psi_B \cos(\alpha_P - \alpha_B) - \sin \psi_P \cos \psi_B \quad (E.51)$$

$$m_{WS} = \sin \psi_S \quad (E.52)$$

$$m_{CS} = \cos \psi_S \sin \psi_C \cos(\alpha_S - \alpha_C) - \sin \psi_S \cos \psi_C \quad (\text{E.53})$$

$$m_{RS} = \cos \psi_S \cos \psi_P \cos(\alpha_S - \alpha_P) + \sin \psi_P \cos \psi_S \quad (\text{E.54})$$

式中：

A_A 、 c'_A 、 φ'_A ——滑动面 A 的面积、有效凝聚力和内摩擦角；

A_B 、 c'_B 、 φ'_B ——滑动面 B 的面积、有效凝聚力和内摩擦角；

ψ_A 、 α_A ——滑动面 A 的倾角和倾向；

ψ_B 、 α_B ——滑动面 B 的倾角和倾向；

ψ_C 、 α_C ——张裂缝面 C 的倾角和倾向；

ψ_P 、 α_P ——锚杆作用力 P 的倾角和倾向；

ψ_S 、 α_S ——滑动面 A 、 B 交线 OC 的倾角和倾向；

U_A ——滑动面 A 上的孔隙压力；

U_B ——滑动面 B 上的孔隙压力；

U_C ——张裂缝面 C 上的孔隙压力；

W ——楔形体自重；

P ——锚杆作用力。

图 E.8 中 N_A 、 N_B 、 U_C 、 W 倾角和倾向如下：

N_A 的倾角和倾向分别为 $\psi_A - 90^\circ$ 和 α_A ；

N_B 的倾角和倾向分别为 $\psi_B - 90^\circ$ 和 α_B ；

U_C 的倾角和倾向分别为 $\psi_C - 90^\circ$ 和 α_C ；

W 的倾角为 90° 。

附录 F

(规范性附录)

持久与短暂设计状况水荷载估算方法

F.1 持久设计状况: 无雨时,按实测雨季最高地下水位作为基准值或初始值,边坡设计的水荷载参见图 F.1。

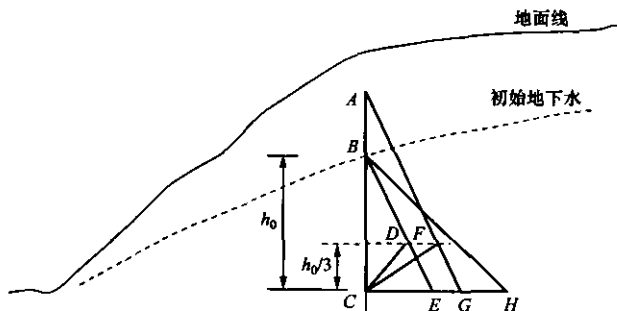


图 F.1 降雨在边坡内产生最不利暂态水压力分布示意图

F.1.1 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 , 该值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。即静水压力按示意图中 $\triangle BCE$ 计算。

在有顺坡向卸荷裂隙发育而雨水不易排走时，降雨暂态水压力可按 $\beta=1$ 取值，即按示意图中 ΔBCH 计算。

F.1.2 当坡内在地下水位以下深度为 h_0 处有排水措施时,认为该处静水压力为 0, 其上部作用的静水压力按示意图中 $\triangle BCD$ 计算, 即: 以深度为 $(2/3)h_0$ 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。

F.2 短暂设计状况: 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均按叠加一增量 $\beta\gamma\Delta h$ 计算。

F.2.1 无排水措施时，按示意图中 ΔACG 计算。

F.2.2 当坡内在地下水位以下深度为 h_0 处有排水措施时，认为该处静水压力为0，作用的静水压力按示意图中 ΔACF 计算，即：以深度为 $(2/3)h_0$ 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。

F.2.3 对南方多雨地区，或气象记录有连续大雨5h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。

F.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 G
(资料性附录)
边坡岩土体的力学参数

G.1 岩质边坡抗剪(断)强度参数取值**G.1.1 边坡岩体抗剪断强度。**

G.1.1.1 具有整体块状结构、层状结构的硬质岩体,呈脆性破坏时,采用峰值强度参数概率分布的 0.2 分位值、或小值平均值、或优定斜率法的下限值作为标准值。

G.1.1.2 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。

G.1.1.3 无特定控制性结构面的各向同性节理岩体的抗剪强度,可以采用霍克—布朗岩体破坏准则和 GSI 或 RMR 系统,结合岩体质量分级和试验成果确定。该方法见附录 H。

G.1.2 规划、预可行性研究阶段,当边坡岩体力学参数试验资料不足时,可结合边坡地质条件,根据表 G1 进行折减选择地质建议值或设计采用值(转摘 GB 50287 附录 D.0.3 条)。

表 G.1 边坡参照使用的岩体力学参数

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: 表中 f' 、 c' 为抗剪断强度参数。					
注 2: 表中参数限于硬质岩, 软质岩应根据软化系数折减。					

G.1.3 规划、预可行性研究阶段，当结构面、软弱层、断层的抗剪断强度试验资料不足时，可结合边坡地质条件，根据表 G2 进行折减选择地质建议值或设计采用值（转摘 GB 50287 附录 D.0.5 条）。

表 G.2 岩体结构面、软弱层和断层的抗剪断强度参数

类 型		f'	c' MPa
硬性结构面	胶结的结构面	0.80~0.60	0.250~0.100
	无填充的结构面	0.70~0.45	0.150~0.050
软弱结构面	岩块岩屑型	0.55~0.45	0.250~0.100
	岩屑夹泥型	0.45~0.35	0.100~0.050
	泥夹岩屑型	0.35~0.25	0.050~0.020
	泥膜、泥化夹层	0.25~0.18	0.005~0.002

G.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，确定岩土体和结构面抗剪（断）强度参数的设计采用值。

G.1.4.1 地基边坡物理力学性质参数宜按下述原则确定：

- 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。

G.1.4.2 非地基边坡：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，其抗剪强度参数可按下述原则确定：

- 1) 软弱结构面采用峰值抗剪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。

G.1.5 变形边坡稳定分析采用的岩土物理力学参数宜按以下规定执行:

根据边坡岩体变形程度, 可按传统稳定安全系数等于 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。

G.1.6 滑坡或已失稳岩体边坡稳定分析采用的物理力学参数宜按以下规定执行:

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, 凝聚力忽略不计。

2 根据滑动速度和岩体破坏程度, 可按安全系数等于 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。

G.2 土质边坡抗剪强度取值

G.2.1 边坡土体抗剪强度取值。

G.2.1.1 土的抗剪强度, 直剪试验宜采用峰值。强度指标的标准值应取试验资料的小值平均值或概率分布的 0.2 分位值。

G.2.1.2 除人工堆积土边坡可采用扰动土样外, 土体试样应尽量采用原状样, 当原状样难于取得时应采用模拟原状的扰动样。

G.2.1.3 地下水浸润线以上土体采用天然原状土试验成果, 地下水浸润线以下土体采用饱和和原状土试验成果。

G.2.1.4 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)。

G.2.1.5 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, 试验方法为: 三轴仪固结不排水剪 (CU), 直剪仪固结快剪 (CQ)。

G.2.1.6 具有流变特性的特殊土边坡, 应采用流变强度。

G.2.1.7 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。

G.2.2 应根据边坡稳定状态采用相应抗剪强度参数: 稳定边坡和变形边坡以峰值强度为基础, 已失稳边坡以残余强度为基础。

G.2.3 可根据边坡的临界稳定状态反算推求滑面的综合抗剪强度参数, 一般来说, 变形边坡抗滑稳定安全系数取 1.05~1, 失稳边坡抗滑稳定安全系数取 0.95~0.99。

附录 H
(资料性附录)

确定各向同性节理岩体抗剪强度的 RMR 与 GSI 系统

H.1 岩体的质量指标 RMR 按表 H.1 定。

表 H.1 RMR 系统分类及其评分值表

分类参数		数值范围						
1	完整岩石强度 MPa	点荷载强度指标	>10	4~10	2~4	1~2	建议使用单轴抗压强度	
		单轴抗压强度	>250	100~250	50~100	25~50	5~25	1~5 <1
	评分值		15	12	7	4	2	1 0
2	岩芯质量指标 RQD %		90~100	75~90	50~75	25~50	<25	
	评分值		20	17	13	8	3	
3	节理间距 cm		>200	60~200	20~60	6~20	<6	
	评分值		20	15	10	8	5	
4	节理条件		面很粗糙,节理不连续,宽度为0,节理面岩石未风化	面稍粗糙,宽度小于1mm,节理面岩石轻微风化	面稍粗糙,宽度小于1mm,节理面岩石严重风化	面光滑或含厚度小于5mm的软弱夹层,节理开口宽度1mm~5mm,节理连续	含厚度大于5mm的软弱夹层,开口宽度5mm,节理连续	
	评分值		30	25	20	10	0	

表 H.1 (续)






分类参数			数值范围				
5	地下水	每 10m 长的隧洞涌水 L/min	0	<10	10~25	25~125	>125
		节理水压力/最大主应力	0	<0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	>0.5
		总条件	完全干燥	湿	滴水	流水	
		评分值	15	10	7	4	0
注：在应用 RMR 确定强度指标时，地下水系数一律取 15，有关地下水的影响在稳定分析中将通过计入孔隙水压力予以考虑，故不在此重复考虑。							

H.2 岩石的地质强度指标 GSI 可以通过表 H.2 确定。

表 H.2 节理岩体地质强度指标 (GSI 值)

节理岩体地质强度指标 (Hoek and Marinos, 2000)。从岩性、岩体结构和结构面表面特征确定平均 GSI 值。不必试图太精确，引用范围值 GSI=33~37 比取 GSI=35 更切实际。此表不适用于由结构面控制破坏的情形。那些与开挖面具有不利组合平直的软弱结构面将控制岩体特性。有地下水存在的岩体中抗剪强度会因含水状态的变化趋向恶化，在非常差的岩类中进行岩体开挖时，遇潮湿条件，GSI 取值应在图中往右移，水压力的作用通过有效应力分析解决或处理	结构面表面特征	很好：十分粗糙，新鲜未风化的结构面	好：粗糙，微风化，结构面有铁质渲染	中等：光滑，中等风化，有蚀变现象的结构面	差：表面有擦痕，强风化，泥膜覆盖或棱角碎块	很差：有擦痕，强风化，黏土覆盖或充填的结构面
岩体结构		结构面表面质量由强至弱→				

表 H.2 (续)

	① 完整或整体结构。完整岩体或野外大体积范围内分布有极少的间距大的结构面	90				N/A	N/A
	② 块状结构。紧密结合未扰动岩体，三组节理相互切割形成立方块体	80	70				
	③ 镶嵌结构。结构体相互咬合，由四组或更多的节理形成多面棱角块体，部分扰动		60	50			
	④ 块状/扰动/裂缝。褶曲(挠曲)由棱角块体(结构体)组成，结构体由许多相互切割的节理切割而成，层面或片理面连续			40	30		
	⑤ 风化岩体。块体间结合程度差，由棱角状或圆状岩块组成的严重碎裂结构岩体				20		
	⑥ 层状/剪切带。由于密集片理或剪切面作用，只有极少的块体组成的岩体	N/A	N/A			10	

注：N/A 为不可能出现的情况。

H.3 RMR 和 GSI 的关系。

按 H.1 确定的 RMR 和按 H.2 确定的 GSI 存在以下经验关系：

$$GSI = RMR - 5 \tag{H.1}$$

H.4 GSI 或 RMR 确定抗剪强度指标。

根据 GSI 或 RMR 确定抗剪强度指标的步骤如下：

H.4.1 按表 H.3 对不同岩性按表确定完整岩石常数 m_i

表 H.3 按岩组确定完整岩石常数 m_i

岩石类型	等级	岩组	岩 石 结 构			
			粗粒	中粒	细粒	极细粒
沉积岩	碎屑岩类		砾岩* 角砾岩*	砂岩 17±4	粉砂岩 7±2 杂砂岩 (18±3)	粘土岩 4±2 页岩 (6±2) 泥灰岩 (7±2)
	碎屑岩	碳酸盐类	粗晶石灰岩 (12±3)	亮晶石灰岩 (10±2)	微晶石灰岩 (9±2)	白云岩 (9±3)
		蒸发岩类		石膏 8±2	硬石膏 12±2	
		有机质类				白垩 7±2
变质岩	无片状构造		大理岩 9±3	角页岩 (19±4) 变质砂岩 (19±3)	石英岩 20±3	
	微状构造		混合岩 (29±3)	角闪岩 26±6	片麻岩 28±5	
	片状构造**			片岩 12±3	千枚岩 (7±3)	板岩 7±4
火成岩	深成岩	浅色	花岗岩 32±3 闪长岩 25±5 花岗闪长岩 (29±3)			
		黑色	辉长岩 27±3 粗粒玄岩 (16±5) 长岩 20±5			
	浅成岩		斑岩 (20±5)		辉绿岩 (15±5)	橄辉岩 (25±5)
	喷出岩	熔岩		流纹岩 (25±5) 安山岩 25±5	石英安长岩 (25±3) 玄武岩 (25±5)	
		火山碎屑岩	集块岩 (19±3)	角砾岩 (19±5)	凝灰岩 (13±5)	

* 砾岩、角砾岩的 m_i 取值范围很宽，取决于胶结成分的性质和胶结程度，其值变化范围可从相当于砂岩至细粒沉积物（甚至可能小于 10）。

** 该值是在完整岩石试样上垂直于层面或片理面试验得到。若沿弱面破坏，则 m_i 值将与点荷载试验值有明显不同。

注：注意表中括号内的值为估计值，不同材料的取值范围取决于结晶构造的粒度和咬合状态——取值越高，对应的结晶颗粒咬合越紧密且摩擦越大。

H.4.2 在 GSI 基础上确定强度指标 Hoek—Brown 通用经验公式为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s)^a \quad (\text{H.2})$$

上式中的 m_b , s 和 a 为岩体材料常数, 可按以下两种情况求解:

$$m_b = m_i \exp(\frac{GSI - 100}{28}) \quad (\text{H.3})$$

当 $GSI > 25$ (非扰动岩体):

$$s = \exp(\frac{GSI - 100}{9}) \quad (\text{H.4})$$

$$a = 0.5 \quad (\text{H.5})$$

当 $GSI < 25$ (非扰动岩体):

$$s = 0 \quad (\text{H.6})$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (\text{H.7})$$

H.4.3 确定抗剪强度指标。

可按式 (H.2) 通过拟合确定抗剪强度指标 (Hoek 提供了一个电子表格, 可参考)。也可采用以下近似方法。相应某一有效法向应力 σ_n , 抗剪强度 τ 可表示为:

$$\tau = (\cot \phi'_i - \cos \phi'_i) \frac{m \sigma_c}{8} \quad (\text{H.8})$$

式中:

σ_c ——完整岩石的单轴抗压强度。

$$\phi'_i = \arctan \frac{1}{\sqrt{4h \cos^2 \theta} - 1} \quad (\text{H.9})$$

$$\theta = 30 + \frac{1}{3} \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3} - 1} \quad (\text{H.10})$$

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma_a + s\sigma_c)}{3m^2\sigma_c} \quad (\text{H.11})$$

通过式 (H.8) 确定不同法向应力水平 σ_a 的剪应力 τ , 然后通过线性回归的方法确定在此应力水平邻近线性化后的 c 和 ϕ 值。

H.5 使用 *RMR* 和 *GSI* 确定抗剪强度指标的具体规定。

1 对于没有很好的控制爆破措施的边坡, 应对所获得的 *GSI* 评分减去 10 分。

2 在使用条文说明中介绍的 Hoek 提供的电子表格进行强度指标的拟合成果时, c 值应减少 25%。

3 当存在地下水时, 对 σ_c 宜取湿单轴抗压强度。

4 在进行 *RMR* 和 *GSI* 计分和按式 (G8) 确定抗剪强度时输入的所有力学参数均为相应概率分布的 0.2 分位值。

附录 I
(资料性附录)
抗滑桩计算

I.1 抗滑桩单桩所受推力方向与滑体滑动方向平行, 单排单桩所受推力大小按桩中心两侧各 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。

I.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。

I.3 单桩承载面积应按桩的计算宽度计算。对于单桩或单排桩:

矩形截面桩, 当 $b \geq 1\text{m}$ 时, $b_p = b + 1$ (I.1)

当 $b < 1\text{m}$ 时, $b_p = 1.5b + 0.5$ (I.2)

圆形截面桩, 当 $d \geq 1\text{m}$ 时, $b_p = 0.9(d + 1)$ (I.3)

当 $d < 1\text{m}$ 时, $b_p = 0.9(1.5d + 0.5)$ (I.4)

式中:

b_p ——桩的计算宽度, m;

b ——矩形桩的宽度, m;

d ——圆形桩的直径, m。

对单排 n 根桩的计算宽度总和, 应满足 $nb_p \leq B + 1$ (I.5)

式中:

B ——边桩外侧所包的总宽度, m。

I.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, 桩前的阻滑力按被动土压力计算。桩前被动土压力可按下式计算:

$$E_p = (1/2) \gamma_1 \times h_1 \times \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] \quad (\text{I.6})$$

式中:

E_p ——被动土压力, kN/m;

γ ——桩前岩土体的重度, kN/m³;

ϕ ——桩前岩土体的内摩擦角或等效内摩擦角, (°);

h_1 ——抗滑桩受荷段长度, m。

1.5 假定抗滑桩嵌固段为文克尔地基; 假定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, 不传递拉应力与剪应力; 假定桩顶与地面平齐, 在水平力和力矩作用下, 桩顶在地面处产生水平位移和转角。

抗滑桩嵌固段地基水平抗力系数, 或称水平基床系数、地基系数, 以下统称地基系数, 可按式(1.7)计算:

$$K=m(y+y_0)^n \quad (1.7)$$

式中:

K ——嵌固段地基系数, kN/m³;

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。

地基系数与滑床岩体特性有关, 工程常用者可简单概括为下列三种情况:

1 K 法: 地基系数为常数, $K=m$, 即在式(1.7)中 $n=0$, 一般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 m 法: 地基系数随深度呈线性变化, $K=my$, 即在式(1.7)中 $n=1$, $y_0=0$, 一般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 C 法: 地基系数随深度呈外凸抛物线变化, 即在式(1.7)中 $0 < n < 1$, 一般取 $y_0=0$, $n=0.5$ 。

一般采用 K 法和 m 法, 第三种情况应通过现场试验确定。

抗滑桩设计地基系数的经验值参见表 1.1。

I.6 抗滑桩底和桩侧岩土压力应小于相应岩土强度的设计值。抗滑桩嵌固段围岩允许侧压力可按以下计算式确定：

1 较完整硬质岩体。

$$\sigma_{\text{MAX}} \leq \rho_1 \times R \quad (\text{I.8})$$

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 严重风化破碎岩层、堆积体或土体。

$$\sigma_{\text{MAX}} \leq \rho_2 \times (\sigma_{\text{P}} - \sigma_{\text{A}}) \quad (\text{I.9})$$

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。

表 I.1 岩石物理力学指标与抗滑桩地基系数 K 值表

地层种类	内摩擦角	弹性模量 E_0 10 ⁴ kPa	泊松比 μ	地基系数 K 10 ⁴ kPa/m (kN/m ³)
细粒花岗岩、正长岩、辉绿岩、玢岩	80° 以上	5430~6900 6700~7870	0.25~0.30 0.28	2.0~2.5 2.5
中粒花岗岩、粗粒正长岩、坚硬白云岩	80° 以上	5430~6500	0.25 0.25	1.8~2.0
坚硬石灰岩、坚硬砂岩 大理岩、粗粒花岗岩 花岗片麻岩	80° 以上	4400~10000 4660~5430 5430~6000	0.25~0.30	1.2~2.0

表 I.1 (续)

地层种类	内摩擦角	弹性模量 E_0 10 ⁴ kPa	泊松比 μ	地基系数 K 10 ⁴ kPa/m (kN/m ³)
较坚硬石灰岩 较坚硬砂岩 不坚硬花岗岩	75° ~ 80°	4400~9000 4460~5000 5430~6000	0.25~0.30	0.8~1.2
坚硬页岩 普通石灰岩 普通砂岩	70° ~ 75°	2000~5500 4400~8000 4600~5000	0.15~0.30 0.25~0.30 0.25~0.30	0.4~0.8
坚硬泥灰岩 较坚硬页岩 不坚硬石灰岩 不坚硬砂岩	70°	800~1200 1980~3600 4400~6000 1000~2780	0.29~0.38 0.25~0.30 0.25~0.30 0.25~0.30	0.3~0.4
较坚硬泥灰岩 普通页岩 软石灰岩	65°	700~900 1900~3000 4400~5000	0.29~0.38 0.15~0.20 0.25	0.2~0.3
不坚硬泥灰岩 硬化黏土 软片岩 硬煤	45°	30~500 10~300 500~700 50~300	0.29~0.38 0.30~0.37 0.15~0.18 0.30~0.40	0.06~0.12
密实黏土 普通煤 胶结卵石 掺石土	30° ~ 45°	10~300 50~300 50~100 50~100	0.30~0.37 0.30~0.40	0.3~0.4

注：本表引自《铁路路基支挡结构设计规则》(TBJ 25—1990)。

I.7 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，选用相应的内力计算公式。抗滑桩的属性根据桩的变形系数按以下计算式判定：

1 按 K 法计算的情况，桩的变形系数为 β (m⁻¹)：

$$\beta = (Kb_p/4EI)^{1/4} \quad (\text{I.10})$$

式中：

K ——地基系数，kN/m³；

DL / T 5353 — 2006

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 。

判别条件: 若 $\beta h_2 \leq 1.0$, 属刚性桩; $\beta h_2 > 1.0$, 属弹性桩。其中 h_2 为嵌固段长 (m)。

2 按 m 法计算的情况, 桩的变形系数为 α (m^{-1}):

$$\alpha = (mb_p \sqrt{EI})^{1/5} \quad (I.11)$$

式中:

m ——地基系数随深度变化的比例系数, kN/m^3 , 其余符号同式 (I.10)。

判别条件: 若 $\alpha h_2 \leq 2.5$, 属刚性桩; $\alpha h_2 > 2.5$, 属弹性桩。其中 h_2 为嵌固段长。