

ICS 93. 160

P 59

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL 386—2007

水利水电工程边坡设计规范

**Design code for engineered slopes in water resources
and hydropower projects**

2007—07—14 发布

2007—10—14 实施



中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国水利部
关于批准发布水利行业标准的公告

2007 年第 5 号

中华人民共和国水利部批准以下 8 项标准为水利行业标准，
现予以公布。

二〇〇七年七月十四日

前 言

根据水利部水利水电规划设计管理局水总局科 [2001] 1 号文，按照《水利技术标准编写规定》(SL 1—2002) 的要求，制定本标准。

本标准共 7 章 22 节 212 条和 6 个附录，主要技术内容包括：

- 边坡设计的基本规定；
- 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定；
- 边坡的计算和分析；
- 边坡治理和加固措施以及安全监测设计。

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：黄河勘测规划设计有限公司

本标准参编单位：中国水利水电科学研究院

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：孙胜利 赵洪岭 潘家铨 邹铁华

刘丰收 陈祖煜 李治明 王 跃

李海河 王新奇 吴长征 汪小刚

韩秋茸 贾志欣

本标准审查会议技术负责人：刘志明

本标准体例格式审查人：陈登毅

目 次

1	总则	1
2	主要术语	2
3	基本规定	5
3.1	基本资料	5
3.2	边坡级别确定	5
3.3	边坡运用条件划分	6
3.4	抗滑稳定安全系数标准	7
4	边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定	9
4.1	一般规定	9
4.2	破坏模式和稳定性判别	9
4.3	岩体抗剪强度指标的取值方法	11
4.4	土体抗剪强度指标的取值方法	12
5	边坡的计算和分析	14
5.1	渗流计算	14
5.2	稳定计算	14
5.3	应力和变形计算	16
6	边坡治理和加固	17
6.1	一般规定	17
6.2	减载、边坡开挖和压坡	18
6.3	排水和防渗	19
6.4	坡面防护	20
6.5	非预应力锚杆	22
6.6	预应力锚杆	23
6.7	支挡结构	26
6.8	抗滑洞塞	27
7	安全监测设计	29

7.1 一般规定	29
7.2 安全监测项目设置和设施布置	30
7.3 安全监测资料的整编与分析	33
附录 A 边坡失稳模式判别	34
附录 B 岩质边坡稳定性初步判别	38
附录 C 土质边坡抗剪强度确定	41
附录 D 抗滑稳定计算	43
附录 E 预应力锚杆锚固段长度确定	62
附录 F 抗滑桩计算	64
标准用词说明	67
条文说明	69

1 总 则

1.0.1 为了规范水利水电工程边坡设计，使之达到安全可靠、技术可行、经济合理，特制定本标准。

1.0.2 本标准适用于大、中型水利水电工程中的 1~5 级边坡的设计，但有标准明确规定的除外。永久冻土区的边坡设计应进行专门研究。

1.0.3 水利水电工程边坡应根据水文、气象、地形、地质条件，并考虑工程总体布置和建筑物运用对边坡的要求等进行设计。应重视施工期地质和安全监测的反馈资料分析，结合实际情况的变化，修正设计。

1.0.4 水利水电工程边坡设计应综合利用工程实践经验和科学研究成果，并应积极慎重地采用国内外先进技术。

1.0.5 水利水电工程边坡设计除应符合本标准外，尚应符合国家现行的有关技术标准的规定。

2 主要术语

2.0.1 水利水电工程边坡 **engineered slopes in water resources and hydropower projects**

修建水利水电工程形成的、因修建水利水电工程有可能影响其稳定的以及对水利水电工程安全有影响的边坡统称为水利水电工程边坡。

2.0.2 开挖边坡 **excavated slope**

因修建水工建筑物和水利水电工程场区内其他建筑物开挖形成的边坡。

2.0.3 自然边坡 **natural slope**

天然存在的、由自然营力形成的边坡，包括滑坡、倾倒变形体边坡。

2.0.4 临时边坡 **temporary slope**

仅在短时间或工程施工期处于临空状态，修建建筑物后边坡不再处于临空状态的边坡。

2.0.5 永久边坡 **permanent slope**

长期处于临空状态的边坡。

2.0.6 稳定边坡 **stable slope**

未出现明显的变形、裂缝和其他失稳迹象，处于稳定状态的边坡。

2.0.7 失稳 **slope failure**

边坡发生滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂和流动的现象称为失稳。

2.0.8 失稳边坡 **unstable slope**

处于正在滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂或流动的边坡。

2.0.9 已失稳边坡 **failed slope**

已经发生了滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂或流动的边坡。

2.0.10 潜在滑动面 potential slip surface

具有特定的物理力学和几何条件，可能成为边坡稳定体与滑动体分离的界面。

2.0.11 减载 unloading

采用从边坡顶部开挖、削坡的方法，减少边坡自身荷载，提高边坡稳定性的措施。

2.0.12 锚杆 anchor, anchorage, tendon

由锚固体、锚杆体、外锚头组成的将拉力传递到岩土体的锚固体系。

2.0.13 预应力锚杆 prestressed anchor

对锚杆杆体的自由段施加张拉力，使之弹性伸长而施加预应力的锚杆。

2.0.14 非预应力锚杆 non - prestressed anchor

不施加预应力的锚杆。

2.0.15 拉力型锚杆 tensioned anchor

对锚杆施加预应力时，锚固段注浆体处于受拉状态的锚杆。

2.0.16 压力型锚杆 pressured anchor

对锚杆施加预应力时，锚固段注浆体处于受压状态的锚杆。

2.0.17 拉力分散型锚杆 tensioned multiple - head anchor

锚固段沿锚杆体分散设置的拉力型锚杆。

2.0.18 压力分散型锚杆 pressured multiple - head anchor

锚固段沿锚杆体分散设置的压力型锚杆。

2.0.19 锚固段 bound part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，由胶结材料或机械装置与被锚固体稳定介质形成整体的内部持力区段。

2.0.20 自由段 free part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，依靠锚杆材料本身的弹性，可以自由伸长的部分。

2.0.21 抗滑洞塞 shear plug

岩质边坡坡体内用混凝土回填、起抗滑作用的洞塞，称抗滑洞塞。

3 基本规定

3.1 基本资料

3.1.1 水利水电工程边坡设计所需的基本资料应包括水文、气象、地形地质、施工条件和与边坡有关的工程设计资料。

3.1.2 水文、气象资料应包括下列内容：

- 1 降雨，包括降雨强度和降雨过程。
- 2 对边坡安全有影响的集水面积及地面径流。
- 3 最高、最低气温和最热、最冷月平均气温，在寒冷和严寒地区还应包括最大冻土深度。

3.1.3 地质资料应包括工程地质、水文地质和地震等，并应满足第4章的要求。

3.2 边坡级别确定

3.2.1 水利水电工程边坡级别确定应考虑下列因素：

- 1 对建筑物安全和正常运用的影响程度。
 - 2 对人身和财产安全的影响程度。
 - 3 边坡失事后的损失大小。
 - 4 边坡规模大小。
 - 5 边坡所处位置。
 - 6 临时边坡还是永久边坡。
 - 7 社会和环境因素。
- 3.2.2 边坡的级别应根据相关水工建筑物的级别及边坡与水工建筑物的相互间关系，并对边坡破坏造成的影响进行论证后按表3.2.2的规定确定。
- 3.2.3 若边坡的破坏与两座及其以上水工建筑物安全有关，应分别按照3.2.2条的规定确定边坡级别，并以最高的边坡级别为准。

表 3.2.2 边坡的级别与水工建筑物级别的对照关系

建筑物级别	对水工建筑物的危害程度			
	严 重	较严重	不严重	较 轻
	边坡级别			
1	1	2	3	4、5
2	2	3	4	5
3	3	4	5	
4	4	5		

注 1：严重：相关水工建筑物完全破坏或功能完全丧失。

注 2：较严重：相关水工建筑物遭到较大的破坏或功能受到比较大的影响，需进行专门的除险加固后才能投入正常运用。

注 3：不严重：相关水工建筑物遭到一些破坏或功能受到一些影响，及时修复后仍能使用。

注 4：较轻：相关水工建筑物仅受到很小的影响或间接地受到影响。

3.2.4 对于长度大的边坡，应根据不同区段与水工建筑物的关系和各段建筑物的重要性，分区段按 3.2.2 条的规定分别确定边坡级别。

3.2.5 对仅施工期临空，当相关水工建筑物建成后没有发生破坏或超常变形的边界条件的临时边坡，其级别最低可定为 5 级。

3.2.6 对于与水工建筑物安全和运用不相关的水利水电工程边坡，应考虑水利水电工程的特点，进行技术、经济比较论证后确定边坡级别。

3.3 边坡运用条件划分

3.3.1 边坡的运用条件应根据其工作状况、作用力出现的几率和持续时间的长短，分为正常运用条件、非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ三种。

3.3.2 正常运用条件应包括以下工况：

1 临水边坡应符合以下规定。

1) 水库水位处于正常蓄水位和设计洪水位与死水位之间的各种水位及其经常性降落；

- 2) 除宣泄校核洪水以外各种情况下的水库下游水位及其经常性降落;
 - 3) 水道边坡的正常高水位与最低水位之间的各种水位及其经常性降落。
- 2 不临水边坡工程投入运用后经常发生或持续时间长的情况。
- 3.3.3 非常运用条件 I 应包括以下工况:
- 1 施工期。
 - 2 临水边坡的水位非常降落。
 - 3 校核洪水位及其水位降落。
 - 4 由于降雨、泄水雨雾和其他原因引起的边坡体饱和及相应的地下水位变化。
 - 5 正常运用条件下, 边坡体排水失效。
- 3.3.4 非常运用条件 II 应为正常运用条件下遭遇地震。

3.4 抗滑稳定安全系数标准

3.4.1 水利水电工程边坡的最小安全系数应综合考虑边坡的级别、运用条件、治理和加固费用等因素, 在本标准规定的范围内选定。

3.4.2 采用 5.2 节规定的极限平衡方法计算的边坡抗滑稳定最小安全系数应满足表 3.4.2 的规定。经论证, 破坏后给社会、经济和环境带来重大影响的 1 级边坡, 在正常运用条件下的抗滑稳定安全系数可取 1.30~1.50。

表 3.4.2 抗滑稳定安全系数标准

运用条件	边 坡 级 别				
	1	2	3	4	5
正常运用条件	1.30~1.25	1.25~1.20	1.20~1.15	1.15~1.10	1.10~1.05
非常运用条件 I	1.25~1.20	1.20~1.15	1.15~1.10	1.10~1.05	
非常运用条件 II	1.15~1.10	1.10~1.05		1.05~1.00	

3.4.3 若边坡仅发生变形而未失稳就可能导致建筑物的破坏或功能丧失，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.4.2 规定范围内的大值。

3.4.4 若采取加固措施对抗滑稳定安全系数增加不敏感，使得增加加固措施不经济时，采用的抗滑稳定最小安全系数可取表 3.4.2 规定范围内的小值。

3.4.5 若边坡的破坏风险或其他不确定的因素难以确定和查明，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.4.2 规定范围内的大值，反之可取小值。

4 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定

4.1 一般规定

4.1.1 水利水电工程边坡应按照《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50287—99)的要求,与相应建筑物一起进行地质勘察。必要时,应进行专门的工程地质勘察。

4.1.2 边坡地质勘察应收集和分析工程区的工程地质、水文地质和地震等资料,对边坡的历史进行调查,分析边坡当前的稳定性状和人类活动对边坡稳定的影响。

4.1.3 水利水电工程边坡设计宜根据地形地貌、工程地质条件以及工程布置方案等,分区段分析评价边坡的稳定性,论证治理、加固的必要性。

4.1.4 对于大型水利水电工程中地质条件复杂、稳定性较差且对工程安全有影响的1级、2级边坡,宜在勘察初期即开始进行变形和地下水监测。

4.2 破坏模式和稳定性判别

4.2.1 水利水电工程边坡的地质条件至少应包含下列地质信息:

- 1 边坡类型。
- 2 边坡的形状、规模、地形地貌和岩土体的性质。
- 3 结构面性状、分布及其组合。
- 4 边坡水文地质条件及其动态特征变化规律。
- 5 边坡当前的稳定状态。
- 6 边坡的可能失稳模式。
- 7 可能的剪出口的位置。

4.2.2 边坡可能的失稳模式判别,宜按照附录A的规定执行。

4.2.3 受降雨和泄水雨雾影响的边坡,应确定受影响的范围和

地下水位变化或上层滞水情况以及岩土体的饱和状态，并判定其失稳模式。

4.2.4 对于 1 级、2 级边坡，沿可能滑动方向的典型剖面不宜少于 3 个，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；垂直滑动方向的剖面不宜少于 2 个。

4.2.5 当滑坡体分为多个区段时，每个区段至少应有 1 个剖面。

4.2.6 对处于自然状态下或施工中的边坡，应分别进行失稳可能性的初步判别。

4.2.7 下列边坡应进行失稳可能性的初步判别：

- 1 工程区和水库库区内对人身和财产安全有重大影响的边坡。
- 2 工程区和水库库区对主要建筑物安全和正常运用有影响的边坡。

- 3 工程区和水库库区内对环境有重大影响的边坡。

- 4 因修建水利水电工程对河道有重大影响的边坡。

4.2.8 存在下列一种或多种情况的边坡，可初步判别为有可能失稳的边坡：

- 1 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡。
- 2 已发生倾倒变形或蠕变的边坡。
- 3 已发生张裂变形的下软上硬的双层或多层结构边坡。
- 4 在碎裂结构岩体中和散体结构岩体中开挖的边坡。
- 5 存在有倾向坡外的结构面，且结构面的倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。

- 6 坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡。

- 7 分布有巨厚层崩积物的边坡。

- 8 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡。

- 9 坡脚受水流淘刷的土质边坡。

- 10 有迹象表明边坡有可能失稳或曾经失稳的边坡。

4.2.9 边坡稳定性的初步判别宜采用极射赤平投影法、工程地质类比法进行判别。当采用极射赤平投影法时，宜采用附录 B

规定的方法。

4.3 岩体抗剪强度指标的取值方法

4.3.1 边坡岩体抗剪强度指标的确定应遵守下列规定：

1 1级边坡宜采用现场试验、室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标。

2 2级边坡可采用室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标。

3 3级边坡可采用反演分析和工程地质类比法确定岩体抗剪强度指标，必要时可进行室内试验。

4.3.2 试验样品应具有代表性，试验荷载的大小应与边坡的实际受力情况一致或接近。

4.3.3 应根据边坡岩层性质进行岩层概化，对性质不同的主要岩层应分层取样。1级和2级边坡每一主要岩层的抗剪强度试验组数不宜少于11组，代表性结构面不宜少于5组。

4.3.4 边坡岩体的抗剪强度应按式(4.3.4)计算：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4.3.4)$$

式中 τ_f ——抗剪强度 (MPa)；

c' ——有效凝聚力 (MPa)；

σ' ——法向有效应力 (MPa)；

φ' ——有效内摩擦角 (°)。

4.3.5 岩质边坡中不同性质的结构面抗剪强度指标取值应符合下列规定：

1 硬质结构面应取峰值强度的小值平均值。

2 软弱夹层及软弱结构面应取屈服强度。

3 泥化夹层应取残余强度。

4.3.6 概化为同一岩层的岩体抗剪强度指标宜按式(4.3.6-1)和式(4.3.6-2)计算：

$$c = \sum_{i=1}^n k_i c_i + \sum_{j=1}^n k_j c_j \quad (4.3.6-1)$$

$$\tan\varphi = \sum_{i=1}^n k_i \tan\varphi_i + \sum_{j=1}^n k_j \tan\varphi_j \quad (4.3.6-2)$$

式中 c 、 φ ——岩体的凝聚力 (MPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

c_i 、 φ_i ——岩块的凝聚力 (MPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

c_j 、 φ_j ——结构面的凝聚力 (MPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

k_i 、 k_j ——岩块和不连续结构面在潜在滑动面上所占的比例, 1 级边坡宜根据地质测量结果综合分析确定, 其他级别的边坡可根据工程类比确定。

4.4 土体抗剪强度指标的取值方法

4.4.1 对 1 级、2 级边坡应同时采用试验、工程地质类比或反演分析等方法综合分析确定土体抗剪强度指标。3 级及其以下边坡的土体抗剪强度指标可采用工程地质类比、反演分析等方法确定。

4.4.2 边坡土体的抗剪强度宜采用式 (4.4.2-1) 计算:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \quad (4.4.2-1)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.4.2-2)$$

对黏性土边坡, 在水位降落和边坡开挖情况下, 土体的抗剪强度也可采用式 (4.4.2-3) 计算:

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \tan\varphi_{cu} \quad (4.4.2-3)$$

对填筑施工期的黏性土填筑边坡, 土体的抗剪强度也可采用式 (4.4.2-4) 计算:

$$\tau_f = c_u + \sigma \tan\varphi_u \quad (4.4.2-4)$$

式中 σ ——法向总应力 (MPa);

σ'_c ——水位降落前或边坡开挖前的法向有效应力 (MPa);

u ——孔隙压力 (MPa);

c_{cu} 、 φ_{cu} ——土体固结不排水剪总强度指标, 凝聚力 (MPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

c_u 、 φ_u ——土体不排水剪总强度指标, 凝聚力 (MPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$)。

- 4.4.3** 对于非饱和的 1 级黄土边坡，应对其总应力指标和有效应力指标及其使用进行专门研究。必要时，对于 2 级非饱和黄土边坡也应进行专门研究。
- 4.4.4** 采用试验方法测定土体抗剪强度指标时，可将性质相近的土层概化为一层土，概化后的各土层均应取样。1 级边坡主要土层的抗剪强度试验组数不宜少于 11 组。
- 4.4.5** 非填筑边坡土体的试样应采用原状土样。
- 4.4.6** 由于挡水、降雨或泄水雨雾等原因可能导致边坡土体饱和时，应将试样饱和后再进行试验。
- 4.4.7** 土体抗剪强度指标宜采用三轴压缩试验测定。确实有困难时，对于 2 级及其以下等级边坡，也可采用直剪试验或无侧限抗压强度试验测定。试验应按《土工试验规程》(SL 237—1999) 进行。试验荷载的大小和加荷方式应与边坡施工和运用的实际情况相一致。
- 4.4.8** 膨胀土边坡的残余抗剪强度指标宜采用反复剪切试验测定。
- 4.4.9** 天然土体抗剪强度取值应考虑土体裂隙、含水率变化等因素的影响。
- 4.4.10** 对已滑移的滑坡，其滑动面的抗剪强度指标宜取残余强度值，或取反分析强度值。
- 4.4.11** 测定的抗剪强度指标应按照附录 C 的规定整理和采用。

5 边坡的计算和分析

5.1 渗流计算

5.1.1 边坡天然地下水的分布状况应按照第 4 章的规定通过勘察确定。必要时，宜通过反演分析确定。

5.1.2 渗流计算应求出地下水水面线、等势线、渗透比降和渗流量等成果。

5.1.3 1 级、2 级边坡的渗流计算宜采用数值分析方法，3 级及其以下级别的边坡可采用公式计算。

5.1.4 渗流计算参数宜根据现场试验、室内试验和工程类比等方法确定。对于地质条件复杂的边坡，还宜采用反演分析方法复核和修正。

5.1.5 当边坡体设置排水时，渗流计算应分别考虑边坡体排水措施有效和失效对渗流场的影响。

5.1.6 渗流计算时，对渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层，采用加权平均渗透系数作为计算依据。

5.1.7 渗流计算时，应考虑材料渗透系数的各向异性。

5.1.8 对易受降雨和泄水雨雾影响的边坡，宜考虑其对地下渗流场的影响。

5.1.9 土质边坡和散体结构、发育有软弱夹层和破碎带的岩质边坡等均应进行渗透变形形式判别，判别方法应按 GB 50287—99 的规定执行。

5.1.10 在没有反滤保护的情况下，边坡的渗透出逸比降应小于材料的允许渗透比降。

5.2 稳定计算

5.2.1 经稳定性初步判别有可能失稳的边坡均应进行稳定计算。初步判别难以确定稳定性状的边坡也应进行稳定计算。

5.2.2 对可能发生滑动破坏的边坡，应按照本节的规定进行抗滑稳定计算。对可能发生其他破坏形式的边坡，宜参照类似边坡进行专门研究。

5.2.3 进行稳定计算时，应根据边坡的地形地貌、工程地质条件以及工程布置方案等，分区段选择有代表性的剖面。

5.2.4 若某一种运用条件下存在多种工况，应首先分析选定最危险工况。对于同一运用条件，应计算出最危险工况的稳定安全系数。当最危险工况难以确定时，应对同一运用条件下的不同工况分别进行稳定计算。对于临水边坡，宜通过试算求出不利水位。

5.2.5 对处于设计地震加速度 $0.1g$ 及其以上地区的 1 级、2 级边坡和处于 $0.2g$ 及其以上地区的 3~5 级边坡，应按拟静力法进行抗震稳定计算。计算方法应符合附录 D 的规定。

5.2.6 抗滑稳定计算应以极限平衡方法为基本计算方法。对于 1 级边坡，可同时采用强度指标折减的有限元法验算其抗滑稳定性。

5.2.7 对于土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡，当滑动面呈圆弧形时，宜采用简化毕肖普（Simplified Bishop）法和摩根斯顿—普赖斯法（Morgenstern—Price）进行抗滑稳定计算，当滑动面呈非圆弧形时，宜采用摩根斯顿—普赖斯法和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.8 对于呈块体结构和层状结构的岩质边坡，宜采用萨尔玛法（Sarma）和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.9 对由两组及其以上节理、裂隙等结构面切割形成楔形潜在滑体的边坡，宜采用楔体法进行抗滑稳定计算。

5.2.10 对 1 级、2 级边坡，宜采用上述合适的多种方法进行抗滑稳定计算，综合判断取值。

5.2.11 抗滑稳定计算方法的公式、荷载计算及其各种假定应符合附录 D 的规定。

5.2.12 对三维效应明显的 1 级、2 级边坡，还宜采用三维稳定

分析方法验算其稳定性。

5.2.13 进行边坡抗滑稳定计算时，应采用优化方法搜索稳定安全系数的极小值。

5.2.14 边坡的抗滑稳定最小安全系数应满足 3.4 节的规定。

5.2.15 如有条件，对于 1 级边坡可采用基于抗滑稳定安全系数的方法进行可靠度分析。采用的可靠度分析方法应符合附录 D.3 的规定。

5.3 应力和变形计算

5.3.1 下列 1 级边坡宜采用数值分析方法计算边坡的应力和变形：

1 边坡变形对建筑物应力、变形有影响的边坡。

2 因开挖卸荷导致边坡变形破坏的边坡。

5.3.2 对于设计地震加速度 $0.3g$ 及其以上地区，需要进行应力和变形计算的 1 级边坡，必要时还宜进行动力分析。

5.3.3 应力和变形计算宜采用有限单元法等数值分析方法。

5.3.4 计算采用的岩、土物理力学参数宜由试验测定，并结合工程类比选定。对于断层、裂隙密集带和软弱夹层等地质构造，应采用专门的力学单元进行模拟。

5.3.5 有限元计算宜按照地形改变、荷载变化和强度变化等情况，模拟边坡施工的分期加载和卸载过程。必要时宜计入构造应力作用，确定岩体初始应力，并应分析计算岩体次生应力和变形等。

5.3.6 有限元等数值分析方法的计算结果，应包括边坡体的应力和变形、塑性区、拉力区、裂缝和超常变形等内容。应在对其结果合理性分析的基础上，对边坡和相邻建筑物进行安全评价。

6 边坡治理和加固

6.1 一般规定

6.1.1 边坡的治理和加固设计应遵循下列原则，经多方案的技术经济比较后选定：

1 应综合考虑边坡的地形、地质条件、施工技术水平及难易程度等因素，与建筑物相关的边坡还应考虑建筑物与边坡的相互关系。

2 若需要采用多种措施进行边坡治理和加固，应综合考虑各种措施的技术特点和用途，使其形成有机的治理和加固体系。

3 应优先考虑采用治理措施，若仍不能满足要求或难以实施，再考虑采取加固措施。

4 应根据施工期揭露的地质条件变化和安全监测反馈的有关信息，完善和修正设计。

5 应论证采用新技术、新结构、新材料、新工艺的技术可行性和经济合理性。

6.1.2 对于与新建建筑物相关的边坡，在满足建筑物布置的前提下，开挖边坡的走向、形状应根据地形、地质条件的特点，以及边坡稳定的需要确定。若开挖边坡的走向、形状与相关建筑物布置相矛盾，在建筑物布置允许的前提下，宜调整建筑物的布置。

6.1.3 边坡的治理和加固可采用下列一种或多种措施：

1 减载、边坡开挖和压坡。

2 排水和防渗，排水包括坡面、坡顶以上地面排水、截水和边坡体排水。

3 坡面防护，包括用于土坡的各种形式的护砌和人工植被，用于岩坡的喷混凝土、喷纤维混凝土、挂网喷混凝土，以及柔性主动支护、土工合成材料防护等措施。

4 边坡锚固，包括各种锚杆、抗滑洞塞等。

5 支挡结构，包括各种形式的挡土墙、抗滑桩、土钉、柔性被动支护措施等。

6.1.4 进行边坡治理和加固时，宜设置完善的地面截水、排水系统。若边坡的稳定安全性状对地表水下渗引起的岩、土体饱和和地下水升高敏感，还应做好坡面防渗和坡面附近的地面防渗。

6.1.5 当需要采取锚固措施加固边坡时，应研究以下几种锚固与支挡结构组合的技术可行性和经济合理性：

1 锚杆与挡土墙。

2 锚杆与抗滑桩。

3 锚杆与混凝土格构。

4 锚杆与混凝土塞或混凝土板。

6.1.6 边坡的治理和加固应考虑环境保护，并应与周围建筑物和环境相协调。

6.2 减载、边坡开挖和压坡

6.2.1 减载措施可采用坡顶开挖、削坡等方式。

6.2.2 减载措施宜用于松动变形和可能发生滑动、倾倒、崩塌等破坏情况下，潜在滑动面上陡下缓且滑体厚的边坡治理。

6.2.3 当场地条件允许时，边坡开挖、减载和压坡措施宜配合使用。

6.2.4 采用减载方法治理边坡，应根据潜在滑动面的形状、位置、范围确定减载方式，并避免因减载开挖引起新的边坡失稳。

6.2.5 边坡马道的间距、宽度和纵向坡度等应根据边坡岩土体性质、地质构造特征，并应考虑边坡稳定、坡面排水、防护、维修及安全监测等需要综合确定。马道的最小宽度不宜小于 2m。

6.2.6 在边坡的平均坡度满足抗滑稳定要求的前提下，黄土边坡宜开挖成“陡坡宽马道”的形式。马道间的高度为 5~10m 时，两马道之间的开挖坡度可陡于 1:0.5。边坡总高度大于 40m 时，可在坡高的 1/2 稍高处设置宽平台。平台宽度应根据边

坡的整体稳定和局部稳定要求，经计算确定。

6.2.7 对于含有膨胀性岩、土的边坡治理，可根据地质情况采取预留开挖保护层、盖压、砌护封闭、保湿和置换等措施。

6.2.8 压坡体的高度、长度和坡度等应经压坡局部稳定和边坡整体稳定计算确定。

6.2.9 压坡材料宜与边坡坡体材料的变形性能相协调。当采用土料和堆石料填筑岩质边坡的压坡时，对于需要严格限制变形的边坡，压坡体提供的抗力应按主动土压力计。

6.3 排水和防渗

6.3.1 边坡的排水和防渗系统应包括排除地表水、地下水和减少地表水下渗等措施。地表排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，使之形成相辅相成的防渗、排水体系。

6.3.2 地表排水系统应包括边坡坡面及其以外集水面积内的截水、排水和防渗等设施。

6.3.3 地表排水系统应根据集水面积、降雨强度、历时和径流方向等进行整体规划和布置。潜在滑动体范围内外的地表排水系统宜分开布置，自成体系。

6.3.4 地表排水和截水沟的位置、数量和断面尺寸，应根据降雨强度、历时、分区汇水面积等，经计算确定。坡面排水沟尺寸的确定，除考虑坡面径流量外，还应计入坡体内渗出的水量。

6.3.5 对于天然滑坡体范围内的地表排水，主排水沟方向应有利于快速排除地表水。

6.3.6 排水沟可选择梯形或矩形断面。可采用混凝土现浇或块石、预制混凝土件砌筑，接缝面应设置止水措施。

6.3.7 当边坡受降雨、泄流雨雾或其他原因影响其稳定时，除应做好地表排水外，还应研究是否需要进行防渗处理。

6.3.8 边坡坡体内排水可采用下列一种或多种措施：

- 1 坡面排水孔。
- 2 排水洞及其排水孔。

3 网状排水带和排水盲沟。

4 贴坡排水。

6.3.9 坡面排水孔宜采用梅花形布置，孔、排距宜不大于 3m，孔径可为 50~100mm。孔向宜与边坡走向正交，并倾向坡外，倾角可为 $10^{\circ}\sim 15^{\circ}$ 。在岩质边坡中，孔向宜与主要发育裂隙倾向呈较大角度布置。

6.3.10 排水洞应布置在潜在滑动面以下的稳定岩土层内。设置多条排水洞时，应形成完整的排水体系。排水主洞走向宜与边坡走向一致或接近。排水洞内的排水孔的深度、方向和孔位布置应根据裂隙发育情况、产状、地下水分布特点等确定。排水孔的孔、排距不宜大于 3m，孔径可为 50~100mm。

6.3.11 在土质边坡、散体结构的岩质边坡和断层、裂隙密集带等部位，以及排水孔穿过泥化夹层等时，排水孔内应设置排水管，并应做好反滤保护。对于地质条件较好的岩质边坡，其排水孔可仅设孔口管。

6.3.12 挡土墙的排水设计应按照《水工挡土墙设计规范》(SL 379—2007) 的有关规定执行。

6.3.13 采用压坡措施进行边坡治理时，压坡体的排水设计可参照《碾压式土石坝设计规范》(SL 274—2001) 的有关规定执行。

6.3.14 当边坡体内的地下水位降低可能对周围环境造成不利影响时，应研究地下水位降低的幅度是否适度或能否采取其他替代措施。

6.3.15 对 1 级临水边坡，当坡面排水孔位于水位变动区时，宜在排水孔孔口设置带有逆止阀的单向排水管。

6.4 坡面防护

6.4.1 当边坡岩体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等影响边坡耐久性 or 正常运用，或可能威胁到人身和财产安全时，应进行坡面防护。

6.4.2 坡面防护可选用下列材料进行护砌：

- 1 干砌石、土工网石笼和钢筋石笼。
 - 2 浆砌石。
 - 3 预制、现浇混凝土和钢筋混凝土板（或块）。
 - 4 浆砌石和钢筋混凝土格构。
 - 5 喷砂浆、喷混凝土、挂网喷混凝土、喷钢纤维混凝土、喷合成纤维混凝土和主动柔性防护网。
 - 6 草皮以及其他植物护坡。
 - 7 其他新型材料，包括生态、环保型柔性材料。
- 6.4.3** 坡面防护的材料及结构的选择，应根据地形、地质、运用条件及材料来源情况，并应考虑下列因素经技术经济比较确定：
- 1 雨水冲刷、波浪淘刷作用。
 - 2 冻胀、干裂作用。
 - 3 漂浮物和冰层的撞击和挤压作用。
 - 4 坡面风化作用。
 - 5 坡面防渗。
 - 6 植生效果、环境效应。
- 6.4.4** 坡面防护措施应能保持自身的稳定。若坡面防护与锚固、支挡等措施联合使用，可一并进行计算。
- 6.4.5** 寒冷和严寒地区的坡面防护设计应考虑冻融、冻胀作用。对临水边坡应考虑冰压力对坡面防护的影响。有关设计应按照《水工建筑物抗冰冻设计规范》（SL 211—2006）的规定执行。
- 6.4.6** 当坡面防护材料与边坡体材料不能满足反滤要求时，护面下应按反滤要求设置垫层。
- 6.4.7** 临水边坡采用干砌石、预制混凝土或钢筋混凝土板（或块）防护时，可按照 SL 274—2001 附录 A 规定的方法计算。
- 6.4.8** 护坡石料应质地致密坚硬，并应满足抗水和抗风化性能要求。
- 6.4.9** 现浇混凝土或钢筋混凝土板（或块）的混凝土强度等级不宜低于 C15。

6.4.10 喷砂浆厚度不宜小于 30mm；喷素混凝土、喷钢纤维混凝土厚度不宜小于 50mm；单层挂网喷混凝土厚度不宜小于 100mm。喷混凝土的强度等级不宜低于 C20。

6.4.11 浆砌石和钢筋混凝土格构可选择方形、菱形、人字形、城门洞形和弧形等形式。格构应设变形缝，缝间距不宜大于 20m。不同形式格构的间距可按下列规定选用：

1 浆砌石格构间距不宜大于 3m。

2 现浇钢筋混凝土格构间距不宜大于 5m。

3 若格构同时作为预应力锚杆外锚头时，应采用钢筋混凝土格构，其形式和尺寸应按锚杆布置形式和间距确定。

6.4.12 初步选定格构的断面尺寸时，可按下列规定选用：

1 浆砌石格构的断面高度可为 400～500mm，宽度可为 300～450mm。

2 现浇混凝土和钢筋混凝土格构断面高度可为 300～400mm，宽度可为 200～300mm。若与预应力锚杆外锚头结合时，外锚头可按 6.6.15 条的规定执行。

6.4.13 若边坡岩土体有可能发生风化剥落、浅层滑动或蠕滑，且又不易清理或清理不经济时，可采用主动柔性防护措施。主动柔性防护系统应通过锚杆和支撑绳将金属网张紧覆盖于坡面，构成表层的连续支撑防护系统。

6.5 非预应力锚杆

6.5.1 下列情况下的边坡加固宜采用非预应力锚杆支护：

1 节理裂隙发育、风化严重的岩质边坡的浅层锚固。

2 碎裂和散体结构岩质边坡的浅层锚固。

3 边坡的松动岩块锚固。

4 土质边坡的锚固。

5 固定边坡坡面防护结构或构件的锚固。

6.5.2 非预应力锚杆的锚固形式选择宜符合下列规定：

1 机械式锚固宜用于需要快速加固的硬岩临时边坡，锚固

形式可采用楔缝式、倒楔式和胀壳式。

2 全长黏结式锚固可用于变形不大的各种类型边坡，黏结材料可采用水泥浆、水泥砂浆和树脂锚固剂。

3 摩擦式锚固宜用于需要快速加固的软弱破碎、塑性流变和受动载作用的岩质临时边坡，锚固形式可采用缝管式、楔管式和水胀式。

6.5.3 锚杆材料、直径、防护技术要求应按照《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086—2001)的有关规定执行。

6.5.4 应根据岩体节理裂隙的发育程度、产状、块体规模等布置系统锚杆，平面布置形式可采用梅花形或方形。对于系统锚杆不能兼顾的坡面随机不稳定块体，应布置随机锚杆。

6.5.5 非预应力锚杆作为系统锚杆时，长度可为3~15m，锚杆最大间距宜小于5m，且不大于锚杆长度的1/2。岩质边坡的非预应力系统锚杆的孔向宜与主要结构面垂直或呈较大夹角。

6.6 预应力锚杆

6.6.1 预应力锚杆按锚固段与周围介质的连接形式可分为机械式和黏结式。

6.6.2 机械式预应力锚杆宜用于需要快速加固和对防腐要求较低的硬质岩质边坡。

6.6.3 黏结式预应力锚杆按锚固段胶结材料的受力情况可分为拉力集中型、压力集中型、拉力分散型和压力分散型4种形式。

6.6.4 拉力集中型预应力锚杆用于软岩和土坡时，单根锚固力不宜过大。

6.6.5 对具有强侵蚀性环境中的边坡，当单根锚杆的锚固力不大时，宜采用压力集中型预应力锚杆。

6.6.6 对要求单根锚杆的锚固力大的软岩或土质边坡，宜采用拉力分散型预应力锚杆；但当其环境对锚杆有侵蚀性时，宜采用压力分散型预应力锚杆。

6.6.7 对于不同的边坡破坏模式，预应力锚杆的安设部位宜参

照下列规定确定（见图 6.6.7）：

1 当边坡失稳模式为滑动破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在滑动体的下、中部。

2 当边坡失稳模式为倾倒破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在倾倒体的中、上部。

3 当存在软岩层或风化带，可能导致边坡变形破坏时，预应力锚杆应穿过软岩层或风化带安设，并采用混凝土锚固墩封闭。

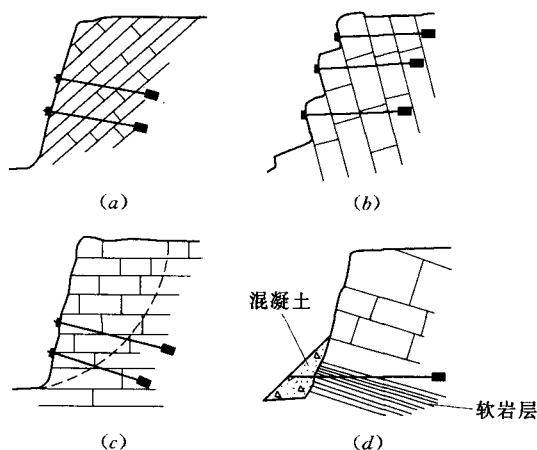


图 6.6.7 预应力锚杆安设部位示意图

(a) 平面滑动模式；(b) 倾倒破坏模式；(c) 圆弧滑动模式；

(d) 锚杆与混凝土共同加固软弱风化带

6.6.8 预应力锚杆间距应根据总设计锚固力、单根锚杆的锚固力、锚杆长度和边坡地层岩性确定，并应符合下列规定：

1 预应力锚杆宜长、短相间布置。

2 锚杆体相互平行布置时，间距可为 4~10m。

3 锚杆体相互不平行布置时，锚固段最小间距应大于 1.5m。

6.6.9 确定预应力锚杆截面尺寸时，预应力钢丝、钢绞线和精

轧螺纹钢筋等材料在设计张拉力（设计工作荷载）作用下的强度利用系数可采用 0.55~0.65。

6.6.10 单根预应力锚杆的锚固力确定应考虑下列因素：

- 1 边坡需要施加的总锚固力大小。
- 2 边坡地质条件。
- 3 类似工程经验。
- 4 预应力锚杆的类型、锚固体结构型式及其制作技术水平。
- 5 预应力张拉设备的能力。

6.6.11 单根预应力锚杆的锁定锚固力应根据相关建筑物位移控制要求和边坡地质条件确定。

6.6.12 预应力锚杆安设角度宜采用最优锚固角。实际采用的安设角度可根据潜在滑动体的实际情况和施工条件调整。仰角或俯角宜大于 10°。最优锚固角可按式（6.6.12）计算：

$$\beta = \theta - \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6.6.12)$$

式中 β ——最优锚固角（°），为预应力锚杆与水平面夹角（正值为仰角，负值为俯角）；

θ ——滑动面倾角（°）；

φ ——滑动面内摩擦角（°）。

6.6.13 预应力锚杆的锚固段应锚固在潜在滑动面 1.5m 以外的稳定岩土体内。锚固段长度可根据附录 E 确定。

6.6.14 预应力锚杆自由段的长度不宜小于 5m。

6.6.15 预应力锚杆外锚头的传力结构宜根据计算确定，传力结构型式可按照下列规定选择：

1 块状、层状结构的岩质边坡可采用四棱台形混凝土台座，也可选用其他材料的台座。

2 碎裂状、散体结构的岩质边坡可采用混凝土台座间加联系梁结构。

3 对于下部分布有软岩层的岩质边坡，软岩层处的传力结构可采用混凝土塞或混凝土格构。

4 土质边坡、土石混合边坡可采用混凝土格构。

5 当同时采用支挡结构和预应力锚杆加固边坡时，预应力锚杆的传力结构宜与支挡结构相结合。

6.7 支 挡 结 构

6.7.1 抗滑桩宜用于潜在滑动面明确、对边坡变形控制要求不高的土质边坡、土石混合边坡和碎裂状、散体结构的岩质边坡。

6.7.2 抗滑桩宜布置在滑坡体下部、且滑面较平缓的地段；当滑动面长、滑坡推力大时，可与其他加固措施配合使用，或可沿滑动方向布置多排抗滑桩。多排抗滑桩宜按梅花形布置。

6.7.3 群桩或排桩的桩间距应根据边坡地质条件，以及桩的结构、承载能力等技术经济比较确定。确定的桩间距应使岩土体不致从桩间挤出。初步选定时，桩的中心距可为 5~10m，且宜大于桩的横截面短边或直径的 2.5 倍。

6.7.4 抗滑桩的横断面形状可采用矩形或圆形。当滑坡体滑动方向明确时，可采用矩形断面，其短边宜与滑动方向正交；当滑动方向难以准确确定时，宜采用圆形断面。

6.7.5 抗滑桩的断面尺寸应根据单桩承担的推力大小、锚固段地层横向容许承载力和桩间距等因素确定。初步选定时，矩形断面的短边边长可为 1.5~3m，长边边长不宜小于短边的 1.5 倍；圆形断面的直径可为 1.5~5m。

6.7.6 对于可能产生塑流破坏、地下水较发育、且处于移动状态的滑坡体，抗滑桩宜按下列两种方法进行技术经济比较后设置：

1 采用小间距、小断面的抗滑桩。

2 在抗滑桩之间设置连接板或联系梁。

6.7.7 稳定计算时，应核算抗滑桩上方的边坡体是否会越过桩顶滑出，并应采取相应措施。抗滑桩锚固段应锚固在潜在滑动面以下的稳定地层内，且不应产生新的深层滑动。初步选定时，锚

固段长度可为桩长的 $1/4 \sim 1/3$ ，最终应根据计算确定。

6.7.8 抗滑桩宜采用普通钢筋混凝土。必要时，也可采用预应力钢筋混凝土。

6.7.9 抗滑桩计算应按附录 F 的规定执行。

6.7.10 挡土墙宜布置在潜在滑坡体前部潜在滑动面缓的部位。根据稳定要求，可设一道或多道挡土墙。挡土墙的底部应在潜在滑动面以下，埋置深度应经计算确定。

6.7.11 当采用挡土墙或抗滑桩与锚固措施联合加固方案时，应按两者联合受力进行计算。挡土墙或抗滑桩的变形应与锚杆变形相协调。

6.7.12 对土质及破碎软弱岩质边坡，可采用土钉墙进行加固。根据地形、地质条件，当边坡总高度较高时宜设多级土钉墙。多级土钉墙上、下级之间应设平台。适用的土钉墙总高度和单级高度应根据工程类比确定。

6.7.13 土钉宜采用直径为 $16 \sim 32\text{mm}$ 的 II、III 级钢筋。初步选定时，长度可为墙高的 $0.4 \sim 1.0$ 倍，间距可为 $0.75 \sim 2\text{m}$ ，土钉与水平面夹角可为 $5^\circ \sim 20^\circ$ 。土钉应与挂钢筋网的喷混凝土面层连接牢固。

6.7.14 若边坡表层岩块有可能发生崩塌、滚落，且又不易清理或清理不经济时，可采用被动柔性防护结构。

6.7.15 被动柔性防护结构应由钢丝绳网、钢柱、支撑绳及其拉锚绳、减压环等构成。钢丝绳网孔边长可为 $100 \sim 300\text{mm}$ 。

6.7.16 被动柔性防护结构的防护能力应根据落石动能计算确定。钢丝绳强度不宜低于 1770MPa ，热镀锌等级不宜低于 AB 级，并应符合《重要用途钢丝绳》（GB/T 8918—2006）的有关规定。

6.8 抗滑洞塞

6.8.1 若边坡滑动面位置明确，且滑动面上、下岩体相对完整，可采用抗滑洞塞进行加固。

6.8.2 洞轴线沿潜在滑动面走向布置的抗滑洞塞应符合下列规定：

1 抗滑洞塞应切断边坡主滑动面，洞的利用段高度或锚固高度应满足滑动面不绕过抗滑洞塞的要求。

2 抗滑洞塞宜水平布置。

6.8.3 洞轴线与潜在滑动面走向垂直或呈较大角度布置的抗滑洞塞在稳定岩体内的锚固长度宜大于洞径的 2 倍。

7 安全监测设计

7.1 一般规定

7.1.1 水利水电工程边坡应根据其级别、类型、高度、结构型式、地形和地质条件，以及与水工建筑物的关系，设置必要的安全监测项目和设施。

7.1.2 安全监测设计应符合下列要求：

- 1 监视边坡在施工期、运行期的工作状态和安全性状。
- 2 指导施工、检验设计。
- 3 为科学研究提供资料。

7.1.3 安全监测设计应遵循下列原则：

1 稳定监测应以整体为主，兼顾局部稳定监测，对加固措施应进行重点监测。

2 监测项目应统筹安排、配合设置，应有针对性地设置监测项目，布设监测仪器和设施。

3 监测断面的选择应有代表性，主要监测断面的主要项目宜采用两种以上的监测手段，关键部位的关键仪器宜设备份。

4 施工期和运行期的测点宜结合布置。

5 测点布置应突出重点。

7.1.4 安全监测设施布置应符合下列规定：

1 仪器和电缆应有可靠的保护措施。

2 应统筹安排观测站的布设，观测站宜有良好的交通、照明和防潮条件。

7.1.5 安全监测仪器的选择应符合下列规定：

- 1 应长期稳定、可靠，并应能在恶劣环境中正常工作。
- 2 应与要求的量程和精度相适应。
- 3 应便于操作和维护。

7.1.6 对于 1 级、2 级边坡，宜提出主要监测项目的测值预计

变动范围。

7.1.7 安全监测设计应提出监测设施安装埋设、监测方法、初始值获取、观测频次、观测精度、监测资料整编与分析等技术要求。

7.1.8 安全监测设计除应满足本规范要求外，还宜参照《土石坝安全监测技术规范》(SL 60—94)、《土石坝安全监测资料整编规程》(SL 169—96)、《混凝土大坝安全监测技术规范》(SDJ 336—89)和《大坝安全自动监测系统设备基本技术条件》(SL 268—2001)的有关规定执行。

7.1.9 对于1级边坡，可设置具有数据自动采集和数据管理分析功能的自动化监测系统，但应进行专项设计。采用自动化监测时，还应具备人工监测条件。

7.1.10 对于1级边坡，必要和具备条件时可设置边坡安全预警系统。

7.2 安全监测项目设置和设施布置

7.2.1 1级、2级和3级边坡监测项目设置应符合表7.2.1的规定。

表 7.2.1 边坡仪器监测项目设置

序 号	监 测 项 目		边 坡 级 别		
			1	2	3
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	●	●	☆
		孔隙压力	○	☆	—
		渗流量	☆	—	—
3	强震监测	地震动加速度	☆	☆	☆
4	爆破影响监测	地震反应	○	☆	☆
		质点速度	○	☆	—
5	地应力监测	应力	☆	—	—
注：●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。					

7.2.2 库（河）水位、降雨量和气温等环境量监测宜与土工建筑物统筹考虑。

7.2.3 边坡应按区段设置监测断面和测点，并应符合下列规定：

1 1级边坡宜布设2~3个监测断面。

2 2级、3级边坡不应少于1个监测断面。

3 每个监测断面上的表面位移测点不宜少于3个，其他监测项目的测点不宜少于1个。但对于地下水位高的1级边坡，每个断面的地下水位测点不宜少于2个。

4 地质条件复杂的边坡宜增设监测断面或测点。

7.2.4 表面位移工作基点宜布设在边坡附近、边坡变形影响的范围之外，且不受外界干扰、交通方便的部位。

7.2.5 表面水平位移测点宜按照准直线法或前方交会法的监测要求布设，也可按照边角网法或收敛法布设，1级岩质边坡可同时按照垂线法布设，监测工作基点宜与外部基准点组成边角网。1级天然滑坡，也可按照GPS法布设。

7.2.6 块状、层状和碎裂结构的岩质边坡内部位移宜采用多点位移计监测。

7.2.7 采用多点位移计监测内部位移，应符合以下规定：

1 钻孔宜穿过断层、节理裂隙密集带、夹泥层和岩石破碎带。

2 钻孔底部的测点宜锚固在相对稳定的岩体内，否则应在孔口附近增设1个表面水平位移测点。

7.2.8 采用钻孔测斜仪监测内部位移，应符合以下规定：

1 钻孔宜布设在马道上，孔口附近宜布设1个表面水平位移测点。

2 钻孔宜为竖直向布置，底部宜深入潜在滑动面以下5m。

3 钻孔测斜仪可采用活动式或固定式。

7.2.9 倾斜监测应符合下列规定：

1 宜采用倾斜仪，也可采用水准仪。

2 测点宜布设在马道上。

3 倾斜仪应和边坡牢固结合，并应设保护装置。

7.2.10 裂缝监测应符合下列规定：

1 裂缝宜采用电测测缝计，也可采用机械式测缝计、伸缩仪或千分卡尺等。

2 测缝计宜设在有代表性的裂缝部位。

7.2.11 渗流监测应符合下列规定：

1 地下水位可采用渗压计或测压管监测。

2 土质边坡孔隙压力监测宜采用渗压计。

3 渗流量宜分区量测。

7.2.12 1级、2级和3级边坡的加固措施监测项目设置应符合表7.2.12的规定。

表 7.2.12 边坡加固措施的监测项目设置

序 号	加 固 措 施	监 测 项 目	边 坡 级 别		
			1	2	3
1	预应力锚杆	锚固力	●	●	○
2	非预应力锚杆	应力	○	☆	—
3	抗滑桩	水平位移	○	☆	—
		应力	☆	—	—
		侧向压力	☆	—	—
4	抗滑洞塞	应力	☆	—	—
		岩土压力	☆	—	—
注：●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。					

7.2.13 边坡加固措施监测应符合下列规定：

1 预应力锚杆的锚固力监测宜采用锚杆测力计。预应力锚固力的锚杆监测数量应不小于预应力锚杆总数的5%，1级、2级边坡预应力锚杆监测数量不宜少于3根，应重点布设在地质复杂部位。

2 非预应力锚杆应力监测宜采用锚杆测力计或点焊式应变计，其监测数量可根据边坡的具体情况确定。

3 抗滑桩的水平位移、应力、侧向压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。

4 挡土墙的监测应按照 SL 379—2007 执行。

5 抗滑洞塞的应力、岩土压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。

7.3 安全监测资料的整编与分析

7.3.1 安全监测设计应对监测资料的整编与分析提出下列要求：

1 监测仪器安装埋设完成后，应及时取得各监测项目的初始值。

2 对施工期取得的监测资料应进行快速整理、分析，并及时反馈。

3 安全监测资料及其整编和分析成果应及时移交给工程监理单位。

7.3.2 根据监测资料分析边坡安全性状时，宜以变形监测作为主要控制指标。并应按照累计位移、变形速率、加速度等变化情况，结合其他监测资料，综合评价边坡安全性状。

附录 A 边坡失稳模式判别

A.0.1 岩质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.1 进行判别。

表 A.0.1 不同类型的岩质边坡可能的失稳模式

岩 体		可能的失稳模式
类型	亚类	
块状结构	整体状结构	1. 多沿某一结构面或复合结构面滑动； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 发育陡倾结构面时，易形成崩塌
	块状结构	
	次块状结构	
层状结构	层状同向结构	1. 层面或软弱夹层易形成滑动面，坡脚切断后易产生滑动； 2. 倾角较陡时易产生溃屈或倾倒； 3. 倾角较缓时坡体易产生倾倒变形； 4. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 5. 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、顺坡向软弱结构面的发育程度及抗剪强度所控制
	层状反向结构	1. 岩层较陡或存在有陡倾结构面时，易产生倾倒弯曲松动变形； 2. 坡脚有软层时，上部易拉裂或局部崩塌、滑动； 3. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 4. 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、层间结合能力及反倾结构面发育与否所控制
	层状斜向结构	1. 易形成层面与节理组成的楔形体滑动或崩塌； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 层面与坡面走向夹角越小，滑动的可能性越高
	层状平叠结构	1. 存在有陡倾节理时，易形成崩塌； 2. 节理或节理组易形成楔形体滑动； 3. 在坡底有软弱夹层时，在孔隙水压力或卸荷作用下，易产生向临空面的滑动
碎裂结构	镶嵌碎裂结构	边坡稳定性差，坡度取决于岩块间的镶嵌情况和岩块间的咬合力，失稳类型多以圆弧状滑动为主
	碎裂结构	
散体结构		边坡稳定性差，坡角取决于岩体的抗剪强度，呈圆弧状滑动

A.0.2 土质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.2 进行判别。

表 A.0.2 不同类型的土质边坡可能的失稳模式

边坡类型	主要特征	影响稳定的主要因素	可能的主要变形破坏形式	与水利水电工程关系
黏性土边坡	以黏粒为主，一般干时坚硬，遇水膨胀崩解。某些黏土具大孔隙性（如山西南部黏土），某些黏土甚坚固（如南方网纹红土），某些黏土呈半成岩状，但含可溶盐量高（如黄河上游的黏土），某些黏土具水平层理（如淮河下游的黏土）	1. 矿物成分，特别是亲水、膨胀、溶滤性矿物含量； 2. 节理裂隙的发育状况； 3. 水的作用； 4. 冻融作用	1. 裂隙性黏土常沿光滑裂隙面形成滑面，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. 因冻融产生剥落； 3. 坍塌	1. 作为水库或渠道边坡，因蓄水、输水可能引起部分黏土边坡变形滑动，注意库岸大范围黏土边坡滑动带来不利影响； 2. 寒冷地区工程边坡因冻融剥落而破坏
砂性土边坡	以砂粒为主，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	1. 颗粒成分及均匀程度； 2. 含水情况； 3. 振动； 4. 外水及地下水作用及密实程度	1. 饱和均质砂性土边坡，在振动力作用下，易产生液化滑坡； 2. 管涌、流土； 3. 坍塌和剥落	1. 在高地震烈度区的渠道边坡或其他建筑物边坡，地震时产生液化滑坡； 2. 机械震动也可能出现局部滑坡； 3. 基坑排水时易出现破坏
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，有时呈固结状，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，水下渗使下垫层水黏土层泥化等	1. 崩塌； 2. 张裂； 3. 湿陷； 4. 高或超高边坡可能出现高速滑坡	渠道边坡，因通水可能出现滑坡；库岸边坡因库水浸泡可能坍塌或滑动；黄土塬上灌溉使地下水位抬高，可出现黄土湿陷，谷坡开裂崩塌，半成岩黄土区深切河谷可出现高速滑坡；因湿化引起古滑坡复活

表 A.0.2 (续)

边坡类型	主要特征	影响稳定的主要因素	可能的主要变形破坏形式	与水利水电工程关系
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性); 2. 外力作用、振动	1. 滑坡; 2. 塑流变形; 3. 坍塌、边坡难以成形	渠道通过软土地区因塑流变形而不能成形, 坡脚有软土层时, 因软土流变挤出使边坡坐塌
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	边坡开挖后因自然条件变化、表层膨胀、崩解引起连续滑动或坍塌
分散性土边坡	属中塑性土及粉质黏土类, 含一定量钠蒙脱石, 易被水冲蚀, 尤其遇低含盐量水, 表面土粒依次脱落, 呈悬液或土粒被流动的水带走, 迅速分散	1. 低含盐量环境水; 2. 孔隙水溶液中钠离子含量较高, 介质高碱性; 3. 土体裸露, 水土接触	1. 冲蚀孔洞、孔道; 2. 管涌、崩塌和溶蚀孔洞; 3. 坍塌、崩塌性滑坡	堤坝和渠道边坡在施工和运行中随机发生变形破坏或有潜在危机
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. 坍塌	因施工切挖导致局部坍塌, 作为库岸边坡因水库蓄水可导致局部坍塌或上部坡体开裂, 库水骤降易引起滑坡
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	1. 下伏基岩面产状; 2. 水对土层浸泡, 水渗入土体	1. 土层沿下伏基岩面滑动; 2. 土层局部坍塌; 3. 上部岩体沿土层蠕动或错落	叠置型岩土混合边坡基岩面与边坡同向且倾角较大时, 蓄水、暴雨后或振动时易沿基岩面产生滑动

A.0.3 不同失稳模式的破坏特征、机制和破坏面形态可按照表 A.0.3 确定。

表 A.0.3 边坡失稳特性和破坏机制

失稳模式		失稳特征	破坏机制	破坏面形态
崩塌		边坡局部岩体松动、脱落，主要运动形式为自由落体或滚动	拉裂破坏。岩体存在临空面，在结合力小于重力时发生崩塌	—
滑动	平面形	边坡岩体沿某一结构面整体向下滑动，折线形滑动面	剪切—滑移破坏。结构面临空，坡脚岩层被切断，或坡脚岩层挤压剪切	层面或贯通性结构面形成滑动面
	曲面形	散体结构、碎裂结构的岩质边坡或土坡沿曲面滑动面滑动，坡脚隆起	剪切—滑移破坏。内摩擦角偏低，坡高、坡角偏大	圆弧形滑动面
	楔形体	结构面组合的楔形体，沿滑动面交线方向滑动	剪切—滑移破坏。结构面临空	两个以上滑动面组合
弯曲倾倒		层状反向结构的边坡，表部岩层逐渐向外弯曲倾倒等现象，少数层状同向边坡也可出现弯曲倾倒	弯曲—拉裂破坏，劈楔。由于层面密度大，强度低，表部岩层在风化及重力作用下产生弯矩	沿软弱层面与反倾向节理面追踪形成
溃屈		层状结构顺层边坡，岩层倾角与坡角大致相似，上部坡体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而发生岩层鼓起、拉裂等现象	滑移—弯曲破坏。顺坡向剪力过大，层面间的结合力偏小，上部坡体软弱面蠕滑，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，局部拉应力集中而发生拉裂、扩展、移动等现象	塑流—拉裂破坏。重力作用下，软岩变形流动使上部岩体失稳	软岩中变形带
流动		在重力作用下，崩塌碎屑类堆积向坡脚或峡谷内流动，形成碎屑流滑坡，多发生在具有较大自然坡降的峡谷地区	流动破坏。碎屑体饱水后在重力作用下，产生流动	碎屑体内流动，无明显滑动面

附录 B 岩质边坡稳定性初步判别

B.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。

B.0.2 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。

B.0.3 采用大圆分析法时,宜按下列步骤作出极射赤平投影图(见图 B.0.3):

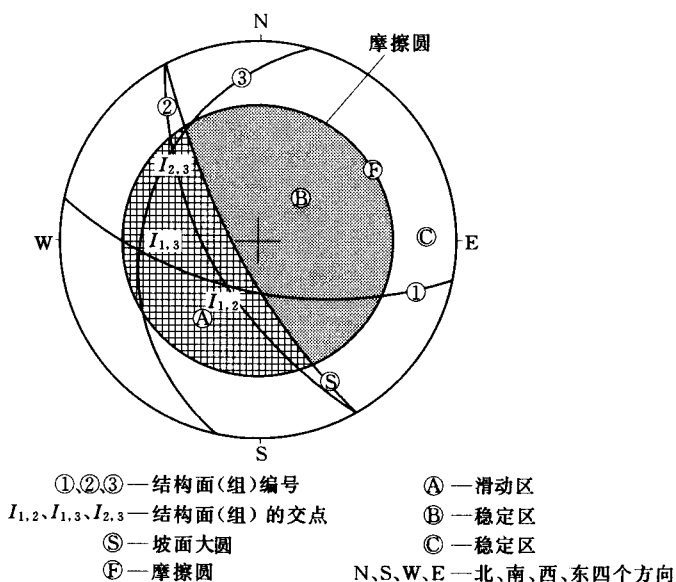


图 B.0.3 采用大圆分析法初步判别岩质边坡失稳可能性的极射赤平投影图

- 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。

B.0.4 任意两组结构面大圆的交点落入图 B.0.3 所示的滑动区，则应认为边坡可能失稳。

B.0.5 对于单组结构面，宜按下列步骤进行边坡稳定性判别（见图 B.0.5）：

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。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。

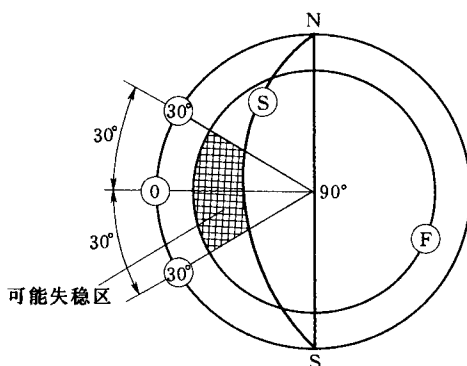


图 B.0.5 大圆分析法初步判别存在单组结构面的岩质
边坡失稳可能性的极射赤平投影图

B.0.6 采用极点分析法初步判别岩质边坡稳定性时，宜按下列步骤进行判别（见图 B.0.6）：

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 B. 0. 6 所示的滑动区或倾倒区，则认为边坡可能滑动或倾倒。

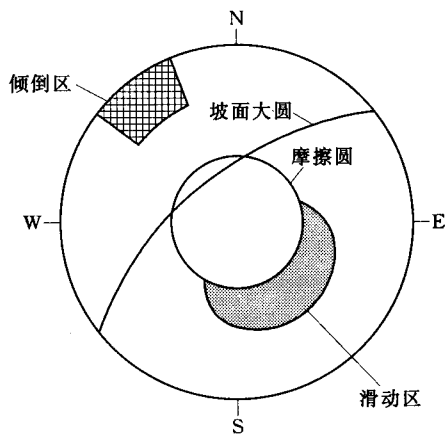


图 B. 0. 6 采用极点分析法初步判别岩质边坡失稳可能性的极射赤平投影图

附录 C 土质边坡抗剪强度确定

C.0.1 对黏性土边坡，抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 C.0.1 选用。

表 C.0.1 黏性土边坡抗剪强度指标的测定和应用

工 况	抗剪强度指标	试验仪器	试验方法与代号
施工开挖和 水位降落	有效应力指标 (c' , φ')	三轴仪	固结不排水剪 (CU) 测孔隙压力
		直剪仪	慢剪 (S)
	总应力指标 (c_{cu} , φ_{cu})	三轴仪	固结不排水剪 (CU)
		直剪仪	固结快剪 (CQ)
稳定渗流	有效应力指标 (c' , φ')	三轴仪	固结排水剪 (CD)
		直剪仪	慢剪 (S)
填筑施工期	总应力指标 (c_u , φ_u)	三轴仪	不排水剪 (UU)
		直剪仪	快剪 (Q)

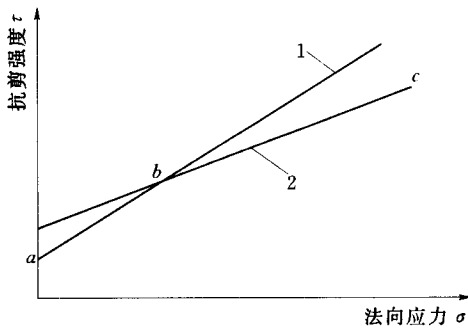


图 C.0.1 强度包线的组合

1—有效强度包线 CD；2—固结不排水剪总强度包线 CU 或不排水剪强度包线 UU

C.0.2 在施工开挖和水位降落工况下，宜采用有效应力法和总

应力法同时计算抗剪强度，以计算较小的稳定安全系数为准。

C.0.3 抗剪强度指标采用总应力法计算时，施工开挖和水位降落期，应采用图 C.0.1 中的 CD 和 CU 的下包线 *abc*，填筑施工期应采用图 C.0.1 中的直线 2。

C.0.4 抗剪强度指标宜取小值平均值，对三轴试验应作应力圆，直径和圆心均应采用小值平均值。

附录 D 抗滑稳定计算

D.1 稳定计算

D.1.1 当采用简化毕肖普法（见图 D.1.1）计算抗滑稳定安全系数时，应按式（D.1.1）计算：

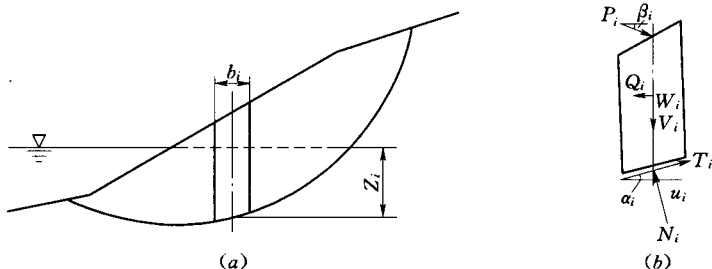


图 D.1.1 简化毕肖普法计算简图

(a) 滑体；(b) 典型条块

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

式中 W_i ——第 i 条块重量 (kN)；

V_i ——第 i 条块垂直向地震惯性力 (V 向上取“—”，向下取“+”) (kN)；

P_i ——作用于第 i 条块的外力 (不含坡外水压力) (kN)；

u_i ——第 i 条块底面的单位孔隙压力 (kN/m)；

b_i ——第 i 条块宽度 (m)；

α_i ——第 i 条块底面与水平面的夹角 (以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角) ($^\circ$)；

β_i ——第 i 条块的外力 P_i 与水平线的夹角 (以水平线为

起始线, 顺时针为正角, 逆时针为负角) ($^{\circ}$);

c'_i 、 φ'_i ——第 i 条块底面的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

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

Q_i ——第 i 条块水平向地震惯性力 (Q_i 方向与边坡滑动方向一致时取 “+”, 反之取 “-”) (kN);

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

R ——滑动面圆弧半径 (m);

K ——抗滑稳定安全系数。

D. 1. 2 当采用摩根斯顿—普赖斯法计算抗滑稳定安全系数时, 应按下列改进方法计算:

1 改进方法 1 (见图 D. 1. 2-1) 应按式 (D. 1. 2-1) ~ 式 (D. 1. 2-10) 计算:

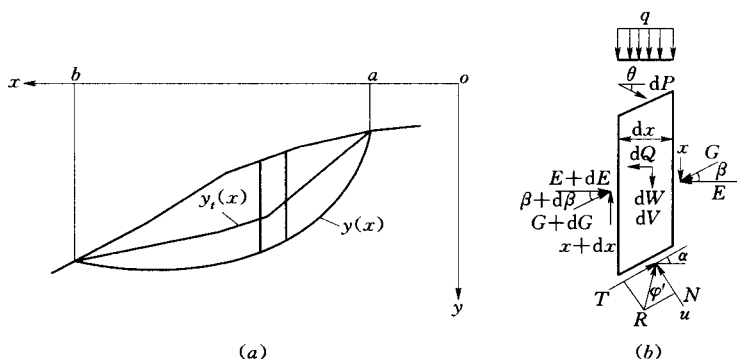


图 D. 1. 2-1 摩根斯顿—普赖斯法 (改进方法 1) 计算简图

(a) 滑体; (b) 典型条块

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{D. 1. 2-1})$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx - M_e + M_p = 0 \quad (\text{D. 1. 2-2})$$

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} + q + \frac{dP}{dx} \sin\theta \right) \sin(\tilde{\varphi}' - \alpha) - u \sec\alpha \sin\tilde{\varphi}' + \tilde{c}' \sec\alpha \cos\tilde{\varphi}' - \left[\frac{dQ}{dx} - \frac{dP}{dx} \cos\theta \right] \cos(\tilde{\varphi}' - \alpha) \quad (\text{D. 1. 2-3})$$

$$s(x) = \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\xi} d\xi \right] \quad (\text{D. 1. 2-4})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin\beta - \cos\beta \tan\alpha) \exp \left[\int_a^\xi \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\xi} d\xi \right] d\xi \quad (\text{D. 1. 2-5})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{D. 1. 2-6})$$

$$M_p = \int_a^b \frac{dP}{dx} l_p \cos\theta dx \quad (\text{D. 1. 2-7})$$

$$\tilde{c}' = \frac{c'}{K} \quad (\text{D. 1. 2-8})$$

$$\tan\tilde{\varphi}' = \frac{\tan\varphi'}{K} \quad (\text{D. 1. 2-9})$$

$$\tan\beta = \lambda f(x) \quad (\text{D. 1. 2-10})$$

式中 dx ——条块宽度 (m);

c' 、 φ' ——条块底面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 (°);

$\tilde{c}'$ 、 $\tilde{\varphi}'$ ——条块底面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 (°);

dW ——条块重量 (kN);

q ——条块顶部的垂直均布荷载 (kN/m);

M_e ——各条块水平地震惯性力对条块底部中点力矩之和 (kN·m);

M_p ——各条块加固力的水平分力对条块底部中点力矩之和 (kN·m);

dQ 、 dV ——条块的水平向和垂直向地震惯性力 (dQ 方向与边

坡滑动方向一致时取“+”，反之取“-”； dV 向上取“-”，向下取“+”（kN）；

dP ——作用于条块的外力（不含坡外水压力）（kN）；

u ——作用于条块底面的单位孔隙压力（kN/m）；

α ——条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

β ——条块侧面的合力与水平方向的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

$d\beta$ ——相对于上一条块的条块侧面合力与水平方向的夹角的增量（°）；

λ ——确定 $\tan\beta$ 值的待定系数；

$f(x)$ —— $\tan\beta$ 值在 x 方向上的分布形状，可取 $f(x) = 1$ ；

θ ——外力与水平方向的夹角（以水平线为起始线，顺时针为正角，逆时针为负角）（°）；

h_e ——水平地震惯性力到条块底面中点的垂直距离（m）；

l_p ——外力的水平分力到条块底面中点的垂直距离（m）。

2 改进方法 2（见图 D. 1. 2 - 2）应按式（D. 1. 2 - 11）～式（D. 1. 2 - 19）计算：

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i}^{n-1} \phi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i}^{n-1} \phi_j) + T_n} \quad (\text{当 } E_0 = 0, E_n = 0 \text{ 时}) \quad (\text{D. 1. 2 - 11})$$

$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i + P_i \cos(\omega_i - \alpha_i) - U_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \quad (\text{D. 1. 2 - 12})$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + K_c W_i \cos \alpha_i - P_i \sin(\omega_i - \alpha_i) \quad (\text{D. 1. 2 - 13})$$

$$\phi_{i-1} = \frac{(\sin \alpha_i - \lambda f_{i-1} \cos \alpha_i) \tan \phi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_{i-1} \sin \alpha_i) K}{\Phi_{i-1}} \quad (\text{D. 1. 2 - 14})$$

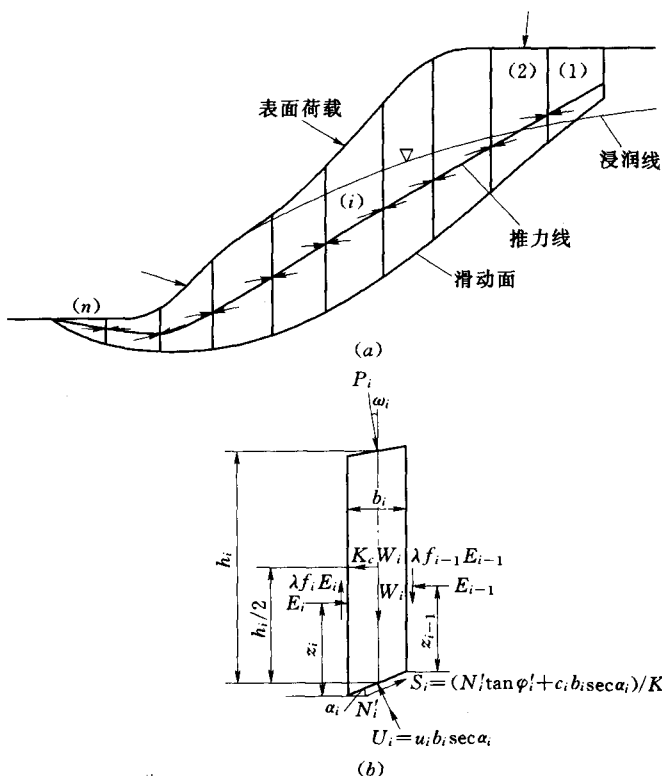


图 D.1.2-2 摩根斯顿—普赖斯法 (改进方法 2) 计算简图
(a) 滑体; (b) 典型条块

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n [b_i (E_i + E_{i-1}) \tan \alpha_i + K_i \omega_i h_i - 2P_i \sin \omega_i h_i]}{\sum_{i=1}^n [b_i (f_i E_i + f_{i-1} E_{i-1})]}$$

$$(\text{当 } M_0 = 0, M_n = 0 \text{ 时}) \quad (\text{D.1.2-15})$$

$$M_i = E_i z_i \quad (\text{D.1.2-16})$$

$$E_i \Phi_i = \psi_{i-1} E_{i-1} \Phi_{i-1} + K T_i - R_i \quad (\text{D.1.2-17})$$

$$\Phi_i = (\sin \alpha_i - \lambda f_i \cos \alpha_i) \tan \varphi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_i \sin \alpha_i) K \quad (\text{D.1.2-18})$$

$$\Phi_{i-1} = (\sin \alpha_{i-1} - \lambda f_{i-1} \cos \alpha_{i-1}) \tan \varphi'_{i-1} + (\cos \alpha_{i-1} + \lambda f_{i-1} \sin \alpha_{i-1}) K \quad (\text{D.1.2-19})$$

式中 K_c ——水平地震惯性力影响系数；

α_{i-1} ——第 $i-1$ 条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

ω_i ——第 i 条块外力 P_i 与竖直方向夹角（以铅垂线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

M_i ——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力矩（kN·m）；

z_i ——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力 E_i 至条块侧面的距离（m）；

h_i ——第 i 条块高度（m）；

U_i ——第 i 条块底面水压力的合力（kN）， $U_i = u_i b_i \sec \alpha_i$ ；

φ'_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块底面的有效内摩擦角（°）；

E_i 、 E_{i-1} ——作用于第 i 条块的左右两边条块间的法向力（kN）；

$\lambda f_i E_i$ ——第 i 条块与第 $i+1$ 条块间的剪切力（kN）， λf_i 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

$\lambda f_{i-1} E_{i-1}$ ——第 i 条块与第 $i-1$ 条块间的剪切力（kN）， λf_{i-1} 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

λ ——条块间法向力与剪切力比值函数 $f(x)$ 的比例系数；

$f(x)$ ——条间力函数，可采用 $f(x) = 1$ （相当于 Spencer 法）或半正弦函数；

R_i 、 R_n ——第 i 条块和第 n 条块底面抗滑力的合力（kN）；

T_i 、 T_n ——第 i 条块和第 n 条块底面滑动力的合力（kN）。

D. 1.3 不平衡推力传递法（见图 D. 1.3）应按式（D. 1.3-1）～式（D. 1.3-5）计算：

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

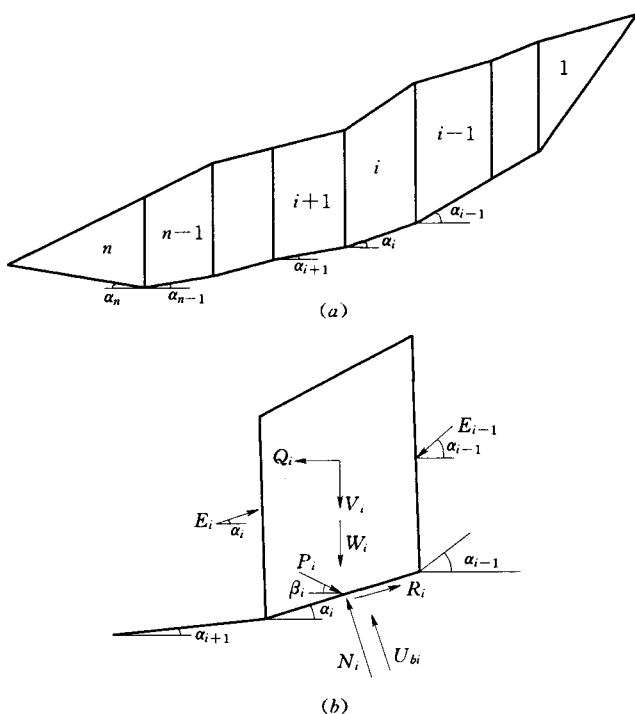


图 D. 1. 3 不平衡推力传递法计算简图

(a) 滑体; (b) 典型条块

$$R_i = [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - U_{bi} - Q_i \sin \alpha_i + P_i \sin(\alpha_i + \beta_i)] \tan \varphi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \quad (\text{D. 1. 3 - 2})$$

$$T_i = (W_i + V_i) \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i - P_i \cos(\alpha_i + \beta_i) \quad (\text{D. 1. 3 - 3})$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'_i / K \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (\text{D. 1. 3 - 4})$$

作用于条块侧面上的推力 E_i 按式 (D. 1. 3 - 5) 计算:

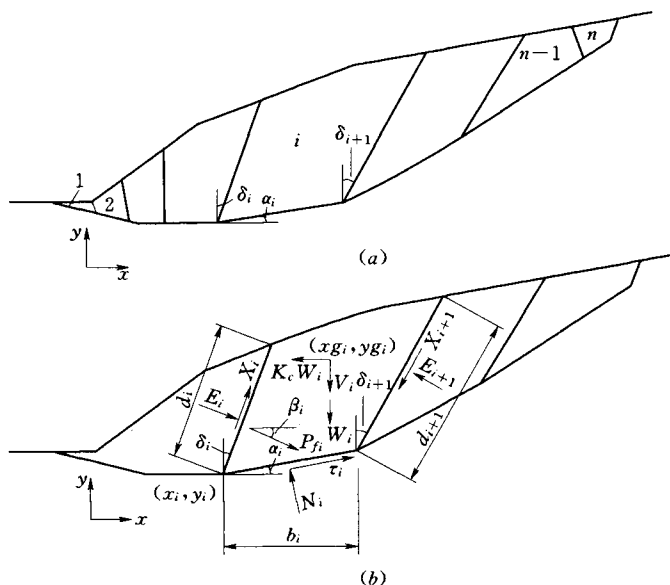
$$E_i = T_i - R_i / K + \psi_i E_{i-1} \quad (\text{D. 1. 3 - 5})$$

式中 ψ_i ——第 i 滑动条块侧面的推力传递系数;

U_{bi} ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力 (kN);

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

1 Sarma 法 (见图 D.1.4-1) 应按式 (D.1.4-1) ~ 式 (D.1.4-14) 计算:



(a) 滑体; (b) 典型条块

$$K_c^* = \frac{\alpha_n + \alpha_{n-1} e_n + \alpha_{n-2} e_n e_{n-1} + \cdots + \alpha_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2 + E_1 e_n e_{n-1} \cdots e_1 - E_{n+1}}{p_n + p_{n-1} e_n + p_{n-2} e_n e_{n-1} + \cdots + p_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2} \quad (\text{D. 1, 4-1})$$

$$a_i = \frac{R_i \cos \tilde{\varphi}_i + (W_i + V_i) \sin(\tilde{\varphi}_i - \alpha_i) + S_{i+1} \sin(\tilde{\varphi}_i - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\tilde{\varphi}_i - \alpha_i - \delta_i)}{\cos(\tilde{\varphi}_i - \alpha_i + \tilde{\varphi}_{i+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}_{i+1}} \quad (\text{D. 1. 4-2})$$

$$p_i = \frac{(W_i + V_i) \cos(\tilde{\varphi}'_{hi} - \alpha_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{hi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{s+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{s+1}} \quad (\text{D. 1. 4 - 3})$$

$$e_i = \frac{\cos(\tilde{\varphi}'_{hi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_s - \delta_i) \sec \tilde{\varphi}'_s}{\cos(\tilde{\varphi}'_{hi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{s+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{s+1}} \quad (\text{D. 1. 4 - 4})$$

$$R_i = \tilde{c}'_{hi} b_i \sec \alpha_i + P_{fi} \cos(\alpha_i + \beta_i) + [P_{fi} \sin(\alpha_i + \beta_i) - U_{hi}] \tan \tilde{\varphi}'_{hi} \quad (\text{D. 1. 4 - 5})$$

$$S_i = \tilde{c}'_s d_i - U_s \tan \tilde{\varphi}'_s \quad (\text{D. 1. 4 - 6})$$

$$S_{i+1} = \tilde{c}'_{s+1} d_{i+1} - U_{s+1} \tan \tilde{\varphi}'_{s+1} \quad (\text{D. 1. 4 - 7})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{hi} = \tan \varphi'_{hi} / K \quad (\text{D. 1. 4 - 8})$$

$$\tilde{c}'_{hi} = c'_{hi} / K \quad (\text{D. 1. 4 - 9})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_s = \tan \varphi'_s / K \quad (\text{D. 1. 4 - 10})$$

$$\tilde{c}'_s = c'_s / K \quad (\text{D. 1. 4 - 11})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{s+1} = \tan \varphi'_{s+1} / K \quad (\text{D. 1. 4 - 12})$$

$$\tilde{c}'_{s+1} = c'_{s+1} / K \quad (\text{D. 1. 4 - 13})$$

作用于第 i 条块左侧面上的推力 E_i 应按式 (D. 1. 4 - 14) 计算:

$$E_i = \alpha_{i-1} - p_{i-1} K + E_{i-1} e_{i-1} \quad (\text{D. 1. 4 - 14})$$

式中 c'_{hi} 、 φ'_{hi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

$\tilde{c}'_{hi}$ 、 $\tilde{\varphi}'_{hi}$ ——第 i 条块底面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

c'_s 、 φ'_s ——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

$\tilde{c}'_s$ 、 $\tilde{\varphi}'_s$ ——第 i 条块第 i 侧面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

c'_{s+1} 、 φ'_{s+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

$\tilde{c}'_{s+1}$ 、 $\tilde{\varphi}'_{s+1}$ ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上折减后的有效凝聚力

(kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$);

U_{si} 、 U_{s+1} ——第 i 侧面、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);

P_{fi} ——作用于第 i 条块上的加固力 (kN);

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, 逆时针为负) ($^{\circ}$);

E_{n+1} ——第 n 条块右侧面总的正压力 (kN), 一般情况下 $E_{n+1}=0$;

E_1 ——第 1 条块左侧面总的正压力 (kN), 一般情况下 $E_1=0$;

K_c^* ——临界水平地震加速度。

2 Sarma—改进法 1 (见图 D. 1. 4 - 2) 应按式 (D. 1. 4 - 15) ~ 式 (D. 1. 4 - 19) 计算:

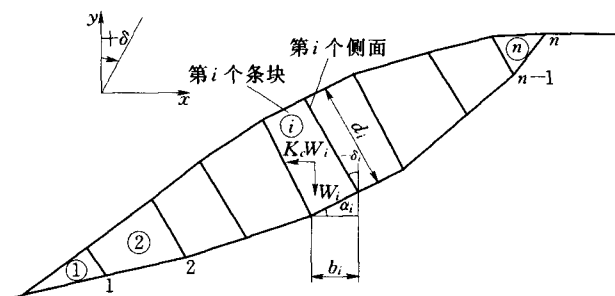


图 D. 1. 4 - 2 Sarma—改进法 1 计算简图

$$\begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^n \lambda_{i-1} [(\tilde{c}'_{bi} \cos \tilde{\varphi}'_{bi} - u_{bi} \sin \tilde{\varphi}'_{bi}) b_i \sec \alpha_i] + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_i [(\tilde{c}'_{si} \cos \tilde{\varphi}'_{si} - u_{si} \sin \tilde{\varphi}'_{si}) \\
 & \quad \times \sec(\alpha'_i + \delta_i - \tilde{\varphi}'_{bi} - \tilde{\varphi}'_{si}) \sin(\Delta \alpha_i - \Delta \tilde{\varphi}'_{bi}) d_i] \\
 & = \sum_{i=1}^n \lambda_{i-1} (W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sin(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi}) \\
 & \quad + (K_c W_i - P_i \cos \beta_i) \cos(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi}) \quad (D. 1. 4 - 15) \\
 & \quad \lambda_0 = 1
 \end{aligned}$$

$$\lambda_i = \prod_{j=1}^i \frac{\cos(\alpha_j' + \delta_j - \tilde{\varphi}_{bj}' - \tilde{\varphi}_{sj}')}{\cos(\alpha_j' + \delta_j - \varphi_{bj}' - \varphi_{sj}')} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n-1 \quad (\text{D. 1. 4 - 16})$$

$$\tan \tilde{\varphi}_{bj}' = \frac{\tan \varphi_{bj}'}{K} \quad (\text{D. 1. 4 - 17})$$

$$\tan \tilde{\varphi}_{bj}' = \frac{\tan \varphi_{bj}'}{K} \quad (\text{D. 1. 4 - 18})$$

$$\tan \tilde{\varphi}_{sj}' = \frac{\tan \varphi_{sj}'}{K} \quad (\text{D. 1. 4 - 19})$$

式中 u_{bi} ——第 i 个条块底面的单位孔隙压力 (kN/m);
 u_{si} ——第 i 个侧面的单位孔隙压力 (kN/m);
 d_i ——第 i 条块第 i 侧面的长度 (m);
 φ_{bj}' 、 φ_{bj}' ——第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的有效内摩擦角 ($^\circ$);
 φ_{sj}' ——第 j 个侧面的有效内摩擦角 ($^\circ$);
 α_j' 、 α_j' ——第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的倾角 ($^\circ$);
 $\Delta\alpha_i$ 、 $\tilde{\Delta\varphi}_{bi}'$ ——第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 α_i 和 $\tilde{\varphi}_{bi}'$ 的增量 ($^\circ$)。

$\tan \tilde{\varphi}_{bi}'$ 、 $\tilde{c}_{bi}'$ 、 $\tan \tilde{\varphi}_{si}'$ 、 $\tilde{c}_{si}'$ 的计算分别见式 (D. 1. 4 - 8) ~ 式 (D. 1. 4 - 11)。

D. 1. 5 采用楔体法 (见图 D. 1. 5), 当滑动方向沿 CO 时, 应按式 (D. 1. 5 - 1) 计算:

$$K = \frac{c_A' A_A + c_B' A_B + N_A \tan \varphi_A' + N_B \tan \varphi_B'}{m_{ws} W + m_{cs} U_C + m_{ps} P} \quad (\text{D. 1. 5 - 1})$$

$$N_A = qW + rU_C + sP - U_A \quad (\text{D. 1. 5 - 2})$$

$$N_B = xW + yU_C + zP - U_B \quad (\text{D. 1. 5 - 3})$$

$$q = (m_{ab} m_{wb} - m_{wa}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1. 5 - 4})$$

$$r = (m_{ab} m_{cb} - m_{ca}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1. 5 - 5})$$

$$s = (m_{ab} m_{pb} - m_{pa}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1. 5 - 6})$$

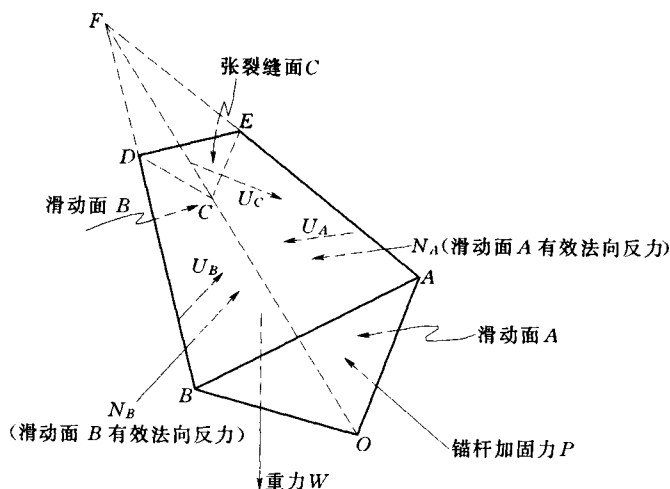


图 D. 1.5 楔形体法计算简图

$$x = (m_{ab}m_{wa} - m_{wb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1.5-7})$$

$$y = (m_{ab}m_{ca} - m_{cb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1.5-8})$$

$$z = (m_{ab}m_{pa} - m_{pb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (\text{D. 1.5-9})$$

$$m_{ab} = \sin\psi_a \sin\psi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos\psi_a \cos\psi_b \quad (\text{D. 1.5-10})$$

$$m_{wa}} = -\cos\psi_a \quad (\text{D. 1.5-11})$$

$$m_{wb} = -\cos\psi_b \quad (\text{D. 1.5-12})$$

$$m_{ca} = \sin\psi_a \sin\psi_c \cos(\alpha_a - \alpha_c) + \cos\psi_a \cos\psi_c \quad (\text{D. 1.5-13})$$

$$m_{cb} = \sin\psi_b \sin\psi_c \cos(\alpha_b - \alpha_c) + \cos\psi_b \cos\psi_c \quad (\text{D. 1.5-14})$$

$$m_{pa} = \cos\psi_p \sin\psi_a \cos(\alpha_p - \alpha_a) - \sin\psi_p \cos\psi_a \quad (\text{D. 1.5-15})$$

$$m_{pb} = \cos\psi_p \sin\psi_b \cos(\alpha_p - \alpha_b) - \sin\psi_p \cos\psi_b \quad (\text{D. 1.5-16})$$

$$m_{ws} = \sin\psi_s \quad (\text{D. 1.5-17})$$

$$m_{CS} = \cos\psi_S \sin\psi_c \cos(\alpha_S - \alpha_c) - \sin\psi_S \cos\psi_c \quad (\text{D. 1.5-18})$$

$$m_{PS} = \cos\psi_S \cos\psi_P \cos(\alpha_S - \alpha_P) + \sin\psi_P \cos\psi_S \quad (\text{D. 1.5-19})$$

式中 A_A 、 c'_A 、 φ'_A ——滑动面 A 的面积 (m^2)、有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

A_B 、 c'_B 、 φ'_B ——滑动面 B 的面积 (m^2)、有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

ψ_a 、 α_a ——滑动面 A 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_b 、 α_b ——滑动面 B 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_c 、 α_c ——张裂缝面 C 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_P 、 α_P ——锚杆加固力 P 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_S 、 α_S ——滑动面 A、B 交线 OC 的倾角和倾向 ($^\circ$);

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 ——楔形体重量 (kN);

P ——锚杆加固力 (kN)。

D.2 稳定计算中有关力的规定

D.2.1 利用本标准规定的方法进行抗滑稳定计算, 计算公式中有关力的计算应符合本节的规定。

D.2.2 进行抗震稳定计算时, 1 级边坡设计地震加速度宜与相应建筑物设计地震加速度取值一致, 2 级及其以下级别的边坡设计地震加速度可与场地地震加速度取值一致。

D.2.3 设计地震加速度为 $0.2g$ 及其以上的 1 级和 2 级边坡宜同时计入水平向和竖直向地震惯性力。

D.2.4 计算某质点地震惯性力时应按式 (D.2.4-1) 和式 (D.2.4-2) 计算:

$$F_{hi} = \alpha_h \xi W_i \alpha_i / g \quad (\text{D. 2. 4 - 1})$$

$$F_{vi} = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} F_{hi} \quad (\text{D. 2. 4 - 2})$$

式中 F_{hi} ——质点 i 的水平向地震惯性力；

F_{vi} ——质点 i 的垂直向地震惯性力；

α_h ——设计地震加速度；

ξ ——折减系数，取 0.25；

W_i ——质点 i 的重量；

α_i ——质点 i 的动态分布系数，可取 $\alpha_i = 1$ ；对于 1 级、2 级边坡，参照《水工建筑物抗震设计规范》（SL 203—97）的有关规定，经论证后也可自边坡底部向上进行放大；

g ——重力加速度。

D. 2. 5 边坡岩土体的自重计算应符合下列规定：

1 在浸润线以上采用湿容重。

2 在浸润线以下采用饱和容重。

D. 2. 6 当坡外有水时，可将作用在坡面上的水压力按下列方式作等效置换，置换后不应再计坡外水位产生的水压力：

1 将坡外水位延伸到坡内，直到与滑动面相交，见图 D. 1. 1 中 (a)。应将该延伸线以下的滑体重量减去同体积的水重。

2 在稳定渗流期，应将该延伸线以下滑动面上的孔隙压力 U_i 用 $U_i - \gamma_w Z_i$ 代替， U_i 为坡体内浸润线在滑动面上引起的孔隙压力， γ_w 为水容重， Z_i 为坡外水位引起的水头。

3 在水位降落和边坡开挖情况下，应采用降落后的水位，按本条第 1 款和第 2 款对坡外水位进行处理。当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i = 0$ 。

D. 2. 7 填筑边坡施工期，当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i = 0$ 。

D. 2. 8 根据岩质边坡中地下水位线，对滑坡体某点的孔隙压力

进行估算时,可视岩体性质、结构面的发育及其连通程度,参照类似工程经验,对其水头进行适当折减。

D.2.9 对降雨和泄水雨雾造成边坡坡体表层一定深度形成暂态饱和的情况,在计算孔隙压力时,宜进行折减。

D.2.10 加固措施提供的外力计算应符合下列规定:

1 预应力锚杆提供的锚固力 P_i 可施加在其穿过的滑动面那一点所处条块的底面上,其他条块上 $P_i=0$ 。

2 抗滑桩提供的外力 P_i 应施加在抗滑桩所处的条块上,其他条块上 $P_i=0$ 。

3 沿滑动方向布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 所施加的方法同预应力锚杆,沿滑动面布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 施加方法可参照本条第2款的规定。

4 挡土墙提供的外力 P_i 施加的方法同本条第2款的规定。

5 若抗滑桩、挡土墙等与预应力锚杆联合运用,所提供外力施加的方法应分别按照抗滑桩、挡土墙等和预应力锚杆分别施加。

D.3 基于稳定安全系数的可靠度分析

D.3.1 边坡稳定可靠度分析的功能函数应采用下列公式之一定义:

$$K(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0 \quad (\text{D.3.1-1})$$

$$\ln K(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (\text{D.3.1-2})$$

式中 K ——抗滑稳定安全系数;

x_i ——代表岩土材料性能和其他荷载的自变量, $i=1, 2, \dots, n$ 。

D.3.2 对于概化为同一地质单元的岩土体的容重 γ 和抗剪强度指标 $\tan\varphi$ 、 c 等参数,应按照下列规定确定其最大可能的最大值、最小值和平均值:

1 按照第4章规定的取值方法,综合分析确定最大可能的最大值、最小值。

2 将最大可能的最大值、最小值,以及介于两者之间的参

数进行统计分析，确定平均值。

D. 3. 3 上述岩土体参数的标准差可按式 (D. 3. 3 - 1) 或式 (D. 3. 3 - 2) 进行计算：

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{D. 3. 3 - 1})$$

式中 σ ——标准差；

$\bar{x}$ ——统计参数的平均值；

n ——统计参数的样本总数。

$$\sigma = \frac{x_{\max} - x_{\min}}{6} \quad (\text{D. 3. 3 - 2})$$

式中 $x_{\max}$ ——统计参数的最大可能的最大值；

$x_{\min}$ ——统计参数的最大可能的最小值。

D. 3. 4 不同工况下孔隙压力最大可能的最大值、最小值和平均值可参照 D. 3. 2 条和 D. 3. 3 条规定的方法确定。

D. 3. 5 边坡加固提供的外力的随机变量参数应参照相应的现行标准确定；如无相应资料时，也可采用设计值，按常量代入稳定计算公式计算。

D. 3. 6 均值稳定安全系数及其标准差和可靠指标可按本节规定的方法计算。条件具备时，也可同时采用蒙特卡洛法 (Monte Carlo Method)、一次二阶矩法和其他改进方法计算。

D. 3. 7 各种工况下，可将岩土体的容重 γ 、抗剪强度指标 ($\tan\varphi$ 、 c)、孔隙压力和边坡提供的外力等参数的平均值应按 5. 2 节规定的抗滑稳定计算方法，计算相应工况下的均值抗滑稳定安全系数 μ_K 。

D. 3. 8 各种工况下，应将岩土体的容重 γ 、抗剪强度指标 ($\tan\varphi$ 、 c)、孔隙压力等 n 个参数的平均值逐一加上和减去相应的标准差，代入抗滑稳定计算公式，计算 n 对相应工况下的抗滑稳定安全系数，再按式 (D. 3. 8) 计算均值稳定安全系数的标准差：

$$\sigma_K = \sqrt{\left(\frac{\Delta K_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta K_2}{2}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta K_n}{2}\right)^2} \quad (\text{D. 3. 8})$$

式中 σ_K ——均值稳定安全系数的标准差；

ΔK_i ——岩土材料的有关参数 x_i 的平均值加、减其标准差 σ_{xi} 计算出的两个安全系数之差。

D. 3. 9 均值稳定安全系数的变异系数可按式 (D. 3. 9) 计算：

$$V_K = \frac{\sigma_K}{\mu_K} \quad (\text{D. 3. 9})$$

式中 V_K ——均值稳定安全系数的变异系数；

μ_K ——均值稳定安全系数。

D. 3. 10 均值稳定安全系数的可靠指标可按式 (D. 3. 10 - 1) 或式 (D. 3. 10 - 2) 计算：

当安全系数按正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\mu_K - 1}{\sigma_K} \quad (\text{D. 3. 10 - 1})$$

当安全系数按对数正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\ln\left(\frac{\mu_K}{\sqrt{1 + V_K^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + V_K^2)}} \quad (\text{D. 3. 10 - 2})$$

式中 β_K ——均值稳定安全系数的可靠指标。

D. 3. 11 边坡的可靠指标应满足《水利水电工程结构可靠度统一标准》(GB 50199—94) 的要求。

D. 3. 12 可靠度和失效概率可根据可靠指标按下列方法计算：

1 可靠度可按式 (D. 3. 12 - 1) 计算：

$$P_s = \int_{-\infty}^{\beta_K} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\beta^2}{2}} d\beta \quad (\text{D. 3. 12 - 1})$$

式中 P_s ——可靠度 (可靠概率)；

β ——可靠指标。

2 均值稳定安全系数小于 1.0 的失效概率 P_f 为：

$$P_f = 1 - P_s \quad (\text{D. 3. 12 - 2})$$

D. 3. 13 小于 1.0 失效概率 P_f 也可根据均值稳定安全系数及其变异系数直接查表 D. 3. 13 确定。

表 D. 3. 13 均值稳定安全系数与其小于 1.0 的概率的关系

μ_K	安全系数的变异系数 V_K																60%	80%
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%					
1.05	7.55E-03	1.15E-01	2.17E-01	2.84E-01	3.30E-01	3.64E-01	3.90E-01	4.10E-01	4.41E-01	4.70E-01	4.92E-01	5.26E-01	5.53E-01	5.75E-01	6.11E-01			
1.10	9.87E-07	9.05E-03	5.94E-02	1.24E-01	1.83E-01	2.30E-01	2.69E-01	3.02E-01	3.51E-01	3.96E-01	4.29E-01	4.78E-01	5.14E-01	5.42E-01	5.86E-01			
1.15	1.49E-12	2.55E-04	1.07E-02	4.36E-02	8.83E-02	1.34E-01	1.75E-01	2.12E-01	2.72E-01	3.28E-01	3.71E-01	4.32E-01	4.76E-01	5.10E-01	5.61E-01			
1.16	2.3E-14	1.11E-04	7.22E-03	3.45E-02	7.52E-02	1.19E-01	1.60E-01	1.97E-01	2.58E-01	3.16E-01	3.60E-01	4.24E-01	4.69E-01	5.04E-01	5.56E-01			
1.18	0.00E+00	1.90E-05	3.16E-03	2.11E-02	5.38E-02	9.27E-02	1.32E-01	1.68E-01	2.31E-01	2.91E-01	3.38E-01	4.06E-01	4.55E-01	4.92E-01	5.46E-01			
1.20	0.00E+00	2.81E-06	1.30E-03	1.25E-02	3.77E-02	7.15E-02	1.08E-01	1.43E-01	2.06E-01	2.68E-01	3.18E-01	3.89E-01	4.40E-01	4.79E-01	5.37E-01			
1.25	0.00E+00	1.34E-08	1.11E-04	2.95E-03	1.44E-02	3.54E-02	6.28E-02	9.27E-02	1.52E-01	2.17E-01	2.70E-01	3.50E-01	4.07E-01	4.50E-01	5.14E-01			
1.30	0.00E+00	3.04E-11	6.91E-06	5.88E-04	4.94E-03	1.64E-02	3.49E-02	5.81E-02	1.10E-01	1.73E-01	2.28E-01	3.13E-01	3.75E-01	4.22E-01	4.91E-01			
1.35	0.00E+00	3.56E-14	3.24E-07	1.01E-04	1.54E-03	7.14E-03	1.86E-02	3.53E-02	7.83E-02	1.37E-01	1.91E-01	2.79E-01	3.45E-01	3.96E-01	4.70E-01			
1.40	0.00E+00	0.00E+00	1.18E-08	1.51E-05	4.45E-04	2.94E-03	9.50E-03	2.08E-02	5.48E-02	1.07E-01	1.59E-01	2.48E-01	3.17E-01	3.71E-01	4.50E-01			
1.50	0.00E+00	0.00E+00	8.26E-12	2.37E-07	2.97E-05	4.32E-04	2.25E-03	6.74E-03	2.57E-02	6.38E-02	1.09E-01	1.95E-01	2.67E-01	3.25E-01	4.11E-01			
1.60	0.00E+00	0.00E+00	2.89E-15	2.54E-09	1.57E-06	5.42E-05	4.77E-04	2.01E-03	1.15E-02	3.71E-02	7.29E-02	1.52E-01	2.24E-01	2.84E-01	3.76E-01			
1.70	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.01E-11	6.83E-08	5.99E-06	9.24E-05	5.61E-04	4.94E-03	2.11E-02	4.84E-02	1.18E-01	1.88E-01	2.48E-01	3.44E-01			
1.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.25E-13	2.57E-09	5.99E-07	1.67E-05	1.49E-04	2.06E-03	1.18E-02	3.18E-02	9.13E-02	1.57E-01	2.17E-01	3.14E-01			
1.90	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	8.59E-11	5.54E-08	2.85E-06	3.79E-05	8.39E-04	6.50E-03	2.07E-02	7.03E-02	1.31E-01	1.89E-01	2.87E-01			
2.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.62E-12	4.81E-09	4.66E-07	9.34E-06	3.36E-04	3.55E-03	1.34E-02	5.41E-02	1.09E-01	1.65E-01	2.63E-01			
2.20	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.00E-15	3.20E-11	1.14E-08	5.31E-07	5.17E-05	1.04E-03	5.56E-03	3.19E-02	7.59E-02	1.26E-01	2.21E-01			
2.40	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.91E-13	2.58E-10	2.87E-08	7.75E-06	2.99E-04	2.29E-03	1.88E-02	5.29E-02	9.65E-02			
2.60	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.66E-12	1.51E-09	1.15E-06	8.58E-05	9.41E-04	1.11E-02	3.70E-02	7.41E-02			
2.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.23E-13	7.95E-11	1.70E-07	2.47E-05	3.89E-04	6.57E-03	2.60E-02	5.71E-02	1.33E-01			
3.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.78E-15	4.23E-12	2.54E-08	7.16E-06	1.62E-04	3.92E-03	1.83E-02	4.42E-02	1.13E-01			

D. 3. 14 对于选定的均值抗滑稳定安全系数，可采用式(D. 3. 14)评价其合理性：

$$\Delta P_f M_f \propto M_s \quad (\text{D. 3. 14})$$

式中 ΔP_f ——加固后失效概率的降低值；

M_f ——边坡破坏造成的经济损失（元）；

M_s ——加固增加的费用（元）。

当式（D. 3. 14）左边等于或稍小于该式右边时，可认为选定的均值抗滑稳定安全系数是合理的；当式（D. 3. 14）左边小于该式右边很多时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏大；当式（D. 3. 14）左边大于该式右边时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏小。

附录 E 预应力锚杆锚固段长度确定

E. 0.1 锚固段长度可根据计算和类比法确定。对 1 级、2 级边坡应同时采用现场拉拔试验验证。

E. 0.2 当需要的锚固段长度大于 10m 时，宜采取改善锚固段岩体质量、改变锚头结构或扩大锚固段直径等技术措施，提高黏结式锚固段的锚固力。

E. 0.3 预应力锚杆采用黏结式锚固体时，锚杆及单元锚杆的锚固段长度可分别按式 (E. 0.3 - 1) 和式 (E. 0.3 - 2) 计算，并取两者中的大值：

$$L_a = \frac{KP_t}{\pi D\tau_q} \quad (\text{E. 0.3 - 1})$$

$$L_a = \frac{KP_t}{n\pi d\xi\tau_s} \quad (\text{E. 0.3 - 2})$$

式中 L_a ——锚固段长度 (mm)；

P_t ——锚杆的设计轴向拉力值 (N)；

K ——安全系数，可按表 E. 0.3 选取；

D ——锚固段钻孔直径 (mm)；

d ——单根钢筋或单股钢绞线直径 (mm)；

n ——钢绞线股数或钢筋的根数；

τ_q ——灌浆结石体与岩土孔壁间的黏结强度 (MPa)，宜通过试验确定；

τ_s ——灌浆结石体与钢绞线或钢筋间的黏结强度 (MPa)，宜通过试验确定；

ξ ——采用两股 (根) 及其以上钢绞线或钢筋时，钢材与灌浆结石体间黏结强度降低系数，取 0.6 ~ 0.85，股 (根) 数多时取小值，股 (根) 数少时取大值。

表 E. 0.3 预应力锚杆锚固体最小抗拔安全系数

边坡级别	最小抗拔安全系数	
	临时锚杆 (服务年限不大于 2 年)	永久锚杆 (服务年限大于 2 年)
1	1.8	2.2
2、3	1.6	2.0
4、5	1.4	1.8

附录 F 抗滑桩计算

F.1 荷载计算

F.1.1 作用于抗滑桩的荷载应包括滑坡体推力 P_t 、抗滑桩所处位置下块滑坡体（滑动面以上）的抗力 P_{k1} 、锚固段地基抗力 P_{k2} 。桩侧与岩土间的摩阻力、凝聚力、桩体变位引起的竖向反力、桩体自重和桩底反力均可不计。

F.1.2 作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t 应按以下规定计算：

1 采用附录 D 的方法计算单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 P 。

2 按 P 的水平分量乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t 。

F.1.3 作用于每根抗滑桩上的抗力 P_{k1} 应按以下规定计算：

1 采用附录 D 的方法计算无抗滑桩情况下单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 T 。

2 取 T 的水平分量与作用在抗滑桩上的被动土压力两者之小值作为单位宽度的抗力。

3 按单位宽度的抗力乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩的抗力 P_{k1} 。

F.1.4 根据滑坡体性质、厚度和抗滑桩所处位置、上块滑坡体上下部变位或蠕动速度的差异等情况，滑坡体推力 P_t 的分布图形可分别采用矩形、三角形或梯形等。

F.1.5 抗力 P_{k1} 的分布图形可采用与滑坡体推力 P_t 相同的分布图形或根据具体情况可采用其他图形。

F.1.6 锚固段地基抗力 P_{k2} 可按照地基弹性抗力计算，其大小应根据岩土体的性质、桩的锚固段深度、锚固段桩体的变位等情况确定。

F.1.7 锚固段地基弹性抗力系数应根据其岩土体性质和抗滑桩的锚固段深度等情况,按下列条件确定:

1 当地基为较完整的岩体和坚硬黏性土时,其水平向弹性抗力系数宜通过试验确定,取为常数,采用矩形分布图形。

2 当地基弹性抗力系数随深度变化时,其水平向弹性抗力系数宜按式(F.1.7)计算:

$$K_H = m_H(y_0 + y)^n \quad (\text{F.1.7})$$

式中 K_H ——滑动面以下某深度处的地基水平向弹性抗力系数(kPa/m),宜通过试验确定;

m_H ——地基水平向弹性抗力系数随深度变化的比例系数(kPa/m²),宜通过试验确定;

y_0 ——锚固段的地基抗力系数分布曲线在滑动面以上延长至 K_H 为零点的高度(m),是与岩土类别有关的常数;

y ——滑动面以下计算位置距滑动面的深度(m);

n ——计算指数(当滑动面以下为土基或松散体, K_H 随深度呈线性变化时,宜取 $n=1$;当 K_H 随深度呈外凸的抛物线变化时,宜取 $0 < n < 1$;当 K_H 随深度呈内凸的抛物线变化时,宜取 $n > 1$)。

F.2 抗滑桩锚固段长度和结构计算

F.2.1 抗滑桩锚固段的深度 h_2 主要应根据其岩土体的横向容许承载力确定。当要求控制抗滑桩的变位时,应使其最大变位不超过容许值。

F.2.2 抗滑桩对锚固段岩土体的横向压应力应不大于锚固段岩土体的横向容许承载力。

F.2.3 抗滑桩滑动面以上的桩体内力,应根据滑坡体推力 P_t 、滑动面以上滑坡体抗力 P_{k1} 计算。滑动面以下的桩体变位和内力,应根据滑动面处桩截面的弯矩、剪力和锚固段地基抗力 P_{k2} 进行计算。

F.2.4 抗滑桩桩底约束条件,可根据锚固段深度及其岩土体性质等,作下列假定:

1 当桩底可能产生变位和转动时,桩底可假定为自由端。

2 当桩底可能仅产生转动而不产生变位时,桩底可假定为铰支端。

F.2.5 抗滑桩结构内力计算应首先按照式(F.2.5-1)或式(F.2.5-2)计算其变形系数,并应根据变形系数判别其属于刚性桩还是弹性桩:

1 按“K”法计算

$$\beta = (K_H B_P / 4EI)^{1/4} \quad (\text{F.2.5-1})$$

2 按“m”法计算

$$\alpha = (m_H B_P / EI)^{1/5} \quad (\text{F.2.5-2})$$

式中 β ——按“K”法计算时的抗滑桩的变形系数 (m^{-1});

B_P ——抗滑桩正面计算宽度 (矩形桩 $B_P = B + 1$, 圆形桩 $B_P = 0.9 \times (D + 1)$, B 为矩形抗滑桩的正面宽度 (m); D 为圆形桩的直径 (m);

E ——抗滑桩的弹性模量 (kPa);

I ——抗滑桩的截面惯性矩 (m^4);

α ——按“m”法计算时的抗滑桩的变形系数 (m^{-1});

m_H ——地基弹性抗力系数随深度呈线性变化的比例系数 (kPa/m^2)。

当 $\beta h_2 \leq 1.0$ 时或当 $\alpha h_2 \leq 2.5$ 时,抗滑桩属刚性桩,否则属弹性桩, h_2 为抗滑桩的锚固长度 (m)。

F.2.6 按“K”法或“m”法计算抗滑桩内力时,锚固段的换算长度应分别取为 βh_2 或 αh_2 。

F.2.7 抗滑桩桩体结构可按照受弯构件设计,对3级及其以下等级边坡,当无特殊要求时,可不作变形、抗裂、挠度等项验算。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要 求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推 荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允 许
不必	不需要、不要求	