深圳市住房和建设局文件

深建标〔2020〕11号

深圳市住房和建设局关于发布《边坡工程技术标准》的通知

各有关单位：

现批准《边坡工程技术标准》为深圳市工程建设标准，编号为SJG85-2020，自2021年1月1日起实施。

特此通知。

深圳市住房和建设局

2020年12月5日

深圳市住房和建设局办公室　　2020年12月8日印发

深圳市工程建设标准

边坡工程技术标准

（Technical standard for slope engineering）

SJG 85**—2020**

2020 深圳

前言

本标准根据《深圳标准工作领导小组办公室关于抓紧做好城市建设与管理领域深圳标准建设工作的通知》（深标办[2018]5 号文件），由深圳市勘察研究院有限公司会同有关单位经广泛调查研究，总结实践经验，结合深圳边坡工程中的实际运用，参考相关国内和国际标准，并在广泛征求意见的基础上，共同编制完成。

本标准共分 20 章和 9 个附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、边坡工程勘察、边坡稳定性评价、边坡支护结构上的侧向岩土压力、坡率法、重力式挡墙、悬臂式挡墙和扶壁式挡墙、锚杆格构梁支护、岩石锚喷支护、排桩及桩锚支护、加筋土挡墙、其他支护方法、坡面工程防护、边坡排水工程、边坡绿化、边坡施工管理、边坡工程监测、质量检验及验收、边坡维护管理。

本标准由深圳市住房和建设局提出并业务归口，深圳市住房和建设局批准发布。深圳市勘察研究院有限公司负责具体技术内容的解释。本标准在执行过程中如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄送至深圳市勘察研究院有限公司（地址：深圳市福田区福中路 15 号，邮编：518026）。

本标准主编单位：深圳市勘察研究院有限公司

本标准参编单位：深圳市工勘岩土集团有限公司

深圳市勘察测绘院（集团）有限公司

深圳市地质局

深圳地质建设工程公司

铁科院（深圳）研究设计院有限公司

铁科院（深圳）检测工程有限公司

中冶建筑研究总院（深圳）有限公司

深圳市长勘勘察设计有限公司

深圳市市政设计研究院有限公司

深圳市岩土工程有限公司

深圳市建筑工程质量安全监督总站

中国建筑西南勘察设计研究院有限公司深圳分公司

深圳市建设综合勘察设计院有限公司

深圳市岩土综合勘察设计有限公司

深圳市建设工程质量检测中心
深圳市水务规划设计院股份有限公司
布鲁克（成都）工程有限公司
深圳市和景园林绿化有限公司
深圳市建筑设计研究总院有限公司

本标准主要起草人员：周洪涛　刘唱晓
马　华　李爱国　张欣海　康　波
王小湖　杨　立　陈增新　康巨人
王启文　杨红坡　金亚兵　梁月英
王贤能　吴旭彬　高　伟　蒋志坚
孔官瑞　沈　彦　郭海轮　曾江波
付艳斌　张　俊　黄丁君　曾德清
杜岳洋　郭　振　周建雄　肖昌建

本标准主要审查人员：陈湘生　戴一鸣　武　威　徐杨青
何　平　彭卫平　陆　新　杨素春
朱焕春

本标准业务归口单位主要指导人员：高尔剑　王宝玉　闫冬梅
刘俊跃

目 次

Contents

1　总　则

1.0.1　为了在深圳市边坡工程中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全可靠、技术先进、经济合理、因地制宜和绿色环保，确保边坡工程支护结构及其周边环境的安全，制定本标准。

1.0.2　本标准适用于土质边坡高度 25m 及以下、岩质边坡高度 50m 及以下的建筑工程、市政工程和轨道交通工程的边坡工程勘察、设计、施工、监测和质量检验，其他同类工程可参照本标准；对于边坡高度大于上述限定或地质和环境条件复杂的边坡工程，尚应进行专门论证。

1.0.3　边坡工程除执行本标准外，尚应符合国家和地方现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 边坡 slope

地球表面具有倾向临空的地质体，由坡顶、坡面、坡脚及坡体组成。按其成因可分为自然边坡和人工边坡。

2.1.2 边坡支护 slope retaining

为保证边坡稳定及其环境的安全，对边坡采取的结构性支挡、加固与防护措施。

2.1.3 边坡环境 slope environment

边坡影响范围内或影响边坡安全的岩土体、水系、建（构）筑物、道路及管网等的统称。

2.1.4 永久性边坡 longterm slope

设计使用年限超过 2 年的边坡。

2.1.5 临时性边坡 temporary slope

设计使用年限不超过 2 年的边坡。

2.1.6 花岗岩残积土 residual granite soil

由花岗岩风化后残留原地的碎屑物，矿物成分除石英外，大部分已风化成土状，根据粒径 d>2mm 颗粒含量的不同可分为砾质粘性土、砂质粘性土和粘性土。属特殊性土，具有遇水扰动后易软化、崩解的特点。

2.1.7 工程滑坡 engineering -triggered landslide

由于工程施工开挖、扰动或加载等人类活动引起的滑坡。

2.1.8 潜在滑动面 potential sliding 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。

2.1.9 滑动面 sliding surface

滑坡体沿之滑动的剪切破坏面。

2.1.10 滑动带 sliding zone

滑动面上部受滑动揉皱的地带。

2.1.11 边坡稳定性 slope stability

边坡稳定性是指边坡岩、土体在一定坡高和坡角条件下的稳定程度。

2.1.12 边坡稳定性评价 slope stability evaluation

研究边坡的稳定条件，对边坡岩土体抵抗变形、抵抗破坏的能力及可靠性作出评价。

2.1.13 圆弧滑动法 arc sliding method

把滑动面呈圆弧形的滑动土体分成若干条块分别计算，取其总和，以滑动土体对其圆心的总抗滑力矩与总滑动力矩之比为安全系数的土体稳定计算方法。

2.1.14 锚杆 anchor

将拉力传至稳定岩土层中的杆件及其体系，包含预应力锚杆和非预应力锚杆，杆体材料可采用普通钢筋、预应力螺纹钢筋、钢绞线。

2.1.15 锚杆格构梁支护 anchor- lattice girder retaining

采用锚杆结合钢筋混凝土梁框格结构治理边坡的工程措施。

2.1.16 锚喷支护 anchor-shotcrete retaining

由锚杆和喷射混凝土面（板）组成的支护结构。

2.1.17 爆破振动效应 effect of blasting vibration

炸药在介质中爆炸时，其中部分能量以弹性波的形式传播而引起爆区附近的地层振动的现象。

2.1.18 地基系数 coefficient of subgrade reaction

弹性半空间地基上某点所受的法向压力与相应位移的比值，又称温克尔系数。

2.1.19 抗滑桩工程 anti-slide pile engineering

穿过边坡滑动面或潜在滑动面以下一定深度，提高边坡稳定性的抗滑结构工程设施。

2.1.20 桩基托梁挡土墙 retaining wall on supported beams of pile foundation

利用托梁将挡土墙所受的作用力传递给桩基，以满足挡土墙获得足够的稳定性和承载力的组合支挡结构。

2.1.21 主动柔性防护系统 active flexible protection system

采用系统化排列布置的锚杆和支撑绳固定方式，将金属柔性网覆盖在具有潜在落石边坡上，实现危岩加固或将落石约束在其原位附近的一种防护系统，简称

主动防护网。

2.1.22 被动柔性防护系统 passive flexible protection system

采用锚杆、钢柱、支撑绳和拉锚绳等固定方式，将柔性网以一定的角度安装在边坡上或边坡脚，形成栅栏形式的拦挡结构，从而实现对落石拦截的一种防护系统，简称被动防护网。

2.1.23 边坡排水工程 slope drainage engineering

用于治理边坡的地表排水和地下排水工程。包括设于地表的截水、排水与防渗工程和修建于地下的汇集、输导与排泄水流的工程。

2.1.24 动态设计法 method of information design

根据信息法施工和施工勘察反馈的资料，对地质结论、设计参数及设计方案进行再验证，确认原设计条件有较大变化，及时补充、修改原设计的设计方法。

2.1.25 信息法施工 information-based construction

根据施工现场的地质情况和监测数据，对地质结论、设计参数进行验证，对施工安全进行判断并及时修正施工方案的施工方法。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

e_a —— 修正前侧向土压力；

e_a' —— 修正后侧向土压力；

e_p —— 挡墙前侧向被动土压力；

E_a —— 相当于荷载标准组合的主动岩土压力合力；

E_a' —— 修正的主动岩土压力合力；

E_0 —— 静止土压力合力；

E_p —— 挡墙前侧向被动土压力合力；

f_b —— 杆体与锚固体间的粘结强度标准值；

f_H —— 地基的横向承载力特征值；

G —— 四边形滑裂体自重；挡墙每延米自重；滑体单位宽度自重；

G_t、G_n—— 分别为不稳定块体自重在平行和垂直于滑面方向的分力；

K_a —— 主动岩、土压力系数；

K_0 —— 静止土压力系数；

K_p —— 被动岩、土压力系数；

q —— 地表均布荷载标准值；

q_L —— 局部均布荷载标准值；

N_k —— 锚杆轴向拉力标准值；

$N_{u,k}$ —— 锚杆轴向极限抗拔承载力标准值；

a_w —— 边坡综合水平地震系数。

2.2.2 材料性能和抗力性能

c —— 岩土体的粘聚力；滑移面的粘聚力；

c' —— 有效应力的岩土体的粘聚力；

c_s —— 边坡外倾软弱结构面的粘聚力；

φ_0 —— 土体临界滑动面以下土体的等效内摩擦角；

φ —— 岩土体的内摩擦角；土体临界滑动面以下土体的内摩擦角；滑移面摩擦角；

φ' —— 有效应力的岩土体的内摩擦角；

φ_s —— 边坡外倾软弱结构面内摩擦角；

γ —— 岩土体的重度；

γ' —— 岩土体的浮重度；

γ_{sat} —— 岩土体的饱和重度；

γ_w —— 水的重度；

γ_1 —— 土体临界滑动面以上土体的重度；

γ_2 —— 土体临界滑动面以下土体的重度；

D_r —— 土体的相对密实度；

w_L —— 土体的液限；

I_L —— 土体的液性指数；

μ —— 挡墙底与地基岩土体的摩擦系数；

f —— 滑动面上的摩擦系数；

f_{rk} —— 岩石天然单轴极限抗压强度标准值；

ρ —— 地震角。

2.2.3 几何参数

a —— 上阶边坡的宽度；坡脚到坡顶重要建筑物基础外边缘的水平距离；

A_s —— 锚杆杆体截面面积；

A —— 滑动面面积；

b —— 桩宽；

B_p —— 桩身计算宽度；

d —— 桩径；

H —— 边坡高度；挡墙高度；岩质边坡高度；

L —— 边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离；

L_c —— 圆形桩的桩中心距离；

L_0 —— 矩形桩间的净距；

l_a —— 锚杆锚固段长度；

t —— 挡土板的板厚；

α' —— 边坡面与水平面的夹角；

α_0 —— 挡墙底面倾角；

β —— 填土表面与水平面的夹角；地表斜坡面与水平面的夹角；

δ —— 墙背与岩土的摩擦角；

δ_r —— 稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的摩擦角；

θ —— 边坡的破裂角；缓倾的外倾软弱结构面的倾角；假定岩土体滑动面与水平面的夹角；稳定岩石坡面或假定边坡岩土体滑动面与水平面的夹角；滑动倾角。

2.2.4 计算系数

F_s —— 边坡稳定性系数；挡墙抗滑移稳定系数；

F_t —— 挡墙抗倾覆稳定系数；

F_{st} —— 边坡稳定安全系数；

K_b —— 锚杆杆体抗拉安全系数；或锚杆钢筋抗拉安全系数；

K —— 锚杆锚固体抗拔安全系数；

K_H —— 滑动面以下某深度处的地基水平向弹性抗力系数；

k_h —— 锚杆水平刚度系数；

m_{H}—— 地基水平弹性抗力系数随深度变化的比例系数。

3 基 本 规 定

3.1 一 般 规 定

3.1.1 边坡工程应遵循先勘察、后设计、再施工的原则。

3.1.2 边坡工程治理前，应收集下列资料：

1 边坡所在场地的工程地质勘察资料；

2 边坡所在场地的气象、水文资料，包括气温、降雨情况和对边坡安全有影响的汇水区域及地面径流情况；

3 边坡所在场地建（构）筑物、市政设施和管线分布情况；

4 边坡所在场地自然环境条件、场地周边可能发生或已发生的地质灾害情况。

3.1.3 边坡工程勘察报告应分析评价边坡的整体稳定性和局部稳定性，确定边坡类别、分析边坡失稳条件和可能的破坏形式，提供边坡岩土体的设计参数。

3.1.4 边坡工程的设计使用年限不应低于被保护的建（筑）物、市政设施和管线的设计使用年限。

3.1.5 边坡工程施工应根据其安全等级、地质条件、环境条件、设计要求等编制专项的施工方案，并应做好应急预案。

3.1.6 边坡工程设计、施工前，建设单位宜委托有资质的第三方鉴定单位，对边坡高度 2 倍范围内的建（构）筑物、市政设施等进行现状调查、检测，必要时进行技术鉴定。边坡工程施工的全过程应进行同步监测，对重要建（构）筑物宜采用实时监控。

3.1.7 边坡工程应采用动态设计、信息化施工。

3.1.8 当边坡坡体内洞室密集而对边坡产生不利影响时，应根据洞室大小和深度等因素进行稳定性分析，采取相应的加强措施。

3.1.9 存在临空外倾结构面的岩土质边坡，支护结构基础必须置于外倾结构面以下稳定地层内。

3.1.10 当边坡变形大于设计允许值时，应采取加固、减载和截排水等应急措施，同时应加密变形监测频率。

3.1.11 当边坡使用条件发生变化时，应按本标准的相关规定进行设计复核，必要时可重新设计。

3.1.12 下列边坡工程的设计、施工应进行专门论证：

1 高度超过本标准适用范围的边坡工程；

2 地质和环境条件复杂、稳定性极差的一级边坡工程；

3 边坡塌滑区有重要建（构）筑物、市政工程，稳定性较差的边坡工程；

4 采用新结构、新技术的一、二级边坡工程。

3.1.13 采用挖方施工方法的边坡工程应自上而下分层分段开挖并及时支护。

3.2 边坡工程安全等级

3.2.1 边坡工程安全等级应按表 3.2.1 确定。

表 3.2.1 边坡工程安全等级

<table>
<tr><th colspan="2">边坡类型</th><th>边坡高度 H（m）</th><th>破坏后果</th><th>安全等级</th></tr>
<tr><td rowspan="6">岩质边坡</td><td rowspan="2">岩体类型为Ⅰ或Ⅱ类</td><td rowspan="2">$H≤50$</td><td>很严重</td><td>一</td></tr>
<tr><td>严重</td><td>二</td></tr>
<tr><td rowspan="4">岩体类型为Ⅲ或Ⅳ类</td><td rowspan="2">$25<H≤50$</td><td>很严重</td><td>一</td></tr>
<tr><td>严重</td><td>二</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$H≤25$</td><td>很严重</td><td>一</td></tr>
<tr><td>严重</td><td>二</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="5">岩体类型为Ⅴ类
土质边坡</td><td rowspan="2">$10<H≤25$</td><td>很严重</td><td>一</td></tr>
<tr><td>严重</td><td>二</td></tr>
<tr><td rowspan="3">$H≤10$</td><td>很严重</td><td>一</td></tr>
<tr><td>严重</td><td>二</td></tr>
<tr><td>不严重</td><td>三</td></tr>
</table>

注：1 一个边坡工程可分段，根据实际情况采用不同的安全等级；

2 表中，很严重：造成重大人员伤亡或财产损失；严重：可能造成人员伤亡或财产损失；不严重：可能造成财产损失；

3 破坏后果很严重、严重的下列边坡工程，其安全等级应定为一级：

1）由外倾软弱结构面控制的边坡工程；

2）工程滑坡地段的边坡工程；

3）边坡塌滑区有重要建（构）筑物、市政工程的边坡工程。

3.2.2 边坡塌滑区范围可按下式估算：

$$L=\frac{H}{\tan\theta} \tag{3.2.2}$$

式中：L ——边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离（m）；

H ——边坡垂直高度（m）；

θ ——坡顶无荷载时边坡的破裂角（°）。对直立土质边坡可取 $45°+\varphi/2$，其中 φ 为土体的内摩擦角，由固结快剪试验或三轴 CU 试验所得；对斜面土质边坡，可取 $(\beta+\varphi)/2$，β 为坡面与水平面的夹角，φ 为土体的内摩擦角。

3.3 边坡支护结构选型

3.3.1 应根据场地地质和环境条件、边坡高度和特点、对边坡变形控制的难易程度以及边坡工程安全等级等因素，确定边坡支护结构型式，可按表 3.3.1 选定。

表 3.3.1 边坡支护结构常用型式

<table>
<tr><th>序 号</th><th>影响因素
边坡支护结构型式</th><th colspan="2">边坡高度
H（m）</th><th>边坡工程安全等级</th><th>适用条件</th><th>备 注</th></tr>
<tr><td>1</td><td>坡率法</td><td colspan="2">土质边坡，$H\le25$
岩质边坡，$H\le50$</td><td>一、二、三级</td><td>适用于工程场地有放坡条件，且无不良地质作用的区域</td><td>不良地质段，地下水发育区、软塑及流塑状土时不应采用。</td></tr>
<tr><td>2</td><td>重力式挡墙</td><td colspan="2">土质边坡，$H\le10$
岩质边坡，$H\le12$</td><td>一、二、三级</td><td>适用于放坡空间受限的填方或挖方边坡</td><td>不利于控制边坡变形。土方开挖后边坡稳定较差时不应采用</td></tr>
<tr><td>3</td><td>悬臂式挡墙和扶壁式挡墙</td><td colspan="2">悬臂式挡墙，$H\le6$
扶壁式挡墙，$H\le10$</td><td>一、二、三级</td><td>适用于填方边坡</td><td>-</td></tr>
<tr><td>4</td><td>锚杆格构梁</td><td colspan="2">土质边坡 $H\le25$
岩质边坡 $H\le50$</td><td>一、二、三级</td><td>适用于各类边坡</td><td>对变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">5</td><td rowspan="3">岩石锚喷</td><td colspan="2">Ⅰ类岩质边坡，$H\le50$</td><td>一、二、三级</td><td rowspan="3">适用于岩质边坡</td><td rowspan="3">有深层外倾滑动面或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ⅱ类岩质边坡，$H\le40$</td><td>二、三级</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ⅲ类岩质边坡，$H\le25$</td><td>二、三级</td></tr>
<tr><td rowspan="3">6</td><td rowspan="3">排桩及桩锚</td><td>悬臂式排桩</td><td>土质边坡，$H\le8$</td><td>二、三级</td><td rowspan="2">适用于开挖土石方可能危及相邻建筑物或环境安全的边坡、挖方边坡支挡以及工程滑坡治理。</td><td rowspan="4">深厚填土层不宜采用</td></tr>
<tr><td>桩锚</td><td>土质边坡，$H\le25$
岩质边坡，$H\le50$</td><td>一、二、三级</td></tr>
<tr><td>抗滑桩</td><td>-</td><td>一、二、三级</td><td>适用于最深滑动面不超过 25m 的滑坡防治工程</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>双排桩</td><td>土质边坡，$H\le12$</td><td>二、三级</td><td>适用于单排悬臂桩刚度不够，或变形过大，且具有一定施工空间</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>7</td><td>加筋土挡墙</td><td>土质边坡，$H \le 15$</td><td>二、三级</td><td>适用于地势平坦且宽阔的填方边坡</td><td>-</td></tr>
<tr><td>8</td><td>格宾挡墙</td><td>土质边坡，$H \le 6$</td><td>二、三级</td><td>适用于地基承载力较低的填方边坡</td><td>-</td></tr>
<tr><td>9</td><td>微型桩</td><td>土质边坡，$H \le 6$</td><td>二、三级</td><td>适用于挖方形成的边坡支挡、边坡加固以及中小型滑坡治理</td><td>-</td></tr>
<tr><td>10</td><td>衡重式桩板墙</td><td>土质边坡，$H \le 12$</td><td>二、三级</td><td>适用于6.0m～12.0m的直立高边坡的永久性支挡</td><td>软土层或深厚新近填土层不应采用</td></tr>
<tr><td>11</td><td>桩基托梁挡土墙</td><td>土质边坡，$H \le 10$</td><td>二、三级</td><td>适用于在高陡边坡、严重冲刷的河岸、稳定性较差的陡坡或地基承载力较低且厚度较大的边坡防护</td><td>-</td></tr>
<tr><td rowspan="3">12</td><td rowspan="3">坡面工程防护</td><td>砌体防护</td><td rowspan="3">-</td><td>适用于坡面浅层崩塌、风化剥落、溜坍或落石等坡面</td><td rowspan="3">针对稳定边坡设置。对欠稳定或存在不良地质因素的边坡，应先进行边坡治理后再进行坡面防护</td></tr>
<tr><td>主动柔性防护系统</td><td>坡比缓于1：1的土质挖方边坡易风的岩质边坡，受雨水冲刷及冲蚀或有严重剥落的软质岩质边坡</td></tr>
<tr><td>被动柔性防护系统</td><td>适用于坡度相对较缓的坡面中下部或具有一定缓冲空间的平台、坡脚的防护</td></tr>
</table>

3.3.2 本标准所列各种边坡支护结构型式可单独使用，也可多种型式联合使用。

3.3.3 在边坡支护方案设计阶段，可采用工程类比法，分析确定边坡破坏模式，对多种边坡支护结构型式进行比选，择优选择边坡支护结构型式。

3.4 设 计 原 则

3.4.1 边坡工程设计应包括支护结构的选型、平面及立面布置、计算、构造和排水等内容，并对施工、监测及质量验收等提出要求，同时还应给出边坡和支护结构的日常监测和维护管理规定。

3.4.2 边坡工程设计应符合下列规定：

1 支护结构达到最大承载能力、锚固系统失效、发生不适于继续承载的变形或坡体失稳应满足承载能力极限状态的设计要求；

2 支护结构和边坡达到支护结构或邻近建（构）筑物、市政工程的正常使用所规定的变形限值或达到耐久性的某项规定限值应满足正常使用极限状态的设计要求；

3 边坡稳定性评价应在定性分析的基础上定量计算，并进行综合评价；

4 对复杂的边坡宜采用数值计算分析方法。

3.4.3 边坡稳定计算方法应符合下列规定：

1 对于土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡，当滑动面呈弧形时，宜

采用简化毕肖普法或摩根斯坦-普赖斯法进行抗滑稳定计算；当滑动面圆呈非圆弧形时，宜采用摩根斯坦-普赖斯法或不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算；

2 对于呈块体结构和层状结构的岩质边坡，宜采用不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算；

3 对于由两组及两组以上节理、裂隙等结构面切割形成楔形潜在滑体的岩土边坡，宜采用楔体法进行抗滑稳定计算；

4 对于土岩组合边坡，应根据边坡土岩组合方式，分析其可能存在的破坏模式，再有针对性的计算边坡的稳定性。

3.4.4 边坡工程设计所采用作用组合效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或桩上的作用效应应采用荷载效应标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值；

2 计算边坡与支护结构的稳定性时，应采用荷载效应基本组合，但其分项系数取值均为 1.0；

3 在确定支护结构截面、基础高度、计算基础或支护结构内力以及配筋和验算材料强度时，应采用荷载效应基本组合，并应满足下式的要求：

$$\gamma_0 S \leq R \tag{3.4.4}$$

式中：S ——基本组合的效应设计值；

R ——结构构件抗力的设计值；

γ_0 ——支护结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于 1.1，二、三级边坡不应低于 1.0。

4 计算支护结构变形、锚杆变形及地基沉降时，应采用荷载效应准永久组合，不计入风荷载和地震作用，相应的限值应为支护结构、锚杆或地基的变形允许值；

5 计算锚杆杆体面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度、锚杆锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的作用效应应采用荷载效应标准组合；

6 支护结构抗裂计算时，应采用荷载效应标准组合，并考虑长期作用影响；

7 抗震设计时地震作用效应和荷载效应组合应按国家现行有关标准执行。

3.4.5 地震区边坡工程应按下列原则考虑地震作用的影响：

1 深圳市为地震设防烈度 7 度，边坡工程支护结构应进行抗震计算，临时性边坡可不作抗震计算；

2 应按抗震设防烈度要求，对支护结构和锚杆外锚头等采取相应的抗震构造措施。

3.4.6 抗震设防区边坡工程的支护结构或构件承载能力应采用地震作用效应和荷载效应基本组合进行验算，并采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的荷载分项系数、组合值系数。承载力抗震调整系数γ_{RE}按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定取值。

3.4.7 边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算：

1 支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、抗压或局部抗压承载力的计算；支护结构基础的地基承载力计算；

2 锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算；

3 支护结构稳定性验算。

3.4.8 边坡支护结构设计时尚宜进行下列计算和验算：

1 对地下水丰富的边坡宜充分考虑地下水的不利影响；

2 对变形有较高要求的边坡工程还宜根据安全系数结合当地经验进行变形验算。

4 边坡工程勘察

4.1 一 般 规 定

4.1.1 边坡工程勘察阶段应与设计阶段相适应，可分为初步勘察、详细勘察和施工勘察三个阶段。对于场地较小且无特殊要求的边坡工程，根据实际情况可直接进行详细勘察；大型和地质环境复杂的边坡工程宜分阶段勘察；当地质环境复杂、施工过程中发现地质环境与原勘察资料变化较大且可能影响边坡治理效果时应进行施工勘察。

4.1.2 边坡工程各勘察阶段应符合下列要求：

1 初步勘察应搜集区域地质资料，进行工程地质测绘、适量的勘探和室内试验，初步评价边坡的稳定性；

2 详细勘察应对边坡及相邻地段进行工程地质测绘、勘探、试验、观测和分析计算，评价边坡的稳定性，并对可能失稳的边坡提出治理措施的建议；

3 施工勘察应配合施工开挖进行地质编录、核对、补充前阶段勘察的资料，当发现与原地质资料有较大出入的部位要及时补充、分析、校核，并应提出修改设计和施工方案的建议。必要时进行施工安全预报。

4.1.3 当边坡工程与建筑工程属同一项目时，一般边坡工程勘察可与建筑工程岩土工程勘察一并进行，并应满足边坡工程勘察的工作深度和要求。

4.1.4 拟建工程场地或其附近存在对工程安全有影响的滑坡或有滑坡可能时，应进行专门的滑坡防治工程勘察。滑坡防治工程勘察应根据工程特点按国家现行有关标准执行。

4.1.5 对有变形迹象的边坡、规模较大以及对工程有重要影响的边坡，应进行监测。

4.1.6 边坡工程勘察中的探井、浅井、探坑和探槽应及时用原土封填密实；除用于埋设监测设备以外的钻孔应及时封堵，封堵宜采用水泥浆或水泥砂浆灌满。

4.1.7 边坡工程勘察报告的内容和编制应符合国家有关标准的要求，并应达到相应设计阶段对勘察资料的要求。

4.2 勘 察 要 求

4.2.1 边坡工程勘察应查明下列内容：

1 地形地貌特征；

2 岩土的类型、成因、性状以及覆盖层厚度、基岩面的形态和产状、岩石风化程度、岩体完整程度；

3 主要结构面特别是软弱结构面的类型、产状、发育程度、延伸程度、结合程

度、充填状况、充水状况、组合关系、力学属性和与临空面的关系；

4 地下水的类型、补给、径流、排泄情况及动态变化情况；

5 岩土的渗透性和勘察范围内地下水的出露情况；

6 场地汇水面积、坡面植被以及地表水对坡面、坡脚的冲刷情况；

7 土和水对建筑材料的腐蚀性；

8 不良地质作用的类型、成因、范围、发展趋势和危害程度；

9 岩土体的物理力学性质和软弱结构面的抗剪强度。

4.2.2 边坡工程勘察等级应根据边坡工程安全等级和地质环境复杂程度按表 4.2.2 划分。

表 4.2.2 边坡工程勘察等级

边坡工程安全等级	边坡地质环境复杂程度		
	复杂	中等复杂	简单
一级	一级	一级	二级
二级	一级	二级	三级
三级	二级	三级	三级

4.2.3 边坡地质环境复杂程度可按表 4.2.3 判别。

表 4.2.3 边坡地质环境复杂程度

判定因素	复杂	中等复杂	简单
地形和地貌类型	地形起伏变化大，地形坡度＞30°；自然陡坡高度岩坡＞30m，土坡＞15m；地貌类型复杂	地形起伏变化较大，地形坡度 30～15°；自然陡坡高度岩坡 30m～15m，土坡 15m～10m；地貌类型较复杂	地形起伏变化小，坡面平整，地形坡度＜15°；自然陡坡高度岩坡＜15m，土坡＜10m；地貌类型简单
地层及地质构造	地层及地质构造复杂	地层及地质构造较复杂	地层及地质构造简单
岩土组成	岩土种类多于 3 种，性质变化大；存在特殊性岩土	岩土种类 2～3 种，性质变化较大	岩土种类单一，性质均一，无特殊性岩土
水文地质条件	地下水埋藏浅；水压高；影响整个潜在滑移面的抗剪强	地下水埋藏较浅；水压较低；影响坡脚处潜在滑移	坡体无地下水

	度	面抗剪强度	
不良地质作用	坡面危岩、崩塌、滑坡、塌陷等不良地质作用普遍存在，直接威胁工程安全	虽有不良地质作用，但并不强烈，对工程安全影响不大	无不良地质现象

注：1　地质环境复杂程度应由复杂向简单推定，有任两项首先满足该等级标准时，地质环境复杂程度即为该等级。

2　自然陡坡系指坡度≥35°的自然土坡或坡度≥60°的自然岩坡。

4.2.4　边坡工程勘探范围应包括坡面区域和坡面外围一定的区域，并应符合下列规定：

1　对于可能按土体内部圆弧型破坏的土质边坡不应小于 2 倍坡高，当边坡存在人工填土、软土等特殊性土层时，宜适当加大勘探范围；

2　对可能沿岩土界面滑动的岩土组合边坡，后部应大于可能的后缘边界，前缘应大于可能的剪出口位置；

3　对无外倾结构面控制的岩质边坡，坡顶勘探区域后缘到坡顶边缘的水平距离不宜小于边坡高度；对有外倾结构面控制的岩质边坡，坡顶勘探区域一般应覆盖该结构面在坡顶的出露线；

4　勘察范围应包括可能对建（构）筑物有潜在安全影响的区域和后期治理结构可能涉及的范围。

4.2.5　边坡勘察前应先进行工程地质测绘和调查。工程地质测绘和调查工作应查明边坡的形态、坡角、结构面产状和性质等，工程地质测绘和调查范围应包括可能对边坡稳定有影响及受边坡影响的所有地段。

4.2.6　边坡工程勘探应采用钻探、井探、槽探、洞探和物探等方法。探井、浅井、探槽和探洞应符合下列规定：

1　探井、浅井、探槽和探洞的深度、长度、断面尺寸等应按勘探任务要求确定；

2　探井、浅井、探槽和探洞时，应采取相应的安全措施；

3　应及时进行探井、浅井、探洞或探槽展示图绘制和地质编录，展示图比例尺宜为 1:50～1:100；

4　宜按要求进行岩土层的原位试验，同时在预定层位按要求采取岩、土、水试样。

4.2.7　物探方法应根据边坡环境条件、岩土体物理性状选择。勘探线宜布置在拟设主

剖面线上、剖面线间及支挡线附近。物探方法应与其它勘探方法综合使用，相互验证。

4.2.8 勘探线应以垂直边坡走向或平行主滑方向布置，可能支挡位置应布置勘探线。成图比例尺应大于或等于 1:500，剖面的纵横比例应相同。

4.2.9 建筑边坡详细勘察的勘探线、点距可按表 4.2.9 确定，每一单独边坡段勘探线不应少于 2 条。勘探点宜分别在坡顶、坡腰、坡脚布置，且每条勘探线不应少于 3 个勘探点。

表 4.2.9 建筑边坡详细勘察的勘探线、点间距

边坡勘察等级	勘探线间距（m）	勘探点间距（m）
一级	≤20	≤15
二级	20～30	15～20
三级	30～40	20～35

注：1 初步勘察的勘探线、点间距可适当放宽；

2 对于高陡边坡，当坡腰无法布置勘探点时，勘探点间距可适当放宽。

4.2.10 市政及轨道交通工程边坡应在代表性的区段布设工程地质横断面。每一边坡的勘察不宜少于 2 条勘探线。每条横断面上的勘探点不应少于 2 个。

4.2.11 勘探点分为一般性勘探点和控制性勘探点。控制性勘探点宜占勘探点总数的 1/3～1/2。地质环境条件简单、大型的边坡工程，控制性勘探点占比宜按 1/3 取值，地质环境条件复杂、小型的边坡工程控制性勘探点占比宜按 1/2 取值。每条勘探线均应有控制性勘探点。

4.2.12 边坡勘探点的深度应进入最下层潜在滑面 5.0m～10.0m，控制性钻孔取大值，一般性钻孔取小值；支挡位置的控制性勘探点深度应根据可能选择的支护结构型式确定。对于重力式挡墙、扶壁式挡墙和锚杆挡墙支护，勘探点深度可进入持力层不宜小于 5.0m；对于悬臂桩支护，勘探点进入嵌固段的深度，土质时不宜小于悬臂长度的 1.5 倍，岩质时不宜小于悬臂长度的 1.0 倍；对可能有多种支护型式时，应根据勘探点深度要求最深的方案确定。

4.2.13 对主要岩土层和软弱层应采取试样进行室内物理力学性能试验，其试验项目应包括物性、强度及变形指标。试样及试验应符合下列规定：

1 试样的含水状态应包括天然状态和饱和状态；

2 采取试样数量，每一主要土层不应少于 6 件，岩石抗压强度不应少于 9 个试件，岩石抗剪强度不应少于 3 组；

3 软弱层宜连续取样；

4 需要时应采集岩样进行变形指标试验；

5 对控制边坡稳定的软弱结构面，宜进行原位剪切试验；

6 对大型边坡，必要时可进行岩体应力测试、波速测试、动力测试、孔隙水压力测试和模型试验。

4.3 岩土物理力学参数确定

4.3.1 边坡工程的有关岩土物理力学参数应通过原位测试和室内试验，参考工程经验，同时应充分考虑边坡工程使用期间的岩土体及岩体结构面的物理力学性质发生的变化综合确定。

4.3.2 土质边坡抗剪强度试验方法的选择应符合下列规定：

1 根据坡体内的含水状态选择天然和饱和状态的抗剪强度试验方法；

2 用于土质边坡计算土压力和抗倾覆计算时，黏土、粉质黏土宜选择直剪固结快剪或三轴固结不排水剪试验。

4.3.3 填土边坡的力学参数宜根据试验并结合工程经验综合确定。试验方法应根据工程要求、填料的性质和施工工艺等确定，试验条件应接近实际。

4.3.4 当边坡已产生变形或滑动时，可采用反演分析法确定滑动面抗剪强度指标。对出现变形的边坡工程，其稳定性系数 F_s 宜取 1.00～1.05；对产生滑动的边坡工程，其稳定系数 F_s 宜取 0.95～1.00。

4.3.5 岩质边坡工程勘察应根据岩石坚硬程度、岩体完整性程度、岩体主要结构面产状与坡面间的关系、边坡自稳能力等因素对边坡岩体类型进行划分，并应符合表 4.3.5 的规定。

表 4.3.5 岩质边坡的岩体类型

边坡岩体类型	判定条件			
	岩石坚硬程度	岩体完整程度	结构面产状	边坡自稳能力
Ⅰ	坚硬岩	完整	无外陡倾结构面	高度≤50m 可长期稳定，偶有掉块
Ⅱ	坚硬岩	完整	有外陡倾结构面	高度≤30m 可长期稳定，偶有掉块；高度 30m～50m 可基本稳定，局部可发生楔形体破坏
	坚硬岩	较完整	无外陡倾结构面	
	较硬岩	完整	无外陡倾结构面	
Ⅲ	坚硬岩	较完整	有外陡倾结构面	高度≤15m 可基本稳定，局部可发

	坚硬岩	较破碎	无外陡倾结构面	生楔形体破坏； 高度 15m～30m 可稳定数月，可发生由结构面及局部岩体组成的平面或楔形体破坏，或由反倾结构面引起的倾倒破坏
	较硬岩	完整	无外陡倾结构面	
	较硬岩	完整	有外陡倾结构面	
	较硬岩	较完整	无外陡倾结构面	
	较软岩	完整	无外陡倾结构面	
Ⅳ	坚硬岩	较破碎	有外陡倾结构面	高度＜8m 可稳定数月，局部可发生楔形体破坏； 高度 8m～15m 可稳定数日至 1 个月，可发生由不连续面及岩体组成的平面或楔形体破坏，或由反倾结构面引起的倾倒破坏
	坚硬岩	破碎	无外陡倾结构面	
	较硬岩	较破碎～破碎	无外陡倾结构面	
	较硬岩	较完整	有外陡倾结构面	
	较软岩	完整	有外陡倾结构面	
	较软岩	较完整～较破碎	无外陡倾结构面	
	软岩	完整～较完整	无外陡倾结构面	
Ⅴ	坚硬岩	破碎	有外陡倾结构面	不稳定
	较硬岩	较破碎～破碎	有外陡倾结构面	
	较软岩	较完整～较破碎	有外陡倾结构面	
	较软岩	破碎	无外陡倾结构面	
	软岩	完整～较完整	有外陡倾结构面	
	软岩	较破碎～破碎	无外陡倾结构面	
	极软岩	完整～极破碎	结构面无明显规律	
	坚硬岩～极软岩	极破碎		

注：1　结构面指原生结构面和构造结构面，不包括风化裂隙；

2　外倾结构面系指走向与边坡走向夹角小于 30°、倾角小于坡面倾角的硬性结构面；

3　边坡自稳能力是指坡角大于 70°的陡倾岩质边坡的稳定性；

4　不包括全风化基岩，全风化基岩可视为土体；

5　当地下水发育时，Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类岩体可根据具体条件降低一档；

6　强风化岩应划分为Ⅴ类；

7　当临空外倾结构面系软弱结构面时，应验算沿该结构面破坏的稳定性。

4.3.6　岩体完整程度的定性划分应符合表 4.3.6 的规定。

表 4.3.6　岩体完整程度的定性划分

名　称	结构面发育程度		主要结构面的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距（m）			
完　整	1～2	＞1.0	结合好或结合一般	节理、裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1～2	＞1.0	结合差	节理、裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2～3	1.0～0.4	结合好或结合一般		块状结构
较破碎	2～3	1.0～0.4	结合差	节理、裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层状结构
	≥3	0.4～0.2	结合好		镶嵌碎裂结构
			结合一般		中、薄层状结构
破　碎	≥3	0.4～0.2	结合差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		≤0.2	结合一般或结合差		碎裂结构
极破碎	无序	-	结合很差	-	散体状结构

4.3.7　岩体结构面结合程度，应根据结构面特征，宜按表 4.3.7 确定。

表 4.3.7　结构面的结合程度

结合程度	胶结状况	起伏粗糙程度	结构面张开度（mm）	充填状况	岩体状况
结合好	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	硬岩或较软岩
结合一般	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	3～5	胶结	硬岩或较软岩
	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	软岩

	分离	起伏粗糙	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	硬岩或较软岩
结合差	分离	起伏粗糙	≤3	干净无充填	软岩
	分离	平直光滑	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	各种岩层
	分离	平直光滑	-	岩块、岩屑夹泥或附泥膜	各种岩层
结合很差	分离	平直光滑、略有起伏	-	泥质或泥夹岩屑充填	各种岩层
	分离	平直很光滑	≤3	无充填	各种岩层

注：1 起伏度：当R_A≤l%，平直；当l%<R_A≤2%时，略有起伏；当2%<R_A时，起伏；其中$R_A=A/L$，A为连续结构面起伏幅度（cm），L为连续结构面取样长度（cm），测量范围L一般为100cm～300cm；

2 粗糙度：很光滑，感觉非常细腻如镜面；光滑，感觉比较细腻，无颗粒感觉；较粗糙，可以感觉到一定的颗粒状；粗糙，明显感觉到颗粒状。

4.3.8 当无试验资料和工程经验时，岩体物理力学参数可按表 4.3.8 并结合地质条件相似的类似工程经验确定。

表 4.3.8 岩体物理力学参数

岩体类型	重力密度γ（kN/m^3）	抗剪断峰值强度		变形模量 E（GPa）	泊松比 μ
		内摩擦角 φ（°）	粘聚力 c（MPa）		
I	＞26.5	＞60	＞2.1	＞33.0	＜0.20
II		50～60	1.5～2.1	16.0～33.0	0.20～0.25
III	24.5～26.5	39～50	0.7～2.1	6.0～16.0	0.25～0.30
Ⅳ	22.5～24.5	27～39	0.2～0.7	1.3～6.0	0.30～0.35
V	＜22.5	＜27	＜0.2	＜1.3	＞0.35

4.3.9 岩体结构面抗剪强度指标的试验应符合现行国家标准《工程岩体试验方法标准》GB/T50266 的有关规定。当无条件进行试验时，岩体结构面的抗剪强度指标标准值可按表 4.3.9 并结合地质条件相似的类似工程经验确定。

表 4.3.9　岩体结构面抗剪强度指标标准值

类型	两侧岩石的坚硬程度 及结构面结合程度	内摩擦角 φ（°）	粘聚力 c（kPa）
1	坚硬岩，结合好	＞37	＞220
2	坚硬岩～较坚硬岩，结合一般； 较软岩，结合好	37～29	220～120
3	坚硬岩～较坚硬岩，结合差； 较软岩～软岩，结合一般	29～19	120～80
4	较坚硬～较软岩，结合差～结合很差； 软岩，结合差；软质岩的泥化面	19～13	80～50
5	较坚硬岩及全部软质岩，结合很差； 软质岩泥化层本身	＜13	＜50

4.3.10　边坡岩体等效内摩擦角宜按当地经验确定。当缺乏当地经验时，可按表 4.3.10 取值。

表 4.3.10　边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
等效内摩擦角 φ_e（°）	φ_e＞72	72≥φ_e＞62	62≥φ_e＞52	52≥φ_e＞42	42≥φ_e＞32

注：1　适用于高度不大于50m的边坡；当高度大于30m时，以上数据应作适当折减；当高度大于50m时，应作专门研究；

2　边坡高度较大时宜取较小值;高度较小时宜取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值；

3　表中数值已考虑时间效应和工作条件等因素；

4　对于Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ类岩质临时边坡可取上限值，Ⅰ类岩质临时边坡可根据岩体强度及完整程度取大于72°的数值。

5 边坡稳定性评价

5.1 一 般 规 定

5.1.1 下列工程建设场地边坡应进行稳定性评价：

1 工程建设场地为自然斜坡；

2 因开挖或填筑形成需要进行稳定性验算的边坡；

3 施工期出现新的不利因素或出现失稳迹象的边坡；

4 运行期出现新的不利因素或导致边坡稳定条件发生变化的边坡。

5.1.2 边坡稳定性评价应在查明工程地质、水文地质条件的基础上，根据边坡地质结构和边坡潜在破坏的组合情况确定，并应按破坏模式选择相应的计算方法，确定计算参数，进行边坡稳定性计算。边坡稳定性评价应采用定性分析和定量分析相结合的方法进行。

5.1.3 对土质较软、地面荷载较大、高度较大的边坡，其坡脚地面抗隆起、抗管涌和抗渗流等稳定性评价应按国家现行有关标准执行。

5.2 边坡稳定性分析

5.2.1 进行边坡稳定性分析之前，应根据岩土工程地质条件对边坡的可能破坏模式及相应破坏方向、破坏范围、影响范围等做出判断。判断应同时考虑受岩土体强度控制的破坏和受结构面控制的破坏。

5.2.2 边坡破坏模式和破坏边界应根据边坡地质界面、地质结构类型及其空间组合特征为基础进行综合判定。

5.2.3 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。

5.2.4 存在下列情况之一的边坡，可初步判别为潜在失稳的边坡：

1 已发生倾倒变形或蠕变的边坡；

2 已发生张裂变形的下软上硬的双层或多层结构边坡；

3 在碎裂结构岩体中和散体结构岩体中开挖的边坡；

4 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；

5 坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡；

6 分布有巨厚层崩积物的边坡；

7 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡；

8 坡脚受水流淘刷或水位急剧升降的土质边坡；

9 经常遭受水浸泡的边坡；

10 有其它迹象表明边坡有可能失稳或曾经失稳的边坡。

5.2.5 边坡抗滑移稳定性计算可采用刚体极限平衡法。对结构复杂的岩质边坡，可结合采用极射赤平投影法和实体比例投影法；当边坡破坏机制复杂时，可采用数值极限分析法。

5.2.6 计算沿结构面滑动的稳定性时，应根据结构面形态采用平面或折线形滑面。计算土质边坡、极软岩边坡、破碎或极破碎岩质边坡的稳定性时，可采用圆弧形滑面。

5.2.7 采用刚体极限平衡法计算边坡抗滑稳定性时，可根据滑面形态按本标准附录 A 选择具体计算方法。

5.2.8 对于碎裂岩体边坡、散体介质边坡，当其破坏模式为圆弧形滑动时，宜采用简化毕肖普法或摩根斯坦－普赖斯法进行稳定性计算；当破坏模式为复合型破坏时，宜采用摩根斯坦－普赖斯法或不平衡推力传递法进行稳定性计算。

5.2.9 块状岩体边坡等的崩塌破坏，应根据划定的危岩体和不稳定岩体范围，采取定性及半定量的分析方法评价其稳定状况。

5.2.10 对于块状岩体边坡和层状岩体边坡，其破坏模式为复合型破坏或折线型破坏时，宜采用不平衡推力传递法进行稳定性计算；对两组及两组以上结构面切割形成的楔形破坏模式边坡，宜采用楔形体法进行稳定性计算。

5.2.11 塌滑区内无重要建（构）筑物的边坡采用刚体极限平衡法计算稳定性时，滑体、条块或单元的地震作用可简化为一个作用于滑体、条块或单元重心处、指向坡外（滑动方向）的水平静力，其值应按下列公式计算：

$$Q_{\mathrm{e}}=\alpha_{\mathrm{w}}G \tag{5.2.11-1}$$

$$Q_{\mathrm{e}i}=\alpha_{\mathrm{w}}G_i \tag{5.2.11-2}$$

式中： Q_{e}、$Q_{\mathrm{e}i}$ ——滑体、第 i 计算块或单元单位宽度地震力（kN/m）；

G、G_i ——滑体、第 i 计算条块或单元单位宽度自重[含坡顶建（构）筑物作用]（kN/m）；

α_{w} ——边坡综合水平地震系数，取 0.025。

5.3 边坡稳定性评价标准

5.3.1 边坡稳定性状态分为稳定、基本稳定、欠稳定和不稳定四种状态，可根据边坡稳定性系数按表 5.3.1 确定。

表 5.3.1　边坡稳定性状态划分

边坡稳定性系数 F_s	$F_s < 1.00$	$1.00 \le F_s < 1.05$	$1.05 \le F_s < F_{st}$	$F_s \ge F_{st}$
边坡稳定性状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注：F_{st}——边坡稳定安全系数。

5.3.2　边坡稳定安全系数 F_{st} 应按表 5.3.2 确定。

表 5.3.2　边坡稳定安全系数 F_{st}

稳定安全系数 / 边坡工程安全等级 / 边坡类型		一级	二级	三级
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	暴雨工况	1.15	1.10	1.05
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡	一般工况	1.25	1.20	1.15
	暴雨工况	1.10	1.05	1.05

注：地震工况时，安全系数仅适用于塌滑区内无重要建（构）筑物的边坡。

6 边坡支护结构上的侧向岩土压力

6.1 一 般 规 定

6.1.1 侧向岩土压力分为静止岩土压力、主动岩土压力和被动岩土压力。当支护变形不满足主、被动岩土压力产生条件时，或当边坡上方有严格变形控制要求时，应对侧向岩土压力进行修正。

6.1.2 侧向岩土压力可采用库仑土压力或朗肯土压力公式求解。侧向总岩土压力可采用总岩土压力公式直接计算或按岩土压力公式求和计算。侧向岩土压力和分布应根据支护类型确定。

6.2 侧向土压力

6.2.1 静止土压力可按下式计算：

$$e_{0i}=\left(\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+q\right)K_{0i} \tag{6.2.1}$$

式中： e_{0i} —— 计算点处的静止土压力（kN/m²）；

γ_j —— 计算点以上第 j 层土的重度（kN/m³）；

h_j —— 计算点以上第 j 层土的厚度（m）；

q —— 坡顶附加均布荷载（kN/m²）；

K_{0i} —— 计算点处的静止土压力系数。

6.2.2 静止土压力系数宜采用室内 K_0 试验或原位试验确定。一般砂土可取 0.34～0.45，黏土可取 0.5～0.7。当无试验条件或无成熟工程经验时，可按下列半经验关系估算：

对于砂土、正常固结黏性土（Jaky）：$K_0=1-\sin\varphi'$ （6.2.2-1）

对于黏性土、欠固结土(Brooker)： $K_0=0.95-\sin\varphi'$ （6.2.2-2）

对于超固结土（Schmidt）： $K_0=OCR^m(1-\sin\varphi')$ （6.2.2-3）

式中： K_0 ——正常固结土的静止土压力系数；

φ' ——土的有效内摩擦角（°）。按照三轴固结不排水剪切试验（带测孔隙水压力）或三轴固结排水剪切试验测定；

OCR ——超固结系数；

m ——经验系数，一般取 0.40～0.50，塑性指数小的取大值。

6.2.3 根据平面滑裂面规定（如图 6.2.3），挡土墙后破坏楔体上，地面附加荷载 q 时，主动土压力合力可按改进库伦土压力公式计算：

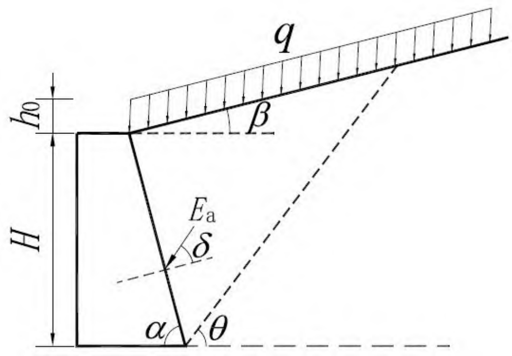


图 6.2.3　土压力计算

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (6.2.3\text{-}1)$$

$$\begin{aligned} K_a = & \frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}\{K_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta) \\ & +\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)]+2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos(\alpha+\beta-\phi-\delta) \\ & -2\sqrt{K_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi} \\ & \times\sqrt{K_q\sin(\alpha-\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi}\} \end{aligned} \qquad (6.2.3\text{-}2)$$

$$K_q = 1+\frac{2q\sin\alpha\cos\beta}{\gamma H\sin(\alpha+\beta)} \qquad (6.2.3\text{-}3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma H} \qquad (6.2.3\text{-}4)$$

$$E_{ah} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a\sin(\alpha-\delta) \qquad (6.2.3\text{-}5)$$

$$E_{av} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a\cos(\alpha-\delta) \qquad (6.2.3\text{-}6)$$

式中： E_a ——相应于荷载标准组合的主动土压力合力（kN/m）；

E_{ah} ——水平方向主动土压力合力（kN/m）；

E_{av} ——竖直方向主动土压力合力（kN/m）；

K_a——主动土压力系数；

H——挡土墙高度（m）；

γ——土体重度（kN/m^3）；

c——土的粘聚力（kPa）；

φ——土的内摩擦角（°）；

q——地表均布荷载标准值（kN/m^2），等效土层厚度 $h_0 = q/r$；

δ——土与挡土墙墙背的摩擦角（°），可按表 6.2.3 取值；

β——填土表面与水平面的夹角（°）；

α——支挡结构墙背与水平面的夹角（°）。

表 6.2.3　土与挡土墙墙背的摩擦角 δ

挡土墙情况	摩擦角 δ	挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑，排水不良	$(0.00\sim0.33)\varphi$	墙背很粗糙，排水良好	$(0.50\sim0.67)\varphi$
墙背粗糙，排水良好	$(0.33\sim0.50)\varphi$	墙背与填土间不可能滑动	$(0.67\sim1.00)\varphi$

6.2.4　当墙背直立光滑（$\alpha = 90^\circ$，$\delta = 0$）、土体表面水平（$\beta = 0$）时，主动土压力可按下式计算：

$$e_{ai} = (\sum_{j=1}^{i} \gamma_j h_j + q) K_{ai} - 2c_i \sqrt{K_{ai}} \tag{6.2.4}$$

式中：e_{ai}——计算点处的主动土压力（kN/m^2），当 $e_{ai} < 0$ 时，取 $e_{ai} = 0$；

K_{ai}——计算点处的主动土压力系数，取 $K_{ai} = \tan^2(45^\circ - \varphi_i/2)$；

c_i——计算点处土的粘聚力（kPa）；

φ_i——计算点处土的内摩擦角（°）。

6.2.5　当墙背直立光滑（$\alpha = 90^\circ$，$\delta = 0$）、土体表面水平（$\beta = 0$）时，被动土压力可按下式计算：

$$e_{pi} = (\sum_{j=1}^{i} \gamma_j h_j + q) K_{pi} + 2c_i \sqrt{K_{pi}} \tag{6.2.5}$$

式中：e_{pi}——计算点处的被动土压力（kN/ m^2）；

K_{pi}——计算点处的被动土压力系数，取 $K_{pi} = \tan^2(45^\circ + \varphi_i/2)$。

6.2.6　边坡坡体中有地下水但未形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力可按下列规定计算：

1　对砂土和粉土应按水土分算原则计算；

2 对黏性土，残积土，强风化、全风化花岗岩宜按水土合算原则计算；

3 按水土分算原则计算时，作用在支护结构上的侧压力等于土压力和静止水压力之和，地下水位以下的土压力采用浮重度（γ'）和有效应力抗剪强度指标（c'、$'$）计算；

4 按水土合算原则计算时，地下水位以下的土压力采用饱和重度（γ_{sat}）和总应力抗剪强度指标（、）计算。

6.2.7 边坡坡体中有地下水形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力，除按本标准第6.2.6条计算外，尚应按国家现行有关标准的规定计算渗透力。

6.2.8 当挡墙后土体破裂面以内有较陡的稳定岩石坡面时，坚硬坡面为滑裂面，按有限范围填土计算主动土压力（图6.2.8）。有限范围填土时，主动土压力合力可按下列公式计算：

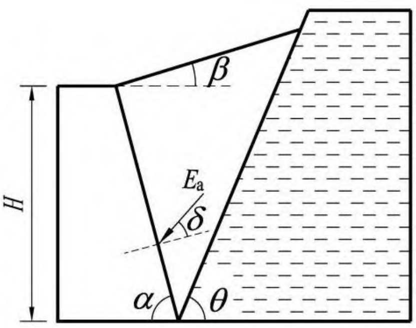


图 6.2.8 有限范围内填土时主动土压力的计算

$$E_{\mathrm{a}}=\frac{1}{2}\gamma H^{2}K_{\mathrm{a}} \qquad (6.2.8\text{-}1)$$

$$K_{\mathrm{a}}=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\alpha-\delta+\theta-\delta_{\mathrm{r}})\sin(\theta-\beta)}\times\left[\frac{\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\delta_{\mathrm{r}})}{\sin^{2}\alpha}-\eta\frac{\cos\delta_{\mathrm{r}}}{\sin\alpha}\right] \qquad (6.2.8\text{-}2)$$

$$E_{\mathrm{ah}}=\frac{1}{2}\gamma H^{2}K_{\mathrm{a}}\sin(\alpha-\delta) \qquad (6.2.8\text{-}3)$$

$$E_{\mathrm{av}}=\frac{1}{2}\gamma H^{2}K_{\mathrm{a}}\cos(\alpha-\delta) \qquad (6.2.8\text{-}4)$$

式中：E_{a} ——主动土压力合力（kN/m）；

K_{a} ——主动土压力系数；

E_{ah} ——水平方向主动土压力合力（kN/m）；

E_{av} ——竖直方向主动土压力合力（kN/m）；

θ ——稳定岩石坡面的倾角（）；

δ_r ——稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的摩擦角（），宜根据试验确定。当无试验资料时，可取$\delta_r = (0.4 \sim 0.7)\varphi$,φ 为填土的内摩擦角。

6.2.9 当坡顶作用有线性分布荷载、均布荷载和坡顶填土表面不规则时或岩土边坡为二阶竖直时，在支护结构上产生的侧压力可按本标准附录 B 简化计算。

6.2.10 当边坡的坡面为倾斜、坡顶水平、无超载时（图 6.2.10），土压力的合力可按下列公式计算，边坡破坏时的平面破裂角可按公式（6.2.10-3）计算：

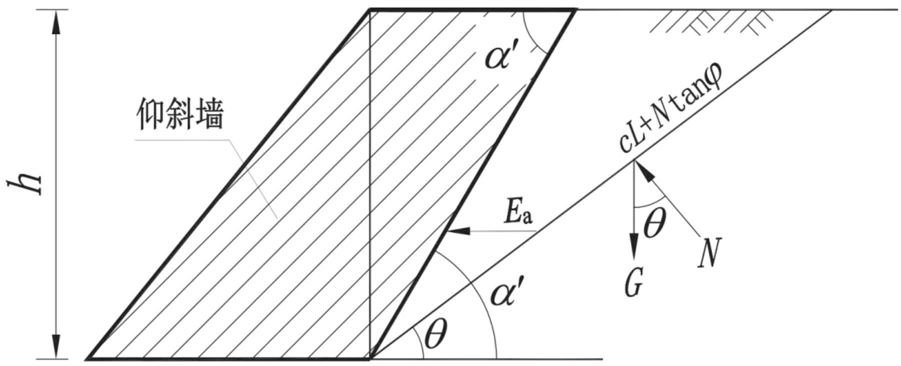


图 6.2.10 边坡的坡面为倾斜时土压力计算简图

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \quad \text{（6.2.10-1）}$$

$$K_a = \left(\cot\theta - \cot\alpha'\right)\tan(\theta-\varphi) - \frac{\eta\cos\varphi}{\sin\theta\cos(\theta-\varphi)} \quad \text{（6.2.10-2）}$$

$$\theta = \arctan\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{1+\frac{\cot\alpha'}{\eta+\tan\varphi}} - \sin\varphi}\right] \quad \text{（6.2.10-3）}$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad \text{（6.2.10-4）}$$

式中： E_a ——主动土压力合力（kN/m)，方向为水平方向；

K_a ——主动土压力系数；

h ——边坡的垂直高度（m）；

γ ——土体重度（kN/m^3）；

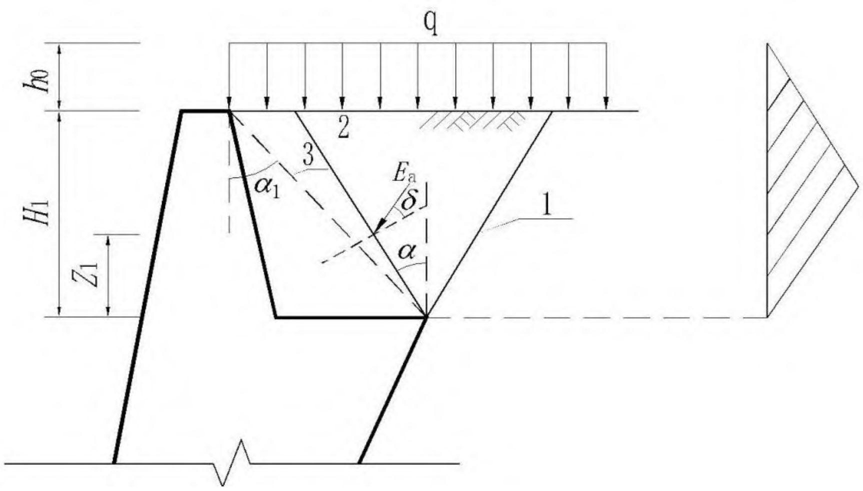
α' ——边坡坡面与水平面的夹角（°）；

c ——土的粘聚力（kPa）；

φ ——土的内摩擦角（º）；

θ ——土体的临界滑动面与水平面的夹角（º）。

6.2.11 当俯斜墙背（包括假想墙背）的坡度平缓时，墙后填料内有可能出现第二破裂面，土楔不沿墙背或假想墙背滑动，而沿第二破裂面滑动。当墙后填料为平面，受满布均布荷载（或无荷载）时第二破裂面角为$\alpha = 45^{\circ} - \varphi / 2$（图 6.2.11），第二破裂面上墙主动土压力和主动土压力系数可按以下公式计算：



1、第一破裂面；2、第二破裂面；3、假想墙背

图 6.2.11 假想墙背及第二破裂面关系图（墙后填料水平，受满布均布荷载）

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H_1^{2} K \xi_1 \tag{6.2.11-1}$$

$$E_{ah} = E_a \cos(\alpha_1 + \varphi) \tag{6.2.11-2}$$

$$E_{av} = E_a \sin(\alpha_1 + \varphi) \tag{6.2.11-3}$$

$$K = \frac{\tan^2(45^{\circ} - \varphi/2)}{\cos(45^{\circ} + \varphi/2)} \tag{6.2.11-4}$$

$$\xi_1 = 1 + \frac{2h_0}{H_1} \tag{6.2.11-5}$$

$$Z_1 = \frac{H_1}{3} + \frac{h_0}{3\xi_1} \tag{6.2.11-6}$$

式中：E_a ——上墙土压力合力（kN/m)；

E_{ah} ——水平方向主动土压力合力（kN/m）；

E_{av} ——竖直方向主动土压力合力（kN/m）；

K ——主动土压力系数；

H_1 ——坦墙高度（m）；

h_0 ——等效土层厚度，$h_0 = q/r$，q 为地表均布荷载标准值（kN/m^2）；

ξ_1 ——计算系数；

γ ——土体重度（kN/m^3）；

φ ——土的内摩擦角（°）；

α_1 ——支挡结构假想墙背与竖直方面的夹角（°）；

Z_1 ——作用点高度。

6.2.12 考虑地震作用时，作用于支护结构上的地震主动土压力可按本标准公式（6.2.12-1）计算，主动土压力系数可按以下式计算：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{6.2.12-1}$$

$$\begin{aligned}K_a = {} & \frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\rho\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}\times \\ & \{K_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta-\rho)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\rho-\beta)] \\ & +2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho\cos(\alpha+\beta-\varphi-\delta) \\ & -2[(K_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\rho-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho)\times \\ & (K_q\sin(\alpha-\delta-\rho)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho)]^{0.5}\}\end{aligned} \tag{6.2.12-2}$$

式中：K_q ——系数，可按公式（6.2.3-3）计算；

ρ ——地震角，单位（°），深圳地区水上取 1.5°，水下取 2.5°；

其他符号意义同6.2.3 条。

6.3 侧向岩石压力

6.3.1 对沿外倾结构面滑动的边坡，主动岩石压力合力可按以下公式计算：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{6.3.1-1}$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha-\delta+\theta-\varphi_s)\sin(\theta-\beta)}\times \tag{6.3.1-2}$$

$$[K_q \sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\varphi_s)-\eta\sin\alpha\cos\varphi_s)]$$

$$\eta=\frac{2c_s}{\gamma H} \qquad （6.3.1\text{-}3）$$

式中：θ ——边坡外倾结构面倾角（°）；

c_s ——边坡外倾结构面粘聚力（kPa）；

φ_s ——边坡外倾结构面内摩擦角（°）；

K_q ——系数，可按公式（6.2.3-3）计算；

δ ——岩石与挡墙背的摩擦角（°），取 $(0.33\sim0.50)\varphi$ 。

当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

6.3.2 对沿缓倾的外倾软弱结构面滑动的边坡（图 6.3.2），主动岩石压力合力可按以下公式计算：

$$E_a=G\tan(\theta-\varphi_s)-\frac{c_s L\cos\varphi_s}{\cos(\theta-\varphi_s)} \qquad （6.3.2）$$

式中：G ——四边形滑裂体自重(kN/m)；

L ——滑裂面长度（m）；

θ ——边坡外倾结构面倾角（°）；

c_s ——外倾软弱结构面的粘聚力（kPa)；

φ_s ——外倾软弱结构面内摩擦角（°）。

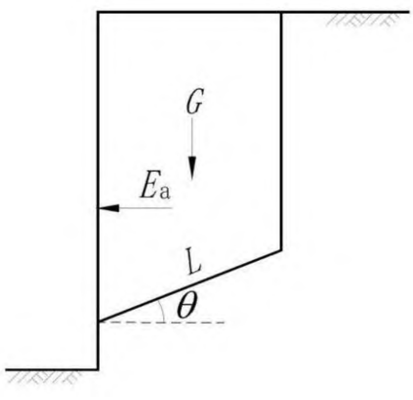


图 6.3.2 岩质边坡四边形滑裂时侧向压力计算

6.3.3 岩质边坡的侧向岩石压力计算和破裂角应符合下列规定：

1 对无外倾结构面的岩质边坡，应以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法计算侧向岩石压力；对坡顶无变形控制要求的永久性边坡和坡顶有变形控制要求的临时性边坡和基坑边坡，破裂角按 $45^\circ+\varphi/2$ 确定，I 类岩体边坡可取 75°左右；坡顶无建筑荷载的临时性

边坡和基坑边坡的破裂角，I 类岩体边坡可取 82º；II 类岩体边坡可取 72º；III类岩体边坡可取 62º；Ⅳ类岩体边坡可取 $45^\circ+\varphi/2$；

2 当有外倾硬性结构面时，应分别以外倾硬性结构面的抗剪强度参数按本标准第 6.3.1 条的方法和以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法分别计算，取两种结果的较大值；破裂角取本条第 1 款和外倾结构面倾角两者中的较小值；

3 当边坡沿外倾软弱结构面破坏时，侧向岩石压力应按本标准第 6.3.1 条和第 6.3.2 条计算，破裂角取该外倾结构面的倾角，同时应按本条第 1 款进行验算。

6.3.4 当岩质边坡的坡面为倾斜、坡顶水平、无超载时，岩石压力的合力可按本标准公式（6.2.10-1）计算。当岩体存在外倾结构面时，θ 可取外倾结构面的倾角，抗剪强度指标取外倾结构面的抗剪强度指标；当存在多个外倾结构面时，应分别计算，取其中的最大值为设计值。边坡侧压力应按本标准第 6.4 节和本条分别计算，并取其中的较大值。

6.3.5 考虑地震作用时，作用于支护结构上的地震主动岩石压力应按本标准第 6.3.1 条公式（6.3.1-1）计算，其主动岩石压力系数可按以下公式计算：

$$K_{\rm a}=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\rho\sin^2\alpha\sin(\alpha-\delta+\theta-\varphi_{\rm s})\sin(\theta-\beta)}\times \left[K_{\rm q}\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\varphi_{\rm s}+\rho)-\eta\sin\alpha\cos\varphi_{\rm s}\cos\rho\right] \tag{6.3.5}$$

式中：ρ ——地震角，深圳地区水上取 1.5°，水下取 2.5°；

$K_{\rm q}$ ——系数，可按公式（6.2.3-3）计算。

6.4 坡顶有变形控制要求的侧向岩土压力的修正

6.4.1 当按变形控制原则设计支护结构时，作用在支护结构的计算土压力可按支护结构与土体的相互作用原理确定，也可按地区可靠经验确定。无外倾结构面的岩土质边坡坡顶有重要建（构）筑物时，可按表 6.4.1 确定支护结构上的侧向岩土压力。

表 6.4.1 侧向岩土压力取值

坡顶重要建（构）筑物基础位置		侧向岩土压力取值
土质边坡	$a<0.5H$	E_0
	$0.5H\le a<1.0H$	$E'_{\rm a}=\frac{1}{2}(E_0+E_{\rm a})$
	$a>1.0H$	$E_{\rm a}$

岩质边坡	$a < 0.5H$	$E'_a = \beta_1 E_a$
	$a \geq 0.5H$	E_a

注：1 E'_a——主动岩土压力合力；

E'_a——修正主动岩土压力合力；

E_0——静止土压力合力；

2 β_1——主动岩石压力修正系数；

3 a——坡脚线到坡顶重要建（构）筑物外边缘的水平距离；

4 对多层建筑物，当基础浅埋时 H 取边坡高度；当基础埋深较大时，若基础周边与岩土间设置摩擦小的软性材料隔离层，能使基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内且其水平荷载对边坡不造成较大影响，则 H 可从隔离层下端算至坡底；否则，H 仍取边坡高度；

5 对高层建筑物应设置钢筋混凝土地下室，并在地下室侧墙临边坡一侧设置摩擦小的软性材料隔离层，使建筑物基础的水平荷载不传给支护结构，并应将建筑物垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内时，H 可从地下室底标高算至坡底；否则，H 仍取边坡高度。

6.4.2 岩质边坡主动岩石压力修正系数 β_1，可根据边坡岩体类别按表 6.4.2 确定。

表 6.4.2 主动岩石压力修正系数 β_1

边坡岩体类型	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
主动岩石压力修正系数 β_1	1.30		1.30～1.45	1.45～1.55

注：1 当裂隙发育时取最大值，裂隙不发育时取小值；

2 坡顶有重要既有建（构）筑物对边坡变形控制要求较高时取大值；

3 对临时性边坡取小值。

6.4.3 坡顶有重要建（构）筑物的有外倾结构面的岩土质边坡侧压力修正应符合下列规定：

1 对有外倾结构面的土质边坡，其侧压力修正值应先按本标准第 6.2.3 条计算后乘以 1.30 的增大系数，再与按本标准第 6.4.1 条计算值比较，取两个计算结果的最大值；

2 对有外倾结构面的岩质边坡，其侧压力修正值应先按本标准第 6.3.1 和本标准第 6.3.2 条计算后乘以 1.15 的增大系数，再与按本标准第 6.4.1 条计算值比较，取两个计算结果的最大值。

7 坡 率 法

7.1 一 般 规 定

7.1.1 当工程场地有放坡条件，且无不良地质作用时可采用坡率法。

7.1.2 有下列情况之一的边坡不应单独采用坡率法，应与其他边坡支护方法联合使用：

1 放坡开挖对相邻建(构)筑物有不利影响的边坡；

2 地下水发育的边坡；

3 软弱土层等稳定性差的边坡；

4 坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡；

5 单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡；

6 地质条件复杂的一级边坡。

7.1.3 采用坡率法时应进行边坡环境整治、坡面绿化和截排水处理。

7.1.4 高度较大的边坡应分级放坡。分级放坡时应分别验算边坡整体的稳定性和各级的稳定性。

7.2 设 计 计 算

7.2.1 土质边坡每一级的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则并结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。当土质均匀良好、地下水贫乏、无不良地质作用和地质环境条件简单时，分级边坡坡率允许值可按表 7.2.1 确定。

表 7.2.1 土质边坡允许坡率值

土质类别	状态	坡率允许值（高：宽）	
		坡高 5m 以内	坡高 5m～10m
碎石土	密实	1：0.35～1：0.50	1：0.50～1：0.75
	中密	1：0.50～1：0.75	1：0.75～1：1.00
	稍密	1：0.75～1：1.00	1：1.00～1：1.25
黏性土	坚硬	1：0.75～1：1.00	1：1.00～1：1.25
	硬塑	1：1.00～1：1.25	1：1.25～1：1.50
花岗岩残积土	硬塑	1：0.80～1：0.90	1：0.90～1：1.05
	可塑	1：0.90～1：1.05	1：1.05～1：1.20

注：1　表中碎石土的充填物若为黏性土，应为坚硬或硬塑黏性土；

2　对砂土或充填物为砂土的碎石土，边坡坡率允许值应结合自然休止角综合确定。

7.2.2 岩质边坡在边坡保持整体稳定的条件下，其每一级开挖的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。对无外倾软弱结构面的边坡，分级放坡坡率可按表 7.2.2 确定。

表 7.2.2　岩质边坡允许坡率值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值（高宽比）		
		H<8m	8m≤H＜15m	15m≤H＜25m
I 类	微风化	1：0.00～1：0.10	1：0.10～1：0.15	1：0.15～1：0.25
	中等风化	1：0.10～1：0.15	1：0.15～1：0.25	1：0.25～1：0.35
II 类	微风化	1：0.10～1：0.15	1：0.15～1：0.25	1：0.25～1：0.35
	中等风化	1：0.15～1：0.25	1：0.25～1：0.35	1：0.35～1：0.50
III 类	微风化	1：0.25～1：0.35	1：0.35～1：0.50	-
	中等风化	1：0.35～1：0.50	1：0.50～1：0.75	-
IV 类	中等风化	1：0.50～1：0.75	1：0.75～1：1.00	-
V 类	强风化	1：0.75～1：1.00	-	-

注：1　H——边坡高度；

2　V 类强风化包括各类风化程度的极软岩；

3　全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

7.2.3　下列边坡的坡率允许值应通过稳定性计算分析确定：

1　有外倾软弱结构面的岩质边坡；

2　土质较软的边坡；

3　坡顶边缘附近有较大荷载的边坡；

7.2.4　填土边坡的坡率允许值应根据边坡稳定性计算结果并结合地区经验确定。

7.2.5　土质边坡稳定性计算应考虑边坡影响范围内的建(构)筑物和边坡支护处理对地下水运动等水文地质条件的影响，以及由此而引起的对边坡稳定性的影响。

7.2.6　边坡稳定性评价应符合本标准第 5 章的有关规定。

7.3 构 造 设 计

7.3.1 边坡可按同一坡率进行放坡，也可根据边坡岩土的变化情况按不同的坡率放坡。

7.3.2 土岩混合边坡宜结合土岩结合面分级放坡。

7.3.3 分级放坡应设置分级平台（马道），平台宽度不小于 1.5m，各级平台宜设置排水沟。

7.3.4 位于斜坡上的人工压实填土边坡应验算填土沿斜坡滑动的稳定性。分层填筑前应将斜坡的坡面修成若干台阶，使压实填土与斜坡面紧密接触。

7.3.5 边坡排水系统的设置应符合下列规定：

1 在坡顶外围应设截水沟；边坡坡顶、坡面、坡脚和水平台阶应设排水沟，并作好坡脚防护；

2 当边坡表层有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时，应根据实际情况设置外倾排水孔、排水盲沟和排水钻孔。

7.3.6 对局部不稳定块体应清除，或采取锚杆和其他有效加固措施。

7.3.7 永久性边坡宜采用锚喷、浆砌片石或格构等构造措施护面。在条件许可时，宜采用格构或其他有利于生态环境保护和美化的护面措施。临时性边坡可采用喷射混凝土护面。

7.4 施 工

7.4.1 挖方边坡施工开挖应自上而下有序进行，及时做好坡顶截水、护面和坡面排水，并应保持两侧边坡的稳定，弃土、弃渣的堆填不应导致边坡附加变形或破坏。

7.4.2 填土边坡施工应自下而上分层进行，每一层填土施工完成后应进行相应技术指标的检测，质量检验合格后方可进行下一层填土施工。

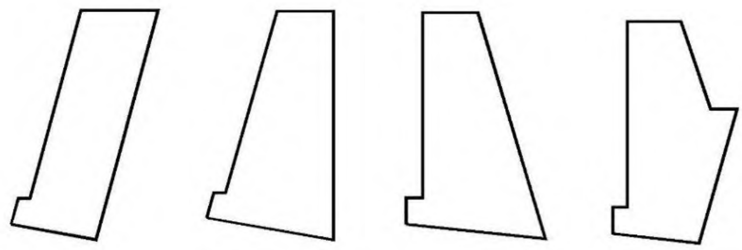
7.4.3 边坡工程在雨期施工时应做好水的排导和防护工作。

7.4.4 施工期间应做好相关检测、监测工作。

8 重力式挡墙

8.1 一 般 规 定

8.1.1 根据墙背倾斜情况，重力式挡墙可分为仰斜式挡墙、直立式挡墙、俯斜式挡墙和衡重式挡墙等类型，如图 8.1.1 所示。



（a）仰斜式 （b）直立式 （c）俯斜式 （d）衡重式

图 8.1.1 重力式挡墙类型

8.1.2 采用重力式挡墙时，土质边坡高度不宜大于 10m，岩质边坡高度不宜大于 12m。

8.1.3 开挖土石方可能危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式挡墙，开挖土石方危及相邻建筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙。

8.1.4 重力式挡墙类型应根据使用要求、地形、地质和施工条件等综合考虑确定，对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜优先采用仰斜式挡墙，高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式挡墙。

8.2 设 计 计 算

8.2.1 重力式挡墙设计应进行抗滑移、抗倾覆稳定性、地基承载力和墙身强度验算。

8.2.2 土质边坡采用的重力式挡墙高度不小于 5m 时，主动土压力宜按本标准第 6.2 节计算的主动土压力值乘以增大系数确定。挡墙高度 5m～8m 时增大系数宜取 1.1，挡墙高度大于 8m 时增大系数宜取 1.2。

8.2.3 重力式挡墙的抗滑移稳定性可按以下公式验算（图 8.2.3）：

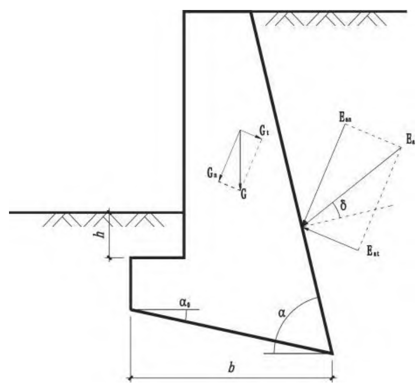


图 8.2.3 挡墙抗滑移稳定性验算

$$F_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \tag{8.2.3-1}$$

$$G_n = G\cos\alpha_0 \tag{8.2.3-2}$$

$$G_t = G\sin\alpha_0 \tag{8.2.3-3}$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \tag{8.2.3-4}$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \tag{8.2.3-5}$$

式中：E_a —— 每延米主动土压力合力（kN/m）；

E_{at} —— 主动土压力合力与墙底垂直的分力（kN/m）；

E_{an} —— 主动土压力合力与墙底平行的分力（kN/m）；

F_s —— 挡墙抗滑移稳定系数；

G —— 挡墙每延米自重（kN/m）；

α —— 墙背与墙底水平投影的夹角（º）；

α_0 —— 挡墙底面倾角（º）；

δ —— 墙背与岩土的摩擦角（º），可按本标准的表 6.2.3 选用；

μ —— 挡墙底与地基岩土体的摩擦系数，宜由试验确定，也可按表 8.2.3 选用。

表 8.2.3　岩土与挡墙底面摩擦系数 μ

岩土类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.20～0.25
	硬塑	0.25～0.30
	坚硬	0.30～0.40
粉土		0.25～0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35～0.40
碎石土		0.40～0.50
极软岩、软岩、较软岩		0.40～0.60
表面粗糙的坚硬岩、较硬岩		0.65～0.75

8.2.4　重力式挡墙的抗倾覆稳定性可按以下公式验算（图 8.2.4）：

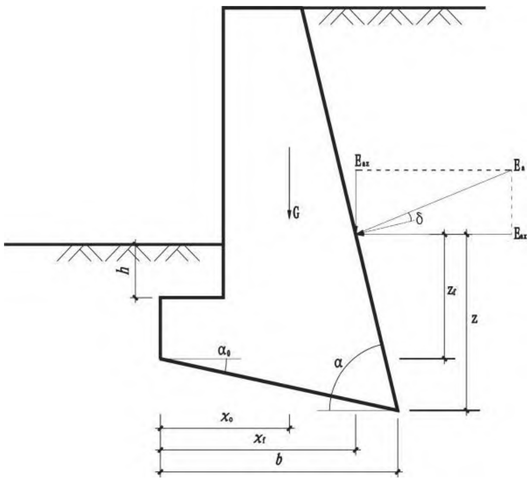


图 8.2.4　挡墙抗倾覆稳定性验算

$$F_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geq 1.6 \tag{8.2.4-1}$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \tag{8.2.4-2}$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \tag{8.2.4-3}$$

$$x_f = b - z\cot\alpha \tag{8.2.4-4}$$

$$z_f = z - b\tan\alpha_0 \tag{8.2.4-5}$$

式中：F_t——挡墙抗倾覆稳定系数；

b——挡墙底面水平投影宽度（m）；

x_0——挡墙中心到墙趾的水平距离（m）；

z——岩土压力作用点到墙踵的竖直距离（m）。

8.2.5　地震工况时，重力式挡墙的抗滑移稳定系数不应小于 1.10，抗倾覆稳定系数不应小于 1.30。

8.2.6　当挡墙地基软弱、有软弱结构面或位于边坡斜坡上时，还应按本标准第 5 章有关规定进地基及边坡整体稳定性验算。重力式挡墙的地基承载力和结构强度计算，应符合国家现行有关标准的规定。

8.3　构 造 设 计

8.3.1　重力式挡墙材料可使用毛石混凝土或素混凝土。混凝土强度等级不应低于 C20。

8.3.2　重力式挡墙基底可做成逆坡。对土质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1：10；对岩质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1：5。

8.3.3 挡墙地基表面纵坡大于 5%时，应将基底设计为台阶式，其最下一级台阶底宽不宜小于 1.00m。

8.3.4 毛石混凝土、素混凝土挡墙的墙顶宽度不宜小于 200mm。

8.3.5 重力式挡墙的基础埋置深度，应根据地基稳定性、地基承载力、水流冲刷情况以及岩石风化程度等因素确定。在土质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 0.50m；在岩质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 0.30m。基础埋置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时，埋深应从预计冲刷底面算起。

8.3.6 位于稳定斜坡地面的重力式挡墙，其墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离应符合表 8.3.6 的规定。

表 8.3.6 斜坡地面墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离

地基情况	最小埋入深度（m）	距斜坡面的最小水平距离（m）
硬质岩石	0.60	0.60～1.50
软质岩石	1.00	1.50～3.00
土　质	1.00	3.00

注：1 硬质岩石指单轴抗压强度大于 30MPa 的岩石，软质岩石指单轴抗压强度小于 15MPa 的岩石；

2 硬质岩石与软质岩石过渡段取值：介于两者之间内插。

8.3.7 重力式挡墙沿墙长每隔 10m～15m 和与其它建（构）筑物连接处，应设置伸缩缝。在基底的地层变化处，应设置沉降缝。伸缩缝和沉降缝可合并设置，缝宽为 20mm～30mm，缝内沿墙的内、外和顶三边填塞沥青麻筋、沥青木板或其它有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。当墙后为岩石时，可设置空缝。

8.3.8 挡墙后面的填土，应优先选择抗剪强度高和透水性较强的填料。当采用黏性土作填料时，宜掺入适量的砂砾或碎石。不应采用淤泥质土、耕植土、膨胀性黏土等软弱有害的岩土体作为填料。

8.3.9 挡墙的泄水孔设置及构造要求：

1 泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包；反滤层厚度不宜小于 500mm，反滤包尺寸不应小于 500mm×500mm×500mm，反滤层和反滤包的顶部和底部应设厚度不小于 300mm 的黏土隔水层；

2 泄水孔间距宜为 2m～3m，泄水孔可采用 PVC 管等方式施工，管径不宜小于 100mm，外倾坡度不宜小于 5%。

8.3.10 挡墙后填土地表应设置排水良好的地表排水系统。

8.4 施 工

8.4.1 墙后填土应分层夯实，选料及其密实度均应满足设计要求，填料回填应在混凝土强度达到设计强度的 75%以上后进行。

8.4.2 当填方挡墙墙后地面的横坡坡度大于 1：6 时，应进行地面粗糙处理后再填土。

8.4.3 重力式挡墙在施工前应预先设置好排水系统，保持边坡和基坑坡面干燥。基坑开挖后，基坑内不应积水，并应及时进行基础施工。

8.4.4 模板制作安装应标准、牢固，坡面之下的侧面及底面可直接利用土胎模。

8.4.5 重力式抗滑挡墙应分段、跳槽施工。

9　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙

9.1　一 般 规 定

9.1.1　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙适用于地基承载力较低的填方边坡工程。

9.1.2　悬臂式挡墙适用高度不宜超过 6m，扶壁式挡墙适用高度不宜超过 10m。

9.1.3　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构应采用现浇钢筋混凝土结构。

9.1.4　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内，其埋置深度应符合本标准第 8.3.5 条和第 8.3.6 条的规定。

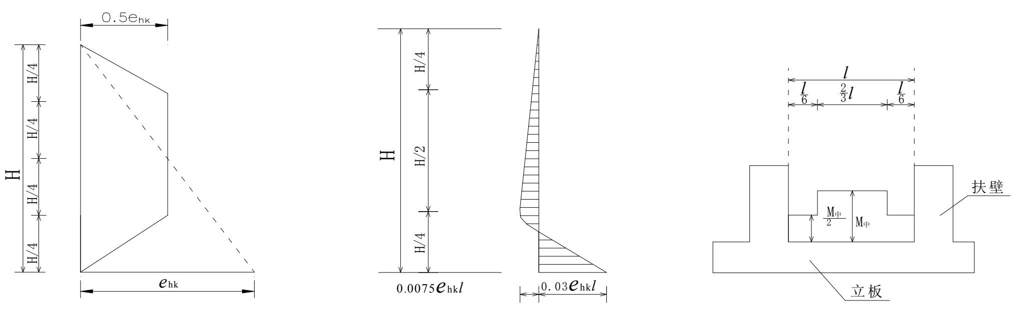
9.2　设 计 计 算

9.2.1　计算挡墙整体稳定性和立板内力时，可不考虑挡墙前底板以上土的影响；在计算墙趾板内力时，应计算底板以上填土的自重。

9.2.2　计算挡墙实际墙背和墙踵板的土压力时，可不计填料与板间的摩擦力。

9.2.3　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力宜按第二破裂面法进行计算。当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线或通过墙踵的竖向面作为假想墙背计算，取其中不利状态的侧向压力作为设计控制值。

9.2.4　计算立板内力时，侧向压力分布可按图 9.2.4 确定。



(*a*) 侧压力分布图　　(*b*) 立板竖向弯矩分布图　　(*b*) 立板弯矩横向分布图

($M_中$--板跨中弯矩; H--墙面板的高度; e_{hk}--墙面板底端内填料引起的法向土压力; l--扶壁之间的净距)

图 9.2.4　扶壁式挡墙侧向压力分布图

9.2.5　悬臂式挡墙的立板、墙趾板和墙踵板等结构构件可取单位宽度按悬挑构件进行计算。

9.2.6　对扶壁式挡墙，根据其受力特点可按下列简化模型进行内力计算：

1　立板和墙踵板可根据边界约束条件按三边固定、一边自由的板或以扶壁为支点的连续板进行计算；

2　墙趾底板可简化为固定在立板上的悬臂板进行计算；

3 扶壁可简化为 T 形悬臂梁进行计算，其中立板为梁的翼缘，扶壁为梁的腹板。

9.2.7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的结构构件截面设计应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定执行。

9.2.8 挡墙结构应进行混凝土裂缝宽度的验算。迎土面的裂缝宽度不应大于 0.2mm，背土面的裂缝宽度不应大于 0.3mm，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

9.2.9 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的抗滑移、抗倾覆稳定性验算应按本标准的第 8.2 节的有关规定执行。当存在深部潜在滑面时，应按本标准第 5 章的有关规定进行有关潜在滑面整体稳定性验算。

9.2.10 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的地基承载力和变形验算按国家现行有关规范执行。

9.3 构 造 设 计

9.3.1 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的混凝土强度等级应根据结构承载力和所处环境类别确定，且不应低于 C25。立板和扶壁的混凝土保护层厚度不应小于 35mm，底板的保护层厚度不应小于 40mm。受力钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 250mm。

9.3.2 悬臂式挡墙截面尺寸应根据强度和变形计算确定，立板顶宽和底板厚度不应小于 200mm。当挡墙高度大于 4m 时，宜加根部翼。

9.3.3 扶壁式挡墙尺寸应根据强度和变形计算确定，并应符合下列规定：

1 两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的 1/3～1/2；

2 扶壁的厚度宜取扶壁间距的 1/8～1/6，且不宜小于 300mm；

3 立板顶端和底板的厚度不应小于 200mm；

4 立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬臂固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，可取两扶壁净距的 0.35 倍左右。

9.3.4 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构构件应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋的连接和锚固等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

9.3.5 当挡墙受滑动稳定控制时，应采取提高抗滑能力的构造措施。宜在墙底下

设防滑键，其高度应保证键前土体不被挤出。防滑键厚度应根据抗剪强度计算确定，且不应小于 300mm。

9.3.6 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙位于纵向坡度大于 5%的斜坡时，基底宜做成台阶形。

9.3.7 对软弱地基或填方地基，当地基承载力不满足设计要求时，应进行地基处理或采用桩基础方案。

9.3.8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的泄水孔设置及构造要求：

1 泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包；反滤层厚度不宜小于 500mm，反滤包尺寸不应小于 500mm×500mm×500mm，反滤层和反滤包的顶部和底部应设厚度不小于 300mm 的黏土隔水层；

2 泄水孔间距宜为 1.5m～2.5m，泄水孔可采用 PVC 管等方式施工，管径不宜小于 100mm，外倾坡度不宜小于 5%。最下一排泄水孔离坡底面宜高于 0.3m～0.5m。

9.3.9 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙纵向伸缩缝间距宜采用 10m～15m，宜在不同结构单元处和地层形状变化处设置沉降缝，且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。其它要求应符合本标准第 8.3.7 条的规定。

9.3.10 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的墙后填料质量和回填质量应符合本标准第 8.3.8 条的要求。

9.4 施 工

9.4.1 施工时应做好排水，避免水软化地基的不利影响，墙基开挖后及时做好垫层封底。

9.4.2 施工时应清除填土中的草和树皮、树根等杂物。在墙身混凝土强度达到设计强度的 75%后方可填土，填土应分层夯实。

9.4.3 扶壁间回填宜对称实施，施工时应避免填土不对称对扶壁式挡墙的不利影响。

9.4.4 当挡墙墙后边坡坡度大于 1：6 时，应进行坡面粗糙（台阶）处理后再填土。

9.4.5 模板制作安装应标准、牢固，坡面之下的侧面及底面可直接利用土胎模。钢筋安装前应清除墙底渣土，钢筋应清理除锈。主筋的连接应符合《混凝土结构

设计规范》GB50010 的相关规定。

10 锚杆格构梁支护

10.1 一 般 规 定

10.1.1 锚杆格构梁支护适用于土质边坡和岩质边坡。锚杆可采用拉力型锚杆，也可采用压力型锚杆。格构梁宜采用现浇钢筋混凝土梁。

10.1.2 格构梁宜采用井字形、菱形、人字形等结构，锚杆宜设置在格构梁节点处。锚杆格构梁支护结构的上、下及侧边宜设置压顶（底）梁及封边梁。

10.1.3 锚杆的选型应综合考虑锚杆杆体材料、锚固段土层特性、锚杆承载力、施工工艺等因素。

10.1.4 永久锚杆的锚固段不应设置在未经处理的下列土层中：

1 淤泥和淤泥质土、有机质土；

2 液限大于 50%的土层；

3 松散的填土、松散的碎石土和松散的砂土等。

10.1.5 下列情况的锚杆应进行基本试验：

1 安全等级为一级的边坡工程的锚杆；

2 采用新工艺、新材料或新技术的锚杆；

3 无锚固工程经验的岩土层中的锚杆。

10.1.6 下列情况宜采用预应力锚杆：

1 边坡变形控制要求严格；

2 高陡的土质边坡或存在外倾软弱结构面的岩质边坡；

3 滑坡治理采用锚杆格构梁作为主要抗滑支挡结构时。

10.2 设 计 计 算

10.2.1 锚杆格构梁设计应包括以下内容：

1 锚杆及格构梁的选型和布置；

2 锚杆拉力及承载力计算；

3 杆体材料选择及断面计算；

4 锚头结构、锚固段及总长度设计；

5 确定锚杆张拉和锁定拉力值；

6 格构梁截面、内力及配筋计算；

7 提出施工技术、试验及监测要求。

10.2.2 锚杆杆体截面面积应满足下列公式要求：

钢筋：
$$A_s \geq K_b \frac{N_k}{f_{yk}} \tag{10.2.2-1}$$

钢绞线：
$$A_s \geq K_b \frac{N_k}{f_{ptk}} \tag{10.2.2-2}$$

式中：N_k——锚杆轴向拉力标准值（kN），可根据边坡稳定性分析的极限平衡法计算，也可采用有限元法计算；

A_s ——锚杆杆体截面面积（m^2）；

f_{yk} ——钢筋屈服强度标准值（kPa）；

f_{ptk} ——钢绞线抗拉强度标准值（kPa）；

K_b ——锚杆杆体抗拉安全系数。

表 10.2.2 锚杆杆体抗拉安全系数

边坡工程安全等级	安全系数K_b	
	临时锚杆	永久锚杆
一级	1.8	2.2
二级	1.6	2.0
三级	1.4	1.8

10.2.3 锚杆锚固段长度应满足下列公式要求：

$$KN_k \leq N_{u,k} \tag{10.2.3-1}$$

$$N_{u,k} = \pi D \sum f_{ski} l_{ai} \tag{10.2.3-2}$$

$$l_a = \sum l_{ai} \tag{10.2.3-3}$$

式中：$N_{u,k}$ ——锚杆轴向极限抗拔承载力标准值（kPa）；

K ——锚杆锚固体抗拔安全系数，应按表 10.2.3-1 取值；

l_a ——锚杆锚固段长度（m），尚需满足本标准 10.2.4 条的规定；

l_{ai} ——锚杆在第 i 层岩土层中的锚固段长度（m）；

D ——锚杆锚固体直径（m）；

f_{ski} ——锚固体与第 i 层岩土层间的极限粘结强度标准值（kPa），一级

边坡应由试验确定，初步设计和缺乏试验资料的二、三级边坡可按表 10.2.3-2 选用。

表 10.2.3-1　锚杆锚固体抗拔安全系数 K

边坡工程安全等级	安全系数	
	临时锚杆	永久锚杆
一级	2.0	2.6
二级	1.8	2.4
三级	1.6	2.2

表 10.2.3-2　锚固体与岩土体间的极限粘结强度标准值

岩土层种类	岩土状态	f_{ski}（kPa）
黏性土	可塑	50～65
	硬塑、坚硬	65～100
砂土	稍密	80～100
	中密	100～160
	密实	160～200
碎石土	稍密	100～140
	中密	140～180
	密实	180～260
花岗岩残积土	可塑	60～80
	硬塑、坚硬	80～120
岩石	极软岩	120～280
	软岩	280～700
	较软岩	700～1100
	较硬岩	1100～1600
	坚硬岩	1600～2200

注：1　砂土在密实度相同的情况下，粉细砂取较低值、中砂取中值、粗砾砂取较高值；

2　岩石结构面发育时，取下限值；

3　高压二次注浆可取较高值。

10.2.4 锚杆杆体与锚固体间的握裹长度应满足下式要求：

$$KN_{\mathrm{k}} \le n\pi d l_{\mathrm{a}} f_{\mathrm{b}} \tag{10.2.4}$$

式中：l_{a} ——杆体与锚固体间的握裹长度（m）；

d ——锚杆锚筋直径（m）；

n ——钢筋或钢绞线的根数，锚杆杆体截面总面积不宜超过锚孔截面面积的 20%；

f_{b} ——杆体与锚固体间的粘结强度标准值（kPa），应由试验确定，缺乏试验资料时可按以下经验值取用：锚固体强度为 25MPa～40MPa 时，可取 1MPa～2MPa，浆体强度高、钻孔及锚筋洁净、孔内无积水时取较高值，反之取低值。

10.2.5 锚杆的弹性变形和水平刚度系数应由试验确定。当无试验资料时，锚杆水平刚度系数可按下列公式估算：

$$k_{\mathrm{h}} = \frac{A_{\mathrm{s}}E_{\mathrm{s}}}{l_{\mathrm{f}}}\cos^2\alpha \tag{10.2.5}$$

式中：k_{h}——锚杆水平刚度系数（MN/m）；

l_{f}——计算长度（m），岩层中的锚杆为自由段长度，土层中的锚杆为自由段长度与 1/3 锚固段长度之和；压力型锚杆取杆体自由段长度；

E_{s}——杆体弹性模量（MPa）；

α——锚杆倾角。

10.2.6 全粘结岩石锚杆可按刚性拉杆考虑。

10.2.7 预应力锚杆拉力锁定值应根据地质条件和使用要求确定，对变形控制要求严格时，可取轴向拉力标准值。对变形控制要求较低时，可适当降低。

10.2.8 格构梁内力可根据设计的锚杆抗拔力和土压力，采用多跨连续梁法计算，当锚固点变形较小时，可按刚性支撑计算。格构梁内力也可采用有限元法计算。

10.2.9 格构梁内力设计值按本标准 3.4.4 条计算。

10.3 构 造 设 计

10.3.1 锚杆设置应符合下列规定：

1 锚杆间距不宜小于 1.5m，锚固段的最小间距不应小于 1.5m。当需要设置

更小的锚杆间距时，应调整锚杆倾角或错开布置；

2 预应力锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4.5m，上覆岩层厚度不宜小于 2.0m；

3 锚杆倾角宜采用 15°～35°，不应小于 10°；当预应力锚杆倾角大于 25°时，应考虑竖向分力对支护结构的影响；

4 锚杆设置应避免对相邻建（构）筑物基础、地铁、管线等产生不利影响。

10.3.2 锚杆长度应符合下列规定：

1 锚杆自由段长度不应小于 5m，且应超过潜在滑裂面不小于 1.5m；

2 土层锚杆的锚固段长度不应小于 6m，且不宜大于 18m；岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3m，且不宜大于 8m；

3 当计算或试验锚固段长度超过构造要求长度时，应采取改善锚固段岩土体质量、压力灌浆、采用荷载分散型锚杆等措施提高锚杆承载能力。

10.3.3 杆体及钻孔应符合下列规定：

1 杆体面积不宜超过钻孔面积的 20%。杆体保护层厚度，永久锚杆不应小于 25mm，临时性锚杆不应小于 15mm；

2 锚杆隔离架应沿锚杆轴线方向每隔 1m～3m 设置一个，土层取小值，岩层取大值。

10.3.4 格构梁、腰梁、台座等锚杆传力结构应具备足够的强度、刚度、韧性和耐久性，截面及配筋应根据锚杆拉力、岩土层承载力等由计算确定，其混凝土强度等级不宜低于 C25。传力结构与坡面的结合部位应采取防水及防腐措施。

10.3.5 锚杆杆体可选择普通钢筋、预应力螺纹钢筋、钢绞线，并符合《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。钢绞线不得连接使用；钢筋采用连接时，连接处的强度不应低于钢筋强度。

10.3.6 压力型及压力分散型锚杆的承载体宜选用钢材，也可选用其他材料。承载体应具有与锚杆受拉极限承载力相适应的力学性能。

10.3.7 预应力锚杆锚具应符合下列规定：

1 预应力锚杆用锚具、夹具和连接器的强度、刚度等性能应与锚杆杆体材料的性能相匹配，且应符合《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的有关规定；

2 锚具应具有补偿张拉和松弛的功能，必要时可采用可以调节拉力的锚头；

3 锚具罩应采用钢材或塑料材料制作加工，应完全罩住锚杆头和预应力筋的尾端，与承压板之间应为水密性连接；

4 预应力锚具的锚固力应能达到预应力杆体极限抗拉力的95%以上，且达到实测极限拉力时的总应变应小于2%。

10.3.8 注浆材料宜选用纯水泥浆，也可选用水泥砂浆，应符合下列规定：

1 水泥宜选用普通硅酸盐水泥和复合硅酸盐水泥；

2 砂的含泥量按重量计不得大于3%，砂中云母、有机物、硫化物、硫酸盐等有害物质的含量按重量计不得大于1%；

3 不得使用污水，水中不应含有影响水泥正常凝结和硬化的有害物质；

4 需要添加外加剂时，其种类和参量应由试验确定；

5 水灰比宜为0.40～0.55，灰砂比宜为0.80～1.50，浆体材料28天无侧限抗压强度标准值，全粘结拉力型锚杆不应低于25MPa，预应力和压力型锚杆不应低于30MPa。

10.3.9 套管和波纹管应具有足够的强度、抗水性和化学稳定性，与水泥浆、防腐油脂等接触时无不良反应。

10.3.10 导向帽、隔离架应由塑料或其他对杆体无害的材料组成，不得使用木质隔离架。

10.3.11 锚杆防腐蚀处理应符合下列规定：

1 对于非预应力锚杆，应在近坡面的端部附近采取防腐措施，可在除锈后涂船底漆两遍，必要时用沥青缠裹玻璃纤维布两层；

2 对于预应力锚杆，自由段除锈后涂船底漆两遍，然后安装套管，管内填充防腐油脂，两端扎工程胶布固定；

3 对位于微腐蚀性岩土层中的锚固段，水泥浆保护层厚度不应小于25mm。对位于腐蚀性岩土层中的锚固段，应采取特殊防腐蚀处理，且水泥浆保护层厚度不应小于50mm；

4 非预应力锚杆的外端，埋入钢筋混凝土构件内的长度应满足《混凝土结构设计规范》GB50010锚固的规定。对预应力锚杆，其锚头的锚具经除锈、涂船底漆三度后应采用钢筋网罩、现浇混凝土封闭，且混凝土强度等级不应低于

C30，厚度不应小于 100mm，混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

10.3.12 格构梁间距不宜超过 3m，截面尺寸不宜小于 300mm，嵌入坡体 1/2～2/3 截面高度，且不少于 15cm。格构梁底土体应密实，槽基宜铺设素混凝土垫层。

10.3.13 格构梁混凝土不应低于 C25。对有特殊要求时，应采用相应类型和强度等级的混凝土。

10.3.14 格构梁应设伸缩缝，间距宜为 20m～30m，且宜在边坡支护转折处或地质条件变化处设伸缩缝。伸缩缝宽度 20mm～30mm，填塞沥青亚麻或低发泡高密度聚乙烯塑料。

10.4 施 工

10.4.1 锚杆施工前应做好下列准备工作：

1 根据现场地层和环境条件编制符合设计要求的施工组织设计。检验锚杆制作工艺及力学性能，确定注浆工艺，标定张拉锁定设备；

2 收集掌握施工区建（构）筑物基础、地下管线分布情况，判定锚杆施工对建（构）筑物基础、地下管线的不良影响，并制定相应的预防措施；

3 检查原材料的品种、质量和规格型号，及相应的检验报告。

10.4.2 锚杆钻孔应符合下列规定：

1 锚孔定位偏差不宜大于 50mm，锚孔偏斜度不宜大于 2%，钻孔深度超过锚杆设计长度不应小于 0.5m；

2 锚杆钻孔应采用干法成孔工艺。在易塌孔土层或地层扰动导致水土流失而影响临近建（构）筑物的安全或正常使用时，钻孔应采用套管护壁。

10.4.3 锚杆杆体的制作和安装应符合下列规定：

1 杆体下料长度误差不应大于 50mm，组装前应清除钢材表面的油污和锈膜；

2 钢筋接长宜采用专用连接器；普通钢筋也可采用双面焊接，焊缝长度不应小于 10 倍钢筋直径；

3 安装时应避免杆体扭压或过度弯曲；

4 杆体外露长度应满足格构梁、台座尺寸及张拉锁定的要求，对荷载分散型锚杆各单元的外露端作出明显标记；

5 注浆管宜与锚杆同时放入孔内，二次注浆管的出浆孔和端头应密封，保

证一次注浆时浆液不进入二次注浆管内；

6 预应力锚杆锚头承压板安装应平整、牢固，承压面应与锚孔轴线垂直。承压板底部的混凝土应填充密实，满足局部抗压要求。

10.4.4 锚杆注浆应符合下列规定：

1 注浆前应清空孔内土屑和积水；

2 对水平钻孔或下倾钻孔，注浆管底端距孔底宜为100mm～300mm，浆液自下而上连续灌注。对上倾钻孔，应在空口设置密封装置，并应将排气管内端设于孔底；

3 一次注浆待回浆管溢浆即可停止，二次注浆应在一次注浆初凝后进行，注浆压力不宜小于2.0MPa；

4 根据工程条件和设计要求确定注浆方法和压力，确保钻孔注浆饱满和浆体密实。

10.4.5 预应力锚杆的张拉和锁定应符合下列规定：

1 锚杆张拉应在锚固体强度达到设计强度的80%后进行，张拉顺序应避免相近锚杆相互影响；

2 正式张拉前，应取0.1～0.2倍锚杆轴向拉力值对锚杆预张拉1～2次，使杆体平直及各部位接触紧密；

3 张拉时应分级施加荷载，张拉至1.1倍轴向拉力标准值后卸荷至零，重新张拉至设计要求的锁定值进行锁定；

4 对荷载分散型锚杆，宜由钻孔后端向前端逐次对各单元锚杆张拉后锁定，各单元张拉荷载按设计的各单位锚杆的抗拔承载力分配。

10.4.6 格构梁施工前应平整坡面，清除坡面危石和松土，填补凹坑，夯实梁基槽，测定格构梁平面位置及高程。

10.4.7 模板制作安装应标准、牢固，坡面之下的侧面及底面可直接利用土胎模。安装钢筋前应清除基槽底部浮渣，钢筋应清理除锈。主筋的连接应符合《混凝土结构设计规范》GB50010的相关规定。格构梁浇筑后应及时养护，养护期不得少于7天。

10.4.8 格构梁截面尺寸允许偏差为20mm，轴线位置允许偏差为30mm。

10.4.9 浆体强度检验每30根锚杆不应少于一组，每组不应少于6个试块。

11　岩石锚喷支护

11.1　一 般 规 定

11.1.1　岩石锚喷支护应符合下列规定：

1　对永久性岩质边坡进行整体稳定性支护时，I 类岩质边坡可采用钢丝网混凝土锚喷支护；Ⅱ类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；Ⅲ类岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷支护，且边坡高度不宜大于 25m；

2　对临时性岩质边坡进行整体稳定性支护时，I、Ⅱ类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；Ⅲ类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护，且边坡高度不宜大于 30m；

3　对整体稳定的岩质边坡，可采用锚喷支护进行坡面防护，且构造要求应符合本标准第 11.3.3 条要求。

11.1.2　有深层外倾滑动面或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用锚喷支护。

11.1.3　岩质边坡整体稳定用系统锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

11.2　设 计 计 算

11.2.1　采用锚喷支护的岩质边坡整体稳定性计算应符合下列规定：

1　岩石侧压力分布可按下图（图 11.2.1）确定；

2　e'_{ah}可按以下公式计算：

$$e'_{ah}=\frac{E'_{ah}}{0.9H} \tag{11.2.1-1}$$

式中：e'_{ah} ——相应于作用的标准组合时侧向岩石压力水平分力修正值（kN/m²）；

E'_{ah} ——相应于作用的标准组合时，每延米侧向岩石压力合力水平分力修正值(kN/m)；

H ——岩质边坡高度（m）。

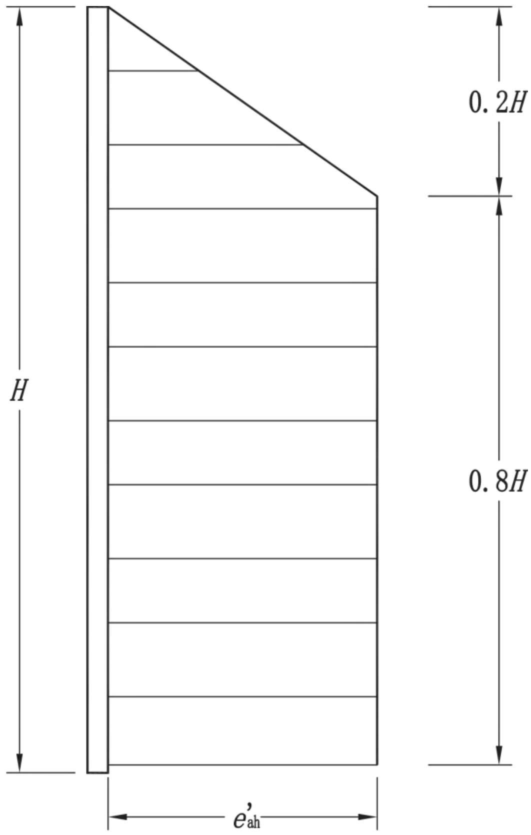


图 11.2.1　岩石锚喷侧压力分布图

3　锚杆轴向拉力标准值可按以下公式计算：

$$N_{\mathrm{k}} = e'_{\mathrm{ah}} s_{\mathrm{x}j} s_{\mathrm{y}j} / \cos\alpha \qquad (11.2.1\text{-}2)$$

式中：N_{k} ——锚杆轴向拉力标准值（kN）；

$s_{\mathrm{x}j}$、$s_{\mathrm{y}j}$ ——锚杆的水平、垂直间距（m）；

α ——锚杆倾角（°）。

11.2.2　锚喷支护边坡时，锚杆计算应符合本标准第 10.2.3～10.2.9 条的规定。

11.2.3　采用局部锚杆加固不稳定岩石块体时，锚杆承载力应符合下式的规定：

$$\sum N_{\mathrm{kt}i} + f\sum N_{\mathrm{kn}i} + fG_{\mathrm{n}} + cA \geq F_{\mathrm{st}} G_{\mathrm{t}} \qquad (11.2.3)$$

式中：A —— 滑动面面积（m²）；

c —— 滑移面的粘聚力（kPa）；

f —— 滑动面上的摩擦系数，$f = \tan\varphi$，φ 为滑移面摩擦角；

G_{t}、G_{n} —— 分别为不稳定块体自重在平行和垂直于滑面方向的分力（kN）；

$N_{\mathrm{kt}i}$、$N_{\mathrm{kn}i}$ —— 单根锚杆轴向拉力在抗滑方向和垂直于滑动面方向上的分力（kN）；N_{k} 计算按本标准第 10.2.2、10.2.3、10.2.4 条；

F_{st}—— 边坡稳定安全系数，按本标准第 5.3.2 条规定取值。

11.3 构 造 设 计

11.3.1 系统锚杆的设置宜符合下列规定：

1 锚杆布置宜采用行列式或菱形排列；

2 锚杆间距宜为 1.5m～3.0m；对 I、II 类岩质边坡最大间距不应大于 3.0m，对III类岩质边坡最大间距不应大于 2.0m；

3 锚杆倾角宜为 10°～20°；

4 应采用全粘结锚杆，锚杆钢筋保护层厚度、隔离架、防腐等应符合本标准 10.3.3、10.3.10、10.3.11 条的相关规定。

11.3.2 锚喷支护用于岩质边坡整体支护时，其面层应符合下列规定：

1 对永久性边坡，I 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 80mm，II 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 100mm，III类岩质边坡钢筋网喷射混凝土面层厚度不应小于 150mm；对临时性边坡，I 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 60mm，II 类岩质边坡喷射混凝土面层厚度不应小于 80mm，III类岩质边坡钢筋网喷射混凝土面层厚度不应小于 100mm；

2 钢筋直径宜为 6mm～12mm，钢筋间距宜为 100mm～250mm，单层钢筋网喷射混凝土厚度不应小于 80mm，双层钢筋网喷射混凝土厚度不应小于 150mm；钢筋保护层厚度不应小 25mm；

3 锚杆钢筋与面层的连接应有可靠的连接构造措施。

11.3.3 岩质边坡坡面防护宜符合下列规定：

1 锚杆布置宜采用行列式或菱形排列；

2 应采用全粘结锚杆，锚杆长度为 3m～6m，锚杆间距 1.5m～3.0m，锚杆倾角宜为 15°～25°，钢筋直径可采用 20mm～25mm；钻孔直径为 70mm～100mm；

3 I、II 类岩质边坡可采用混凝土锚喷防护，III类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷防护；

4 喷射混凝土厚度可采用 60mm～120mm，I、II 类岩质边坡可取小值，III类岩质边坡宜取大值；

5 可采用单层钢筋网，钢筋直径为 6mm～12mm，间距 150mm～200mm。

11.3.4 喷射混凝土强度等级，对永久性边坡不应低于 C25；对临时性边坡不应

低于 C20。喷射混凝土 1d 龄期的抗压强度设计值不应小于 5MPa。

11.3.5 喷射混凝土与岩面的粘结力，对整体状和块状岩体不应低于 0.80MPa，对碎裂状岩体不应低于 0.40MPa。喷射混凝土与岩面粘结力试验应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086 的规定。

11.3.6 锚喷支护面层宜沿边坡纵向每隔 20m～25m 的长度分段设置竖向伸缩缝。

11.3.7 坡体泄水孔及截水、排水沟等的设置应符合本标准的相关规定。

11.4 施 工

11.4.1 边坡坡面应清除松散层及不稳定的块体。

11.4.2 边坡坡面处理应尽量平缓、顺直。

11.4.3 边坡开挖严格按设计工况进行，开挖后应及时支护。

11.4.4 在雨季施工时应采取有效截、排水措施。

11.4.5 岩石边坡开挖爆破施工应采取避免边坡及邻近建（构）筑物震害的工程措施。

11.4.6 当地质条件复杂、边坡稳定性差、爆破对坡顶建（构）筑物震害较严重时，不应采用爆破开挖方案。

11.4.7 边坡爆破施工应符合下列规定：

1 在爆破危险区应采取安全保护措施；

2 爆破前应对爆破影响区建（构）筑物的原有状况进行查勘记录，并布设好监测点；

3 爆破施工管理应符合本标准第 19 章要求；

4 当爆破危害较大时，应采取降低爆破规模及精细爆破等措施；

5 支护结构坡面爆破宜采用光面或预裂爆破法；

6 爆破施工技术应符合国家现行有关标准的规定。

11.4.8 爆破影响区有建(构)筑物时，爆破产生的地面质点振动速度应按表 11.4.8 规定。

表 11.4.8 爆破安全允许振动速度（cm/s）

保护对象类别	安全允许振动速度（cm/s）		
	＜10Hz	10Hz～50Hz	50Hz～100Hz

土胚房、毛石房屋	0.5～1.0	0.7～1.2	1.1～1.5
一般砖房、非抗震的大型砌块建筑	2.0～2.5	2.3～2.8	2.7～3.0
混凝土结构房屋	3.0～4.0	3.5～4.5	4.2～5.0
交通隧道	10.0～12.0	12.0～15.0	15.0～20.0
地铁车站及区间隧道	12.0		
永久性岩石边坡	5.0～9.0	8.0～12.0	10.0～15.0

注：1　爆破振动监测应同时测定质点振动相互垂直的三个分量，表中振动速度是三个分量的最大值；

2　表中所列振动频率为主振频率，为最大振幅所对应波的频率。

11.4.9　对稳定性较差的边坡或爆破影响范围内坡顶有重要建（构）筑物的边坡，爆破振动效应应通过爆破振动效应监测或试爆试验确定。

12 排桩及桩锚支护

12.1 一 般 规 定

12.1.1 排桩及桩锚支护结构适用于开挖土石方可能危及相邻建筑物或环境安全的边坡、填方边坡支挡及滑坡防治工程。

12.1.2 排桩及桩锚支护结构按其结构形式分为悬臂式排桩、锚拉式排桩及双排桩。桩间应设置挡土板或其他措施维持岩（土）体稳定，挡板可采用钢筋混凝土现浇板或预制板，其位置应结合工程特点布设于桩前、桩后或桩中间。

12.1.3 悬臂式排桩支护分级高度不宜大于 8m，悬臂式双排桩分级高度不宜大于 12m，锚拉式排桩支护分级高度不宜大于 15m。抗滑桩一般用于最深滑动面不超过 25m 的滑坡防治工程。

12.1.4 排桩可采用矩形或圆形，当采用矩形桩时，其短边宜与潜在滑动方向正交，当边坡潜在滑动方向难以确定时，宜采用圆形桩。

12.1.5 锚拉式排桩支护结构可采用单点锚固或多点锚固的结构型式，当其高度较大、边坡推力较大时宜采用预应力锚索，锚索宜埋设在桩身上。

12.1.6 对填方边坡排桩支护，在设计和施工时应采取有效措施防止新填方土体沉降造成的锚杆附加拉应力过大。高度大于 8m 的新填方边坡不宜采用锚拉式排桩支护方案，可考虑采用双排桩。

12.1.7 锚拉式排桩支护结构的锚杆的设计和施工应符合本标准第 10 章关于锚杆的相关规定。

12.1.8 支护桩应锚固在稳定的地层中，且确保桩后土体不越过桩顶或从桩间挤出。

12.2 设 计 计 算

12.2.1 排桩支护结构的岩土侧向压力可按库伦主动土压力计算，并根据对支护结构变形的不同限制要求，按本标准第 6 章的相关规定确定岩土侧向压力。

12.2.2 抗滑桩设计应计算滑坡推力及桩前滑动面上下的土体抗力。潜在滑坡的稳定性评价按照本标准第 5 章的相关规定进行，滑坡推力可采用附录 A 方法进行计算。

12.2.3 作用在桩上的荷载宽度可按左右两相邻桩桩中心之间距离的各一半之和计算。作用在桩间挡板上的荷载宽度可取板的计算板跨度。桩间挡土板上的压力

可根据桩间岩（土）体的稳定情况和挡土板的设置方式按全部岩（土）体压力或按部分岩（土）体压力计算。当桩间支挡位置设置在桩前缘临空一侧，按附录 D 计算桩间支挡的水平土压力。

12.2.4 桩身内力计算时，临空段或边坡潜在滑动面以上部分桩身内力，应根据岩土侧压力或潜在滑动面以上岩土推力计算。嵌入段或潜在滑动面以下部分桩身内力，宜根据埋入段地面或潜在滑动面处弯矩和剪力，采用地基系数法计算。根据岩土条件可选用“k 法”或“m 法”。地基系数 k 和地基土水平抗力系数的比例系数 *m* 值宜根据试验资料、地方经验和工程类比综合确定，初步设计阶段可按本标准附录 E 取值。

1 当地基为较完整的岩体和坚硬粘性土时，其水平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，其值宜按下式计算：

$$K_{\mathrm{H}} = m_{\mathrm{H}}\left(y_0 + y\right)^n \tag{12.2.4-1}$$

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}—— 地基水平弹性抗力系数随深度变化的比例系数（kPa/m^2），宜通过试验确定；

y_0—— 锚固段的地基水平弹性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（），是与岩土类别有关的常数；

y—— 滑动面以下计算位置距离滑动面的深度（）；

n—— 计算指数，当滑动面以下为土体或松散体，抗力系数随深度线性变化时，取 n=1；随深度呈外凸抛物线变化时，取<n<1；随深度呈内凸抛物线变化时，取>1。

悬臂式抗滑桩内力应根据桩身几何性质、桩周土性质以及桩的变形特点，按照附录 F 进行刚性桩和弹性桩的区分判别。

12.2.5 桩嵌入岩土层部分的内力采用地基系数法计算时，桩的计算宽度可按以下规定取值：

圆形桩：d≤1m 时，B_{p}=0.9（1.5d+0.5）

D>1m 时，B_{p}=0.9（d+1）

矩形桩：$b \le 1\text{m}$ 时，$B_p=1.5b+0.5$

$B>1\text{m}$ 时，$B_p=b+1$

式中： B_p—— 桩身计算宽度（m）；

b—— 桩宽（m）；

d—— 桩径（m）。

当按上式得出的计算宽度小于设计桩间距时，应按桩间距计算。

12.2.6 桩底支承应结合岩土层情况和桩基埋入深度可按自由端或铰支端考虑。

12.2.7 桩嵌入岩土层的深度应根据地基的横向承载力特征值确定，并应符合下列规定。

1 嵌入岩层时，桩的最大横向压应力σ_{max}应小于或等于地基的横向承载力特征值f_H。桩为矩形截面时，地基的横向承载力特征值可按下式计算：

$$f_H = k_h \eta f_{rk} \qquad (12.2.7\text{-}1)$$

式中： f_H —— 地基的横向承载力特征值（kPa）；

k_h —— 在水平方向的换算系数，根据岩层构造可取 0.5～1.0；

η —— 折减系数，根据岩层的裂缝、风化及软化程度可取 0.3～0.45；

f_{rk}—— 岩石天然单轴极限抗压强度标准值（kPa）。

2 嵌入土层或风化层土、砂砾状岩层时，桩嵌入稳定岩土层内深度为 $h_2/3$ 和 h_2（h_2为嵌入稳定岩土层内桩长）处的横向压应力不应大于地基横向承载力特征值。悬臂式排桩地基横向承载力特征值可按下列公式计算：

1）当设桩处沿土体临界滑动方向地面坡度小于 8°时，地基 y 点的横向承载力特征值可按以下公式计算：

$$f_H = 4\gamma_2 y \frac{\tan\varphi_0}{\cos\varphi_0} - \gamma_1 h_1 \frac{1-\sin\varphi_0}{1+\sin\varphi_0} \qquad (12.2.7\text{-}2)$$

式中： f_H—— 地基的横向承载力特征值（kPa）；

γ_1—— 土体临界滑动面以上土体的重度（kN/m^3）；

γ_2—— 土体临界滑动面以下土体的重度（kN/m^3）；

φ_0—— 土体临界滑动面以下土体的等效内摩擦角（°）；

h_1—— 设桩处土体临界滑动面至地面的距离（m）；

y—— 滑动面至计算点的距离（m）。

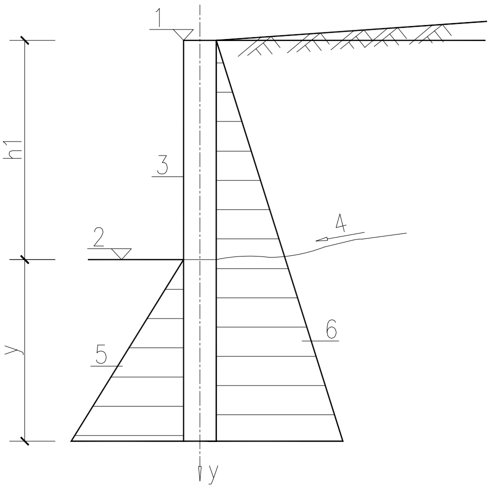


图 12.2.7　悬臂排桩土质横向承载力特征值计算简图

1—桩顶面；2—土体临界滑动面；3—排桩；4—临界滑动方向；
5—被动土压力分布图；6—主动土压力分布图

2）当设桩处沿土体临界滑动方向地面坡度 $i \geq 8°$且 $i \leq \varphi_0$ 时，地基 y 点的横向承载力特征值可按下式计算：

$$f_{\mathrm{H}} = 4\gamma_2 y \frac{\cos^2 i\sqrt{\cos^2 i - \cos^2\varphi}}{\cos^2\varphi} - \gamma_1 h_1 \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2\varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2\varphi}} \qquad (12.2.7\text{-}3)$$

式中：φ ——土体临界滑动面以下土体的内摩擦角（°）。

3　抗滑桩应穿过滑动面嵌入稳定地层中，嵌固深度范围内地层为土层或强风化层时，滑动面以下深度为 $h/3$ 和 h（h 为滑动面以下桩长）处的侧向压应力应小于或等于地基的横向承载力特征值。

12.2.8　地面处桩的水平位移不宜大于 10mm。当地基强度或位移不能满足要求时，应通过调整桩的埋深、截面尺寸或间距等措施进行处理，或地层上部采取适当的加固措施。

12.2.9　桩身按受弯构件设计，当无特殊要求时，可不作裂缝宽度验算。在腐蚀性环境作用下，应进行最大裂缝宽度验算，最大裂缝宽度值应按现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 确定，并采用适当的防腐附加措施。

12.2.10　当桩间设置挡土板时，预制钢筋混凝土挡土板可按支承在桩上的简支板计算，其计算跨径 L 为：

圆形桩 $L = L_c - 1.5t$

矩形桩 $L = L_0 + 1.5t$

式中：L_c—— 圆形桩的桩中心距离（m）；

L_0—— 矩形桩间的净距（m）；

t —— 挡土板的板厚（m）。

12.2.11 锚拉式排桩支护结构应保证桩与锚杆的变形协调，计算时可考虑将桩、锚固段岩土体及锚杆视为一整体，锚杆视为弹性支座，桩简化为受横向变形约束的弹性地基梁，根据位移变形协调原理，按“k 法”或“m 法”计算锚杆拉力及桩各段内力和位移。

12.2.12 边坡稳定性评价按本标准第 5 章相关规定执行

12.2.13 当采用双排桩，将滑坡推力或土压力作为外力，宜采用平面杆系弹性支点法或有限元法进行结构计算分析。双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计算，连系梁和横梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。

12.2.14 当采用人工挖孔桩时，护壁强度可按照板结构来进行结构内力设计计算，以受弯构件进行配筋。

12.3 构 造 设 计

12.3.1 桩的混凝土强度等级不宜低于 C30，桩间挡板的混凝土强度等级不应低于 C25，灌注锚杆孔的浆体强度等级不应低于 M30。抗滑桩井口应设置锁口，桩井位于土层和风化破碎的岩层时宜设置护壁，锁口和护壁混凝土强度等级不应低于桩身混凝土强度等级。桩身中主筋和挡土板中的主筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋。

12.3.2 桩受力主筋混凝土保护层不应小于 50mm，桩间挡板受力主筋混凝土保护层挡土一侧不应小于 25mm，临空一侧不应小于 20mm。

12.3.3 当回填边坡采用排桩或桩锚支护结构时，桩间挡土板应符合下列规定。

1 挡土板与桩搭接，其搭接长度每端不得小于 1 倍板厚。当为圆形桩时，应在桩后设置搭接用的凸形平台。平台宽度应比搭接长度宽 20mm～30mm；

2 当采用拱形挡土板时，应沿径向和环向配置一定数量的构造钢筋，构造钢筋间距不宜大于 250mm，钢筋直径不宜小于 10mm。

12.3.4 桩内不宜采用斜筋抗剪。剪力较大时可采用调整混凝土强度等级、箍筋直径和间距、桩身截面尺寸等措施，以满足斜截面抗剪强度要求。

12.3.5 桩的箍筋宜采用封闭式，肢数不宜多于 4 肢，箍筋直径不应小于 8mm。

12.3.6 桩的两侧和受压边应配置纵向构造钢筋，两侧纵向钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 400mm；受压边钢筋直径不宜小于 14mm，间距不宜大于 200mm。

12.3.7 锚杆与水平面的下俯倾角，视潜在滑面倾角大小及锚杆长短而定，一般采用 15°～30°，各排锚杆可采用不同的倾角，以改善锚固段的受力条件。锚固点附近桩身箍筋应适当加密，锚杆构造应按本标准第 10 章有关锚杆的规定设计。

12.3.8 桩的嵌固深度除应满足本标准第 12.2.7 条的规定外，悬臂式排桩嵌固深度不宜小于 1.0h（h 为桩的悬臂长度），单层支点排桩支护结构的嵌固深度不宜小于 0.6h，多层支点排桩支护结构的嵌固深度不宜小于 0.3h。若排桩嵌固范围内出露完整的微风化花岗岩、片麻岩、灰岩等坚硬岩石，桩端嵌入岩层不宜小于 1.0d（d 为桩的直径），且不小于 1.5m，对于倾斜岩层，宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌固深度。

12.3.9 支护桩结构应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋搭接和锚固应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

12.3.10 排桩及桩锚支护结构纵向伸缩缝间距不宜大于 25m。

12.3.11 双排桩除设置连系梁外，应在前、后排桩之间设置足够刚度的连梁或板组成门架结构或“靠椅式”结构，连梁的宽度不应小于d，高度不宜小于0.8d（d为桩径或桩宽）。

12.3.12 当为回填边坡时，排桩支护结构后侧填料应选择力学强度高和透水性较强的填料。当采用粘性土作为填料时，宜掺入适量的砂砾或碎石。不应采用淤泥质土、耕植土、膨胀性黏土等软弱有害的岩土体作为填料。填土地表应设置排水良好的地表排水系统。

12.3.13 在自稳性较好的可塑—硬塑状黏性土、稍密以上的碎块石土或基岩中，单节人工挖孔桩护壁高度宜为 1.0m～1.2m；软弱的黏性土或松散的、易垮塌的碎石层中宜为 0.5m～0.6m。

12.4 施　工

12.4.1 挖方区悬臂式排桩支护结构应先施工桩，再分层施工桩间挡板；挖方区锚拉式排桩应先施工桩，再分层施工锚杆及桩间挡板。

12.4.2 当采用泥浆护壁灌注桩时，施工的沉渣厚度不应大于200mm，对需考虑竖向承载力的桩，桩底沉渣应符合现行《建筑桩基技术规范》（JGJ94）的有关规定。桩身混凝土应连续灌注，不得形成水平施工缝。当需加快施工进度时，宜采用速凝、早强混凝土。

12.4.3 桩纵筋的接头不得设在土石分界处和滑动面处。

12.4.4 对于回填形成的边坡，排桩及桩锚支护结构后填土应符合下列规定。

1 填土必须分层夯实，选料及其密实度均应满足设计要求；

2 桩和板设计未考虑大型碾压机的荷载时，桩后至少 2m 内不得使用大型碾压机械填筑。

12.4.5 锚拉式桩板挡墙的桩身在浇筑混凝土前应在钢筋笼上焊（或绑）上锚杆预留的钢管（或硬质塑料管），锚杆与桩后预留管交界处应采用沥青麻布包裹30cm，以防止桩后土层沉降导致锚杆损伤。

12.4.6 抗滑桩应采用跳桩施工，一般采取间隔1～2桩跳挖，不得通槽开挖或通槽钻孔施工。同时遵循由浅至深，从滑坡两端向主轴方向分段间隔施工。

12.4.7 大截面挖孔桩的钢筋笼应尽可能在孔外预制成型，吊放至孔内安装，安装时从下至上分段成型。钢筋要求定位准确牢固，钢筋笼与护壁间用水泥砂浆垫块隔开，以预留保护层。

12.4.8 当采用人工挖孔时，桩内宜设置上下安全爬梯，爬梯须安装牢固、吊挂稳定，上下孔底及孔口的人员应挂安全绳，严禁施工人员使用卷扬机、提升桶、人工拉绳子或脚踩护壁凸缘上下桩孔。提升机架提升过程中，提升桶应置于桩孔中部，提升桶不得碰挂护壁。

12.4.9 人工挖孔桩的提升机架的设备性能及安全性能须符合要求，提升机架可采用摇摆旋转式电动提升架，也可采用跨孔门式架。提升机架支撑应牢固稳定，提升卷扬应有防倾倒装置，旋转臂长应能使提升桶居中，电葫芦卷扬应安全可靠并配备自动卡紧保险装置，提升桶的吊钩应有防脱保护装置，钢丝绳无断丝。

12.4.10 人工开挖施工前应对提升机架及其他机具进行全面的安全检查及检验，

确保机具安全使用。

12.4.11 人工开挖过程中应经常检查孔内有毒有害气体和缺氧情况。孔深超过10m，或有毒有害气体超标，或氧气不足，或桩孔暂停施工后，均应采取向作业面送风措施。孔下爆破后应先向孔内通风，待炮烟粉尘全部排除后方可下孔作业。

12.4.12 当采用人工挖孔时，在地下水位以下施工过程中应做好地下水出水点及渗流量记录，并采取防范和处置措施，以保证施工人员安全和混凝土浇筑质量。邻近地表水体的挖孔桩不宜在地表水面以下进行人工开挖。

12.4.13 挖孔桩锁口圈梁上应设置防护栏杆，非施工人员不得靠近开挖孔口。锁口圈梁宜高出地面200mm，不得向孔内抛丢物件，防止提升桶及开挖土石落入孔内。孔内施工时孔口必须有专人值守，暂停施工的桩孔应对孔口覆盖保护。

12.4.14 大体积混凝土浇筑时，内部温度与表面温度差值、混凝土外表面与环境温度差值不应超过25摄氏度；应尽量降低混凝土入模温度；混凝土浇筑完成后应在12小时内覆盖保湿保温；防水混凝土养护期至少14天；必须进行二次抹面工作，以减少表面收缩裂缝。

13 加筋土挡墙

13.1 一 般 规 定

13.1.1 填土边坡，可根据现场环境条件、地层状况、使用要求，选用加筋土挡墙方式进行处理。加筋土挡墙适用于高度 15m 以下的填土边坡。

13.1.2 通过现场调查、地质勘察、室内外试验，获得相关基础资料，根据场地的地质与环境条件、填料特性、材料的耐久性、工程造价等因素，经技术经济比选，确定加筋土挡墙方案。

13.1.3 在浸水地区修建的加筋土挡墙宜采用透水性好的填料填筑；在软弱地基和沿河地段修建加筋土挡墙，必须作好地基处理，满足设计要求。

13.2 设 计 计 算

13.2.1 加筋土挡墙的组成部分应包括：墙面、墙基础、筋材和墙体填土（图 13.2.1）。

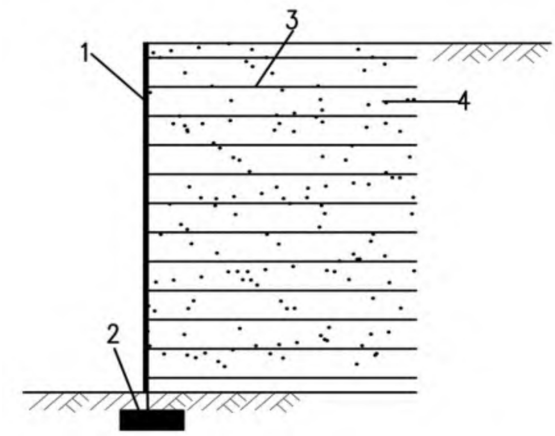


图 13.2.1 加筋土挡墙结构

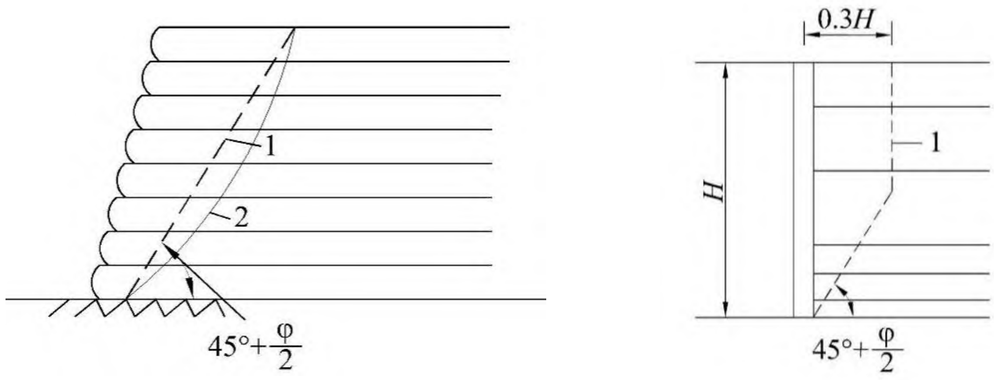
1—墙面；2—墙基础；3—筋材；4—填土

墙面应根据筋材类型和具体工程要求确定，可采用整体式或拼装模块式的钢筋混凝土板、预制混凝土模块、包裹式墙面、挂网喷浆式墙面等类型。

13.2.2 加筋土挡墙按筋材模量可分为下列两种型式：

1 刚性筋式：用抗拉模量高、延伸率低的土工带、复合拉筋带作为筋材，墙内填土中的潜在破裂面如图 13.2.2（a）所示；

2 柔性筋式：以塑料土工格栅或有纺土工织物等拉伸模量相对较低的材料作为筋材，墙内土中潜在破裂面如朗肯破坏面，如图 13.2.2（b）所示。



（a）刚性筋墙　　　　　　　　　　（b）柔性筋墙

图 13.2.2　两类加筋土挡墙的破裂面示意图

1—潜在破裂面；2—实测破裂面；φ—内摩擦角

13.2.3　加筋土挡墙设计采用极限平衡法，应包括下列内容：

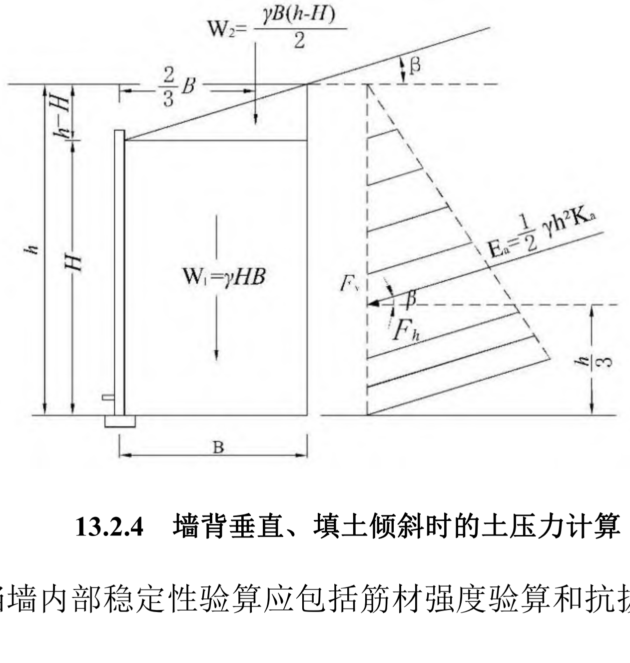
1　加筋土挡墙外部稳定性验算；

2　加筋土挡墙内部稳定性验算；

3　加筋材料与墙面板的链接强度验算；

4　确定墙后排水和墙顶防水措施。

13.2.4　加筋土挡墙外部稳定性验算应将整个加筋土体视为刚体，采用一般重力式挡墙的方法验算墙体的抗水平滑动稳定性、抗深层滑动稳定性和地基承载力。加筋土体可不做抗倾覆校核，但墙底面上作用合力的着力点应在底面中三分段之内。墙背土压力应按朗肯（Rankine）土压力理论确定（图 13.2.4）。



13.2.4　墙背垂直、填土倾斜时的土压力计算

13.2.5　加筋土挡墙内部稳定性验算应包括筋材强度验算和抗拔稳定性验算，并

应按下列方法进行：

1 筋材强度验算应符合下列规定：

1）每层筋材均应进行强度验算。第层单位墙长筋材承受的水平拉力应按下式计算：

$$T_i=[(\sigma_{vi}+\sum \vartriangle \sigma_{vi})K_i+\vartriangle \sigma_{hi}]s_{vi}/A_r \tag{13.2.5-1}$$

式中：σ_{vi} ——验算层筋材所受覆盖土层压力（kPa）；

$\sum \vartriangle \sigma_{vi}$ ——超载引起的垂直附加压力（kPa）；

$\vartriangle \sigma_{hi}$ ——水平附加荷载（kPa）；

s_{vi} ——筋材的垂直间距（m）；

A_r ——筋材面积覆盖率。$A_r=1/s_{hi}$，筋材满铺时取1；

s_{hi} ——筋材的水平间距（m）；

K_i ——土压力系数。

2）土压力系数 K_i 按下列公式计算：

对于柔性材料[图13.2.5-1（a）]：

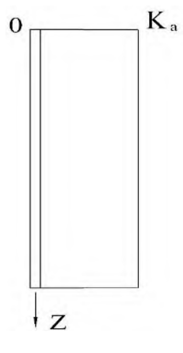
$$K_i=K_a \tag{13.2.5-2}$$

对于刚性材料[图13.2.5-1（b）]：

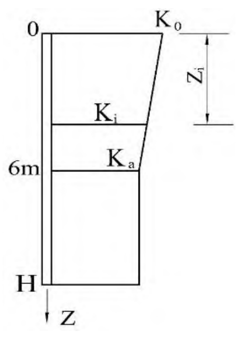
$$K_i=\begin{cases} K_0-[(K_0-K_a)z_i]/6 & (0<z_i\le 6\text{m}) \\ K_a & (z_i>6\text{m}) \end{cases} \tag{13.2.5-3}$$

式中：K_0 ——主动土压力系数；

K_a ——静止土压力系数。



（a）柔性筋墙



（b）刚性筋墙

图 13.2.5-1 挡墙土压力系数

3）T_i 应满足下式要求：

$$T_i \le T_a \qquad (13.2.5\text{-}4)$$

式中：a ——筋材的容许抗拉强度（kN/m）。

4）当 T_i / T_a 值小于 1 时，应调整筋材间距，或改用具有更高抗拉强度的筋材。

2 筋材抗拔稳定性验算应符合下列规定：

1）第层筋材的抗拔力 T_{pi} 应根据填土破裂面以外筋材的有效长度 L_{vi} 与周围土体产生的摩擦力（图 13.2.5-2）按下式计算：

$$T_{pi} = 2\sigma_{vi} B L_{vi} f \qquad (13.2.5\text{-}5)$$

式中：f ——筋材与土的摩擦系数，应由试验测定；

L_{vi} ——筋材有效长度（m），即破裂面以外的筋材长度，该长度最小不得小于 1m；

B ——筋材宽度（m），筋材满堂铺设时，B=1m。

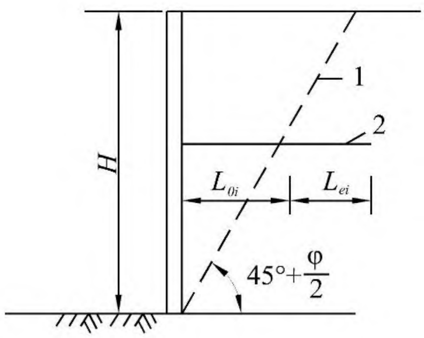


图 13.2.5-2　筋材长度

1—破裂面；2—第层筋材

2）筋材抗拔稳定性安全系数应按下列公式确定：

$$F_s = T_{pi} / T_i \qquad (13.2.5\text{-}6)$$

3）安全系数不应小于 1.5。当不能满足时，应加长筋材或增加筋材用量，重新进行验算。

13.2.6 第层筋材总长度应按下式计算：

$$L_i = L_{oi} + L_{ei} + L_{wi} \qquad (13.2.6)$$

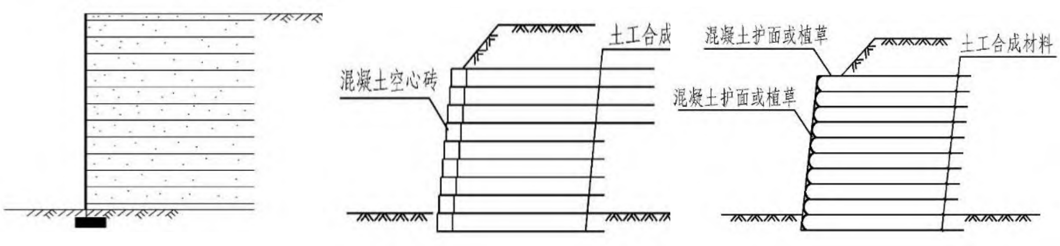
式中：L_{oi} ——第i层筋材破裂面以内长度（m）；

L_{wi} ——第层筋材端部包裹土体所需长度，该长度不得小于1.5m；或筋材与墙面连接所需长度（m）。

为施工方便，自上而下筋材宜取等长度，墙高度较大时也可分段采用不同长度。

13.3 构 造 设 计

13.3.1 结构形式



（a） （b） （c）

图 13.3.1 加筋土挡墙结构形式

13.3.2 对于面板为模块的挡墙，模块上下面的抗剪力应符合设计要求；上下相邻筋材面的间距限为块体宽度（墙前至墙后间的距离，W_u）的 2 倍或 0.8m 两者中的小值。最上层筋材以上和底部筋材以下的面板最大高度不得大于 W_u。

法向压力下模块间的抗剪力应超过面板处水平土压力，安全系数不应小于 2.0。

13.3.3 加筋材料的竖向间距，不宜小于一层填土最小压实厚度，依设计确定。

13.3.4 加筋土挡墙应设置墙内、外的排水措施，并应符合下列规定：

1 外部排水可在墙顶地面做防水层（如不透水夯实黏土层或混凝土面板等），向墙外方向设散水坡和纵向排水沟，将集水远导；

2 墙内排水可根据具体条件选用合理的结构型式，但各种排水措施均应通过墙面的冒水孔管将水导出墙外；

3 挡墙建在丰水山坡坡趾或塌方处时，应向坡内钻仰斜排水管；

4 加筋材料不应伸入排水层，不得破坏排水系统的连续性。

13.4 施 工

13.4.1 加筋土挡墙施工应遵守下列规定：

1 加筋土挡墙施工前，应根据现场，清除滑动体，平整场地，对场地进行初步碾压；

2 在铺设加筋材料前，应根据设计要求和现行相关规范的规定，完成地基的加固处理和地下排水设施的施工；

3 铺设加筋材料的土层表面应平整，严禁有尖锐凸出物；

4 挡墙加筋，加筋材料强度高的方向应垂直于挡墙走向的轴线；墙后填土加筋，加筋材料强度高的方向应垂直于挡墙墙面；

5 应根据设计长度确定加筋材料的剪裁长度，避免在主受力方向连接；

6 横向相邻两幅加筋材料应相互搭接，搭接宽度不宜小于 15cm；不同层面的搭接位置应相互错开；

7 加筋材料的铺设应平整、无褶皱。可采用人工拉紧、U 形钉固定等措施将加筋材料固定于填土表面。与岸坡和结构物连接处应结合良好；

8 与加筋材料直接接触的填料的最大粒径不宜超过 15cm，粒径大于 6cm 的含量不宜超过 30%；

9 填料应分层摊铺、分层碾压，采用大型压路机压实时，压实面与筋材之间应保证有 15cm 厚的填料。应避免运料车及其他施工机械直接在张紧定位的加筋材料上行进，不得从高处抛掷石块。临近边坡坡面，以及邻近墙后等大型压路机难以压到部位，应采用轻型压实机械分层压实，分层厚度不得大于 15cm。填土的压实度应符合设计要求；

10 坡面采用反包形式时，卷入边坡填料的加筋材料长度不得小于 1.5m，如图 13.4.1 所示；采用土工格栅加筋时，应用细网或土工织物置于坡面格栅内侧，防止填料漏出；

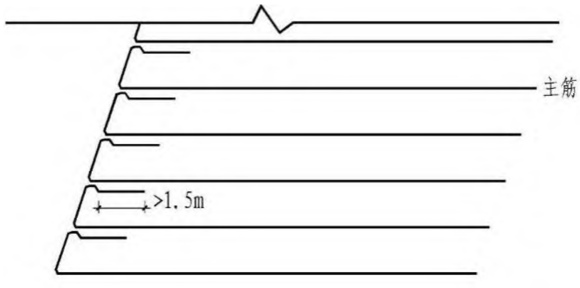


图 13.4.1 加筋填土边坡土工合成材料卷入边坡长度

11 加筋边坡的坡面防护应与加筋边坡填筑同步进行。防护施工滞后时应及

时对坡面采取临时保护措施，避免土工合成材料长时间暴露和雨水对坡面的冲刷；

12 施工中应修筑临时排水设施，减少水的影响；

13 应加强施工期间的稳定性监测，根据监测资料，掌握边坡稳定状态。当出现稳定性不足的迹象时，应采取控制填筑速率、变更设计方案等有效措施，确保边坡稳定。

13.4.2 用于排水沟的土工织物包裹碎石要求洁净，其含泥量应低于5%。

14 其他支护方法

14.1 格宾挡墙

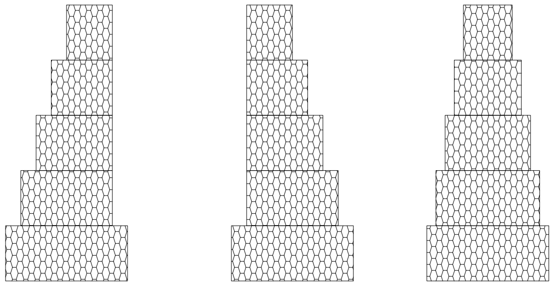
14.1.1 格宾挡墙适用于地基承载力较低的边坡防护。格宾挡墙墙高宜小于 6.0m，当与土工格栅、钢丝网等加筋技术联合使用时，可提高墙高。

14.1.2 格宾挡墙设置地段的水流流速宜小于 5m/s。

14.1.3 当地基软弱、地基承载力达不到设计要求时，应进行专门的地基处理。

14.1.4 格宾挡墙设计应符合下列规定：

1 格宾挡墙外形可采用外台阶、内台阶、宝塔式等，见图 14.1.4；



（a）外台阶　　（b）内台阶　　（c）宝塔式

图 14.1.4 格宾挡墙示意图

2 箱体网片的网孔形状可制成矩形、菱形、六边形等，须均匀牢固，不得扭曲变形；

3 网箱可采用镀锌钢丝或高尔凡编制、钢筋笼焊制或采用预制钢筋混凝土箱；

4 石笼内填充物应采用质地坚硬、不易崩解和水解的片石或块石，石料粒径宜为 100mm～300mm，小于 100mm 的粒径不应超过 15%，且不得用于石笼网格的外露面；

5 格宾挡墙应按重力式挡墙检算整体稳定性；

6 墙脚受流水冲刷时，应检算挡墙基础部位的局部冲刷深度。基础埋置深度应在冲刷线以下不小于 0.5m；

7 格宾挡墙背应设置一层透水土工布，以防止淤堵。

14.1.5 格宾挡墙的施工应符合下列规定：

1 叠砌石笼应采用长方体形状，常用规格为长度 1m～4m、宽度 1m、高度 0.5m～1m，当长度大于 1m 时应采用网片分隔成多格笼体；

2 填充料平均重度应不低于 17kN/m^3，底层石料每块重量应不小于 25kg；

3 石笼层与层间砌体宜丁顺交错，上下搭接，且需绑扎。

14.2 微型桩支护

14.2.1 微型桩支护结构适用于开挖土石方形成的边坡支挡、边坡加固以及小型浅层滑坡治理；边坡支挡高度不宜大于 6.0m。

14.2.2 微型桩的直径宜为 150mm～350mm，受力筋应采用型钢、钢筋笼、钢管或其组合形式；配置型钢时，宜选用 16～22 号工字钢或 H 型钢。

14.2.3 当开挖形成桩体裸露，支护微型桩间可设置挡土板或其他措施维持岩（土）体稳定，挡土板的设计应符合本标准第 12 章的相关规定。

14.2.4 微型桩平面布置形式、直径及骨架的结构尺寸应根据地质条件、环境条件等因素确定。

14.2.5 微型桩支护结构宜采用多排组合布置，桩顶上宜设置连系梁或板等构件，将桩连接在一起，连系梁可采用横向连接、纵向连接或框架式连接，连梁上可设置预应力锚杆。

14.2.6 多排微型桩断面可垂直布置或呈“八”字形布置，布置一定数量的正斜桩和反斜桩，见图 14.2.6。

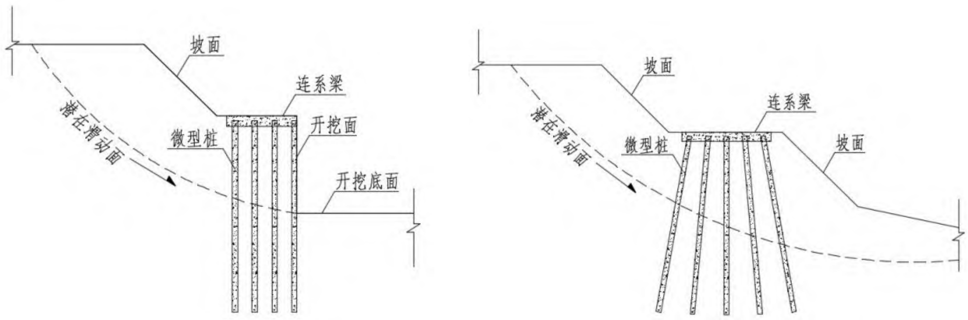


图 14.2.6 多排微型桩断面布置形式图

14.2.7 当微型桩支护结构多排布置时，应选择适宜的排间距避免产生群桩效应，加固岩质边坡时可不考虑群桩效应。

14.2.8 微型桩支护设计应包括：平面布置、断面布置、桩群和单桩承受的边坡推力及单桩内力计算、桩群和单桩水平承载力验算、单桩结构、桩群连系梁和构造设计。

14.2.9 对岩质边坡，可假定作用于微型桩的水平推力均匀分布于各排桩，按桩的抗弯抗剪强度进行设计计算。

14.2.10 对土质边坡，应依据水平推力不均匀系数确定各排桩的单桩桩径、桩间距。

14.2.11 微型桩的变形、内力及整体稳定性宜采用数值模拟方法进行计算。

14.2.12 微型桩的嵌固深度应满足桩的抗拉拔强度，初步选定时，对于土质边坡，微

型桩嵌固长度不宜小于潜在滑面以上长度的 1.0 倍，最终应根据计算确定。

14.2.13 桩顶连系梁或板的配筋应符合现行《混凝土结构设计规范》 GB50010 中关于受弯构件的相关规定。

14.2.14 微型桩施工应符合下列规定：

1 成孔前应根据工程特点尤其是地质情况选择合理的施工工艺；

2 在灌注混凝土或水泥浆前应进行清孔；

3 微型桩中的钢构件或钢筋的防腐构造应符合耐久性设计的要求，钢筋笼、型钢或钢管保护层厚度不宜小于 25mm，沿钢筋笼、型钢或钢管纵向每隔 2m～3m 应设置保护层定位器；

4 钢筋笼宜整根吊放，分节吊放时，钢筋搭接焊缝长度双面焊不得小于 5 倍钢筋直径，单面焊不得小于 10 倍钢筋直径，施工时，应缩短吊放和焊接的时间；钢筋笼的焊接或搭接在同一断面的接头面积不应大于 50%，且间隔布置；

5 混凝土或水泥浆灌注过程中用吊筋将型钢、钢筋笼或钢管固定，避免灌注过程中型钢、钢筋笼或钢管上浮；

6 混凝土或水泥浆抗压强度不应小于 20MPa。

14.2.15 微型桩采用的灌注材料应具有较好的和易性、可塑性、粘聚性、流动性和自密实性；当采用管送或泵送混凝土时，应选用圆形骨料，骨料的最大粒径不应大于纵向钢筋净距的 1/4，且不应大于 15mm。

14.3 衡重式桩板墙

14.3.1 衡重式桩板墙支护结构适用于 6.0m～12.0m 直立高边坡的永久性支挡。支挡结构应具有挡土和抗滑作用，要求地基土层能提供较大的水平抗力，不宜用于以下地层场地：

1 深厚淤泥、淤泥质土层；

2 深厚新近填土层；

3 有岩溶时应具体分析其适用性。

14.3.2 衡重式桩板墙设计的一般规定：

1 衡重式桩板墙自上而下可划分为三段：上段 L 型衡重台结构；中段柱板结构；下段基础桩及连系梁结构，见图 14.3.2；

2 根据支挡高度、墙后地面荷载大小、地质条件、回填材料性质、布置空间等因素，并结合地区经验综合分析确定衡重式桩板挡墙桩的间距、桩长和截面尺寸，以

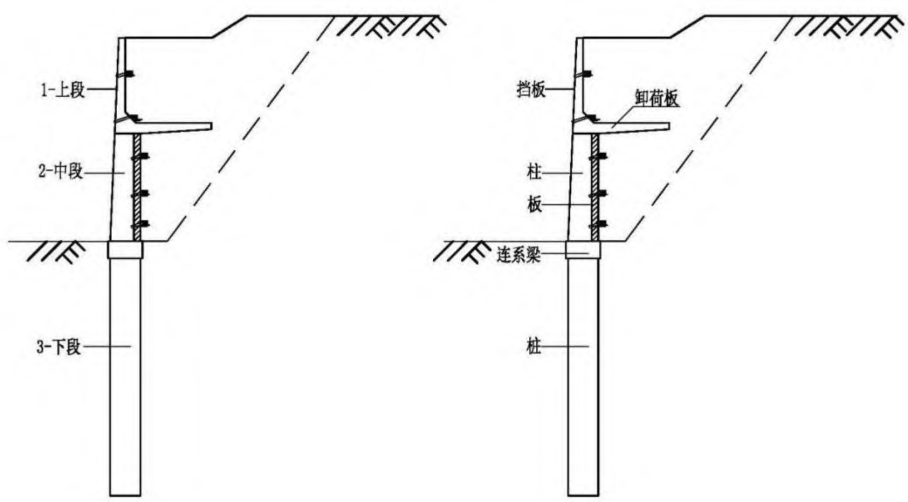
及衡重台的位置及宽度；

3 卸荷板的宽度、高度应根据地形和地质条件、挡墙变形控制的要求，计算分析后确定，当以减小桩身弯矩为主要目的时，上墙和下墙的高度比例宜取 1：2～2：3；卸荷板的宽度应不小于 2.0m，且宜小于上段墙的高度。当以限制墙顶水平位移为主要目的时，卸荷板宽度取 $B=(H-\mathrm{h})\tan(45°-\varphi/2)$ ，式中：H 为挡墙总高度，h 为上段墙高度，φ 为综合摩擦角，见附录 G 中的图 1；

4 在地下水位低、地基土层无淤泥、流砂等条件下，可选用人工挖孔桩成桩工艺；不具备人工挖孔成桩条件时，可选用钻（冲）孔灌注桩，但不宜选用预制桩。人工挖孔桩桩径或边长不宜小于 1.2m，钻（冲）孔桩直径不宜小于 0.8m；

5 桩的嵌固长度应根据地基岩土层条件，通过计算确定，在无软弱地基土层的条件下，初步选定桩长时，可取 0.75～1.0 倍支挡高度；

6 根据地基土的强度、桩截面大小、支挡高度及桩的施工条件等选择合适的桩距。



1、上段 L 型衡重台结构；2、中段柱板结构；3、下段基础桩及连系梁结构

图 14.3.2 衡重式桩板墙结构图

14.3.3 结构与构造设计

1 通过结构计算和整体稳定性、抗滑移、抗倾覆分析，对结构进行详细设计；

2 下墙的肋柱与桩宜一一对应，桩钢筋与柱钢筋对接，当通过连系梁转换时，桩和柱的纵向钢筋深入连系梁的钢筋长度应满足相关技术要求；

3 当下墙为柱板式时，上下墙与卸荷板的连接处，应设通长的暗梁；当下墙为桩板式时，与卸荷板连接处设桩的连系梁。卸荷板节点构造尚应符合现行国家标准《混

凝土结构设计规范》GB50010 对框架顶层端节点的有关规定；

4 上墙可采用下宽上窄的变截面形式；当高度大于 4.0m 时，可采用肋板式或扶壁式；

5 上下墙应按 1.5m～2.0m 的纵横间隔设置泄水孔；上墙的底部卸荷板上方，以及下墙地面以上 0.5m 处应设置泄水孔；宜在泄水孔后侧设置通长的排水棱体或塑料排水盲沟；

6 墙顶地面一倍墙高宽度范围应回填黏性土分层夯实，层厚不小于 0.5m；墙顶后侧应设置排水沟；

7 支挡结构混凝土强度应不小于 C30；受力钢筋宜选用 HRB400 级，箍筋采用 HPB300 级；

8 挡墙应按间距 15.0m～20.0m 设置伸缩缝，伸缩缝的宽度 20mm～40mm，沥青木板和沥青麻丝或高强度聚苯乙烯板等材料填充。

14.3.4 桩基施工要求同排桩支护的设计要求。

14.3.5 上部结构施工

1 当衡重式桩板挡墙作为填方挡墙时，桩在地面施工，浇筑连系梁和下墙柱板混凝土达到 75%设计强度之后，回填墙后卸荷板以下土体，再浇筑卸荷板和上墙混凝土，达到不低于设计强度的 75%之后，回填上墙后侧土方；

2 当衡重式桩板挡墙作为挖方挡墙时，第一次开挖至卸荷板位置，施工桩基；然后按顺序施工连系梁、卸荷板和上墙钢筋混凝土，达到设计强度 75%之后，回填上墙后土方；最后开挖桩前土方至地面；

3 其它施工技术措施和质量要求应符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 和《建筑桩基础技术规范》JGJ94 的有关规定。

14.3.6 墙后填土

1 墙后填土材料宜选砾质、砂质黏性土；

2 墙后填土一定范围内，要求分层压实，压实度不小于 90%，距墙 2.0m 范围内宜人工或小型机械夯实。

14.4 桩基托梁挡土墙

14.4.1 桩基托梁挡土墙适用于高陡边坡、严重冲刷的河岸、稳定性较差的陡坡或地表土地基承载力较低且厚度较大的边坡防护。

14.4.2 挡土墙可采用重力式、衡重式或者扶壁式挡土墙（如图 14.4.2）。

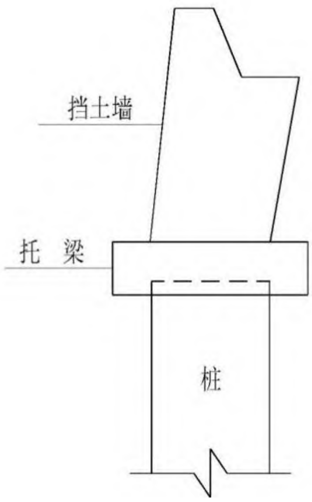


图 14.4.2　桩基托梁挡土墙示意图

14.4.3　桩基托梁挡土墙高度不宜超过 10m，当托梁宽度较宽或者采用多排桩时，墙高可适当增大。

14.4.4　桩基宜采用大直径灌注桩，可根据具体施工条件选用人工挖孔、钻（冲）孔等施工工艺，也可以采用预应力管桩。

14.4.5　桩基托梁挡土墙位于斜坡面时，当潜在滑动面位于挡土墙底以下时，桩基应按照抗滑桩的相关要求设计。

14.4.6　桩基的嵌固段必须置于稳定的地层中。

14.4.7　桩基托梁挡土墙设计应符合下列规定：

1　挡土墙高度及截面尺寸、桩间距、桩的尺寸、托梁尺寸的确定，应综合考虑，做到安全可靠，经济合理；

2　托梁基底不宜脱空，挡土墙基底竖向永久荷载合力作用点宜与托梁截面中心线、桩的中心线重合；当采用双排桩时，竖向合力作用点宜与前排桩中心重合或者靠近前排桩；

3　托梁可设为连续梁或者简支梁。桩宜按等间距布置。采用灌注桩时，桩径宜为 1.0m～2.5m，当采用方桩时，短边尺寸不宜小于 1.2m，间距宜为 3.0m～8.0m；

4　采用双排桩时，双排桩之间可设置连系梁增加整体刚度，也可不设置连系梁，通过桩顶设置整梁加大托梁厚度来保证双排桩之间的连接刚度；

5　地基土稳定时，应考虑挡土墙与地基之间摩擦力对挡土墙抗滑移稳定性的有利作用；当地基为填土等软弱地基时，不应考虑挡土墙与地基的摩擦力，挡土墙的抗滑移稳定性靠桩基承担；

6 托梁以上挡土墙的土压力计算方法和相应型式的挡土墙土压力计算方法相同；

7 托梁内力可按支承于桩上的连续梁或者简支梁计算；

8 桩的水平承载力及内力计算按顶部作用有弯矩和横向推力的全埋式桩进行计算。桩的竖向承载力按照相应的规范计算；

9 桩的外边缘至托梁的边缘的距离不宜小于 100mm；

10 桩的主筋应全部锚入托梁中，锚固长度按照《混凝土结构设计规范》GB50010的规定执行。

14.4.8 桩基托梁挡墙施工应符合下列规定：

1 施工过程中应做好各种施工和检验记录；

2 托梁底部若存在软弱土层时，应对该部分土层进行处理，防止托梁脱空；

3 对挡土墙设置于斜坡上，底板高于斜坡面的情况，地基土回填时宜采取干砌片石或者排水盲沟（管）等措施，加强墙底排水，保证排水路径通畅。

15 坡面工程防护

15.1 一 般 规 定

15.1.1 坡面存在易风化或易剥落的岩土体，或坡面存在浅层滑动体、风化剥落、冲刷、崩塌及落石等整体稳定的边坡应进行坡面防护。

15.1.2 坡面工程防护应在稳定边坡上设置。对欠稳定或存在不良地质因素的边坡，应先进行边坡治理后再进行坡面防护。

15.1.3 坡面工程防护应综合考虑工程地质、水文地质、气象水文、地理及人文环境、边坡高度、邻近或边坡上建（构）筑物、施工条件和工期等因素，因地制宜，采取合理防护措施，并经技术经济比较确定。

15.1.4 坡面临时防护措施应与永久防护措施相结合。

15.1.5 坡面工程防护宜采用轻质结构，不应对坡面增加较大荷载或过大扰动。

15.1.6 坡面防护范围及边界应根据地形地质条件及坡面防护需要确定，侧边、坡脚及坡顶宜设置防护结构，并应与周边未治理区域相衔接。

15.1.7 地下水和地表水较为丰富的边坡，应将边坡防护和排水措施结合起来设计。

15.1.8 坡面工程防护包括砌体护坡及主、被动柔性系统防护等。

15.1.9 坡面上的孤石和浮石应清理，难以清除时，应采取加固措施。

15.2 砌体护坡

15.2.1 砌体护坡适用于下列边坡防护：

1 稳定性满足要求的坡面防护，主要防止坡面冲刷、风化、剥落等；

2 边坡坡比缓于 1：1 的土质挖方边坡；

3 易风化的岩质边坡，受雨水冲刷及冲蚀或有严重剥落的软质岩质边坡。

15.2.2 护坡墙分为实体、窗孔式、拱式等类型，应根据边坡地质条件合理选用，单级护面墙的高度不宜超过 10m；墙背坡率宜与边坡坡率一致，并应设置伸缩缝和泄水孔。

15.2.3 砌体护坡应符合下列规定：

1 砌体护坡可采取浆砌护坡、干砌护坡、浆砌格构护坡或砌块护坡等型式；

2 坡面应先进行削坡整形，坡面应平顺，基层应密实，松散浮渣应清理并夯实；

3 砌体石料强度等级应不低于 MU30。混凝土预制砌块可选用实心预制块，也可选用空心预制块；形状可选用矩形，也可选用六边形；混凝土砌块强度等级宜不低于 C20，厚度不小于 150mm；

4 砌体护坡在坡脚应设置护脚墙，护脚墙基础埋深宜为1.5倍护坡体厚度且不小于300mm，护脚墙宽度宜为200mm～500mm。易受冲刷的基础应埋置在冲刷线以下0.5m～1.0m。护脚墙设置应不扰动或少扰动坡脚岩土体；

5 砌体护坡应按一定间距设置伸缩缝和泄水孔，伸缩缝的间距宜为20m～25m，缝中应填塞沥青麻筋或其他有弹性的防水材料，填塞深度不应小于150mm；在地基性状和护坡高度变化处应设沉降缝；在拐角处应采取适当的加强构造措施。

15.3 主动柔性防护系统

15.3.1 主动柔性防护系统适用于坡面浅层崩塌、风化剥落或落石等坡面地质灾害。

15.3.2 主动柔性防护系统设计应包括系统在坡面的布设位置、范围、结构构成、几何尺寸、基础等设计内容。

15.3.3 主动柔性防护系统的锚杆应选择在稳定岩体区域，当遇破碎层，应进入稳定岩体并根据第11章验算锚杆锚固力，且锚杆抗拔力设计值不应小于50kN。

15.3.4 主动柔性防护系统应符合下列规定：

1 编网、支撑绳、缝合绳等所用钢丝绳应符合《一般用途钢丝绳》GB/T 20118的规定，其钢丝强度应不低于1770MPa，热镀锌等级不低于AB级，钢丝绳外观质量、尺寸结构、力学性能、锌层重量等均应符合要求；

2 钢丝格栅编织用钢丝应符合《一般用途低碳钢丝》YB/T 5294的规定，其钢丝强度不小于500MPa，热镀锌等级应不低于AB级。钢丝不应有明显机械损伤和锈蚀现象；

3 锚杆用的钢丝绳直径不应小于16mm，单根钢丝绳(3×7-Φ16)弯折后用绳夹或铝合金紧固套管固定，并在固定后的环套内嵌套鸡心环；

4 钢丝绳网交叉结点处用十字卡扣固定，接头处用铝质接头套管闭合压接，不应出现遗漏，卡扣和套管表面不应有破裂和明显损伤；

5 十字卡扣采用钢质材料，其厚度不小于2.5mm，并经电镀锌处理，镀锌层厚度不小于8μm，抗错动拉力不应小于5kN，抗脱落拉力不应小于10kN；

6 绞索网用钢丝均应符合《锌-5%铝-混合稀土合金镀层钢丝、钢绞线》GB/T 20492的规定，其抗拉强度应不低于1770MPa，镀层重量应不低于150g/m^2，直径3mm或4mm对应的绞索网环链破断拉力设计值不应小于30kN或50kN；

7 高强度钢丝、格栅网用钢丝均应符合《锌-5%铝-混合稀土合金镀层钢丝、钢绞线》GB/T 20492的规定，其抗拉强度不低于1770MPa，镀层重量应不低于150g/m^2，

直径 3mm 对应的高强度钢丝格栅网环链破断拉力设计值不应小于 12kN。

15.4 被动柔性防护系统

15.4.1 被动柔性防护系统适用于坡度相对较缓的坡面中下部或具有一定缓冲空间的平台、坡脚的防护。

15.4.2 被动柔性防护系统主要由钢柱、网片、支撑绳、拉锚绳、缝合绳、消能装置等构成。

15.4.3 被动柔性防护系统设计应包括系统在坡面的布设位置、范围、防护能级、防护高度、结构构成、几何尺寸、基础等设计内容。

15.4.4 被动柔性防护系统护坡应符合下列规定：

1 系统中支撑绳、拉锚绳、缝合绳等所用钢丝绳应符合本标准 15.3.4 条第 1 款要求；

2 钢柱系统高度根据坡面落石弹跳高度确定，钢柱、基座的构造形式应能实现系统的安装，并确保钢柱与基座间实现铰连接，钢柱、基座主体热浸镀锌应符合《金属覆盖层钢铁制件热浸镀锌层技术要求及试验方法》GB/T 13912 的规定，厚度不小于 85μm；

3 钢丝格栅、钢丝绳锚杆、绞索网、高强度钢丝格栅网分别应符合本标准 15.3.4 条第 2、3、6、7 款要求；

4 环形网由单根 3mm 直径钢丝盘结制成，网孔直径为 300mm。钢丝应符合《锌-5%铝-混合稀土合金镀层钢丝、钢绞线》GB/T 20492 的规定，其抗拉强度应不低于 1770MPa，采用热镀锌+5%铝+混合稀土合金防腐，镀层重量应不低于 150g/m^2。不同圈数环链破断拉力不小于表 15.4.4 所示数值；

表15.4.4 不同圈数环形网环链破断拉力最小值

环形网圈数	5	7	9	12	19
环链破断拉力最小值（kN）	42	60	75	100	160

注：钢丝直径为 3mm，盘结制作环形网。

5 消能装置启动荷载、工作荷载及变形量应符合系统承载、变形要求。

15.4.5 刚性栅栏设置于公路沿线路堑边坡坡面上，用于拦挡低动能小块落石及异物入侵，拦挡高度不大于 2.5 米，拦截动能不大于 50kJ。

15.5 施 工

15.5.1 坡面工程防护施工应符合下列规定：

1 根据开挖坡面地质水文情况逐段核实边坡防护措施有效性，且应符合信息法施工要求；

2 施工前应对坡面进行修整，清除边坡上的危石及不密实的松土，挖方边坡防护工程应采用从上到下逐级施工，开挖一级防护一级，并应及时进行养护；

3 坡面防护层应与坡面密贴结合，不得留有空隙。

15.5.2 砌体护坡工程施工应符合下列规定：

1 砌体护坡施工前应按设计要求削坡整形，坡面平顺密实，平整度及密实度满足要求，无明显外凸内凹现象；

2 浆砌石护坡应采取坐浆法施工，砌石与坡体接触处应顺直，砌边整齐牢固，砌筑时砌块要上下错缝、内外搭砌，嵌缝砂浆饱满，无空洞现象；

3 预制块应从下往上顺序、错缝砌筑，砌筑应平整、咬合紧密，不出现通缝。砌体外露面应平整美观，外露面砌缝宜为 8mm～10mm，砌缝应勾缝，上下块竖缝错开距离应不小于 100mm，铺砌时应用专用木锤或橡皮锤敲击密实；

4 干砌石护坡应由低向高逐步铺砌，要求嵌紧整平；施工时，石块要用手锤敲击塞紧，长度在 30cm 以下的石块，连续使用不得超过 4 块，且两端须加丁字石，长条形丁向砌筑，不得有通长缝；

5 浆砌石护坡、预制块护坡应设泄水孔，以排泄护坡内部的积水并减小渗透压力。

15.5.3 护坡墙施工应符合下列规定：

1 护坡墙施工前，应清除边坡风化层至新鲜岩面，对风化迅速的岩层，清挖到新鲜岩面后应立即修筑护面墙；

2 护坡墙墙背与坡面密贴，墙顶设置墙帽，避免水流冲刷；

3 护坡墙墙体与坡面之间应做防渗处理，墙体应设置泄水孔。

15.5.4 主动柔性防护系统施工应符合下列规定：

1 清除坡面防护区域内威胁施工安全的浮土及浮石，对不利于施工安装和影响系统安装后正常功能发挥的局部堆积体和凸起体等进行适当修整；

2 放线测量确定锚杆孔位，在孔间距允许的调整量范围内将锚杆孔位选定在天然低凹处；当设计加固具有区域潜在滑动失稳的土质或类土质边坡或者破碎岩质边坡时，对非低凹处或不能满足系统安装后较好紧贴坡面的锚杆孔，应在其孔位处凿一深度不小于锚杆外露环套长度并能将其容纳在内的凹坑或凹槽；

3 按设计深度钻凿锚杆孔并清孔，孔深应大于设计锚杆长度 5cm～10cm，在确保锚杆与水平面的夹角不小于 15°的前提下应尽可能垂直于坡面；当局部孔位处因地层松散或破碎而不能成孔时，可采用断面尺寸不小于 0.4m×0.4m 的 C15 砼基础置换不能成孔的岩土段；

4 锚杆孔注浆强度等级不低于 M20 的水泥砂浆或水泥浆，确保浆液饱满，在进行承载前注浆体养护不少于三天；

5 安装纵横向支撑绳时，应张拉紧钢丝绳，并在两端用绳卡与锚杆外露环套紧固连接；

6 从上向下铺挂格栅网，格栅网间重叠宽度不宜小于 5cm；格栅网间以及格栅网与支撑绳间用直径大于Φ1.5 扎丝进行扎结；当坡角小于 45°时，扎结点间距一般不宜大于 2m；当坡角大于 45°时，扎结点间距一般不宜大于 1m；

7 从上向下铺设钢丝绳网并缝合，缝合绳为Φ8 钢丝绳，每张钢丝绳网均用一根缝合绳与四周支撑绳进行缝合并预张拉，缝合绳两端交汇后用绳卡与网绳进行紧固连接。

15.5.5 被动柔性防护系统施工应符合下列规定：

1 系统走向线应为水平直线，并应避开较大的地形起伏或在必要时进行平整处理；当系统走向不是直线时，应根据其走向变化情况设计增加拉锚绳，或增加或调整支撑绳分段甚至另起一道独立系统；

2 柱间距不宜大于 10m，必要时可以在 8m～12m 范围内进行调整，并应确保系统走向总长度和各分段长度之和偏差不应超过±0.2m；

3 锚杆的位置由其与相邻基座间的顺坡距离确定，允许有±0.5m 范围内调整，位于下坡侧或走向线上的所有锚杆均不得调整至上坡侧区域，当开挖至基岩而尚未达到设计深度时，则可在基坑内钻凿锚杆孔；

4 锚杆孔灌注强度等级不低于 M20 的水泥砂浆或纯水泥浆，或者基础内预埋锚杆并浇筑强度等级不低于 C20 的砼基础，承载前砼或注浆体养护不得少于三天；

5 基座安装时，应将基座套入地脚螺栓并用螺母拧紧，填实基座底板与基础间间隙；

6 钢柱宜与拉锚绳同时安装，并在钢柱安装后，通过拉锚绳张拉段长度调整钢柱到设计的安装倾角；

7 上支撑绳宜在柔性网铺挂前安装，下支撑绳可选择在柔性网铺挂之前或之后

安装，支撑绳的安装须严格满足其位置要求，并应事先将消能装置调整至正确的位置；支撑绳安装就位后予以张紧，当支撑绳为两根时，宜按相反的方向对两根支撑绳各自同步张拉，避免单向张拉时钢柱发生明显倾斜；

8 采用长度为单张网边总长 1.3 倍钢丝绳或卸扣对网片缝合连接；

9 格栅铺挂在环形网的上坡侧，应叠盖环形网上缘并折到网的下坡侧约 15cm，格栅底部应沿斜坡向上敷设不小于 0.5m，并宜用一些石块将格栅底部压住，每张格栅间叠盖约 10cm，用扎丝将格栅固定到环形网上，每平方米固定至少 4 处。

15.5.6 危石清理采用人工直接撬除、机械破碎清除或爆破清除。

16 边坡排水工程

16.1 一 般 规 定

16.1.1 边坡排水工程包括地表排水和地下排水工程，边坡排水工程应在边坡防治总体方案基础上，结合工程地质、水文地质及降雨条件，制定地表排水、地下排水或二者结合的方案。

16.1.2 地表排水工程的设计应根据汇水面积、降雨强度、降雨历时、重现期和径流方向进行整体规划和布置。边坡影响区内、外的坡面和地表排水系统宜分开布置，自成体系。

16.1.3 地下排水工程应根据边坡水文地质和工程地质条件，选择利于坡体排水的渗沟、排水孔和排水洞等方案。

16.1.4 边坡排水应满足使用功能要求、排水结构安全可靠、便于施工、检查和养护维修。

16.2 地 表 排 水

16.2.1 地表排水工程应结合地形、天然水系及周边排水设施进行布设，做好进出水口位置选择和处理，形成完善的排水系统。边坡地表排水设施包括截水沟、排水沟、跌水与急流槽、消能池等。

16.2.2 地表排水设计流量应根据边坡工程重要性、降雨强度、降雨历时及重现期、汇水面积等因素计算分析确定，截、排水沟断面尺寸和沟底纵坡应根据水力计算结果并结合地形分析确定。

1 地表排水设计的地表汇流量按以下公式计算：

$$Q_s = q\psi F \tag{16.2.2-1}$$

式中：Q_s —— 设计地表汇流量（L/s）；

q —— 设计暴雨强度[L/（s·hm^2）]；

ψ —— 径流系数，取值可参考附录 H；

F —— 汇水面积（hm^2）。

2 设计暴雨强度按以下公式计算：

$$q = \frac{1450.239(1+0.594\lg P)}{(t+11.13)^{0.555}} \tag{16.2.2-2}$$

式中：q —— 设计暴雨强度[L/（s·hm^2）]；

t —— 降雨历时（min）；

P —— 设计重现期（a），按表 16.2.2 规定取值。

表 16.2.2　边坡排水工程设计降雨重现期

边坡安全等级	设计降雨重现期（a）
一级	50
二、三级	20

3　排水管渠的流量按下列公式：

$$Q = Av \tag{16.2.2-3}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \tag{16.2.2-4}$$

$$R = \frac{A}{\chi} \tag{16.2.2-5}$$

式中：Q ——设计流量（m^3/s）；

A ——过水断面面积（m^2）；

v ——流速（m/s）；

R ——水力半径（m）；

I ——水力坡降；

n ——粗糙系数；

χ ——湿周（m）；断面中水与固体边界相接触部分的周长。

16.2.3　坡顶截水沟距坡顶或潜在塌滑区后缘不宜小于 5m，并宜结合地形进行布置，可设一道或多道截水沟。

16.2.4　截、排水沟断面形状宜采用矩形或梯形，排水沟宽度不宜小于 0.4m，沟底纵坡不宜小于 0.3%，安全超高不应小于 0.2m，一级边坡的排水沟安全超高不宜小于 0.3m。

16.2.5　截、排水沟宜采用混凝土或浆砌石结构，混凝土强度不低于 C20，砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5，块石、片石强度等级不应低于 MU30。地质条件较差，如填土或边坡土体松软段，截、排水沟宜采用钢筋混凝土结构。

16.2.6　截、排水沟坡度大于 10%、水头高差大于 1.0m 的陡坡地段，宜设置跌水或急流槽。跌水沟与边墙厚度不宜小于 0.2m，跌水沟台阶高度宜为 0.3m～0.4m；急流槽底部可设置防滑平台或每隔 2.5m～5.0m 设置凸榫，确保急流槽的稳定。跌水沟和急流槽的出水口应采取消能措施，防止冲刷。

16.2.7 当排水沟接地下排水管或暗涵等市政排水系统，应在接口前设置沉砂池。

16.3 地 下 排 水

16.3.1 地下排水设计前应查明边坡工程地质和水文地质条件，获取有关水文地质参数，地下排水设施主要包括渗沟、排水孔、排水洞、竖井等。

16.3.2 渗沟主要用于疏干土质边坡浅层地下水或上层滞水，渗沟深度 2m～10m，宽度 2m～4m，边坡渗沟应垂直嵌入坡体内，渗沟布设间距 6m～10m。

16.3.3 渗沟基底应设置在潜在滑动面以下不小于 0.5m 的稳定地层上，并设置排水纵坡，当潜在滑动面较陡时，基地纵向可设置为台阶状，台阶宽度不应小于 2m。

16.3.4 深层排水孔用于引排坡体内地下水，主要布设于坡脚、岩土分界面和软弱隔水层处，应根据边坡渗流情况进行布设，地下水较丰富处应加密布置，长度应延伸至地下水富集部位或潜在滑动面以下，排水孔的仰角不宜小于 6°，排水孔直径不宜小于 75mm。

16.3.5 泄水孔用于边坡防护工程后土体地下水的排导，直径不宜小于 100mm，外倾坡度不宜小于 5%，间距宜为 1.5m～3.0m，呈梅花型布置，泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包；在地下水较多或有大股水流处，应加密设置。

16.3.6 对地下水特别发育的高边坡或滑坡可设置排水洞，排水洞宜平行于边坡走向布置，必要时可以设置支洞，排水洞洞径不宜小于 1.5m×2.0m（宽×高），洞底坡度不宜小于 1%，洞内一侧应设置排水沟。

16.4 施 工

16.4.1 地表排水工程应按设计要求进行定位和施工，水沟线形要平顺，转弯处宜设置为弧线形，沟槽开挖应确保沟槽边坡的稳定，以防滑塌。

16.4.2 渗沟宜从下向上间隔开挖，并应随挖随支撑和及时回填，渗沟迎水面反滤层应采用颗粒大小均匀的碎、砾石分层填筑，底部密封层宜采用浆砌石。

16.4.3 排水孔内的排水管渗水段上半部设置渗水孔，渗水孔直径宜为 6mm～10mm，并采用 1～2 层无纺土工布包裹，防止渗水孔堵塞。

16.4.4 排水洞开挖应及时做好衬砌支护，宜采用全断面支护的形式，确保支护结构的稳定。排水洞顶和洞壁应设置辐射状排水孔，孔径不应小于 50mm，并做好排水孔的反滤措施。

17 边 坡 绿 化

17.1 一 般 规 定

17.1.1 边坡绿化应在稳定边坡上设置。对欠稳定的或存在不良地质因素的边坡，应先进行边坡治理后再进行绿化。

17.1.2 边坡绿化应根据不同的边坡坡度、边坡岩土性质和支护形式及植物的适宜性等进行边坡绿化设计。

17.1.3 地下水和地表水较为丰富的边坡，应将边坡绿化结合排水措施进行综合设计。

17.1.4 边坡绿化应弱化人工痕迹，构建与周边环境相融合的植被景观，未风化硬质岩石稳定边坡，若岩石机理有景观上的保留价值，可结合周围环境，适当裸露岩面，保持自然景观。

17.1.5 对边坡绿化有特殊需求的应进行边坡绿化专项设计。

17.2 植物防护与绿化

17.2.1 植物防护与绿化工程设计应符合下列规定：

1 植物防护与绿化工程应开展调查工作，选择适宜的物种、植物群落、建植方式和生物治理措施；

2 植物防护与绿化工程应根据边坡浅表层的生态环境特点、立地条件、植被恢复难易程度和植物的生态特性、植物演替规律等，结合社会需求功能的要求综合确定物种组合和目标植物群落；

3 植物种优先选择更新能力强、根系发达的物种，物种的选配应适合深圳气候条件，选择多年生占优势地位的物种组合；营建目标植物群落的需遵循层次简单、物种数量配比控制合理、种量适当、互利共生等原则。

17.2.2 液压喷播、客土喷播、挂网（铁丝网、三维网）客土喷播等喷播工程应符合下列规定：

1 液压喷播适用于坡率缓于 1:1 且土壤肥沃、湿润、侵蚀轻微的稳定土质边坡或土夹石边坡；

2 客土喷播适用于坡率缓于 1:1 的稳定岩土混合或强风化岩质边坡，坡面土壤较少的软质岩石边坡、坡面土壤养分较少的硬质土质边坡或骨架防护工程坡面；

3 挂网（铁丝网、三维网）客土喷播适用于坡率在 1:0.5～1:1 范围内的土质、强风化的岩质边坡；

4 根据坡面情况制定出合理的基质改良措施，改良基质应符合《深圳市园林绿

化种植土质量规范标准》DB440300/T34 对种植土的规定要求，改良措施包括添加粘结剂、保水剂、木纤维、肥料和微生物菌剂等。

17.2.3 植生袋工程应符合下列规定：

1 适用于坡率在 1:0.3～1:1 的岩质边坡或已有格构梁防护工程坡面；

2 植生袋制作材料等参数应符合《土工合成材料长丝纺粘针刺非织造土工布》GB/T17639 的规定要求；

3 植生袋按品字形堆砌，堆砌后整齐稳固。

17.2.4 植生槽（盆）工程应符合下列规定：

1 适用于岩石坚硬、岩面不平整、裂隙和微地形充分发育的岩质边坡；

2 植生槽（盆）的设置应结合坡面微地形及裂隙发育状况，因地制宜选择施工工艺和修复规模，确保其稳固性好、耐久性强、外观近自然；

3 植生槽（盆）内种植土应符合《深圳市园林绿化种植土质量规范标准》DB440300/T34 的规定要求。

17.2.5 人工种植工程，应符合下列规定：

1 人工种植工程适用于坡度较缓、有迹地平台的边坡，主要包括乔灌种植、藤蔓种植、草坪种植等；

2 人工种植工程应提前规划好排水区域，可利用坡地汇水面明沟或暗沟排水，周围环境较好且水利条件方便的边坡，可修水池蓄水；

3 栽植材料植物品种应符合《主要造林树种苗木质量等级》GB6000、《禾本科草种质量分级》GB6142 和《林木种子质量分级》GB7908 的规定要求，不应带有病虫草害，不应出现检疫性病虫害。

17.2.6 植物防护与绿化工程还包括坡率缓于 1:1 的较厚土砂堆积斜坡或缓坡的栅栏栽植、坡率缓于 1:0.75 边坡的土工格室法、坡率陡于 1:0.3 的岩质或混凝土陡坡的模块式、布袋式、容器式垂直绿化等措施。

17.2.7 边坡绿化植物种可按表 17.2.7-1 选用，边坡绿化治理措施与目标群落可按表 17.2.7-2 选用。

表 17.2.7-1 边坡绿化常用物种

种类	乡土物种	外来物种
乔木	垂叶榕、高山榕、枫香、海南蒲桃、马尾松、铁刀木、朴树、木荷、盐肤木、铁冬青、山乌桕等	黄槐、木麻黄等

种类	乡土物种	外来物种
灌木	黄荆、多花木蓝、山毛豆、九里香、朱槿、女贞、栀子、桃金娘、小叶黄杨、杜鹃、六月雪、紫薇、野牡丹、朱樱花、黄蝉等	金合欢、马缨丹、簕杜鹃、夹竹桃、双荚决明等
草本	糖蜜草、狗牙根、结缕草、假俭草、类芦等	香根草、百喜草、黑麦草等
藤本	爬山虎、薜荔、葛藤、首冠藤、三脉野木瓜、地果、小叶铺地榕等	牵牛花等

表 17.2.7-2　边坡绿化治理措施与目标群落

类型	坡度（°）	坡面特征	治理措施	目标植物群落
岩质	<45	微风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、植生袋等	乔灌草、灌草、藤本、草本
		中风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、挂网客土喷播、植生袋等	乔灌草、灌草、藤本、草本
		强风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、客土喷播、植生袋等	乔灌草、灌草、藤本、草本
	45～53	微风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、植生袋等	灌草、藤本、草本
		中风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、挂网客土喷播、植生袋等	灌草、藤本、草本
		强风化	植生槽（盆）、爬藤、土工格室、挂网客土喷播、植生袋等	灌草、藤本、草本
	>53	微风化	植生槽（盆）、爬藤、植生袋、模块式绿化、布袋式绿化、容器式绿化等	灌草、藤本、草本
		中风化	植生槽（盆）、爬藤、植生袋、模块式绿化、布袋式绿化、容器式绿化等	灌草、藤本、草本
		强风化	植生槽（盆）、爬藤、植生	灌草、藤本、草本

类型	坡度（°）	坡面特征	治理措施	目标植物群落
			袋、模块式绿化、布袋式绿化、容器式绿化等	
岩土混合边坡	<45	-	客土喷播、土工格室、人工种植等	乔灌草、灌草、草本
	45～53	-	挂网客土喷播、土工格室、爬藤、植生袋等	灌草、藤本、草本
	>53	-	爬藤、植生袋、挂网客土喷播、模块式绿化、布袋式绿化、容器式绿化等	灌草、藤本、草本
土质边坡	<45	-	液压喷播、挂网客土喷播、人工种植等	乔灌草、灌草、草本
	45～53	-	挂网客土喷播、爬藤、人工种植等	灌草、藤本、草本
	>53	-	植生袋、爬藤、植生槽（盆）、模块式绿化、布袋式绿化、容器式绿化等	灌草、藤本、草本

17.3 施工与养护管理

17.3.1 植物防护与绿化工程施工应符合下列规定：

1 种草施工，草种应撒布均匀，同时做好保护措施；

2 灌木、乔木选用适应性强和抗倾覆能力强的物种，应在适宜季节栽植；

3 喷播施工所喷播混合料中植生土、土壤稳定剂、粘结剂、肥料、混合种子和水等的配合比应根据边坡坡率、地质情况和当地气候条件确定，混合种子的配合比应根据边坡坡率、地质情况、气候条件和种子发芽率等确定，混合种子用量每 1000m^2 不宜少于 5kg。

17.3.2 养护管理期按成活期、生长期、管护期划分为三个阶段：

1 成活期管理时间一般为 3～6 个月，工作主要为扶正、补植、松土、除草、防病虫害、设施维护等，视当地气候环境变化及缺水状况，应及时补水，满足植物成活期需水要求；

2 生长期管理时间一般为 6～12 个月，生长期管理期间，及时清除死株、枯枝

等杂物，根据植被生长情况补水、补肥，适时修剪并注重病虫害防治；

3 管护期管理时间一般为12～24个月，可以靠自然降水养护，若遇干旱，应适时浇水，每年初春、夏末施肥一次，确保植物生长健康旺盛；

4 种植植被后，应适时进行洒水、施肥等养护管理，植物成活率应达到90%以上；养护用水不应含油、酸、碱、盐等有碍草木生长的成分。

18　边坡施工管理

18.1　一 般 规 定

18.1.1　施工前应先编制好施工组织设计和各项专项方案。

18.1.2　开工前应完成监测基准网布设和周边建（构）筑物现状调查及初始监测。

18.1.3　坡顶严禁超载，应做坡顶截洪、坡下排水设施。

18.1.4　边坡开挖应按设计工况进行，严禁擅自超挖，边坡开挖后应及时支护。

18.1.5　边坡施工应采用信息法施工。

18.2　施工组织设计

18.2.1　编制依据应包括以下内容：

1　设计图纸、勘察资料及合同等；

2　适用的规程、规范、标准；

3　地方工程建设管理规定和办法；

4　现场踏勘资料。

18.2.2　工程概况

1　工程主要情况应包括边坡地理位置、范围、类型，规模、主要施工项目工程量表、施工内容与设计要求，勘察、设计、监理等单位情况；

2　现场施工条件应包括气象水文、地形地貌、工程地质、水文地质状况，周边环境条件；

3　工程重点、难点应结合现场条件，从施工组织、进度安排、施工工艺、安全等方面综合分析，并提出主要管理对策和控制措施。

18.2.3　施工现场平面布置应包括下列内容：

1　施工现场平面布置要求：临建设施应避开可能发生地质灾害的影响区域，充分利用既有道路、建（构）筑，符合节能、安全、消防、文明施工、环境保护及水土保持等相关要求和主管部门、建设单位及其他部门的相关规定；

2　施工现场平面布置内容：施工区、办公区、生活区等各类设施建设方式和布置，临时道路位置及结构形式，加工场、材料堆放场、机械停放场等辅助施工生产区域，现场排水设施布置，确定施工现场临时用水、临时用电方式和现场布置，现场消防设施配置，现场紧急情况下疏散线路等。

18.2.4　施工准备应包括下列内容：

1 技术准备应包括：收集相关资料，组织技术人员学习技术文件并参加技术交底和图纸会审会，编制施工组织设计文件，组织办理测量基准点的移交，完善开工前的报批手续取得开工报告；

2 现场准备应包括：现场踏勘并熟悉施工现场条件，进行场地临时设施建设（包括安全文明措施），进场设备进行验收安装、调试等，进场材料验收送检，检验合格后投入使用；

3 设备准备应包括：编制主要施工机械设备表，并按计划组织机械设备进场、报验和验收；

4 人员准备应包括：编制项目主要劳动力计划，按计划组织人员进场，进场人员应满足岗位执业资格要求，持证上岗；

5 资金准备应包括：资金使用计划及筹资计划，制订资金使用管理规定等。

18.2.5 施工部署应包括下列内容：

1 确定工程目标，应包括：质量、安全、进度、环境保护和成本等目标；

2 确定项目组织机构及管理层级，明确各层级的责任分工，配备专业的施工技术、管理和作业人员，宜采用框图的形式辅助说明；

3 施工安排主要内容：分片分区合理安排施工，明确总体施工流程，明确施工顺序和施工流向；

4 编制施工进度计划，并确定施工进度节点，宜采用网络图或横道图等形式编制，并应附必要说明；

5 确定资源配置计划，应包括：劳动力需求计划，材料和机械设备配置计划，施工用水、用电计划等。

18.2.6 施工技术方案应包括下列内容：

1 应结合边坡工程治理特点、国家及行业现行标准、施工图纸和现有的资源，确定各分部（分项）治理工程的施工工艺流程，宜采用流程图的形式表示；

2 确定各分部（分项）治理工程的施工方法、操作要点、施工技术措施，并应结合工程图表、照片等形式进行辅助说明；

3 应结合边坡工程治理特点、确定工程施工的重点和难点，并制订相应的对策措施；

4 制订治理期间的施工监测方案，制订全过程巡视巡查制度，明确巡视巡查内容，并按时提交。

18.2.7 质量、安全保证措施。包括保证施工质量的技术措施、施工安全技术措施、施工用电安全措施、施工应急救援预案等。

18.2.8 文明、环保施工管理。

18.2.9 雨季、台风和夏季高温季节的施工措施。

18.3 信息法施工

18.3.1 信息法施工的准备工作应包括下列内容：

1 熟悉地质及环境资料，重点了解影响边坡稳定性的地质特征和边坡破坏模式；

2 了解边坡支护结构的特点和技术难点，掌握设计意图及对施工的特殊要求；

3 了解坡顶需保护的重要建（构）筑物基础、结构和管线情况及其要求，必要时采取预加固措施；

4 收集同类边坡工程的施工经验；

5 参与制定和实施边坡支护结构、邻近建（构）筑物和管线的监测方案；

6 制定应急预案。

18.3.2 信息法施工应符合下列规定：

1 按设计要求实施监测，掌握边坡工程监测情况；

2 编录施工现场揭示的地质状态与原地质资料对比变化图，为施工勘察提供资料；

3 根据施工方案，对可能出现的开挖不利工况进行边坡及支护结构强度、变形和稳定验算；

4 建立信息反馈制度，当开挖后的实际地质情况与原勘察资料变化较大，支护结构变形较大，监测值达到报警值等不利于边坡稳定的情况发生时，应及时向设计、监理、业主通报，并根据设计处理措施调整施工方案；

5 施工中出现险情时应按本标准第 18.5 节要求进行处理。

18.4 施工安全措施

18.4.1 边坡开挖安全措施应包括下列内容：

1 边坡开挖应按照“自上而下，先清除危石、崩塌体，后开挖”的程序施工，禁止挖成反坡和采用掏根搜底法施工；

2 开挖坡面高度要符合规范，反铲开挖坡面高度控制在机臂距以下，装载机装铲运掌子面不能超过铲斗举起高度；

3 在靠建（构）筑物边和地下管线等设施附近开挖时，应制定专门安全防护措

施，派专人在现场监视作业；

4 边坡断层、裂隙、破碎带等不良地质带施工，应按有关设计要求在本层面进行处理，避免形成边坡后再处理；

5 开挖爆破作业除要严格执行爆破安全各项规定外，应结合该部位的地质情况，组织爆破试验，选定合理爆破参数，并坚持不断优化爆破设计，防止爆破对边坡岩体和周边建筑物的破坏；

6 爆破作业后必须检查爆破效果，并经排险后施工，发现哑炮、不稳定或松动危岩体、岩石要及时按程序清除；

7 边坡在实施梯段开挖时，应在施工平台或马道上设置拦渣墙等防护设施，地平面开挖形成负边坡时，坡壁地面四周临空面要设置安全防护拦，削坡要随进度进行，严禁在形成较大高差后再削坡的施工方法；

8 削坡、危石撬挖人员必须掌握安全施工方法。在悬崖、陡坡上作业必须系好安全绳（禁止多人共用一根安全绳）；严禁站在易滑落石块下方撬挖，严禁同一断面同时上下撬挖；撬挖作业应在白天进行；

9 开挖工作面的下方严禁人员、机械进入，除设有明显安全警示外，还应派专人在现场监护；

10 边坡开挖应随进度设置边坡排水系统，要预防施工用水、雨水及地下水破坏边坡稳定；

11 边坡开挖现场、工作面危险部位、出渣路口、溶洞、地缝、地勘洞等区域，应设置安全标志和必要的安全防护设施，需要设安全警戒哨卡的，必须确保班班落实到位；

12 边坡开挖必须设置施工人员进入部位安全通道，上下爬梯应设扶手并增加防滑措施，较高爬梯中间应设休息平台，严禁采用攀爬方式进入部位；

13 施工中要监测边坡稳定，发现异变应立即停止作业，及时撤离危险区；

14 在陡坡上修筑机行道时，必须保证机械的自身安全，不能满足施工机械作业部位，先采用人工整修，不得强行用机械作业，临时机行道路宽度、坡度、拐弯半径要符合现场条件；

15 禁止监测施工人员在危险边坡、峭壁下休息，严禁在边坡下搭建临时设施，弃渣场倒车必须设专人指挥，高悬边坡弃渣必须设置防越障碍坎。

18.4.2 边坡支护安全措施应包括下列内容：

1 边坡支护的工作平台和脚手架搭设，必须满足作业操作和承重荷载要求，与边坡牢固联接，承重连接部位应采用双扣件，临空面应设置安全防护栏杆；

2 在工作平台和脚手架上进行打孔、安装锚索、锚杆和混凝土喷护等作业，要严格执行其操作规程和高空作业的各项安全规定；

3 砼喷射器械的堵管处置，应采用敲击法，若采用高压风疏通，应摆直输料管，固定喷头，正前方不得站人，风压不得大于 0.4MPa；

4 锚杆孔注浆作业，前方严禁站人，注浆管前方锚索张拉时，应在千斤顶伸长端设置警戒线，以防异常伤人；

5 施工过程中如遇机械故障，必须停机、断电、停风，并挂“有人检修，严禁启动”等警示牌或派专人看守，恢复生产，在开机送风、送电前，必须预先通知有关作业人员；

6 预应力锚索张拉时，孔口前方严禁站人；检验锚固力时，拉力计必须固定牢靠；拉拔锚杆时，拉力计前方或下方严禁站人；锚杆杆端一旦出现颈缩时，应及时卸荷。

18.4.3 边坡施工机械安全措施应包括下列内容：

1 施工机械进入边坡部位施工前，应检查技术性能、行走路线，确认路基、宽度、坡度、弯度、桥梁、涵洞等安全条件；

2 机械边坡作业时，行走系统必须制动，距边保持安全距离，确保轮胎(履带)地基的坚实，回转半径内禁止人员停留，配合清理、平整、修坡人员，应在机械的回转半径以外工作；大型机械进入工作面，必须满足路基承载力；

3 运输车辆必须确保方向、制动、信号等安全可靠，装渣高度不得高出车箱，要防止行进中掉石伤人；

4 装载机行走时，驾驶室两侧和铲斗内严禁站人，作业回转时不得从其它驾驶室顶部经过；

5 钻爆机械必须确保扑尘装置完好，风管接头绑扎牢靠。喷射机、注浆器等带压力工作设备必须安装压力表和安全阀，并确保灵敏可靠；

6 施工作业中，发现有滑坡、塌方征兆，设备要及时撤离，并向有关部门报告。

18.5 施工安全应急处置

18.5.1 应编制应急预案，应编制应急预案应根据地质地貌、现场环境等因素，组织施工项目的危险源辩识和风险评价等制定。

18.5.2 应急预案应包括：应急组织机构及分工，应急启动及演练，重大危险源辨识及相应预防控制措施，应急物资计划，应急联络单位及联系电话，应急线路等。

18.5.3 当边坡变形过大，变形速率过快，周边环境出现沉降开裂等险情时，施工单位应暂停施工，并根据险情状况采用下列应急处理措施：

1 坡底被动区临时压重；

2 坡顶主动区卸土减载，并应严格控制卸载程序；

3 做好临时排水、封面处理；

4 临时加固支护结构；

5 加强险情区段监测；

6 立即向相关单位反馈信息。

18.5.4 边坡施工出现险情时，施工单位应做好边坡支护结构及边坡环境异常情况收集、整理、汇编等工作。

18.5.5 边坡施工出现险情后，建设单位应组织相关单位查清险情原因，制定施工抢险方案。

18.5.6 施工单位应根据施工抢险方案及时开展工程抢险工作。

19　边坡工程监测、质量检验及验收

19.1　一 般 规 定

19.1.1　边坡工程应按设计、规范要求进行监测、质量检验和验收。

19.1.2　边坡工程除了采用专用测量仪器监测外，尚应辅以现场巡视检查。

19.1.3　用于边坡工程监测、质量检验的仪器设备应定期进行计量检定或校准，使用时应在有效的检定或校准周期内。

19.1.4　边坡工程监测应采用固定的观测方法和线路，应使用相同的监测仪器设备。

19.1.5　监测前宜对边坡周边环境进行调查，掌握周边环境状况。

19.1.6　边坡工程的质量检验包括原材料送检和支护构件现场检测等。现场检测宜选用无损检测方法，当选用局部破损取样检测方法或原位检测方法时，不得影响检测对象的安全。

19.2　监　测

19.2.1　边坡工程监测应由设计方提出监测项目和技术要求，监测项目应涵盖边坡施工和运行影响范围内的全部建（构）筑物和设施。监测单位应编制监测方案，监测方案应有监测依据、目的、项目、方法和精度要求，应包括监测点布置、监测期及频率和信息反馈制度等内容。

19.2.2　当边坡工程周边有地铁、隧道或其他对变形有特殊要求的建（构）筑物及设施时，应向相关管理部门或单位调查了解相应保护监测要求与监测预警值，相应的监测方案应得到相关管理部门或单位认可并备案后实施。

19.2.3　边坡工程宜根据边坡工程安全等级按表 19.2.3 选择监测项目。

表 19.2.3　边坡工程监测项目表

监　测　项　目	边坡工程安全等级		
	一级	二级	三级
坡顶水平位移和沉降	应测	应测	应测
地表裂缝、错位	应测	应测	宜测
坡顶建（构）筑物变形	应测	应测	宜测
管线位移	应测	应测	应测
锚杆拉力	应测	宜测	可不测
支护结构变形	应测	宜测	可不测

支护结构内力	宜测	宜测	可不测
深层水平位移	宜测	宜测	可不测
地下水位	宜测	可不测	可不测

19.2.4 监测项目的监测点布置、监测精度应符合表 19.2.4 的规定。

表 19.2.4 监测点布置和监测精度

监 测 项 目	测点布置位置	监测精度	布置要求
坡顶水平位移和沉降	支护结构顶部、预估支护结构或坡顶变形最大处。应在每一典型边坡段的支护结构顶部设置不少于 3 个监测点的观测网	测点坐标中误差 3.0mm、测站高差中误差 0.5mm	间距 30m～50m
地表裂缝、错位	墙顶背后 1.0H（岩质）、1.5H（土质）范围内	0.5mm	代表性位置，每条主裂缝不少于 1 点
坡顶建（构）筑物变形	边坡坡顶建（构）筑物基础、墙面	参见《建筑变形测量规范》	建（构）物的中部、角位、每栋不少于 3 点
管线位移	节点、转角、变形曲率较大位置，地质条件较差部位	测点坐标中误差 3.0mm、测站高差中误差 0.5mm	间距 25m～50m
锚杆拉力	典型剖面处的外锚头或锚杆主筋	0.5%FS	预应力锚杆不少于总数的 3%，不少于 3 根
支护结构变形	典型剖面、主要受力构件	测点坐标中误差 3.0mm、测站高差中误差 0.5mm	间距 30m～50m
支护结构内力	内力最大处	0.5%FS	代表性剖面
深层水平位移	边坡主轴断面，宜在位移监测剖面上	0.25mm/m	孔间距 20m～50m
地下水位	边坡主轴断面、渗水点	10.0mm	孔间距 50m～75m

注：1 H——边坡高度（m）；

2 在边坡塌滑区内有重要建（构）筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的内力监测；

3 边坡工程安全等级越高监测点数量、密度越大；一般土质边坡的监测点数高于岩质边坡。

19.2.5 每个边坡工程应在变形影响区域以外选择不少于 3 个稳定、可靠点作为基准

点，宜采用带有强制对中装置的观测墩。

19.2.6 对地质条件特别复杂、采用新技术治理的一级边坡工程，应建立边坡工程长期监测系统。边坡工程监测系统包括监测基准网和监测点布设、监测设备仪器安装和保护、数据采集与传输、数据处理与分析总结等。

19.2.7 支护结构及坡面水平位移监测可采用极坐标法、交会法、小角法、视准线法。支护结构、坡面沉降监测及建（构）物沉降观测宜采用几何水准测量、电磁波测距、三角高程测量、静力水准测量等方法。

19.2.8 边坡工程施工期间，施工方应每 1～2 天人工巡视检查一次。巡视检查以目测为主，配备必要的工具以及影像记录设备，做好记录。大雨、台风等恶劣天气结束后应人工巡视检查。

19.2.9 监测频率宜根据边坡稳定性状态结合边坡岩土体类别、边坡工程安全等级、施工进度、边坡高度等制定。边坡工程施工期间，宜每周监测 2 次。监测过程中应根据各监测项目变化速率的发展趋势，动态调整监测频率，当出现险情时应加强监测。

19.2.10 边坡工程竣工后应进行运行期监测，竣工后的监测时间应大于 2 年。监测宜每月一次，监测过程中应动态调整，雨季、台风期间时应适时加密监测频率，旱季可降低监测频率。

19.2.11 对环境复杂、有特殊要求的边坡应长期监测，并宜采用自动化监测方法监测。自动化监测频率宜为每二小时一次，施工期的旱季、运行维护期可降低监测频率。当出现可能导致边坡变形的条件时应及时唤醒监测系统。

19.2.12 各监测项目在边坡支护施工前应测得稳定的初始值。每次观测后，应及时整理绘制出各监测点的数据变化曲线。当发现有异常值，应在加强观测的同时，观察滑移前征兆，及时预警防范。

19.2.13 边坡工程施工及监测期间遇到下列特殊情况时应及时报警，并采取相应的应急措施：

1 有软弱外倾结构面的岩土边坡，支护结构坡顶有水平位移迹象或支护结构受力裂缝有发展；支护结构构件的最大裂缝宽度达到国家现行相关标准的限值；土质边坡支护结构坡顶的最大水平位移大于边坡开挖深度的 0.2%或 30mm，水平位移速度已连续 3d 大于 2mm/d；岩质边坡水平位移速度连续 3d 大于 1mm/d；

2 土质边坡坡顶邻近建筑物的累计沉降、不均匀沉降或整体倾斜大于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定允许值的 80%，或建筑物整体倾斜速

度连续 3d 大于 0.0001H/d（H 为建筑承重结构高度）；

3 坡顶邻近建（构）筑物发生突发变形、出现新裂缝、原有裂缝有新发展；

4 坡顶堆载或动荷载超过设计限值；

5 受到持续强降雨或坡面严重渗漏水可能引起变形；

6 监测数据变化较大或者速率突然增大，支护结构中有重要的构件出现应力骤增、压屈、断裂、松弛或拔出的迹象；

7 边坡底部或周围岩土体已出现可能导致边坡剪切破坏的迹象或其他可能影响安全的征兆；

8 根据工程经验判断已出现其他必须报警的情况。

19.2.14 边坡工程施工过程中，监测单位应及时反馈每次监测结果，并根据设计要求提交阶段性监测结果报告，监测报告应包括下列主要内容：

1 边坡工程概况；

2 监测依据；

3 监测项目和要求；

4 监测仪器的型号、技术参数和检定校准资料；

5 测点布置图、监测指标时程曲线；

6 自动化监测的数据图表等成果；

7 监测数据整理、分析和监测结果评述。

19.3 质量检验

19.3.1 边坡工程施工使用的原材料质量检验应包括下列内容：

1 钢筋、混凝土等原材料应按设计要求和国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定进行质量检验；

2 砌石等原材料应按设计要求和国家标准《砌体结构工程施工质量验收规范》GB 50203 的规定进行质量检验；

3 钢材、焊接材料和连接件等原材料应按设计要求和国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定检验，钢丝、钢丝绳应按相应标准检验；

4 砂、石子、水泥、掺合料、外加剂等原材料的检验项目、质量检验，应符合国家现行有关标准的规定；

5 锚杆浆体、混凝土应进行强度检验，宜进行配合比试验；

6 半成品、构（配）件、预制构件应按相应标准检验；

7 苗木和种子等材料应按国家标准《主要造林树种苗木质量等级》 GB 6000、《禾本科草种质量分级》GB 6142 和《林木种子质量分级》GB 7908 的规定进行质量检验。

19.3.2 锚杆基本试验、验收试验应符合本标准附录 C 的规定。锚杆基本试验数量不应少于 3 根。验收试验数量应为同类型锚杆总数的 5%，且不少于 5 根。

19.3.3 灌注桩可采取低应变法（或超声法）和钻芯法检测。用做边坡支护结构基础的桩，低应变法（或超声法）检测数量为桩总数的 30%且不少于 10 根，钻芯法检测数量为桩总数的 5%且不少于 5 根。抗滑桩应全部检测桩身完整性，其中钻芯法检测数量为桩总数的 10%且不少于 5 根。

19.3.4 当梁、板（含挡墙）、柱（含扶壁）等构件的混凝土试件强度评定不合格时，可采用回弹-钻芯法检测构件实体混凝土强度，检测方法和数量应符合国家标准《混凝土结构施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

19.3.5 现浇混凝土结构保护层厚度、喷射混凝土钢筋保护层厚度、格构钢筋保护层厚度应按国家标准《建筑边坡工程施工质量验收标准》GB/T 51351 的规定检验。

19.3.6 喷射混凝土厚度应采用钻孔法检查，宜每 400m^2 检查一组，每组不应少于 3 个测点；厚度平均值不应小于设计厚度、应有 90%点的厚度不小于设计厚度、最小厚度不应小于设计厚度的 80%。喷射混凝土应进行试块的抗压强度试验，数量为每 500m^2 喷射混凝土取一组，每组 3 块；试块制作、试验及喷射混凝土抗压强度评定应符合国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 中的相关规定。

19.3.7 边坡工程支护结构质量检测报告应包括下列内容：

1 工程概况；

2 检测主要依据；

3 检测方法与仪器设备型号；

4 检测点分布图；

5 检测数据分析；

6 检测结论。

19.4 验 收

19.4.1 边坡工程验收应具备下列资料：

1 设计文件、勘察报告；

2 施工组织设计、施工记录、隐蔽工程检查验收记录和竣工图；

3 边坡工程与周围建（构）筑物位置关系图；

4 原材料、半成品、构配件、预制件出厂质量合格证，材料抽检报告；

5 混凝土强度试验报告，水泥砂浆、水泥浆试块抗压强度试验报告；

6 锚杆抗拔力、桩身质量等支护结构或构件现场实体检测报告；

7 边坡和周边建（构）筑物监测报告；

8 勘察、设计变更通知，重大问题处理文件及技术洽商记录；

9 各分项、分部工程验收记录。

19.4.2 边坡工程验收应按现行国家标准《建筑边坡工程施工质量验收标准》GB/T 51351 的有关规定执行。

20　边坡维护管理

20.1　一 般 规 定

20.1.1　边坡维护可分为例行检查、专业检查及维修三个部分。

20.1.2　边坡责任单位应对边坡进行定期检查和维修。

20.1.3　边坡应设置检修通道并做好检修通道的安全防护措施，为检查维修提供安全和便捷的通道。

20.2　例行检查

20.2.1　例行检查应包括以下对象，检查内容参照附录 J：

1　地表排水沟、集水井及沉砂池等；

2　边坡支护结构及护面措施；

3　边坡泄水孔和排水管；

4　坡面岩土体及孤石；

5　边坡植被。

20.2.2　边坡例行检查频率可按表 20.2.2 执行，也可根据边坡检查结果及边坡破坏后的危害程度等因素调整例行检查的频率。

表 20.2.2　例行检查频率

边坡工程安全等级	频率
一级	三次/年
二级、三级	两次/年

20.2.3　例行检查可由使用单位进行检查，或委托专业单位进行例行检查。

20.2.4　例行检查结果应做好记录，内容应包括边坡基本信息、检查内容、检查结果以及维护措施建议等，影像资料需存档并做好管理。

20.2.5　例行检查发现裂缝扩大、地面或顶部平台下陷、挡土墙外鼓或变形等情况时，应及时报告边坡责任单位，并由专业单位对边坡进行专业检查工作。

20.3　专业检查

20.3.1　专业检查应包括以下对象及内容：

1　收集勘察资料、设计资料、竣工资料、监测检测资料以及例行检查维修记录等；

2　重新评估边坡周边环境、使用条件、威胁对象及安全等级；

3　地表排水沟、集水井及沉砂池等；

4　边坡支护结构及护面措施；

5 边坡泄水孔和排水管；

6 坡面岩土体及孤石；

7 边坡植被；

8 对边坡的稳定性进行专业分析和评估，并提出处理建议。

20.3.2 边坡专业检查频率可参考表 20.3.2，也可根据边坡检查结果及边坡破坏后的危害程度等因素调整专业检查的频率。

表 20.3.2 专业检查频率

边坡工程安全等级	频率
一级	五年一次
二级、三级	十年一次

20.3.3 专业检查必须由具备专业资质的单位进行。

20.3.4 若专业检查发现边坡出现明显变形和危险，应及时以书面通知边坡责任单位有关情况，并提出应急治理措施建议。

20.3.5 对工程地质条件、水文地质条件复杂且破坏后果很严重的边坡，可根据专业检查结果，提出对边坡进行专业监测的相关要求。

20.4 维 修

20.4.1 对例行检查和专业检查发现的问题应及时进行维修和处理，可分为一般维修和专业维修两部分内容。

20.4.2 一般维修工程措施可按表 20.4.2 执行。

表 20.4.2 一般维修内容

序号	项目	维修内容
1	地表排水沟、集水井及沉砂池	1）清理土石、杂草及其他堵塞物； 2）用水泥砂浆修复细小裂缝； 3）修复破损的排水沟
2	排水孔和泄水孔	1）清理排水孔和泄水孔的堵塞物； 2）泄水孔失效且无法疏通的可新增泄水孔
3	边坡支护结构及护面措施	1）修补裂缝； 2）修复破损的护面
4	坡面岩土体及孤石	1）清除坡面松散岩土体； 2）修复护面措施

5	植被	1）坡面植被枯萎范围重修种植； 2）清除不稳定的树木； 3）清除枯萎的树木

20.4.3 对经专业检查和评估，存在安全隐患的不稳定边坡，应由具备专业资质的单位对边坡进行加固设计和施工，开展专业维修工作。

附录 A　边坡稳定性计算方法

A.0.1　圆弧形滑面的边坡稳定性系数可按以下公式计算（图 A.0.1）：

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{m_{\theta i}}\left[c_{i}l_{i}\cos\theta_{i}+(G_{i}+G_{\mathrm{b}i}-U_{i}\cos\theta_{i})\tan\varphi_{i}\right]}{\sum_{i=1}^{n}\left[(G_{i}+G_{\mathrm{b}i})\sin\theta_{i}+Q_{i}\cos\theta_{i}\right]} \tag{A.0.1-1}$$

$$m_{\theta i}=\cos\theta_{i}+\frac{\tan\varphi_{i}\sin\theta_{i}}{F_{\mathrm{s}}} \tag{A.0.1-2}$$

$$U_{i}=\frac{1}{2}\gamma_{\mathrm{w}}(h_{\mathrm{w}i}+h_{\mathrm{w},i-1})l_{i} \tag{A.0.1-3}$$

式中：F_{s}——边坡稳定性系数；

c_i——第 i 计算条块滑面粘聚力（kPa）；

φ_i——第 i 计算条块滑面内摩擦角（°）；

l_i——第 i 计算条块滑面长度（m）；

θ_i——第 i 计算条块滑面倾角（°），滑面倾向与滑动方向相同时取正值，滑面倾向与滑动方向相反时取负值；

U_i——第 i 计算条块滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

G_i——第 i 计算条块单位宽度自重（kN/m）；

$G_{\mathrm{b}i}$——第 i 计算条块单位宽度竖向附加荷载（kN/m）；方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

Q_i——第 i 计算条块单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

$h_{\mathrm{w}i},h_{\mathrm{w},i\text{-}1}$——第 i 及第 $i-1$ 计算条块滑面前端水头高度（m）；

γ_w——水重度，取 10kN/m^3；

i——计算条块号，从后方起编；

n——条块数量。

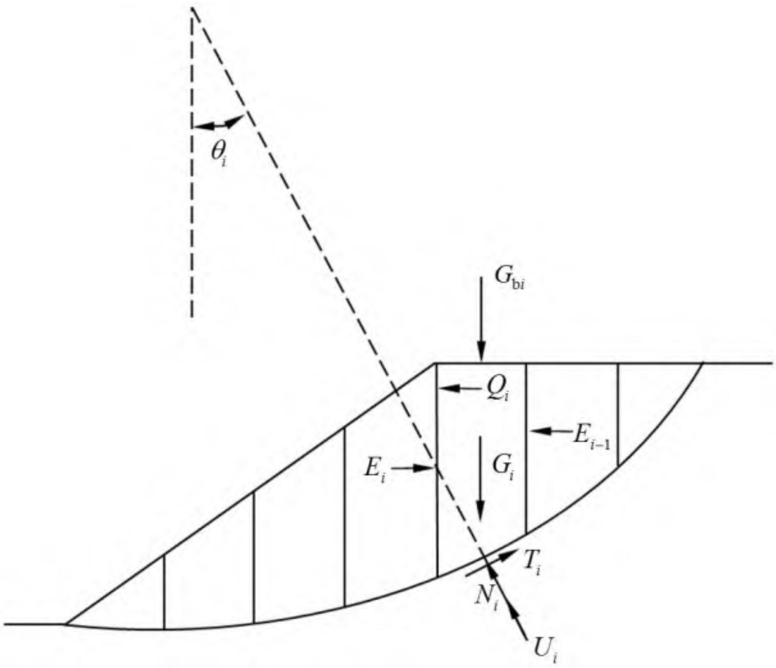


图 A.0.1　圆弧形滑面边坡计算示意

A.0.2　平面滑动面的边坡稳定性系数可按以下公式计算（图 A.0.2）：

$$F_s = \frac{R}{T} \quad \text{（A.0.2-1）}$$

$$R = \left[(G+G_b)\cos\theta - Q\sin\theta - V\sin\theta - U\right]\tan\varphi + cL \quad \text{（A.0.2-2）}$$

$$T = (G+G_b)\sin\theta + Q\cos\theta + V\cos\theta \quad \text{（A.0.2-3）}$$

$$V = \frac{1}{2}\gamma_w {h_w}^2 \quad \text{（A.0.2-4）}$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w h_w L \quad \text{（A.0.2-5）}$$

式中：T ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

R ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）；

c ——滑面的粘聚力（kPa）；

φ ——滑面的内摩擦角（°）；

L ——滑面长度（m）；

G ——滑体单位宽度自重（kN/m）；

G_b ——滑体单位竖向附加荷载（kN/m）；方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

θ——滑面倾角（°）；

U——滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

V——后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力（kN/m）；

Q——滑体单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

h_{w}——后缘陡倾裂隙充水高度（m），根据裂隙情况及汇水条件确定。

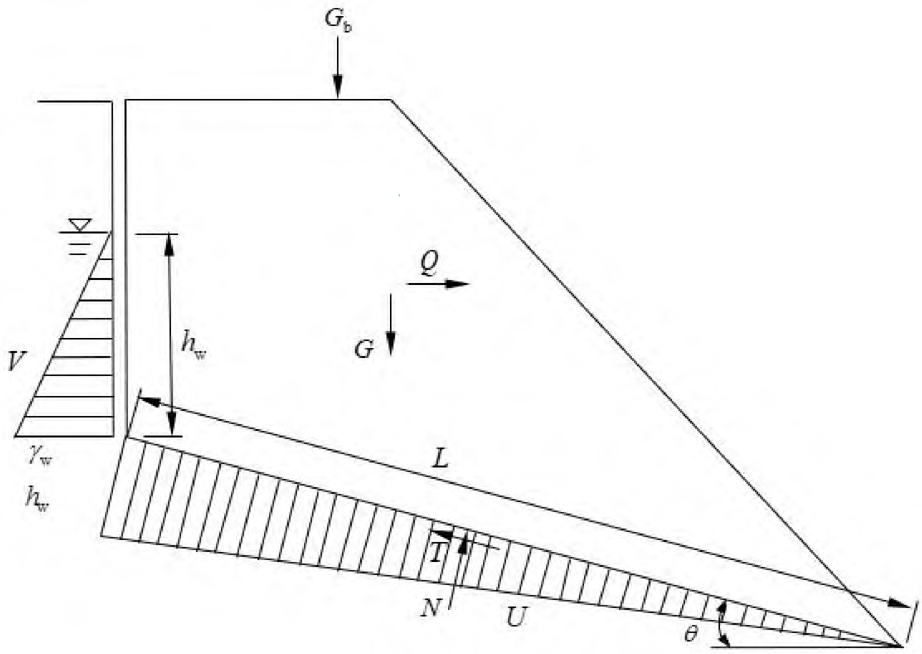


图 A.0.2 平面滑动面边坡计算简图

A.0.3 折线形滑动面的边坡可采用传递系数法隐式解，边坡稳定性系数可按以下公式计算（图 A.0.3）：

$$P_{\mathrm{n}}=0 \tag{A.0.3-1}$$

$$P_i=P_{i-1}\psi_{i-1}+T_i-R_i/F_{\mathrm{s}} \tag{A.0.3-2}$$

$$\psi_{i-1}=\cos(\theta_{i-1}-\theta_i)-\sin(\theta_{i-1}-\theta_i)\tan\varphi_i/F_{\mathrm{s}} \tag{A.0.3-3}$$

$$T_i=(G_i+G_{\mathrm{b}i})\sin\theta_i+Q_i\cos\theta_i \tag{A.0.3-4}$$

$$R_i=c_il_i+\left[(G_i+G_{\mathrm{b}i})\cos\theta_i-Q_i\sin\theta_i-U_i\right]\tan\varphi_i \tag{A.0.3-5}$$

式中：P_{n}——第 n 条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；

P_i——第 i 计算条块与第 i+1 计算条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；当 $P_i<0(i<n)$ 时取 $p_i=0$；

T_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

R_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）；

ψ_{i-1} ——第 $i-1$ 计算条块对第 i 计算条块的传递系数；其他符号同前。

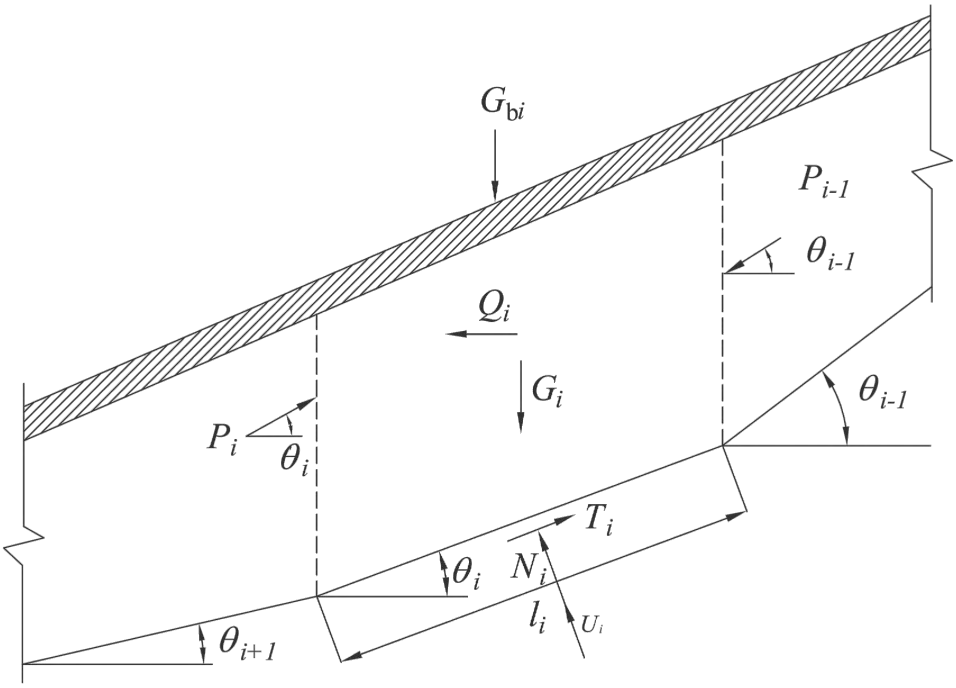


图 A.0.3　折线形滑面边坡传递系数法计算简图

注：在用折线形滑面计算滑坡推力时，应将公式（A.0.3-2）和公式（A.0.3-3）中的稳定系数 F_s 替换为安全系数 F_{st}，以此计算的 P_n，即为滑坡的推力。

A.0.4　当采用楔形体法计算抗滑稳定性系数时，楔形体的滑动模式包括单面滑动、双面滑动，其滑动模式判断与稳定性系数应按以下公式计算（图 A.0.4）：

$$N_a = (m_{ab}R \cdot n_b - R \cdot n_a)/(1 - m_{ab}^2) \qquad \text{（A.0.4-1）}$$

$$N_b = (m_{ab}R \cdot n_a - R \cdot n_b)/(1 - m_{ab}^2) \qquad \text{（A.0.4-2）}$$

$$m_{ab} = \sin\psi_a \sin\psi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos\psi_a \cos\psi_b \qquad \text{（A.0.4-3）}$$

$$R = U_a n_a + U_b n_b + U_c n_c + W_w + T_t \qquad \text{（A.0.4-4）}$$

$$n_a = (\sin\psi_a \sin\alpha_a, \sin\psi_a \cos\alpha_a, \cos\psi_a) \qquad \text{（A.0.4-5）}$$

$$n_b = (\sin\psi_b \sin\alpha_b, \sin\psi_b \cos\alpha_b, \cos\psi_b) \qquad \text{（A.0.4-6）}$$

$$n_c = (\sin\psi_c \sin\alpha_c, \sin\psi_c \cos\alpha_c, \cos\psi_c) \qquad \text{（A.0.4-7）}$$

$$w=(0,0,-1) \quad \text{(A.0.4-8)}$$

$$t=(\cos\psi_t \sin\alpha_t, \cos\psi_t \cos\alpha_t, -\sin\psi_t) \quad \text{(A.0.4-9)}$$

1 当$N_a>0, N_b>0$时，楔形体沿结构面 A 和 B 的交棱线滑动，其稳定性系数应按下式计算：

$$F_s=\frac{N_a \tan\phi_a^{'}+c_a^{'}A_a+N_b \tan\phi_b^{'}+c_b^{'}A_b}{|R(n_a \times n_b)|/|n_a \times n_b|} \quad \text{(A.0.4-10)}$$

2 当N_a或N_b出现负值时，若N_a和N_b满足$N_a+m_{ab}N_b \geq 0$，楔形体沿结构面 A 滑动，其稳定性系数应按下式计算：

$$F_s=\frac{|R\cdot n_a|\tan\phi'_a+c'_a A_a}{|R\times n_a|} \quad \text{(A.0.4-11)}$$

3 当N_a和N_b满足$N_b+m_{ab}N_a \geq 0$，楔形体沿结构面 B 滑动，其稳定性系数应按下式计算：

$$F_s=\frac{|R\cdot n_b|\tan\phi'_b+c'_b A_b}{|R\times n_b|} \quad \text{(A.0.4-12)}$$

式中：A_a、$c_a^{'}$、$\phi_a^{'}$——结构面 A 的面积（m²）、有效粘聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

A_b、$c_b^{'}$、$\phi_b^{'}$——结构面 B 的面积（m²）、有效粘聚力（kPa）和内摩擦角（°）；

ψ_a、α_a——结构面 A 的倾角和倾向（°）；

ψ_b、α_b——结构面 B 的倾角和倾向（°）；

ψ_c、α_c——张裂缝面 C 的倾角和倾向（°）；

ψ_t、α_t——锚杆或锚索加固力T的倾角和倾向（°）；

U_a——结构面 A 上的孔隙压力（kN）；

U_b——结构面 B 上的孔隙压力（kN）；

U_c——张裂缝面 C 上的孔隙压力（kN）；

W_w——楔形体重量（kN）；

T_t——锚杆或锚索加固力（kN）。

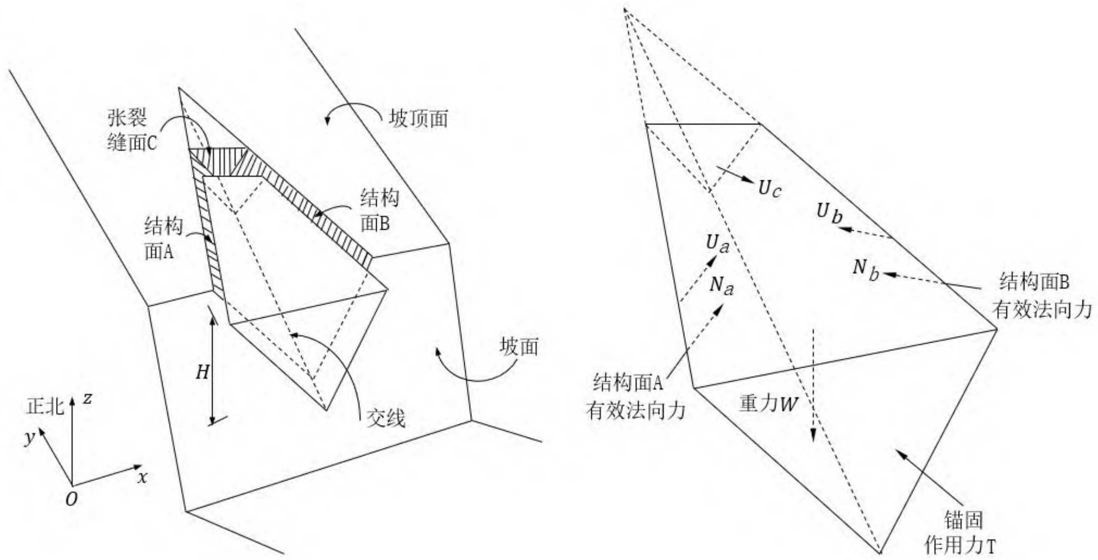


图 A.0.4　楔形体法稳定性分析计算简图

附录 B　几种特殊情况下的侧向岩土压力计算

B.0.1　距支护结构顶端 a 处作用有线分布荷载时（图 B.0.1），附加侧向压力分布可简化为等腰三角形，最大附加侧向土压力可按以下公式计算：

$$e_{\mathrm{h,max}}=(\frac{2Q_{\mathrm{L}}}{h})\sqrt{K_{\mathrm{a}}}\qquad\text{（B.0.1）}$$

式中：　$e_{h,\max}$ ——最大附加侧向压力（kN/m2）；

h ——附加侧向压力分布范围（m），$h=a(\tan\beta-\tan\varphi)$ ，$\beta=45^{\circ}+\varphi/2$；

Q_{L} ——线分布荷载标准值（kN/m）；

K_{a} ——主动土压力系数，$K_{a}=\tan^{2}(45^{\circ}-\varphi/2)$。

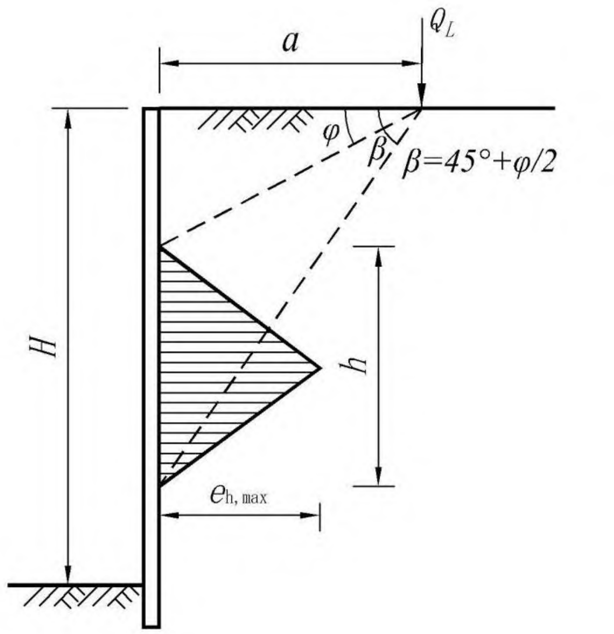


图 B.0.1　线荷载产生的附加侧向压力分布图

B.0.2　距支护结构顶端a 处作用有宽度b 的局部荷载时，附加侧向压力分布可简化为有限范围内矩形（图B.0.2），附加侧向土压力可按以下公式计算：

$$e_{\mathrm{h}}=K_{\mathrm{a}}\cdot q_{\mathrm{L}}\qquad\text{（B.0.2）}$$

式中：e_{h} ——附加侧向土压力（kN/m²）；

K_{a} ——主动土压力系数；

q_{L} ——局部均布荷载标准值（kN/m²）。

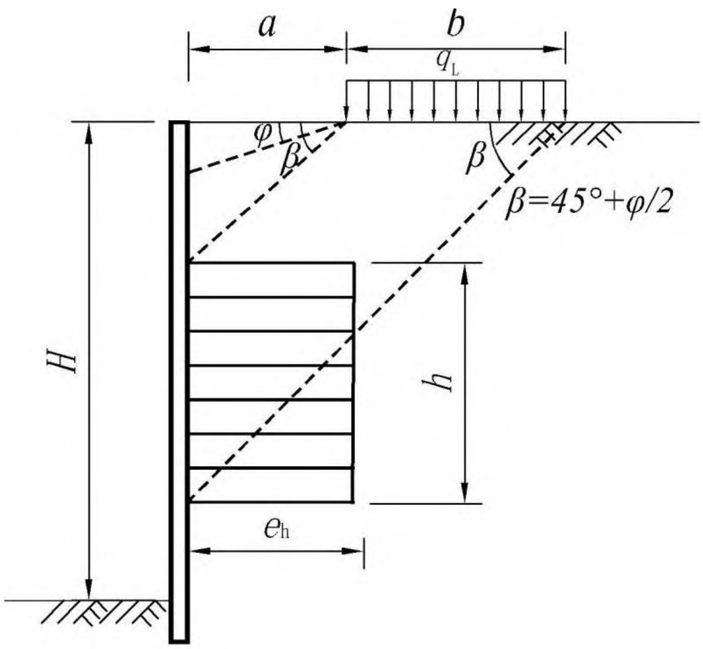


图 B.0.2　局部荷载产生的附加侧向压力分布图

B.0.3　当坡顶地面非水平时，支护结构上的主动土压力可按下列规定进行计算：

1　坡顶地表局部为水平时（图 B.0.3-1），支护结构上的主动土压力可按以下公式计算：

fe 墙段：

$$e_{\mathrm{a}}=\gamma z\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^{2}\beta-\cos^{2}\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^{2}\beta-\cos^{2}\varphi}}\tag{B.0.3-1}$$

Bf 墙段：

$$e_{\mathrm{a}}'=K_{\mathrm{a}}\gamma(z+h)-2c\sqrt{K_{\mathrm{a}}}\tag{B.0.3-2}$$

式中：β ——边坡坡顶地表斜坡面与水平面的夹角（°）；

c ——土体的粘聚力（kPa）；

φ ——土体的内摩擦角（°）；

γ ——土体的重度（kN/m³）；

K_a ——主动土压力系数；

e_a、e_a' ——侧向土压力（kN/m²）；

z ——计算点的深度（m）；

h ——地表水平面与地表斜坡和支护结构相交点的距离（m）。

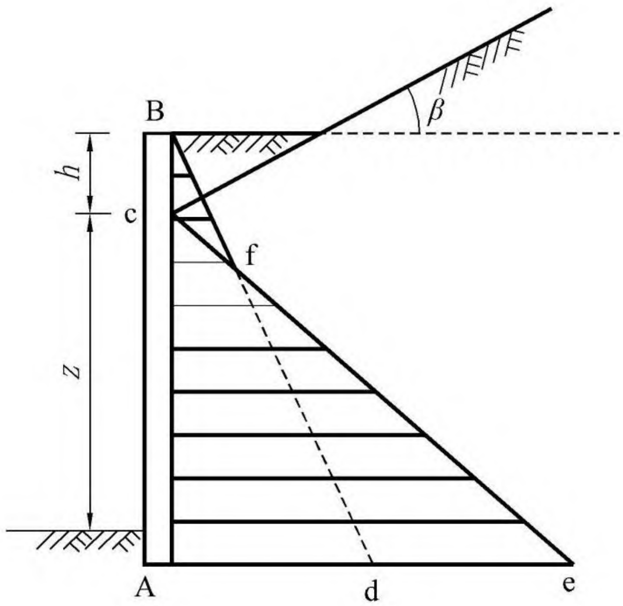


图 B.0.3-1　地面局部为水平时支护结构上主动土压力的近似计算

2　坡顶地表局部为斜面时（图 B.0.3-2），计算支护结构上的侧向土压力时可将斜面延长到 c 点，则 BAdfB 为主动土压力的近似分布图形；

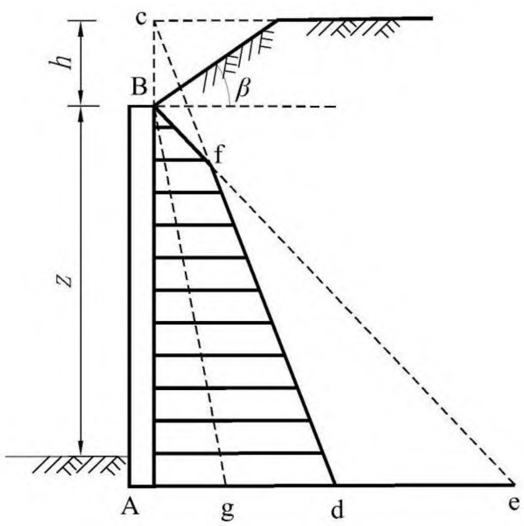


图 B.0.3-2　地面局部为斜面时支护结构上主动土压力的近似计算

3　坡顶地表中部为斜面时（图 B.0.3-3），支护结构上主动土压力可按本条第 1 款和第 2 款的方法叠加计算。

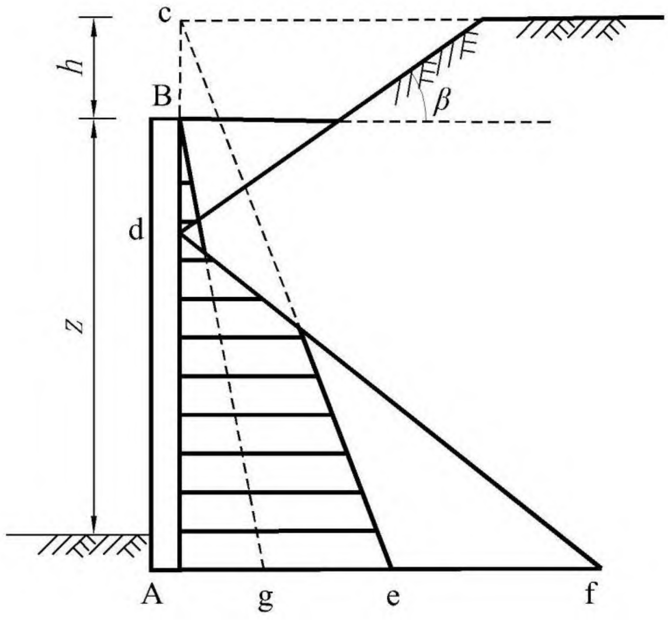


图 B.0.3-3　地面中部为斜面时支护结构上主动土压力的近似计算

B.0.4　当边坡为二阶且竖直、坡顶水平且无超载时（图 B.0.4），岩土压力的合力和边坡破坏时的平面破裂角应符合下列规定：

1　岩土压力的合力应按以下公式计算：

$$E_{\mathrm{a}}=\frac{1}{2}\gamma h^{2}K_{\mathrm{a}} \tag{B.0.4-1}$$

$$K_{\mathrm{a}}=(\cot\theta-\frac{2a\xi}{h})\tan(\theta-\varphi)-\frac{\eta\cos\varphi}{\sin\theta\cos(\theta-\varphi)} \tag{B.0.4-2}$$

式中：E_{a} ——水平岩土压力合力（kN/m）；

K_{a} ——水平岩土压力系数；

γ ——支挡结构后的岩土体重度，地下水位以下用有效重度（$\mathrm{kN/m^3}$）；

h ——边坡的垂直高度（m）；

a ——上阶边坡的宽度（m）；

ξ ——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值；

φ ——岩土体的内摩擦角（°）；

θ ——岩土体的临界滑动面与水平面的夹角（°），当岩体中不存在外倾结构面时，可按式（B.0.4-3）计算。

2　边坡破坏时的平面破裂角应按下列公式计算：

$$\theta=\arctan\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{1+\dfrac{2a\xi}{h(\eta+\tan\varphi)}}-\sin\varphi}\right] \tag{B.0.4-3}$$

$$\eta=\frac{2c}{\gamma h} \tag{B.0.4-4}$$

式中： γ ——支挡结构后的岩土体重度，地下水位以下用有效重（kN/m^3）；

h ——边坡的垂直高度（m）；

a ——上阶边坡的宽度（m）；

ξ ——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值；

c ——岩土体的粘聚力（kPa）；

φ ——岩土体的内摩擦角（°）。

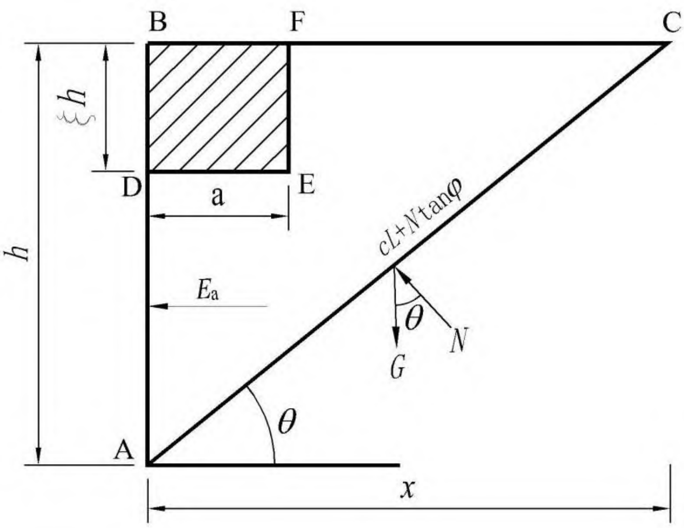


图 B.0.4 二阶竖直边坡的计算简图

附录C　锚 杆 试 验

C.1　一 般 规 定

C.1.1　锚杆试验包括基本试验、验收试验。蠕变试验应符合现行有关标准的规定。

C.1.2　试验锚杆的地层条件、材料、参数和施工工艺应与工程锚杆相同。

C.1.3　锚杆试验的反力装置在最大试验荷载作用下应具有足够的强度和刚度，在试验过程中不发生结构性破坏。

C.1.4　锚杆试验的千斤顶和计量装置应在试验前检验标定，精度满足试验要求。

C.1.5　锚杆锚固体强度达到设计强度的90%后方可进行试验。

C.2　基 本 试 验

C.2.1　基本试验主要目的是确定锚杆极限抗拔承载力，进而确定锚固体与岩土体间粘结强度、锚杆设计参数和施工工艺。试验锚杆的地质条件、锚杆材料和施工工艺等应与设计的工程锚杆一致。

C.2.2　每种试验锚杆数量不应少于 3 根。

C.2.3　最大试验荷载取杆体极限承载力标准值的 0.85 倍，必要时可增大试验锚杆杆体截面。

C.2.4　基本试验应采用循环加、卸荷载法，并应符合下列规定：

　　1　加、卸载等级和测读间隔时间宜按表 C.2.4 实施；

　　2　每级加载观测时间内，测读位移不应少于 3 次，每级荷载稳定标准为 3 次百分表读数的累计变形量不超过 1mm，稳定后即可加下一级荷载；

　　3　每级卸载观测时间内，应测读锚头位移 2 次，荷载全部卸除后，再测读 2～3 次。

表 C.2.4　锚杆基本试验循环加、卸载等级与位移观测时间

加载标准循环数	最大荷载的百分数（%）												
	每级加载量						累计加载量	每级卸载量					
第一循环	10	20	20				50				20	20	10
第二循环	10	20	20	20			70			20	20	20	10
第三循环	10	20	20	20	20		90		20	20	20	20	10
第四循环	10	20	20	20	20	10	100	10	20	20	20	20	10
观测时间（min）	5	5	5	5	5	5		5	5	5	5	5	5

C.2.5 锚杆试验中出现下列情况之一时可视为破坏：

1 锚头位移不收敛，锚固体从岩土层中拔出或锚杆从锚固体中拔出；

2 锚头总位移量超过设计允许值；

3 锚杆杆体破坏。

C.2.6 试验完成后，应根据实验数据绘制荷载-位移曲线、荷载-弹性位移曲线和荷载-塑性位移曲线。

C.2.7 锚杆极限抗拔承载力应按下列方法确定：

1 当试验锚杆出现 C.2.5 条第 1、2 款情况时，锚杆的极限抗拔承载力取破坏荷载的前一级荷载；

2 当试验锚杆杆体破坏时，应重新试验；

3 当试验锚杆在最大试验荷载下未破坏时，锚杆的极限抗拔承载力取最大试验荷载。

C.2.8 当锚杆试验数量为 3 根，各锚杆极限抗拔承载力的最大差值不大于 30%时，取最小值作为锚杆的极限抗拔承载力标准值。若最大差值大于 30%，应增加试验数量，按 95%的保证率计算锚杆极限抗拔承载力标准值。

C.3 验 收 试 验

C.3.1 验收试验的目的是检验锚杆是否达到设计要求。

C.3.2 每种类型锚杆的验收试验数量取不少于其总数的 5%，且不少 5 根。

C.3.3 验收试验的锚杆应随机抽取，相关单位对质量有疑问的锚杆应作为抽样进行验收试验。

C.3.4 验收试验荷载对永久性锚杆取轴向拉力标准值的 1.5 倍；对临时性锚杆取轴向拉力标准值的 1.2 倍。

C.3.5 前三级荷载可按验收试验荷载的 20%施加，以后每级按 10%施加，达到验收试验荷载后观测 10min，在 10min 的持荷时间内锚杆的位移量应小于 1.0mm。当不能满足是应持荷至 60min，锚杆位移量应小于 2.0mm。卸荷到试验荷载的 0.1 倍并测出锚头位移。加载时的测读时间可按表 C.2.4 确定。

C.3.6 锚杆试验完成后应绘制锚杆荷载-位移曲线。

C.3.7 锚杆在验收试验荷载下变形稳定评定为合格。

C.3.8 拉力型锚杆在最大试验荷载作用下，测得的弹性变形量应超过该荷载下杆体自由段理论弹性伸长量的 80%。

附录 D 采用拟化筒仓法计算桩间支挡的水平土压力

D.0.1 桩间支挡所受的推力应与桩尺寸、间距及滑体土的性质有关，考虑到土拱效应，桩承受了全部推力，则桩间支挡可拟化为一个由桩、土拱和桩间支挡组成的筒仓的一个侧壁来计算其所受的推力。

现对图 D.0.1 情况进行分析，此时拟化的筒仓为 ABCED 多边形仓，侧壁水平土压力可按以下公式计算（该式也可用于桩间拱板的情况）：

$$q_{\mathrm{x}} = \frac{A}{P}\frac{\gamma}{\tan\varphi}\left\{1 - e^{-(\frac{P}{A})^{kz}}\right\} \tag{D.0.1}$$

其中：
$$A = \left(a + \frac{l_0}{4} - \delta\right)\cdot l_0$$

为简化可取
$$A = \left(a + \frac{l_0}{4}\right)\cdot l_0$$

$$k = k_{\mathrm{a}}\tan\varphi$$

$$k_{\mathrm{a}} = \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

$$P = 2a + 2.414 l_0$$

式中：q_x —— 桩间土对挡板的水平推力；

A —— ABCED 的面积；

l_0 —— 桩间净距；

a —— 桩平行水平边坡推力方向的边长；

δ —— 挡板厚度；

P —— 闭合截面 ABCED 的周长；

γ —— 边坡土体重度；

φ —— 边坡土体的内摩擦角；

z —— 计算点至桩顶面深度。

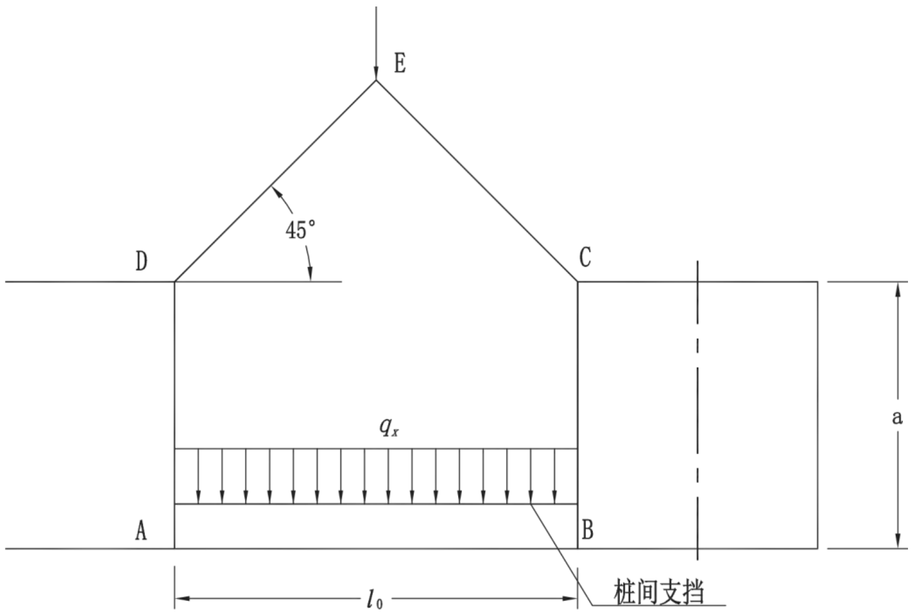


图 D.0.1　拟化筒仓法计算桩间支挡简图

附录 E　岩土层地基系数及地基土水平抗力系数的比例系数

E.0.1　较完整岩层和土层的地基系数可按表 E.0.1 和表 E.0.2 取值，岩土层物理力学指标及地基系数可参考表 E.0.3。

表 E.0.1　较完整岩层的单轴极限抗压强度、侧向容许应力和地基系数

序　号	抗压强度（Pa）		地基系数（kN/m^3）	
	单轴极限值	侧向容许值	竖直方向K_V	水平方向K_H
1	10000	15002000	100000200000	60000160000
2	15000	20003000	250000	150000200000
3	20000	30004000	300000	180000240000
4	30000	40006000	400000	240000320000
5	40000	60008000	600000	360000480000
6	50000	750010000	800000	480000640000
7	60000	900012000	1200000	720000960000
8	80000	1200016000	1500002500000	900002000000

注：$K_H = 0.6 \sim 0.8K_V$

表 E.0.2　地基土水平抗力系数的比例系数

序号	土的名称	竖向方向 m_o（kN/m^4）	水平方向 m（kN/m^4）
1	0.75＜I_L＜1.0 软塑黏土及粉黏土；淤泥	1000～2000	500～1400
2	0.5＜I_L＜0.75 软塑粉质黏土及黏土	2000～4000	1000～2800
3	硬塑粉质黏土及黏土；细砂和中砂	4000～6000	2000～4200
4	坚硬的粉质黏土及黏土；粗砂	6000～10000	3000～7000
5	砾砂；碎石土、卵石土	10000～20000	5000～14000
6	密实的大漂石	80000～120000	40000～84000

注：1　I_L—土的液性指数；

2　对于土质地基系数 m_o 和 m 的值，相应于桩顶位移 6mm～10mm；

3　有可靠资料和经验时，可不受本表限制。

表E.0.3　岩土层物理力学指标及地基系数

<table>
<tr><th>地层种类</th><th>综合内摩擦角（°）</th><th>弹性模量（10^4kPa）</th><th>泊松比</th><th>地基系数K（N/m^3）</th><th>剪切应力（Pa）</th></tr>
<tr><td>细粒花岗岩、正长石</td><td rowspan="4">80以上</td><td>54306900</td><td>0.250.30</td><td>2×10^6～2.5×10^6</td><td rowspan="4">1500以上</td></tr>
<tr><td>辉绿岩、玢岩</td><td>54306900</td><td>0.28</td><td>2.5×10^6</td></tr>
<tr><td>中粒花岗岩</td><td>67007870</td><td rowspan="2">0.25</td><td rowspan="2">1.8×10^6～2.0×10^6</td></tr>
<tr><td>粗粒正长岩、坚硬白云岩</td><td>65607000</td></tr>
<tr><td>坚硬石灰岩</td><td rowspan="3">0</td><td>440010000</td><td rowspan="6">0.250.30</td><td rowspan="3">1.2×10^6～2.0×10^6</td><td rowspan="3">1500</td></tr>
<tr><td>坚硬砂岩、大理岩</td><td>4 6605430</td></tr>
<tr><td>粗粒花岗岩、花岗片麻岩</td><td>54306000</td></tr>
<tr><td>较坚硬石灰岩</td><td rowspan="3">5～80</td><td>44009000</td><td rowspan="3">0.8×10^6～1.2×10^6</td><td rowspan="3">12001400</td></tr>
<tr><td>较坚硬砂岩</td><td>44605000</td></tr>
<tr><td>不坚硬花岗岩</td><td>54306000</td></tr>
<tr><td>坚硬页岩</td><td rowspan="3">0～75</td><td>20005500</td><td>0.150.30</td><td rowspan="3">0.4×10^6～0.8×10^6</td><td rowspan="3">7001200</td></tr>
<tr><td>普通石灰岩</td><td>44008000</td><td>0.250.30</td></tr>
<tr><td>普通砂岩</td><td>46005000</td><td>0.250.30</td></tr>
<tr><td>坚硬泥灰岩</td><td rowspan="4">0</td><td>8001200</td><td>0.290.38</td><td rowspan="4">0.3×10^6～0.4×10^6</td><td rowspan="4">500700</td></tr>
<tr><td>较坚硬页岩</td><td>19803600</td><td>0.250.30</td></tr>
<tr><td>不坚硬石灰岩</td><td>44006000</td><td>0.250.30</td></tr>
<tr><td>不坚硬砂岩</td><td>10002780</td><td>0.250.30</td></tr>
<tr><td>较坚硬泥灰岩</td><td rowspan="3">5</td><td>700900</td><td>0.290.38</td><td rowspan="3">0.2×10^6～0.3×10^6</td><td rowspan="3">300500</td></tr>
<tr><td>普通页岩</td><td>19003000</td><td>0.150.20</td></tr>
<tr><td>软石灰岩</td><td>44005000</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>不坚硬泥灰岩</td><td>5</td><td>30500</td><td>0.290.38</td><td>0.06×10^6～0.12×10^6</td><td>150300</td></tr>
</table>

硬化黏土		10300	0.300.37		
软片岩		500700	0.150.18		
密实黏土	0～45	10300	0.300.37	0.03×10^6～0.06×10^6	100150
胶结卵石		50100	-		
掺石土		50100	-		

附录 F　弹性桩和刚性桩判别

在进行内力计算时，须判定抗滑桩属于刚性桩还是弹性桩，以选取适当的内力计算公式。判定如下：

1　按“”法计算，即地基系数为常数时，

当 $\beta h_2 \leq 1.0$，属于刚性桩；

当 $\beta h_2 > 1.0$，属于弹性桩。

其中：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{\mathrm{H}} B_{\mathrm{p}}}{4EI}} \tag{F.1}$$

2　按“”法计算，即地基系数为三角形分布时，

当 $\alpha h_2 \leq 2.5$，属于刚性桩；

当 $\alpha h_2 > 2.5$，属于弹性桩。

其中：

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{\mathrm{m} B_{\mathrm{p}}}{EI}} \tag{F.2}$$

式中：α—— 当采用“m”法计算时，桩的变形系数（m^{-1}）；

β—— 当采用“”法计算时，桩的变形系数（m^{-1}）；

K_{H}—— 水平地基系数（kN/m^3）；

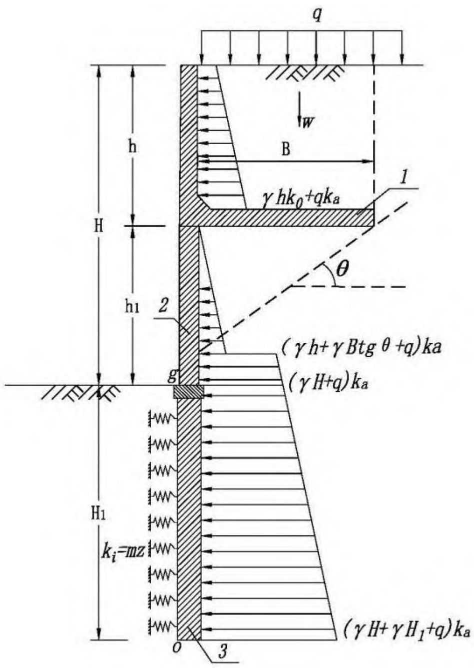
h_2—— 滑动面以下桩长（）；

B_{p}—— 桩的计算宽度，按本标准第12章进行计算；

EI—— 桩身抗弯刚度（$kN \cdot m^2$）。

附录 G　衡重式桩板挡墙计算

G.0.1　衡重式桩板挡墙设计计算时，选用图 G.0.1 所示的受力模式。土压力荷载分布宜按以下要求计算：



1、卸荷板；2、肋柱；3、桩

图 G.0.1　衡重式桩板挡墙的受力模型

注：桩端为 o 点，地面为 g 点。

1　上墙在土体自重作用下产生的土压力，按静止土压力计算，$k_0 = 1 - \sin\phi$；

2　上墙在活荷载作用下产生的附加土压力，按主动土压力计算，$k_a = \tan^2\left(45° - \dfrac{\varphi}{2}\right)$；

3　在下墙和桩的弯矩计算时，卸荷板上活荷载作用效应不予考虑；

4　桩的竖向荷载计算和卸荷板内力计算时，考虑卸荷板上活荷载作用效应；

5　卸荷板下的应力扩散角 θ 可取 45°；

6　当桩长度满足抗滑移、抗倾覆安全要求时，地面以下的主动土压力按直线分布；

7　结构的抗滑移、抗倾覆验算应选用土压力极限状态分布，卸荷板以上活荷载有利于抗倾部分不计入抗倾覆弯矩计算；

8　桩前抗力，采用弹性地基梁法计算，地基以土层为主时宜采用“m”法，以较完整的岩层为主时宜采用“k”法。

G.0.2 结构的内力、变形宜采用平面杆系结构弹性支点法进行计算分析。在有可靠经验时，可采用空间结构分析方法对衡重式挡墙结构进行整体分析。

G.0.3 抗滑移验算采用图 2 所示的受力模式，抗滑移稳定系数按下式计算：

$$k_{\mathrm{s}}=\frac{E_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{a}}} \tag{G.0.3}$$

式中：k_{s} ——抗滑移稳定系数；

E_{p} ——桩前被动土压力合力；

E_{a} ——桩后侧主动土压力合力。

G.0.4 抗倾覆验算采用图 G.0.4 所示的受力模式，抗倾覆稳定系数按下式计算：

$$k_{\mathrm{t}}=\frac{E_{\mathrm{p}}z_{\mathrm{p}}+\frac{1}{2}BW}{E_{\mathrm{a}}z_{\mathrm{a}}} \tag{G.0.4}$$

式中：k_{t} —— 抗倾覆稳定系数；

E_{p} —— 桩前被动土压力合力；

E_{a} —— 桩后侧主动土压力合力；

B —— 卸荷板的宽度；

W —— 卸荷板以上土台土体的重量；

z_{p}、z_{a}—— 分别为桩前被动土压力合力、桩后主动土压力对桩底的力臂，

$$z_{\mathrm{p}}=H_1/3\text{，}z_{\mathrm{a}}=\frac{2\gamma(h+B\tan\theta+H+H_1)+3q}{\gamma(h+H+H_1+B\tan\theta)+q}\bullet\frac{(H+H_1-h-B\tan\theta)}{3}$$

。

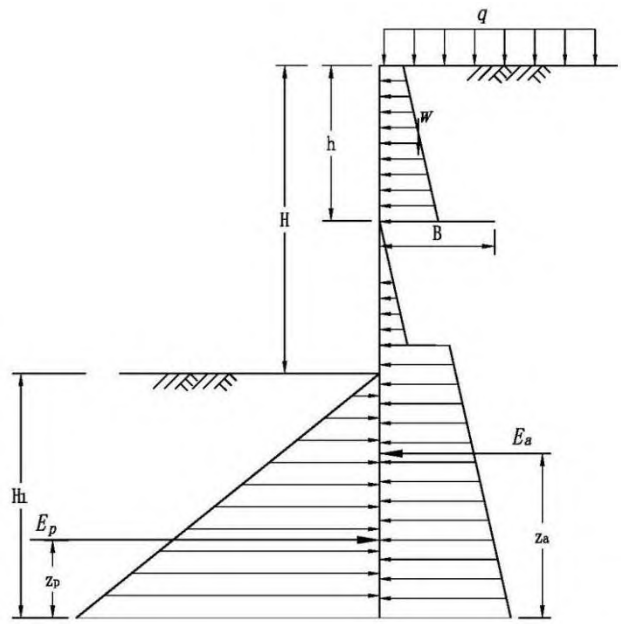


图 G.0.4 抗滑移、抗倾覆计算简图

G.0.5 桩的竖向荷载标准值由下式计算确定：

$$F = qBB_0 + W + W_z \tag{G.0.5-1}$$

式中：q —— 设计墙顶地面作用均布荷载（kPa）；

B —— 卸荷板宽度（m）；

B_0 —— 挡墙的每跨宽度（m）；

W —— 每跨卸荷板以上部分土体重量（kN）；

W_z —— 每跨挡墙结构自重（kN）。

桩端地基土的桩端承载力特征值应能满足：

$$f_{\mathrm{k}} \geq \frac{F}{A} \tag{G.0.5-2}$$

式中：A —— 桩端面积（m^2）；

f_{k} —— 桩端承载力特征值（kPa）。

G.0.6 整体稳定验算采用总应力指标圆弧滑动条分法，滑动面经过桩底，如图 G.0.6 所示。当桩底以下有软弱土夹层时，还应计算穿过桩底以下软弱土层的滑面。

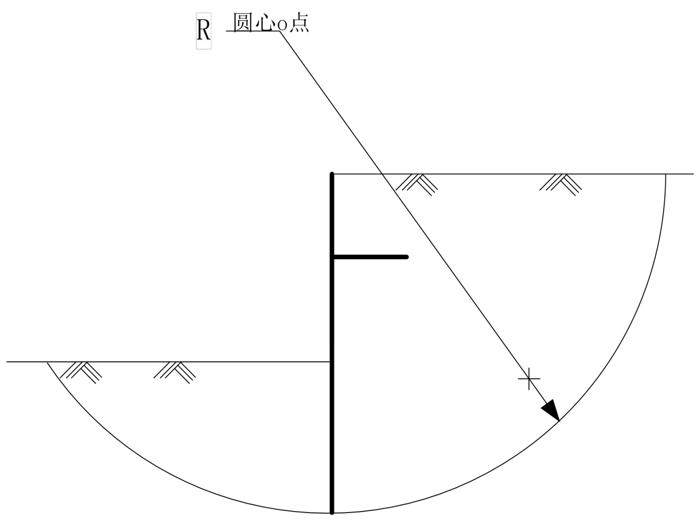


图 G.0.6　衡重式桩板挡墙整体滑动模式简图

附录 H　暴雨强度查算表及径流系数

表 H-1　深圳市 7 个重现期下 77 种特定 *t*、*P* 组合暴雨强度查算表

P \ *t*	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180
2	375.27	312.72	281.96	253.57	209.81	174.66	150.71	120.81	102.53	87.91	76.27
3	403.43	339.58	307.31	275.69	229.24	192.73	167.01	133.78	114.97	99.54	86.47
5	446.47	381.40	346.07	309.50	257.59	218.61	190.36	153.63	133.98	118.48	105.02
10	490.30	424.72	385.51	343.92	285.95	244.49	213.70	173.48	153.34	138.42	125.11
20	529.40	465.03	420.74	374.65	311.68	267.44	234.41	191.49	170.62	156.70	144.58
50	577.13	514.32	463.71	412.14	342.14	294.30	258.64	212.81	191.71	179.64	169.93
100	611.57	550.17	494.71	439.19	364.20	313.84	276.26	228.24	206.92	196.59	188.79

注：P-Ⅲ分布，*t*：min，*q*：L/s/hm^2。

表 H-2　径流系数 ψ

地表种类	径流系数	地表种类	径流系数
沥青混凝土路面	0.95	陡峻山体	0.75～0.90
水泥混凝土路面	0.90	起伏山地	0.60～0.80
透水性沥青路面	0.60～0.80	起伏草地	0.40～0.65
粒料路面	0.40～0.60	平坦耕地	0.45～0.60
粗粒土坡面和路肩	0.10～0.30	落叶林地	0.35～0.60
粗粒土坡面和路肩	0.40～0.65	针叶林地	0.25～0.50
硬质岩石坡面	0.70～0.85	水田、水面	0.70～0.80
软质岩石坡面	0.50～0.75	-	-

附录 J　边坡维护检查记录表

<table>
<tr><td colspan="2">边坡编号</td><td></td><td>边坡名称</td><td></td><td>中心坐标</td><td colspan="2">X:</td><td>Y:</td></tr>
<tr><td colspan="2">边坡位置</td><td colspan="3"></td><td>检查时间</td><td colspan="3">年　月　日</td></tr>
<tr><td colspan="2">边坡责任单位</td><td colspan="7"></td></tr>
<tr><td colspan="3">检查项目</td><td colspan="2">检查状况</td><td colspan="2">维护措施建议</td><td colspan="2">备注</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">地表排水沟</td><td rowspan="2">□有　□无</td><td colspan="2">□畅通　□部分堵塞　□严重堵塞</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">□无破损　□轻微破损　□严重破损</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">集水井及沉砂池</td><td rowspan="2">□有　□无</td><td colspan="2">□畅通　□部分堵塞　□严重堵塞</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">□无破损　□轻微破损　□严重破损</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">边坡支护结构</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□良好　□一般　□较差</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">护面结构</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□良好　□一般　□较差</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">排水孔</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□畅通　□部分堵塞　□严重堵塞</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">边坡植被</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□良好　□一般　□较差</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="4">坡面岩土体及孤石</td><td>崩塌</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□微型　□小型　□中型　□大型</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>冲刷</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□一般　□较严重　□严重</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>渗水</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□一般　□较严重　□严重</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>孤石</td><td>□有　□无</td><td colspan="2">□稳定　□基本稳定　□欠稳定　□不稳定</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="3">其他</td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="9">检查意见：</td></tr>
<tr><td colspan="9">备注：</td></tr>
</table>

检查单位：　　　　　　　　　　　　　　检查人：

本标准用词说明

1　为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4）表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

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

深圳市工程建设标准

边坡工程技术标准

SJG 85—2020

条 文 说 明

目　次

1 总 则

1.0.1 深圳市的边坡支护技术，涉及工程地质、水文地质、岩土力学、支护结构、锚固技术、施工、监测及检测等多门学科，边坡支护理论及技术发展也较快。但因勘察、设计、施工不当，已建的边坡工程中时有垮塌事故和浪费现象，造成国家和人民生命财产严重损失，同时遗留了一些安全度、耐久性及抗震性能低的边坡支护结构物。制定本标准的主要目的是使边坡工程技术标准化，符合安全可靠、技术先进、经济合理、绿色环保保护环境的要求，借鉴地区经验因地制宜是非常必要的，以保障边坡工程建设健康发展。

1.0.2 本标准适用于建（构）筑物、市政工程或轨道交通工程开挖和填方形成的人工边坡、工程滑坡、岩石基坑边坡、以及破坏后危及边坡周边环境安全的自然斜坡的勘察、设计、施工、监测和质量检验。软土边坡、其他特殊性岩土边坡以及开矿、采石等形成的边坡，应按现行相关规范执行。

本条规定本标准适用的边坡高度范围：一般土质边坡应用高度限值为25m，岩质边坡应用高度限值为50m，主要是这种高度的边坡在深圳已有众多的成功案例。对于高度超出限值的边坡应参考本标准的原则进行专项设计，根据工程情况采取有针对性的加强措施。工程案例如：深圳市布吉郁南、吉冈石场高边坡治理：岩质边坡，长950m，坡高130m，采用分级放坡、主、被动防护网、岩石锚喷、抗滑桩和截排水等综合治理措施；宝安区西乡街道富源工业区食堂西南侧边坡（久正模具有限公司），混合边坡，坡高105m，采用除危岩+锚杆格构+主动防护网+爬藤绿化+排水治理工程；深圳仙诺围岭住宅项目，土质边坡，坡高47m，采用分级放坡+抗滑桩+锚杆格构+被动防护网+绿化+排水；深圳市东方尊峪住宅小区边坡，混合边坡，坡高156m，采用分级放坡+锚杆格构+抗滑桩+主（被）动防护网+绿化+排水等综合治理措施等。

对于地质和环境条件复杂的边坡工程可参照《广东省地质灾害危险性评估实施细则》（广东省地质灾害防治协会2016.5）相关条例确定。

1.0.3 边坡支护是一门综合性强的系统性工程技术，本标准难以全面反映地质勘察、地基及基础、钢筋混凝土结构及抗震设计等技术。因此，本条规定除遵守本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3　基 本 规 定

3.1　一 般 规 定

3.1.1　深圳市的地质条件较复杂，遵循本条是保证治理方案有针对性。

3.1.3　本条的规定是边坡工程安全评估和设计的基础。

3.1.4　边坡的使用年限指边坡工程的支护结构能发挥正常支护功能的年限，边坡工程设计年限临时边坡为 2 年，永久边坡按 50 年设计，且不应低于被保护的建（构）筑物、市政设施设计使用年限。本条为强制性条文，设计时必须执行。

3.1.6　边坡工程的周边往往存在既有建（构）筑物，如果是早期的设施，当时的设计标准、材料通常落后于目前的规范标准，设施或多或少有变形发生，甚至有结构性损伤，影响区域一般在坡高的 2 倍范围内。因此，为保证工程建设的顺利进行，建议对边坡周边坡高 2 倍范围内的设施现状在施工前调查、拍照、检测，必要时委托有资质的第三方进行技术鉴定，具体调查内容、调查方法、标准等可参照《深圳市轨道交通工程周边环境调查导则》（SJG23-2012）要求执行。

3.1.7　动态设计法是本标准边坡支护设计的基本原则。采用动态设计时，应提出对施工方案的特殊要求和监测要求，应掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息，并根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。当地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性时，根据施工中反馈的信息和监控资料完善设计，是一种客观求实、准确安全的设计方法，可以达到以下效果：

1　避免勘察结论失误。因地质情况复杂、多变，受多种因素制约，勘察主要结论失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此规定边坡在设计、施工中应补充施工勘察工作，收集地质资料，查对核实原地质勘察结论。在有专门审查制度的地区，场地和边坡勘察报告应含有审查合格书；

2　设计师应掌握施工开挖反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等，对原设计作校核和补充、完善设计，确保工程安全、设计合理；

3　边坡变形和应力监测资料是排危抢险，确保工程安全施工的重要依据；

4　有利于积累工程经验，总结和发展边坡工程支护技术。

设计应提出对施工方案的特殊要求和监测要求，掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息，根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。

3.1.8 当边坡坡体内及支护结构基础下洞室（人防洞室或天然溶洞）密集时，可能造成边坡工程施工期塌方或支护结构变形过大，已有不少工程教训，设计时应引起充分重视。

3.1.11 在边坡工程的使用期，当边坡出现明显变形，发生垮塌及使用条件改变时（如开挖坡脚、坡顶超载、需加高坡体高度）时，应进行设计复核，当复核不满足要求时，应重新进行设计和施工。

3.1.12 本条所指“稳定性极差、较差”的边坡工程是指按本标准有关规定处理后安全度控制非常困难、或困难的边坡。本条所指的“新结构、新技术”是指尚未被规范和有关文件认可的新结构、新技术。对工程中出现超过规范应用范围的重大技术难题，新结构、新技术的合理推广应用以及严重事故的正确处理，采用专门技术论证的方式可达到安全可靠、技术先进、确保质量、经济合理的良好效果。重庆、广州和上海等地区，采用专家技术论证方式在解决重大边坡工程技术难题和减少工程事故方面已取得良好效果。因此本标准推荐专门论证作法。

3.2 边坡工程安全等级

3.2.1 边坡工程安全等级是支护工程设计、施工中根据不同的地质环境条件及工程具体情况加以区别对待的重要标准。本条提出边坡安全等级分类的原则，除根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 按破坏后果严重性分为很严重、严重、不严重外，还考虑了《广东省地质灾害危险性评估实施细则》（广东省地质灾害防治协会 2016.5）相关条例，同时考虑了边坡稳定性因素（岩土类别和坡高）。从边坡工程事故原因分析看，高度大、稳定性差的边坡（土质软弱、滑坡区、外倾软弱结构面发育的边坡等）发生事故的概率较高，破坏后果也较严重，因此本条将稳定性很差的、坡高较大的边坡均划入一级边坡。

表 3.2.1 中对高度 25 米以上的 III、IV 类岩质边坡取消了破坏后果不严重分级，主要是这类边坡岩石整体性相对差，边坡较高时若因支护结构安全度不够可能会造成较大范围的边坡垮塌，对周边环境的破坏大，而相同高度的 I、II 类岩质边坡整体性好，即使支护结构安全度不够也不会出现大范围的边坡垮塌。对 10m 以上的土质边坡，取消破坏后果不严重，也是基于边坡较高，一旦破坏，影响的范围较大。

岩质类型为Ⅴ类的强风化岩，由于其结构强度低，为安全计，该类岩按土质边坡进行计算。

由外倾软弱结构面控制边坡稳定的边坡工程和工程滑坡地段的边坡工程，其边坡

稳定性很差，发生边坡塌滑事故的概率高，且破坏后果常很严重，边坡塌滑区内有重要建（构）筑物的边坡工程，破坏后直接危及到重要建（构）筑物安全，后果极其严重，因此本条规定为强条，对上述边坡工程安全等级定为一级，必须严格执行。

3.2.2 无外倾结构面的岩土边坡，塌滑区及其附近有荷载，特别是重大建筑物的荷载作用时，将会加大边坡塌滑区的范围，设计时应作对应的考虑和处理。工程滑坡及有外倾软弱结构面的岩土质边坡塌滑区应按滑坡面及软弱结构面的范围确定。

3.3 边坡支护结构选型

3.3.1 选择合理的支护方案是设计成功的关键，为便于确定设计方案，本条介绍了深圳市边坡工程中常采用的 12 种支护型式，设计时应综合考虑场地地质条件、气象水文条件、边坡变形控制的难易程度、边坡重要性及安全等级、施工可行性及经济性等因素综合确定。当对变形控制要求严格时，可优先选择排桩及桩锚、桩板墙、扶壁式挡墙、锚杆格构梁等对边坡变形控制有利的支护型式。当边坡周边空旷，条件允许时，可选择坡率法，且不受坡高的限制，坡率法常与其它形式结合使用。

3.4 设 计 原 则

3.4.2 本条说明边坡工程设计的两类极限状态的相关内容。

1 承载能力极限状态

锚杆设计时原规范采用概率极限状态设计方法（分项系数法）。本标准采用综合安全系数代替荷载分项系数及锚杆工作条件系数。一方面与现行多数岩土工程类标准保持一致，（上述两个规范现行版本对杆体面积的计算仍然是分项系数法）另一方面由于岩土性状、施工工艺等多种因素的影响，使得锚杆承载力的离散性很大，难以采用概率理论准确统计，采用综合安全系数法便于设计。

2 正常使用极限状态

为保证支护结构的耐久性和防腐性达到正常使用极限状态的要求，支护结构的钢筋混凝土构件的构造和抗裂应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定执行。锚杆是承受高应力的受拉构件，其锚固砂浆的裂缝较难控制，计算一般难以满足规范要求，设计中应采取严格的防腐构造措施，保证锚杆的耐久性。

3.4.3 建立在极限平衡理论之上的稳定性计算方法。

所遵循的基本原则主要有摩尔库仑强度准则和静力平衡条件（即满足力和力矩的平衡）。静力平衡条件要求底滑面和侧面都能够满足，但由于未知变量数目超过方程式数目，导致得不到唯一的解。为解决这一问题，对作用力作了多种假定，形成了多

种实用计算方法。目前较为常用的二维极限平衡方法有：瑞典法(Fellenius)、简化毕肖普法(Simplified Bishop)、简布法（Janbu)、斯宾塞法(Spencer)、罗厄法（Low wand Karafiath)、陆军工程兵师团法(Crops fo Engineers)、摩根斯坦-普赖斯法(Morgenstern Price)、不平衡推力传递法、萨尔玛法(Sarma)和分块极限平衡法等。

按照对条块间作用力假定的不同，上述方法可分为两大类：第一类不计条块间的作用力，如瑞典法；第二类计条块间作用力，如除瑞典法外的其他方法，但不同方法对条块间作用力的假定又有不同。按滑动面几何形状不同，上述方法可分为圆弧滑动面和任意形状滑动面两类。上述方法均为分条块计算，按条块划分不同又可分为垂直分条块和斜分条块两类，除萨尔玛法为斜分条块外，其他方法均为垂直分条块。最早的瑞典法不计条块间作用力，计算简单，可以手算，在计算机未普及之前得到了广泛的应用，积累了丰富的经验。但该方法理论上有缺陷，在实际应用中发现，当孔隙压力较大和当底部岩土体相对上部软弱时，计算误差较大，甚至得出谬误的结果。考虑到目前计算机技术应用已非常普及，瑞典法不再列入规范。

不平衡推力传递法，在一些专著、手册等文献中也称为剩余推力法、剩余下滑力法、推力传递法、不平衡推力法、传递系数法、余推力法等，为突出该方法之不平衡推力和传递之含义，本标准将其称作“不平衡推力传递法”。对于计条块间作用力的几种方法，有些属于同一类方法，如斯宾塞法属于摩根斯坦—普赖斯法的特例，因此不再列入规范；有些计算方法在计算时存在数值分析问题，如简布法，也未列入。

考虑上述各种计算方法的特点、应用普及情况以及对边坡稳定计算的适用性，条文规定区分土质和岩质边坡选用不同的计算方法，其中萨尔玛法采用斜分条块，可以较好地模拟岩体的节理、裂隙发育情况，因此规定用于岩质边坡。

从理论上讲，所有方法均适用于圆弧滑动面，但根据各方法在工程中的实际应用情况（应用范围、成熟程度），对土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡规定采用简化毕肖普法、摩根斯坦—普赖斯法、不平衡推力传递法三种方法，选用计算方法时主要依据边坡体的构造情况确定。

当边坡体为相对均质体，可能发生圆弧滑动时，则选用简化毕肖普法和摩根斯坦—普赖斯法计算都是可以的；当边坡体呈层状结构且不同地层的抗剪强度有明显差别时，则选用摩根斯坦—普赖斯法计算是合适的。

对块体结构和层状结构的岩质边坡，萨尔玛法对其倾斜结构面的模拟和条块间力的考虑更符合实际和全面，不平衡推力传递法也是假定滑动面为折线的常用方法。

一般情况下，只要破坏面的走向与坡面交角在20°以内，可按照平面破坏分析。由两组和两组以上结构面切割形成的空间楔形体，其组合方式、大小各异，数目也可能相当多。其他边界条件更为复杂的情况未列入，由设计者根据实际需要自行选用，但需注意对结构面组合方式、大小进行全面比较。

在深圳市土岩组合边坡是常见的形态，一般为“上土下岩”，宜首先对土质边坡采用圆弧滑动法计算稳定性，并与土岩接触面的抗滑稳定性进行比较；对岩质边坡宜采用不平衡推力传递法或楔体法进行局部及整体稳定性计算。

3.4.4 本标准对边坡工程计算或验算的内容采用的不同荷载组合效应与相应的抗力进行了规定。

1 确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或桩基数量时，应采用正常使用极限状态，相应的作用为标准组合效应；

2 确定锚杆杆体面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度时，由于采用了安全系数法，均采用荷载效应标准组合；

3 计算支护结构或构件内力及配筋时，应采用混凝土结构相应的设计方法。荷载相应采用基本组合，抗力采用包含抗力分项系数的设计值；

4 边坡变形验算时，仅考虑荷载的长期组合，不考虑偶然荷载的作用。支护结构抗裂计算与钢筋混凝土结构裂缝计算一致，采用荷载相应标准组合和荷载准永久组合。

3.4.5 建筑边坡抗震设防的必要性成为工程界的统一认识。城市中建筑边坡一旦破坏将直接危及到相邻的建筑，后果极为严重，因此抗震设防的建筑边坡与建筑物的基础同样重要。本条提出在边坡设计中应考虑抗震构造要求，其构造应满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中对梁的相应要求，当立柱竖向附加荷载较大时，尚应满足对柱的相关规定。

3.4.7 本条第1～3款所列内容是支护结构承载力计算和稳定性计算的基本要求，是边坡工程满足承载能力极限状态的具体内容，是支护结构安全的重要保证；因此，本条定为强条，设计时上述内容应认真计算，满足规范要求以确保工程安全。

3.4.8 本条对存在地下水的不利作用以及变形验算作出规定：

1 当坡顶荷载较大（如建筑荷载等）、土质较软、地下水发育时，边坡尚应进行地下水控制、坡底隆起、稳定性及渗流稳定性验算，方法可按国家现行有关规范执行；

2 影响边坡及支护结构变形的因素复杂，工程条件繁多，目前尚无实用的理论计算方法可用于工程实践。在工程设计中，为保证下列类型的一级边坡满足正常使用极限状态条件，主要依据地区经验、工程类比及信息法施工等控制性措施解决。对变形有较高要求的边坡工程，主要有以下几类：

1）边坡塌滑区附近有建（构）筑物的边坡工程；

2）坡顶建（构）筑物主体结构对地基变形敏感，不允许地基有较大变形的边坡工程；

3）预估变形值较大、设计需要控制变形的高大土质边坡工程。

4　边坡工程勘察

4.1　一 般 规 定

4.1.1　由于岩土体的变异性一般都比较大，对于复杂的边坡有时很难一次勘察将主要的岩土工程问题全部查明，而且对于一些大型边坡，设计往往是分阶段进行的，因此，对于大型及复杂的边坡工程宜进行初步勘察和详细勘察两个阶段。

4.1.3　当边坡作为主体建筑的环境时要求进行专门的边坡勘察，往往是不现实的，一般情况下可结合主体建筑场地勘察一并进行，但勘察报告应专门的章节对边坡进行描述和评价，并提供边坡设计和施工所需的岩土参数。

4.1.4　滑坡是山区建设中常见的不良地质现象，有的滑坡是在自然条件下产生的，有的是在工程活动影响下产生的。滑坡对工程建设危害极大，可能造成重大人身伤亡和经济损失。山区建设对滑坡问题必须重视。

可依据下列标志进行滑坡综合判别：

1　地貌上显示出与一般平直斜坡不一致的波状起伏地面，前缘鼓丘，并在较高处有陡崖的特征；在斜坡上可出现多级平台；坡体两侧多被冲沟切割，亦可见双沟同源或圈椅状地貌；在坡体内冲沟较密集，地形零乱；较大的滑坡常使河道或冲沟出现收缩与凸岸；

2　岩层产状突变、岩层缺失、岩体结构破碎或有较厚的堆积物分布；

3　滑动变形迹象：如环形裂缝、剪切裂缝、醉汉林、马刀树等；

4　坡脚泉水呈群、带状出露，坡体内地下水位埋深相对较深。

4.1.5　监测是预防和预报地质灾害的重要手段之一，以往由于多种原因对监测工作重视不够，产生突发性灾害的事例屡见不鲜，给人们的生命财产造成重大损失。因此，对有变形迹象的边坡、滑坡，在治理施工之前，应进行监测。

4.1.6　边坡工程钻孔、探井、浅井、探坑和探槽不回填可能造成以下危害：1）影响人、畜安全；2）形成地表水和地下水通道，污染地下水。要求对钻孔、探井、浅井、探坑和探槽进行回填，主要是防止造成人、畜伤害，并保护地质环境和生态环境，实现文明施工。

4.1.7　本条是对边坡勘察报告应做到的最基本要求。

4.2　勘 察 要 求

4.2.1　本条规定了边坡勘察应查明的主要内容，根据边坡的岩土成份，边坡可分为岩质边坡、土质边坡和岩土混合边坡，土质边坡的主要控制因素是土的强度，岩质边坡

的主要控制因素一般是岩体的结构面。无论何种边坡，地下水的活动都是影响边坡稳定的重要因素。进行边坡工程勘察时，应根据具体情况有所侧重。

4.2.2 划分边坡工程勘察等级的目的是突出重点，区别对待，指导勘察工作的布置，以利管理。边坡工程勘察的工作量布置与勘察等级关系密切，一般情况下，勘察等级可在勘察工作开始前，通过搜集已有资料确定，但随着勘察工作的开展，对自然认识的深入，勘察等级也可能发生改变。

为了与国标《建筑边坡工程技术规范》GB50330 一致，本标准边坡工程勘察等级划分为一级、二级和三级，与《岩土工程勘察规范》GB50021、《市政工程勘察规范》CJJ56、《城市轨道交通岩土工程勘察规范》GB50307 等规范划分勘察等级甲级、乙级和丙级相对应。

4.2.5 工程地质测绘和调查是边坡工程勘察的重要基础工作之一，本条对测绘和调查内容和范围进行了规定。根据工程地质测绘和调查成果应绘制工程地质图。工程地质测绘中节理裂隙统计结果，应绘制节理裂隙玫瑰图和等密图。

4.2.6 边坡勘察的重点之一是查明岩土体的性状，由于各种勘探手段的限制，用单一手段往往难以达到预期的效果和目的，采用多种手段，特别是井（槽）、洞探对于查明岩质边坡的结构面效果非常明显。对此，进行以下说明：

1 勘探方法根据勘察目的和工程经验总结一般可参照表 1 选择：

表 1 勘探方法选择表

调 查 项 目	钻探	探井	浅井	洞探	槽探	物探
地层岩性及风化情况	√	√	√	√	√	√
覆盖层厚度、物质组成	√	√	√		√	√
结构面产状				√		
破碎带物质组成、产状、宽度	√			√		√
软弱夹层物质组成、厚度	√			√		
坍滑体厚度、物质组成	√			√		√
滑动面位置	√			√		√
滑动带物质组成、厚度	√	√	√	√	√	
滑床物质组成、位置、深度	√			√		
地下水位	√					√
岩土体的渗透性试验	√	√	√		√	

地下水位长期观测	√					
取样	√	√	√	√	√	

2 钻探是工程地质勘察中最常用方法，在边坡勘探中亦是查明工程地质条件的主要方法。传统钻孔技术在勘察滑动面和软弱夹层时，往往容易漏掉；滑坡体内崩石、块石多，成孔困难，难以保证勘探精度。近年来钻探技术的发展，双层或三层岩心管钻进和绳索取心跟管钻进一定程度上解决了软弱带、滑动带的取心和成孔问题。

3 采用探井、浅井、洞探时，当软弱结构面或滑动面（带）为中、高倾角时宜采用平洞，缓倾角时宜采用竖井，其深度应穿过可能失稳界面或弱风化带。平洞宜垂直边坡走向或倾角较陡的滑动面、拉裂面布置，以确定滑动面性状与深度。必要时需要在平洞内开挖支洞，追索结构面或滑动面的形态、性质的空间变化或开展测试工作。

4.2.7 本条内容仅涉及采用地球物理勘探方法的一般原则，地球物理勘探方法具体方案的制定与实施，应执行现行工程地球物理勘探规程的有关规定。

地球物理勘探发景很快，不断有新的技术方法出现。如近年来发展起来的瞬态多道面波法、地震 CT、电磁波 CT 法等，效果很好。当前常用的工程物探方法详见表 2。

表 2　边坡工程主要物探方法的适用范围

物探方法		适用范围						
		覆盖层、风化带及基岩面起伏形态	隐伏断层、破碎带及裂隙密集带	滑坡、洞穴、岩溶、采空区	软土层、透镜体、卵砾石层	地下水	地下管线、地下构筑物及古墓	土层分布及地球物理特性
弹性波法	瑞雷波法	○	△	○	△	×	△	○
	透射波法（CT）	×	△	○	×	×	△	○
	折射法	○		△	△	△	×	×
	反射法	○	○	○	○	△	△	○
电磁波法	地质雷达法	○	○	○	○	△	○	×
	电磁感应法	△	○	○	△	△	○	×
电法	高密度电法	○	○	○	○	○	○	△

	电测深法	○	○	○	○	○	○	○
井中探测法	钻孔电视	△	○	○	△	×	△	×
	测井	△	○	○	△	×	△	×

注：表中符号○表示适用；△表示可用；×表示不宜采用。

4.2.8 边坡的破坏主要是重力作用下的一种地质现象，其破坏方式主要是沿垂直边坡方向的滑移失稳，故勘察线应沿垂直边坡布置。沿可能支挡位置布置勘探线是考虑设计的需要。

4.2.11 本条对控制性勘探点的数量进行了规定。勘探点包括钻孔、探井、浅井。控制性勘探点是为控制场地地层，满足边坡的稳定性评价要求布设的勘探点。控制性勘探点的深度，应满足以下几个方面的要求：

1 满足边坡稳定性计算的要求；

2 满足支护体系设计的要求；

3 满足对某些不良地质作用追索的要求。

以上各点中起控制作用的是满足稳定性计算的要求。

4.2.12 本条是对边坡勘探钻孔深度的要求。

4.2.13 本标准采用概率理论对测试数据进行处理，根据概率理论，最小数据量 n 由 $t_p/\sqrt{n}=\Delta r/\delta$ 确定。式中 t_p 为 t 分布的系数值，与置信水平 P_S 自由度（n-1）有关。一般土体的性质指标变异多为变异性很低～低，要较之岩体（变异性多为低～中等）为低。故土体 6 个测试数据（测试单值）基本能满足置信概率 P_S=0.95 时的精度要求，而岩体则需 9 个测试数据（测试单值）才能达到置信概率 P_S=0.95 时的精度要求。由于岩石三轴剪试验费用较高等原因，所以工作中可以根据经验确定岩体的 c、φ 值并应用测试成果作校核。

当试验数据量不足时，一般可采用平均值乘以 0.85～0.95 的折减系数作为标准值。1）当 $3 < n \leqq 6$ 且极差小于平均值的 30%，宜取平均值乘以 0.85～0.95 的折减系数作为标准值（其数值不应小于最小值）；2）当 n=3 或 $3 < n \leqq 6$ 且极差大于平均值的 30%，可取平均值乘以 0.85～0.95 的折减系数作为标准值（其数值不应大于最小值）。折减系数根据岩土均匀性确定。均匀时取较大值，不均匀时取较小值。

4.3 岩土物理力学参数确定

4.3.1 原位测试、室内试验方法应根据岩土条件、设计对参数的要求、方法的适用性

等因素选用，试验方法和试验条件接近实际。由于岩土物理力学参数会随着时间和环境改变而发生变化，例如，岩体结构面因受施工开挖卸荷回弹张开、爆破松动以及地下水侵蚀等不利影响，其抗剪强度指标会降低。实践证明：通过综合测试、试验、结合工程经验并进行适当调整的方法较合理。

4.3.4 反演分析法是一种有效的确定滑动面抗剪强度指标的方法。当边坡、工程滑坡已经出现了变形或滑动，且边坡或滑坡的整体稳定性能够通过宏观、定性判断确定稳定性系数 K_s 值时，可以采用反演分析法计算滑动面抗剪强度指标。对于出现变形的边坡工程，按经验，弱变形阶段 K_s 可取 1.02～1.05，强变形阶段 K_s 可取 1.00～1.02。值得注意的是:此处的变形是指与整体稳定性有关的变形，而非局部岩土体变形，需要在现场认真、准确地加以判断。此外，弱变形与强变形两个阶段也是没有明确界限的。一般来说，可以根据岩土体中所产生的裂缝宽度、裂缝贯通和延伸程度、结构体的变形破坏程度以及变形发展态势等因素进行综合判定。

4.3.5 对岩质边坡的岩体进行分类，需要决定分类档数。可靠性分析的研究成果表明，分类的可靠程度随着档数的增多而降低；但另一方面，当抽样总体中的样本足够时，分类的预报精度却往往随分类档数的增多而增加。因此，应当选择一个适中的档数，既便于工程界使用，又有合理的可靠度与精度。考虑到目前在国内外的分类方法中，多采用五级分类法，这个档数能较好地满足以上要求，本标准将分类档数定为五类，与国标《工程岩体分级标准》（GB50218-2014）和《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2011）协调一致。为了提高分类的准确性，宜由有经验的技术人员进行定性分类。

判定条件中结构面产状是指对边坡稳定性起控制作用的主要结构面产状，根据《工程岩体分级标准》（GB50218-2014）表 5.3.2-3 边坡工程主要结构面产状影响修正综合考虑，鉴于边坡岩体发生倾倒破坏的复杂性以及倾倒破坏具有渐进性破坏特点，仅考虑了边坡岩体内因结构面存在引起的平面滑动破坏这一主要类型。若边坡岩体中存在因反倾向结构面可能引起的倾倒破坏以及由多组结构面切割形成的楔形体失稳问题，建议针对具体情况进行专门论证。

边坡工程岩体的自稳能力评价是指正常工况条件，而不包括地震及强暴雨等特殊工况条件。边坡岩体的自稳能力划分为四个层次：长期稳定，指边坡岩体仅需用随机锚杆对局部结构面切割问题进行支护，即能保持稳定；基本稳定，即边坡的长期稳定性还需在进行系统支护和排水条件下，才能保持稳定；稳定数月或稳定数日至 1 个月，

即是边坡整体稳定性总体欠稳定，需进行加强支护和排水，才能保持稳定。

4.3.7 结构面结合程度，应从各种结构面特征，即张开度、起伏粗糙程度、充填物性质及其性状等方面进行综合评价。本条规定这几个方面内容作为评价划分的依据，一是因为它们是决定结构面的结合程度的主要方面，再则也是为了便于在进行划分时适应野外工作的特点，工程师在野外观察时凭直观就能判断。将这几方面的情况分析综合，划分为结合好、结合一般、结合差、结合很差和结合极差五种情况。

张开度是指结构面缝隙紧密的程度，国内一些部门在工程实践中，各自作了定量划分，张开度划分界限最大值为5.0mm，最小值为0.lmm。考虑到适用于野外定性鉴别，对大于3.0mm者，从工程角度看，已认为是张开的，再细分无实际意义。所以本标准确定了本条表4.3.9张开度的划分界限。

当鉴定结构面结合程度时，还应注意描述缝隙两侧壁岩性的变化，充填物性质（来源、成分、颗粒粗细），胶结情况及赋水状态等，综合分析评价它们对结合程度的影响。

结构面起伏粗糙程度，是决定结构面结合程度好坏的一个重要方面。从工程稳定方面看，对于结构面，人们所关心的是其抗滑能力，而结构面侧壁的起伏粗糙度程度，常在很大程度上影响着它的抗滑能力。因此，对结构面起伏粗糙度进行具体的鉴别和划分是非常必要的。

4.3.8 岩体的物理力学参数反映了岩体的稳定性和质量的高低它们与决定岩体基本质量的岩石坚硬程度和岩体完整程度密切相关。本标准参考了《工程岩体分级标准》GB/T 50218-2014有关内容。

4.3.9 结构面的抗剪强度指标应通过现场剪切试验确定。现场剪切试验必须在试洞、试坑、探槽或大直径钻孔内进行，由于受现场试验条件限制、试验费用较高、试验时间较长等因素影响，在勘察时难以普遍采用。而且，试验点的抗剪强度与整个结构面的抗剪强度可能会存在较大的偏差，这种以点代面可能与实际不符。实际上结构面的抗剪强度不只是与岩性有关，还与结构面的张开度、充填物及其塑性状态有很大的关系，此外，结构面的抗剪强度还将受施工期和运行期各种因素的影响。因此，本标准未对现场剪切试验作明确规定，但当试验条件具备时，一级边坡宜进行现场剪切试验。本标准参考了《工程岩体分级标准》GB/T 50218-2014有关内容。

4.3.10 岩体等效内摩擦角是考虑岩体粘聚力影响的假想内摩擦角，也称似内摩擦角或综合内摩擦角。边坡岩体等效内摩擦角，可根据经验确定，也可由公式计算确定。

岩体等效内摩擦角φ_e在工程中应用较广，也为广大工程技术人员所接受。可用来判断边坡的整体稳定性：当边坡岩体处于极限平衡状态时，即下滑力等于抗滑力$G\sin\theta = G\cos\theta\tan\varphi + cL = G\cos\theta\tan\varphi_e$，则：$\tan\theta = \tan\varphi_e$，故当$\theta < \varphi_e$时边坡整体稳定，反之则不稳定。

5　边坡稳定性评价

5.1　一 般 规 定

5.1.1　施工期出现新的不利因素的边坡，指在建筑和边坡加固措施尚未完成的施工阶段可能出现显著变形、破坏及其他显著影响边坡稳定性因素的边坡；运行期条件发生变化的边坡，指在边坡运行期由于新建工程等而改变坡形（如加高、开挖坡脚等）、水文地质条件、荷载及安全等级的边坡。对于这些边坡，应对边坡稳定性作出评价。

5.1.2　定性分析和定量分析相结合的方法，指在边坡稳定性评价中，应以边坡地质结构、变形破坏模式、变形破坏与稳定性状态的地质判断为基础，根据边坡地质结构和破坏类型选取恰当的方法进行定量计算分析，并综合考虑定性判断和定量分析结果作出边坡稳定性评价。

5.2　边坡稳定性分析

5.2.1　根据边坡工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态作出定性判断，并对其稳定性趋势作出估计，是边坡稳定性分析的基础。

稳定性分析包括滑动失稳和倾倒失稳。滑动失稳可按本章方法进行；倾倒失稳尚不能用传统极限分析方法判定，可采用数值极限分析方法。

受岩土体强度控制的破坏，指地质结构面不能构成破坏滑动面，边坡破坏主要受边坡应力场和岩土体强度相对关系控制。

5.2.2　确定破坏模式应考虑的地质因素包括：

1　岩性、岩体结构特征和工程地质岩组；

2　断层、岩层层面和优势结构面等地质构造的性状分布及空间组合特征等；

3　边坡形成过程可能出现的顺坡向卸荷裂缝张裂缝发育特征以及倾倒、蠕动变形特征；

4　下软上硬的双层或多层的层状岩体结构；

5　覆盖层分布特征、覆盖层与下覆岩层的界面特征以及岩体风化特征等。

边坡破坏的模式决定于岩性以及岩体内地质断裂面的分布及组合。典型的破坏模式有崩塌、泥石流、滑坡等。

5.2.5　对边坡规模较小、结构面组合关系较复杂的块体滑动破坏，采用赤平极射投影法及实体比例投影法较为方便。赤平极射投影法能将复杂的三维空间关系概化表示，是确定各结构面及其与边坡面组合关系的图解方法。实体比例投影法要求预测目标和参考目标遵循一定的可比性，工程地质条件和工程地质条件都应具有某些相似性。

对于破坏机制复杂的边坡，难以采用传统的方法计算，目前国内外已广泛采用数值极限分析方法进行计算。数值极限分析方法与传统极限分析方法求解原理相同，只是求解方法不同，两种方法得到的计算结果是一致的，对复杂边坡传统极限分析方法无法求解，需要作许多人为假设，影响计算精度，而数值极限分析方法适用性广，不另作假设就可直接求得。

5.2.6 对于均质土体边坡，一般宜采用圆弧滑动面条分法进行边坡稳定性计算。岩质边坡在发育 3 组以上结构面，且不存在优势外倾结构面组的条件下，可以认为岩体为各向同性介质，特别在边坡规模相对较大时，其破坏通常按近似圆弧滑面发生，宜采用圆弧滑动面条分法计算。

通过边坡地质结构分析，存在平面滑动可能性的边坡，可采用平面滑动稳定性计算方法计算。对建筑边坡来说，坡体后缘存在竖向贯通裂缝的情况较少，是否考虑裂隙水压力应视具体情况确定。

对于规模较大，地质结构较复杂，或者可能沿基岩与覆盖层界面滑动的情形，宜采用折线滑动面计算方法进行边坡稳定性计算。

数值方法主要有有限元法、离散元法和快速拉格朗日法等方法。有限单元法考虑了边坡岩体的不连续介质特点，避免了极限平衡法将坡体视为刚体和过于简化边界条件的缺点，能够接近实际的分析边坡的应力场和变形场。有限元法解题步骤已系统化并形成了很多通用的电算程序，已经是成熟的计算方法。鉴于此，本条提出对安全等级为一级的边坡进行有限元等数值法分析，对其他较低安全等级的边坡不作硬性规定。

渗流计算参数根据现场试验、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，还可采用反演分析方法复核和修正。当边坡设置排水设施时，渗流计算应考虑边坡体排水措施对渗流场的影响。渗流分析的计算成果，包括地下水水面线、等势线、渗透坡降和渗流量等内容。

5.2.8 国内工程界习惯采用传递系数法，尽管传递系数法是一种非严格的条分法，当采用隐式解法且两滑面间的夹角不大时，该法有较高的精度，而且计算简单，我国工程师对该法比较熟悉，该法在我国工程界广为采用。摩根斯坦-普赖斯法是一种严格的条分法，计算精度更高，是国际上通用的计算方法，在实际工程中，鼓励采用摩根斯坦-普赖斯法进行计算。

5.2.11 对于圆弧形滑动面，本标准建议采用简化毕肖普法进行计算，通过多种方法

的比较，证明该方法有很高的准确性，已得到国内外的公认。以往广泛应用的瑞典法，虽然求解简单，但计算误差较大，过于安全而造成浪费，所以瑞典法不再列入规范。

对于折线形滑动面，本标准建议采用传递系数隐式解法。传递系数法有隐式解与显式解两种形式。显式解的出现是由于当时计算机不普及，对传递系数作了一个简化的假设，将传递系数中的安全系数值假设为 1，从而使计算简化，但增加了计算误差。同时对安全系数作了新的定义，在这一定义中当荷载增大时只考虑下滑力的增大，不考虑抗滑力的提高，这也不符合力学规律。因而隐式解优于显式解，当前计算机已经很普及，应当回归到原来的传递系数法。

无论隐式解与显式解法，传递系数法都存在一个缺陷，即对折线形滑面有严格的要求，如果两滑面间的夹角（即转折点处的两倾角的差值）过大，就会出现不可忽视的误差。因而当转折点处的两倾角的差值超过 10°时，需要对滑面进行处理，以消除尖角效应。一般可采用对突变的倾角作圆弧连接，然后在弧上插点，来减少倾角的变化值，使其小于 10°，处理后，误差可以达到工程要求。

附录 A 主要是用来计算边坡的稳定性系数，对于折线形滑面的滑坡推力可采用附录 A 中的传递系数法，计算时，应将公式（A.0.3-2）和公式（A.0.3-3）中的稳定系数 F_i 替换为安全系数 F_{st}，以此计算的 P_n，即为滑坡的推力。

水平地震系数的取值是采用新的现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023 中的值换算得到的。

5.3 边坡稳定性评价标准

5.3.1 为了边坡维修工作的方便，提出了边坡稳定状态分类的评价标准。

5.3.2 边坡稳定计算的荷载效应组合应当与国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 保持一致。

边坡稳定性计算应根据不同的工况选择相应的抗剪强度指标。土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下宜采用土的饱和自重固结不排水抗剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下宜采用土的有效抗剪强度指标。永久边坡建议考虑水土分算。

规范中边坡安全系数是按通常情况确定的，特殊情况（如坡顶存在安全等级为一级的建构筑物，破坏后可能产生严重后果的建筑边坡）下安全系数可适当提高。

市规划和自然资源局 2018 年发布的《深圳市地质灾害气象风险预警工作方案》中规定：1）1 个小时降雨量达到 50mm，且未来仍有 25mm 降雨；2）24 小时降雨量

达到 100mm，且未来仍有 50mm 降雨；3）72 小时降雨量达到 175mm。此三种情况为突发性地质灾害风险较高的临界雨量。当出现上述情况，应密切关注边坡安全。

6　边坡支护结构上的侧向岩土压力

6.1　一 般 规 定

6.1.1、6.1.2　当前，国内外对土压力的计算一般采用著名的库仑公式与朗肯公式，但上述公式基于极限平衡理论，要求支护结构发生一定的侧向变形。若挡墙的侧向变形条件不符合主动极限平衡状态条件时则需对侧向岩土压力进行修正，其修正系数可依据经验确定。

1　土质边坡的土压力计算应考虑如下因素：

1）土的物理力学性质（重力密度、抗剪强度、墙与土之间的摩擦系数等）；

2）土的应力历史和应力路径；

3）支护结构相对土体位移的方向、大小；

4）地面坡度、地面超载和邻近基础荷载；

5）地震荷载；

6）地下水位及其变化；

7）温差、沉降、固结的影响；

8）支护结构类型及刚度；

9）边坡与基坑的施工方法和顺序。

2　岩质边坡的岩石压力计算应考虑如下因素：

1）岩体的物理力学性质（重力密度、岩石的抗剪强度和结构面的抗剪强度）；

2）边坡岩体类别（包括岩体结构类型、岩石强度、岩体完整性、地表水浸蚀和地下水状况、岩体结构面产状、倾向、结构面的结合程度等）；

3）岩体内单个软弱结构面的数量、产状、布置形式及抗剪强度；

4）支护结构相对岩体位移的方向与大小；

5）地面坡度、地面超载和邻近基础荷载；

6）地震荷载；

7）支护结构类型及刚度；

8）岩石边坡与基坑的施工方法与顺序。

6.1.3　侧向岩土压力的计算公式主要是采用著名的库仑公式与朗肯公式，但对复杂情况的侧压力计算，近年来数值计算技术发展较快，计算机及相关的软件也较多。目前国际上和我国水利水电部门广泛采用数值极限分析方法，如有限元强度折减法和超载法，其计算结果与传统极限分析法相同，对于传统极限分析法无法求解的复杂问题十

分适用，因此对于复杂情况下岩土侧压力计算可采用数值极限分析法。如岩土组合边坡的稳定性分析采用有限元强度折减法可以方便地求出稳定安全系数与滑动面。

6.2 侧 向 土 压 力

6.2.1～6.2.5 按经典土压力理论计算静止土压力、主动与被动土压力。库伦理论计算简便，能适用于各种复杂的边界条件，而且在一定范围内能得出比较满意的解答，因此应用很广。朗肯理论基于散体一点的极限应力状态推出，在理论上较为严谨，但是只能考虑比较简单的边界条件，不适用于填土表面为折线形的情况，也不适用于仰斜墙背，在应用上受到很大的限制。对于平缓的俯斜墙背，应验核第二破裂面是否会出现，如果出现，则需按第二破裂面计算土压力。本条规定主动土压力可用库仑公式与朗肯公式，被动土压力采用朗肯公式。一般认为，库仑公式计算主动土压力比较接近实际，但计算被动土压力误差较大；朗肯公式计算得到的主动土压力值偏大，被动土压力值偏小。建议实际应用中，用库仑公式计算主动土压力，用朗肯公式计算被动土压力。

静止土压力系数可以用 K_0 试验测试，通常优先考虑通过室内试验测定 K_0 值，试验仪器有静止侧压力系数测定仪或三轴仪，其次可采用现场旁压试验或扁铲侧胀试验测定，当无试验条件时，可按经验方法确定。一般说来，在实际工程应用时，对正常固结的黏性土或砂土，颗粒越粗或土越密实。根据国内外研究资料表明，对于正常固结土，当无实测数据时可以采用经验关系近似估算 K_0 值。目前国内外提出的经验关系较多，但以 Jaky（1948）提出的砂性土估算公式 $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ 与 Brooker 与 Ireland（1965）提出的黏性土公式 $K_0 = 0.95 - \sin\varphi'$ 应用最多。

规范中采用的边坡规范国标中的改进库仑土压力，可考虑坡面倾斜、有堆载、墙背不光滑、粘聚力时的土压力。当不考虑粘聚力或采用综合摩擦角时，可按下式计算：

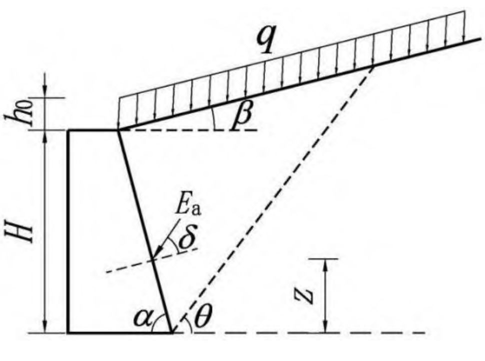


图 1 考虑坡面斜载时的库伦土压力计算

$$E_{\rm a}=\frac{1}{2}\gamma H(H+2h_0)K_{\rm a} \tag{1}$$

无黏性土：

$$K_{\rm a}=\frac{\sin^2(\varphi+\alpha)}{\sin^2 a\sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \tag{2}$$

黏性土（综合摩擦角法）：

$$K_{\rm a}=\frac{\sin^2(\varphi_0+\alpha)}{\sin^2 a\sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi_0+\delta)\sin(\varphi_0-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \tag{3}$$

h_0——附加均布荷载 q 换算为等代均布土层厚度（m），

$$h_0=\frac{q}{\gamma(1+\cot a\tan\beta)} \tag{4}$$

Z——土压力作用点至计算土层底边的距离（m），

$$Z=\frac{H}{3}\times\frac{H+3h_0}{H+2h_0} \tag{5}$$

φ_0——土的综合内摩擦角（°），可按公式 $\varphi_0=\tan^{-1}\left[\tan\varphi+\dfrac{c}{\gamma H}\right]$ 计算，当土的内摩擦角 φ 较小，粘聚力较大或墙高 H 较大时，应按工程经验进行适当的调整。

6.2.6、6.2.7 采用水土分算还是水土合算，是当前有争议的问题。一般认为，对砂土与粉土采用水土分算，黏性土采用水土合算。水土分算时采用有效应力抗剪强度；水土合算时采用总应力抗剪强度。对正常固结土，一般以室内自重固结下不排水指标求主动土压力；以不固结不排水指标求被动土压力。

6.2.8 本条主动土压力是按挡墙后有较陡的稳定岩石边坡情况下导出的。

本次规范修订时，对于稳定且无软弱层岩石坡面与填土间的摩擦角的取值及其影响，以及对于稳定岩石角度的影响，相关研究表明，稳定岩石与土之间的摩擦角 $\delta_{\rm r}$ 对主动土压力计算值影响很大。随稳定岩石坡面与土之间的摩擦角 $\delta_{\rm r}$ 的增加，主动土压力值会明显减小。当 $\delta_{\rm r}=\varphi$ 时，应用公式（6.2.8）计算得到的值比公式（6.2.3）得到的值略小，它们间的结果相近；当 $\delta_{\rm r}=0.5\varphi$ 时，应用公式（6.2.8）计算得到的值比

公式（6.2.3）得到的值大 1.541 倍～2.549 倍，同时随 c 值的增大而增加。另外随稳定岩石角度的增加，主动土压力的值会有所减小，但影响值明显比稳定岩石与土之间的摩擦角δ_r影响小。稳定岩石坡面与填土间的摩擦角取值宜根据试验确定。当无试验资料时，可按本条中提出的建议值 $\delta_r = (0.40 \sim 0.70)\varphi$ 。一般说来对黏性土与粉土取低值，对砂性土与碎石土取高值。

6.2.9 本条提出的一些特殊情况下的土压力计算公式，是依据土压力理论结合经验而确定的半经验公式。

当直立岩土质边坡是为二阶边坡，根据平面滑裂面导出的二阶的边坡上总岩土压力计算式与滑裂面的倾角。二阶直立岩石边坡上总岩石压力计算式与滑裂面的倾角计算的计算公式与二阶直立土质边坡的计算基本相同，但如岩体中存在外倾结构面时，滑裂面的倾角取外倾结构面的倾角。对于单阶边坡，此式可退化到朗肯公式。

6.2.10 仰斜式（倒角）挡土墙是向滑体方向倾斜，土压力方向见图 2，从图中可以得到 E_a' 的分向力如下：

$$E_{ah} = E'_a \sin(\alpha' + \delta) \tag{6}$$

$$E_{av} = -E'_a \cos(\alpha' + \delta) \tag{7}$$

从式（6）和式（7）中中可以看出，其荷载水平比根据 6.2.10-1～6.2.10.4 计算的土压力 E_a 偏小，因此在本标准中把他当作水平方向对待，这样设计的挡土墙偏安全。

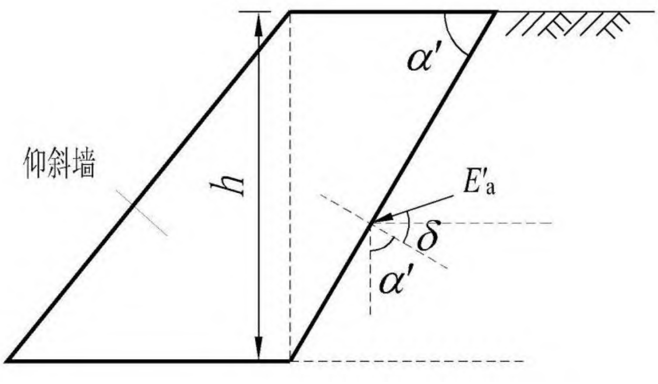


图 2　仰斜式挡墙土压力方向

本条规定的关于边坡坡面为倾斜时的土压力计算公式，可以确定边坡破坏时平面破裂角。用公式（6.2.10）计算主动土压力值与公式（6.2.3）的值一致，但对一般的斜边坡公式（6.2.10）比公式（6.2.3）更为简洁，当 $\alpha = 90°$ 或倾斜边坡坡高为临界高

度时，$\theta=(\alpha+\varphi)/2$。

6.2.11 第二破裂面出现条件：

1 墙背或假想墙背的倾角墙背或假想墙背与竖直方向的夹角），必须大于第二破裂面的倾角，即墙背或假想墙背不妨碍第二破裂面出现；

2 作用于墙背或假想墙背上的土压力对墙背法线的倾角应不小于或等于墙背摩擦角，即不会发生土楔沿墙背或假想墙背的滑动。

6.2.12 在地震作用下，考虑地震作用时的土压力计算，应考虑地震角的影响，地震角的大小与地震设计烈度有关，并采用库仑理论公式计算。地震角的取值是采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 中的值。

6.3 侧向岩石压力

6.3.1 岩体与土体不同，滑裂角为外倾结构面倾角，因而由此推出的岩石压力公式与库仑公式不同，当滑裂角$\theta=45°+\varphi/2$时，公式（6.3.1）即为库仑公式。当岩体无明显结构面时或为破碎、散体岩体时角取$45°+\varphi/2$。

6.3.2 有些岩体中存在外倾的软弱结构面，即使结构面倾角很小，仍可能产生四面楔体滑落，对滑落体的大小按当地实际情况确定。滑落体的稳定分析采用力多边形法验算。

6.3.3 本条给出滑移型永久性边坡且坡顶无建筑荷载时岩质边坡侧向岩石压力计算方法，以及破裂角设计取值原则。本条中的无建筑荷载主要是指无重要建筑物或荷载较大的建筑物。

本条规定侧压力可按理论公式和按取等效内摩擦角的经验公式计算，两者中取大值作为设计依据。一般情况下，由于规定的等效内摩擦角取得很大，经验公式算出的结果都会小于理论公式计算的结果（除 VI 类岩体边坡外)。当岩质和结构面结合程度高时，导致按理论计算公式计算得到的推力为零或极小，以致不需要支护或支护量极少。为保证工程安全，实际工程中这种情况下仍然需要一定的支护。经验公式不会算出推力为零或极小的情况，起到了保证最少支护量的作用。经验公式计算考虑以下因素：1）建筑岩石边坡在使用期内，受不利因素与时间效应的影响，岩石及结构面强度可能软化降低；2）考虑偶然地震荷载作用的不利影响；3）考虑地质参数取值可能存在变异性的不利影响，本条的计算方法力图达到边坡支护的可靠度，满足现行标准的要求。

对临时岩质边坡侧向岩石压力计算和破裂角的取值作出一定的修正，其依据是临时边坡设计中可以不考虑时间效应和地震效应等不利因素的影响，因此岩压力的计算可以适当放松，按经验公式计算时等效内摩擦角可取规范中的高值；另外，对于破裂角的取值也可提高。但坡顶有建（构）筑物荷载的临时边坡应考虑坡顶建（构）筑物荷载对边坡塌滑区范围的扩大影响，同时应满足永久性边坡的相关规定。

6.3.4 当岩石边坡的坡面为倾斜时，根据平面滑裂面假定，得到了岩石压力计算公式与滑裂面的计算公式（同公式 6.2.10），如果岩体中存在外倾结构面时，滑裂面的倾角取外倾结构面的倾角。

6.3.5 在地震作用下，考虑地震作用时的岩石侧压力计算，应考虑地震角的影响，地震角的大小与地震设计烈度有关。根据现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB 50111-2006（2009 年版）条文说明中第 6.1.6 条，工程震害调查表明，位于岩石地基上的挡土墙震害比在土基上的挡土墙稍轻微，因而岩石地基上的地震角取值与本标准第 6.2.11 条相同，并采用库仑理论公式计算。

6.4 坡顶有变形要求的侧向岩土压力的修正

6.4.1 在实际工程中，主动土压力极限状态一般比较容易达到。当对支护结构水平位移有严格限制时（如当坡肩有建筑物、挡墙的变形量较大时），墙体的变位不容许土体达到极限平衡状态，此时主动侧的土压力值将高于主动土压力极限值，对此，设计时宜采用提高的主动土压力值，否则将危及建筑物的安全及正常使用。为使边坡的变形量控制在允许范围内，根据建筑物基础与边坡外边缘的关系和岩土外倾结构面条件采用第 6.4.1 条、第 6.4.2 条和第 6.4.3 条确定的岩土侧压力设计值，提高的主动土压力强度值理论上介于主动土压力 E_a 和静止土压力 E_0 之间。其目的是使边坡受力稳定的同时，确保边坡只发生较小变形，这样有利于保证坡顶建筑物的安全及正常使用。

对高层建筑，其传至边坡的水平荷载较大，支护结构可能承担高层建筑物基础传来的不平衡的水平力，设计时应充分重视，应设置钢筋混凝土地下室，并加大地下室埋深，借用钢筋混凝土地下室的刚体及其底板与地基间的摩阻力平衡高层建筑物传来的部分水平力，同时高层建筑钢筋混凝土地下室基础可采用桩基础（桩周边加设隔离层）将基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内，此时，H 值可从地下室底标高算至坡底，否则，H 仍取边坡高度。除设置钢筋混凝土地下室外，还应加强支护结构的抗侧力以平衡高层建筑物可能传来的水平力。

6.4.2 本条主动岩石压力修正系数 的确定考虑以下因素：

1 有利于控制坡顶有重要建（构）筑物的边坡变形，保证坡顶建（构）筑物的功能和安全；

2 岩石边坡开挖后侧向变形受支护结构或预应力锚杆约束，边坡侧压力相应增大，本标准按岩石主动土压力乘以修正系数来反映土压力增大现象；

3 值的定量确定目前无工程实测资料和相关标准可以借鉴，从理论分析看，坚硬的块石类土静止土压力约为主动土压力 1.80 倍左右，以此类比，岩体结构面结合较差，岩体完整程度为较破碎的Ⅳ类岩体，本标准主动土压力系数定为 1.45～1.55，考虑 I～III类岩石的结构完整性，则分别采用 1.30～1.45。

7 坡 率 法

7.1 一 般 规 定

7.1.1 本标准的坡率法是指控制边坡高度和坡度、无需对边坡整体进行支护而自身稳定的一种人工放坡设计方法，坡率法是一种比较经济、施工方便的边坡治理方法，但同时考虑深圳土方运输与弃土收纳皆很困难，故仅对有条件的且地质条件不复杂的场地可采用坡率法。

7.1.2 本条规定对地质条件复杂，破坏后果很严重的边坡工程治理不应单独使用坡率法，单独采用坡率法时可靠性低，因此应与其他边坡支护方法联合使用，可采用坡率法(或边坡上段采用坡率法)提高边坡稳定性，降低边坡下滑力后再采用锚杆挡墙、桩板挡墙等支护结构，控制边坡的稳定，确保达到安全可靠的效果。

7.2 设 计 计 算

7.2.1～7.2.6 采用坡率法的边坡，原则上都应进行稳定性计算和评价，但对于工程地质及水文地质条件简单的土质边坡和整体无外倾结构面的岩质边坡，可参照表 7.2.1 或表 7.2.2 确定放坡坡率。对于填土边坡由于所用土料及密实度要求可能有很大差别，不能一概而论，应根据实际情况按本标准第 5 章的有关规定通过稳定性计算确定边坡坡率；无经验时可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB5007 的有关规定确定填土边坡的坡率允许值。

7.3 构 造 设 计

7.3.1～7.3.7 在坡高范围内不同的岩土层，可采用不同的坡率放坡。边坡坡率设计应注意边坡环境的防护整治，边坡水系应因势利导保持畅通。若坡顶无较大汇水面积或出现反坡等情况是坡顶截水沟可根据实际情况减小尺寸或不设。考虑到边坡的永久性，坡面应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。

8 重力式挡墙

8.1 一 般 规 定

8.1.2 重力式挡墙基础底面大、体积大，如高度过大，则既不利于土地的开发利用，也往往是不经济的。当土质边坡高度大于 10m、岩质边坡高度大于 12m 时，上述状况已明显存在，故本条对挡墙高度作了限制。

8.1.3 一般情况下，重力式挡墙位移较大，难以满足对变形的严格要求。

挖方挡墙施工难以采用逆作法，开挖面形成后边坡稳定性相对较低，有时可能危及边坡稳定及相邻建筑物安全。因此本条对重力式挡墙适用范围作了限制。

8.1.4 墙型的选择对挡墙的安全与经济影响较大。在同等条件下，挡墙中主动土压力以仰斜最小，直立居中，俯斜最大，因此仰斜式挡墙较为合理。但不同的墙型往往使挡墙条件（如挡墙高度、填土质量）不同。故墙型应综合考虑多种因素而确定。

挖方边坡采用仰斜式挡墙时，墙背可与边坡坡面紧贴，不存在填方施工不便、质量受影响的问题，仰斜当是首选墙型。

挡墙高度较大时，土压力较大，降低土压力已成为突出问题，故宜采用衡重式或仰斜式。

8.2 设 计 计 算

8.2.1～8.2.4 抗滑移稳定性及抗倾覆稳定性验算是重力式挡墙设计中十分重要的一环，式（8.2.3-1）及式（8.2.4-1）应得到满足。当抗滑移定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、墙底做成逆坡、换土做砂石垫层等措施使抗滑移稳定性满足要求。当抗倾覆稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、增长墙趾、改变墙背做法（如在直立墙背上做卸荷台）等措施使抗倾覆稳定性满足要求。

8.2.5 地震工况时，土压力按本标准第 6 章有关规定进行计算。

8.2.6 土质地基有软弱层或岩质地基有软弱结构面时，存在着挡墙地基整体失稳破坏的可能性，故需进行地基稳定性验算。

8.3 构 造 设 计

8.3.1 毛石混凝土、素混凝土是重力式挡墙的常用材料。

8.3.2 挡墙基底做成逆坡对增加挡墙的稳定性有利，但基底逆坡坡度过大，将导致墙踵陷入地基中，也会使保持挡墙墙身的整体性变得困难。为避免这一情况，本条对基底逆坡坡度作了限制。

8.3.6 斜坡地面水平距离的上、下限值的采用，可根据地基的地质情况，斜坡坡度等

综合确定。如较完整的硬质岩，节理不发育、微风化的、坡度较缓的可取上限值0.6m；节理发育的、坡度较陡可取下限值1.5m。

8.4 施 工

8.4.2 本条规定是为了避免填方沿原地面滑动。填方基底处理办法有铲除草皮和耕植土、开挖台阶等。

9　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙

9.1　一 般 规 定

9.1.1、9.1.2　本条明确适用范围。根据现行相关规范及行业的要求，限制悬臂式挡墙和扶壁式挡墙在不良地质地段和地震时的应用。

扶壁式挡墙由立板、底板及扶壁（立板的肋）三部分组成，底板分为墙趾板和墙踵板。扶壁式挡墙适用于石料缺乏、地基承载力较低的填方边坡工程。一般采用现浇钢筋混凝土结构。扶壁式挡墙回填不应采用特殊类土（如淤泥、软土、有机质土等），主要考虑这些土物理力学性质不稳定、变异大，因此限制使用。扶壁式挡墙高度不宜超过 10m 的规定是考虑地基承载力、结构受力特点及经济等因素定的，一般高度为 6m～10m 的填方边坡采用扶壁式挡墙较为经济合理。

9.2　设 计 计 算

扶壁式挡墙的设计内容主要包括边坡侧向土压力计算、地基承载力验算、结构内力及配筋、裂缝宽度验算及稳定性计算。在计算时应根据计算内容分别采用相应的荷载组合及分项系数。扶壁式挡墙外荷载一般包括墙后土体自重及坡顶地面活载。当受水或地震影响或坡顶附近有建筑物时，应考虑其产生的附加侧向土压力作用。

9.2.1　扶壁式挡墙基础埋深较小，墙趾处回填土往往难以保证夯填密实，因此在计算挡墙整体稳定及立板内力时，可忽略墙前底板以上土的有利影响，但在计算墙趾板内力时则应考虑墙趾板以上土体的重量。

9.2.3　根据国内外模型试验及现场测试的资料，按库仑理论采用第二破裂面法计算侧向土压力较符合工程实际。但目前美国及日本等均采用通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。因此本条规定当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙及通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。同时侧向土压力计算应符合本标准第 6 章的有关规定。

9.2.4　影响扶壁式挡墙的侧向压力分布的因素很多，主要包括墙后填土、支护结构刚度、地下水、挡墙变形及施工方法等，可简化为三角形、梯形或矩形。应根据工程具体情况，并结合当地经验确定符合实际的分布图形，这样结构内力计算才合理。

9.2.5　本条明确悬臂式挡墙结构的计算模型。

9.2.6 扶壁式挡墙是较复杂的空间受力结构体系，要精确计算是比较困难复杂的。根据扶壁式挡墙的受力特点，可将空间受力问题简化为平面问题近似计算。这种方法能反映构件的受力情况，同时也是偏于安全的。立板和墙踵板可简化为靠近底板部分为三边固定，一边自由的板及上部以扶壁为支承的连续板；墙趾底板可简化为固端在立板上的悬臂板进行计算；扶壁可简化为悬臂的 T 形梁，立板为梁的翼，扶壁为梁的腹板。

9.2.7 本条明确悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构构件截面设计要求。

9.2.8 悬臂式挡墙、扶壁式挡墙为钢筋混凝土结构，其受力较大时可能开裂，钢筋净保护层厚度减小，受水浸蚀影响较大。为保证挡墙的耐久性，本条规定了挡墙裂缝宽度计算的要求。

9.2.9 本条明确悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的抗滑、抗倾稳定性验算的规定。

9.2.10 本条明确有关地基承载力及变形验算的规定。

9.3 构 造 设 计

9.3.1 根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定了扶壁式挡墙的混凝土强度等级、钢筋直径和间距及混凝土保护层厚度的要求。

9.3.2 本条明确悬臂式挡墙的截面型式及构造要求。

9.3.3 扶壁式挡墙的尺寸应根据强度及刚度等要求计算确定，同时还应当满足锚固、连接等构造要求。

9.3.4 扶壁式挡墙配筋应根据其受力特点进行设计。立板和墙蹱板按板配筋，墙趾板按悬臂板配筋，扶壁按倒 T 型悬臂深梁进行配筋；立板与扶壁、底板与扶壁之间根据传力要求计算设计连接钢筋。宜根据立板、墙蹱板及扶壁的内力大小分段分级配筋，同时立板、底板及扶壁的配筋率、钢筋的搭接和锚固等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

9.3.5 在挡墙底部增设防滑键是提高挡墙抗滑稳定的一种有效措施。当挡墙稳定受滑动控制时，宜在墙底下设防滑键。防滑键应具有足够的抗剪强度，并保证键前土体足够抗力不被挤出。

9.3.6、9.3.7 挡墙基础是保证挡墙安全正常工作的十分重要的部分。实际工程中许多挡墙破坏都是地基基础设计不当引起的。因此设计时必须充分掌握工程地质及水文地质条件，在安全、可靠、经济的前提下合理选择基础形式，采取恰当的

地基处理措施。当挡墙纵向坡度较大时，为减少开挖及挡墙高度，节省造价，在保证地基承载力的前提下可设计成台阶形。当地基为软土层时，可采用换土层法或采用桩基础等处理措施。不应将基础置于未经处理的地层上。

9.3.8 本条明确悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的泄水孔设置及构造要求。

9.3.9 钢筋混凝土结构扶壁式挡墙因温度变化引起材料变形，增加结构的附加内力，当长度过长时可能使结构开裂。本条参照现行有关标准规定了伸缩缝的构造要求。

扶壁式挡墙对地基不均匀变形敏感，在不同结构单元及地层岩土性状变化时，将产生不均匀变形。为适应这种变化，宜采用沉降缝分成独立的结构单元。有条件时伸缩缝与沉降缝宜合并设置。

9.3.10 墙后填土直接影响侧向土压力，因此宜选用重度小、内摩擦角大的填料，不得采用物理力学性质不稳定、变异大的填料（如粘性土、淤泥、耕土、有机质土等特殊土）。同时，要求填料透水性强，易排水，这样可显著减小墙后侧向土压力。

9.4 施 工

9.4.1 本条规定在施工时应做好地下水、地表水及施工用水的排放工作，避免水软化地基，降低地基承载力。基坑开挖后应及时进行封闭和基础施工。

9.4.2、9.4.3 挡墙后填料应严格按设计要求就地选取，并应清除填土中的草、树皮树根等杂物。在结构达到设计强度的75%后进行回填。填土应分层压实，其压实度应满足设计要求。扶壁间的填土应对称进行，减小因不对称回填对挡墙的不利影响。挡墙泄水孔的反滤层应当在填筑过程中及时施工。

10　锚杆格构梁支护

10.1　一 般 规 定

10.1.1　锚杆结合格构梁是深圳市治理边坡的一种重要支护型式，大量边坡采用该措施进行治理，也积累了不少的工程经验，将锚杆格构梁支护型式单列一章进行规定是有必要的。深圳的边坡治理，格构梁基本是采用现浇钢筋混凝土，有条件时，也可尝试采用预制钢筋混凝土梁，但应保证连接可靠及格构的整体性。对于锚杆，现阶段大部分是采用的拉力型锚杆，但从锚杆的受力性能和耐久性来看，压力型特别是压力分散型锚杆更有其特点和优势，边坡治理可鼓励采用压力型锚杆，并注意积累工程经验。

10.1.4　本条限制采用锚杆的土层，其与锚固体间的粘结强度较低，能提供的锚固力较小，一般难以满足边坡稳定的受力要求。另外，锚固段受力后在这些土层中的蠕变量较大，导致变形难以控制，另外造成较大的预应力损失。含有这些土层的边坡治理，应选择其他支护型式，必须采用锚杆时，宜先对土层加固处理。

10.1.5 基本试验的目的是确定锚杆的极限抗拔承载力，规定对安全等级一级和无锚固经验的新型锚杆应进行基本试验。基本试验应注意避免按验收试验的原则和方法实施，而应按附录 C.2 的规定实施。

10.2　设 计 计 算

10.2.2　本标准设计原则规定，计算锚杆面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度、锚杆锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的效应采用荷载标准组合。锚杆的计算均采用安全系数法，相应的杆体材料、锚固体和土层间的粘结强度、杆体与锚固体间的粘结强度均采用其强度标准值。而计算格构梁的截面和配筋采用分项系数法，内力设计值的分项系数按《建筑结构荷载规范》GB50009 取值，格构梁的钢筋和混凝土强度均采用设计值。

对于杆体材料的抗拉安全系数，考虑锚杆拉力和杆体材料的离散性、岩土层对杆体的腐蚀等因素，程良奎（《岩土锚固土钉喷射混凝土原理、设计与应用》，中国建筑工业出版社，2008 年 12 月）认为，对永久锚杆取 1.8，对临时锚杆取 1.6，高承载力锚杆不宜小于 2.0，同时参考《岩土锚杆（索）技术规程》CECS22:2005 及《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013，采用表 10.2.2 的安全系数，并对临时锚杆和永久锚杆进行了区别。

10.2.3、10.2.4 影响锚固体与岩土层粘结强度的因素很多，除岩土性质外，成孔工艺、浆液水灰比、注浆压力、地下水、施工质量等都会对粘结强度产生影响，因此粘结强度的离散性很大，这也是规定一级边坡及无锚固经验的锚杆的抗拔极限承载力应由基本试验确定的主要原因。表 10.2.3-2 中黏性土、砂土和花岗岩残积土与锚固体的粘结强度参考了《深圳市基坑支护技术规范》SJG05-2011 及《地基基础勘察设计规范》DB/SJG01-2010 中的取值；碎石土和岩石的取值是在总结深圳地区已完成的多项勘察及部分锚杆基本试验的基础上，并参考《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013 中相应的取值综合所得。对应每一种岩土体的粘结强度取值有的范围较大，具体工程项目取值时需要岩土工程师依靠自己的认知和经验具体把握，并注意积累、总结各项目锚杆基本试验数据，以利于逐步完善此表。

杆体与锚固体间的粘结强度主要与如浆体强度有关，同时受施工质量的影响，该值的试验数据较少，本标准的取值范围参考了《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086-2015，且不考虑杆体材料的区别。

10.2.7 对按正常使用极限状态设计的锚杆，锚杆拉力标准值是在变形控制的要求下计算得来的，锁定力当然需要达到该值，否则无法满足变形要求。对按承载能力极限状态设计的锚杆，锁定力可适当降低，锁定后随着变形，锚杆拉力逐渐达到拉力标准值，如按拉力标准值锁定，随着变形，锚杆拉力进一步增大，则会降低锚杆的安全度，具体由岩土工程师视具体情况结合工程经验自行确定。

10.2.8 以往对格构梁的设计很多根据经验或沿用常规做法，实际上或是造成材料浪费或是不满足计算受力要求而造成变形较大或安全度降低，因此要求格构梁需根据计算确定，本条推荐的计算方法参考了《高轻型支挡技术及应用》（张玉芳等著，科学出版社，2010 年 2 月）中的相应内容。有限元法早已用于结构的计算和设计，已是非常成熟的计算方法，有条件时可用于框架梁的整体计算，并与经典计算方法进行比较。

10.2.9 格构梁的设计采用分项系数法，内力设计值采用基本组合，永久锚杆的荷载分项系数取 1.35，临时锚杆取 1.25，并考虑重要性系数。钢筋和混凝土的强度取材料设计值。

10.3 构 造 设 计

10.3.1 锚杆间距太小，特别是锚固段间距太小，易引起群锚效应，即岩土层中的锚固受力区重叠导致削弱锚杆的极限抗拔承载力，且可能增大锚杆位移。参考《深圳市基坑支护技术规范》SJG05 和《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086，锚固体之间的最小间距取 1.5m，如需要更小的锚杆间距时，可调整锚杆倾角或长短布置，以保证锚固段的间距。

保证锚固段上覆岩土层厚度，主要是考虑如下几个因素：1）保证锚固段与土体的接触应力，从而保证粘结强度和锚固承载力；2）减少地面荷载（特别是循环荷载和动荷载）对锚固段的不利影响；3）高压注浆时保持较高的注浆压力，保证锚固体质量；4）不至因注浆压力导致地面隆起或开裂。

锚杆倾角太小，注浆不宜饱满，影响锚固质量；倾角太大，会相应减小锚杆水平分力而增大竖向分力，对支护结构的受力和边坡整体稳定性不利。设计时应兼顾使锚固段更多的进入粘结强度更高的土层而综合确定锚杆倾角。

在性质较差特别是砂层或含砂土层中锚杆成孔施工时，对土层的扰动易发生塌孔、水土流失等而使地面沉降，进而影响到上部或附近建筑。因此尽可能避免在上述土层中设置锚杆，或预先采取加固措施。

10.3.2 锚杆自由段太短对控制预应力损失不利，同时由于刚度系数更大，锚杆受力对变形更敏感，安全度降低。一般需要较高拉力和预应力的锚杆，其自由段越长；另外自由段长度还主要受尽可能使锚固段更多进入粘结强度更高土层的因素影响，岩土工程师应根据上述因素和锚杆的刚度系数综合确定自由段长度。要求自由段超过潜在滑裂面 1.5m 是避免或减小潜在破碎土体对锚固的不利影响。

考虑到土层中可能存在的软弱夹层或不利结构面，及成孔施工对周边土层的扰动，使粘结强度降低，锚固段太短可能导致被拔出的风险增大。各种土层中的锚杆，均存在一个有效锚固长度，锚固段太长，由于最大粘结应力不能在整个锚固段长度上同时发挥，并不能提供与锚固长度成正比例的锚固抗拔力，这是通过大量试验且公认的结论。本条规定土层中锚固段不宜大于 18m，是基于深圳地区的工程经验；规定岩层中锚固段长度不宜大于 8m，是参考了《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的规定。当计算需要单根锚杆提供更大的锚固力时，可优先考虑采用荷载分散型锚杆。

10.3.3 如果杆体面积越大，各束钢绞线（或各根钢筋）的间距相应越小，再考虑到安装和下锚的偏差，很难保证各束钢绞线（或各根钢筋）都能被浆体充分包裹，从而降低锚固体与杆体之间的握裹力。隔离架是固定杆体位置，保证保护层厚度和各杆体间距的重要措施，从而影响到锚固力和握裹力的发挥，同时保护层厚度也是杆体防腐的重要保证措施之一，因此保证隔离架的质量和间距非常重要，布置时不应超过本条规定的间距。

10.3.5 全粘结锚杆一般拉力较小，长度较短，宜选用 HRB500、HRB400 等普通钢筋。预应力锚杆一般所需拉力较大，长度较长，宜选用高强度的钢绞线，重量轻，施工方便。预应力螺纹钢筋即精轧螺纹钢筋，可用于中等大小拉力的预应力锚杆。

10.3.7 锚具、夹具是保证预应力锚杆发挥作用的重要组成部分，深圳地区曾发生过由于夹具质量不合格而导致锚杆失效的工程案例，因此需保证锚、夹具的强度、刚度、韧性等性能，必要时可试验验证。

10.3.8 锚杆注浆宜选用水泥净浆，特别是二次高压注浆时的浆液。浆体强度是保证锚固力的重要因素，考虑到灌入钻孔内的浆体强度很难达到标准试块试验的强度，因此浆液质量、注浆质量、注浆压力、试块试验等均应从严要求。

10.3.11 锚杆在岩土层中的工作环境比较恶劣，有效的防腐措施是锚杆保持工作状态和使用年限的重要保证，本条的防腐措施是常用且有效的做法。

10.3.12 锚杆一般设置在格构梁节点处，格构梁间距太大，较难满足边坡整体稳定对锚杆拉力的要求，且不易保证格构内坡面土体的局部稳定性，间距不超过 3m 是大量工程案例的应用经验。截面尺寸太小不易满足格构梁受力要求，深圳地区对有锚杆的格构梁尺寸一般不小于 300mm。

10.4 施 工

10.4.4 预应力锚杆一般要求二次高压劈裂注浆，是确保甚至提高锚固承载力的重要措施，二次注浆要求在一次注浆初凝后且浆体具有一定强度时实施，强度过高或过低均难以形成劈裂效果，需要工程师根据施工经验具体把握。

11　岩石锚喷支护

11.1　一 般 规 定

11.1.1　岩石锚喷支护应用范围为以下三种类型：I、Ⅱ、Ⅲ类岩石永久边坡，I、Ⅱ、Ⅲ类岩石临时边坡，以及I～Ⅲ类岩石边坡整体稳定前提下的坡面支护（坡率法）。锚喷支护虽有施工方便、工期短等优势，但对景观要求高时难以满足，可采用喷射混凝土和现浇混凝土面板对表面处理。

11.1.3　锚喷支护中的受力锚杆有系统锚杆与局部锚杆两种类型。系统锚杆用以维持边坡整体稳定，采用本标准相关的直线滑裂面的极限平衡法计算。局部锚杆用以维持不稳定块体的稳定，采用赤平投影法或块体平衡法计算。

11.2　设 计 计 算

11.2.1～11.2.2　锚喷支护边坡的整体稳定性计算，边坡侧压力，锚杆总长度以及锚杆计算均按本标准第 5 章、第 6 章和第 10 章相关规定执行。本条说明锚喷支护的锚杆轴向拉力标准值的计算方法。

11.2.3　本条说明用局部锚杆加固不稳定块体的具体计算方法，是在考虑边坡工程等级和安全系数条件下按照平面滑动计算所需锚杆承载力。

11.3　构 造 设 计

11.3.1～11.3.2　锚喷支护中的受力锚杆多采用全长粘结性锚杆，利用其性能可靠、使用年限长，便于岩石边坡施工的优点。一般采用在坡面上采用按一定规律布设的系统锚杆来提高岩石边坡的整体稳定性，系统锚杆的布设方式可采用效果较好的行列式或菱形排列，锚杆间的最大间距以确保两根锚杆间的岩体稳定为原则，与岩石分类有关。对于局部不稳定区或不稳定块体，可采用随机布设的、数量较少的随机锚杆进行加固，以确保岩石边坡局部区域及不稳定块体的稳定性。对于永久边坡，锚杆钢筋与面层的连接应可靠，不建议采用点焊。

11.3.3　采用坡率法的岩质边坡锚喷支护仅起到坡面防护和坡体浅层加固的作用，锚杆属于构造锚杆，各个具体参数的选择可按 I、Ⅱ类边坡或高度较低的边坡取小值，Ⅲ、Ⅳ 类边坡或高度较高的边坡取大值的原则执行，对临时性边坡取较小值。

11.3.4　喷射混凝土应重视早期强度，通常规定 ld 龄期的抗压强度不应低于 5.0MPa。喷射混凝土参数可参考表1：

表1　喷射混凝土强度参数

喷射混凝土强度等级 / 物理力学参数	C20	C25
轴心抗压强度设计值(MPa)	9.60	11.90
抗拉强度设计值(MPa)	1.10	1.27
弹性模量(MPa)	2.10×10^4	2.30×10^4
重度(kN/m^3)	22.00	

11.4　施　工

11.4.3　边坡支护在施工时应严格按照设计工况进行，严禁超挖。

11.4.5～11.4.9　岩石爆破施工时应采取严密的爆破施工方案及控制爆破的有效措施，爆破方案应经设计、监理和相关单位审查后执行，应采取避免产生震害的工程措施，并设置相应的振动监测点和变形观测点加强振动和建（构）筑物变形的监测。

表 11.4.8 参考《爆破安全规程》GB6722 以及深圳市地铁集团有限公司的《地铁运营安全保护区和建设规划控制区工程管理办法》中对爆破安全允许振动速度的规定。

12　排桩及桩锚支护结构

12.1　一 般 规 定

12.1.1　采用排桩、桩锚及双排桩作为边坡支护结构时，可有效的控制边坡变形，因而是高大填方边坡、坡顶附近有建筑物挖方边坡的有效支挡型式。

12.1.2　排桩及桩锚支护形式的选择应根据工程特点、使用要求、地形、地质和施工条件综合考虑确定。排桩的施工工艺和桩间是否设置挡土板及挡板做法的选择应综合考虑场地条件、施工可行性等多种因素后确定。

12.1.3　挡墙高度过大，支挡结构承担的岩土压力及产生的桩顶位移均会出现较大幅度增长，不利于控制边坡安全，且悬臂桩断面过大。因此，从安全性和经济性的角度出发，控制悬臂式排桩支护高度，一般不宜超过 8m。

12.1.4　桩间距、桩长和截面尺寸应根据岩土侧压力大小和锚固段地基承载力等因素确定，达到安全可靠、经济合理。当采用矩形截面抗滑桩时，尺寸宜为 1.2m～4.0m，且矩形截面长边应沿平行滑动方向设置。当采用圆形截面抗滑桩时，最小直径不宜小于 1.2m。抗滑桩中心距宜为桩径或桩短边宽度的 2.5～5 倍，宜为 3m～8m，主要应根据桩径及推力进行验算，充分发挥桩间土土拱效应，避免桩间土挤出。抗滑桩桩间距的计算因为考虑因素较多且复杂，尚无成熟计算方法。当土层性质较好、密实时，抗滑桩间距可取大值；反之，应取小值。滑（边）坡主轴附近抗滑桩间距宜取小值，两侧桩间距可适当放大。设计时，主要可参考桩间距的绝对值和与截面宽度的倍数两方面所获得的经验性规定，国内抗滑桩中心间距的范围一般在 5m～10m，且大于桩径 2.5 倍，本条规定的范围值结合深圳地区的抗滑桩工程给出。在能形成土拱的条件下，按桩侧所提供的摩阻力应大于桩间土体下滑力考虑桩间距；当采用桩间板进行连接时，桩间距设计取决于滑坡推力。

12.1.5　桩顶位移过大时，在桩上加设预应力锚杆或非预应力锚杆可起到控制桩身变形、降低桩身内力的作用。边坡现状稳定性较差时，采用预应力锚拉式排桩可起到边坡预加固作用，提高了边坡的安全度。

12.1.6　设置于填方处的锚杆桩需采取有效措施防止由于填料下沉而使锚杆产生次应力是十分重要的。

12.1.8　对于抗滑桩，嵌固段应锚固在滑动面或潜在滑动面以下稳定地层，且不应产生新的深层滑动。初步选定时，对于土层或软弱岩层，抗滑桩嵌固深度宜为

桩长的 1/3～1/2；对于较完整、坚硬岩层，抗滑桩嵌固深度宜为桩长的 1/4～1/3，最终应根据计算确定。防越顶计算一般通过圆弧滑动法，搜索桩后不利滑动面进行桩后坡体稳定性验算，当稳定性系数小于边坡稳定安全系数要求时，应对桩位和桩顶标高进行重新调整或增设防越顶设计（如桩顶增设锚杆框架、反压石笼等），满足相关要求。

12.2　设 计 计 算

12.2.2　滑坡稳定性应按主滑动方向至少进行一条纵剖面计算。滑坡稳定性计算方法宜根据岩土类型、滑坡形态和可能的破坏形式，选择适宜的计算方法。对破坏机制复杂的滑坡，宜结合数值分析法进行计算分析。

作用在抗滑支挡结构上的滑坡推力分布，可根据滑体性质和高度等因素确定为三角形、矩形或梯形（图 1）。

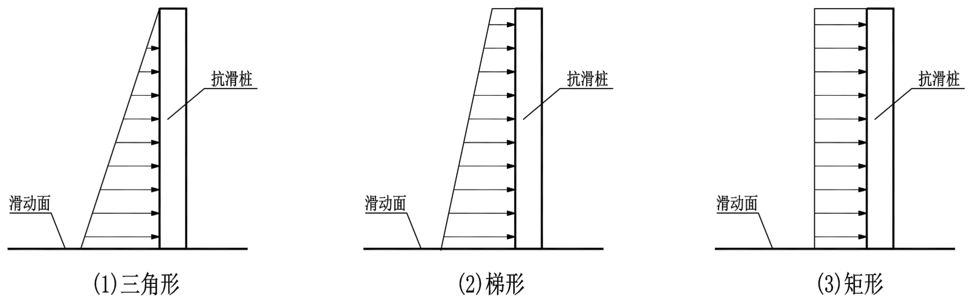


图 1　滑坡推力分布

对于液性指数小，刚度较大、密实的滑体，整个滑坡体滑动速度大体一致，假定滑面上桩背的滑坡推力分布呈矩形；对于液性指数较，刚度较小、密实度不均匀的塑性滑体，其靠近滑面的滑动速度较大，表层较小，推力假定为三角形分布；其他介于二者之间的情况可假定为梯形。

滑动面以上桩前的土体抗力，可由极限平衡时滑坡推力曲线、桩前被动土压力及桩前土体的弹性抗力三种方法确定，设计时选用小值。当桩前滑坡体可能滑动时，不应计其抗力。

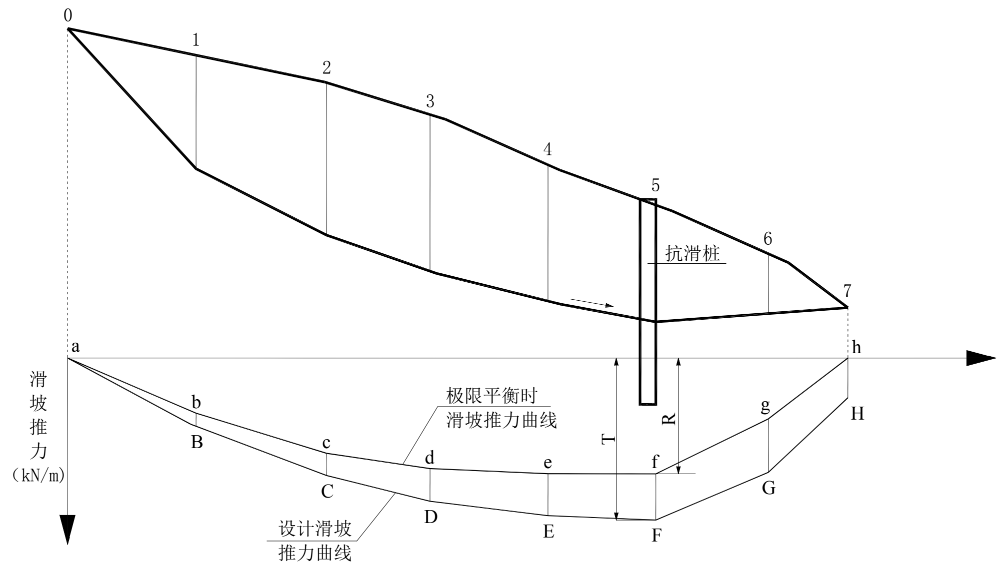


图 2　滑坡推力曲线图

T-作用在抗滑桩上的滑坡推力（kN/m）；R-桩前土体抗力（kN/m）

根据滑坡推力曲线确定桩前抗力，当假定滑坡处于极限平衡状态时，滑面上的岩土力学参数由反算确定，抗滑桩需要承受的推力为：。桩前滑动面以下的被动土压力采用朗肯土压力方法进行计算。

12.2.3　排桩及桩锚支护结构的桩间净距 L_n 一般为 1m～3m，而墙高 h 通常不会低于 5m，高的可以达到 15m，桩间墙的宽高比 $L_n/h<0.8$。前苏联学者克列因早年根据模型试验的结果提出当 $L_n/h<0.8$ 时，土压力可以乘 0.7～0.8 的折减系数，铁二院通过模型试验也有类似的结论，故在桩间挡土板的设计中，多采用 0.7～0.8 的折减系数。实践证明这样做是可行的，没有因此而出现任何不稳定迹象。

12.2.4　悬臂式抗滑桩内力计算应进行刚性桩和弹性桩的区分。当判断为弹性桩时，按照弹性地基梁进行分析。当判断为刚性桩时，滑动面以上所受荷载均作为外力，滑动面以下桩体取隔离体，根据平衡条件计算桩的内力。

抗滑桩受到滑坡推力后，将产生一定的变形。根据桩和桩周土的性质以及桩的几何性质，其变形有两种情形：当桩的位置发生了偏离，但轴线保持不变，仅沿某点发生偏移转动，其变形主要由桩周土变形所致，犹如刚体一样，仅发生了转动，按刚性桩考虑；另一种是当桩轴线和桩周土同时发生变形，按弹性桩考虑。当抗滑桩埋入稳定地层内的计算深度为某一临界值时，可视桩的刚度为无穷大，

这个临界值作为判断是刚性桩还是弹性桩的标准。

当判断为弹性桩时，其基本假定是桩身任一点处岩土抗力与该点的位移成正比，通过对滑动面以上所受荷载进行适当简化（桩侧土的摩阻力、桩身自重及桩底应力一般来说对桩的安全有利，为简化计算，通常不考虑），滑动面以上桩身所受滑坡推力作为已知设计荷载，整根桩作为弹性地基梁来考虑，不考虑滑动面的存在影响，根据桩前土层性质（地基系数）建立挠曲微分方程，通过求解可获得任一深度截面的变形和内力的一般表达式，并根据桩底边界条件计算出滑动面处的位移和转角，再计算出任一深度截面处的变形和内力（图 3）。具体可参照本标准第 12 章的规定。

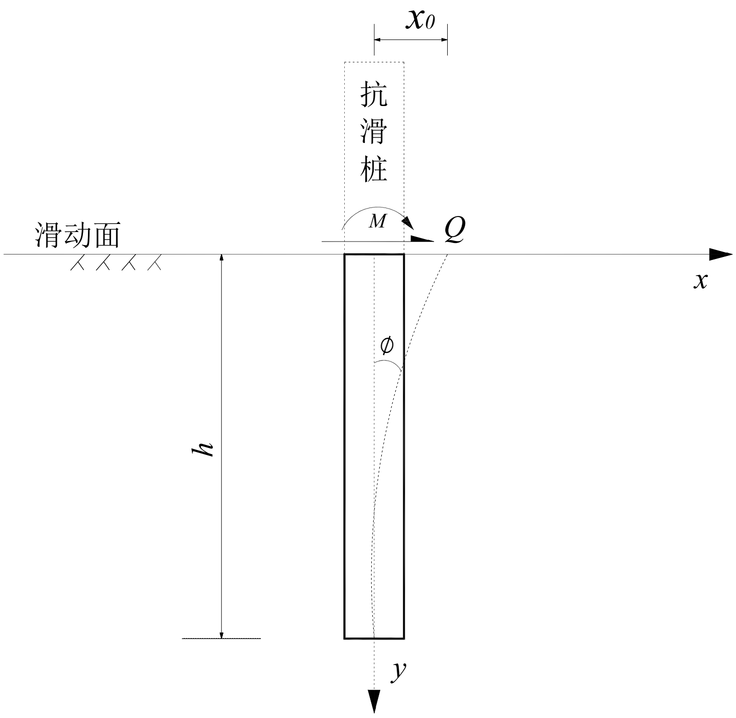


图 3　假定为弹性桩时滑动面以下桩身内力计算模型

一般桩身受水平荷载挠曲微分方程为：

$$EI\frac{\mathrm{d}^4\mathrm{x}}{\mathrm{d}\mathrm{y}^4}+B_{\mathrm{p}}\mathrm{m}_{\mathrm{h}}xy=0 \qquad (1)$$

当判断为刚性桩时，应把滑动面以上桩体所受荷载作为外力，桩前土体抗力从外荷载中减去，即外荷载为剩余下滑力。对滑动面以下桩体取隔离体，滑动面以上外荷载对滑动面处的桩截面产生弯矩和剪力，结合桩侧土层地基抗力，进而由隔离体的平衡计算桩的内力（图 4）。

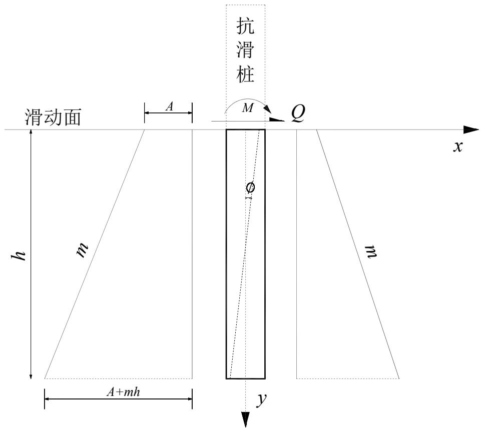


图 4　假定为刚性桩时滑动面以下桩身内力计算模型

12.2.5　对于矩形桩，目前基本采用人工挖孔，根据广东省建设厅关于限制使用人工挖孔灌注桩的通知，人工挖孔桩的桩径不小于 1.2m，故对矩形桩的 b 值一般不小于 1.2m。

12.2.6　当锚固段为松散介质、较完整同种岩层或虽然是不同的岩层但岩层刚度相差不大时，桩端支承可视为自由端。

当锚固段上部为土层，桩底嵌入一定深度的较完整基岩时，桩端可采用自由端或铰支端计算。当采用自由端时，各层的地基系数必须根据具体情况选用；当采用铰支端计算时，应把计算“铰支点”选在嵌入段基岩的顶面，并根据嵌入段的地层反力计算嵌入段的深度。

当桩嵌岩段桩底附近围岩的侧向 k 相比桩底基岩的 k_0 较大时，桩端支承可视为铰支端。

12.2.7　地基系数法通过假定埋入地面以下桩与岩土体的协调变形，确定桩埋入段截面、配筋及长度。本条给出了桩埋入段地基横向承载力的计算公式，便于桩基截面和埋深的设计调整。

12.2.8　地基系数 k 和 m 是根据地面处桩位移值为 6mm～10mm 时得出来的，试验资料证明，桩的变形和地基抗力不成线性关系，而是非线性的，变形愈大，地基系数愈小，所以当地面处桩的水平位移超过 10mm 时，常规地基系数便不能采用，必须进行折减，折减以后地基系数变小，得出桩的变形更大，形成恶性循环，故通常采用增加桩截面或加大埋深来防止地面处桩水平位移过大。

12.2.9　悬臂式排桩的桩身内力最大部位一般位于锚固段，桩身裂缝对桩的承载

力影响小，通常情况下不必进行桩身裂缝宽度验算。当支护结构所处环境为二 b 类环境及更差环境、坡顶有重要建筑时，应验算桩身裂缝宽度。

12.2.11 锚固桩的刚度与锚杆刚度相差很大，在锚杆桩的设计中，锚杆的变形量对桩的内力影响很显著，所以一定要控制锚杆伸长量，使之与桩的变形协调，不然会使桩实际承受的内力与设计值相差过大，而且有可能出现相反的值，即计算出现负弯矩的部位发生正弯矩，或者反过来，计算正弯矩的截面实际上却是负弯矩。

12.2.14 人工挖孔桩护壁应根据土压力和结构内力计算结果进行设计，初步设计时也可采用本条说明中给出的深圳地区常用的人工挖孔桩护壁厚度及配筋参考值。

1 护壁承受的土压力，可按下列规定计算：

1）护壁承受的岩土侧土压力沿深度分布形式可假定为：距离地面一定临界深度范围内按三角形分布，临界深度以下视为常数。临界深度根据工程经验取值，当无经验时可取 5.0m；

2）圆形挖孔桩护壁承受的岩土侧土压力，可采用静止土压力公式计算；

3）矩形挖孔桩护壁承受的岩土侧土压力，可采用主动土压力公式计算。

2 矩形挖孔桩护壁可按照板结构来进行结构内力计算，宜将护壁结构设计成节点嵌固的水平框架，通过静力计算来求解护壁的节点弯矩：

$$M_{\mathrm{b}}=\frac{1}{12}\times q\times\frac{i_1\times l_1^{\ 2}+i_2\times l_2^{\ 2}}{i_1+i_2}$$

$$\text{或}\ M_{\mathrm{b}}=\frac{q\times l_1^{\ 2}}{12}\times\frac{1+k^3}{1+k}$$

式中：M_{b}——节点弯矩（kN·m）；l_1,l_2——分别为护壁的长边和短边的长度（）； i_1,i_2——分别为护壁的长边和短边两个方向的线刚度； q——护壁承受的岩土侧土压力(kPa)，按本条规定计算；k——护壁的短边与长边的比值，$k=l_1/l_2$。

3 挖孔桩护壁厚度应满足剪力控制要求，且不得小于 150mm，护壁混凝土强度等级不应低于桩身混凝土强度等级。当挖孔桩直径或者边长大于 3.0m 时，护壁的设计计算应进行专门论证；

4 矩形挖孔桩可按照受弯构件进行配筋计算，按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定执行。圆形挖孔桩护壁配筋可参照矩形挖孔桩护壁的配筋方法执行，构件计算长度可取 $0.3\pi D$（为护壁的直径）；

5 挖孔桩护壁的厚度及配筋可参考按表 1 选用。

表 1 挖孔桩护壁厚度及配筋参考值表

圆形挖孔桩 直径 d（）	护壁厚度 最小值（）	双向配筋		矩形挖孔桩 边长（）	护壁厚度 最小值（）	双向配筋
1200	150	8@200		1200×1200	150	10@150
1500	150	10@200		1500×1500	150	10@150
2000	150	10@200		1800×1800	150	10@150
2500	150	12@200		2000×3000	200	12@150
3000	200	12@200		2500×3000	200	12@100

注：1 表中护壁厚度指的是每节护壁的下截面厚度，每节护壁的上截面厚度至少应再增加 50mm；

2 挖孔桩直径或者边长大于 3.0m 时，护壁的厚度及配筋应进行专门论证。

12.3 构 造 设 计

12.3.5 主要考虑到边坡支护桩的桩身截面较大，多采用人工挖孔，为方便施工，不宜设置过多的箍筋肢数。

12.3.6 为使钢筋骨架有足够的刚度和便于人工作业，对纵向分布钢筋的最小直径作了一定限制，同时结合桩基受力特点，对纵向分布钢筋间距作了适当放松。当边坡主滑方向不确定时，桩的两侧不宜采用构造配筋，应根据计算确定配筋。根据《混凝土结构设计规范》GB50010，为解决无法获得足够直径钢筋及配筋密集引起设计、施工的困难，可将将几根钢筋并在一起成为钢筋束。规范对适用于并筋的钢筋最大直径及钢筋数量进行了限制：直径 28mm 及以下的钢筋并筋数量不应超过 3 根；直径 32mm 的钢筋并筋数量宜为 2 根；直径 36mm 及以上的钢筋不应采用并筋。

等效钢筋的等效直径应按截面面积相等的原则换算确定：相同直径的二并筋等效直径可取为 1.41 倍单根钢筋直径；三并筋等效直径可取为 1.73 倍单根钢筋直径。二并筋可按纵向或横向的方式布置；三并筋宜按品字形布置，并均按并筋

的重心作为等效钢筋的重心。

12.4 施　工

12.4.3 土石分界处及滑动面处往往属于受力最大部位，本条规定桩纵筋接头避开有利于保证桩身承载力的发挥。

12.4.8 桩型的选择主要根据近些年来所采用的比较成熟的桩型，在适宜的条件下可采用人工挖孔桩，考虑到施工安全，并结合广东省住房和建设厅的有关规定，人工挖孔桩必须制定专项施工安全措施，直径不应小于 1.2m，桩孔深度不宜超过 30m。

13 加筋土挡墙

13.4 施 工

13.4.1 施工要求

1 通常情况下，连接强度难以达到加筋材料强度，因此，在主受力方向，应根据设计做好筋材用材计划，尽可能不要连接；

2 要求不同层面的搭接位置相互错开是为了增强加筋的整体效应；

3 加筋材料铺设时如有皱褶不利于效果的发挥；

4 在填料摊铺与碾压过程中，加筋材料易受到损伤，为尽量降低这种损伤，做出条文规定；

5 对加筋材料卷入边坡中的长度做出规定，是为了保证包裹部分的稳定性。土工格栅往往具有较大的孔径，细填料易从其开孔中漏出，进而影响坡面的长期稳定性，因此要求采用细网、草席或土工织物置于坡面格栅内侧，防止填料漏出。

14　其他支护方法

14.1　格宾挡墙

14.1.1　格宾挡墙，又称石笼挡墙，即在石笼网箱里装填石料堆砌而成，是一种柔性挡土构筑物，属于重力式挡墙的一种。在国外，用钢丝网制作成一种名为“gabion”的结构箱体，音译为格宾网。格宾网是用机编双绞合六边形金属网面构成箱型网笼，并由间隔1米的隔板分成若干单元格，为了加强格宾网箱结构的强度，所有的面网板边缘采用直径更粗的钢丝。

格宾挡墙可用于水务工程的护岸墙体护坡，也用于小型滑坡或者浅层滑坡治理、景观工程、路基防护等工程中，具有良好的生态性、透水性、抗冲性、防浪性等优点。

14.1.2　地表水流速较大时，会造成格宾挡墙地基土被冲刷，影响挡墙的稳定性。

14.1.3　当格宾挡墙地基承载力较低时，可采用水泥土复合地基处理、CFG桩复合地基、砂桩复合地基、碎石桩复合地基等地基处理方案。

14.1.4 格宾挡墙设计时的技术要求

1　格宾挡墙与加筋技术联合使用时，挡墙高度可适当提高，常用的加筋材料有土工格栅、钢丝面网等；

2　格宾网箱的材料为异形截面的热镀锌低碳钢丝，外覆塑防腐处理，钢丝材质应符合国标《碳素结构钢》GB/T700的规定，热镀锌必须符合《金属覆盖层钢铁制件热浸镀锌层技术要求及试验方法》GBT13912的规定；

3　格宾网箱网格名义尺寸为8×10、10×12等，网箱钢丝主要由面网钢丝、边端钢丝组成，钢丝类型要求如表1所示。

表1　格宾网箱钢丝类型要求

钢丝类型	网格钢丝	边端钢丝	绞边钢丝
钢丝直径（mm）	2.7	3.4	2.2
钢丝公差（±mm）	0.06	0.07	0.06
最小镀层量（g/m^2）	245	265	230

4　网箱材料除使用镀锌钢丝外，还可以采用钢筋、铁丝，以及预制混凝土。网箱材料选用，与石笼挡墙的使用年限密切相关。未特别说明时格宾网箱指钢丝网机编网箱；

5 格宾挡墙的稳定性验算，包括整体稳定性验算、抗滑移和抗倾覆验算。

14.1.5 格宾挡墙施工时的技术要求

1 成品格宾网箱按设计图纸就位后再填充石料。在搬运和填充过程中，格宾网箱必须小心轻放，不得损坏格宾网镀锌钢丝外表防腐涂层；

2 每层网箱填料结束后，墙后填土应及时回填到网箱面平。每层回填土厚度宜控制在 300mm～400mm，必须夯实，压实度系数不应小于 0.90。必须依次、均匀、分层的向同层的各箱格内投料码放，严禁一次性填满。对于单格网箱，0.5m 高网箱分两次投料，1m 高网箱分三次投料。每层网箱填料完成后，需要用细石料对网箱顶部平整，最后封盖；

3 裸露在地表以上的填料，外表应人工码放，干砌石法，石料之间彼此搭接安稳，平面朝外。

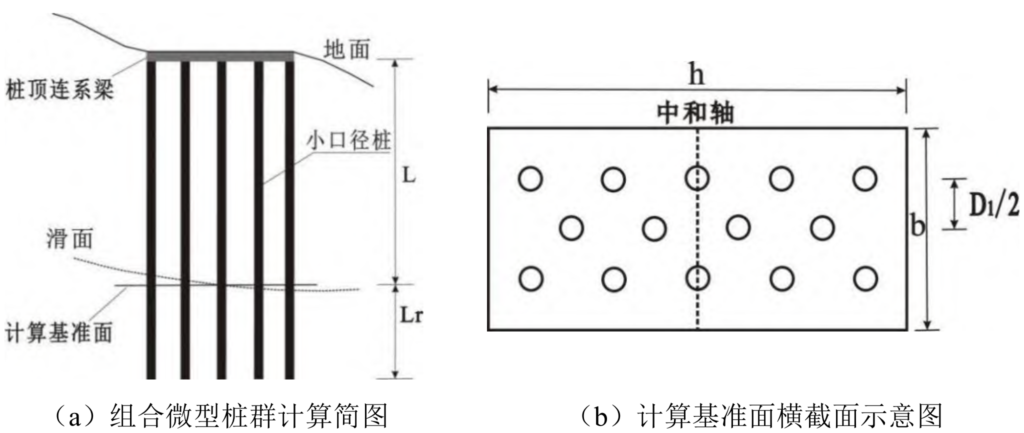
14.2 微型桩支护

14.2.7 根据相关研究，微型桩群在水平受荷下会产生群桩效应，且群桩的侧向承载能力比各单桩承载能力的总和要小，研究表明当排间距达 7～8 倍桩径时，可忽略排间的群桩效应，故若为了避免微型桩–土–微型桩之间产生群桩效应，应选择适宜的排间距。

14.2.11 目前对于微型桩的抗滑机制与破坏机理尚缺乏系统全面的认识，也没有成熟的计算理论，理论滞后于实际应用。参照《滑坡防治设计规范》给出的组合微型桩计算公式，见如下所示，以供参考。

1 等效法

1）等效法将组合微型桩群与岩土体作为一个柔性挡墙，计算简图如图1所示。



（a）组合微型桩群计算简图　　　　（b）计算基准面横截面示意图

图 1　等效法计算简图

2）组合微型桩横向桩间距根据式（1）～式（3）确定

$$R_{\mathrm{r}}=\frac{P_{\mathrm{t}}\times L}{2D_{1}} \quad (1)$$

$$P_{\mathrm{t}}=\frac{\gamma\cdot L}{K_{\mathrm{p}}}\left\{D_{1}\cdot\left(D_{1}/D_{2}\right)^{\left(K_{\mathrm{p}}{}^{1/2}\cdot\mathrm{tg}\varphi+K_{\mathrm{p}}-1\right)}\cdot e^{\left[(D_{1}-D_{2})\cdot K_{\mathrm{p}}\cdot\mathrm{tg}\varphi\cdot\mathrm{tg}(\pi/8+\varphi/4)/D_{2}\right]}-D_{2}\right\} \quad (2)$$

$$F_{\mathrm{st}}=\frac{R_{\mathrm{r}}}{E} \quad (3)$$

式中，R_r—— 结构极限抗力；

D_1—— 桩中心间距；

D_2—— 相邻微型桩的距离；

L —— 计算基准面至桩顶的距离，计算基准面宜取通过抗滑挡墙中和轴与滑面交点的水平面；

γ —— 滑体重度；

K_{p}—— 被动土压力系数；

φ —— 滑体内摩擦角；

F_{st}—— 设计安全系数；

E —— 剩余下滑力。

3）按沿滑面的抗剪计算桩的总数及配筋量：

$$F_{\mathrm{st}}=\frac{R_{\mathrm{fa}}}{P} \quad (4)$$

$$R_{\mathrm{fa}}=n\tau_{\mathrm{fa}} \quad (5)$$

$$\tau_{\mathrm{fa}}=\beta_{\mathrm{a}}[\tau]A_{\mathrm{s}} \quad (6)$$

$$\beta_{\mathrm{a}}=\sqrt[4]{\frac{E_{\mathrm{s}}}{E_{\mathrm{t}}}} \quad (7)$$

式中：P—— 滑坡推力；

R_{fa}—— 组合微型桩群抗滑力；

n —— 每米微型桩数量；

τ_{fa}—— 单桩允许抗剪强度；

β_{a}—— 考虑受力筋弯曲影响的折减系数；

E_{s}、E_{t}—— 土体及微型桩的弹性模量；

$[\tau]$—— 受力筋抗剪强度；

A_{s}—— 受力筋横截面积。

4）微型桩内力计算：

$$\sigma_{\mathrm{RRP}} \leq f_{\mathrm{a}} \tag{8}$$

$$\sigma_{\mathrm{RRP}} = \frac{N}{A_{\mathrm{RRP}}} + \frac{M}{I_{\mathrm{RRP}}} \cdot y \tag{9}$$

$$A_{\mathrm{RRP}} = m_1 A_{\mathrm{P}} n + bh \tag{10}$$

$$A_{\mathrm{P}} = (m_2 - 1) A_{\mathrm{s}} n + A_{\mathrm{c}} \tag{11}$$

$$I_{\mathrm{RRP}} = m_1 A_{\mathrm{P}} \sum x^2 + \frac{bh^3}{12} \tag{12}$$

$$\sigma_{\mathrm{R}} = m_1 \cdot \sigma_{\mathrm{RRP}} < \sigma_{\mathrm{ca}} \tag{13}$$

$$\sigma_{\mathrm{sc}} = m_2 \cdot \sigma_{\mathrm{R}} < \sigma_{\mathrm{sa}} \tag{14}$$

式中：σ_{RRP}—— 计算基准面处微型桩加固体上作用的最大压应力；

f_{a}—— 计算基准面处经修正后地基承载力特征值；

A_{RRP}—— 计算基准面处组合微型桩加固体的等效换算截面积；

I_{RRP}—— 计算基准面处微型桩加固体的等效截面惯性矩；

A_{P}—— 微型桩的等效换算截面积；

n —— 计算基准面内包含的微型桩桩数；

m_1—— 桩与其周围土的弹性模量比；

m_2—— 受力筋与灌注材料的弹性模量比；

b，h—— 微型桩布置的宽度及长度；

A_{c}—— 微型桩截面积；

N—— 计算基准面上作用的垂直力；

M—— 计算基准面上作用的弯矩；

x—— 计算基准面中和轴至各个微型桩的距离；

y—— 计算基准面中和轴至基准面边缘的距离；

σ_{R}—— 作用于灌注材料上的压应力；

σ_{ca}—— 灌注材料压应力设计值；

σ_{sc}—— 作用于受力筋上的压应力；

σ_{sa}—— 受力筋压应力设计值。

5）微型桩嵌固段长度：

$$L_{r}=\frac{F_{b}A_{\tau}\sigma_{R}}{\pi D\tau_{r}} \qquad (15)$$

式中：L_{r} —— 微型桩嵌固段长度；

F_{b} —— 微型桩抗拔安全系数，可取 2.5；

D —— 微型桩直径；

τ_{r} —— 桩与岩土体的粘结力设计值。

2 地基系数法

1）此法将组合微型桩中的单根微型桩按普通抗滑桩的方法计算。计算岩质边坡微型桩内力时，可假定作用于组合微型桩群的水平推力均匀分布于各排微型桩上。计算土质滑坡微型桩内力时，宜依据水平推力不均匀分配系数确定各排微型桩的受力，即先假定水平推力均匀分布于各排桩，再乘以各排桩的不均匀分配系数η_{i}来确定各排微型桩所受的推力。黏土边坡中组合桩所受滑坡推力的不均匀分配系数可参考表 2 取值。

表 2　黏土边坡中组合桩推力的不均匀分配系数η值

布桩及配筋方式	二排桩	三排桩	四排桩	五排桩	六排桩
第一排桩	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
第二排桩	0.80	1.00	1.10	1.25	1.40
第三排桩		0.70	0.90	1.00	1.10
第四排桩			0.60	0.75	0.90
第五排桩				0.50	0.60
第六排桩					0.40

注：在有可靠试验资料情况下，表中系数可根据实际情况进行调整。

15 坡面工程防护

15.1 一 般 规 定

15.1.8 坡面防护有工程防护与绿化防护。

15.3 主动柔性防护系统

15.3.1 通过主动柔性防护系统的作用抑制坡面局部岩土体移动或在发生局部位移破坏后将其裹缚于原位附近，从而达到主动防护功能。

15.3.2 主动防护系统主要由柔性钢绳锚杆、支撑绳和钢绳网构成。

15.4 被动柔性防护系统

15.4.3 被动柔性防护系统防护能级、防护高度设计计算。落石冲击动能和弹跳高度设计值按下式确定：

$$\begin{cases} E_{\mathrm{d}} = \gamma_{\mathrm{a}} E_{\mathrm{k}} \\ h_{\mathrm{d}} = \gamma_{\mathrm{a}} h_{\mathrm{k}} \end{cases} \tag{1}$$

式中：E_{d}——落石冲击动能设计值（kJ）；

E_{k}——落石冲击动能标准值（kJ）；

h_{d}——落石弹跳高度设计值（m）；

h_{k}——落石弹跳高度标准值（m）；

γ_{a}——落石运动参数分项系数，标准值由随机模拟统计值确定时取 1.1，其余取 1.0。

被动防护系统的防护能级应符合下式要求：

$$E_{\mathrm{B}} \geq \gamma_{\mathrm{E}} E_{\mathrm{d}} \tag{2}$$

式中：E_{B}—— 实际采用的被动防护系统的防护能级标称值（kJ）；

γ_{E}—— 被动防护系统防护能级的防护工程安全等级分项系数，安全等级为本标准 3.2.1 条中一、二、三级时宜分别取为 1.5、1.35、1.2，单道被动防护系统仅有一跨或两跨时则应取为 2；

E_{d}—— 落石冲击动能设计值（m）。

被动防护系统的防护高度应符合下式要求：

$$\begin{cases} h_{\mathrm{k}} \geq \gamma_{\mathrm{h}} h_{\mathrm{d}} \\ h_{\mathrm{B}} - \left(h_{\mathrm{d}} + h_{\mathrm{r}}\right) \geq 0.5 \end{cases} \tag{3}$$

式中：h_{B}——实际采用的被动防护系统的防护高度标准值（m），一般宜取整至

0.5m；

γ_h——被动防护系统防护高度的防护工程安全等级分项系数，安全等级本标准 3.2.1 条中一、二、三级时宜分别取为 1.25、1.15、1.1；

h_k——所需被动防护系统最小防护高度设计值（m）；

h_d——落石弹跳高度设计值（m）；

h_r——模拟落石块体的等效球体半径（m）。

15.4.4-4 环形网环链破断拉力试验方法

1 试样制备

每组试样数量为三个环链试样，每个试样包含两个相互套接的网孔单元（图 1）。其原材料、网孔几何形状、网孔间连接方式和制作工艺应与制网时相同，网孔尺寸宜与相应的柔性网网孔尺寸相同。

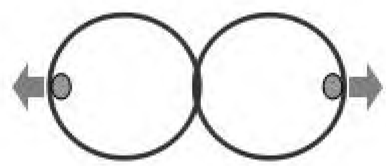


图 1 环链破断拉力试样及试验方法示意图

2 试验方法

试验在拉力试验机上进行。试验时沿图 1 箭头所示方向进行拉伸直至破坏，加载圆杆直径不宜小于试样用钢丝束直径的 3 倍，加载速率不宜大于 2kN/s。

3 试验结果与判定

测取开始加载直至试样破坏过程中的最大拉力值作为单件受试试样的环链破断拉力测定结果。三件试样测定结果的算术平均值即为相应柔性网的环链破断拉力试验结果。

16 边坡工程排水

16.1 一 般 规 定

16.1.1 深圳市作为沿海城市，台风暴雨天气频发，做好边坡的排水措施尤为关键。边坡的稳定与水的关系十分密切，边坡排水系统是边坡治理的重要组成部分，应结合边坡支护方式及边坡特征做好排水系统的布设。

16.1.2～16.1.4 边坡排水工程包括地表排水工程和地下排水工程，地表排水目的是将雨水从地表排走，，防止入渗坡体，地下排水用于降低坡体内地下水位高度。地表排水、地下排水和防渗措施宜统一考虑，形成相辅相成的排水和防渗体系。

16.2 地 表 排 水

16.2.1 地表排水工程由各种管和沟组成，用于地表水的汇集和排泄功能，将地表水顺畅的汇集、拦截和引排至边坡范围以外，形成完善的截排水系统。

16.2.2 地表排水沟的几何尺寸应综合汇水面积、降雨强度、历时、地表径流及入渗等因素进行计算确定。本标准未作详细规定的计算参数，可参考国家标准《室外排水设计规范》GB 50014 等有关规定进行设计计算。根据深圳市 1961～2014 年 54 年的降雨数据，采用皮尔逊III型分布曲线拟合+最小二乘法的组合作为深圳市暴雨强度公式的计算方法。

暴雨强度可通过计算和查表得到，根据“降雨历时 *t*”和“设计重现期 *P*”的不同取值情况。依次选取以下 3 种方式中的一种查算深圳市暴雨强度。注意：出于结果精度的考虑，以下三种方式的选用根据顺序有优先级，通过前一种方式能够查算的，应优先选用前一种方式：

1 7 个特定重现期（2、3、5、10、20、50、100 年）和 11 种特定历时（5、10、15、20、30、45、60、90、120、150、180min）下的 77 种 *t*、*P* 组合的暴雨强度，直接通过附表 J 查询；

2 8 个特定重现期（2、3、5、10、20、30、50、100 年）下上述 77 种特定 *t*、*P* 组合以外 1min～180min 任意历时的暴雨强度，建议按各重现期选择相应的单一周期暴雨强度分公式进行计算，详见《深圳市暴雨强度公式及查算图表》（2015）；

3 2～100 年任意重现期（上述 8 个特定重现期除外）下的暴雨强度，则可利用暴雨强度总公式进行计算。

16.2.3 截水沟的位置设置十分重要，应根据详细水文、地质、地形等调查后确定，对于汇水面积较大和地形条件复杂的可根据现场实际情况设置多道截水沟。截水沟距离坡顶位置的确定主要考虑将地表水截流于边坡塌滑区以外，对于地质条件较好、边坡高度不大的边坡，截水沟也可距离坡顶不小于 2m。

16.2.4 地表排水沟一般为矩形和梯形，也可作为 U 型，对排水沟宽度和纵坡要求是为了防止排水沟的堵塞和淤积，边坡排水沟安全超高规定作为地表排水设计的安全储备。

16.2.5 对于地质条件较差的边坡，如填土等松散土体，建议排水沟采用钢筋混凝土结构，防止因土体变形造成排水沟开裂使得地表水入渗加剧边坡的变形和失稳。

16.2.6 跌水或急流槽用于坡度较大和水头变化较大的地段，达到水流的消能和减缓流速的目的，跌水或急流槽的设计可参看行业标准《公路排水设计规范》JTG/T D33 的有关规定执行。

16.2.7 排水沟接入市政排水系统前设置沉砂池，目的为防止泥砂淤积堵塞市政排水管涵。

16.3 地 下 排 水

16.3.1 地下排水设计前应收集既有地下排水设施、边坡工程地质和水文地质资料，并通过野外调查和测试获取地下水的类型和补给来源、地下水的埋藏深度、含水层性质和厚度等水文地质参数，为地下排水提供可靠的设计依据。

16.3.2～16.3.3 边坡渗沟用于疏干潮湿的土质边坡坡体和引排边坡上局部初露的上层滞水或泉水，平面形状宜采用条带形布置，对于范围较大的潮湿坡体，可设置支沟的分岔形布置或拱形布置。除了边坡渗沟，按照作用的不同还有支撑渗沟和截水渗沟，支撑渗沟可用于支撑不稳定的坡体并兼做排泄和疏干坡体内的地下水；截水渗沟可垂直于地下水水流的方向上设置，以拦截地下水。

16.3.4 深层排水孔可有效的排出坡体内深层地下水，提高岩土体的抗剪强度，防止边坡失稳，排水孔一般采用仰斜式，在边坡工程中得到广泛使用且效果较好，排水管通常采用硬质塑料材质管材，当排水孔较深时，宜考虑采用不锈金属管，排水管上开孔形成花管，外包无纺土工布，做好反滤措施，防止渗水孔淤堵。另有研究学者基于虹吸原理提出了虹吸排水技术，以实现坡体深部自平衡排水解

压，是一种新的边坡排水措施，在工程中也有应用，具有集水能力强、防堵塞、施工迅速和经济性好等特点。

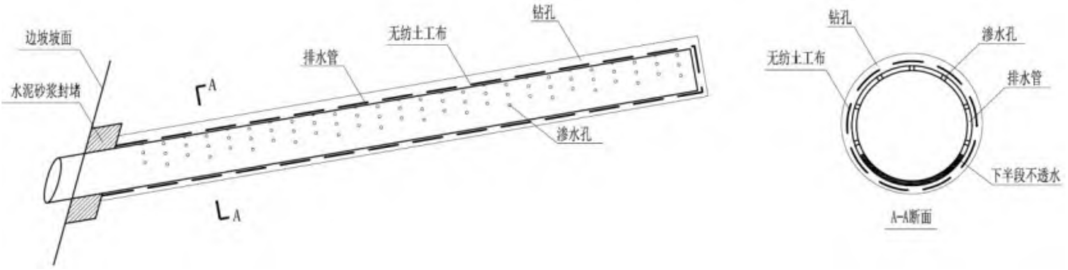


图 1　深层排水孔断面示意图

16.3.5　支挡结构的泄水孔能及时疏干支挡结构后的地下水，能有效的减小支挡结构后的水、土压力，考虑到深圳地区降雨频发，应适当加密泄水孔的间距。泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包，反滤层厚度不应小于 500mm，反滤包尺寸不应小于 500mm×500mm×500mm，反滤层和反滤包底部应设置不小于 300mm 的黏土隔水层。

16.3.6　排水洞在大型滑坡工程及水利工程中的高边坡加固中应用较多，可截获地下水，达到降低边坡内地下水位的目的。根据岩土体的透水性，可设置多层排水洞和排水孔幕，形成立体的地下排水系统。

16.4　施　工

16.4.1　地表排水工程施工因按照设计要求选定排水沟位置并确定轴线，沟槽开挖宜根据岩土体情况进行放坡，确保沟槽临时边坡的安全。开挖出的沟槽基础底部岩土体性质较差，承载力不够时应进行地基处理加固，如采用换填、夯实等方式进行处理。

16.4.2　新建边坡渗沟的边坡坡率不应陡于 1:1，基地应设置在较干燥和稳定的土层内，基地成阶梯状。渗沟底部封闭层宜采用浆砌石，沟内回填透水性材料，底部采用大粒径的碎石或砾石，上部可采用较小粒径的砂砾，沟顶部采用干砌石铺砌，与边坡坡面齐平。

16.4.3　硬质塑料排水管在工程中采用较多，具有材质轻、价格便宜等优点，但也存在易变形和老化的缺点。排水管在使用过程中存在堵塞和排水沟变形破坏等情况而影响排水，中国水利水电科学研究院以及香港土木工程署均开发过可拆卸和更换的排水管，在后期维护和管养等方面较便捷，效果良好。新研发的软透水管在实际工程中也有使用，具备透水和排水效果好，可适应土体的大变形，施工

方便，但当孔较深时，下管困难，需要利用导杆将软管送入孔内。

16.4.4 排水洞隧道开挖应根据具体地质情况，选择人工开挖方法或钻孔爆破方法进行；对于不稳定地层，在开挖爆破后，永久衬砌前应做好临时支护措施。

17 边 坡 绿 化

17.1 一 般 规 定

17.1.1 植物防护就是“用活的植物（采用的活植物包括三种，即单独用植物，采用活植物与土木工程措施相结合的方法，以及使用活植物与非生命植物材料相结合的方法）保护边坡，以减轻坡面的不稳定性和侵蚀破坏”。植物防护功能主要表现在以下几方面：1）浅根的加筋作用；2）深根的锚固作用；3）水文作用。由于先期植被处于生长阶段，植被护坡的功能会在后期才能得以体现，为此要求边坡处于稳定状态。

17.1.2 边坡绿化应遵循植物群落的自然演替规律，以培育植物特性适应于边坡所在地的自然环境、植物群落功能近似于自然的群落为原则。

17.1.3 边坡绿化应根据不同岩土特性和养护需求等设置浇灌设施。

17.2 植物防护与绿化

17.2.1 挂网客土喷播技术就是通过在边坡上锚固金属网或高强塑料三维网中的一种，采用压缩空气喷枪将混合好的基材（客土、保水剂、粘结剂、有机肥、无机肥、杀虫剂、其它微量元素等）喷射到坡面上，再在其上喷射植被种子，通过植被发达的根系和网体的紧密结合，对边坡达到防护的目的。通常根据粘结剂及添加剂的不同可称为喷混植生、团粒喷播等。

17.2.2 植生袋适用于坡率在 1:0.3～1:1 的岩质边坡或已有格构梁防护工程坡面，坡率大于 1:0.75 的边坡通常结合柔性防护网一起使用。

17.2.3 坡率陡于 1:0.3 的岩质或混凝土陡坡的模块式、布袋式、容器式垂直绿化等措施，种植土内适当施用保水剂，做好灌溉养护措施，保证苗木养护有足够的水分供应。

17.2.4 坡面植物群落主要分乔灌草、灌草、草本、藤本。坡面植物绿化群落的选择应与坡面类型和自然环境相适应，在平台位置处栽植乔灌木，使其与周边景观相协调。

17.3 施工与养护管理

17.3.1 种子喷播前应进行发芽率试验，确定播种量及催芽等处理方法，对于种子细小的物种可选择包衣种子或其他材料混合处理，利于喷播均匀。

17.3.2 养护管理期按成活期、生长期、管护期划分为三个阶段，可根据不同岩土特性、区域特点和养护需求确定养护期限。

17.3.3 养护期间病虫害防治以预防为主，定期做好喷药防治工作，在病虫害易发时期，每月对易感植物喷药 1～2 次。可采用生物防治方法、物理防治法和生物农药及高效低毒农药，尽量采用生态防治或生物防治方法。

18 边坡施工管理

18.1 一 般 规 定

18.1.1 边坡工程施工组织设计是贯彻实施设计意图、执行规范、规程，确保工程进度、工期、工程质量，指导施工活动的主要技术文件，施工单位应认真编制，严格审查，实行多方会审制度。

18.1.3 边坡工程的临时性排水设施应满足地下水、暴雨和施工用水等的排放要求，有条件的宜结合边坡永久性排水措施进行。

18.1.4 对土石方开挖后不稳定的边坡无序大开挖、大爆破造成事故的工程实例太多。常采用“自上而下、分阶施工、跳槽开挖、及时支护”的逆作法或半逆作法的施工方法，同时应根据边坡设计的稳定工况，选择安全的开挖施工方案。

18.2 施工组织设计

18.2.2 工程概况采用图、表、文相结合表达更为清晰，边坡位置、范围应包含边坡上下二倍范围的建（构）筑物，地上（下）管线等。

18.2.8 文明、环保施工也是施工管理的重要环节，国家和深圳的要求很严格，宜参照以下规定执行：

1 施工单位应结合现场实际情况合理确定施工总平面图，并按照下列要求设置相关设施：

1）在醒目位置设置施工铭牌，并张贴有关许可证件；

2）施工作业区与办公、生活区应当分开设置；

3）建筑材料、构件、料具布置合理，堆放整齐，标明名称、品种、规格。

2 施工单位应对工地主次入口大门、施工围挡、施工用房进行专项设计，保持外观风貌风格协调统一，与工程所在区域城市景观相匹配；

3 施工单位应采取以下措施，控制施工扬尘：

1）施工围挡应连续、封闭设置；脚手架外立面应全封闭；

2）出入口、主要道路、材料加工区应采用混凝土、预制混凝土板或者钢板进行硬底化；

3）工地车辆出入口应配备车辆自动冲洗设备和沉淀过滤设施。出工地车辆的车身、车轮、底盘冲洗干净后方可上路；

4）沿围挡全覆盖设置围挡喷雾降尘装置。土石方开挖作业、机械剔凿作

业、构筑物拆除作业、易产生扬尘的废弃物装卸作业，作业过程中应采用移动式雾炮机喷雾或水车喷洒等降尘；

5）裸露泥地应及时采用防尘网、碎石覆盖，或种植速生植物绿化。水泥、石膏粉、腻子粉等易起尘物料应采用专用仓库、储藏罐等方式集中储存并采取覆盖措施；

6）应在施工现场按要求设置具有浓度超限报警功能的总悬浮颗粒物监测系统，并与环保部门监控平台联网；监测终端设备应配备电子屏装置，即时公开监测数据；监测设备应保持正常使用。

4 建设工程需办理临时排水许可手续。现场废、污水在排入市政雨、污水管网前应达到规定排放标准。场地含泥废水、雨水排入市政雨水管网前应经过三级沉淀池处理。生活污水排入市政污水管网前应经过化粪池、隔油池处理；

5 建设单位应会同施工单位制定建筑废弃物减量化计划，加强建筑废弃物的回收再利用。不能回收再利用的建筑废弃物应及时覆盖，及时清运。生活区及办公区生活垃圾按照生活垃圾分类处理的有关规定处置；

6 施工单位应合理安排施工工序，严格执行施工噪声许可和信息公开制度。混凝土浇注振捣午间、夜间施工时应使用低噪声环保振捣棒；噪音敏感区附近混凝土输送泵应设置隔声罩；

7 推广使用新能源、密闭式新型泥头车；施工采用的非道路移动机械排放标准应不低于国家第三阶段非道路移动机械污染物排放标准，不符合排放标准的非道路移动机械应加装颗粒物捕集器；严禁使用不符合国家强制性标准和相关技术标准要求的涂料和胶粘剂；

8 工地生活设施应符合以下要求：

1）工地食堂应依法取得餐饮服务许可手续，食堂工作人员应持证上岗，定期体检；

2）生活区应配置独立开水间，实行热水或直饮水集中供应；施工现场应设置工人茶水间，并提供热水、凉茶等解暑类饮品；

3）工地宜设置医务室，配备简单医疗器械和常见伤病治疗药物；

4）办公区、生活区推广物业化管理。

18.2.9 深圳的汛期（包括雨季、台风、高温）长，一般为 4～9 月份，边坡施工

多在野外，受台风、降水、高温影响大，施工组织时要考虑其不利因素和安全防护措施。

18.3　信息法施工

18.3.1、18.3.2　信息法施工是将动态设计、施工、监测及信息反馈融为一体的现代化施工法。信息法施工是动态设计法的延伸，也是动态设计法的需要，是客观、求实的施工工作方法。地质情况复杂、稳定性差的边坡工程，施工期的稳定安全控制更为重要和困难。建立监测网和信息反馈可达到控制施工安全，完善设计，是边坡工程经验总结和发展起来的先进施工方法，应当给予大力推广。

信息法施工 基本原则应贯穿于施工组织设计和现场施工的全过程，使监控网、信息反馈系统与动态设计和施工活动有机结合在一起，不断将现场水文地质变化情况反馈到设计和施工单位，以调整设计与施工参数，指导设计与施工。

信息法施工可根据其特殊情况或设计要求，将监控网的监测范围延伸至相邻建（构）筑物或周边环境，及时反馈信息，以便对边坡工程的整体或局部稳定作出准确判断，必要时采取应急措施，保障施工质量和顺利施工。

18.4　施工安全措施

18.4.1、18.4.2、18.4.3　边坡施工的质量、技术措施在前面各章节均有做了描述和要求，安全措施提及较少，且边坡施工也是一消除危险源的过程，安全尤为重要，本标准对一些较为常用的做了规定。

19　边坡工程监测、质量检验及验收

19.1　一 般 规 定

19.1.3　由于监测和检验工作向社会提供的数据信息具法律效力，所用仪器设备必须在检定或校准的有效期内。从事边坡工程监测、质量检验的机构和人员，应具有相应的资质和资格。

19.1.5　为了掌握边坡工程施工对周边环境影响的程度，本标准基本规定第3.1.6条建议对边坡周边环境调查。调查的意义在于排查出监测对象的轻重缓急，还有则是假如今后出现因边坡施工影响了周边环境安全的情况，最初的调查成果可以作为后续处理的依据。如果建设单位未组织实施调查，施工单位有必要在正式施工前调查周边环境状况。调查工作包括既有建（构）筑的层数、结构类型、基础类型及埋深、已使用年限、目前变形情况以及是否开裂、倾斜等；周边道路的等级、路面结构、目前变形和破损情况；周边管线的类型、材质、埋深、管径、是否有压、目前变形和渗漏等。

19.2　监　测

19.2.1　边坡工程监测方案首先是由设计方提出技术要点，监测单位综合考虑场地的岩土工程条件、设计方案、周边环境及施工条件等细化和深化设计要求后编制出监测方案。由于监测方案可能会对设计要求的工作内容及监测频率加以适当调整，所以监测方案应经设计、监理和业主等共同认可，以免完工后在实际工作量和费用方面引起争议。

19.2.2　除地铁、隧道外，特殊对象通常还有重要管线如燃气管、给水干管、排水干管、高压电缆、工业管线和国家级通信电缆等。对该类对象监测，特别是在其上安装监测标志、传感器等工作必然要得到产权人或管养单位的允许和配合。

19.2.3　边坡工程监测项目选择除了考虑边坡工程安全等级外，还应综合地质环境、边坡类型、支护结构类型和变形控制要求等因素。坡顶水平位移一般包含位移量、位移变化速率、移动方向。鉴于深圳市多数边坡周边环境复杂，宜对深层位移和地下水位监测。由于本市已建立了比较完备的气象监测网，可直接获取降雨、洪水与时间关系的数据，故本条未规定对该项目监测。

19.2.4～19.2.5　监测对象主要有支护结构本身、被支护岩土（水）体及周边环境。监测网点的布设取决于监测目的和要求，当需全面控制边坡变形区域及可能受影

响区时，应布设较完整的监测网以覆盖整个范围，在纵横监测线交叉处设置监测点，应有一条监测线和边坡主轴断面相重合或控制边坡的最高及最易变形的断面。当仅控制关键变形部位时，可只设边坡主轴监测线和与其平行的若干监测线。当只需控制几个关键点的位移时，如重要建筑的变形，则可只设若干个监测点。土质坡面位移监测标石可采用预制混凝土标石、岩质的可现场浇筑钢筋标志。

支护结构上的监测点要随施工进度依次布设。周边环境的监测项目、监测点布设位置及数量应根据环境对象的类型特征、破坏后果的严重程度等综合确定，以能反映环境对象变化规律、分析环境对象安全状态为目的。建（构）筑物变形监测点应沿建（构）筑物的外墙布设，四角、大转角处及沿外墙每 10～20m 处或每隔 2～3 根柱处应有监测点；在不同结构单元分界处、伸缩缝、沉降缝、不同基础形式和不同埋深两侧也宜布设；水平位移监测点可布设在靠近边坡一侧的外墙墙角、外墙中间部位。其他要求可参照行业标准《建筑变形测量规范》JGJ 8 中的规定。

边坡开挖过程中采用爆破方式时，应在支护结构、建（构）筑物及管线等对象上布设爆破振动监测点。

19.2.7 为提高监测工作效率，有条件时可采用自动化全站仪，或 GNSS 法、近景摄影测量法、激光扫描法等方法。变形监测网宜按基准点、工作基点和变形监测点三级布设，通视条件好的中小型工程，也可按两级布设。边坡变形监测和测量精度应符合行业标准《建筑变形测量规范》JGJ 8 的有关规定。

19.2.8 人工巡视检查一般有以下内容：

1 支护结构构件如冠梁和腰梁的裂缝、变形，锚杆锚头松动、夹片滑动；

2 开挖暴露的土质情况和岩土勘察报告有无较大差异；

3 坡面、墙面有无开裂及渗水；

4 坡顶是否有超载，坡顶建（构）筑物是否倾斜、开裂，坡顶管线是否沉降、破裂、泄漏，坡顶道路或地表是否有裂缝、沉陷，排水是否顺畅；

5 邻近是否有施工影响；基准点、监测点有无损坏等。

19.2.9 在边坡治理以及治理形成的场地上建造建（构）筑物的施工全周期内，边坡及周边环境在显著变化。考虑到边坡监测期长、监测费用高，可以根据设计要求、边坡稳定性、周边地质环境复杂程度和施工进度、周边建（构）筑物及管

线对变形敏感程度、气候条件和监测数据变化速率及时动态调整监测频率。当边坡保持稳定、监测数据变化微小时可降低监测频率，当在雨季、台风期监测数据变化速率较大时应加密频次。总之，边坡工程监测频率制定，以能准确、系统、及时的反映坡体、支护结构和环境变化为目标，力争做到信息化动态监测、疏而无漏。当出现事故征兆时应进行连续监测，并及时向有关部门提交监测结果。

19.2.10 监测期间出现异常变化时，应加密监测。在保证边坡安全的前提下，根据全年不同季节，在雨季加密、旱季降低监测频率，可控制监测费用在合理范围。

19.2.11 自动化监测是指监测数据采集、传输、处理和显示等全部通过监测平台自动完成。因自动化监测具有实时、在线、连续和不受气候、操作环境影响的特点，对如邻近有重要建（构）筑物、地下轨道、地下管线分布等周边环境复杂、需连续监测以及人工监测不易实施的边坡，建议采用自动化监测。边坡自动化监测点的布置应能最大程度地反映监测对象总体工作状态，自动化监测点的数量宜不少于监测总数量的 30%，且能与人工监测点比对。自动化监测精度应不低于人工监测精度。

自动化监测应做到监测数据快速采集、传输及处理，当监测数据出现异常，系统应立即提示，监测人员应及时分析原因并采取应对措施。监测数据应由监测预警系统自动生成，宜采用图、表及文字综合表述，表述方式及内容应与人工监测输出成果相一致。监测成果由监测预警平台实时、定时及阶段性自动生成输出。

自动化监测仪器设备选型可参考表 1 选取。

表 1　自动化监测仪器设备选取表

监 测 项 目	仪　　器　　设　　备
坡顶水平位移和沉降	自动化全站仪、激光位移计、GNSS
地表裂缝、错位	裂缝计、裂缝测宽仪
坡顶建（构）筑物变形	倾斜计、静力水准仪、自动化全站仪、倾角仪
管线位移	自动化全站仪
锚杆拉力	应力计、应变计
支护结构变形	自动化全站仪、激光位移计、固定式测斜仪、电动测斜仪
支护结构内力	应力计、应变计
深层水平位移	固定式测斜仪、电动测斜仪

地下水位	水位计、液位计
坡体环境状态	视频监控系统

上表列举的监测设备是推荐的常用设备，监测单位也可选择具备相同功能的其他设备。

另外，由于光纤传感技术的快速发展，分布式光纤传感因其可在很大的空间范围内连续传感，传感和传光又同为一根光纤，传感部分结构简单、使用方便，与传统点式传感器相比，分布式光纤在单位长度内信息获取成本可大大降低，宜推广应用。

19.2.13 本条第 2 款中的建筑物整体倾斜速度的报警值和国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497 取值一致。

市规划和自然资源局 2018 年发布的《深圳市地质灾害气象风险预警工作方案》中规定：1）1 个小时降雨量达到 50mm，且未来仍有 25mm 降雨；2）24 小时降雨量达到 100mm，且未来仍有 50mm 降雨；3）72 小时降雨量达到 175mm，此三种情况为突发性地质灾害风险较高的临界雨量。当出现上述情况，应密切关注边坡安全。

19.3 质 量 检 验

19.3.1 原材料进场时首先应检查出厂合格证。

19.3.2 锚杆类型主要按锚固段所属岩土层来划分。由于设计计算时锚固体与岩土体间的粘结强度按锚固段所属不同岩土层取用了不同的经验值，验收试验宜涵盖所有岩土层的锚杆。

锚杆验收试验出现不合格情况时，应按不合格锚杆数量的 2 倍扩大抽检，这个 2 倍是扩大抽检的最小倍数。当试验结果不满足验收标准和设计要求时，建设单位应组织有关各方分析原因，根据综合质量评估和质量问题处理的需要制定扩大抽检方案。

19.3.3 依据深圳市技术规范《深圳市建筑基桩检测规程》SJG 09，直径大于 1.6m 的灌注桩应采用超声法检测完整性；由于低应变法对长桩的适用性变差，故对长径比大于 35 的灌注桩也宜采用超声法检测桩身完整性。若对桩端持力层有要求时还应同时辅以界面钻芯法检测。

设计对单桩的承载能力有要求时，应按桩总数的 1%且不少于 3 根的数量检

测承载力。但由于灌注桩多在土方开挖前已施做完成，开挖前进行桩的承载力（水平向抗推、竖向抗压或抗拔）检测，特别是最常见的水平向承载力检测，因为有被动侧土体存在，难以模拟实际工况；若开挖后检测，由于连系梁、腰梁、锚杆、面板等构件也已和桩体连接，桩后岩土体的主动土压力已作用在桩身上，检测单桩的实际承载能力难以实施。对此，必要时可施做试验桩、监测桩身迎土面的内力或提高设计安全系数。

重力式挡墙、衡重式桩板墙的基础如果采用了管桩、处理地基、复合地基或天然地基，宜对增强体完整性、增强体竖向抗压承载力、地基（或复合地基）承载力进行检测，检测数量按建筑桩基、地基处理、复合地基的相关规范执行。地基与基础之间的摩擦系数可采用现场直接剪切试验确定，同一岩土层的检测数量不宜少于 3 点，试验方法可参照国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021。

注浆加固体、水泥土墙宜采用钻芯法检测，检测数量不宜少于总桩数的 1%。

当检测结果不合格时，应扩大检测。桩的扩大抽检可参照深圳市技术规范《深圳市建筑基桩检测规程》SJG 09 执行。其余类型构件的扩大抽检可参照相关标准或设计要求。

19.3.5 混凝土构件中钢筋位置、间距、数量和保护层厚度可采用钢筋探测仪复检，可参照行业标准《混凝土中钢筋检测技术规程》JGJ/T 152 的规定执行。当对钢筋规格有怀疑时可直接凿开检查。当采用了钢构件，其焊接质量检测应按照国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 相关规定执行。

19.3.6 喷射混凝土厚度的评定引用了国家标准《建筑边坡工程施工质量验收标准》GB/T 51351 的规定。钻孔法检测后应及时对破损处修补。

19.4 验 收

19.4.1 当工程质量控制资料不齐全时，应进行相应的实体检测或抽样试验，宜按照国家标准《混凝土结构现场检测技术标准》GB/T 50784、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定执行。

20 边坡维护管理

20.1 一 般 规 定

20.1.1 为了防止边坡的状况变差，确保边坡的安全及边坡支护结构等设施能发挥作用，需要对边坡进行定期检查。对加固后的边坡应进行必要的维护，边坡支护结构年久失修可能导致边坡失稳，造成人命和财产损失，边坡的使用条件和周边环境也可能发生改变，对边坡进行定期的检查和维修十分重要。

20.1.2 边坡治理施工完成后，应由边坡责任单位对边坡进行维护管养，按照定期检查并及时维修的方法进行。

20.1.3 边坡及支挡结构一般较高陡，每个边坡应设置安全的检查维修通道，检查和维修应注意人员的安全。

20.2 例 行 检 查

20.2.1 例行检查主要通过现场查看和简易测量等方式及时发现边坡可能出现的问题。截、排水沟的局部破损会导致地表水集中冲刷和入渗坡体、支护结构局部裂缝和护面措施的破损、泄水孔和排水管堵塞导致地下水不能及时导排而增加水土压力等都不利于边坡的问题，需要及时发现存在的问题并维修。

20.2.2 每年的四月至九月为深圳的雨季，一级边坡例行检查时间可按照雨季前、雨季中及雨季后进行三次检查，二级、三级边坡例行检查时间按照非雨季和雨季进行两次检查，每次检查后应进行一般维修。根据边坡的特点和破坏后果的严重程度等因素，也可以适当调整例行检查的频次，在台风、暴雨等天气过后应检查地表排水设施并清理淤塞物。

20.2.3 例行检查的目的是在于确定是否对边坡进行基本维修，可由责任单位人员或维修人员进行检查，边坡责任单位也可以委托专业技术单位进行例行检查。

20.2.5 例行检查发现边坡出现明显变形、支护结构裂缝加剧等可能存在边坡失稳情况时，应及时向边坡责任单位进行报告，由责任单位委托有专业资质的单位进行专业检查。

20.3 专 业 检 查

20.3.1 专业检查是对边坡在使用一定周期后由专业的工程师进行的检查，应对边坡的相关资料进行全面收集和分析，通过现场的调查和检测等方式对边坡进行检查和评估。边坡的使用条件和环境发生变化时，例如边坡高度发生变化、坡顶和坡脚邻近增加或取消重要建筑物等情况，专业检查单位应重新评估边坡安全等级，并重新确定例行检查的周期等。

20.3.2 随着深圳城市的快速发展，因工程建设等原因产生了大量的人工边坡，对边坡周边建筑和人员活动密集，定期对加固后的边坡进行专业检查，消除隐患，以减少灾害的发生。由于边坡数量多，专业检查的工作量较大，可以按年度制定专业检查方案，分批次进行，也可以根据边坡的重要性、危险性和破坏后果的严重程度调整检查频次。

20.3.3 边坡工程岩土体存在复杂性和不确定性，专业检查应由具备专业资质的单位和人员承担，建议应具备岩土工程勘察、设计或地质灾害治理勘查、设计等专业资质的单位进行，可以参照各行业的资质管理规定及要求委托相关的技术单位和人员进行检查。

20.3.4 对检查发现的边坡出现失稳迹象、支护结构及构件出现明显开裂及变形的边坡工程，应及时通知责任单位并采取临时应急措施，根据检查和评估情况，确定是否需要对边坡进行加固设计，相关技术要求可参照国家标准《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843。

20.3.5 由于边坡工程本身的复杂性和检测手段的局限性，对工程地质条件、水文地质条件复杂且破坏后果很严重的边坡，可以通过对边坡的水平位移和沉降进行监测，根据监测结果分析判断边坡的稳定性，对于需要长期监测的边坡工程，宜采用自动化监测系统。