

S J G

深圳经济特区技术规范

SJG 01 — 2010

地基基础勘察设计规范

Code for investigation and design of foundation

2010 年 6 月 发布

2010 年 9 月 1 日实施

深圳市住房和建设局 发布

深圳经济特区技术规范

地基基础勘察设计规范

Code for investigation and design of foundation

SJG 01—2010

2010 深圳

前 言

本规范是根据原深圳市建设局深建科〔2003〕7号文的要求，由深圳市勘察研究院有限公司、深圳市建筑设计研究总院有限公司等深圳市和中央驻深的勘察、设计、检测和科研单位，共同对《深圳地区建筑地基基础设计试行规程》SGJ1—88进行修编而成。

本规范修编工作在深圳市住房和建设局的领导下进行。修编过程中，开展了广泛调研和专题研究，总结了上世纪九十年代以来深圳地区在地基勘察、基础设计、施工和检测的工程实践经验，吸收了地基基础领域的科研成果，并以多种方式在深圳地区、广东省及国内广泛征求了有关勘察、设计、检测、科研、院校等单位专家们的意见和建议，通过反复深入的讨论和修改，最后经审查定稿。

本次修编在基本概念、设计原则、计算方法、强制性条文等方面与国家 and 行业现行的有关规范标准保持一致，保留了《深圳地区建筑地基基础设计试行规程》SGJ1—88中具有深圳特点，且为多年来工程实践证明是正确的设计参数和计算公式，采纳了深圳地区地基基础领域技术进步的成果和成熟的工程经验。本规范分14章和19个附录，其中第一章~第四章、第六章~第八章、第十一章~第十四章为新编章节，第五章、第九章、第十章为修订章节，除附录N外的其他附录为新增加的附录。

新增加的内容有：建筑与市政工程勘察、岩土分类、岩土工程分析评价、抗浮设防水位确定、岩石锚杆基础、特殊岩土地基、填海造陆地基、复合地基、市政工程地基基础、边坡工程、基坑工程、检验和监测等；增加了深圳市地貌图、深圳市地质图、深圳市第四纪地质图、深圳市区域地质构造纲要图、深圳地区地层层序表、岩石风化程度及厚层强风化花岗岩划分、土的物理力学指标与原位测试指标表、桩型选择表、岩体和结构面参数表、复合地基载荷试验等附录。

本规范明确了地基基础设计采用承载力极限状态和正常使用极限状态两种极限状态，强调按变形控制设计的原则，满足建（构）筑物使用功能的要求；补充了按压缩模量 E_s 计算地基沉降的内容；对浅基础部分进行了修订；对摩擦桩和嵌岩桩的设计计算方法进行了修订，同时还修订了地基承载力特征值和桩基承载力特征值表。

本规范黑体字标示的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由深圳市住房和建设局负责管理，由深圳市勘察研究院有限公司负责具体内容的解释。在本规范实施过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验，并将意见和建议寄送深圳市住房和建设局或深圳市勘察研究院有限公司（深圳市福田区福中路15号，邮编：518026，Eail: wxylxm@126.com）。

参加本规范编制的单位如下：

主编单位： 深圳市勘察研究院有限公司

副主编单位：深圳市建筑设计研究总院有限公司

深圳市勘察测绘院有限公司

深圳市建筑科学研究院

参编单位： 深圳市市政工程设计研究院

中国铁道科学研究院深圳研究设计院

中国建筑科学研究院深圳分院

深圳冶建院建筑技术有限公司

深圳市电子院设计有限公司

深圳市建设工程质量检测中心

中国瑞林工程技术有限公司深圳分公司

本规范主要起草人：刘小敏 张旷成 王启文

（以下按姓氏笔画排列）

邓文龙 丘建金 左人宇 刘国楠 刘南渊 江辉煌 陈泽广

陈志强 杨志银 杨 斌 欧阳仲春 曾春鸣 张龙海

本规范专家组成员：黎克强 张咏梅 魏 连 傅学怡 张 镇 欧国雄

目 录

1 总 则	1
2 术语与符号	2
2.1 术 语.....	2
2.2 符 号.....	3
3 基本规定	6
4 岩土工程勘察	10
4.1 一般规定.....	10
4.2 岩土的分类.....	11
4.3 建筑工程勘察.....	12
4.4 市政工程勘察.....	15
I 道路工程.....	15
II 桥涵工程.....	16
III 管道工程.....	18
IV 生活垃圾填埋场.....	19
4.5 边坡与基坑工程勘察.....	20
4.6 特殊岩土场地勘察要点.....	22
4.7 地下水.....	24
4.8 室内土工试验与原位测试.....	25
4.9 岩土工程分析评价.....	27
I 岩土物理力学指标统计.....	27
II 地基承载力.....	27
III 地基不均匀性评价.....	30
IV 地基适宜性评价.....	31
5 地基计算	32
5.1 一般规定.....	32
5.2 基础埋置深度.....	32
5.3 承载力计算.....	33
5.4 地基变形计算.....	36
5.5 稳定性验算.....	41
6 特殊岩土条件地基	44
6.1 一般规定.....	44
6.2 压实填土地基.....	44
6.3 软土地基.....	46
6.4 土岩组合地基.....	48
6.5 岩溶地区地基.....	49
6.6 山边坡顶地基.....	50
6.7 滨海岸线地基.....	51
7 填海造陆地基	53
7.1 一般规定.....	53
7.2 海 堤.....	53
7.3 场坪与地基处理.....	54

7.4 控制地基沉降措施.....	57
8 复合地基.....	58
8.1 一般规定.....	58
8.2 刚性桩复合地基.....	59
8.3 水泥土搅拌桩复合地基.....	61
8.4 碎石桩复合地基.....	63
9 浅基础.....	65
9.1 一般规定.....	65
9.2 配筋扩展基础.....	65
9.3 柱下条形基础.....	70
9.4 筏形基础.....	71
9.5 岩石锚杆基础.....	73
9.6 建（构）筑物抗浮设计.....	75
10 桩基础.....	76
10.1 一般规定.....	76
10.2 桩的选型与布置.....	77
10.3 桩身构造.....	79
10.4 桩基竖向承载力计算.....	80
10.5 桩基水平与抗拔承载力计算.....	87
10.6 桩基沉降计算.....	90
10.7 承台设计.....	91
11 市政工程地基基础.....	94
11.1 一般规定.....	94
11.2 道路地基.....	94
11.3 桥涵地基基础.....	98
11.4 给排水构筑物地基基础.....	105
11.5 管道地基基础.....	106
11.6 城镇垃圾填埋场地基.....	107
12 边坡工程.....	109
12.1 一般规定.....	109
12.2 边坡稳定性评价.....	111
12.3 边坡放坡.....	113
12.4 边坡支挡.....	115
12.5 边坡水治理.....	124
12.6 坡面防护.....	125
12.7 滑坡和崩塌.....	126
13 基坑工程.....	129
13.1 一般规定.....	129
13.2 基坑工程设计.....	130
13.3 基坑变形控制.....	131
13.4 地下水控制.....	132
13.5 地下连续墙与逆作法.....	132
14 检验与监测.....	134

14.1 设计参数检验.....	134
14.2 施工验收检验.....	134
14.3 监测.....	136
附录 A 深圳地区地貌图.....	139
附录 B 深圳地区第四纪地质图.....	140
附录 C 深圳地区地质图.....	141
附录 D 深圳地区构造纲要图.....	142
附录 E 深圳地区地层层序表.....	143
附录 F 岩石风化程度划分.....	144
附录 G 路基土分类.....	145
附录 H 土的物理力学指标及应用表.....	148
附录 I 原位测试项目表.....	150
附录 J 浅层平板载荷试验要点.....	151
附录 K 深层平板载荷试验要点.....	152
附录 L 抗剪强度指标 c 、 ϕ 标准值.....	153
附录 M 岩石单桩饱和抗压强度标准值.....	154
附录 N δ 、 σ 系数表.....	155
附录 O 复合地基载荷试验要点.....	157
附录 P 岩石锚杆抗拔试验要点.....	159
附录 Q 桩型选择表.....	160
附录 R 垃圾填埋场人工防渗系统结构图.....	161
附录 S 岩体和结构面参数经验值.....	162
本规范用词和用语说明.....	164
致 谢.....	165

1 总 则

1.0.1 为了在深圳地区建筑工程和市政工程的勘察与地基基础设计、检验和监测工作中，贯彻执行国家技术经济政策，做到安全适用、技术先进、节约资源、经济合理、确保质量和保护环境，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于深圳地区建筑工程和市政工程（包括城市道路、桥涵、地下管道、生活垃圾填埋场等）的勘察与地基基础、边坡和基坑工程的设计、检验和监测。

1.0.3 岩土工程勘察必须按工程勘察各阶段的要求，准确反映场区工程地质和水文地质条件，查明不良地质作用及地质灾害，精心勘察，正确分析，提出资料真实完整、评价正确合理的勘察报告。

1.0.4 地基基础设计应重视深圳地区的工程经验，坚持因地制宜、就地取材、保护环境、节约资源的原则。应根据地基基础设计等级、设计阶段、勘察成果资料、综合使用要求、结构类型、材料类别、施工条件、工期造价等精心设计。

1.0.5 使用本规范时，建筑工程荷载取值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定；建筑物基础的计算尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010、《砌体结构设计规范》GB50003 等的规定；市政道路桥涵基础的计算应符合现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63 的规定；抗震设计应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 及广东省和深圳市的有关规定。本规范未作规定的，应执行现行广东省标准、行业标准和国家标准的有关规定。

1.0.6 在勘察、设计、检验和监测工作中，提倡采用新技术、新方法、新材料和新工艺。

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 地基 subgrade, foundation soils

支承基础的土体或岩体。

2.1.2 基础 foundation, footing

将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.1.3 地基承载力特征值 characteristic value of subgrade capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.4 岩体结构面 rock discontinuity structural plane

岩体内开裂的和易开裂的面，如层面、节理、断层、片理等，又称不连续构造面。

2.1.5 新近沉积土 recently deposited soil

第四纪全新世（Q₄）中晚期形成的土，一般呈欠压密状态，强度低，常含有人类活动产物（如砖块瓦片等）和较多的有机质及贝壳等。

2.1.6 抗浮设防水位 groundwater level for prevention of up-floating

抗浮评价计算所需的、保证抗浮设防安全和经济合理的场地地下水设计水位。

2.1.7 抗浮锚杆 anti-floating anchor

承担因地下水位上升时对基础产生的浮力（上拔力）的锚杆。

2.1.8 压实填土地基 compacted fill foundation soil

对尚未完成自重固结的填土层，采用分层压实或分层夯实形成压实填土层，并以压实填土层作为地基。

2.1.9 土岩组合地基 soil-rock composite subgrade

在建筑地基（或被沉降缝分隔区段的建筑地基）的主要受力范围内，有下卧基岩表面坡度较大的地基；或石芽密布并有出露的地基；或有大块孤石或个别石芽出露的地基。

2.1.10 复合地基 composite subgrade

部分土体被增强或被置换而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.11 复合地基承载力特征值 characteristic value of bearing capacity of composite subgrade

在复合地基上进行载荷试验测定的荷载与变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的荷载值，其最大值为比例界限值；或当载荷试验值为极限荷载值时，将该极限荷载值除以安全系数所得的值。

2.1.12 钻孔扩底灌注桩 underreamed drilled shaft

在采用钻孔工艺施工的桩孔中，利用机械式扩底钻头在圆形直桩孔的下部进行扩底，灌注混凝土后形成的扩底灌注桩。

2.1.13 单桩竖向承载力特征值 characteristic value of vertical bearing capacity of a single pile

单桩竖向极限承载力除以安全系数所得的承载力值。

2.1.14 单桩水平承载力特征值 characteristic value of horizontal bearing capacity of a single pile

单桩水平向极限承载力除以安全系数所得的承载力值。

2.1.15 渗沥液导流层 leached leading flow layer

垃圾填埋场底部衬里之上铺设的卵石或砾石层，引导渗沥液流入收集系统。

2.1.16 复合衬里防渗系统 impervious system of composite liners

采用两种或两种以上防渗材料复合铺设的防渗系统。

2.1.17 软弱结构面 weak structural plane

岩质边坡上断层破碎带、软弱夹层、含泥或岩屑等结合程度很差、抗剪强度极低的岩体结构面。

2.1.18 外倾结构面 out-dip structural plane

倾向坡外的岩体结构面。

2.1.19 潜在破裂面 potential breaking plane

边坡可能产生的滑动面。

2.1.20 重力式挡墙 gravity retaining wall

通过自身重力使边坡保持稳定的构筑物

2.1.21 扶壁式挡墙 counterfort retaining wall

由立板、底板和扶壁组成的钢筋混凝土结构物

2.1.22 系统锚杆 system of anchor

保证边坡整体稳定，在坡体上按一定格式设置的锚杆群。

2.1.23 预应力锚杆 prestressed anchor

由锚头、预应力筋、锚固体组成，利用预应力筋自由段（张拉段）的弹性伸长，对锚杆施加预应力，以提供所需的主动支护拉拔力的长锚杆。

2.2.24 路基 subgrade

按照路线位置和一定技术要求修筑的带状构筑物，是路面的基础，承受由路面传来的荷载。

2.2 符号

A ——基础底面面积；

A_c ——承台底面积；

A_p ——桩身截面面积；

A_k ——扩底桩桩端截面面积；

b ——基础底面宽度（最小边长），或载荷板宽度，或力矩作用方向的基础底面边长；

c ——粘聚力；

D ——桩端扩底直径;
 d ——基础埋置深度或桩身直径;
 E ——边坡下滑力;
 E_0 ——变形模量;
 E_s ——压缩模量;
 E_a ——主动土压力;
 E_p ——被动土压力;
 F_k ——基础顶面竖向力;
 F ——地下水浮力;
 f_{ak} ——地基承载力特征值;
 f_a ——修正后的地基承载力特征值;
 f_{az} ——软弱下卧层顶面处的地基承载力特征值;
 f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值;
 f_{spk} ——复合地基承载力特征值;
 G_k ——基础和基础上覆土自重的标准值;
 H_0 ——基础高度;
 H ——水平力;
 K_a ——主动土压力系数;
 K_p ——被动土压力系数;
 K_0 ——静止土压力系数;
 K ——安全系数;
 l ——基础底边的长度;
 M ——作用于基础底面的力矩或截面的弯矩设计值;
 M_k ——作用于基础底面的弯矩标准值或截面的弯矩标准值;
 m ——复合地基面积置换率;
 N' ——未修正的标准贯入试验锤击数;
 N ——修正后的标准贯入试验锤击数;
 N_t ——锚杆上拔力;
 n ——岩土层层数;
 p ——基础底面处的平均压力;
 p_0 ——基础底面处的平均附加压力;
 p_z ——软弱下卧层顶面处的附加压力;
 p_c ——软弱下卧层顶面处土的自重压力;
 p_d ——边坡锚杆设计锚固力;
 Q_k ——相应于荷载效应标准组合竖向荷载作用下桩基中单桩所受竖向力;

q_{sia} ——桩周土层侧阻力特征值;
 q_{ria} ——桩周岩层侧阻力特征值;
 q_{pa} ——桩端端阻力特征值;
 R_a ——单桩竖向承载力特征值;
 R_{ha} ——单桩水平承载力特征值;
 R_{ta} ——单桩抗拔承载力特征值;
 RQD ——岩石质量指标;
 s ——沉降量;
 u_p ——桩身截面周长;
 W ——基础自重与基础上土重的总和或基础底面竖向力;
 z ——从基底荷载作用面算起的深度;
 z_n ——地基沉降计算深度;
 α ——平均附加应力系数;
 β ——边坡对水平面的坡角;
 γ ——岩土的重度;
 θ ——地基的压力扩散角。
 φ ——内摩擦角;
 ψ_s ——地基沉降计算经验系数;
 ψ_R ——软基处理固结沉降计算经验系数;
 λ_c ——压实系数;
 μ ——摩擦系数;
 δ ——填土与挡土墙墙背的摩擦角;
 δ_r ——填土与稳定岩石坡面的摩擦角;
 η ——变形模量计算沉降修正系数。

3 基本规定

3.0.1 根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表 3.0.1 选用。

表 3.0.1 建筑地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
甲级	重要的工业与民用建筑 30 层以上或高度 $\geq 100\text{m}$ 的高层建筑 位于边坡坡顶的 12 以上建筑 体型复杂，层数相差超过 10 层的高低层连成一体建筑物 大面积的多层地下建筑物（如车库、商场、运动场等） 对地基变形有特殊要求的建筑物 场地和地基条件复杂的一般建筑 对原有工程影响较大的新建建筑物
乙级	除甲级和丙级以外的工业与民用建筑。
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑；次要的轻型建筑物

3.0.2 根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：

- 1 所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；
- 2 设计等级为甲级和乙级的建筑物，除 5.4.6 条所列情况外，均应进行地基变形验算。
- 3 表 3.0.2 所列范围内设计等级为丙级的建筑物可不作变形验算，如有下列情况之一时，仍应作变形验算：
 - 1) 地基承载力特征值小于 130kPa ，且体型复杂的建筑；
 - 2) 在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时；
 - 3) 相邻建筑距离过近，可能发生倾斜时；
 - 4) 软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时；
 - 5) 地基有厚度较大或厚薄不均的填土，且自重固结尚未完成时。
- 4 对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性；
- 5 当地下水埋藏较浅，地下室或地下建筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算。

表 3.0.2 可不作地基变形计算设计等级为丙级的建筑物范围

地基主要受力	地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)	$60 \leq f_{ak} < 80$	$80 \leq f_{ak} < 100$	$100 \leq f_{ak} < 130$	$130 \leq f_{ak} < 160$	$160 \leq f_{ak} < 200$	$200 \leq f_{ak} < 300$
--------	----------------------------	-----------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------	-------------------------	-------------------------

层情况		各土层坡度（%）		≤5	≤5	≤10	≤10	≤10	≤10
建筑类型	砌体承重结构、 框架结构（层数）			≤5	≤5	≤5	≤6	≤6	≤7
	单层 排架结构 6m 柱距	单跨	吊车额定起重量（t）	5~10	10~15	15~20	20~30	30~50	50~100
			厂房跨度（m）	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
		多跨	吊车额定起重量（t）	3~5	5~10	10~15	15~20	20~30	30~75
			厂房跨度（m）	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
	烟囱		高度（m）	≤30	≤40	≤50	≤75	≤75	≤100
	水塔	高度（m）	≤15	≤20	≤30	≤30	≤30	≤30	
		容积（m ³ ）	≤50	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000	

注：1 地基主要受力层系指条形基础底面下深度为 $3b$ (b 为基础底面宽度)，独立基础下为 $1.5b$ ，且厚度不小于 $5m$ 的范围（二层以下一般的民用建筑除外）；

2 地基主要受力层中如有承载力特征值小于 $130kPa$ 的土层时，表中砌体承重结构的设计，应符合本规范第 6 章的有关要求；

3 表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑，对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数；

4 表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

3.0.3 建筑工程地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。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 计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值。

3 计算挡土墙土压力、地基、边坡与支挡结构的稳定性及滑坡推力等时，荷载效应应按承载能力极限状态下的荷载效应的基本组合，其分项系数为 1.0。

4 在确定基础或桩台高度、支挡结构截面、计算基础、支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力，应按承载能力极限状态荷载效应的基本组合，采用相应的分项系数。当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

5 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数等应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0。

3.0.4 荷载效应组合应按下列各式确定：

1 正常使用极限状态下，荷载效应标准组合值 S_k

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.0.4-1)$$

式中 S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值；
 S_{Q1k} ——按可变荷载标准值 Q_{1k} 计算的荷载效应值；
 ψ_{ci} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

荷载效应准永久组合值 S_k

$$S_k = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{Qi} S_{Qik} \quad (3.0.4-2)$$

式中 ψ_{Qi} ——准永久值系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

2 承载力极限状态下，由可变荷载效应控制的基本组合设计值 S

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} \psi_{c1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.0.4-3)$$

式中 γ_G ——永久荷载的分项系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值；

γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

3.0.5 在进行基础结构构件的截面承载力计算或验算时，应按下列规定确定相应的荷载效应基本组合设计值，取其不利者。

1 永久荷载与竖向可变荷载组合 S ：

已考虑组合值系数（即活荷载折减）：

$$S = 1.35 S_k \quad (3.0.5-1)$$

取组合值系数为 1（即不考虑活荷载折减）：

$$S = 1.30 S_k \quad (3.0.5-2)$$

2 永久荷载与可变荷载（包括竖向荷载、风、地震作用等）组合：

$$S = 1.25 S_k \quad (3.0.5-3)$$

3 荷载效应基本组合设计值 S 应满足：

$$S \leq R \quad (3.0.5-4)$$

式中 R ——基础结构构件抗力的设计值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

S_k ——荷载效应的标准组合值。

3.0.6 建筑物基础的选型，应根据场地特点，充分利用岩土条件，在满足地基承载力和变形要求下，优先采用天然地基。在工程地质或水文地质条件复杂的场地、岩溶土洞强烈发育地区、存在大起伏岩（土）层的场地、陡斜岩（土）层等不均匀地基中进行基础选型时，应进行专门论证。

3.0.7 基础混凝土结构应根据设计使用年限、环境类别、岩土工程勘察报告对地下水和土

壤的腐蚀性评价等，进行地基基础耐久性设计，并应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 的有关规定。

3.0.8 基础混凝土结构的环境类别划分应符合下表：

表 3.0.8 基础混凝土结构的环境类别

类别	环境条件
一	室内正常环境
二	室内潮湿环境，与无侵蚀的水或土直接接触的环境
三	滨海室外环境
四	海水环境、填海造陆区
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

3.0.9 处于三类及以下中等～强腐蚀环境的基础构件，其混凝土强度等级不得低于 C30，有特殊要求时，应按特殊要求确定混凝土强度等级；混凝土保护层厚度应适当加大，并按腐蚀种类采取相应的防腐蚀措施。

3.0.10 对地基污染土应根据其厚度分布情况，采取局部挖除加固或全部挖除换填的方法处理。局部加固可采用砂桩或碎石桩。存在酸性或硫酸盐介质影响时，不应采用灰土垫层、石灰桩或灰土桩；地下水 PH 值小于 4.5 或地面有大量酸性介质作用时，不宜采用含碳酸盐的砂桩或碎石桩；污染土或地下水对混凝土腐蚀等级为强腐蚀、中等腐蚀时，不宜采用以水泥作为固化剂的深层搅拌桩。

4 岩土工程勘察

4.1 一般规定

4.1.1 岩土工程勘察等级应根据工程重要性等级、场地复杂程度等级和地基复杂程度等级划分为甲、乙、丙三个等级，并按确定的等级划分勘察阶段，编制勘察方案。勘察等级划分应符合表 4.1.1 的规定。

表 4.1.1 岩土工程勘察等级划分

甲级	表 3.0.1 所列地基基础设计等级为甲级的建筑工程 城市快速路、城市主干道 特大桥、大桥或地质条件复杂的中桥 中型及中型以上互通式城市立交桥 直径 $\geq 600\text{mm}$ 的地下管道 中型及中型以上生活垃圾填埋场 安全等级为一级的边坡工程 安全等级为一级的基坑工程 面积 ≥ 20 万 m^2 的填海工程
乙级	除甲级和丙级外的建筑工程、市政工程 安全等级为二级的边坡工程、基坑工程
丙级	表 3.0.1 所列地基基础设计等级为丙级的建筑工程 城市支路、中型及中型以下城市广场、小型市政管线 安全等级为三级的土质和岩质边坡工程、基坑工程 面积 ≤ 5 万 m^2 的填海工程

注：1 工程重要性等级、场地和地基复杂程度的划分应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021 的规定。

2 边坡工程安全等级应符合本规范表 12.1.1 的规定；

3 基坑工程安全等级应符合现行深圳市标准《深圳地区基坑支护技术规范》SGJ05 的规定。

4.1.2 岩土工程勘察阶段的划分如下：

- 1 勘察等级为甲级的各类工程应按初步勘察和详细勘察二个阶段进行勘察；
- 2 其余各类工程可不分勘察阶段，按详细勘察要求进行勘察；
- 3 地质条件复杂或岩溶发育地区的建筑或市政工程，应进行施工勘察。

4.1.3 勘察方案编制应符合下列规定：

- 1 勘察方案应根据设计对勘察的技术要求，结合场地地质条件及地基复杂程度，由注册土木工程师（岩土）主持编制。勘察方案编制前，应收集与勘察工作有关的各类资料；
- 2 勘察方案主要内容应包括勘察工作的目的和要求、勘探点线的布置、勘察的技术标准与工作方法、原位测试与室内土工试验要求、岩土与地基基础分析评价和要求、边坡及

基坑分析评价和要求、地下水及其影响的分析评价和要求、勘察作业工期等。

4.1.4 对高层和超高层建（构）筑物，大型体育场馆、大型影剧院、大型商场、医院、学校、存放珍贵文物的博物馆、中型以上桥涵等公共建筑工程，应进行场地和地基地震效应的勘察与安全性评价。

4.1.5 场地地震效应勘察应结合场地勘察同步进行，并根据国家批准的地震动参数区划和抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计特征周期，划分对抗震有利、不利或危险地段，并划分场地类别。

4.1.6 当采用标准贯入击数判别地震液化时，每个场地布置的标准贯入试验孔不应少于 3 个，深度应大于液化判别深度要求；标贯试验点的间距应为 1.0~1.5m。

4.1.7 当场地存在可液化土层时，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定确定其液化指数和液化等级；对沿海、沿河地段应查明是否存在岸边出露或与海床河床串通的可液化土层。对可液化土层应提出抗液化的措施建议。

4.1.8 勘察报告的内容和编制应符合国家现行有关岩土工程勘察报告编制的规定，并应达到相应勘察阶段编制深度规定的要求。勘察报告应由注册土木工程师（岩土）签章。

4.1.9 基础施工时发现地质条件变化较大，与原勘察报告不一致，或地基出现异常情况时，应及时进行补充勘察。

4.2 岩土的分类

4.2.1 土的分类按成因类型可分为人工填土、海积土、冲积土、洪积土、湖积土、坡积土和残积土等；按颗粒大小可分为碎石土、砂类土；按塑性指数可分为不同性状的粘性土；人工填土按其组成可分为素填土、杂填土、吹填土和压实填土。

4.2.2 深圳地区软土宜按表 4.2.2 进行分类。

表 4.2.2 深圳地区软土分类表

土的名称	分类指标	沉积类型或土性特征
浮 泥	$w > 150\%$,	海相沉积，呈悬浮泥状。
流 泥	$80\% < w \leq 150\%$	海相沉积，呈流动状态，触变性很大。
淤 泥	$w > w_L$ $1.5 \leq e$	海、河、湖相沉积。
淤泥质土	$w > w_L$ $1.0 \leq e < 1.5$	河、湖相或冲沟沉积。

注：表中 w ——含水量； e ——孔隙比； w_L ——液限。

4.2.3 花岗岩残积土宜按表 4.2.3 进行分类。

表 4.2.3 花岗岩残积土分类表

土的名称	$\geq 2\text{mm}$ 颗粒含量
砾质粘性土	超过全重的 20%
砂质粘性土	不超过全重的 20%
粘 性 土	不含

注：定名时可根据土的塑性指数 I_p 加以确定粘性土的名称。

4.2.4 基岩宜按岩石坚硬程度参照表 4.2.4 进行分类。岩石风化程度可按附录 F 划分。

表 4.2.4 岩石坚硬程度分类表

坚硬程度	饱和单轴抗压强度标准值 f_{sk} (MPa)	代表性岩石
坚硬岩	$f_{sk} > 60$	花岗岩、混合花岗岩、片麻状花岗岩、变粒岩、石英岩等
较硬岩	$60 \geq f_{sk} > 30$	硅化凝灰质砂岩、火山碎屑岩、大理岩、灰岩、混合岩、片麻岩
较软岩	$30 \geq f_{sk} > 15$	粉砂岩、砂岩、砾岩
软岩	$15 \geq f_{sk} > 5$	硅化千枚岩、泥质粉砂岩
极软岩	$f_{sk} \leq 5$	泥岩、页岩、千枚岩、片岩、炭质页岩

注：1 当不能取得岩石饱和单轴抗压强度数据时，可采用点荷载试验强度换算，试验及换算方法按现行国家标准《工程岩体分类方法标准》GB50218 执行；

2 岩体完整程度按《岩土工程勘察规范》GB50021-2001 表 3.2.2-2 进行分类；当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。

4.3 建筑工程勘察

4.3.1 初步勘察阶段应初步查明建筑场地的地质构造、地层结构、主要岩土层特性、地下水埋藏情况、水和土对建筑材料的腐蚀性等；初步查明不良地质作用的成因、分布；评价场地的稳定性等；为场地建筑规划设计或建筑物的平面布置、初步选择基础方案提供工程地质资料。初步勘察勘探点间距和深度，可按表 4.3.1-1 和表 4.3.1-2 确定。

表 4.3.1-1 初步勘察勘探点间距(m)

地基复杂程度	勘探线间距	勘探点间距
复 杂	50~80	30~50
中等复杂	70~120	40~80
简 单	100~150	80~150

注：地基复杂程度按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021 划分。

表 4.3.1-2 初步勘察勘探孔深度(m)

工程重要性等级	一般性勘探孔	控制性勘探孔
一 级	>20	>30
二 级	15~20	20~30
三 级	10~15	15~20

注：1 工程重要性等级按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021 划分；

2 对高层建筑，一般性勘探孔应入强风化岩不小于 5m，控制性勘探孔深度应入微风化岩 3~5m。

4.3.2 详细勘察阶段应查明建筑物范围内各岩土层的类型、深度、分布、工程特性；查明

地下水的埋藏特点、水位变化，确定抗浮设防水位；查明不良地质作用的类型、成因、规模、发展趋势和危害程度；按单体建筑物或建筑群提出详细的岩土工程资料和设计、施工所需的岩土参数，并对地基做出评价；对基础类型、基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水和不良地质作用的防治等提出建议。

4.3.3 详细勘察的勘探点宜按建筑物周边线和角点布置，勘探点间距可按表 4.3.3 确定。对重大设备基础应单独布置勘探点；大型机器设备基础和高耸构筑物，勘探点不应少于 3 个。

表 4.3.3 详细勘察勘探点间距

地基等级/复杂程度	间距 (m)
一级/复杂	10~15
二级/中等复杂	15~25
三级/简单	25~40

注：1 当场地受力层及下卧层变化较大时，应加密勘探点和增加孔深，查明变化情况；

2 当要验算地基的变形时，孔深应满足变形验算要求；

4.3.4 无特殊要求时，详细勘察的勘探孔深度应按以下原则确定：

1 勘探孔深度应能控制地基主要受力层，当基础底面宽度不大于 5m 时，勘探孔的深度对条形基础不应小于基础底面宽度的 3 倍，对独立柱基不应小于 1.5 倍且不应小于 5m；

2 采用残积土或强风化层作持力层时，一般性勘探孔宜钻至残积土或强风化层不少于 3m，控制性勘探孔应进入强风化层不少于 5m。需考虑抗浮设计时，勘探孔深度应满足抗拔承载力评价的要求；

3 采用中风化或微风化基岩作持力层时，一般性勘探孔应进入中风化或微风化基岩不少于 3m，控制性勘探孔应进入中风化或微风化基岩不少于 5m。钻遇厚度 $\leq 5\text{m}$ 的断裂破碎带时应予钻穿，当断裂破碎带厚度较大且可作为建筑物基础持力层时，应钻入断裂破碎带不少于 5m；

4 采用桩基时，对摩擦桩一般性勘探孔的深度应进入持力层以下 $3d$ 且不少于 3m，控制性勘探孔的深度应进入强风化层不少于 5m；对端承桩一般性勘探孔的深度应进入持力层以下 $3d$ 且不少于 5m，控制性勘探孔的深度应进入中风化或微风化基岩 5~8m；

5 海积平原、滨海带或场地软土较厚的场地，勘探点的深度应适当加深；

6 当需进行地基处理时，勘探孔的深度应满足地基处理设计与施工要求。

4.3.5 详细勘察勘探孔采取岩土试样和原位测试应符合下列规定：

1 采取土试样和原位测试勘探孔数量应占勘探孔总数的 1/2，其中取土试样的数量应占勘探孔总数的 1/3，对地基基础设计等级为甲级的建筑物每栋不得少于 3 个；

2 每个场地每一主要土层的原状土试样或原位测试数据不应少于 6 件（组），取土试样和原位测试点的竖向间距，在地基主要受力层内不宜大于 2m；对厚层残积土层可在其上、

中、下部位分别采取有代表性的土试样；

3 在地基主要受力层内，对厚度大于 50cm 的夹层或透镜体应根据勘察要求采取土试样或进行原位测试；

4 土层性质不均匀时，应适当增加取样数量或原位测试工作量；

5 持力层为基岩时，应采取不少于 6 件（组）岩样作饱和单轴抗压强度试验；

6 新建、扩建的民用建筑应进行建筑场地土壤中氡浓度的测定。

4.3.6 每个场地测量土层剪切波速的钻孔不应少于 2 个，对于面积较大或数据变化大时可适当增加孔数；对大面积同一地质单元，应为控制孔的 1/5~1/3；对山间河谷地段不宜少于 3 个。对层数超过 10 层且高度 30m 以上的单幢建筑不应少于 2 个；对密集的小区建筑群，每幢高层建筑不得少于 1 个。波速测试孔深度应满足确定覆盖层厚度的要求。

4.3.7 高层建筑的详细勘察除应满足 4.3.2~4.3.6 条的要求外，尚应满足下列要求：

1 详细勘察的单栋高层建筑勘探孔的布置，应满足对地基均匀性评价的要求，勘察等级为甲级时不应少于 5 个，为乙级时不应少于 4 个；单栋高层建筑的控制性勘探孔不应少于 3 个；对密集的高层建筑群，每栋高层建筑的控制性勘探孔不应少于 2 个；

2 单栋高层建筑的角点和中心点应布置勘探孔，高层建筑群勘探孔按角点布置间距小于 5m 时，可共用同一勘探孔；

3 基岩面起伏变化较大时，应加密勘探孔布置。

4.3.8 高层建筑勘探孔的深度应满足下列规定：

1 采用箱形基础或筏板基础时，一般性勘探孔应进入强风化层不少于 5m，控制性勘探孔深度应进入中风化或微风化基岩不少于 2m；

2 对埋藏较浅的基岩并可作为基础持力层时，一般性勘探孔深度应进入中风化基岩不少于 3m，控制性勘探孔应进入微风化基岩不少于 5m；

3 位于断层破碎带、岩溶地区等不良地质作用发育的场地，以及位于山谷冲沟地带、斜坡上或坡脚下的高层建筑，控制性勘探孔的深度应满足地基稳定性评价的要求。

4 拟采用桩基础的场地，当需验算桩基沉降时，控制性勘探孔的深度应满足桩端下卧层变形计算深度的要求。

4.3.9 高层建筑采用桩基础时，详细勘察报告应对桩型选择及成桩的可行性进行分析评价，论证桩基施工条件及其对环境的影响。

4.3.10 当需要进行施工勘察时，勘探孔应布置在地质条件复杂区域，勘察孔间距按建筑物的基础及轴线布置，深度应穿过复杂层位或部位。地质条件特别复杂地段或岩溶强烈发育地区采用钻（冲）孔桩时，应逐桩布置勘探孔或超前探孔，并可配合采用工程物探方法。

4.4 市政工程勘察

I 道路工程

4.4.1 道路工程勘察应符合下列要求:

- 1 查明沿线地形、地貌特征,划分地貌单元;
- 2 查明沿线地质构造、岩土层分布与岩性,基岩风化层厚度及风化破碎程度;
- 3 查明沿线路基土类别(附录 G)与湿度状况,提供划分土基干湿类型所需参数;
- 4 实测沿线地下水位,查明地下水类型、地表水来源、水位及排水条件,论证地表水、地下水对路基稳定性的影响;
- 5 查明沿线暗埋的河、湖、沟、坑和坟场的分布;
- 6 查明沿线不良地质现象的成因、类型、分布、发展趋势及对路基稳定性的影响,提出相应的治理建议;
- 7 提出岩土物理力学指标与地基承载力及地基变形计算参数等。

4.4.2 道路初步勘察勘探孔布置的间距宜为 100~200m,勘探孔深度 5~15m。详细勘察勘探孔布置的间距与深度见表 4.4.2,并应符合下列要求:

- 1 勘探孔应沿道路中线或两侧主车道中线交叉布置。当布孔受限时,勘探孔移位不应超出路基范围;
- 2 每个地貌单元和不同地貌单元交界部位均应布置勘探孔,在微地貌和地层变化较大的地段应予加密。
- 3 当线路通过含有有机质的垃圾土、松散杂填土、未经固结或压实的近期回填土、软土及可液化土层(饱和砂土、粉土层)等不良土层分布地段时,勘探孔间距宜控制在 15~30m,勘探孔深度应穿过不良土层并进入可塑或中密以上土层 3~5m 或压缩层以下 1~2m;
- 4 挖方路段勘探孔深度应达到路面设计标高以下 3~5m,或进入全风化层、强风化层 1~2m,或至基岩顶板;
- 5 高填方路段控制性勘探孔深度应进入压缩层以下 1~2m,或进入残坡积层 3~5m;
- 6 道路下埋设有管道时,勘探孔深度尚应达到管底设计标高以下 3~5m;
- 7 用于观测地下水位的勘探孔,可按 80~150m 的间距布置,勘探孔应达到初见水位以下 1~5m;

表 4.4.2 详细勘察勘探孔间距及深度 (m)

场地类别	间 距		深 度 (路面下)
	快速路、主干路、次干路	支 路	
一级/复杂	≤ 50	50~100	>5
二级/中等复杂	50~100	100~150	3~5
三级/简单	100~150	150~200	2~3

4.4.3 当路面较宽或两侧高差变化较大及高填方路段,应布置一定数量有代表性的横断面,

每个横断面的钻孔数量不宜少于 3 个。

4.4.4 详细勘察勘探孔采取土试样和原位测试应符合下列要求：

- 1 采取土试样和原位测试的勘探孔应不少于全部勘探孔数量的 2/3；
- 2 取土试样和原位测试的竖向间距应按设计要求、地基的均匀性和代表性确定，宜为 1.0~1.5m；在原地面或路面设计标高以下 1.5m 内，采样的竖向间距应不大于 0.5m；
- 3 土试样应做颗粒分析、天然含水量和液、塑限试验等，判断路基土类别和土基干湿类型；
- 4 对尚未压实的人工填土，应取原状土试样进行击实试验。

4.4.5 道路工程勘察的岩土工程评价尚应包括下列内容：

- 1 评价路基的稳定性及道路边坡稳定性，提出道路边坡坡度、支护方法等建议；
- 2 划分土石工程等级；
- 3 地基处理方法建议。

II 桥涵工程

4.4.6 桥涵工程勘察应符合下列要求：

- 1 查明桥涵线位各墩台和主要防护构筑物范围内及其临近地段的地形地貌特征、区域地质构造、地层结构、岩土层的性质、基岩风化程度、断层破碎带分布及填充情况、岩性特征等；
- 2 查明不良地质现象的成因、类型、性质、空间分布范围、发展趋势及危害程度，并提出处理措施建议；
- 3 查明地下水的类型、埋藏条件、水位变化等；当需进行工程降水时，尚应查明含水层范围、颗粒组成、渗透系数和补给条件；
- 4 查明河床的冲刷情况和深度；
- 5 判定环境水和土对桥涵建筑材料的腐蚀性；
- 6 提供岩土物理力学指标、地基变形计算参数、地基承载力与桩基承载力参数等；
- 7 当存在具有水头压力差的地层时，应评价产生潜蚀、流砂（土）、管涌的可能性；
- 8 提出桩型选择与桩端持力层建议。

4.4.7 桥涵工程勘察的勘探线应与桥轴线方向一致，勘探孔数量可按表 4.4.7 确定。勘探孔的布置应符合下列要求：

- 1 勘探孔应布于桥梁墩台或涵洞部位，并沿桥梁轴线两侧布置在基础轮廓线的周边或中心位置；
- 2 对松散的砂类土地基，勘探孔不宜布置在基础轮廓以内时，勘探孔移位应靠近基础轮廓线的周边；存在岩溶等不良地质作用时，勘探孔宜布置在靠近基础轮廓线外侧一定范围；
- 3 岩溶地区每桩均应布置勘探孔，数量不应少于 1 个；

4 当遇下列情况之一时，应增加勘探孔数量：

- (1) 墩台基底位于球状风化（孤石）发育区或岩溶发育区；
- (2) 基岩起伏变化较大，需查明岩面变化形态；
- (3) 查明断裂破碎带的影响。

表 4.4.7

桥涵工程勘察勘探孔数量

类 别	初步勘探孔（个）	详细勘探孔（个）
中小桥	3~6	每墩台 1~2
大桥、	5~12	每墩台 ≥ 3 且每桩位不少于 1
特大桥	10~16	每墩台 ≥ 4 且每桩位不少于 1
多跨连续桥	隔墩 1	每墩台 ≥ 2
涵 洞	每涵洞 1~2	每涵洞 3~5

4.4.8 勘探孔深度应符合下规定要求：

1 拟采用浅基础时，勘探孔应进入持力层（或基础埋深）5~10m，或基础底面宽度的 3~5 倍；拟采用深基础时，勘探孔应进入持力层不少于 5m；控制性勘探孔深度应进入压缩层以下不少于 2m；

2 对大桥或特大桥，孔深应进入微风化基岩或新鲜基岩 5~10m；

3 当遇有软弱下卧层时，应予穿过并达到厚度大于 5m 且分布均匀稳定的密实土层；进入球状风化发育区的深度不宜少于 10m；

4 当需进行工程降水时，勘探孔深度应满足降水要求；

5 当遇断层破碎带时，勘探孔深度应穿过断层破碎带进入完整基岩不少于 1 倍桩径且不少于 5m。

6 岩溶地区勘探孔深度应穿过岩溶发育层位进入完整基岩不少于 6m。

4.4.9 桥涵工程勘察采取岩土试样和原位测试应符合下列要求：

1 取土试样和原位测试孔数量应不少于勘探孔总数的 2/3；当勘探孔总数少于或等于 3 个时，每个勘探孔均应取土试样和进行原位测试；

2 取土试样和原位测试点的竖向间距，在每一主要土层内不应大于 2m，且每一主要土层的土试样总数不应少于 6 件，原位测试数据不应少于 6 组；当需考虑岸坡稳定性时，应加密取土或原位测试间距；

3 对厚度小于 0.5m 的夹层、透镜体等难以采取土样的土层，应进行原位测试；

4 对大桥或特大桥墩台基础，当采取降低地下水位疏干基坑时，应在现场进行渗透或抽水试验；

5 基岩应采取岩样进行饱和单轴抗压强度试验；岩石试样的取样竖向间距宜为 1.5~2m，岩样数量为中风化、微风化基岩各不少于 9 件；

6 需用波速划分岩体的风化程度和岩体的完整程度时，每个桥墩不应少于 1 孔。

4.4.10 桥涵工程勘察评价尚应包括下列内容：

- 1 评价桥涵边坡及地基的稳定性,对桥涵边坡结构型式和坡度以及护坡方案提出建议;
- 2 评价不良地质作用、特殊性岩土及地下水对桥涵基础的影响,分析水流或海浪冲刷的影响,提出相应的措施建议;
- 3 评价岩土条件及地下水对桥涵墩台基础施工及环境的影响,分析桩基施工的可行性,提出相应的措施建议。

III 管道工程

4.4.11 管道工程（供水、污水、雨水、供气管道、排水箱涵等）勘察应符合下列要求：

- 1 查明沿线地质单元的结构特征、各类岩土层的性质、空间分布及均匀性;
- 2 管道通过山区丘陵地区埋藏较浅的基岩地段时,应查明对设计和施工有影响的基岩分布界线、埋深及风化程度;
- 3 管道穿越公路、铁路和河谷地段,应查明微地貌特征,穿越断面的地层结构、各土层的工程地质特性;
- 4 查明沿线不良地质作用的成因、类型、性质、空间分布范围、发生和诱发条件、发展趋势及危害程度,提出处理措施的建议;
- 5 查明地下水类型、埋藏条件、水位变化等。当需采取施工降水时,尚应查明含水层范围、颗粒组成、渗透系数、补给来源,承压水对工程的影响,提供施工降水设计参数;
- 6 查明沿线暗埋的河、湖、沟、坑的分布范围、埋深及其覆盖层的工程地质特性;管道穿越河谷地段时,应对河床、岸坡的稳定性作出评价;
- 7 查明沿线松软地层,可能产生潜蚀、流砂(土)、管涌和地震液化地层的分布范围、埋深、厚度及其工程地质特性;
- 8 判定环境水和土对管道材料的腐蚀性;
- 9 提供岩土物理力学指标、地基承载力和变形计算参数等。

4.4.12 管道工程勘察可按设计要求进行专门勘察,或结合道路工程勘察同步进行。勘探孔的布置应符合下列要求:

- 1 勘探孔应沿管道中线布置。当条件受限时,勘探孔移位不宜超出管道沟坑的开挖范围;穿越铁路、公路或河谷地段的勘探孔移位不宜偏离管道中线 3m;当采用顶管施工时,勘探孔宜沿管道走向在离管道两边外侧各 2~6m 交叉布置;
- 2 在每个地貌单元及地貌单元的交界部位、管道走向转角处等均应布置勘探孔,在微地貌和地层变化较大的地段宜适当加密。

4.4.13 勘探孔间距和深度可按表 4.4.13 布置,并应符合下列规定:

- 1 管道穿越暗埋的河、湖、沟、坑地段和可能产生流砂和地震液化的松软土层地段,勘探孔应加密,孔距宜为 30~50m,孔深宜穿过该土层并进入下部密实土层不小于 3m;
- 2 管道穿越铁路、公路和河谷地段,勘探孔间距以能控制地层土质变化为原则,宜采用 30~100m。穿越铁路、公路地段时不宜少于 2 个勘探孔;穿越河谷两岸及河床时不应少于

3 个勘探孔,且河谷两岸及河床均应布置勘探孔,孔深应达到河床最大冲刷深度以下 3~5m;

3 当采取降低地下水位施工或需对管沟基坑进行支护时,勘探孔深度应至管沟基坑底面以下 5m,并满足支护设计的要求;

4 存在承压含水层时,勘探孔穿过承压含水层并测量其水头;

5 管道沿线下平面分布厚度大于 2m 的密实土层,且无地下水影响时,勘探孔深度至该密实土层即可;

6 当进行排水箱涵、拱形砌筑涵管、顶管施工勘察时,勘探孔深度应适当加深,控制性勘探孔孔深宜进入压缩层以下 1~2m。

表 4.4.13 管道勘察勘探孔间距及深度 (m)

类别	明挖浅埋管道(管顶埋深 $\leq 3\text{m}$)	明挖深埋管道(管顶埋深 $> 3\text{m}$)	排水箱涵砌筑涵管	顶管施工管道
间距	150~200	100~150	50~100	30~50
深度	管底以下 2~3	管底以下 3~5	管底以下 5~8	管底以下 5~8

4.4.14 管道勘察采取土试样和原位测试应符合下列要求:

1 管道沿线需取土试样和进行原位测试的勘探孔数量不应少于总孔数的 1/2;

2 取土试样和原位测试点的竖向间距在地基主要受力层内宜为 1m,但每一主要土层的土试样不应少于 3 件,原位测试数据不应少于 3 组;

3 对厚度小于 1m 的夹层或透镜体应根据其对地基和管沟基坑开挖稳定性的影响确定采取土试样或进行原位测试;

4 当管道通过可能产生流砂、潜蚀、管涌或有强透水层分布地段,采取降低地下水位疏干管沟基坑时,应进行现场渗透或抽水试验;

5 为判定地下水和土对管材的腐蚀性,宜每隔 1km 取水试样 1 件,总数不应少于 3 件;在管顶和管底部位各取土试样 1 件,且总数各不应少于 3 件,进行腐蚀性分析试验。

6 对金属管道可采用电法测定电阻率,测试点不应少于 3 组。

4.4.15 管道勘察的岩土工程评价尚应包括下列内容:

1 分析评价管道穿越线路河床、岸坡的稳定性;

2 评价不良地质作用及特殊性岩土对管道基础及施工的影响,提出措施建议;

3 当采取顶管施工时,评价顶管段地层岩性变化和富水特征,分析顶管施工的可行性,提出顶管设计、施工所需参数及工作井、接收井基坑支护措施建议;

4 对可能采取明挖施工的深埋管道,提出开挖方案的建议和管沟基坑支护措施建议;

5 软土地段提出地基处理加固方案的建议。

4.4.16 与管道工程配套的给排水建(构)筑物勘察可根据其结构特点参照房屋建筑、给排水管道及道路勘察的有关规定布置。

IV 生活垃圾填埋场

4.4.17 生活垃圾填埋场勘察应符合下列规定:

- 1 查明场地工程地质和水文地质条件；
- 2 分析评价场地、地基和边坡的稳定性；
- 3 分析评价污染物的运移，对水源和岩土污染的影响；
- 4 分析评价地基渗透条件；
- 5 查明场区活动断裂构造分布情况，分析评价其对填埋堆体的影响；
- 6 提出岩土物理力学指标，地基承载力和渗透性参数。

4.4.18 生活垃圾填埋场的勘察范围应包括堆填场区、初期坝址、液、气收集排放管道等。

勘察前应收集下列资料：

- 1 废弃物的成分、日处理量、堆填方式；
- 2 填埋场的总库容量、有效库容量和使用年限；
- 3 生态保护区范围、邻近水源开采情况和环境保护要求；
- 4 防渗与防渗结构的要求。

4.4.19 初步勘察应搜集填埋场规划设计的有关资料，对场区进行工程地质测绘，辅以勘探测试工作，初步查明生活垃圾填埋场岩土层分布与地下水状况；对场区总平面布置、场地稳定与适宜性、废弃物对环境的影响等进行初步分析评价并提出建议；勘探孔间距宜为100~150m，勘探孔深度应进入弱透水层或不透水层不少于10m。

4.4.20 详细勘察勘探孔间距和深度应根据填埋方式、运营要求和地基条件等综合确定，并应符合下列规定：

- 1 勘探孔间距宜为50~80m，与场区稳定或渗漏有关的地段应加密勘探孔；
- 2 勘探孔的深度应能满足地基稳定、变形和渗漏分析计算需要；
- 3 坝基和坝肩处的勘探线不应少于2条，勘探孔的间距宜为20~40m。

4.4.21 生活垃圾填埋场勘察的岩土工程评价尚应包括下列内容：

- 1 地基或堆积体失稳导致防渗层、封盖层及其它设施失效的可能性；
- 2 坝基、坝肩的稳定性；
- 3 预测水位变化及其影响；
- 4 污染物的运移及其对水源、农业、岩土和生态环境的影响；
- 5 有关稳定、变形、水位、渗漏、水土和渗滤液等的监测建议。

4.5 边坡与基坑工程勘察

4.5.1 一级边坡工程应单独进行岩土工程勘察，其余边坡工程勘察可与建筑或市政工程场地勘察同步进行，并应满足边坡勘察布置深度的要求。

4.5.2 边坡工程勘察宜采用工程地质测绘调查与钻探、槽探、坑（井）探、物探、原位测试及室内试验相结合的方法进行，并应满足下列要求：

- 1 查明地貌形态、植被分布，是否存在滑坡、危岩和崩塌等地质灾害情况；
- 2 查明各土层的类型、成因、工程特性、覆盖层厚度等；

3 查明基岩面的形态、岩体主要结构面的类型、产状、延展情况、闭合程度、充填状况、充水状况、力学属性和组合关系，是否存在外倾结构面；岩层的风化程度、完整程度、坚硬程度、断层破碎带分布等；

4 查明地区气象条件特别是雨季暴雨强度、汇水面积、汇水流向和地表水对坡面、坡脚的冲刷情况；

5 查明地下水的类型、水位变化、水量及补给情况，岩土体的透水性和地下水的出露情况；

6 提供边坡各岩土层的物理力学指标及饱和条件下各土层的物理力学指标及岩质边坡软弱结构面的抗剪强度参数等。

4.5.3 边坡工程勘察布置应符合下列规定：

1 边坡勘探线应垂直边坡走向布置，每一边坡不宜少于 3 条勘探线，每一勘探线不应少于 3 个勘探孔；

2 勘探孔间距对一级边坡不应大于 15m，对二、三级边坡宜为 20~30m，当有软弱夹层或不利结构面时，应加密勘探孔间距；

3 对土质边坡及半土半岩边坡勘探孔深度应穿过坡脚不少于 5m；对岩质边坡勘探孔深度宜进入中风化或微风化基岩 3~5m；

4 探洞、探槽、探井等应布置在地质构造变化较大及已发生局部滑坡的地段，并与邻近的勘探孔对应。探洞、探槽和探井在勘察工作结束时应及时封填。

4.5.4 边坡勘察时每层土采取土试样不应少于 6 件，岩石抗压强度试样不应少于 9 件，对软弱层宜连续取样；原位测试每一主要土层的竖向间距不应大于 2m。土的抗剪强度指标宜采用固结不排水三轴试验；软弱结构面的抗剪强度应通过现场试验结合工程经验确定，无试验条件及工程经验时，可按附录 I 确定；有条件时可采用反证法结合工程经验确证。

4.5.5 边坡工程勘察报告应对边坡的整体稳定性进行分析评价，确定边坡类别、分析边坡失稳条件与可能出现的破坏形式，提供边坡岩土体的设计参数、边坡坡率建议值，对人工边坡提出最优开挖坡角，对一级边坡工程给出相应的边坡地质模型，边坡的防护整治措施和监测方案建议等。

4.5.6 基坑工程勘察应查明基坑开挖范围及坑底一定深度范围内地层结构、岩土层的物理力学性质、地下水特征，评价基坑变形对周边的建筑物、地下管线、道路等的影响，为基坑支护设计、施工提供所需的岩土参数。

4.5.7 基坑工程勘察宜结合场地详细勘察同步进行，或进行专门勘察。基坑工程勘察应满足下列要求：

1 勘察前应搜集场地周边建（构）筑物结构与基础形式和埋深、邻近基坑周边地下管线的类型及埋深、场地周边道路状况与地表水汇集排放情况等；

2 勘探范围不宜小于基坑顶界线以外 2~3 倍基坑开挖深度；勘探孔宜沿基坑各侧边布置，每一侧边勘探孔数量不宜少于 3 个；基坑顶界线以外以调查搜集资料为主，条件许可时可布置适量勘探孔，勘探孔间距宜为 15~25m；复杂场地、斜坡场地及地层起伏变化

较大时，应加密勘探孔；

3 勘探孔深度不宜小于基坑开挖深度的 2 倍，遇砂层或软土层时应予穿透。在基坑深度范围内遇有基岩时，勘探孔深度宜进入中、微风化岩 2~3m；

4 勘探孔深度范围内，每一主要土层应取土试样，其数量应满足每一主要土层不少于 6 个（件）的要求；当素填土大于 3m 时，应取土试样进行室内土工试验，杂填土中应进行标准贯入试验或动力触探试验；

5 提供基坑勘探深度范围内岩土的物理力学指标、土的固结不排水剪、不固结不排水剪指标、土的渗透系数等参数。

4.5.8 当地下水位较高或地下水量较大时，应查明场地的水文地质条件和地下水补给来源，评价基坑开挖过程中地下水的影响。对可能产生坑壁漏水、流土（砂）、管涌等渗透性破坏时，应提出针对性的治理建议。当水文地质条件复杂，对基坑安全的影响较大时，应进行专门水文地质勘察。

4.6 特殊岩土场地勘察要点

4.6.1 大面积深厚填土场地的勘察应包括下列内容：

- 1 调查原始地形地貌的变迁、填土的来源、堆填时间和方式等；
- 2 查明填土的分布、厚度、成分、颗粒级配及均匀性、密实性、压缩性和湿陷性等；
- 3 判定填土层中地下水与地表水体的水力联系；
- 4 对吹填土应确定其排水条件、固结性能及固结程度等。

4.6.2 大面积深厚填土场地勘察应符合下列要求：

- 1 勘探孔间距宜为 20~30m，勘探孔深度应穿透填土层；
- 2 当填土厚度超过 3m 时应自上而下均匀进行取样及原位测试；填料为粘性土的素填土应采取静压方式取样；
- 3 填土勘察应提供击实试验指标、压实系数，孔隙比、触探指标、固结试验指标等；
- 4 分析评价填土对拟建工程的影响，并提出处理或加固措施建议。对堆填时间大于十年的粘性土填土、五年以上的砂性土填土，应评价其用作基础持力层的可行性。

4.6.3 软土场地勘察应重点查明下列内容：

- 1 软土的成因类型、成层条件、分布规律、薄层与夹砂特征、水平与垂直方向的均匀性、地表硬壳层的分布与厚度、地下硬土层或基岩埋深与起伏等；
- 2 软土固结历史及应力水平、结构破坏对强度和变形的影响；
- 3 微地貌形态、暗埋的塘、浜、沟、坑穴的分布、埋深及上覆填土的性质等；
- 4 基础施工及工程降水对软土的应力状态、强度和压缩性的影响分析。

4.6.4 软土场地勘察应符合下列要求：

- 1 勘探孔布置应考虑成因类型和地基复杂程度，勘探孔间距不宜大于 30m，土层变化复杂时应予加密；

- 2 勘探孔深度应根据勘察目的和要求确定，且宜进入软土以下残积土 2~3m；
- 3 取土试样应使用合适的薄壁取土器；原位测试可选用静力触探、十字板剪切试验、螺旋板载荷试验、孔压静力触探、扁铲侧胀试验、波速试验等；
- 4 测定软土中的有机质含量；
- 5 评价软土对拟建工程的影响，提出软土地基处理加固的措施建议。

4.6.5 风化岩与残积土勘察应重点查明下列内容：

- 1 母岩地质年代和岩石名称；
- 2 不同风化程度基岩的埋深及厚度；
- 3 破碎带及软弱夹层的分布；
- 4 岩脉、球状风化体（孤石）的分布；
- 5 风化岩节理发育情况及其产状；
- 6 地下水埋藏条件。

4.6.6 风化岩与残积土的勘察应符合下列要求：

- 1 勘探孔间距宜取表 4.3.3 中的小值；对于球状风化发育的地段应加密勘探孔间距及深度；
- 2 采用钻探野外鉴别与原位测试相结合，原位测试与室内试验相结合，划分残积土、风化岩的分界，原位测试可采用圆锥动力触探、标准贯入试验、波速测试等方法；
- 3 残积土应取样进行室内试验，其中花岗岩残积土应进行颗粒分析试验(>2mm 和 >0.5mm 的含量)；
- 4 分析评价利用残积土层、全风化层、强风化层作基础持力层的可行性；
- 5 分析评价岩脉、球状风化体（孤石）对天然地基或桩基的影响，并提出相应的建议。

4.6.7 埋藏型岩溶区勘察应重点查明下列内容：

- 1 岩溶区岩面起伏、形态和覆盖层厚度；
- 2 岩溶洞穴的分布、形态和发育规律；
- 3 地下水赋存条件、水位变化和运动规律；
- 4 岩溶发育与地貌、构造、岩性、地下水的关系；
- 5 土洞和岩溶地面塌陷分布、形态及其发展趋势。

4.6.8 埋藏型岩溶区勘察应符合下列要求：

- 1 在土洞发育地段或曾经发生地面塌陷的区域，宜采用静力触探、轻型动力触探、钻探等手段，查明其分布；
- 2 在岩溶土洞发育区，宜配合采用钻孔 CT、地质雷达等工程物探手段查明岩溶土洞的分布情况；
- 3 对拟采用一柱一桩的场地，每桩均应布置勘探孔；
- 4 勘探孔的深度应进入完整基岩面下不少于 6m；
- 5 勘察报告应叙述岩溶发育的地质背景和形成条件，岩溶、土洞发育的部位、形态、

平面位置和顶、底板标高，分析评价岩溶稳定性及相应的治理措施及监测建议。

4.7 地下水

4.7.1 岩土工程勘察应查明场地地下水的埋藏条件，地下水位变化特点，提供岩土层的渗透性。

4.7.2 评价腐蚀性的地下水、土试样各不应少于 2 件，并应在混凝土结构所在的深度采取试样；对一级建筑物或存在污染源的地段，应增加地下水和土试样的数量；在滨海场区评价海水、地表水、地下水的腐蚀性时，水样数量各不应少于 3 件。当土中盐类成分和含量不均匀时，应分区、分层取样，每区和每层不应少于 2 件。

4.7.3 地下水位的量测应符合下列规定：

- 1 在钻孔或探井内直接量测地下水的初见水位；
- 2 在终孔 24h 后量测静止水位；
- 3 对一级阶地存在两层地下水的场地，应实测承压水头高度。测定承压水头高度时，在穿透隔水层前应预先下好套管，封住上层水通道；
- 4 对工程有影响的多层含水层的水位量测，应采取止水措施与其它含水层隔开；
- 5 水位量测读数至厘米级，误差不得大于 $\pm 1\text{cm}$ ；
- 6 当采用泥浆钻进时，测水位前应先洗孔后量测，并观测记录水位有无异常变化。

4.7.4 采用室内渗透试验确定土的渗透系数时，宜测定垂直和水平两个方向的渗透系数。

4.7.5 当水文地质条件对地基评价、基础选型、抗浮设计和工程降水等有重大影响时，应进行专门水文地质勘察。专门水文地质勘察应包括下列内容：

- 1 查明场地含水层和隔水层的埋藏条件、地下水类型、水位及其变化幅度，地下水赋存和渗流状态、地下水补给条件等；
- 2 设置观测孔、量测水头随深度的变化及承压水头；
- 3 通过现场试验，测定各土层的渗透系数等参数；
- 4 进行钻孔抽水试验；
- 5 在岩溶地区，查明场地岩溶裂隙水的主要发育特征及流量、流向等。

4.7.6 地下水作用的分析评价应包括下列内容：

- 1 地下水水位变化对基础或地下结构物的影响，提供地下水位变化幅度及抗浮设计水位；
- 2 有水头压差的砂土层产生潜蚀、流砂（土）、管涌的可能性；
- 3 采取降水措施时在地下水位下降影响范围内，地面沉降对建筑物和市政道路等的危害性；
- 4 对软质岩石、强风化层、全风化层及残积土层，对地下水的聚集和流失所产生的软化、崩解等有害作用；
- 5 基坑工程降水或隔水措施的可行性，及其对基坑周边建（构）筑物、道路和地下管

线的影响;

6 水质对混凝土结构、混凝土中钢筋及钢结构的腐蚀性。

4.7.7 基础或地下结构物的抗浮设防水位应结合场地条件按下列原则确定:

1 当有长期系统的地下水观测资料时,应采用峰值水位;

2 只考虑施工期间的抗浮设防时,宜采用 1~2 个水文年度的最高水位;

3 无法确定地下水的峰值水位时,可取建筑物室外地坪标高以下 1.0~2.0m;

4 位于坡地上、斜坡下的场地,宜以分区单栋建筑物室外地面最低处的地面标高为抗浮设防水位;对顺山而建的多栋建筑且地下室连通时,宜按地下室的实际埋深分成若干部分,每一部分取实际埋深水位作为抗浮设防水位;

5 当建筑物周边地面和地下有连通性良好的排水设施时,宜以该排水设施的底标高为基点,综合考虑地表水对地下水位的影响,确定抗浮设防水位;

6 当涨落潮对场地地下水位有直接影响时,宜取最高潮水位时的地下水位。

4.7.8 对给排水构筑物,应进行专门水文地质勘察,提供地下水的最高水位、最低水位和平均水位。

4.8 室内土工试验与原位测试

4.8.1 土的物理力学指标应通过室内土工试验和原位测试提供,相关的指标及应用见附录 H。进行室内土工试验时,除应符合现行有关规范的规定外,尚应符合下列规定:

1 对人工填土应进行击实试验,提供天然含水量、天然密度、最优含水量、最大干密度;对吹填土需评价其固结程度时应作固结试验;

2 当采用考虑应力历史的固结沉降计算时,对软土应进行固结试验或高压固结试验,提供 $e-\lg p$ 或 $e-p$ 曲线;

3 基坑开挖需要工程排水降水时,应进行粗粒土的常水头渗透试验或细粒土的变水头渗透试验,提供垂向渗透系数。

4 根据勘察要求提供不同固结和排水条件下的三轴压缩试验抗剪强度指标;对需要计算开挖卸荷引起的回弹量,提供回弹模量和回弹再压缩模量。

4.8.2 抗剪强度试验对一般粘性土可采用直剪试验,对饱和粘性土宜采用三轴不固结不排水剪(UU),提供 c_{un} 、 φ_{un} 指标;经过预压固结处理的场地土试样,宜采用三轴固结不排水剪(CU),由总应力法提供 c_{cu} 、 φ_{cu} 指标,三轴压缩试验应提供摩尔圆及其强度包络线。

4.8.3 土的变形试验参数确定应符合下列规定:

1 采用单轴压缩试验的压缩模量按分层总和法进行沉降计算时,其最大压力值应超过预计的土的有效自重压力与附加压力之和,压缩性指标应取土的有效自重压力至土的有效自重压力与附加压力之和压力段的计算值;

2 高压固结试验最大压力应满足绘制完整的 $e-\lg p$ 曲线的需要,提供先期固结压力 p_c 、压缩指数 C_c 和回弹再压缩指数 C_r 、垂向固结系数 C_v 、径向固结系数 C_h 、次固结系数

C_a 等固结参数;

3 当需进行群桩基础变形验算时,对桩端平面以下压缩层范围内的土层,应测求土的压缩性指标。试验压力不应小于实际土的有效自重压力与附加压力之和;

4 测求回弹模量和回弹再压缩模量的试验,压力的施加应与实际加、卸荷状况一致。试验方法、稳定标准应符合现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 的相关要求;

5 通过原位测试或载荷试验确定土的变形模量。

4.8.4 拟采用基岩作为基础持力层时,基岩试样应进行饱和单轴抗压强度试验。对于地下水位以下的粘土质沉积岩,可采用天然湿度试样,不进行饱和处理;对岩石较为破碎的中风化岩,取样确有困难时,应进行点荷载强度试验。

4.8.5 花岗岩残积土细粒土的含水量 w_f 、塑性指数 I_p 和液性指数 I_L 应按下列公式计算:

$$w_f = \frac{w - w_{0.5} \times 0.01P_{0.5}}{1 - 0.01P_{0.5}} \quad (4.8.5-1)$$

$$I_p = w_L - w_p \quad (4.8.5-2)$$

$$I_L = \frac{w_f - w_p}{w_L - w_p} \quad (4.8.5-3)$$

式中 w_f ——花岗岩残积土中细粒土的天然含水量;
 w ——花岗岩残积土(包括粗、细粒土)的天然含水量;
 $w_{0.5}$ ——土中粒径大于和等于 0.5mm 颗粒的吸着水含量,无试验资料时取 15 %;
 $P_{0.5}$ ——土中粒径大于和等于 0.5mm 颗粒的含量 ;
 w_L ——土中粒径小于 0.5mm 颗粒的液限;
 w_p ——土中粒径小于 0.5mm 颗粒的塑限。

4.8.6 原位测试项目可按附录 I 选择,并应满足下列要求:

1 每个场地应在填土、砂土、粘性土、残积土、全风化层及强风化层中进行标准贯入试验;

2 对一、二级建筑物采用天然地基时,宜进行地基承载力载荷板试验,载荷板试验可按附录 J、附录 K 进行;

3 采用预应力管桩、预制桩的场地应进行静力触探试验;

4 存在软土互层时,应进行静力触探试验、十字板剪试验;

5 存在砂层时,宜进行静力触探试验、动力触探试验;

6 存在块石、卵石及对强风化层亚层进行分层时,宜进行重型、超重型动力触探试验;

7 对 10 层以上或高度大于 30m 建筑的场地应进行波速测试。

4.8.7 对取样困难的土类,应采用原位测试确定土性参数。根据原位测试资料,利用工程经验估算相关的岩土参数和地基承载力时,应验证其可靠性。有条件时可利用已有工程资料进行反演分析。

4.9 岩土工程分析评价

I 岩土物理力学指标统计

4.9.1 岩土物理力学性质指标应按地质单元、地层等分别统计样本数、最大值、最小值及算术平均值、标准差、变异系数等，统计方法应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021 的有关规定，并应按附录 L 确定土的抗剪强度标准值；按变异系数判断岩土物理力学性质指标的变异性参见表 4.9.1。

表 4.9.1 变异系数与变异性关系

变异系数 δ		$\delta \leq 0.1$	$0.1 < \delta \leq 0.2$	$0.2 < \delta \leq 0.3$	$0.3 < \delta \leq 0.4$	$\delta \geq 0.4$
变 异 性	物理指标	很低	低	中等	高	很高
	力学指标	低		中等		高
	标贯、岩石抗压强度	低		中等		高

4.9.2 静力触探试验参数应以单孔为单位，每个孔每层应取一个指标参与统计，算术平均值应采用各孔穿越该层的厚度加权平均值。对不连续的标准贯入、旁压、十字板、波速试验等，应以试验点数据为单位进行分层统计。

4.9.3 岩土工程特性指标应包括强度指标、压缩性指标、静力触探比贯入阻力或锥尖阻力、标准贯入试验击数、动力触探击数和载荷试验值等。岩土工程特性指标代表值采用标准值、平均值、特征值等表达，其中岩土抗剪强度指标采用标准值，压缩性指标采用平均值，承载力指标采用特征值。

4.9.4 对砂土类内摩擦角 φ ，无实测资料时，可根据修正后的标准贯入试验击数 N 按下式估算：

$$\varphi = \sqrt{20N} + 15 \quad (4.9.4)$$

II 地基承载力

4.9.5 对完整、较完整的岩石地基承载力特征值，可根据室内单轴饱和抗压强度按下式计算：

$$f_a = \psi_r \cdot f_{rk} \quad (4.9.5)$$

式中 f_a ——岩石地基承载力特征值；

f_{rk} ——岩石单轴饱和抗压强度标准值，可按照附录 M 确定；

ψ_r ——折减系数，可按表 4.9.5 取值。

表 4.9.5 折减系数 ψ_r 的建议值

岩石类别		较完整岩体	完整岩体
硬质 岩	微风化	0.30~0.40	0.40~0.50
	中风化	0.20~0.30	0.30~0.40

软质岩	微风化	0.20~0.30	0.30~0.40
	中风化	0.15~0.25	0.25~0.35

注：岩样 $RQD=75\sim90$ 为较完整岩体， $RQD>90$ 为完整岩体。

4.9.6 对破碎、较破碎的岩石，当难以取样进行岩石抗压强度试验时，可按照附录 I 进行载荷试验确定其地基承载力；当无法进行载荷试验时，可按岩石风化程度结合工程经验参照表 4.9.6 确定。

表 4.9.6 岩石地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)

基岩类别 \ 风化类别	中风化	微风化
	中风化	微风化
硬质岩	1500~3000	≥ 3000
软质岩	1000~2000	≥ 2000

4.9.7 除通过载荷试验确定地基承载力外，土层及基岩的全风化和强风化层的地基承载力应通过室内土工试验和原位测试结合工程经验综合确定，或参照表 4.9.7—1~ 4.9.7—11 确定但应用时需予验证。

注：各表中 N 为修正后的标准贯入击数； N_{10} 为修正后的轻型动力触探击数， $N_{63.5}$ 为修正后的重型动力触探击数。

表 4.9.7—1 碎石土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土类 \ 密实度	稍密	中密	密实
	稍密	中密	密实
卵石	300~500	500~800	800~1000
碎石	200~400	400~700	700~900
圆砾	200~300	300~500	500~700
角砾	150~200	200~400	400~600

表 4.9.7—2 砂土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土类 \ 密实度	稍密	中密	密实
	稍密	中密	密实
砾砂、粗砂、中砂	160~240	240~340	340~500
细砂、粉砂	稍湿	120~160	220~340
	很湿	120~160	160~220

表 4.9.7—3 按 N 确定砂土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土类 \ N	8~15	15~22	22~40	40~50
	8~15	15~22	22~40	40~50
中砂、粗砂	160~200	200~300	300~400	400~500

粉砂、细砂	100~150	150~200	200~250	250~320
-------	---------	---------	---------	---------

表 4.9.7—4 按 $N_{63.5}$ 确定砂土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

$N_{63.5}$ 土类	3	4	5	6	7	8	9	10
中砂、粗砂	100	130	160	200	240	280	330	380
粉砂、细砂	60	90	120	150	170	190	220	250

表 4.9.7—5 按 N_{10} 确定粘性土素填土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N_{10}	10	20	30	40
f_{ak}	80	110	130	150

表 4.9.7—6 淤泥和淤泥质土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

天然含水量 $w(\%)$	35	40	50	60	70	75	80	85
承载力特征值	100	80	50	30	20	10	5	<3

注：海积淤泥宜适当降低。

表 4.9.7—7 一般粘性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

第二指标液性指数 I_L 第一指标孔隙比 e	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	450	410	370	(340)		
0.6	380	340	310	280	(250)	
0.7	310	280	250	230	190	160
0.8	260	230	210	190	160	130
0.9	220	200	180	160	130	100
1.0	190	170	150	130	110	
1.1		150	130	110	100	

注：1 在湖、塘、沟、谷与海、河漫滩地段新近沉积的粘性土，其工程性质较差，这类粘性土应根据土工试验或原位测试结合工程经验取值。

2 有括号者仅供内插使用。

表 4.9.7—8 按 N 确定一般粘性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_{ak}	110	150	190	230	270	310	350	400	450	500	550

表 4.9.7—9 花岗岩类残积土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

土类 $w(\%)$ e	砾质粘性土			砂质粘性土			粘性土		
	20	30	40	20	30	40	<30	40	50
0.6	400	(350)		350	300	250			
0.8	350	300		300	250	(200)	280	(220)	
1.0	300	250	(200)	250	200	(150)	240	200	
1.1	250	200	150	200	150	(100)	200	160	(140)
1.4							160	140	120

注：1 本表主要适用于花岗岩残积土。其它岩石的残积土也可按本表粘性土选用，但应与其它方法综合确定。

2 括号中数值仅供内插用。

表 4.9.7-10 按 N 确定花岗岩类残积土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N 土 类	4~10	10~15	15~20	20~30
砾质粘性土	(100)~220	220~280	280~350	350~430
砂质粘性土	(80) ~200	200~250	250~300	300~ 380
粘 性 土	130~180	180~240	240~280	280~330

注： 括号中的数值供内插用；

表 4.9.7-11 全风化、强风化花岗岩类承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N 土 类	30~40	40~50	50~60	60~75	>75
全风化	350~500	500~600			
强风化		500~700	700~800	800~900	900~1500

III 地基不均匀性评价

4.9.8 对天然地基、路基及垃圾填埋场地基等，除勘察等级为丙级的场地外，应进行地基不均匀性评价。符合下列情况之一，应判定为不均匀地基，并应进行沉降、差异沉降、工后沉降等变形分析。

1 地基持力层跨越不同地质、地貌单元，地层变化大，工程特性差异显著；

2 地基持力层虽属同一地质、地貌单元，但为中—高压缩性地基，持力层底面或相邻基底标高的坡度大于 10%，或持力层及其下卧层在基础宽度方向上的厚度差值大于 0.05b (b 为基础宽度)；

3 同一高层建筑虽处于同一地质、地貌单元，但各处地基土的压缩性有较大差异时，可在计算各孔地基变形计算深度范围内当量模量 $\overline{E}_s$ 的基础上，根据当量模量最大值 $\overline{E}_{smax}$ 和当量模量最小值 $\overline{E}_{smin}$ 的比值判定地基均匀性。当 $\overline{E}_{smax}/\overline{E}_{smin}$ 大于地基不均匀系数界限值 K 时，可按不均匀地基考虑。地基不均匀系数界限值 K 值见表 4.9.8。

表 4.9.8 地基不均匀系数界限值 K

同一建筑物下各钻孔压缩模量当量值 $\overline{E}_s$ 的平均值 (MPa)	≤ 4	7.5	15	> 20
K	1.3	1.5	1.8	2.5

注：在地基变形计算深度范围内，某一钻孔的压缩模量当量值 $\overline{E}_s$ 应根据平均附加应力系数在各层土的层位深度内积分值 A 和各层土压缩模量 E_s 按公式 5.4.5—2 计算。

4 半挖半填场地且填土厚度超过 3m，填方下除被覆盖的第四系地层外，尚有冲沟、

古滑坡、水塘、暗涌、河沟及陡坡等，或填土下虽未有上述情况，但挖方已至强风化～中风化岩，且填土厚度大于 5m，导致基础埋深差异较大或采用不同的基础形式的场地。

4.9.9 地基土的压缩性评价宜采用压缩系数 a 判定，取 $p_1=100\text{kPa}$ 、 $p_2=200\text{kPa}$ 计算相应的压缩系数值并以 a_{1-2} 表示。

$a_{1-2} < 0.1\text{MPa}^{-1}$ 为低压缩性土

$0.1\text{MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5\text{MPa}^{-1}$ 为中压缩性土

$a_{1-2} \geq 0.5\text{MPa}^{-1}$ 为高压缩性土

4.9.10 对淤泥、淤泥质土及饱和软粘土，应根据超固结比 OCR （先期固结压力 p_c 与土的有效自重压力 p_z 的比值），按下列规定确定土的固结状态。

$OCR < 1.0$ 为欠固结土

$OCR = 1.0 \sim 1.1$ 为正常固结土

$OCR > 1.1$ 为超固结土

IV 地基适宜性评价

4.9.11 当存在塌陷、滑坡等地质灾害，或存在断层、构造破裂带等不良地质作用并可能对场地稳定性带来影响时，应对场地的稳定性进行分析评价。对不适宜用作建设的场地，应提出明确的结论和建议；对经过处理后可作为建设场地时，应评价处理后的地基稳定性。

4.9.12 位于深圳断裂构造带及其次生断层破碎带上的场地，应查明断层的活动性和破碎带发育情况，并根据其活动性和建（构）筑物的重要性进行分析评价，提出处理措施建议。

4.9.13 位于坡顶或边坡下的场地，应评价边坡整体稳定性，分析判断整体滑动的可能性，验算整体稳定性安全系数，以及基础边缘至坡顶或坡脚的安全距离。

4.9.14 位于滨海岸线的场地，应对岸线侵蚀、滨海环境污染、海岸退化、可液化土层的出露等对地基稳定性的影响进行分析评价，并提出相应的措施建议。

4.9.15 根据勘察、试验、测试结果和工程结构特点，应对场地岩土条件进行适宜性评价，提出一种或几种地基基础方案建议，并对其技术上的可行性和经济上的合理性进行分析。

5 地基计算

5.1 一般规定

5.1.1 建（构）筑物地基设计应遵守以下原则：

- 1 保证地基在上部荷载作用下不发生强度破坏和失稳，满足承载力要求；
- 2 保证地基变形所导致的建（构）筑物沉降、差异沉降和倾斜等变形值，不超过规范规定的允许值；
- 3 保证在建（构）筑物正常和安全使用期限内，地基不因腐蚀、侵蚀、塌陷等而发生破坏。

5.1.2 建（构）筑物地基设计应满足下列要求：

- 1 根据勘察成果资料与建（构）筑物的已知条件，合理选择地基持力层，确定地基承载力和基础埋置深度；
- 2 进行地基承载力、变形及稳定性验算；
- 3 协调上部结构对不均匀地基的适应性；
- 4 预测施工和使用期间可能发生的问题，提出处理措施和建议。

5.2 基础埋置深度

5.2.1 建（构）筑物基础埋置深度应按下列条件确定：

- 1 建（构）筑物的用途、有无地下室、有无设备基础和地下设施、基础的型式和构造等；
- 2 作用在地基上的荷载大小和性质；
- 3 场地岩土条件；
- 4 相邻建（构）筑物的基础埋深、基础型式以及场地的环境条件；

5.2.2 在满足建（构）筑物地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋。当上层土的承载力大于下层土且上层土有足够厚度时，宜利用上层土作持力层。除岩石地基外，基础埋深宜不小于 0.5m，基础顶面低于室外设计地面宜不小于 0.1m。

5.2.3 对临近边坡坡肩的建筑物，基础埋深应通过边坡稳定性分析确定。

5.2.4 对靠近原有建（构）筑物基础修建的新基础，其埋深不宜超过原有基础的底面。不能满足时新、旧基础间应保留一定的净距，其值应根据原有基础荷载和地基岩土条件确定，且不宜小于该相邻基础底面高差的 1~2 倍。不能满足上述要求时，应采取有效措施保证邻近原有建筑物的安全。

5.2.5 高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋置深度应满足抗滑移和抗倾覆的要求。

5.2.6 在抗震设防区，宜设地下室；建筑物地下室的埋深宜为建筑物高度的 1/12~1/20。

5.2.7 当建（构）筑物基础必须埋置在地下水位以下时，应采取地基土在施工时不被扰动

的措施, 基坑开挖后应及时铺筑垫层。

5.3 承载力计算

5.3.1 基础底面的压力应符合下列要求:

当轴心荷载作用时:

$$p_k \leq f_a \quad (5.3.1-1)$$

当偏心荷载作用时, 除应符合式 (5.3.1-1) 要求外, 尚应符合下式要求:

$$p_{kmax} \leq 1.2f_a \quad (5.3.1-2)$$

式中 p_k ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面处的平均压力值;

p_{kmax} ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面边缘的最大压力值;

f_a ——修正后的地基承载力特征值。

5.3.2 基础底面的压力可按下列公式确定:

1 当轴心荷载作用时:

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (5.3.2-1)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值;

G_k ——基础自重和基础上土重的标准值;

A ——基础底面面积。

2 当偏心荷载作用时

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (5.3.2-2)$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (5.3.2-3)$$

式中 M_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的力矩值;

W ——基础底面的抵抗矩;

p_{kmax} 、 p_{kmin} ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面边缘的最大、最小压力值。

3 对中、高压缩性地基上的建筑物基础, 以及有吊车的厂房柱基, 宜控制 $p_{kmin} \geq 0$; 高耸建筑物受风荷载作用时, 基础底面边缘最大压力值与最小压力值之比, 不宜大于 3。

4 对于矩形基础, 当荷载偏心距 $e > b/6$ 时 (图 5.3.2), p_{kmax} 应按下列公式计算:

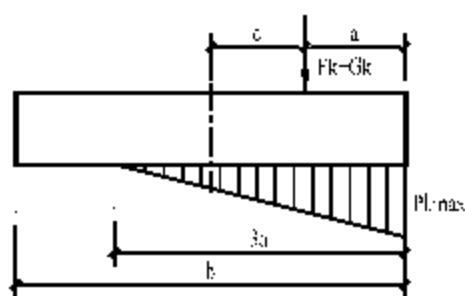


图 5.3.2 偏心荷载 ($e > b/6$) 下基底压力计算示意图
 b : 力矩作用方向基础底面边长。

$$p_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (5.3.2-4)$$

式中 l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a ——竖向合力作用点至基础底面最大压应力边缘的距离。

5.3.3 当基础宽度大于 3m 或埋深大于 0.5m 时，地基承载力特征值应按式进行修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (5.3.3-1)$$

式中 f_a ——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak} ——地基承载力特征值，按 4.9.5～4.9.7 条的规定确定；

b ——基础底面宽度，当小于 3m 时按 3m 取值，当大于 6m 时按 6m 取值；

γ_m ——基础底面以上各土层的加权平均重度，地下水位以下取有效重度；

γ ——基础底面以下土的加权平均重度，地下水位以下取有效重度；

η_b 、 η_d ——考虑基础宽度和埋深影响的地基承载力修正系数，按基础底面下土的类别查表

5.3.3。

表 5.3.3 承载力修正系数

地层类别	土的性状	η_b	η_d
淤泥、淤泥质土		0	1.0
人工填土、粘性土	$e \geq 0.85$ 或 $I_L \geq 0.85$	0	1.0
大面积压实填土	压实系数 ≥ 0.95 、粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土 最大干密度 $\geq 2.1 \text{ t/m}^3$ 的级配砂石	0 0	1.5 2.0
粘性土 粉砂、细砂 中砂、粗砂、砾砂 和碎石土	$e < 0.85$ 且 $I_L \leq 0.85$ 不包括很湿与饱和状态时的稍密状态	0.3 2.0 3.0	1.6 3.0 4.4
花岗岩类残积土、 全风化土层	砾质粘性土	1.2	2.0
	砂质粘性土	1.0	1.5
	粘性土	0.5	1.3
花岗岩类	强风化岩层	0	2.5

注：1 除花岗岩类外其他岩石的残积土和全风化土层、强风化岩层，可参照所风化的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；

2 采用深层平板载荷试验确定地基承载力特征值时 η_d 取 0。

d —基础埋置深度,可自室外地面标高算起;在填方整平区,可自填土面标高算起,但填土在上部结构施工后完成时,应从天然地面标高算起。对于有地下室时,基础的埋置深度,可根据下列不同情况分别计算。

1 对具有条形基础或独立基础的地下室,其基础埋置深度按图 5.3.3 所示分别按下式计算:

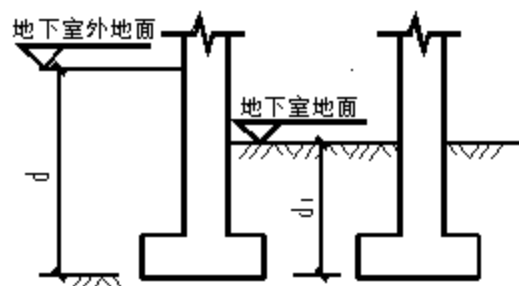


图 5.3.3 d_1 及 d_2 示意图

(1) 外墙基础埋置深度按下式计算:

$$d=0.5d_1+0.5d_2 \quad (5.3.3-2)$$

(2) 室内墙、柱基础埋置深度按式 5.3.3-3 和 5.3.3-4 计算:

一般第四纪沉积土:

$$d=0.75d_1+0.25d_2 \quad (5.3.3-3)$$

新近沉积土及人工填土:

$$d=d_1 \quad (5.3.3-4)$$

2 在确定高层建筑箱形和筏形基础埋深时,应考虑高层建筑外围裙房或纯地下室对高层建筑基础侧限的削弱影响,宜根据外围裙房或纯地下室基础宽度与主楼基础宽度之比,将裙房或纯地下室的平均荷载折算为土层厚度作为基础埋深。

5.3.4 对承受竖向荷载的基础,当荷载偏心距不超过基础底面相应边长的 $1/30$ 时,根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下式计算,并经地基变形计算后确定:

$$f_v=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k \quad (5.3.4)$$

式中 f_v —由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值,不再进行深宽修正;

b —基础底面宽度,大于 6m 时按 6m 取值;对于砂土,当小于 3m 时按 3m 取值;

M_b 、 M_d 、 M_c —承载力系数,按表 5.3.4 确定;

d —基础埋置深度,取值同 5.3.3 条。

c_k —基础底面以下一倍基础宽深度内土的粘聚力标准值。

表 5.3.4 承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c 值

φ_k ($^\circ$)	M_b	M_d	M_c	φ_k ($^\circ$)	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14	22	0.61	3.44	6.04
2	0.03	1.12	3.32	24	0.80	3.87	6.45
4	0.06	1.25	3.51	26	1.10	4.37	6.90
6	0.10	1.39	3.71	28	1.40	4.93	7.40
8	0.14	1.55	3.93	30	1.90	5.59	7.95

10	0.18	1.73	4.17	32	2.60	6.35	8.55
12	0.23	1.94	4.42	34	3.40	7.21	9.22
14	0.29	2.17	4.69	36	4.20	8.25	9.97
16	0.36	2.43	5.00	38	5.00	9.44	10.80
18	0.43	2.72	5.31	40	5.80	10.84	11.73
20	0.51	3.06	5.66				

注: ϕ_k 为基底下—倍基础宽深度内土的内摩擦角标准值。

5.3.5 地基受力层范围内存在软弱下卧层时, 应按下式验算:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.3.5)$$

式中 p_z —对应于荷载效应标准组合, 软弱下卧层顶面处的附加压力值;

p_{cz} —软弱下卧层顶面处土的自重压力值;

f_{az} —软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

5.3.6 对于条形基础和矩形基础, 式 5.3.5 中的 p_z 值可按下式简化计算:

$$\text{条形基础} \quad p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (5.3.6-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (5.3.6-2)$$

式中 b —条形基础或矩形基础的底边宽度;

l —矩形基础的底边长度;

p_c —基础底面处土的自重压力值;

z —基础底面至软弱下卧层顶面的距离;

θ —地基的压力扩散角与垂直线的夹角, 可按表 5.3.6 采用。对采用换填法处理的地基, 当垫层采用中砂、粗砂、砾砂、石粉渣及碎石土等材料时, 可按 $E_{s1}/E_{s2} = 10$ 查表; 当垫层材料采用塑性指数为 $8 < I_p \leq 14$ 的粘性土时, 可按 $E_{s1}/E_{s2} = 3$ 查表; 当垫层材料采用灰土时, 取 $\theta = 30^\circ$ 。

表 5.3.6 地基压力扩散角 θ 值

E_{s1}/E_{s2}	$z=0.25b$	$z=0.5b$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注: 1 E_{s1} 为持力层土的压缩模量, E_{s2} 为下卧层土的压缩模量;

2 当 $z < 0.25b$ 时取 $\theta = 0^\circ$; 当 $z > 0.5b$ 时 θ 按 $z = 0.5b$ 取值;

3 本表可按内插法取值。

5.4 地基变形计算

5.4.1 建筑物的地基变形计算值, 不应大于建筑物地基变形允许值。

5.4.2 地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

5.4.3 在计算地基变形时, 应符合下列规定:

- 1 因建筑地基不均匀、荷载差异很大、体形复杂等因素引起的地基变形, 对于砌体承

重结构应由局部倾斜控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量；

2 为预定地坪标高、预留建筑物有关部分之间的净空、选择连接方法和施工顺序，必要时应分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值。一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量，对于砂土可认为其最终沉降量已完成 80%以上；对于花岗岩类的残积土、全风化和强风化岩以及其它低压缩性土可认为其最终沉降量已完成 50~80%；对于中压缩性土可认为已完成 20%~50%，对于高压缩性土可认为 5%~20%。

5.4.4 建（构）筑物的地基变形不应大于表 5.4.4 规定的允许值。对表 5.4.4 中未包括的建（构）筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用要求确定。

表 5.4.4 建（构）筑物地基变形允许值

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	框架结构	0.002/l	0.003/l
	砌体墙填充的边排柱	0.0007/l	0.001/l
	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005/l	0.005/l
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量（mm）		(120)	200
桥式吊车轨面倾斜（按不调整轨道考虑）			
纵向		0.004	
横向		0.003	
多层和高层建筑的整体倾斜			
$H_g \leq 24$		0.004	
$24 < H_g \leq 60$		0.003	
$60 < H_g \leq 100$		0.0025	
$H_g > 100$		0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量（mm）		200	
高耸结构基础的倾斜			
$H_g \leq 20$		0.008	
$20 < H_g \leq 50$		0.006	
$50 < H_g \leq 100$		0.005	
$100 < H_g \leq 150$		0.004	
$150 < H_g \leq 200$		0.003	
$200 < H_g \leq 250$		0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)			
$H_g \leq 100$		400	
$100 < H_g \leq 200$		300	
$200 < H_g \leq 250$		200	

注 1 本表数值为建（构）筑物地基实际最终变形允许值；

2 有括号者仅适用于中压缩性土；

3 l 为相邻柱基的中心距离(mm)； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m)；

4 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

5 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.4.5 计算地基变形时，地基内的应力分布可采用各向同性均质线性变形体理论。最终变形量可按下列方法计算。

1 当地基压缩土层采用压缩模量 E_s 时，地基最终沉降量可按式计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (5.4.5-1)$$

式中

s ——地基最终沉降量；

s' ——按分层总和法计算的地基沉降量；

ψ_s ——沉降计算经验系数，根据沉降观测及经验确定，也可采用表 5.4.5-1 的数值。

表 5.4.5-1

沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (5.4.5-2)$$

$$A_i = z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1} \quad (5.4.5-3)$$

$\bar{E}_s$ ——变形计算深度范围内压缩模量的当量值；

A_i ——第 i 层土平均附加应力系数沿土层厚度的积分值；

n ——地基变形计算深度范围内的土层数；

p_0 ——对应于荷载效应准永久组合标准值时的基础底面处的附加压力；

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量，应在土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力范围取值；

z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层、第 $i-1$ 层土底面的距离；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 K 确定。

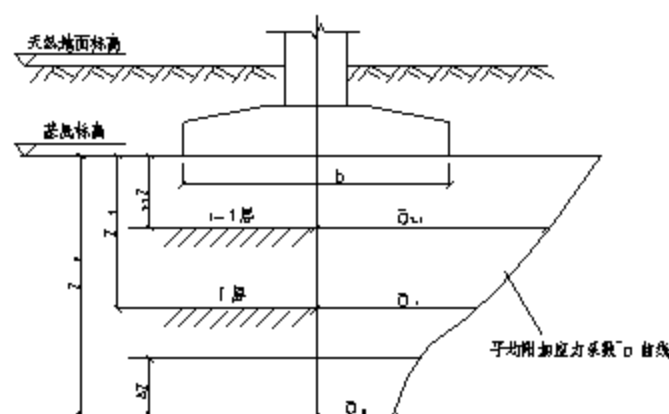


图 5.4.5 基础沉降计算的分层

地基沉降计算深度 z_n (图 5.4.5), 应符合下式要求:

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5.4.5-4)$$

式中 $\Delta s'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算沉降值, Δz 见图 5.4.5

并按表 5.4.5-2 确定;

$\Delta s'_i$ ——在计算深度范围内, 第 i 层土的计算沉降值。

表 5.4.5-2

Δz

$b(m)$	$b \leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b$
$\Delta z(m)$	0.3	0.6	0.8	1.0

当无相邻荷载的影响, 基础宽度在 1~30m 范围内时, 基础中点的地基沉降计算深度可按式简化计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (5.4.5-5)$$

式中 b ——基础宽度。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面; 当存在较厚度的坚硬粘性土层, 其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50MPa, 或存在较厚的密实砂卵石层, 其压缩模量大于 80MPa 时, z_n 可取至该层土表面。

2 对于不能准确取得压缩模量 E_s 的花岗岩类的残积土、全风化和强风化岩, 以及碎石土、砂土等土层, 宜采用变形模量 E_0 计算地基变形。 E_0 宜通过现场载荷板试验获得或根据已有的沉降观测资料反算, 也可采用实测标准贯入试验击数按下式估算。

$$E_0 = \lambda N' \quad (5.4.5-6)$$

式中 E_0 ——变形模量;

λ ——经验系数, 可参考表 5.4.5-3 选用。

N' ——实测标准贯入试验锤击数。

表 5.4.5-3

经验系数 λ

N'	λ
$N' \leq 15$	1.8~2.1
$15 < N' \leq 30$	2.1~2.4
$30 < N' \leq 40$	2.4~2.6

$40 < N' \leq 50$	2.6~2.8
$50 < N'$	2.8~3.0

3 对刚度较大的筏形和箱形基础,采用变形模量 E_0 计算地基最终沉降量时可按下式计算:

$$s = p_k b \eta \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{oi}} \quad (5.4.5-7)$$

式中

s ——地基最终沉降量;

p_k ——对应于荷载效应准永久组合基础底面的平均压力,地下水位以下扣除浮力;

b ——基础底面的宽度;

δ_i 、 δ_{i-1} ——沉降应力系数,与基础长宽比 (l/b) 和基底至第 i 层和第 $i-1$ 层土 (岩) 底面的距离有关,可按附录 N 确定;

E_{oi} ——基础底面下第 i 层土的变形模量;

n ——在地基压缩层深度范围内划分的土层数;

η ——沉降计算修正系数,可按表 5.4.5—4 确定。

表 5.4.5—4 沉降计算修正系数 η

$m=2z_n/b$	$0 < m < 0.5$	$0.5 < m < 1$	$1 < m < 2$	$2 < m < 3$	$3 < m < 5$
η	1.0	0.95	0.90	0.80	0.75

表中沉降计算深度 z_n 可按式 (5.4.5—8) 计算;在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面。

$$z_n = (z_m + \zeta b) \beta \quad (5.4.5-8)$$

式中

z_m ——与基础长宽比有关的经验值,按表 5.4.5—5 确定;

ζ ——折减系数,按表 5.4.5—5 确定;

β ——调整系数,按表 5.4.5—6 确定;

表 5.4.5—5 z_m 和 ζ 值

$n=l/b$	≤ 1	2	3	4	≥ 5
z_m	11.6	12.4	12.5	12.7	13.2
ζ	0.42	0.49	0.53	0.60	1.00

表 5.4.5—6 调整系数 β

土类	碎石土	砂土	粘性土、花岗岩 残积土
β	0.30	0.50	0.75

4 对除筏形基础和箱形基础外的其他基础,采用变形模量 E_0 计算地基最终沉降量时可按下式计算:

$$s = \eta \sum_{i=1}^n \frac{p_{oi}}{E_{oi}} h_i \quad (5.4.5-9)$$

式中 s ——地基最终沉降量；
 n ——地基压缩层深度范围内所划分的土层数；
 h_i ——第 i 层土的厚度；
 E_{oi} ——基础底面下第 i 层土的变形模量；
 η ——沉降计算修正系数，对花岗岩类的土层可取 $\eta=0.8$ ；对其他土层宜根据实测资料和工程经验确定；
 p_{oi} ——基底附加压力在第 i 层土的顶面和底面所产生的竖向附加应力之和的一半，按下式计算：

$$p_{oi}=0.5(\alpha_i+\alpha_{i-1})(p_k-p_c) \quad (5.4.5-10)$$

p_k ——对应于荷载效应准永久组合基础底面的平均压力；
 p_c ——基础底面以上土的自重压力标准值；
 α_i ——竖向附加应力系数，可根据 $2z_i/b$ ， l/b 可由附录 N 确定， l 、 b 分别为基础底面的长度和宽度， z_i 为基础底面至第 i 层土底面的距离。

计算地基沉降 s 时，地基压缩层深度自基础底面算起，算到附加应力等于土层自重压力的 20% 处。在该深度以下如有高压缩性土，则应继续向下计算至附加应力等于土层自重应力 10% 处。

5.4.6 有可靠工程经验时，下列情况可不作地基变形验算：

- 1 以中、微风化基岩作为浅基础持力层；
- 2 12 层以下的建筑，基础采用条形或筏形基础，持力层地基承载力特征值 $f_{ak} \geq 300 \text{kPa}$ 的密实碎石土、硬塑至坚硬残积土、全风化或强风化岩。

5.4.7 当建筑物地下室基础埋置较深，需要考虑基坑开挖后地基土的回弹再压缩，回弹再压缩变形量可按下式计算：

$$s_c = \psi_c p_c \sum_{i=1}^n \frac{\overline{z_i \alpha_i} - \overline{z_{i-1} \alpha_{i-1}}}{E_{ci}} \quad (5.4.7)$$

式中 s_c ——地基土回弹再压缩变形量；
 ψ_c ——考虑回弹影响的沉降计算经验系数，可取 1.0；
 p_c ——基坑底面以上土的自重压力 (kPa)，地下水位以下应扣除浮力；
 E_{ci} ——地基土的回弹再压缩模量，按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 的有关规定确定。

5.4.8 计算地基变形时应考虑相邻荷载的影响，其值可按应力叠加原理，采用角点法计算。

5.5 稳定性验算

5.5.1 地基稳定性验算宜根据地基岩土特性采用圆弧滑动法或平面滑动法。最危险滑动面

上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩之比应满足下式要求:

$$\frac{M_R}{M_S} \geq K_S \quad (5.5.1)$$

式中 M_R ——抗滑力矩;

M_S ——滑动力矩。

K_S ——抗滑移稳定安全系数, 当滑动面为圆弧滑动时, 取 $K_S \geq 1.2$; 当滑动面为平面滑动时, 取 $K_S \geq 1.3$ 。

5.5.2 对承受较大水平推力的建筑物, 其水平抗滑移稳定性可按地基抗水平滑动稳定性的公式验算, 并应满足下式要求:

$$\frac{E}{H} \geq K_S \quad (5.5.2-1)$$

式中 H ——作用于基础底面的水平推力;

E ——水平抗滑力总和;

$$E = \mu W \quad (5.5.2-2)$$

W ——作用于基础底面的竖向压力;

μ ——土对建筑物基底的摩擦系数, 由试验确定, 也可按表 5.5.2 选用;

K_S ——水平抗滑移稳定安全系数, 取 $K_S = 1.2 \sim 1.3$ 。

表 5.5.2 土对建筑物基底的摩擦系数

土的类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.2~0.25
	硬塑	0.25~0.30
	坚硬	0.30~0.40
粉土		0.25~0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35~0.45
碎石土		0.40~0.50
软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65~0.75

5.5.3 对承受较大水平力的建(构)筑物, 当存在倾覆的可能时, 尚应进行抗倾覆稳定性验算, 并应满足下式要求:

$$\frac{M_{RC}}{M_C} \geq K_S \quad (5.5.3)$$

式中 M_{RC} ——抗倾覆力矩;

$$M_{RC} = Wb$$

M_C ——倾覆力矩;

K_S ——抗倾覆稳定安全系数, 取 1.5。

5.5.4 修建于稳定土坡坡顶上的建筑(图 5.5.4), 当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长 b 不大于 3m 时, 其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离应符合下式要求:

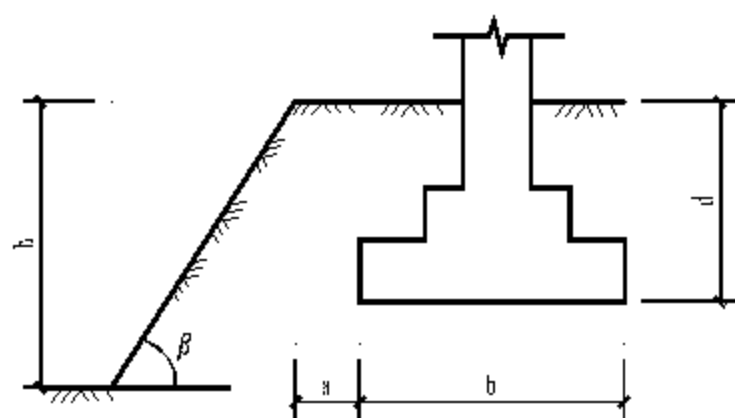


图 5.5.4 基础底面外缘线至坡顶水平距离

$$\text{条形基础} \quad a \geq 3.5b - d/\tan\beta \quad (5.5.4-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad a \geq 2.5b - d/\tan\beta \quad (5.5.4-2)$$

式中： a —基础外边缘线至坡顶的水平距离，且不得小于 2.5m；

b —垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d —基础埋置深度；

β —坡角。

当边坡坡角大于 45° 且坡高大于 8 m 时，尚应验算坡体稳定性。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式(5.5.4-1)、(5.5.4-2)时，可根据基底平均压力按 (5.5.1) 式确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

5.5.5 地基稳定性验算时，应根据岩土实际性状选择物理力学指标。当土层已经扰动（如滑动或明显变形）或施工中可能扰动，宜取土的残余抗剪强度指标；新近填土或尚未固结土宜取土的直剪指标；地下水位以上应取天然重度，地下水位以下应取浮重度。

6 特殊岩土条件地基

6.1 一般规定

6.1.1 对人工填土地基、软土地基、土岩组合地基、岩溶地区地基、山边坡顶地基、滨海岸线地基，以及断层破碎带、滑坡、崩塌等地质灾害频发区地基等，应按特殊岩土条件地基进行设计。

6.1.2 特殊岩土条件地基设计，应考虑下列因素：

- 1 在自然条件下，建设场区内是否发生过地质灾害及地质灾害的类型、规模；
- 2 断裂带及其次生断层破碎带是否穿越建设场区；
- 3 施工过程中，因挖方、填方、堆载、卸载等对山坡稳定性的影响；
- 4 岩溶、土洞的存在及发育情况；
- 5 地面水和地下水对建设场区和建（构）筑物地基的影响；
- 6 人工填土场区的原始地形地貌特点；
- 7 软土的类型和成因；
- 8 地基的不均匀性。

6.1.3 特殊岩土条件地基设计，应符合下列规定：

1 对建设场区地基稳定性和适宜性作出评价。地质灾害频发区或对建（构）筑物有潜在或直接危害的地质灾害，以及活动断层破碎带穿越的场区不宜选作建设场地。当必须使用这类场地时，应采取可靠的防治措施；

2 应充分研究不良地质条件或特殊岩土构造对地基基础的影响，并根据地形地貌特点、岩土条件和使用要求合理布置场地内的建（构）筑物，其中主体建（构）筑物宜设置在良好的地基上，使地基条件与上部结构的要求相适应；

3 对不均匀性地基和软土地基，应采取适当的地基处理加固措施，满足对地基承载力和变形的要求；

6.1.4 在岩溶土洞发育区，当岩溶上部覆盖土层较厚时，可利用上覆土层作为建（构）筑物的天然地基；当天然地基不能满足要求时，宜采用复合地基或桩基；岩溶土洞强烈发育区不宜建设超高层建筑。

6.1.5 山区丘陵及沿海山丘地带或山坡冲沟地带，应充分保护山地植被和生态环境，合理利用地形地貌构成的天然排水系统。当需要改变天然排水系统时，应在易于导流或拦截的部位将地表水引出场外。在受山洪影响的地段，应采取相应的排洪措施。

6.2 压实填土地基

6.2.1 人工填土应根据场地条件、填土土质和填土时间、建筑类型以及工期、造价等因素综合确定填土的压实方式。

6.2.2 压实填土包括分层压实和分层夯实的填土。当选择压实填土作为地基持力层时，应

在平整场地前，根据结构类型、填料性能和现场条件，对拟压实的填土提出质量要求。压实填土完成后，应对压实填土进行现场载荷试验及原位测试。经试验测试不符合要求的压实填土，不得作为地基持力层。

6.2.3 填土土质应符合下列规定：

- 1 级配良好的砂质土或碎石土；
- 2 性能稳定的工业废料；
- 3 以砾石、卵石或块石作填料，分层夯实时填料的最大块（粒）径不宜大于 500mm，分层压实最大块（粒）径不宜大于 200mm；
- 4 以粉质粘土、粘性土等作填料时，含水量宜为最优含水量；
- 5 挖高填低或开山填沟的土料和石料，应符合设计要求；

6.2.4 压实填土的施工处理，应符合下列规定：

- 1 压实填土施工可采用碾压、振动碾压、冲击振动碾压、夯实等机械密实方法；
- 2 铺填土料前，应清除或处理场地内的植被、耕植土和软弱土层；
- 3 分层填土的厚度、分层压实的遍数，应根据所选用的压实设备通过试验确定；
- 4 在雨季进行压实填土施工时，应采取有效的排水措施，防止填料被水浸泡，并防止出现“橡皮土”；
- 5 压实填土的施工缝各层应错开搭接，在施工缝的搭接处，应增加压实遍数；
- 6 压实填土施工结束后，应及时进行基础施工；

6.2.5 压实填土的质量以压实系数 λ 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 6.2.5 确定。

表 6.2.5 压实系数 λ 控制值

结构类型	填土部位	压实系数 λ	控制含水量 (%)
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.97	$w_{op} \pm 2$ (粘性土)
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围内	≥ 0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥ 0.94	

注：1 压实系数 λ 为压实填土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值， w_{op} 为最优含水量；
2 地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94。

6.2.6 压实填土的最大干密度和最优含水量应按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 有关规定试验确定。当填料为碎石时，最大干密度可取 20.0—22.0 kN/m³。

6.2.7 斜坡上的压实填土，应验算填土层的稳定性。当斜坡坡度大于 25°时，应采取防止填土可能沿坡面滑落的措施，并应避免雨水沿斜坡冲刷填土。

6.2.8 当填土阻碍原地表水畅通排泄时，应根据地形修筑截水沟等排水设施。设置在压实填土区的上、下水管道，应采取防渗、防漏、防断脱等措施。

6.2.9 压实填土的压实系数与地基承载力特征值可参见表 6.2.9；对变形要求严格的工程，应通过现场载荷试验确定地基承载力及变形。

表 6.2.9 压实系数 λ 与地基承载力特征值 f_{ak}

处理方法	压 实 土 类	压实系数 λ	干密度 (g/cm^3)	f_{ak} (kPa)
碾压、 振动碾压、 夯实	碎石、卵石	0.94~0.97	1.9~2.1	200~300
	砂夹石（碎石、卵石脏占全重的 30%~50%）		1.8~2.0	200~250
	土夹石（碎石、卵石脏占全重的 30%~50%）		1.8~2.0	150~200
	中砂、粗砂、砾砂、石屑、石粉		1.8~2.0	150~200
	粉土、粉质粘土 ($0.8 < I_p < 14$)		1.6~1.7	130~200

注：采用表中的参考值时，应结合工程进行验证。

6.3 软土地基

6.3.1 软土地基包括淤泥、淤泥质土、泥炭质土、吹填土及其他高压缩性土构成的地基。在建筑地基层部范围内有高压缩性土层时，按局部软弱土层考虑。

6.3.2 勘察时应查明软土的类型、成因、分布范围、厚度、固结状态和工程特性；对吹填土应查明排水固结条件。

6.3.3 软土地基设计应符合下列规定：

1 考虑地基基础与上部结构共同作用。对建（构）筑物体形、平面分布、荷载特点、结构类型、室内外地坪高程、岩土条件及周边环境等进行综合分析，确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和基础形式等；

2 软土地基的承载力和稳定性计算应采用不固结不排水剪或固结不排水剪强度指标；

3 应根据地基处理方法提出相应的软基处理检测及监测要求，建（构）筑物、道路、桥涵等的沉降观测要求；

6.3.4 施工时应注意对软土基槽底面的保护，减少扰动。对荷载差异较大的建（构）筑物，宜先建重、高部分，后建轻、低部分。

6.3.5 活荷载较大的构筑物或构筑物群（如料仓、油罐），以及底层为仓库的厂房等建筑物，使用初期应根据沉降观测情况控制加载速率和加载间隔时间，调整活荷载分布，避免过大倾斜。

6.3.6 软土地基处理加固方法应根据岩土条件、设计要求、施工条件、环境保护、节约资源、经济合理等方面进行综合比选，并借鉴已有工程经验；条件许可时宜选择多种方法联合使用，综合处理，处理后的地基承载力应通过试验确定。

常用的地基处理加固方法有：换填压实法（或翻挖回填压实法）、强夯法、堆载预压法、水泥土加固法等。

6.3.7 换填压实法适用于浅层软土、河塘、暗沟、暗涌等的处理。换填法设计应符合下列规定：

1 换填材料宜选用中粗砂、级配碎石、砂砾石土、粗粒土、改良土、工业废渣、粉煤灰、石粉渣、建筑垃圾（砖块、混凝土块等）等性能稳定的材料；

2 无粘性土的换填料应分层振动压（夯）实，分层压实厚度不宜大于 0.5m，换填深度不宜大于 4.0m

3 采用粘性土作为换填材料时应分层振动压（夯）实，分层压实厚度不宜大于 0.3m，换填深度不宜大于 3.0m；

4 基槽在地下水位以下时，采用粘性土进行换填，底部应设一层厚度不小于 0.7m 的开山石或片石垫层；基槽在地下水位以上时，可直接回填粘性土并分层压（夯）实；

5 换填宽度应满足基础底面压力扩散的要求；

6 地下水位以下应选用无粘性土作为换填材料；

7 换填施工完成后应进行现场载荷试验及原位测试。

8 当场地土适宜用作回填土料时，可采用翻挖回填压实法，将场地土翻挖晾晒至符合要求后，回填碾压密实。

6.3.8 强夯法适用于处理具有良好排水条件的淤泥、淤泥质土、泥炭质土及其他高压缩性土、填土、砂土、碎石土等。当土的塑性指数大于 20，液性指数大于 0.75 时，应通过现场强夯试验确定其适用性。强夯法设计应符合下列规定：

1 当场地地下水位较高时，应通过明沟排水、井点降水等方法降低地下水位；

2 强夯的有效处理深度应通过试夯确定。在有工程经验的情况下，可采用经验值并宜用原位测试方法验证；

3 试夯区应结合地基处理加固设计的要求，选择具有代表性的地块布置。不同强夯工程单元试夯区不应少于 1 处，试夯区面积不宜小于 400m²。试夯能量应根据土质特点、处理深度、处理效果等综合确定，宜选用 2~3 个能量级进行对比试夯，并宜采用单点试夯与群点试夯相结合的方法。

4 强夯地基处理范围应大于建（构）筑物基础的范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基础下设计处理深度的 1/2~2/3，且不应小于 3.0m；

5 采用强夯置换时，强夯置换墩应穿透软弱土层，墩长不宜大于 8m；墩间距应根据荷载大小和原状土的抗剪强度确定，宜取 3~6m，荷载大或原状土强度低时，宜取小值，反之宜取较大间距。处理范围应大于建（构）筑物基底面积，并宜在建（构）筑物基础外缘增加一排置换墩。

6 强夯处理后的地基承载力、变形模量或回弹模量应通过现场载荷试验确定。夯后有效加固深度内土层的压缩性指标应通过原位测试或土工试验确定。

6.3.9 堆载预压法适用于处理较厚的淤泥、淤泥质土及高压缩性粘性土等。预压荷载宜大于设计荷载；对于变形要求严格的建（构）筑物，应采用超载预压，预压时间应根据地基

沉降固结情况和建（构）筑物的使用要求确定。堆载预压设计应符合第七章的有关规定。

6.3.10 水泥土加固法适用于淤泥及淤泥质土、吹填土及高压缩性土、砂土等。水泥土加固设计应符合 8.3 节的有关规定；水泥土加固施工方法宜选用深层水泥搅拌桩或高压喷射注浆工法，加固处理的深度应穿过软土层；当处理深度超过搅拌桩机械能力时，不宜采用搅拌桩处理加固的方法。

6.3.11 水泥土加固法处理有机质土或有机质含量大于 3% 的土、泥炭土、塑性指数 I_p 大于 20 的粘土、地下水具有腐蚀性以及对成桩效果差的淤泥土时，应通过现场试验确定其适用性；地下水丰富或流速较大时应慎用。

6.3.12 软土地基上应采用整体刚度较大的基础结构。对甲级建筑，宜优先选用桩基础，或桩箱、桩筏基础；对乙、丙级建筑，可选用交叉条形、梁式筏基或箱形基础，并调整基础的宽度和埋置深度，采用架空板、减少台阶覆土等措施。

6.3.13 为减少建（构）筑物的沉降和不均匀沉降，可采用下列措施：

- 1 选用轻型结构，减轻墙体自重，采用架空地板代替室内填土；
- 2 设置地下室或半地下室，采用覆土少、自重轻的基础形式；
- 3 调整各部分的荷载分布、基础宽度或埋置深度；
- 4 对不均匀沉降要求严格的建筑物，可选用较小的基底压力。

6.3.14 软土地基上大面积地面荷载附加沉降计算可参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 附录 N 进行。

6.4 土岩组合地基

6.4.1 建（构）筑物地基（或被沉降缝分隔区段的建筑地基）的主要受力层范围内，存在半土半岩、大块及多层孤石、多个石芽出露、下卧基岩表面坡度起伏变化较大等，应按土岩组合地基考虑。

6.4.2 对挖方填方形成的半土半岩地基，应根据建（构）筑物类型、荷载分布、变形控制要求和地基条件，合理布置建（构）筑物平面，并可采用筏基、箱基、长短桩桩基、复合地基或其他组合基础结构形式，并应考虑稳定性和变形协调。

6.4.3 半土半岩场地的填方区应按 6.2 节的规定对填土进行压实，并根据填土的厚度选择基础形式；基岩区宜根据裸露基岩的风化程度，选择浅基础形式，并可设置褥垫层，适当降低地基强度，协调地基变形。采用两种或两种以上的基础形式时，可按 6.4.7 条的规定在不同形式的基础之间设置沉降缝。

6.4.4 对孤石或石芽出露的地基，当地基的承载力特征值大于 150kPa，房屋为单层排架结构或一、二层砌体承重结构时，宜在基础与岩石接触的部位采用褥垫层进行处理。对于多层砌体承重结构，应根据地基情况，结合 6.4.6 条和 6.4.7 条的规定综合处理。

6.4.5 褥垫层可采用石粉、中砂、粗砂、碎石土或级配砂石等，厚度宜取 300~500mm，褥垫层夯填度宜取 0.8~0.9，但不应大于 0.9；碎石土、土夹石（砂石含量为 20~30%）等

材料铺筑褥垫层时宜取小值。

注：夯填度为褥垫层夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

6.4.6 当建（构）筑物对地基变形要求严格或地质条件复杂不宜采用褥垫层时，可采取调整建（构）筑物平面位置、采用桩基或梁、拱跨越等构造处理措施。

6.4.7 在地基压缩性相差较大的部位，宜结合建（构）筑物平面形状、荷载条件设置沉降缝。沉降缝宽度宜取 30~50 mm，特殊情况下可适当加宽。

6.4.8 对基岩面坡度起伏变化较大的地基，应绘制典型地层剖面图，标示出地基范围内岩（土）层起伏变化产生的高低差，以及距离基础底面的最大、最小和平均高差。

6.4.9 基岩面坡度起伏变化较大的地基设计应符合下列要求：

1 基础平面轴线方向上两柱之间的岩面的高差大于 5m 时，对以中、微风化岩层作为持力层的嵌岩桩，可选用长短桩组合的桩基，并宜根据长短桩的承载力和变形特点，调整进入持力层的深度，并通过调整布桩、基础底板或地梁的刚度来协调地基与基础共同作用；

2 对全、强风化层地基，当局部中、微风化基岩抬升较高，且距地表或基坑底面的埋深小于 5m 时，可结合场地的岩土条件、建（构）筑物的类型、荷载分布、变形要求等，选用天然地基或复合地基；

3 位于岩面坡度起伏变化较大的地基，应验算地基稳定性，计算地基的差异沉降。采用桩基时，当两桩之间桩端持力层标高相差大于 5m，或桩底位于倾斜的岩坡边缘，应验算桩的稳定性。

6.4.10 基岩面坡度起伏变化较大的场地，采用抗浮锚杆时，在抗浮锚杆计算深度范围内遇有抬升的基岩，则抗浮锚杆应分别按土层和岩石计算锚杆抗浮力。

6.5 岩溶地区地基

6.5.1 岩溶地区地基设计应充分考虑岩溶裂隙、溶蚀、溶洞、土洞等发育条件、发育程度，对基础选型进行论证。

6.5.2 在岩溶地区，当基础底面以下的土层厚度大于 3 倍独立基础底宽，或大于 6 倍条形基础底宽，且在使用期间不具备发育土洞的条件时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响，并可按本规范第五章有关规定进行地基计算。

6.5.3 基础位于中、微风化硬质岩表面时，对于宽度小于 1m 的竖向溶蚀、裂隙，可不考虑其对地基稳定性的影响。当在岩体中存在倾斜软弱结构面时，应按 5.5.1 条的规定进行地基稳定性验算。经岩土工程评价属于不稳定的岩溶地基，未经处理不宜用作建（构）筑物地基。

6.5.4 当溶洞顶板与基础底面之间的土层厚度小于 6.5.2 条规定的要求时，应根据溶洞大小、顶板形状、岩体结构和强度、洞内充填情况以及岩溶水活动等因素进行洞体稳定性分析。当地质条件符合下列情况之一时，可不考虑溶洞对地基稳定性的影响，但应按 6.4 节的有关规定进行设计。

- 1 溶洞高度 $\leq 2.0\text{m}$ ，顶板岩体完整无裂隙发育且厚度 $\geq 5.0\text{m}$ ；
- 2 溶洞被密实的沉积物填满，其承载力超过 150kPa ，且无被水冲蚀的可能性；
- 3 洞体较小，基础尺寸大于溶洞的平面尺寸，并有足够的支承长度；
- 4 微风化的硬质岩石中，溶洞顶板厚度接近洞跨。

6.5.5 在地下水位高于基岩表面的岩溶地区，应考虑由人工降水引起土洞或地表塌陷的可能性。对塌陷区的范围及方向应根据水文地质条件和抽水试验的结果综合分析确定。在因人工降水可能引起土洞发育和地表塌陷的场地不得采用天然地基和人工挖孔桩。在已有建筑物附近抽水时，必须考虑降水漏斗范围内对浅基础建（构）筑物的影响。

6.5.6 土洞可采取如下处理方法：

- 1 对地表水形成的土洞，在建筑场地和地基范围内，应对地表水进行截流封堵；
- 2 当土洞埋藏较浅时，可采用挖填法处理；
- 3 对埋深较大的土洞，可采用钻孔灌注水泥砂浆或素混凝土、塑性混凝土等材料充填；
- 4 基础下方较大的土洞可采用梁、板或拱跨越。

6.5.7 溶洞可采取如下处理方法：

- 1 当溶洞埋藏较浅时，可挖除软弱充填物，将突出的石芽尖部凿去，回填碎石，毛石混凝土、素混凝土等；
- 2 当溶洞埋藏较深且洞高小于 2.0m 时，可采用片石、粘土、混凝土等进行充填；
- 3 对于围岩不稳定、风化裂隙破碎的岩体，可采用灌浆加固和清爆填塞等措施；
- 4 对规模较大的洞穴，可采用梁、板和拱以及洞底支承等结构措施跨越，跨越结构应有可靠的支承面，梁式支承结构应满足支承强度的要求；支承有困难时，可用调整柱距的方法跨越溶洞。

6.5.8 有地下水强烈活动于岩土交界面的岩溶地区，应预估地下水位在施工和建（构）筑物使用期间变化的可能性，考虑地下水作用对建（构）筑地基的影响。

6.5.9 岩溶地区基础形式应结合岩溶土洞发育规律、地下水活动特点、建（构）筑物荷载大小及分布特点、对地基沉降变形控制的要求等综合考虑选择；在满足地基承载力和沉降要求的前提下，宜选用刚性桩复合地基浅基础；采用桩基时，可选择长短桩复合桩基、后压浆桩基、桩筏基础等，地下水位以上可采用人工挖孔桩。

6.6 山边坡顶地基

6.6.1 位于山前沟谷、峡谷、凹地、盆地、冲洪积堆积区、坡顶以及山地人工开挖区等建设场地构成的建（构）筑物山边坡顶地基，勘察时应重点查明场地的地形地貌特征、冲洪积层的分布、山体汇水条件与地表水排泄、地下水位变化与补给条件，评价滑坡、崩塌、泥石流等地质灾害的影响，确定场地的适应性与地基的稳定性。

6.6.2 山边建（构）筑物地基设计应符合下列规定：

- 1 地形狭窄的沟谷、峡谷等场地应避免对两侧山体进行高切坡和大开挖。宜根据山势

走向和坡度，合理布置建（构）筑物平面，进行场地竖向高程设计；

2 宜维持或利用场地周边山体天然排水系统。当需要改变天然排水系统，填埋山涧冲沟时，应设置拦截沟渠或箱涵，沟渠或箱涵的过水断面应根据汇水面积、排水路径、过水流量等确定，并应满足暴雨山洪条件下的排洪要求；

3 设置在山坡上的地基除应进行地基稳定性验算外，尚应验算山体边坡的整体稳定性；

4 当场地山边分布有滚石、孤石、危岩等危害因素时，应先予以清除，消除危害因素；清除困难时，应有可靠的固定措施或按永久性边坡要求加固；

5 山脚边坡至建（构）筑物外墙或基础的安全距离应根据山体边坡稳定状况确定，且不宜小于 15m。确因场地条件限制不能满足上述安全距离要求时，山脚边坡除应设置永久性支挡结构外，尚应考虑建（构）筑物外墙及基础承受侧向荷载的要求；在建（构）筑物外墙与山脚边坡之间不宜进行回填，并应设置排水沟池。

6.6.3 位于坡顶的建（构）筑物地基设计应符合下列规定：

1 应根据结构类型、荷载分布、坡体地质构造、岩土条件等，合理选择基础形式；

2 基础临近边坡边缘时，应考虑边坡对地基承载力和基础变形的影响，并按 5.5 节的有关规定，对地基的稳定性进行验算；

3 当基础位于山体边坡潜在滑塌区时，应先论证山体边坡的稳定性。经论证可作为建设场地时，应按永久性边坡要求对边坡采取支护，同时应考虑建（构）筑物传递的垂直荷载、水平荷载和弯矩对边坡支护结构强度和变形的影响；

4 建（构）筑物基础至边坡边缘的安全距离应符合 5.5.2 条的规定，并应考虑基础与边坡支护结构的相互作用；

5 进行坡顶及场坪的排水设计时应结合边坡的排水与坡面保护，构成坡顶与坡面相结合的排水系统。

6.6.4 建（构）筑物基础不得设置在临空或存在外倾软弱结构面的岩体上。重要建（构）筑物的地基基础选择应避开高陡的坡体边缘，或可能产生山体边坡滑塌的区域。

6.6.5 对高层和重要建（构）筑物应采取桩基础、增设地下室或适当降低坡高等措施。

6.7 滨海岸线地基

6.7.1 深圳沿海地带地貌类型及特征包括高丘与低丘、台地、海积阶地、砾、砂质海滩、泥滩、冲积—海积平原与泻湖、洪积平原等，海岸类型主要为淤泥质海岸、基岩—砂砾质海岸、三角洲河口岸等。位于滨海岸线的建设场地，勘察时应重点查明原始地貌类型、海岸特征及淤泥软土的成因、工程特性，查明地下咸水的水位变化和补给条件，评价海水涨落与倒灌对场地及地基基础的影响等。

6.7.2 滨海岸线建（构）筑物地基基础设计应符合下列要求：

1 滨海软土地区地基设计应符合 6.3 节的规定；

2 海堤及填海区地基设计应符合第七章的规定；

3 低丘海岸、台地、阶地等岸线区的地基设计，除应符合 6.6 节的相关规定外，尚应考虑台风大浪对地基基础的影响。采用天然地基或复合地基时，地坪标高与基础底面标高的确定应符合台风大浪重现期的规定；

4 对砾（砂）质海岸滩地、三角洲河口岸等地区分布的松散～稍密的细～粗砂层、砾砂层及淤泥质砂层，设计时应考虑液化的影响；

5 地基设计中应充分利用自然条件，保护滨海岸线的生态环境。

6.7.3 滨海岸线区的地基设计必须考虑海水或地下咸水对基础的腐蚀作用，基础结构设计应采取必要的防腐蚀措施。滨海岸线区基础抗浮不宜采用抗浮锚杆。

7 填海造陆地基

7.1 一般规定

7.1.1 海域或滨海滩涂地带进行填海开发利用前,应进行填筑设计。根据填海场地的用途、海洋水文条件和气象条件、工程地质条件、地形地貌、地域环境条件、材料和施工条件等因素,综合考虑确定填海设计方案,并应考虑滨海岸线生态环境的协调、保护和填海区域后续开发建设的需要。

7.1.2 填海设计除了收集填海场区岩土工程勘察资料外,尚应收集下列资料:

- 1 海洋水文和气象资料;
- 2 海域地形;
- 3 相关海域的航道、锚地等资料;
- 4 城市防潮防洪规划和设施;
- 5 河口治导线范围。

7.1.3 在规划和方案阶段填海与软基处理工程宜综合一体考虑,避免相互影响。

7.2 海堤

7.2.1 海堤宜采用重力式斜坡堤结构形式;当有景观等其他需要时,也可采用直立式护岸或直立胸墙组合式海堤。

7.2.2 填海造陆场地的海堤设计应符合下列规定:

1 根据当地的防潮防洪标准以及工程的重要性,按照现行广东省标准《广东省海堤工程设计导则(试行)》DB44/T182的有关规定,确定海堤的设计标准;

2 海堤设计的水文要素和波浪要素,应符合当地防洪防潮规划的要求,以及现行广东省标准《广东省海堤工程设计导则(试行)》DB44/T182的有关规定要求;

3 海堤的结构形式,应根据地形地貌与工程地质、城市道路与景观、施工方法与筑堤材料等条件,进行综合比选后确定。采用分段不同结构形式时,应有过渡段或过渡部位的处理措施;

4 堤顶高程应满足规划的防潮防洪要求,海堤的堤顶宜设防浪墙,墙顶标高应满足设计高潮水位加波浪爬高的要求;

5 迎海面应采用整体性好、抗冲刷能力强、消浪效果好的护面结构。

7.2.3 海堤稳定性分析时应考虑以下最不利工况组合:

- 1 施工期:堤前最低水位,后方填土施工达到高位;
- 2 运行期:堤前最低水位,堤后到达设计使用荷载。

7.2.4 抛石形成的重力式斜坡堤,应验算最不利工况组合下的抗滑稳定性、堤身稳定性和海堤结构与地基的整体稳定性。

7.2.5 沉箱结构或桩板结构堤岸,结构必须满足强度要求,地基必须满足承载力和变形要

求，还应验算最不利工况组合下的整体稳定性和抗滑稳定性。

7.2.6 海堤宜采用圆弧滑动法验算整体抗滑稳定性，并按施工期和运行期两种工况分别进行验算。进行海堤稳定性验算时，地基土的强度指标按以下方法取值：

1 爆破挤淤或者抛石挤淤施工法筑堤，堤下残留淤泥混合层厚度小于 1.0 米时，抗滑稳定验算可取综合摩擦系数为 0.25~0.3；当残留混合层厚度大于 1.0 米时，宜取原位十字板强度指标；

2 整体稳定性分析时，具有排水固结措施条件下，淤泥等软土宜采用固结不排水剪强度指标，考虑排水固结导致的强度增长因素；不设排水设施且快速加载的条件下采用直剪快剪强度指标或三轴不固结不排水剪强度指标；

3 其他土类宜选用固结快剪或三轴固结不排水剪强度指标。

7.2.7 海堤整体抗滑移稳定安全系数应根据海堤的工程等级，满足表 7.2.7—1 的要求。海堤工程级别划分见表 7.2.2—2。

表 7.2.7—1 海堤整体抗滑移稳定安全系数

海堤工程级别		1	2	3	4	5
安全系数	运行期	1.30	1.25	1.20	1.15	1.10
	施工期	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05

表 7.2.2—2 海堤工程的级别

防潮（洪）标准 （重现期（年））	≥100	<100 且≥50	<50 且≥30	<30 且≥20	<20 且≥10
海堤工程的级别	1	2	3	4	5

7.2.8 板桩或沉箱结构等直立式堤岸的稳定性验算、结构强度以及构造设计应满足现行港口行业规范的要求。

7.3 场坪与地基处理

7.3.1 填海场地的设计地面标高，应根据规划使用、防洪防潮、场地排水等的要求，以及填筑方法和填筑材料条件等因素综合确定；填海场地交工面还应考虑地面临时排水的要求。

7.3.2 大面积填海区宜分块分区实施，分块的面积应综合考虑工期、施工方法、施工组织和材料运输的便利性等因素，宜大于 5 万 m²，但不宜大于 30 万 m²。

7.3.3 填海场地软基处理方案，应根据场地用途、地基处理技术标准，结合工期要求和造价，通过比选确定。对于大面积的淤泥或淤泥质土等软基，宜优先考虑排水固结法。

7.3.4 采用排水固结法处理淤泥等软基之前，应查明软土的分布、物理力学性质指标，应通过固结试验，确定软土的前期固结压力、固结系数和压缩指数等指标，进行土的三轴固结不排水剪试验，确定固结不排水试验强度指标；原位试验应采用十字板剪切试验，查明软土的强度和灵敏度。

7.3.5 排水固结法处理软基时,应同时施加预压荷载;预压荷载应根据使用荷载、工期要求和软基处理技术标准等确定,不应小于使用荷载。

7.3.6 排水固结设计应包括以下内容:

- 1 填筑设计,包括标高、预留沉降量、填筑材料、填筑方法以及施工速率;
- 2 水平排水和竖向排水设计;
- 3 预压设计,采用的荷载形式、预压时间和其他标准;
- 4 检测和监测设计。

7.3.7 排水固结监测设计应满足以下要求:

- 1 边界安全应以边桩观测为主,间距不大于 50 米布置一组 2~3 个边桩,不利的地段适当加密;
- 2 软土层深度较大时,应在不利的位置布置测斜孔;
- 3 场地沉降板布置在砂垫层面,间距不宜大于 75 米,地形地貌或软土层厚度变化较大的地段加密;
- 4 孔隙水压力计可在一个软基处理单元布置 2~3 组,一组 3~4 个,分别置于软土层的顶层部中部和底部;
- 5 分层沉降、深层沉降等监测项目可根据需要少量设置。

7.3.8 加载施工速率应考虑排水固结软土强度增长因素,验算各级荷载下场地和边界的稳定性,并应满足施工安全稳定要求;应规定施工时孔隙水压力、沉降速率和边桩等监测项目,并按下述技术指标实施监控:

- 1 孔压增量比小于 0.6;
- 2 沉降速率小于 20mm/天。

7.3.9 排水固结法处理软基时,竖向排水系统可采用塑料排水板、砂井等,应根据施工条件、处理深度和工程造价等因素合理选定;横向排水体系可采用砂垫层、塑料排水盲沟(管)等方式;当采用砂垫层水平排水体,平面尺寸超过 75 米时,应设置排水盲沟和集水井等设施;预压期间应进行抽水控制水位。

7.3.10 预压时间的设计主要依据软土性质、竖向排水设计、预压荷载大小等通过计算确定。在需要满足较短工期的条件下,宜采用合理加密竖向排水体和适当加大预压荷载的方法。

7.3.11 预压荷载可采用堆载土石方、堆水、真空预压、真空联合预压等方式,并应根据设计预压荷载的大小、工期和材料来源等条件综合确定。

7.3.12 排水固结处理软土平均固结度可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的有关公式计算;沉降量应根据固结试验的 $e \sim \log p$ 曲线,确定前期固结压力和压缩指数,按下式计算:

$$s_c = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1+e_{0i}} C_{\alpha} \lg \left(\frac{p_{0i} + \Delta p_i}{p_{\alpha}} \right) \quad (7.3.12-1)$$

式中 s_c ——固结沉降量;

h_i ——第 i 层土层的厚度;
 e_{0i} ——第 i 层土层中点的初始孔隙比 (对应于 p_{0i} 时);
 C_{ci} ——第 i 层土层的压缩指数;
 p_{0i} ——第 i 层土层中点的自重应力;
 p_{ci} ——第 i 层土层中点的前期固结压力, 正常固结时 $p_{ci}=p_{0i}$;
 Δp_i ——第 i 层土层中点的附加应力;
 n ——土层层数。

对正常固结的饱和粘性土, 可采用土的压缩模量按下式计算固结沉降量:

$$s_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i h_i}{E_{si}} \quad (7.3.12-2)$$

式中 E_{si} ——第 i 层土层的压缩模量。

7.3.13 对软基处理沉降要求严格且软土次固结对工后沉降影响较大时, 应按下式计算软土的次固结沉降:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai} h_i}{1 + e_{1i}} \lg\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (7.3.13)$$

式中: C_{ai} ——第 i 层土层的次固结系数, 为 $e-\lg p$ 曲线在主固结完成后直线段的斜率, 也可通过实测数据反演分析或统计回归确定;
 e_{1i} ——第 i 层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比, 由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得;
 t_1 ——相当于主固结完成 100% 的时间;
 t_2 ——需要计算次固结沉降的时间 (可计至主固结完成后)。

7.3.14 排水固结处理软土, 土的强度增长可按下式计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta \sigma_z U_t \tan \varphi_{cu} \quad (7.3.14)$$

式中 τ_{ft} —— t 时刻该点土的抗剪强度;
 τ_{f0} ——土的天然抗剪强度;
 $\Delta \sigma_z$ ——预压荷载产生的该点的附加竖向应力;
 U_t ——该点土的固结度。

7.3.15 进行排水固结软土变形计算时, 可取附加压力与土自重应力的比值为 0.1 的深度作为受压层的计算深度; 进行软土大变形分析计算时宜采用数值分析方法。

7.3.16 满足下列条件时可终止预压:

- 1 利用孔压观测资料推算固结度达到设计要求;
- 2 利用沉降观测资料推算沉降量满足设计要求;
- 3 预压后期日平均沉降量不大于 2mm 或达到设计要求;

7.3.17 预压处理的卸载标准应满足下列要求:

- 1 工后沉降、差异沉降和沉降速率要求；
- 2 固结度要求；
- 3 含水量和孔隙比等物理力学指标要求；
- 4 原位测试土的强度指标要求。

其中应以沉降控制指标要求为主，工后沉降的分析应结合类似工程的经验方法进行。

7.4 控制地基沉降措施

7.4.1 在经过软基处理的填海场区进行建（构）筑物地基基础设计时，应按软弱地基验算地基承载力和变形，并宜优先考虑采用桩基或筏基。对沉降要求严格的建（构）筑物，宜根据其平面形状和荷载分布特点，调整地基基础的刚度，并可在适当部位设置沉降缝将其划分为若干个刚度较好的结构单元，沉降缝两侧基础净距应符合表 7.4.2 的规定。当拉开距离后的两个单元必须连接时，应采用能自由沉降的连接构造。

7.4.2 软弱地基上相邻建筑物基础间的净距可按表 7.4.2 选用。

表 7.4.2 软弱地基上相邻建筑物基础间的净距 (m)

被影响建筑 的长高比 影响建筑的预 估平均沉降量 (mm)	$2.0 \leq L/H_t < 3.0$	$3.0 \leq L/H_t < 5.0$
70~150	2~3	3~6
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	≥ 12

注：1 表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度 (m)； H_t 为自基础底面标高算起的建筑物高度 (m)；

2 当被影响的建筑的长高比为 $1.5 \leq L/H_t < 2.0$ 时，其净间距可适当缩小。

7.4.3 应根据可能产生的不均匀沉降采取以下措施：

- 1 室内地坪和地下设施的标高，应根据预估沉降量予以提高；建筑物（或设备之间）有联系时，可将沉降较大者标高提高；
- 2 建筑物与设备之间，应留有足够的净空；当建筑物有管道穿过时，应预留足够尺寸的孔洞或采用柔性管道接头；
- 3 室内承重地坪应按沉降要求进行二次地基处理或采用架空地板代替室内填土；室外地坪应分别按地面堆载、道路和地下管线等不同要求进行地基加固处理。

7.4.4 对存在大面积地面荷载的场区，应设立稳固的沉降及水平位移长期观测点；地面堆载应力求平衡，避免大量、迅速、集中的堆载，堆载量不应超过地基承载力。

8 复合地基

8.1 一般规定

8.1.1 复合地基设计应满足建（构）筑物对地基承载力和变形的要求。对地基土为欠固结土、可液化土等特殊土时，设计时应综合考虑土体的特殊性质，选用适当的增强体和施工工艺。

8.1.2 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，或采用增强体的载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合工程经验确定。

8.1.3 复合地基的增强体可采用刚性桩、水泥土搅拌桩及碎石桩，其适用范围如下：

1 刚性桩复合地基：

(1) 基础以下为粘性土、砂土类；

(2) 基础以下为已基本完成自重固结或经处理后的素填土，且填土中块石含量不应大于10%，块石的块径不宜大于50mm；

(3) 在岩溶地区，基岩上覆的土层较厚且土性指标有利于采用复合地基；

(4) 桩端持力层宜选择粘性土、砂土、碎石土、残积土、全风化层、强风化岩等；

(5) 对固结度大于90%的淤泥及淤泥质土，应通过现场试验确定其适用性；

2 水泥土搅拌桩复合地基：

(1) 正常固结的淤泥、淤泥质土、吹填土等；

(2) 地基承载力特征值小于120kPa的粘性土及松散砂土；

(3) 不含块石的素填土；

(4) 对泥炭土、含有机质土等应符合6.3.11条的规定；

3 碎石桩复合地基：

(1) 松散砂土、粘性土、可液化土；

(2) 素填土、杂填土类；

(3) 对淤泥质土、塑性指数 $I_p \geq 20$ 的粘性土，应通过现场试验确定其适用性。

8.1.4 复合地基设计时应进行复合地基承载力计算、单桩承载力计算、地基变形验算等。当增强体以下受力层范围内存在软弱下卧层时，尚应验算软弱下卧层的承载力及压缩变形。处于坡地或山体边坡的复合地基，当坡度大于 15° 时，尚应进行地基稳定性验算。

复合地基载荷试验可按附录 O 进行。

8.1.5 当按地基承载力确定基础底面面积及埋深时，对地基承载力特征值的修正应符合下列规定：

1 基础宽度的地基承载力修正系数应取 0；

2 基础深度的地基承载力修正系数应取 1。

8.1.6 对复杂地质条件、复杂建筑结构型式以及缺乏工程经验时，应进行现场试验，提供

相关的设计参数、施工工艺，并检验地基处理效果。

8.1.7 复合地基桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜为 200~300mm；增强体直径或间距较大时，褥垫层厚度宜取大值，反之取小值。褥垫层材料和夯填度应符合 6.4.5 条的规定。

8.2 刚性桩复合地基

8.2.1 刚性桩复合地基宜采用素混凝土压灌桩、预应力管桩、预制桩作为其增强体。刚性桩设计时应符合下列规定：

- 1 桩的布置范围不应小于底板或独立基础底面范围；
- 2 桩径宜取 350~600mm；
- 3 桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土的物理力学性质、基础结构型式和施工工艺等确定，宜取 3~5 倍桩径；对非挤土桩成桩工艺可取小值，对挤土桩成桩工艺宜取大值；
- 4 应选择承载力较高、压缩模量或变形模量较大的土层作为桩端持力层。对粘性土或砂土，桩端全断面进入持力层的深度不应小于 1 倍桩径，且不应小于 500mm；
- 5 采用素混凝土压灌成桩时，桩身混凝土强度等级宜取 C10~C25。

8.2.2 刚性桩复合地基承载力特征值，应通过现场复合地基载荷试验确定。初步设计时可按下式估算并通过现场载荷试验验证：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (8.2.2)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

A_p ——桩的截面积；

β ——桩间土承载力折减系数，可取 0.70~0.90，天然地基承载力较高时取大值，天然地基承载力较低时宜取小值；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值，应通过现场试验资料确定；缺少现场试验资料时，可取天然地基承载力特征值。

当基础宽度大于 3m 或基础埋深大于 0.5m 时，其复合地基承载力特征值应按 5.3.3 条的规定进行修正，深度和宽度修正系数应符合 8.1.5 条的规定。

8.2.3 刚性桩复合地基中单桩竖向承载力特征值 R_a 应通过单桩静载试验确定。当无单桩静载试验资料时，可按下式估算并应通过单桩静载试验验证：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (8.2.3)$$

式中 u_p ——桩的周长；

N ——桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} 、 q_p ——桩周第*i*层土的侧阻力、桩端端阻力特征值，查表10.3.3—1~10.3.3—7选用；

l_i ——第*i*层土的厚度。

8.2.4 桩体混凝土强度应满足下式要求：

$$f_c \geq \frac{N}{\lambda A_p} \quad (8.2.4)$$

式中 N ——桩的轴向压力设计值；

λ ——桩身工作条件系数， λ 可取0.70~0.80，采用预应力管桩或预制桩时可取大值，采用其他施工工艺的素混凝土灌注桩时宜取小值；

f_c ——桩体混凝土轴心抗压强度设计值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的有关规定执行；

A_p ——桩体截面面积。

8.2.5 复合地基的变形计算应按5.4节的有关规定执行，桩长范围内的复合土层应按天然地基土层分层，各复合土层的压缩模量应按下式确定：

$$E_{sp} = \xi E_s \quad (8.2.5-1)$$

式中 E_s ——天然土层的压缩模量；

ξ ——复合土层模量系数，可按下式确定：

$$\xi = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (8.2.5-2)$$

f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值；

E_{sp} ——复合土层的压缩模量。采用5.4.5条的相关公式计算时，应将 E_s 用 E_{sp} 替换；沉降计算经验系数 ψ_s 应根据有关的沉降观测资料及经验确定，当缺少经验时也可采用表8.2.5的数值。

表8.2.5 沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ (MPa)	3.0	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	20.0
ψ_s	1.80	1.20	0.80	0.60	0.45	0.35	0.25

注： $\bar{E}_s$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，可按公式5.4.5-2和5.4.5-3计算。

8.2.6 对无法准确取得压缩模量的花岗岩类的残积土、全风化层和强风化岩，以及碎石土、砂性土等，可按公式5.4.5—6或公式5.4.5—7计算复合地基变形。计算时桩长范围内的复合土层应按天然地基土层分层，各复合土层的变形模量可按下式确定：

$$E_{sp0} = \xi E_0 \quad (8.2.6)$$

式中 E_{sp0} ——复合土层的变形模量。计算复合地基变形时将公式5.4.5—6或公式5.4.5—7中的 E_0 用 E_{sp0} 替换，沉降计算修正系数宜根据有关的沉降观测资料

结合工程经验确定；采用表5.4.5—4的沉降计算修正系数时，应通过复合地基载荷试验验证；

E_0 ——天然土层的变形模量；

8.2.7 地基变形计算深度应大于复合土层的厚度，并应符合 5.4 节有关地基变形计算深度的规定。

8.3 水泥土搅拌桩复合地基

8.3.1 水泥土搅拌桩复合地基的布桩应符合下列原则：

- 1 搅拌桩的平面布置应根据上部结构特点及对地基承载力和变形的要求选择点状、条状、格栅状或块状等布置型式；
- 2 桩的布置范围不应小于基础底面范围；
- 3 点状布置时可采用正方形、等边三角形等布桩型式，布桩数量可按下式计算：

$$n = m \frac{A}{A_p} \quad (8.3.1)$$

式中

n ——布桩数；

A ——基础底面积；

A_p ——桩身截面积。

- 4 独立基础下的桩数不应少于3根。

8.3.2 水泥土搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求及土的特性确定，宜穿透较软弱土层到达承载力相对较高的土层，桩长不宜大于 20m，桩径不宜小于 500mm。

8.3.3 设计前应进行处理深度范围内水泥土的室内配比试验。应按最软弱土层的性质选取固化剂、外掺剂及确定掺量，为设计提供各种龄期、各种配比的水泥土强度指标。水泥土强度宜取 28d 龄期试块的立方体抗压强度平均值，其值不应小于 0.8MPa。

8.3.4 固化剂宜选用强度等级 32.5 及以上的普通硅酸盐水泥。水泥掺入比宜为被处理土重量的 12%~25%，水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。根据工程需要和土质条件可添加具有早强、缓凝、减水、节省水泥等作用，且不污染环境的外掺剂。

8.3.5 水泥土搅拌桩复合地基承载力特征值，应通过现场载荷试验确定；进行初步设计时，可按 8.2.2 式估算复合地基承载力特征值并应通过现场载荷试验验证。估算时桩间土承载力折减系数 β 应按下列规定确定：

- 1 当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时，可取 0.1~0.4，差值大时取低值，反之取高值；

- 2 当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时，可取 0.5~0.9，差值大时取高值，反之取小值。

8.3.6 单桩竖向承载力特征值 R_d 应按下列规定确定：

- 1 根据单桩载荷试验确定；
- 2 初步设计时，可按桩的侧阻力和端阻力特征值由下式估算并经现场载荷试验验证：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + a q_p A_p \quad (8.3.6)$$

式中 u_p ——桩的周长；
 n ——桩长范围内所划分的土层数；
 l_i ——桩长范围内第*i*层土的厚度；
 q_{si} ——桩周第*i*层土的侧阻力特征值；对淤泥可取 4~7kPa；对淤泥质土可取 6~12kPa；对软塑状态的粘性土可取 10~15kPa；对可塑状态的粘性土可取 12~18kPa；对稍密粉细砂可取 8~15 kPa；
 q_p ——桩端承载力特征值，可根据表 10.3.3—5~10.3.3—7 选用；
 a ——桩端天然地基土的承载力折减系数，可取 0.5~0.8，承载力高时取低值，反之取高值。

8.3.7 桩体水泥土试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$f_{cu} \geq \frac{N}{\lambda A_p} \quad (8.3.7)$$

式中 f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内水泥土试块（边长为 70.7mm 的立方体也可采用边长为 50mm 的立方体）在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值；

λ ——桩身强度折减系数，粘性土可取 0.20~0.30，砂性土可取 0.3~0.4。

8.3.8 搅拌桩复合地基的变形由搅拌桩复合土层的平均压缩变形 s_1 与桩端下土层的压缩变形 s_2 两部分组成，其中 s_1 值可按式 8.3.8 计算，桩端以下 s_2 值可按 5.4 节的有关公式计算。

$$s_1 = \frac{(p_z + p_{zd})l}{2E_{sp}} \quad (8.3.8-1)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (8.3.8-2)$$

式中 p_z ——搅拌桩复合土层顶面的附加压力；
 p_{zd} ——搅拌桩复合土层底面的附加压力；
 E_{sp} ——搅拌桩复合土层压缩模量；
 E_p ——搅拌桩压缩模量，可取 $(100 \sim 200) f_{cu}$ (kPa)；桩较短或桩身强度较低时取低值，反之可取高值；
 E_s ——桩间土的压缩模量。

8.3.9 当搅拌桩置换率 $\geq 20\%$ 且非单行排列时，应按下式验算软弱下卧层地基承载力：

$$f_s = \frac{f_{spk}A + G_s - A_s q_s - f_{ak}(A - A_j)}{A_j} < f_{sa} \quad (8.3.9)$$

式中 f_s ——假想实体基础底面压应力；
 G_s ——假想实体基础的自重；
 A ——上部结构物基础的底面积；
 A_s ——假想实体基础侧表面积；

q_s —假想实体基础表面平均摩阻力;
 A_j —假想实体基础底面积;
 f_{sa} —假想实体基础底面经修正后的地基承载力特征值。

8.4 碎石桩复合地基

8.4.1 碎石桩宜采用等边三角形或正方形布置, 桩径可采用 300~800mm; 对饱和粘性土地基宜选用较大桩径。

8.4.2 碎石桩间距应通过现场试验确定。对砂性土地基不宜大于碎石桩桩径的 4 倍, 对粘性土地基不宜大于 3 倍。初步设计时, 碎石桩间距可按下式估算:

1 松散砂土可根据处理后的孔隙比 e_1 来确定:

等边三角形布置

$$l = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.4.2-1)$$

正方形布置

$$l = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.4.2-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min}) \quad (8.4.2-3)$$

式中

l ——碎石桩间距;

d ——碎石桩桩径;

ξ ——修正系数, 考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.1~1.2; 不考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.0;

e_0 ——地基处理前砂土的孔隙比, 可由室内土工试验确定, 也可通过动力或静力触探试验确定;

e_1 ——地基处理后要求达到的孔隙比;

$e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——砂土最大、最小孔隙比, 可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 的有关规定确定;

D_r ——地基处理后要求达到的相对密实度, 可取 0.75~0.85。

2 粘性土地基

等边三角形布置

$$l = 1.08\sqrt{A_e} \quad (8.4.2-4)$$

正方形布置

$$l = \sqrt{A_e} \quad (8.4.2-5)$$

式中

A_e ——单根碎石桩承担的面积;

$$A_e = \frac{A_p}{m}$$

A_p ——碎石桩截面积;

m ——面积置换率, $m=d^2/d_e^2$

d ——桩身平均直径;

d_e ——单根碎石桩分担的处理地基面积的等效圆直径;

等边三角形布桩 $d_e=1.05l$

正方形布桩 $d_e=1.13l$

矩形布桩 $d_e=1.13\sqrt{l_1l_2}$

l 、 l_1 、 l_2 、分别为桩间距、纵向间距和横向间距。

8.4.3 碎石桩复合地基的承载力特征值, 应通过现场载荷试验确定。初步设计时可按下式估算并应通过现场载荷试验验证。

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1-m)f_{sk} \quad (8.4.3)$$

式中 f_{spk} ——碎石桩复合地基承载力特征值;

f_{pk} ——碎石桩单桩承载力特征值, 宜由现场载荷试验确定;

8.4.4 碎石桩复合地基的变形可按 8.2.5 条的规定计算, 复合土层的压缩模量可按下式计算:

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s \quad (8.4.4)$$

式中 E_{sp} ——复合土层压缩模量;

E_s ——桩间土压缩模量, 宜通过现场试验确定, 也可取天然地基模量;

n ——桩土应力比, 无实测资料时, 对粘性土可取 2~4, 对砂土可取 1.5~3, 原土强度低时取大值, 原土强度高时取小值。

8.4.5 碎石桩桩长宜根据岩土条件和工程要求通过计算确定。

1 当松软土层厚度不大时, 桩长应穿过松散土层;

2 当松软土层厚度较大时, 对按稳定性控制的工程, 桩长应不小于最危险滑动面以下 2m; 对按变形控制的工程, 桩长应满足处理后地基变形量不超过建(构)筑物地基变形允许值并满足软弱下卧层承载力的要求;

3 对可液化的地基, 桩长应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定;

4 桩长不宜小于 4m。

8.4.6 碎石桩处理范围应大于基底范围, 处理宽度宜在基础外缘扩大 1~3 排桩。对可液化地基, 在基础外缘扩大宽度不应小于可液化土层厚度的 1/2, 并不应小于 5m。

8.4.7 碎石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定; 估算时可按设计桩孔体积乘以充盈系数 β 确定, β 可取 1.2~1.4。施工时如地面有下沉或隆起现象, 则填料数量应根据现场具体情况调整。桩体填料宜选用级配碎石、卵石、砾石等材料, 含泥量不得大于 5%, 最大粒径不宜大于 50mm。

9 浅基础

9.1 一般规定

9.1.1 对于天然地基、复合地基及经过处理的地基，可采用扩展基础、柱下条形基础、筏形基础等浅基础形式。

9.1.2 浅基础形式宜按以下原则选择：

1 框架结构

(1) 地基承载力较高且无地下室时，可采用柱下钢筋混凝土独立基础；有地下室且有防水要求时，可采用柱下钢筋混凝土独立基础加防水板；

(2) 地基较差、荷载较大时宜根据具体情况选用单向条形基础、交叉条形基础或筏形基础，筏形基础可选用有梁式或无梁式；

2 剪力墙结构

(1) 地基承载力较高且无地下室时，宜选用墙下条形基础；

(2) 有防水要求或有地下室时，可选用筏形基础或条形基础加防水板；

3 高层建筑采用天然地基时，应采用整体性好，能满足地基承载力和变形要求并能调节不均匀沉降的基础形式，宜选用筏形基础或交叉条形基础。

9.1.3 基础周围应采用素土或灰土均匀分层夯实回填，压实系数不宜小于 0.93，或采取其它措施保证地震作用下土对结构的约束作用。

9.1.4 基础底面以上长期作用的竖向荷载合力作用点宜与基础底面形心重合。

9.1.5 基础结构混凝土强度等级不应低于 C25；基础垫层混凝土强度等级不应低于 C10，厚度不应小于 100mm；基础采用防水混凝土时，抗渗等级不应低于 P6。

9.1.6 基础结构受力钢筋宜采用 HRB400 或 HRB335 级热轧带肋钢筋。对基础底部与土接触一侧钢筋的混凝土保护层厚度，有垫层时不应小于 40mm，无垫层时不应小于 70mm。

9.2 配筋扩展基础

9.2.1 配筋扩展基础宜采用柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

9.2.2 柱下钢筋混凝土独立基础基底平面宜取方形或矩形，矩形基础的长度与宽度之比不宜大于 2。

9.2.3 配筋扩展基础的计算应符合下列要求：

1 根据上部结构传至基础顶面的正常使用极限状态下荷载效应的标准组合和地基承载力特征值确定基础底面面积，计算应按第 5 章的有关规定进行。在墙下条形基础相交处，不应重复计入基础面积。

2 对矩形截面柱的矩形基础应验算柱与基础交接处及基础变阶处的受冲切承载力。独立基础受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l \leq 0.7 \beta_{tp} f_t a_m h_0 \quad (9.2.3-1)$$

$$F_l = p_j A_l \quad (9.2.3-2)$$

$$a_m = \frac{1}{2}(a_t + a_b) \quad (9.2.3-3)$$

- 式中 β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h_0 不大于 800mm 时， β_{hp} 取 1.0；当 h_0 大于等于 2000mm 时， β_{hp} 取 0.9，其间按线性内插取值；
- f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
- h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度；
- a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；
- a_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长。当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，矩形柱取柱宽，圆柱取 0.8 倍柱直径；当计算变阶处时，取上阶宽；
- a_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长。当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内，见图 9.2.7-1 (a)、(b)，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度。当冲切破坏锥体的底面在 l 方向落在基础底面以外时，即 $(a+2h_0) \geq l$ 时，见图 9.2.3-1 (c)，取 $a_b=l$ ；
- p_j ——相应于荷载效应基本组合时基底单位面积净反力（扣除基础自重及其上覆土重），对偏心受压基础可取基础边缘处的基底最大净反力；
- A_l ——冲切破坏面外侧的部分基底面积。按冲切破坏锥体最不利一侧斜截面验算时，取图 9.2.3-1 (a)、(b) 中的阴影面积 $ABCDEF$ ，或图 9.2.3-1 (c) 中的阴影面积 $ABCD$ ；
- F_l ——相应于荷载效应基本组合时作用在 A_l 上的基底净反力设计值。

3 基础受剪承载力按下列方法计算：

(1) 独立基础柱边或变阶处 $h_0/2$ 截面处的受剪承载力：

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t A_0 \quad (9.2.7-4)$$

- 式中 V_s ——验算截面处的剪力设计值；
- A_0 ——基础验算截面的面积，沿 l 方向不变阶时， $A_0=h_0 l$ ；
- β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数， $\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4}$ ，当 h_0 小于 800mm 时取 $h_0=800$ mm；当 h_0 大于 2000mm 时，取 $h_0=2000$ mm；

(2) 条形基础应验算距墙边 $h_0/2$ 截面处的受剪承载力，计算时可将 l 取单位长度，按下列公式验算：

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t h_0 \quad (9.2.3-5)$$

$$V_s = p_j A_l \quad (9.2.3-6)$$

式中 A_l ——基础边缘至墙边 $h_0/2$ 的距离 $\times 1$;

p_j ——相应于荷载效应基本组合时基底单位面积净反力 (扣除基础自重及其上覆土重)。

4 基础底板的配筋, 应按正截面受弯承载力计算确定。

在轴心或单向偏心荷载作用下底板的弯矩设计值可按下列简化方法计算, 控制截面可取柱与基础交接处或变阶处。

(1) 矩形基础在轴心荷载作用下任意截面的弯矩设计值

$$M_I = \frac{1}{6} a_1^2 (2l + a') p_j \quad (9.2.3-7)$$

$$M_{II} = \frac{1}{6} a_2^2 (2b + b') p_j \quad (9.2.3-8)$$

(2) 矩形基础偏心距不大于 $1/6$ 弯矩作用方向的基础边长时, 任意截面的弯矩设计值 (图 9.2.3-2) 可按下列式计算:

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 [p_{j\max} (3l + a') + p_{jI} (l + a')] \quad (9.2.3-9)$$

$$M_{II} = \frac{1}{12} a_2^2 (2b + b') + (p_{j\max} + p_{j\min}) \quad (9.2.3-10)$$

式中 M_I 、 M_{II} ——任意截面 I—I, II-II 相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值;

a_1 、 a_2 ——任意截面 I—I, II-II 至基底边缘处的距离;

a' 、 b' ——任意截面 I—I, II-II 在基底的投影被基础四棱台棱线在基底的投影所截的距离, 见图 9.2.3-2;

l 、 b ——基础底面的边长;

p_j 、 $p_{j\max}$ 、 $p_{j\min}$ ——相应于荷载效应基本组合时基底平均净反力, 边缘最大和最小净反力 (不计基础自重及其上土重);

p_{jI} ——偏心荷载作用时, 截面 I—I 处的基底净反力。

(3) 计算墙下条形基础任意截面的弯矩 (图 9.2.3-3) 可取 $l = a' = 1\text{m}$, 按式 9.2.3-7 计算, 最大弯矩截面可取至墙边;

5 当柱的混凝土强度等级大于基础混凝土强度等级 10MPa 以上时, 尚应验算柱下扩展基础顶面的局部受压承载力。

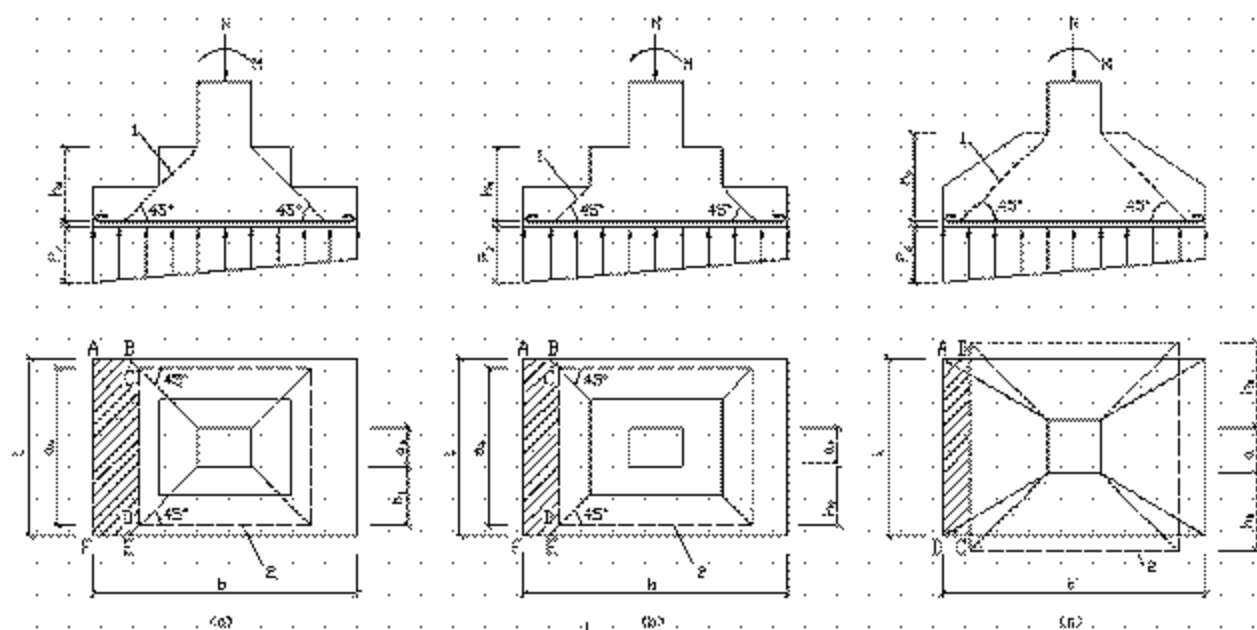


图 9.2.3-1 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置
1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

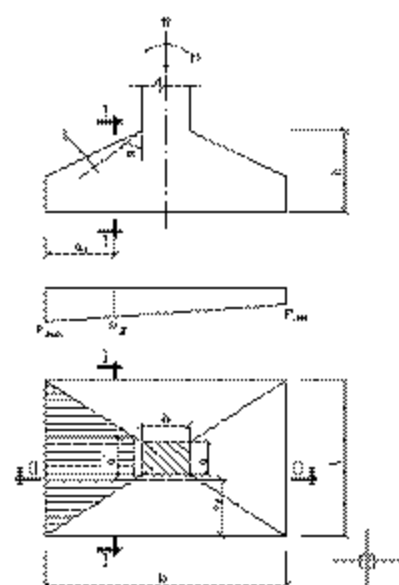


图 9.2.3-2 矩形基础底板的计算

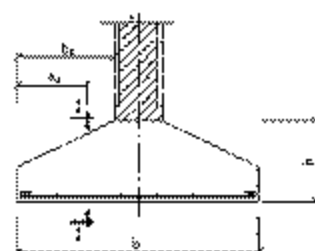


图 9.2.3-3 墙下条形基础的计算

9.2.4 柱下和墙下钢筋混凝土配筋扩展基础的构造，应符合下列要求：

- 1 基础台阶宽高比不宜大于 2.5；
- 2 截面为锥形的基础边缘高度不宜小于 200mm；台阶形基础的每阶高度宜为 300~500mm；
- 3 扩展基础底板受力钢筋的直径不宜小于 10mm，分布钢筋直径不宜小 8mm，间距不宜大于 200mm，且不宜小于 100mm。基础底板每个方向受力钢筋的最小配筋率不应小于 0.15%；
- 4 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长（或宽度）的 0.9 倍，并交错布置（图 9.2.4a）；
- 5 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处，底板横向受力钢筋仅沿一个主要

受力方向通长布置，另一方向的横向钢筋布置至受力方向底板宽度的 $1/4$ 处（图 9.2.4b）。在拐角处应沿两个方向布置（图 9.2.4c）。

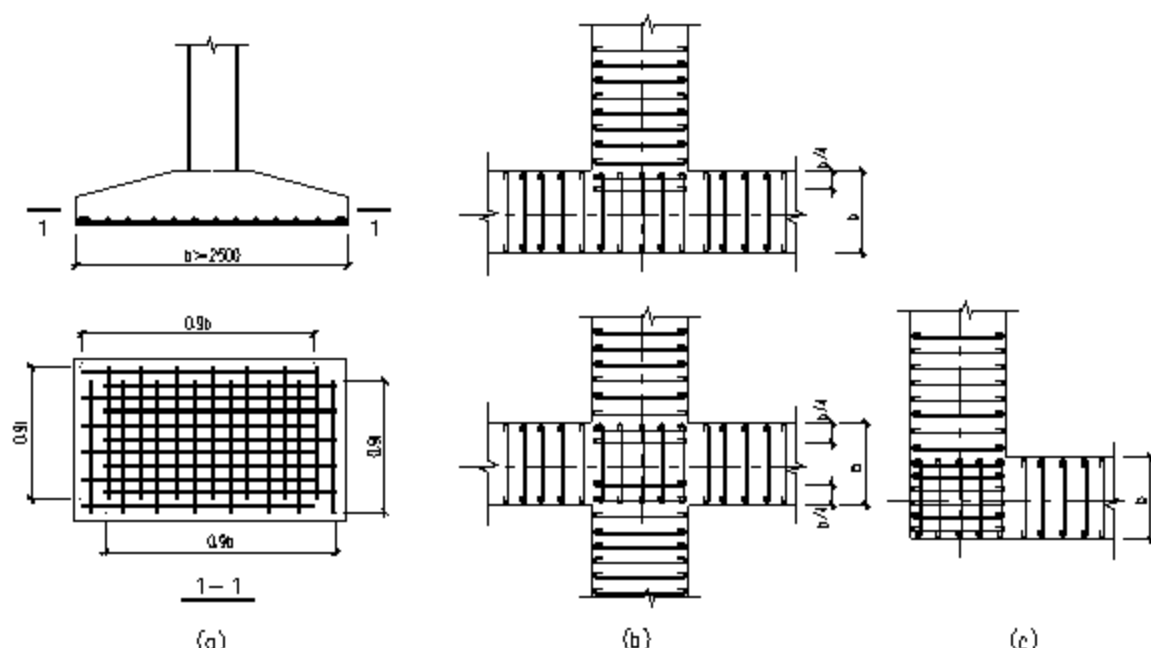


图 9.2.4 扩展基础底板受力钢筋布置示意图

9.2.5 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_{aE} 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。

9.2.6 现浇柱基础的插筋数量、直径以及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度应满足第 9.2.5 条的要求。插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。插筋的下端宜做成直钩放在基础底板钢筋网上。当基础底板较厚时，可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固在基础顶面下 l_{aE} 处。

9.2.7 属于下列情况之一的独立基础宜设置基础拉梁：

- 1 抗震等级为一、二级的框架结构；
- 2 各柱基承受的轴向荷载代表值差别较大；
- 3 基础埋置较深；
- 4 地基主要受力层范围内存在软弱粘性土层，液化土层和严重不均匀土层。

9.2.8 独立基础拉梁宜按下列原则设计：

- 1 拉梁截面宽度可按 $(1/20 \sim 1/35) l$ ，高度可按 $(1/12 \sim 1/20) l$ 确定， l 所连接柱子的中心距离；
- 2 当不考虑拉梁承受柱底弯矩时，可取其所连接柱子轴力较大者的 $1/10$ ，将拉梁按轴心受拉构件进行承载力验算。拉梁配筋宜上下相同，总量不少于 $4\phi 14$ ，箍筋不少于 $\phi 6@200$ ；柱底弯矩传至基础时，柱基础应按偏心受压考虑；
- 3 当考虑拉梁承受柱底弯矩时，柱下独立基础可按中心受压考虑。拉梁正弯矩钢筋应

全部拉通，负弯矩钢筋宜有 1/2 拉通，并应满足抗震构造要求；

4 如拉梁承托隔墙或其它竖向荷载时，则竖向荷载所产生的拉梁内力应与本条上述两种方法之一所得的内力组合，进行承载力验算。

9.3 柱下条形基础

9.3.1 柱下条形基础可分柱下单向条形基础及柱下交叉条形基础，其中包括沿柱轴线布置的肋梁及由肋梁横向挑出的翼板。

9.3.2 柱下条形基础的构造，除应符合 9.2.4 条的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 柱下条形基础横截面宜为倒 T 形，基础梁高宜为柱距的 $1/8 \sim 1/4$ ，翼板厚度不应小于 200mm；当翼板厚不大于 250mm 时，宜用等厚度板，否则可用变厚度板，其坡度不宜大于 1:3（垂直：水平），翼板边缘厚度不宜小于 150mm；

2 条形基础底面尺寸应按第 5 章的有关规定确定，端部宜伸出边柱，伸出长度宜为边跨柱距的 $1/4 \sim 1/3$ ；

3 现浇柱与条形基础肋梁连接处的平面尺寸不宜小于图 9.3.2 的规定；

4 条形基础肋梁的纵向受力钢筋除满足计算要求外，面筋、底筋配筋率均不应小于 0.25%。顶面钢筋宜通长布置且宜在支座连接，底面通长钢筋面积不宜少于底部支座计算受力钢筋总面积的 1/2，并应有 2~4 根通长钢筋。梁端部挑出跨、边跨跨中及第一内支座的配筋量宜乘以 1.1~1.2 的系数；

5 当基础梁腹板高度（不包括底板厚度）大于 450 时，在梁两侧（底板厚度外），沿高度每 200~300mm 应各设一根直径 12~16mm 的构造腰筋。用简化方法计算忽略扭矩的作用时，应配置直径不小于 16mm、间距不大于 250mm 的腰筋，腰筋的搭接长度按受拉考虑，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》50010 的相关规定；

6 翼板钢筋的配置方法同墙下钢筋混凝土条形基础。翼板受力筋的配筋率不应小于 0.15%，钢筋直径不应小于 10mm，分布筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；

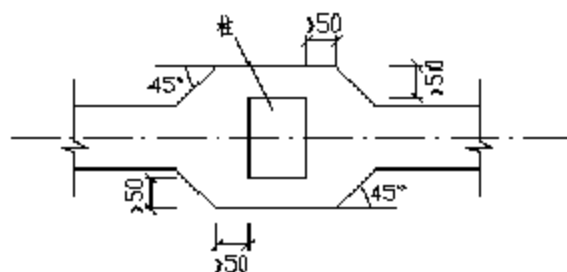


图 9.3.2 现浇柱与条形基础肋梁连接处的平面尺寸

9.3.3 当地基较均匀，基础梁的刚度较大，截面高度不小于 $1/6$ 柱距时，地基反力可按直线分布考虑，柱下条形基础梁的内力可按倒梁法、静定法等简化方法计算。进行梁的截面承载力设计时，宜根据具体情况对简化方法的计算结果作适当调整。

9.3.4 交叉条形基础交点处的柱荷载可按静力平衡条件及变形协调条件进行分配，再按上

述简化方法分别计算。

9.3.5 当不满足简化计算方法的条件时,宜按弹性地基梁计算或其它有效方法计算,并宜考虑上部结构的共同作用。

9.3.6 基础梁除应验算受弯承载力外,还应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力;当存在扭矩时,尚应考虑扭矩影响。

9.3.7 当基础混凝土等级小于柱混凝土等级时,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定验算柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

9.4 筏形基础

9.4.1 筏形基础可分为无梁式(包括平板式、非平板式)和梁板式两种类型。墙下无梁式筏形基础可用于砌体承重墙混合结构及剪力墙结构,柱下无梁式及梁板式筏形基础可用于框架或框架—剪力墙结构。

9.4.2 高层建筑采用筏形基础时宜设地下室;多层建筑筏形基础浅埋时,应满足地基承载力和沉降控制的要求。

9.4.3 筏形基础底板平面尺寸,应根据地基承载力和变形要求、上部结构的布置及荷载分布等因素确定。

9.4.4 对单幢高层建筑物,当地基比较均匀时,基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合;当不能重合时,在荷载效应准永久组合下,偏心距 e 应符合下式要求:

$$e \leq 0.1W/A \quad (9.4.4)$$

式中 W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩;

A ——基础底面积。

9.4.5 筏形基础断面尺寸应按下列规定确定:

1 梁板式筏基底板板格厚度应满足受冲切、受剪切承载力的要求;

2 梁板式筏基底板板格厚度不应小于 200mm,宜为 $(1/20 \sim 1/10)l$ (l 为板跨)。对于 12 层以上建筑的梁板式筏基,其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 1/14,且板厚不应小于 400mm;

3 底板受冲切承载力应按下列式计算:

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t u_m h_0 \quad (9.4.5-1)$$

式中 F_l ——作用于冲切破坏锥体上的基底平均净反力设计值,当底板区格为矩形双向板时:

$$F_l = p_j(l_{n1} - 2h_0)(l_{n2} - 2h_0) \quad (9.4.5-2)$$

p_j ——相应于荷载效应基本组合的基底平均净反力设计值;

u_m ——距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长;

h_0 ——底板截面有效高度;

l_{n1} 、 l_{n2} ——计算板格的短边和长边的净长度;

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

4 底板受剪承载力按下式计算:

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t b h_0 \quad (9.4.5-3)$$

式中 V_s ——距梁边 $h_0/2$ 处剪力设计值;

b ——验算截面宽度。

5 梁板式筏基基础梁应满足斜截面受剪及正截面受弯承载力的要求;

6 梁板式筏基基础梁梁高宜为 $(1/8 \sim 1/4) l$, l 为梁跨; 当基础与底层竖向构件混凝土强度等级相差 10MPa 以上时, 尚应验算局部受压承载力;

7 平板式筏基的板厚应满足受冲切、受剪切承载力的要求;

8 受冲切计算时, 应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力, 附加剪力的计算按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 相关规定执行

9 平板式筏基的板厚不应小于 400mm; 当柱轴力较大且柱断面尺寸较小时, 可局部加大板厚或配置钢筋以满足受冲切承载力的要求;

10 对上部为框架—核心筒结构的平板式筏形基础, 核心筒下筏板受冲切承载力应按式 9.4.5-4 计算; 当核心筒长宽比较大时, 尚应按式 9.4.5-3 验算距核心筒长边边缘 h_0 处筏板的受剪承载力。

$$F_l \leq 0.7 \beta_{hp} f_t u_m h_0 / \eta \quad (9.4.5-4)$$

式中 F_l ——相应于荷载效应基本组合, 核心筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体范围内的实际地基土净反力设计值;

u_m ——距核心筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长;

h_0 ——核心筒外表面处筏板的截面的有效高度;

η ——核心筒冲切临界截面周长影响系数, 取 1.25。

11 平板式筏基宜按柱下板带和跨中板带分别进行配筋。柱下板带中, 在柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 $1/4$ 板跨的有效宽度范围内, 其钢筋配置量不宜小于柱下板带钢筋的 $1/2$ 。

9.4.6 当地基比较均匀、筏基的刚度相对较大、上部结构刚度较大、柱轴力及柱距相差不大时, 筏形基础内力可按倒楼盖法进行计算, 计算时基底反力可视为直线分布, 并宜根据地基及上部结构的具体情况对计算结果进行调整。

9.4.7 梁板式筏基的底板和基础梁配筋以及平板式筏基的柱下板带和跨中板带配筋, 除满足计算要求外, 底部支座钢筋应有 $1/4 \sim 1/3$ 在跨中拉通, 顶部支座钢筋宜在支座连接。对梁板式筏基中的基础梁和板, 计算弯矩和剪力时可采用净跨。

9.4.8 当地基比较复杂、筏基刚度相对较弱、或者柱荷载及柱距相差较大时, 应按弹性地基梁板方法或有限单元法等方法计算筏基的内力。当上部结构刚度较好且层数较多时, 可适当考虑上部结构刚度的影响, 但参加计算分析的层数不宜多于 5 层;

9.4.9 筏板基础的构造应符合下列要求:

1 筏板边缘宜外挑，挑出长度应由地基条件、建筑场地条件、柱距及柱荷载大小、使地基反力与建筑物重心重合或尽量减少偏心等因素综合确定，挑出长度不宜小于 1.0~1.5 倍板厚；转角处板两向挑出时宜削去板角；

2 当有地下室时，筏板基础的底板、正放的肋梁及侧墙，应采用防水混凝土。地下室的防水等级及混凝土的设计抗渗等级应按现行有关规范的规定确定；

3 地基承载力特征值大于 130kPa 且地基较均匀时，无梁式筏基柱下板带和梁板式筏基基础梁的悬挑跨底筋、边跨面筋及第一内支座底筋宜加大 10%~20%，面筋应全部贯通，底筋应不少于 1/2 全跨贯通，任一方向底筋不宜少于 0.3%，板不应小于 0.15%；无梁式筏基柱下板带及跨中板带均不宜少于 0.2%；

4 基础梁的受扭纵筋宜按计算确定。用简化计算方法计算忽略扭矩的影响时，则应配置直径不小于 16mm、间距不大于 250mm 的腰筋，腰筋的搭接长度均按受拉考虑；

5 当地基较不均匀、压缩层厚度变化较大、柱网较不规整、柱荷载变化较大时，梁板式基础梁的面筋、底筋均宜贯通，跨度较大、内力较大处可局部加强；面筋、底筋的配筋率不宜少于 0.35%，板不宜小于 0.2%；无梁式筏基的板筋宜双层双向配置，局部柱距较大、内力较大处，钢筋间距可局部加密，任一方向的配筋率均不宜小于 0.25%；当板厚大于 2000mm 时，宜于板厚中间部位配置双向钢筋网，钢筋直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 250mm；

6 梁板式筏基基础梁与柱、剪力墙的连接构造可参照现行行业标准《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》JGJ6 的有关规定执行，柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm，除满足承载力要求外尚宜顾及施工的方便。

9.4.10 采用筏板基础的地下室，应沿地下室四周布置钢筋混凝土外墙，外墙厚度不应小于 250mm。墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及防渗等要求。墙体应设置双面钢筋，竖向和水平钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 200mm。

9.5 岩石锚杆基础

9.5.1 直接建造在基岩上的柱基以及承受拉力或水平力较大的建筑物宜设置岩石锚杆基础。岩石锚杆基础应与基岩连成整体，并应符合下列要求：

1 锚杆孔直径宜不小于 4 倍锚杆直径，且不应小于 1 倍锚杆直径加 60mm。锚杆基础的构造要求，可按图 9.5.1 采用。锚杆插入上部结构的长度，必须符合受拉钢筋的锚固长度要求，锚杆锚入岩石的长度除满足受拉钢筋的锚固长度要求外，不宜小于 3 米；

2 锚杆宜采用 HRB335 或 HRB400 热轧带肋钢筋，直径不宜小于 25mm；

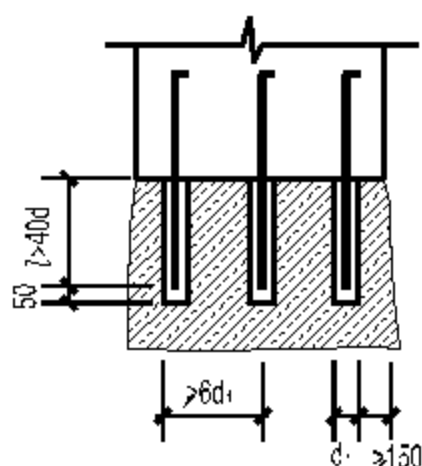


图 9.5.1 岩石锚杆基础

d_1 —锚杆孔直径； d —锚杆直径； l —锚杆的有效锚固长度

3 水泥砂浆强度等级不宜低于 M30，细石混凝土强度等级不宜低于 C30。灌浆前，应将锚杆孔清理干净。

9.5.2 岩石锚杆基础中单根锚杆所承受的上拔力，应按下列式计算：

$$N_{ti} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (9.5.2-1)$$

$$N_{tmax} \leq R_t \quad (9.5.2-2)$$

式中 N_{ti} ——相应于荷载效应标准组合时，第 i 根锚杆所承受的上拔力；

R_t ——单根锚杆抗拔承载力特征值；

F_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用在基础顶面上的竖向力；

G_k ——基础自重及其上的土重标准值；

n ——锚杆数量；

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时，作用在基础底面形心的力矩；

x_i 、 y_i ——第 i 根锚杆至基础底面形心的 y 、 x 轴线的距离。

9.5.3 对于设计等级为甲级的建（构）筑物，单根锚杆抗拔承载力特征值应通过现场试验确定；对于其他建（构）筑物可按下式估算：

$$R_t \leq 0.8\pi l_1 \sum f_{ib} \quad (9.5.3)$$

式中 f_{ib} ——水泥砂浆或混凝土与第 i 层岩石间的粘接强度特征值，当缺乏试验资料时，可按表 9.5.3 选用；

l_1 ——第 i 层岩石中的锚固长度。

表 9.5.3 水泥砂浆或混凝土与岩石间的粘接强度特征值 (MPa)

岩石坚硬程度	软岩	较软岩	硬质岩
粘接强度	<0.3	0.3~0.5	0.5~0.7

注：水泥砂浆强度为 30MPa，混凝土强度等级为 C30。

岩石锚杆抗拔承载力试验可按附录 P 进行。

9.5.4 岩石锚杆应有可靠的防腐蚀措施，锚杆钢筋的实用直径宜比计算直径加大 5~10mm。

9.5.5 岩石锚杆设计时除应按 9.5.3 条计算锚杆的抗拔承载力外，尚应对锚杆杆体强度及与水泥砂浆或混凝土的握裹力进行验算。进行锚杆杆体验算时，锚杆杆体极限抗拔力不应小于锚杆抗拔承载力特征值的 2 倍。

9.6 建（构）筑物抗浮设计

9.6.1 当抗浮设防水位高于地下建（构）筑物底板底标高时，应按式 9.6.1 验算建（构）筑物的抗浮稳定性。当地下建（构）筑物自重及其上作用的永久荷载标准值的总和不能满足式 9.6.1 要求时，应采取抗浮措施。

$$\frac{W}{F} \geq K_s \quad (9.6.1)$$

式中 W ——地下建（构）筑物自重及其上作用的永久荷载标准值的总和；

F ——地下水浮力；

K_s ——抗浮安全系数，取 1.05。

9.6.2 在进行抗浮稳定性验算时，抗浮设防水位可按 4.7.7 条确定。

9.6.3 建（构）筑物的抗浮设计应按以下原则进行：

1 当建（构）筑物重量大于建（构）筑物底板所受浮力时，应对施工期间建（构）筑物的地下部分进行抗浮稳定性验算；

2 当建（构）筑物重量小于建（构）筑物底板所受浮力时，应对建（构）筑物施工和使用期进行抗浮稳定性验算；

3 上述两种情况下建（构）筑物底板构件均应保证在地下水作用下有足够的强度和刚度，并应满足构件抗裂或裂缝宽度的要求；

4 当抗浮验算不能满足要求时，可采用配重法、抗拔桩或抗浮锚杆、排水减浮法等抗浮技术措施；施工期间可采取临时降水或向地下室内注水等临时抗浮措施；

5 当存在局部抗浮问题时，应验算该部分在浮力作用下的抗弯及抗剪承载力，如不满足要求，应采取相应的抗浮措施。

6 如基岩裂隙中的地下水埋深较浅且有补给来源，以及存在承压地下水时，在计算地下水浮力时应予合并考虑。

10 桩基础

10.1 一般规定

10.1.1 桩基设计应符合下列规定：

- 1 根据桩基的使用功能和受力特征分别进行桩基的竖向承载力和水平承载力计算；
- 2 对桩身和承台结构的承载力进行计算；对桩侧土不排水抗剪强度小于 10kPa 且长径比大于 50 的桩，应进行桩身压屈验算；对混凝土预制桩，应按吊装、运输和锤击作用进行桩身承载力验算；
- 3 当桩端平面下存在软弱下卧层时，对软弱下卧层的承载力和变形进行验算；
- 4 当桩承受上拔力时，计算基桩和群桩的抗拔承载力；
- 5 位于坡地、岸边、陡斜岩层的桩基，进行整体稳定性验算；
- 6 桩基沉降和水平位移变形验算。

10.1.2 应根据桩基所处的环境类别和相应的裂缝控制等级，验算桩和承台正截面的抗裂和裂缝宽度。桩身裂缝控制等级和裂缝宽度限值应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定。

10.1.3 软土、深厚填土等地层采用桩基应考虑桩周土自重固结、蠕变、大面积堆载及降水产生的沉降在桩侧产生负摩阻力的影响。在深厚软土中采用成片密集有挤土效应的桩基时，应采取有效消减孔压和挤土效应的措施。岩溶地区采用桩基应进行技术经济论证。

10.1.4 单桩承载力特征值宜由静载荷试验确定，也可根据岩样饱和单轴抗压强度或深层载荷板试验，结合桩身混凝土强度综合确定；地层条件简单并有类似地层工程经验时，可参考工程经验及相同桩型近似确定单桩承载力特征值。不具备上述条件时，可由公式 10.4.3、10.4.4—1~10.4.4—4 估算单桩承载力特征值；对设计等级为甲级和乙级工程应对估算的单桩承载力特征值进行静载试桩验证。

单桩静载试验可按有关规范规定进行，试桩数量对同一场地或同一桩型宜不少于 3 根。

10.1.5 遇有下列情况之一，在设计及施工前应进行单桩静载试验。

- 1 设计等级为甲级且没有相同桩型在相似工程地质条件下的试桩资料作参考；
- 2 采用新桩型，对单桩承载力取值无可靠经验；
- 3 岩土条件特别复杂的场地；
- 4 有特殊要求的桩基；
- 5 水平荷载很大的桩基；
- 6 采用新的成桩技术或施工工艺。

10.1.6 桩基抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定执行。

10.2 桩的选型与布置

10.2.1 按桩顶竖向荷载传递方式可分为摩擦型桩和端承型桩。摩擦型桩的桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承担；端承型桩的桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承担。桩身下部嵌入中风化及以下基岩一定深度的桩为嵌岩桩。

桩的设计直径大于 0.8m、有效桩长小于 6.0m 时，宜按墩基础或独立基础设计。

10.2.2 桩型选择应根据岩土条件、结构类型、荷载性质、桩的使用功能、成桩工艺、施工环境与场地条件、工期与施工经验等，按安全适用、环保节约的原则选用。桩型选择可参考附录 Q。对灌注桩尚可参照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ99 的有关规定，采用桩底桩侧后注浆增强法。

10.2.3 在适宜的岩土条件下采用人工挖孔桩，必须制定专项施工安全措施；挖孔桩直径不应小于 1.2m，桩孔深度不宜超过 30m。

10.2.4 桩的布置应符合下列规定：

- 1 桩的最小中心距应满足表 10.2.4—1 的要求；

表 10.2.4—1 桩的最小中心距

桩 的 类 型		排数不少于 2 排或桩数 不少于 9 根的摩擦桩	其 他 情 况
预应力砼管桩、 预制砼方桩、钢桩	非饱和土	$3.5d$	$3.0d$
	饱和土	$4.0d$	$3.5d$
人工挖孔桩	不 扩 底	$3.0d$	$2.5d$
	扩 底	持力层为强风化以上土层时，扩大头净距宜不小于 1.5m； 持力层为中、微风化基岩时，扩大头净距宜不小于 1.0m。	
钻（冲）孔灌注桩		$3.0d$	$2.5d$
钻孔扩底灌注桩	$D \leq 2.5m$	$D + 1.0m$	
	$D > 2.5m$	$D + 1.5m$	
沉管/沉管扩底 灌注桩	非饱和土	$3.5d / 1.2D$	$3.5d / 1.2D$
	饱和土	$4.0d / 1.5D$	$4.0d / 1.5D$

注：1 表中 d 为桩身直径， D 为扩底直径（扩大头）；

2 人工挖孔桩、钻孔扩底灌注桩采用表中最小中心距时，应间隔施工。

2 桩的布置应与上部结构形式、荷载类型、大小与分布一致，且宜布置在柱墙等竖向结构之下；大直径桩或扩底桩宜采用一柱一桩；多桩或群桩结构宜使多桩或群桩承载力的合力点与其上部结构长期荷载作用点重合；同一结构单元不宜同时采用不同受力类型的桩；

- 3 断桩补桩时，桩间距宜满足最小桩间距和群桩形心位置偏差的要求；

- 4 桩的允许偏差应符合表 10.2.4—2 的要求。

表 10.2.4—2

桩的允许偏差

桩 型	桩径 (边长) 偏差 (mm)	垂直度 偏差 (%)	桩 位 偏 差(mm)		桩底沉渣(mm)		
			1~3 根桩、条形 桩基沿垂直轴线 方向和群桩基础 中的边桩	条形桩基沿 轴线方向和 群桩基础中 间桩	端 承 桩	摩 擦 桩	抗拔、 抗水 平力 桩
钻(冲)孔 灌注桩	±50	≤1	≤100	≤150	≤50	≤80	≤150
人工挖孔桩	±50	≤0.5	≤50	≤150	≤40	≤50	≤100
沉管灌注桩	-20	≤1	$d/6$ 且 ≤70	$d/4$ 且 ≤150	≤50	≤80	≤150
预应力管桩		≤0.5	≤100	≤130			
预制方桩	+10	≤0.5	≤100	≤130			

注：1 桩径偏差的负值仅为个别断面；

2 预应力管桩桩径偏差应符合管桩出厂的质量标准。

10.2.5 应根据承载力和变形的需要，合理选择桩端持力层。桩端进入持力层的深度应符合下列规定：

- 1 对粘性土和砂土，不宜小于 $3d$ ；对碎石类土及强风化岩层，不宜小于 $1.5d$ ；
- 2 端承桩入岩深度宜按下表确定：

表 10.2.5

端承桩入岩深度

桩型	中风化基岩		微风化基岩	
	软岩	硬岩	软岩	硬岩
钻(冲)孔桩	$\geq 1d$	$\geq 0.5m$	$\geq 0.5m$	$\geq 0.2m$
人工挖孔桩	$\geq 0.8d$	$\geq 0.3m$	$\geq 0.3m$	$\geq 0.2m$

注：1 表中 d 为桩身直径；

2 入岩深度为桩端全断面进入基岩的深度；

3 软、硬岩分类参见表 4.2.4；

4 当岩面起伏较大时，应验算桩的稳定性。

3 钻孔扩底桩桩端(扩大头部分)入强风化岩层的深度不宜小于 $2d$ ，且不应小于 $1.5m$ ；

4 当桩端下压缩层范围内存在软弱下卧层时，桩端以下持力层的厚度不宜小于 $5d$ ，且不宜小于 $3m$ ；

5 嵌岩桩桩端以下岩层(持力层)的厚度，完整基岩不宜小于 $2d$ ，且不应小于 $3m$ ；岩层较破碎时不宜小于 $3d$ ，且不应小于 $5m$ ；嵌岩桩的嵌岩深度，应满足单桩承载力要求，并应考虑施工可行性。

10.2.6 桩端持力层下遇有构造破碎带时，应按下列规定处理：

1 当桩端下距破碎带岩体厚度大于 $3d$ 或 $5m$ ，或桩端压力扩散到破碎带且不超过其承载力特征值、变形能满足设计要求时，桩可不穿过破碎带；

2 对胶结良好的破碎带，经岩土勘察鉴定其强度与压缩性可满足设计要求时，可作为桩端持力层；

3 对埋藏较浅、垂直厚度较大的破碎带，单桩承载力及布桩难于满足设计要求时，桩应穿过破碎带；

4 人工挖孔桩桩底遇到宽度不大而倾角较陡的破碎带时, 应根据具体情况采取加强措施, 如采用扩大头、在桩端底面加设水平钢筋网、将扩大头做成台阶状等。

10.2.7 岩溶地区桩基持力层的选择应符合下列规定:

- 1 桩端嵌入完整基岩内, 桩端距溶洞顶板的厚度应按抗冲切承载力验算, 该厚度不应小于 $3d$, 且不应小于 5m ;
- 2 易发育土洞的部位不得作为桩基持力层;
- 3 对溶沟、溶槽、跌水洞、石笋、石芽等发育的岩面, 不宜作为桩基持力层;
- 4 岩溶地区采用桩径大于 800mm 的大直径桩时, 应采用超前钻及工程物探方法, 确定桩端持力层位置。

10.3 桩身构造

10.3.1 桩身构造尺寸应符合下列要求:

- 1 预应力混凝土管桩外径不宜小于 400mm ; 预制混凝土方桩边长不宜小于 300mm ;
- 2 沉管灌注桩直径不宜小于 400mm ; 软土厚度大于 3m 或填土厚度大于 5m 时, 直径不宜小于 480mm ;
- 3 人工挖孔桩直径和孔深应符合 10.2.3 条的规定。采用扩底时, 扩大头的直径不宜大于 $2d$, 桩身轴线与扩底斜边的夹角, 在强风化岩层中不宜大于 30° , 在土层中不宜大于 15° ;
- 4 钻(冲)孔灌注桩直径不宜小于 600mm ;
- 5 钻孔扩底灌注桩(图 10.3.1)扩底端直径与桩身直径之比 (D/d) 不宜大于 2.5, 扩孔段扩孔角 θ 不宜大于 30° , h_2 宜取 $100\sim 200\text{mm}$, 扩底端底面宜为圆锥形, 矢高宜取 $(0.10\sim 0.15) D$ 。

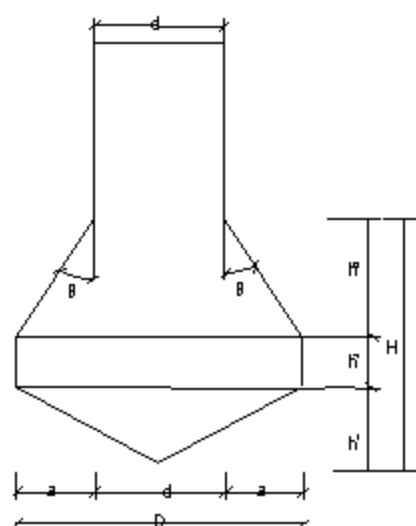


图 10.3.1 钻扩桩构造图

10.3.2 桩身混凝土强度等级及混凝土保护层厚度应符合下列规定:

- 1 预制桩不应低于 C40, 预应力管桩不应低于 C60, 灌注桩不应低于 C25, 水下灌注混凝土时不应低于 C30;

2 混凝土保护层厚度预应力管桩不应小于 25mm，预制方桩不应小于 30mm，沉管灌注桩及水上浇注混凝土的桩不应小于 35mm，水下灌注混凝土不得小于 50mm，宜取 70mm；

10.3.3 预制桩桩身配筋应按吊运、打桩中受力等条件计算确定。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%，主筋直径不宜小于 $\Phi 14$ ；打入桩桩顶 $2\sim 3d$ （边长）范围内箍筋应加密，并设置 3~5 层钢筋网片。预应力混凝土管桩应符合现行国家标准《先张法预应力混凝土管桩》GB13476 和现行行业标准《先张法预应力混凝土薄壁管桩》JC888 的规定。预制桩的分节长度应根据施工条件及运输条件确定。

10.3.4 灌注桩配筋应符合下列要求：

1 配筋长度：

(1) 桩身按构造要求配筋时，配筋长度可按 $1/3$ 桩长或 7~12m 的长度配置；对于直径为 400~650mm 的沉管灌注桩，配筋长度宜大于 $1/4$ 桩长且不短于 2.5m；对填土、软土及液化土层，配筋长度宜超过上述土层厚度 2.0m；

(2) 端承桩宜沿桩身通长配筋，当需配置受压钢筋时应通长配筋；

(3) 穿过较厚填土层或软土层而进入硬土层较浅的桩应通长配筋；

(4) 受水平荷载（包括地震作用）的桩，配筋长度宜采用 $4.0/a$ （ a 为桩的水平变形系数）；

(5) 承受负摩阻力的桩主筋宜通长配筋；位于坡地岸边、破碎岩带或陡斜岩面时应通长配筋；

(6) 抗拔桩及因地震作用、土或岩层的膨胀力作用而承受上拔力的桩，应等截面或变截面通长配筋；

2 桩身配筋率：当桩身直径为 400~2000mm 时，桩身配筋率宜为 0.65%~0.2%（小直径桩取大值）；对承受竖向荷载特别大的桩，以及承受水平荷载或上拔荷载的桩，配筋率应由计算确定；

3 纵向钢筋直径不应小于 12mm，根数不应少于 6 根，间距不宜大于 300mm，净距不应小于 80mm，沿桩身圆周均匀布置；同一截面纵筋接头的数量不应大于纵筋配筋数量的 50%；

4 螺旋式箍筋宜采用直径不小于 6.5mm 的光面钢筋，间距宜为 200~300mm，桩顶 2~3m 范围内箍筋宜适当加密；当钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 左右设置一道直径不小于 12mm 的焊接加强箍筋；

5 受水平荷载的桩，桩身上部箍筋应适当加密。

10.4 桩基竖向承载力计算

10.4.1 群桩中单桩桩顶竖向作用力应按下列公式计算：

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (10.4.1-1)$$

2 偏心竖向力作用下

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (10.4.1-2)$$

式中 Q_k ——相应于荷载效应标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；

F_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力；

G_k ——桩基承台和承台上土自重标准值，地下水位以下部分取浮容重；

Q_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时，偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力；

n ——桩基中的桩数；

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面通过桩群形心 x 、 y 轴的力矩；

x_i 、 y_i ——第 i 桩至桩群形心的 y 、 x 轴的距离；

10.4.2 单桩竖向承载力计算应符合下列要求：

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (10.4.2-1)$$

偏心竖向力 Q_{ikmax} 作用下，除满足式 (10.4.2-1) 外，尚应满足下式要求：

$$Q_{ikmax} \leq 1.2R_a \quad (10.4.2-2)$$

式中 Q_{ikmax} ——相应于竖向荷载效应标准组合时单桩最大竖向力；

R_a ——单桩竖向承载力特征值。

2 与地震作用效应组合下

$$Q_k \leq 1.25R_a \quad (10.4.2-3)$$

偏心竖向力 Q_{ikmax} 作用下，除满足式 (10.4.2-3) 外，尚应满足下式要求：

$$Q_{kmax} \leq 1.5R_a \quad (10.4.2-4)$$

式中 Q_k ——相应于地震作用、竖向荷载效应标准组合时单桩竖向力；

Q_{kmax} ——相应于地震作用、竖向荷载效应标准组合时单桩最大竖向力；

10.4.3 单桩竖向承载力特征值 R_a 的确定应符合下列规定：

1 单桩竖向承载力特征值应通过单桩静载荷试验确定；

2 根据地基土承载力经验值，可按下式估算单桩承载力特征值；

$$R_a = u \sum q_{sia} l_i + q_{pa} A_p \quad (10.4.3-1)$$

式中 u ——桩身截面周长；

l_i ——第 i 层土厚度；

q_{sia} ——第 i 层土桩侧阻力特征值，可参照表 10.4.3-1、10.4.3-3 的经验值选用；

q_{pa} ——桩端持力层端阻力特征值，可参照表 10.4.3-4~10.4.3-7 的经验值选用；

A_p ——桩端截面积。

3 根据静力触探和标准贯入试验成果,对预制桩、预应力管桩和沉管灌注桩等单桩承载力特征值可按式估算:

$$R_a = \frac{Q_u}{K} \quad (10.4.3-2)$$

式中 Q_u ——根据静力触探和标准贯入试验估算的单桩竖向极限承载力,可参照现行行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ72 附录 C 和附录 D 估算;
 K ——安全系数, $K \geq 2$ 。

表 10.4.3—1 桩侧阻力特征值 q_{sa} (kPa)

土层名称	土的状态	平均标贯击数 N	砼预应力管桩、预制桩、沉管桩、	灌注桩
填土	已完成自重固结	5~8	15~20	8~12
淤泥	软淤泥	1~2	3~5	2~3
	淤泥	2~4	5~8	3~5
	淤泥质土	4~6	8~15	5~10
粘性土	软塑	5~10	15~25	12~15
	可塑	10~18	25~35	15~30
	硬塑	18~25	35~50	30~40
	坚硬	25~35	50~65	40~55
粉细砂	稍密	5~12	15~25	10~15
	中密	12~20	25~35	15~25
	密实	20~30	35~45	25~35
中 砂	稍密	12~20	25~35	15~25
	中密	20~30	35~45	25~30
	密实	>30	45~60	30~50
粗 砂	中密	20~30	35~45	25~40
	密实	>30	45~65	40~50
砾砂	中密、密实	≥ 30	60~70	50~65
卵(碎)石、	中密、密实	30~50	70~90	60~80
全风化软质岩		20~40	40~60	30~50
全风化硬质岩		20~40	70~80	50~70
强风化软质岩		50~70	90~120	60~110
强风化硬质岩		70~90	110~150	80~120

注: 1 表中 N 为修正后的标贯值;
 2 沉管灌注桩宜取表中范围值的小值;
 3 对预应力混凝土管桩及预制桩, 宜取大值并乘以表 10.4.3—2 的修正系数 λ ;

- 4 尚未完成自重固结的填土及流塑状粘性土，不计侧阻力；
- 5 地下水位以下和采用泥浆护壁的钻、冲孔灌注桩，宜取表中范围值的下限值。

表 10.4.3—2 修正系数 λ

桩入土深度(m)	≤ 5	10	20	≥ 30
修正系数 λ	0.8	1.0	1.1	1.2

表 10.4.3—3 花岗岩残积土桩侧阻力特征值 q_{sa} (kPa)

土的名称	土的状态	q_{sa}
砾质粘性土	$I_L \leq 0.25$	55~70
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	40~55
	$I_L > 0.75$	25~40
砂质粘性土	$I_L \leq 0.25$	50~60
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	35~50
	$I_L > 0.75$	20~35
粘性土	$I_L \leq 0.25$	45~60
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	30~45
	$I_L > 0.75$	15~30

- 注：1 对预应力混凝土管桩和预制桩，可将表中范围值乘以表 10.4.3—2 的修正系数 λ 后取值；
- 2 沉管灌注桩宜取表中范围值的小值；
- 3 地下水位以下和采用泥浆护壁的钻、冲孔灌注桩，宜取表中范围值的下限值；
- 4 I_L 为土的液性指数。

表 10.4.3—4 预应力混凝土管桩、预制桩、沉管灌注桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

土的名称	土的状态	桩的入土深度 l (m)		
		$6 \leq l < 15$	$15 \leq l \leq 30$	$l > 30$
粘性土	$I_L > 0.75$	700~1100	1100~1400	1400~1700
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	1100~2000	2000~2300	2300~2600
	$I_L \leq 0.25$	1800~2200	2200~2600	2600~3000
粉砂 细砂 中砂 粗、砾砂	中密、密实	900~1500	1600~2500	1800~2800
		1300~2000	2100~3000	2200~3500
		1650~2700	2800~3500	3500~5000
		2200~3000	3000~4500	4500~6000
卵(碎)石	中密、密实	2500~4000	4000~5000	5000~7000
全风化层	$30 \leq N \leq 45$	1600~2200	2200~3500	3500~4500
强风化软质岩	$N \geq 45$	1800~3000	3000~4000	4000~6000
强风化硬质岩	$N \geq 45$	2000~3500	3500~5000	5000~7000

- 注：1 沉管灌注桩宜取表中范围值的下限值；静压桩宜取表中范围值的中间值；打入桩宜取表中范围值的大值；
- 2 I_L 为土的液性指数；
- 3 表中 N 为修正后的标贯值；

4 桩尖进入持力层的深度宜为 $(1\sim3)d$ ，根据桩径及地质条件确定。

表 10.4.3—5 灌注桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

土的名称	土的状态	地下水位以下和采用泥浆护壁 钻、冲孔灌注桩			人工挖孔桩
		桩的入土深度 l (m)			
		<15	$15\leq l\leq 30$	$l>30$	
粘性土	$I_L>0.75$	200~350	350~500	500~700	400~600
	$0.25<I_L\leq 0.75$	350~500	500~700	700~900	600~900
	$I_L\leq 0.25$	500~700	700~900	900~1000	900~1200
粉、细、中砂	中密	400~600	600~800	800~1200	500~1000
	密实	700~900	900~1300	1300~1800	1200~2400
粗、砾砂、圆砾	中密	800~1100	1100~1300	1300~1600	1000~1500
	密实	1200~1400	1400~1800	1800~2200	1800~2800
卵(碎)石	中密、密实	1200~1500	1500~2000	2000~3000	2000~3000
全风化层	$30\leq N\leq 45$	700~1000	1000~1300	1300~1600	800~1600
强风化软质岩	$N>45$	900~1200	1200~1500	1500~1800	1200~1800
强风化硬质岩	$N>45$	1100~1300	1300~1600	1600~2200	1400~2200

注：1 孔底沉渣或虚土应符合表 10.2.4—2 的规定；

2 表中 N 为修正后的标贯值；

3 人工挖孔桩的长径比 $l/d<3$ ，桩长小于 6m 者取较小值。

表 10.4.3—6 花岗岩残积土和全风化层桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

土的名称	土的状态	桩的入土深度 l (m)		
		<15	$15\leq l\leq 30$	$l>30$
砾质粘性土	$I_L>0.75$	800~1300	1300~1600	1600~2000
	$0.25<I_L\leq 0.75$	1300~1600	1600~2000	2000~2400
	$I_L\leq 0.25$	1800~2000	2000~2400	2400~2600
砂质粘性土	$I_L>0.75$	800~1100	1100~1300	1300~1600
	$0.25<I_L\leq 0.75$	1100~1500	1500~1800	1800~2300
	$I_L\leq 0.25$	1500~1800	1800~2300	2300~2500
粘性土	$I_L>0.75$	600~1000	1000~1200	1200~1500
	$0.25<I_L\leq 0.75$	1000~1300	1300~1600	1600~2000
	$I_L\leq 0.25$	1300~1600	1600~2000	2000~2400

注：1 本表适用于预应力混凝土管桩、预制桩和灌注桩；

2 地下水位以下和采用泥浆护壁的挖、钻、冲孔灌注桩，宜取表中范围值乘以系数 0.4~0.6。

表 10.4.3—7 花岗岩类强风化层桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

基岩名称	风化类别	强风化层		
		上带 ($\gamma_{3.3}$)	中带 ($\gamma_{3.2}$)	下带 ($\gamma_{3.1}$)
花岗岩		1800~2200	2200~2600	2600~3200
混合花岗岩		1800~2100	2100~2500	2500~3000
花岗片麻岩		1700~2000	2000~2400	2400~2800

花岗闪长岩	1700~1900	1900~2300	2300~2600
-------	-----------	-----------	-----------

- 注: 1 当强风化岩层厚度 $h \geq 10\text{m}$ 时, 可根据附录 B 将强风化岩层划分为上 ($\gamma_{3.3}$)、中 ($\gamma_{3.2}$)、下 ($\gamma_{3.1}$) 三个亚层;
- 2 当强风化岩层厚度 $5\text{m} \leq h < 10\text{m}$ 时, 可将强风化岩层分为上 ($\gamma_{3.3}$)、下 ($\gamma_{3.2}$) 二个亚层;
- 3 当强风化岩层厚度 $h < 5\text{m}$ 时, 强风化岩层不分亚层, 端阻力宜取表中上带 ($\gamma_{3.3}$) 范围值;
- 4 预应力混凝土管桩和预制桩宜取表中范围值的较大值; 沉管式灌注桩及地下水位以上的挖孔桩宜取表中范围值的中间值; 地下水位以下和采用泥浆护壁的钻、冲孔灌注桩宜取表中范围值的较小值。

4 单桩竖向承载力特征值按上列方法确定后, 尚应对桩身混凝土强度进行验算, 并根据验算结果确定最终的单桩竖向承载力特征值。

10.4.4 嵌岩桩单桩竖向承载力特征值 R_a , 由桩侧土层段侧阻力、桩嵌岩段侧阻力、桩端端阻力三部分组成, 可按式 (10.4.4) 估算。当桩端持力层基岩强度大于桩身混凝土强度, 且桩按构造配筋时, 应按桩身混凝土强度控制单桩竖向承载力。

$$R_a = R_{qs} + R_{rs} + R_{pa} \quad (10.4.4-1)$$

$$R_{qs} = u_s \sum q_{sia} l_i \quad (10.4.4-2)$$

$$R_{rs} = u_r \sum q_{ria} l_r \quad (10.4.4-3)$$

$$R_{pa} = q_{pa} A_p \quad (10.4.4-4)$$

式中 R_{qs} 、 R_{rs} 、 R_{pa} ——分别为桩侧土层段总侧阻力、桩嵌岩段总侧阻力、桩端阻力;
 q_{sia} ——桩侧第 i 层土的桩侧阻力特征值, 可参照表 10.4.3-1、10.4.3-3 选用;
 q_{ria} ——桩侧第 i 层岩石侧阻力特征值, 由基岩内岩石侧阻力试验确定; 当缺少试验资料时, 可根据桩侧岩层的岩样饱和单轴抗压强度 f_{iks} 按下式确定:

$$q_{ria} = C_2 f_{iks} \quad (10.4.4-5)$$

基岩内岩石侧阻力试验可按现行广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ15-31 附录 K 进行;

C_2 ——系数, 可参照表 10.4.4 选用;

q_{pa} ——桩端岩石承载力特征值, 由桩底岩基载荷试验确定; 当缺少试验资料, 且桩底沉渣满足表 10.2.4-2 的要求时, 可根据桩端岩样饱和单轴抗压强度 f_{ika} 按下式确定。

$$q_{pa} = C_1 f_{ika} \quad (10.4.4-6)$$

桩底岩基载荷试验可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007

附录 H 进行；

C_1 ——系数，可参照表 10.4.4 选用；

u_s 、 u_r ——分别为桩身在土层和岩层中的周长；

l_i ——第 i 层土的厚度；

l_r ——桩身嵌岩深度，当岩面倾斜时，取岩面低点处的嵌岩深度；当 $l_r \leq 0.5\text{m}$ 时不计嵌岩段的侧阻力；

A_p ——桩端截面积。

表 10.4.4 岩石侧阻力与端阻力系数

岩石类别		完整程度	C_1	C_2
中风化	软岩	较破碎~完整	0.2~0.4	0.03~0.05
	硬岩	较破碎~完整	0.3~0.5	0.04~0.06
微风化	软岩	较破碎~完整	0.3~0.5	0.04~0.06
	硬岩	较破碎~完整	0.4~0.6	0.05~0.07

注：1 对地下水位以下和采用泥浆护壁的钻、冲孔桩表中数值乘以 0.85；

2 桩端入岩小于 0.5m 时，取 $C_2=0$ ；

3 风化程度越弱，抗压强度越高，完整程度越好，嵌入深度越大，取表中较大值，反之取较小值；

10.4.5 钻(挖)孔扩底灌注桩的单桩竖向承载力特征值 R_d 可按式 10.4.4-1~10.4.4-4 计算，扩大头斜面不计侧阻力。

10.4.6 考虑承台效应时，复合基桩的竖向承载力特征值可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的相关规定计算。

10.4.7 桩身承载力计算应符合下列规定：

1 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求；

2 当不考虑桩身构造钢筋作用时，对轴向受压的混凝土灌注桩和预制桩，应根据桩的类型和成桩工艺的不同，按下式验算桩身强度：

$$Q \leq \psi_c f_c A_p \quad (10.4.7)$$

式中 Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

A_p ——桩身横截面面积；

ψ_c ——成桩工艺条件系数，在严格遵守有关施工规范的前提下，可按下表取值；

表 10.4.7 成桩工艺条件系数 ψ_c

桩 型	ψ_c
沉管灌注桩	0.60~0.70
冲孔桩、钻孔桩、钻扩桩	0.70~0.80
人工挖孔桩	0.80~0.85
预应力管桩	0.88~0.93

预制砼方桩	0.85~0.90
-------	-----------

注： 1 水下混凝土灌注时取小值；

2 预制桩应考虑沉桩施工中桩身可能产生微裂缝及桩尖破损情况的影响。

3 当考虑桩身钢筋作用时，可根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010的有关规定，按轴心受压或偏心受压构件进行验算，混凝土强度设计值应考虑成桩工艺条件系数 ψ_c ；

4 对预制桩尚应验算施工过程运输、起吊、沉桩等工况的桩身强度及裂缝宽度。

10.4.8 存在下列情况时，应考虑桩侧的负摩阻力：

- 1 桩周存在较厚的、未完成自重固结的填土层；
- 2 桩周存在软土等欠固结土层，且地面有较大荷载；
- 3 地下水位下降引起桩周土层产生明显的压缩沉降。

桩侧负摩阻力可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的相关公式计算。

10.4.9 计算桩侧负摩阻力时，尚应满足以下要求：

- 1 当满足桩最小中心距要求时，群桩的负摩阻力可视为各单桩负摩阻力之和，但计算的负摩阻力不应大于中性点以上的桩间土重；
- 2 桩端持力层为密实的砂、砂砾层、卵砾石、碎石层及基岩时，应将负摩阻力作为附加下拉荷载，验算桩中性点处的桩身截面承载力；
- 3 对于负摩阻力较大，桩长变化较大，持力层不均匀，差异沉降控制严格的结构，宜适当加强承台间地梁的强度、刚度及上部结构的整体刚度。

10.5 桩基水平与抗拔承载力计算

10.5.1 群桩中单桩水平作用力应按下列公式计算：

$$H_{1k} = \frac{H_k}{n} \quad (10.5.1)$$

式中 H_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面的水平力；

H_{1k} ——相应于荷载效应标准组合时，作用于任一单桩桩顶处的水平力。

10.5.2 单桩水平承载力应满足下列公式要求：

$$H_{1k} \leq R_{Ha} \quad (10.5.2-1)$$

考虑地震效应组合时：

$$H_{1k} \leq 1.25R_{Ha} \quad (10.5.2-2)$$

式中 R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值。

10.5.3 当作用于桩基上的外力主要为水平力时，应根据对桩顶变位限制的要求计算桩基的水平承载力。当桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩的水平承载力的总和；当承台侧面的土未经扰动或回填土密实时，宜计算土抗力的作用；当水平推力较大时，宜设置

斜桩。

10.5.4 单桩水平承载力特征值的确定应符合下列要求:

1 对承受水平荷载较大的设计等级为甲级及乙级的桩基,单桩水平承载力特征值应通过单桩水平静载荷试验确定。试验方法应按现行有关规范的规定执行;

2 对于钢筋混凝土预制桩及桩身配筋率大于 0.65% 的灌注桩,可根据单桩水平静载试验结果取地面处水平位移 10mm (对于水平位移敏感的建筑物取水平位移 6mm) 所对应的荷载的 75% 为单桩水平承载力特征值;

3 对于桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩,可取单桩水平静载试验临界值的 75% 为单桩水平承载力特征值;

10.5.5 根据桩顶水平位移的限值和桩身强度确定桩的水平承载力时,应符合下列规定:

1 单桩承受水平力及力矩作用时,可按 m 法计算桩的变位及内力。验算桩身截面承载力时,应考虑作用于该截面上的轴向拉、压应力;

2 当用 m 法计算单桩的内力和变位时,根据表 10.5.5—1 将桩分为长、短桩两类,长桩按弹性桩计算,短桩按刚性桩计算。

表 10.5.5—1 长、短桩分类

单桩分类	长 桩	中 长 桩	短 桩
单桩入土深度 l (m)	$l \geq \frac{4.0}{\alpha}$	$\frac{4.0}{\alpha} > l > \frac{2.5}{\alpha}$	$l \leq \frac{2.5}{\alpha}$
单桩计算类型	弹 性 桩		刚性桩

表中

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (10.5.5)$$

式中

α ——桩的水平变形系数 (m^{-1});

m ——桩侧土水平抗力系数的比例系数,可按表 10.5.5—2 取值;

b_0 ——桩身的计算宽度;

圆形桩: 当直径 $d \leq 1m$ 时, $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$;

当直径 $d > 1m$ 时, $b_0 = 0.9(d + 1)$;

方形桩: 当边宽 $\leq 1m$ 时, $b_0 = 1.5b + 0.5$;

当边宽 $> 1m$ 时, $b_0 = b + 1$ 。

EI ——桩身抗弯刚度,对钢筋混凝土桩, $EI = 0.85E_c I_0$; 其中 E_c 为混凝土弹性模量, I_0 为桩身换算截面惯性矩,圆形截面 $I_0 = W_0 d / 2$, W_0 为桩身换算截面受拉边缘的截面模量。

表 10.5.5—2 地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

序号	土的名称与状态	单桩在地面处 水平位移 $\leq 6mm$	单桩在地面处 水平位移 $> 6mm$
----	---------	---------------------------	------------------------

		m 值 (MPa/m ²)	m 值 (MPa/m ²)
1	$I_L > 1$ 淤泥、淤泥质土	5~7.5	3~5.5
2	$0.75 < I_L \leq 1$ 的粘性土、 $e > 0.9$ 粉土、花岗岩残积土、松散粉细砂、松散填土	7.5~12	5.5~9
3	$0.25 < I_L \leq 0.75$ 的粘性土、 $e = 0.75 \sim 0.9$ 粉土、花岗岩残积土、稍~中密粉细砂、稍~中密填土	12~25	9~18
4	$0 < I_L \leq 0.25$ 和 $I_L \leq 0$ 的粘性土、 $e < 0.75$ 粉土、花岗岩残积土、中~密实中粗砂、密实老填土	25~65	18~45
5	中密、密实的砾砂、碎石类土	65~200	45~150

注：1 当灌注桩配筋率较高（ $\geq 0.65\%$ ）时， m 值可适当降低；

2 当水平荷载为长期或经常出现的荷载时，应将表列数值乘以 0.4 采用。

10.5.6 当灌注桩桩顶水平力满足下式时，桩身可不配置抗弯钢筋，但应配置构造钢筋，并深入桩身 $3 \sim 5d$ 。

$$H_{ik} \leq \beta d^{2.5} \sqrt{1.5d^2 + 0.5d} \left(1 + \frac{0.8N_{ik}}{\gamma_p f_{tk} A_p} \right) \quad (10.5.6)$$

式中

H_{ik} ——单桩桩顶水平力标准值；

β ——综合系数，按表 10.5.6 选用；

d ——桩身直径；

N_{ik} ——对应于荷载效应标准组合下，桩顶扣除竖向活荷载作用的轴向压力标准值；

γ_p ——塑性系数，圆截面取 2；

f_{tk} ——桩身混凝土抗拉强度标准值；

A_p ——桩身截面面积，按设计直径计算。

表 10.5.6 综合系数 β

土层类别（承台下 $2(d+1)$ 米深度范围内）	桩身混凝土强度等级		
	C20	C25	C30
淤泥、淤泥质土	31~35	37~41	43~47
流塑、软塑状粘性土、花岗岩残积土、松散粉细砂、松散填土	35~41	41~48	47~55
可塑状粘性土、花岗岩残积土、稍密砂土、稍~中密填土	41~50	48~59	55~68
硬~坚硬粘性土、花岗岩残积土、中密中粗砂、密实老填土	50~62	59~73	68~84
中~密实砾砂、碎石土类	62~77	73~91	84~105

注：1 当水平力为长期荷载时，表中数值乘以 0.8 后采用；

2 当与地震作用组合时，表中数值乘以 1.25 后采用。

10.5.7 当缺少单桩水平静载试验资料时,按桩身强度估算配筋率小于 0.65%的灌注桩与按变形控制估算预制桩和配筋率大于 0.65%的灌注桩的单桩水平承载力特征值,可按现行广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15-31 第 10.2 节的有关公式估算。

10.5.8 对受长期水平荷载作用的桩,除应计算单桩水平承载力外,尚应验算桩身裂缝宽度,最大裂缝宽度不应大于 0.2mm。

10.5.9 桩基承受上拔力时,应进行抗拔承载力验算。

1 单桩抗拔承载力特征值宜通过现场单桩上拔静载荷试验确定。单桩上拔静载荷试验方法应按现行有关规范的规定执行;

2 当无法进行单桩抗拔静载荷试验又无可靠经验时,单桩抗拔承载力特征值可按式估算:

$$R_{ta} = u \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_0 \quad (10.5.9)$$

式中

R_{ta} ——单桩抗拔承载力特征值;

u ——桩周长 $u=\pi d$; 对扩底桩(扩底直径 D), 当桩长/桩径 $l/D \leq 5$ 时,
 $u=\pi D$; 当 $l/d > 5$ 时, $u=\pi d$;

λ_i ——抗拔摩阻力折减系数,可按表 10.5.9 选用;

q_{sia} ——桩侧第 i 层土摩阻力特征值,见表 10.4.3—1、表 10.4.3—3、表 10.4.4;

l_i ——桩侧第 i 层土厚度;

G_0 ——桩(土)自重,地下水位以下取有效重度。

表 10.5.9 抗拔摩阻力折减系数

岩土类型	λ_i
淤泥质土	0.3~0.5
粘性土、砂土	0.5~0.7
残积土、全、强风化岩	0.7~0.8
中、微风化层	0.8~0.9

注: 1 钻(冲)孔桩取表中较小值;

2 桩的长径比 < 20 时,取表中较小值;

3 地下水位以下取表中较小值。

10.5.10 采用预应力管桩作为抗拔桩时,管桩内宜插入钢筋作为抗拔筋,并灌入标号不低于 C30 的混凝土,抗拔钢筋应锚入基础底板或承台内;应验算管桩接头的抗拔强度。

10.6 桩基沉降计算

10.6.1 桩基沉降变形不应大于规定的地基变形允许值。

10.6.2 设计等级为甲级的非嵌岩桩、非深厚硬土持力层的桩基和设计等级为乙级的体形复杂、荷载分布不均匀或存在软弱下卧层的桩基,应进行沉降计算;受水平荷载较大或对水平位移有严格限制的桩基,应计算桩的水平位移;

10.6.3 有可靠工程经验且满足下列条件之一的桩基,可不进行沉降计算:

1 嵌岩桩或以中、微风化基岩为持力层的端承桩,且桩底沉渣应符合表 10.2.4—2 的

规定;

- 2 持力层为强风化花岗岩且桩端下无软弱下卧层的预应力管桩桩基;
- 3 除深厚填土和软土地区外的设计等级为丙级的桩基;
- 4 对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基。

10.6.4 桩基最终沉降量可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的相关公式计算。对花岗岩残积土地区及不能准确取得压缩模量的土层,采用实体深基础分层总和法计算桩基最终沉降量时,可按 5.4.5 条有关公式计算。

10.6.5 软土中的桩基或当土层不均匀、建筑物对不均匀沉降敏感时,应将负摩阻引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。验算时桩的竖向承载力只计中性点(即桩周土沉降为零处)以下部分侧阻及端阻值。

10.7 承台设计

10.7.1 承台的构造尺寸除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的要求外,尚应符合下列要求:

1 承台的宽度不应小于 500mm,厚度不应小于 400mm,边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径或边长,且桩的外边缘至承台边缘的距离不应小于 150mm。对条形承台,宜采用现浇连续承台梁,桩的外边缘至承台梁边缘的距离不应小于 75mm。单柱单桩的承台宽度可适当减小,但宜比桩径大 200~300mm;

2 承台埋深不宜小于 600mm,建筑物周边的承台面标高宜比外地坪低 300mm 以上。

3 承台混凝土强度等级不应低于 C25;承台钢筋保护层厚度不应小于 70mm;当有素混凝土垫层时,承台底面钢筋保护层厚度不应小于 50mm,素混凝土垫层强度等级不应低于 C10,垫层厚度宜为 100mm。

10.7.2 承台配筋除应满足计算要求外,尚应符合下列规定:

1 承台受力钢筋应双向均匀通长布置(图 10.7.2a),钢筋直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm。对于三桩承台钢筋应按三向板带均匀布置,且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内(图 10.7.2b)。

2 承台的钢筋除满足计算要求外,钢筋直径主筋不宜小于 14mm,箍筋不宜小于 6mm,架立筋不宜小于 10mm,分布筋不宜小于 12mm。承台受力钢筋最小配筋率,对梁式承台不应小于 0.2%和 $45f_t/f_y$ 中的较大值,筏形承台和独立承台不应小于 0.15%。(图 10.7.2c)。

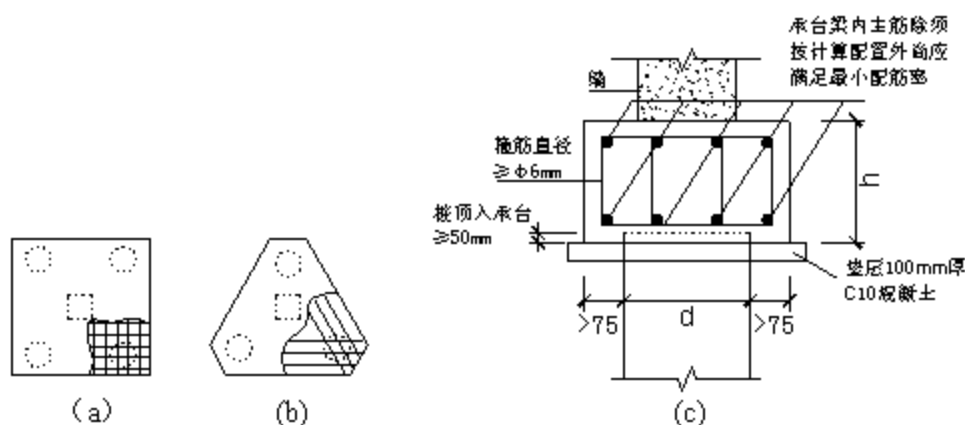


图 10.7.2 承台配筋示意

10.7.3 桩与承台的连接构造应符合下列规定：

1 桩嵌入承台内的长度，对直径为 600~800mm 的桩，不宜小于 50mm；对直径大于 800mm 的桩，不宜小于 100mm；主要承受水平荷载的桩不宜小于 100mm；

2 桩顶纵向主筋应锚入承台内，其长度不宜小于 $30d$ ；对于抗拔桩，锚入长度不应小于 $40d$ ；

3 对大直径灌注桩，当采用一柱一桩时，可将柱与桩直接连接，柱的纵向主筋锚入桩身内长度不应小于 $35d$ 。

10.7.4 承台之间的连接应符合下列要求：

1 除桩柱截面面积之比不小于 2 外，单桩承台应在两个互相垂直方向上设置连系梁；两桩承台应在其短边方向设置连系梁，柱下独立承台宜在纵横两方面设置连系梁。

2 连系梁顶面宜与承台顶面位于同一标高，连系梁截面宽度不应小于 200mm，高度宜取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$ ，且不应小于 300mm。

3 连系梁配筋除按计算要求确定外，连系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根，并按受拉要求锚入承台。当连系梁仅为构造要求设置时，可取所连接柱子最大轴力的 10%，按轴心受拉进行截面设计。

10.7.5 承台计算应符合下列规定：

1 桩基承台计算应满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的要求。当承台混凝土的强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

2 柱下桩基承台的弯矩可按以下方法计算确定：

(1) 多桩矩形承台计算截面取在柱边和承台高度变化处（杯口外侧或台阶边缘）：

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (10.7.5-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (10.7.5-2)$$

式中 M_x 、 M_y ——分别为绕 X 轴和绕 Y 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

x_i 、 y_i ——垂直 Y 轴和 X 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

N_i ——不计承台和其上土重，相应于荷载效应基本组合下的第 i 桩

竖向力设计值。

(2) 等边三桩承台：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (10.7.5-3)$$

式中 M ——通过承台形心到承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值；
 s ——桩距；
 c ——方柱边长，圆柱时 $c=0.8d$ (d 为圆柱直径)；
 $N_{\max}$ ——不计承台和其上土重，在荷载效应基本组合下三桩中最大单桩竖向反力设计值。

(3) 等腰三桩承台

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} c_1 \right) \quad (10.7.5-4)$$

$$M_2 = \frac{Q_{k\max}}{3} \left(as - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} c_2 \right) \quad (10.7.5-5)$$

式中 M_1 、 M_2 ——分别为通过承台形心到承台两腰边缘和底边边缘距离范围内板带弯矩设计值；
 c_1 、 c_2 ——分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长；
 s ——长向桩中心距；
 a ——短向桩距与长向桩距之比，当 $a < 0.5$ 时，应按变截面的二桩承台设计。

3 承台受冲切和受剪可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关公式计算。

10.7.6 承台和地下室外墙与基坑壁之间回填时，宜选用石粉渣、拌和土、砂质或砾质粘性土、干性素砼等回填材料，并应分层夯实，压实系数不宜小于 0.94。

11 市政工程地基基础

11.1 一般规定

11.1.1 市政工程地基基础设计应符合下列规定:

- 1 基础结构构件的强度和地基稳定性等计算按承载能力极限状态的荷载作用效应基本组合,分项系数取 1.0;
- 2 基础结构的埋深、裂缝宽度和抗裂等计算按正常使用极限状态的荷载作用效应标准组合,并应考虑长期荷载的影响;给排水结构的裂缝宽度和抗裂按正常使用极限状态计算时,应分别按荷载作用短期效应的标准组合或荷载作用短期效应组合考虑长期影响进行验算;
- 3 地基和基础构件变形等计算按正常使用极限状态的荷载作用效应准永久组合,不计入风荷载和地震作用。
- 4 荷载计算取值应根据不同类型的市政建(构)筑物,按现行有关规范标准规定执行。

11.1.2 以下情况应按地震烈度 7 度进行抗震设防设计:

- 1 地震时可能产生大规模滑坡、塌方的路段;
- 2 高填方路基边坡、墩台或深挖方路堑边坡,重要附属构筑物如挡土墙、高护坡、高护岸等;
- 3 软土地层或可能液化的地层上的道路、桥涵工程。

11.1.3 路基土的分类应符合附录 G 的规定。土的抗剪强度指标宜采用总应力法直剪固结快剪、三轴固结不排水剪、十字板剪、直剪快剪等。当采用固结快剪或直剪快剪指标时,应取峰值作为抗剪强度指标的标准值。回填土宜采用直剪固结快剪指标,当采用建筑弃料作回填土并经压实后,宜取 $\varphi_k=30^\circ$ 、 $c_k=0$ 。

11.1.4 作用于支挡结构上的侧向压力的计算,应考虑土的渗透性和分布状态。当无渗流时,侧向水压力应按静水压力计算;当有渗流时,应计算渗流压力并验算土体抗渗稳定性。

11.1.5 市政工程地基承载力可采用容许值或特征值表达。通过载荷试验或原位测试确定市政工程地基承载力时,其值不得大于地基极限承载力的 1/2。如载荷试验或原位测试确有困难时,可按本规范 4.9 节和 10.4 节的特征值表选用,对重要工程应进行现场验证。

注:地基承载力容许值为地基压力变形曲线上,在线性变形段内某一变形所对应的压力值。

11.2 道路地基

11.2.1 道路地基基础设计前应收集沿线地质、水文、地形、地貌、气象、地震等设计资料,改建道路还应收集原有道路资料及路基损毁的防治经验。

11.2.2 道路地基设计应符合下列规定:

- 1 路基应密实、均匀、稳定;
- 2 土基回弹模量 E_R 应满足表 11.2.2—1 的要求。

表 11.2.2—1 土基顶面回弹模量 E_a (MPa)

项目分类	快速路、主干路	次干路、支路
回弹模量 E_a	≥ 22	15~20

注：表中回弹模量为一次试验值。

3 路基允许工后沉降应符合表 11.2.2—2 的要求。

表 11.2.2—2 路基允许工后沉降 (cm)

项目分类	一般路段	箱形通道或涵洞处	桥台与路堤相邻处
快速路、主干路	≤ 25	≤ 15	≤ 10
次干路、支路	≤ 30	≤ 20	≤ 15

注：车行道下埋有管道时，路基工后沉降应满足管道变形控制的要求。

11.2.3 路基填土压实度 λ_c 不应低于表 11.2.3 的规定。压实度宜采用重型击实标准控制，确有困难时，可采用轻型击实标准控制。

表 11.2.3 路基填土压实度 λ_c

挖填类型	深度范围 (cm)	压实度 λ_c (%)		
		快速路及主干路	次干路	支路
填方	0~80	$\geq 95/98$	$\geq 93/95$	$\geq 90/92$
	>80	$\geq 93/95$	$\geq 90/92$	$\geq 87/89$
挖方	0~30	$\geq 95/98$	$\geq 93/95$	$\geq 90/92$

注：1 表中分子为重型击实标准，分母为轻型击实标准。两者均以相应的击实试验法求得的最大干密度为 100%；

2 表列深度范围均由路槽底算起；

3 填方高度小于 80cm 及不填不挖路段，原地面以下 0~30cm 范围内土的压实度不应低于表列挖方要求；

11.2.4 路基填料应符合下列要求：

1 填料应选用级配较好的砾类土、砂类土及砂质粘性土或砾质粘性土；路基填料最大粒径不应大于 15cm；

2 淤泥、淤泥质土、泥炭土、有机质土及易溶盐含量超过规定的土，不得直接用于路基填筑；当采用砂类土填筑时，应考虑振动液化的影响；

3 路基填料最小强度应符合表 11.2.4 的要求。

表 11.2.4 路基填料最小强度要求

项目分类	路面底面以下深度 (m)	填料最小强度 (CBR) (%)	
		快速路、主干路	次干路、支路
填方路基	0~0.3	8	6
	0.3~0.8	5	4

零填及挖方路基	0~0.3	8	6
	0.3~0.8	5	4

11.2.5 路基填挖交界的处理，应符合下列规定：

1 当挖方区为土质时，应采用渗水性好的材料填筑，并对挖方区路床 0.8m 范围内土体进行超挖回填碾压，在填挖交界处路床范围内铺设土工格栅；当挖方区为坚硬岩石时，宜采用填石路基；

2 对填方区，可采用冲击碾压或强夯等方法进行增强补压，消减路基填挖间的差异变形；

3 纵向填挖交界处应设置过渡段，土质地段过渡段宜采用级配良好的砾类土、砂类土、碎石填筑。

11.2.6 路基沉降计算应根据地质条件、土体强度及路堤高度不同，划分路段进行计算，分段长度在桥头路堤及构筑物附近应按 30~50m 分段，其余路段宜按 200m~400m 分段，计算时应按土层分层计算，不得简化为均质土层；对同一路段的同一土层，计算参数宜取其平均值。汽车静荷载应按等代均布土层厚度作用考虑；路堤高度≥3m 时可不考虑汽车静荷载对路基沉降的影响；行车动荷载对沉降的影响可不考虑。路基沉降可按公式 7.3.13—2 或下式计算：

$$S = \psi_R \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{si}} \Delta h_i \quad (11.2.6)$$

式中 n ——地基沉降计算土层分层数；

Δh_i ——第 i 层土层厚度；

E_{si} ——第 i 层土层的压缩模量，取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算；

Δp_i ——各土层中点的附加应力增量；

ψ_R ——沉降计算经验系数，应根据类似工程沉降观测资料确定。无观测资料时，一般路基可取 1.0~1.1，软土路基可取 1.1~1.4，海边或填海淤泥软土路基可取 1.4~1.8。

11.2.7 地基压缩层的计算深度自基底（路床顶面）或路堤底面算起，算到附加应力等于土层平均自重应力的 15% 处。当实际压缩层深度小于计算值时（如硬层埋藏较浅时），应取实际压缩层深度。

11.2.8 拓宽改建道路应对路基进行综合设计。在拓宽的路基与原有路基之间应设置过渡带，或采用绿化隔离带进行分隔，并可采取冲击碾压及在新老路基间横向铺设土工合成材料等措施，控制拓宽路基与原有路基之间的差异沉降，防止产生纵向裂缝。

11.2.9 软土地区路基设计尚应符合下列要求：

1 路基预压填土的设计高度，应满足预压结束路基下沉后地面以上路堤高度不小于路

基设计高度，，并应等于路堤设计高度与预压期间的沉降量之和。

2 软土地区路基整体稳定性可采用圆弧滑动法验算，计算参数可选用静力触探或十字板剪切强度指标；稳定安全系数取值考虑软土固结时取 1.3，不考虑软土固结时取 1.2；稳定安全系数的验算应分别按施工期和使用期荷载进行，施工期荷载仅考虑路堤自重，使用期荷载应包括路堤自重、路面结构自重及汽车静荷载等；

11.2.10 软弱地基上拓宽路基设计尚应满足下列要求：

1 当原有路基采用排水固结法处理时，拓宽路基不宜降低原有路基的地下水位。对于水塘、河流、水库等路段，需要排水清淤时，应采取防渗和隔水措施后降水；

2 与桥涵、通道等构筑物相邻的拓宽路段和原路基已基本完成地基沉降的路段，拓宽路基的软基宜采用复合地基处理，不宜采用排水固结法处理。

11.2.11 滑坡地段路基设计应符合下列要求：

1 应查明滑坡的性状和特征，按 12.7 节的相关规定对滑坡的稳定性进行分析评价，计算滑坡的下滑力；岩土抗剪强度取值可根据滑面岩土室内试验数据、极限平衡法反算结果、工程地质类比数据等，结合滑坡稳定性分析确定，必要时可由现场试验确定；

2 滑坡路段设计应根据滑坡特性、岩土条件、水文气象条件、道路等级、施工条件等因素，选择有效的排水设施、减载与反压、抗滑支挡结构等措施，布置滑坡监测系统，实行动态设计；

3 陡坡地段应进行坡面整理，并挖成不陡于 1:1.25 的多级台阶，并宜设置支挡结构，保证路堤的稳定。

11.2.12 岩溶地区路基设计应符合下列要求：

1 对土洞和溶洞，宜采用拦截地面水与地下水通道、引排地下水、回填夯实、干砌片石填塞、钢筋混凝土支撑墙或柱、钢筋混凝土盖板跨越、注浆法、复合地基等处治措施；

2 溶洞顶板岩层较完好时，其顶板的安全厚度 h 应满足下列条件：

$$h \geq 0.8l \quad (11.2.12-1)$$

式中 l ——路基跨越溶洞的长度。

3 当岩溶地貌位于路基两侧时，对开口的岩溶地貌可参照自然边坡来判别其稳定性及对路基的影响；对位于地下的溶洞可按坍塌时的扩散角，按下式估算计算其影响距离：

$$L = H \cot \beta \quad (11.2.12-2)$$

$$\beta = \frac{1}{K} (45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (11.2.12-3)$$

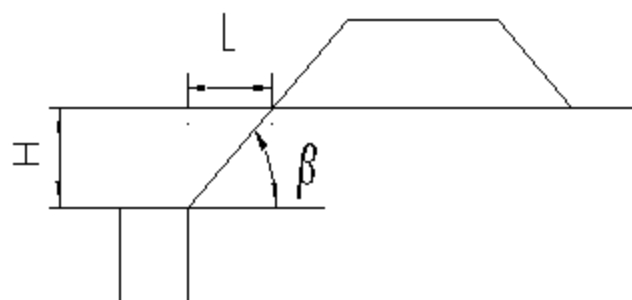


图 11.2.12 溶洞安全距离计算示意图

式中

L ——溶洞距路基的安全距离;

β ——坍塌扩散角;

H ——溶洞顶板厚度;

K ——安全系数, 取 1.10~1.25, 城市快速路、主干道取大值;

φ ——岩石内摩擦角。

如在顶板岩层上有覆盖土层, 则自土层底部用 45° 角向上绘制斜线, 求出与地面的交点, 路基坡脚应在交点范围之外。如路基坡脚处于溶洞坍塌扩散的影响范围之外, 该溶洞可不作处理。

11.2.13 滨海路基设计尚应符合下列要求:

1 应根据深圳滨海岸线地形地貌和岩土特点, 结合施工条件, 合理确定路基设计高程, 选择适宜的防护形式, 保证路基的整体稳定性、耐久性和耐腐蚀性;

2 当地基可能发生管涌潜蚀时, 应在低水位一侧边坡下部设置排水设施、放缓边坡等措施;

3 路基外海侧护坡应考虑浪高及海浪冲刷, 设置抛石棱体, 并应根据最大冲刷深度等因素采取有效的坡脚护底措施, 护底石厚度不应小于 1.0m, 宽度不应小于 5m。

11.3 桥涵地基基础

11.3.1 桥涵地基基础设计应满足强度、稳定和耐久性要求, 并应根据桥涵结构型式及行车使用要求, 控制地基沉降。

11.3.2 修正后的地基承载力特征值 f_a 可按式计算。当基础位于水中不透水地层时, f_a 按平均常水位至一般冲刷线的水深每米再增大 10kPa。

$$f_a = f_{ak} + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \quad (11.3.2)$$

式中

f_{ak} ——地基承载力特征值, 按 11.1.5 条的规定确定;

b ——基础底面的最小边宽, 当 $b < 2\text{m}$ 时, 取 $b = 2\text{m}$; 当 $b > 10\text{m}$ 时, 取 $b = 10\text{m}$;

h ——基底埋置深度; 从自然地面起算, 有水流冲刷时自一般冲刷线起算;

当 $h < 3\text{m}$ 时, 取 $h = 3\text{m}$; 当 $h/b > 4$ 时, 取 $h = 4b$;

k_1 、 k_2 ——基底宽度、深度修正系数, 根据基底持力层土的类别按表 11.3.2 选用;

γ_1 ——基底持力层土的天然重度; 若持力层在水面以下且为透水层, 应取浮重度;

γ_2 ——基底以上土层的加权平均重度; 换算时若持力层在水面以下, 且不透水时, 不论基底以上土的透水性如何, 均取饱和重度; 当透水时, 水中部分土层应取浮重度。

表 11.3.2

宽度 k_1 、深度 k_2 修正系数

土类 系数	粘性土				砂土								碎石土			
	老粘性土	一般粘性土		新粘性土	粉砂		细砂		中砂		粗、砾砂		碎石、圆砾、角砾		卵石	
		$\zeta_L \geq 0.5$	$\zeta_L < 0.5$		中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实
k_1	0	0	0	0	1.0	1.2	1.5	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0	4.0
k_2	2.5	1.5	2.5	1.0	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0	5.5	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	10.0

11.3.3 地基承载力的验算，应以修正后的地基承载力 f_a 控制，并应根据使用阶段和施工阶段地基所受荷载的情况，乘以下列规定的抗力系数 γ_R 。

1 使用阶段：

(1) 当地基承受荷载作用短期效应组合或荷载作用效应偶然组合时，可取 $\gamma_R=1.25$ ；但当 f_a 小于 150kPa 时，应取 $\gamma_R=1.0$ ；

(2) 当地基承受的荷载作用短期效应组合仅包括自重、预加力、土重、土侧压力、汽车及人群效应时，应取 $\gamma_R=1.0$ ；

(3) 当基础建在经多年压实未遭破坏的旧桥基上，不论承受的荷载作用情况如何，均取 $\gamma_R=1.5$ ；当地基承载力 f_a 小于 150kPa 时，应取 $\gamma_R=1.25$ ；

(4) 建于岩石就桥基上时，应取 $\gamma_R=1.0$ 。

2 施工阶段

(1) 在施工荷载作用下，可取 $\gamma_R=1.25$ ；

(2) 当墩台施工期间承受单向推力时，可取 $\gamma_R=1.5$ 。

11.3.4 桥涵墩台基础（不包括桩基础）基底埋置深度应符合下列规定：

1 对涵洞基础，在无冲刷处（岩石地基除外）应设在地面或河床底以下不小于 1m 处；如有冲刷时，基底埋深应在局部冲刷线以下不小于 1m；如河床上有铺砌时，基础底面宜设置在铺砌层顶面以下不小于 1m；

2 非岩石河床桥梁墩台基底埋深安全值应满足表 11.3.4 的规定。

表 11.3.4

基底埋深安全值 (m)

总冲刷深度 桥梁类别	0	5	10	15	20
大、中、小桥	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特大桥	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

注：1 总冲刷深度为自河床面算起的河床自然演变冲刷、演变冲刷与局部冲刷深度之和；

2 表中数值为墩台基础埋入总冲刷线深度下的最小值；若无河床

演变的资料时，表中数值宜适当加大；

3 新建桥梁墩台基础的埋深不宜小于附近已建桥梁的冲刷深度且宜适当增加表中值；

4 如河床有铺砌层时，基础底面宜设置在铺砌层顶面以下不小于 1m。

3 岩石河床墩台基底最小埋深可按现行行业标准《公路工程水文勘测设计规范》JTGC30 有关规定确定。

11.3.5 桥涵墩台地基设计应符合下列规定：

1 应满足在施工期间和使用期间可能发生的各种荷载作用效应，并按施工期和使用期对地基进行验算；

2 当桥台台背填土的高度在 5m 以上时，应考虑台背填土对桥台基底或桩端平面处的附加竖向压应力；该附加竖向压应力可按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63 有关规定计算；

3 对软土地基，如相邻墩台的距离小于 5m 时，应考虑邻近墩台对软土地基所引起的附加竖向压应力；

4 对桥台基础，当台背地基土质较差时，应验算桥台与路堤整体滑动的稳定性；

5 在基础底面下或桩端平面下有软弱下卧层时，应验算软弱下卧层的承载力及变形。

11.3.6 当墩台修建在地质条件复杂、土质不均匀、承载力较低的地基上，以及相邻跨径差别悬殊而需计算沉降差或跨线桥净高需预先考虑沉降量时，应计算地基的沉降变形，并应满足相邻墩台间不均匀沉降差值不应使桥面形成大于 0.2% 的附加纵坡（折角），且还应满足结构受力的要求。

墩台基础的最终沉降量可按 5.4 节的相关公式计算。

11.3.7 市政桥梁常用的桩基类型有：

1 钻（冲）孔灌注桩：适用于各类土（岩）层，但对于淤泥质土应进行试桩以确定施工可行性；

2 人工挖孔灌注桩：适用于地下水位以上或地下水不发育的土层和软质岩层，并应符合 10.2.3 条的规定；

3 预制桩：适用于各类土层和软质岩层，但应考虑施工工艺对环境的影响。

11.3.8 基桩间距应满足下列要求。

1 桩群的布置可采用对称形、梅花形或环形；

2 桩的中心距：

(1) 对预制桩，采用锤击法沉桩时，桩尖处的中心距不应小于桩径（或边长）的 3 倍，对于软土地区宜为 3.5~4.5 倍；采用震动法沉入砂土内的桩，桩尖处的中心距不应小于桩径（或边长）的 4 倍；钻孔桩的中心距不应小于桩孔直径的 2.5 倍；桩在承台底面处的中心距均不应小于桩径（或边长）的 1.5 倍；

(2) 柱桩：支承在基岩上的柱桩中心距，不宜小于桩径（或边长）的 2.5 倍；支承或

嵌固在基岩中的柱桩中心距不得小于实际桩径的 2.0 倍。

(3) 挖孔桩的中心距可参照钻孔桩采用。

3 边桩外侧与承台边缘的距离, 对于直径 (或边长) 小于 1.0m 的桩, 不应小于 0.5 倍桩径 (或边长) 且不应小于 25cm; 对于直径大于 1.0m 的桩, 不应小于 0.3 倍桩径且不应小于 50cm; 桩柱外侧与盖梁边缘的距离可不受此限。

11.3.9 桩的有效长度自承台底面或局部冲刷线以下不应小于 6.0m; 嵌岩桩的嵌岩深度 (不计强风化岩层) 可按下式估算且不应小于 0.5m:

1 圆形桩

$$h = \sqrt{\frac{M}{0.066\beta f_{rk}d}} \quad (11.3.9-1)$$

2 矩形桩

$$h = \sqrt{\frac{M}{0.0833\beta f_{rk}b}} \quad (11.3.9-2)$$

式中 h ——桩嵌入基岩的有效深度, 不应小于 0.5m;

M ——作用于基岩顶面的弯矩;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值, 粘土质岩类取天然湿度单轴抗压强度标准值;

β ——系数, $\beta=0.5\sim 1.0$, 岩层侧面节理发育的取小值, 反之取大值;

d ——桩的设计直径;

b ——垂直于弯矩作用平面桩的边长。

11.3.10 在同一墩台桩基中, 除特殊设计外应采用同一类桩型, 不应采用直径不同、材料不同及桩端埋深相差过大的桩。

11.3.11 桥涵单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定, 对同一座桥涵的试桩数量宜不少于 3 根, 单桩静载荷试验可按现行有关规范规定进行。如受条件限制静载试桩确有困难时, 可按以下各公式估算单桩竖向承载力:

1 以桩侧阻力为主的钻 (挖) 孔灌注桩单桩竖向承载力特征值 R_a :

$$R_a = u \sum_{i=1}^n q_{sia} l_i + A_p q_{pa} \quad (11.3.11-1)$$

$$q_{pa} = m_0 \lambda [f_{ak} + k_2 \gamma_2 (h - 3)] \quad (11.3.11-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值, 桩身自重与置换土重 (当自重计入浮力时, 置换土重也计入土重) 的差值应作为荷载考虑;

u ——桩身周长;

n ——土层数;

l_i ——承台底面或局部冲刷线以下各土层的厚度, 扩孔部分不计;

q_{sia} ——与 l_i 对应的第 i 层土的桩侧阻力特征值, 宜由单桩静载荷试验确定, 当无试验条件时可按表 10.4.3-1 和表 10.4.3-3 选用;

q_{pa} ——桩端端阻力特征值；当持力层为砂土、碎石土时，若计算超过下列值，宜按下列值采用：粉砂 1000kPa、细砂 1150kPa、中、粗、砾砂 1450kPa、碎石土 2750kPa；

f_{ak} ——桩端土层承载力特征值，可参照表 4.9.7—1～表 4.9.7—11 采用；

h ——桩的埋入深度；对有冲刷线的桩，埋深从一般冲刷线起算；对无冲刷线的桩，埋深由自然地面线或开挖后的地面线起算； h 的计算值不大于 40m，当大于 40m 时，按 40m 计算；

k_2 ——深度限制系数，根据桩端持力层土类按表 11.3.2 选用；

γ_2 ——桩端以上各土层的加权平均重度，若持力层在水位以下且不透水时，不论桩端以上土层的透水性如何，均取饱和重度；当持力层透水时则水中部分土层取浮容重；

λ ——修正系数，按表 11.3.11—1 选用；

表 11.3.11—1 修正系数 λ

l/d	4~20	20~25	>25
桩端土			
透水性土	0.70	0.70~0.85	0.85
不透水性土	0.65	0.65~0.72	0.72

注：表中 l 为承台底面或局部冲刷线以下桩的有效长度， d 为桩径。

m_0 ——清底系数，按表 11.3.11—2 选用。

表 11.3.11—2 清底系数 m_0

t/d	0.3~0.1
m_0	0.7~1.0

注：1 t 、 d 为桩端沉渣厚度与桩径；

2 $d \leq 1.5m$ 时， $t \leq 300mm$ ； $d > 1.5m$ 时，

$t \leq 500mm$ ，且 $0.1 < t/d < 0.3$ 。

2 支承在基岩上或嵌入基岩内的钻(挖)孔灌注桩单桩竖向承载力特征值 R_a 可按 10.4.4 的规定及公式 10.4.4—1~10.4.4—6 估算。对于粘土质岩类取天然湿度单轴抗压强度标准值，当 f_{rk} 小于 2MPa 时，宜按摩擦桩计算。计算桩侧土层的侧阻力时，可根据桩端岩层 f_{rk} 值，乘以土的侧阻力发挥系数 ζ_s ；当 $2MPa \leq f_{rk} < 15MPa$ 时， $\zeta_s = 0.8$ ；当 $15MPa \leq f_{rk} < 30MPa$ 时， $\zeta_s = 0.5$ ；当 $f_{rk} \geq 30MPa$ 时， $\zeta_s = 0.2$ 。

3 预制桩单桩竖向承载力特征值 R_a ：

$$R_a = u \sum_{i=1}^n \alpha_{si} l_i q_{sia} + \alpha_{pa} A_p q_{pa} \quad (11.3.11-3)$$

式中 q_{sia} 、 q_{pa} ——桩侧和桩端处土的承载力特征值，宜采用单桩静载试验或通过静力触探试验确定，采用静力触探试验标准值时取其值的 1/2；当

缺少试验资料时,可按表 10.4.3—4 选用;对花岗岩残积土,可按表 10.4.3—7 选用;

α_{si} 、 α_{pa} ——分别为振动法沉桩对各土层桩侧摩阻力和桩端承载力的影响系数,按表 11.3.11—4 采用;对锤击、静压沉桩其值取为 1.0。

表 11.3.11—4 影响系数 α_{si} 、 α_{pa}

土类 桩径或边长 m	粘性土	粉质粘土	砂土
$0.8 \geq d$	0.6	0.7	1.1
$2.0 \geq d > 0.8$	0.6	0.7	1.0

当采用静力触探试验时,侧阻力和端阻力取静力触探试验的标准值:

$$q_{ik} = \beta_i \bar{q}_i \quad (11.3.11-4)$$

$$q_{rk} = \beta_r \bar{q}_r \quad (11.3.11-5)$$

式中

q_{ik} ——静力触探试验的侧阻力标准值;

q_{rk} ——静力触探试验的端阻力标准值;

$\bar{q}_i$ ——桩侧第 i 层土由静力触探试验确定的侧阻力平均值,当 $\bar{q}_i$ 小于 5kPa 时,采用 5kPa;

$\bar{q}_r$ ——桩端(不包括桩靴)标高以上和以下各 $4d$ 范围内静力触探端阻力的平均值;若桩端标高以上 $4d$ 范围内端阻力的平均值大于桩端标高以下 $4d$ 的端阻力平均值时,则取桩端以下 $4d$ 范围内端阻力的平均值;

β_i 、 β_r ——分别为侧阻力和端阻力的综合修正系数,其值按下列判别标准选用相应的计算公式;当土层的 $\bar{q}_r$ 大于 2000kPa,且 $\bar{q}_i/\bar{q}_r$ 小于或等于 0.014 时:

$$\beta_i = 5.067(\bar{q}_i)^{-0.45}$$

$$\beta_r = 3.975(\bar{q}_r)^{-0.25}$$

如不满足 $\bar{q}_r$ 和 $\bar{q}_i/\bar{q}_r$ 条件时:

$$\beta_i = 10.045(\bar{q}_i)^{-0.55}$$

$$\beta_r = 12.064(\bar{q}_r)^{-0.35}$$

上述综合修正系数计算公式不适用于杂填土条件下的短桩。

4 桩的水平承载力和沉降可按 10.5 节和 10.6 节的有关规定计算,但沉降计算经验系数宜根据桥梁桩基沉降观测资料结合工程经验确定。

11.3.12 桥梁墩台的沉降除应符合 11.3.6 条的规定外,对简支梁桥,其墩台基础中心点沉降应 $\leq 2.0\sqrt{L}$ (cm),相邻墩台基础中心点沉降差应 $\leq 1.0\sqrt{L}$ (cm),且沉降与沉降差均不包括施工阶段的沉降; L 为相邻墩台间的最小跨径(以 m 计),跨径 $< 25m$ 时仍以 25m 计算。

11.3.13 当桩基为端承桩或桩端平面内桩的中心距大于桩径(或边长)的 6 倍时,桩基的总沉降量可取单桩的沉降量。其他情况下按墩台基础计算群桩的沉降量,并应计入桩身压

缩量。

11.3.14 桩的构造应符合下列要求：

1 预制混凝土管桩直径可采用 40~60cm，管壁厚度不应小于 8cm；管柱直径不宜小于 150cm，柱壁厚度宜为 8~14cm；

2 桩身混凝土强度等级，水上混凝土灌注桩不应低于 C25，水下不应低于 C30；管桩或管柱不应低于 C40，管桩或管柱内填心混凝土不应低于 C20；

3 钻、冲、挖孔灌注桩应按桩身内力大小分段配筋。当内力计算不需要配置主筋时，应在桩顶 3~5m 内设置构造钢筋。桩身主筋直径不得小于 14mm，主筋配置根数不宜少于 8 根，主筋净距不得小于 8cm，保护层厚度不应小于 5cm；箍筋直径不应小于 8mm，间距宜为 20~40cm；对于较大直径的桩，宜在钢筋笼上每隔 2~2.5m 设置直径为 12~18mm 的加劲箍一道；钢筋笼底部宜稍向内弯曲，作为导向；

4 钢筋混凝土预制桩的桩身配筋应符合第 10.3 节的有关规定；

5 管柱的管壁主筋宜采用螺纹钢筋，直径不宜大于 20mm，主筋截面积不宜小于管壁混凝土截面积的 1.8%，主筋按周长均匀布置；管壁较厚时，采用双层主筋，箍筋直径不应小于 8mm，其配置密度以保证管壁不出现纵向裂缝为准；

6 河床岩层有冲刷时，管柱必须采用钻孔桩支承，钻孔桩有效深度应考虑岩层最低冲刷标高。

11.3.15 桩基承台构造应符合下列要求：

1 承台混凝土强度等级不应低于 C25；

2 承台高度宜为桩径（或边长）的 1.0~2.0 倍且宜大于 1.5m；

3 承台在桩身混凝土顶端平面内须设一层钢筋网，在每 1m 宽度内（按每一方向）箍筋量 $12\sim15\text{cm}^2$ ，钢筋直径宜采用 14~18mm；

4 当桩中心距小于等于 3 倍桩径（或边长）时，承台受力钢筋应均匀布置于全宽度内；当桩中心距大于 3 倍桩径时，受力钢筋应均匀布置于距桩中心 1.5 倍桩直径范围内，在此范围以外应布置配筋率大于 0.1% 的构造钢筋；

5 如承台只有一个方向的受力钢筋时，在垂直于该受力钢筋方向，应设直径不小于 12mm、间距不大于 25cm 的构造钢筋；

6 承台的顶面和侧面应设置表层钢筋网，每个面在两个方向的截面面积均宜大于 $400\text{mm}^2/\text{m}$ ，钢筋间距应小于 40cm。在桩身顶端的承台平面内应设一层钢筋网，平面内每一方向的钢筋用量宜为 $1200\sim1500\text{mm}^2/\text{m}$ ，钢筋直径宜采用 12~16mm，当桩顶主筋伸入承台连接时，上述钢筋不得截断。承台竖向连系钢筋直径应大于 16mm。

11.3.16 桩身强度、稳定性及裂缝宽度的验算和承台的抗弯、抗压、抗剪以及抗冲切验算应按现行行业规范《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 的有关规定进行。

11.3.17 桩顶主筋伸入承台或盖梁连接时，桩身嵌入承台内的深度可为 10cm；对于盖梁，

桩身可不嵌入。伸入承台或盖梁内的桩顶主筋宜做成喇叭形（与竖直线夹角 15° ）；伸入承台或盖梁内的主筋长度，光圆钢筋不应小于 $30d$ （ d 为主筋直径、可设弯钩），螺纹钢不应小于 $40d$ （不设弯钩）；且不宜小于 100cm 。伸入承台或盖梁内主筋宜设箍筋或螺旋筋，其直径与桩身箍筋直径相同，间距为 $10\sim 20\text{cm}$ ；

11.3.18 桩顶直接埋入承台连接时，当桩径（或边长）小于 0.6m 时，埋入长度不应小于 2 倍桩径（或边长）；当桩径（或边长）为 $0.6\sim 1.2\text{m}$ 时，埋入长度不应小于 1.2m ；当桩径（或边长）大于 1.2m 时，埋入长度不应小于桩径（或边长）。

11.3.19 当采用横系梁加强桩（柱）之间的整体性时，横系梁的高度可取 $0.8\sim 1.0$ 倍桩（柱）的直径，宽度可取 $0.6\sim 1.0$ 倍桩（柱）的直径；横系梁的主筋应伸入桩内，其长度不应小于 $35d$ ；纵筋配筋不应少于横系梁截面面积的 0.15% ；箍筋直径不应小于 8mm ，其间距不应大于 400mm ；横系梁的混凝土标号不应低于 C25。

11.4 给排水构筑物地基基础

11.4.1 给排水构筑物基础宜采用分离式底板基础或整体式底板基础，并按 5.3 节和 5.4 节的有关规定进行地基承载力和变形计算；对单层构筑物可不作地基抗震验算。分离式底板基础还应进行抗滑移和抗倾覆稳定验算。

11.4.2 给排水构筑物地基沉降量不应大于 300mm ，差异沉降应根据工艺流程及其它使用要求控制，且不得影响变形缝的正常工作。

11.4.3 给排水构筑物抗浮设计应符合下列规定：

- 1 当地下水位高于地下构筑物底板顶面时，应按 5.4 节的规定进行整体抗浮验算；
- 2 对无梁楼盖式贮水构筑物及平面尺寸较大的敞口水池应进行局部抗浮验算，当局部抗浮满足要求时，可不再进行整体抗浮验算。
- 3 抗浮设防水位应取构筑物设计使用年限内（包括施工期）可能产生的最高水位。若抗浮水位不易确定时，可取至该构筑物处最低地面标高。
- 4 当构筑物抗浮不能满足要求时，宜采用配重抗浮、锚杆抗浮及抗拔桩抗浮等措施；如性能和工况可靠，也可采用排水盲沟及集水井等排水措施降低地下水位。

11.4.4 基础位于特殊岩土条件地基上时，应符合第 6 章的有关规定。

11.4.5 整体式底板基础内力，可按地基反力直线分布假定、文克尔假定、半无限弹性体假定等方法计算；分离式底板基础内力，可按地基反力直线分布假定计算，但基底边缘的最小压力不应出现负值（拉力）。基础构件应按受弯构件要求进行强度和裂缝宽度验算。进行裂缝宽度及抗裂验算应按结构构件正常使用极限状态短期效应标准组合或长期效应准永久组合进行。

11.4.6 基础设计时应符合下列规定：

- 1 地基不均匀性显著或荷载差别较大时，基础应设置沉降缝；
- 2 基础位于岩石地基上时，应在混凝土垫层与地基间设置 $15\sim 30\text{cm}$ 厚中粗砂或石粉

碴过渡层;

3 底板基础应采用钢筋混凝土结构,板厚不应小于 20cm,板下应设置厚度不小于 10cm、标号不低于 C15 的混凝土垫层。

11.4.7 构筑物基础的混凝土强度等级不应低于 C25,混凝土抗渗宜以混凝土自身的密实性满足抗渗要求,水灰比宜小于 0.5。

11.5 管道地基基础

11.5.1 管道基础形式应根据管道材质、岩土条件及地下水情况等综合确定。圆形钢管、铸铁管、混凝土(包括钢筋混凝土)管及塑料排水管等管道基础,可采用原土管基(素土平基、90°弧形土基)、砂石管基(砂或石粉碴)及混凝土管基(管基支承角为 90°、120°、150°、180°)等。

11.5.2 圆形管道的弧形土基支承角宜小于 90°,对于素土平基原状土或经回填压实的砂性土或粘性土上敷设的圆管,弧形土基支承角可采用 20°。

11.5.3 当圆形管道采用人工弧形土基时,应采用中粗砂或石粉碴铺设。管底以上部分厚度可根据工程需要的支承角确定,管底以下部分厚度可按下式确定但宜 $\leq 30\text{cm}$:

$$h_s \geq 0.1(1+D) \quad (11.5.3)$$

式中: h_s ——砂或石粉碴厚度;

D ——管道内径。

11.5.4 圆形混凝土排水管可根据岩土条件选择管道基础形式并配以不同的接口形式。当地基承载力特征值大于等于 100kPa 时,宜优先采用砂石(土弧)基础;当地基承载力特征值小于 100kPa 时,宜采用混凝土基础。

11.5.5 塑料排水管可采用砂砾石基础,对一般土质地基可在管底以下铺设厚度为 10~15cm 中粗砂或石粉碴垫层;当地基为软弱土层时,在满足地基承载力要求且无附加填土荷载下,管底可铺设 25~50cm 厚砂砾石或石粉碴垫层。

11.5.6 路基范围内管道沟槽回填土的压实度不应低于表 6.2.7 所列填方要求。若沟槽回填土的压实度达不到上述要求,且近期需铺筑路面时,应采取防止沉陷的措施。

11.5.7 当管道埋设在地表水以下或地下水位高于地面以下 0.7m 且管顶覆土厚度小于 0.7m 时,应对管道进行抗浮验算,抗浮系数应大于 1.10。

11.5.8 管道基础可不作地基抗震验算,但应避免以可液化土层作为持力层;当必须通过可液化土层时,可采用换填垫层、强夯加固、复合地基及桩基等处理措施。

11.5.9 矩形管道基础内力,当管道净宽小于等于 3.0m 时可按地基反力直线分布假定计算,当管道净宽大于 3.0m 时宜按弹性地基上的平面截条计算。

矩形管道基础与地基间应设置厚度大于 100mm 的 C10 混凝土垫层。

11.5.10 混凝土和钢筋混凝土基础,沿管道线路宜每隔 25m 设置大于 20mm 宽的变形缝,缝内填塞柔性材料。

11.5.11 对岩石地基上的管道，宜在管道与岩石之间铺设厚度为 15~30cm 的中粗砂或石粉碴过渡层。

11.5.12 承压管道带有接口的弯头、三通、堵头及叉管等处的支墩设置，应根据管材、管径大小、弯头角度、管内压力、土质条件等计算确定，支墩材料一般采用 C10 混凝土或 1:3 水泥砂浆砌块石。

11.6 城镇垃圾填埋场地基

11.6.1 填埋场库区地基应选择具有承载填埋体负荷的坚实土岩或经过地基处理的平稳层。若无法避免淤泥、淤泥质土或其他高压缩性土时，应按软弱地基处理要求专门处理。填埋场库区底部应设置纵、横向坡度，纵、横坡度均不宜小于 2%。

11.6.2 应对填埋场的土坝与垃圾堆体进行整体稳定性评价，并结合工程类比对填埋场地基和坝体、垃圾堆体边坡进行抗滑移稳定计算分析。

11.6.3 对填埋场地基进行稳定性评价时应具有以下资料：

- 1 填埋场的工程、水文地质勘察资料；
- 2 填埋垃圾的种类、成分和工程特性指标；
- 3 垃圾填埋方式、垃圾堆积体边坡坡度和垃圾堆高；
- 4 垃圾坝的结构形式。

11.6.4 地基稳定性应按以下工况进行分析计算：

- 1 正常运用条件：垃圾场正常填埋作业期；
- 2 非常运用条件：正常运用条件遇地震。

抗震稳定计算参照现行国家行业规范《水工建筑物抗震设计规范》SL203 的有关规定执行。

11.6.5 坝体边坡和垃圾堆体边坡抗滑移稳定性宜采用计算条块间作用力的简化毕肖普法，并采用瑞典圆弧滑动法进行比较。

11.6.6 填埋场地基的变形量不应大于场底防渗结构允许的最大变形量，并不应大于地下水导排管和渗滤液导排管允许的最大变形量。

11.6.7 填埋场必须进行防渗处理，防止填埋场渗滤液对地下水及下游地表水的污染，同时还应防止地表水渗入填埋体内。不得填埋未经处理、含水量大于 70% 的污泥或淤泥。

11.6.8 采用天然粘土类衬里及改性粘土类衬里时，其渗透系数不应大于 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ ，的场底及四壁衬里厚度不应小于 2m。当天然粘土类衬里及改性粘土类衬里不能达到上述防渗要求时，必须采用人工防渗系统进行防渗。

11.6.9 填埋场防渗层可采用高密度聚乙烯土工膜（HDPE）等防渗材料构建人工防渗系统。在质量合格的条件下，防渗土工膜的正常渗透量 Q 可按式计算，正常渗透量 Q 不应大于人工防渗系统的允许渗透量 $[Q]$ 。

$$Q = kA\Delta H / \delta \leq [Q] \quad (11.6.9)$$

式中 k ——土工膜渗透系数;
 A ——土工膜渗透面积;
 ΔH ——土工膜上下水位差;
 δ ——土工膜厚度。

11.6.10 人工防渗系统应符合下列要求:

1 库区底部应采用复合衬里防渗系统;位于地下水贫乏地区可采用单层人工衬里防渗系统,在特殊地质条件和环境要求非常高的地区,应采用双层衬里防渗系统;

2 库区底部人工防渗系统应按下列结构铺设:

(1) 库区底部复合衬里结构(附录 R.0.1):地下水导流层,厚度应大于 30cm;膜下防渗保护层,厚度应大于 100cm,渗透系数不应大于 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/s}$;HDPE 土工膜;膜上保护层;渗滤液导流层,厚度应不小于 30cm;土工织物层;

(2) 库区底部双层衬里结构(附录 R.0.2):地下水导流层,厚度应大于 30cm;膜下保护层,厚度应大于 100cm,渗透系数不应大于 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$;HDPE 土工膜;膜上保护层;渗滤液导流(检测)层,厚度应不小于 30cm;膜下保护层;HDPE 土工膜;膜上保护层;渗滤液导流层,厚度应不小于 30cm;土工织物层;

3 库区边坡宜采用单层衬里结构(附录 R.0.3):膜下土工织物;HDPE 土工膜;膜上保护层;渗滤液导流层,厚度应大于或等于 30cm;土工织物层。

11.6.11 防渗结构材料应符合下列规定:

1 平整度应达到每平方米粘土层误差不得大于 2cm;

2 HDPE 土工膜的膜下保护层,垂直深度 2.5cm 内粘土层不应含有粒径大于 5mm 的尖锐物料;

3 位于库区底部的粘土层压实度不得小于 93%,位于库区边坡的粘土层压实度不得小于 90%。

11.6.12 防渗土工膜的连接应按现行行业标准《聚乙烯(PE)土工膜防渗工程技术规范》SL/T231 的有关规定执行,防渗土工膜材料检验应符合现行行业标准《土工合成材料测试规程》SL/T235 的有关规定。

12 边坡工程

12.1 一般规定

12.1.1 边坡工程应按失稳后可能造成的破坏后果、边坡控制高度和边坡岩土、水文条件等因素，根据表 12.1.1 综合确定其安全等级及结构重要性系数 γ_0 。

表 12.1.1 边坡工程安全等级及结构重要性系数 γ_0

安全等级	对边坡安全稳定的影响	边坡控制高度 H	岩土、水文条件	γ_0
一级	支护结构失效，边坡失稳坍塌、崩塌、滑坡等，对坡顶或坡底的建（构）筑物、市政设施、地下管线或基础结构等可能产生破坏性后果；或可能产生人身重大安全事故、设施财产的重大损害、交通中断等	岩质边坡： $H \leq 40\text{m}$ 土质边坡： $H \leq 20\text{m}$	1 边坡出露岩体构造复杂，存在 3 组及以上不利结构面； 2 极软岩、破碎岩体、构造破碎带； 3 强风化层、全风化层； 4 素填土、砂性土、粘性土、残积土； 5 地表汇水面积大，有较大冲沟；地下水埋深浅，含水量丰富。	1.10
二级	支护结构变形过大，边坡局部失稳坍塌、滑坡，且坍塌、滑坡的面积不超过边坡面积的 30%，对坡顶或坡底的建（构）筑物、市政设施、地下管线或基础结构等可能产生较大影响；或可能对设施财产等产生一般性损害	岩质边坡： $H \leq 25\text{m}$ 土质边坡： $H \leq 15\text{m}$	1 边坡出露岩体存在 1~2 组不利结构面； 2 边坡出露岩体局部软弱松散； 3 强风化层、全风化层； 4 素填土、砂性土、粘性土、残积土； 5 地表汇水面积中等，有冲沟；地下水埋深浅，但含水量较小。	1.05
三级	支护结构或边坡土体变形失稳，但影响较小，未对周边环境等造成损害。	岩质边坡： $H \leq 12\text{m}$ 土质边坡： $H < 8\text{m}$	1 边坡出露岩体较完整； 2 边坡出露岩体存在不多于 2 组，且分散、小型的结构面； 3 边坡出露土层较稳定； 4 地表水和地下水量均较小。	1.00

注：1 边坡工程安全等级按上表规定，符合某一安全等级之两项条件，则应定为该等级。定级顺序从一级开始，向二、三级推定，以最先满足为准；

2 超过表中一级边坡控制高度的边坡工程安全等级应根据具体情况专门研究确定；

3 边坡工程的各段，可根据实际情况采用不同的安全等级；

4 对环境条件、地质条件、水文条件等特别复杂的边坡工程，安全等级应根据工程情况专门研究确定；

5 硬质岩、软质岩分类参照表 4.2.1；

6 岩体完整程度参照现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330 附录 A。

12.1.2 破坏后果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；

2 危岩、滑坡地段高度 $\geq 4\text{m}$ 的边坡；

3 边坡塌滑区或边坡塌方影响区有重要建（构）筑物的边坡。

12.1.3 临时性边坡正常使用期限不应超过 2 年；临时性边坡超过规定使用期限时，应进行安全评估。永久性边坡正常使用期限不应低于受其影响的相邻建（构）筑物、道路和其他市政设施的使用年限；进入正常使用期的永久性边坡每年应定期进行巡查、维护和修整，保持边坡排水系统的通畅。

12.1.4 边坡工程设计前应取得下列资料：

- 1 工程用地红线图、建筑总平面布置图以及邻近建（构）筑物的基础资料等；
- 2 场地和边坡的岩土工程勘察资料；
- 3 边坡地段的地表水汇水条件、气象条件及水文地质资料；
- 4 边坡周边环境资料；
- 5 边坡施工技术方法。

12.1.5 边坡工程设计应符合下列规定：

- 1 明确边坡的使用期限和安全等级；
- 2 应保护自然环境，尽量减少对山体的开挖；
- 3 应设置通畅的排水系统，并应尽可能利用地形地貌自然排水，减少水土流失；
- 4 单级边坡高度大于 10m 时，应分级设置边坡，降低每级边坡的高度；
- 5 挖方填方场地应根据建筑规划布局和标高，布置场地内及场地周边的边坡，避免形成人工高切坡及高填方边坡；
- 6 应对边坡采取绿化美化措施，保护生态环境；
- 7 对一、二级边坡工程应采用动态设计法。

12.1.6 边坡支护结构型式可根据场地岩土和环境条件、边坡高度以及边坡等级等因素，参照表 12.1.6 选择。

表 12.1.6 边坡支护结构常用型式

条件 结构类型	边坡环境	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	说 明
重力式挡墙	场地允许，坡顶无重要建（构）筑物	土坡， $H \leq 8$ 岩坡， $H \leq 10$	一、二、三级	土方开挖后边坡稳定较差时不应采用
坡率法	坡顶无重要建（构）筑物，场地有放坡条件	土坡， $H \leq 10$ 岩坡， $H \leq 20$	二、三级	不良地质段，地下水发育区、流塑状土时不应采用。
板肋式或格构式锚杆挡墙支护		土坡， $H \leq 20$ 岩坡， $H \leq 40$	一、二、三级	坡高较大或稳定性较差时宜采用逆作法施工。对挡墙变形有较高要求的土质边坡，宜采用预应力锚杆
排桩式锚杆挡	坡顶建（构）筑	土坡， $H \leq 20$	一、二级	严格按逆作法施

墙支护	物需要保护, 场地狭窄	岩坡, $H \leq 40$		工。对挡墙变形有较高要求的土质边坡, 应采用预应力锚杆
岩石锚喷支护		I 类岩坡 $H \leq 40$	一、二、三级	
		II 类岩坡 $H \leq 40$	二、三级	
		III 类岩坡 $H < 20$	二、三级	
悬臂式支护	坡顶无重要建(构)筑物	土坡, $H \leq 8$ 岩坡, $H \leq 10$	一、二、三级	土层较差, 或对挡墙变形要求较高时, 不宜采用
扶壁式挡墙	填方区	土坡, $H \leq 10$	一、二、三级	土质边坡
加筋土挡墙	填方区, 坡顶无重要建(构)筑物	土坡, $H \leq 10$	二、三级	土质边坡

注: 在边坡的施工期和使用期, 不得随意开挖坡脚, 并应防止坡顶超载; 应避免地表水大量渗入边坡土体内; 应对有利于边坡稳定的环境及植被进行保护。

12.1.7 下列边坡工程的设计及施工应进行专门论证:

- 1 高度超过 40m 的岩质边坡和高度超过 20m 的土质边坡;
- 2 岩土和环境条件很复杂、稳定性很差的边坡;
- 3 边坡邻近有重要建(构)筑物且地质条件复杂、破坏后果很严重的边坡;
- 4 已发生过严重事故的边坡;
- 5 采用新结构、新技术的一级边坡。

12.1.8 边坡工程设计采用的荷载效应最不利组合应符合 3.2.4 条的规定。对永久性边坡, 支护结构抗裂计算或裂缝宽度验算时, 荷载效应组合应采用正常使用极限状态的标准组合, 并考虑长期作用影响。永久性边坡考虑抗震作用时, 荷载效应组合应符合有关抗震规范的规定。

12.2 边坡稳定性评价

12.2.1 边坡稳定性评价应在对边坡进行详细岩土工程勘察的基础上, 根据边坡岩土类型和结构, 综合采用工程地质类比法和刚体极限平衡算法进行。施工期间出现不利工况的边坡及使用条件发生变化的边坡, 应对边坡的稳定性进行复核评价。

12.2.2 在进行边坡稳定性计算前, 应根据边坡水文地质、工程地质、岩体结构特征及变形破坏迹象, 对边坡可能产生的破坏和边坡稳定性状态做出定性判断, 确定边坡破坏的边界范围及边坡破坏的地质模型, 对边坡破坏趋势作出判断。

12.2.3 边坡稳定性计算方法应根据边坡类型和可能的破坏形式, 按下列原则选择:

- 1 土质边坡和较大规模的碎裂结构岩质边坡宜采用圆弧滑动法计算;
- 2 对可能产生平面滑动的边坡宜采用平面滑动法进行计算;

- 3 对可能产生折线滑动的边坡宜采用折线滑动法进行计算;
- 4 对结构复杂的岩质边坡, 可配合采用赤平极射投影法和实体比例投影法分析;
- 5 当边坡破坏机制复杂时, 宜结合数值分析法进行分析。

12.2.4 采用圆弧滑动法时, 边坡稳定安全系数可按下式计算:

$$K_s = \frac{\sum R_i}{\sum T_i} \quad (12.2.4-1)$$

$$T_i = (G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + P_{wi} \cos(\alpha_i - \theta_i) \quad (12.2.4-2)$$

$$R_i = N_i \tan \varphi_i + c_i l_i \quad (12.2.4-3)$$

$$N_i = (G_i + G_{bi}) \cos \theta_i + P_{wi} \sin(\alpha_i - \theta_i) \quad (12.2.4-4)$$

式中 K_s —— 边坡稳定安全系数;

c_i —— 第 i 计算条块滑动面上岩土体粘聚力标准值;

φ_i —— 第 i 计算条块滑动面上岩土体内摩擦角标准值;

l_i —— 第 i 计算条块滑动面长度;

θ_i, α_i —— 第 i 计算条块底面倾角和地下水位面倾角;

G_i —— 第 i 计算条块单位宽度岩土体自重;

G_{bi} —— 第 i 计算条块滑体地表建筑物的单位宽度自重;

P_{wi} —— 第 i 计算条块单位宽度的动水压力;

R_i —— 第 i 计算条块滑动面上的单位宽度抗滑力;

T_i —— 第 i 计算条块滑体在滑动面切线上单位宽度反力;

N_i —— 第 i 计算条块滑体在滑动面法线上单位宽度反力。

13.2.5 采用平面滑动法时, 边坡稳定性安全系数可按下式计算:

$$K_s = \frac{\gamma V \cos \theta \tan \varphi + Ac}{\gamma V \sin \theta} \quad (13.2.5)$$

式中 γ —— 岩土体的重度;

c —— 结构面的粘聚力;

φ —— 结构面的内摩擦角;

A —— 结构面的面积;

V —— 岩体的体积;

θ —— 结构面的倾角。

12.2.6 采用折线滑动法时, 边坡稳定安全系数可按下列方法计算:

1 边坡稳定安全系数按下列计算:

$$K_s = \frac{\sum R_i \phi_i \phi_{i+1} \dots \phi_{n-1} + R_n}{\sum T_i \phi_i \phi_{i+1} \dots \phi_{n-1} + T_n} \quad (i=1, 2, 3, \dots, n-1) \quad (12.2.6-1)$$

$$\phi_i = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1}) \tan \varphi_i \quad (12.2.6-2)$$

式中 ϕ_i —— 第 i 计算条块剩余下滑推力向第 $i+1$ 计算条块的传递系数。

2 对存在多个滑动面的边坡，应分别对各种可能的滑动面组合进行稳定性计算分析，并取最小稳定安全系数作为边坡稳定安全系数。对多级滑动面的边坡，应分别对各级面滑动面进行稳定性计算分析。

12.2.7 对存在地下水渗流作用的边坡，稳定性分析应按下列方法考虑地下水的作用：

- 1 水下部分岩土体重度取浮重度；
- 2 第 i 计算条块岩土体所受的动水压力 P_{wi} 按下式计算：

$$P_{wi} = \gamma_w V_i \sin \frac{1}{2}(\alpha_i + \theta_i) \quad (12.2.7)$$

式中 γ_w —— 水的重度；
 V_i —— 第 i 计算条块单位宽度岩土体的水下体积。

3 动水压力作用的角度为计算条块底面和地下水位面倾角的平均值，指向低水头方向。

12.2.8 进行边坡工程稳定性分析验算时，其稳定性安全系数 K_s 应不小于表 12.2.8 的规定。当地质条件很复杂，或地表汇水面积很大，或破坏后果很严重的边坡工程，其稳定安全系数应适当提高。

表 12.2.8 边坡稳定安全系数 K_s

稳定安全系数 计算方法	边坡工程 安全等级	一级边坡	二级边坡	三级边坡
平面滑动法 折线滑动法		1.35	1.30	1.25
圆弧滑动法		1.30	1.25	1.20

12.2.9 边坡稳定性计算应采用边坡各土层的物理力学参数，并宜采用固结快剪或三轴固结不排水剪指标；雨天地表水侵入边坡土体时，应考虑边坡各土层含水量增大对其物理力学指标的影响，计算时应对土的强度指标进行折减。

12.3 边坡放坡

12.3.1 土质边坡放坡应符合下列要求：

1 土质边坡放坡的允许坡率，当土质良好且均匀无不良地质现象、地下水不丰富时，可按表 12.3.1 确定。

表 12.3.1 土质边坡放坡允许坡率

土的类别	密实度 或状态	允许坡率值(高:宽)	
		坡高 5m 以内	坡高 5~10m
碎石土	密实	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.10
	中密	1:0.75~1:1.10	1:1.10~1:1.25
	稍密	1:1.10~1:1.25	1:1.25~1:1.50
粘性土	坚硬	1:0.75~1:1.25	1:1.25~1:1.50
	硬塑	1:1.25~1:1.50	1:1.50~1:1.75

注：1 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的粘性土；

2 对于砂、土或充填物为砂土的碎石土，其边坡允许坡率值可按自然休止角确定；

3 对 Q_4^{dl} 坡积粘性土和 Q_3^{dlpl} 的冲、洪积粘性土可按照表中较缓值选取；对于 Q_3^{dl+el} 的坡、残积粘性土和 Q_2^{el} 的残积粘性土宜按表中较陡值选取；

4 本表适用于建筑边坡，市政工程边坡坡率参见表 11.2.5 和表 11.2.6。

2 坡顶应设置截水沟，在坡脚及坡面上不应存在积水条件；

3 按边坡分级要求和施工工况，分别验算边坡施工期和使用期的稳定性；

4 边坡开挖弃土应分散处理，不得将弃土堆置在坡顶及坡面上。当必须在坡顶或坡面上设置弃土转运站时，应严格控制堆载的土方量；

5 永久性边坡宜采用浆砌片石或钢筋混凝土格构梁，结合植草或混喷植生护面；临时性边坡可采用水泥砂浆护面或喷锚护面。

12.3.2 土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下的土宜采用土的自重固结不排水剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下的土宜采用土的有效强度指标。

12.3.3 高度较大的边坡应分级开挖放坡，分级放坡时应验算边坡整体及分级边坡的稳定性。对局部不稳定坡体应予修整，或采用锚杆等加固措施。

12.3.4 当受条件限制无法放坡或放坡开挖对拟建或相邻建（构）筑物有不利影响时，应设置边坡支挡结构。支挡结构可选用重力式挡土墙、抗滑桩加锚杆、格构加锚杆或其他支挡结构，对于填土边坡还可采用钢筋混凝土扶壁式挡墙、加筋土挡墙等。

12.3.5 在整体稳定的条件下，岩质边坡放坡的允许坡率，宜按工程类比法原则，参照已有且稳定的岩质边坡坡率确定。对无外倾软弱结构面、且坡体内地下水不丰富时，可按表 12.3.5 确定。

表 12.3.5 岩质边坡放坡允许坡率

岩石类别	风化程度	坡率允许值（高：宽）	
		坡高在 10m 以内	坡高为 10~20m
硬质岩	微风化	1: 0.10~1: 0.20	1: 0.20~1: 0.40
	中风化	1: 0.20~1: 0.40	1: 0.40~1: 0.60
	强风化	1: 0.40~1: 0.60	1: 0.60~1: 0.90
软质岩	微风化	1: 0.35~1: 0.50	1: 0.50~1: 0.80
	中风化	1: 0.50~1: 0.80	1: 0.80~1: 1.10
	强风化	1: 0.80~1: 1.10	1: 1.10~1: 1.40

注：1 岩石坚硬程度分类见表 4.2.1；

2 当岩体完整程度为完整、较完整时坡率取范围值中较陡值；当完整程度为较破碎、破碎时，坡率取范围值中较缓值；完整程度为极破碎时，不适用本表，应专门研究确定；

3 市政道路开挖形成的岩质边坡坡率参见表 11.2.5。

12.3.6 当岩质边坡受条件限制放坡困难且需要支护时,可采用全长粘结普通锚杆、非预应力锚杆和预应力锚杆等系统性锚杆,或采用锚杆与挡墙或喷锚等组合支挡结构。当坡面局部存在破碎带(面)、外倾结构面、不易清除的孤石等时,应对其进行局部支护加固。

12.4 边坡支挡

12.4.1 边坡支挡可选用重力式挡墙、悬臂式或扶壁式挡墙、加筋土挡墙、锚杆(索)挡墙、格构梁加锚杆或预应力锚杆、抗滑桩加锚杆或预应力锚杆等支挡结构。

12.4.2 作用于支挡结构上的侧向土压力,可按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330的有关公式计算。对单一外倾结构面的岩质边坡,作用在支挡结构上的侧向力,可采用楔体平衡法进行计算,并应考虑结构面填充物的性质及其浸水后的变化;具有两组或多组结构面的交线倾向于临空面的边坡,可采用棱形体分割法计算棱形体的下滑力。计算所需的岩体和结构面抗剪强度等参数,应根据现场试验确定。无法进行现场试验时,可按附录 S 岩体和结构面参数的经验值选用。

12.4.3 重力式挡墙可分为俯斜式挡墙、仰斜式挡墙、直立式挡墙和衡重式挡墙等。当土质边坡高度大于 8m、岩质边坡高度大于 10m 时,不宜采用重力式挡墙;对变形有严格要求及土石方开挖影响稳定的边坡,不宜采用重力式挡墙;土石方开挖危及相邻建(构)筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙。

12.4.4 重力式挡墙的抗滑移稳定性应按下式验算(图 12.4.4):

$$\frac{(G_n + E_{an}) \mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (12.4.4)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0$$

$$G_t = G \sin \alpha_0$$

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

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

式中 G —— 挡土墙每延米自重;

α_0 —— 挡土墙基底的倾角;

α —— 挡土墙墙背的倾角;

δ —— 土对挡土墙墙背的摩擦角,可按表 12.4.4—1 选用;

μ —— 土对挡土墙基底的摩擦系数,宜由试验确定。当无试验条件时,也可按表 12.4.4—2 选用。

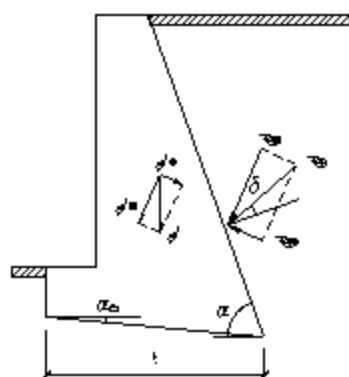


图 12.4.4 挡土墙抗滑移稳定计算图

表 12.4.4-1 土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑, 排水不良	$(0 \sim 0.33) \varphi_k$
墙背粗糙, 排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi_k$
墙背很粗糙, 排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi_k$

注: φ_k 为墙背填土的内摩擦角标准值。

表 12.4.4-2 土对挡土墙基底的摩擦系数 μ

土的类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土		0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65~0.75

注: 1 对易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于 22 的粘性土, 基底摩擦系数应通过试验确定;

2 对碎石土, 可根据其密实程度、填充物状况、风化程度等确定。

12.4.5 重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按式(12.4.5)验算(图 12.4.5)

$$\frac{Gx_0 + E_{ax}x_f}{E_{az}Z_f} \geq 1.6 \quad (12.4.5)$$

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

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

$$x_f = b - z \cot \alpha$$

$$Z_f = z - b \tan \alpha$$

式中 z ——土压力作用点离墙踵的高度;
 x_0 ——挡土墙重心离墙趾的水平距离;
 b ——基底宽度, 倾斜基底为其斜宽。

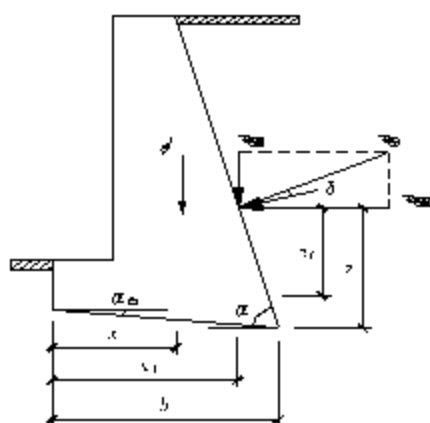


图 12.4.5-2 挡土墙抗倾覆稳定性验算示意图

12.4.6 重力式挡墙为土质地基时整体稳定性可采用圆弧滑动法验算, 为岩质地基时整体稳定性可采用平面滑动法验算; 地基承载力应按 5.3 节和 5.4 节的相关公式计算, 基底合力的偏心距, 对于土质地基不应大于 $b/6$; 对于岩石地基不应大于 $b/4$ 。

12.4.7 重力式挡墙构造应符合下列要求:

- 1 挖方形成的土质边坡和岩质边坡宜采用仰斜式重力式挡墙, 高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式重力式挡墙;
- 2 重力式挡墙宜在基底设置逆坡。对于土质地基, 基底逆坡坡度不宜大于 1:10; 对于岩质地基, 基底逆坡坡度不宜大于 1:5;
- 3 高度大于 2.0m 的重力式挡墙宜采用片石混凝土修筑, 片石混凝土标号不宜小于 C20; 片石应选用硬质岩, 块径(粒径)不应大于 500mm, 强度等级应不低于 MU30;
- 4 高度小于 2.0m 的重力式挡墙可采用浆砌片石修筑, 砌筑和填缝的水泥砂浆标号不应小于 M5, 水泥砂浆应充填饱满, 表面勾缝均匀, 墙顶应采用同标号水泥砂浆抹平;
- 5 挡墙地基承载力和基础埋置深度, 应根据墙体自重、岩土条件、水流冲刷等计算确定, 墙基埋深不宜小于 0.5m; 墙顶宽度不宜小于 500mm;
- 6 墙身应每隔 15~30m 设置一道伸缩缝, 当地基有变化时宜加设沉降缝;
- 7 墙面应设置排水孔, 其间距宜按 2~3m 梅花型布置, 孔径不宜小于 100mm; 墙后

应设置滤水层。

12.4.8 填土边坡宜采用悬臂式、扶壁式挡墙，其高度不宜超过 10m，基础最小埋置深度不应小于 0.5m，并按式 12.4.4 和式 12.4.5 验算挡墙的抗滑移和抗倾覆稳定性；当墙底下存在软弱地基时，尚应计算墙底地基承载力与变形，验算地基整体滑动稳定性。

12.4.9 悬臂式、扶壁式挡墙设计计算应满足下列要求：

1 挡墙侧向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；

2 计算挡墙整体稳定和墙面板时，可不计墙前土的作用；计算墙趾板内力时，应计入底板以上填土重力；

3 扶壁式挡墙的前趾板可按悬臂梁计算；扶壁可按悬臂的 T 形梁计算，其中立板为梁的翼，扶壁为梁的腹板；后踵板可按支承在扶壁上的连续板计算，不计立壁对底板的约束作用；

4 作用于扶壁式挡墙立壁上的荷载，可按沿墙高梯形分布（图 12.4.9a）；立壁竖向弯矩沿墙高分布（图 12.4.9b）；竖向弯矩沿挡墙纵向台阶形分布（图 12.4.9c）；面板沿挡墙纵向的弯矩，可按以扶壁为支点的连续梁计算；

5 钢筋混凝土结构设计应符合现行国家和行业有关规范的规定；结构重要性系数 γ_0 应符合表 12.1.1 的规定。

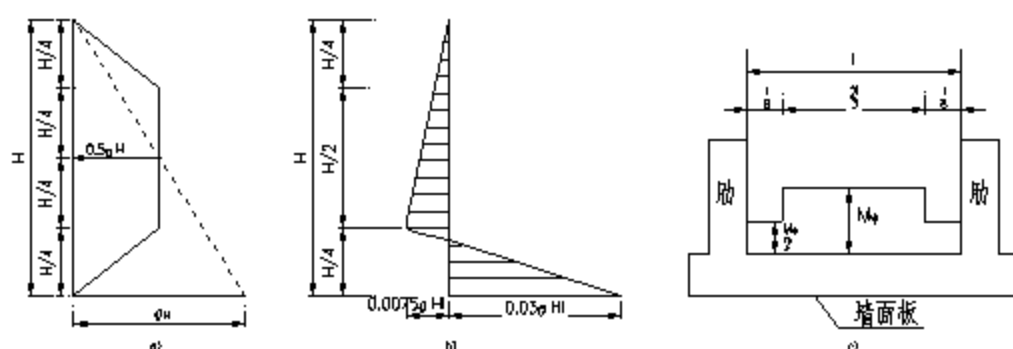


图 12.4.9 扶壁式挡墙荷载及弯矩分布示意图

M_1 —板跨中弯矩； H —墙面板的高度； σ_H —墙面板底端内填料引起的法向土压力； I —扶壁之间的净距

12.4.10 悬臂式、扶壁式挡墙构造应符合下列要求：

1 混凝土强度等级不应低于 C25，受力钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 250mm，混凝土保护层厚度不应小于 25mm；配筋率、钢筋的搭接和锚固应符合现行国家和行业有关规范的规定；

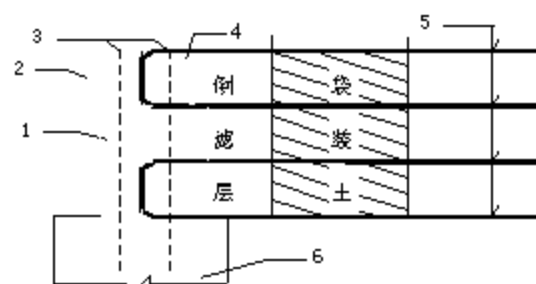
2 立板的顶宽不得小于 200mm，底板厚度不应小于 300mm；

3 两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的 $1/3 \sim 1/2$ ；扶壁的厚度宜取扶壁间距的 $1/8 \sim 1/6$ ；

- 4 扶壁式挡墙分段长度不宜超过 20m；每一分段设置的扶壁数量不宜少于 3 个；
- 5 立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬壁固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则，可取两扶壁净距的 0.35 倍；
- 6 应在不同结构单元处和地基岩土层变化处设置沉降缝，沉降缝宜与伸缩缝合并；
- 7 挡墙纵向伸缩缝净距宜采用 20~25m；当挡墙位于纵向坡度大于 5% 的斜坡时，基底宜做成台阶形；
- 8 当挡墙受滑动控制时，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。

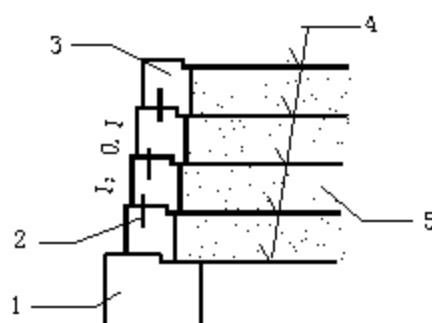
12.4.11 填土边坡采用加筋土挡墙时应符合下列要求：

- 1 单级加筋土挡墙高度不宜超过 10m。墙面系应根据墙的高度、拉筋与墙面的连接方式等确定，并应控制墙面侧向变形及协调周围环境景观；
- 2 墙面系宜采用组合模块式。组合模块式墙面由预制素混凝土模块联锁组砌而成，如图 12.4.11 (a)、(b) 所示，模块外形尺寸可为：长 50~150cm，高 30~60cm，厚 30 cm~80cm，模块可为实心或空心内填土，模块混凝土标号不宜低于 C25。模块构造形式可根据造型、受力及墙面稳定性选择；
- 3 模块在高度方向应设键或槽以及销钉孔，增强墙面的整体性；模块之间宜采用干砌，满足柔性结构的变形要求；
- 4 组合模块式墙面与拉筋的连接方式分为刚性连接(图 12.4.11 (c))、摩擦连接(图 12.4.11 (d))。



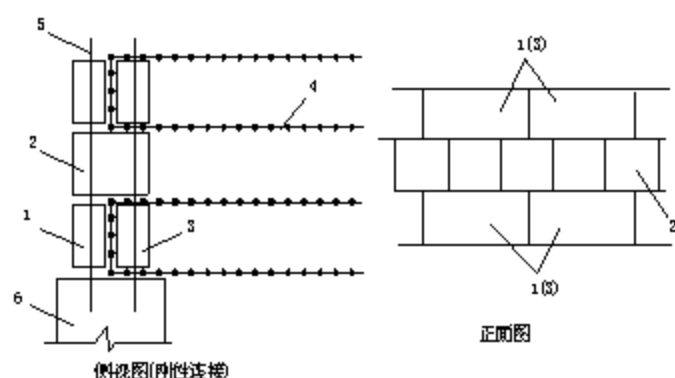
(a) A 型组合模块式墙面

1-模块 B(B1) 2-模块 A 3-插筋孔 4-模块 A1
5-筋材 6-地基梁



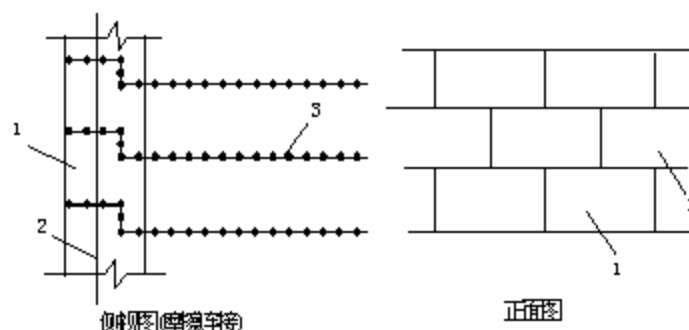
(b) B 型组合模块式墙面系

1-条形基础 2-销钉 3-模块
4-筋材 5-压实土



(c) 拉筋与A型组合模块墙面的连接

1-模块A 2-模块B 3-模块C 4-拉筋 5-插销 6-基础



(d) 拉筋与B型组合模块墙面的连接

1-模块 2-插销 3-拉筋

图 12.4.11 加筋土挡墙图示意图

5 拉筋应具有足够的抗拉强度，柔性好不易脆断，延伸率低，能与填料产生较大的摩阻力。拉筋材料宜选用土工格栅，墙高大于5m时不宜采用土工带成束栓结拉筋；

6 加筋土的填料一般为砂性土，最大颗粒不得大于150mm。采用土工合成材料作拉筋时，填料中不应含有铜、镁等金属离子。腐植土、淤泥和生活垃圾不得作为加筋土的填料。填料的压实度应大于92%；

7 加筋土挡墙应设置沉降缝，缝的间距宜根据地基条件确定，土质地基宜为10~20m，岩石地基可适当增大，并应满足面板或模块长度的模数要求。

12.4.12 加筋土挡墙的设计计算可按现行行业标准《公路路基设计规范》JTG D30的有关公式进行，并应包括下列计算：

- 1 加筋材料的抗拉计算和抗拔稳定性验算；
- 2 加筋体抗倾覆和抗滑移稳定性验算
- 3 加筋土挡墙整体稳定性验算；
- 4 加筋土挡墙地基承载力与变形计算；
- 5 墙面模块的滑脱稳定校核；

12.4.13 采用格构梁加固边坡时应符合下列要求：

1 浆砌块石格构梁适用于坡度小于35°且整体稳定的土质边坡，格构梁水平间距应小于3.0m，断面高度宜为300~500mm，宽度宜为200~400mm；

2 钢筋混凝土格构梁适用于坡度为 $35^{\circ} \sim 70^{\circ}$ 的土质或岩质边坡。当边坡高度大于 10m 时，应设置分级平台，分级平台宽 1.5m~2.0m；格构梁水平间距宜为 2.0~3.0m，断面高度宜为 300~500mm，宽度宜为 200~400mm，格构梁节点处可设置锚杆；

3 格构梁宜每隔 30~50m 设置伸缩缝，缝宽 2~3cm，填塞低发泡高密度聚乙烯塑料板材，并宜在格构间培土植草绿化。

12.4.14 采用钢筋混凝土格构梁加锚杆时，格构梁承受的锚固荷载应根据锚杆设计的锚固力及边坡类型和破坏特点确定。格构梁内力计算可采用弹性地基梁法，也可按简支梁或连续梁计算；当锚固点变形较小时，格构梁可简化为支撑在锚固点上的井字梁。

12.4.15 钢筋混凝土格构梁设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定；结构重要性系数 γ_0 取 1.05，永久性荷载分项系数取 1.35。

12.4.16 进行锚固边坡稳定性分析计算时，锚固作用力可按图 12.4.16 所示简化为作用于滑面或坡面上的一个集中力，并取二者计算的锚固边坡稳定性安全系数的小值作为锚固边坡的稳定性安全系数。锚杆设计锚固力宜根据边坡下滑力按式 12.4.16 计算确定。有锚杆基本试验数据或同类边坡试验检测资料时，应依据试验数据资料确定设计锚固力。

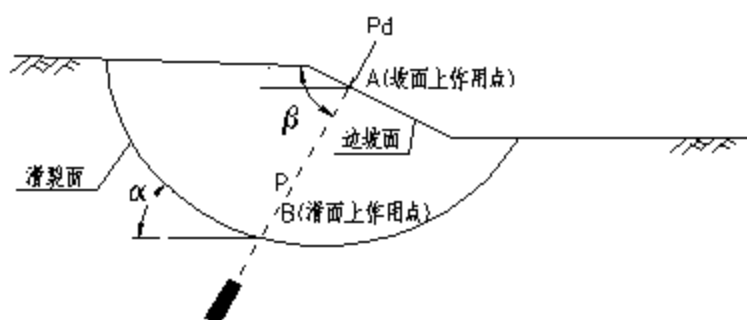


图 12.4.16 锚固作用力简化图示

$$P_d = \frac{El_a}{[\sin(\alpha + \beta)\tan\varphi + \cos(\alpha + \beta)]n} \quad (12.4.16)$$

式中

P_d ——锚杆设计锚固力；

E ——边坡下滑力，可按不平衡推力法或圆弧滑动法计算确定；

l_a ——锚杆竖向间距；

φ ——滑动面内摩擦角；

α ——锚杆与滑动面相交处的滑动面的倾角；

β ——锚杆与水平面的夹角；

n ——竖向锚杆排数。

12.4.17 锚杆设计应满足下列要求：

1 单根锚杆杆体截面积：

$$A_s \geq \frac{KP_d}{f_{py}} \quad (12.4.17-1)$$

式中

A_s ——单根锚杆杆体截面积；

K ——安全系数，按表 12.4.17—1 选用；

f_{py} ——预应力钢绞线或锚杆钢筋抗拉强度设计值。

表 12.4.17—1 锚杆设计安全系数 K

边坡等级	安全系数	
	锚杆使用期限≤2 年 (临时性锚杆)	锚杆使用期限>2 年 (永久性锚杆)
一级边坡	1.4~1.6	1.6~1.8
二级边坡	1.3~1.4	1.4~1.6
三级边坡	1.2~1.3	1.3~1.4

注：安全系数 K 已考虑结构重要性系数。

2 锚固体与岩土层的锚固段长度：

$$L_r \geq \frac{KP_d}{\zeta \pi d f_{ab}} \quad (12.4.17-2)$$

式中

L_r ——锚固体与岩土层的锚固段长度；

K ——安全系数，可按表 12.4.17—1 选用；

ζ ——工作条件系数，临时性锚杆取 1.33，永久性锚杆取 1.00；

d ——锚固段锚孔直径；

f_{ab} ——岩土层与锚固体粘接强度特征值，应通过试验确定；无法进行试验时，可参考表 12.4.17—2、表 12.4.17—3 选用。

表 12.4.17—2 岩石与锚固体粘接强度特征值 f_{ab}

岩体类别	f_{ab} (kPa)	岩体类别	f_{ab} (kPa)
软岩	80~200	较硬岩	300~500
较软岩	200~300	坚硬岩	500~800

注：1 表中数值适用于注浆体单轴抗压强度标准值为 30MPa；

2 采用表中数值设计，施工前应进行现场抗拔试验检验；

3 岩体结构面发育时，取表中下限值；

4 岩体分类参见表 4.2.4。

表 12.4.17—3 土体与锚固体粘接强度特征值 f_{ab}

土类	土的状态	f_{ab} (kPa)
粘性土	软塑、可塑	20~30
	硬塑、坚硬	30~50
砂土	松散	30~40

	稍密	40~60
	中密	60~90
	密实	90~120
碎石土	稍密	50~70
	中密	70~90
	密实	90~120
花岗岩类残积土	可塑	30~50
	硬塑、坚硬	50~80

注：1 表中数值适用于注浆体的单轴抗压强度标准值为 30MPa；

2 注浆应采用二次压力注浆法，第一次注浆为低压注浆，注浆压力宜小于 0.5MPa；第二次注浆为高压注浆，注浆压力宜大于 3MPa；

3 采用表中数值设计，施工前应进行现场抗拔试验检验。

3 锚杆杆体与注浆体的锚固长度：

$$L_g = \frac{KP_d}{\zeta n \pi d_g f_b} \quad (12.4.17-3)$$

式中

L_g ——锚杆杆体与注浆体的锚固长度；

K ——安全系数，按表 12.4.17—1 选用；

ζ ——锚杆与注浆体工作条件系数，永久性锚杆取 0.6，临时性锚杆取 0.72；

n ——钢筋或钢绞线根数；

d_g ——锚杆杆体直径；

f_b ——锚杆杆体与注浆体的粘结强度，应通过试验确定；不具备试验条件时，可参考表 12.4.17—4 选用。

表 12.4.17—4 锚杆杆体与注浆体的粘结强度设计值 f_b (MPa)

杆体类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级	
	M30	M35
螺纹钢筋	2.40	2.70
钢绞线	2.90	3.40

注：当采用二根钢筋点焊成束时，粘结强度乘以 0.85 系数；当采用三根钢筋点焊成束时，粘结强度乘以 0.7 系数。

12.4.18 锚杆构造设计应符合下列规定：

1 预应力锚杆自由段长度应不小于 5m，锚固段长度应通过计算确定，并应穿过潜在滑裂面；土层预应力锚杆的总长度不宜大于 35m；

2 预应力锚杆间距宜为 3.0~6.0m, 网格状布置; 预应力锚杆的张拉荷载宜为设计锚固力的 1.05~1.20 倍, 锁定荷载宜为设计锚固力的 0.65~0.80 倍;

3 普通锚杆锚固段长度应通过计算确定, 且土层锚杆长度不应小于 6.0m, 不宜大于 14.0m, 并应穿过潜在滑裂面; 岩石锚杆长度不应小于 3.0m, 不宜大于 10.0m;

4 预应力锚杆的锚孔直径宜为 130mm~180mm, 普通锚杆的锚孔直径宜为 110mm~130mm; 锚杆托架间距宜为 1.5m~2.0m;

5 预应力锚杆的锚头应设置混凝土垫墩、钢垫板和锚头夹具; 普通锚杆的锚头应设置与格构梁钢筋焊接连接的钢筋构件, 单向焊接连接的长度不应小于 $15d$, 双向焊接连接的长度不应小于 $8d$;

6 锚杆杆体材料应选用 HRB335 或 HRB400 带肋钢筋, 直径宜为 25mm~32mm; 钢绞线强度应不小于 1860N/mm^2 ;

7 永久性锚杆应采取防腐蚀措施。

12.4.19 锚杆挡墙可分为格构式和排桩式锚杆挡墙, 其构造设计应符合下列规定:

1 锚杆挡墙的立柱间距宜采用 2m~8m;

2 锚杆垂直间距不宜小于 2.5m, 水平间距不宜小于 2m; 锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时, 锚杆宜采用长短相间的方式布置;

3 第一排锚杆锚固体上覆岩层的厚度不宜小于 2m;

4 第一排锚点位置可设于坡顶下 1.5m~2m 处, 锚杆倾角宜采用 $10^\circ\sim35^\circ$;

5 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直, 并应与结构面呈较大倾角相交;

6 采用格构梁式锚杆挡墙时, 格构梁截面的宽度和高度不宜小于 300mm, 梁的间距宜取 2~5m。

12.4.20 临时性边坡采用喷锚支护加固边坡时, 锚杆的设置应满足下列要求:

1 锚杆间距宜为 1.5m~3.0m, 且不应大于锚杆长度的一半; 对 I、II 类岩体边坡最大间距不得大于 3.0m, 对 III 类岩体边坡最大间距不得大于 2.0m;

2 锚杆宜等间距布置, 倾角宜为 $10^\circ\sim20^\circ$, 并宜采用全粘结锚杆;

3 喷射混凝土厚度宜为 80mm~150mm, 钢筋网宜为 $\phi 6@150\sim200$ 。

12.5 边坡水治理

12.5.1 边坡工程应对地表水和地下水进行勘察, 搜集水文、气象资料, 查明地下水水位、类型、补给和排泄条件, 岩土的水性及地下水出露情况, 必要时实测地下水流速、流量等; 调查边坡所处的地形地貌特点和汇水面积, 估算大暴雨条件下流经边坡范围的地表水量。

12.5.2 边坡工程应根据场地情况设置良好的地表及坡体排水系统, 并应充分利用边坡自然排水条件。

12.5.3 地表排水系统包括坡顶截水沟, 坡面水平向集水沟和垂直向排水沟, 以及坡脚排水

沟等。地表排水系统的设计应考虑汇水面积、排水路径、沟渠排水能力及防渗要求等。

12.5.4 坡体排水系统可根据场地地下水类型、补给、排泄条件等选择坡顶截水沟、坡体内排水盲沟、支撑盲沟、垂直向排水砂井、支撑竖井、水平向排水孔、汇水池、沉砂池、消能池等排水构造。

12.5.5 水平向排水孔间距和深度应根据坡体含水层的分布、岩土体渗透系数等经计算分析后确定。水平向排水孔宜采用仰斜式，仰角宜不小于 6° ，水平间距宜为 $3\sim 10\text{m}$ ，孔深以穿过潜在滑动面或进入含水层足够深度为宜，孔径宜不小于 $\phi 100\text{mm}$ ，孔内宜选用网眼土工材料排水管，管外采用透水土工布布置反滤层。

12.5.6 支撑盲沟适用于浅层（ $\leq 4\text{m}$ ）滑动面的不稳定边坡，具有排水和支挡双重作用，断面采用矩形，宽度一般为 $2\text{m}\sim 4\text{m}$ 。支撑盲沟一般用坚硬片石干砌。

12.5.7 边坡工程应设泄水孔，孔径不宜小于 100mm ，间距宜为 $2\sim 3\text{m}$ ，并宜按梅花形布置。对于岩质边坡，其泄水孔宜优先设置于裂隙发育、渗水严重的部位。在地下水较丰富或有潜水流出现量较多时，泄水孔应加密，并应在潜水点部位安设引流管。

12.6 坡面防护

12.6.1 边坡坡面防护结构应在稳定的边坡上设置。在植物容易生长的土质边坡上，可采用种草、铺草皮、植树等防护措施。在边坡过陡或植物不易生长的边坡可采用挡墙、防护网、柔性支护、框格防护、封面、护面墙、混喷植生等防护措施。

12.6.2 种草边坡坡度不宜陡于 $1:1$ 。根据防护目的，气候、土质、施工季节，宜采用易成活、生长快、根系发达、叶茎低短的多年生草种。对不利于种草的土壤，可在坡面铺设一层 $100\sim 150\text{mm}$ 厚的种植土层，并挖成有利于防止土层流失的小台阶。

12.6.3 铺草皮适用于需要在较短时间内绿化的土质边坡。宜采用根系发达、茎短叶茂的耐旱草种。坡度宜为 $1:1.5$ ，主要有平铺、叠铺等形式。草皮厚度宜为 $60\sim 100\text{mm}$ ，以小木桩钉牢，并露出草皮表面 20mm 。

12.6.4 树种应选用能迅速生长且根深枝密的低短灌木类，其布置形式可选用带状、条状、连续式。

12.6.5 框格防护应以混凝土、浆砌片（块）石等做骨架，框格内宜采用植物防护或其他辅助防护措施。方形框格大小应视坡度、土质而定，通常宜为 $1\text{m}\times 1\text{m}$ 、 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 。边坡坡顶及坡脚应采用与骨架部分相同的材料加固。

12.6.6 对严重风化破碎或容易产生碎落塌方的岩石边坡，可采用护面墙或柔性网进行防护。护面墙应采用浆砌片石结构，也可采用现浇或预制混凝土结构。基础应设置在稳定的地基土上，埋置深度为厚度的 1.5 倍，每隔 $10\text{m}\sim 20\text{m}$ 设 200mm 宽的伸缩缝，每隔 $2\text{m}\sim 3\text{m}$ 设置直径不小于 100mm 的泄水孔。

12.7 滑坡和崩塌

12.7.1 应查明滑坡崩塌体的工程地质与水文地质条件、滑坡崩塌体所处的地形地貌特点,分析滑坡崩塌的成因类型、规模和特征,分析评价滑坡崩塌的稳定状况与发展趋势,可能产生的危害程度和范围。

12.7.2 在建设场区内,有可能形成滑坡崩塌的地段,必须采取可靠的预防措施,防止产生滑坡崩塌。对具有滑坡崩塌发展趋势并威胁建(构)筑物安全使用的边坡,应采取避让或整治措施。

12.7.3 对于可能产生滑坡的土体,应采取下列防治措施:

1 排水:应设置截、排水沟以减少地表水进入滑坡地段。滑坡体上设分段排水沟、裂缝封填并做好坡面封闭等措施排放地表水;在地下水丰富的工程,可设置水平向排水孔等措施,排除滑坡体内的水;

2 卸载:在保证卸载区上方及两侧岩土稳定的情况下,可在滑体主动区卸载,但不得在滑体被动区卸载;

3 反压:在滑体的阻滑区段回填土石反压以提高滑体的阻滑安全系数;

4 支挡:根据滑坡推力的大小、方向及作用点,可选用重力式抗滑挡墙、抗滑桩或其他抗滑结构。抗滑挡墙的基底及阻滑桩的桩端应埋置于滑动面以下的稳定岩(土)层土。必要时应验算墙顶以上的岩(土)体从墙顶滑出的可能性;

5 锚固:可根据滑坡体的性状及位置,采用锚杆锚固或锚固与支挡联合治理。

12.7.4 滑坡防治方案除满足滑坡整治要求外,尚应考虑支护结构与相邻建(构)筑物基础关系,并满足建筑功能要求,应选择有利于减小坡体变形的方案,避免因滑体变形过大而危及建(构)筑物安全并保证其正常使用功能。在滑坡区进行工程建设时,应首先对滑坡进行加固,确保边坡稳定,建筑物基础应采用桩基础或桩锚基础等方案,将荷载传至稳定地层中。

12.7.5 滑坡推力计算应符合下列要求:

1 计算滑坡推力应考虑滑坡体上的附加荷载、地下水作用产生的荷载、临时施工荷载;对永久性边坡尚应考虑地震作用;

2 当滑体有多层滑动面(带)时,应取推力最大的滑动面(带)确定滑动推力;

3 选择平行于滑动方向的几个具有代表性的断面进行计算。计算断面一般不得少2个,其中应有一个是滑动主轴滑面。根据不同断面推力设计相应的抗滑结构;

4 滑坡推力可采用传递系数法,按下式计算(见图12.7.5)

$$T_i = F_i W_i \sin \alpha_i + \psi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i L_i \quad (12.7.5-1)$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \quad (12.7.5-2)$$

式中: T_i 、 T_{i-1} ——第*i*块、第*i-1*块滑块的剩余下滑力;当 $T_i < 0$ 时,应取 $T_i = 0$;

ψ_i ——传递系数;

- F_s ——稳定安全系数；
 W_i ——第 i 块滑块的自重力；
 α_i 、 α_{i-1} ——第 i 块、第 $i-1$ 块滑块对应滑面的倾角；
 φ_i ——第 i 块滑块滑面内摩擦角标准值；
 c_i ——第 i 块滑块滑面粘聚力标准值；
 L_i ——第 i 块滑块滑面长度。

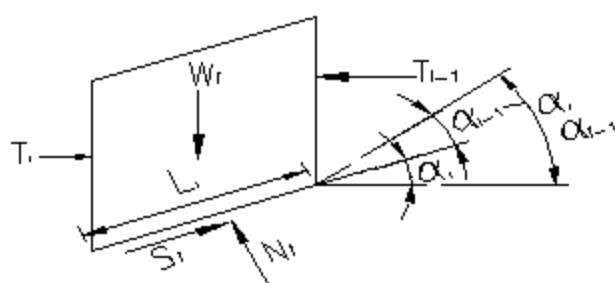


图 12.7.5 剩余下滑力计算图示

S_i —抗滑反力； N_i —法向反力

- 5 滑坡推力作用点，可取在滑体厚度的二分之一处；
- 6 滑坡稳定安全系数，对地基基础设计等级为甲级的建筑物宜取 1.25，设计等级为乙级的建筑物宜取 1.15，设计等级为丙级的建筑物宜取 1.05；市政快速路、主干道宜取 1.2~1.3，次干道、支路宜取 1.05~1.15；
- 7 当滑坡体最后一个条块的剩余下滑力小于 0 时滑坡稳定，剩余下滑力大于 0 时滑坡不稳定；此时的 T_i 值可作为设计支挡结构所承受的推力；
- 8 根据岩土的性质和工程经验，可采用试验和滑坡反算相结合的方法，结合滑坡可能出现的最不利情况，确定滑面岩土抗剪强度值。

12.7.6 采用抗滑桩加锚杆（索）治理滑坡时，应符合下列规定：

- 1 抗滑桩平面布置，对于地质条件简单的中、小型滑坡，一般在滑体前缘布设一排抗滑桩，桩排方向应与滑体垂直或接近垂直。对于轴线较长的多级滑动或推力很大的滑坡，可将抗滑桩布置成多排进行分级治理，分级承担滑坡推力；
- 2 桩间距应根据滑坡推力、桩截面尺寸、桩长、滑坡体土质情况和施工条件等因素经工程类比分析和计算后确定。抗滑桩的间距宜为 4~8m，必要时，桩间用挡土板加固；
- 3 抗滑桩的锚固深度应穿透潜在滑裂面进入稳定土层不少于 1d，且不少于 1.5m，中风化以下岩层不少于 1.0m；当桩间距较小或减小锚杆间距时，锚固深度可适当减小；
- 4 抗滑桩采用人工挖孔桩时，桩身截面宜选择矩形，截面尺寸应满足抗滑要求；
- 5 抗滑桩的设计计算应按第 10 章的有关规定进行。

12.7.7 危岩和崩塌治理应根据危岩类型、破坏特征、工程地质和水文地质条件等因素采取下列综合措施：

- 1 采用锚固措施对危岩进行加固处理;
- 2 对危岩裂隙进行注浆和封闭;
- 3 悬挑的危岩、险石, 应予清除;
- 4 对崖腔、空洞等应进行撑顶和镶补;
- 5 在崩塌区有地表水活动时, 应拦截和疏导地表水;
- 6 在崖脚设置拦石墙、碎落台、落石槽、拦护网等结构措施。

13 基坑工程

13.1 一般规定

13.1.1 基坑支护应保证基坑开挖、坑内施工和周边环境的安全。应根据基坑工程的重要性、开挖深度、周边环境以及基坑支护失效可能产生的后果，对基坑各边位移分级设限。

13.1.2 基坑支护安全等级应根据基坑开挖深度、周边环境、破坏后果等条件按表 13.1.2 确定；同一基坑各边宜根据其周边环境与岩土条件确定相应的安全等级。

表 13.1.2 基坑支护安全等级

安全等级	破坏后果	判 定 标 准		
		基坑深度 h (m)	1.3 h 范围内软弱 土层总厚度 (m)	基坑边缘与邻近浅基础或桩端埋置 深度小于 1.3 h 摩擦桩基础的建筑物 的净距或与重要管线的净距 (m)
一级	很严重	$h > 12.0$	> 5.0	$< 1.0h$
二级	严重	$8.0 \leq h \leq 12.0$	$3.0 \sim 5.0$	$1.0h \sim 2.0h$
三级	不严重	$h < 8.0$	< 3.0	$> 2.0h$

注：1 基坑支护安全等级的确定从一级开始，当有二项（含二项）以上的条件达到表中的判断标准时，以达到最高等级标准的条件来确定基坑支护等级；当破坏后果与判定标准条件不一致时，按高一级考虑确定；

2 重要管线系指燃气、供水、供油、电力电缆、通信光缆等；

3 软弱土层包括淤泥、淤泥质土、新近填土、松散砂层等；

4 当基坑边线以外 50m 范围内有地铁时，应根据基坑开挖对地铁的影响，按提高一级考虑确定基坑支护安全等级。

13.1.3 对于水文地质条件复杂的基坑工程，应进行抗渗透稳定性验算和降水影响评估。

13.1.4 基坑工程从开挖至设计高程支护结构施工完成开始，至基坑回填结束的安全使用期限为一年。超过安全使用期限时，应对支护结构进行安全评估，并根据评估结果对支护结构采取加强措施。有特殊要求时应进行专门设计。

13.1.5 计算作用于支护结构的土压力和水压力时，地下水位以上土体应采用天然重度、总应力强度计算；地下水位以下的粘土、粉质粘土、宜采用水土合算，采用饱和重度、总应力强度参数；地下水位以下砂土和碎石土宜采用水土分算，采用有效重度、有效应力强度参数，水压力应按静水压力计算，当截水帷幕未穿透含水层并可能产生渗流时，宜考虑渗流效应对静水压力的影响。对粘性土填土，应按粘土、粉质粘土对待；对非粘性土填土，应按砂土，碎石土对待。

13.1.6 对花岗岩类的残积土层和全～强风化层计算土压力时，土参数的选用应考虑基坑施工和使用期间土体含水量变化的影响，宜结合土工试验和工程经验作适当折减。

13.1.7 基坑开挖应符合下列规定：

1 严格按设计要求进行开挖，遵循分层分段、随挖随支护、先支护后开挖的原则，严禁超挖；

2 坑顶堆载不得超过设计规定的荷载限制要求；

3 基坑施工和使用期间必须做好地面和坑内排水，避免地面水渗入基坑边坡土体内及坡脚被水浸泡。

13.2 基坑工程设计

13.2.1 基坑工程设计应具备下列资料：

- 1 岩土工程勘察报告；**
- 2 场地建筑总平面图、地下结构的平面图和剖面图；**
- 3 基坑周边建（构）筑物的基础类型和结构质量情况、地下管线分布情况等。**

13.2.2 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 支护体系的方案技术经济比选；**
- 2 支护结构的强度、稳定和变形计算；**
- 3 基坑稳定性验算（包括抗隆起、抗滑移、抗渗流、抗倾覆等）；**
- 4 基坑降水或止水帷幕设计；**
- 5 基坑工程的检测和监测要求；**
- 6 基坑开挖施工技术要求及工程桩施工对支护结构的影响。**

13.2.3 基坑工程设计应符合下列要求：

- 1 应根据检测与监测信息进行动态设计；**
- 2 应根据基坑岩土条件、周围环境、开挖深度、施工条件等，合理选择支护结构形式；**
- 3 作用于支护结构的荷载除土压力和水压力外，还应包括基坑开挖影响范围以内建（构）筑物的荷载、坑顶一定范围内地面超载、施工荷载及邻近场地的影响等；**
- 4 作为永久结构使用时荷载作用应符合有关规范的规定；**
- 5 满足基坑边坡和支护结构安全要求；**
- 6 降水引起的地基沉降不影响邻近建筑物或重要管线的正常使用；**
- 7 支护结构变形不应超过周边环境保护的要求。**

13.2.4 排桩、地下连续墙支护结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析计算，并应考虑支撑或锚固点的位移、支撑刚度及施工工况等的影响。

13.2.5 排桩、地下连续墙内支撑应采用稳定的结构体系和连接构造，其刚度应满足变形计算要求；稳定性验算时，应验算各构件平面内及平面外稳定性；钢支撑应考虑轴线偏离与温度应力对稳定性的影响。

13.2.6 锚杆设计应包括锚杆承载力计算、锚杆杆体截面和长度的确定、锚杆构造要求及锚头与锚固体的技术要求等。当需要严格控制支护结构变形时，应采用预应力锚杆。

13.2.7 土层预应力锚杆设计应符合下列规定：

1 锚固段不宜设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层；锚固段上覆土层厚度不宜小于 4.0m；

2 锚杆上排和下排间距不宜小于 2.5m，水平方向间距不宜小于 1.5m；锚杆的倾角宜为 $10^{\circ}\sim 30^{\circ}$ ，且不应大于 45° ；

3 锚杆杆体材料宜选用高强钢绞线或精轧螺纹钢，钢筋等级应不低于 HRB335 级，钢绞线强度应不小于 1860N/mm^2 ；

4 锚固段在最危险滑动面以外的有效计算长度应满足稳定计算要求，且自由段长度不应小于 5m；

5 锚杆的张拉锁定应在普通拉力型锚杆注浆体强度达到 20MPa 以上、压力型锚杆达到 28MPa 以上后逐根进行张拉锁定，张拉荷载宜为设计值的 1.0~1.1 倍，锚杆锁定拉力可取锚杆设计拉力值的 0.7~0.85 倍。

13.2.8 根据基坑特点、岩土条件、周边环境等，可将土钉墙与微型桩、预应力管桩、预应力锚杆、止水结构等多种结构形式组合成复合土钉墙。复合土钉墙不宜用于以下条件的基坑支护：

1 基坑垂直开挖深度超过 12m；

2 基坑深度计算范围内有厚度大于 3m 的淤泥或淤泥质土层。

13.2.9 土钉墙和复合土钉墙设计应包括下列内容：

1 根据工程类比与工程经验，确定各部分结构的尺寸和材料参数；

2 整体稳定性分析；

3 土钉及预应力锚杆的抗拔承载力；

4 面层构造；

5 监测设计；

6 需严格控制周边土体位移时进行变形估算。

13.2.10 基坑支护结构的设计计算与构造要求应符合现行深圳市标准《深圳地区基坑支护技术规范》SJG05 的有关规定。

13.3 基坑变形控制

13.3.1 因支护结构变形、岩土开挖及地下水变化引起的基坑内外土体变形应按以下条件控制：

1 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工；

2 不得影响既有桩基的正常使用；

3 对周边已有建（构）筑物引起的沉降不得超过有关规范的规定；

4 不得影响周边地下管线的正常使用。

5 不得影响周边道路、邻近地铁和其他市政设施的正常使用。

13.3.2 基坑支护结构顶部最大水平位移控制值 δ 参见表 13.3.2。

表 13.3.2 支护结构顶部最大水平位移控制值 δ (mm)

基坑支护安全等级	排桩、地下连续墙加内支撑支护等	排桩、地下连续墙加锚杆、双排桩、复合土钉墙支护等	坡率法、土钉墙或复合土钉墙、悬臂式排桩、水泥土挡墙、钢板桩支护等
一级	0.002 h 与 30mm 的较小值	0.003 h 与 40mm 的较小值	
二级	0.004 h 与 50mm 的较小值	0.006 h 与 60mm 的较小值	0.01 h 与 80mm 的较小值
三级		0.01 h 与 80mm 的较小值	0.02 h 与 100mm 的较小值

注：表中 h 为基坑开挖深度。

13.3.3 基坑工程设计应根据岩土条件、开挖深度、支护形式、周围环境等确定基坑各边支护结构最大水平位移控制值。当支护结构实际水平位移达到控制值的 80% 时，应及时预警；超过控制值时应进行安全风险评估。

13.4 地下水控制

13.4.1 应根据场地及周边岩土条件和基坑周边环境条件，并结合基坑支护设计和基础施工方案，确定地下水控制方案。

13.4.2 地下水控制方案可分为集水明排、降水、截水和回灌等形式单独或组合使用；排水沟、集水井、抽水设备应根据排水量计算确定。

13.4.3 因降水而可能危及基坑及周边环境安全时，应采用截水或回灌方法。截水后，基坑中的水量或水压较大时，应采用基坑内井点降水。

13.4.4 当坑底为隔水层且有承压水时，应进行坑底突涌验算，必要时可采取水平封底隔渗或钻孔减压措施保证坑底稳定。

13.4.5 降水井宜在基坑外缘采用封闭式布置，降水井的井径、深度、间距等宜通过出水量计算确定。

13.4.6 截水帷幕的厚度应满足基坑防渗的要求，可采用深层搅拌桩、旋喷桩和注浆等施工截水帷幕；对地质条件复杂、止水要求高的工程也可采用素砼防渗墙、咬合桩墙等；落底式截水帷幕应插入下卧不透水层，插入深度可由计算确定，或根据类似工程的经验确定。

13.4.7 回灌可采用井点、砂井、砂沟等，回灌井与降水井的距离不宜小于 6m，回灌井应布置在建筑物附近，回灌水量可通过水位观测孔中水位变化进行控制和调节。

13.4.8 工程桩采用人工挖孔桩时，应考虑挖孔桩施工对地下水控制的影响，必要时应进行地下水位观测。

13.5 地下连续墙与逆作法

13.5.1 地下连续墙适用于各种复杂施工环境和地质条件。墙体厚度应根据计算、并结合成槽机械的规格确定，且不宜小于 600mm。单元墙段（槽段）的长度、形状，应根据整体平

面布置、受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工要求等因素综合确定，并应验算槽壁的稳定性。必要时在地下连续墙施工前应进行成槽试验。

13.5.2 用作永久性地下结构的地下连续墙，在进行结构及抗渗设计时，除应满足基坑支护的要求外，尚应符合现行有关规范的规定。

13.5.3 地下连续墙的构造应符合下列要求：

- 1 墙体混凝土的强度等级不应低于 C25，并满足抗渗要求；
- 2 受力钢筋等级应不低于 HRB335 级，直径不宜小于 20mm；构造钢筋等级可采用 HRB235 级或 HRB335 级，直径不宜小于 14mm，间距不应大于 300mm。单元槽段的钢筋笼宜装配成一个整体，必须分段时宜采用焊接或机械连接，应在结构内力较小处布置接头位置，接头应相互错开；
- 3 钢筋的保护层厚度，对临时性支护结构不宜小于 50mm，对永久性支护结构不宜小于 70mm；
- 4 竖向受力钢筋应有一半以上通长配置；
- 5 当地下连续墙与主体结构连接时，预埋在墙内的受钢筋、连接螺栓或连接钢板，均应满足受力计算要求；
- 6 地下连续墙顶部应设置钢筋混凝土冠梁，梁宽不宜小于墙厚尺寸，梁高不宜小于 500mm，配筋率不应小于 0.4%，墙的竖向主筋应锚入梁内；
- 7 墙段之间的接缝不设止水带时，防渗止水接头应选用锁口圆弧型、槽型或 V 型等，接头面应严格清刷，不得存有夹泥或沉渣。

13.5.4 基坑逆作法施工时结构设计应符合下列规定：

- 1 逆作法施工时，基坑支护结构宜采用地下连续墙或咬合排桩，并可用作地下主体结构侧壁外墙；
- 2 当楼盖、梁和板整体浇注作为水平支撑体系时，应符合承载力、刚度和抗裂要求。在出土口处先施工板下梁系形成水平支撑体时，应按平面框架方法计算内力和变形，其肋梁应按偏心受压杆件验算构件的承载力和稳定性；
- 3 竖向支撑宜采用钢结构构件（格构柱、型钢或钢管柱），梁柱节点的设计应满足梁板钢筋及后浇混凝土的施工要求；
- 4 地下连续墙与地下结构梁、板的连接，应通过墙体的预埋构件满足主体结构的受力要求，与底板应采用整体连接，接头钢筋应采用焊接或机械连接，宜在墙内设置钢筋混凝土内衬墙，满足地下室使用要求；
- 5 地下主体结构的梁、板当施工期间有超载时（如行车、堆土等），应考虑其影响。立柱和立柱桩的荷载应包括施工平台或栈桥所受的施工荷载；
- 6 竖向立柱的沉降，应满足主体结构的受力和变形要求。

14 检验与监测

14.1 设计参数检验

14.1.1 设计参数检验包括天然地基和复合地基的原位测试、地基载荷试验、单桩载荷试验、抗浮桩（锚杆）抗拔试验、边坡与基坑锚杆和土钉抗拔试验等。设计参数检验应在设计阶段进行。

14.1.2 填土场地除应进行原位测试外，尚应进行平板载荷试验。平板载荷试验点数量对于建筑物场地宜按 1 点/1000m² 且不应少于 3 点；对于道路等市政设施宜按 3 点/3000m² 且不应少于 3 点；其他场地可根据使用功能和设计要求确定。对填土地基有特殊要求时，试验点数应根据需要确定。对填土面积大于 10 万 m² 的场地，宜将填土场地划分若干区块，并根据各区块面积确定试验点数；

14.1.3 复合地基应进行平板载荷试验和增强体（桩）的竖向静载试验。平板载荷试验时，平板面积应能覆盖单根或多根增强体（桩）所复合的面积，载荷试验数量应根据设计要求确定；增强体（桩）的竖向静载试验数量不应少于 3 根。

14.1.4 单桩极限承载力应通过现场单桩静载荷试验确定，其中建筑工程的试桩数量应符合 10.1.4 条的要求，市政桥涵工程试桩数量应符合 11.3.11 条的规定。

14.1.5 对抗浮桩和抗浮锚杆，应进行现场抗拔静载试验，检验设计抗拔力，试验数量对同一抗浮区域的抗浮桩不应少于 3 根，对抗浮锚杆不应少于 6 根。抗拔试验可按现行有关规范规定进行。

14.1.6 边坡工程的锚杆应进行基本试验，检验设计锚固力，基本试验可按现行国标《建筑边坡工程技术规范》GB50330 附录 C 进行；基坑工程土钉和锚杆基本试验可按现行深圳市标准《深圳地区基坑支护技术规范》SJG05 的规定进行。

14.2 施工验收检验

14.2.1 基槽(坑)检验应在天然地基开挖或基坑开挖时进行，可采用触探、取样送检等有效检验方法，当发现基底的岩土情况与勘察报告和设计文件不一致或遇到异常情况时，应结合槽（坑）底的地质条件提出处理意见。

14.2.2 市政道路路基为挖方路基时，应对开挖后的路基基槽进行检验，内容包括路基 30cm 内土的压实系数、土基面承载力、回弹模量等，检验数量为每 1000 m² 不宜少于 3 点。

14.2.3 市政道路路基为填方路基时，在压实填土的过程中，应分层检验土的压实系数，土基面承载力、回弹模量等，检测数量为每 1000 m² 不宜少于 3 点。

14.2.4 地基处理后应采用压板载荷试验检验地基承载力，并按设计要求和处理方法选用一种或一种以上的检验方法，对地基处理的质量进行检验。

1 强夯处理检验可采用标贯、动力触探、瑞利波法或地质雷达、载荷板试验等方法；检验数量对建筑物场地宜按 1 组/1000m² 且不应少于 3 组；对于道路等市政设施宜按 3 组

/3000m²且不应少于3组;

2 预压固结法处理检验,可采用标贯、十字板剪切、静力触探、动力触探等原位测试结合室内土工试验方法;检验数量应根据地基基础设计要求确定,单体建筑物应不少于3点;

3 换填压实填土过程中,应分层取样检测土的干密度和含水量,检验数量为宜每100m²不少于1点;面积大于5000m²时,每1000m²宜不少于2点;压实系数的检验可采用环刀法、灌砂法、灌水法、现场击实等方法;

4 水泥土搅拌桩复合地基,在搅拌成桩7天后,可采取开挖桩头、轻便触探、标准贯入试验等方法检验桩身水泥土的均匀性及水泥土强度增长情况,检验数量宜为1~5%;成桩28天后,宜钻取水泥土芯样进行抗压强度试验,取芯数量宜不少于1%且不少于9根。

14.2.5 工程桩质量检验除应符合现行有关国家和行业标准的规定,尚应符合下列要求:

1 对预制桩,应检验并确认收锤标准或桩的最后压入深度、静压力值及桩的回弹量;

2 对钻(冲)孔灌注桩,应检验并确认桩端进入持力层的位置、桩孔深度和钢筋笼制作安装质量;当桩底有扩大头时,还应检查桩底扩孔直径;

3 人工挖孔桩终孔时,应进行桩端持力层检验。单柱单桩的大直径嵌岩桩,应根据岩性检验桩底下3d或5m深度范围内有无空洞、破碎带、软弱夹层等不良地质条件。

4 对直径大于800mm的灌注桩,应采用低应变法或声波透射法检测桩身的完整性,对直径小于800mm的桩及预制桩,应采用低应变法检测桩身的完整性;

5 对灌注桩应采用钻芯法检测桩身混凝土质量情况;

6 位于岩溶强烈发育区、地质条件特别复杂场地的桩基,应加大检测数量;对跨度大于40m的桥梁或大型立交桥主跨的桩基,应对每根桩采用动测法、钻孔抽芯法、声波透射法进行检测;

7 工程桩应进行承载力检验;

14.2.6 工程抗浮锚杆应进行抗拔力检验,数量不应少于抗浮锚杆总数的5%,且不得少于6根。当抗浮锚杆处于腐蚀环境时,应对锚杆材料进行抗腐蚀性检验。

14.2.7 边坡工程检验应符合下列规定:

1 锚杆和土钉应进行抗拔力检验。在同一检验条件下,检验数量宜为锚杆总数的1%,且每种类型的锚杆不得少于3根;

2 喷射混凝土护面厚度检验数量宜为一组/500m²,每组不得少于3点;并应留取混凝土试样送检,试样数量宜为一组/500m²;

3 预应力锚杆在张拉锁定前,应做抗拔力验收试验。在同一试验条件下,试验数量宜为预应力锚杆总数的3~5%,且不得少于6根,预应力锚杆总数大于500根时宜取小值,反之宜取大值;

4 混凝土格构梁的检验应按现行国家钢筋混凝土结构检测的有关规范规定执行。

14.3 监测

14.3.1 下列建（构）筑物应在施工和使用期间进行变形监测：

- 1 地基基础设计等级为甲级的建（构）筑物、城市快速路、主、次干道、桥梁、重要管道和给排水设施、大型垃圾填埋场等；
- 2 复合地基或软弱地基上的设计等级为乙级的建（构）筑物；
- 3 加层、改扩建的建（构）筑物；
- 4 边坡和基坑工程。

14.3.2 地基处理监测应符合下列要求：

- 1 监测项目可按表 14.3.2—1 选择；监测项目及布点、仪器的选型、仪标的布设、观测方法及频率应根据工程特点、设计要求和现场条件确定；
- 2 采用堆载预压和水平加筋处理淤泥、淤泥质土的填方地基，应严格进行沉降和稳定监测，水平位移和表层沉降观测断面之间的水平距离不宜大于 200m，控制标准和监测频率可根据表 14.3.2—2 确定；
- 3 所有观测数据应及时处理，发现问题应及时复查或复测。观测期间应及时记录气象资料及潮位、地下水位等的变化情况。

表 14.3.2—1 地基处理监测项目

序号	地基处理方法	监 测 项 目							地下水位
		沉降			水平位移		应力		
		表层沉降	分层沉降	深层沉降	水平位移	深层测斜	孔隙水压力	土压力或其它应力	
1	预压法	应测	应测	应测	应测	应测	应测	可测	应测
2	强夯法	应测		可测	应测	可测	应测		应测
3	振冲法	应测	可测	可测	宜测		宜测		可测
4	复合地基	应测		可测	可测		可测	可测	应测
5	注浆法	应测		可测	宜测				宜测
6	水平加筋法	应测	可测	可测	应测			可测	可测

注：市政工程采用复合地基和注浆法，水平位移为应测项目。

表 14.3.2—2 控制标准和监测频率

监测项目	监测频率				控制标准 (设计值)
	填土施工期	填土间隔期	恒载预压期	使用期	
表层沉降	1 次/1 天	1 次/3 天	1 次/7 天	1 次/30 天	≤15mm/天
分层或深层沉降	1 次/3 天	1 次/3 天	1 次/14 天		
水平位移和深层测斜	1 次/1 天	1 次/3 天			≤4mm/天
孔隙水压力计 (水位)	1 次/1 天	1 次/3 天	1 次/14 天		$\frac{\sum \Delta u}{\sum \Delta p} \leq 0.5$
土压力和应力	1 次/5 天	1 次/5 天	1 次/14 天	1 次/60 天	

注：表中 Δu 为孔隙水应力增量， Δp 为荷载（堆载）增量。

14.3.3 边坡工程监测应符合下列要求：

1 监测项目可按 14.3.3 选择；监测项目及布点、仪器的选型、仪标的布设、观测方法及频率应根据工程特点和设计要求确定，并采用仪器观测和定期巡视调查相结合的方法进行监测。对临时边坡工程，表 14.3.3 的监测项目可根据设计要求适当放宽。

表 14.3.3 边坡工程监测项目

序号	监测项目	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
1	边坡顶部及坡体水平位移和沉降	应测	应测	应测
2	边坡坡体深层测斜	应测	宜测	可测
3	边坡土体土压力和孔隙水压力	宜测	可测	
4	支护结构的水平位移和沉降	应测	应测	宜测
5	支护结构的变形、应力或轴力	宜测	可测	
6	支护结构的裂缝	应测	宜测	宜测
7	地下水位	应测	宜测	可测
8	周围建（构）筑物的沉降和变形	应测	应测	应测

2 边坡施工过程中，应记录气象条件、挖方、填方、卸载等情况；爆破开挖时，应监控爆破对周边环境的影响；

3 观测数据应及时分析整理，发现异常情况或接近允许值时，应即通报有关单位。

14.3.4 基坑工程监测应按现行深圳市标准《深圳地区基坑支护技术规范》SJG05 进行，并应符合下列规定：

1 基坑工程从开挖开始，即应进行支护结构顶部位移观测和邻近建（构）筑物和道路、地下管线等的变形观测，及时反馈监测数据信息，实现信息化施工；

2 基坑开挖施工前，应对需要监测的周边建（构）筑物和道路、地下管线等设置观测基准点和观测点；观测点的起始观测数据精度应满足二级测量精度的要求；

3 监测点布设和测量仪器应满足设计要求和监测需要，观测数据应进行计算机信息化处理，并及时提交监测报表；

4 当监测值达到预警值时应及时发出预警。

14.3.5 建（构）筑物沉降观测应符合下列要求：

1 应在被监测的建（构）筑物周边设置 2~3 个不受干扰的基准点，基准点与临近建（构）筑物的距离应不小于建（构）筑物基础最大宽度的 2 倍；

2 应根据建（构）筑物的体形、结构特点和工程地质条件等综合考虑布设沉降观测点。可沿建（构）筑物外墙或外立面周边、角点、中点、屋檐、地面等位置设点，观测点间距宜为 10~15m 或 2~3 根柱基；对高低层连接处、不同基础形式、沉降缝连接处以及荷载有明显差异处，均应布置沉降观测点；

3 沉降观测精度应根据建（构）筑物的重要性、使用要求、基础类型、结构形式、工程地质条件等综合确定，不应低于三级测量精度要求；

4 建（构）筑物沉降观测宜在浇筑基础底板或地梁时开始，施工期间宜每增加一层观测一次，至结构封顶后宜每月观测一次，以后适当降低观测频率；竣工后第一年宜每隔 3 个月观测一次，以后每隔 5~6 个月观测一次，直至沉降稳定为止；

5 沉降相对稳定标准可根据设计要求、观测目的、地基变形情况确定，一般可采用日均沉降速率 $0.01\sim0.02\text{mm}$ ，软土地基沉降观测时间宜持续 $5\sim8$ 年。

14.3.6 地下水长期观测应符合下列要求：

- 1 每个场地的观测孔宜按三角形布置，孔数不宜少于 3 个；
- 2 地下水位变化降低的地段或上层滞水或裂隙水赋存地段，均应布置观测孔；
- 3 在临近地表水体的地段，应观测地下水与地表水的水力联系；
- 4 地下水受污染地段，应定期进行水质变化监测；
- 5 观测期限不宜少于五个水文年。

附录 A 深圳地区地貌图

附录 B 深圳地区第四纪地质图

附录 C 深圳地区地质图

附录 D 深圳地区构造纲要图

附录 E 深圳地区地层层序表

地层时代			成因类型	地层序号	土层名称	土层特征	C ¹⁴ 年龄 (a)	地貌单元
统	组	代号						
全新统		Q	Q ^{ml}	1-①	人工填土	多数由粘土组成, 含石英角砾和风化岩块。水力吹填土分吹砂或吹泥, 略有分选性。个别地段为建筑垃圾或生活垃圾		
				1-②	淤泥、粘性土、砂	鱼塘围埂、砂坝, 旧居民建筑填土, 已完成自重固结		
	新近沉积	Q	Q ¹ 、Q ^{al} 、Q ^{al}	2	含淤泥粗、砾砂	新近沉积, 表现形式多样, 因沉积相不同, 可能为淤泥 (Q ¹), 粘性土 (Q ^{al} 、Q ^{al}) 或砂 (Q ^{al}), 这些地层时代极新并可能仍在沉积		广泛分布陆相河谷洼地、塘、山前
	沙井组	Q ₄ ³	海陆交互沉积 Q ₄ ^{me}	3-①	淤泥	灰~灰黑色, 含淤泥及海洋生物遗骸。饱和, 松散	640±70~ 2150±90	河流出口、海积平原
			海积 Q ₄ ^m	3-②	含淤泥粉细砂	灰~灰黑色, 含较多海洋生物遗骸。饱和, 松散		海滩、海积平原
				3-③	淤泥质粘性土	灰~深灰色, 含海洋生物遗骸和腐木。饱和, 松散		海积平原、冲积平原
			海陆交互沉积 Q ₄ ^{me}	3-④	粗砂	灰~深灰色, 含少量有机质, 局部含砂。饱和, 软塑~流塑		冲积平原
	赤湾组	Q ₄ ²	海积 Q ₄ ^m	4-①	淤泥质粘性土或含淤泥粉细砂	浅黄~黄白色, 含蚝壳、贝壳碎片。饱和, 松散~稍密	2350±90~ 3860±110 4300±140~ 7080±160	古砂堤、海积平原
				4-②	粗、砾砂	灰~深灰色, 含腐木、贝壳。饱和, 粘性土呈软塑状态。粉、细砂为松散~稍密状态		海积平原、泻湖平原、冲积平原
			海积~冲积 Q ₄ ^{me}	4-③	粘土、粉质粘土	浅黄色, 含较多粘性土或夹薄层粘性土。饱和, 稍密		
	松岗组	Q ₄ ¹	冲、洪积 Q ₄ ^{al-pl}	5-①	砾砂、卵石	褐黄色为主, 隐斑状结构, 含少量砂粒。湿, 硬塑~可塑		冲积平原
				5-②	含泥炭质粘性土	黄白~灰白色。饱和, 中密~密实		
晚更新统	坪山组	Q ₃ ³	湖沼沉积 Q ₃ ^h	6-①	粘土、粉质粘土	深灰色, 局部含大量腐木, 底部含粉、细砂。饱和, 软塑~可塑	187500±550~ 32610±120	台地凹部、古冲沟
			冲、洪积 Q ₃ ^{al-pl}	6-②	中砂、粉质粘土	褐黄、黄白、紫红等杂色, 花斑状结构, 含少量砂砾及铁锰结核。湿, 硬~可塑		冲积阶地和全新世地层下部
				6-③	中砂、粗砂、砾砂	浅灰~灰白色, 石英质, 底部多含卵石, 偶夹薄层粘土		
晚、中更新统	科技馆组	Q ₃ ²	坡、残积 Q ₃₋₂ ^{al}	7-①	砂土、粉质粘土	褐红、铁红、黄白等杂色相间, 网纹 (蠕虫) 状结构, 含较多石英和铁氧化物。稍湿, 坚硬~硬塑	按风化 (脱硅) 速率 1m/2万年计算约10 万~70万年	台地上部
		Q ₂	花岗岩风化	8	粘性土、砂质粘性土、砾质粘性土	肉红、褐黄、灰白等色, 由粗粒花岗风化而成, 则为砾质粘性土, 含石英角砾20%~40%。局部含孤石。由细粒花岗岩风化而成则为砂质粘性土, 多呈紫红色。由二长岩风化而成则为粘性土, 几乎不含石英角砾		广泛分布于以各类岩石为基底岩石的各地貌单元
		残积 Q ₂ ^{al}	变质岩风化		粘性土	紫红、灰绿、黄褐等杂色, 夹脉状石英, 尚可见母岩结构。遇水易软化, 饱和, 可塑~软塑		
			其它各种沉积岩风化		粘性土	灰绿、深灰、灰褐色, 含铁质氧化物和风化岩块。稍湿~湿, 硬塑~可塑		

附录 F 岩石风化程度划分

F.0.1 岩石按风化程度分类按表 F.0.1 进行。

表 F.0.1 岩石风化程度分类

风化程度	野外特征	参考指标		
		波速比 K_v	风化系数 K_f	标贯实测击数 N'
未风化	岩质新鲜，偶见风化痕迹	0.9~1.0	0.9~1.0	-
微风化	组织结构基本未变，仅节理面有渲染或矿物略有变色，有少量风化裂隙	0.8~0.9	0.8~0.9	-
中风化	组织结构部分破坏，矿物成分基本未变化，沿节理面有次生矿物。风化裂隙发育，岩体被切割成岩块，锤击声脆，且不易击碎；不能用镐挖掘，岩芯钻方可钻进	0.6~0.8	0.4~0.8	-
强风化	组织结构已大部分破坏，矿物成分已显著变化。长石、云母已风化成次生矿物。裂隙很发育，岩体破碎，岩块可用手折断。用镐可挖掘，干钻不易钻进	0.4~0.6	<0.4	>70
全风化	组织结构已基本破坏，但尚可辨认，并且有微弱的残余强度，可用手折断。用镐可挖掘，干钻可钻进	0.2~0.4	-	40~70
残积土	组织结构全部破坏，矿物成分除石英外，大部分已风化成土状。锹镐易挖掘，干钻易钻进，具可塑性	<0.2	-	<40

注：① 波速比 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波速度之比；

② 风化系数 K_f 为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比。

F.0.2 对强风化花岗岩厚度大于 10m 时，可按表 F.0.2 分为强风化上、中、下三个亚层。

表 F.0.2 厚层强风化花岗岩分层表

分带名称	分带依据	实测标准贯入 击数 N'	重型动触击数 $N_{63.5}$	超重型动触 击数 N_{120}	外观
强风化上层($\gamma_{3.3}$)		70~100	12~18	8~12	土状
强风化中层($\gamma_{3.2}$)		100~130	18~30	12~30	砂砾状
强风化下层($\gamma_{3.1}$)		>130	>30	>30	碎石状

注：重型、超重型动力触探击数应进行杆长校正。

附录 G 路基土分类

表 G0.1 粒组划分

称	粒组统称	粒组名称	粒组粒径 (d) 的范围 (mm)
	巨粒	漂石(块石)粒	$d > 200$
		卵石(碎石)粒	$200 \geq d > 60$
粗粒	砾粒	粗砾	$60 \geq d > 20$
		细砾	$20 \geq d > 2$
	砂粒		$2 \geq d > 0.075$
细粒	粉粒		$0.075 \geq d > 0.005$
	粘粒		$0.005 \geq d$

表 G0.2 路基土分类符号

	土类				
特征	巨粒土	粗粒土		细粒土	有机土
成分	B—漂石	G—砾		F—细粒土	C—粘性土 M—粉质土 O—有机质土 如 P _t —泥炭
	C _b —卵石	S—砂			
级配或土性		W——良好级配			V—很高液限 H—高液限 I—中液限 L—低液限
		P—不良级配	P _u —均匀级配 P _s —间断级配		

表 G0.3 巨粒土分类

土组			符号	<60mm 颗粒含量 (%)	≥60mm 颗粒含量 (%)
巨粒土和含巨粒的土	含土石(巨粒组颗粒含量 > 50%)	不含土漂石	B	<5	
		不含土卵石	C _b		
		微含土漂石	B-S ₁	≥5, <15	
		微含土卵石	C _b -S ₁		
		含土漂石	B+S ₁	≥15, <50	
		含土卵石	C _b +S ₁		
	含土石(巨粒组颗粒含量 > 50%, ≤50)	微含漂石土	S ₁ -B		>5, ≤15
		微含卵石土	S ₁ -C _b		
		含漂石土	S ₁ +B		>15, ≤50
		含卵石土	S ₁ +C _b		

注 1 含土石中漂石或卵石的定名, 取决于何者占优势;

2 表中的土指除巨粒组外的各粒组以 S₁ 表示; S₁ 的进一步定名应以除巨粒土组以外的土粒为 100%。

表 G0.4

粗粒土分类

土组			实验室鉴别		细粒组颗粒含量 (%)	液限	名称		
粗粒土 (粗粒组颗粒含量≥50%)	砾类土(粗粒土中的砾粒颗粒含量>50%)	砾	G	GW		<5		良好级配	
				GP	GP _u			不良级配砾	均匀级配砾
					GP _g				间断级配砾
		微含细粒土砾	G—F	GW—F		≥5,<15		微含细粒土的良好级配	
				GP—F				微含细粒土的不良级配	
		含细粒土砾	GF	GFL		≥5,<50	<30	含低液限细粒土的砾	
				GFI			≥30,<50	含中液限细粒土的砾	
				GFH			≥50,<70	含高液限细粒土的砾	
				GFV			≥70	含很高液限细粒土的砾	
	砂类土(粗粒组中的砂粒颗粒含量≥50%)	砂	S	SW		<5		良好级配砂	
				SP	SP _u			不良级配砂	均匀级配砂
					SP _g	间断级配砂			
		微含细粒土砂	SF	SW—F		≥5,<15		微含细粒土良好级配砂	
				SP—F				≥5,<50	<30
		含细粒土砂	SF	SFL		≥30,<50	含低液限细粒土的砂		
				SFI		≥50,<70	含中液限细粒土的砂		
				SFH		≥70	含高液限细粒土的砂		
				SFV			含很高液限细粒土的砂		

表 G.0.5

细粒土与有机土分类

土 组			试验室鉴别			粗粒组颗 粒含量 (%)	液 限 (%)	名 称			
			组符号	亚组符号							
细粒土 (细粒 组颗粒 含量≥ 50%)	细 粒 土	粉质土	<i>M</i>	<i>ML</i>		<30	低液限粉质土				
				<i>MI</i>		≥30, <50	中液限粉质土				
				<i>MH</i>		≥50, <70	高液限粉质土				
				<i>MV</i>		≥70	很高液限粉质土				
		粘质土	<i>F</i>	<i>C</i>	<i>CLM</i>			粉质低液限粘质土			
					<i>CIM</i>			粉质中液限粘质土			
					<i>CL</i>		<30	低液限粘质土			
					<i>CI</i>		≥30, <50	中液限粘质土			
					<i>CH</i>		≥50, <70	高液限粘质土			
					<i>CV</i>		≥70	很高液限粘质土			
	含粗粒土 的细粒土	微含砾 (砂)土	<i>F—G(S)</i>	<i>M—G(S)</i>	<i>ML—G(S)</i>	>5, ≤15	<30	微含砾(砂)低液限粉质土			
					<i>MI—G(S)</i>		≥30, <50	微含砾(砂)中液限粉质土			
					<i>MH—G(S)</i>		≥50, <70	微含砾(砂)高液限粉质土			
					<i>MV—G(S)</i>		≥70	微含砾(砂)很高液限粉质土			
			<i>C—G(S)</i>	<i>CL—G(S)</i>	>5, ≤15	<30	微含砾(砂)低液限粘质土				
				<i>CI—G(S)</i>		≥30, <50	微含砾(砂)中液限粘质土				
				微含砾 (砂)土		<i>F—G(S)</i>	<i>C—G(S)</i>	<i>CH—G(S)</i>	>5, ≤15	≥50, <70	微含砾(砂)高液限粘质土
								<i>CV—G(S)</i>		≥70	微含砾(砂)很高液限粘质土
		含砾 (砂)土	<i>FG(S)</i>	<i>MG(S)</i>	<i>MLG(S)</i>	>15, ≤50	<30	含砾(砂)低液限粉质土			
					<i>MIG(S)</i>		≥30, <50	含砾(砂)中液限粉质土			
					<i>MHG(S)</i>		≥50, <70	含砾(砂)高液限粉质土			
					<i>MVG(S)</i>		≥70	含砾(砂)很高液限粉质土			
			<i>CG(S)</i>	<i>CLG(S)</i>	>15, ≤50	<30	含砾(砂)低液限粘质土				
				<i>CIG(S)</i>		≥30, <50	含砾(砂)中液限粘质土				
				<i>CHG(S)</i>		≥50, <70	含砾(砂)高液限粘质土				
				<i>CVG(S)</i>		≥70	含砾(砂)很高液限粘质土				
有机土	有机质土	土组符号后缀以 <i>O</i>									
	泥 炭	<i>P_t</i>									

注：1. 细粒土中的粉质土包括净粉粒、石粉、云母和硅藻土、浮石、火山灰等。

2. 含粗粒土的细粒土分类中，根据粗粒土为砾类土或砂类土采用相应的名称及符号。

3. 有机土名称可在相应的细粒土名称前加“有机质”，如 *MIO* 的名称为有机质中液限粉质粘土

附录 H 土的物理力学指标及应用表

表 H.0.1 土的物理性质指标及应用表

指 标		符 号	实 际 应 用	适用土类	
				粘性土	砂土
质量密度		ρ	1. 计算干密度、孔隙比等其它物理力学指标 2. 计算土的自重压力 3. 计算地基的稳定性和地基土的承载力 4. 计算斜坡的稳定性 5. 计算挡土墙侧压力	+	+
重力密度		γ		+	+
水下浮容重		γ'		+	+
				+	+
				+	+
比重		G_s	计算孔隙比等其它物理力学指标	+	+
含水量		w	1. 计算孔隙比等其它物理力学指标 2. 评价土的承载力 3. 评价土的冻胀性	+	+
干密度		ρ_d	1. 计算孔隙比等其它物理力学指标 2. 评价土的密度 3. 控制填土地基的质量	+	+
孔隙比		e	1. 评价土的密度 2. 计算土的水下浮重 3. 计算压缩系数和压缩模量 4. 评价土的承载力	-	+
孔隙率		n		+	+
				+	-
				+	+
饱和度		S_r	1. 划分砂土的湿度 2. 评价土的承载力	-	+
可塑性	液限	w_L	1. 粘性土的分类 2. 划分粘性土的状态 3. 评价土的承载力 4. 评价土的最优含水量 5. 估算土的力学性质	+	-
	塑限	w_p		+	-
	塑性指数	I_p		+	-
	液性指数	I_L		+	-
	含水比	u		+	-
	活动度	A	评价含水量变化时土的体积变化	+	-
最大干密度		ρ_{dmax}	1. 评价砂土密度 2. 评价砂土体积的变化 3. 评价砂土液化的可能性	-	+
最小干密度		ρ_{dmin}		-	+
相对密度		D_r		-	+
颗粒组成	界限粒径	d_{60}	1. 砂土的分类和级配情况 2. 大致估计土的渗透性 3. 计算过滤器孔径或计算反滤层 4. 评价砂土和粉土液化的可能性	-	+
	平均粒径	d_{50}		-	+
	中间粒径	d_{30}		-	+
	有效粒径	d_{10}		-	+
	不均匀系数	C_u		-	+
	曲率系数	C_c		-	+
渗透系数		k	1. 计算基坑涌水量 2. 设计排水构筑物 3. 计算沉降所需时间 4. 人工降低地下水位的计算	+	+

击 实 性	最大干密度	ρ_{dmax}	控制填土地基质量及夯实效果	+	-
	最优含水量	w_y			

注：表中“+”表示适用，“-”号表示不适用。

表 H0.2 土的力学指标及应用表

指 标		符 号	实 际 应 用	适用土类	
				粘性土	砂土
压 缩 性	压缩系数	a_{1-2}	1. 计算地基变形 2. 评价土的承载力	+	-
	压缩模量	E_s			
	变形模量	E_0			
	压缩指数	C_c			
	体积压缩系数	m_v			
	固结系数	C_v	计算沉降时间及固结度	+	-
	次固结系数	$C_{\alpha e}$	计算次固结时间及次固结量	+	-
	前期固结压力	p_c	判断土的应力状态和压密状态	+	-
	超固结比	OCR			
抗剪 强度	内摩擦角	φ	1. 评价地基的稳定性、计算承载力 2. 计算斜坡的稳定性	+	+
	粘聚力	c	3. 计算挡土墙的土压力	+	+
侧压力系数		ζ	1. 研究土中应力应变的关系	+	+
泊松比		μ	2. 计算变形模量	+	+
孔隙水压力系数		A, B	研究土中应力与孔隙水压力的关系	+	+
承载比		CBR	设计公路、机场跑道	+	+
无侧限抗压强度		q_u	1. 估价土的承载力	+	-
			2. 估计土的抗剪强度	+	-
			3. 划分岩石风化程度	+	-
灵敏度		S_t	评价土的结构性	+	-

注：表中“+”表示适用，“-”号表示不适用。

附录 I 原位测试项目表

表 I.0.1 原位测试项目表

试验项目	测定参数	主要试验目的
载荷试验	比例界限压力 p_0 (kPa)、极限压力 p_u (kPa) 和压力与变形关系	1、评定岩土承载力； 2、估算土的变形模量； 3、计算土的基床系数。
静力触探试验	单桥比贯入阻力 p_s (Mpa)，双桥锥尖阻力 p_c (Mpa)、侧壁摩阻力 f_s (kPa)、摩阻比 R_f (%)，孔压静力触探的孔隙水压力 u (kPa)	1、判别土层均匀性和划分土层； 2、估算地基土地承载力和压缩模量； 3、估算地基土承载力和压缩模量； 4、判断沉桩可能性； 5、判别地基土液化可能性及等级。
标准贯入试验	标准贯入击数 N (击)	1、判别土层均匀性和划分土层； 2、判别地基土液化可能性及等级； 3、估算地基承载力和压缩模量； 4、估算砂土密实度及内摩擦角； 5、选择桩基持力层、估算单桩承载力； 6、判断沉桩的可能性。
动力触探试验	动力触探击数 N_{10} 、 $N_{63.5}$ 、 N_{120} (击)	1、判别土层均匀性和划分地层； 2、估算地基承载力和压缩模量； 3、选择桩基持力层、估算单桩承载力。
十字板剪切试验	不排水抗剪强度峰值 C_u (kPa) 和残余值 C'_u (kPa)	1、测求饱和黏性土的不排水抗剪强度和灵敏度； 2、估算地基土承载力和单桩承载力； 3、计算边坡稳定性； 4、判断软黏性土的应力历史
现场渗透试验	岩土层渗透系数 k (cm/s)，必要时测定释水系数 μ^* 等	为重要工程或深基坑工程的设计提供土的渗透系数、影响半径、单井涌水量等
旁压试验	初始压力 p_0 (kPa)，临塑压力 p_{rl} (kPa)、极限压力 p_L (kPa) 和旁压模量 E_m (kPa)	1、测求地基土的临塑荷载和极限荷载强度，从而估算地基土的承载力； 2、测求地基土的变形模量，从而估算沉降量； 3、估算桩基承载力； 4、计算土的侧向基床系数； 5、自钻式旁压试验可确定土的原位水平应力和静止侧压力系数。
扁铲侧胀试验	侧胀模量 E_D (kPa)、侧胀土性指数 I_D 、侧胀水平应力指数 K_D 和侧胀孔压指数 U_D	1、划分土层和区分土类； 2、计算土的侧向基床系数； 3、判别地基土液化可能性。
波速测试	压缩波速 v_p (cm/s)、剪切波速 v_s (cm/s)	1、划分场地类别； 2、提供地震反应分析所需的场地土动力参数； 3、评价岩体完整性； 4、估算场地卓越周期。
场地微振动测试	场地卓越周期 T (s) 和脉动幅值	确定场地卓越周期

附录 J 浅层平板载荷试验要点

J.0.1 地基土浅层平板载荷试验可适用于确定浅部地基土层的承压板下应力主要影响范围内的承载力。承压板面积不应小于 0.25m^2 ，对于软土不应小于 0.5m^2 。

J.0.2 试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的三倍。应保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用粗砂或中砂层找平，其厚度不超过 20mm 。

J.0.3 加荷分级不应少于 8 级。最大加载量不应小于设计要求的两倍。

J.0.4 每级加载后，按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降量，当在连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

J.0.5 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

- 1 承压板周围的土明显地侧向挤出；
- 2 沉降 s 急骤增大，荷载~沉降 ($p\sim s$) 曲线出现陡降段；
- 3 在某一级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定；
- 4 沉降量与承压板宽度或直径之比大于或等于 0.06。

当满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

J.0.6 承载力特征值的确定应符合下列规定：

- 1 当 $p\sim s$ 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；
- 2 当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；
- 3 当不能按上述二款要求确定时，当压板面积为 $0.25\sim 0.50\text{m}^2$ ，可取 $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半。

J.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过其平均值的 30% 时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak} 。

附录 K 深层平板载荷试验要点

K.0.1 深层平板载荷试验可适用于确定深部地基土层及大直径桩桩端土层在承压板下应力主要影响范围内的承载力。

K.0.2 深层平板载荷试验的承压板采用直径为 0.8m 的刚性板, 紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm。

K.0.3 加荷等级可按预估极限承载力的 $1/10 \sim 1/15$ 分级施加。

K.0.4 每级加荷后, 第一个小时内按间隔 10、10、10、15、15min, 以后为每隔半小时测读一次沉降。当在连续两小时内, 每小时的沉降量小于 0.1mm 时, 则认为已趋稳定, 可加下一级荷载。

K.0.5 当出现下列情况之一时, 可终止加载:

- 1 沉降 s 急骤增大, 荷载~沉降 ($p \sim s$) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段, 且沉降量超过 $0.04d$ (d 为承压板直径);
- 2 在某级荷载下, 24 小时内沉降速率不能达到稳定;
- 3 本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍;
- 4 当持力层土层坚硬, 沉降量很小时, 最大加载量不小于设计要求的 2 倍。

K.0.6 承载力特征值的确定应符合下列规定:

- 1 当 $p \sim s$ 曲线上有比例界限时, 取该比例界限所对应的荷载值;
- 2 满足前三条终止加载条件之一时, 其对应的前一级荷载定为极限荷载, 当该值小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时, 取极限荷载值的一半;
- 3 不能按上述二款要求确定时, 可取 $s/d=0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载值, 但其值不应大于最大加载量的一半。

K.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点, 当试验实测值的极差不超过平均值的 30% 时, 取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak} 。

附录 L 抗剪强度指标 c 、 φ 标准值

L.0.1 内摩擦角标准值 φ_k 、粘聚力标准值 c_k ，可按下列规定计算：

1 根据室内 n 组三轴压缩试验的结果，按下列公式计算某一土性指标的变异系数、试验平均值和标准差：

$$\delta = \sigma / \mu \quad (\text{L.0.1—1})$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (\text{L.0.1—2})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (\text{L.0.1—3})$$

式中 δ ——变异系数；

μ ——试验平均值；

σ ——标准差。

2 按下列公式计算内摩擦角和粘聚力的统计修正系数 ψ_φ 、 ψ_c ：

$$\psi_\varphi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_\varphi \quad (\text{L.0.1—4})$$

$$\psi_c = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta_c \quad (\text{L.0.1—5})$$

式中 ψ_φ ——内摩擦角的统计修正系数；

ψ_c ——粘聚力的统计修正系数；

δ_φ ——内摩擦角的变异系数；

δ_c ——粘聚力的变异系数。

3 内摩擦角标准值 φ_k 、粘聚力标准值 c_k 计算如下：

$$\varphi_k = \psi_\varphi \varphi_m \quad (\text{L.0.1—6})$$

$$c_k = \psi_c c_m \quad (\text{L.0.1—7})$$

式中 φ_m ——内摩擦角的试验平均值；

c_m ——粘聚力的试验平均值。

附录 M 岩石单桩饱和抗压强度标准值

M.0.1 试料可用钻孔的岩心或坑、槽探中采取的岩块。

M.0.2 岩样尺寸一般为 50mm×100mm，数量不应少于 6 组，并应进行饱和处理。

M.0.3 在压力机上以每秒 500~800kPa 的加载速度加载，直到试样破坏为止，记下最大加载，做好试验前后的试样描述。

M.0.4 根据参加统计的一组试样的试验值计算其平均值、标准差、变异系数，取岩石饱和单轴抗压强度的标准值为：

$$f_{rk} = \psi f_{rm} \quad (\text{M.0.4—1})$$

$$\psi = 1 - \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (\text{M.0.4—2})$$

式中 f_{rm} ——岩石饱和单桩抗压强度平均值；
 f_{rk} ——岩石饱和单桩抗压强度标准值；
 ψ ——统计修正系数；
 n ——试样个数；
 δ ——变异系数。

附录 N δ 、 α 系数表

表 N.0.1 按 E_0 计算地基沉降应力系数 δ 表

$2z/b$	圆形基础 ($b=2r$)	矩形基础 l/b						条形基础 $n \geq 10$
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5.0	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.067	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.8	0.163	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
1.2	0.262	0.299	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.311
1.6	0.346	0.380	0.394	0.397	0.397	0.397	0.397	0.412
2.0	0.411	0.446	0.472	0.482	0.486	0.486	0.486	0.511
2.4	0.461	0.499	0.538	0.556	0.565	0.567	0.567	0.605
2.8	0.501	0.542	0.592	0.618	0.635	0.640	0.640	0.687
3.2	0.532	0.577	0.637	0.671	0.696	0.707	0.709	0.763
3.6	0.558	0.606	0.676	0.717	0.750	0.768	0.772	0.831
4.0	0.579	0.630	0.708	0.756	0.796	0.820	0.830	0.892
4.4	0.596	0.650	0.735	0.789	0.837	0.867	0.883	0.949
4.8	0.611	0.668	0.759	0.819	0.873	0.908	0.932	1.001
5.2	0.624	0.683	0.780	0.844	0.904	0.948	0.977	1.050
5.6	0.635	0.697	0.798	0.867	0.933	0.981	1.018	1.095
6.0	0.645	0.708	0.814	0.887	0.958	1.011	1.056	1.138
6.4	0.653	0.719	0.828	0.904	0.980	1.031	1.092	1.178
6.8	0.661	0.728	0.841	0.920	1.000	1.065	1.122	1.215
7.2	0.668	0.736	0.852	0.935	1.019	1.088	1.152	1.251
7.6	0.674	0.744	0.863	0.948	1.036	1.109	1.180	1.285
8.0	0.679	0.751	0.872	0.960	1.051	1.128	1.205	1.316
8.4	0.684	0.757	0.881	0.970	1.065	1.146	1.229	1.347
8.8	0.689	0.762	0.888	0.980	1.078	1.162	1.251	1.376
9.2	0.693	0.768	0.896	0.989	1.089	1.178	1.272	1.404
9.6	0.697	0.772	0.902	0.998	1.100	1.192	1.291	1.431
10.0	0.700	0.777	0.908	1.005	1.110	1.205	1.309	1.456
11.0	0.705	0.786	0.922	1.022	1.132	1.238	1.349	1.506
12.0	0.710	0.794	0.933	1.037	1.151	1.257	1.384	1.550
注 1 l 与 b ——分别为矩形基础的长度与宽度 (m); 2 z ——基础底面至某土层底面的垂直距离 (m); 3 r ——圆形基础的半径 (m)。								

表 N.0.2

按 E_0 计算地基沉降应力系数 α 表

m	矩形基础底面的两边之比 $n=l/b$											
	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	4	5	$n \geq 10$
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.960	0.963	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.8	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
1.2	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.757	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
1.6	0.449	0.496	0.532	0.556	0.518	0.593	0.612	0.623	0.630	0.636	0.639	0.642
2.0	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.480	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.530
2.4	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.469	0.462	0.470	0.477
2.8	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
3.0	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.0348	0.360	0.374
3.2	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.221	0.250	0.270	0.285	0.3000	0.320	0.337
3.6	0.108	0.127	0.145	0.161	0.476	0.189	0.214	0.233	0.241	0.270	0.285	0.304
4.0	0.090	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.208	0.218	0.239	0.256	0.280
4.4	0.077	0.092	0.105	0.118	0.130	0.141	0.160	0.176	0.192	0.213	0.230	0.258
4.8	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239
5.2	0.058	0.063	0.079	0.088	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.228
5.6	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
6.0	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.190
6.4	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.070	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.184
6.8	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
7.2	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
7.6	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.095	0.113	0.158
8.0	0.026	0.031	0.037	0.042	0.048	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
8.4	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.0555	0.063	0.070	0.081	0.098	0.144
8.0	0.022	0.026	0.031	0.035	0.039	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
9.2	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
9.6	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126
10.0												

注: $m=2z/b$ 。

附录 O 复合地基载荷试验要点

O.0.1 本试验要点适用于单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

O.0.2 复合地基载荷试验承压板应采用刚性板。单桩复合地基载荷试验的承压板可用圆形或方形,载荷板面积应按单桩承担的处理面积确定;多桩复合地基载荷试验的承压板可用方形或矩形板,其面积应按实际桩数所承担的处理面积确定。承压板中心应与单桩试验桩的中心或多桩试验各桩的形心重合,并与荷载作用点重合。

O.0.3 承压板底面下应铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度应取 50~150mm,桩身强度高时宜取大值,反之宜取小值。

O.0.4 试验前与试验过程中,不得扰动试验影响范围内地基土,不得改变试验场地地基土的含水量,以免影响试验结果。

O.0.5 当试验桩桩顶标高低于场地标高时,应挖试验坑进行试验。试验坑底标高应与桩顶标高相同,试验坑长度和宽度应不小于承压板边长或直径的3倍。

基准梁的支点与承压板的净距应不小于承压板边长或直径的1倍。沉降测量点的布置应对称承压板中心布置,测点数宜取4个,且不应小于2个。

O.0.6 试验类载荷试验最大加载压力不应小于设计要求的复合地基承载力特征值的2倍,加载等级应按最大加载压力等分为 8~12 级。工程检验类载荷试验最大加载压力应为设计要求的复合地基承载力特征值的1.2~1.5倍,加载等级可按最大加载压力等分为5~7级。

O.0.7 每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次,以后每半个小时读记一次。当一小时内沉降量小于 0.1mm 时,可加下一级荷载;当加载压力超过设计要求的复合地基承载力特征值时,一小时内沉降量小于 0.25mm 时,可加下一级荷载。

O.0.8 对试验类和工程检验类载荷试验,除满足最大加载压力要求后可终止试验外,当出现下列现象之一时也可终止试验:

- 1 沉降急剧增大,土被挤出或承压板周围出现明显的隆起或裂缝;
- 2 承压板的累计沉降量大于其宽度或直径的6%。

O.0.9 卸载级数可为加载级数的一半,且宜等量分级。每卸荷一级,间隔半小时后读记回弹量,卸完全部荷载后间隔三小时读记回弹量。

O.0.10 复合地基承载力特征值的确定:

1 当压力—沉降曲线上极限荷载和比例界线能够确定,应根据极限荷载和比例界线对应的荷载的关系按下列规定确定:

- (1) 当极限荷载的1/2不小于比例界限对应的压力时,可取比例界限对应的压力值为复合地基承载力特征值;
- (2) 当极限荷载的1/2小于比例界限对应的压力时,可取极限荷载的1/2为复合地基承载力特征值。

2 当压力—沉降曲线是平缓的光滑曲线且不能确定极限荷载或比例界线时,可根据相对

变形值按下列规定确定:

(1) 对素混凝土桩复合地基,当以卵石、圆砾、密实粗中砂为主要持力层的地基,可取 s/b (或 s/d) 等于0.008所对应的压力为复合地基承载力特征值(s 为载荷试验承压板的沉降量; b 和 d 分别为承压板宽度和直径,当其值大于2m时,按2m计算);当以粘性土、粉土为主要持力层的地基,可取 s/b (或 s/d) 等于 0.01 所对应的压力为复合地基承载力特征值。

(2) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基,可取 s/b 或 s/d 等于 0.006 所对应的压力为复合地基承载力特征值。

附录 P 岩石锚杆抗拔试验要点

P.0.1 在同一场地同一岩层的锚杆，试验数量不得少于总锚杆数的 5%，且不应少于 6 根。

P.0.2 试验采用分级加载，荷载分级不得少于 8 级。试验的最大加载量不应少于锚杆设计荷载的 2 倍。

P.0.3 每级荷载施加完毕后，应立即测读位移量。以后每间隔 5min 测读一次。连续 4 次测读出的锚杆拔升值均小于 0.01mm 时，认为在该级荷载下的位移已达到稳定状态，可继续施加下一级上拔荷载。

P.0.4 当出现下列情况之一时，即可终止锚杆的上拔试验：

- 1 锚杆拔升量持续增长，且在 1 小时时间范围内未出现稳定的迹象；
- 2 新增加的上拔力无法施加，或施加后无法使上拔力保持稳定；
- 3 锚杆的钢筋已被拔断，或锚杆钢筋被拔出。

P.0.5 符合上述终止条件的前一级拔升荷载，即为该锚杆的极限抗拔力。

P.0.6 参加统计的试验锚杆，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为锚杆极限抗拔力。极差超过平均值的 30% 时，宜增加试验数量并分析离差过大的原因，结合工程情况确定极限抗拔力。

将锚杆极限抗拔力除以安全系数 2 为锚杆抗拔承载力特征值 R_k 。

P.0.7 锚杆钻孔时，应利用钻孔取出的岩芯加工成标准试件，在天然湿度条件下极限岩石单轴抗压试验，每根试验锚杆的试样数量不得少于 3 个。

P.0.8 试验结束后，必须对锚杆试验现场的破坏情况进行详尽的描述和拍摄照片留存。

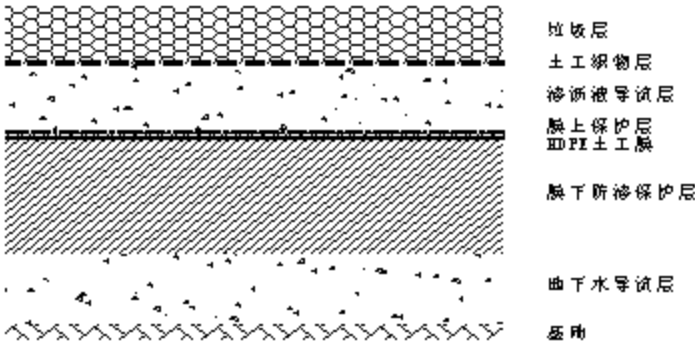
附录 Q 桩型选择表

表 Q.0.1

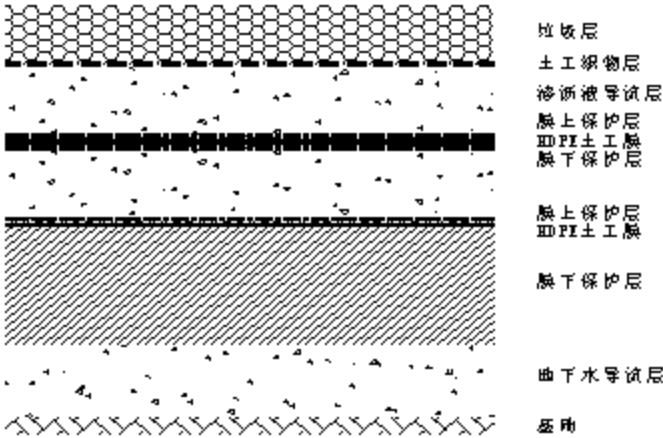
桩型选择表

桩 的 类 型		适 用 地 层	桩 径 (mm)	单桩承载力特征值 ($\times 10\text{kN}$)	环 境 影 响	说 明
预应力混凝土管桩		填土、粘性土、粉土、砂土、细粒土、全风化层、强风化层、 $f_t \leq 5\text{MPa}$ 的软岩	300~600	80~350	噪音、振动、挤土	含有孤石、漂石、中或微风化岩夹层、厚卵石层等不宜采用
混凝土预制方桩			300~500 (边长)	50~250		
人工挖孔桩	不扩底	填土、粘性土、粉土、砂土、细粒土、粗粒土、基岩	1200~4000	300~5000	孔深不宜大于 35m，桩径不应小于 1.2m	流砂、软淤泥、地下水丰富、地层中可能存在有害气体、腐蚀性液体等不宜采用
	扩底		扩底端： ≤ 6000	500~6000		
钻（冲）孔灌注桩 钢管护壁机械成孔灌注桩		填土、粘性土、粉土、砂土、细粒土、粗粒土、基岩	600~3000	150~4000	废浆、废渣排放	含有孤石、漂石、厚卵石层、 $f_t \geq 60\text{MPa}$ 的硬岩等不宜采用钻孔桩；流砂、厚淤泥或淤泥质土、高承压地下水不宜采用冲孔桩
钻孔扩底灌注桩		填土、粘性土、粉土、砂土、细粒土、粗粒土(粒径 $\leq 100\text{mm}$)、全风化层、强风化层	主桩径： 800~3000 扩底端： ≤ 5000	300~5000	废浆、废渣排放	含有孤石、漂石、厚卵石层、中、微风化岩层等不宜采用
沉管灌注桩（含外击式、内冲式）		填土、粘性土、粉土、砂土、细粒土、全风化层、强风化层、 $f_t \leq 5\text{MPa}$ 的软岩	300~600	50~150	噪音、振动、挤土	流砂、软淤泥、含有孤石、漂石、中或微风化岩夹层、厚卵石层等不宜采用

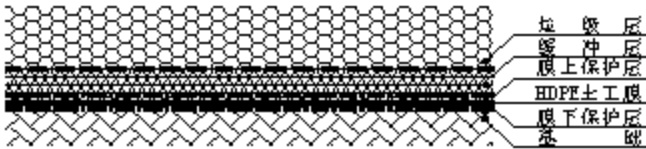
附录 R 垃圾填埋场人工防渗系统结构图



Q.0.1 库区底部复合衬里结构示意图



图Q.0.3 库区底部双层衬里结构示意图



图Q.0.4 库区边坡单层衬里结构示意图

附录 S 岩体和结构面参数经验值

S.0.1 完整和较完整的边坡岩体抗剪强度等参数经验值可按表 S.0.1 选用:

表 S.0.1 抗剪强度等参数经验值

岩石类别	重度 γ (kN/m ³)	粘聚力 c (MPa)	内摩擦角 φ (°)	抗拉强度 (MPa)	变形模量 E_0 (MPa)	泊松比 ν
坚硬岩	24.5~26.5	>1.80	>44	>0.75	>4500	>0.20
较硬岩	23.0~25.0	1.00~1.80	41~44	0.50~0.75	2500~4500	0.10~0.25
较软岩	24.0~25.0	0.50~1.00	36~41	0.25~0.50	1500~300	0.20~0.30
软岩	23.5~25.0	0.25~0.50	30~36	0.15~0.25	1000~2000	0.25~0.33
极软岩	23.5~24.5	<0.25	<30	<0.15	<1000	<0.33

注: 本表中强度指标未考虑时间效应因素。

S.0.2 岩体结构面的结合程度可按表 S.0.2 确定

表 S.0.2 结构面的结合程度

结合程度	结构面特征
结合良好	张开度小于 1mm, 胶结良好, 无充填; 张开度 1~3mm, 硅质或铁质胶结
结合一般	张开度 1~3mm, 钙质胶结; 张开度大于 3mm, 表面粗糙, 钙质胶结
结合差	张开度 1~3mm, 表面平直, 无胶结; 张开度大于 3mm, 岩屑充填或岩屑夹泥质充填
结合很差 结合极差	表面平直光滑, 无胶结, 泥质充填或泥夹岩屑充填, 充填物厚度大于起伏差; 分布连续的泥化夹层; 未胶结的或强风化的小型断层破碎带

S.0.3 当无条件进行试验时, 对于二、三级边坡工程的结构面抗剪强度参数经验值可按表 S.0.3 并结合工程类比选用。

表 S.0.3 结构面抗剪强度参数经验值

结构面结合程度		内摩擦角 φ (°)	粘聚力 c (kPa)
硬性结构面	结合良好	>35	>130
	结合一般	35~27	130~90
	结合差	27~18	90~50

软弱结构面	结合很差	18~12	50~20
	结合极差	<12	<20

- 注：
- 1 除结合面极差外结构面两壁岩性为极软岩、软岩时取表中较低值；
 - 2 未完全贯通时应根据贯通程度乘以增大系数 1.1~1.5；
 - 3 结构面浸水时取表中较低值；
 - 4 临时性边坡可取表中较低值；
 - 5 表中数值已考虑结构面的时间效应；
 - 6 本表未考虑结构面参数在施工期和营运期受其它因素影响发生的变化。

本规范用词和用语说明

- 1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词和用语说明如下：
 - (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) 表示稍有选择，在条件许可时首先应该这样做的用词：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。
 - (4) 表示允许有选择，在一定条件下可以这样做的用词：
正面词采用“可”，反面词采用“不可”。
- 2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时，用语为“应符合（遵守）……规定（要求）”或“应按……执行”，非必须按指定的标准、规范或其他规定执行时，用语为“可按……执行”或“可参照……规定”。

致 谢

本规范修编过程中,得到以下专家学者和单位的关心支持,并参与讨论和提出意见建议,在此特表感谢。(排名不分先后)

容柏生	顾晓鲁	黄 强	顾国荣	王卫东	汪秀鹤	张文华	李成铭
彭华忠	吴 群	刘金砺	平涌潮	许庆达	付文光	张运标	彭元生
孔令新	杨 军	高俊合	吴时适	燕君穆	曹正康	潘志多	孔向东
钱力航	肖 兵	顾宝和	隋庆海	孙 明	高大钊	郭满良	梅全亭
金亚兵	齐明柱	左怀西	张文栋	秦 洪	时 刚	李汉森	支国桢
葛少亭	张玉芳	李爱国	周洪涛	黄圭峰	陆耀生	蔡巧玲	康镇江
李荣强	王贤能	滕延京	陈 凡	武 威	张在明	周洪磊	周国均
陆贻杰	张 雁	郑 刚	杨 敏	裴 捷	赵维炳	林树枝	唐孟雄
张季超	郑生庆	郑颖人	张 炜	侯伟生	杨光华	林奕喜	李子新
沈孝宇	王彦深	徐 波	黄小果	魏万信	李 洁	何家坤	林本海
李福民	唐四联	雷 斌	常 璐	李大海	张 俊	李 峰	周逢军
廖 凯	徐卫家	刘官熙	梅文平	方填三	汪幼华	齐瑞枕	李铁龙
李鹏程	刘 波	宋二祥	王 平	戴国祥	陈湘生	马金普	吴永红
林胜天	宋立峰	蒋 鹏	徐泰松				

北京中铁工建筑工程设计院深圳分院

机械工业第一设计研究院深圳分院

中国航天建筑设计研究院(集团)深圳分院

深圳市同济人建筑设计有限公司

深圳市西伦土木结构有限公司