

四川省地方标准

DB51/T5026—2001

成都地区建筑地基基础
设计 规 范

Design Code for Building Foundation of
Chengdu Region.

2001—07—17 发布

2001—08—01 实施

四川省质量技术监督局
四川省建设厅 发 布

四川省地方标准

成都地区建筑地基基础设计规范

DB51/T5026 - 2001

本标准主编单位、参加单位和编委名单

主编单位:成都市建筑设计研究院

参加单位:中国建筑西南设计研究院

西南交通大学

中机工程勘察设计院(原机械工业部第二勘察研究院)

成都市勘察测绘研究院

中国建筑西南勘察研究院

主	编:高富伯		
编	委:高富伯	梁晋渝	姚开绥
	周京华	汪定熵	吴大明
	赵跃平	陈锡金	吴兴序
	富海鹰		

实施日期:2001年8月1日

6.8	高层建筑基础的有关要求	51
7	桩基础	52
7.1	一般规定	52
7.2	桩的构造	53
7.3	桩基计算	56
7.4	承台构造及计算	60
8	天然地基的利用及地基加固	64
8.1	天然地基的利用	64
8.2	地基加固的一般规定	64
8.3	换土垫层法	65
8.4	重锤夯实法	66
8.5	振冲卵石桩法	66
8.6	卵石挤密置换桩法	68
8.7	卵石层地基下砂夹层及砂透镜体的加固处理	69
9	软弱地基变形危害的预防措施	70
9.1	一般规定	70
9.2	建筑措施	70
9.3	结构措施	72
9.4	施工要求	73
9.5	大面积地面荷载	73
10	膨胀土地基	75
10.1	土的一般工程特性	75
10.2	设计	75
11	边坡工程	78
11.1	一般规定	78
11.2	边坡和滑坡的稳定性	78
11.3	边坡工程的设计与计算	79
11.4	挡土结构与滑坡治理	82
11.5	建筑基坑支护的原则与规定	86
附录		89
附录 A	岩石分类	89

附录 B	卵石土野外鉴别	92
附录 C	成都地区地层简表	93
附录 D	卵石土、砂土压缩模量确定方法	94
附录 E	岩土性质指标的统计与选定	95
附录 F	地基土(岩)的极限承载力	98
附录 G	静力触探试验要点	104
附录 H	标准贯入试验要点	106
附录 J	动力触探试验要点	108
附录 K	浅层平板载荷试验要点	113
附录 L	深层平板载荷试验要点	115
附录 M	锚杆试验要点	117
附录 N	沉降观测要点	120
附录 P	地基液化判别	121
附录 Q	成都地区常用桩型的特点及适用条件	123
附录 R	桩基极限承载力标准值	124
附录 S	单桩竖向静载荷试验要点	127
附录 T	附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$	129
附录 U	大面积地面荷载作用下地基附加沉降计算	140
附录 V	规范用词说明	142

1 总 则

1.0.1 为了在建筑地基基础设计中贯彻执行国家有关的技术经济政策,结合并突出成都地区岩土工程条件的特点和地震地质特征,做到技术先进,经济合理,确保工程质量,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于成都市平原区和周边台地上修建的工业与民用建筑(包括构筑物)地基基础设计。成都市的低山和丘陵地区可参照使用。

1.0.3 根据成都工程地质条件,分布在二、三级阶地的膨胀土地基基础的设计与施工,除应满足本规范第 10 章要求外,尚应符合国家现行《膨胀土地区建筑技术规范》GBJ 112 的有关规定。

1.0.4 地基基础设计应遵循下列原则:

- 1 重视地质环境,因地制宜,就地取材,充分利用自然地形地质条件,合理布局。

- 2 没有岩土工程地质勘察资料不能进行设计和施工。

- 3 根据岩土工程勘察资料,结合建筑物的类型和重要性,综合考虑有关因素进行设计。

1.0.5 本规范系根据国家标准《建筑结构设计统一标准》GBJ 68 的基本原则制定。有关建筑结构的符号、单位和术语按国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》GBJ 83 的规定采用。

1.0.6 采用本规范设计时,荷载取值应符合国家现行标准《建筑结构设计荷载规范》GBJ 9 的规定;基础的设计与计算尚应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10 和《砌体结构设计规范》GBJ 3 的规定。当基础处于腐蚀性环境和受温度影响时,尚应符合专门规范的规定,采取相应的防护措施。

1.0.7 本规范未提及的内容,应按国家现行有关标准、规范的规定执行。

2 符 号

A — 基础底面面积;
 a — 压缩系数;
 b — 基础底面宽度;
 c — 粘聚力;
 d — 基础埋置深度, 桩身直径;
 E_a — 主动土压力;
 E_s — 土的压缩模量;
 e — 孔隙比;
 F — 基础顶面竖向力;
 f_d — 地基承载力设计值;
 f_{∞} — 地基极限承载力基本值;
 f_{uk} — 地基极限承载力标准值;
 f_r — 岩石饱和单轴抗压强度;
 G — 恒载;
 H_0 — 基础高度;
 H_f — 自基础底面算起建筑物高度;
 H_g — 自室外地面算起的建筑物高度;
 I_L — 液性指数;

I_p — 塑性指数;
 L — 房屋长度或沉降缝分隔的单元长度;
 l — 基础底面长度;
 M — 作用于基础底面的力矩;
 p — 基础底面处平均压应力;
 p_0 — 基础底面处平均附加压应力;
 q_{pk} — 单桩的极限端阻力标准值;
 q_{sik} — 单桩第 i 层土的极限侧阻力标准值;
 q_{ck} — 承台底地基极限阻力标准值;
 Q_{sk} — 单桩总极限侧阻力标准值;
 Q_{pk} — 单桩总极限端阻力标准值;
 Q_{uk} — 单桩竖向极限承载力标准值;
 Q_{ck} — 相应于任一复合基桩的承台底地基土总极限阻力标准值;
 s — 沉降量、桩间距;
 u — 桩身周长;
 w — 土的含水量;
 w_l — 液限;
 w_p — 塑限;
 z_n — 地基沉降计算深度;
 $\bar{\alpha}$ — 平均附加应力系数;
 β — 边坡对水平面的坡角;
 γ — 土的重力密度, 简称土的重度;

δ —土与挡土墙墙背的摩擦角;
 θ —地基的压力扩散角;
 μ —土与挡土墙基底的摩擦系数;
 φ —内摩擦角;
 η_b —基础宽度的承载力修正系数;
 η_d —基础埋深的承载力修正系数;
 ψ_s —沉降计算经验系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,以可靠指标度量地基基础的可靠度,用分项系数的设计表达式进行设计。

3.1.2 地基基础均应按承载能力极限状态设计,并应满足正常使用极限状态的设计要求。

3.1.3 地基基础极限状态分为:

1 承载能力极限状态:对应于地基基础达到最大承载能力、整体失稳或不适于继续承载的变形。

2 正常使用极限状态、对应于地基基础达到建筑物正常使用或耐久性能要求的某项限值。

3.1.4 根据场地和地基复杂程度、建筑物规模的大小和特征以及由于地基问题可能影响建筑物正常使用的程度,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 3.1.4 选用。

表 3.1.4 地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
甲 级	重要的工业和民用建筑;30 层以上的高层建筑;对地基变形有特殊要求的建筑物;场地和地基条件复杂的建筑物;复杂地质条件下的坡上建筑物(包括高边坡);位于复杂地质条件及软土地区的二层及二层以上地下室的基坑工程
乙 级	除一级、三级以外的工业与民用建筑物
丙 级	场地和地基条件简单,荷载分布均匀的七层及以下民用建筑及一般工业建筑和次要的轻型建筑物

3.1.5 建筑物地基基础的设计,应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,分别符合下列规定:

- 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 基础自身的强度和刚度计算;
- 3 甲级、乙级建筑物,均应按地基变形设计,当乙级建筑物的基础埋置在较均匀的中密、密实卵石土层上时,可不作地基变形验算;
- 4 表 3.1.5 所列范围内的丙级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)地基土 $f_{uk}/2$ 承载力的值小于 130kPa,且体型复杂的建筑;
 - 2)软弱地基上的建筑物当相邻基础荷载差异较大或存在偏心荷载时;
 - 3)地基内有较厚或厚薄不均的填土,其自重固结未完成时。

表 3.1.5 可不作地基变形计算的三级建筑物范围

地基主要受力层情况	地基承载力 $f_{uk}/2$ (kPa)			$100 \leq f_{uk}/2 < 130$	$130 \leq f_{uk}/2 < 160$	$160 \leq f_{uk}/2 \leq 200$	$200 < f_{uk}/2$
	各土层坡度			≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑类型	砌体承重结构、框架结构(层数)			≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 7
	单层排架结构 (6m柱距)	单跨	吊车额定起重量(t)	15~20	20~30	30~50	50~100
			厂房跨度(m)	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
		多跨	吊车额定起重量(t)	10~15	15~20	20~30	30~75
			厂房跨度(m)	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
	烟囱		高度(m)	≤ 50	≤ 75	≤ 100	
	水塔	高度(m)	≤ 30	≤ 30	≤ 30		
		容积 (m ³)	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) 独立柱基础为 $1.5b$, 且厚度均不小于 5m 范围(二层以下的一般民用建筑除外), 对于烟囱、水塔等地基主要受力层深度, 尚应符合有关规范规定;
- 2 地基主要受力层中如有承载力 $f_{uk}/2$ 小于 130kPa 的土层时, 表中砌体结构尚应符合本规范第 9 及第 10 章的有关要求;

- 3 表中砌体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数值系指最大值。

5 属下列情况之一者, 应进行地基稳定性验算:

- 1) 高耸结构物和挡土墙;
- 2) 位于土质边坡的坡顶、坡腰或下硬质基岩距基础底小于 0.3m, 且硬质基岩表面坡度大于 20% 且有临空面的建筑物和构筑物。

6 对使用上要求不出现裂缝的钢筋混凝土基础, 应进行抗裂验算, 对使用上需限制裂缝宽度的基础, 应进行裂缝宽度验算。

3.1.6 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算:

1 砌体房屋, 多层内框架砖房, 底层框架砖房, 水塔和高度不超过 100m 的烟囱;

2 地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土层的一般单层厂房, 单层空旷房屋和多层民用框架房屋及与基础荷载相当的多层框架厂房;

3 现行《建筑抗震设计规范》GBJ 11 规定的可不进行上部结构验算的建筑。

注: 软弱粘性土层指地基静极限承载力标准值小于 160kPa 的土层。

3.1.7 地基按极限状态设计时, 应采用下列荷载效应组合:

1 按地基承载力极限状态设计时, 采用荷载效应的基本组合和偶然组合;

2 按正常使用极限状态验算地基变形时, 采用荷载的长期效应组合(不包括风载和地震作用);

3 验算地基稳定时, 按荷载长期效应组合中的不利组合;

4 计算挡土墙压力和计算滑坡推力时, 采用荷载的基本组合, 对结构计算, 其荷载分项系数, 当其效应对结构有利时, 一般情况下取 1.0。

3.1.8 地基按承载力极限状态设计, 采用下列极限状态表达式:

$$\gamma_0 S \leq R(\gamma_{uk}, f_{uk}, a_k \dots) \quad (3.1.8)$$

式中 γ_0 —结构重要性系数,对安全等级为一级、二级和三级的结构构件,可分别取 1.1、1.0 和 0.9,结构构件的安全等级应按有关建筑设计规范的规定确定;

s —荷载组合设计值;

$R(\cdot)$ —地基承载力函数;

γ_{uk} —地基极限承载力标准值分项系数,按 5.1.4 条取用;

f_{uk} —地基极限承载力标准值;

a_k —几何参数修正系数。

3.2 地下水计算

3.2.1 当设计地下室、地下构筑物或挡土墙时,应计算在最不利组合情况下,地下水对结构的上浮作用。

3.2.2 对防水要求严格的地下室、地下构筑物进行抗浮验算时,其设防水位,可按历年地下水最高水位设计,对防水要求不严格的地下室或地下构筑物和临时性的挡土墙,其设防水位可参照近 3~5 年最高地下水位。

3.2.3 当地下室、地下构筑物或挡土墙位于粉土、砂土、碎石土和节理很发育的岩石地基时,按计算水位的 100% 计算,位于节理不发育的岩石地基或粘性土地基上时,应根据建筑经验确定。

4 岩土工程勘察

4.1 岩土工程勘察分级

4.1.1 岩土工程勘察等级应按《岩土工程勘察规范》GB 50021 规定的工程安全等级、场地等级、地基等级等综合确定。

4.2 岩土分类

成都地区的岩土有岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土、新近堆积土和特殊性土(膨胀土、淤泥、淤泥质土、人工土、污染土等),各地层简况见附录 C。

4.2.1 岩石以软质岩为主。岩石的分类及风化程度的划分按附录 A 执行。

4.2.3 碎石土的分类按表 4.2.3—1 执行。碎石土的密实度除按附录 B 鉴别外,还可由重型($N_{63.5}$)、超重型(N_{120})圆锥动力触探锤击数按表 4.2.3—2 确定。

表 4.2.3—1 碎石土的分类

土 名	颗粒形状	粒组含量
漂 石	圆及亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒超过总质量的 50%
卵 石	圆及亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒超过总质量的 50%
圆 砾	圆及亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒超过总质量的 50%

注:

- 1 分类时应按粒组含量栏由上到下优先符合者确定;
- 2 分类应根据野外现场鉴别、坑(孔)取试样的粒度分析确定,不得用圆锥动力触探锤击数确定。

表 4.2.3—2 碎石土的密实度划分

触探类型 \ 密实度	松 散	稍 密	中 密	密 实
N_{120}	$N_{120} \leq 4$	$4 < N_{120} \leq 7$	$7 < N_{120} \leq 10$	$N_{120} > 10$
$N_{63.5}$	$N_{63.5} \leq 7$	$7 < N_{63.5} \leq 15$	$15 < N_{63.5} \leq 30$	$N_{63.5} > 30$

4.2.4 砂土的分类按表 4.2.4—1 执行。砂土的密实度可用标准贯入试验及静力触探试验按表 4.2.4—2 划分。

表 4.2.4—1 砂土的分类

土 名	粒组含量
砾 砂	粒径大于 2mm 的颗粒占总质量的 25%~50%
粗 砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过总质量的 50%
中 砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过总质量的 50%
细 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过总质量的 85%
粉 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过总质量的 50%

注：分类时应按粒组含量栏由上到下优先符合者确定。

表 4.2.4—2 砂土的密实度划分

标准贯入锤击数(N)	静力触探比贯入阻力 P_s (MPa)	密 实 度
$N \leq 10$	$P_s \leq 4$	松 散
$10 < N \leq 15$	$4 < P_s \leq 6$	稍 密
$15 < N \leq 30$	$6 < P_s \leq 12$	中 密
$N > 30$	$P_s > 12$	密 实

4.2.5 粉土为粒径大于 0.075 毫米的颗粒质量不超过总质量的 50%，且塑性指数(I_p)等于或小于 10 的土。其分类按表 4.2.5—1 执行。粉土的密实度根据孔隙比(e)和静力触探比贯入阻力(P_s)按表 4.2.5—2 确定。粉土的湿度应根据天然含水量(w)按表 4.2.5—3 确定。

表 4.2.5—1 粉土的分类

土 名	粒 组 含 量
砂质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量不超过总质量的 10%
粘质粉土	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量等于和超过总质量的 10%

表 4.2.5—2 粉土的密实度

孔 隙 比 e	静力触探比贯入阻力 P_s (MPa)	密 实 度
$e < 0.75$	$P_s > 5$	密 实
$0.75 \leq e \leq 0.9$	$3 \leq P_s \leq 5$	中 密
$e > 0.9$	$P_s < 3$	稍 密

表 4.2.5—3 按含水量确定粉土湿度

w (%)	湿 度
$w < 20$	稍 湿
$20 \leq w \leq 30$	湿
$w > 30$	很 湿

4.2.6 粘性土应按塑性指数按表 4.2.6—1 进行分类。其状态应按液性指数或静力触探试验按表 4.2.6—2 确定。

表 4.2.6—1 粘性土的分类

土 名	塑性指数 I_p
粘 土	$I_p > 17$
粉质粘土	$10 < I_p \leq 17$

表 4.2.6—2 粘性土的状态

液性指数 I_L	静力触探比贯入阻力 P_s (MPa)	状态
$I_L \leq 0$	$P_s > 6$	坚硬
$0 < I_L \leq 0.25$	$3 < P_s \leq 6$	硬塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	$1 < P_s \leq 3$	可塑
$0.75 < I_L \leq 1$	$0.5 < P_s \leq 1$	软塑
$I_L > 1$	$P_s < 0.3$	流塑

4.2.7 当前述由两种或两种以上方法同时判别的某一指标出现不一致时,应结合土层情况和试验条件综合确定。

4.2.8 淤泥、淤泥质土应为静水或缓慢流水环境形成的沉积物,且经生物化学作用形成。其天然含水量大于液限,当天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土应为淤泥,当天然孔隙比小于 1.5 而又大于 1.0 的粘性土和粉土应为淤泥质土。

4.2.9 膨胀岩土见本规范第 10 章。

4.2.10 人工填土可划分为杂填土、素填土(新近素填土、老素填土)和压实填土。

4.2.11 污染土应为污染物质入侵土体改变了原土的物理力学性质的土。其定名应在原土分类定名前冠以“污染”二字。

4.2.12 土按堆积时代的划分,按表 4.2.12 执行。

表 4.2.12 地基土按堆积时代划分

土 名	堆 积 时 代
老堆积土	第四纪晚更新世(Q_3)及其以前堆积的土
一般堆积土	第四纪全新世(Q_4)文化期以前堆积的土(Q_{4-1})
新近堆积土	第四纪全新世(Q_4)文化期堆积的土(Q_{4-2})

4.3 地下水

4.3.1 成都地区的地下水分类按表 4.3.1 执行。

表 4.3.1 地下水分类及对施工的影响

地下水类型	含 水 部 位	涌水量对施工的影响
上层滞水	埋藏于人工填土及粘性土的饱气带中	涌水量小,呈岛状分布,无统一的地下水位。对施工一般无影响,但在膨胀土地区应考虑对施工及拟建物的不利影响
孔隙潜水	埋藏于砂土、卵石土、漂石土中	为平原区的主要含水层。具统一的潜水面,涌水量大。对施工、尤其是深基坑施工,应考虑其影响
岩石裂隙水	埋藏于岩石的层间、风化、构造裂隙中	一般涌水量小,但在裂隙、特别是构造裂隙发育及断层破碎带,涌水量较大,应考虑对施工的影响

4.3.2 地下水的水位埋深值在设计时应按下列原则确定:

- 1 基础置于粘性土、人工填土上时,可采用初见水位;
- 2 基础置于卵石土或需计算地下水的上浮力时,应按历年最高水位;
- 3 二级阶地的孔隙潜水、岩石裂隙水具有承压时,若基础置于隔水层底部或隔水层以下时,应按本条第 2 款执行。

4.3.3 地下水的腐蚀性:

- 1 一般不具有对混凝土及地下金属结构的腐蚀性;
- 2 在已受污染的场地应判定地下水的腐蚀性。对可能受污染的拟建场地,应考虑预防措施;
- 3 在浅丘台地区,当建(构)筑物基础将受到裂隙水的影响时,应对地下水的腐蚀性进行评价。

4.3.4 人工挖孔桩(墩)在砂土、卵石土的施工时,不应在桩(墩)孔内直接抽降地下水。

4.4 勘察要求

4.4.1 工程设计前应进行场地地基的岩土工程勘察。勘察工作应充分利用场地及附近的勘察、水文地质、地震及环境地质等资料和建筑经验,并应满足设计、施工要求。

4.4.2 地基勘察应分阶段进行,勘察单位应根据任务委托和技术要求进行相应阶段的勘察。

4.4.3 详细勘察时,尚应查明:

1 有无影响场地稳定性及其它不利影响;
2 在拟建(构)筑物的荷载影响范围内各岩土体的分布、厚度、深度、均匀性、物理力学性质。若遇古河道、塘堰、沟、坑、洞、墓穴、各种地下管网及其他地下障碍物时,尚应查明其分布范围、深度、堆积及回填物。在设防烈度的7度区或6度区的乙类建筑若遇可液化地基,应按附录P进行地震液化评价,并提出处理措施的建议。确定卵石土的密实度和岩石的风化等级,并划定其界线;

3 查明地下水的埋藏条件、类型、水质。当工程需要降低地下水位时,应提出降低地下水位的方法,并提供含水层的主要水文地质参数;

4 提出地基基础设计方案的建议。若建议拟用预制桩基础时,应建议试桩孔位或地段及试桩桩长;

5 当有地下室或深基坑开挖,应论证对邻近建(构)筑物及地下设施和斜坡的影响。应提供其边坡稳定及支护设施的设计计算参数。

4.4.4 详细勘察的勘探点布置应按岩土工程勘察等级确定。对有特殊要求的如重大设备基础、复杂地质条件、高耸构筑物等应符合有关规定。

桩(墩)基础应符合下列规定:

1 控制性勘探孔宜为总勘探孔数的1/2~1/3,建筑桩基安全等级为一级的每幢不应少于4个,建筑桩基安全等级为二级的每幢不应少于3个,且应均匀布置;

2 勘探孔应按建(构)筑物周边及主要柱列线布置;

3 勘探孔间距宜为12~20m,预制桩宜采用小值。当相邻勘探孔所揭露的桩尖持力层层面坡度大于10%或遇断层破碎带或其它不良工程地质条件时,应加密勘探孔;

4 每个大直径人工挖孔桩(墩)、柱下单桩基础宜每桩(墩)布置一个勘探孔。

4.4.5 详细勘察的勘探孔深度,自基础底面算起应符合下列规定:

1 按承载力计算的地基的勘探孔深度应能控制主要受力层。当基础宽度 $b \leq 5\text{m}$ 时,勘探孔对条形基础应为基础宽度的3倍,对柱下独立基础应为基础宽度的1.5倍,但不得小于5m;

2 大型设备基础的勘探孔深度不宜小于基础底面宽度的3.0倍;

3 对需要进行变形验算的地基,控制性勘探孔的深度应超过地基沉降计算深度,并应考虑相邻基础的影响。其勘探深度宜按表4.4.5确定;

表 4.4.5 控制性勘探孔深度

基础宽度 $b(\text{m})$	勘探深度(m)			
	一般粘性土	第四纪上更新世(Q_3) 及以前堆积的土	卵石土	
			松散、稍密	中密、密实
$b \leq 5$	3.0~3.5 b	3.0 b	3.0 b	2.5 b
$5 < b \leq 10$	2.0~3.0 b	1.5~3.0 b	1.5~2.0 b	1.2~1.5 b
$10 < b \leq 20$	1.5~2.0 b	1.0~1.5 b	1.0~1.5 b	0.8~1.2 b
$20 < b \leq 40$	1.2~1.5 b	0.8~1.0 b	0.8~1.0 b	0.6~0.8 b
$b > 40$	1.0~1.2 b	0.6~0.8 b	0.6 b	0.5 b

注:

- 1 表内数据适用于均质地基,当地基为非均质地基时,可根据表列数据予以调整;
- 2 圆形基础采用直径 d 代替基础宽度 b ;
- 3 当表列数据范围内遇岩石时,勘探孔应进入中等或微风化层适当深度;
- 4 漂石土地基可参照本表执行。

4 当有大面积堆载或有软弱下卧层时,应适当加深勘探孔深度,并超过软弱下卧层适当深度;

5 一般性勘探孔的勘探深度应以控制主要受力层为原则,并结合建(构)筑物的工程安全等级、荷载、基础类型、埋深、有无地下室、地基条件等综合确定;

6 桩(墩)基础的勘探孔深度:

- 1)控制性钻孔深度应深入预计桩端平面下6~10倍桩径(大直径桩取小值,小直径桩取大值,方形桩取边长)。一般性钻孔

深度应深入预计桩端平面下 3~5m, 钻达深度遇软弱层时, 应钻穿;

2) 嵌岩桩的勘探孔应进入桩端持力层 4~5 倍桩径(小直径桩取大值、大直径桩取小值);

3) 勘探孔钻遇断层破碎带时, 应钻穿, 并应进入完整岩体 3~5m。

4.4.6 高层建筑勘探孔的布置, 当为方形或矩形时, 按本规范 4.4.4 条执行; 当形体不规则时, 宜在角点及中心点布置。荷载变化较大处应布置勘探点。

4.4.7 高层建筑卵石土地基的勘探孔深度宜按以下原则确定:

1 采用箱形基础、筏形基础时, 控制性勘探孔深度应大于压缩层计算深度的下限值; 一般性勘探孔应控制主要受力层; 亦可按下式计算:

$$z = d + ab \quad (4.4.7)$$

式中 z — 勘探孔深度(m);

d — 箱形或筏形基础底面埋深(m);

b — 基础底面宽度(m), 对圆形、环形基础按最大直径考虑;

a — 与压缩层深度有关的经验系数。对卵(漂)石地基的控制性勘探孔可取 0.5~0.7, 当钻达深度处为砂或其它软弱层时, 应钻穿。一般性钻孔可取 0.3~0.4。

2 岩石地基的控制性勘探孔应进入微风化层, 一般性勘探孔应揭穿强风化层。

3 采用桩(墩)、沉井基础时, 勘探孔深度宜按本规范 4.4.5 条第 6 款执行;

4 波速测试及专门用途的钻孔深度, 应按其要求确定。

4.4.8 原位测试要求及岩土参数统计与选定, 应按附录 E 执行。

4.4.9 地基承载力应同时满足地基的变形要求。地基承载力应根据岩土的成因类型、均匀性、地下水位变动、应力史、加荷特点等综合确定。

4.4.10 对地基基础设计等级为甲级的建(构)筑物采用天然地基土作基础持力层时, 宜作地基的变形观测。

4.4.11 设防烈度为 7 度的场地, 应考虑场地土的类型和场地类别, 尚应分析预测地震效应。

可液化地基的判别和液化等级的确定, 按附录 P 进行。

重要工程、特殊工程、生命线工程、可能产生严重次生灾害的工程, 应作专门的场地地震安全性评价。

4.4.12 丘陵、山区的岩土工程勘察应充分注意岩土及场地的稳定性及不均匀性等不良工程地质及不良环境条件, 如滑坡、崩塌、泥石流、岩土组合地基、采空区、断裂等。由膨胀土组成的素填土、新近填土, 未经处理不应作为基础持力层。膨胀土组成的素填土应用砂卵石作换土处理, 必须保证人工地基的质量。膨胀土地基胀缩等级划分时, 宜先计算不同膨胀土地基分级变形量, 以便评价其在平面上的不均匀性。

4.4.13 岩土工程勘察报告, 应在取得现场勘察、原位测试及室内土工试验等工程地质资料的基础上根据国家现行规范结合地区特点、建(构)筑物特征和设计要求进行编写。

4.4.14 各级建(构)筑物均应进行施工验槽、验桩。若地基条件与原勘察资料不符或有特殊要求时, 应进行施工勘察。

4.5 岩土工程特性指标

4.5.1 地基岩土的工程特性指标应经数理统计、分析后提出。地基基础设计等级为甲级的建(构)筑物应提供载荷试验、抗剪强度、变形指标及原位测试成果; 地基基础设计等级为乙级的建(构)筑物应提供地基极限承载力、抗剪强度、变形指标和原位测试成果; 设计等级为丙级的建(构)筑物应提供原位测试成果及地基极限承载力。

4.5.2 地基承载力分为极限承载力基本值(f_{∞})、标准值(f_{sk})、设计值(f_d)。勘察成果应提供极限承载力标准值。

4.5.3 地基承载力的确定见本规范第 5 章第 1 节。

4.5.4 膨胀土的极限承载力标准值可按下列规定确定。

1 地基基础设计等级为甲和乙级超过八层的建(构)筑物, 可采用浸水载荷试验确定;

2 地基基础设计等级为乙级八层及其以下的建(构)筑物,可采用三轴不固结不排水剪切试验确定;

3 地基基础设计等级为丙级的建(构)筑物,可按附录 F 确定,膨胀土应按相应规范确定。

4.6 岩土工程检验与监测

4.6.1 岩土工程勘察、设计、施工应进行检验与监测。

4.6.2 岩土工程检验与监测应由除该勘察、设计、施工单位以外的专门机构进行。

4.6.3 岩土工程的检验与监测应按有关规范执行。

5 地基计算

5.1 地基承载力计算

5.1.1 基础底面压应力设计值应符合下述要求:

当轴心荷载作用时:

$$p \leq f_d \quad (5.1.1-1)$$

式中 p —基础底面平均压应力设计值;

f_d —地基承载力设计值。

当偏心荷载作用时:

$$\begin{aligned} p &\leq f_d \\ p_{\max} &\leq 1.2 f_d \end{aligned} \quad (5.1.1-2)$$

式中 $p_{\max}$ —基础底面边缘最大压应力设计值。

5.1.2 基础底面压应力设计值可按下列公式计算:

1 轴心荷载作用时

$$p = \frac{F+G}{A} \quad (5.1.2-1)$$

式中 F —上部结构传至基础顶面的竖向荷载设计值;

G —基础自重和基础上的土重设计值,分项系数取 1.2。

A —基础底面面积。

2 偏心荷载作用,当偏心距 $e \leq \rho$ 时:

$$p_{\max} = \frac{F+G}{A} + \frac{M}{W} \quad (5.1.2-2)$$

$$p_{\min} = \frac{F+G}{A} - \frac{M}{W} \quad (5.1.2-3)$$

式中 $p_{\min}$ —基础边缘最小压应力设计值;

M —作用于基础底面形心的力矩设计值;

W —基础底面的抵抗矩;

ρ —基础底面的核心半径。

对矩形基础,当 $e > \rho$ 时,应按下式计算:

$$p_{\max} = \frac{2(F+G)}{3l_1 \cdot a_1} \quad (5.1.2-4)$$

式中 l_1 —垂直于力矩作用方向的基础底面边长(图 5.1.2);

a_1 —合力作用点至基础底面最大压应力边缘的距离,

$a_1 = b_1/2 - e$ (图 5.1.2)。

3 当荷载按地震效应组合,基础底面出现零应力时,零应力的面积不应超过基础底面积的 25%。

5.1.3 地基极限承载力标准值按下列规定综合确定:

1 对地基基础设计等级为甲级的建筑物,应按荷载试验资料、其它原位测试、公式计算(或 5.1.11-1)、第 5.1.6 条和附录 F 综合确定;

2 对地基基础设计等级为乙级的建筑物,宜按荷载试验资料、其它原位测试、公式计算、第 5.1.6 条和附录 F 综合确定;

3 对地基基础设计等级为丙级的建筑物可按第 5.1.6 条和附录 F 确定。

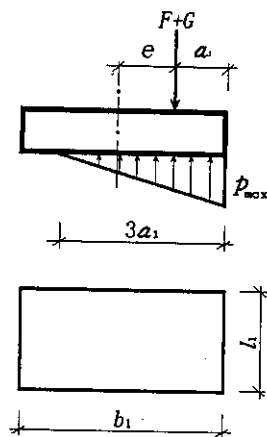


图 5.1.2 基底反力计算示意

5.1.4 当基础埋置深度大于 1.5m 或基础宽度大于 3m 时,土质地基承载力设计值 f_d 按下式确定:

$$f_d = \frac{1}{\gamma_{uk}} \cdot f_{uk} + \frac{1}{\gamma_b} \eta_b \gamma_1 (b-3) + \frac{1}{\gamma_d} \eta_d \gamma_2 (d-1.5) \quad (5.1.4-1)$$

式中 f_d —地基承载力设计值;

f_{uk} —地基极限承载力标准值;

γ_{uk} —地基极限承载力标准值分项系数,取 1.75;

γ_b —宽度修正分项系数,取 1.1;

γ_d —深度修正分项系数,取 1.1;

η_b, η_d —考虑基础宽度和埋置深度影响的地基承载力修正系数,按表 5.1.4 取值;

γ_1 —基础底面以下地基持力层土的重度,地下水位以下取有效重度;

γ_2 —基础底面以上各土层土体按层厚的加权平均重度,地下水位以下取有效重度;

b —基础底面短边边长,小于 3m 取 3m,大于 6m 取 6m;

d —基础埋置深度,小于 1.5m 取 1.5m。

表 5.1.4 地基承载力的宽度和深度修正系数

土的类别	η_b	η_d
淤泥和淤泥质土 素填土 e 或 I_L 大于 0.85 的粘性土 稍密的粉土 饱和及很湿的粉砂、细砂(稍密、松散)	0	1.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土	0.3	1.6
中密或密实的粉土	0.5	2.2
中密、密实的粉砂、细砂	2.0	3.0
中砂、粗砂、圆砾、卵石	3.0	4.4

注:强风化的岩石,可参照风化所成的相应土类取值。

5.1.5 基础埋置深度 d 值的确定应符合下列规定:

1 对于一般基础(包括箱形基础和筏形基础)自室外地面标高算

起,若填土在上部结构施工后完成时,应从天然地面标高算起;

2 对采用条形基础或独立基础的地下室,当基础中心距 $\leq 4b$ 时,基础埋深可按以下规定计算:

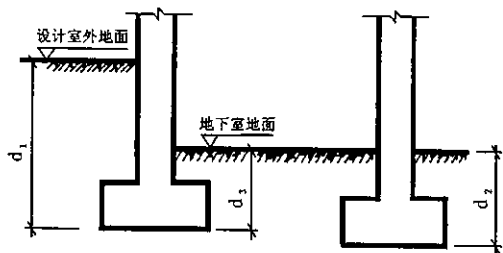


图 5.1.5 d_1 、 d_2 、 d_3 示意图

外墙基础埋置深度 d_{ext} (m)

$$d_{\text{ext}} = 0.3d_1 + 0.7d_3 \quad (5.1.5-1)$$

与外墙相邻的内墙基础埋置深度 d_{int} (m)

卵石土地基 $d_{\text{int}} = 0.2d_1 + 0.8d_2$ d_{int} 不得小于 d_2 (5.1.5-2)

砂土、粘性土、新近沉积土及人工填土 $d_{\text{int}} = d_2$ (5.1.5-3)

地基基础设计等级为甲级的建筑物可根据情况另行研究确定。

5.1.6 当根据地基土物理力学性质指标按附录 F 取得极限承载力基本值 f_{uk} 时,其标准值按下式计算:

$$f_{\text{uk}} = \psi f_{\text{uo}} \quad \psi = 1 - \left[\frac{2.8\sqrt{p_c}}{\sqrt{n}} + \frac{7.98}{n^2} \right] \delta \quad (5.1.6)$$

式中 f_{uk} — 地基极限承载力标准值;

f_{uo} — 地基极限承载力基本值;

ψ — 回归修正系数,按附录 E 计算确定。

5.1.7 当地基受力层范围内有软弱下卧层时,尚应按式验算该软弱下卧层的地基承载力。

$$p_z + \gamma_3 z \leq f_z \quad (5.1.7)$$

式中 p_z — 软弱下卧层顶面处的附加压应力设计值;
 γ_3 — 软弱下卧层顶面以上各土层土体按层厚的加权平均重度,地下水位以下取有效重度;
 z — 软弱下卧层顶面至地面的距离;
 f_z — 软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值。

5.1.8 软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值,按下式计算:

$$f_z = \frac{1}{\gamma_{\text{uk}}} \cdot f_{\text{uk}} + \frac{1}{\gamma_d} \eta_d \gamma_3 (z - 1.5) \quad (5.1.8)$$

式中 f_{uk} — 软弱下卧层地基极限承载力标准值。

5.1.9 软弱下卧层顶面处的附加应力设计值可按下列简化公式计算:

$$\text{条形基础} \quad p_z = \frac{b(p - p_c)}{b + 2z_1 \tan \theta} \quad (5.1.9-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad p_z = \frac{l \cdot b(p - p_c)}{(b + 2z_1 \tan \theta)(l + 2z_1 \tan \theta)} \quad (5.1.9-2)$$

式中 b — 条形基础和矩形基础底面宽度;

l — 矩形基础底面长度;

p_c — 基础底面处土的自重压应力设计值;

z_1 — 基础底面至软弱下卧层顶面的距离;

θ — 地基压应力扩散角,可按表 5.1.9 取值。

表 5.1.9 地基压应力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z_1/b	
	0.25	0.5
1	4°	12°
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注:

1 E_{s1} 为上层土压缩模量, E_{s2} 为软弱下卧层压缩模量;

2 $z_1 < 0.25b$ 时, $\theta = 0^\circ$, 必要时宜由试验确定;

$z_1 > 0.5b$ 时, θ 值仍采用 $z_1 = 0.5b$ 的对应值。

5.1.10 当作用于基础底面的荷载偏心距 $e < 0.033$ 倍基础底面宽度时, 土质地基极限承载力标准值, 根据土的抗剪强度指标标准值, 按下式计算:

$$f_{uk} = \xi_c N_c c_k + \xi_b N_b \gamma_1 b + \xi_d N_d \gamma_2 d \quad (5.1.10-1)$$

式中 f_{uk} — 地基极限承载力标准值;

ξ_c, ξ_b, ξ_d — 基础形状系数, 按表 5.1.10—1 确定。

N_c, N_b, N_d — 地基承载力系数, 按基底下—倍基础底面宽的深度内地基土经修正后的内摩擦角标准值按表 5.1.10—2 确定。

c_k — 基础底面下一倍基础底面宽的深度内地基土的粘聚力标准值;

b — 基础底面短边边长, b 大于 6m 取 6m;

d — 基础埋置深度, 按 5.1.5 条规定取值。

用式(5.1.10—1)计算时, 土的内摩擦角标准值应按以下方法修正:

一般浅基础

$$\text{取 } \varphi' = 0.90\varphi \quad (5.1.10-2)$$

箱形基础及筏形基础

$$\varphi_k \leq 40^\circ, \text{取 } \varphi'_k = 0.70\varphi_k \quad (5.1.10-3)$$

$$\varphi_k > 40^\circ, \text{取 } \varphi'_k = 0.65\varphi_k \quad (5.1.10-4)$$

式中 φ'_k — 修正后的内摩擦角标准值;

φ_k — 由试验测出的内摩擦角标准值。

表 5.1.10—1 基础形状系数表

基础形式	ξ_c	ξ_b	ξ_d
条形	1.0	1.0	1.0
矩形	$1 + \frac{bN_d}{lN_c}$	$1 - 0.4 \frac{b}{l}$	$1 + \frac{b}{l} \tan \varphi_k$
圆形和方形	$1 + \frac{N_d}{N_c}$	0.60	$1 + \tan \varphi_k$

注: 表中 l 为基底长边边长, b 为短边边长。

表 5.1.10—2 地基承载力系数

φ_k	N_d	N_b	N_c	φ_k	N_d	N_b	N_c
0	1.000	0.000	5.140	23	8.661	4.101	18.049
1	1.094	0.036	5.379	24	9.603	4.721	19.324
2	1.197	0.077	5.632	25	10.662	5.438	20.720
3	1.309	0.121	5.900	26	11.854	6.269	22.254
4	1.432	0.170	6.185	27	13.199	7.235	23.942
5	1.568	0.225	6.489	28	14.720	8.358	25.803
6	1.716	0.285	6.813	29	16.443	9.669	27.860
7	1.879	0.353	7.158	30	18.401	11.201	30.140
8	2.058	0.430	7.527	31	20.631	12.997	32.671
9	2.255	0.516	7.920	32	23.177	15.107	35.490
10	2.471	0.612	8.345	33	26.092	17.594	38.638
11	2.710	0.721	8.798	34	29.440	20.532	42.164
12	2.974	0.844	9.285	35	33.296	24.014	46.124
13	3.264	0.984	9.807	36	37.752	28.155	50.585
14	3.586	1.143	10.370	37	42.920	33.096	55.630
15	3.941	1.324	10.976	38	48.933	39.012	61.352
16	4.335	1.530	11.631	39	55.957	46.123	67.867
17	4.772	1.765	12.338	40	64.195	54.705	75.313
18	5.258	2.033	13.104	41	73.897	65.107	83.858
19	5.798	2.341	13.934	42	85.374	77.771	93.706
20	6.399	2.693	14.835	43	99.014	93.265	105.11
21	7.051	3.098	15.815	44	115.31	112.32	118.37
22	7.821	3.564	16.883	45	134.87	135.87	133.87

5.1.11 用式(5.1.10—1)求出的地基极限承载力标准值除以地基承载力分项系数得地基承载力设计值 f_{ud} 。

$$f_{ud} = \frac{f_{uk}}{\gamma_f} \quad (5.1.11-1)$$

式中 f_{ud} — 用公式计算的地基承载力设计值;

γ_f — 地基承载力分项系数取 1.6。

5.1.12 岩石地基承载力设计值按以下规定取值:强风化岩石,可参照所风化成的相应土类按式(5.1.4—1)计算。中等风化、微风化岩石为岩石地基极限承载力标准值除以分项系数,分项系数取 2.0。

5.1.13 岩石地基极限承载力标准值按载荷试验、饱和单轴抗压强度试验、附录 F 综合确定。

5.2 地基变形计算

5.2.1 建筑物的地基变形值,应不大于建筑物在正常使用极限状态时的变形值,即应符合下式要求:

$$s \leq \Delta \quad (5.2.1-1)$$

式中 s — 地基最终变形值;

Δ — 建筑物在正常使用极限状态下的变形允许值。

5.2.2 在计算地基变形时,应符合下列规定:

由于建筑物地基不均匀,荷载差异很大,体型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,应由倾斜控制;必要时尚应控制平均沉降量。

5.2.3 各类建筑物的地基变形允许值可按表 5.2.3 规定采用。

5.2.4 卵石地基上的高层建筑,施工封顶一年后的地基沉降量约为其最终沉降量的 90%。

表 5.2.3 建筑物地基变形允许值 Δ

变形特征	变形允许值
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	
1) 框架结构	0.002 l
2) 砖石墙填充的边排柱	0.0007 l
3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 l
单层排架结构(柱距为 6m)柱基的沉降量(mm)	120
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)	
纵向	0.004
横向	0.003
多层和高层建筑基础的倾斜	
$H_g \leq 60$	0.003
$60 < H_g \leq 100$	0.002
$H_g > 100$	0.0015
高层建筑基础的平均沉降量(mm)(卵石地基)	60
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 l 为相邻柱基的中心距(mm); H_g 为自室外地面至檐口的建筑物高度(m),不包括局部突出屋面部分高度;
- 2 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值;
- 3 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6.0~10.0m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.2.5 计算地基变形时,地基内的应力分布,可采用各向同性均质的直线变形体理论。

5.2.6 地基最终沉降量的计算:

1 地基最终沉降量 s 可按式计算:

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1}) \quad (5.2.6-1)$$

式中 s' — 地基最终沉降量计算值;

ψ_s — 沉降计算经验系数,根据沉降观测资料及经验确定,也可按表 5.2.6 取值;

p_0 — 按荷载长期效应组合计算的基础底面处附加压应力设计值, $p_0 = p - \gamma_2 d$;

n — 地基沉降计算深度范围内所划分的土层数;

$\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ — 基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数,按附录 U 取值;

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

E_{si} — 基础底面下第 i 层土的压缩模量,按实际应力范围取值。砂、卵石土压缩模量确定方法见附录 D。

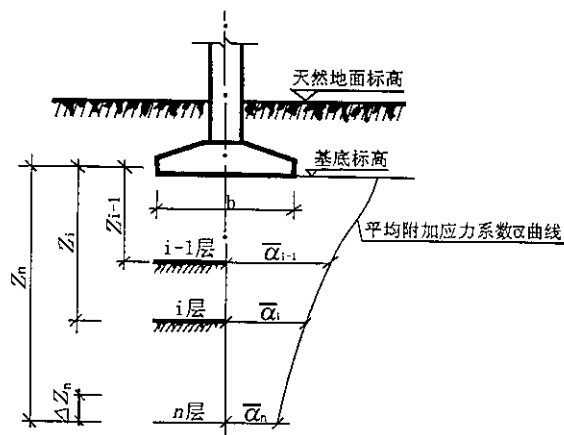


图 5.2.6 基础沉降计算分层示意图

表 5.2.6 沉降计算经验系数 ψ_s

$p_0 \backslash E_{sd}(\text{MPa})$	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0	45.0
$p_0 \geq 0.5 f_{uk}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2	0.18
$p_0 \leq 0.38 f_{uk}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2	0.18

注: E_{sd} 为沉降计算深度 z_n 范围内土的压缩模量当量值。

2 沉降计算深度 z_n 范围内土的压缩模量当量值 E_{sd} 可按式计算:

$$E_{sd} = \frac{p_0 \bar{\alpha}_n z_n}{s'} \quad (5.2.6-2)$$

式中 $\bar{\alpha}_n$ — 基础底面至第 n 层土底面范围内的平均附加应力系数,按附录 U 取值

5.2.7 地基沉降计算深度 z_n 应符合下式要求:

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5.2.7-1)$$

式中 $\Delta s'_i$ — 沉降计算深度范围内,第 i 层土的沉降量计算值;

$\Delta s'_n$ — 由沉降计算深度向上取厚度为 ΔZ_n 的土层计算沉降值,见图 5.2.6 并按表 5.2.7 确定。

如确定的计算深度下部仍有较软土层时,应继续计算,在计算深度内有基岩时, z_n 可取至基岩顶面。

表 5.2.7 Δz_n 值

$b(\text{m})$	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b \leq 15$	$15 < b \leq 30$	> 30
$\Delta z_n(\text{m})$	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

5.2.8 当无相邻荷载影响,基础宽度在 1m 至 30m 范围内时,基础中点的地基沉降计算深度 z_n 也可按下式计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (5.2.8-1)$$

式中 b — 基础底面宽度。

5.2.9 卵石地基上的高层建筑,地基最终沉降量可按式计算:

$$s = \psi_s s' = \psi_s \frac{p_0 \bar{\alpha}_n z_n}{E_s} \quad (5.2.9-1)$$

式中 $\bar{\alpha}$ —基底至沉降计算深度底面范围内的平均附加应力系数;
 $\bar{E}_s$ —地基沉降计算深度范围内各层土按层厚的加权平均压缩模量;
 ψ_s —沉降计算经验系数按表 5.2.6 取值。

5.2.10 卵石地基上的高层建筑,地基变形计算深度可按下式计算:

$$z = b(2.0 - 0.4 \ln b) \quad (5.2.10-1)$$

5.2.11 计算地基变形时,附加应力计算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。

5.2.12 当高层建筑基础形状不规则时,可采用有限单元等方法计算,刚度较大的箱形基础与筏形基础(见 6.6.2 条)也可用基底分块并考虑地基与基础间变形协调的计算方法,以求出地基反力及变形值。

5.2.13 非卵石地基上的箱形基础与筏形基础,应考虑开挖基坑时土的回弹,建筑物施工时又产生地基土再压缩的情况,其沉降计算方法可按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6 进行。

5.3 地基稳定性计算

5.3.1 土地基的稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算,验算应符合(5.3.1-1)式要求,计算时,土重分项系数取 1.0,土的粘聚力及内摩擦角均取标准值。

$$M_t \leq \frac{M_p}{\gamma_t} \quad (5.3.1-1)$$

式中 M_t —最危险的滑动面上诸力对滑弧中心的滑动力矩;

M_p —最危险的滑动面上诸力对滑弧中心的抗滑力矩;

γ_t —整体稳定分项系数,取 1.3。

5.3.2 位于稳定土坡顶上的建筑,当垂直坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时,其基础底面外边缘线至坡顶水平距离应符合下式要求,但不得小于 2.5m:

$$\text{条形基础:} \quad a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (5.3.2-1)$$

$$\text{矩形基础:} \quad a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (5.3.2-2)$$

式中 a —基础底面外边缘线到坡顶的水平距离(图 5.3.2);

b —垂直于坡顶边缘线的基础底面边长;

d —基础埋置深度;

β —边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式(5.3.2-1)、(5.3.2-2)的要求时,可根据基底平均压应力按式(5.3.1-1)计算以确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

5.3.3 当土坡坡角大于 45°、坡高 H 大于 8m 时,尚应验算坡体稳定性,坡体稳定性验算应符合(5.3.1-1)式的要求。

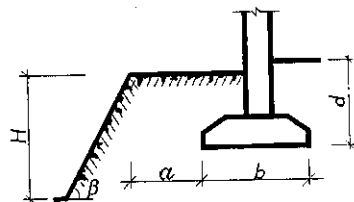


图 5.3.2 土坡与基础尺寸示意图

6 基 础

6.1 基础选型

6.1.1 基础选型,应根据工程地质条件、水文地质条件、上部结构类型、荷载大小、有无地下室、场地条件、环境条件、施工条件、所在地区设防烈度等进行综合分析,选择经济合理的基础方案,优先选用天然地基,若不能满足地基承载力、变形和稳定时,可采用人工地基。

6.1.2 天然地基上的单层和多层建筑基础的选型:

1 砌体结构:一般民用建筑,在六层及六层以下(基础埋置在卵石地基上可放宽至七层)时可选用刚性条形基础;在无地下水的简易房屋也可用三合土基础;当基础底面宽度大于2m时,宜选用墙下钢筋混凝土条形基础。

2 多层内框架结构:墙下基础宜选用钢筋混凝土条形基础,柱下宜选用独立基础;当地基较差,宜选用柱下条形基础。

3 多层框架结构:

1)地基较好、荷载较小、柱网分布较均匀,可采用柱下独立基础;

2)当荷载较大、地基较差,持力层较深,当无地下水时,优先采用一柱一桩(挖孔桩)基础;如不能满足地基承载力、变形和稳定要求时,宜采用人工地基。

6.1.3 天然地基上的高层建筑基础选型:

1 当地基满足承载力、变形及稳定要求时,优先采用墙下条形基础和柱下独立基础;对于岩石类地基,基础埋置较浅时,可作岩石锚杆基础,见本章6.7节的岩石锚杆基础。

2 对无特殊要求的地下室,荷载、柱网、墙及柱轴线分布均匀,地基较好,可采用墙下条形基础及柱下独立基础。如地基不能满足承载

力、变形和稳定的要求,当无地下水时,优先采用一柱一桩(挖孔桩)基础及墙下挖孔桩基础。

3 防水要求较高的地下室,上部结构不均匀沉降要求较严时,宜采用筏形基础;当荷载及柱网较大时,宜采用梁向上的梁板式筏形基础;当无地下水时,梁可向下设置。

4 当地基较差,采用上述基础不能满足地基承载力、变形及稳定要求时,宜采用桩基础或人工地基。

5 在地震区的扩展基础和桩基础,应按下列情况设置双向基础系梁;

1)一、二级框架,不包括外露地表的坚硬岩石;

2)各柱基础承受的重力荷载代表值差别较大;

3)基础埋置较深,或各基础埋置深度差别较大;

4)地基主要持力层范围内存在较弱粘土层、可液化土层和严重不均匀土层。

6.1.4 桩基础的选型,见第7章桩基础。

6.2 基础埋置深度

6.2.1 基础埋置深度应按下列条件确定:

1 建筑物的用途,有无地下室、设备基础或地下设施、基础的形式和构造;

2 作用在地基上的荷载大小和性质;

3 工程地质和水文地质条件;

4 相邻建筑物和构筑物的基础埋深。

6.2.2 在满足地基承载力、变形和稳定的前提下,除处于建筑密集区、或临街建筑、高层建筑等另有规定外,基础应尽量浅埋,但不宜小于0.5m。

6.2.3 地震区的高层建筑,宜设地下室,对地下室埋深作如下规定:

1 当采用天然地基时不小于 $H_g/15$;

2 对于桩基础,不小于 $H_g/18$ (不计桩长);

3 抗震设防烈度为6度,基础埋置深度可适当减小;

4 对卵石地基,在满足抗裂整体稳定时,上述基础埋深可适当减

少;

5 对于岩石类地基,可不考虑基础埋深的要求,但应有可靠的锚固措施,并满足抗滑要求。(见本章 6.7 节 岩石锚杆基础)

6.2.4 基础宜埋置在地下水位以上,如必须埋置在地下水位以下时,则应采取措施,以保证地基土施工时不受扰动。

6.2.5 在确定基础埋深时,当基础深于相邻原有建筑基础时,两基础间应有一定净距,其数值应根据荷载大小和土质情况而定,一般取相邻建筑两基础底面高差的 1~2 倍。如不满足上述要求时,新建筑基础可采用人工挖孔桩基础、或分段施工、或设置临时支护措施(锚杆护壁、挡土桩、地下连续墙等措施),或加固原有建筑物地基。

6.2.6 对于膨胀土地基的基础埋深,应按本规范第 10 章膨胀土地基的有关规定确定。

6.2.7 确定基础埋深时,同一结构单元,不宜设置在截然不同的地基上。当条形基础方向基底埋深不同时,宜作成台阶形见图 6.2.7。

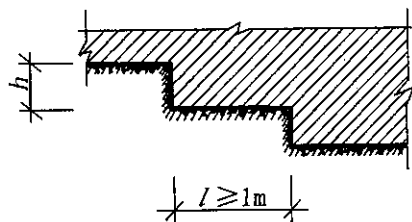


图 6.2.7 条形基础台阶尺寸

注:条形基础台阶的长高比,一般取 $L/h=2:1$

6.3 刚性基础

6.3.1 基础底面的宽度按下列公式计算(图 6.3.1):

$$b \leq b_0 + 2H_0 \tan \alpha \quad (6.3.1)$$

式中 b — 基础底面宽度;

b_0 — 基础顶面的墙体或柱脚宽度;

H_0 — 基础高度;

$\tan \alpha$ — 基础台阶宽高比 b_2/H_0 的允许值按表 6.3.1 选用;

b_2 — 基础台阶宽度。

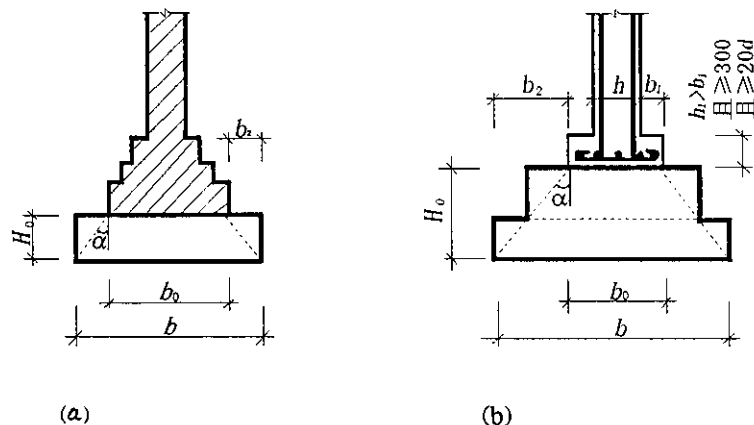


图 6.3.1 刚性基础构造示意

d — 柱中纵向钢筋直径

表 6.3.1 刚性基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
混凝土基础	C10 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
	C7.5 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
毛石混凝土基础	C7.5、C10 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU7.5	M5 砂浆	1:1.50	1:1.50
		M2.5 砂浆	1:1.50	——
毛石基础	M2.5 M5 砂浆	1:1.25	1:1.50	——
	M1 砂浆	1:1.50	——	——
三合土基础	体积比 1:2:4~1:3:6(石灰:砂:骨料)每层约虚铺 220mm,夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	——

注:

- 1 p 为基础底面的平均压应力标准值(kPa);
- 2 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度,不宜大于 200mm;
- 3 当基础由不同材料叠合组成时,应对接触部分作抗压验算;
- 4 对混凝土,当基础底面处的平均压应力超过 300kPa 时,尚应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10 时进行抗剪验算;
- 5 地面以下或防潮以下砌体的砂浆类别,可按现行国家标准《砌体结构设计规范》GBJ 3 的规定选用。

6.4 扩展基础

6.4.1 扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

6.4.2 扩展基础的构造,应符合下列要求:

- 1 锥形基础边缘的厚度,不宜小于 200mm;阶梯形基础的每阶高,宜为 300~500mm;
- 2 垫层的厚度,宜为 100mm,垫层混凝土强度等级宜为 C10;
- 3 底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm,也不应小于 100mm。分布钢筋的面积,每延米不小于受力钢筋面积的 1/10。当有垫层时钢筋保护层的厚度不宜小于 35mm,无垫层时不宜小于 70mm;
- 4 混凝土强度等级不应小于 C20;
- 5 轴心受压基础,一般采用正方形,偏心受压基础,长边与短边之比,一般不大于 3。

6.4.3 对于现浇柱的基础,如与柱不同时浇灌,其插筋的种类、数目、直径及位置应与柱内纵向受力钢筋相同,插筋的锚固与柱的纵向受力钢筋的搭接长度,应符合国家现行《混凝土结构设计规范》GBJ 10 的规定。

6.4.4 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接,应符合下列要求(图 6.4.4)

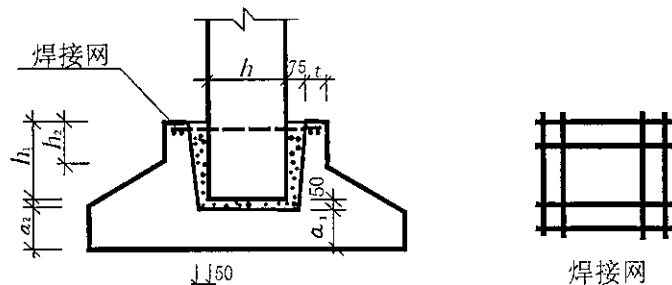


图 6.4.4 预制钢筋混凝土柱独立基础示意

注: $a_2 \geq a_1$

1 柱的插入深度,可按表 6.4.4-1 选用,并满足锚固长度的要求和吊装柱的稳定性(即不小于吊装时柱长的 0.05 倍)。

表 6.4.4-1 柱的插入深度 h_1

单位:(mm)

矩形或工字形柱				单肢管柱	双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h < 1000$	$h > 1000$		
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h \geq 800$	$0.8h \geq 1000$	$1.5d \geq 500$	$(1/3 \sim 2/3)h_a$ $(1.5 \sim 1.8)h_b$

注:

- 1 h 为柱截面长边尺寸; d 为管柱的外直径; h_a 为双肢柱整个截面长边尺寸; h_b 为双肢柱整个截面短边尺寸;
- 2 柱轴心受压或小偏心受压时, h_1 可适当减小,偏心矩大于 $2h$ (或 $2d$) 时, h_1 应适当加大。

2 基础的杯底厚度和杯壁厚度,可按表 6.4.4-2 选用。

表 6.4.4-2 基础的杯底和杯壁厚度

单位:(mm)

柱截面长边尺寸 h	杯底厚度 a_1	杯壁厚度 t
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

注:

- 1 双肢柱的杯底厚度值,可适当加大;
- 2 当有基础梁时,基础梁下的杯壁厚度应满足其支承宽度的要求;
- 3 柱子插入杯口部分的表面应凿毛,柱子与杯口之间的空隙,应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土填充密实,当达到材料设计强度 70% 以上时,方能进行上部吊装。

3 当柱为轴心或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时,或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时,杯壁可不配筋,若基础底板顶部受弯,应按计算配筋。当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时,杯壁可按表 6.4.4-3 构造配筋,其他情况下,应按计算配筋。

表 6.4.4-3 杯壁构造配筋

单位:(mm)

柱截面长边尺寸	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径	8~10	10~12	12~16

注:表中钢筋置于杯口顶部,每边两根,见图 6.4.5-2

6.4.5 预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接(图 6.4.5-1),应符合本规范第 6.4.4 条插入的深度规定。当满足下列要求时,其杯壁配筋,可按图 6.4.5-2 的构造要求进行设计:

- 1 吊车在 75t 以下,轨顶标高 14m 以下,基本风压小于 0.5kPa

的工业厂房;

- 2 基础短柱的高度不大于 5m;
- 3 杯壁厚度符合表 6.4.5 的规定;
- 4 高杯口基础短柱的配筋(图 6.4.5-2)。

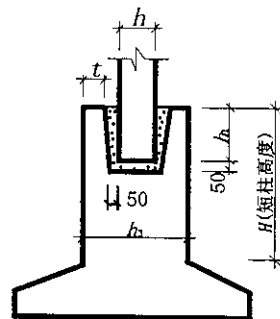


图 6.4.5-1 高杯口基础示意

表 6.4.5 高杯口基础的杯壁厚度

单位: (mm)

h	t
$600 < h \leq 800$	≥ 250
$800 < h \leq 1000$	≥ 300
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

6.4.6 扩展基础的计算,应符合下列要求:

1 基础底面积,应按本规范第 5 章的有关规定确定;

2 基础高度和变阶处的高度,应按国家现行《混凝土结构设计规范》GBJ 10 中的冲切、剪切公式计算确定,其中,当

1) $l < a + 2h_0$ 时:

$$A_1 = \left(\frac{b-h}{2} - h_0 \right) l \quad (6.4.6-1)$$

$$A_2 = (a + h_0) h_0 - \left(h_0 + \frac{a-l}{2} \right)^2 \quad (6.4.6-2)$$

$$F_l = p_{jl} A_1 \quad (6.4.6-3)$$

$$V = 0.6 f_t A_2 \quad (6.4.6-4)$$

$$F_l < V \quad (6.4.6-5)$$

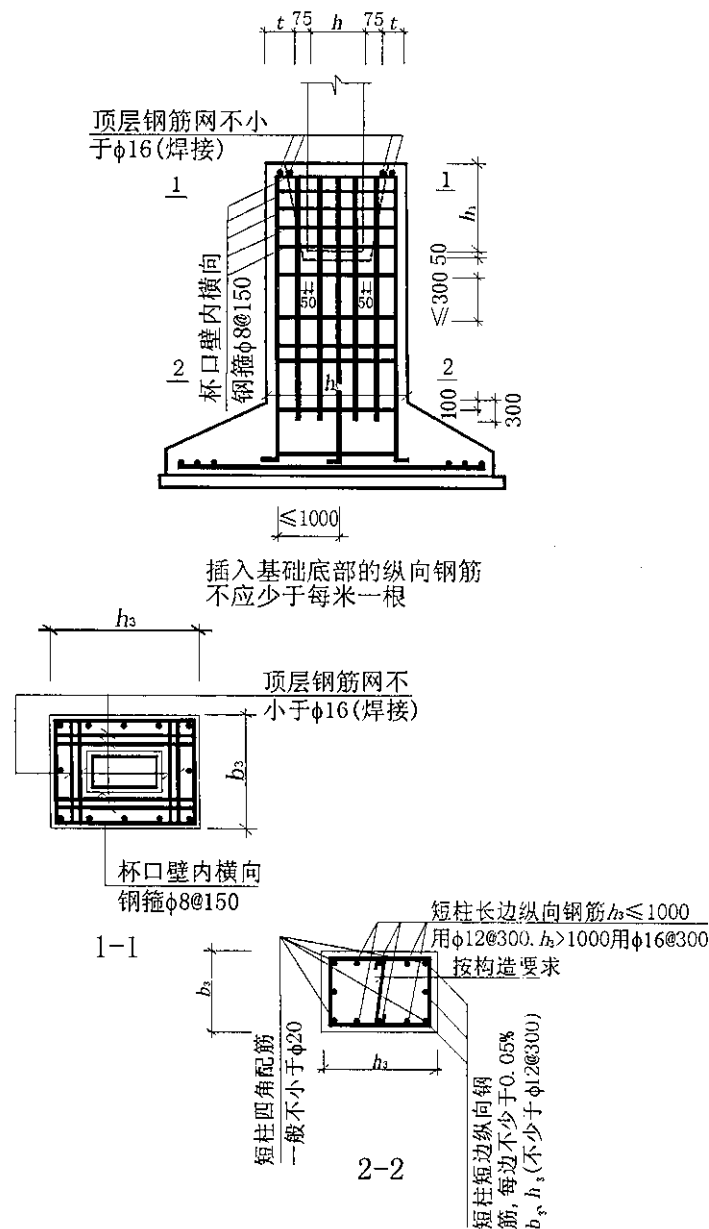
式中 A_1 — 冲切破坏面以外的基础底冲切作用面积; A_2 — 计算截面处冲切截面的垂直投影面积; a — 冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长;当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时取柱宽;当计算基础变阶处取上阶宽;锥形基础梯形面积取计算截面处的宽度(图 6.4.6-1)、(图 6.4.6-2); p_{jl} — 轴心荷载作用下基础底面均匀净反力设计值,当为偏心荷载作用下,可取最大净反力 p_{jmax} 设计值(图 6.4.6-1); f_t — 基础混凝土轴心抗拉强度设计值; V — 基础受冲切承载力设计值;

图 6.4.5-2 高杯口基础构造配筋示意

F_1 — 基础计算截面处地基净反力设计值(图 6.4.6-1)、(图 6.4.6-2)。

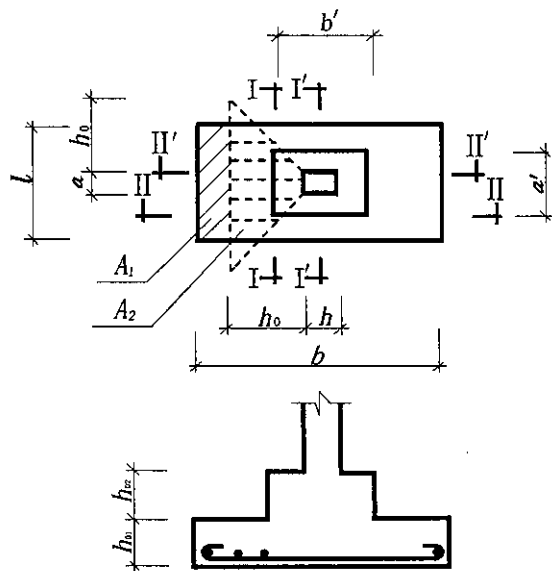


图 6.4.6-1 计算基础受冲切承载力截面位置

2) 阶梯形基础 I'-I' 及 II'-II' 处的基础斜截面受剪, 其截面有效高度均为 $h_{01} + h_{02}$, 截面折算宽度补充如下:

阶梯形基础截面折算宽度 (图 6.4.6-1):

$$I' - I' \quad B = \frac{l \cdot h_{01} + a' h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (6.4.6-6)$$

$$\text{II}' - \text{II}' \quad B = \frac{bh_{01} + b'h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (6.4.6-7)$$

锥形基础 I'-I' 及 II'-II' 截面有效高度均为 h_0 , 截面折算宽度(图 6.4.1-2):

$$I' - I' \quad B = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{a'}{l} \right) \right] l \quad (6.4.6-8)$$

$$\Pi' - \Pi' \quad B = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{b'}{b} \right) \right] b \quad (6.4.5-9)$$

3 在轴心或单向偏心荷载作用下,基础受弯可按下列方法简化

计算:

1) 对于矩形基础, 当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和不得小于 1.0 及偏心矩小于或等于 $1/6$ 基础宽时, 任意截面的弯矩, 可按下列公式计算 (图 6.4.6-2)

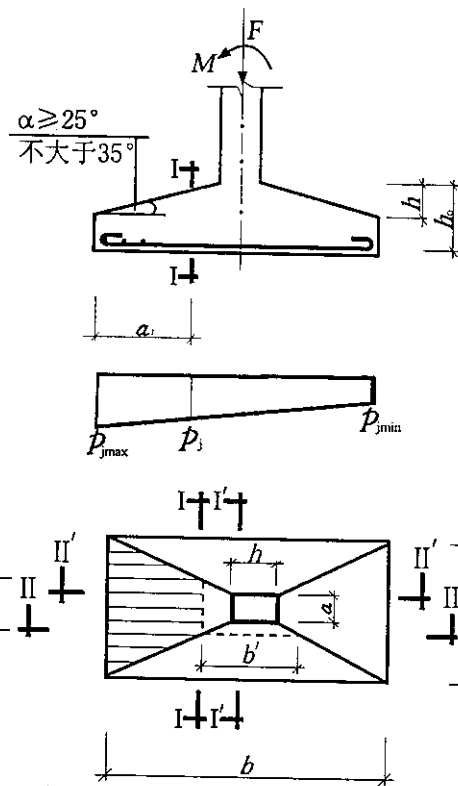


图 6.4.6-2 矩形基础底板计算

$$M_I = \frac{1}{12} a_i^2 [(2l + a') (p_{j\max} + p_j) + l (p_{j\max} - p_j)] \quad (6.4.6-10)$$

$$M_{\text{II}} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')(p_{j\max} + p_{j\min}) \quad (6.4.6-11)$$

式中 M_I 、 M_{II} —任意截面 I—I、II—II 处的弯矩设计值；

- a_1 —任意截面 I—I 至基底边缘最大净反力 $p_{j\max}$ 设计值处的距离;
- l, b —基础底面的边长;
- a, h —柱的边长, 当为任意截面时, 为该截面处的边长, 用 a', b' 表示;
- p_j —任意截面 I—I 处基础底面的净反力设计值;
- $p_{j\min}$ —在偏心荷载作用下, 基础底面的最小净反力设计值。

2) 墙下条形基础每延米任意截面的弯矩, 可按下列公式计算 (图 6.4.6-3):

$$M_I = \frac{1}{6} a_1^2 (2p_{j\max} + p_j) \quad (6.4.6-12)$$

其最大弯矩截面的位置应符合下列规定:

如当墙体材料为混凝土时, 取 $a_1 = b_1$;

如为砖墙且大放脚不大于 1/4 砖长时, 取 $a_1 = b_1 + 1/4$ 砖长。

4 当扩展基础混凝土强度等级小于柱时, 尚应验算柱对基础的局部受压承载力。

5 基础底板的配筋, 应按国家现行《混凝土结构设计规范》GBJ 10 有关规定计算。

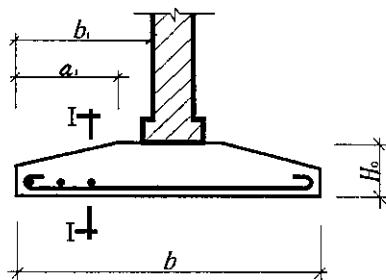


图 6.4.6-3 墙下条形基础

6.5 柱下条形基础

6.5.1 柱下条形基础的构造:

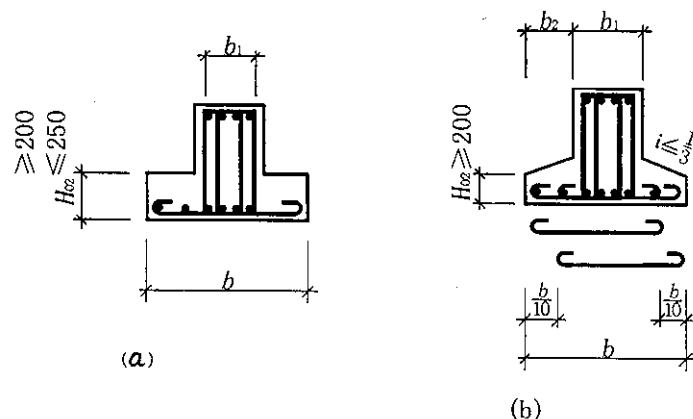


图 6.5.1-1 条形基础构造示意

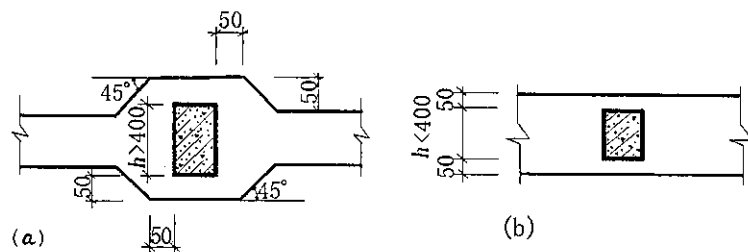


图 6.5.1-2 柱与基础梁交接处平面

1 翼缘厚度 H_{02} 不宜小于 200mm, 当 H_{02} 小于 250mm 时, 翼缘作成等厚, 当 H_{02} 大于或等于 250mm 时, 翼缘作成 $i \leq 1/3$ 的变截面;

2 现浇柱与条形基础梁交接处其平面尺寸见 (图 6.5.1-2), 肋高由计算确定, 一般可取柱距的 1/4~1/8;

3 条形基础梁顶面和底面的纵向受力钢筋, 除满足计算要求外, 尚应有 2~4 根通长钢筋, 其面积不得小于纵向钢筋总面积的 1/3;

4 在 T 形与 L 形梁交接处翼缘内的钢筋, 应沿一个主要受力方

向通长设置,另一方向可搭接基础宽的 $1/4$,在拐角处则应沿两个方向通长设置(图 6.5.1-3);

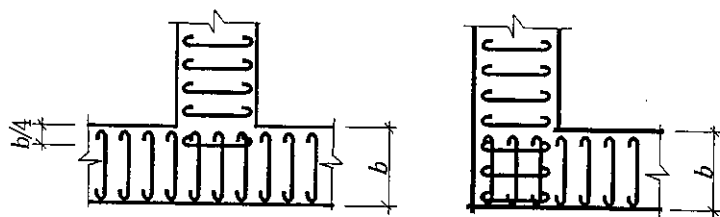


图 6.5.1-3 条形基础转角处配筋

5 柱下条形基础的构造,除上述要求外,尚应符合本规范第 6.4.2 条的有关规定。

6.5.2 柱下条形基础的计算:

1 当荷载、地基比较均匀,上部结构刚度较好,柱距相差不大,且条形基础梁的高度大于 $1/6$ 柱距时,地基反力可按直线分布。条形基础梁的内力,可按连续梁法、经验系数法及静力平衡法计算。此时,两端边跨应根据受力状态,适当增加受力钢筋;

2 当竖向荷载的重心与基础形心间的偏心距不大于基础长度的 3% 时,可采用倒梁法计算。此时基础内力可按连续梁法及静力平衡法计算,当采用连续梁法计算时,如支座反力与柱轴向压力的不平衡力超过 20% 时,应将其差值均匀分布在相应支座两侧各 $1/3$ 跨度的范围内使反力调整成阶梯形分布,以达到支座的力接近平衡。用以上两种方法计算,梁的两端边跨梁底宜增加受力钢筋 20%。

条形基础的梁高可按地基净反力的大小选用:当净反力小于 250kN/m 时,梁高可取柱距的 $1/4 \sim 1/8$,当净反力在 $250 \sim 400\text{kN/m}$ 时,梁高可取柱距的 $1/4 \sim 1/5.5$ 。

为使条形基础所受正负弯矩大致相等,可将条形基础端部作成悬臂,悬臂长取其相邻跨度的 $1/4 \sim 1/3$;

3 对于交叉条形基础,交点上的柱荷载,应按交叉梁的变形协调的原则进行分配,其内力可按本条上述规定,分别进行计算;

4 当存在扭矩时,尚应作抗扭计算;

5 当条形基础混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,应验算柱对条形基础的局部受压承载力;

6 柱下条形基础的混凝土强度等级不低于 C20。

6.6 筏形基础

6.6.1 筏形基础的构造:

1 混凝土强度等级不小于 C20,高层建筑不小于 C30,当有地下室时应采用防水混凝土,混凝土的抗渗等级,应根据地下水的最大水头与筏板混凝土厚度的比值,按表 6.6.1 选用,且其抗渗等级不应小于 0.6MPa ;

表 6.6.1 地下室外墙与筏板混凝土的抗渗等级

最大水头(H)与混凝土厚度(h)的比值	设计抗渗等级 (MPa)
$\frac{H}{h} < 10$	0.6
$10 \leq \frac{H}{h} < 15$	0.8
$15 \leq \frac{H}{h} < 25$	1.2

2 梁板式筏基,其板厚不应小于 300mm,且板厚与计算区段的最大双向板格的短边之比不宜小于 $1/20$ 。对基础梁不外伸的悬臂板,其伸出长度不宜大于 1.5m。平板式筏基的板厚不宜小于 400mm;

3 垫层厚度宜为 100mm,混凝土强度等级宜为 C10;

4 筏形基础的底板和基础梁,纵横方向底部钢筋,尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨,其配筋率不应小于 0.15%,顶部钢筋应全部贯通;

5 采用筏形基础的地下室,应沿地下室设置钢筋混凝土外墙,外墙厚度不应小于 250mm,内墙厚度不应小于 200mm。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。墙体内应设置双面钢筋、钢筋直径不应小于 12mm,间距不应大于 300mm。

6.6.2 平板式筏形基础的计算:

1 在比较均匀的地基上,当上部结构刚度较大或相邻柱荷载相差不超过 20%,柱距接近相同,且不大于 1.75λ (λ 为筏形基础的弹性特征系数值)时,可认为筏基是刚性的,其地基反力,可假定为线性分布。

1) 基底反力按下式计算:

$$p_{\max}^{\min} = \frac{\Sigma F}{A} \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x} \quad (6.6.2)$$

式中 ΣF — 筏形基础底面以上的竖向力设计值(不计底板自重);

A — 筏板的平面面积;

M_x, M_y — 合力作用点分别在 x, y 方向对筏板形心的弯矩设计值;

W_x, W_y — 筏板对 x, y 轴的抵抗矩。

2) 地基反力为线性分布的筏形基础,若外荷载合力作用点对筏板形心的偏心距与筏板相应边长度之比,在两个方向均不大于 $1/30$ 时,地基反力可按均匀分布计算。设计中可将筏板从外排上部结构边伸出长度不宜大于上部结构端部柱距的 $1/4$,并不宜大于 $1.5m$;

2 当相邻柱荷载及柱距之差不大于 20%,但柱距大于 1.75λ 时,则筏形基础可沿柱间划分为若干十字交叉条形基础,其宽度等于跨度中距进行计算;

3 当不符合本条 1、2 款时,宜按弹性地基板计算。

6.6.3 梁板式筏形基础的计算:

1 柱网两个方向尺寸的比值小于 1.5,且柱网单元内的基础未布置有次梁时,底板上的地基反力呈线性分布,可按 45° 划分范围,分别传至筏形基础的纵横梁上,筏形基础的底板按连续双向板计算,纵、横梁按连续梁计算;

2 在柱网单元内的筏板布置有次梁时,筏板按连续板计算,次梁、纵、横梁按连续梁计算;

3 按基底反力直线分布的连续梁计算,边跨跨中弯矩以及第一

内支座弯矩,宜乘以 1.2 增大系数。

6.6.4 筏形基础的底板厚度可按国家现行行业标准《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6 中的冲切及剪切公式计算外,当筏形基础混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,尚应验算柱对筏板处的局部受压承载力。

6.6.5 地下室及汽车通道应作抗浮稳定验算,抗浮稳定系数不应小于 1.2,当抗浮稳定系数小于 1.2 时,必须采取措施,防止地下室及汽车通道上浮。

6.6.6 筏形基础除按照上述要求计算外,尚应满足本规范第三、五章的有关要求。

6.7 岩石锚杆基础

6.7.1 锚杆基础应用范围:高层建筑、大偏心、抗浮建筑物及构筑物基础。

6.7.2 锚杆基础的设计内容:

- 1 确定地基承受的总拉力设计值;
- 2 确定锚杆及锚杆孔的规格尺寸(直径、长度);
- 3 确定单根锚杆的抗拔力设计值;
- 4 确定锚杆根数及布置锚杆位置。

6.7.3 锚杆基座应与基岩连成整体,并应符合下列要求:

1 锚杆孔直径宜取 $d_1 \geq 3d$ (d 为锚杆直径),且 $d_1 \geq d + 50mm$,锚杆间距 $\geq 6d_1$,锚杆在岩石中的锚固长度 $l \geq 40d$,锚杆孔壁距基础边缘 $\geq 150mm$;

2 锚杆插入上部的长度,应满足钢筋锚固长度的要求;

3 锚杆宜用螺纹钢筋,用于灌缝的水泥砂浆(或细石混凝土)强度等级不低于 C30)强度等级 $\geq M30$,并不得小于岩石提高一级的强度等级,浇灌砂浆或混凝土前,应将锚杆孔内清理干净,浇灌材料应饱满,锚杆在孔内保持中心位置。

6.7.4 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力设计值,应按下列公式验算:

$$Q_{\max} \leq R_t \quad (6.7.4-1)$$

$$Q_{ti} = \frac{F+G}{n} - \frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} - \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2} \quad (6.7.4-2)$$

式中 n — 锚杆数;

M_x, M_y — 合力作用点分别在 X, Y 方向距基础底面形心的弯矩设计值;

X_i, Y_i — 第 i 根锚杆至基础底面形心 X, Y 轴线的距离;

Q_t — 单根锚杆所承受的拔力设计值;

R_t — 单根锚杆的抗拔力。

对地基基础设计等级为甲级的建筑,单根锚杆抗拔力应通过现场试验确定,其他建筑宜作抗拔试验。

6.7.5 锚杆基座不满足刚性基础条件时,应按照扩展基础进行底部配筋。所有的锚杆基座均应按图 6.7.5 计算基座顶部的负弯矩,进行顶部配筋,基座顶部的配筋量,钢筋直径不宜小于 8mm,间距不大于 200mm。基座顶部的负弯矩可按式计算:

$$M_{a_3} = R_b a_3 \quad (6.7.5)$$

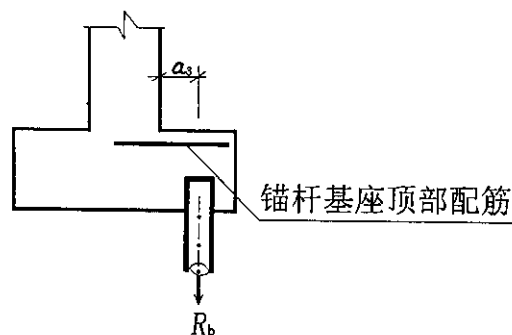


图 6.7.5 锚杆基座顶部配筋

a_3 — 拔力合力作用点到柱(墙)边或基座台阶边缘的距离。

式中

6.7.6 锚杆基座除满足上述要求计算外,当岩石强度等级小于柱的混凝土强度等级时,尚应验算柱对岩石的局部受压承载力。

6.8 高层建筑基础的有关要求

6.8.1 当卵石层局部不均匀时(即有软弱夹层及透镜体者,在地基变形影响深度范围内不能满足地基承载力、变形及稳定要求时应作处理),高低层建筑物之间可以不设沉降缝,但要设置后浇带,待高低层建筑物沉降差在允许范围之内时,用比基础提高一级的无收缩水泥配制的混凝土浇筑后浇带。当高低建筑物之间必须留沉降缝时,缝两侧宜作钢筋混凝土墙,缝中用粗砂分层回填夯实。

6.8.2 作用在卵石(指稍密以上卵石)地基上的建筑物,同一结构单元,可以采用两种不同类型的基础。

6.8.3 当地下室外墙及底板采用防水混凝土时,防水混凝土的抗渗等级按第 6.6.1 条第 1 款采用。

6.8.4 地下室外墙下支承处,当采用独立承台下的桩基础时,墙的跨高比不大于 2 的单跨墙或跨高比不大于 2.5 的多跨墙,可按深梁计算及构造。

6.8.5 基础的构造:

- 1 地下室底板室外转角的板顶、底需配置放射状钢筋;
- 2 穿墙管道上皮与墙上预留孔洞之间净空尺寸,应根据地基土质沉降量大小、热力管道膨胀来确定;
- 3 与高层建筑毗连的矮、小、轻建筑、采光井、室外较小的通道连接部分,可采用悬挑结构,底板下铺设松散材料(如炉渣等);
- 4 现浇板及钢筋混凝土墙体,预埋并排管道,管道间净距不应小于 50mm。

7 桩基础

7.1 一般规定

7.1.1 本规范对桩基的设计规定适用于成都地区常用的主要承受竖向荷载的各种类型低承台桩基。对主要承受水平荷载的桩基,边坡抗滑桩、挡土支护桩以及抗拔桩应按国家标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 及国家有关行业标准规定执行。

7.1.2 成都地区桩基设计宜充分利用卵石地基为持力层,按端承桩或摩擦端承桩进行设计。

7.1.3 桩基选型及设计应综合考虑成都地区场地地基条件,上部结构类型、荷载特征、环境及施工技术条件达到确保安全经济合理。桩型选择可参考附录 Q。

7.1.4 同一结构单元不宜采用不同类型的基桩,排列基桩时应尽量使桩基上的荷载合力作用点与桩群形心相重合并使桩基受水平力和弯矩较大的方向有较大的截面模量。

7.1.5 桩端全截面进入持力层深度:对卵石地基打入式预制桩及锤击(振动)沉管灌注桩,人工挖孔桩不宜小于 $1d$ (d 为桩身直径或边长),钻(冲)孔灌注桩,不宜小于 $1.5d$ 。对粘土作桩基持力层时上述深度宜适当加深。对上述各种桩型桩端以下设计持力层厚度不宜小于 $4d$ 。

7.1.6 桩的中心距应按下列规定选择适当的中心距:

1 各种桩型的最小中心距应按表 7.1.6-1 采用,对大面积桩群尤其是挤土桩其最小中心距宜按表列值适当放大,设计人员应在兼顾单桩承载力充分发挥和合理的承台尺寸条件下选择桩的中心距。

表 7.1.6-1 桩的最小中心距

土质及成桩工艺		排数不小于 3 排,且桩数 不小于 9 根的摩擦型桩基	其他情况
非挤土和部份挤土灌注桩		$3.0d$	$2.0d$ (嵌岩桩) $2.5d$
挤土 灌注桩	穿越非饱和土	$3.5d$	$3.0d$
	穿越饱和软土	$4.0d$	$3.5d$
挤土预制桩		$3.5d$	$3.0d$

注: d —圆桩直径或方桩边长。

2 扩底灌注桩除符合表 7.1.6-1 外尚应符合表 7.1.6-2。

表 7.1.6-2 灌注桩扩底端最小中心距

成桩方法	最小中心距
挖(钻)孔灌注桩	$1.5D$ 或 $D+1m$ (当 $D>2m$ 时)
沉管扩孔灌注桩	$2.0D$

注: D —扩大端设计直径。

7.2 桩的构造

7.2.1 混凝土预制方截面桩其截面不宜小于 $250 \times 250mm$ 。预应力混凝土方截面桩其截面不宜小于 $350 \times 350mm$ 。混凝土离心管桩的外径不宜小于 $300mm$ 。

7.2.2 预制桩的桩身配筋应按吊装运输、打桩及其在建筑物中受力条件进行设计。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8% ,桩的主筋采用 II 级钢筋且在桩顶和桩尖的 $1m$ 范围内箍筋应加密并在桩顶处设置 3 层焊接钢筋网片。

7.2.3 预制桩的混凝土强度等级不宜低于 C30。预应力混凝土预制桩混凝土强度等级不宜低于 C40。桩的纵向主筋保护层不宜小于 $30mm$ 。

7.2.4 预制桩的桩尖构造:加工时应将纵向主筋及纵向构造辅筋合

拢后集中焊于桩尖轴心粗钢筋周边并用钢套管封焊。对桩尖穿透持力层有更高要求时可在桩尖处做钢钎靴加强桩尖。

7.2.5 灌注桩的桩身配筋除满足受力要求外,其构造配筋要求如下:

1 一级建筑桩基桩顶与承台连接主筋最小配筋率不宜小于 0.2%,主筋直径不宜小于 $\phi 12$ 。受压时主筋沿桩周边均匀布置,受弯时可根据弯曲受拉方向局部加密主筋,主筋应锚入承台 $30d$ (d 为主筋直径)桩顶伸入承台不宜小于 50mm,主筋应在桩身全长配置。

2 二级建筑桩基桩顶与承台连接主筋应根据桩径大小选用直径 $\phi 10 \sim \phi 12$ 钢筋锚入承台 $30d$ (d 为主筋直径)并宜沿桩身全长配置。

3 三级建筑桩基除桩顶与承台适当配置连接钢筋外可不配桩身构造钢筋。

4 灌注桩的箍筋应根据桩身直径大小采用 $\phi 6 \sim \phi 8$ 钢筋,间距 200~300mm 并宜用螺旋箍筋。在桩顶附近箍筋应加密。沿桩身长度每隔 2m,设 $\phi 10 \sim \phi 18$ 焊接加劲封闭箍筋,当桩径大于等于 1600mm 时上述加劲箍筋内尚应增加相应直径三角箍筋,均与主筋焊接。

7.2.6 灌注桩混凝土及保护层厚度应符合下列要求:

1 人工挖孔灌注桩干作业条件下浇灌混凝土时其强度等级不应低于 C15,钢筋保护层厚 35mm。桩顶伸入承台不小于 100mm。

2 挖孔桩可根据单桩承载力需要进行扩底,扩底端部尺寸如图 7.2.6-1 所示:其扩底端直径与桩身直径比 D/d ,应根据承载力要求及扩底范围土质情况确定,干作业操作具有可靠护壁措施,一般情况 D/d 不宜大于 2.5。端侧斜率 a/h_c :粘性土时取 $1/3$,砂土、卵石层时取 $1/4$ 。桩端平底形矢高 h_b 取 $(0.1 \sim 0.15)D$ 。

3 人工挖孔灌注桩必须按图 7.2.6-2 所示构造设置钢筋混凝土护壁,其混凝土强度等级应不低于桩身混凝土强度等级并不低于 C20。

注:扩底端护壁:挖掘时按端侧斜率,在保证周围土体稳定的条件下,确定每次挖掘及护壁支护深度,每段应小于 400mm。

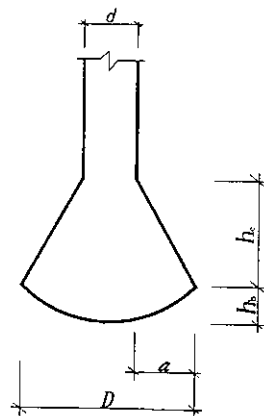


图 7.2.6-1 扩底桩构造

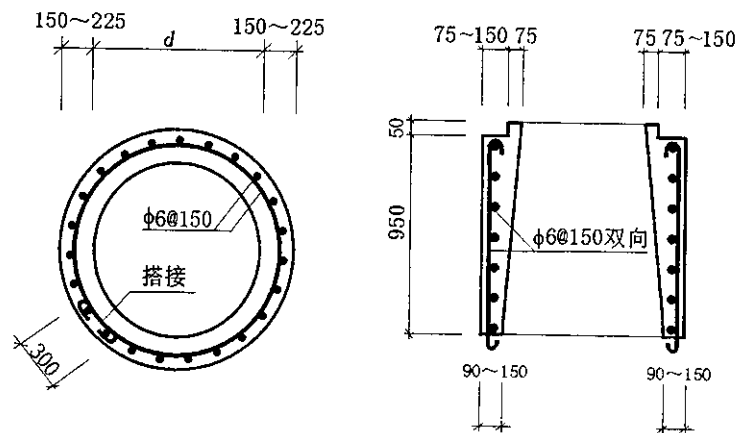


图 7.2.6-2 人工挖孔灌注桩护壁

4 钻(冲)孔灌注桩采用泥浆护壁导管法水下混凝土灌注时其混凝土强度等级不应低于 C20 并按水下混凝土要求设计配合比,其坍落度应取 180~220mm,水泥用量不小于 $0.36 T/m^3$ 。导管下端应采用有橡胶止水圈的混凝土活塞,确保浇灌过程中导管不进水,桩身主筋混凝土保护层厚 50mm。桩顶伸入承台不小于 100mm。

5 锤击(振动)沉管灌注桩混凝土强度等级不应低于 C15 并应采

用高流动性混凝土配合比其坍落度采用 80~100mm, 桩身主筋保护层厚 35mm。

7.2.7 嵌岩灌注桩混凝土强度等级不应小于 C20, 桩端应嵌入中风化或微风化岩层, 最佳嵌岩深度 $3d$ (d 为桩直径) 不宜超过 $5d$, 伸入承台不宜小于 100mm, 主筋锚入承台不宜小于 $30d$ (d 为主筋直径), 主筋保护层厚 35mm。

7.3 桩基计算

7.3.1 成都地区卵石持力层上的端承桩桩基, 其竖向抗压承载力设计值为各单桩竖向抗压承载力设计值的总和并以持力层承载力计算为主, 一般可不进行沉降验算。对一级建筑桩基及对沉降有严格要求的桩基可按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 进行沉降验算。

7.3.2 桩基中单桩竖向承载力应按下列公式计算:

1 荷载效应基本组合:

轴心竖向力作用下:

$$r_o N \leq R \quad (7.3.2-1)$$

偏心竖向力作用下除满足公式 7.3.2-1 外尚应满足下式:

$$r_o N_{\max} \leq 1.2R \quad (7.3.2-2)$$

式中 N — 轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力设计值;

R — 单桩竖向承载力设计值;

r_o — 建筑桩基重要性系数, 按建筑桩基安全等级一、二、三级相应取 $r_o = 1.1$ $r_o = 1.0$ $r_o = 0.9$, 对柱下单桩按提高一级考虑, 当为一级建筑桩基安全等级时柱下单桩取 $r_o = 1.2$ 。

注: 当上部结构内力分析中所考虑的 r_o 取值与本条一致时, 则作用效应项中不再代入 r_o 计算; 不一致时应乘以桩基与上部结构 r_o 的比值。

2 地震作用效应组合:

轴心竖向力作用下:

$$N \leq 1.25R \quad (7.3.2-3)$$

偏心竖向力作用下除满足 7.3.2-3 外尚应满足下式:

$$N_{\max} \leq 1.5R \quad (7.3.4-4)$$

7.3.3 按 7.3.1 条规定的一般建筑物中群桩基础, 其单桩桩顶作用效应应按下列公式计算:

轴心竖向力作用下:

$$N = \frac{F+G}{n} \quad (7.3.3-1)$$

偏心竖向力作用下:

$$N_i = \frac{F+G}{n} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2} \quad (7.3.3-2)$$

水平力:

$$H_i = \frac{H}{n} \quad (7.3.3-3)$$

式中 F — 作用于桩基承台顶面竖向力设计值;

G — 承台和承台上土自重设计值;

N_i — 偏心竖向力作用下第 i 根桩竖向力设计值;

M_x 、 M_y — 作用于桩群上的外力对通过桩群形心的 X 、 Y 轴的力矩设计值;

X_i 、 Y_i — 第 i 根桩至通过桩群形心的 Y 、 X 轴线的距离;

H — 作用于桩群上的水平力设计值;

H_i — 作用于任一单桩的水平力设计值;

n — 群桩基础中的桩数。

7.3.4 单桩竖向极限承载力标准值应按下列规定确定:

1 一级建筑桩基应采用现场静载荷试验并结合重型或超重型动力触探等原位测试方法进行综合确定。

2 二级建筑桩基可参照桩型和岩土条件相同的试桩资料结合静力触探重型或超重型动力触探及经验参数分析综合确定。

3 三级建筑桩基可利用现场原位测试资料及承载力经验参数确定。

7.3.5 采用现场静载荷试验确定单桩竖向极限承载力标准值时, 在同一现场条件下试桩数量不宜小于总桩数的 1%, 且不小于 3 根, 工程总桩数在 50 根以内时不应小于 2 根, 单桩竖向静载荷试验按附录 S 进行。

7.3.6 桩在施工过程中发现未达到设计要求持力层, 出现质量问题

或不正常现象需用静载荷试验确定单桩极限承载力标准值时,应选择存在怀疑的工程桩进行试验。

7.3.7 其它引入成都地区的新桩型,无本地区极限承载力试验资料时应用现场静载荷试验确定其极限承载力标准值。

7.3.8 根据岩土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向承载力标准值时可按下式计算:

对一般基桩按下式计算:

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} \cdot L_i + q_{pk} \cdot A_p \quad (7.3.8-1)$$

对大直径($d \geq 800\text{mm}$)干作业桩按下式计算:

$$Q_{uk} = u \sum \psi_{si} \cdot q_{sik} \cdot L_i + \psi_p \cdot q_{pk} \cdot A_p \quad (7.3.8-2)$$

式中 Q_{uk} —单桩竖向承载力标准值;

q_{sik} —桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值可按附录 R 取值;

q_{pk} —极限端阻力标准值可按附录 R 取值;

u —桩身周长;

L_i —桩穿越第 i 层土的厚度;

ψ_{si} —大直径桩侧阻力尺寸效应系数按附录 R 取值;

ψ_p —大直径桩端阻力尺寸效应系数按附录 R 取值;

A_p —桩端截面积。

按上述公式计算时桩径应按桩的净直径(即不考虑护壁截面)采用,当桩长小于 6m 时不宜计算桩身摩擦力,桩长超过 6m 时可计算桩身摩擦力,但宜扣除 2 倍扩大头斜面高度段的摩擦力。

7.3.9 嵌岩桩竖向极限承载力标准值由桩周土总侧阻力,嵌岩段总侧阻力和总端阻力三部份组成,当根据室内试验结果确定单桩竖向极限承载力标准值时可按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \quad (7.3.9-1)$$

当岩基以上覆土层厚度小于 6m 时,土的总极限侧阻力不宜计算则:

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= Q_{rk} + Q_{pk} \\ &= u \zeta_s \cdot f_{rc} \cdot h_r + \zeta_p \cdot f_{rc} \cdot A_p \end{aligned} \quad (7.3.9-3)$$

式中 Q_{sk}, Q_{rk}, Q_{pk} —分别为土的总极限侧阻力,嵌岩段总极限侧阻力,总极限端阻力;

u —桩身周长;

$\zeta_s \zeta_p$ —嵌岩段侧阻力和端阻力修正系数与嵌岩深径比 h_r/d 有关,按表 7.3.9 采用;

f_{rc} —岩石饱和单轴抗压强度标准值,对于粘土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值;

h_r —桩身嵌岩深度(嵌于中风化、微风化、新鲜基岩中)超过 $5d$ 时取 $h_r = 5d$,当岩层表面倾斜时以坡下方的嵌岩深度为准。

表 7.3.9 嵌岩段侧阻力和端阻力修正系数

嵌岩深径比 h_r/d	0.0	0.5	1	2	3	4	≥ 5
侧阻力修正系数 ζ_s	0.000	0.025	0.055	0.070	0.065	0.062	0.053
端阻力修正系数 ζ_p	0.500	0.500	0.400	0.300	0.200	0.100	0.000

注:当嵌岩段为中等风化岩时,表中数值乘以 0.9 折减。

7.3.10 桩基中单桩竖向承载力设计值应为极限承载力标准值除以承载力抗力分项系数如下式所示:

$$R = \frac{Q_{uk}}{\gamma_{sp}} \quad (7.3.10)$$

式中 γ_{sp} —抗力分项系数按表 7.3.10 采用。

表 7.3.10 桩基竖向承载力抗力分项系数

桩型与工艺	γ_{sp}	
	静载试验法	经验参数法
预制桩、钢管桩	1.60	1.65
大直径灌注桩(清底干净)	1.60	1.65
泥浆护壁钻(冲)孔灌注桩	1.62	1.67
干作业钻孔灌注桩($d < 0.8\text{m}$)	1.65	1.70
沉管灌注桩	1.70	1.75

注:根据重型或超重型动力触探确定预制桩、钢管桩承载力时取 $\gamma_{sp} = 1.6$ 。

7.3.11 单桩竖向承载力设计值尚应计算桩身材料强度承载力设计值,当其为轴心受压和偏心受压时应将混凝土轴心抗压强度设计值和弯曲抗压强度设计值分别乘以下列基桩施工工艺系数 ψ_c :

- 1 混凝土预制桩 $\psi_c=1.0$;
- 2 干作业非挤土灌注桩 $\psi_c=0.9$;
- 3 泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩,部份挤土灌注桩,沉管挤土灌注桩 $\psi_c=0.8$ 。

7.4 承台构造及计算

7.4.1 承台构造尺寸应符合下列规定:

- 1 承台最小宽度不应小于 500mm,承台边缘至桩中心的距离不宜小于桩的直径或边长且边缘挑出部分不应小于 150mm,对条形承台梁边缘挑出部分不应小于 100mm。
- 2 条形承台和柱下独立桩基承台厚度不应小于 300mm。
- 3 筏板及箱形底板承台的厚度应根据上部结构要求确定。当桩布置在墙下或基础梁下时承台板的厚度不宜小于 250mm 且板厚与计算区段跨度比不宜小于 1/20。
- 4 单柱单桩(大直径)基础宜按连接柱与联系梁的构造要求将联系梁高度范围内的圆形截面改成方形截面的承台(桩帽)。承台边至桩边的距离不宜小于 150mm,桩帽上下配筋直径不宜小于 $\phi 12$,间距不宜大于 150mm 且应双向配筋。

7.4.2 单桩承台应在两个垂直方向设置联系梁,两桩承台应在承台短向设置联系梁。

1 承台联系梁顶面宜与承台顶面同一标高,联系梁应按计算确定且梁高不小于柱距的 1/15,梁宽不小于 200mm,联系梁纵向钢筋按计算确定,受拉钢筋截面可按所连柱子最大轴力的 10% 作为拉力来确定。

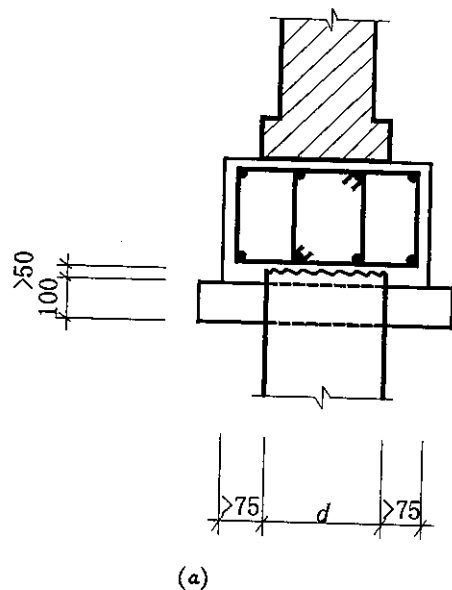
2 下列情况可不另设联系梁:

- 1) 当桩基双向设有基础梁时;
- 2) 筏板、箱形基础、地下室底板厚度不小于 300mm 时,但应在桩顶沿柱轴线在底板内增配上下各 2 $\phi 18$ 双向通长拉筋。

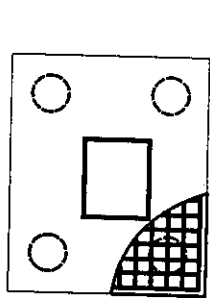
7.4.3 承台混凝土强度等级不宜低于 C15,采用 II 级钢筋配筋时混凝土强度等级不宜低于 C20,承台底面钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 70mm,当有混凝土垫层时保护层厚度为 35mm。垫层厚宜用 100mm,其混凝土强度等级宜用 C10。

7.4.4 承台配筋除满足设计计算要求外尚应符合下列规定:

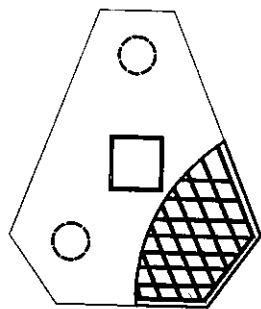
- 1 承台梁的纵向主筋直径不宜小于 $\phi 12$,架立筋直径不宜小于 $\phi 10$,箍筋直径不宜小于 $\phi 6.5$,如图 7.4.4(a)所示。
- 2 柱下独立桩基承台受力钢筋应通长配置,矩形承台板配筋宜按双向均匀配置,钢筋直径不宜小于 $\phi 10$,间距不宜大于 200mm,如图 7.4.4(b)。
- 3 三桩承台应按三向板带均匀配筋,近核心处 3 根钢筋相交围成的三角形应位于柱截面范围以内如图 7.4.4(c)。



(a)



(b)



(c)

图 7.4.4 承台配筋构造

7.4.5 柱下独立桩基承台的弯矩可按以下简化方法计算确定:

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。

$$M_x = \sum N_i Y_i \quad (7.4.5-1)$$

$$M_y = \sum N_i X_i \quad (7.4.5-2)$$

式中 M_x, M_y — 垂直于 Y 轴和 X 轴方向计算截面处的弯矩设计值;

X_i, Y_i — 垂直 Y 轴和 X 轴方向自桩轴线至相应计算截面的距离;

N_i — 扣除承台和承台上土自重设计值后第 i 根桩竖向净反力设计值。

2 等边三桩承台弯矩按下式计算:

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (7.4.5-3)$$

式中 M — 由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值;

$N_{\max}$ — 扣除承台和其上填土自重后三桩中最大单桩顶反力设计值;

s — 桩距;

c — 方柱边长或圆柱直径。

3 等腰三桩承台弯矩按下式计算:

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} h_1 \right) \quad (7.4.5-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(as - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} h_2 \right) \quad (7.4.5-5)$$

式中 M_1, M_2 — 由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值;

h_1 — 垂直于承台底边的柱截面边长;

h_2 — 平行于承台底边的柱截面边长;

s — 长向桩距;

a — 短向桩距与长向桩距之比,当 a 小于 0.5 时,应按变截面的二桩承台设计。

7.4.6 桩基承台经计算得出设计内力后,应根据《混凝土结构设计规范》GBJ 10 和《建筑桩基技术规范》JGJ 94 验算承台的抗弯、抗冲切、抗剪设计承载力。当柱下桩基承台混凝土强度等级低于柱的强度等级时尚应验算承台的局部受压承载力。

8 天然地基的利用及地基加固

8.1 天然地基的利用

8.1.1 成都地区具有良好的地基资源条件,设计时应充分合理的利用天然地基。

8.1.2 成都地区卵石层顶面以上覆盖的土层中,素填土(老填土、压缩填土)、粘土、粉质粘土、粘质粉土、中砂、粗砂均可直接作为多层房屋基础的地基。

8.1.3 建筑地基的局部范围内存在软弱地基时,应按局部软弱层考虑,采取局部处理措施。

8.1.4 对场地地基中存在的软弱下卧层,如其上覆土层较好,宜利用其较好的上覆土层,并对软弱下卧层进行承载力及变形验算。

8.1.5 地基基础设计应考虑上部结构的共同作用;对建筑体型、荷载情况、结构类型及场地地基条件进行综合分析,采用合理的建筑和结构措施。

8.1.6 施工时应注意基础底面地基土的保护,避免对原状地基土的扰动,在基础垫层施工前,基底设计标高以上应预留 100~300mm 保留土层,在临垫层施工前挖除。

8.2 地基加固的一般规定

8.2.1 当天然地基的承载力和变形不能满足设计要求时,则应根据场地地基条件、建筑结构类型、环境及施工条件,选择技术先进、安全可靠、经济合理的地基加固措施。

8.2.2 各种地基加固措施在施工过程中及加固处理后,均应进行测试和检验。

8.2.3 对新引进的加固方法必须选择代表性场地进行现场试验鉴定

后方可在工程中应用。

8.2.4 地基加固后其承载能力及变形应符合规范和设计要求,如在试验阶段宜在施工中进行沉降观测,必要时在建成使用阶段安排一定的沉降观测以评价加固效果。

8.3 换土垫层法

8.3.1 换土垫层法适用于浅层软弱土的换土处理,其材料可用粗砂、角(圆)砾、碎(卵)石等,选料时应就地取材,本地区一般采用连槽砂卵石。

注:连槽砂卵石是指开采后未经筛分的卵石。

8.3.2 垫层厚度应根据上层软弱土厚度,下卧层的承载力及建筑物对地基变形要求确定:

按下卧层承载力确定时应按下式计算:

$$p_z + \gamma_1 Z \leq f_z \quad (8.3.2)$$

式中 p_z —垫层底面处的附加压力设计值;

γ_1 —设计地面至垫层底面土层厚度的加权平均重度;

Z —设计地面至垫层底面的距离;

f_z —垫层底面下土层经深度修正后的地基承载力设计值。

垫层厚度不宜小于 0.5 倍基础宽度,一般亦不宜大于 2.5m。

8.3.3 垫层的底面宽度,应满足基础底面压力扩散的要求,可按下式计算:

$$b' \geq b + 2Z \tan \theta \quad (8.3.3)$$

式中 b' —垫层底面宽度;

b —基础底面宽度;

Z —垫层厚度;

θ —垫层的压应力扩散角。可按表 5.1.9 选用。垫层顶面的宽度,可以根据垫层底面两侧基槽(坑)的放坡要求确定。

8.3.4 当垫层厚度不同时,垫层顶面标高应相同,垫层底面在厚度变化处应做成斜坡,坡高与坡长比值为 1:2。每段坡高宜小于 1m。

8.3.5 用砂卵石作换土垫层材料施工时,应遵守现行《地基与基础工程施工及验收规范》GBJ 17 中有关规定。用振动压密机械分层振实

过程中可适当喷水滋润,当垫层下为粘性土地基时,严禁大量冲水以防止破坏下卧层的土结构。

8.3.6 卵石垫层的承载力设计值,当无试验资料时,对一般工程经分层振动压密处理后可按250~300kPa取值,并应验算下卧层的承载力。

8.4 重锤夯实法

8.4.1 重锤夯实法适用于加固浅层杂填土、素填土,但不适用于淤泥、淤泥质土、饱和粘土、饱和粉土、饱和粉细砂土。采用重夯法加固时,场地的地下水位应在重锤夯实的有效影响深度以下。

8.4.2 夯锤重量一般为15~50kN,落距可取2.5~6.0m,锤底静压力可取15~30kPa。重锤夯实的有效影响深度与土的性质和夯击能量有关,一般为1.2~1.5m。

8.4.3 重夯试夯前应先在现场进行小面积试夯,试夯面积不宜小于10m×10m。试夯过程中应确定重夯加固的适当施工参数,包括既定锤重和锤型情况下的落锤试验,确定有效影响深度。试夯后的地基承载力宜通过静载荷试验确定。

8.5 振冲卵石桩法

8.5.1 振冲卵石桩适用于砂类土的地基加固,但加固处理下层砂类土时,应注意冲水振动对上层粘性土的扰动及饱和使上层土结构受到破坏。振冲卵石桩不宜用于淤泥和淤泥质土以及软塑和流塑的粘性土加固处理。对其他软土处理应经试验取得有效参数后进行。

8.5.2 卵石桩材料应采用粒径20~50mm级配卵石,最大粒径不宜大于80mm,含泥量应小于10%。

8.5.3 桩位布置可按正三角形或正方形排列,其桩的中心距应根据荷载大小砂土颗粒组成,密实度要求及振冲器功率等因素确定,当采用30kw振冲器时桩的中心距一般取1.5~2.5m。

8.5.4 振冲加固范围一般应在基础外边缘增加1~2排桩,在加固可液化地基时,宜在基础外边缘增加2~4排桩。

8.5.5 振冲卵石桩加固处理砂类土,饱和粉细砂土时其桩的长度宜贯穿砂层。

8.5.6 卵石桩振冲完成后,应将桩顶不符合密实度要求的桩体和浮土挖除后,铺设300~500mm厚卵石垫层并进行分层振实。

8.5.7 振冲卵石桩面积置换率可按下列公式计算:

正三角形布置时:

$$m = \frac{d^2}{1.1s^2} \quad (8.5.7-1)$$

正方形布置时:

$$m = \frac{d^2}{1.27s^2} \quad (8.5.7-2)$$

式中 d — 桩身直径;

s — 桩的中心距。

面积置换率一般采用0.25~0.40。

8.5.8 经振冲卵石桩加固处理后的复合地基极限承载力标准值应通过现场静载荷试验确定,初步设计时复合地基承载力设计值可按下式估算:

$$f_{up,k} = \frac{f_{uk}}{\gamma_0} [1 + m(n-1)] \quad (8.5.8)$$

式中 $f_{up,k}$ — 未经深度修正的复合地基承载力设计值;

f_{uk} — 桩间土地基极限承载力标准值,无实测资料时可用该天然地基土极限承载力标准值代替;

γ_0 — 承载力分项系数,可取2;

m — 面积置换率;

n — 桩与桩间土的应力比。

8.5.9 振冲卵石桩加固后复合地基进行沉降计算时,桩长范围内复合地基土的压缩模量可按下列公式估算:

$$E_{sp} = E_s [1 + m(n-1)] \quad (8.5.9)$$

式中 E_{sp} — 复合土层的压缩模量;

E_s — 桩间土的压缩模量可用天然地基土的压缩模量代替。

8.5.10 用振冲卵石桩进行加密置换处理的复合地基以静荷载试验确定承载力时,可用与卵石桩直径相同的承压板作单桩静载荷试验并

按(8.5.8)式计算,对重要工程或场地复杂的振冲卵石桩复合地基,宜进行单桩复合地基或多桩复合地基静载荷试验确定复合地基承载力。并可结合动力触探扩大场地检测范围。静载荷试验宜在振冲加固施工结束后1~2周时进行。

8.6 卵石挤密置换桩法

8.6.1 卵石挤密置换桩根据施工设备和工艺不同,有干振卵石桩、锤击(振动)沉管卵石桩等,均为干作业施工,适用于杂填土、素填土、淤泥及淤泥质土、粉土、饱和粉细砂土的加固处理,通过卵石桩对周围原土的挤密作用及卵石桩体对原土地基的竖向置换形成复合地基。

8.6.2 卵石挤密置换桩的卵石材料宜用粒径5~50mm级配卵石,含泥量不宜大于5%。

8.6.3 卵石挤密桩的直径应根据地基土的性质、成桩的工艺设备等确定卵石桩直径一般按成桩的钢管直径,可取300~450mm,用作置换作用的卵石桩直径宜大于等于500mm。

8.6.4 卵石挤密桩的长度应根据需加固土层的厚度及设计建筑物的允许沉降值等因素确定。当处理可液化的粉细砂土地基时,桩长应按可液化土层深度确定。

8.6.5 卵石挤密桩地基处理宽度,对条形基础不应小于基础宽度的1.5~2.0倍,对整片基础每边放宽不应小于1~3排桩,处理可液化土层时不宜小于加固深度的1/2,并不应小于3m。

8.6.6 卵石挤密桩布桩按正三角形或正方形布置,其相应面积置换率公式可按振冲卵石桩面积置换率公式(8.5.7-1)、(8.5.7-2)计算。

8.6.7 卵石挤密桩复合地基承载力可按公式(8.5.8)估算,复合地基压缩模量可按公式(8.5.9)估算。

8.6.8 卵石挤密桩加固处理完成后,基槽开挖时应将地表受扰动不符合密实度要求的桩体及土层挖除,并作厚度应大于300mm的卵石垫层严格分层振动压密后方作基础。

8.7 卵石层地基下砂夹层及砂透镜体的加固处理

8.7.1 卵石层地基下存在的砂夹层或砂透镜体,应视其砂层的厚度,基础及上部结构的类型,基础底面至砂层顶面的距离。综合分析其作为下卧层的承载能力及沉降差异的影响程度确定是否需对其下卧砂层的加固处理。

8.7.2 当砂层在卵石层下埋置较浅时,可挖除上覆卵石层,直接对砂层采用振冲卵石桩法对砂层进行置换加密处理,再分层振动填筑卵石层至设计要求标高。

8.7.3 对上覆卵石层较厚,砂层埋置较深时,应查明其砂层分布范围,经分析需要处理时,可钻穿上覆卵石层后用高压旋喷注浆法进行水泥浆高压旋喷加固。

8.7.4 高压旋喷注浆效果应采取开挖检查、钻孔取芯、动力触探等方法检查桩体成状及承载能力。

9 软弱地基变形危害的预防措施

9.1 一般规定

9.1.1 建筑地基变形特征主要为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜,尤其应重视不均匀沉降引发的后三项变形对建筑物的危害,本地区易产生变形危害的地基主要是软弱土地基及其他不均匀地基。

9.1.2 设计应考虑上部结构和地基基础的共同作用,并对建筑体形、荷载情况、结构类型和地基情况进行综合分析,确定相应的基础方案采取合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工要求。

9.1.3 基础设计时对地基处理、施工降水、深基坑开挖等产生的地基变形可能对邻近建筑物产生的不利影响采取相应的技术措施。

9.1.4 对料仓、油罐等可变荷载较大的构筑物群应首先选择有利地基,预估可能产生变形,根据需要采取地基加固措施。使用初期应根据沉降情况控制加载速度和加载间隔时间,调整可变荷载的分布,避免引起倾斜。

9.1.5 对设计埋深处于地下水位以下的地下室,地下水池等地下建筑物(构筑物)应采取人工降低地下水位至基底以下后方可进行施工,并待其上部压重大于地下水位对地下建筑物(构筑物)的浮力后方可准停止降水。对上部无建筑压重的地下建筑物(构筑物)设计应考虑其周边摩擦措施或底板设置有效锚拉措施防止其上浮。

9.2 建筑措施

9.2.1 在合理满足建筑功能和建筑造型条件下,建筑体形应力求简单。当建筑体形比较复杂时,宜根据其平面形状和高度差异在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的单元。当高度差异(或荷载差异)较大时,可将两者隔开一定距离,如拉开距离后两单元必须连接

时应采用能自由沉降的连接构造。

9.2.2 建筑物下列部位宜设置沉降缝:

- 1 建筑物平面的转折部位;
- 2 高度差异(或荷载差异)较大处;
- 3 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位;
- 4 地基土的压缩性有显著差异处;
- 5 建筑结构或基础类型不同处;
- 6 分期建造房屋的交界处。

9.2.3 沉降缝应有足够的宽度,缝宽可按表 9.2.3 选用:

表 9.2.3 房屋沉降缝的宽度

单位:(mm)

房屋层数	沉降缝宽度
二~三	50~80
四~五	80~120
五层以上	不小于 120

注:沉降缝兼作抗震缝作用时,尚应满足抗震缝设置的宽度要求。

9.2.4 相邻建筑物基础间的净距,可按表 9.2.4 选用;

表 9.2.4 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 s (mm)	$2.0 \leq \frac{L}{H_f} < 3.0$	$3.0 \leq \frac{L}{H_f} < 5.0$
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长度(m); H_f 为自基础底面标高算起的建筑

物高度(m)。

2 当被影响建筑长高比为 $1.5 < L/H_f < 2.0$ 时,其间净距可适当缩小。

9.2.5 相邻高耸结构(或对倾斜要求严格的构筑物)的外墙间隔距离,应根据倾斜允许值计算确定。

9.2.6 建筑物各组成部份的标高,应根据可能产生的不均匀沉降采取下列相应措施:

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。建筑物各部份(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,或采用柔性的管道接头等。

9.3 结构措施

9.3.1 为减少建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厚填土;

2 设置地下室或半地下室,采用回填土少自重轻的基础类型;

3 调整各部份的荷载分布、基础宽度或埋置深度。

9.3.2 对于建筑体型复杂、荷载差异较大的框架结构,可加强基础整体刚度,如采用十字交叉钢筋混凝土条形基础,桩基、箱基、厚度较大的筏基,以减少不均匀沉降。

9.3.3 对于砌体承重结构房屋,宜采用下列措施增加整体刚度和强度:

1 对于三层和三层以上的房屋,其长高比 L/H_f 宜小于或等于 2.5。当房屋长高比为 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 时宜使纵墙不转折或少转折。当房屋的预估最大沉降量小于或等于 120mm 时其长高比可不受限制。

2 墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁。

3 在墙体上开洞过大时宜在开洞部位适当配筋或采用构造柱及圈梁加强。

9.3.4 圈梁应按下列要求设置:

1 在多层房屋的基础和顶层屋面标高处宜各设置一道圈梁,其他各层可隔层设置,必要时亦可层层设置。单层工业厂房、仓库可结合基础梁、联系梁、过梁等酌情设置。

2 圈梁应设置在外墙、内纵墙、和主要内横墙上,并宜在平面内联成封闭系统。

9.4 施工要求

9.4.1 荷载差异较大的建筑物,宜先建高重部份,后建轻低部分。对置于卵石地基上的上述建筑高低连接部位可用后浇带处理。

9.4.2 施工时应注意保护基坑(槽)底面的土层避免受到扰动,对基坑开挖应考虑卸载引起的坑底回弹及边坡稳定问题并采取有效措施防止对建筑物产生有害的附加沉降。

9.4.3 当地下水位高于基坑(槽)底面时应采取有效的降排水措施降低水位至基底以下。采取降水措施时应防止对已建邻近建筑物可能产生的沉降和位移并采取有效措施。

9.4.4 建筑场地需大面积填土时宜在建筑物施工前三个月先完成,填土应分层压(夯)实并应符合压实土有关技术要求。

9.5 大面积地面荷载

9.5.1 在建筑范围内具有地面荷载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计、应考虑由于地面荷载所产生的地基不均匀变形及其对上部结构的不利影响,当有条件时宜利用堆载预压过的场地。

注:地面荷载系指生产堆料,工业设备等地面堆载和天然地面上的堆土荷载。

9.5.2 地面堆载应力求均衡,避免大量迅速集中堆载,并应根据使用要求、堆载特点、结构类型和地基条件确定允许堆载大小和范围,堆载不宜压在基础上。

9.5.3 厂房和仓库的结构设计可适当提高柱墙的抗弯能力,增强房屋的刚度,对中小型仓库宜采用静定结构。

9.5.4 对于在使用过程中允许调整吊车轨道的单层钢筋混凝土工业厂房和露天车间的天然地基设计,除应遵守本规范第 5 章有关规定外尚应符合下式要求:

$$s'_g \leq [s'_g] \quad (9.5.4)$$

式中 s'_g — 由地面荷载引起的柱基内侧边缘中点的地基附加沉降计算值按本规范附录 V 计算;

$[s'_g]$ — 由地面荷载引起的柱基内侧边缘中点地基附加沉降允许值可按表 9.5.4 采用。

表 9.5.4 地基附加沉降允许值 $[s'_g]$

单位: (mm)

$a \backslash b$	6	10	20	30	40	50	60	70
1	40	45	50	55	55			
2	45	50	55	60	60			
3	50	55	60	65	70	75		
4	55	60	65	70	75	80	85	90
5	65	70	75	80	85	90	95	100

注: 表中 a 为地面荷载的纵向长度(m); b 为车间跨度方向基础底面边长(m)。

9.5.5 按本规范第 9.5.4 条设计时必须考虑在使用过程中垫高或移动吊车轨道和吊车梁的可能性, 应增大吊车顶面与屋架下弦间的净空和吊车边缘与柱边缘间的净距。当地基土平均压缩模量 E_s 为 3MPa 左右, 地面平均荷载大于 25kPa 时净空可取 300~500mm, 净距可取大于 200mm, 并按吊车轨道可能移动的幅度加宽钢筋混凝土吊车梁腹部及配置抗扭钢筋。

9.5.6 具有地面荷载的建筑地基遇到下列情况之一时宜采用桩基:

- 1 不符合本规范第 9.5.4 条要求;
- 2 车间内设有 30t 以上重级工作制吊车;
- 3 经分析比较采用桩基较经济时。

10 膨胀土地基

10.1 土的一般工程特性

10.1.1 成都膨胀土, 广泛分布在成都市东北、东、东南郊为主及岷江、沱江二、三级阶地上, 成都膨胀土其主要矿物成份为伊利石(水云母), 具有中等偏低的膨胀性能, 其裂隙发育, 土的收缩率较膨胀率为大, 成都膨胀土基本上是以收缩为主。

10.1.2 成都地区膨胀土的湿度系数 ϕ_w 取 0.89, 大气影响深度 d_a 为 3m, 大气影响急剧深度为 1.35m。

10.2 设计

10.2.1 设计成都膨胀土上的建筑, 必须在保证地基土结构不受破坏的前提下, 恰当地控制地基的变形, 合理地使用地基承载力, 减小并调整建筑物各部位差异沉降, 减小自然气象条件变化对地基的影响, 其中特别是水的影响。

10.2.2 膨胀土地基的设计, 可按建筑场地的地形地貌条件分为下列两种情况:

- 1 位于平坦场地上建筑物地基, 按变形控制;
- 2 位于坡地场地上建筑地基, 除按变形控制外, 尚应验算地基的稳定性。

10.2.3 根据地形地貌条件, 建筑场地按下列情况划分:

1 平坦场地: 地形坡度小于 5° , 且同一座建筑范围内局部地形高差不超过 1m; 地形坡度大于 5° 小于 14° , 距坡肩水平距离大于 10m 的坡顶地带。

2 坡地场地: 地形坡度大于或等于 5° ; 地形坡度虽小于 5° , 但同一座建筑物范围内局部地形高差大于 1m。

10.2.4 膨胀土地基的胀缩等级划分,见表 10.2.4

表 10.2.4 膨胀土地基的胀缩等级

单位: (mm)

胀缩变形量 S_e	级别
$15 \leq S_e < 35$	I
$35 \leq S_e < 70$	II
$S_e \geq 70$	III

注: 膨胀土的胀缩变形量按 50kPa 压力的试验值。

10.2.5 膨胀土地基的处理,一般应根据膨胀土的厚度、胀缩等级、上部结构类型、地方材料和施工条件来综合选择,如墩基深埋、换土、或砂、卵石垫层等,当采用换土时,其换土厚度应由计算确定,使剩余胀缩量控制在允许范围内,当采用垫层时,垫层厚度不应小于 300mm,其宽度每边应宽出基础外缘 200mm,并应作好防水处理。

10.2.6 当胀缩变形量超过表 10.2.6 规定的地基容许变形值的建筑物,应对地基进行处理,并应满足地基设计要求。

表 10.2.6 建筑物和构筑物地基容许变形值

结构类型	相对变形		膨胀变形总量 (mm)
	种类	数值	
砌体结构	局部倾斜	0.001	15
工业与民用建筑相邻柱基	变形差	0.001L	30
(1) 框架结构无填充墙时	变形差	0.0005L	20
(2) 框架结构有填充墙时	变形差	0.003L	40
(3) 当基础不均匀升降不产生附加应力的结构			

注: L 为相邻柱基中心距离 (m)

10.2.7 基础埋深:

- 1 基础埋深应大于大气影响急剧深度 1.35m,也不宜小于 1.50m。
- 2 当坡地坡角小于 14° ,基础外边缘至坡肩的水平距离大于或等

于 5m 时,基础埋深(图 10.2.7)可按下列公式确定:

$$d = 0.45d_a + h(1 - 0.2\cot\beta) - 0.2a + 0.20 \quad (10.2.7)$$

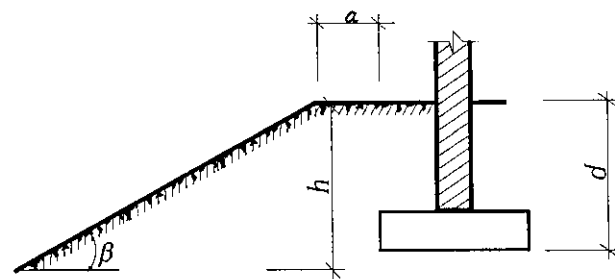


图 10.2.7 坡地上基础埋深计算示意图

式中 d — 基础埋置深度 (m);
 h — 设计斜坡高度 (m);
 β — 设计斜坡角度 ($^\circ$);
 a — 基础外边缘至坡肩的水平距离 (m);
 d_a — 大气影响深度 (m)。

10.2.8 基础底面压力设计值宜大于岩土土的膨胀力,但不得超过地基承载力设计值。

10.2.9 膨胀土不宜与基础、地下墙、桩(墩)的侧壁直接接触,宜采用非膨胀土作为隔离层,其宽度不宜小于墙厚和 300mm。

10.2.10 建筑物体型应力求简单,符合下列情况之一者应设沉降缝:

- 1 挖方与填方交界处或地基土显著不均匀处;
- 2 建筑物平面转折部位或高度(或荷重)有显著差异部位;
- 3 建筑结构(或基础)类型不同部位;
- 4 建筑物体型过长(砌体结构尤应注意)。

10.2.11 挡土墙高度不宜大于 3m,当挡土墙高度大于 3m 时,宜进行土压力观测或变形观测。

10.2.12 关于膨胀土地基的计算,建筑设计与施工中应注意的问题,参见现行《膨胀土地区建筑技术规范》GBJ 112。

11 边坡工程

11.1 一般规定

11.1.1 边坡工程分为永久性边坡工程和临时性边坡工程(在工程建设施工过程中暂时需要形成的边坡工程称为临时性边坡工程)。

11.1.2 边坡工程应按可能受影响的建(构)筑物性质进行相应等级的岩土工程勘察工作。勘察报告应对边坡的稳定性作出评价;对治理方案提出建议;提供边坡工程设计所需的岩土工程参数。

11.1.3 边坡工程的设计应以勘察报告为依据。设计方案应因地制宜、技术先进、经济合理、措施得当。

11.1.4 边坡工程的施工应严格按照施工规范和设计文件的要求进行。对开挖工程应根据场地岩、土体特征和开挖面高度采用分段开挖、分层开挖、放坡开挖或边治理边开挖。

11.1.5 边坡工程一般应进行变形监测。

11.2 边坡和滑坡的稳定性

11.2.1 边坡工程在岩土工程勘察时,应查清地下水、软弱结构面、滑坡及崩塌等影响场地稳定性的不利因素。

11.2.2 对于小型边坡工程,可参照当地经验,确定岩土工程设计参数。对于大中型和有影响的特殊工程应取试样或在现场进行专门试验,确定合理的岩土工程设计参数。

11.2.3 土质边坡的稳定性验算可采用条分法进行,其稳定系数为最危险滑面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩的比值。最危险滑面以圆弧法确定。最危险滑面上的抗剪强度取原状土在不排水状态下的抗剪强度。

11.2.4 岩质边坡的稳定性验算应根据软弱结构面的空间组合进行分析与评价。极软弱岩石、强风化岩石和裂隙很发育的岩体组成的岩质边坡可按土质边坡的计算方法进行稳定性计算。

11.2.5 滑坡的稳定性验算可按条分法进行,其稳定系数为实测滑面上诸力所产生的抗滑力与滑动力之比值。滑面以探井、探槽、钻探和工程地质测绘确定。滑面抗剪强度取滑面重合的摩擦试验或重塑土的残余抗剪强度指标,也可采用滑体在极限平衡状态下反算的结果确定。

11.3 边坡工程的设计与计算

11.3.1 边坡工程设计时,首先应根据周边的环境条件确定是采用放坡还是采用支护结构型式。在场地开阔、技术经济合理时,可采用放坡开挖或局部放坡开挖。不具备放坡条件或技术经济不合理时,采用支护结构型式。

11.3.2 在坡体整体稳定的情况下,边坡的开挖应符合下列规定:

1 边坡的坡度允许值,应根据当地经验参照同类土(岩)体的稳定坡度值确定。当地质条件良好,土(岩)质比较均匀时,可按表 11.3.2-1 和表 11.3.2-2 确定。

遇到下列情况之一时,边坡的坡度允许值应另行设计:

1)边坡的高度大于表 11.3.2-1 和表 11.3.2-2 的规定;

2)地下水比较发育或具有软弱结构面的倾斜地层;

3)岩层层面或主要节理面的倾斜方向与边坡开挖面的倾斜方向一致,且两者走向的夹角小于 45° 。

表 11.3.2-1 岩石边坡坡度允许值

岩石类别	风化程度	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 8m 以内	坡高 8~15m
硬质岩石	微风化	1:0.10~1:0.20	1:0.20~1:0.35
	中风化	1:0.20~1:0.35	1:0.35~1:0.50
	强风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
软质岩石	微风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中风化	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	强风化	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25

表 11.3.2-2 土质边坡坡度允许值

土的类别	密实度或状态	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 5m 以内	坡高 5~10m
卵石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
粘性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50

注:

- 1 表中卵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卵石土,其边坡坡度允许值均按自然休止角确定。

2 对于土质边坡或易于软化的岩质边坡,在开挖时应采取相应的排水和坡脚、坡面保护措施,不得在影响边坡稳定的范围内积水;

3 在膨胀土中设计边坡时,应充分重视边坡倾向与裂隙倾向、边坡坡度与裂隙倾角的关系。

4 开挖土石方时,宜从上到下,依次进行,尽量分散处理弃土,如必须在坡顶或山腰大量弃土时,应进行坡体稳定性验算。

11.3.3 在计算挡土墙压力时,对不允许移动和转动的挡土墙可按静止土压力计算;对向外移动或转动的挡土墙,可按主动土压力计算,对承受荷载向土体方向移动或转动的挡土墙可按被动土压力计算;对不

能采用有效排水措施的挡土墙,应考虑水压力的影响,进行坡体和挡土结构的稳定性验算。

挡土墙的稳定性验算包括抗滑移稳定性验算和抗倾覆稳定性验算。

挡土墙的土压力计算及稳定性验算应按国家现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定执行。

11.3.4 挡土墙的基底压力,按本规范第 5.1.2 条确定。

当基底下有软弱夹层时,按本规范第 5.1.7~5.1.9 条进行下卧层承载力验算,同时还应进行地基稳定性验算。

11.3.5 滑坡推力按下列规定进行计算

1 当滑体有多层滑动面(带)时,应取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力;

2 选择平行于滑动方向的几个具有代表性的断面(一般不得小于 2 个,其中应有一个是滑动主轴断面)进行计算。根据不同断面的推力设计相应的抗滑结构;

3 当滑动面为折线时,滑坡推力可按下式计算(图 11.3.5);

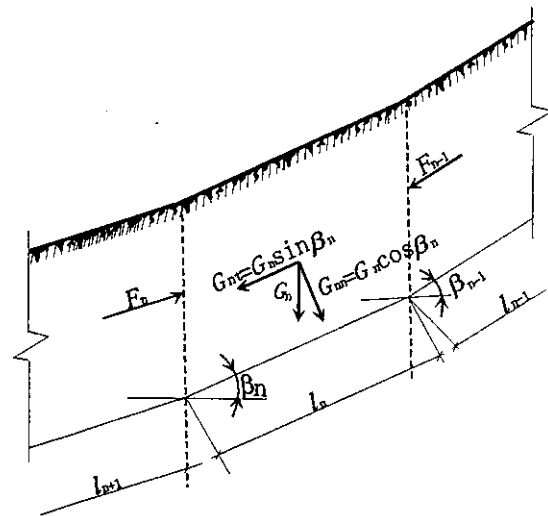


图 11.3.5 滑坡推力计算示意图

$$F_n = F_{n-1}\psi + K_t G_{nt} - G_{nt}\tan\varphi_n - c_n l_n \quad (11.3.5-1)$$

$$\psi = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n)\tan\varphi_n \quad (11.3.5-2)$$

式中 F_n, F_{n-1} —第 n 块、第 $n-1$ 块滑体的剩余下滑力；

ψ —传递系数；

K_t —滑坡推力分项系数；

G_{nt}, G_{nn} —第 n 块滑体自重沿滑动面、垂直滑动面的分力；

φ_n —第 n 块滑体沿滑动面土的内摩擦角标准值；

c_n —第 n 块滑体沿滑动面土的粘聚力标准值；

l_n —第 n 块滑体沿滑动面的长度。

4 滑坡推力作用点，可取在滑体厚度的二分之一处；

5 滑坡推力分项系数，应根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定，对地基基础设计等级为甲级建筑物取 1.25，为乙级建筑物取 1.15，为丙级建筑物取 1.05；

6 根据土(岩)的性质和当地经验，可采用试验和滑坡反算相结合的方法，合理地确定滑动面上的抗剪强度。

11.4 挡土结构与滑坡治理

11.4.1 在边坡和滑坡影响范围内的工程建设项目，有下列情况时应设置挡土结构：

- 1 在陡坡地段平整场地填筑土方时；
- 2 边坡坡度较陡，坡高较大时；
- 3 可能产生塌方或滑坡，需用挡土结构加固时；
- 4 沿河堤岸，水流冲刷严重，需挡土结构防护时；
- 5 建筑场地，有不稳定的滑坡存在需要治理时；
- 6 当采取放坡，坡度允许值不能满足本规范第 11.3.2 条的规定时；

7 设置挡土结构为保证已有建(构)筑物安全时。

11.4.2 设置挡土结构时，应结合当地经验、现场施工条件和地貌地质特征选用重力式挡土墙、钢筋混凝土挡土墙、锚杆锚索挡土墙、锚定板挡

土墙、加筋挡土墙、土钉墙、抗滑桩或其他挡土结构。

11.4.3 各类挡土结构应设置良好的排水系统。

1 在支挡结构面上设置泄水孔，泄水孔的纵横间距宜取 2~3m，外斜 5%，孔眼尺寸不宜小于 $\phi 100\text{mm}$ ，并应设置反滤层。

2 支挡结构面后背要做好滤水层，必要时可设置排水暗沟。

3 当墙后有山坡时，还应在坡脚处设置截水沟，阻截来自山坡上的水流。

4 必要时可对支挡结构后面的填土地面用素混凝土或非透水性材料进行封闭。

11.4.4 墙后填土宜选择透水性较强的填料，当采用粘性土或膨胀土作为填料时，宜掺入适量的碎(卵)石。

11.4.5 挡土墙应每隔 10~20m 设置伸缩缝。当地基土不均匀时，宜在地层突变位置加设沉降缝。在拐角处应加强构造措施。

11.4.6 在建设场区内，由于施工或其他因素的影响有可能形成滑坡的地段，必须采取可靠的预防措施，防止产生滑坡。对具有发展趋势并威胁建筑物安全使用的滑坡，应及早整治，防止滑坡继续发展。

11.4.7 在斜坡地段，要分析滑坡发生或发展的因素，并可采取下列防治滑坡的技术措施：

1 排水：应设置排水沟以防止地面水浸入滑坡地段，必要时尚应采取防渗措施，在地下水影响较大的情况下，应根据地质条件，做好地下排水工程；

2 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土墙、抗滑桩及其他抗滑结构。抗滑挡土墙的基底及抗滑桩的桩端应埋置于滑动面以下稳定土(岩)层内足够深度。必要时，应验算墙顶以上的土(岩)体从墙顶滑出的可能性；

3 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；

4 反压：在滑体的阻滑区段增加竖向荷载以提高滑体的阻滑安全系数；

5 种草植树：在滑坡体上种草植树，提高坡体稳定性。

11.4.8 锚杆锚索挡土墙通常做成板式或柱板式两种结构。锚杆锚

索可用钢筋、钢绞线或钢丝束制成,采用压力灌浆方法将它锚固于稳定的地层中。锚固段必须设置在稳定的岩土体中。

打入式压浆钢管锚杆,可作为喷射混凝土护壁的锚杆或梁板式护壁锚杆。锚杆的锚固段应设有泄浆孔及角钢倒刺构造,用水泥浆向管内进行压力注浆,经锚固段泄浆孔扩散注浆达到锚固效果。

11.4.9 锚杆的轴向拉力设计值由试验确定。在无试验资料时,可先由下式估算,在施工时再经拉拔试验验证确定。

$$N_t = \pi d l q_{sk} / \gamma_s \quad (11.4.9)$$

式中 N_t — 锚杆轴向拉力设计值;

d — 锚杆钻孔直径;

l — 锚杆的有效锚固长度;

γ_s — 锚杆轴向受拉抗力分项系数,永久性工程取 1.8;临时性工程取 1.6;

q_{sk} — 锚固段砂浆与岩土间的极限摩阻力 (kPa), 参照表 11.4.9 选用。

表 11.4.9 岩土体与锚固体的极限摩阻力标准值

土的名称		状态、密实度或风化程度	q_{sk} (kPa)
粘性土		软塑	20~40
		可塑	40~60
		硬塑	60~70
		坚硬	70~80
粉土		软塑~可塑	20~50
粉细砂		稍密~密实	30~60
中砂		稍密~密实	40~80
粗砂		稍密~密实	60~90
砾砂		稍密~密实	90~110
圆砾			80~150
卵(碎)石		稍密	100~200
		中密	200~250
		密实	250~300
岩石	$f_r \leq 15\text{MPa}$	强风化	100~200
		中风化	200~300
		微风化	300~400
	$15\text{MPa} < f_r \leq 60\text{MPa}$	强风化	300~400
		中风化	400~550
		微风化	550~700
	$f_r > 60\text{MPa}$	强风化	450~600
		中风化	600~800
		微风化	800~1000

注: f_r 为岩石的单轴饱和抗压强度

11.4.10 锚定板挡土墙按边坡的高度可做成单层或多层。肋柱的间距视锚定板上锚杆的抗拔力而定。挡土板可设计成拱形板、槽形板和空心板。锚定板宜采用钢筋混凝土矩形板,其面积不得小于 0.2m^2 。

11.4.11 土钉墙支护常用于加固不稳定的边坡或新开挖的边坡。土钉宜采用 II、III 级螺纹钢筋或留有泄浆孔的钢管,钢筋直径宜为 16~32mm,钻孔直径宜为 70~120mm,注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆。喷射混凝土面板应配置钢筋网,并与土钉牢固连接,面板混凝土强度不宜低于 C20,平均厚度不宜低于 100mm。

11.4.12 加筋挡土墙是由墙面板、拉筋和填料三部分组成的复合挡土结构。拉筋要求足够的抗拉强度,较好的柔韧性,与填料间有较大

的摩阻力。常用拉筋有钢筋混凝土拉杆、钢带、聚丙烯料带与土工织物等。

11.4.13 抗滑桩通常用于支挡滑坡,桩间可做成挡板与桩联结的挡土结构。抗滑桩所承受的荷载由滑坡的剩余下滑力或土压力计算求得,其内力分析、深度计算及稳定性分析应满足有关规范要求。

11.4.14 永久性边坡工程挡土结构的锚杆和其它金属杆件,应做好防腐处理。

11.5 建筑基坑支护的原则与规定

11.5.1 建筑基坑支护工程如无特殊要求均视为临时性支护工程,使用年限超过设计期限时,应根据超过的年限和变形情况评估支护结构的安全性和可靠性,时间太长或有安全隐患时,应采取临时回填或加固措施。

11.5.2 基坑支护工程除必须的支护工程设计资料外,还要具备下列技术资料:

- 1 满足基坑工程设计与施工所需的场地岩土工程勘察资料。
- 2 满足基坑支护工程施工和降水设计所需的场地地下水资料。
- 3 基坑四周 1—2 倍基坑深度范围内的地下管网分布资料。
- 4 基坑四周基坑边坡影响范围内已有建(构)筑物的地基基础资料。

11.5.3 基坑工程的安全等级以基坑边坡影响范围内的建(构)筑物的重要性、基坑开挖深度(H)和建筑物距基坑边坡的距离(S)按表 11.5.3 确定。

表 11.5.3 基坑工程的安全等级

坡顶建筑物距 基坑边线的距离	坡顶建(构)筑物 重要性	$H \geq 12\text{m}$	$S \leq H < 12\text{m}$	$H < 5\text{m}$
$S < 0.5H$	重要	—	—	—
	一般		—	二
	次要		—	三
$0.5H \leq S < H$	重要	—	—	二
	一般		—	二
	次要		二	三
$H \leq S < 1.5H$	重要	—	—	二
	一般		二	三
	次要		二	三
基坑边坡无建筑物或 $S \geq 1.5H$		—	二	三

基坑边坡影响范围内建(构)筑物的重要性划分:

重要:四层及四层以上建筑物,低于四层的重要建筑、重要管线和地下设施等。

一般:二~三层的一般建(构)筑物。

次要:单层建筑物、临时建筑物或其它次要设施。

11.5.4 基坑工程安全等级的重要性系数按表 11.5.4 确定。

表 11.5.4 基坑工程安全等级的重要性系数

安全等级	破坏后果	重要性系数
—	很严重	1.10
二	严重	1.00
三	不严重	0.90

11.5.5 成都地区基坑支护结构类型应按基坑深度、环境条件和经济利益综合选择。在基坑工程中可选择单一的支护结构类型,也可分段选择不同的支护结构类型或同一段选用几种支护结构的组合形式。

11.5.6 基坑支护工程设计应充分了解基坑四围的环境条件和可能产生的不良影响,根据基坑深度和四周建(构)筑物的重要性,编制经济合理、技术可行、施工方便、安全可靠的支护方案。

11.5.7 基坑支护工程的施工在地面设置良好的地面排水系统,对场地周围生产生活排水管线因渗漏、断裂而影响支护工程稳定性的各种水害情况应及时处理。

11.5.8 基坑支护工程的施工应严格按照相关的规程规范和设计文件进行,按隐蔽工程的要求作好各个环节的施工记录。

11.5.9 基坑开挖应与支护工程设计和施工密切配合,不能有超挖或损坏支护结构的现象,发现异常情况应及时向设计人员反馈信息,研究对策,采取措施,确保基坑工程的安全。

11.5.10 基坑支护工程应进行取样或现场试验,试验数量不小于下列规定;

混凝土桩、梁试块 每台班 1 组(每组 3 块样)。

喷射混凝土板试块 每 500m² 1 组(每组 3 块样)。

土钉与锚杆拉拔试验 总数量的 1% 且每个工程不少于 3 根。

11.5.11 基坑支护工程应按基坑的规模和所影响的建(构)筑物、地下设施的重要性设置变形观测点,测点总数不小于 4 个,观测时间从基坑开挖前开始,自基坑四周回填到地面时结束。基坑深度 8m 以内,每开挖 2m 观测一次,基坑深度超过 8m,每开挖 1 米观测一次,当开挖到基底深度或变形发展速率较快时宜每天观测一次。对邻近基坑的重要建筑物应进行沉降观测和倾斜量观测。

11.5.12 当基坑顶部变形量较大时,应采取加固措施。

11.5.13 基坑支护结构的设计、施工和质量检测按《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 执行。

附录

附录 A 岩石分类

A.0.1 岩石按坚硬程度分类,应符合表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1 岩石按坚硬程度分类

类 别	亚 类		强度(MPa)	代表性岩石
硬质岩石	极硬岩石		>60	花岗岩、闪长岩、石灰岩、石英岩、石英砂岩、硅质大理岩、钙质砾岩等
	次硬岩石		30~60	
软质岩石	次软岩石	较软岩	15~30	泥岩、页岩、泥质砾岩、泥质砂岩、泥质粉砂岩等
		软岩	5~15	
	极软岩石		<5	

注:硬质岩石取饱和单轴抗压强度标准值,软质岩石取天然湿度单轴抗压强度标准值。

A.0.2 岩石按风化程度分类,应按表 A.0.2 划分。

表 A.0.2 岩石按风化程度分类

岩石类别	风化程度	野外特征
硬质岩石	微风化	组织结构基本未变,仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变色,有少量风化裂隙
	中风化	组织结构部分破坏,矿物成分基本未变化,仅沿节理面出现次生矿物。风化裂隙发育。岩体被切割成 20~50cm 的岩块。锤击声脆,且不易击碎,不能用镐挖掘,岩芯钻方可钻进
	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。岩体被切割成 2~20cm 的岩块,可用手折断,用镐可挖掘,冲击钻不易钻进
软质岩石	微风化	组织结构基本未变,仅节理面有铁锰质渲染,有少量风化裂隙,冲击钻不能钻进,岩体浸水后缓慢软化、崩解
	中风化	组织结构部分破坏,节理面附近矿物已风化成土状,风化裂隙发育。锤击易碎,用镐难挖掘,冲击钻不易钻进。岩块浸水后较快软化、崩解
	强风化	组织结构大部分破坏,含较多粘土质矿物,风化裂隙发育,用镐可挖掘,冲击钻可钻进,岩块浸水迅速软化、崩解

A.0.3 岩体裂隙发育程度按表 A.0.3 划分为不发育、较发育、发育。

表 A.0.3 岩体裂隙发育程度的野外鉴别

裂隙发育程度	主要特征			次要特征	
	裂隙组数	裂隙间距(m)	结构体形状	充填情况	裂隙面性状
不发育	<2	>1.0	整体或大块状	未充填,少量裂隙面有铁、锰质氧化膜	平直,多呈闭合状
较发育	3~4	0.3~1.0	块状	部分填充	裂隙分布较密,切割较深
发育	>4	<0.3	碎块状	多已填充	裂隙密集,多呈张开型

附录 B 碎石土野外鉴别

表 B.0.1 碎石土野外鉴别

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒含量大于总重的 70%，呈交错排列，连续接触	锹挖掘困难，用撬棍方能松动，井壁一般较稳定	钻进极困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定
中密	骨架颗粒含量等于总重的 60~70%，呈交错排列，大部分接触	锹可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒含量等于总重的 55~60%，排列混乱，大部分不接触	锹可挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂土立即坍塌	钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
松散	骨架颗粒含量小于总重的 55%，排列十分混乱，绝大部分不接触	锹易挖掘，井壁极易坍塌。	钻进很容易，冲击钻探时，钻杆无跳动，孔壁极易坍塌

注：

- 1 骨架颗粒系指与本规范表 4.2.3—1 相对应粒径的颗粒；
- 2 碎石土的密实度应按表列各项要求综合确定。

附录 C 成都地区地层简表

表 C.0.1 成都地区地层简表

地层统计			成因 及 代号		岩性简述
界	系	统			
新 生 界	第四系	全新统	Q_{4-2}^{ml}	杂填土:系建筑及生活垃圾混粘性土组成。 素填土:以粘性土为主,混砖瓦块、木屑、炭渣等物。	
			Q_{4-2}^{al}	新近堆积土:河漫滩、被掩埋的古河道、湖塘、沟谷、洼地内沉积物,包括淤泥,淤泥质土,松散的砂、砾、卵石层,含碎砖瓦片,陶瓷碎片等物	
		上更新统	Q_3^{al-pl}	为岷江水系一级阶地、漫滩冲洪积层,具二元结构: 上组:褐色粘土,灰黄色粉质粘土、粉土、灰黄~灰色砂土,沉积韵律明显,局部有淤泥,淤泥质土。 下组:灰白~褐灰色卵石土,混有 20~40% 砂及少量粘性土,常有砂薄层或透镜体,卵石成分以岩浆岩为主,磨圆度佳	
			Q_3^{pl}	为岷江水系二级阶地冲洪积层,具二元结构: 上组:黄~褐黄色粘土,粉质粘土、粉土、砂土、粘性土中含铁、锰质结核及钙质结核。粘土可具胀缩性。 下组:黄灰色卵石土,混砂及粘性土,有砂薄层或透镜体,卵石成分以岩浆岩为主,个别卵石已强风化,圆度佳	
中生界	白垩系上统	中下更新统	Q_{2-1}^{pl}	为三级阶地(台地)冰水堆积层,具二元结构: 上组:褐黄~棕红色间有黄、灰白色粘土、粉质粘土、含铁锰质结核及钙质结核,具胀缩性,本层又称“成都粘土”。 下组:褐黄~红棕色粘土质卵石、卵石成份以花岗岩、石英岩为主,圆度佳,大部分卵石(花岗岩)已强风化,呈半胶结状	
		灌口组	K_{2g}	红棕、棕红色泥岩夹泥质粉砂岩,含石膏、钙芒硝	
		夹关组	K_{2j}	灰黄、棕红色中、细粒砂岩夹泥岩,下部为棕红色、棕褐色砾岩	

附录 D 卵石土、砂土压缩模量确定方法

D.0.1 卵石土、砂土可按载荷试验求变形模量 E_0 ，按下式计算压缩模量 E_s 。

$$E_s = \frac{1}{\beta} E_0 \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \quad (\text{D.0.1-2})$$

式中 μ ——土的泊松比，卵石取 0.22~0.30，砂土取 0.30。

D.0.2 卵石土可由超重型圆锥动力触探锤击数 N_{120} 按附录 F 表 F.0.3—1 得出变形模量 E_0 ，再按式(D.0.1—1)计算压缩模量 E_s 。计算时 β 也可按表 D.0.2 取值。

表 D.0.2 卵石土 β 值

N_{120}	$4 < N_{120} \leq 7$	$7 < N_{120} \leq 10$	$N_{120} > 10$
β	0.88~0.80	0.80~0.74	0.74

附录 E 岩土性质指标的统计与选定

E.0.1 岩土性质指标的统计应符合下列要求：

1 岩土的物理力学指标，应按工程地质单元、区段及层位分别统计。

2 指标的平均值 f_m 应按下式计算

$$f_m = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{n} \quad (\text{E.0.1-1})$$

式中 f_i ——岩土物理力学指标的实测值；

n ——区段层位范围内数据的个数。

3 指标的标准差 σ_f 应按下式计算

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n f_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n f_i)^2}{n} \right)} \quad (\text{E.0.1-2})$$

E.0.2 变异系数的确定

1 指标的变异系数 δ 应按下式计算

$$\delta = \frac{\sigma_f}{f_m} \quad (\text{E.0.2-1})$$

2 主要指标宜绘制沿深度变化的曲线，按变化特点划分相关型和非相关型。对相关型指标，应按下式确定变异系数 δ 。

$$\delta = \frac{\sigma_r}{f_m} \quad (\text{E.0.2-2})$$

$$\sigma_r = \sigma_f \sqrt{1-r^2} \quad (\text{E.0.2-3})$$

式中 σ_r ——剩余标准差；

r ——相关系数；对于非相关型 $r=0$

3 当变异系数与二个指标相关时，变异系数应按下式计算： $\delta = \delta_1 + \xi \delta_2$

式中 δ_1 ——第一指标的变异系数；

δ_2 ——第二指标的变异系数；

ξ ——第二指标的折算系数，见有关承载力表的注。

4 岩土性质指标随深度的变异特征,可划分为均一型($\delta < 0.3$)和剧变型($\delta \geq 0.3$)。变异系数过大,应检查原因,必要时应考虑重新划分统计单元。

E.0.3 岩土性质指标的标准值

1 岩土性质指标的标准值 f_k ,可按式确定

$$f_k = \psi \cdot f_m \quad (E.0.3-1)$$

$$\psi = 1 \pm \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \quad (E.0.3-2)$$

注:式中正负号按不利组合考虑,如计算 C 、 φ 值的修正系数取负号。

2 对于附录 F 中,表 F.0.2—1 至表 F.0.2—5,地基极限承载力标准值应按式确定:

$$f_{uk} = \psi \cdot f_{uo} \quad (E.0.3-3)$$

$$\psi = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta \quad (E.0.3-4)$$

上式两式中:

式中 f_m —统计指标的平均值;

f_{uo} —极限承载力基本值;

ψ —回归修正系数。

E.0.4 岩土性质指标的选用

1 一般情况下,岩土性质指标应提供统计数量、范围值、平均值和变异系数。

2 评价岩土性状的指标,如天然含水量、天然重度、液限、塑限、塑性指数、液性指数、饱和度、相对密实度、吸水率等,应选用指标的平均值。

3 正常使用极限状态计算需要的岩土性质指标,如压缩系数、压缩模量、渗透系数等,宜选用指标的平均值,当变异性较大时,可根据经验作适当调整。

4 承载能力极限状态计算需要的岩土参数,如岩土的抗剪强度指标,静力载荷试验的极限承载力等,应选用指标的标准值。

5 每个场地主要岩土层参加统计的指标数量不应少于 6 个。次要岩土层参加统计的指标数量少于 6 个时,可根据指标的范围值,结

合地区经验,给出经验值。

6 回归修正系数 ψ 也可按岩土工程的类型和重要性,参数的变异性和统计时数据的个数,根据经验选用。

附录 F 地基土(岩)的极限承载力

F.0.1 岩石地基根据风化程度确定极限承载力标准值时,应符合表 F.0.1 的规定。

表 F.0.1 岩石地基极限承载力标准值 f_{sk}

单位:(kPa)

岩石类别	强风化	中风化	微风化
硬质岩	1000~3000	3000~8000	>8000
软质岩	500~1000	1000~3000	3000~8000
极软质岩	300~500	500~1000	1000~3000

F.0.2 根据室内物理、力学指标平均值确定地基极限承载力标准值时,应按附录 E 中 E.0.3—3 式的规定将表 F.0.2—1 至表 F.0.2—5 的极限承载力基本值乘以回归修正系数。

1 粘性土

表 F.0.2—1 粘性土极限承载力基本值 f_{uo}

单位:(kPa)

第二指标液性指数 I_L	0	0.25	0.50	0.75	1.00
第一指标孔隙比 e					
0.5	950	860	780	(720)	
0.6	800	720	650	590	(530)
0.7	650	590	530	480	420
0.8	550	480	440	400	340
0.9	460	420	380	340	270
1.0	400	360	320	270	230

注:

- 1 有括号者仅供内插用;
- 2 折算系数 ξ 为 0.1;
- 3 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土,其工程性质一般较差,这些土应根据当地经验选取分项系数。

2 粉土

表 F.0.2—2 粉土极限承载力基本值 f_{uo}

单位:(kPa)

第二指标含水量 $w\%$	10	15	20	25	30	35	40
第一指标孔隙比 e							
0.5	820	780	(730)				
0.6	620	600	560	(540)			
0.7	500	480	450	430	(410)		
0.8	400	380	360	340	(330)		
0.9	320	300	290	280	260	(250)	
1.0	260	250	240	230	220	210	(200)

注:

- 1 有括号者仅供内插用;
- 2 折算系数 ξ 为 0;
- 3 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段,新近沉积的粉土,其工程性质一般较差,应根据当地经验选取分项系数。

3 淤泥及淤泥质土

表 F.0.2—3 淤泥和淤泥质土极限承载力基本值 f_{uo}

天然含水量 $w(\%)$	36	40	45	50	55	65
f_{uo} (kPa)	200	180	160	140	120	100

4 素填土

表 F.0.2—4 素填土极限承载力基本值 f_{u0}

压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	7	5	4	3	2
f_{u0} (kPa)	320	270	230	170	130

注:

- 1 本表只适用于堆填时间超过十年的粘性土以及超过五年的粉土;
- 2 压实填土地基的承载力,可按本规范有关条文采用。

5 膨胀土

表 F.0.2—5 膨胀土极限承载力基本值 f_{u0}

单位:(kPa)

第一指标孔隙比 e 第二指标含水比 w	0.6	0.7	0.8	0.9
<0.5	700	640	580	520
0.5~0.6	600	550	500	440
0.6~0.7	500	460	420	380

注:

- 1 折算系数 ε 为 0;
- 2 含水比 V 为天然含水量 w 与液限 w_L 之比值 ($V = w/w_L$)。

F.0.3 根据现场原位测试确定地基承载力标准值,试验指标应按附录 E(E.0.3—1)式的规定进行修正。

1 根据超重型动力触探锤击数 N_{120} 按表 F.0.3—1 确定卵石土的极限承载力标准值及变形模量:

表 F.0.3—1 卵石土极限承载力标准值 (f_{uk}) 及变形模量 E_0

N_{120}	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
f_{uk} (kPa)	700	860	1000	1160	1340	1500	1640	1800	1950	2040	2140	2200
E_0 (MPa)	21	23.5	26	28.5	31	34	37	42	47	52	57	62

2 根据重力触探锤击数 $N_{63.5}$,按表 F.0.3—2 确定松散卵石、圆

砾、砂土地基极限承载力标准值:

表 F.0.3—2 松散卵石、圆砾、砂土极限承载力标准值 f_{uk}

单位:(kPa)

$N_{63.5}$	2	3	4	5	6	8	10
卵石				400	480	640	800
圆砾			320	400	480	640	800
中、粗、砾砂		240	320	400	480	640	800
粉细砂	160	220	280	330	380	450	

3 根据标准贯入试验锤击数 N ,轻便动力触探试验锤击数 N_{10} ,按表 F.0.3—3 至表 F.0.3—7 确定砂土、粉土、粘性土和素填土地基极限承载力标准值:

表 F.0.3—3 砂土极限承载力标准值 f_{uk}

单位:(kPa)

N 土类	4	6	8	10	15	20	30
中、粗砂	240	280	320	360	500	560	680
粉、细砂	200	220	250	280	360	410	500

表 F.0.3—4 粉土极限承载力标准值 f_{uk}

N	2	4	6	8	10	12	15
f_{uk} (kPa)	160	220	280	340	400	460	550

表 F.0.3—5 粘性土极限承载力标准值 f_{uk}

N	3	5	7	9	11	13	15
f_{uk} (kPa)	210	290	380	470	560	650	740

注:本表不适用于软塑~流塑状态的粘性土。

表 F.0.3—6 粘性土极限承载力标准值 f_{uk}

N_{10}	15	20	25	30
f_{uk} (kPa)	210	290	380	460

表 F.0.3—7 素填土极限承载力标准值 f_{uk}

N_{10}	10	20	30	40
f_{uk} (kPa)	170	230	270	320

4 根据静力触探比贯入阻力 P_s , 按表 F.0.3—8 至表 F.0.3—11 确定砂土、粉土、粘性土、素填土极限承载力标准值

表 F.0.3—8 砂土极限承载力标准值 f_{uk}

单位: (kPa)

P_s	2	3	4	5	6	7	8
中、粗砂	200~240	280~320	360~400	440~480	520~560	580~620	640~680
粉、细砂	180~200	220~240	260~280	300~320	340~360	380~400	420~440

注: 中砂用低值, 粗砂用高值; 粉砂用低值, 细砂用高值。

表 F.0.3—9 粉土极限承载力标准值 f_{uk}

单位: (kPa)

P_s	1	2	3	4	5
砂质粉土	200	240	280	320	360
粘质粉土	220	270	320	370	420

表 F.0.3—10 粘性土极限承载力标准值 f_{uk} 及压缩模量 E_s

P_s (MPa)	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
f_{uk} (kPa)	160	240	320	400	480	560	620	680
E_s (MPa)	3	5	7	9	11	12.5	14	15

表 F.0.3—11 素填土极限承载力标准值 f_{uk} 及压缩模量 E_s

P_s (MPa)	0.5	1	1.5	2	2.5
f_{uk} (kPa)	120	200	270	340	400
E_s (MPa)	2.6	4.2	5.8	7.4	9

注: 本表只适用于粘性土组成堆填时间超过 10 年的素填土。

附录 G 静力触探试验要点

G.0.1 静力触探(CPT)是将圆锥形电阻应变式探头按一定的速率用静力贯入测试土层中,用电阻应变仪或电位差计量测土的比贯入阻力 P_s (单桥探头—图 G.0.1)或分别量测锥头阻力 q_s 及侧壁摩擦力 f_s (双桥探头)。其操作要点及注意事项如下:

- 1 安装贯入设备时,应将支架调至水平,保持触探杆垂直贯入。
- 2 贯入前,将仪器预调平衡,达到检流计指针恒指零点为准,检查电源、电压是否符合要求,使用自动记录仪时,应正确选择工作电压。
- 3 先将探头压入地表下 0.5m 左右,然后提升 5cm,使探头在非受压状态的温度与地温平衡,以后每次接上触探杆均应提升 5cm,使探头温度与地温重新平衡。
- 4 测试时,应控制匀速连续贯入,速率宜采用 0.5~1.0m/min。
- 5 量测读数时,一般要求每 10cm 读一次,亦可根据具体情况予以增减(自动记录除外)。
- 6 工作现场应尽量避免高压输电线路,大功率电动机及变压器等,以防止强磁场对仪器的影响。如必须在上述场地或雨天工作时,宜将仪器外壳接地,以保持正常工作。
- 7 触探头必须事先经过率定,符合下列标准方可使用:
 - 1)应力与应变关系呈直线,并通过坐标原点;
 - 2)分级加荷、卸荷,应反复进行三次以上,且加荷应接近空心柱设计的最大荷载;
 - 3)每次率定时,要注意转换顶柱方位。
- 8 探头必须密封,严防进水和受潮。
- 9 防止探头在阳光下曝晒,保持探头内部的顶柱能自由活动,并安装正确。
- 10 在高温或严寒季节,应加强对仪器的保护。

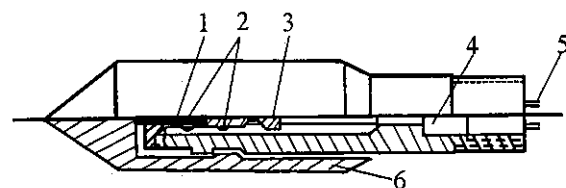


图 G.0.1 单桥探头结构

- 1—顶柱;
- 2—电阻应变片;
- 3—传感器;
- 4—密封垫圈套;
- 5—四芯电缆;
- 6—外套筒

附录 H 标准贯入试验要点

H.0.1 标准贯入试验(SPT)设备主要由标准贯入器(见图 H.0.1), 触探杆和穿心锤三部分组成。触探杆一般用直径 42mm 的钻杆, 穿心锤重 63.5Kg, 操作要点如下:

1 先用钻具钻至试验土层标高以上约 15cm 处, 以避免下层土受到扰动。

2 贯入前, 应检查触探杆的接头, 不得松脱。贯入时, 穿心锤落距 76cm, 使其自由下落, 将贯入器竖直打入土层中 15cm。以后每打入土层 30cm 的锤击数, 即为实测锤击数 N' 。

3 拔出贯入器, 取出贯入器中的土样进行鉴别描述。

4 若需继续进行下一深度的贯入试验时, 即重复上述操作步骤进行试验。

5 当钻杆长度大于 3m 时, 锤击数应按下式进行钻杆长度修正。

$$N = \alpha N'$$

式中 N —标准贯入试验锤击数;

α —触探杆长度校正系数, 可按表 H.0.1 确定。

表 H.0.1 触探杆长度校正系数

触探杆长度(m)	≤3	6	9	12	15	18	21
α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

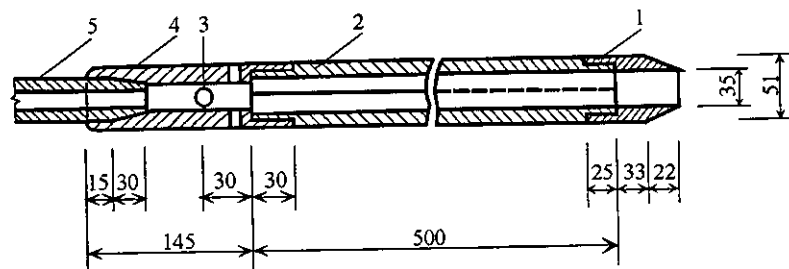


图 H.0.1 标准贯入器

1—贯入器靴;

2—由两个半圆形管合成的贯入器身;

3—出水孔 $\phi 15$;

4—贯入器头;

5—触探杆。

附录 J 动力触探试验要点

动力触探(DPT)是利用一定的落锤能量,将一定尺寸,一定形状的探头打入土中,根据打入的难易程度(贯入度或锤击数),判定土层性质的一种原位测试方法。

J.0.1 类型及规格

国内常用的动力触探类型有轻型 N_{10} , 重型 ($N_{63.5}$), 超重型 (N_{120}) 三种规格。它们的主要技术参数见(表 J.0.1)。

表 J.0.1 动力触探类型及规格

触探类型	锤的质量 (kg)	锤的落距 (cm)	探头规格	触探指标	触探杆外径 (mm)
轻型 N_{10}	10 ± 0.2	50 ± 2	圆锥头, 锤角 60° 锥底直径 4.0cm 锥底面积 12.6cm^2	贯入 30cm 的锤击数 N_{10}	25
重型 $N_{63.5}$	63.5 ± 0.5	76 ± 2	圆锥头, 锤角 60° 锥底直径 7.4cm 锥底面积 43cm^2	贯入 10cm 的锤击数 $N_{63.5}$	42
超重型 N_{120}	120 ± 1.0	100 ± 2	圆锥头, 锤角 60° 锥底直径 7.4cm 锥底面积 43cm^2	贯入 10cm 的锤击数 N_{120}	50~60

J.0.2 适用范围

成都地区常用重型、超重型动力触探试验(探头规格见图 J.0.2), 主要应用于:

- 1 划分不同性质的土层: 可用于地层分层和定性评价土的均

匀性。检查填土质量、圈定软弱夹层范围, 查明卵石层面埋深, 基岩(泥岩)强风化带厚度等。

- 2 确定土的力学性质: 测定砂土、卵石土的密实度, 粘性土的状态, 评定地基土的承载力, 估算土的强度和变形参数等。

- 3 选择桩基持力层, 评价桩基承载力, 确定桩长。

- 4 检测地基处理效果和施工质量。

成都地区主要原位测试类型的适用范围, 见表 J.0.2。

表 J.0.2 原位测试适用范围

原位测试 类型	素填土	粘性土、粉土			砂 土					碎石土		
		淤泥	粘性土	粉土	粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	圆砾	卵石	漂石
动力触探 (DPT)	轻型 N_{10}	+		+	+	+						
	重型 $N_{63.5}$				+	+	++	++	++	++	+	
	超重型 N_{120}									+	++	
静力触探(CPT) P_s	+	++	++	++	++	++	+	+				
标准贯入(SPT) N			++	++	++	++	++	+	+			

注: ++ 适用, + 部分适用。

J.0.3 操作要点

- 1 贯入前, 触探架应安装平稳, 对机具设备进行必要的检查, 保持触探孔垂直。

- 2 贯入时, 应使穿心锤自由下落, 避免探杆倾斜和摆动过大。贯入过程应尽量连续, 锤击速率应均匀, 一般每分钟 15~30 次, 记录每贯入 10cm 的实测锤击数 N , 轻型动力触探为贯入 30cm 的实测锤击数。

- 3 上接探杆时, 应将锤垫和探杆的丝扣拧紧并转动钻杆不少于二圈, 减少侧壁摩擦。地面以上探杆高度宜控制在: 重型 2.0m 以内, 超重型 1.5m 以内。

- 4 当探头磨损大于 2mm 时, 应及时更换。

5 贯入深度一般不超过 20m,超重型动力触探在条件允许时,可延伸至 30m。

J.0.4 资料整理

1 重型,超重型动力触探都以探头每贯入 10cm 时,现场记录的锤击数为实测锤击数,分别记作 $N'_{63.5}$ 和 N'_{120} (击/10cm)。

2 当触探杆长度大于 2m 时,实测锤击数应按下式进行校正:

$$N_{63.5} = \alpha N'_{63.5} \quad (\text{J.0.4—1})$$

$$N_{120} = \alpha N'_{120} \quad (\text{J.0.4—2})$$

式中 $N_{63.5}$ 和 N_{120} 分别为杆长校正后的锤击数,击/10cm;

α —探杆长度校正系数,可按表 J.0.4—1,表 J.0.4—2 确定。

3 地下水影响的校正

重型动力触探,对于地下水位以下的中、粗、砾砂和圆砾、卵石,锤击数可按下式进行校正:

$$N_{63.5} = 1.1(N_{63.5}) + 1.0 \quad (\text{J.0.4—3})$$

式中 $N_{63.5}$ —经地下水位影响校正后的锤击数;

($N_{63.5}$) —未经地下水位影响校正而经探杆长度影响校正后的锤击数。

4 动力触探试验资料应绘制触探击数与深度的关系曲线。这种动力触探曲线应反映在工程地质剖面图和钻孔柱状图上。

5 利用动力触探曲线进行成果分析,应用时,应注意以下问题:

1)地层的分层和定名,必须结合钻探资料综合确定。

2)在划分地层界线时,应考虑软硬土层界面处的“超前”或“滞后”效应。当由 N_{120} 小于 4 击的软层进入硬层时,应将分层界线在软层的最后一个低击数点下移 10~20cm,当由硬层进入软层时,分层界线应在软层第一个低击数点上移 10~20cm。

3)分层后,剔除少量锤击数异常特大值,所保留的部分则为动力触探的有效锤击数。

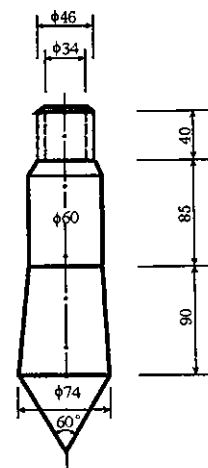


图 J.0.2 重型动力触探探头

表 J.0.4—1 重型动力触探试验触探杆长度 L 校正系数 α

α $N_{63.5}$	L	<2	4	6	8	10	12	14	16
1		1.00	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.84	0.81
5		1.00	0.96	0.93	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77
10		1.00	0.95	0.91	0.87	0.83	0.79	0.76	0.73
15		1.00	0.94	0.89	0.84	0.80	0.76	0.72	0.69
20						0.77	0.73	0.69	0.66

表 J.0.4—2 超重型动力触探探杆长度 L 校正系数 α

α L	N'_{120}	2	4	6	8	10	12	14	16	>20
<2		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4		0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6		0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8		0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10		0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12		0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14		0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.59	0.56	0.53	0.50
16		0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18		0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20		0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注:

 N'_{120} —超重型动力触探实测锤击数 击/10cm; $N'_{63.5}$ —重型动力触探实测锤击数 击/10cm; α —探杆长度击数校正系数; L —探杆总长度(m);

以上两表可以内插数值。

附录 K 浅层平板载荷试验要点

K.0.1 地基土浅层平板载荷试验可用于测求浅部地基土层的承压板下应力主要影响范围内的承载力和变形参数。承压板面积不应小于 0.25m^2 , 对于软土不应小于 0.5m^2 。

K.0.2 试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的三倍。注意保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用不超过 20mm 厚的粗、中砂层找平。

K.0.3 加荷等级不应少于 8 级。最大加载量不应少于荷载设计值的两倍。

K.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,当连续两小时内,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,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标准;
- 4 $s/b \geq 0.06$ (b 为承压板宽度或直径)。

K.0.6 极限承载力基本值的确定

1 当 $P \sim s$ 曲线上有明确的比例界限时,取该比例界限所对应的荷载值的 2 倍。

2 当满足 K.0.5 条前三款之一时,其对应的前一级荷载定为极限荷载。

3 不能按上述二款确定时,如压板面积为 $0.25 \sim 0.50\text{m}^2$,可取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ (低压缩性土取小值,高压缩性土取大值)所对应的荷载的 2 倍。

K.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点,各试验实测值的极差不得超过其平均值的 30%,取此平均值作为该土层的地基极限承载力标准值。

K.0.8 按下式计算变形模量:

$$E_0 = I_0 (1 - \mu^2) \frac{Pb}{s} \quad (\text{K.0.8})$$

式中 E_0 — 变形模量;

I_0 — 刚性承压板形状对沉降影响系数, 圆形承压板取 0.79, 方形承压板取 0.88;

μ — 土的泊松比;

b — 承压板的边长或直径;

P — 比例界限所对应的荷载;

s — 上述荷载对应的沉降。

附录 L 深层平板载荷试验要点

L.0.1 深层平板载荷试验可用于测求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和变形参数。

L.0.2 试井截面应为圆形, 直径宜为 0.8~1.2m, 并有安全防护措施。采用圆形刚性承压板, 直径为 798mm, 承压板可采用厚约 300mm 的现浇混凝土板或预制的刚性板, 现浇时可直接在外径 798mm 的钢环内或钢筋混凝土管柱内浇灌, 紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm。可用立柱与地面的加荷装置连接, 亦可利用井壁护圈作反力加荷, 试验时应直接测读刚性承压板的沉降, 且宜对称用 4 只百分表或位移传感器测读。

L.0.3 加荷等级可按预估极限承载力的 1/10~1/15 分级施加, 最大荷载宜达到破坏或荷载设计值的两倍。

L.0.4 每级加载后, 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。

L.0.5 当出现下列情况之一时, 即可终止加载:

- 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标准;
- 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, 最大加载量不小于荷载设计值的 2 倍。

L.0.6 极限承载力基本值的确定

1 当 $P \sim s$ 曲线上有明确的比例界限时, 取该比例界限所对应的荷载值的 2 倍。

2 当满足 L.0.3 条前三款终止加载条件之一时, 其对应的前一级荷载定为极限荷载。

3 不能按上述二款确定时, 可取 $\frac{s}{d} = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载

值的 2 倍(低压缩性土取小值,高压缩性土取大值)。

L.0.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点,各试验实测值的极差不得超过平均值的 30%,取此平均值作为该土层的地基极限承载力标准值。在进行承载力修正时,仅作宽度修正。

L.0.8 按下式计算变形模量:

$$E_0 = I_0 I_1 (1 - \mu^2) \frac{Pd}{s} \quad (L.0.8-1)$$

式中 E_0 — 变形模量;

I_0 — 刚性承压板形状对沉降的影响系数,圆形刚性压板 $I_0 = 0.79$;

I_1 — 承压板埋深 z 时的修正系数;

$$\text{当 } z > d \text{ 时 } I_1 = 0.5 + 0.23 \frac{d}{z} \quad (L.0.8-2)$$

μ — 土的泊松比。碎石土取 0.27;砂土、粉土取 0.3;粉质粘土取 0.35;粘土取 0.42;不排水条件下饱和粘性土取 0.5;

d — 承压板直径;

P — 比例界限所对应的荷载;

s — 上述荷载对应的沉降。

附录 M 锚杆试验要点

M.0.1 基本试验要点:

1 任何一种新型锚杆或已有锚杆用于未曾应用过的土层时,必须进行基本试验。

2 基本试验锚杆不应少于 3 根,用作基本试验的锚杆参数、材料及施工工艺必须和工程锚杆相同。

3 最大试验荷载(Q_{max})不应超过钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值($A \cdot f_{ptk}$)的 0.8 倍。

4 锚杆基本试验加荷等级与测读锚头位移应遵守下列规定:

1)采用循环加荷,初始荷载宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 0.1 倍,每级加荷增量宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 1/10~1/15。

2)锚杆加荷等级与观测时间见表 M.0.1。

表 M.0.1 锚杆基本试验加荷等级与观测时间

加荷增量 ($A \cdot f_{ptk} \%$)	初始荷载	—	—	—	10	—	—	—
	每一循环	10	—	—	30	—	—	10
	每二循环	10	20	30	40	30	20	10
	每三循环	10	30	40	50	40	30	10
	每四循环	10	30	50	60	50	30	10
	每五循环	10	30	50	70	50	30	10
	每六循环	10	30	60	80	60	30	10
观测时间/min		5	5	5	10	5	5	5

3)在每级加荷等级观测时间内,测读锚头位移不应少于 3 次。

4)在每级加荷等级观测时间内,锚头位移增量不大于 0.1mm 时,可施加下一级荷载,否则要延长观测时间,直至锚头位移增量 2.0h 小于 2.0mm 时,再施加下一级荷载。

5 锚杆破坏标准:

1)后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的2倍;

2)锚头总位移不收敛;

3)锚头总位移超过设计允许位移值。

6 试验报告应绘制锚杆荷载—位移($Q-S$)曲线,锚杆荷载—弹性位移($Q-S_e$)曲线,锚杆荷载—塑性位移($Q-S_p$)曲线。

7 基本试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长的80%,且小于自由段长度与1/2锚固段长度之和的理论弹性伸长。

8 锚杆的极限承载力为锚杆破坏前一级荷载的95%。

M.0.2 验收试验要点:

1 验收试验锚杆的数量不宜少于工程锚杆总数的5%,且不得少于3根。

2 最大试验荷载为锚杆轴向拉力设计值的1.0倍且不应超过预应力筋 $A \cdot f_{pk}$ 值的0.8倍。

3 验收试验对锚杆施加荷载与测读锚头位移应遵守以下规定:

1)初始荷载宜取锚杆轴向拉力设计值的0.1倍;

2)加荷等级与各等级荷载观测时间应按表M.0.2确定;

表 M.0.2 验收试验锚杆的加荷等级与观测时间表

加 荷 等 级	观 测 时 间/min
$Q_1 = 0.10N_t$	5
$Q_2 = 0.20N_t$	5
$Q_3 = 0.40N_t$	5
$Q_4 = 0.60N_t$	10
$Q_5 = 0.80N_t$	10
$Q_6 = 1.00N_t$	15

3)每级加荷等级观测时间内,测读锚头位移不应少于3次;

4)最大试验荷载观测15min后,卸荷至 $0.1N_t$ 量测位移,然后

加荷至预定荷载锁定。

4 试验结果绘制成锚杆验收试验图,锚杆验收标准:

1)验收试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长80%,且小于自由段长度与1/2锚固段长度之和的理论弹性伸长;

2)在最大试验荷载作用下,锚头位移趋于稳定。

N.0.1 水准基点的设置

基点设置以保证其稳定可靠为原则,宜设置在基岩上,或设置在压缩性较低的土层内,如中密、密实卵石层。

水准基点的位置,宜靠近观测对象,但必须在建筑物所产生的压力影响范围以外。在一个观测区内,水准基点不应少于三个。

N.0.2 观测点的设置

观测点的布置,应能全面反映建筑物的变形并结合地质情况确定。数量不宜少于六个点。

N.0.3 水准测量

1. 宜采用精密水平仪和铟钢尺,对第一观测对象宜固定测量工具,固定人员,观测前应严格校验仪器。

2. 测量精度宜采用Ⅱ级水准测量,视线长度宜为 20~30m,视线高度不宜低于 0.3m,水准测量应采用闭合法。

3. 观测时应随记气象资料。观测次数和时间,应根据具体情况确定。一般情况下,民用建筑每施工完 1~2 层(包括地下部分)应观测一次,工业建筑按不同荷载阶段分次观测,但施工期间的观测不应少于 4 次。建筑物竣工后每 2~3 个月观测 1 次,直到沉降稳定为止。对于突然发生严重裂缝或大量沉降等特殊情况,则应增加观测次数。

N.0.4 沉降稳定标准

成都地区以卵石土作为基础持力层的建(构)筑物,沉降稳定标准可采用 100 天内所有观测点的沉降量均不超过 1mm,也可采用半年内均不超过 2mm。

P.0.1 饱和砂土、粉土的液化判别

1 初步判别

- 1) 二、三级阶地上,除个别古道河洼地外,应判为不液化土。
- 2) 粘质粉土应判为不液化土。
- 3) 采用天然地基的建筑,当上覆非液化土层厚度 d_u 和地下水位深度 d_w 满足以下条件之一时,应判为不液化土:
 覆盖层厚度 $d_u \geq 6\text{m}$ (淤泥和淤泥质土宜扣除)
 地下水位 $d_w \geq 5\text{m}$ (近期年最高地下水位深度)
 $d_u + d_w > 8\text{m}$
- 4) 砂土的平均粒径 $d_{50} > 0.25\text{mm}$,即定名为中砂及以上的砂土,可判为不液化土。
- 5) 在卵石层中间的砂土或粉土夹层,可不考虑液化影响。
- 6) 饱和砂土和砂质粉土的总厚度小于 1m 时,可不考虑液化影响。

2 标准贯入试验判别

当初步判别认为需进一步进行液化判别时,可采用标准贯入试验判别法。在地面下 15m 深度范围内的可液化土应符合下式要求,当有成熟经验时,尚可采用其它判别方法:

$$N < N_{cr} \quad (\text{P.0.1—1})$$

$$N_{cr} = [5.4 + 0.6(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \quad (\text{P.0.1—2})$$

式中 N —饱和砂土标准贯入锤击数实测值(未经杆长修正);

N_{cr} —液化判别标准贯入锤击数临界值;

d_s —饱和砂土标准贯入深度(m);

d_w —地下水深度(m);

ρ_c —饱和粉土的粘粒含量百分率,当 $\rho_c < 3$ 时取 $\rho_c = 3$ 。

P.0.2 计算液化指数,确定液化等级

凡经判定为可液化的土层,应进一步探明各液化土层的深度和厚

度,并按下式确定地基的液化指数 I_{IE} 。

$$I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cr}} \right) d_i w_i \quad (P.0.2)$$

式中 I_{IE} —地震时地基的液化指数;

N_i —饱和土层中第 i 个标贯试验点的实测锤击数;

N_{cr} —饱和土层中第 i 个点标准贯入临界击数;

n —每个钻孔 15m 深度范围内饱和土层中标准贯入试验点总数;

d_i —第 i 个标准贯入点所代表的可液化土层厚度(m);

w_i —第 i 个土层考虑单位土层厚度的层位影响权函数值(单位为 m^{-1}),当该层中点深度不大于 5m 时,采用 10;等于 15m 时采用零值;5~15m 时,按线性内插法取值。

当 $N_i > N_{cr}$ 时,取 $I_{IE} = 0$

根据计算出的液化指数按表 P.0.2 划分液化等级。

表 P.0.2 液化等级

液化指数	$0 < I_{IE} \leq 6$	$6 < I_{IE} \leq 18$	$I_{IE} > 18$
液化等级	轻 微	中 等	严 重

P.0.3 地基抗液化措施应根据建(构)筑物的重要性,地基的液化等级等情况,按国家现行《建筑抗震设计规范》GBJ 11 的有关规定执行。

成都市市区的工程建设可按《成都市市区抗震设防区划》的规定执行。

附录 Q 成都地区常用桩型的特点及适用条件

Q.0.1 钢筋混凝土预制桩包括预制方截面桩、离心桩制作的钢筋混凝土管桩,其桩的制作质量容易保证,但配筋率及混凝土强度等级要求较高,相应价格较高。其常用断面在 $250 \times 250 \sim 400 \times 400mm$ 之间,一般用于多层房屋的独立柱下群桩基础或条形承台桩基。适应穿越一般上覆土层但不宜用于“成都粘土”地基,对卵石持力层起伏变化比较复杂的地基条件,设计桩长不易控制,应防止截桩浪费。

Q.0.2 锤击(振动)沉管灌注桩:只是沉桩设备和施工工艺不同,其余性质基本相同,其常用成桩的沉管直径一般用 $300 \sim 400mm$,一般用于多层房屋的独立柱下群桩基础或条形承台桩基础。设计配筋率和混凝土强度要求等级较低,相应价格较低,适应卵石持力层起伏变化复杂的地基,灌注桩桩长变化容易控制。用振动沉桩机沉桩穿越饱和粉细砂层时,应注意防止桩侧饱和粉细砂层液化,在成都粘性土地基中采用沉管灌注桩时,应先利用沉管冲切取土成孔后形成非挤土混凝土灌注桩。锤击(振动)沉管灌注桩应采用钢筋混凝土预制桩尖,不应应用活瓣桩尖,用塌落度 $10 \sim 14$ 混凝土灌注,严格按操作规程施工,控制拔管速度防止缩颈断桩。

Q.0.3 钻(冲)孔灌注桩需用泥浆护壁,应注意孔底沉渣的清除,用导管法进行水下混凝土灌注。与人工挖孔桩相比可以不采取降水措施,但混凝土强度较低,设计桩径误差较大,成桩质量及孔底沉渣清除不易检查,使卵石持力层承载力较低,造价较高。

Q.0.4 人工挖孔扩底灌注桩施工简便,成孔准确,桩端持力层可直观检查,如平行施工,进度快,造价低,广泛适用于多、高层框架结构独立柱基,轴向荷载超过 $5000kN$ 的单柱单桩基础。在地下水位以下施工必须采取降水措施,扩大端底面应做成锅底型,由上向下逆筑开挖施工必须逐层设置混凝土护壁,并视地基情况决定每层挖掘深度,最大不应超过 1m。

附录 R 桩基极限承载力标准值

R.0.1 桩的极限端阻力标准值。

表 R.0.1 桩的极限端阻力标准值 q_{pk}

单位: (kPa)

土的名称	土的状态	桩基类别			
		混凝土预制桩	沉管灌注桩	钻(冲)孔灌注桩	人工挖孔(扩底)灌注桩
卵石	稍密	6400~8000	4800~6400	1500~2000	2000~3500
	中密	8000~9000	6400~8000	2000~2500	3500~5000
	密实	9000~10000	8000~9000	2500~3000	5000~8000
泥岩	中风化	7000~9000	6000~7000		3000~5000

R.0.2 桩的极限侧阻力标准值。

表 R.0.2 桩的极限侧阻力标准值 q_{sk}

单位: (kPa)

土的名称	土的状态	混凝土预制桩	水下钻(冲)孔桩	沉管灌注桩	人工挖孔灌注桩
粘性土	$I_L > 1$	21~36	20~34	16~28	20~34
	$0.75 < I_L \leq 1$	36~50	34~48	28~40	34~48
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	50~66	48~64	40~52	48~62
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	66~82	64~78	52~63	62~76
	$0 < I_L \leq 0.25$	82~91	78~88	63~72	76~86
	$I_L \leq 0$	91~101	88~98	72~80	86~96
粉土	$e > 0.9$	22~44	22~40	16~32	20~40
	$0.75 \leq e \leq 0.9$	42~64	40~60	32~50	40~60
	$e < 0.75$	64~85	60~80	50~67	60~80
粉细砂	稍密	22~42	22~40	16~32	20~40
	中密	42~63	40~60	32~50	40~60
	密实	63~85	60~80	50~67	60~80
中砂	中密	54~74	50~72	42~58	50~70
	密实	74~95	72~90	58~75	70~90
粗砂	中密	74~95	74~95	58~75	70~90
	密实	95~116	95~116	75~92	90~110
砾砂	中密、密实	116~138	116~135	92~110	110~130
卵石	稍密	120~140	120~140	90~110	110~130
	中密	140~160	140~160	110~130	130~150
	密实		160~180		150~170

R.0.3 对于预制桩,根据土层埋深 h ,将 q_{sk} 乘以下表修正系数。

表 R.0.3 预制桩修正系数表

土层埋深 h (m)	≤ 5	10	20	≥ 30
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

R.0.4 大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si} , 端阻力尺寸效应系数 ψ_p

表 R.0.4 大直径灌注桩尺寸效应系数表

土的类别	粘性土、粉土	砂土、卵石土
ψ_{si}	1	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/D)^{1/4}$	$(0.8/D)^{1/3}$

注:表中 d 为桩身直径, D 为桩端直径, 单位为 m。

附录 S 单桩竖向静载荷试验要点

S.0.1 荷载分级:每级荷载值约为单桩承载力设计值的 $1/5 \sim 1/8$ 。

S.0.2 测读桩沉降量的间隔时间:每级加载后,隔 5、10、15min 各测读一次,以后每隔 15min 读一次,累计一小时后每隔半小时读一次。

S.0.3 稳定标准:在每级荷载作用下,桩的沉降量在每小时内小于 0.1mm。

S.0.4 终止加载条件:当出现下列情况之一时,即可终止加载:

1 当荷载~沉降($Q-S$)曲线上有可判定极限承载力的陡降段,且桩顶总沉降量超过 40mm。

2 桩顶总沉降量达 40mm 后,继续增加二级或二级以上荷载仍无陡降段。

注:桩底支承在坚硬岩(土)层上,桩的沉降量很小时,最大加载量不应小于设计值的两倍。

S.0.5 卸载观测的规定:每级卸载值为加载值的两倍。卸载后隔 15min 测读一次,读两次后,隔半小时再读一次,即可卸下一级荷载。全部卸载后,隔 3~4h 再测读一次。

S.0.6 单桩极限承载力的确定:作荷载~沉降($Q-S$)曲线图,图中应标明试桩的构造尺寸和地质剖面以及各层土的物理力学指标。

1 当陡降段明显时,取相应于陡降段起点的荷载值;

2 对于直径或桩宽在 550mm 以下的预制桩,当某级荷载 Q_{i+1} 作用下,其沉降增量与相应荷载增量的比值 $(\Delta S_{i+1}/\Delta Q_{i+1}) \geq 0.1\text{mm/kN}$ 时,取前一级荷载 Q_i 之值。

3 当符合终止加载条件第二点时,在 $Q-S$ 曲线上取桩顶总沉降量 S 为 40mm 时的相应荷载值。

4 对桩基沉降有特殊要求者,应根据具体情况选取。

参加统计的试桩,当满足其极差不超过平均值的 30% 时,可取其平均值为单桩竖向极限承载力标准值。

注:对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下桩台,取最小值。

S.0.7 单桩竖向承载力设计值的确定

将单桩竖向极限承载力标准值除以承载力抗力分项系数(按表 7.3.10 取值),即为单桩竖向承载力设计值。

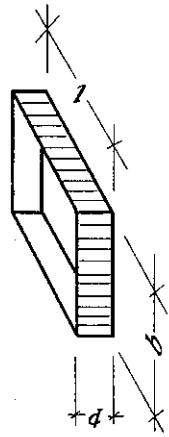
S.0.8 开始试验的时间:预制桩在砂土中入土 $7d$ 后,如为粘性土,应视土的强度恢复而定,一般不得少于 $15d$,对于饱和软粘土不得少于 $25d$ 。灌注桩应在桩身混凝土达到设计强度后,才能进行。

附录 T 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

表 T.0.1 矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数 α

z/b	l/b											条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

注: l —基础底面长度(m); b —基础底面宽度(m); z —计算点离基础底面垂直距离(m)。

表 T.0.2 矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 α

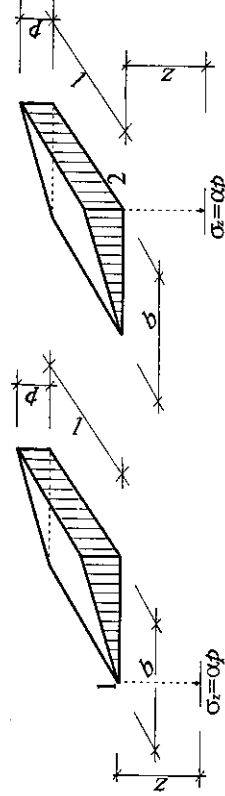
$\frac{l}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1739	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554

续表 T.0.2

$\frac{l}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1079	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0655	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036

续表 T.0.2

l/b b/z	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

表 T.0.3 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

l/b z/b	0.2				0.4				0.6				l/b 点 数
	1	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	1	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	1	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	b/z
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0009	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0

续表 T.0.3

z/b	0.8				1.0				1.2				l/b 点 数	b/z
	1		2		1		2		1		2			
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$		
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4	0.4
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0540	0.0962	0.1649	1.2	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541	1.4	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0456	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976	3.0	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0	7.0
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0	10.0

续表 T.0.3

z/b	1.4				1.6				1.8				l/b 点 数	b/z
	1		2		1		2		1		2			
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$		
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0	0.0
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2	0.2
0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4	0.4
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.4630	0.2047	0.6	0.6
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8	0.8
1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0	1.0
1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2	1.2
1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1582	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4	1.4
1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6	1.6
1.8	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8	1.8
2.0	0.0474	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1338	2.0	2.0
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5	2.5
3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0	3.0
5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0	5.0
7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0	7.0
10.0	0.0033	0.0224	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.0	10.0

续表 T.0.3

z/b	l/b						2.0						3.0						4.0						l/b	点 数	b/z																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
	点 系						1			2			1			2			1			2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2

续表 T.0.3

z/b	l/b 点 系数	6.0						8.0						10.0						l/b 点 系数	b/l		
		1			2			1			2			1			2						
		α	$\bar{\alpha}$	α	α	$\bar{\alpha}$	α	α	$\bar{\alpha}$	α	α	$\bar{\alpha}$	α	α	$\bar{\alpha}$	α	α	$\bar{\alpha}$					
0.0		0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.2500	0.2500	0.0	0.0
0.2		0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2	0.2
0.4		0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4	0.4
0.6		0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6	0.6
0.8		0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.8	0.8
1.0		0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	1.0	1.0
1.2		0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2	1.2
1.4		0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4	1.4
1.6		0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6	1.6
1.8		0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8	1.8
2.0		0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0	2.0
2.5		0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5	2.5
3.0		0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0	3.0
5.0		0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0	5.0
7.0		0.0186	0.0435	0.0190	0.0663	0.0204	0.0442	0.0207	0.0671	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	7.0	7.0
10.0		0.0111	0.0349	0.0111	0.0509	0.0128	0.0359	0.0130	0.0520	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	10.0	10.0

附录 U 大面积地面荷载作用下地基附加沉降计算

U.0.1 由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降计算值的简化计算,可按下列规定进行:

1 地基附加沉降计算值可按分层总和法计算,其计算深度按公式(5.2.7—1)确定。

2 参与计算的地面荷载包括地面堆载和基础完工后的新填土,地面荷载应按均布荷载考虑,其计算范围:横向取 5 倍基础宽度,纵向为实际堆载长度。其作用面在基底平面处。

3 如荷载范围横向宽度超过 5 倍基础宽度时,按 5 倍基础宽度计算。小于 5 倍基础宽度或荷载不均匀时,应换算成宽度为 5 倍基础宽度的等效均布地面荷载。

4 换算时,将柱基两侧地面荷载按每段为 0.5 倍基础宽度分成 10 个区段(图 U.0.1),然后按下式计算等效均布地面荷载:

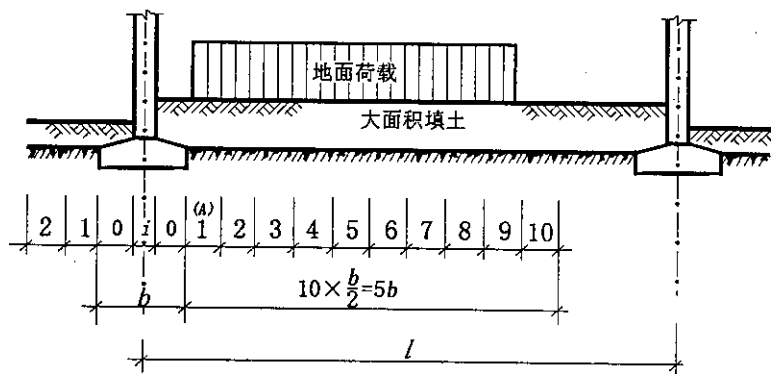


图 U.0.1 地面荷载区段划分

$$q_{eq} = 0.8 \left[\sum_{i=0}^{10} \beta_i q_i - \sum_{i=0}^{10} \beta_i p_i \right] \quad (\text{U.0.1})$$

式中 q_{eq} — 等效均布地面荷载;

β_i — 第 i 区段的地面荷载换算系数;

q_i — 柱内侧第 i 区段内的平均地面荷载;

p_i — 柱外侧第 i 区段内的平均地面荷载。

如等效均布地面荷载为正值时,说明柱基将发生内倾,如为负值,将发生外倾。

表 U.0.1 地面荷载换算系数 β_i

区 段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{a}{5b} \geq 1$	0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
$\frac{a}{5b} < 1$	0.52	0.40	0.30	0.13	0.08	0.05	0.02	0.01	0.01	—	—

注: a 、 b 见本规范表 9.5.4。

V.0.1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1 表示很严格,非这样作不可的:

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作的:

正面词采用“应”;反面词采用“不应”或“不得”。

3 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样作的:

正面词采用“宜”或“可”;反面词采用“不宜”。

V.0.2 条文中指定应按其它有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的规定”。非必须按所指定的标准、规范或其它规定执行时,写法为“可参照……”。

成都地区建筑地基基础设计规范

DB51/T5026—2001

条文说明

目 次

1	总则	145
3	基本规定	146
3.2	地下水计算	
4	岩土工程勘察	146
4.1	岩土工程勘察分级	
4.2	岩土分类	
4.3	地下水	
4.4	勘察要求	
4.6	岩土工程检验与监测	
5	地基计算	151
5.1	地基承载力计算	
5.2	地基变形计算	
6	基础	157
6.1	基础选型	
6.2	基础埋置深度	
6.3	刚性基础	
6.4	扩展基础	
6.6	筏形基础	
6.8	高层建筑基础的有关要求	
7	桩基础	160
7.1	一般规定	
7.2	桩的构造	
7.3	桩基计算	
8	天然地基的利用及地基加固	161

8.3	换土垫层法	
8.5	振冲卵石桩法	
8.7	卵石层地基下砂夹层及砂透镜体的加固处理	
9	软弱地基变形危害的预防措施	162
9.1	一般规定	
9.2	建筑措施	
9.3	结构措施	
10	膨胀土地基	162
10.1	土的一般工程特性	
11	边坡工程	162
11.1	一般规定	
11.2	边坡和滑坡的稳定性	
11.3	边坡工程的设计与计算	
11.4	挡土结构与滑坡治理	
11.5	建筑基坑支护的原则与规定	
附录		
附录 F	地基土(岩)的极限承载力	163
附录 P	地基液化判别	164

1 总 则

1.0.1 成都市位于成都平原中部,建筑物地基的持力层,主要是第四系沉积粘性土、粉土和砂卵石层。随着近年来高大建筑物的增多,基础深埋,砂卵石层成为更主要的持力层,因而受工程界的关注。七十年代特别是近十年来结合工程对砂卵石的系统研究,已显见成效,如静载试验,模拟研究,长期变形观测等资料表明:成都地区砂卵石承载力都高于现规范值,但在实际工程中很少被应用。现本规范中对成都地区这一主要岩土层,作了相应的说明和规定;积极开发,合理使用砂卵石的承载力,对成都地区建设,具有极大的经济效益和社会效益。

1.0.2 关于远郊区使用本规范的问题;本规范编写时收集的地质资料主要以成都地区为主,虽然其中也收集有部分远郊区资料,如温江、金马河及彭山青龙场等处的砂卵石现场试压资料,但要以其代表整个成都郊县,似嫌偏少。考虑到成都平原的岩土工程地质特征主要是第四系沉积物构成,有其个性,更重要是有其共性,因此,远郊地区在参照使用本规范时,应遵守以下原则:

1 成都市市区范围,指成都市的八区十二县市、即武侯、青羊、成华、金牛、高新、锦江、龙泉、青白江等八区。十二县市,指双流、新津、蒲江、邛崃市、温江、崇州市、大邑、郫县、都江堰市、新都、彭州市和金堂。

2 粘性土、粉土、砂性土及卵石土等其地基土承载力和压缩模量,均可参照本规范附录采用,对于本规范中地基基础设计等级为甲级的建筑物,应进一步通过勘探、测试和现场荷载试验确定。

3 对于混合土和膨胀岩土,应按《岩土工程勘察规范》GB 50021进行勘探、测试。膨胀岩土地基极限承载力及基础埋深,可参照本规范规定采用。

4 岩石地基,当无本地区经验时,可参照《重庆建筑地基基础设计规范》DB 50/5001 使用。

5 漂石地基,应进行勘探(坑探),取样和物探验证,其地基承载力,可按密石砂卵石土取值。

6 成都市的低山和丘陵地区,指龙泉区的龙泉山、彭州市、都江堰市、邛崃市、新津、双流、蒲江、大邑、及金堂等区、县、市的低山区和丘陵地区。

1.0.6 2001 年后修订的国家规范编号《建筑结构荷载规范》GB 50009、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《砌体结构设计规范》GB 50003、《建筑地基基础设计规范》GB 50007 供对照。

3 基本规定

3.2.2 地下室、地下构筑物或挡土墙,在抗浮验算时,其设防水位的确定,按其重要性划分,是有实际意义的,有利于设计人员操作,本条编写时,参考了《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 01—501—92 版本。

3.2.3 地下水浮力的计算,主要引自《岩土工程勘察规范》GB 50021—94 第 6.1.3 条,当建筑物位于粉土、砂土碎石和节理很发育的岩石地基上时应按设计水位计算浮力、并参考《铁路路基设计规范》TBJ 1—96 第 10.2.10 条,挡土墙身所受浮力计算的原则位于节理不发育岩石的地基(节理很发育的岩石除外),按计算水位的 50% 计算综合编写的。

4 岩土工程勘察

本章主要解决成都地区建(构)筑物的地基问题。其地基有自身的突出特征,成都平原为本区主体,卵石土为主要地基。在二级阶地及其以上的阶地尚有膨胀土,平原周边的浅丘台地、丘陵、山区以岩石地基为主,岩石以软质岩和极软质岩为主。

为提高本章的实用性、可操作性和经济性,在编制时除按现行有关国家规范、标准外,还吸取了建国以来 50 年成都地区的勘察实践经

验和科研成果,并兼容了有关地基基础设计规范的部分内容。

4.1.1 平原地区以二级场地为主,系因成都平原为岷江、沱江水系形成的第四系冲洪积扇构成的统一整体,它是在第四纪早期的下更新世开始形成,中更新世为冰水堆积的泥砂充填的卵石土。上更新世以来堆积的卵石土以砂充填为主,其磨圆度佳,风化程度低、密实度好、强度高的河流相为主的冲洪积层,全新统的卵石土中常夹砂透镜体或条带,其上还有松散的砂土、粉土、粘性土、人工土;在河道带区常有软土及淤积物,但一般厚度小,多小于 1m,此外地下水位较高。

成都地区的地基等级以二类为主。膨胀土在成都地区的浅丘台地、平原区的二级价地均有分布,如:成都市区的北、东、南郊、龙泉区、青白江区、金堂县、大邑县、彭州市等。膨胀土以 II 级膨胀土地基为主,但在成都市区南郊平原区二级阶地的膨胀土厚度一般小于 2m,有的地区小于 1m,在该地区已建成的 3 层及其以下建筑,长期使用过程中未发现有明显的膨胀土危害现象,故膨胀土地基的胀缩等级多为 I 级。

4.2.2 成都地区的硬质岩分布地带很少,仅在都江堰市等的龙门山地带有古生介地层及岩浆岩等。

4.2.3 成都地区的碎石土中,无角砾状碎石,故分类表中仅有漂石、卵石、圆砾。

平原内卵石土分布广、厚度大;在冲击积扇顶部,如都江堰市、大邑县等分布有漂石。均是地基基础设计等级为甲、乙级建(构)筑物天然优良的基础持力层。

重型及超重型圆锥动力触探的研究成功,不仅对成都地区的碎石土及其它土类的评价作出了极卓越的贡献,对其它地区亦有极高的适用价值。其设备、施工方法及成果评价的研究成果,不仅在国内属首创,在国际上亦是最优的。

重型圆锥动力触探($N_{63.5}$)、超重型圆锥动力触探(N_{120})是地基土对探头阻力和探杆的侧壁摩擦阻力的综合表征,还与地基土的颗粒级配及磨圆度有关,故在低击数时或探遇大粒径卵石、漂石时锤击数很高且试验困难时,则不能仅以试验表述地基岩性特征,必须配合抽取土样进行岩性鉴别。

超重型圆锥动力触探锤击数低于 4 击/10cm 重型圆锥动力触探锤击数低于 7 击/10cm 时,地基土可能是粒径较小且均匀的卵石土或松散卵石、圆砾、砂土等。

圆锥动力触探对漂石土的适宜性差,勘察应配合旋转取心钻进、现场坑探、地球物理勘探等手段综合进行。

4.2.4 当砂土中含粒径小于 0.075mm 颗粒的土,其塑性指数大于 10 时,应在其定名前冠以“含粘性土”,如含粘性土粉砂。

4.2.5 根据成都地区的实际情况,将粉土分为砂质粉土、粘质粉土。当粘粒含量大于和等于总质量的 10% 的粉土在设防烈度为 7 度时为不易液化地基土,故此划分对粉土的液化势评价是有实际意义的。

粉土的液化评价,不能用塑性指数 (I_p) 进行,应用标准贯入试验并取土试样作颗粒分析。

4.2.8 成都地区的软土(包括淤泥质土、淤泥、泥炭质土、泥炭等)主要分布于河道带、暗埋故河道、塘、堰及一、二级阶地后缘。

4.2.9 三级阶地的膨胀土分布区当地形地貌复杂时,滑坡、边坡失稳与膨胀土共同作用产生的迭加危害应充分注意。

在深井钻探时,因泥浆或清水作用井壁孔眼缩径产生卡钻事故,在白垩系上统灌口组泥岩分布区进行勘察时,应取岩样进行粘土矿物分析及其室内膨胀试验,确定其是否为膨胀性岩石。因以前在这类岩石地区工作很少,缺乏资料。

4.2.10 人工填土主要分布于成都市区和郊、市、县人口密集地带。成都市区分布广、厚度大,老城区厚度一般 2~4m,最厚逾 7m,其余地区一般厚度为 0.3~1.5m。老城镇区内以杂填土为主。

4.2.11 随着工业化的进展,污染土在成都市地区内实际存在,故将污染土列出。

4.2.12 新近堆积土主要分布于河道带区。除欠固结土外,还有卵石土,如锦江宾馆在地基开挖时,地表下 8 米以上的卵石土中混夹有人类活动遗物瓦块等。

4.3.1 地下水三种类型的划分,是根据地下水的埋藏条件、含水层性质而定。

在具体的岩土工程勘察时应考虑影响地下水位的因素:

1 农灌区的影响:该影响以大春灌期最为显著,时间长达 5 个月,可使地下水位上升达 2.5 米左右,在平原区的成都市区以西、以南最为突出。在丰水期 6~9 月地下水埋深可上升至地表下 0.1~0.3m;

2 施工降水的影响:因该措施为临时性,在勘察时应了解场地附近有无施工降水,若有,则应排除其对场地水位的影响;

3 地下水开采对地下水位的影响:当场地附近有供水井开采地下水时,或场地采用施工降水时,勘察场地又处于地下水抽降漏斗内,应考虑因故临时停止抽降地下水或供水井废弃时,地下水位抬升对施工及基础的影响。

4.3.2 按历年的最高水位应根据调访或查阅有关资料确定。成都地区的降雨量集中于 6~9 月,占全年降雨量的 74%,故在枯水期勘察时,应考虑丰水期水位抬升值;

4.3.3 平原区砂土及碎石土的孔隙潜水矿化度一般小于 0.5 克/升。水型主要为 HCO_3-Ca 或 $\text{HCO}_3-\text{Ca}-\text{Mg}$ 型水, pH 值 6.8~7.4;

白垩系岩石地下裂隙水,因受地表下的膏盐及钙芒硝矿物的溶滤作用,多为矿化度 1~3 克/升的微咸水及矿化度大于 3 克/升的咸水,水型为 $\text{SO}_4-\text{Ca}-\text{Na}$ 、 $\text{Cl}-\text{Ca}-\text{Na}$ 型水,故 SO_4^{2-} 、 Cl^- 含量较高。

4.3.4 因在挖孔桩施工中,直接在桩孔内抽降地下水而使孔壁的砂、卵石土坍塌,多次活埋施工人员的严重事故。而且还能使含水层中的细粒成分流失,破坏地基的原始性状而危及邻近建(构)筑物的安全,故本条作出了严格规定。

4.4.1 平原区的碎石土大体是由西向东及东南变薄,东部边缘最薄,仅几米,往西最厚可逾 500 米,如都江堰市的竹瓦铺。

浅丘台地区、丘陵地区的岩石以白垩系上统灌口组泥岩为主。

4.4.3 成都地区积累了丰富的勘察资料,一般能满足建(构)筑物的选址和初步设计需要,除工程设计需要或勘察资料缺乏地段应分阶段进行勘察外,一般只进行一次详细勘察。在实践中已证实是完全可行的。为缩短工期、节省投资、提高效益发挥了重要作用。

详细勘察时,设计单位应向勘察单位提供建(构)筑物必要的技术要求:拟建物的性质、规模、荷载及结构类型、可能采取的基础类型

及尺寸、预计基础置深、建(构)筑物的总平面图等。在明确建(构)筑物的岩土工程勘察技术要求的前提下,采取正确的勘察手段,合理地布置勘察工作量,为设计施工提供针对性强、切实可行、正确完整的勘察资料。

4.4.4 桩基础的详细勘察探孔的布置是根据成都地区地基特点作出的、建筑桩基安全等级见《建筑桩基技术规范》JGJ 94。

4.4.5 详细勘察的勘探孔深度,除按《岩土工程勘察规范》GB 50021 执行外,还应结合成都地区地基特点而制定。

成都地区的断裂以 NNE 向为主,尚有 NW、NWW 向等。通过都江堰市城西的龙门山断裂的规模最大、活动性最强,龙泉山断裂亦有一定强度的活动。通过成都市区的各断裂为隐伏断裂,除蒲江—新津—茶店子—广汉断裂在第四纪以来有间隙性活动,控制了其西的第四系卵石土厚度剧增,其余隐伏断裂近期无明显活动表征。

4.4.7 高层建筑的勘探孔深按公式计算时,经验系数 α ,对一般性钻孔在密实卵石时取值为 0.3~0.4 是结合成都地区卵(漂)石土的特征而定。原因如下:

- 1 密实卵(漂)石强度很高。
- 2 进入密实卵(漂)石后,一般无软弱砂土类层或透镜体,且堆积时代较老。
- 3 根据已建成的高层建筑的沉降观测,沉降量均很小,沉降差更小。

4.4.11 成都地区设防烈度为 7 度的区域的重要工程、特殊工程、生命线工程、可能产生次生灾害的工程应进行专门的场地地震安全性评价,是根据成都市地震局文件——成震发(1997)31 号“成都市地震局关于抗震设防标准纳入工程建设项目审批内容办理程序的通知”的规定制定的。

4.6.1、4.6.2 为确保岩土工程质量,应进行检验和监测,并应由除本单位以外的专门机构进行,因地基出现问题,必然导致重大工程事故,使财产和人身安全遭受严重损失,这在本地区及全国已有不少先例,故特定此两条。

5.1.2 基底压应力分布与基础及上部结构刚度、地基土的工程特性、基础上的荷载大小与分布等因素有密切的关系。进行精确计算比较繁锁。在工程设计中,普遍采用材料力学的基本假定及公式进行计算,这是一种简化的算法,对于一般的扩展基础按此法计算其误差不大,因此本规范仍用此法,但对于柱下条形基础、箱基、筏基等梁、板式基础,其误差相对要大些,可采用弹性地基上的梁(板)或其它方法计算。

5.1.3 对地基基础设计等级为甲级的建筑物,按载荷试验资料确定地基极限承载力标准值 f_{uk} 的规定是指:设计所用的 f_{uk} 应按载荷试验结果得出,若拟设计的建筑物地基与某已作载荷试验的地基条件相同,则可采用已有载荷试验资料,否则仍应作载荷试验。

5.1.4 关于式(5.1.4—1)中分项系数 γ_{uk} 、 γ_b 、 γ_d 的确定方法,由该式可看出地基承载力由三项组成,第一项是地基土极限承载力标准值除以分项系数 γ_{uk} ,第二项、第三项是基础宽度及埋置深度修正项,上式是根据地基极限承载力理论公式的规律经过经验修正而得出的,式中三个基本变量是 f_{uk} 、 b 、 d ,其中 f_{uk} 受土的工程性质、试验方法、操作技术等因素影响较大。 γ_{uk} 的取值方法是根据《建筑结构设计统一标准》GBJ 68 对于结构可靠度的要求,当设计荷载组合值按《建筑结构设计荷载规范》GBJ 9 计算得出时,取工业与民用建筑荷载比 ρ 为 0.25~0.50(ρ 指可变荷载标准值与永久荷载标准值之比),按新老规范应保持连续性的精神计算得出的。 γ_{uk} 值在 1.59~1.79 之间,根据本地区经验取 1.75。

由试验证明,基底宽度 b 及埋深 d 对承载力影响的规律性较明确(图 5—2、5—3),为了维持原定值设计法安全度总体水准,在目前条件下按经验取值,即 $\gamma_b = \gamma_d = 1.1$ 。就总体而言,上述分项系数代表的安全度水准与《建筑结构设计统一标准》GBJ 68 的要求是一致的。

式(5.1.5—2)及式(5.1.5—3)是考虑当基础相距不大时,相邻基础对地基形成整体滑动面、土体向上挤出有类似超载的反压作用,按地基土 $\varphi = 30^\circ$ 计算,相邻基础中心距 $L = 4.3b$ 时,即可产生作用,

故本规范规定,对卵石地基,当 $L = 4.0b$ 时地下室基础埋深可按上述两式计算(b 为独立基础短边及条形基础宽度)。

成都地区卵石土分布广、埋藏也较浅,且工程性质好,对卵石土承载力曾作过系统的室内模型试验与现场载荷试验,极限承载力均在 1600kPa 至 4000kPa 之间。本规范规定的卵石土极限承载力是《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 中的标准值的 2.1—2.3 倍。我们又用成都地区常见的几类土,针对 $b \leq 3m$ 、 $d = 1.2m$; $b = d = 3.5m$; $b \geq 6m$ 、 $d = 8m$; $b \geq 6m$ 、 $d = 20m$ 四类基础,按本规范式(5.1.4—1)与《建筑地基基础设计规范》GBJ 7—89 式(5.1.3)分别计算地基承载力设计值 f_d 与 f 值,四类基础对比结果其平均差率 $\Delta(\Delta = \frac{f_d - f}{f} \times 100\%)$ 为:素填土、粘性土、中密密实粉土 $\Delta = -6.9 \sim +3.7\%$;砂性土及松散卵石 $\Delta = -6.8 \sim -10.6\%$;稍密以上卵石土 $\Delta = +3.1 \sim +10.1\%$,且基础尺寸及埋深越小者,承载力设计值增加越多,例如卵石地基上的小基础($b \leq 3m$, $d = 1.2m$)差率为 $+5.2 \sim +16.9\%$,上述对比结果说明本规范确定的地基承载力反映了成都地区地基特点。

可靠性理论在地基基础设计中的应用,从理论和实践方面说均是新的课题,还需不断深入研究和积累数据与经验,使其能逐步完善。

5.1.10 天然地基上浅基础的极限承载力理论计算公式较多,目前国内外一些规范均采用七十年代魏西克((Vesic)提出的公式,但用此公式计算出的极限承载力与载荷试验结果比较表明,对基础宽度与埋深均小的条形基础,二者极限承载力比较接近,否则则差别很大(图 5—4),差别大的原因是理论公式建立的假设条件等与实际有差别,当 φ_k 较大时式(5.1.10—1)中承载力系数 N_d 、 N_b 、 N_c 随土的 φ_k 递增过快(图 5—1),式中极限承载力与 b 、 d 成直线增长关系,载荷试验说明,极限承载力随 φ_k 值递增的速率比理论公式计算结果小(图 5—4)且与 d 不成线性增加关系(图 5—2),随 b 的增长也不快(图 5—3),对极限承载力值影响的诸因素中以 φ_k 为最重要,有的文献建议将 φ_k 折减后计算,本规范以载荷试验为标准,采用折减后的内摩擦角计算承载力设计值 f_{ud} ,同时用载荷试验极限承载力标准值按本规范式(5.1.4—1)计算

出地基承载力设计值,二者对比是接近的(图 5—4、5—5)。

用公式计算极限承载力是基于地基土的强度考虑,用该式确定承载力时还要验算地基变形是否也满足要求。

5.1.13 岩石地基载荷试验、室内饱和单轴抗压强度试验均按国家标准《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 规定进行。

5.2.3 对建筑物地基变形允许值(表 5.2.3)作了一些调整,总的精神是提高了要求。根据成都地区地基条件特点,去掉了高压缩性土的变形许可值,对多层及高层建筑基础的倾斜根据成都地区经验作了调整,增加了卵石地基上高层建筑基础平均沉降量的允许值,参考《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 01—501 定为 60mm。

5.2.4 根据对成都地区七幢卵石地基上的高层建筑地基变形实测结果得出,建筑物封顶一年七幢建筑物沉降量的平均值为 11.6mm,此值是最终沉降量平均值 12.8mm 的 89%。详见表(5—3)。

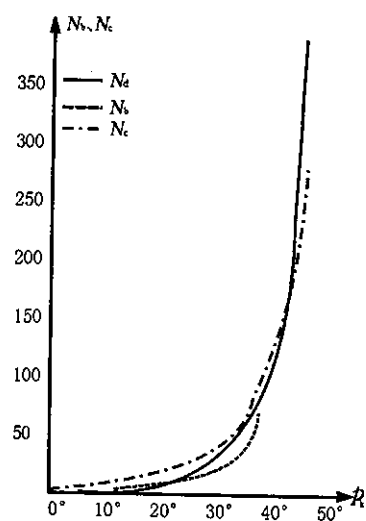


图5-1 N_d 、 N_b 、 $N_c \sim \varphi_k$ 关系曲线

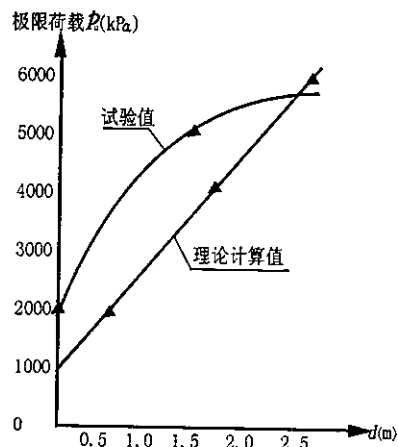


图5-2 极限荷载 p_u - d 关系曲线

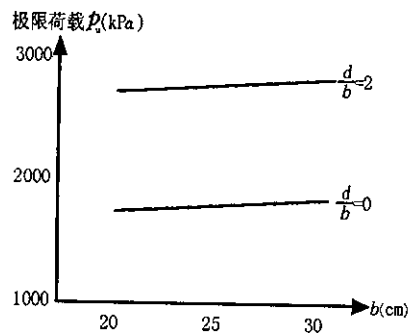


图5-3 极限荷载 p_u - b 关系曲线

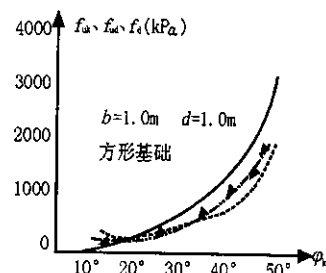


图5-4 承载力对比图

- 用 φ_k 按式(5.1.10—1)计算的 f_{uk} 曲线;
- - - -用 φ'_k 按式(5.1.11—1)计算的 f_{ud} 曲线
- ▲ · —用荷载试验测得的极限荷载及 φ_k 按式(5.1.4—1)计算的 f_d 曲线

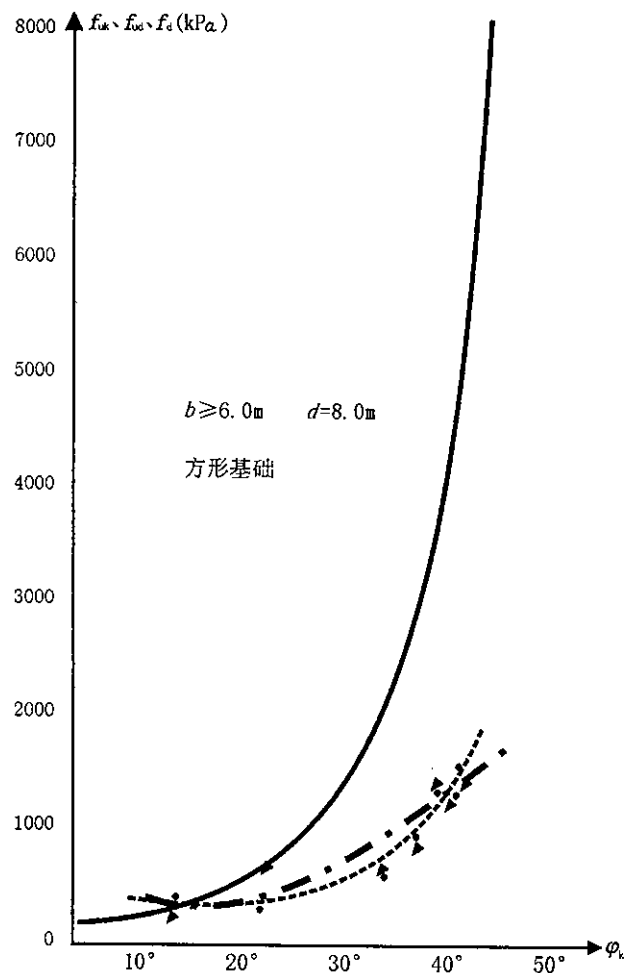


图5-5 承载力对比图

- 用 φ_k 按式(5.1.10—1)计算的 f_{uk} 曲线;
- - - -用 φ'_k 按式(5.1.11—1)计算的 f_{ud} 曲线;
- ▲ · —用荷载试验测得极限荷载按式(5.1.4—1)计算的 f_d 曲线。

表 5—3 建筑物封顶一年及最终变形量统计

工程序号	地基土类别	封顶一年				最终变形量			
		沉降量(mm)		$S_{封一年}/S_{终}(\%)$		沉降量(mm)		沉降差 (mm)	倾斜
		范围值	平均值	范围值	平均值	范围值	平均值		
1	中密卵石	10.13—11.11	10.60	85.8—90.4	88.5	11.6—12.7	11.98	1.10	0.00007
2	稍密卵石	5.09—8.45	7.16	77.6—89.6	85.1	6.56—9.74	8.38	3.18	0.0002
3	中密卵石	6.0—15.6	11.75	76.2—92.3	82.9	7.5—19.1	12.8	11.6	0.0004
4	中密卵石	8.58—10.82	9.49	83.4—93.4	87.3	9.7—12.35	10.9	2.65	0.00009
5	中密卵石	12.5—21.3	17.4	94.4—100.0	97.4	12.5—22.8	18.2	10.3	0.00034
6	中密卵石	8.5—18.5	12.6	81.3—93.0	87.5	9.9—19.9	14.4	10.0	0.00024
7	中密卵石	9.0—16.0	12.0	91.8—96.1	94.2	9.8—16.9	12.7	7.1	0.00012
平均值			11.6		89.0		12.8	6.65	0.00021

5.2.6 地基变形计算时,土的压缩模量是重要参数,本规范附录中规定了卵石、砂土压缩模量试验及取值方法。成都市有关单位在卵石地基上作了较多载荷试验及动力触探试验,两者对比得出由 N_{120} 求地基变形模量 E_0 的统计方程为 $E_0 = 15 + 2.7N_{120}$,而 E_0 与压缩模量 E_s 间的关系是很复杂的,与土的性质、试验方法等有较大关系,弹性理论公式计算又常与实际有差异,根据对经干院等几幢卵石地基上高层建筑基础的变形观测资料及地基组成,反算出了各土层的压缩模量,同时将各土层的 E_s 建议值与在不同建筑物地基中的土层动探结果 N_{120} 值分别对应,回归得出 $E_s = 6.219 + 5.878N_{120}$ 。由试验及计算分析看出, β 值($\beta = E_0/E_s$)在不同密实度的卵石土中,其递减速度是不同的,从而提出 $\beta \sim N_{120}$ 关系,如附录 D 所示。把 β 值与弹性理论公式 $[\beta = 1 - 2\mu^2/(1 - \mu)]$ 相比较,相当于 μ 取 0.22 ~ 0.30。因卵石土透水性强,受荷后体积要发生变化,对较松卵石土侧向变形会比较小,故 μ 值也较小, β 则较大,反之, μ 大 β 则较小。

5.2.9 本规范将成都地区卵石地基上的箱形基础及筏板基础的地基沉降计算公式作了简化,压缩模量采用受压层范围 Z_n 内各土层按层厚加权平均值。按此公式计算出的地基沉降与实测地基沉降量对比得

出沉降经验系数为: $\bar{E}_s = 30 \sim 55\text{MPa}$ 时, $\varphi_s = 0.23 \sim 0.18$,为了简化,按表 5.2.6 取值。

5.2.10 卵石地基上的高层建筑箱基与筏基,地基沉降计算受压层 Z_n 按式(5.2.10—1)计算,此式是在修改《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ 7—74 规范时,作了大量实测分析得出的。用此式试算结果证明用于成都卵石地基上的高层建筑地基变形计算是合适的。

6 基础

6.1.1~6.1.3

1 建筑工程基础,一般占工程总造价的 12% 左右,个别及高层建筑达到 20% ~ 30%,为此,基础选型,则必须做到安全可靠、经济合理、施工简便。

2 基础选型,应提供全面精确的地质勘察报告,充分利用地基的承载力,注意地基的不均匀变形给结构造成的不利影响,综合分析,权衡得失利弊,合理选择基础方案。

3 基础选型,应结合实际情况,因地制宜,就地取材,有条件时,应推广当地先进的传统技术。

6.1.3.5 单跨及多跨厂房跨度 $\geq 12\text{m}$ 者,横向基础系梁只作一段,不必贯通全跨,梁端并作基础。当跨度 $\leq 9\text{m}$ 者,基础系梁可贯通全跨。

6.2.1

1 如建筑物对不均匀沉降敏感,应将基础埋置在较好的土层上。当有地下室、地下管道和设备基础时,则要求建筑物基础局部或整个加深。

2 承受较大水平荷载的基础,应有足够的埋置深度,保证有足够的稳定性。某些承受向上拔力的基础,如输电塔基础,则需要较大的埋置深度,才能保证有足够的抗拔力。

6.2.2 基础最小埋置深度,一般不小于 0.5m,是为了基础的稳定性、动植物的影响、耕土层的厚度等因素确定的。

6.2.3 高层建筑体量和高度都较大,重心又高,特别是抗震设防区,

对于抗倾覆、抗滑动对土体稳定等要求较高,故对其基础埋深,应有一定安全可靠的要求。

对于岩石类地基,可不考虑基础埋深的要求,但对于软质岩石、风化严重的岩石,应进行专题研究,提出安全可靠的方案,通过论证确定。

6.2.4 易风化的软质页岩和膨胀土施工,应防止曝晒和浸水,即施工时应随挖、随做、随填,保证页岩及膨胀土不被曝晒和浸水松散、开裂而破坏。

6.3.1 注 5:因成都平原地区,地下水位高,故在地面以下的砌体,一般都用水泥砂浆。

6.4.2

5 偏心基础长宽比一般不大于 3,是为了保证基础有足够的刚度,减少基础底板变形,使上部荷载能够全部传至地基上。

6.4.5 高杯口基础在工程中,特别在山区应用广泛,但在设计中往往被忽视高杯口基础对上部结构的不利影响,设计原则和方法也不统一,计算结果相差很大,导致工程不安全和经济,为此,应按照《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 中条文说明的有关要求设计。

6.4.6

2 详《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 第 8.2.6 条第二款,基础高度和变阶处的高度,应按《混凝土结构设计规范》GBJ 10 中,当冲切底边长超过基础计算边长时,本规范提供了补充计算公式,同时提出了阶梯形基础、锥形基础斜截面抗剪的折算宽度计算公式。

3

1)锥形基础底板外端倾角 $\alpha \geq 25^\circ$,不大于 35° ,是为了保证基础底板有足够的刚度,减少底板变形,使上部荷载能够全部传至地基上。

第 1)项中的公式(6.4.6—10)及第 2)项中的公式(6.4.6—12)是引荐原苏联地基基础设计规范中所列公式,未考虑基础偏心引起的不均匀地基反力,对计算截面弯矩增大的影响,即计算截面弯矩中的地基反力重心距计算截面的距离大于基础底面破坏铰形成的梯形形心距计算截面的距离而增加的弯矩值。

柱下条形基础设计详《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 相关的条

文说明。

筏板基础设计详《建筑地基基础设计规范》GBJ 7 及《高层建筑箱形及筏形基础技术规范》JGJ 6 相关的条文说明。

6.6.2 1,2 款中筏形基础的弹性特征系数值 $\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB}{4E_c I}}$

式中 K—基床系数;

B—筏板宽度;

E_c —混凝土弹性模量;

I—筏板计算截面惯性矩。

6.8.1 6.8.2 两条都集中反映了成都地区卵石地基具有承载力高、变形低的特点,80 年代,经干院、财贸干院、岷山饭店,地下两层,地上都是 25 层左右,并作了房屋沉降观测,房屋竣工后的平均沉降量都在 9mm~12mm 左右,这为 90 年代中期至今,绝大多数高、低层相联的建筑,只设后浇带,让高、低层建筑在施工阶段,两者分别自由沉降,待高、低建筑物沉降差在允许范围之内时再浇筑后浇带混凝土,使其连成整体而不设沉降缝。

一般高层建筑,多采用一柱一桩(挖孔桩),桩端支承在中密或密实卵石层上,而多层建筑则采用柱下独立基础,一般支承在稍密卵石层上,施工阶段,高、低层之间利用后浇带使两者自由沉降,连为一体时的沉降量已基本完成,后期沉降量很微小。

高低建筑基础沉降缝旁填粗砂,是为了传递风、水平地震力、土压、水压、地面可变活荷载产生的侧压力、核爆炸产生的冲击波产生的侧压力等水平力的作用。同时满足高层建筑的稳定要求。

地下室底板,在地下水位以下者,只考虑地下水浮力作用,不考虑底板与基础之间不均匀沉降产生的地基反力,也是根据卵石地基变形小,底板容许变形远远大于卵石地基变形之故。

上述作法,通过大量的工程实践,积累了丰富的经验,是成熟可靠的技术措施和作法。

6.8.4 地下室墙支承在跨距较大的桩上时,跨高比属深梁者应按深梁计算、构造及配筋。

外墙受水平荷载时,还应计入弯矩作用,当 $\tau_{xy} = 0$ (τ_{xy} —深梁的剪

应力),深梁应按偏心受压或偏受拉计算,当 $\tau_{xy} \neq 0$,两者分别计算叠加配筋。

6.8.5

4 现浇楼板与墙体并排管道必须留出净距不小于 50mm,使楼板及墙体不被分割成两块而降低刚度、强度和整体性。柱及墙体是主要受力构件,预埋管道减少的面积、强度、刚度用比混凝土强度高的钢管来弥补。管道接头,不得用塑料布包裹,使混凝土构件不被削弱其刚度、强度及整体性。

5 基坑降水时的含砂量对原有邻近建筑、地基、基坑护壁、施工用房等的安全影响,至关重要。含砂量超标,轻则引起建筑物、构筑物开裂、地基降低承载力及变形指标,重则造成建筑物、构筑物严重破坏,甚至倒塌,为此,基坑降水时应严格控制含砂量(按体积比),应符合下列规定:粗砂含砂量 $\leq 1/50000$;中砂含砂量 $\leq 1/20000$;粉细砂含砂量 $\leq 1/10000$ 。

7 桩基础

7.1.1 低承台主要承受竖向荷载的基桩是成都地区常用的建筑桩基础为本规范桩基础的主要内容。其他使用功能的桩基应按国家标准《桩基技术规范》JGJ 94 及其他相应行业标准执行。

7.1.2 成都市区一级阶地及郊县平原地区卵石层一般埋置较浅为桩基理想的持力层,按桩长分类大多属于短桩。由于上覆土层较薄,凡拟用桩基者大多上覆为杂填土、素填土及其他软弱土,因此基桩的支承反力主要为桩端卵石层的端支承反力为主,上覆土层的摩擦支承反力所占比例较小,所以设计计算承载力时,一般可按端承桩或摩擦端承桩设计。

7.2.2 预制桩的主筋采用Ⅱ级变形钢筋有利桩顶钢筋的合理构造配置。否则如用Ⅰ级圆截面钢筋则在端部需带弯钩,其圆弧使桩顶四角及周边棱角形成较厚的素混凝土保护层,在锤击沉桩时将使桩顶四角及周边棱角首先受到锤击破碎,导致桩顶提前破坏影响沉桩进行。

7.3.8 对有混凝土护壁的大直径人工挖孔桩计算单桩竖向承载力时,其设计桩径宜取桩的净直径(即不考虑混凝土护壁的设计厚度)。是因为对成都地区人工挖孔桩大量的挖出检查,发现混凝土护壁有效壁厚尺寸不易控制,混凝土护壁质量可靠度亦较差,故不考虑护壁较为稳妥。

8 天然地基的利用及地基加固

8.3.1 砂卵石是成都地区产量丰富的地方材料。由于其性能稳定,压缩性小,开产成本低,因此是换土垫层的理想材料,长期为成都地区设计人员采用,具体使用时可根据需要可采用经筛分加工的级配砂卵石,或未经筛分的天然级配卵石(俗称连槽砂卵石),者成本较低。

8.5.1 振冲卵石桩法加固地基时既有置换功能,亦具有对原地基土的加密作用。但由于粘土类土透水性差,经冲水饱和后不易排水固结,故不易达到加密提高其强度作用。对透水性较好的砂类土则加密效果较佳。根据成都地区振冲卵石桩加固地基实例调查,直接对砂类土层进行振冲卵石桩加固处理效果最佳,对杂填土、素填土的振冲处理未见明显效果,对淤泥、淤泥质土及软塑流塑粘性土失败例子较多故不宜采用。

8.5.5 由于成都地区砂卵石层埋置较浅,故在振冲其上层饱和粉细砂层时(包括其他适合振冲处理的软土)桩的长度一般均应贯穿振冲加固土层直至卵石层,这不仅起到对软土全厚度的置换加固,亦有利振冲处理后土层的排水固结及卵石桩端的支承作用。

8.7.1 成都地区卵石层地基稳定性好,压缩性小,厚度大,承载力高。其存在的埋置深度与高层建筑地下室和基础的要求埋置深度存在着自然的适应性,是成都地区高层建筑基础的理想天然地基,但有些场地局部存在的砂透镜体或砂夹层则成为卵石层地基中的相对软弱层引起设计人员的关心和欲解决的问题。显然其对基础和上部结构变形和承载力的影响程度与其在基底下埋深、厚度、分布范围及上部结构和基础类型有关。从砂层本身存在的深度、厚度及范围可进行下卧层的承载力及沉降量验算后进行权衡分析。对上部结构和基础类型

的不同亦可权衡其影响大小和是否需要处理,如箱基和筏基其影响就较小,而独立柱基或单柱单桩基础则影响较大,需认真分析妥善处理。

9 软弱地基变形危害的预防措施

9.1.1 变形危害大多出于软土地基和软硬不均地基,成都地区软土地基一般埋深较浅,厚度较薄,但往往存在不均匀性或局部存在,所以更要注意不均匀沉降和由此产生的倾斜变形危害。

9.1.2 成都地区软土存在于浅层地基中,而浅层地基大多用于一般多层砖混或框架房屋和一般工业建筑物和构筑物,故在软土处理时应考虑上部结构和地基基础共同作用,采取必要的建筑和结构措施是十分重要和有效的。

9.2.4 相应建筑物的基础净间距主要是针对软土地基,预估有可能产生较大沉降和不均匀沉降变形的地基条件。

9.3.4 在不均匀的软土地基上或有可能产生不均匀沉降的地基上,用钢筋混凝土圈梁增强房屋整体刚度时,基础和屋顶圈梁尤为重要。此时把房屋视作整体的组合梁,其纵向的屋顶和基础圈梁被视作上下翼的加筋,无疑对提高房屋整体抵御不均匀沉降变形将起重要作用。

10 膨胀土地基

10.1.1 膨胀土中所引用的物理指标,主要引自《西南建工勘察通讯》1992年第1.2期“成都粘土的工程特殊性与评价”一文,作者苏森。

11 边坡工程

11.1 本节对边坡工程按勘察、设计、施工、监测进行了原则性的规定。同时对永久性边坡工程和临时性边坡工程进行了明确划分,以便边坡工程设计时能有一个明确的控制尺度。

11.2 本节将土质边坡、岩质边坡、滑坡的稳定性计算方法和计算参数的取值标准进行了一般规定。在边坡和滑坡的稳定性计算中,计算方法是成熟的。但计算指标的选择和计算边界的确定是影响计算

结果的重要因素,在勘察过程中,一定要作详细的工作,确定软弱结构面、滑动面、最危险滑动面等边界条件。通过试验、反算或经验确定符合实际情况的计算参数。

11.3 边坡工程的设计与计算是一套很成熟的方法,本节主要参照国标《建筑地基基础设计规范》GBJ 7的有关章节编写。

11.4 本节主要参照国标《建筑地基基础设计规范》GBJ 7地基与基础有关章节,并结合成都地区边坡支挡及滑坡治理的经验进行编写的。

11.5 在《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120(建设部)和《建筑基坑工程技术规范》YB 9258(冶金工业部)中,都将基坑工程安全等级划分为三级,但对基坑工程安全等级如何划分没有明确规定,具体实施时会有很大难度,表11.5.3在这方面作了初步尝试。在这个表中,按基坑深度、建筑物距基坑边线的距离及建筑物的重要性三个因素综合起来对基础安全等级进行了规定。

本节仅对基坑支护的基本原则进行了规定,详细规定应按《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120执行。

附录 F 地基土(岩)的极限承载力

采用概率极限状态设计法,是《建筑结构设计统一标准》GBJ 68中明确规定为建筑结构的设计原则。对于地基基础设计,提供地基土(岩)的极限承载力是贯彻这一原则的基本条件。

成都地区,各类土(岩)用载荷试验确定极限承载力的资料还不够充分,而原有规范中的各类土(岩)的承载力表和各種原位测试指标与地基土承载力建立的相关关系基本上是可靠和合理的,本规范基本上都沿用了这些承载力表。附录中,有的原位测试指标与地基土极限承载力关系表是中国建筑西南勘察研究院、机械部第二勘察研究院、成都市勘察测绘研究院等单位的科研成果,得到了本市工程勘察界的认同,因此也纳入在附录中。在编制过程中,对部分承载力表进行了适当调整。本规范地基土(岩)(除卵石外)的极限承载力一般按原承载力表采用2.0的安全系数换算而得。

初步判别的条款是根据《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 第 3.3.2 条的规定以及四川省建筑科学研究院的研究成果结合成都地区的勘察经验确定的。