

ICS

备案号: XXXXX

DL

中华人民共和国电力行业标准

DL/T 5219-20xx

代替 DL/T 5219-2014

架空输电线路基础设计规程

Code for design of foundation of overhead transmission
line

(征求意见稿)

20xx-xx-xx 发布

20xx-xx-xx 实施

国家能源局 发布

中华人民共和国电力行业标准

架空输电线路基础设计规程

Code for design of foundation of overhead transmission
line

DL/T 5219-20xx

代替 DL/5219-2014

主编部门：

批准部门：

实施日期：2022 年 x 月 x 日

中国计划出版社

2022 北 京

前 言

根据《国家能源局 2019 年能源领域行业标准制（修）订计划及英文版翻译出版计划的通知》（国能综通科技〔2019〕58 号文）的要求，规程编制组经广泛调查研究，认真总结了近年来我国输电线路铁塔基础的设计、施工和运行经验，收集、整理和分析国内外基础设计与应用成果，并在广泛征求意见的基础上，对原《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T5219-2014 进行修订。

本标准共分 17 章和 10 个附录。

本标准修订的主要内容是：

1. 明确架空输电线路基础设计的荷载组合及极限状态设计表达式。
2. 规定架空输电线路基础的设计等级及设计使用年限。
3. 针对架空输电线路基础型式，安全系数进行了校准调整。
4. 修订地脚螺栓种类按强度等级进行划分。
5. 修订基础设计风荷载调整系数的取值。
6. 修订钢筋混凝土立柱矩形、圆形和环形截面偏心受拉（拉弯）构件的配筋计算公式。
7. 增加钢筋混凝土立柱偏心受压构件正截面承载力的计算。
8. 修订构件斜截面承载力的计算公式。
9. 新增扩展基础下压承载力偏心矩的要求；
10. 调整了掏挖基础上拔承载力安全系数，补充了掏挖基础机械化施工的要求；
11. 调整了岩石锚杆基础设计的相关内容；
12. 新增嵌岩桩基础、PHC 管桩、挤扩支盘桩基础的相关内容。
13. 增加了桩基础水平承载力、构件承载力的计算内容。
14. 修订了装配式基础的构件承载力计算相关规定，补充了装配式基础角锥支架、板条净间距等构造要求。
15. 增加单个螺旋锚的试验要求；
16. 规定了螺旋锚基础依据 5 倍盘径区分深埋锚与浅埋锚，给出了相应的基础上拔、下压承载力计算公式。
17. 新增“电杆基础及拉盘”章节，补充了电杆基础的构造要求。
18. 新增“附属设施”章节，明确了挡土墙、护坡、截（排）水沟、

爬梯、保护帽的技术要求。

19. 新增“试验及检测”章节,规定了架空输电线路基础的试验及检测技术要求。
20. 修订腐蚀土地基、盐渍土地基、湿陷性黄土地基的相关技术要求。
21. 新增冻土基础、戈壁碎石土地基、风积沙地基的相关内容。
22. 新增水土保持和环境保护对于塔位选择和基础设计的要求。
23. 修订基础在洪水时局部冲刷的计算公式;
24. 修订整体基础的倾覆稳定计算公式。
25. 新增附录“冻土地区基础承载力计算”。

本标准自实施之日起,替代《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219-2014。

本标准由国家能源局负责管理,由电力规划设计总院提出,由能源行业电网设计标准化技术委员会负责日常管理,由中国电力工程顾问集团中南电力设计院负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送电力规划设计总院(地址:北京市西城区安德路65号,邮编:100120)。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查人员:

主编单位:中南电力设计院有限公司、东北电力设计院有限公司

参编单位:电力规划设计总院、中国电力科学研究院、西南电力设计院有限公司、西北电力设计院有限公司、华东电力设计院有限公司、河北省电力勘测设计研究院有限公司

主要起草人员:

主要审查人员:

目 次

前 言.....	I
1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术 语.....	2
2.2 符 号.....	4
3 基本规定.....	14
3.1 一般规定.....	14
3.2 基础材料.....	17
4 构件承载力计算及构造要求.....	20
4.1 一般规定.....	20
4.2 钢筋混凝土基础主柱正截面承载力计算.....	20
4.3 素混凝土基础主柱正截面承载力计算.....	24
4.4 钢筋混凝土基础底板正截面承载力计算.....	24
4.5 素混凝土基础底板正截面承载力计算.....	27
4.6 斜截面承载力计算.....	29
4.7 地脚螺栓承载力计算.....	31
4.8 插入角钢、钢管的承载力计算.....	31
4.9 构造要求.....	31
5 扩展基础.....	35
5.1 一般规定.....	35
5.2 上拔承载力计算.....	35
5.3 下压承载力计算.....	39
5.4 倾覆稳定计算.....	44
5.5 主柱和底板计算.....	44
5.6 构造规定.....	49
6 掏挖基础.....	50
6.1 一般规定.....	50
6.2 上拔承载力计算.....	50
6.3 下压承载力计算.....	54

6.4	基础立柱计算	55
6.5	构造要求	56
7	岩石嵌固基础.....	57
7.1	一般规定	57
7.2	上拔承载力计算	57
7.3	下压承载力计算	58
7.4	基础立柱计算	58
7.5	其他要求	58
8	岩石锚杆基础.....	59
8.1	一般规定	59
8.2	作用效应计算	59
8.3	基础承载力计算	60
8.4	锚杆和承台计算	62
8.5	构造要求	63
9	桩基础.....	65
9.1	一般规定	65
9.2	桩顶作用效应计算	65
9.3	桩下压承载力计算	66
9.4	桩上拔承载力计算	79
9.5	桩水平承载力与位移计算.....	82
9.6	桩身和承台计算	87
9.7	桩基构造	100
10	复合式沉井基础.....	104
10.1	一般规定	104
10.2	上拔承载力计算	104
10.3	下压承载力计算	105
10.4	沉井和承台计算	107
10.5	构造要求	107
11	装配式基础.....	109
11.1	一般规定	109
11.2	上拔承载力计算	109
11.3	下压承载力计算	109

11.4	直柱铰接型基础侧向倾覆稳定计算.....	109
11.5	直柱铰接型基础侧向滑动稳定计算.....	112
11.6	构件计算	112
11.7	构造要求	113
12	螺旋锚基础.....	115
12.1	一般规定	115
12.2	上拔承载力计算	115
12.3	下压承载力计算	119
12.4	水平承载力计算	120
12.5	构件计算	120
12.6	构造要求	121
13	电杆基础及拉盘.....	124
13.1	一般规定	124
13.2	电杆基础倾覆稳定计算.....	124
13.3	拉线盘基础上拔承载力计算.....	130
13.4	构件计算	131
13.5	构造要求	133
14	特殊土地基及基础.....	134
14.1	腐蚀土	134
14.2	盐渍土	136
14.3	湿陷性黄土	137
14.4	冻土	138
14.5	戈壁碎石土	140
14.6	风积沙	141
15	附属设施.....	144
15.1	一般规定.....	144
15.2	挡土墙.....	144
15.3	砌体护坡.....	146
15.4	截（排）水沟.....	146
15.5	爬梯.....	148
15.6	保护帽.....	148
16	水土保持和环境保护.....	149

17 试验与检测.....	150
17.1 试验.....	150
17.2 检测.....	150
附录 A 基础在洪水时的局部冲刷、漂浮物撞击力、流水动压力的计算.....	153
附录 B 基础上拔、下压及倾覆稳定和地基承载力计算用表	157
附录 C 地基岩（土）分类及承载力特征值	159
附录 D 土与混凝土基础接触面的摩阻系数	168
附录 E 地脚螺栓有效面积表	168
附录 F 输电线路基础静载试验要点	169
附录 G 整体基础、独立基础的倾覆稳定计算.....	180
附录 H 冻土地区基础承载力计算.....	186
附录 J 剪切法无因次计算参数.....	191
附录 K 水平荷载作用下桩的内力、位移计算.....	197
本标准用词说明.....	200
引用标准名录.....	201
附：条文说明	202

1 总 则

1.0.1 为了在架空输电线路杆塔基础的设计中贯彻国家的基本建设方针和技术经济政策，做到安全可靠、先进适用、经济合理、资源节约、环境友好，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于适用于架空输电线路（含大跨越）杆塔的基础设计。

1.0.3 本标准确定了架空输电线路杆塔基础的设计原则，给出了杆塔基础的设计计算方法。

1.0.4 杆塔基础设计，应从实际出发，结合地区特点，积极采用新技术、新工艺、新设备、新材料，推广采用节能、降耗、环保的先进技术和产品。

1.0.5 杆塔基础设计采用新理论、新材料或新结构型式，当缺乏实践经验时，应经过试验验证。

1.0.6 杆塔基础设计，除应符合本标准的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 原状土基础 Foundation in undisturbed soil

利用机械（或人工）在天然土（岩）中直接钻（挖）成所需要的基坑，将钢筋骨架和混凝土直接浇注于基坑内而成的基础。通常指掏挖基础、岩石嵌固基础、岩石锚杆基础。

2.1.2 掏挖基础 Drilled shaft foundation

将钢筋骨架和混凝土直接浇入人工或机械掏挖成型的土胎内一次浇注成型的基础。上部按普通基础开挖、底板在原状土内掏挖的基础称为半掏挖基础。

2.1.3 岩石嵌固基础 Drilled rock foundation

利用机械（或人工）在岩石地基中直接钻（挖）成所需要的基坑，将钢筋骨架和混凝土直接浇注于岩石基坑内而成的基础。

2.1.4 岩石锚杆基础 Rock anchor foundation

以锚杆作为主要受拉构件，以岩体作为锚固主要持力层的基础。

2.1.5 扩展基础 Spread foundation

由底板和主柱组成的扩散上部结构荷载的开挖回填基础。通常指混凝土台阶基础、钢筋混凝土板柱基础、重力式基础等。

2.1.6 混凝土台阶基础 Stepped concrete foundation

基础底板的台阶宽高比不小于 1.0，基础底板内不配置受力钢筋的混凝土基础，简称台阶基础。

2.1.7 钢筋混凝土板柱基础 Pad and chimney foundation

立柱和底板内均配置受力钢筋，其底板的台阶宽高比不小于 1.0（不宜大于 2.5）的钢筋混凝土基础，简称板柱基础。当基础的立柱与基础底板不垂直时简称斜柱基础。

2.1.8 重力式基础 Gravity foundation

抗拔稳定主要靠基础的自重、不考虑基础上部土体抗拔作用的基础。

2.1.9 整体基础 Monolithic foundation

单块混凝土组成，塔脚或地脚螺栓埋在混凝土内的基础。

2.1.10 独立基础 Separate foundation

用于传递单杆或单个塔腿荷载的单独基础。

2.1.11 桩基础 Pile foundation

由基桩或桩和连接于桩顶端的承台组成的基础，桩基础分为单桩基础和群桩基础。

2.1.12 微型桩基础 Micropiles foundation

由小直径现场灌注钢筋混凝土桩和连接于桩顶承台共同组成的基础，又称树根桩基础。

2.1.13 挤扩支盘桩基础 Pile with expanded branches and plates

采用挤扩工艺在桩侧不同部位形成若干分支和承力盘的桩基础。

2.1.14 嵌岩桩基础 Rock-socketed pile

桩底嵌固于岩石中一定长度的桩基础。

2.1.15 预应力高强混凝土管桩基础 Prestress high strength concrete pile

采用预应力工艺法制成的一种空心筒体细长混凝土预制桩基础。

2.1.16 复合式沉井基础 Combined cassion foundation

上部为混凝土承台，下部是薄壁钢筋混凝土沉井联合组成的基础，称为复合沉井基础。

2.1.17 装配式基础 Fabricated foundation

用两个或两个以上预制构件经装配、连接拼装组合而成的基础。

2.1.18 螺旋锚基础 Helix anchor foundation

由锚杆、锚盘和锚头共同组成螺旋锚，螺旋锚基础可分为单锚和群锚。

2.1.19 预制基础 Prefabricated foundation

采用工厂化一次性预制而成的（如电杆的底盘、拉盘、卡盘等）基础。

2.1.20 不等高基础 Unequal foundation

在一基塔的基础中某一个腿的基础，其立柱露出设计基面线的高度 H_0 与其它腿基础不同时（如图 2.1.20），就称该铁塔的基础为不等高基础。

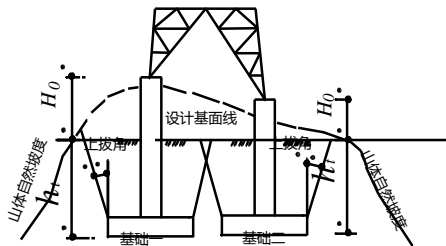


图 2.1.20 不等高基础示意图

2.1.21 原状抗拔土体 Undisturbed soil against uplift resistance

处于天然结构状态的黏性土或经夯实后可达到天然密实状态的砂类回填土等。

2.2 符 号

2.2.1 作用与作用效应

- E_p — 被动土压力；
 E_a — 主动土压力；
 F_l — 地基土净反力；局部受压面上作用的局部荷载或局部压力；
 F_r — 设计冻结深度内的切向冻胀力标准值；
 F_k — 荷载效应标准组合轴心竖向力作用下的下压力；
 G_k — 基础及上覆土自重（挡土墙每延米自重）；
 G_f — 基础的自重；
 G_{kl} — 与沉井和承台同体积的浮力；
 G_{sp} — 群桩基础所包围体积的桩土总自重设计值除以总桩数；
 G_p — 单桩（土）或基桩（土）自重；
 H — 作用于基础顶面上的横向力；
 H_k — 作用于基础上的水平力标准值；
 M — 计算截面处弯矩；
 M_0 — 作用于基础顶面上的弯矩
 M_h — 作用于基底截面上的弯矩；
 M_{1-1} 、 M_{2-2} — 计算截面1-1、2-2的弯矩；
 M_x 、 M_y — 作用于基础底面、任一截面或承台顶面上 x 、 y 方向的力矩；
 N_k — 荷载效应标准组合轴心竖向力作用下，基桩或复合基桩的平均竖向力；
 N_o — 扣除底板上土重的作用于底板上的轴向压力；
 N_i — i 桩桩顶承受的轴向压力；
 N_v^b 、 N_c^b — 每个螺栓的承剪、承压承载力；

p_k —基础底面处的平均压力标准值；
 p_{cz} —软弱下卧层顶面处土的自重压力；
 p_c —基础底面处土的自重压力；
 P_k —上卡盘横向压力；
 $p_{k\max}$ —基础底面边缘的最大压力；
 $p_{k\min}$ —基础底面边缘的最小压力；
 p_0 —基础底面计算截面上的压力；底板平均压力设计值；基础底面处的附加压力标准值；
 p_1 、 p_2 —底板I、II平均压力；
 p_s —基础底面单位面积上的土反力；
 p_z —软弱下卧层顶面处的附加压力；
 p_j —地基土单位面积净反力；
 Q_k —下卡盘作用力；
 R_B —作用于底板上的水平力；
 T —拉线盘垂直平分面内的拉线拉力；
 T_E —基础上拔力设计值；
 T_{Ei} —单根锚筋或地脚螺栓强度的上拔力；桩顶拔力；
 T_0 —作用于计算截面上的纵向拉力；
 T_f —冻结期基础上拔力标准值；
 T_k —基础上拔力标准值；
 T_T —60%基本风速对应的风荷载、100%的线条张力及永久荷载共同作用下产生的基础上拔力标准值；
 S_0 —上部结构水平作用力；
 V —计算截面剪力；
 V_s —垂直于插入角钢的剪力；
 x —土压力；
 s —地基最终沉降量；
 s^i —按分层总和法计算出的地基变形量；
 Δ'_{si} —在计算深度范围内，第*i*层土的计算变形值；
 Δ'_{sn} —在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值；
 σ_{\max} —主柱侧向最大土压力值；
 σ_z —作用于软弱下卧层顶面的附加应力。

2.2.2 材料性能与抗力

- E_c —混凝土弹性模量；
- EI —抗弯刚度；
- E_{si} —基础底面下第*i*层土的压缩模量；
- \bar{E}_s —钢筋弹性模量；压缩模量当量值；
- \bar{E}_{s1} —上层土压缩模量；
- \bar{E}_{s2} —下层土压缩模量；
- I_p —塑性指数；
- Q_{sk} 、 Q_{pk} —分别为单桩总极限侧阻力和总极限端阻力；
- Q_{uk} —单桩下压极限承载力；
- R —基桩或复合基桩竖向承载力特征值；
- R_1 、 R_2 —上部基础、锚杆部分上拔承载力特征值；
- R_b —锚杆与岩层间的极限粘结承载力标准值；
- R_j —单桩竖向承载力特征值；
- R_s —岩体的抗剪极限承载力标准值；
- R_{Tk} —地基单向抗拔极限承载力标准值；
- R_{sk} ——季节活动层以下的桩基冻结力特征值；
- R_{pk} ——季节活动层以下的桩基端阻力特征值；
- R_γ —石材的极限抗弯强度；
- M_j —极限倾覆力矩；
- S_j —极限倾覆力；
- T_{gk} —群桩呈整体破坏时基桩的上拔极限承载力；
- T_{uk} —单桩或基桩的上拔极限承载力；
- V_{cs} —构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力；
- c —按饱和和不排水剪或相当于饱和和不排水剪方法确定的黏聚力；
- f_{ak} —地基承载力特征值；
- f_a —修正后的地基承载力特征值；
- f_{az} —软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值；
- f_{cia} —桩侧各层土与基础间的冻结强度特征值；
- f_{rk} —岩石饱和单轴抗压强度标准值；
- f_c —混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{ck} — 混凝土轴心抗压强度标准值；
 f_g — 地脚螺栓抗拉强度设计值；
 f_t — 混凝土轴心抗拉强度设计值；
 f_{tk} — 混凝土轴心抗拉强度标准值；
 f_y — 钢筋抗拉强度设计值；
 f_y^l — 钢材的抗压强度设计值；
 f_τ — 钢材的抗剪强度设计值；
 f_{y0} — 钢材的抗拉或抗压强度设计值；
 f_{yk} — 钢材最低抗拉强度标准值；
 f_v^b 、 f_c^b — 螺栓的抗剪和构件的承压强度设计值；
 q_{ipa} — 桩端冻土端阻力特征值；
 q_{sik} — 桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值；
 q_{pk} — 极限端阻力标准值；
 σ_y — 屈服点；
 σ_b — 抗拉强度；
 γ_i — 软弱层顶面以上各土层重度设计值；
 τ_a — 钢筋与砂浆或细石混凝土间的黏结强度；
 τ_b — 锚杆与岩土层间极限粘结强度标准值；
 τ_f — 冻土的抗剪强度；
 τ_i — 各层土中单位切向冻胀力标准值；
 τ_s — 岩体等代极限剪切强度标准值；
 φ — 土的内摩擦角；
 φ_f — 寒季冻结期基础作用力折减系数；
 β — 等代内摩擦角；
 γ_c — 混凝土的重度；
 γ_s — 基础底面以上土的加权平均重度；

2.2.3 几何参数

a — 锚杆群的外切圆直径；

A —基础底面面积、构件截面面积；
 A_b —局部受压时的计算底面积；
 A_c —承台底地基土净面积；
 A_c —地脚螺栓的有效面积；
 A_h —计算截面的混凝土面积；
 A_i —设计冻深内与各层土冻结在一起的基础侧表面积；
 A_k —卡盘的侧面面积；
 A_0 —计算截面折算面积、桩群外缘矩形面积的长边长；桩端面积；
 A_s —纵向受拉钢筋截面面积；
 A_{sv1} —单肢箍筋截面面积；
 A_{sx} —正截面平行于X轴两侧钢筋的截面面积；
 A_{sy} —正截面平行于Y轴两侧钢筋的截面面积；
 A_l —混凝土局部受压面积、冲切荷载多边形面积；
 A_n —混凝土净截面面积，单根锚筋截面面积；
 B —方形底板宽度；
 B_0 —桩群外缘矩形面积的短边长；
 d_0 —基柱的直径；
 D_e —桩端等代直径；
 D 、 D_0 —圆形底板直径、计算截面直径；
 H_0 —作用点至设计地面处的距离；
 H_g —杆塔高度；
 I —截面的惯性矩；
 l —基柱的入土深度；
 L —长度或距离；
 θ —基底展开角（剪切法）、岩体等代剪切角；
 θ_1 —基础底板上平面坡角（土重法）；
 V_0 —基础体积；
 V_1 — h_f 埋深内的土和基础体积；
 W —截面抵抗矩；
 W_x 、 W_y —基础底面绕X和Y轴的抵抗矩；
 W_0 —换算截面弹性抵抗矩；

- W_p — 桩底截面抵抗矩。
 X_i 、 Y_i — 通过群锚重心 X 、 Y 轴的距离；
 z — 基础底面至软弱下卧层顶面的距离；
 Z_x — 平行于 Y 轴两侧纵向钢筋截面面积重心间距；
 Z_y — 平行于 X 轴两侧纵向钢筋截面面积重心间距；
 a_0 、 b_0 — 基础的计算宽度；
 a_1 、 b — 基础宽度；
 h_{ox} — 计算截面有效高度；
 a_b — 冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长；
 a_g — 截面边缘至纵向钢筋截面中心的距离；
 a_t — 冲切破坏锥体最不利一侧斜截面上边长；
 a_m — 冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；
 α_0 — 挡土墙基底的倾角；
 b_1 、 l_1 — 底板处柱截面的长度和宽度；
 d_1 — 上卡盘厚度、锚筋或地脚螺栓直径；
 d_2 — 上卡盘宽度；
 d_3 — 下卡盘厚度；
 d_4 — 下卡盘宽度；
 d_0 — 柱的计算直径或宽度；
 d — 圆形截面的直径，钢筋或地脚螺栓直径；
 D — 圆形底板直径、锚杆直径；
 e 、 e_0 — 轴向力对截面重心的偏心距；天然孔隙比；
 e_a — 附加偏心距；
 e_{ox} — T_E 沿 X 轴方向的偏心距；

- e_{0y} — T_E 沿Y轴方向的偏心距；
- h — 自设计地面算起的锚固深度、截面高度、锚杆基础在岩土层内的埋深；挡土墙高度；
- h_b — 基础冲切破坏锥体的有效高度；
- h_c — 基础上拔临界深度；
- h_f — 基础埋入多年冻土层的深度；
- h_0 — 截面的有效高度、有效锚固深度；
- h_t — 基础的埋置深度；
- h_1 — 设计地面至卡盘中心的距离；
- h_i — 承台底面以下各层土的厚度；
- l — 矩形基础的长度；
- l_a — 锚筋、地脚螺栓的锚固长度；
- l_b — 锚杆在岩土层内计算锚固长度；
- l_i — 与第 i 层土对应的桩长；
- l_0 — 悬臂、有效锚固长度；
- r_s — 纵向钢筋所在圆周的半径；
- r — 角钢内圆角的半径、圆形截面的半径；
- r_g — 截面中心至纵向钢筋截面中心的距离；
- s — 钢筋的间距；
- t — 角钢厚度；
- u — 设计周长；
- u_i — 破坏表面周长；
- u_L — 桩群外围周长；
- x — 土压力、反力分布长度、混凝土受压区高度；
- x_0 — 挡土墙重心距墙趾的水平距离；
- x_i 、 y_i — 通过重心轴y、x的距离；

X_i 、 Y_i —锚杆*i*至通过群锚形心Y轴和X轴的距离；
 y —自设计地面起算的深度；
 y_1 —设计地面至上卡盘的距离；
 y_2 —设计地面至下卡盘的距离；
 z —地面至软弱层顶面的深度、土压力作用点离墙踵的距离；
 z_h —活动层厚度；
 z_n —沉降计算深度；
 z_i 、 z_{i-1} —基础底面至第*i*层土、第*i-1*层土底面的距离；
 ΔV — $(h_t - h_c)$ 范围内的基础体积；
 ΔV_t —相邻基础影响的微体积；
 θ —地基压力扩散线与垂直线的夹角；
 ω —斜向与水平地面的夹角，线拉力与水平地面的夹角；
 ω_1 —拉线盘上平面与垂面的夹角；
 Σt —在同一受力方向的承压构件较小总厚度；

2.2.4 计算参数及其他

A_i —第*i*层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；
 κ —安全系数；
 K_h —基础滑动稳定的设计附加分项系数；
 K_o —计算宽度空间增大系数；
 K_v —土重法圆形底板相邻上拔基础影响系数；
 k_1 、 k_2 —上部基础、锚杆部分承载力发挥系数；
 L_1 、 L_2 —上、下卡盘计算长度；
 $L_上$ 、 $L_下$ —上、下卡盘的全长；
 M_b 、 M_d 、 M_c —承载力系数；
 a_t —纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值；
 \bar{a}_i 、 \bar{a}_{i-1} —基础底面计算点范围内平均附加应力系数；
 m —土压力参数、桩侧土水平抗力系数的比例系数；
 m_h —承载应力修正系数；

- m_d —清底系数；
- m_0 —基底地基土竖向抗力系数的比例系数；
- C_0 —基底地基土的竖向抗力系数；
- n —数目、地基沉降计算深度范围内所划分的土层数、计算截面纵向钢筋总根数、剪切法抗拔土体滑动面形态参数；
- n_x —平行于X轴方向一侧钢筋根数；
- n_y —平行于Y轴方向一侧钢筋根数；
- α —上拔角；对应于受压区混凝土截面面积的圆心角（rad）与 2π 的比值；钢筋的外形系数；基柱的变形系数；
- α_p —多年冻土地基中的上拔角；
- γ —基础底面以下土、桩侧土的有效重度；
- γ_{bg} —钢筋配筋调整系数；
- γ_{E1} —基础底板展开角影响系数；
- γ_{E2} —相邻基础影响系数；
- γ_E —水平力影响系数；
- γ_G —永久荷载分项系数；
- γ_l —受拉区混凝土塑性影响系数、锚固长度修正系数；
- γ_{sc} —石材的强度设计附加系数；
- γ_θ —基底展开角影响系数（剪切法）；
- $\gamma_{\theta 1}$ —基础底板上平面坡角影响系数（土重法）；
- λ —与相邻抗拔土体剪切面有关的系数；
- λ_f —桩入土深度影响系数；
- λ_i —抗拔系数；
- η_b 、 η_d —基础宽度和埋深的地基承载力修正系数；
- ξ —土的侧压力系数、群锚效应系数；

ξ_y —采用2根或2根以上钢筋点焊成束做锚筋，界面的粘结强度降低系数；

ψ —锚固长度影响系数；

ψ_s —沉降计算经验系数；

ψ_{si} 、 ψ_p —大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数；

ζ_r —嵌岩段侧阻和端阻综合系数；

ψ_τ —基础表面状态修正系数；

μ —土与基础接触面间的摩阻系数；土对挡土墙基底摩擦系数；

η_c —承台效应系数；

η_k —卡盘埋深与主柱埋深有关的比例系数；

ρ_g —桩身配筋率；

β_{hp} —冲切承载力截面高度影响系数；

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 地基基础设计应根据线路电压等级、杆塔规模和功能特征，以及由于地基问题可能造成杆塔破坏或影响正常使用的程度分为三个设计等级，设计时应根据具体情况按表 3.1.1 选用。

表 3.1.1 地基基础设计等级

设计等级	杆塔及地基类型
甲级	大跨越的杆塔 场地及地基条件复杂的杆塔
乙级	除甲级、丙级以外的杆塔
丙级	一般线路的杆塔、微波塔

3.1.2 地基基础设计应符合下列规定：

1 地基基础设计应保证基础结构的强度，并满足地基承载力计算的有关规定。

2 设计等级为甲级，应进行地基变形计算，控制地基变形在容许范围内。

3 设计等级为乙级、丙级，且处于软弱地基的耐张转角塔、终端杆塔基础，应进行地基变形验算。

3.1.3 对位于地震烈度 7 度及以上地区的杆塔基础，当场地为饱和砂土或饱和粉土时，均应考虑地基液化的可能性，并应采取必要的抗震措施。

3.1.4 地基基础设计前应进行岩土工程勘察，并应符合下列规定：

1 岩土工程报告应包含不良地质作用，地层结构及其均匀性，各岩土层的物理力学性质指标、对材料的腐蚀性；地下水埋藏情况、类型、水位变化情况、对材料的腐蚀性，抗震设防区饱和砂土及粉土的液化判别，基础方案建议。

2 地基评价宜采用钻探取样、室内土工试验、触探，并结合其他原位测试方法进行。

3 地基应进行施工验槽，地基条件与原勘察报告不符时，应进行施工勘察。

3.1.5 地基基础的设计，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深时，作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合，相应的抗力采用地基承载力特征值。

2 确定桩数和布桩时，作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；相应的抗力采用基桩或复合基桩承载力特征值。

3 计算挡土墙、地基稳定以及基础上拔承载力时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为 1.0。

4 对于桩基础，计算水平地震作用、风载作用下的桩基水平位移时，作用效应按水平地震作用、风载作用的标准组合。其他基础及其他情况下的桩基础，计算地基变形和基础位移时，作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合（年平均气温，无风，无冰），相应的限值为地基变形和基础位移允许值。

5 确定基础的构件截面尺寸、内力、配筋、预埋件和验算材料强度时，作用效应应按承载力极限状态下作用的基本组合。

6 当需要验算基础裂缝宽度时，作用效应满足如下要求：

1) 桩基础的承台和其他基础，采用正常使用极限状态下作用的标准组合（年平均气温，风速 5m/s，无冰）。

2) 桩基础的桩身，采用正常使用极限状态下作用准永久组合（年平均气温，无风，无冰）。

7 抗震验算时，地震作用效应采用年平均温度，有风无冰。

8 基础的结构重要性系数 γ_0 ，不应低于上部结构。

9 基础设计（包括地脚螺栓、插入角钢设计）时，基础作用力按如下计算：

1) 当杆塔全高不超过 60m 时，杆塔风荷载调整系数 $\beta_z = 1.0$ ；

2) 当杆塔全高 60m 及以上时，杆塔风荷载调整系数 β_z 不小于 1.3，宜采用由下到上逐段增大的数值。

3.1.6 基础设计使用年限不应低于下列限值：

1 330kV 及以下杆塔的基础设计使用年限为 30 年。

2 330kV 以上杆塔的基础设计使用年限为 50 年。

3.1.7 基础的上拔承载力和倾覆稳定计算，其设计安全系数不应小于表 3.1.7 规定的数值。

表 3.1.7 上拔承载力和倾覆稳定的设计安全系数

设计条件	上拔						上拔	倾覆
	K_1						K_2	K_3
基础型式 塔型	掏挖 基础	重力式 基础	锚杆 基础	嵌岩桩 基础	桩基 基础	其他类 型基础	/	各类型 基础
悬垂直线 杆塔	2.3	1.2	2.0	2.5	1.6	1.5	1.1	1.5
耐张直线 (0°转角) 及悬垂转 角杆塔	2.7	1.3	2.2	2.8	2.0	1.8	1.1	1.8
耐张转角、 终端及大 跨越杆塔	3.4	1.5	2.5	3.0	2.5	2.2	1.1	2.2

注：其他类型基础指扩展基础（非重力式）、岩石嵌固基础、复合沉井基础、装配式基础、螺旋锚基础、拉盘基础。

3.1.8 基础的选型和设计应根据工程要求、岩土工程条件、施工条件等因素综合确定。

3.1.9 当环境对基础有腐蚀作用时，基础设计应采取适宜有效的防护措施。在荷载作用下钢筋混凝土构件的裂缝最大宽度计算值不应大于 0.2mm。

3.1.10 在河滩上或内涝积水地区设置塔位时，除有特殊要求外，基础主柱顶面高程不应低于 5 年一遇洪水水位高程。

3.1.11 在水中立塔的塔位，基础设计时，应计算洪水冲刷、流水动压力、漂浮物撞击等作用，可按照附录 A 的规定确定。必要时可采取防护措施。

3.1.12 基础的埋深不应小于 0.5m。冻土地基的基础埋深应满足本标准第 14.4 节的相关要求。膨胀土地区的基础埋深应遵照《膨胀土地区建筑技术规范》GB50112 的有关要求确定。

3.1.13 位于地下水位以下的基础重度和土体重度应按浮重度计算：混凝土基础的浮重度可取 12kN/m³；钢筋混凝土基础的浮重度可取 14kN/m³；土的浮重度可取 8kN/m³~11kN/m³。

3.1.14 基础设计应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，钢筋混凝土基础应符合《混凝土结构耐久性设计标准》GB/T 50476 的要求，金属基础应符合《钢结构设计标准》GB50017 的要求。

3.1.15 对地基变形有计算要求的杆塔基础，其最大倾斜率 δ （不含基础预偏值）应满足表 3.1.15 的要求。

表 3.1.15

地基变形允许值

杆塔总高度 H_g (m)	$H_g \leq 50$	$50 < H_g \leq 100$	$100 < H_g \leq 150$	$150 < H_g \leq 200$	$200 < H_g \leq 250$	$250 < H_g \leq 300$
δ	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.0015

注：倾斜率指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。

3.1.16 计算地基变形时，地基内的应力分布计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定。

3.2 基础材料

3.2.1 基础采用的混凝土强度等级不应低于 C20。当基础主筋采用 400MPa 及以上时，混凝土强度等级不应低于 C25。

3.2.2 混凝土强度标准值按表 3.2.2 确定。

表 3.2.2 混凝土强度标准值 (N/mm²)

强度种类	符 号	混 凝 土 强 度 等 级						
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗压	f_{ck}	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4
轴心抗拉	f_{tk}	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64

3.2.3 混凝土强度设计值按表 3.2.3 确定。

表 3.2.3 混凝土强度设计值 (N/mm²)

强度种类	符 号	混 凝 土 强 度 等 级						
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗压	f_c	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1
轴心抗拉	f_t	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89

3.2.4 混凝土的弹性模量按表 3.2.4 确定。




表 3.2.4 混凝土弹性模量 ($\times 10^4$ N/mm²)

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
弹性模量 E_c	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45

3.2.5 普通钢筋强度设计值和弹性模量按表 3.2.5 确定。

表 3.2.5 普通钢筋强度设计值和弹性模量 (N/mm²)

种 类	符 号	公称直径 d (mm)	抗拉强度 f_y	抗压强度 f'_y	弹性模量 E_s	抗剪强度 f_t	
热轧	HPB300	ϕ	6~14	270	270	2.1×10^5	115

钢筋	HRB335		6~14	300	300	2.0×10^5	155
	HRB400 HRBF400 RRB400		6~50	360	360	2.0×10^5	180
	HRB500 HRBF500		6~50	435	435	2.0×10^5	195

注：受剪、受扭、受冲切箍筋的抗拉强度设计值不大于 360 N/mm^2 。

3.2.6 预应力筋强度设计值和弹性模量按表 3.2.6 确定。

表 3.2.6 预应力筋强度设计值和弹性模量 (N/mm^2)

种类	极限强度标准值 f_{ptk}	抗拉强度设计值 f_{py}	抗压强度设计值 f'_{py}	弹性模量 E_s
中强度预应力钢丝	800	510	410	2.05×10^5
	970	650		
	1270	810		
消除应力钢丝	1470	1040	410	
	1570	1110		
	1860	1320		
钢绞线	1570	1110	390	
	1720	1220		
	1860	1320		
	1960	1390		
预应力螺纹钢筋	980	650	400	2.0×10^5
	1080	770		
	1230	900		

3.2.7 地脚螺栓的强度设计值按表 3.2.7 确定，其他性能应符合现行行业标准《输电杆塔用地脚螺栓与螺母》DL/T1236 的有关要求。

表 3.2.7 地脚螺栓的强度设计值 (N/mm^2)

性能等级	抗拉强度设计值 f_s
4.6 级	160
5.6 级	200
8.8 级	310

注：1、对 4.6、5.6 级地脚螺栓制造用钢材，如存在冷作硬化现象，应进行热处理消除。
2、8.8 级地脚螺栓在施工和安装时不允许对其进行焊接。

3.2.8 无缝钢管的强度设计值按表 3.2.8 确定。

表 3.2.8

无缝钢管的强度设计值 (N/mm²)

牌号	壁厚 (mm)	抗拉强度设计值 f_y
Q235	≤ 16	215
	$> 16, \leq 30$	205
Q355	≤ 16	305
	$> 16, \leq 30$	290
Q390	≤ 16	345
	$> 16, \leq 30$	330
Q420	≤ 16	375
	$> 16, \leq 30$	355

4 构件承载力计算及构造要求

4.1 一般规定

4.1.1 构件承载力的计算一般应包括下列内容:

- 1 基础主柱、底板或其他构件的正截面承载力计算;
- 2 基础主柱、连梁或其他构件的斜截面承载力计算;
- 3 地脚螺栓承载力计算;
- 4 插入角钢、钢管的承载力计算。

4.1.2 当基础需进行抗震验算时,其构件承载力调整系数 γ_{RE} 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定采用。

4.2 钢筋混凝土基础主柱正截面承载力计算

4.2.1 钢筋混凝土基础主柱承载力计算时,当主柱埋于回填土基坑并与底板固接时,可不考虑侧向土压力对内力计算的有利因素;当主柱埋于原状土中时,应考虑侧向土压力的作用,可按照 6.4 节的有关规定确定。

对于斜柱基础,柱顶基础作用力应先将坐标系转换到与斜柱垂直的正截面上,然后再进行主柱正截面、斜截面承载力计算。

4.2.2 对称配筋的矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件,其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$A_s \geq 2.0 \frac{T_E}{f_y} \left(\frac{1}{2} + \frac{n}{2} \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{n_x Z_y} \right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{n_y Z_x} \right)^2} \right) \quad (4.2.2-1)$$

$$A_{sy} \geq 2.0 \frac{T_E}{f_y} \left(\frac{n_y}{n} + \frac{2e_{0y}}{n_x Z_y} + \frac{e_{0x}}{Z_x} \right) \quad (4.2.2-2)$$

$$A_{sx} \geq 2.0 \frac{T_E}{f_y} \left(\frac{n_x}{n} + \frac{2e_{0x}}{n_y Z_x} + \frac{e_{0y}}{Z_y} \right) \quad (4.2.2-3)$$

式中:

T_E — 轴向拉力设计值, kN;

A_s — 正截面的全部纵向钢筋截面面积, m^2 ;

A_{sx} — 正截面平行于 X 轴两侧钢筋的截面面积, m^2 ;

A_{sy} — 正截面平行于 Y 轴两侧钢筋的截面面积, m^2 ;

e_{ox} — T_E 沿 X 轴方向的偏心距, m ;

e_{oy} — T_E 沿 Y 轴方向的偏心距, m ;

Z_x — 平行于 Y 轴两侧纵向钢筋截面面积重心间距, m ;

Z_y — 平行于 X 轴两侧纵向钢筋截面面积重心间距, m ;

n — 截面内纵向钢筋总根数;

n_x — 平行于 X 轴方向一侧钢筋根数;

n_y — 平行于 Y 轴方向一侧钢筋根数;

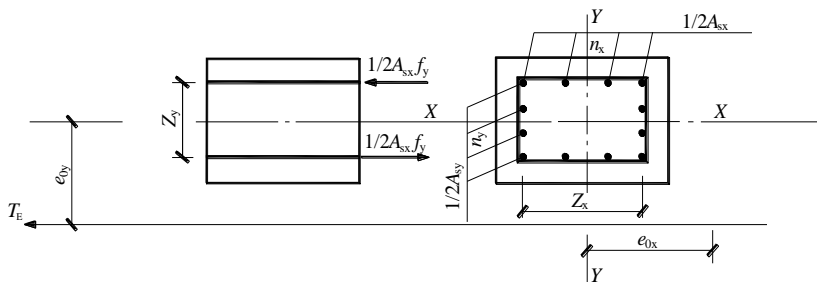


图 4.2.2-1 矩形截面双向偏心受拉正截面承载力计算简图

4.2.3 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形和环形截面钢筋混凝土偏心受拉（拉弯）构件（见图 4.2.3-1），截面的纵向钢筋截面面积应符合下列要求：

$$T_E \leq \frac{1}{\frac{1}{T_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (4.2.3-1)$$

式中：

e_0 —— 轴向拉力作用点至截面重心的距离, m ;

T_{u0} —— 构件的轴心受拉承载力设计值, kN , 可按下式计算:

$$T_{u0} = f_y A_s \quad (4.2.3-2)$$

M_u ——按通过轴向拉力作用点的弯矩平面计算的正截面受弯承载力设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$, 可分别按圆形和环形截面受弯构件的正截面受弯承载力计算公式进行计算:

1 对于沿周边均匀配置纵向普通钢筋(纵向普通钢筋的数量不少于 6 根)的圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力 M_u , 应符合下列规定:

$$M_u = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi \alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (4.2.3-3)$$

$$\alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi \alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s = 0 \quad (4.2.3-4)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (4.2.3-5)$$

A ——圆形截面面积, m^2 ;

A_s ——全部纵向普通钢筋的截面面积, m^2 ;

r ——圆形截面的半径, m ;

r_s ——纵向普通钢筋重心所在圆周的半径, m ;

α ——对应于受压混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值;

α_t ——纵向受拉普通钢筋截面面积与全部纵向普通钢筋截面面积的比值, 当 α 大于 0.625 时, 取 α_t 为 0。

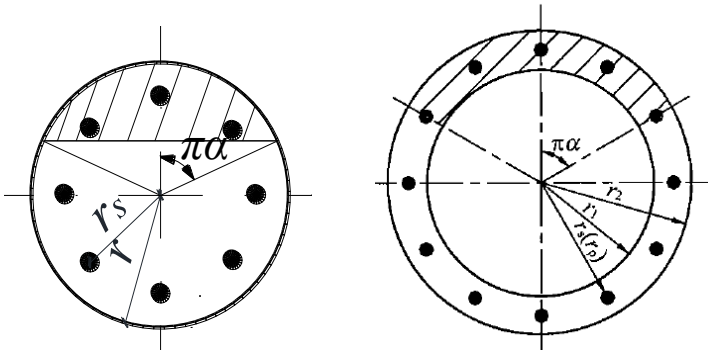


图 4.2.3-1 沿周边均匀配筋的圆形和环形截面

2 对于沿周边均匀配置纵向普通钢筋(纵向普通钢筋的数量不少于 6 根且 r_1/r_2 不小于 0.5)的环形截面受弯构件的正截面受弯承载力 M_u , 应符合下列规定:

$$M_u = \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (4.2.3-6)$$

$$\alpha \alpha_1 f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s = 0 \quad (4.2.3-7)$$

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (4.2.3-8)$$

A —— 环形截面面积, m^2 ;

A_s —— 全部纵向普通钢筋的截面面积, m^2 ;

r_1, r_2 —— 环形截面的内、外半径, m ;

r_s —— 纵向普通钢筋重心所在圆周的半径, m ;

α —— 受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值;

α_t —— 纵向受拉普通钢筋截面面积与全部纵向普通钢筋截面面积的比值, 当 α 大于 $2/3$ 时, α_t 取为 0。

当 α 小于 $\arccos\left(\frac{2r_1}{r_1 + r_2}\right)/\pi$ 时, 环形截面受弯构件的正截面

受弯承载力 M_u 可按上述 1 规定的圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力公式计算。

4.2.4 对截面具有两个互相垂直的对称轴的钢筋混凝土双向偏心受压构件, 其正截面受压承载力可按下列近似公式计算:

$$N_E \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (4.2.4-1)$$

式中:

N_E —— 双向偏心受压时, 在 X 轴和 Y 轴方向的偏心距分别为 e_{0x} 和 e_{0y} 时截面的轴向压力设计值, kN ;

N_{u0} —— 截面轴心受压承载力设计值, kN ;

N_{ux} —— 轴心压力作用于 X 轴并考虑相应的计算偏心距 e_{0x} 后, 按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值, kN ;

N_{uy} —— 轴心压力作用于 Y 轴并考虑相应的计算偏心距 e_{0y} 后, 按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值, kN 。

4.3 素混凝土基础主柱正截面承载力计算

4.3.1 素混凝土受拉构件(见图 4.3.1)的正截面承载力应按式(4.3.1)计算:

$$\frac{T_E}{A_h} + \frac{M}{\gamma_1 W_0} \leq 0.59 f_t \quad (4.3.1)$$

式中:

M —作用计算截面 $X-X$ 上的弯矩设计值, N m;

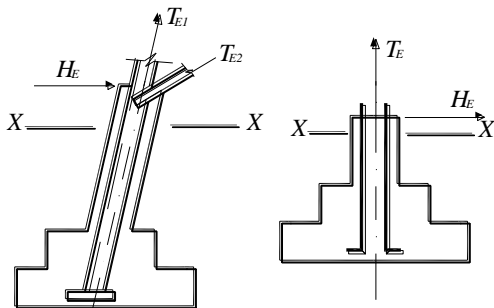
A_h —计算截面混凝土面积, m^2 ;

W_0 —混凝土计算截面弹性抵抗矩, m^3 ;

γ_1 —受拉区混凝土塑性影响系数; 矩形截面时取 $1.55(0.7 + 120/h)$, 圆形截面时取 $1.60(0.7 + 60/r)$;

h —截面高度, 当 $h < 400$ 时取 $h = 400$, 当 $h > 1600$ 时取 $h = 1600$, mm;

f_t —混凝土的轴心抗拉强度设计值, 按表 3.2.3 取用。



a) 塔脚主材锚入底板中

b) 底脚螺栓锚入底板中

图 4.3.1 混凝土基础主柱正截面承载力计算简图

4.4 钢筋混凝土基础底板正截面承载力计算

4.4.1 当台阶的宽高比不大于 2.5 和偏心距不大于基础宽度的 1/6 时, 计算截面的弯矩可按第 5 章 5.5.2 节相关公式计算。

4.4.2 钢筋混凝土矩形底板的正截面受拉钢筋宜按单筋矩形截面计算, 其纵向受拉钢筋截面面积可按式(4.4.2)计算:

$$A_s = \frac{M}{(h_0 - 0.5x)f_y} \quad (4.4.2)$$

式中：

x —混凝土受压区高度， $x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{f_c b}}$ ，且 $x \leq \xi_b h_0$ ，

ξ_b 为相对界限受压区高度，mm；

A_s —垂直于 M_I 或 M_{II} 截面的底板下部（承压时）或上部（承拉时）纵向受拉钢筋截面面积， mm^2 ；

h_0 —底板计算截面的有效高度，mm；

M —计算截面 1-1 或 2-2 处的弯矩设计值，N mm。

4.4.3 底板在下压荷载作用下，当无上部纵向钢筋和腹筋时，底板的受冲切承载力应满足下列要求：

1 矩形截面柱作用于矩形底板时（见图 4.4.3），在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力可按下列公式计算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad (4.4.3-1)$$

$$a_m = \frac{a_t + a_b}{2} \quad (4.4.3-2)$$

式中：

F_l —作用在 A_l 上的地基土净反力设计值，见第 5 章 5.5.3 节相关规定，kPa；

β_{hp} —受冲切承载力截面高度影响系数，当 $h \leq 0.8\text{m}$ 时，取

$\beta_{hp} = 1.0$ ，当 $h \geq 2.0\text{m}$ 时，取 $\beta_{hp} = 0.9$ ，其间按线性内插法取用；

a_t —冲切破坏锥体最不利一侧斜截面上边长，当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽，当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽，m；

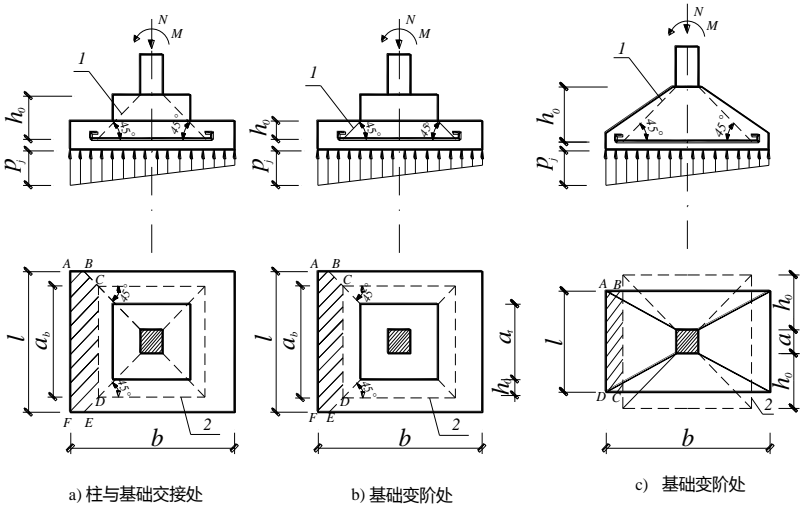
a_b —冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内 [见图 4.4.3 (a)、(b)]，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度，当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度，当

冲切破坏锥体的底面在 l 方向落在基础底面以外, 即 $a + 2h_0 > l$ 时 [见图 4.4.3 (c)], $a_b = l$, m ;

h_0 —基础冲切破坏锥体的有效高度, m ;

A_1 —考虑冲切荷载时取用多边形面积(图 4.4.3 中阴影面积), m^2 ;

a_m —冲切破坏锥体最不利一侧计算长度, m 。



注: 1-冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面; 2-冲切破坏锥体的底面线

图 4.4.3 阶形基础受冲切承载力计算截面位置

2 圆形和环形截面柱作用于底板的冲切承载力可按式(4.4.3-3)计算:

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t(d+h_0)\pi h_0 \quad (4.4.3-3)$$

式中:

d —柱的外径, m 。

4.4.4 底板在上拔荷载作用下(图 4.4.4), 当无腹筋时可按式(4.4.4-1)计算抗剪承载能力:

$$V \leq 0.6b_0h_0f_t \quad (4.4.4-1)$$

式中:

V —计算截面的剪力设计值, 按第 5 章 5.5.4 节的相关规定计算, kN 。

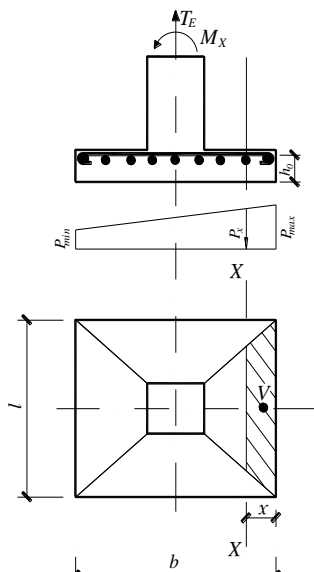


图 4.4.4 底板上拔时剪切承载力计算简图

4.5 素混凝土基础底板正截面承载力计算

4.5.1 素混凝土基础底板在下压荷载作用时，其基底净压力设计值 p_j 不得大于表 4.5.1 的 σ_0 值， p_j 按第 5 章 5.5.5 节相关规定计算。

表 4.5.1 σ_0 值 (kPa)

$\Delta h/\Delta b$ 或 $\Delta h_1/\Delta b_1$	混凝土强度等级	混凝土强度等级
	C20 级	C25 级
1.0	160	190
1.2	220	250
1.4	280	330
1.6	350	400
1.8	410	480

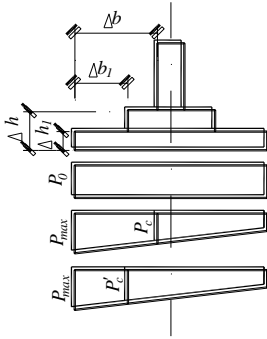


图 4.5.1 底板下压时承载力计算简图

4.5.2 底板在上拔荷载作用时（见图 4.5.2），其截面的剪切承载力（1—1 或 2—2）应符合式（4.5.2）的要求，X—X 截面尚应符合式（4.3.1）的要求：

$$V \leq 0.4b_0 h_x f_t \quad (4.5.2)$$

式中：

V —计算截面上的剪力设计值，按第 5 章 5.5.6 节的相关规定计算，kN；

b_0 —截面的计算宽度，1-1 截面取 $b_0 = l$ ，2-2 截面取 $b_0 = l - 2\Delta b_1$ ，m；

h_x —截面的高度，1-1 截面取 $h_x = \Delta h_1$ ，2-2 截面取 $h_x = \Delta h$ ，m；

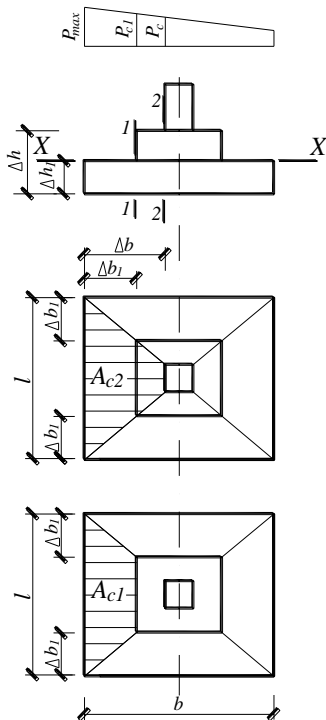


图 4.5.2 底板上拔时承载力计算简图

4.6 斜截面承载力计算

4.6.1 矩形截面的钢筋混凝土偏心受拉构件和偏心受压构件，其斜截面的受剪承载力应分别按式（4.6.1）和式（4.6.2）计算，且满足式（4.6.3）和式（4.6.4）的要求。

受拉时：

$$V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_y \frac{n A_{sv1}}{s} h_0 - 0.2 N_m \quad (4.6.1)$$

受压时：

$$V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_y \frac{n A_{sv1}}{s} h_0 + 0.07 N_m \quad (4.6.2)$$

$$V_x \leq \frac{V_{cs}}{\sqrt{1 + (\tan \theta)^2}} \quad (4.6.3)$$

$$V_y \leq \frac{V_{cs}}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{\tan \theta}\right)^2}} \quad (4.6.4)$$

式中:

V_{cs} — 构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值, kN;

V_x — x 轴方向的剪力设计值, kN;

V_y — y 轴方向的剪力设计值, kN;

θ — 剪力设计值的合力作用方向与 x 轴方向的夹角, rad;

s — 沿构件长度方向的箍筋间距, mm;

h_0 — 截面的有效高度, m;

n — 同一截面内箍筋的肢数;

A_{sv1} — 单肢箍筋的截面面积, mm^2 。

λ — 偏心受力构件计算截面的剪跨比, 取为 $M/(Vh_0)$, 当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5, 当 λ 大于 3 时, 取 3; 其中 V 和 M 分别为计算截面上的剪力设计值和弯矩设计值;

N_m — 与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值或轴向压力设计值, 当 N_m 作为轴向压力设计值大于 $0.3f_cA$ 时, 取 $0.3f_cA$, 此时, A 为构件的截面面积, kN 。

当公式 (4.6.1) 右边的计算值小于 $f_y \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$ 时, 应取等于 $f_y \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$, 且 $f_y \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36f_t b h_0$ 。

4.6.2 圆形截面钢筋混凝土构件的斜截面受剪承载力应分别按式 (4.6.1) 和式 (4.6.2) 计算, 式中截面宽度 b 和截面有效高度 h_0 应取 $1.76r$ 和 $1.6r$, 此处, r 为圆形截面的半径。

4.7 地脚螺栓承载力计算

4.7.1 受上拔力作用的地脚螺栓，当各地脚螺栓受力相等时，单根截面的有效面积应按式（4.7.1）计算：

$$A_e \geq \frac{T_E}{nf_g} \quad (4.7.1)$$

式中：

A_e —地脚螺栓的有效面积，可按附录 E 取用， mm^2 ；

n —根数；

f_g —地脚螺栓抗拉强度设计值，按表 3.2.7 确定， N/mm^2 。

4.8 插入角钢、钢管的承载力计算

4.8.1 插入式角钢、钢管的承载力可按《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》DL/T 5486-2020 相关要求计算。

4.9 构造要求

4.9.1 构件中受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径。钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合表 4.9.1 规定的数值。

表 4.9.1 钢筋的混凝土保护层最小厚度 (mm)

构件类别	钢筋类别	保护层最小厚度
现浇基础的柱、梁	纵向受力钢筋	≥ 40
有垫层的现浇基础底板	纵向受力钢筋	≥ 40
无垫层的现浇基础底板	纵向受力钢筋	≥ 70
混凝土强度等级不低于 C20 级的预制基础	纵向受力钢筋	≥ 30
现浇基础的柱、梁	箍筋和构造钢筋	≥ 20

注：1 对要求使用年限较长，或受沿海环境侵蚀的混凝土结构，其钢筋保护层厚度应适当增加。

2 对有特殊要求的结构，其保护层厚度另行确定。

4.9.2 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，普通受拉钢筋的锚固长度应满足式（4.9.2-1）、（4.9.2-2）的要求：

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (4.9.2-1)$$

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (4.9.2-2)$$

式中：

l_a —受拉钢筋的锚固长度，其钢筋锚固端应采取可靠的锚固措施（见图 4.9.2）。当纵向受拉普通钢筋末端采用弯钩或机械锚固措施时，包括弯钩或锚固端头在内的锚固长度（投影长度）可取 $0.6l_{ab}$ ，此时，锚固长度范围内的箍筋应不少于 3 个，箍筋直径应大于纵向钢筋直径的 0.25 倍，其间距应小于纵向钢筋直径的 5 倍，mm；

l_{ab} —受拉钢筋的基本锚固长度，mm；

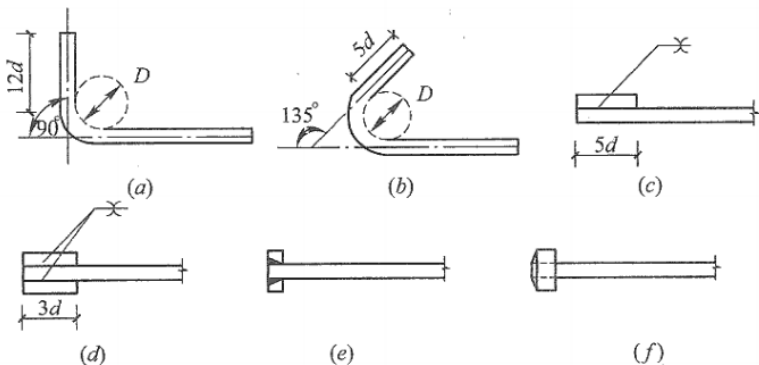
ζ_a —锚固长度修正系数，当多于一项时，可按连乘计算，但不应小于 0.6。当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时， ζ_a 取 1.10，当钢筋在混凝土施工过程中易受扰动时， ζ_a 取 1.1，当采用环氧树脂涂层带肋钢筋时， ζ_a 取 1.25；

α —钢筋的外型系数，光圆钢筋取 0.16，带肋钢筋取 0.14；

f_y —普通钢筋的抗拉强度设计值，N/mm²；

f_t —混凝土轴心抗拉强度设计值，N/mm²；

d —钢筋的公称直径，mm；



(a) 90° 弯钩；(b) 135° 弯钩；(c) 一侧贴焊锚筋；(d) 一侧贴焊锚筋；(e) 穿孔塞焊锚板；(f) 螺栓锚头

图 4.9.2 钢筋弯钩和机械锚固的形式

4.9.3 混凝土构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率，不应小于表 4.9.3 规定的数值。

表 4.9.3 混凝土构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

受力类型		最小配筋百分率	
受压 构件	全部纵 向钢筋	强度等级 500MPa	0.50
		强度等级 400MPa	0.55
		强度等级 300MPa、335MPa	0.60
	一侧纵向钢筋	0.20	
受弯构件、偏心受拉构件、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.20 和 $45f_t/f_y$ 中较大者	

注:1 受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率以及轴心受拉构件和小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率均应按构件的全截面面积计算;

2 偏心受拉构件中的受压钢筋应按受压构件一侧纵向钢筋考虑。

3 当钢筋沿构件截面周边布置时,“一侧纵向钢筋”系指沿受力方向两个对边中一边布置的纵向钢筋。

4.9.4 柱中纵向受力钢筋应符合下列规定:

1 纵向受力钢筋的直径 d 不宜小于 12mm, 全部纵向钢筋配筋率不宜大于 5%; 圆柱中纵向钢筋宜沿周边均匀布置, 根数不宜少于 8 根, 且不应少于 6 根。

2 柱内纵向钢筋的净距不应小于 50mm, 且不宜大于 300mm。

3 在偏心受压柱中, 垂直于弯矩作用平面的侧面上的纵向受力钢筋以及轴心受压柱中各边的纵向受力钢筋, 其中距不应大于 300mm。

4 纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开, 并应满足下列规定:

同一连接区段的长度为 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较小直径) 且不小于 500mm。在同一连接区段内, 纵向受拉钢筋的焊接接头面积百分率不宜大于 50%。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

4.9.5 柱中箍筋应符合下列规定:

1 在柱中及其他受压构件中的周边箍筋应为封闭式。对圆柱中的箍筋, 搭接长度应满足第 4.9.2 条计算的锚固长度, 且末端做成 135° 弯钩, 弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 5 倍; 也可焊成封闭环式。

2 箍筋间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸, 且不应大于 $15d$, d 为纵向钢筋的最小直径。

3 箍筋直径不应小于 $d/4$, 且不应小于 6mm。当柱的宽度不小于 800mm 时, 箍筋直径不应小于 8mm, d 为纵向钢筋的最大直径。

4 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于 3% 时, 箍筋直径不应小于 8mm, 间距不应大于纵向受力钢筋最小直径的 10 倍, 且不

应大于 200mm。搭接长度应满足第 4.9.2 条计算的锚固长度，箍筋末端应做成 135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍。箍筋也可焊成封闭环式。

5 当柱截面短边尺寸大于 400mm 且各边纵向钢筋多于 3 根时，或当柱截面短边尺寸不大于 400mm 但各边纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋。

6 柱中纵向受力钢筋搭接长度范围内应配置箍筋，其直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm。当受压钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，尚应在搭接接头两端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

4.9.6 柱的截面尺寸不宜小于 400mm。

4.9.7 基础底板的厚度应符合下列要求：

- 1 浇制基础的底板厚度不小于 200mm；
- 2 预制基础的底板厚度不小于 100mm。

4.9.8 基础底板中的纵向受拉钢筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm，也不应小于 100mm。

4.9.9 承受拉力的地脚螺栓，直径不应小于 22mm，间距不应小于地脚螺栓直径的 4 倍。

4.9.10 钢筋的连接应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的要求。

4.9.11 基础的地脚螺栓露出的部分应采取防护措施，如浇筑混凝土保护帽等。

5 扩展基础

5.1 一般规定

5.1.1 扩展基础适用于黏性土、粉土、砂土以及碎石土等非岩石地基。

5.1.2 扩展基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压承载力，倾覆稳定计算；
- 2 构件承载力计算；
- 3 对有变形计算要求的杆塔基础，应进行地基变形计算。
- 4 当基础底面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算；

5.2 上拔承载力计算

5.2.1 扩展基础上拔承载力计算时基础的埋设深度应符合表 5.2.1 的规定：

表 5.2.1 上拔承载力计算适用的基础底板埋设深度

土的名称	适用的基础底板最大埋设深度	
	圆形底板	正方形底板
非松散砂类土	4.0D	5.0B
黏性土	3.5D	4.5B
风积沙	-	1.5B

注：当有可靠的试验数据时，风积沙的适用深度可根据试验值确定。

5.2.2 扩展基础上拔承载力宜按下式计算：

$$T_k \leq \frac{\gamma_E \gamma_s \gamma_{01} (V_t - \Delta V_t - V_0)}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (5.2.2-1)$$

式中：

T_k — 作用在基础上的上拔力标准值，kN；

γ_E — 水平力影响系数，根据水平力与上拔力的比值按表5.2.2-1取值；

γ_s — 基础底面以上土的加权平均重度，当无实测数据时可参考表5.2.2-2取值；

γ_{θ_1} — 基础底板上平面坡角影响系数，当基础底板上平面坡角 $\theta_1 \geq 45^\circ$ 时取 $\gamma_{\theta_1} = 1.0$ ；当坡角 $\theta_1 < 45^\circ$ 时取 $\gamma_{\theta_1} = 0.8$ ；

V_t — h_t 深度内土和基础的体积， m^3 ；

ΔV_t — 相邻基础影响的微体积，按5.2.3条确定， m^3 ；

V_0 — h_t 深度内的基础体积， m^3 ；

G_f — 基础重量， kN ；

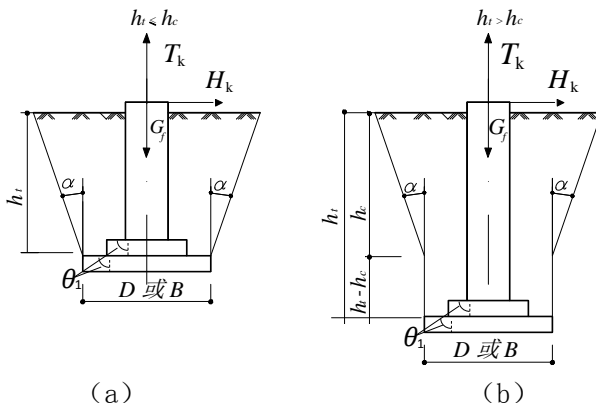


图 5.2.2 土重法计算上拔承载力破坏示意图

1 当 $h_t \leq h_c$ 时，如图 5.2.2 (a) 所示。

正方形底板：

$$V_t = h_t (B^2 + 2Bh_t \tan \alpha + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha) \quad (5.2.2-2)$$

圆形底板：

$$V_t = \frac{\pi h_t}{4} (D^2 + 2Dh_t \tan \alpha + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha) \quad (5.2.2-3)$$

2 当 $h_t > h_c$ 时，如图 5.2.2 (b) 所示。

正方形底板：

$$V_t = h_c (B^2 + 2Bh_c \tan \alpha + \frac{4}{3} h_c^2 \tan^2 \alpha) + B^2 (h_t - h_c) \quad (5.2.2-4)$$

圆形底板：

$$V_t = \frac{\pi}{4} [h_c (D^2 + 2Dh_c \tan \alpha + \frac{4}{3} h_c^2 \tan^2 \alpha) + D^2 (h_t - h_c)] \quad (5.2.2-5)$$

式中：

h_c — 临界深度，按表5.2.2-3确定；

α — 上拔角，表5.2.2-2取值。

表 5. 2. 2-1 水平荷载影响系数 γ_E

水平力 H_k 与上拔力 T_k 的比值	水平力影响系数 γ_E
<0.15	1.0
0.15~0.40	1.0~0.9
0.40~0.70	0.9~0.8
0.70~1.00	0.8~0.75

表 5. 2. 2-2 土重度和上拔角

土壤分类	粘土及粉质粘土			粉土			砂土				风积沙
	硬~坚硬	可塑	软塑	密实	中密	稍密	砾砂	粗砂中砂	中砂	细砂	
容重 (kN/m ³)	17	16	15	17	16	15	19	17	16	15	15
上拔角 (°)	25	20	10	25	20	10~15	30	28	26	22	10~15

注：1 位于地下水以下时，土重度按本标准第 3.1.13 条取用，上拔角仍可按本表取值；

2 对于粉土稍密的上拔角，当有工程经验时，可适当提高。

表 5. 2. 2-3 土重法基础上拔临界深度 h_c

土的名称	土的天然状态	基础上拔临界深度 h_c	
		圆形底板	正方形底板
砂类土、粉土	密实~稍密	2.5D	3.0B
黏性土	坚硬~硬塑	2.0D	2.5B
	可塑	1.5D	2.0B
	软塑	1.2D	1.5B
风积沙	-	-	1.5B

注：1 长方形底板当长边 l 与短边 b 之比不大于 3 时，换算成圆形底板计算，取 $D = 0.6(b + l)$ ；

2、土体状态按天然状态确定。

5.2.3 尺寸相同的相邻基础，同时作用设计上拔力时，当采用了如图 5.2.3 计算简图，并按式 (5.2.1-1) 计算上拔承载力时， ΔV_f 应按下述条件确定。

1 正方形底板，当 $L < B + 2h_t \tan \alpha$ 时：

$$\Delta V_f = \frac{(B + 2h_t \tan \alpha - L)^2}{24 \tan \alpha} (2B + L + 4h_t \tan \alpha) \quad (5.2.3-1)$$

2 长方形底板，当 $L < b + 2h_t \tan \alpha$ 或 $L < l + 2h_t \tan \alpha$ 时：

$$\Delta V_f = \frac{(b + 2h_t \tan \alpha - L)^2}{24 \tan \alpha} (3l + L - b + 4h_t \tan \alpha) \quad (5.2.3-2)$$

$$\text{或 } \Delta V_f = \frac{(l + 2h_t \tan \alpha - L)^2}{24 \tan \alpha} (3b + L - l + 4h_t \tan \alpha) \quad (5.2.3-3)$$

式中： l — 长度； b — 宽度。

3 圆形底板，当 $L < D + 2h_t \tan \alpha$ 时：

$$\Delta V_f = \frac{(D + 2h_t \tan \alpha)^2}{12} \left(\frac{D}{2 \tan \alpha} + h_t \right) K_v \quad (5.2.3-4)$$

式中： K_v — 土重法圆形底板相邻上拔基础影响系数，按表 5.2.3 查取。

表 5.2.3 土重法圆形底板相邻上拔基础影响系数 K_v

$L/(D + 2h_t \tan \alpha)$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
K_v	0	0.02	0.05	0.10	0.20	0.35	0.55	0.85	1.0

注：当 $h_t > h_c$ 时，取 $h_t = h_c$

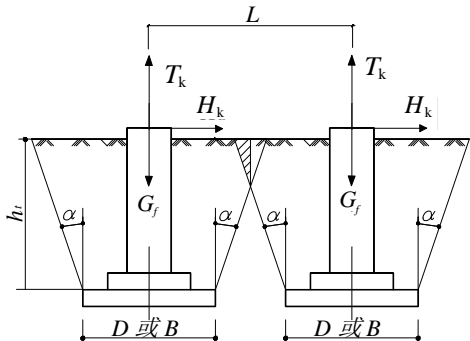


图 5.2.3 土重法相邻基础计算示意图

5.2.4 重力式基础上拔承载力宜按下式计算:

$$T_k \leq \frac{G_r}{K_1} \quad (5.2.4-1)$$

5.3 下压承载力计算

5.3.1 基础底面的压力,应符合下列要求:

1 当轴心荷载作用时,应符合式(5.3.1-1)要求:

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

式中:

p_k —基础底面处的平均压力标准值(kPa),按5.3.2条确定;

f_a —修正后的地基承载力特征值,按5.3.4条确定;

2 当偏心荷载作用时,应满足式(5.3.1-1)和(5.3.1-2)的要求:

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

式中: $p_{k\max}$ —基础底面边缘最大压力标准值(kPa),按5.3.2条确定。

5.3.2 基础底面的压力,可按下列公式确定:

1 当轴心荷载作用时

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

式中:

F_k —上部结构传至基础底面的竖向压力标准值, kN;

G_k —基础自重和基础上的土重, kN ;

A —基础底面面积, m^2 ;

2 当单向偏心荷载作用时,底面的最大和最小下压力按公式(5.3.2-2)和(5.3.2-3)计算。

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

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

当 $p_{k\min} < 0$ 时, $p_{k\max}$ 按公式(5.3.2-4)计算,并满足(5.3.2-5)的要求。

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3l(b/2 - e)} \quad (5.3.2-4)$$

$$e = \frac{M_k}{(F_k + G_k)} \leq \frac{b}{4} \quad (5.3.2-5)$$

式中:

M_k — 作用于基础底面力矩标准值, kN·m;

e — 作用于基础底面轴力偏心距, m;

b — 力矩作用方向基础底面边长, m;

$p_{k\min}$ — 基础底面边缘最小压力标准值, kPa。

3 当双向偏心荷载作用时, 基础底面边缘压应力按公式 (5.3.2-5) 和 (5.3.2-6) 计算。

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_{kx}}{W_y} + \frac{M_{ky}}{W_x} \quad (5.3.2-5)$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_{kx}}{W_y} - \frac{M_{ky}}{W_x} \quad (5.3.2-6)$$

当 $p_{k\min} \leq 0$ 时, $p_{k\max}$ 可按式 (5.3.2-7) 计算, 并应满足式 (5.3.2-10) 的要求:

$$p_{k\max} = 0.35 \frac{F_k + G_k}{C_X C_Y} \quad (5.3.2-7)$$

$$C_X = \frac{b}{2} - \frac{M_{kx}}{(F_k + G_k)} \quad (5.3.2-8)$$

$$C_Y = \frac{l}{2} - \frac{M_{ky}}{(F_k + G_k)} \quad (5.3.2-9)$$

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{l}\right)^2} \leq 1/4 \quad (5.3.2-10)$$

式中:

M_{kx} 、 M_{ky} — 作用于基础底面的 X 和 Y 方向的力矩标准值, kN·m;

W_x 、 W_y — 基础底面绕 X 和 Y 轴的抵抗矩, m^3 ;

e_x 、 e_y —作用于基础底面 X 方向和 Y 方向轴力偏心距，
m;

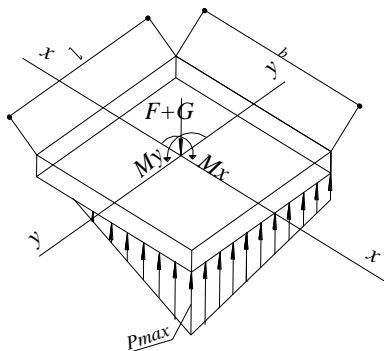


图 5.3.1 双向偏心荷载作用示意图

5.3.3 地基承载力特征值应由载荷试验或其它原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定。当无资料时，未修正的地基承载力特征值可依据附录 C 确定。

5.3.4 当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其它原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值尚应按下式修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_s (h - 0.5) \quad (5.3.4-1)$$

式中：

η_b 、 η_d —基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土
的类别查表 5.3.4 确定；

γ —基础底面以下土的重度，地下水位以下取浮重度，
 kN/m^3 ；

b —基础底面宽度，当基础底面宽度小于 3m 时按 3m 取
值，大于 6m 时按 6m 取值，对矩形底面取短边、圆
形底面取 \sqrt{A} (A 为底面面积)，m；

表 5.3.4 承载力修正系数

土的类型		宽度修正系数 η_b	深度修正系数 η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 不小于 0.85 的粘性土		0	1.0
红粘土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4
大面积 压实填土	压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2.1t/m^3 的级配 砂石	0	2.0
粉土	粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量 $\rho_c < 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4
风积沙		2.0	3.0
注: 1 强风化和全风化的岩石, 可参照所风化成的相应土类取值, 其他状态下的岩石不修正; 2 地基承载力特征值采用深层平板荷载试验确定时, η_d 取 0; 3 含水比是指土的天然含水量与液限的比值; 4 大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土。			

5.3.5 当偏心距小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时, 悬垂型杆塔地基承载力特征值也可根据土的抗剪强度指标按下计算, 并应满足变形要求:

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_s h + M_c c \quad (5.3.5)$$

式中:

M_b 、 M_d 、 M_c — 承载力系数, 按表 5.3.5 确定;

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

c — 基底下一倍短边宽深度内土的黏聚力, kPa。

表 5.3.5 承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c

基底下—倍短边宽深度内 土的内摩擦角 φ (°)	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.40	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	5.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.00	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

5.3.6 当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下列公式计算：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.3.6-1)$$

1 长方形底面：

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (5.3.6-2)$$

2 正方形底面：

$$p_z = \frac{B^2(p_k - p_c)}{(B + 2z \tan \theta)^2} \quad (5.3.6-3)$$

3 圆形底面：

$$p_z = \frac{D^2(p_k - p_c)}{(D + 2z \tan \theta)^2} \quad (5.3.6-4)$$

式中：

p_z — 软弱下卧层顶面处的附加压力值，kPa；

p_{cz} — 软弱下卧层顶面处土的自重压力, kPa;

p_c — 基础底面处土的自重压力值, kPa;

z — 基础底面至软弱下卧层顶面的距离, m ;

θ — 地基压力扩散线与垂直线的夹角($^\circ$), 可按表 5.3.6

采用。

表 5.3.6

地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注: 1 E_{s1} 为上层土压缩模量; E_{s2} 为下层土压缩模量;

2 当 $z/b(z/B, z/D) < 0.25$ 时取 $\theta = 0$, 必要时, 宜由试验确定;
 $z/b(z/B, z/D) > 0.5$ 时 θ 值不变;

3 $z/b(z/B, z/D)$ 在 0.25 与 0.50 之间可插值使用。

5.3.7 两相邻受压基础的中心距离 $L < b + 2z \tan \theta$ 或 $L < l + 2z \tan \theta$ 时, 软弱下卧层顶面处的附加应力 p_z 尚应加上相邻基础对该层的附加压应力。

5.4 倾覆稳定计算

5.4.1 整体基础应按附录 G 的方法进行倾覆稳定计算。

5.4.2 扩展基础可按附录 G 中独立基础的方法进行倾覆稳定计算。

5.5 立柱和底板计算

5.5.1 扩展基础立柱、底板等构件承载力计算应满足第 4 章规定的要求。

5.5.2 当台阶的宽高比不大于 2.5 和偏心距不大于基础宽度的 1/6 时, 钢筋混凝土基础底板计算截面的弯矩可按下列公式计算:

1 矩形底板中心受压或受拉(图 5.5.2-1)时, 可按式 5.5.2-1 和式 5.5.2-2 计算:

$$M_{l-1} = \frac{p_0}{24} (b - b_1)^2 (2l + l_1) \quad (5.5.2-1)$$

$$M_{2-2} = \frac{p_0}{24} (l - l_1)^2 (2b + b_1) \quad (5.5.2-2)$$

$$p_0 = \frac{F_E}{bl} \quad (5.5.2-3)$$

$$p_0 = \frac{T_E}{bl - b_1 l_1} \quad (5.5.2-4)$$

式中： p_0 —底板平均净压力设计值，按式（5.5.2-3）计算；当计算上拔情况时，按式（5.5.2-4）计算，kPa；

F_E ——上部结构传至基础底面的竖向压力设计值，kN。

b_1 和 l_1 ——底板处柱截面的长度和宽度，m。

2 矩形底板单向受弯（见图 5.5.2-2）时，可按式 5.5.2-5 和式 5.5.2-2 计算；

$$M_{1-1} = \frac{P_1}{24} (b - b_1)^2 (2l + l_1) \quad (5.5.2-5)$$

$$p_1 = \frac{p_{\max} + p_c}{2} \quad (5.5.2-6)$$

$$p_{\max} = \frac{F_E}{bl} + \frac{M_x}{W_y} \quad (5.5.2-7)$$

$$p_{\max} = \frac{T_E}{bl - b_1 l_1} + \frac{6M_x b}{lb^3 - l_1 b_1^3} \quad (5.5.2-8)$$

式中：

p_1 —底板 I（图 5.5.2-2 阴影部分）平均压力设计值，kPa；

p_c —1-1 截面处反力，kPa；

p_{\max} —X 方向基础底板边缘的最大压力，按式（5.5.2-7）计算；当计算上拔情况时，按式（5.5.2-8）计算，kPa。

3 矩形底板双向受弯（见图 5.5.2-3）时，可按式 5.5.2-5 和式 5.5.2-9 分别计算。

$$M_{2-2} = \frac{p_2}{24} (l - l_1)^2 (2b + b_1) \quad (5.5.2-9)$$

$$p_2 = \frac{p_{\max} + p_c}{2} \quad (5.5.2-10)$$

$$p'_{\max} = \frac{F_E}{bl} + \frac{M_y}{W_x} \quad (5.5.2-11)$$

$$p'_{\max} = \frac{T_E}{bl - b_1l_1} + \frac{6M_y l}{bl^3 - b_1l_1^3} \quad (5.5.2-12)$$

式中：

p_2 —底板 II（图 5.5.2-3 阴影部分）平均压力设计值，kPa；

p'_c —2-2 截面处反力，kPa；

p'_{\max} —Y 方向基础底板边缘的最大压力，按式（5.5.2-11）计算；当计算上拔情况时，按式（5.5.2-12）计算，kPa。

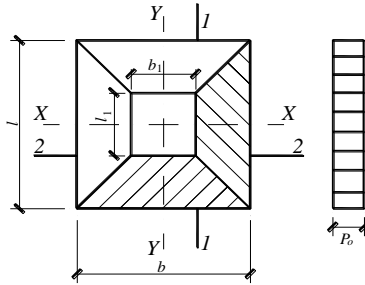


图 5.2.2-1 矩形底板轴向力时弯矩计算简图

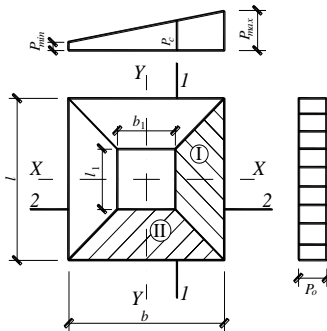


图 5.2.2-2 矩形底板单向受弯时弯矩计算简图

式中：

A_{cx} —图 4.4.4 中阴影部分面积， m^2 。

5.5.5 素混凝土基础底板在下压荷载作用时，其基底单位面积净反力 p_j 可按下式计算：

1 轴心受压时：

$$p_j = p_0 \quad (5.5.5-1)$$

2 偏心受压时：

$$p_j = \frac{p_{\max} + p_c}{2} \text{ 或 } p_j = \frac{p_{\max} + p'_c}{2} \quad (5.5.5-2)$$

式中： p_0 、 p_{\max} 、 p_c 、 p'_c 如图 5.5.5 所示。

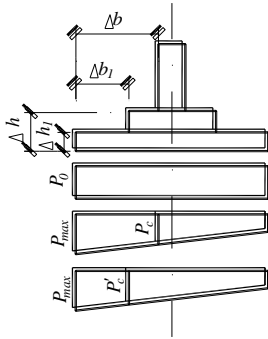


图 5.5.5 素混凝土基础底板下压时承载力计算简图

5.5.6 素混凝土基础底板在上拔荷载作用时（见图 4.5.2），其计算截面剪力设计值可按下式计算：

$$V_1 = \frac{p_{\max} + p'_c}{2} A_{c1} \quad (5.5.6-1)$$

$$V_2 = \frac{p_{\max} + p_c}{2} A_{c2} \quad (5.5.6-2)$$

式中：

A_{c1} 、 A_{c2} —图 4.5.2 中阴影面积， m^2 。

5.6 构造规定

5.6.1 台阶基础的底板应配置构造钢筋，构造钢筋直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm。

5.6.2 当基础置于地下水位以下或软弱地基时，应铺设垫层或采取其它措施。

6 掏挖基础

6.1 一般规定

6.1.1 掏挖基础宜用于黏性土、粉土、非松散的砂土、碎石土及全风化、强风化岩等可掏挖成型、且地下水不影响基坑开挖的地基，并满足以下条件：

1 对于黏性土和粉土，基础埋深与圆形底板直径之比（ h_t / D ）不大于 3.5；

2 对于砂土和碎石土，基础埋深与圆形底板直径之比（ h_t / D ）不大于 4。

3 对于全风化、强风化岩，可参照风化成的相应土类设计。

6.1.2 掏挖基础的设计应包括下列内容：

1 上拔、下压承载力计算；

2 构件承载力计算；

3 对有变形计算要求的杆塔基础，应进行地基变形计算。

6.1.3 掏挖基础可采用直柱开挖和扩底开挖型式。

6.2 上拔承载力计算

6.2.1 上拔承载力计算应符合下列规定：

$$T_k \leq \frac{\gamma_E \gamma_\theta R_{Tk}}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (6.2.1-1)$$

式中：

T_k — 基础上拔作用力标准值，kN；

K_1 、 K_2 — 基础上拔安全系数，按本标准第3.1.7条确定；

R_{Tk} — 地基单向抗拔极限承载力标准值，可按如下剪切法计算：
当 $h_t \leq h_c$ 时（图6.2.1-1），取 $A_1 c h_t^2 + A_2 \gamma_s h_t^3 + \gamma_s (A_3 h_c^3 - V_0)$ ；
当 $h_t > h_c$ 时（图6.2.1-2），取 $A_1 c h_c^2 + A_2 \gamma_s h_c^3 + \gamma_s (A_3 h_c^3 + \Delta V - V_0)$ 。

γ_E — 水平力影响系数，按表5.2.2-1 确定；

γ_θ — 基底展开角影响系数，当 $\theta > 45^\circ$ 时取 $\gamma_\theta = 1.2$ ；当 $\theta \leq 45^\circ$ 时取 $\gamma_\theta = 1.0$ ；

γ_s — 基础底面以上土的加权平均重度，按本标准表 5.2.2-2 确定， kN/m^3 ；

D —圆形底板直径, m;

C —按饱和和不排水剪或相当于饱和和不排水剪方法确定的土体黏聚力, kPa;

h_t —基础的上拔埋置深度, m;

h_c —剪切法破坏模式界限深度, 按表 6.2.1-1 确定, m;

A_1 、 A_2 、 A_3 —无因次计算系数, 由抗拔土体滑动面形态、内摩擦角 φ 和基础深径比 λ (h_t/D) 确定, 可按本标准附录J确定;

V_0 — h_t 深度范围内基础体积, m^3 ;

ΔV — (h_t-h_c) 范围内柱状滑动面围成的体积, m^3 。

G_f —基础自重力, kN;

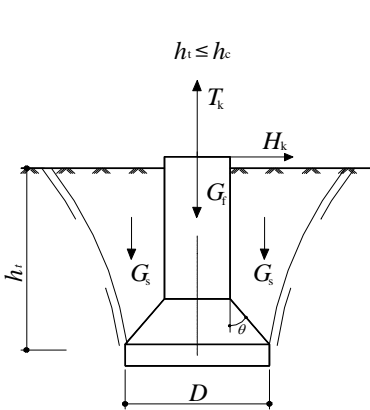


图 6.2.1-1 剪切法计算上拔稳定(1)

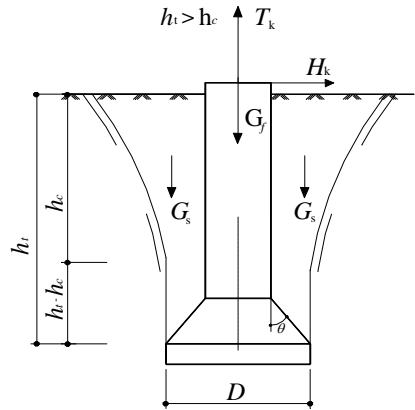


图6.2.1-2 剪切法计算上拔稳定(2)

表 6.2.1-1 剪切法破坏模式界限深度 h_c

土的名称	土的状态	基础上拔临界深度 h_c
碎石、粗、中砂	密实~稍密	$4.0D \sim 3.0D$
细、粉砂、粉土	密实~稍密	$3.0D \sim 2.5D$
黏性土	坚硬~可塑	$3.5D \sim 2.5D$
	可塑~软塑	$2.5D \sim 1.5D$

注: 计算上拔时的破坏模式界限深度 h_c , 即为土体整体破坏的计算深度。

6.2.2 剪切法上拔承载力计算满足如下规定:

1 采用剪切法计算时, 可采用如图 6.2.2 所示的圆弧滑动面, 按下列公式确定:

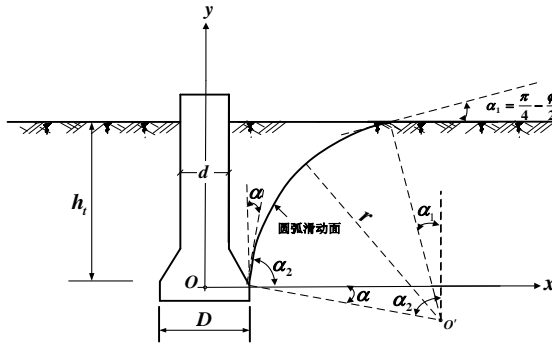


图 6.2.2 原状抗拔土体圆弧滑动面

$$r = \frac{h_t}{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \sin \alpha} \quad (6.2.2-1)$$

$$\alpha = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{D}{2h_t}\right)^n \quad (6.2.2-2)$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (6.2.2-3)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2} - \alpha \quad (6.2.2-4)$$

式中:

r — 圆弧曲面半径, m;

h_t — 基础抗拔计算埋深, m;

φ — 抗拔土体的内摩擦角, rad;

α — 中间计算参数, 表示半径 r 随基础深径比 λ (h_t / D) 而变化的特征;

n — 抗拔土体滑动面形态参数, 随土体的物理力学特性变化而异, 可根据试验确定。黏土宜取 $n=4$, 砂类土宜取 $n=2 \sim 3$, 戈壁滩碎石土宜取 $n=1.0 \sim 1.5$ 。

α_1 — 圆弧曲面在水平地面处与水平面夹角, rad;

α_2 — 圆弧曲面在底板处与水平面夹角, rad。

2 A_1, A_2, A_3 — 无因次计算参数, 可按附录J计算。

6.2.3 当基础埋入软塑黏性原状土中且上拔深度 h_t 大于破坏模式界限深度 h_c 时, 上拔承载力尚应符合下式的要求。

$$T_k \leq \frac{8D^2c}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (6.2.3)$$

6.2.4 尺寸相同的相邻基础, 其同时作用设计上拔力, 当采用如图 6.2.4 计算简图, 并按式 (6.2.1-1) 计算上拔承载力时, 公式右侧各项计算的总和应乘以相邻基础影响系数 γ_{E2} , γ_{E2} 按表 6.2.4-1 确定。

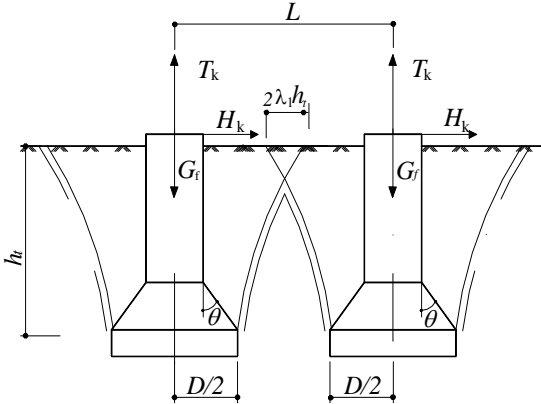


图 6.2.4 相邻上拔基础剪切法计算简图

表 6.2.4-1 相邻基础影响系数 γ_{E2}

相邻上拔基础中心距离 L (m)	影响系数 γ_{E2}
$L \geq D + 2\lambda_1 h_t$ 或 $L \geq D + 2\lambda_1 h_c$	1.0
$L = D$ 和 h_t 或 $h_c \leq 2.5D$	0.7
$L = D$ 和 $2.5D < h_t$ 或 $h_c \leq 3.0D$	0.65
$L = D$ 和 $3.0D < h_t$ 或 $h_c \leq 4.0D$	0.55
$D + 2\lambda_1 h_t$ 或 $D + 2\lambda_1 h_c > L > D$	按插入法确定

注: λ_1 —与相邻抗拔土体剪切面有关的系数, 当 $h_t \geq D$ 时, 按表 6.2.4-2 查取。

L —相邻上拔基础中心距离, m。

表 6.2.4-2 与相邻抗拔土体剪切面有关的系数 λ_1

土体的内摩擦角 φ	相邻抗拔土体剪切面有关的系数 λ_1
45°	0.65
40°	0.60

30°	0.55
20°	0.50
10°	0.45
0°	0.40

注： $\lambda_1 = \frac{\cos[(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})(\frac{D}{2h_t})^2] - \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin[(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})(\frac{D}{2h_t})^2]}$ ，当 $h_t > h_c$ 时， $h_t = h_c$ 。

6.2.5 土的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 应按下列方法确定：

1 砂类土

可根据土工实验室或其它野外鉴定方法确定，也可根据勘测资料提供的砂土密实度按附录 B 表 B.0.1-1 确定。

2 黏性土

可根据土工实验室的饱和不排水剪或相当于饱和不排水剪的其它方法确定，也可根据勘测资料提供的黏性土的塑性指数 I_p 和天然孔隙比 e 按附录 B 表 B.0.1-2 确定。

3 碎石土

可通过现场原位直接快剪试验确定。当无现场直剪试验结果时，可根据勘测资料提供的碎石土的密实状态和颗粒组成按附录 B 表 B.0.1-4 确定。

当用于初步设计估算土体抗拔力时，可按附录 B 表 B.0.1-3 确定。

6.3 下压承载力计算

6.3.1 下压承载力可按轴心荷载作用进行验算，符合本标准式 (5.3.1-1) 要求。

6.3.2 地基承载力宜由平板载荷试验或其他原位测试、计算并结合工程实践经验等方法综合确定；如无资料时，未修正的地基承载力特征值可参考本标准附录 C。

6.4 基础立柱计算

6.4.1 掏挖基础符合式(6.4.1-1)刚性基柱条件时,考虑土抗力的水平承载力近似计算按如下规定: :

1 刚性基柱应符合下述要求:

$$l \leq 2.5 / \alpha \quad (6.4.1-1)$$

式中:

l —基柱的入土深度, m;

α —基柱的变形系数, m^{-1} , $\alpha = \left(\frac{md_0}{EI}\right)^{\frac{1}{5}}$ 。

d_0 —基柱的直径, m;

EI —基柱的抗弯刚度, 悬垂型杆塔时取 $EI = 0.8E_c I$, 非悬垂型杆塔时取 $EI = 0.667E_c I$, kPa;

E_c —混凝土的弹性模量, kPa;

I —截面的惯性矩, m^4 ;

m —地基土水平抗力系数的比例系数。

2 刚性基柱侧向弯矩, 如图 6.4.1 所示, 可按下列公式确定。

1) 基柱任一截面弯矩 M_x , 按下式计算:

$$M_x = M_0 + Hx - d\omega \frac{mx^3}{12} (2x_A - x) \quad (6.4.1-2)$$

2) 基础的旋转角, 按下式计算:

$$\omega = \frac{12(3M_0 + 2Hh)}{mdh^4 + 18C_0WD} \quad (6.4.1-3)$$

3) 基础旋转角中心 A 的位置, 按下列公式确定:

$$x_A = \frac{mdh^3(4M_0 + 3Hh) + 6C_0HDW}{2mdh^2(3M_0 + 2Hh)} \quad (6.4.1-4)$$

$$C_0 = m_0h \quad (6.4.1-5)$$

$$d = \begin{cases} 0.9(1.5d_0 + 0.5) & d_0 \leq 1.0 \\ 0.9(d_0 + 1.0) & d_0 > 1.0 \end{cases} \quad (6.4.1-6)$$

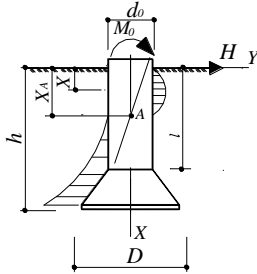


图 6.4.1 计算示意图

式中：

H —作用于基础顶面上的横向力，kN；

M_0 —作用于基础顶面上的弯矩，kN·m

h —基础的埋深，m；

m_0 —基底地基土竖向抗力系数的比例系数；

C_0 —基底地基土的竖向抗力系数，kN/m³。其中采用式(6.4.1-5)计算时 h 小于 10m 时取 10m， m_0 可近似取 m 。

d —基柱的计算直径，m；

D —基础扩底直径，m；

W —基础扩底截面抵抗矩，m³。

6.4.2 掏挖基础不符合刚性基柱条件时，其水平承载力计算应满足本标准第 9 章相关要求。

6.5 构造要求

6.5.1 掏挖基础立柱尺寸应满足如下要求：

- 1 人工掏挖的立柱截面直径不宜小于 0.8m；
- 2 机械掏挖的立柱截面直径应满足施工要求。

6.5.2 掏挖基础底部尺寸应满足如下要求：

- 1 人工掏挖时，基底展开角 θ 不宜大于 45°。
- 2 机械掏挖时，扩底直径不宜大于 2 倍主柱直径且不大于 4m。

6.5.3 掏挖基础应减少或避免扰动基坑底部原状土，机械化施工时应保证基坑底部渣土清理干净。

7 岩石嵌固基础

7.1 一般规定

7.1.1 岩石嵌固基础宜用于未风化、微风化、中等风化、强风化岩石地基。

7.1.2 岩石嵌固基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压承载力计算；
- 2 构件承载力计算。

7.2 上拔承载力计算

7.2.1 岩石嵌固基础上拔承载力的计算，可采用如下图所示的倒锥体剪切破裂面模型。

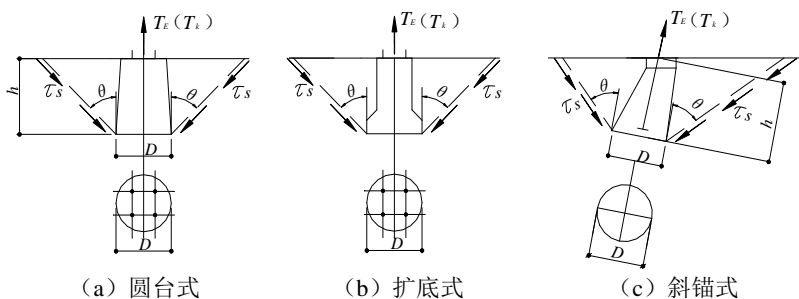


图 7.2.1 岩石嵌固基础的剪切计算简图

7.2.2 岩石嵌固基础上拔承载力的计算，应符合下式的要求：

$$T_k \leq \frac{\pi h \tau_s (D + h \tan \theta)}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (7.2.2)$$

式中：

T_k — 基础上拔作用力标准值，kN；

h — 基础在岩土层内的埋深，m；

K_1 、 K_2 — 基础上拔安全系数，按本标准3.1.7条确定；

θ — 岩体等代剪切角，小于等于 45° ，可根据实际地质情况确定；

D —岩石嵌固基础的底径，m；

τ_s —岩体等代极限剪切强度标准值，kPa，当无试验资料时，可按照表 7.2.2 采用。

表 7.2.2 岩体等代极限剪切强度标准值 τ_s (kPa)

岩石类型	极软岩	软岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
τ_s	15~25	25~45	45~75	75~90	90~150

注：1 表中数值为等代剪切角为 45° 的取值，当等代剪切角小于 45° 时，可由试验或经验等确定。

2 本表中 τ_s 取值应综合考虑岩体的完整程度和风化程度，岩体越破碎、风化越严重时，取表中同类岩的较低值。

7.3 下压承载力计算

7.3.1 下压承载力应按轴心荷载作用进行验算，符合本标准式 (5.3.1-1) 的要求。

7.4 基础立柱计算

7.4.1 基础立柱嵌岩部分应按照轴心受拉构件进行正截面承载力的计算。

7.4.2 基础立柱非嵌岩部分应进行正截面和斜截面承载力的计算。

7.5 其他要求

7.5.1 岩石基础基岩表面宜按照地区工程经验采取防风化措施。

8 岩石锚杆基础

8.1 一般规定

8.1.1 岩石锚杆基础宜用于岩体基本质量等级为 I~IV 级的岩石地基。其他质量等级的岩石地基中使用岩石锚杆基础时，应有充分的试验依据。

8.1.2 岩石锚杆基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压承载力计算；
- 2 构件承载力计算；

8.1.3 岩石锚杆基础应采用理论计算、工程类比和试验测试相结合的设计方法，合理发挥地基承载能力。

8.2 作用效应计算

8.2.1 锚杆基础中单根锚杆所承受的上拔力标准值，可按下列式计算：

$$T_{ik} = \frac{T_k - G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \pm \frac{M_{yk} X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (8.2.1)$$

式中：

T_{ik} — 荷载效应标准组合下，锚杆基础中第 i 根锚杆上拔力标准值，kN；

T_k — 荷载效应标准组合下，锚杆基础上拔力，kN；

G_k — 基础及上覆土自重，kN；

n — 锚杆数量；

M_{xk} 、 M_{yk} — 荷载效应标准组合下，作用于承台底面绕群锚形心 X 轴和 Y 轴的力矩，kN m；

X_i 、 Y_i — 锚杆 i 至通过群锚形心 Y 轴和 X 轴的距离，m。

8.2.2 直锚式锚杆基础可忽略水平剪力的作用；承台式锚杆基础，当承台嵌入基岩深度满足本标准第 8.5.7 条时，水平力由上部承台承受。

8.3 基础承载力计算

8.3.1 单锚杆的上拔承载力，应符合下式的要求：

$$T_{ik} \leq \frac{R_i}{K_1} \quad (8.3.1)$$

式中：

K_1 —锚杆基础的上拔承载力安全系数，应按表 3.1.7 确定；

R_i —单根锚杆的抗拔极限承载力标准值，kN，按本标准第 8.3.2 条确定。

8.3.2 单锚杆的抗拔极限承载力标准值应符合下列规定：

1 可参照地质条件相同的基本试验资料，按下式确定：

$$R_i = \min(R_b, R_s) \quad (8.3.2-1)$$

式中：

R_b —锚杆与岩层间的极限粘结承载力标准值，kN，可按式(8.3.3)确定；

R_s —岩体的抗剪极限承载力标准值，kN，可按式(8.3.4)确定。

2 条件复杂或有特殊要求时，可通过现场基本试验确定。

8.3.3 锚杆与岩层间的极限粘结承载力标准值 R_b ，可按下式计算：

$$R_b = \pi D l_b \tau_b \psi \quad (8.3.3)$$

式中：

D —锚杆直径，m；

l_b —锚杆在岩层内计算锚固长度，m，不应小于本标准 8.5.8 条规定的构造长度；

τ_b —锚杆与岩层间极限粘结强度标准值，kPa，宜根据试验确定，无试验资料时可参照表 8.3.3-1 采用。

ψ —锚固长度影响系数，应由试验确定；无试验资料时可参照表 8.3.3-2 采用。

表 8.3.3-1 锚杆与岩层间的极限粘结强度标准值 τ_b (kPa)

岩石类型	极软岩	软岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
τ_b	150~250	250~600	600~900	900~1500	1500~2500

注：适用于锚固剂为 C30 级细石混凝土和 M30 级水泥砂浆。

表 8.3.3-2 锚固长度影响系数 ψ

锚固长度(m)	6~9	<6
ψ	1~0.8	1.0

8.3.4 岩体抗剪极限承载力的确定，应符合下列规定：

1 岩体抗剪极限承载力的确定，是基于如图 8.3.4 中虚线所示倒锥体为假想破裂面，认为均匀分布于倒圆锥体表面的等代极限剪切应力 τ_s 的垂直分量之和来抵抗上拔力。

2 单根锚杆的岩体抗剪极限承载力标准值，见图 8.3.4(a)，可按下列式计算：

$$R_s = \pi h \tau_s (D + h \tan \theta) \quad (8.3.4)$$

式中： h ——锚杆基础在岩土层内的埋深，m；

θ ——岩体等代剪切角，可取 45° 。可根据实际地质情况确定；

τ_s ——岩体等代极限剪切强度标准值，kPa，当无试验资料时可按表 7.2.2 取值。

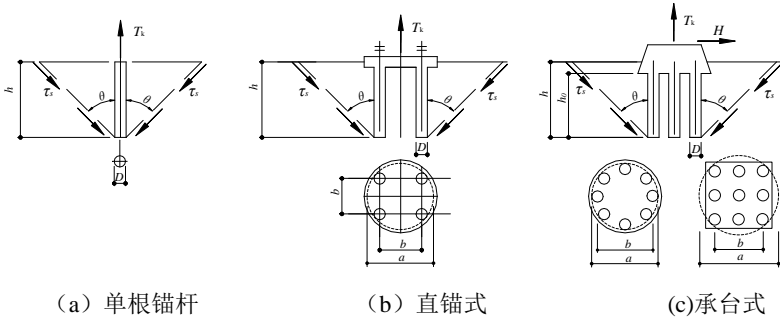


图 8.3.4 锚杆基础的岩体剪切计算简图

8.3.5 群锚上拔承载力应符合下列公式的要求：

$$T_k \leq \frac{\xi n R_i}{K_1} + \frac{G_k}{K_2} \quad (8.3.5)$$

式中： ξ ——群锚效应系数，应由试验确定；无试验资料时，可取 0.7~0.9。

8.3.6 岩石锚杆基础，还应验算整体破坏时岩体抗剪承载力，见图 8.3.4(b)、(c)，可按下列式计算：

$$T_k \leq \frac{\pi h \tau_s (a + h \tan \theta)}{K_1} + \frac{G_k}{K_2} \quad (8.3.6)$$

式中： a ——锚杆群的外切圆直径，m，当锚杆群为正方形布置时取 $a = \sqrt{2}b + D$ ；当锚杆群为圆形布置时，取圆环轴线直径加锚杆孔径，即 $a = b + D$ 。

8.3.7 复合式锚杆基础的上拔承载力应由上部基础和锚杆部分共同组成，其下压承载力由上部基础承担。

8.3.8 复合式锚杆基础的上拔承载力，可按下式计算：

$$T_k \leq k_1 R_1 + k_2 R_2 \quad (8.3.8)$$

式中：

k_1 ——上部基础承载力发挥系数，应由试验确定，当无试验资料时，可取 0.7~0.95；

k_2 ——锚杆部分承载力发挥系数，应由试验确定，当无试验资料时，可取 0.8~1.0；

R_1 ——上部基础上拔承载力特征值，kN；

R_2 ——锚杆部分上拔承载力特征值，kN，按本标准式（8.3.1）~（8.3.6）右侧算式确定，并扣除基础及上覆土层自重，锚杆自重可忽略。

8.3.9 在满足构造要求时，岩石锚杆基础的下压承载力可按轴心荷载作用进行验算，符合本标准式（5.3.1-1）的要求。

8.4 锚杆和承台计算

8.4.1 单根锚筋承载力计算，应符合下式的要求：

$$T_{Ei} \leq f_y A_n \quad (8.4.1)$$

式中：

T_{Ei} ——荷载效应基本组合下，锚杆基础中第 i 根锚杆的上拔力设计值，kN；

A_n ——单根锚筋的净截面面积；当锚筋为地脚螺栓时，应取有效面积 A_e ，m²。

f_y —锚筋的抗拉强度设计值；当锚筋为地脚螺栓时，强度设计值应为 f_g ，kPa。

8.4.2 单根锚筋与锚固剂间的粘结承载力计算，应符合下式的要求：

$$T_{Ei} \leq \pi d l_a \tau_a \xi_y \quad (8.4.2)$$

式中：

d —锚筋或地脚螺栓直径，m；

l_a —锚筋在锚固剂内的计算锚固长度，m，不应小于第 8.5.8 条规定的构造长度；

τ_a —锚筋与锚固剂间粘结强度设计值，kPa，应由试验确定，当缺乏试验资料时可按表 8.4.2 取值；

ξ_y —采用 2 根或 2 根以上钢筋点焊成束做锚筋，界面的粘结强度降低系数，取 0.70~0.85。

表 8.4.2 锚筋与锚固剂间的粘结强度设计值 τ_a (kPa)

锚固剂抗压强度(MPa)		25	30	40
τ_a	钢绞线、普通钢筋	800	900	1000
	高强度带肋钢筋、预应力 螺纹钢	1200	1400	1600

注：本表中锚固剂指细石混凝土。

8.4.3 钢筋混凝土主柱承载力应按照本标准第 4 章规定计算。

8.4.4 承台的受弯、受剪、冲切承载力可按照《混凝土结构设计规范》GB50010、《建筑地基基础设计规范》GB50007 等计算。

8.5 构造要求

8.5.1 岩石锚杆基础采用的水泥砂浆不应低于 M30，细石混凝土强度等级不应低于 C30 级。锚孔灌浆前应将孔壁清理和冲洗干净，易风化的岩石，开孔至浇灌的间隙时间应尽量缩短。

8.5.2 锚筋宜采用表面有肋的钢筋或地脚螺栓；当采用光圆钢筋或钢管时，末端宜采用可靠的锚固措施；锚筋直径不应小于 16mm。

8.5.3 锚筋与承台的连接应有可靠的锚固措施，锚入承台的锚筋锚固长度应符合本标准第 4.9.2 条的要求。

8.5.4 锚筋保护层厚度不应小于 25mm，锚筋上应设置对中支架。

8.5.5 锚孔直径宜取 2.0~3.0 倍锚筋直径。

8.5.6 直锚式和承台式锚杆基础的锚孔间距宜不小于 3.0~4.0 倍锚孔直径，不应小于 2.5 倍锚孔直径，且净距不应小于 160mm。

8.5.7 岩石群锚杆基础承台嵌入基岩的深度不宜小于 0.5m。

8.5.8 岩石锚杆的锚固长度宜采用 3m~8m，且锚固段长度不应小于表 8.5.8 规定的构造长度。

表 8.5.8 锚杆在岩石中的锚固段构造长度 (m)

锚固岩土层	未风化和微风化岩层	中等风化岩层	强风化岩层
锚固段构造要求长度	25d	35d	45d

注：d 为锚筋直径。

8.5.9 直锚式锚杆基岩表面宜按照地区工程经验采取防风化措施。

8.5.10 对裂隙发育的岩石地基，宜设置压力注浆孔，压力注浆孔口应采取有效的封堵措施。

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.1 桩基础宜用于淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及岩石等地基。

9.1.2 桩基础应进行下列计算和验算：

- 1 上拔、下压及水平承载力计算；
- 2 桩身、连梁及承台承载力计算；对于桩侧土不排水抗剪强度小于10kPa、且长径比大于50的桩尚应进行桩身压屈验算；
- 3 设计地面处的水平位移计算；
- 4 必要时应进行抗裂和裂缝宽度验算；
- 5 对有变形计算要求的杆塔基础，应进行地基变形计算；
- 6 当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算；
- 7 对于抗震设防区的桩基，应进行抗震承载力验算。

9.2 桩顶作用效应计算

9.2.1 桩基中的桩顶作用效应，可按下列公式计算。

1 竖向力

轴心竖向力作用下

$$N_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (9.2.1-1)$$

偏心竖向力作用下

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_j^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_j^2} \quad (9.2.1-2)$$

2 水平力

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (9.2.1-3)$$

式中：

F_k —荷载效应标准组合下，作用于承台顶面的竖向力，kN；

G_k —桩基承台和承台上土自重标准值，对稳定的地下水位以下部分应扣除水的浮力，kN；

N_k —荷载效应标准组合轴心竖向力作用下，基桩或复合基桩的平均竖向力，kN；

N_{ik} —荷载效应标准组合偏心竖向力作用下，第*i*基桩或复合基桩的竖向力，kN；

M_{xk} 、 M_{yk} —荷载效应标准组合下，作用于承台底面，绕通过桩群形心的*x*、*y*主轴的力矩，kN·m；

x_i 、 x_j 、 y_i 、 y_j —第*i*、*j*基桩或复合基桩至*y*、*x*轴的距离，m；

H_k —荷载效应标准组合下，作用于桩基承台底面的水平力，kN；

H_{ik} —荷载效应标准组合下，作用于第*i*基桩或复合基桩的水平力，kN；

n —桩基中的桩数。

9.2.2 桩基中各基桩的桩顶作用效应、桩身内力和位移，可按附录K计算。

9.3 桩下压承载力计算

9.3.1 桩基下压承载力计算应符合下列要求：

1 荷载效应标准组合：

轴心竖向压力作用下

$$N_k \leq R \quad (9.3.1-1)$$

偏心竖向压力作用下除满足上式外，尚应满足下式的要求：

$$N_{kmax} \leq 1.2R \quad (9.3.1-2)$$

2 地震作用效应和荷载效应标准组合：

轴心竖向压力作用下

$$N_{Ek} \leq 1.25R \quad (9.3.1-3)$$

偏心竖向压力作用下，除满足上式外，尚应满足下式的要求：

$$N_{Ekmax} \leq 1.5R \quad (9.3.1-4)$$

式中：

N_k —荷载效应标准组合轴心竖向力作用下，基桩或复合基桩的平均竖向压力，kN；

N_{kmax} —荷载效应标准组合偏心竖向力作用下，桩顶最大竖向压力，kN；

N_{Ek} —地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的平均竖向压力，kN；

N_{Ekmax} —地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的最大竖向压力，kN；

R —基桩或复合基桩下压承载力特征值，kN；

9.3.2 单桩竖向下压承载力特征值 R_a 应按下列公式确定：

$$R_a = \frac{Q_{uk}}{K} \quad (9.3.2-1)$$

式中：

Q_{uk} —单桩竖向下压极限承载力标准值；

K —下压承载力安全系数。可取上拔安全系数 K_1 。

9.3.3 对于端承型桩基、桩数少于4根的摩擦性桩基或由于地层土性、使用条件等因素不宜考虑承台效应时，基桩下压承载力特征值应取单桩下压承载力特征值。

9.3.4 对于考虑承台效应的复合基桩下压承载力特征值可按下列公式确定：

不考虑地震作用时：

$$R = R_a + \eta_c f_{ak} A_c \quad (9.3.4-1)$$

考虑地震作用时：

$$R = R_a + \frac{\xi_a}{1.25} \eta_c f_{ak} A_c \quad (9.3.4-2)$$

$$A_c = (A - nA_{ps}) / n \quad (9.3.4-3)$$

式中：

η_c —承台效应系数，可按表9.3.4-1取值；

f_{ak} —承台下1/2承台宽度且不超过5m深度范围内各层土的地基承载力特征值按厚度加权的平均值，kPa；

A_c —计算基桩所对应的承台底净面积， m^2 ；

A_{ps} — 桩身截面面积， m^2 ；

A — 承台计算域面积， m^2 ，对于杆塔桩基，取承台总面积；

ξ_a — 地基抗震承载力调整系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011取值。

当承台底为可液化土、湿陷性土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土时，沉桩引起超孔隙水压力和土体隆起时，不考虑承台效应，取 $\eta_c = 0$ 。

表9.3.4-1 承台效应系数 η_c

s_a/d B_c/l	3	4	5	6	>6
≤ 0.4	0.06~0.08	0.14~0.17	0.22~0.26	0.32~0.38	0.50 ~ 0.80
0.4~0.8	0.08~0.10	0.17~0.20	0.26~0.30	0.38~0.44	
>0.8	0.10~0.12	0.20~0.22	0.30~0.34	0.44~0.50	
单排桩条形承台	0.15~0.18	0.25~0.30	0.38~0.45	0.50~0.60	

注：1 表中 s_a/d 为桩中心距与桩径之比， B_c/l 为承台宽度与桩长之比，当基桩为非正方形排列时， $s_a = \sqrt{A/n}$ （ A 为承台计算域面积， n 为总桩数）。

2 对于桩不至于墙下的箱、筏承台， η_c 可按单排桩条基取值。

3 对于单排桩条形承台，当承台宽度小于 $1.5d$ 时， η_c 按非条形承台取值。

4 对于采用后注浆灌注桩的承台， η_c 宜取低值。

5 对于饱和黏性土中的挤土桩基、软土地基上的桩基承台， η_c 宜取低值的 0.8 倍。

9.3.5 设计采用的单桩下压极限承载力标准值宜按下列规定确定：

1 设计等级为甲级的杆塔桩基，应采用现场静载荷试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定；

2 设计等级为乙级的杆塔桩基，应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算，并依据地质条件相同的试桩资料，综合确定。当缺乏可参照的试桩资料或地质条件复杂时，应由现场静载荷试验确定；

3 对设计等级为丙级的杆塔桩基，可根据原位测试或经验参数确定。

9.3.6 当根据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极限承载力标准值时，宜按下式估算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (9.3.6-1)$$

式中：

u —桩身周长，m；

q_{sik} —桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-1取值；

l_i —桩侧第*i*层土的土层厚度，m；

q_{pk} —桩端土的极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时可按表9.3.6-2取值。

表 9.3.6-1 桩侧土的极限侧阻力标准值 q_{sik} (kPa)

土的名称	土的状态		混凝土预制桩	泥浆护壁钻(冲)孔桩	干作业钻孔桩
填土			22~30	20~28	20~28
淤泥			14~20	12~18	12~18
淤泥质土			22~30	20~28	20~28
黏性土	流塑	$I_L > 1$	24~40	21~38	21~38
	软塑	$0.75 < I_L \leq 1$	40~55	38~53	38~53
	可塑	$0.50 < I_L \leq 0.75$	55~70	53~68	53~66
	硬可塑	$0.25 < I_L \leq 0.50$	70~86	68~84	66~82
	硬塑	$0 < I_L \leq 0.25$	86~98	84~96	82~94
	坚硬	$I_L \leq 0$	98~105	96~102	94~104
红黏土	$0.7 < a_w \leq 1.0$		13~32	12~30	12~30
	$0.5 < a_w \leq 0.7$		32~74	30~70	30~70
粉土	稍密	$e > 0.9$	26~46	24~42	24~42
	中密	$0.75 \leq e \leq 0.9$	46~66	42~62	42~62
	密实	$e < 0.75$	66~88	62~82	62~82
粉细砂	稍密	$10 < N \leq 15$	24~48	22~46	22~46
	中密	$15 < N \leq 30$	48~66	46~64	46~64
	密实	$N > 30$	66~88	64~86	64~86
中砂	中密	$15 < N \leq 30$	54~74	53~72	53~72
	密实	$N > 30$	74~95	72~94	72~94
粗砂	中密	$15 < N \leq 30$	74~95	74~95	76~98
	密实	$N > 30$	95~116	95~116	98~120

土的名称	土的状态		混凝土预制桩	泥浆护壁 钻(冲) 孔桩	干作业钻 孔桩
	稍密 中密(密实)	$5 < N_{63.5} \leq 15$ $N_{63.5} > 15$			
砾砂	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	70~110 116~138	50~90 116~130	60~100 112~130
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	160~200	135~150	135~150
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5} > 10$	200~300	140~170	150~170
全风化软质岩		$30 < N \leq 50$	100~120	80~100	80~100
全风化硬质岩		$30 < N \leq 50$	140~160	120~140	120~150
强风化软质岩		$N_{63.5} > 10$	160~240	140~200	140~220
强风化硬质岩		$N_{63.5} > 10$	220~300	160~240	160~260

注：1 对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

2 a_w 为含水比， $a_w = w / w_l$ ， w 为土的天然含水量， w_l 为土的液限；

3 N 为标准贯入击数； $N_{63.5}$ 为重型圆锥动力触探击数；

4 全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为 $f_{rk} \leq 15\text{MPa}$ 、 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 的岩石。

表 9.3.6-2 桩端土的极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)

土名称	桩型 土的状态		混凝土预制桩桩长 l (m)				泥浆护壁钻(冲)孔桩桩长 l (m)				干作业钻孔桩桩长 l (m)		
			$l \leq 6$	$6 < l \leq 12$	$12 < l \leq 18$	$l > 18$	$5 < l < 10$	$10 < l < 15$	$15 < l < 30$	$30 < l$	$50 < l < 100$	$100 < l < 150$	$150 < l$
黏性土	软塑	$0.75 < I_L \leq 1.0$	210~850	650~1400	1200~1800	1300~1900	150~250	250~300	300~450	300~450	200~400	400~700	700~950
	可塑	$0.50 < I_L \leq 0.75$	850~1700	1400~2200	1900~2800	2300~3600	350~450	450~600	600~750	750~800	500~700	800~1100	1000~1600
	硬可塑	$0.25 < I_L \leq 0.50$	1500~2300	2300~3300	2700~3600	3600~4400	800~900	900~1000	1000~1200	1200~1400	850~1100	1500~1700	1700~1900
	硬塑	$0 < I_L \leq 0.25$	2500~3800	3800~5500	5500~6000	6000~6800	1100~1200	1200~1400	1400~1600	1600~1800	1600~1800	2200~2400	2600~2800
粉土	中密	$0.75 \leq e \leq 0.9$	950~1700	1400~2100	1900~2700	2500~3400	300~500	500~650	650~750	750~850	800~1200	1200~1400	1400~1600
	密实	$e < 0.75$	1500~2600	2100~3000	2700~3600	3600~4400	650~900	750~950	900~1100	1100~1200	1200~1700	1400~1900	1600~2100
粉砂	稍密	$10 < N < 21$	1000~1600	1500~2300	1900~2700	2100~3000	350~500	450~600	600~700	650~750	500~950	1300~1600	1500~1700
	中密、密实	$N > 15$	1400~2200	2100~3000	3000~4500	3800~5500	600~750	750~900	900~1100	1100~1200	900~1000	1700~1900	1700~1900
细砂	中密、密实	$N > 15$	2500~4000	3600~5000	4400~6000	5300~7000	650~850	900~1200	1200~1500	1500~1800	1200~1600	2000~2400	2400~2700
中砂			4000~6000	5500~7000	6500~8000	7500~9000	850~1050	1100~1500	1500~1900	1900~2100	1800~2400	2800~3800	3600~4400
粗砂			5700~7500	7500~8500	8500~10000	9500~11000	1500~1800	2100~2400	2400~2600	2600~2800	2900~3600	4000~4600	4600~5200
砾砂	中密、密实	$N > 15$	6000~9500		9000~10500		1400~2000		2000~3200		3500~5000		
角砾、圆砾		$N_{63.5} > 10$	7000~10000		9500~11500		1800~2200		2200~3600		4000~5500		

土名称	土的状态		桩型				混凝土预制桩桩长 l (m)				泥浆护壁钻(冲)孔桩桩长 l (m)				干作业钻孔桩桩长 l (m)		
			$l \leq 6$	$6 < l \leq 12$	$12 < l \leq 18$	$l > 18$	$5 < l < 10$	$10 < l < 15$	$15 < l < 30$	$30 < l$	$5 < l < 10$	$10 < l < 15$	$15 < l$				
碎石、卵石		$N_{63.5} > 10$	8000~11000		10500~13000		2000~3000		3000~4000		4500~6500						
全风化软质岩		$30 < N$ 质岩 5	4000~6000				1000~1600				1200~2000						
全风化硬质岩		$30 < N \leq 50$	5000~8000				1200~2000				1400~2400						
强风化软质岩		$N_{63.5} > 10$	6000~9000				1400~2200				1600~2600						
强风化硬质岩		$N_{63.5} > 10$	7000~11000				1800~2800				2000~3000						

注：1 砂土和碎石类土中桩的极限端阻力取值，宜综合考虑土的密实度，桩端进入持力层的深径比 h_b/d ，土愈密实， h_b/d 愈大，取值愈高；

2 预制桩的岩石极限端阻力指桩端支承于中、微风化基岩表面或进入强风化岩、软质岩一定深度条件下极限端阻力。

3 全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩指其母岩分别为 $f_{tk} \leq 15\text{MPa}$ 、 $f_{tk} > 30\text{MPa}$ 的岩石。

9.3.7 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定大直径单桩下压极限承载力标准值时，宜按下式计算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum \psi_{si} q_{sik} l_i + \psi_p q_{pk} A_p \quad (9.3.7-1)$$

式中：

u —桩身周长，m，当挖孔桩桩周护壁为振捣密实的混凝土时，桩身周长可按护壁外直径计算；

q_{sik} —桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.4-1取值，对于扩底桩变截面以上2*d*长度范围不计侧阻力；

q_{pk} ——桩径为800mm的极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.4-2取值；对于干作业挖孔（清底干净）可采用深层载荷板试验确定；当不能进行深层载荷板试验时，可按表9.3.7-1取值；

ψ_{si} 、 ψ_p ——大直径桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数，按表9.3.7-2取值。

表9.3.7-1 干作业挖孔桩（清底干净，D=800mm）极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)

土名称		状态		
黏性土		$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0 < I_L \leq 0.25$	$I_L \leq 0$
		800~1800	1800~2400	2400~3000
粉土			$0.75 \leq e \leq 0.9$	$e < 0.75$
			1000~1500	1500~2000
砂土、碎石类土		稍密	中密	密实
	粉砂	500~700	800~1100	1200~2000
	细砂	700~1100	1200~1800	2000~2500
	中砂	1000~2000	2200~3200	3500~5000
	粗砂	1200~2200	2500~3500	4000~5500
	砾砂	1400~2400	2600~4000	5000~7000
	圆砾、角砾	1600~3000	3200~5000	6000~9000
	卵石、碎石	2000~3000	3300~5000	7000~11000

注：1D为桩扩底直径，当桩进入持力层的深度 h_b 分别为： $h_b \leq D$ ， $D < h_b \leq 4D$ ， $h_b > 4D$ 时， q_{pk} 可相应取低、中、高值。

2 砂土密实度可根据标贯击数判定, $N \leq 10$ 为松散, $10 < N \leq 15$ 为稍密, $15 < N \leq 30$ 为中密, $N > 30$ 为密实。

3 当桩的长径比 $l/d \leq 8$ 时, q_{pk} 宜取较低值。

4 当对沉降要求不严时, q_{pk} 可取高值。

表9.3.7-2 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

土类型	黏性土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/D)^{1/5}$	$(0.8/D)^{1/3}$

注: 当为等直径桩时, 表中 $D=d$ 。

9.3.8 对于微型桩基础, 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩下压极限承载力标准值时, 可按照下式计算:

$$Q_{uk} = u \sum \delta_{Ni} q_{sik} l_i \quad (9.3.8-1)$$

式中:

u —桩身周长, m;

q_{sik} —桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值, 如无当地经验时, 可按表9.3.6-1取值, kPa;

l_i —桩侧第 i 层土的土层厚度, m;

δ_{Ni} —注浆工艺抗压调整系数, 宜取1.0, 当采用二次注浆工艺时可取1.1~1.3;

当桩尖进入硬土层且进入端部二次注浆扩径时, 可计入桩端承载力, 扩径长度应不小于扩径的2.5倍。

9.3.9 对于PHC管桩基础, 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩下压极限承载力标准值时, 可按下列式计算:

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} (A_j + \lambda_p A_{p1}) \quad (9.3.9-1)$$

式中:

A_j —管桩桩端净面积 $A_j = \frac{\pi}{4} (d^2 - d_1^2)$, m^2 ; 其中 d 为管桩外径, d_1 为管桩内径, m;

A_{p1} —管桩敞口面积 $A_{p1} = \frac{\pi}{4} d_1^2$, m^2 ;

λ_p —桩端土塞效应系数。对闭口管桩 $\lambda_p = 1$ ，当 $h_b/d < 5$ 时，
 $\lambda_p = 0.16h_b/d$ ；当 $h_b/d \geq 5$ 时， $\lambda_p = 0.8$ ；

h_b —桩端进入持力层深度，m；

q_{pk} —桩端处土的极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-2取值；

9.3.10 对于挤扩支盘桩基础，当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩下压极限承载力标准值时，可按下式计算：

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} L_i + \sum \eta q_{pik} A_{pi} + q_{pk} A_p \quad (9.3.10-1)$$

式中：

Q_{uk} —单桩竖向极限承载力标准值，kN；

L_i —当第 i 层土中设置承力盘时，桩穿越第 i 层土折减盘高的有效厚度，m，按表9.3.10-1的计算方法确定；

η —盘底土层极限端阻力标准值的修正系数；水下作业时可按表9.3.10-2的规定取值；干作业可参照表9.3.10-3的规定取值；

q_{pik} —桩身上第 i 个盘处土的极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-2取值；

A_{pi} —扣除桩身截面积的盘的水平投影面积， m^2 ；

q_{sik} ， q_{pk} —极限侧阻力标准值和极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-1和表9.3.6-2取值；

A_p —桩端面积， m^2 。

表9.3.10-1 L_i 的计算方法

土层名称	公 式
黏性土、粉土	$L_i = l_i - 1.2h$
砂土	$L_i = l_i - (1.5 \sim 1.8) h$
碎石类土	$L_i = l_i - 1.8h$
其他	$L_i = l_i - (1.1 \sim 1.2) h$

注 1： l_i 为 i 层土的厚度；

注 2： h 为承力盘高度，未设置承力盘时 $h=0$ 。

表9.3.10-2 水下作业盘底土层极限端阻力标准值修正系数 η

盘径 (mm)	900	1400	1900
上盘	1.3	0.95	0.9
中盘	1.2	0.85	0.8
下盘	1.1	0.75	0.7
注: 1、上盘、下盘以外的所有盘均称“中盘”;			
注: 2、当底盘部持力层土厚度小于 4d 时, 表中取值宜适当折减。			

表9.3.10-3 干法作业盘底土层极限端阻力标准值修正系数 η

土层名称	硬塑黏土	可塑黏土	粉土	粉砂	细砂	中粗砂
η	0.6-0.8	0.8-1.0	0.8-1.0	0.8-0.9	0.6-0.7	0.4-0.5

9.3.11 对于嵌岩桩基础, 根据岩土体物理力学性质指标与承载力之间的经验关系确定单桩下压极限承载力标准值时, 可按下式计算:

$$Q_{uk} = u_1 \sum \xi_{fi} q_{sik} l_i + u_2 \xi_s f_{ucs} h_r + \xi_p f_{ucs} A_p \quad (9.3.11-1)$$

式中:

Q_{uk} — 嵌岩桩竖向抗压极限承载力标准值, kN;

u_1 — 覆盖土层桩身周长, m;

u_2 — 嵌岩段桩身周长, m;

l_i — 覆盖土层桩周第 i 层土的厚度, m;

h_r — 桩嵌入基岩深度 (不计全风化岩层、极软岩层和极破碎岩层的嵌岩桩长), m; 当 $h_r \geq 5d$ 时, 取 $h_r = 5d$, d 为嵌岩段桩径, m;

f_{ucs} — 岩石单轴抗压强度, MPa; 当 f_{ucs} 值大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时, 取 $f_{ucs} = f_{ck}$ 进行计算;

ξ_{fi} — 桩周第 i 层覆盖土侧阻力发挥系数, 可根据桩端岩石单轴抗压强度确定, 当 $2\text{MPa} < f_{ucs} < 15\text{MPa}$ 时, $\xi_{fi} = 0.80$; 当 $15\text{MPa} \leq f_{ucs} \leq 30\text{MPa}$ 时, $\xi_{fi} = 0.50$; 当 $f_{ucs} > 30\text{MPa}$ 时, $\xi_{fi} = 0.20$;

ξ_s — 桩侧岩体极限侧阻力系数, 宜通过试验确定; 无当地经验值, 可根据桩侧岩石单轴抗压强度, 按 $\xi_s = 0.4 \left(\frac{f}{f_{ck}} \right)^{0.5}$ 计算确定;

ξ_p — 桩侧岩体极限端阻力系数，宜通过试验确定；如无当地经验值，可根据桩端岩石单轴抗压强度，按 $\xi_p = \mathbf{B} (f_c)^{90}$ 计算确定；

q_{sik} — 极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-1取值。

9.3.12 对于桩身周围有液化土层的桩基，可按下列两种情况分别进行抗震验算：

1 地震作用按全部地震作用采用，可将液化土层极限侧阻力标准值乘以土层液化折减系数计算单桩下压极限承载力标准值。土层液化折减系数 ψ_L 按表9.3.12-1确定。

2 地震作用按水平地震影响系数最大值的10%采用，计算单桩下压极限承载力标准值时应扣除液化土层的桩周摩阻力，同时，对低承台桩基应扣除承台底面以下2.0m深度范围内非液化土层的桩周摩阻力，对高承台桩基及单桩应扣除设计地面以下3.0m深度范围内非液化土层的桩周摩阻力。

表9.3.12-1 土层液化折减系数 ψ_L

序号	$\lambda_N = N_{63.5} / N_{cr}$	自设计地面算起的液化土层深度 d_L (m)	ψ_L
1	$\lambda_N \leq 0.6$	$d_L \leq 10$	0
		$10 < d_L \leq 20$	1/3
2	$0.6 < \lambda_N \leq 0.8$	$d_L \leq 10$	1/3
		$10 < d_L \leq 20$	2/3
3	$0.8 < \lambda_N \leq 1.0$	$d_L \leq 10$	2/3
		$10 < d_L \leq 20$	1.0

注：1 $N_{63.5}$ 为饱和土标准贯入击数实测值； N_{cr} 为液化判别标准贯入击数临界值；

2 对低承台桩基，当承台底面上、下分别有厚度不小于1.5、1.0m的非液化土或非软弱土时， ψ_L 可按表中取值；当无法满足时，应按表中降低一档采用；

3 对高承台桩基及单桩，当自设计地面向下有厚度不小于3.0m的非液化土或非软弱土覆盖层时， ψ_L 可按表中取值；当无法满足时，应按表中降低一档采用。

9.3.13 存在液化土层的桩基，桩深入非液化土中的长度，应按计算确定，且对于碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土还不宜小于0.5m；对于其它非岩石土，同时不宜小于1.5m。

9.3.14 对于桩距不超过 $6d$ 的群桩基础，且桩端持力层下存在承载力低于桩端持力层承载力 $1/3$ 的软弱下卧层时，可按下列公式验算软弱下卧层的承载力（图9.3.12）：

$$\sigma_z + \gamma_m z \leq f_{az} \quad (9.3.14-1)$$

$$\sigma_z = \frac{(F_k + G_k) - 3/2(A_0 + B_0) \cdot \sum q_{sik} l_i}{(A_0 + 2t \cdot tg\theta)(B_0 + 2t \cdot tg\theta)} \quad (9.3.14-2)$$

式中：

σ_z —作用于软弱下卧层顶面的附加应力， N/mm^2 ；

γ_m —软弱层顶面以上各土层重度(地下水以下取浮重度)的厚度加权平均值， kN/m^3 ；

t —硬持力层厚度， m ；

f_{az} —软弱下卧层经深度 z 修正的地基承载力特征值， kPa ；

A_0 、 B_0 —桩群外缘矩形底面的长、短边边长， m ；

q_{sik} —桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值， kPa ，无当地经验时，可根据成桩工艺按本规范表9.3.6-1取值；

θ —桩端硬持力层压力扩散角，按表9.3.14-1取值。

表9.3.14-1 桩端硬持力层压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	$t = 0.25B_0$	$t \geq 0.50B_0$
1	4°	12°
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1 E_{s1} 、 E_{s2} 为硬持力层、软弱下卧层的压缩模量；

2 当 $t < 0.25B_0$ 时，取 $\theta = 0^\circ$ ，必要时，宜通过试验确定；当 $0.25B_0 < t < 0.50B_0$ 时，可内插取值；

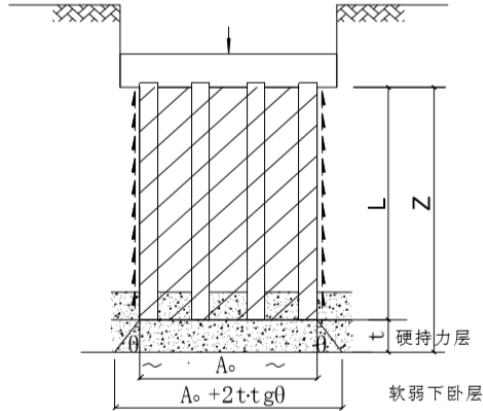


图9.3.14 软弱下卧层承载力验算

9.4 桩上拔承载力计算

9.4.1 单桩及群桩中基桩的上拔承载力计算应符合下列要求：

1 荷载效应标准组合：

单桩：

$$T_k \leq T_{uk} / K_1 + G_p \quad (9.4.1-1)$$

桩基中的基桩应同时满足下列要求：

$$T_{kmax} \leq T_{uk} / K_1 + G_p \quad (9.4.1-2)$$

$$T_k \leq T_{gk} / K_1 + G_{gp} \quad (9.4.1-3)$$

式中：

T_k —按荷载效应标准组合计算的单桩或基桩上拔力，kN；

T_{kmax} —按荷载效应标准组合偏心荷载计算的单桩最大上拔力，kN；

T_{gk} —群桩呈整体破坏时基桩的抗拔极限承载力标准值，kN；

T_{uk} —单桩或群桩呈非整体破坏时基桩的抗拔极限承载力标准值，kN；

G_{gp} —群桩基础所包围体积的桩土总自重除以总桩数，地下水位以下取浮重度，kN；

G_p —基桩自重, kN, 地下水位以下取浮重度, 对于扩底桩应按表9.4.2-1确定桩、土柱体周长, 计算桩、土自重。

K_1 —上拔承载力安全系数。

2 地震作用效应组合:

单桩:

$$T_{Ek} \leq 1.25(T_{uk} / K_1 + G_p) \quad (9.4.1-4)$$

桩基中的基桩应同时满足以下两式:

$$T_{Ekmax} \leq 1.25(T_{uk} / K_1 + G_p) \quad (9.4.1-5)$$

$$T_{Ek} \leq 1.25(T_{gk} / K_1 + G_{gp}) \quad (9.4.1-6)$$

式中:

T_{Ek} —地震作用效应和荷载效应标准组合计算的单桩或基桩上拔力, kN;

T_{Ekmax} —地震作用效应和荷载效应标准组合偏心荷载计算的单桩上拔力, kN;

注: 当进行抗震验算时, 应按9.3.10规定的两类验算情况分别计算, T_{uk} 及 T_{gk} 的侧摩阻力应按该条规定的范围及系数进行折减或扣除, 同时应扣除 G_p 和 G_{gp} 中液化土层的土重。

9.4.2 单桩、群桩基础及其基桩的抗拔极限承载力标准值应按下列规定确定:

1 设计等级为甲级的杆塔桩基, 应采用单桩上拔静载荷试验确定。

2 设计等级为乙级的杆塔桩基, 当缺乏可参照的试桩资料或地质条件复杂时, 应由单桩上拔静载荷试验确定;

3 对设计等级为丙级的杆塔桩基, 可根据经验参数确定。

9.4.3 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩上拔极限承载力标准值时, 宜按下式计算:

1 群桩呈非整体坏时, 基桩的抗拔极限承载力标准值可按下式计算:

$$T_{uk} = \sum \lambda_i q_{sik} u_i l_i \quad (9.4.3-1)$$

式中:

T_{uk} —单桩或基桩抗拔极限承载力标准值, kN;

u_i —桩身周长, m, 对于等直径桩取 $u = \pi d$; 对于扩底桩按表 9.4.3-1 取值;

q_{sik} —极限侧阻力标准值, kPa, 如无当地经验时, 可按表 9.3.4-1 取值;

λ_i —抗拔系数, 可按表 9.4.3-2 取值。

表 9.4.3-1 扩底桩破坏表面周长 u_i

自桩底起算的长度 l_i	$\leq (4\sim 10) d$	$> (4\sim 10) d$
u_i	πD	πd

注: l_i 对软土取低值, 对卵石、砾石取高值; l_i 取值按内摩擦角增大而增加。

表 9.4.3-2 抗拔系数 λ

土 类	λ_i 值
砂 土	0.50~0.70
黏性土、粉土	0.70~0.80

注: 1 桩长 l 与桩径 d 之比小于 20 时, λ_i 取小值;

2 对于微型桩基础, 砂土可取 0.5, 黏性土、粉土可取 0.6。

2 群桩呈整体破坏时, 基桩的抗拔极限承载力标准值可按下式计算:

$$T_{\text{gk}} = \frac{1}{n} u_1 \sum \lambda_i q_{\text{sik}} l_i \quad (9.4.3-2)$$

式中: u_1 —桩群外围周长, m。

9.4.4 对于微型桩基础, 基桩的抗拔极限承载力标准值应通过现场静载荷试验确定, 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系来确定单桩上拔极限承载力标准值时, 可按照下式计算:

$$T_{\text{uk}} = \sum \lambda_i \delta_{\text{T}_i} q_{\text{sik}} u_i l_i \quad (9.4.4-1)$$

$$T_{\text{gk}} = \frac{1}{n} u_1 \sum \lambda_i \delta_{\text{T}_i} q_{\text{sik}} l_i \quad (9.4.4-2)$$

式中:

q_{sik} —极限侧阻力标准值, kPa, 如无当地经验时, 可按表 9.3.6-1 取值;

λ_i —抗拔系数, 可按表 9.4.3-2 取值;

δ_{T_i} —注浆工艺抗拔调整系数, 宜取 1.0, 当采用二次注浆工艺时可取 1.1~1.2。

9.4.5 对于挤扩支盘桩基础，当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩上拔极限承载力标准值时，可按式估算：

$$T_{\text{gk}} = u \sum \lambda_i q_{\text{sik}} l_i + \sum \eta q_{\text{pik}} A_{\text{pi}} \quad (9.4.5-1)$$

式中：

q_{sik} —极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-1取值；

λ_i —抗拔系数，可按表9.4.3-2取值；

q_{pik} —桩身上第*i*个盘处土的极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.6-2取值。

9.4.7 对于嵌岩桩基础，当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩上拔极限承载力标准值时，可按照下式计算：

$$T_{\text{uk}} = u_1 \sum \lambda_i \xi_{\text{in}} q_{\text{sik}} l_i + u_2 \lambda_s \xi_s f_{\text{ucs}} h_r \quad (9.4.7-1)$$

式中：

q_{sik} —极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表9.3.4-1取值；

λ_i —抗拔系数，可按表9.4.3-2取值；

λ_s —嵌岩段岩石极限侧阻力抗拔折减系数，取0.7；

9.5 桩水平承载力与位移计算

9.5.1 单桩及群桩中基桩的水平承载力计算应符合下列要求：

1 荷载效应标准组合：

单桩：

$$H_k \leq R_{\text{ha}} \quad (9.5.1-1)$$

桩基中的基桩应同时满足下列要求：

$$H_k \leq R_{\text{h}} \quad (9.5.1-2)$$

式中：

H_k —按荷载效应标准组合计算的单桩或基桩水平力，kN；

R_{ha} —单桩基础的水平承载力，kN；

R_{h} —桩基中的基桩水平承载力，kN；

9.5.2 桩的水平变形系数 α (m^{-1}) 可按下式确定：

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (9.5.2-1)$$

式中:

m —桩侧土水平抗力系数的比例系数, MN/m⁴;

b_0 —桩身的计算宽度, m, 对圆形桩, 当直径 $d \leq 1$ m时, $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$; 当直径 $d > 1$ m时, $b_0 = 0.9(d + 1)$;

EI —桩身抗弯刚度, 对于钢筋混凝土桩, $EI = 0.85E_c I_0$; E_c 为混凝土弹性模量; I_0 为桩身换算截面惯性矩, 圆形截面为:

$$I_0 = \frac{\pi d^2}{64} [d^2 + 2(\alpha_E - 1)\rho_g d_0^2]; \quad \alpha_E \text{ 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值; } \rho_g \text{ 为桩身配筋率; } d_0 \text{ 为纵向钢筋圆环的直径。}$$

性模量的比值; ρ_g 为桩身配筋率; d_0 为纵向钢筋圆环的直径。

9.5.3 当桩的水平承载力由水平位移控制, 且缺少单桩水平静载试验资料时, 可按下式估算预制桩、钢桩、桩身配筋率不小于0.65%的灌注桩单桩水平承载力:

$$R_{ha} = 0.75 \frac{\alpha^3 EI}{v_x} \chi_{0a} \quad (9.5.3-1)$$

式中:

χ_{0a} —桩顶允许水平位移, mm;

v_x —桩顶水平位移系数, 按表9.5.3-1取值。

表9.5.3-1 桩顶水平位移系数 v_x

桩顶约束情况	桩的换算埋深 (αh)	v_x
铰接、自由	4.0	2.441
	3.5	2.502
	3.0	2.727
	2.8	2.905
	2.6	3.163
	2.4	3.526
固结	4.0	0.940
	3.5	0.970
	3.0	1.028
	2.8	1.055
	2.6	1.079
	2.4	1.095

注: 当 $\alpha h > 4$ 时, 取 $\alpha h = 4$ 。

9.5.4 桩侧土水平抗力系数的比例系数 m ，应按下列规定确定：

1 对设计等级为甲级的杆塔桩基，有条件时应通过单桩水平静载试验确定。

2 对设计等级为乙级、丙级的杆塔桩基，当无静载试验资料时，可按表9.5.4-1取值。

表9.5.4-1 地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

序号	地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
		m (MN/m^4)	相应单桩 在地面处 水平位移 (mm)	m (MN/m^4)	相应单桩 在地面处 水平位移 (mm)
1	淤泥；淤泥质土；饱和湿陷性黄土	2~4.5	6~12	2.5~6	6~12
2	流塑 ($I_L > 1$)、软塑 ($0.75 < I_L \leq 1$) 状黏性土； $e > 0.9$ 粉土；松散粉细砂；松散、稍密填土	4.5~6.0	4~8	6~14	4~8
3	可塑 ($0.25 < I_L \leq 0.75$) 状黏性土、湿陷性黄土； $e = 0.75 \sim 0.9$ 粉土；中密填土；稍密细砂	6.0~10	3~6	14~35	3~6
4	硬塑 ($0 < I_L \leq 0.25$)、坚硬 ($I_L \leq 0$) 状黏性土、湿陷性黄土； $e < 0.75$ 粉土；中密的中粗砂；密实老填土	10~22	2~5	35~100	2~5
5	中密、密实的砾砂、碎石类土	—	—	100~300	1.5~3

注：1 当桩顶水平位移大于表列数值或灌注桩配筋率较高 ($\geq 0.65\%$) 时， m 值应适当降低；当预制桩的水平位移小于10mm时， m 值可适当提高。

2 当地基为可液化土层时，应将表列数值乘以本标准表9.3.12-1中相应的系数 ψ_L 。

9.5.5 群桩基础的基桩水平承载力特征值应考虑由承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应，可按下列公式确定：

$$R_h = \eta_h R_{ha} \quad (9.5.5-1)$$

考虑地震作用且 $S_a/d \leq 6$ 时：

$$\eta_h = \eta_l \eta_r + \eta_i \quad (9.5.5-2)$$

$$\eta_i = \frac{\left(\frac{s_a}{d}\right)^{0.015n_2+0.45}}{0.15n_1 + 0.10n_2 + 1.9} \quad (9.5.5-3)$$

$$\eta_l = \frac{m \cdot x_{0a} \cdot B'_c \cdot h_c^2}{2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot R_{ha}} \quad (9.5.5-4)$$

$$x_{0a} = \frac{R_{ha} \cdot v_x}{\alpha^3 \cdot EI} \quad (9.5.5-5)$$

其他情况：

$$\eta_h = \eta_l \eta_r + \eta_i + \eta_b \quad (9.5.5-6)$$

$$\eta_b = \frac{\mu \cdot P_c}{n_1 \cdot n_2 \cdot R_h} \quad (9.5.5-7)$$

$$B'_c = B_c + 1(m) \quad (9.5.5-8)$$

$$P_c = \eta_c f_{ak} (A - nA_{ps}) \quad (9.5.5-9)$$

式中：

η_h 一群桩效应综合系数；

η_i 一桩的相互影响效应系数；

η_r 一桩顶约束效应系数（桩顶嵌入承台长度 50~100mm 时），按表 9.5.5-1 取值；

η_l 一承台侧向土抗力效应系数（承台侧面回填土为松散状态时取 $\eta_l = 0$ ）；

η_b 一承台底摩阻效应系数；

s_a/d 一沿水平荷载方向的距径比；

n_1, n_2 一分别为沿水平荷载方向与垂直水平荷载方向每排桩中的桩数；

m 一承台侧面土水平抗力系数的比例系数，MN/m⁴，当无试验资料时可按本标准表 9.5.4-1 取值；

x_{0a} 一桩顶（承台）的水平位移允许值，mm，当以位移控制时，可取 $x_{0a} = 10\text{mm}$ （对水平位移敏感的结构物取 $x_{0a} = 6\text{mm}$ ）；当以桩身强度控制（低配筋率灌注桩）时，可近似按本标准式（9.5.5-5）确定；

B_c —承台受侧向土抗力一边的计算宽度，m；

B_c —承台宽度，m；

h_c —承台高度(m)，m；

μ —承台底与基土间的摩擦系数，可按表 9.5.5-2 取值；

P_c —承台底地基土分担的竖向总荷载标准值，kN；

η_c —按表 9.3.4-1 取值；

A —承台总面积， m^2 ；

A_{ps} —桩身截面面积， m^2 。

表9.5.5-1 桩顶约束效应系数 η_r

换算深度 αh	2.4	2.6	2.8	3.0	3.5	≥ 4.0
位移控制	2.58	2.34	2.20	2.13	2.07	2.05
强度控制	1.44	1.57	1.71	1.82	2.00	2.07

注： $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$ ， h 为桩的入土长度。

表 9.5.5-2 承台底与基土间的摩擦系数 μ

土的类型		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土	密实、中密（稍湿）	0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软岩、软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的较硬岩、坚硬岩		0.65~0.75

9.5.6 嵌岩桩水平承载性能宜通过试验确定，当不具备试验条件时，嵌岩桩的嵌岩深度应满足下式(9.5.6-1)要求，且不应小于 1.5 倍嵌岩段桩径：

$$h_{\min} = \frac{5.71H_k^2 + \sqrt{32.66H_k^2 + 17.15\varphi_r f_{ucs} M_k d}}{\varphi_r \varphi_\beta f_{ucs} d} \quad (9.5.6-1)$$

式中：

h_{\min} —桩身最小嵌岩深度，m；

H_k —嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面水平力标准值, kN;

M_k —嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面弯矩标准值, kN·m;

d —嵌岩段桩身直径, m;

φ_r —嵌岩段侧岩体竖向抗压强度换算为水平抗压强度的折减系数, 取 0.5~1.0, 岩体节理发育时取小值, 反之取大值;

φ_β —嵌岩段桩周岩体坡度修正系数。当坡度 $\beta \leq 10^\circ$ 时, 取 1.0; 当 $10^\circ < \beta \leq 45^\circ$ 时, 取 0.67; 当 $\beta > 45^\circ$ 时取 0.33;

f_{ucs} —岩石天然状态单轴抗压强度标准值, MPa。当 $\varphi_t \varphi_\beta f_{ucs}$ 大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时, 取 $\varphi_t \varphi_\beta f_{ucs} = f_{ck}$ 进行计算。

9.5.7 对于混凝土护壁的挖孔桩, 计算单桩水平承载力时, 其设计桩径取护壁内直径。

9.6 桩身和承台计算

9.6.1 桩身进行承载力和裂缝控制计算时应考虑桩身材料强度、成桩工艺、吊运与沉桩、约束条件、环境类别诸因素, 除按本节有关规定执行外, 尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017和《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。

9.6.2 钢筋混凝土轴心受压桩正截面受压承载力应符合下列规定:

1 当桩顶以下 5d 范围的桩身螺旋式箍筋间距不大于 100mm 时:

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} + 0.9 f_y' A_s' \quad (9.6.2-1)$$

2 当桩身配筋不符合上述 1 款规定时:

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} \quad (9.6.2-2)$$

式中:

N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值, kN;

ψ_c ——基桩成桩工艺系数, 按第 9.6.3 条规定取值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, kPa;

f_y' ——纵向主筋抗压强度设计值, N/mm²;

A_s ——纵向主筋截面面积, m^2 ;

A_{ps} ——桩身截面面积, m^2 。

9.6.3 基桩成桩工艺系数 ψ_c 应按下列规定取值:

- 1 混凝土预制桩、预应力混凝土空心桩: $\psi_c = 0.85$;
- 2 干作业非挤土灌注桩: $\psi_c = 0.90$;
- 3 泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩: $\psi_c = 0.7 \sim 0.8$;
- 4 软土地区挤土灌注桩: $\psi_c = 0.6$ 。

9.6.4 计算轴心受压混凝土桩正截面受压承载力时,一般取稳定系数 $\phi = 1.0$ 。对于高承台基桩、桩身穿越可液化土或不排水抗剪强度小于 10kPa 的软弱土层的基桩,应考虑压屈影响,可按本标准式 (9.6.2-1)、(9.6.2-2) 计算所得桩身正截面受压承载力乘以 ϕ 折减。其稳定系数 ϕ 可根据桩身压屈计算长度 l_c 和桩的设计直径 d (或矩形桩短边尺寸 b) 确定。桩身压屈计算长度可根据桩顶的约束情况、桩身露出地面的自由长度 l_0 、桩的入土长度 h 、桩侧和桩底的土质条件应按表 9.6.4-1 确定。桩的稳定系数可按表 9.6.4-2 确定。

表 9.6.4-1 桩身压屈计算长度 l_c

桩 顶 铰 接				桩 顶 固 接			
桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内		桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内	
$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$	$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$	$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$	$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$

$l_c = 1.0 \times (l_0 + h)$	$l_c = 0.7 \times \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right)$	$l_c = 0.7 \times (l_0 + h)$	$l_c = 0.7 \times \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right)$	$l_c = 0.7 \times (l_0 + h)$	$l_c = 0.5 \times \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right)$	$l_c = 0.5 \times (l_0 + h)$	$l_c = 0.5 \times \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right)$
------------------------------	--	------------------------------	--	------------------------------	--	------------------------------	--

注：1 表中 $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$ ；

2 l_0 为高承台基桩露出地面的长度，对于低承台桩基， $l_0 = 0$ ；

3 h 为桩的入土长度，当桩侧有厚度为 d_1 的液化土层时，桩露出地面长度 l_0 和桩的入土长度 h 分别调整为 $l'_0 = l_0 + \psi_1 d_1$ ， $h' = h - \psi_1 d_1$ ， ψ_1 按表 9.3.12-1 取值。

表 9.6.4-2 桩身稳定系数 ϕ

l_c/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_c/b	≤ 4	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
ϕ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_c/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_c/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
ϕ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注： b 为矩形桩短边尺寸， d 为桩直径。

9.6.5 计算偏心受压混凝土桩正截面受压承载力时，可不考虑偏心距的增大影响，但对于高承台基桩、桩身穿越可液化土或不排水抗剪强度小于 10kPa 的软弱土层的基桩，应考虑桩身在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心距的影响，应将轴向力对截面重心的初始偏心距 e_i 乘以偏心距增大系数 η ，偏心距增大系数 η 的具体计算方法可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行。

9.6.6 对于打入式钢管桩，可按以下规定验算桩身局部压曲：

1 当 $t/d = \frac{1}{50} \sim \frac{1}{80}$ ， $d \leq 600\text{mm}$ ，最大锤击压应力小于钢材

强度设计值时，可不进行局部压屈验算；

2 当 $d > 600\text{mm}$ ，可按下列式验算：

$$t/d \geq f'_y / 0.388E \quad (9.6.6-1)$$

3 当 $d \geq 900\text{mm}$ ，除按(9.6.6-1)式验算外，尚应按下列式验算：

$$t/d \geq \sqrt{f'_y/14.5E} \quad (9.6.6-2)$$

式中:

t 、 d —钢管桩壁厚、外径, m;

E 、 f'_y —钢材弹性模量、抗压强度设计值, N/mm²。

9.6.7 钢筋混凝土轴心抗拔桩的正截面受拉承载力应符合下式规定:

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_{py} \quad (9.6.7-1)$$

式中:

N —荷载效应基本组合下桩顶轴向拉力设计值, kN;

f_y 、 f_{py} —普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值, N/mm²;

A_s 、 A_{py} —普通钢筋、预应力钢筋的截面面积, m²。

9.6.8 对于抗拔桩的裂缝控制计算应符合下列规定:

1 对于严格要求不出现裂缝的一级裂缝控制等级预应力混凝土基桩, 在荷载效应标准组合下混凝土不应产生拉应力, 应符合下式要求:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (9.6.8-1)$$

2 对于一般要求不出现裂缝的二级裂缝控制等级预应力混凝土基桩, 在荷载效应标准组合下的拉应力不应大于混凝土轴心受拉强度标准值, 应符合下列公式要求:

在荷载效应标准组合下:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (9.6.8-2)$$

在荷载效应准永久组合下:

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (9.6.8-3)$$

3 对于允许出现裂缝的三级裂缝控制等级基桩, 按荷载效应标准组合计算的最大裂缝宽度应符合下列规定:

$$w_{max} \leq w_{lim} \quad (9.6.8-4)$$

式中:

σ_{ck} 、 σ_{cq} —荷载效应标准组合、准永久组合下正截面法向应力, N/mm²;

σ_{pc} 一扣除全部应力损失后, 桩身混凝土的预应力, N/mm^2 ;

f_{tk} 一混凝土轴心抗拉强度标准值, N/mm^2 ;

w_{max} 一按荷载效应标准组合计算的最大裂缝宽度, mm, 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算;

w_{lim} 一最大裂缝宽度限值, mm。

9.6.9 当考虑地震作用验算桩身抗拔承载力时, 应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定, 对作用于桩顶的地震作用效应进行调整。

9.6.10 对于受水平荷载和地震作用的桩, 其桩身受弯承载力和受剪承载力的验算应符合下列规定:

1 对于桩顶固端的桩, 应验算桩顶正截面弯矩; 对于桩顶自由或铰接的桩, 应验算桩身最大弯矩截面处的正截面弯矩;

2 应验算桩顶斜截面的受剪承载力;

3 桩身所承受最大弯矩和水平剪力的计算, 可按本标准附录 K 计算, 嵌岩桩按照桩底嵌固于基岩中进行计算;

4 桩身正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行;

5 当考虑地震作用验算桩身正截面受弯和斜截面受剪承载力时, 应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定, 对作用于桩顶的地震作用效应进行调整。

9.6.11 预制桩吊运时单吊点和双吊点的设置, 应按吊点(或支点)跨间正弯矩与吊点处的负弯矩相等的原则进行布置。考虑预制桩吊运时可能受到冲击和振动的影响, 计算吊运弯矩和吊运拉力时, 可将桩身重力乘以1.5的动力系数。

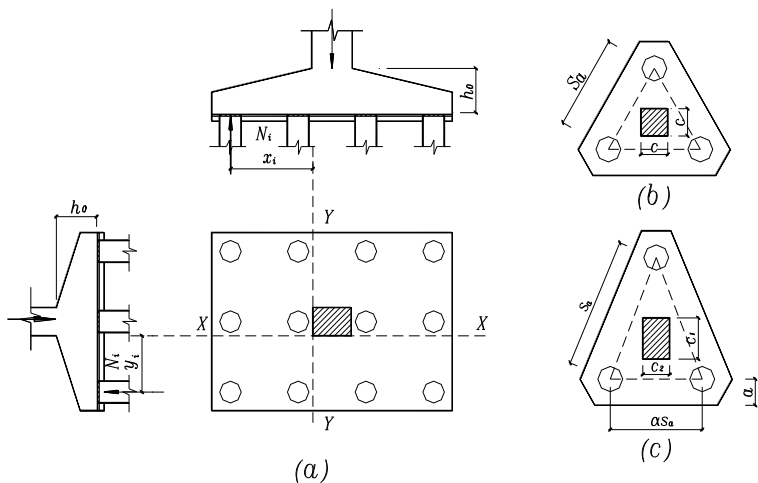
9.6.12 桩基承台应进行正截面受弯承载力计算。承台弯距可按本标准第9.6.13条的规定计算, 受弯承载力和配筋可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定进行。

9.6.13 独立桩基承台的正截面弯矩设计值可按下列规定计算:

1 矩形承台弯矩计算截面取在柱边和承台变阶处(图9.6.13-1 (a)), 可按下列公式计算:

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (9.6.13-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (9.6.13-2)$$



(a) 矩形多桩承台；(b) 等边三桩承台；(c) 等腰三桩承台
图 9.6.13-1 承台弯矩计算示意

式中：

M_x 、 M_y —— 分别为绕 X 轴和绕 Y 轴方向计算截面处的弯矩设计值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；

x_i 、 y_i —— 垂直 Y 轴和 X 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离， m ；

N_i —— 不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合下的第 i 基桩或复合基桩竖向反力设计值， kN 。

2 三桩承台的正截面弯距值应符合下列要求：

1) 等边三桩承台（图 9.6.13-1 (b)）

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s_a - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (9.6.13-3)$$

式中：

M —— 通过承台形心至各边边缘正交截面范围内板带的弯矩设计值， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；

N_{\max} —— 不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合下三桩中最大基桩或复合基桩竖向反力设计值， kN ；

s_a —— 桩中心距， m ；

c ——方柱边长, m, 圆柱时 $c = 0.8d$ (d 为圆柱直径)。

2) 等腰三桩承台(图 9.6.13-1 (c))

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s_a - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_1 \right) \quad (9.6.13-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha s_a - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_2 \right) \quad (9.6.13-5)$$

式中:

M_1 、 M_2 ——分别为通过承台形心至两腰边缘和底边边缘正交截面范围内板带的弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$;

s_a ——长向桩中心距, m;

α ——短向桩中心距与长向桩中心距之比, 当 α 小于 0.5 时, 应按变截面的二桩承台设计;

c_1 、 c_2 ——分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长, m。

9.6.14 轴心竖向力作用下桩基承台受柱的冲切, 可按下列规定计算:

1 冲切破坏锥体应采用自柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线所构成的锥体, 锥体斜面与承台底面之夹角不应小于 45° (图 9.6.14-1)。

2 受柱冲切承载力可按下列公式计算:

$$F_1 \leq \beta_{\text{hp}} \beta_0 u_m f_t h_0 \quad (9.6.14-1)$$

$$F_1 = F - \sum Q_i \quad (9.6.14-2)$$

$$\beta_0 = \frac{0.84}{\lambda + 0.2} \quad (9.6.14-3)$$

式中:

F_1 ——不计承台及其上土重, 在荷载效应基本组合下作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值, kN ;

f_t ——承台混凝土抗拉强度设计值, N/mm^2 ;

β_{hp} ——承台受冲切承载力截面高度影响系数, 当 $h \leq 800\text{mm}$ 时,

β_{hp} 取 1.0, $h \geq 2000\text{mm}$ 时, β_{hp} 取 0.9, 其间接线性内插法取值;

u_m ——承台冲切破坏锥体一半有效高度处的周长, m;

h_0 —承台冲切破坏锥体的有效高度, m;

β_0 —柱(墙)冲切系数;

λ —冲跨比, $\lambda = a_0/h_0$, a_0 为柱边或承台变阶处到桩边水平距离; 当 $\lambda < 0.25$ 时, 取 $\lambda = 0.25$; 当 $\lambda > 1.0$ 时, 取 $\lambda = 1.0$;

F —不计承台及其上土重, 在荷载效应基本组合作用下柱底的竖向荷载设计值, kN;

$\sum Q_i$ —不计承台及其上土重, kN, 在荷载效应基本组合下冲切破坏锥体内各基桩或复合基桩的反力设计值之和。

3 对于矩形独立承台受柱冲切的承载力可按下列公式计算(图 9.6.14-1):

$$F_l \leq 2[\beta_{0x}(b_c + a_{0y}) + \beta_{0y}(h_c + a_{0x})]\beta_{hp}f_t h_0 \quad (9.6.14-4)$$

式中

β_{0x} 、 β_{0y} —由公式(9.6.14-3)求得, $\lambda_{0x} = a_{0x}/h_0$, $\lambda_{0y} = a_{0y}/h_0$;

λ_{0x} 、 λ_{0y} —均应满足 0.25~1.0 的要求;

h_c 、 b_c —分别为 x 、 y 方向的柱截面的边长, m;

a_{0x} 、 a_{0y} —分别为 x 、 y 方向柱边离最近桩边的水平距离, m。

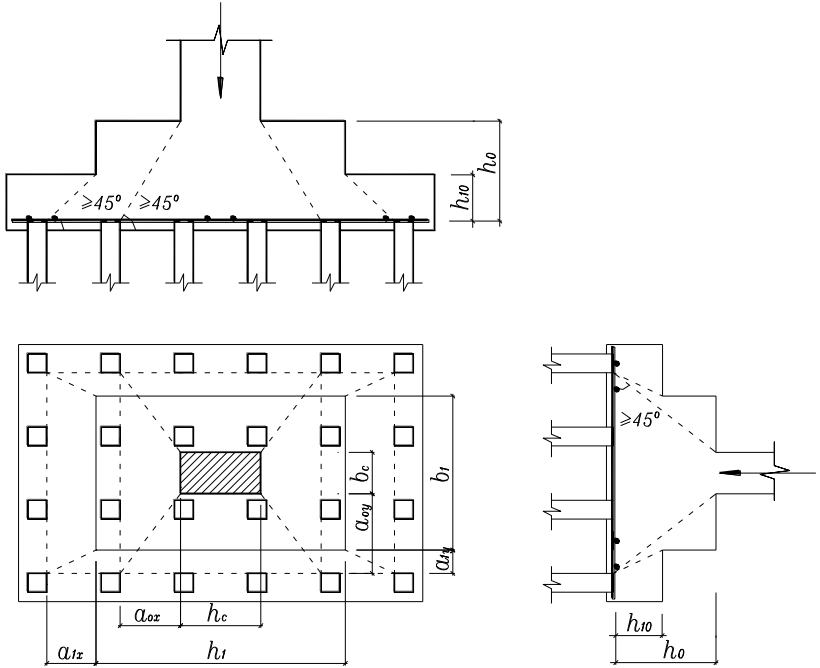


图 9.6.14-1 柱对承台的冲切计算示意

4 对于矩形独立阶形承台受上阶冲切的承载力可按下列公式计算 (图 9.6.14-1):

$$F_1 \leq 2[\beta_{1x}(b_1 + a_{1y}) + \beta_{1y}(h_1 + a_{1x})]\beta_{hp}f_t h_{10} \quad (9.6.14-5)$$

式中:

β_{1x} 、 β_{1y} —— 由公式 9.6.14-3 求得, $\lambda_{1x} = a_{1x}/h_1$,

$\lambda_{1y} = a_{1y}/h_{10}$; λ_{1x} 、 λ_{1y} 均应满足 0.25~1.0 的要求;

h_1 、 b_1 —— 分别为 x 、 y 方向承台上阶的边长, m;

a_{1x} 、 a_{1y} —— 分别为 x 、 y 方向承台上阶边离最近桩边的水平距离, m。

对于圆柱及圆桩, 计算时应将其截面换算成方柱及方桩, 即取换算柱截面边长 $b_c = 0.8d_c$ (d_c 为圆柱直径), 换算桩截面边长 $b_p = 0.8d$ (d 为圆桩直径)。

对于两桩承台，宜按深受弯构件（ $l_0/h < 5.0$ ， $l_0 = 1.15l_n$ ， l_n 为两桩净距）计算受弯、受剪承载力，不需要进行受冲切承载力计算。

9.6.15 对位于柱冲切破坏锥体以外的基桩，可按下列规定计算承台受基桩冲切的承载力：

1 四桩以上（含四桩）承台受角桩冲切的承载力可按下列公式计算（图 9.6.15-1）：

$$N_1 \leq [\beta_{1x}(c_2 + a_{1y}/2) + \beta_{1y}(c_1 + a_{1x}/2)] \beta_{hp} f_t h_0 \quad (9.6.15-1)$$

$$\beta_{1x} = \frac{0.56}{\lambda_{1x} + 0.2} \quad (9.6.15-2)$$

$$\beta_{1y} = \frac{0.56}{\lambda_{1y} + 0.2} \quad (9.6.15-3)$$

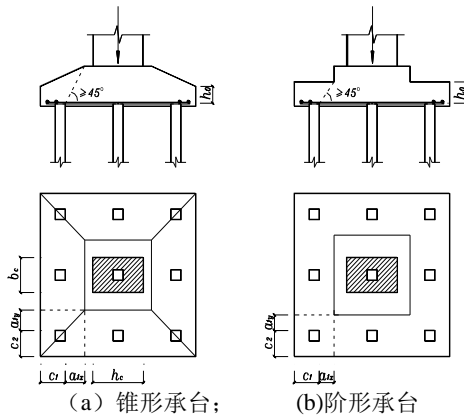


图 9.6.15-1 四桩以上（含四桩）承台角桩冲切计算示意图中：

N_1 —不计承台及其上土重，在荷载效应基本组合作用下角桩（含复合基桩）反力设计值，kN；

β_{1x} 、 β_{1y} —角桩冲切系数；

a_{1x} 、 a_{1y} —从承台底角桩顶内边缘引 45° 冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离，m；当柱（墙）边或承台变阶处位于

该 45° 线以内时，则取由柱（墙）边或承台变阶处与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线（图 9.6.15-1）；

h_0 —承台外边缘的有效高度，m；

λ_{1x} 、 λ_{1y} —角桩冲跨比， $\lambda_{1x} = a_{1x}/h_0$ ， $\lambda_{1y} = a_{1y}/h_0$ ，其值均应满足 0.25~1.0 的要求。

2 对于三桩三角形承台可按下列公式计算受角桩冲切的承载力（图 9.6.15-2）：

底部角桩：

$$N_1 \leq \beta_{11} (2c_1 + a_{11}) \beta_{hp} \operatorname{tg} \frac{\theta_1}{2} f_i h_0 \quad (9.6.15-4)$$

$$\beta_{11} = \frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2} \quad (9.6.15-5)$$

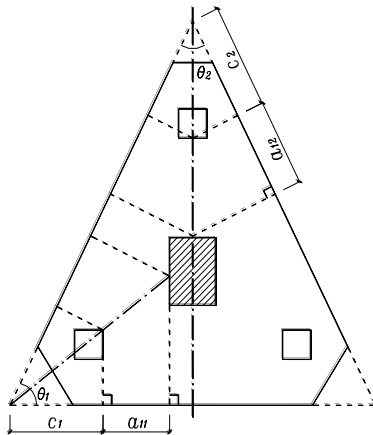


图 9.6.15-2 三桩三角形承台角桩冲切计算示意

顶部角桩：

$$N_1 \leq \beta_{12} (2c_2 + a_{12}) \beta_{hp} \operatorname{tg} \frac{\theta_2}{2} f_i h_0 \quad (9.6.15-6)$$

$$\beta_{12} = \frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2} \quad (9.6.15-7)$$

式中：

λ_{11} 、 λ_{12} ——角桩冲跨比， $\lambda_{11} = a_{11}/h_0$ ， $\lambda_{12} = a_{12}/h_0$ ，其值均应满足 0.25~1.0 的要求；

a_{11} 、 a_{12} ——从承台底角桩顶内边缘引 45° 冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离，m；当柱（墙）边或承台变阶处位于该 45° 线以内时，则取由柱（墙）边或承台变阶处与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。

9.6.16 桩基承台斜截面受剪承载力应按下列规定计算：

1 承台斜截面受剪承载力可按下列公式计算（图 9.6.16-1）：

$$V \leq \beta_{\text{hs}} \alpha f_t b_0 h_0 \quad (9.6.16-1)$$

$$\alpha = \frac{1.75}{\lambda + 1} \quad (9.6.16-2)$$

$$\beta_{\text{hs}} = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (9.6.16-3)$$

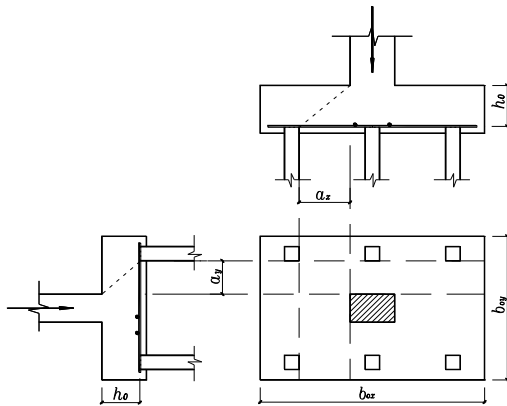


图 9.6.16-1 承台斜截面受剪计算示意

式中：

V ——不计承台及其上土自重，在荷载效应基本组合下，斜截面的最大剪力设计值，kN；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，N/mm²；

b_0 ——承台计算截面处的计算宽度，m；

h_0 ——承台计算截面处的有效高度，m；

α ——承台剪切系数；按公式（9.6.16-2）确定；

λ —计算截面的剪跨比, $\lambda_x = a_x/h_0$, $\lambda_y = a_y/h_0$, 此处, a_x , a_y 为柱边(墙边)或承台变阶处至 y 、 x 方向计算一排桩的桩边的水平距离, 当 $\lambda < 0.25$ 时, 取 $\lambda = 0.25$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$;

β_{hs} —受剪切承载力截面高度影响系数; 当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 800\text{mm}$; 当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 2000\text{mm}$; 其间接线性内插法取值。

2 对于阶梯形承台应分别在变阶处 (A_1-A_1, B_1-B_1) 及柱边处 (A_2-A_2, B_2-B_2) 进行斜截面受剪承载力计算(图 9.6.16-2)。

计算变阶处截面 (A_1-A_1, B_1-B_1) 的斜截面受剪承载力时, 其截面有效高度均为 h_{10} , 截面计算宽度分别为 b_{y1} 和 b_{y1} 。

计算柱边截面 (A_2-A_2, B_2-B_2) 的斜截面受剪承载力时, 其截面有效高度均为 $h_{10} + h_{20}$,

截面计算宽度分别为:

对 A2-A2

$$b_{y0} = \frac{b_{y1} \cdot h_{10} + b_{y2} \cdot h_{20}}{h_{10} + h_{20}} \quad (9.6.16-4)$$

对 B2-B2

$$b_{x0} = \frac{b_{x1} \cdot h_{10} + b_{x2} \cdot h_{20}}{h_{10} + h_{20}} \quad (9.6.16-5)$$

3 对于锥形承台应对变阶处及柱边处 ($A-A$ 及 $B-B$) 两个截面进行受剪承载力计算(图 9.6.16-3), 截面有效高度均为 h_0 , 截面的计算宽度分别为:

对 A-A

$$b_{y0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_{20}}{h_0} \left(1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}} \right) \right] b_{y1} \quad (9.6.16-6)$$

对 B-B

$$b_{x0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_{20}}{h_0} \left(1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}} \right) \right] b_{x1} \quad (9.6.16-7)$$

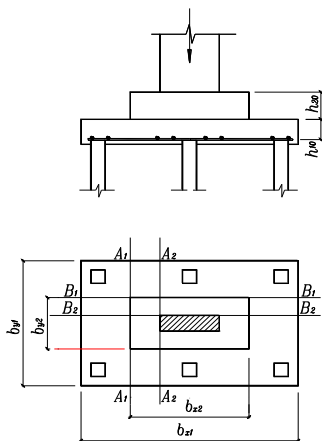


图 9.6.16-2 阶梯形承台斜截面受剪计算示意
面受剪计算示意

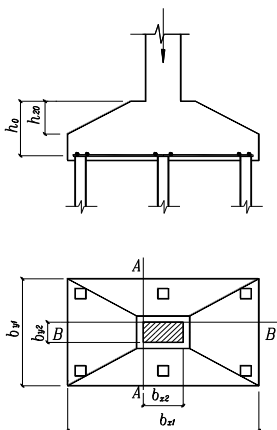


图 9.6.16-3 锥形承台斜截面受剪计算示意

9.6.17 对于桩基，当承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，应验算承台的局部受压承载力。

9.6.18 当进行承台的抗震验算时，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定对承台顶面的地震作用效应和承台的受弯、受冲切、受剪承载力进行抗震调整。

9.7 桩基构造

9.7.1 桩基础的布置，应满足下列要求：

1 桩的中心间距应符合表9.7.1-1规定，当施工中采取减小挤土效应的可靠措施时，可根据当地经验适当减小。

表 9.7.1-1 桩的最小中心距

土类与成桩工艺		排数不少于 3 排且桩数不少于 9 根的摩擦型桩桩基	其他情况
非挤土灌注桩		$3.0d$	$3.0d$
部分挤土桩		$3.5d$	$3.0d$
挤土桩	非饱和土	$4.0d$	$3.5d$
	饱和黏性土	$4.5d$	$4.0d$
钻、挖孔扩底桩		$2D$ 或 $D+2.0\text{m}$ (当 $D>2\text{m}$)	$1.5D$ 或 $D+1.5\text{m}$ (当 $D>2\text{m}$)
	非饱和土	$2.2D$ 且 $4.0d$	$2.0D$ 且 $3.5d$

钻孔挤扩桩	饱和黏性土	2.5D 且 4.5d	2.2D 且 4.0d
-------	-------	-------------	-------------

注：1 d 为圆桩直径或方桩边长， D 为扩大端设计直径。

2 当纵横向桩距不相等时，其最小中心距应满足“其他情况”一栏的规定。

3 当为端承型桩时，非挤土灌注桩的“其他情况”一栏可减小至 2.5 d 。

2 边桩外侧与承台边缘的距离应满足下列要求：

1) 对直径不大于1m的桩：不得小于桩径的0.5倍，且不小于250mm；

2) 对直径大于1m的桩：不得小于桩径的0.3倍，且不小于500mm。

3 承台厚度宜取为桩径的1.0倍~2.0倍，微型桩不应小于200mm，其他桩型不应小于300mm。

4 桩与承台的连接构造应符合下列要求：

1) 桩嵌入承台内的长度对中等直径桩不宜小于50mm；对大直径桩不宜小于100mm。

2) 桩顶纵向主筋应锚入承台内，其锚入长度不宜小于纵向主筋直径的35倍；对于受拔桩基，应满足受拉钢筋锚固长度的要求并不应小于纵向主筋直径的40倍。

3) 桩顶主筋宜外倾成喇叭形（大约与竖直线夹15°角），并应设置箍筋或螺旋筋，其直径与桩身箍筋直径相同，间距为100mm~200mm。

5 连梁构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关要求，连梁主筋应伸入桩内并与桩内主筋可靠连接。

6 连梁的高度可取为桩径的0.8倍~1.0倍，宽度可取为桩径的0.6倍~1.0倍。

9.7.2 桩基础直径应满足下列要求：

1 钻、冲孔及桩的设计直径 d ，不宜小于0.6m；

2 挖孔桩桩径不宜小于0.6m，当采用人工挖孔时，桩径不宜小于0.8m。

3 微型桩的设计直径宜取为0.2m~0.4m，设计桩长不宜超过桩径的50倍。

9.7.3 桩基础的混凝土强度等级应满足下列要求：

1 当水下灌注混凝土施工时，桩身混凝土的强度等级不应低于C30；干法施工时，桩身混凝土的强度等级不应低于C25；护壁混凝土的强度等级不宜低于桩身混凝土的强度等级。

2 承台及连梁的混凝土强度等级不应低于C25。

9.7.4 扩底桩扩底端尺寸，如图9.7.4-1所示，应符合下列规定：

1 扩底端直径与桩身直径比 D/d ，应根据承载力要求及扩底端部侧面和桩端持力层土性特征以及扩底施工方法确定；挖孔桩的 D/d 不应大于3，钻孔桩的 D/d 不应大于2.5；

2 扩底端侧面的斜率应根据实际成孔及土体自立条件确定， a/h_c 可取 $1/4\sim 1/2$ ，砂土可取 $1/4$ ，粉土、黏性土不宜大于 $1/3$ ，卵石层、风化岩不宜大于 $1/2$ ；

3 扩底端底面可采用平底或锅底形。当采用锅底形时，矢高 h_b 可取 $0.15D\sim 0.20D$ 。

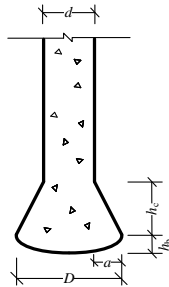


图9.7.4-1 扩底桩构造示意图

9.7.5 PHC管桩基础的构造要求：

1 单根PHC管桩接头不宜超过2个，不应超过3个。

2 PHC管桩进入持力层深度不宜小于 $2d$ 。

3 PHC管桩桩尖可采用闭口型或开口型桩尖。桩尖钢板厚度不宜小于 16mm 。在具有腐蚀性环境中使用时，应采用闭口型桩尖，且桩全长灌芯。

4 PHC管桩接头宜使用机械连接。

9.7.6 挤扩支盘桩基础的构造要求：

1 承压挤扩支盘桩的承力盘个数不宜多于4个，抗拔挤扩支盘桩的承力盘个数宜为 $1\sim 2$ 个。

2 挤扩支盘桩的承力盘应设置在土层结构稳定、压缩性小、承载力高、土层厚度较大的土层中，设置成立盘的承载土层厚度宜大于 $2D$ 。

3 承力盘底进入持力层的深度不宜小于 $0.5h\sim 1.0h$ ；桩根长度不宜小于 d 。桩端以下持力层厚度不宜小于 $1.5D$ ，当存在软弱下卧层时，桩端以下持力层厚度不宜小于 $2D$ 。

9.7.7 桩基础的配筋，应符合下列要求：

1 当桩身直径为300mm~2000mm时，最小配筋率不宜小于0.65%~0.2%（小直径桩取高值）。

2 桩身主筋不宜小于8 ϕ 12，纵向主筋应沿桩身周边均匀布置，其净距不应小于60mm；混凝土保护层厚度不应小于50mm。微型桩桩身截面主筋不应小于3根，混凝土保护层厚度不应小于30mm。

3 桩身主筋应等截面或变截面通长配置。

4 箍筋直径不应小于8mm，间距宜为200mm~300mm，宜用螺旋箍筋或焊接环状箍筋；对于承受较大水平荷载或处于抗震设防烈度大于等于8度地区的桩，箍筋直径不应小于10mm，桩顶部3倍至5倍桩径范围内（桩径小取大值，桩径大取小值）箍筋间距应加密至100mm。

当桩身位于液化土层范围内时箍筋应加密；当考虑箍筋受力作用时，箍筋配置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定；当钢筋笼长度超过4m时，应每隔2m设一道直径不小于12mm的焊接加劲箍筋。

5 承台的受力钢筋应通长配置，对四桩及以上承台宜按双向均匀布置，对三桩的三角形承台应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在塔脚底板截面范围内。承台纵向受力钢筋的直径不应小于12mm，间距不应大于200mm。桩基承台的最小配筋率不应小于0.15%。

6 承台底面钢筋的混凝土保护层厚度，当有混凝土垫层时，不应小于50mm，无垫层时不应小于70mm；同时不应小于桩头嵌入承台内的长度。

7 连梁配筋应按计算确定，梁上下部配筋不宜小于2根直径12mm钢筋；位于同一轴线上的连梁纵筋宜通长配置。

10 复合式沉井基础

10.1 一般规定

10.1.1 复合式沉井基础适用于地基浅层地质较差如流沙、软土等软弱地基，而基底位于较好持力层的塔位。

10.1.2 复合式沉井基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压承载力计算；
- 2 构件承载力计算；
- 3 对有变形计算要求的杆塔基础，应进行地基变形计算。

10.1.3 复合式沉井基础的设计应符合下列原则：

1 基础设计时假定土体为弹性变形介质，依据“m法”控制刚性条件，考虑复合式沉井上下部协同工作和土的弹性抗力作用，同时假定井筒顶面标高处的水平抗力系数为零，并随深度呈线性增长；

2 基础设计时可忽略上部台阶侧面与土体的黏聚力和摩擦力对抵抗水平力的作用。

10.2 上拔承载力计算

10.2.1 复合式沉井基础承受上拔荷载作用时，主要由方形承台及沉井的自重（含井内填料）、承台上覆土重及井壁与土体间的摩阻力来抵抗，井底吸附力和基础侧向压力可不予考虑。

10.2.2 基础的上拔承载力验算可按下列公式计算：

$$T_k \leq \frac{1}{K_1} \left[\lambda u h_2 q_{si} + (V_t - V_0) \gamma_s + V \gamma_c \right] \quad (10.2.2-1)$$

$$q_{si} = \frac{1}{h_2} \sum_{i=1}^n q_{siki} h_i \quad (10.2.2-2)$$

式中：

K_1 —复合基础的设计安全系数，按表 3.1.7 中基础型式为其他类型基础取值。

T_k —基础上拔力标准值，kN；

λ —井壁与土之间极限摩阻力的折减系数，取 0.4~0.5；

u —沉井的设计周长，m；
 h_2 —沉井的有效长度（伸入台阶部分除外），m；
 V_t —承台底板以上按计算上拔角 α 取值时的土体体积， m^3 ；
 V_0 — h_3 深度内的基础体积， m^3 ；

γ_s —土的重度，当处于地下水位以下时，采用有效重度 $8 \text{ kN/m}^3 \sim 11 \text{ kN/m}^3$ ；

V —承台和沉井体积， m^3 ；

γ_c —混凝土的重度，当处于地下水位以下时，采用有效重度 $12 \text{ kN/m}^3 \sim 14 \text{ kN/m}^3$ ；

q_{si} —井壁与土的加权平均极限侧阻力， kN/m^2 ；

n —土层的层数；

h_i —承台底面以下第 i 层土的厚度，m。

q_{siki} —井壁与第 i 层土的极限侧阻力标准值，其取值应根据实测资料确定，在缺乏资料时可根据沉井入土深度、土体性质等情况按表 10.2.2-2 取值。

表 10.2.2-2 土与井壁之间的极限侧阻力标准值

土的名称	q_{sik} (kPa)
砂类土	22~46
流塑黏性土、粉土	20~24
软塑粉质黏土、粉土	24~40

基础在承受上拔及水平荷载作用时，式 (10.2.2-1) 右侧抗拔土重尚应根据水平荷载 H 和竖向荷载 T_E 的比值乘以水平荷载影响系数 γ_E ，可按本标准表 5.2.2-1 确定。

10.3 下压承载力计算

10.3.1 复合式沉井基础承受下压和水平荷载作用时，应考虑原状土的侧向土压力作用，由沉井及承台底的地基反力和井壁的侧摩阻力及土体的弹性抗力来平衡。设计时应依据“ m 法”控制刚性条件，基础按刚性设计的判别条件如下：

$$h \leq \frac{2.5}{\alpha} \quad (10.3.1-1)$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{md}{EI}} \quad (10.3.1-2)$$

式中:

d —沉井的计算直径, 取 $d=0.9(D+1.0)$, m;

m —桩侧地基土水平抗力系数的比例系数, kN/m⁴;

EI —沉井的抗弯刚度, 悬垂型杆塔 $EI=0.8E_cI$, 非悬垂型杆塔 $EI=0.667E_cI$, kPa;

E_c —混凝土的弹性模量, kPa;

I —沉井惯性矩, m⁴。

10.3.2 复合式沉井基础承受下压力时, 其底面处的压力应满足本标准第 5.3.1 条的要求。

10.3.3 复合式沉井基础的基底最大、最小压应力可按下列公式计算:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{F_k + G_k - G_{k1} - uh_2q_{si}\psi_{si}}{A} \pm \frac{M_h}{W} \quad (10.3.3-1)$$

$$M_h = M_0 + Hh_2 - d\omega \frac{mh_2^3}{12} (2X_A - h_2) \quad (10.3.3-2)$$

$$\omega = \frac{12(3M_0 + 2Hh_2)}{m(dh_2^4 + 180DW)} \quad (10.3.3-3)$$

$$X_A = \frac{dh_2^3(4M_0 + 3Hh_2) + 60HDW}{2dh_2^2(3M_0 + 2Hh_2)} \quad (10.3.3-4)$$

式中:

F_k —作用于基础上的下压荷载标准值, kN;

G_k —沉井和承台自重(包括台阶上土重及井内填砂重)标准值, kN;

G_{k1} —与沉井和承台水下部分同体积的浮力标准值, kN;

ψ_{si} —尺寸效应系数, 按《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 中大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数取值。

A —承台底面积, m²;

H —作用于承台底面的水平力标准值, $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$;

M_h —作用于基底截面上的弯矩标准值, kN m;

M_0 —作用于基础顶部的弯矩标准值, $M_0=Hh_1$, kN m;

W —封底后沉井底面的抵抗矩, $W = \pi D^3 / 32$ 。

10.4 沉井和承台计算

10.4.1 沉井和承台的承载力计算应按照第 4 章的 4.2、4.4 及 4.6 节相关条文规定进行。

10.5 构造要求

10.5.1 复合式沉井基础的沉井混凝土应不低于 C25 级, 主筋宜采用 HRB400 及以上钢筋, 如图 10.5.1-1。井筒宜采用工厂预制构件。

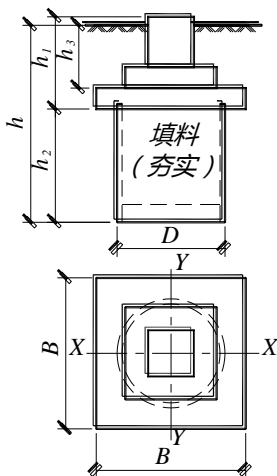


图 10.5.1-1 复合式沉井基础

10.5.2 沉井每节高度可视地基土情况和施工、运输等条件而定, 不宜高于 4m。

10.5.3 沉井直径大小应根据地基土的承载能力确定。

10.5.4 沉井井壁厚度应根据结构强度、下沉需要的重量、便于除土和清基等因素确定, 宜采用 10cm~15cm。

10.5.5 沉井的主筋直径不宜小于 10mm, 数量不少于 20 根, 净保护层不小于 45mm, 最小配筋率应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的要求。主筋设置箍筋或螺旋筋, 其直径不小于 6mm, 间距宜取为 200mm~250mm, 对主筋骨架设置架立箍筋时, 其直径宜采用 16mm~18mm, 间距宜取为 1000mm~1500mm。

10.5.6 沉井与承台的连接必须有足够的刚度，沉井嵌入承台的深度宜取 100mm~150mm，伸入承台内的沉井主筋长度应满足受拉钢筋锚固长度的要求，且不应小于主筋直径的 40 倍（设弯钩），宜做成与竖线倾斜约 15° 的喇叭形。主筋应设置箍筋，其直径与沉井箍筋直径相同，间距宜取为 100mm~200mm。

10.5.7 沉井封底混凝土的厚度应根据作用于基底地基土的向上反力和浮力计算确定，不宜小于 50cm，如封底采用钢筋混凝土，且与井壁有可靠连接时，其封底混凝土的厚度可适当减小。

10.5.8 沉井填料可采用贫级配混凝土或夯实的砂类土等。

11 装配式基础

11.1 一般规定

11.1.1 装配式基础宜用于缺水及砂石采集较困难，运输条件较好的平地 and 丘陵地区，不宜在强腐蚀地区使用。

11.1.2 装配式基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压承载力计算；
- 2 构件承载力计算；
- 3 对有变形计算要求的杆塔基础，应进行地基变形计算。

11.2 上拔承载力计算

11.2.1 装配式基础上拔承载力采用土重法计算时，应符合第 5 章 5.2 节扩展基础上拔承载力计算相关规定。

11.3 下压承载力计算

11.3.1 装配式基础下压承载力计算应符合第 5 章 5.3 节扩展基础下压承载力计算相关规定。

11.3.2 装配式基础下压承载力计算时，假定基底反力呈线性分布，基底面积按板条包围的整体面积考虑。

11.4 直柱铰接型基础侧向倾覆稳定计算

11.4.1 柱铰接型基础的计算简图按主柱与底板以不能移动的铰支座相连接，在构造上应保证铰接的性能，按水平荷载和地质条件可分为无卡盘和有卡盘两种情况计算，如图 11.4.1-1 和图 11.4.1-2。

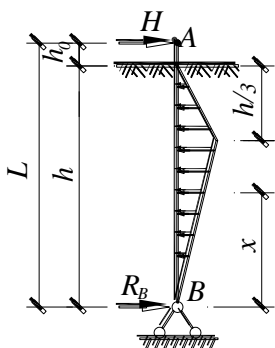


图 11.4.1-1 无卡盘主柱
侧向稳定计算简图

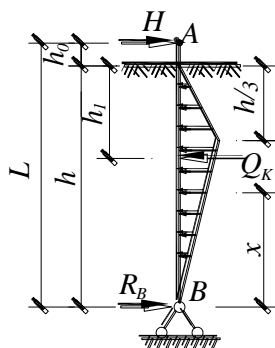


图 11.4.1-2 有卡盘主柱
侧向稳定计算简图

11.4.2 无卡盘主柱的侧向稳定计算应满足下列规定：

- 1 倾覆稳定应符合式 (11.4.1-1) 的要求：

$$\sigma_{\max} \leq \frac{mhK_0}{3K_3} \quad (11.4.2-1)$$

式中

σ_{\max} — 主柱侧向最大土压力标准值，按式 (11.4.2-2) 计算， kN/m^2 ；

m — 土压力参数，可按表 13.2.2-1 查取， kN/m^3 ；

h — 设计地面至底板上平面（铰支点）的距离， m ；

K_0 — 主柱宽度增大系数，可按表 13.2.3-1 查取；

K_3 — 装配式基础倾覆稳定安全系数，可按表 3.1.7 取值。

- 2 主柱侧向土压应力最大值 σ_{\max} ，作用于底板上的水平力 R_B ，主柱最大弯矩标准值 M_{\max} 及其位置 x 可按下列公式计算：

$$\sigma_{\max} = \frac{18LH}{5b_0h^2} \quad (11.4.2-2)$$

$$R_B = \frac{b_0}{2} h \sigma_{\max} - H \quad (11.4.2-3)$$

$$M_{\max} = \begin{cases} 0.0363H \sqrt{\frac{(4h+9h_0)^3}{L}} & h_0 < h/10 \text{ 且 } R_B = H \\ 0.375H \times h & h_0 = h/10 \end{cases} \quad (11.4.2-4)$$

$$x = h \sqrt{\frac{2(9L - 5h)}{27L}} \quad (11.4.2-5)$$

式中:

H — 作用于基础主柱顶面的水平力标准值, kN;

b_0 — 主柱的宽度或直径, m;

L — 主柱顶面 A 至底板上边 B 的距离, m;

x — 支点 B 至最大弯矩点的距离, m。

11.4.3 有卡盘主柱的侧向稳定计算应符合下列规定:

1 倾覆稳定应符合式 (11.4.3-1)、式 (11.4.3-2) 的要求:

$$\sigma_{\max} = \frac{HL}{\frac{5}{18} b_0 h^2 + \eta_k (h - h_1) A_k} \quad (11.4.3-1)$$

$$\eta_k = \begin{cases} \frac{3(h - h_1)}{2h} & h_1 > h/3 \\ \frac{3h_1}{h} & h_1 \leq h/3 \end{cases} \quad (11.4.3-2)$$

式中:

η_k — 卡盘埋深与主柱埋深有关的比例系数;

h_1 — 设计地面至卡盘中心的距离, m;

A_k — 卡盘的侧面面积, m^2 。

2 作用于底板上的水平力 R_B 按式 (11.4.3-3)、式 (11.4.3-4) 计算:

$$R_B = \frac{b_0}{2} h \sigma_{\max} + Q_k - H \quad (11.4.3-3)$$

$$Q_k = \eta_k \sigma_{\max} A_k \quad (11.4.3-4)$$

式中: Q_k — 卡盘作用力标准值。

3 主柱最大弯矩标准值 M_{\max} 可按式 (11.4.3-5) 计算:

$$M_{\max} = \begin{cases} R_B(h-h_1) - \frac{b_0}{6}(h-h_1)^2 \eta_k \sigma_{\max} & h_1 > h/3 \\ H(h_0+h_1) - \frac{b_0}{6} h_1^2 \eta_k \sigma_{\max} & h_1 \leq h/3 \end{cases} \quad (11.4.3-5)$$

11.5 直柱铰接型基础侧向滑动稳定计算

11.5.1 直柱铰接型基础的侧向滑动稳定计算应满足下列规定：

1 当基础上拔时，应符合式（11.5.1-1）的要求：

$$K_h \leq \frac{T_E - G_f}{R_B} \mu \quad (11.5.1-1)$$

2 当基础下压时，应符合式（11.5.1-2）的要求：

$$K_h \leq \frac{N_a + G_f}{R_B} \mu \quad (11.5.1-2)$$

式中：

N_a — 下压力标准值，kN；

G_f — 基础重力，kN；

K_h — 基础抗滑稳定安全系数可按表 11.5.1-1 取值；

μ — 土与基础接触面间的摩阻系数，宜由试验确定，当无试验资料时可按照附录 D 选用。

表 11.5.1-1 基础抗滑稳定的安全系数 K_h

杆塔形式	K_h
悬垂型杆塔	1.1
耐张直线（0° 转角）及悬垂转角杆塔	1.2
耐张转角、终端及大跨越杆塔	1.3

11.6 构件计算

11.6.1 角锥支架型装配式基础角钢支架，可按放置在地基上的杆系静定桁架结构分析内力，金属支架与钢筋混凝土支架均可按轴向

受力构件计算，角锥支架型的钢筋混凝土支架、钢筋混凝土轨枕式梁及板条可按钢筋混凝土的柱、梁、板构件进行承载力计算。板条及轨枕梁按受弯构件计算承载力。

11.6.2 金属构件装配式基础应符合下列规定：

1 金属基础构件的承载力可按钢结构中的拉、压、弯构件计算；

2 金属基础底板布置为花窗式时，组合型钢的内力分析按主、次梁传力计算，基柱最大弯矩按经验公式计算，也可按条文说明确定。

11.6.3 锥壳基础应符合下列规定：

1 基础底面积和基底竖向压力，可按水平投影面积及其形状相同的实体基础计算。底盘处产生的剪力由接触的地基土承担，竖向净土反力假定按直线分布；

2 锥壳底盘、拉线盘的配筋按地基最大土压力均匀分布计算；

3 当主柱与底板连结为铰接型且地基反力均匀分布时，钢筋混凝土底板应上、下层对称配筋，锥壳底板的径向和环向均配置受力钢筋。

11.6.4 人字型主柱采用方型，可按钢筋混凝土轴向受力构件计算，底盘可采用板式上、下层配筋布置。

11.6.5 直柱单盘型的立柱可采用离心钢筋混凝土环形截面，应按偏拉或偏压构件计算，底盘可采用用板式上、下层配筋布置，底盘上预留地脚螺栓。直柱铰接型立柱设计时应考虑侧向土抗力的作用。

11.7 构造要求

11.7.1 角钢支架中角钢厚度不小于 5mm。角锥支架应考虑操作空间，方便施工安装。角锥支架类基础的主材准线在构造上宜交于顶板面上，支架与横梁的连接，在构造上尽量避免横梁受扭，否则横梁截面须配置抗扭箍筋。

11.7.2 混凝土板条净间距不宜大于板条宽度，其取值宜按表 11.7.2 确定。

表11.7.2 混凝土板条净间距

序号	地基土类别	板条净间距 (mm)
1	黏土及粉质黏土、粉土	120~200
2	砂土	0~50

3	碎石土	160~250
---	-----	---------

11.7.3 金属基础底板槽钢净间距，取值宜按表 11.7.3 确定。

表11.7.3 金属基础底板槽钢净间距

序号	地基土类别	槽钢净间距/槽钢肢宽
1	黏土及粉质黏土、粉土	≤2.5
2	砂土	≤1.0
3	碎石土	≤2.5

11.7.4 金属基础花窗之间间隔应不大于 400mm×400mm。

11.7.5 直插式金属基础主柱规格应不小于塔腿下部主材的规格。主柱角钢、预埋钢板厚度均不宜小于 6mm，锚筋直径不宜小于 8mm。

11.7.6 人字型主柱尺寸应不小于 150mm×150mm，主筋保护层应不小于 25mm，端部 2 倍~3 倍柱宽的长度范围内箍筋加密，箍筋间距宜为 50mm~100mm。

11.7.7 锥壳底盘的混凝土强度等级不应低于 C25，宜采用 C30，非预应力混凝土壳体宜采用 HRB400 级钢筋，钢筋直径应不小于 6mm。钢筋保护层壳壁处应不小于 20mm，底部处应不小于 25mm。

11.7.8 锥壳底板厚度应不小于 100mm，侧锥壳底部受压时不得开孔，锥壳内外交角宜作成弧形。

11.7.9 壳体配筋应按内力计算配置径向和环向钢筋，边梁配筋应加强，壳内锚固径向钢筋的环箍直径宜采用 20mm~30mm，当环向箍筋直径受限制时，可采用环箍加焊十字撑。当壳体壁厚小于 100mm 时，壳壁的构造钢筋直径应不小于 6mm，箍筋间距应不大于 200mm。

11.7.10 锥壳在放置螺栓及拉环等处应配置局部加强钢筋。

11.7.11 装配式基础设计时应应对土胎、填土夯实质量及施工工艺提出相应的要求。

11.7.12 装配式基础应根据环境的腐蚀等级采取可靠的防腐措施。金属构件及连接螺栓宜采用热浸镀锌涂层防腐，直接埋入土中的部分除采取热浸镀锌处理外，可适当加大直径或厚度，作为腐蚀裕量。混凝土构件的防腐蚀措施参考第 14 章 14.1 节执行。

11.7.13 混凝土预制构件的各部件连接节点宜少而简单，部件间宜采用穿孔螺栓连接。

11.7.14 装配式基础底板下方应设置厚度为 100mm~200mm 的砂、细石垫层或混凝土垫层。底板与坑壁间、底板空格、板条间隙的上方及横撑等处均宜回填块石，并进行挤密压实处理。

12 螺旋锚基础

12.1 一般规定

12.1.1 螺旋锚基础宜用于软弱地基的塔位。可采取人工钻进、机械钻进等施工方法。

12.1.2 螺旋锚基础的设计应包括下列内容：

- 1 上拔、下压及水平承载力计算；
- 2 构件的强度和连接计算。

12.1.3 单个螺旋锚的基础承载力宜通过试验确定。

12.2 上拔承载力计算

12.2.1 螺旋锚基础上拔承载力按公式（12.2.1-1）计算：

$$T_k \leq \lambda n Q_u / K_1 + G_k \quad (12.2.1-1)$$

式中：

T_k —螺旋锚基础上拔力标准值，kN；

G_k —桩基承台和承台上土自重标准值，kN，对稳定的地下水位以下部分应扣除水的浮力；

λ —螺旋锚上拔组合系数。单根螺旋锚取1.0，2或3根取0.9，4根取0.85，4根以上取0.8；

n —螺旋锚根数；

Q_u —单个螺旋锚抗拔承载力标准值，kN；

K_1 —上拔承载力安全系数。

12.2.2 单根螺旋锚上拔承载力标准值按下式计算，根据顶部锚盘埋

置深度分为浅埋锚（ $\frac{H_1}{D_p} < 5$ ）和深埋锚（ $\frac{H_1}{D_p} \geq 5$ ），计算简图如图

11.2.2-1所示：

$$Q_u = Q_{u1} + Q_f + Q_s \quad (11.2.2-1)$$

式中

Q_{u1} —顶部锚盘的上拔承载力标准值，kN；

Q_f —上、底锚盘间土层的摩擦阻力，kN；

Q_s —锚杆上的摩擦阻力，kN；

H_1 —顶部锚盘的埋深, m;

D_p —锚盘直径, m;

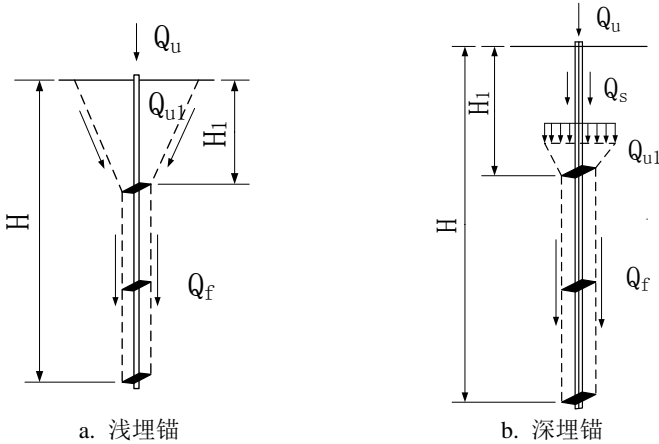


图11.2.2-1 浅埋锚与深埋锚计算简图

12.2.3 非黏性土地质条件下单根螺旋锚上拔承载力按如下公式计算:

1 浅埋锚顶部锚盘上拔承载力按下式计算:

$$Q_{u1} = \pi\gamma \left(\frac{H_1^3 \tan \beta}{3} + \frac{D_p H_1^2 \tan \beta}{2} + \frac{D_p^2 H_1}{4} \right) +$$

$$2\pi\gamma \tan \phi \left(\frac{1+K_u}{2} - \frac{1-K_u}{2} \cos 2\beta \right) \left(\frac{D_p H_1^2}{4} + \frac{H_1^3 \tan \beta}{6} \right) -$$

$$2\pi\gamma \tan \beta \left(\frac{1+K_u}{2} - \frac{1-K_u}{2} \cos 2\beta \right) \left(\frac{D_p H_1^2}{4} + \frac{H_1^3 \tan \beta}{6} \right)$$

(12.2.3-1)

式中:

β —顶部锚盘上拔锥形破坏面与铅垂面夹角, 可取 $\beta = \frac{\phi}{2}$;

K_u —侧压力系数, 缺乏试验资料时可按图12.2.3-1采用;

ϕ —锚盘上面土层的内摩擦角加权平均值, °;

γ —锚盘上面土的加权平均重度, kN/m^3 。

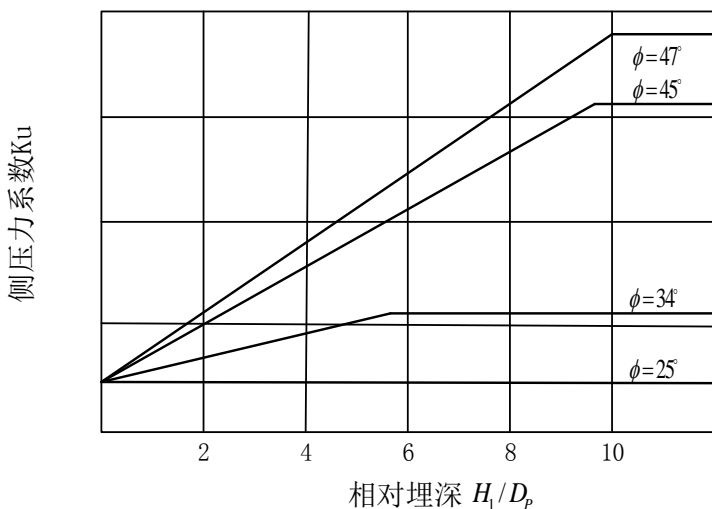


图12.2.3-1 侧压系数曲线

2 深埋锚顶部锚盘上拔承载力按下式计算：

$$Q_{ul} = \gamma H_1 A N_{qu} \quad (12.2.3-2)$$

式中：

A —顶部锚盘的面积， m^2 ；

N_{qu} —顶部锚盘上拔承载力计算参数。由试验得出，当缺乏试验资料时可按图12.2.3-2采用。

3 上、底锚盘间土层摩阻力按下式计算：

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_p \gamma (H^2 - H_1^2) K_u \tan \phi \quad (12.2.3-3)$$

式中： H —底部锚盘的埋深， m ；

4 锚杆上的摩阻力可按下式计算：

$$Q_s = \pi D_g H_1 \left(\gamma \frac{H_1}{2} \right) K_u \tan \phi \quad (12.2.3-4)$$

对于浅埋锚： $Q_s = 0$ 。

式中： D_g —锚杆的直径， m ；

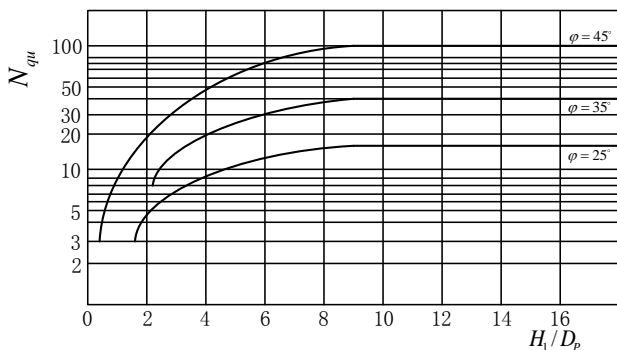


图12.2.3-2 N_{qu} 取值曲线

12.2.4 黏性土地质条件下单根螺旋锚上拔承载力按如下公式计算:

1 浅埋锚顶部锚盘上拔承载力按下式计算:

$$\begin{aligned}
 Q_{u1} = & \pi\gamma \left(\frac{H_1^3 \tan \beta}{3} + \frac{D_p H_1^2 \tan \beta}{2} + \frac{D_p^2 H_1}{4} \right) + \\
 & 2\pi\gamma \tan \phi \left(\frac{1+K_u}{2} - \frac{1-K_u}{2} \cos 2\beta \right) \left(\frac{D_p H_1^2}{4} + \frac{H_1^3 \tan \beta}{6} \right) - \\
 & 2\pi\gamma \tan \beta \left(\frac{1+K_u}{2} - \frac{1-K_u}{2} \cos 2\beta \right) \left(\frac{D_p H_1^2}{4} + \frac{H_1^3 \tan \beta}{6} \right) + \\
 & 2c\pi \left(\frac{D_p H_1}{2} + \frac{H_1^2}{2} \tan \beta \right) - 2c\pi \tan \beta \left(\frac{D_p H_1}{2} + \frac{H_1^2}{2} \tan \beta \right)
 \end{aligned} \quad (12.2.4-1)$$

式中:

c —土层的黏聚力, kPa;

2 深埋锚顶部锚盘上拔承载力按下式计算:

$$Q_{u1} = \lambda H_1 A N_{cu} \quad (12.2.4-2)$$

式中:

A —顶部锚盘的面积, m^2 ;

N_{cu} —黏性土锚盘上拔承载力计算参数, 由试验得出, 缺乏试验资料时可按图11.2.4-1采用。

3 上、下锚盘间土层摩擦力按下式计算:

$$Q_f = \pi c D_p (H - H_1) \quad (12.2.4-3)$$

4 锚杆上的摩阻力可按式计算:

$$Q_s = \pi c D_g H_1 \quad (12.2.4-4)$$

对于浅埋锚: $Q_s = 0$ 。

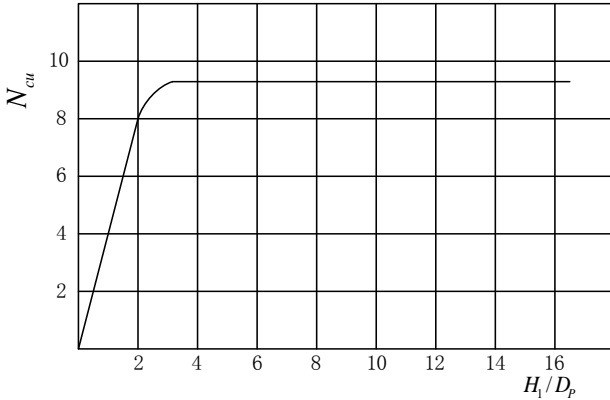


图12.2.4-1 N_{cu} 取值曲线

12.3 下压承载力计算

12.3.1 螺旋锚基础下压承载力由承台、锚盘、锚杆三部分承担,螺旋锚基础下压承载力按这三部分组合计算,承台部分的计算可按本标准相关条文执行。

12.3.2 螺旋锚基础锚盘下压计算

$$N_k + G_k \leq \lambda n Q_c / K \quad (12.3.2-1)$$

式中:

N_k —螺旋锚基础下压力标准值, kN;

Q_c —螺旋锚基础下压承载力标准值, kN;

K —下压承载力安全系数,可取上拔承载力安全系数 K_1 。

12.3.3 单根螺旋锚基础下压承载力标准值按下式计算:

$$Q_c = Q_p + Q_f + Q_s \quad (12.3.3-1)$$

式中:

Q_p —螺旋锚底部锚盘下压承载力标准值, kN;

Q_s —锚杆上的摩阻力, kN, 可按式11.2.3-4或11.2.4-4计算;

Q_f —上、底锚盘间土层的摩阻力, kN, 可按式11.2.3-3或11.2.4-3计算。

12.3.4 单根螺旋锚底部锚盘下压承载力标准值按下式计算:

对于砂类土:

$$Q_p = \gamma H A N_{qu} \quad (12.3.4-1)$$

对于黏性土:

$$Q_p = A_p c N_{cu} \quad (12.3.4-2)$$

式中: A_p —底部锚盘的面积, m^2 。

12.4 水平承载力计算

12.4.1 单根螺旋锚基础水平承载力宜通过现场水平载荷试验确定, 试验方法和承载力取值应按现行行业标准《电力工程桩基检测技术规程》DL/T 5493执行。

12.4.2 螺旋锚基础可倾斜布置, 倾斜角度可取 $10^\circ \sim 25^\circ$ 。

12.5 构件计算

12.5.1 螺旋锚基础采用钢结构与铁塔连接时, 应按受弯构件计算、验算螺旋锚基础各构件的内力、强度、整体稳定、局部稳定。

12.5.2 螺旋锚基础采用混凝土承台与铁塔连接时, 应按轴心受拉、受压和拉弯、压弯构件计算结构强度。

12.5.3 螺旋锚基础锚杆应进行施工过程中的抗扭承载力验算。

12.5.4 锚杆强度计算应符合下列规定:

1 锚杆承受最大扭矩下的剪应力, 应按下式计算:

$$\tau_{\max} = M_s / W_p \leq f_v \quad (12.5.4-1)$$

式中:

τ_{\max} —螺旋锚杆承受的最大剪应力, N/mm^2 ;

M_s —螺旋锚承受的最大扭矩, $kN \cdot m$;

W_p —螺旋锚杆抗扭截面模量, m^3 ;

2 锚杆轴心受拉和轴心受压构件, 应按下式计算:

$$\sigma = N/A_n \leq f_g \quad (12.5.4-2)$$

式中:

σ —轴心受拉构件和轴心受压构件的强度, N/mm²;

N —轴心拉力或轴心压力, kN;

A_n —锚杆净面积, $A_n = 0.95\pi(D^2 - d^2)/4$, mm²;

f_g —螺旋锚构件材料的抗拉、抗压强度设计值, N/mm²。

12.5.5 锚盘强度计算

1 施工安装锚盘单导程受扭矩作用

锚盘承受最大扭矩下的剪应力, 应按下式计算:

$$\tau_{\max} = \frac{2M_s}{\pi D_g^2 t} \leq f_v \quad (12.5.5-1)$$

2 锚盘承载单导程受剪力作用

锚盘承受最大剪力的剪应力, 应按下式计算:

$$\tau_{\max} = \frac{N}{\pi D_g t} \leq f_v \quad (12.5.5-2)$$

式中:

t —锚盘的厚度, mm;

12.5.6 对于单螺距的螺旋锚, 其施工扭矩可按下式估算:

$$M_s = n_p \frac{T_k P}{2} \quad (12.5.6-1)$$

式中:

M_s —螺旋锚施工扭矩, kN m;

T_k —螺旋锚基础上拔力标准值, kN;

P —锚盘螺距, m;

n_p —锚盘个数。

12.6 构造要求

12.6.1 螺旋锚采用直缝电焊钢管应满足《直缝电焊钢管》(GB/T13793)的要求, 采用结构用无缝钢管应满足《结构用无缝钢管

》(GB/T8162)的要求。采用复合材料或其它新型材料时应经过试验验证。

12.6.2 螺旋锚杆与锚盘可采用双面焊接的角焊缝或对接焊缝连接,焊缝等级不低于二级,也可使用铸造型式。

12.6.3 螺旋锚锚盘应满足下列要求:

1 锚盘直径宜取200mm~700mm,螺旋锚锚盘厚度不宜小于4mm。

2 单根螺旋锚杆锚盘间距不宜大于 $4D_p$,数量不宜大于5片。

3 单根螺旋锚锚盘直径的变化不宜大于3种,应采用上大下小、盘径连续变化的排列方式。

4 所有锚盘的螺旋外边中心线应在同一螺旋线上,误差应小于 $\pm 3\text{mm}$ 。

12.6.4 锚盘螺距宜按下式计算并通过试验确定:

$$B_1 = D_p / K_j \quad (12.6.4-1)$$

式中:

B_1 —锚盘螺距, mm;

K_j —螺距系数,一般取2.8~5计算后取标准螺距;

D_p —锚盘直径, mm。

12.6.5 螺旋锚基础的锚杆

1 锚杆长度人工钻进时宜取2m~10m,机械钻进时宜取4m~20m,其他长度应经过试验确定。

2 锚杆外径不宜小于50mm,锚杆的管壁厚度不宜小于5mm。

3 锚杆的最下端宜有尖端封口,高度宜取为50mm~200mm。

4 锚杆中宜灌入水泥砂浆。

5 除满足上述条件外,锚杆的长度、外径、锚杆壁厚尚应满足螺旋锚基础的受力要求。

12.6.6 基础承台与螺旋锚的连接

1 当采用混凝土承台时,锚杆锚入承台深度应进行锚固强度的计算,并不小于1.2m。

2 当采用钢结构承台时,锚杆与承台宜采用螺栓连接或焊接,螺栓及焊缝应满足强度设计要求,螺栓等级不低于6.8级,焊缝等级不低于二级。

12.6.7 螺旋锚基础应根据工程具体条件、实际运行经验确定防腐措施，宜采用镀锌或刷防腐涂料、预留金属构件厚度等，必要时可采用阴极保护。螺旋锚金属构件宜预留10%的材料厚度储备余度，且厚度不小于1.5mm。

13 电杆基础及拉盘

13.1 一般规定

13.1.1 不带拉线的电杆倾覆力矩较小时,基础采用无卡盘基础型式;电杆倾覆力矩较大时,可增设上卡盘或上、下卡盘。

13.1.2 拉线盘用于拉线杆塔的拉线基础。

13.1.3 电杆基础及拉线盘的设计应包括下列内容:

- 1 电杆基础倾覆稳定、拉盘上拔承载力的计算;
- 2 底盘、卡盘、拉盘、拉线的强度计算。

13.2 电杆基础倾覆稳定计算

13.2.1 电杆基础倾覆稳定计算适用于如下条件:基础埋深与基础实际宽度之比不小于3。

13.2.2 电杆基础倾覆稳定的计算可按如下假定:

1 电杆基础在达到极限倾覆力 s_j 或极限倾覆力矩 M_j 时,假定基础侧向土壤达到极限平衡状态,此时依靠电杆基础侧面的被动土压力平衡。

2 被动土压力的分布假定沿深度线性变化,如图 13.2.2-1 所示。被动土压力可按式 (13.2.2-1) 计算。

$$E_p = m_s y \quad (13.2.2-1)$$

$$m_s = \gamma_s \tan^2(45^\circ + \frac{\beta}{2}) \quad (13.2.2-2)$$

式中:

E_p —土压力, kPa;

m_s —土压力参数, kN/m^3 ;

γ_s —土的计算重度, kN/m^3 , 按表 13.2.2-1 确定

β —等代内摩擦角, $^\circ$, 按表 13.2.2-1 确定;

y —自设计地面起算的深度, m。

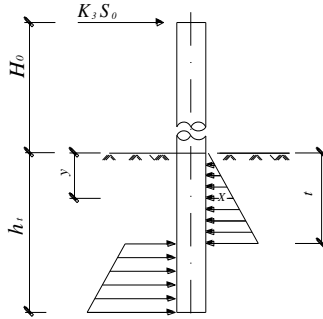


图 13.2.2-1 电杆基础计算简图

表 13.2.2-1 等代内摩擦角、土压力参数

参 数 \ 土 名	黏土、粉质黏土 坚硬、硬塑； 密实的粉土	黏土、粉质 黏土可塑； 中密的粉土	黏土、粉质 黏土软塑； 稍密的粉土	粗 砂 中 砂	细 砂 粉 砂
γ_s (kN/m ³)	17	16	15	17	15
β (°)	35	30	15	35	30
m_s (kN/m ³)	62.7	48.0	25.5	62.7	45.0

注：本表不包括松散状态的砂土和粉土。

13.2.3 电杆的计算宽度应按下列规定确定。

- 1 基础为单杆组成时应按式 (13.2.3-1) 确定：

$$b_0 = bK_0 \quad (13.2.3-1)$$

$$K_0 = 1 + \frac{2h_t}{3b} \xi \cos(45^\circ + \frac{\beta}{2}) \tan \beta \quad (13.2.3-2)$$

式中：

b_0 —电杆的计算宽度，m；

b —电杆的实际宽度，m；

K_0 —空间增大系数，可按式 (13.2.3-2) 或按表 13.2.3-1 确定；

ξ —土的侧压力系数，可按表 13.2.3-2 确定。

表 13.2.3-1

K_0 值

β (°)	15	30	30	35			
土体类型	黏土、粉质黏土、 粉土		粉、细砂	黏 土	粉质黏土、 粉土	粗、中砂	
h_t / b	11	1.72	2.28	1.81	2.71	2.41	1.90
	10	1.65	2.16	1.73	2.56	2.28	1.82

	9	1.59	2.05	1.66	2.40	2.15	1.74
	8	1.52	1.93	1.58	2.23	2.02	1.66
	7	1.46	1.81	1.51	2.08	1.90	1.57
	6	1.39	1.70	1.44	1.93	1.77	1.49
	5	1.33	1.58	1.37	1.78	1.63	1.41
	4	1.26	1.46	1.29	1.62	1.51	1.33
	3	1.20	1.35	1.22	1.46	1.38	1.25
	2	1.13	1.23	1.15	1.31	1.25	1.16
	1	1.07	1.12	1.08	1.15	1.13	1.08
	0.8	1.05	1.09	1.06	1.12	1.10	1.07
	0.6	1.04	1.07	1.05	1.09	1.08	1.05

表 13.2.3-2 土的侧压力系数 ξ

土的名称	黏性土	粉质黏土、粉土	砂 土
侧压力系数 ξ	0.72	0.6	0.38

2 当基础为双杆组成（图 13.2.3-1）时，基础计算宽度按式（13.2.3-3）与式（13.2.3-4）中的较小者确定，双杆中心距 $L \leq 2.5b$ ， ρ 为上部结构水平作用方向与双杆基础水平对称轴的夹角。

$$b_0 = (b + L \cos \rho) K_0 \quad (13.2.3-3)$$

$$b_0 = 2b K_0 \quad (13.2.3-4)$$

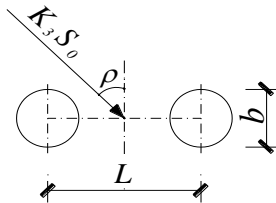


图 13.2.3-1 双杆基础计算简图

13.2.4 不带卡盘的电杆基础，当基础埋深等确定后，极限倾覆力或极限倾覆力矩应符合下列公式要求：

$$S_j \geq K_3 S_0 \quad (13.2.4-1)$$

$$M_j \geq K_3 H_0 S_0 \quad (13.2.4-2)$$

$$S_j = \frac{mb_0 h_r^2}{\eta \mu} \quad (13.2.4-3)$$

$$M_j = \frac{mb_0h_t^3}{\mu} \quad (13.2.4-4)$$

$$\eta = \frac{H_0}{h} \quad (13.2.4-5)$$

$$\mu = \frac{3}{1-2\theta^3} \quad (13.2.4-6)$$

$$\theta = \frac{t}{h_t} \quad (13.2.4-7)$$

式中：

K_3 —电杆基础倾覆稳定安全系数，按表 3.1.7 确定；

S_j —极限倾覆力；

M_j —极限倾覆力矩；

S_0 —上部结构水平作用力标准值，kN；

H_0 — S_0 作用点至设计地面处的距离，m；

θ 可由 $\theta^3 + \frac{3}{2}\theta^2\eta - \frac{3}{4}\eta - \frac{1}{2} = 0$ 求得，或按表 13.2.4-1 确定。

表 13.2.4-1 θ 及 μ 值

η	θ	μ	$\eta\mu$	η	θ	μ	$\eta\mu$
0.10	0.784	82.9	8.3	5.00	0.720	11.8	59.1
0.25	0.774	41.3	10.4	6.00	0.718	11.6	69.0
0.50	0.761	25.3	12.7	7.00	0.716	11.3	79.0
1.00	0.746	17.7	17.7	8.00	0.715	11.2	89.2
2.00	0.732	14.1	28.1	9.00	0.714	11.0	99.3
3.00	0.725	12.6	37.8	10.00	0.713	11.0	109.1
4.00	0.722	13.1	48.5				

13.2.5 当 $S_j < K_3S_0$ 或 $M_j < K_3H_0S_0$ 时，应采取措施增强抗倾覆承载能力。一般方法是在基础埋深 $\frac{1}{3}$ 处加设上卡盘，必要时增加下卡盘。计算简图如图 13.2.5-1 和图 13.2.5-2。当地基土为冻胀土时应不设卡盘或采取防冻胀措施。

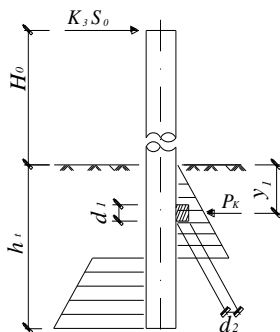


图 13.2.5-1 带上卡盘电杆基础倾覆计算简图

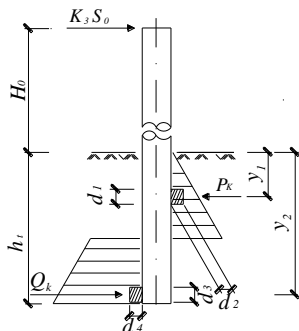


图 12.2.5-2 带上下卡盘电杆基础倾覆计算简图

13.2.6 计算带上卡盘的电杆基础时，当埋深及上卡盘位置确定后，应按式(13.2.6-1)计算卡盘横向压力，按式(13.2.6-2)、(13.2.6-3)确定卡盘长度。

$$P_k = K_3 S_0 - m b_0 h_t^2 \left(\theta^2 - \frac{1}{2} \right) \quad (13.2.6-1)$$

$$L_1 = \frac{P_k}{y_1 (m d_1 + 2 \gamma d_2 \operatorname{tg} \beta)} \quad (13.2.6-2)$$

$$L_{\perp} = L_1 + b \quad (13.2.6-3)$$

式中：

P_k —卡盘横向压力标准值，kN；

L_1 —上卡盘计算长度，m；

y_1 —设计地面至上卡盘的距离, m;

d_1 —上卡盘厚度, m;

d_2 —上卡盘宽度, m;

$L_{上}$ —上卡盘全长, m。

当 $y_1 = \frac{h_2}{3}$ 时, θ 值可按下列方法求得, 结合表 13.2.6-1 确定:

$$F_1 = \frac{K_3 S_0 (1 + 3\eta)}{mb_0 h_2^2} \quad (13.2.6-4)$$

$$F_1 = \frac{1}{2} + \theta^2 - 2\theta^3 \quad (13.2.6-5)$$

表 13.2.6-1

F_1 和 θ 值

θ	F_1	θ	F_1	θ	F_1	θ	F_1
0.600	0.428	0.660	0.360	0.714	0.282	0.740	0.237
0.610	0.418	0.670	0.347	0.716	0.279	0.750	0.219
0.620	0.408	0.680	0.334	0.718	0.275	0.760	0.200
0.630	0.397	0.690	0.319	0.720	0.272	0.770	0.180
0.640	0.385	0.707	0.293	0.725	0.263	0.780	0.159
0.650	0.373	0.712	0.285	0.730	0.255		

13.2.7 当采用上、下卡盘时, 应分别按式 (13.2.7-1) 和 (13.2.7-2) 确定上、下卡盘的压力值, 按式 (13.2.6-3) 确定上卡盘长度, 按式 (13.2.7-3)、(13.2.7-4) 确定下卡盘长度。

$$P_k = \frac{(K_3 S_o - S_j)(H_o + y_2)}{y_2 - y_1} \quad (13.2.7-1)$$

$$Q_k = \frac{(K_3 S_o - S_j)(H_o + y_1)}{y_2 - y_1} \quad (13.2.7-2)$$

$$L_2 = \frac{Q_k}{y_2(md_3 + 2\gamma d_4 \tan \beta)} \quad (13.2.7-3)$$

$$L_{下} = L_2 + b \quad (13.2.7-4)$$

式中:

- Q_k 一下卡盘横向压力设计值, kN;
 L_2 一下卡盘计算长度, m;
 y_2 一设计地面至下卡盘的距离, m;
 d_3 一下卡盘厚度, m;
 d_4 一下卡盘宽度, m;
 $L_{\text{下}}$ 一下卡盘全长, m。

13.3 拉线盘基础上拔承载力计算

13.3.1 拉线盘基础的上拔承载力按式 (13.3.1-1) 计算。

$$T \sin \omega \leq \frac{V_t \gamma_s}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (13.3.1-1)$$

1 当 $h_t \leq h_c$ 时, 矩形盘抗拔土体的体积 V_t 按下式确定 (图 13.3.1-1)

$$V_t = h_t [bl \sin \omega_1 + (b \sin \omega_1 + l) h_t \tan \alpha + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha] \quad (13.3.1-2)$$

2 当 $h_t > h_c$ 时, 矩形盘抗拔土体的体积 V_t 按下式确定 (图 13.3.1-2)

$$V_t = h_c [bl \sin \omega_1 + (b \sin \omega_1 + l) h_c \tan \alpha + \frac{4}{3} h_c^2 \tan^2 \alpha] + bl(h_t - h_c) \sin \omega_1 \quad (13.3.1-3)$$

式中:

hc 一见第五章扩展基础 5.2 节;

T 一拉线拉力标准值;

ω 一拉线拉力 T 与水平地面的夹角 ($^\circ$), ω 应大于 45° 。

ω_1 一拉线盘上平面与垂面的夹角。

α 一回填土的计算上拔角, 表 5.2.2-2 取值。

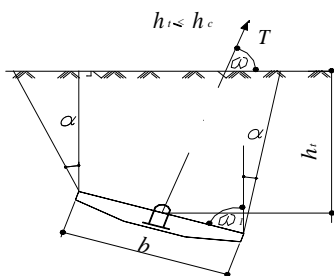


图 13.3.1-1 拉线盘上拔承载力上拔承载力计算简图(1)

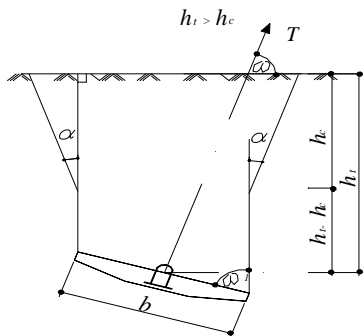


图 13.3.1-2 拉线盘上拔承载力上拔承载力计算简图(2)

13.4 构件计算

13.4.1 钢筋混凝土板式底盘的内力和承载力计算应按第 4 章的相关规定执行。

13.4.2 卡盘正截面受拉钢筋截面面积,可按双筋截面或单筋截面计算,此时应计算受压区混凝土承载力。

13.4.3 卡盘的截面应符合抗剪承载力的要求,对无腹筋截面可按式(4.3.4-1)计算,此时 $V=qx$; $b_0=b$ (见图 13.4.3-1)。

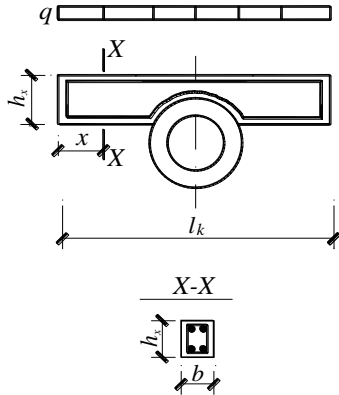


图 13.4.3-1 卡盘承载力计算简图

13.4.4 拉线盘正截面的纵向受拉钢筋面积可近似按图 13.4.4-1 中 1-1、2-2 截面产生的弯距 ($F_{L1}e_1$ 和 $F_{L2}e_2$) 求得。当短边 b 很小时尚应对正截面的受压区进行混凝土承载力计算。

13.4.5 拉线盘的截面应符合抗剪承载力的要求 (见图 13.4.4-1), 对无腹筋截面宜按式 (4.3.4-1) 计算, 此时 $V=qx$; $b_0=b$ (短边长度)。

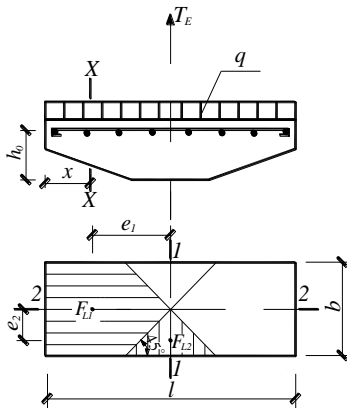


图 13.4.4-1 拉线盘承载力计算简图

13.4.6 拉线棒承载力应按式 (13.4.6-1) 计算:

$$T_E \leq A_f f_y \quad (13.4.6-1)$$

式中:

A_f —单根钢筋截面面积;

f_y —钢筋抗拉强度设计值, 按表 3.1.21 确定。

当满足承载力计算要求时, 再将拉线棒计算直径增加 2mm~4mm, 且不小于 16mm。

13.4.7 拉环承载力应按式 (13.4.7-1) 计算:

$$T_E \leq 1.5A_f f_\tau \quad (13.4.7-1)$$

式中: f_τ —钢筋抗剪强度设计值, 按表 3.1.21 确定。

当满足承载力计算要求时, 再将拉环计算直径增加 2mm~4mm, 且不小于 16mm。

13.4.8 石材底盘、拉盘、卡盘矩形截面正截面承载力, 应符合式 (13.4.8) 的要求:

$$M \leq \frac{R_\gamma W_0 \gamma_1}{K_{sc}} \quad (13.4.8)$$

式中:

M —弯矩设计值;

K_{sc} —石材的强度设计安全系数, 按表 13.4.8-1 取值;

R_γ —石材的极限抗弯强度, 宜由试验确定, 但不应小于 7MN/m²;

γ_1 、 W_0 —与式 (4.3.1) 意义相同。

表 13.4.8-1 石材的强度设计安全系数 K_{sc}

构件名称	底盘	拉盘	卡盘
安全系数 K_{sc}	2.2	3.7	3.0

13.5 构造要求

13.5.1 钢筋混凝土电杆与卡盘应采取可靠的抗拉连接措施。

13.5.2 与电杆连接用的金属件应采用有效防腐方案。

13.5.3 底盘、卡盘、拉盘在埋置拉环的部位应做局部加强。

13.5.4 底盘、拉盘及卡盘的混凝土强度等级不小于 C25, 钢筋强度等级不低于 HRB400。

13.5.5 底盘、拉盘及卡盘的设计应考虑地基土冻胀的影响。

14 特殊土地基及基础

14.1 腐蚀土

14.1.1 基础防腐设计应遵循预防为主和防护结合的原则,根据地基腐蚀性 & 环境条件等,因地制宜选择防腐措施。

14.1.2 微腐蚀环境可按正常环境进行设计。

14.1.3 弱、中、强腐蚀环境下基础选型应符合下列规定:

- 1 岩石锚杆基础、螺旋锚基础不宜用于中、强腐蚀环境。
- 2 桩基础宜优先选用预制钢筋混凝土桩,可选用预应力钢筋混凝土管桩,当采取有效防腐措施时,也可选用灌注桩基础。
- 3 预应力混凝土管桩的桩尖宜采用闭口型。

14.1.4 腐蚀环境下基础材料应符合下列规定:

- 1 素混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C25。
- 2 钢筋混凝土结构的混凝土基本要求应符合表 14.1.4-1 的规定。

表 14.1.4-1 基础结构混凝土的基本要求

项目	腐蚀性等级		
	强	中	弱
最低混凝土强度等级	C40	C35	C30
最小胶凝材料用量 (kg/m ³)	340	320	300
最大水胶比	0.40	0.45	0.50
胶凝材料中最大氯离子质量比 (%)	0.08	0.10	0.10

注: 1 地下水位较高的中、强腐蚀地区扩展基础采用玻璃钢模板防护措施时,混凝土强度等级可降低一级;

2 预应力混凝土最低强度等级应按表中提高一个等级,最大氯离子含量为胶凝材料用量的 0.06%;

3 表中所列要求为设计使用年限为 50 年的技术指标。

- 3 灌注桩基础的混凝土基本要求应符合表 14.1.4-2 的规定。

表 14.1.4-2 灌注桩基础混凝土的基本要求

项目	腐蚀性等级		
	强 ¹	中	弱
最低混凝土强度等级	C50 ²	C35	C35
最小胶凝材料用量 (kg/m ³)	360		
最大水胶比	0.36	0.4	0.45
胶凝材料中最大氯离子质量比 (%)	0.08		
抗渗等级	≥P8		

注: 1 强腐蚀地区采用灌注桩,应采取有效隔离、防水措施;

2 强腐蚀地区灌注桩的混凝土强度等级可根据试验结果适当降低；基础混凝土最大胶凝材料用量不宜超过 $500\text{kg}/\text{m}^3$ 。

3 表中所列要求为设计使用年限为 50 年的技术指标。

4 预制钢筋混凝土桩的混凝土强度等级不应低于 C40，水胶比不应大于 0.4，抗渗等级不应低于 P10。

5 预应力混凝土管桩的混凝土强度等级不应低于 C60，水胶比不应大于 0.4，抗渗等级不应低于 P12。

14.1.5 腐蚀环境下基础钢筋的混凝土保护层厚度应符合下列规定：

1 弱、中腐蚀环境下灌注桩基础钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 55mm，强腐蚀环境下灌注桩基础钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 65mm。

2 预制钢筋混凝土桩、预应力混凝土管桩的钢筋的混凝土保护层厚度分别不应小于 45mm 和 35mm。

3 其他基础除锚杆外，基础钢筋的混凝土保护层厚度应不小于 50mm。

14.1.6 基础混凝土的配制应符合下列规定：

1 基础混凝土宜根据地基腐蚀特性因地制宜采用普通硅酸盐水泥、硅酸盐水泥和抗硫酸盐水泥。

2 中、强腐蚀环境宜根据腐蚀介质、养护条件添加粉煤灰、磨细矿渣、硅灰等矿物掺合料，具体掺量通过试验确定。

3 以硫酸盐为主的环境宜采用铝酸三钙含量小于 5% 的普通硅酸盐水泥或抗硫酸盐水泥；以氯盐为主的环境不宜单独采用普通硅酸盐水泥或硅酸盐水泥作为胶凝材料，宜添加包括少量硅灰在内的矿物掺合料。

14.1.7 基础混凝土外加剂的选用应符合下列规定：

1 以氯盐为主的强腐蚀环境，可采用钢筋阻锈剂。

2 以硫酸盐为主的腐蚀环境，可选用减水剂、密实剂、防硫酸盐添加剂。

3 对存在冻融循环的腐蚀环境，宜配合采用高效引气剂。

14.1.8 开挖类基础和桩基承台应设置垫层，垫层可根据腐蚀环境和地下水条件采用素混凝土、砂卵石或其他耐腐蚀材料，垫层厚度不应小于 100mm。

14.1.9 基础表面防护及混凝土垫层防护要求应符合表 14.1.9 的规定。

表 14.1.9 基础表面防护要求

腐蚀性等级	垫层混凝土最低强度等级	防护范围
强	C25	1) 扩展基础及承台：表面及其垫层顶面； 2) 掏挖类基础和桩基础：地面以下 500mm 及地面露出部分；
中		3) 保护帽表面 ¹
弱	C20	表面可不作防护

注：1 仅强腐蚀环境下需对保护帽表面进行防护。

14.1.10 当混凝土性能满足防腐要求时，可不作表面防护。

14.1.11 受力钢筋直径不应小于 12mm，强腐蚀环境下受力钢筋直径不应小于 16mm。

14.1.12 对中等至强腐蚀环境下混凝土结构中的钢筋，应与埋置在混凝土中并部分暴露在外的紧固件、定位件等铁件隔离。

14.1.13 当桩的表面有防腐涂层时，桩的竖向极限承载力宜通过现场静载荷试验确定；确定承载力时可不计入涂层范围内的桩侧阻力。

14.2 盐渍土

14.2.1 盐渍土地区的杆塔基础设计及地基处理应根据盐渍土的特性并综合考虑地形、地貌、地层岩性、水文、气候和环境等因素，因地制宜采取以防为主、防治结合、综合治理的措施。

14.2.2 杆塔基础宜避开超、强盐渍土地段，低洼地段，排水不利地段以及地下水位可能上升的地段。

14.2.3 地基易溶盐含量超过 0.3% 的杆塔基础，应采取防腐处理，防腐方案应符合本标准第 14.1 节的规定。

14.2.4 盐渍土地基中硫酸钠含量不超过 1% 时可不考虑其盐胀性，超过 1% 时应按本标准第 14.2.8 条的要求采取结构措施或进行地基处理。

14.2.5 在溶陷性盐渍土地基上的杆塔，地基变形应按现行国家标准《盐渍土地建筑技术规范》GB/T 50942 的有关规定计算。

14.2.6 当地基变形量较大、不能满足设计要求时，应根据杆塔类别、承受不均沉降的能力、溶陷等级、浸水可能性等，采取地基处理措施、防排水措施和基础结构措施等。不同措施的选取可按表 14.2.6 采用。

表 14.2.6 设计措施选择表

溶陷等级	I 级	II 级	III 级
基础			

设计等级			
甲级、乙级	[1]或[2]或[3]	[1]+[2]或[1]+[3]	[1]+[2]或[1]+[3] 或[1]+[2]+[3]
丙级	[1]		

注:[1]表示防排水措施；[2]表示地基处理措施；[3]表示基础结构措施。符号“+”表示措施组合。

14.2.7 塔基防水排水设计应符合下列规定：

- 1 杆塔应远离水渠、地下管沟、集水井等设施；
- 2 塔基区应及时回填并做好散水处理；
- 3 山前冲积平原区存在汇水和冲刷的塔位应结合塔基微观地形和水文条件修筑挡水、排水设施。

14.2.8 基础结构设计应符合下列规定：

- 1 当地基承载力或溶陷变形不能满足设计要求时，可采用桩基础或进行地基处理；
- 2 以盐胀为主的盐渍土地区，宜适当增大基础埋深并采用直柱基础，减少盐胀引起的差异变形；
- 3 宜加强基础结构整体性、减少不均匀沉降。

14.2.9 盐渍土地基处理应符合下列规定：

- 1 所选用的地基处理方法应在有利于消除或减轻盐渍土溶陷性和盐胀性对基础结构危害的同时，提高地基承载力和减小地基变形；
- 2 应根据盐渍土厚度、地下水条件等因地制宜采取换填、强夯、浸水预溶等处理方法。

14.3 湿陷性黄土

14.3.1 湿陷性黄土地区杆塔基础应根据湿陷性黄土的等级、地基基础的设计等级和工程所处的水环境，因地制宜采取基础选型结合地基处理的综合措施。

14.3.2 杆塔基础宜远离水浇地、有汇水的地区，避开冲沟、落水洞等位置，宜使塔位立于排水顺畅的位置。

14.3.3 当塔位位于可能积水的平台、平地、洼地时，应根据线路电压等级、杆塔的重要性以及黄土湿陷等级采取不同的处理方式；当塔位位于无汇水的山坡、山梁、山顶等位置时，可不采取处理措施。湿陷性黄土地区的临时线路可不采取地基处理措施。

14.3.4 设计等级为甲级和乙级的杆塔基础，宜避开湿陷等级较高的区域，无法避开时应根据塔位所处的水环境采取可靠的地基处理措施。

14.3.5 设计等级为乙级和丙级的杆塔基础，消除地基部分湿陷量的最小处理厚度可按表 14.3.5 采用。

表 14.3.5 消除地基部分湿陷量的最小处理厚度(m)

地基湿陷等级	湿陷类别		
	非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
		悬垂型杆塔	耐张转角、终端杆塔
II	不处理	防水措施	防水措施
III	—	1.0~1.5	1.5~2.0
IV	—	1.5~2.0	2.0~2.5

注：地基处理宽度：悬垂型杆塔为基础边宽加上0.6m~1.0m；耐张转角、终端杆塔为基础边宽加上1m~1.5m。

14.3.6 湿陷性黄土地区的平地及水浇地塔位宜采用扩展基础。

14.3.7 湿陷性场地浸水条件下的杆塔桩基础竖向承载力计算应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025 的有关规定。

14.3.8 塔基土体表层应夯实并设散水坡，基础应远离水渠和水管10m以上。

14.3.9 在III级、IV级自重湿陷性黄土地区的原状土基础可根据塔基微地形和水文条件在基础上部设置灰土隔水层。

14.3.10 基坑开挖施工宜避开雨季，农田塔位开挖宜避开农灌季节，应采取防止基坑积水引起地基湿陷。

14.4 冻土

14.4.1 冻土的分类和冻胀、融沉性分级应按现行国家标准《冻土工程地质勘察规范》GB 50324 和电力行业标准《冻土地区架空输电线路岩土工程勘测技术规程》DL/T 5577 的规定执行。

14.4.2 冻土地区输电线路塔位应选择在地势较高、地下水位较低、排水条件好的地点，避开易引起冻胀的不良地段，并应遵循以下原则进行选址：

1 优先采用避让不良冻土地段的原则，尽可能避开冻胀丘、冰锥、融冻泥流、融冻滑塌等不良冻土现象发育地段及高山基岩裸露区寒冻风化强烈发育的地带；

2 尽可能减少不稳定高含冰率多年冻土、零星岛状多年冻土、

融区与多年冻土区过渡带、融区与冻土岛间隔分布地段的线路长度；

3 线路通过山区地段时，塔位应选择干燥、向阳的缓坡上部地带；通过河谷地段时，塔位应选择高阶地、稳定或基本稳定的多年冻土地带。

14.4.3 多年冻土地基可采用保持冻结状态或允许融化状态进行设计。采用保持冻结状态设计时，应使地基土在施工期间和使用期间均保持冻结状态。允许融化状态设计时，可使地基中的多年冻土在施工期间和使用期间自然融化或预先融化。

14.4.4 保持地基土冻结状态设计宜用于以下场地或地基：

- 1 高含冰率的场地；
- 2 多年冻土年平均地温低于 -1.0°C 的场地；
- 3 持力层范围内的土体处于坚硬冻结状态的地基；
- 4 多年冻土年平均地温高于 -1.0°C ，但采取工程措施可维持基底冻土冻结状态的场地。

底冻土冻结状态的场地。

14.4.5 允许地基土融化状态设计宜用于以下场地或地基：

1 自然融化状态的设计宜用于以下地基：不融沉或弱融沉的地基；施工期间和使用期间总变形量不超过允许值的地基。

2 预先融化状态的设计宜用于以下地基：多年冻土厚度较薄，且变形量不满足要求的地基；年平均地温较高，且存在变形量不满足要求的融沉、强融沉和融陷土及其夹层，持力层地基土难以保持冻结状态的地基。

14.4.6 按照保持冻结状态设计的多年冻土地基，应按照多垫少挖的原则，减少破坏天然地表状态，减少对多年冻土的热干扰和带入多年冻土的热量，可采用热棒、热桩辅助保持地基的冻结状态。按允许融化设计的多年冻土地基，当地基计算变形量超过允许值时，应采取人工融化压密或挖除换填等处理措施。

14.4.7 多年冻土地区输电线路基础宜优先选用对冻土扰动小的桩基础、挖孔基础。持力层良好或可采取措施保持冻土承载能力的地段可选用扩展基础。

14.4.8 季节冻土地区基础埋深应符合下列规定：

- 1 对弱冻胀、冻胀地基土，基础埋置深度不宜小于设计冻深。
- 2 对强冻胀土、特强冻胀土，基础宜埋置在设计冻深以下不小于

0.5 m 处。设计冻深 Z_d 应按现行建筑行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118 的规定确定。

14.4.9 多年冻土地区基础埋深应符合下列规定：

1 对不衔接多年冻土地基，当基础底面位于融土夹层且满足地基土的稳定和变形要求时，可按季节冻土地基的相关规定确定基础埋深。

2 对衔接多年冻土地基，当按保持冻结状态设计时，基础埋置深度可通过热工计算确定，但不得小于多年冻土稳定人为上限埋深以下 0.5m，并应满足表 14.4.9 的规定。设计融深 z_d^m 应按现行建筑行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118 的规定确定。

表 14.4.9 基础最小埋置深度 (d_{\min})

基础类型	基础最小埋深 (m)
扩展基础、掏挖基础	$z_d^m + 1$
桩基础	$z_d^m + 2$

14.4.10 冻土地区基础承载力的计算按照本标准附录 H 的规定执行。

14.4.11 多年冻土区的输电线路基础设计宜结合工程使用期内气候变化趋势确定冻土的物理力学及热学指标。

14.4.12 为了减少切向冻胀力的影响，冻土地区基础可采用玻璃钢模板、基础表面涂刷憎水材料等防冻胀措施。

14.4.13 地基土冻胀等级较高、排水不畅的基础，宜采用散水坡减小地表水在塔位汇集和渗透，避免冻胀作用加剧。

14.4.14 多年冻土区基坑开挖应缩短暴露时间，必要时采取隔热、防水等措施减少外界热干扰对多年冻土的不利影响。

14.5 戈壁碎石土

14.5.1 戈壁碎石土地基可采用掏挖基础和等直径直柱挖孔基础 2 种型式。

14.5.2 戈壁碎石土掏挖基础上拔承载力，可按本标准第 6.2 节进行计算。基础上拔临界深度，宜取 3.0~4.0 倍基底直径。

14.5.3 戈壁碎石土掏挖基础下压承载力，可按本标准第 6.3 节进行计算。戈壁碎石土地基承载力特征值，可按表 14.5.3 取值。

表 14.5.3 戈壁碎石土地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)

密实度 碎石土类别	稍密	中密	密实
卵石	300~500	500~800	800~1000
碎石	250~400	400~700	700~900
圆砾	200~300	300~500	500~700
角砾	200~250	250~400	400~600

注：表中数值适用于干燥、胶结性好、无地下水的碎石土地基。

14.5.4 等直径直柱基础上拔和下压承载力，可按本标准第 9 章中单桩进行计算。戈壁碎石土地基抗拔极限侧摩阻力可根据基础埋深按照下式计算：

$$q_{uk} \leq 0.045L + 19.85 \quad (14.5.4)$$

式中： q_{uk} ——戈壁碎石土地基抗拔极限侧摩阻力，kPa；

L ——等直径直柱基础埋深，mm。

14.5.5 戈壁碎石土地基掏挖基础和等直径直柱基础水平承载性能，可分别按本标准第 6.4 节和第 9.5 节计算。戈壁碎石土地基水平抗力系数比例系数 m 可按下式计算确定：

$$m = 250840x^{0.57} \quad (14.5.5)$$

式中： m ——戈壁碎石土地基水平抗力系数比例系数， kN/m^4 ；

x ——基础立柱地面处的水平位移，mm。一般不宜超过 10mm。

14.5.6 戈壁碎石土基础的防腐设计与施工要求，可参照国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 和《建筑防腐蚀工程施工及验收规范》GB50212 之规定执行。

14.6 风积沙

14.6.1 沙漠地区输电线路选线，应符合下列规定：

- 1 线路路径宜靠近现有公路，便于线路施工及运行维护。
- 2 应避开流动沙丘区域，无法避开时应考虑流动沙丘对线路的影响。
- 3 塔位选择优先考虑洼地或平地，避免在沙丘顶部设置塔位。

14.6.2 沙漠地区输电线路塔位，宜避开下列地段：

- 1 流动沙丘的下风侧。

- 2 风蚀沙埋严重发育地段。
- 3 坎儿井、沙巷、暗渠临近地段。
- 4 地面盐渍化迹象严重的地带。
- 5 靠山、沟口地面水流变迁的地带。

14.6.3 流动沙丘和半固定沙丘区域中的杆塔不宜使用长短腿配置。

14.6.4 沙漠地区输电线路杆塔基础宜采用扩展基础和装配式基础。当地下水位较高时，也可采用桩基础。

14.6.5 对上拔和水平力组合作用下的沙漠风积沙地基扩展基础，可采用图 14.6.5 所示的上拔和倾覆稳定一体化计算模型。上拔和水平力组合作用下，基础稳定性验算应符合下列公式验算要求：

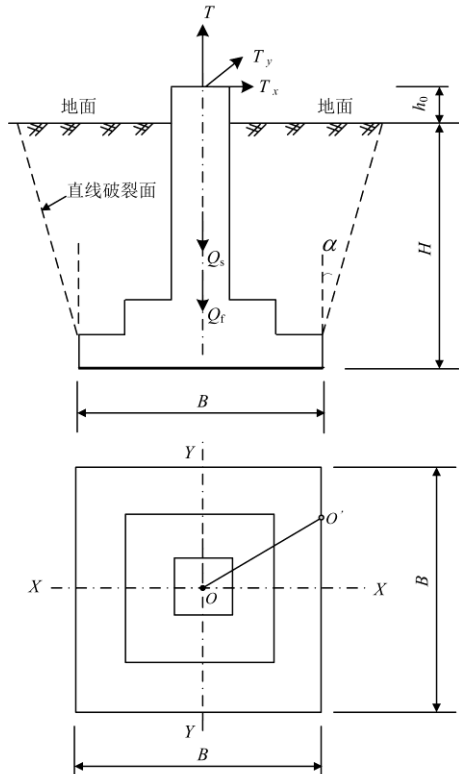


图 14.6.5 倾覆稳定计算简图

$$K_3(M_T + M_{TH}) \leq (Q_f + Q_s)L_{O'O'} \quad (14.6.5-1)$$

$$M_T = T_k L_{O'O'} \quad (14.6.5-2)$$

$$M_{\text{TH}} = \sqrt{T_{\text{xk}}^2 + T_{\text{yk}}^2} (H + h_0) \quad (14.6.5-3)$$

式中:

T_k ——上拔力标准值, kN;

T_{xk} 、 T_{yk} ——上拔力 T_k 对应的 X 向、 Y 向水平力标准值, kN;

M_T ——上拔力对水平力合力作用线投影与基础底面交点 O'

的弯矩标准值, kN·m;

M_{TH} —— T_{xk} 、 T_{yk} 合力对其合力作用线投影与基础底面交点 O'

的弯矩标准值, kN·m;

Q_s ——上拔角范围内的风积沙自重, kN, 风积沙上拔角 α 标准值可取 16.8° ;

Q_f ——基础自重之, kN;

$L_{O'}$ ——基础中心 O 与 T_{xk} 、 T_{yk} 合力作用线与基础底面交点

O' 之间距离, m。对于斜柱基础或当地脚螺栓偏心设置时, $L_{O'}$ 取地脚螺栓中心在底面处的投影与点 O' 之间的距离;

K_3 ——倾覆稳定安全系数, 可按本规范表 3.1.7 取值。

14.6.6 沙漠风积沙扩展基础下压稳定计算, 可按本标准第 5.3 节进行。

14.6.7 沙漠风积沙装配式基础设计, 应符合本标准第 11 章之规定。

14.6.8 塔位基础防风固沙措施, 应根据沙丘类型及塔位重要性以及塔位工程地质条件、水文地质条件、风沙灾害特征、施工材料等综合确定。

15 附属设施

15.1 一般规定

15.1.1 输电线路基础附属设施一般包括挡土墙、护坡、截(排)水沟、爬梯及基础保护帽等。

15.1.2 塔基影响范围内设置的附属设施不应影响塔位所在坡体的整体稳定性,也不应对塔位长期安全运行造成不利影响。

15.1.3 附属设施应满足使用功能要求、安全可靠,便于施工、检查和运行维护。

15.2 挡土墙

15.2.1 挡土墙应设置于地层稳定、开挖土石方不会危及边坡稳定的场地。

15.2.2 挡土墙设计应进行抗滑移、抗倾覆稳定、地基承载力以及地基稳定性计算。计算应满足《建筑地基基础设计规范》GB50007 的规定。

15.2.3 挡土墙采用墙背垂直、填土表面水平且与墙齐高的型式时,其稳定性计算应符合下列要求:

1 抗滑移稳定性应按式(15.2.3-1)计算(图 15.2.3-1):

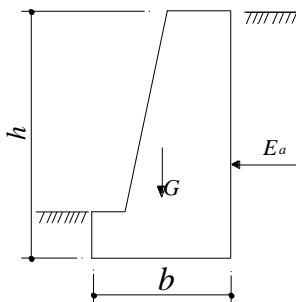


图 15.2.3-1 抗滑移稳定计算示意图

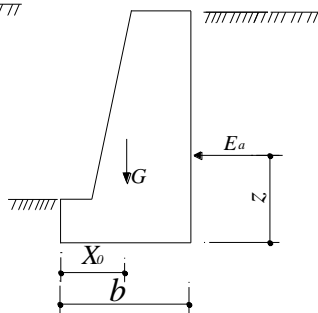


图 15.2.3-2 抗倾覆稳定计算示意图

$$\frac{G_k \mu}{E_a} \geq 1.3 \quad (15.2.3-1)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \psi_a \gamma_s h^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (15.2.3-2)$$

式中:

E_a —主动土压力, kN;

ψ_a —主动土压力增大系数, 挡土墙高度小于 5m 时宜取 1.0, 高度 5~8 m 时宜取 1.1;

φ —墙背填土的内摩擦角, °;

μ —土对挡土墙基底的摩阻系数, 可按表 15.2.3-1 选用;

h —挡土墙高度, m;

b —基底的水平投影宽度, m。

表 15.2.3-1 土对挡土墙基底的摩阻系数 μ

土的类别		摩阻系数 μ
黏性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.3~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土		0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65~0.75

注: 1 对易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于 22 的黏性土, 基底摩阻系数应通过试验确定。

2 对碎石土, 可根据其密实程度、填充状态、风化程度等确定。

2 抗倾覆稳定性应满足式 (15.2.3-3) 的要求 (图 15.2.3-2):

$$\frac{G_k x_0}{E_a z} \geq 1.6 \quad (15.2.3-3)$$

式中:

z —土压力作用点离墙踵的高度, m;

x_0 —挡土墙重心离墙趾的水平距离, m。

3 挡土墙应符合地基承载力要求。

15.2.4 挡土墙的构造应符合下列要求:

1 挡土墙可在基底设置逆坡。对于土质边坡，地基逆坡坡度不宜大于 1:10；对于岩石地基，地基逆坡坡度不宜大于 1:5。

2 块石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 400mm，块石、条石强度等级不低於 MU30，砌筑砂浆强度不应低於 M10.0 级；混凝土挡土墙的墙顶宽度不宜小于 200mm，混凝土强度等级不应低於 C20。

3 挡土墙基底的埋置深度，应根据地基承载力、水流冲刷、岩石裂隙发育及风化程度等因素综合确定。在特强冻胀、强冻胀地区应考虑冻胀的影响。基底嵌入原状土内应大于 500mm。

4 挡土墙应每间隔 10m~20m 设置一道伸缩缝。当地基不均匀时宜加设沉降缝。

5 挡土墙每 2 平方米内应设置一个泄水孔。

6 位于稳定斜坡地面的挡土墙，其墙趾最小埋深应满足：硬质岩石地基为 0.6m，其他地基为 1.0m。

15.3 砌体护坡

15.3.1 砌体护坡宜用于坡度缓于 1:1 稳定的易风化岩质和土质边坡。

15.3.2 砌体可采用浆砌条石、块石、片石、卵石或混凝土预制块等作为砌筑材料。

15.3.3 石料强度等级不应低於 MU30，浆砌块石、片石、卵石护坡的厚度不宜小于 250mm。

15.3.4 预制块的混凝土强度等级不应低於 C20；厚度不小于 150mm。

15.3.5 铺砌层下应设置碎石或砂砾垫层，厚度不宜小于 100mm。

15.3.6 砌筑砂浆强度等级不应低於 M10。

15.3.7 砌体护坡应设置伸缩缝和泄水孔，伸缩缝间距宜为 20m~25m、缝宽 20mm~30mm；在地基性状和护坡高度变化处应设沉降缝，沉降缝与伸缩缝宜合并设置。

15.4 截（排）水沟

15.4.1 截（排）水沟应结合地形和天然水系进行布设，并作好出水口的位置选择。应采取措施防止截排水沟出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷和冻结等现象。

15.4.2 截（排）水沟的位置、数量和断面尺寸应根据地形条件、降雨强度、历时、分区汇水面积和坡面径流量等因素计算分析确定。

15.4.3 截（排）水沟断面尺寸可按下列公式计算确定：

$$Q = Av \quad (15.4.3-1)$$

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (15.4.3-2)$$

$$R = \frac{bh}{b+2h} \quad (15.4.3-3)$$

$$R = \frac{(b_1 + b_2)h/2}{b_2 + 2h} \quad (15.4.3-4)$$

式中：

Q — 设计流量， m^3/s ；

A — 水流有效断面面积， m^2 ；

v — 流速， m/s ；

R — 水力半径，当截面为矩形时，按式（15.4.3-3）计算；当截面为梯形时，按式（15.4.3-4）计算， m ；

I — 排水沟坡度；

b — 排水沟断面宽度；

h — 排水沟断面高度；

n — 粗糙系数，可按表 15.4.3-1 选用。

表 15.4.3-1 排水沟粗糙系数

排水沟类别	粗糙系数
混凝土管、钢筋混凝土管、水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014
水泥砂浆内衬球墨铸铁管	0.011~0.012
石棉水泥管、钢管	0.012
UPVC 管、PE 管、玻璃钢管	0.009~0.010
土明渠（包括带草皮）	0.025~0.030
干砌块石渠道	0.020~0.025
浆砌块石渠道	0.017
浆砌砖渠道	0.015

15.4.4 截（排）水沟的底宽和顶宽不宜小于 500mm，可采用梯形断面或矩形断面，其沟底纵坡不宜小于 0.3%。

15.4.5 截（排）水沟需进行防渗处理；砌筑砂浆强度等级不应低于 M10，块石、片石强度等级不应低于 MU30，现浇混凝土或预制混凝土强度等级不应低于 C20。

15.4.6 截（排）水沟出水口处的坡面坡度大于 10%或水头高差大于 1.0m 时，可设置跌水将水流出坡体或引入排水系统。

15.5 爬梯

15.5.1 基础主柱外露高度大于 1.5m 时应设置爬梯；

15.5.2 爬梯从地面 1.0m 的高度开始设置，爬梯间距 400~450mm，最上部的梯步距离基础顶面不大于 400mm。

15.5.3 爬梯宜避开接地引下线的位置。

15.5.4 爬梯金属部分应采取镀锌防腐或其他有效防腐措施。

15.6 保护帽

15.6.1 保护帽边长或直径为塔脚板外侧每边增加不小于 50mm，高度宜超过地脚螺栓外露高度 50~100mm，且不小于 300mm。

15.6.2 保护帽上部应为斜面，斜面坡度不低于 10°。

15.6.3 混凝土保护帽强度不宜低于 C15。

16 水土保持和环境保护

16.0.1 输电线路的基础设计应符合国家环境保护、水土保持的有关标准和相关法律法规的要求。

16.0.2 塔位选择及基础设计方案应结合地形条件、进场道路、材料运输、弃土处理等因素进行综合规划。

16.0.3 线路经过生态脆弱区时宜选择植被相对稀疏的区段立塔。

16.0.4 山区线路应采用全方位长短腿与不等高基础配合使用的原则进行铁塔和基础设计，必要时应做好基面稳定防护处理措施。

16.0.5 塔位的设计基面应按下列原则确定：

1 根据塔位的地形地貌、杆塔长短腿和不等高基础配合情况，宜按基面开方最小原则对四个塔腿分别设计。

2 塔位边坡的开挖坡度允许值应符合《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的有关规定。

3 宜结合基面实际地形和水文条件对塔位基面采取截、排水措施。

4 山区塔位的施工余土应提出适宜的处理方案。

16.0.6 护坡设计应在保证坡面稳定和护坡体自身可靠的前提下，合理设计断面和布置方案，应采取小型、轻巧的护坡型式。

17 试验与检测

17.1 试验

17.1.1 当输电线路基础工程符合下列条件之一时，应进行基础试验。

- 1 甲级地基基础工程；
- 2 新型基础；
- 3 采用新理论设计或新工艺施工的基础；
- 4 其它特殊要求的基础。

17.1.2 基础静载荷试验工况可分为竖向抗拔、竖向抗压、抗水平、上拔与水平力组合、下压与水平力组合 5 种。

17.1.3 试验前应根据设计要求、地形地质条件、试验工况、施工工艺等，制定基础试验方案。各工况试验要点可参照附录 F 之规定执行。

17.1.4 基础试验数量应满足设计要求，且同一条件下基础试验数量不宜少于 3 个。

17.2 检测

17.2.1 基础检测宜分为完整性检测和承载力检测，设计等级为甲级的地基基础，基桩应进行单桩承载力检测。

17.2.2 基础完整性检测可采用钻芯法、声波透射法、高应变法和低应变法。承载力检测方法应根据基础型式、受力工况及其设计要求确定，宜采用静载试验方法。对于桩基工程可采用高应变法作为基桩承载力检测的补充方法。相应检测方法和要求应按照现行电力行业标准《电力工程桩基检测技术规程》DL/T 5493 执行。

17.2.3 灌注桩应按照随机、均匀分布抽检原则，开展成孔质量检测，且数量不应少于总桩数的 10%。

17.2.4 混凝土灌注桩的桩身完整性验收检测的抽检数量，应符合下列规定：

- 1 每个承台抽检桩数不应少于 1 根；
- 2 设计等级为甲级地基基础检测时，低应变法应 100% 检测；其他等级地基基础的低应变法抽检数量不应少于总桩数的 50%；
- 3 当选用钻芯法或声波透射法进行桩身完整性检时，抽检数量不应少于总桩数的 2%，地基条件复杂时应提高抽检比例。

17.2.5 混凝土预制桩桩身完整性验收检测的抽检数量，应符合下列规定：

1 每个承台抽检桩数不应少于 1 根；

2 设计等级为甲级的地基基础检测时，抽检数量不应少于总桩数的 30%，且不宜少于 20 根；其他桩基工程的抽检数量不应少于总桩数的 20%，且不宜少于 10 根；

3 工程需要时，可采用孔内成像方法，对空心预制桩的桩身完整性进行检查。

17.2.6 混凝土灌注桩的单桩竖向抗压承载力验收检测，应符合下列规定

1 采用静载试验时，抽检数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根；当总桩数在 50 根以内时，不应少于 2 根，采用高应变法时，抽检数量不应少于总桩数的 5%，且不应少于 5 根；

2 对于大直径端承型灌注桩，因试验设备或现场条件限制难以进行单桩竖向抗压承载力检测时，可结合基桩施工桩端持力层岩性鉴定结论和基桩钻芯法橡胶结果核验单桩竖向抗压承载力。

17.2.7 预制桩的单桩竖向抗压承载力验收检测，应符合下列规定：

1 采用静载试验时，抽检数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根，当总桩数在 50 根以内时，不应少于 2 根

2 采用高应变法时，设计等级为甲级的地基基础，抽检数量不应少于总桩数的 7%，且不应少于 10 根；设计等级为甲级的地基基础，抽检数量不应少于总桩数的 5%，且不应少于 5 根；设计等级为丙级的地基基础，抽检数量不应少于总桩数的 3%，且不应少于 3 根。

17.2.8 对抗拔或水平力有设计要求的桩基工程，单桩承载力验收检测应采用单桩竖向抗拔或单桩水平静载试验，检测数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根；当总桩数在 50 根以内时，不应少于 2 根。

17.2.9 打入式预制桩打桩过程跟踪检测数量不应少于总桩数的 3%，且不应少于 5 根。采用高应变法进行打桩过程跟踪检测的工程桩数，可计入验收检测的总桩数。

17.2.10 采用高应变法进行试打桩过程监测时，在相同施工工艺和相近地质条件下，试打桩数量不应少于 3 根。

17.2.11 输电线路基桩检测开始时间应符合下列规定：

1 当采用低应变法或声波透射法检测基础完整性时，受检基础混凝土强度不应低于设计强度的 70%，且不应小于 15MPa；

2 当采用钻芯法检测基础混凝土强度时，受检基础混凝土龄期应达到 28d 或受检基础同条件养护试块达到设计强度；

3 当采用静载试验方法或高应变法检测基础承载力时，除基础混凝土强度应符合本条第 2 款规定外，地基土体的休止时间尚不应小于表 17.2.3 之规定。

表 17.2.3 地基土休止时间

土的种类		休止时间（天）
砂土		7
粉土		10
黏性土	非饱和	15
	饱和	25
注：对于泥浆护壁灌注桩，宜延长休止时间。		

17.2.12 岩石锚杆基础检测应符合下列规定：

1 采用单锚抗拔验收试验，试验数量不应小于锚杆总数的 5%，且每基塔应不少于 3 根；

2 最大试验荷载取锚杆荷载基本组合上拔力设计值，且不应超过锚筋屈服强度的 0.9 倍。

3 锚杆检测不合格时，应在同一基塔增加锚杆检测数量，增加数量应为不合格锚杆的 3 倍，若仍有不合格锚杆，应分析原因，并进一步扩大检测比例。

17.2.13 检测结果不符合规范规定或设计要求时，应分析原因并扩大检测。扩大抽检宜采用原抽检用的检方法或准确度更高的检方法。

17.2.14 基础检测应出具检测报告，检测报告宜包括下列内容：

1 委托方名称，工程名称、地点，建设、勘察、设计、监理和施工单位，基础类型与设计要求，检测目的，检测依据，检测数量，检测日期；

2 地基条件描述；

3 受检基础位置、编号、设计参数和相关施工记录；

4 检测方法，检测仪器设备，检测过程；

5 受检基础的检测数据和汇总结果；

6 与检测内容相应的检测结论。

附录 A 基础在洪水时的局部冲刷、漂浮物撞击力、流水动压力的计算

A.0.1 基础设置在河床内时，应考虑受洪水冲刷、流水动压力、漂浮物撞击的影响，此时的荷载组合宜取下列情况进行计算：

1 最大风荷载和相应的冲刷深度，荷载组合系数为 1.0。相应的冲刷深度宜取最大冲刷深度的 50%~70%；

2 最大冲刷深度和相应的风荷载，荷载组合系数为 1.0。相应的风荷载应根据工程重要性及不同地区进行取值，但不宜小于最大风荷载的 50%。

3 最大冲刷深度和相应的风荷载并考虑漂流物的作用，荷载组合系数取 0.75，相应的风荷载同上文中的第 2 款。

注：当基础由第 3 款的情况控制且造价增加过多时，宜改用防护措施。

A.0.2 当漂流物撞击力作用在水位线上，漂流物冲撞力可按下式计算：

$$P = mV/T \quad (\text{A.0.2})$$

式中：

m — 漂流物的质量，kg；

V — 水流速度，m/s；

T — 撞击时间。当无具体资料时，可取 1 秒。

A.0.3 流水对基础的压强 Q 计算，可假定流水压力的着力点在设计水位线以下 1/3 的水深处，按下式计算：

$$Q = K_s \rho V^2 / 2 \quad (\text{A.0.3})$$

式中：

ρ — 水的密度，kg/m³；

K_s — 基础柱的形状系数，正方形断面取 1.5；长方形断面（长边与水流平行）取 1.3；圆形断面取 0.8；尖端形断面取 0.7；圆端形断面取 0.6。

A.0.4 局部冲刷

由于基础设置而阻碍了水流，被阻水流在基础周围以强烈的涡流形式与地面的泥砂发生作用。因此，在基础周围，特别是迎水面附近产生冲刷坑，使基础自身结构发生变化，夹砂能力也随着冲刷坑的加深和加大而减小。

塔基的局部冲刷可采用最新的公路工程水文勘测设计规范 (JTG C30-2015) 推荐的 65-1 修正式和 65-2 公式计算。

1) 对于非粘性土河床:

采用 65-1 修正式:

当 $v \leq v_0$ 时,

$$h_b = K_\xi K_{\eta 1} b_1^{0.6} (v - v'_0) \quad (\text{A.0.4-1})$$

当 $v > v_0$ 时,

$$h_b = K_\xi K_{\eta 1} b_1^{0.6} (v - v'_0) \left(\frac{v - v'_0}{v_0 - v'_0} \right)^{n_1} \quad (\text{A.0.4-2})$$

式中 h_b —局部冲刷深度, m;

K_ξ —墩型系数, 矩形取 1.24, 圆形取 0.85, 其他型取 1.2;

b_1 —基桩的计算宽度, 取迎水面宽度, 当水流与迎水面有偏角时, 可按偏角进行折算, m;

$K_{\eta 1}$ —随冲刷线以上土的平均粒径 d_{av} 变化的系数,

$K_{\eta 1} = 0.8 \left(\frac{1}{d_{av}^{0.45}} + \frac{1}{d_{av}^{0.15}} \right)$, 也可按图 A. 0. 4-1 取值;

d_{av} —河床土的平均粒径, 适用范围 0. 1-500mm;

v —一般冲刷后的垂线平均流速, 适用范围为 0. 1-6m/s;

v_0 —土颗粒受冲刷时的起动流速, m/s, 可按下式计算,

$$v_0 = 0.0246 \left(\frac{h}{d_{av}} \right)^{0.14} \left(332 d_{av} + \frac{10+h}{d_{av}^{0.72}} \right)^{1/2} \quad (\text{A.0.4-3})$$

h —采用一般冲刷后的水深, 适用范围为 0. 2-30m;

v'_0 —基础周围土颗粒的起冲流速, m/s, $v'_0 = 0.462 \left(\frac{d_{av}}{b_1} \right)^{0.06} v_0$;

n_1 —与 v 、 v_0 、 d_p 有关的系数, $n_1 = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25 d_{av}^{0.19}}$;

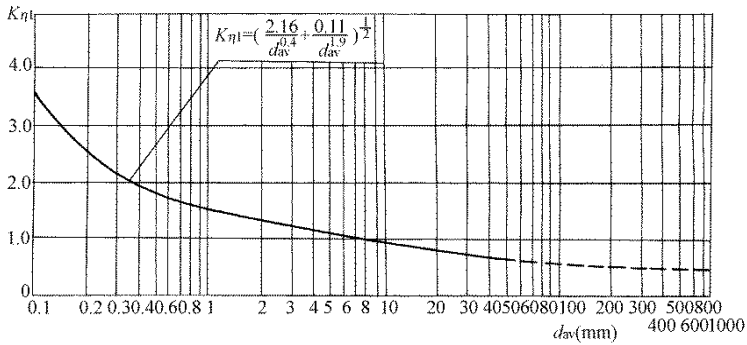


图 A. 0. 4-1 $K_{\eta 1}$ 值曲线

65-2 计算式:

当 $v \leq v_0$ 时,

$$h_b = K_{\xi} K_{\eta 2} b_1^{0.6} h^{0.15} \left(\frac{v - v'_0}{v_0} \right) \quad (\text{A.0.4-4})$$

当 $v > v_0$ 时,

$$h_b = K_{\xi} K_{\eta 2} b_1^{0.6} h^{0.15} \left(\frac{v - v'_0}{v_0} \right)^{n_2} \quad (\text{A.0.4-5})$$

式中 h ——一般冲刷后的水深, m, 对输电线路基础冲刷计算可取冲刷前的水深;

$K_{\eta 2}$ ——随冲刷线以上土平均粒径 d_p 变化的系数,

$$K_{\eta 2} = \frac{0.0023}{d_{av}^{2.2}} + 0.375 d_{av}^{0.24};$$

$$n_2 \text{——与 } v, v_0, d_p \text{ 有关的系数, } n_2 = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.23 + 0.191 g d_{av}};$$

v_0 ——土颗粒受冲刷时的起冲流速 (m/s), $v_0 = 0.28(d_{av} + 0.7)^{0.5}$;

v'_0 ——基础周围土颗粒的起冲流速 (m/s), $v'_0 = 0.12(d_{av} + 0.5)^{0.55}$;

v 、 K_ξ —符号含义与公式(A. 0. 4-2, A. 0. 4-3)相同。

2) 对于粘性土河床:

当 $h_p/B_1 \geq 2.5$ 时,

$$h_b = 0.83K_\xi B_1^{0.6} I_L^{1.25} v \quad (\text{A.0.4-6})$$

当 $h_p/B_1 < 2.5$ 时,

$$h_b = 0.55K_\xi B_1^{0.6} h_p^{0.1} I_L^{1.0} v \quad (\text{A.0.4-7})$$

式中, I_L —冲刷坑范围内粘性土液性指数, 适用范围为 0.16-

1.48。

A.0.5 计算局部冲刷时, 黏性土的土壤颗粒粒径应根据孔隙比折算成非黏性土土壤颗粒粒径计算, 可按照表 A.0.5 取用。

表 A. 0. 5 黏性土换算粒径

黏性土空隙比 e	>1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.2
换算粒径 d (mm)	0.15	3	10	50

A.0.6 计算局部冲刷时, 非黏性土土壤颗粒粒径可按下表取用。

表 A. 0. 6 非黏性土土壤颗粒平均粒径

土壤名称	粉砂、 细砂	中砂	粗砂	砾砂	圆砾、角 砾	卵石、碎 石	漂石、块 石
平均粒径 d (mm)	0.1	0.25	0.5	2.0	2.0	20	200

注: 混合非黏性土土壤颗粒粒径, 按土壤比例取内插值。

附录 B 基础上拔、下压及倾覆稳定和地基承载力计算用表

B.0.1 基础上拔、下压及倾覆稳定和地基承载力计算时，应依据工程地质资料进行，当无资料时可按表 B.0.1-1、表 B.0.1-2 及表 B.0.1-3 分别确定。

表 B.0.1-1 砂类土内摩擦角 ϕ (°)

序号	土名	密实度 (孔隙比 e 小者取大值)		
		密实	中密	稍密
1	砾砂、粗砂	45° ~ 40°	40° ~ 35°	35° ~ 30°
2	中砂	40° ~ 35°	35° ~ 30°	30° ~ 25°
3	细砂、粉砂	35° ~ 30°	30° ~ 25°	25° ~ 20°

表 B.0.1-2 黏性土及粉土黏聚力 c (kN/m²) 和内摩擦角 ϕ (°)

序号	土壤名称	塑性指数 (I_p)	剪切应力	天然孔隙比 (e)						
				0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	
1	粉土	3	c	18	10					
			ϕ	31°	30°					
2		5	c	28	20	13				
			ϕ	28°	27°	26°				
3		7	c	38	30	22				
			ϕ	25°	24°	23°				
4		9	c	47	38	31	24			
			ϕ	22°	21°	20°	19°			
5	粉质黏土	11	c	54	45	38	31	24		
			ϕ	20°	19°	18°	17°	15°		
6		13	c	59	51	43	36	30		
			ϕ	18°	17°	16°	15°	13°		
7		15	c	62	55	48	41	34	27	
			ϕ	16°	15°	14°	13°	11°	9°	
8		17	c	66	58	51	43	37	31	
			ϕ	14°	13°	12°	11°	10°	8°	
9		黏土	19	c	68	60	52	45	38	32

			ϕ	13°	12°	11°	10°	8°	6°
--	--	--	--------	-----	-----	-----	-----	----	----

表 B.0.1-3 黏性土的黏聚力 c (kN/m²) 和内摩擦角 ϕ (°) 值

序号	按液性指数 (I _L) 分类	硬 塑	可 塑	软 塑
1	c	40~50	30~40	20~30
2	ϕ	15°~10°	10°~5°	5°~0°

B.0.2 地基承载力计算时，附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ ，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 确定。

附录 C 地基岩（土）分类及承载力特征值

C.1 地基岩（土）分类

C.1.1 岩石坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级的划分，应分别按表 C.1.1-1~表 C.1.1-3 规定执行。

表 C.1.1-1 岩石坚硬程度分类

坚硬程度		饱和单轴抗压强度 (MPa)	代表性岩石
硬质岩石	坚硬岩	$f_r > 60$	未风化~微风化的花岗岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英岩、石英砂岩、硅质砾岩、硅质石灰岩等
	较硬岩	$30 < f_r \leq 60$	1、微风化的坚硬岩； 2、未风化~微风化的大理岩、板岩、石灰岩、白云岩、钙质砂岩等
软质岩石	较软岩	$15 < f_r \leq 30$	1、中等风化~强风化的坚硬岩或较硬岩； 2、未风化~微风化的凝灰岩、千枚岩、泥灰岩砂质泥岩等
	软岩	$5 < f_r \leq 15$	1、强风化的坚硬岩或较硬岩； 2、中等风化~强风化未风化的较软岩； 3、未风化~微风化的页岩、泥岩、泥质砂岩等
极软岩		$f_r \leq 5$	全风化的各种岩石、各种半成岩

注：1、当不具备钻孔取芯条件或岩体较破碎时，岩石单轴饱和抗压强度可采用岩石点荷载强度试验方法，并根据岩石点荷载强度指数按公式 $f_r = 22.82 I_{s(50)}^{0.75}$ 进行换算确定，其中 $I_{s(50)}$ ——直径为 50mm 标准试件的点荷载强度指数，MPa。

2、当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。

表 C.1.1-2 岩体完整程度划分

完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	>0.75	0.75~ 0.55	0.55~ 0.35	0.35~ 0.15	<0.15

注：岩体完整性指数 (K_v) 为岩体压缩波波速与岩块压缩波波速之比的平方。 K_v 应采用实测值，且选定岩体和岩块测定波速时，应具有代表性。

表 C.1.1-3 岩体基本质量等级分类

完整程度 坚硬程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
坚硬岩	I	II	III	IV	V
较硬岩	II	III	IV	IV	V
较软岩	III	IV	IV	V	V
软岩	IV	IV	V	V	V
极软岩	V	V	V	V	V

C. 1. 2 碎石土应为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土。碎石土可可按表 C. 1. 2 分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。

表 C. 1. 2 碎石土分类

土的名称	颗粒形状	粒组含量
漂石 块石	圆形及亚圆形 为主 棱角形为主	粒径大于 200 mm 的颗粒超过全重 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形 为主 棱角形为主	粒径大于 20 mm 的颗粒超过全重 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形 为主 棱角形为主	粒径大于 2 mm 的颗粒超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

C. 1. 3 碎石土的密实度，可按表 C. 1. 3 分为松散、稍密、中密、密实。

表 C. 1. 3 碎石土密实度

重型圆锥动力触探击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leq 5$	松 散
$5 < N_{63.5} \leq 10$	稍 密
$10 < N_{63.5} \leq 20$	中 密
$N_{63.5} > 20$	密 实

注：1. 本表适用于平均粒径小于等于 50mm 且最大粒径不超过 100mm 的卵石、碎石、圆砾、角砾。对于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于 100mm 的碎石土，可按本规范附录 B 鉴别其密实度；

2. 表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

C. 1.4 砂土应为粒径大于 2 mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075 mm 的颗粒超过全重 50% 的土。砂土可按表 C. 1.4 分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

表 C. 1.4 砂土的分类

土的名称	粒 组 含 量
砾砂	粒径大于 2 mm 的颗粒占全重 25~50%
粗砂	粒径大于 0.5 mm 的颗粒超过全重 50%
中砂	粒径大于 0.25 mm 的颗粒超过全重 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

C. 1.5 砂土的密实度，可按下表 C. 1.5 分为松散、稍密、中密、密实。

表 C. 1.5 砂土的密实度

标准贯入试验锤击数 N	密 实 度
$N \leq 10$	松散
$10 < N \leq 15$	稍密
$15 < N \leq 30$	中密
$N > 30$	密实

C. 1.6 黏性土为塑性指数 I_P 大于 10 的土，可按表 C. 1.6 分为黏土和粉质黏土。

表 C. 1.5 黏性土的分类

塑性指数 I_P	土的名称
$I_P > 17$	黏土
$10 < I_P \leq 17$	粉质黏土

注：塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。

C. 1.7 黏性土状态可根据液性指数 I_L , 按表 C. 1.7 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑。

表 C. 1.6 黏性土的状态

液性指数 I_L	状态
$I_L \leq 0$	坚硬
$0 < I_L \leq 0.25$	硬塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可塑
$0.75 < I_L \leq 1$	软塑
$I_L > 1$	流塑

C. 1.8 常用土类的定义可按表 C. 1.8 确定。

表 C. 1.8 常用土类的定义

名称	定义	
粉土	为介于砂土与黏性土之间，塑性指数小于或等于 10 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土。砂粒含量较多的粉土，地震时可能液化，类似于砂土的性质。黏粒含量较多 (>10%) 的粉土地震时粉土不会液化，性质近似于黏性土。	
淤泥 淤泥质土 泥炭质土	淤泥为在静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，其天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.5 的黏性土。当天然含水量大于液限而天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的粘性土或粉土为淤泥质土。含有大量未分解的腐殖质，有机质含量大于 60% 的土为泥炭，有机质含量大于等于 10% 且小于等于 60% 的土为泥炭质土。	
红黏土	为碳酸盐岩系的岩石经红土化作用（在炎热湿润气候条件下的一种特定的化学风化成土作用）形成的高塑性粘土。其液限一般大于 50%。红粘土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45% 的土为次生红粘土。	
膨胀土	为土中黏粒成分主要由亲水矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性，其自由膨胀率大于或等于 40% 的黏性土。	
湿陷性土	为在一定压力下浸水后产生附加沉降，其湿陷系数大于或等于 0.015 的土。	
人工填土	根据其组成和成因，可分为素填土、压实填土、杂填土、冲填土。	
	素填土	由碎石土、砂土、粉土、黏性土等组成的填土。
	压实填土	经过压实或夯实的素填土。
	杂填土	含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。

名称	定义	
	冲填土	由水力冲填泥砂形成的填土。
残积土	为岩石风化后未被搬运而残留在原地的松散岩屑和土形成的堆积物。残积土的成分取决于母岩的性质，其碎屑物未经搬运磨圆，均呈棱角状，不具分选性和层理。土的结构特征从地表向深处粒度由细变粗，并逐渐过渡为基岩风化带。	
冻土	按持续时间可分为季节性冻土和多年冻土。	
	季节性冻土	地表层冬季冻结，夏季全部融化的土。
	多年冻土	冻结状态持续 2 年或 2 年以上的土。

注：当冻土分类需要更细化时，应按照现行行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118 确定。

C.2 岩（土）地基承载力特征值

C.2.1 岩石地基承载力特征值宜通过岩石地基载荷试验或平板载荷试验确定。当不具备试验条件时，可按照下列两种方法之一进行确定：

1 根据岩体基本质量等级分类，可按表 C.2.1 的规定取值；

表 C.2.1 岩石地基承载力特征值 (MPa)

岩体基本质量级别	I	II	III	IV	V
f_a	>7.0	7.0~4.0	4.0~2.0	2.0~0.5	≤0.5

2 对完整、较完整和较破碎的岩石地基，可根据饱和单轴抗压强度按式 (C.2.1) 计算确定。

$$f_a = \psi_r \cdot f_{rk} \quad (\text{C.2.1})$$

式中：

f_a —岩石地基承载力特征值 (kPa)；

f_{rk} —岩石饱和单轴抗压强度标准值 (kPa)；

ψ_r —折减系数。根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，由地方经验确定。无经验时，对完整岩体可取 0.5；对较完整岩体可取 0.2~0.5；对较破碎岩体可取 0.1~0.2。

注 1 式 (C.2.1) 中折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续。

2 对于黏土质岩,在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时,式(C.2.1)中 f_{tk} 也可采用天然湿度的试样,不进行饱和处理。

C.2.2 地基土体的承载力特征值可由载荷试验或其它原位测试、公式计算、并结合工程实践经验等方法综合确定。当无试验资料时,也可根据土的物理状态以及动力触探锤击数、标准贯入试验锤击数、压缩性指标等工程特性指标,按照下列规定取值:

1 碎石土地基承载力特征值,可根据密实度按表 C.2.2-1 的规定取值。

表 C.2.2-1 碎石土地基承载力特征值 (kPa)

土的名称 \ 密实度	稍密	中密	密实
卵石	300~500	500~800	800~1000
碎石	250~400	400~700	700~900
圆砾	200~300	300~500	500~700
角砾	200~250	250~400	400~600

注:1 表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的黏性土或稍湿的粉土所充填;

2 当粗颗粒为中等风化或强风化时,可按风化程度适当降低承载力;当颗粒间呈半胶结状时,可适当提高承载力;

3 表中数值适用于干燥状态的戈壁碎石土,对于湿润状态的碎石土应专门研究确定。

2 黏性土地基承载力特征值,可根据孔隙比和液性指数、标准贯入试验锤击数(M)、轻型动力触探试验锤击数(M_{60})分别按表 C.2.2-2~C.2.2-4 的规定取值。

C.2.2-2 根据孔隙比和液性指数确定黏性土地基承载力特征值 (kPa)

液性指数 \ 孔隙比	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	
0.8	275	240	220	200	170	170
0.9	230	210	190	170	135	135
1.0	200	180	160	135	115	105
1.1		160	135	115	105	

注:1 有括号者仅供内插用;

2 在有湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的黏性土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世（ Q_3 ）及其以前沉积的老黏性土，其工程性能通常较好。这些土均应根据当地实践经验取值。

表 C. 2. 2-3 根据标准贯入试验锤击数 $N_{63.5}$ 黏性土地基承载力特征值 (kPa)

标准贯入试验锤击数 N	3	5	7	9		11	13	15	17	19	21	23
承载力特征值	105	145	190	235		280	325	370	430	515	600	680

表 C. 2. 2-4 根据轻型动力触探试验锤击数 N_{10} 黏性土地基承载力特征值 (kPa)

轻型动力触探试验锤击数 N_{10}		15	20	25	30
承载力特征值		105	145	190	230

3 粉土承载力特征值，可根据孔隙比和含水率按表 C. 2. 2-5 的规定取值。

表 C. 2. 2-5 粉土地基承载力特征值 (kPa)

含水率 (%) 孔隙比	含水率 (%)						
	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：1 有括号者仅供内插用；

2 有湖、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，应根据当地实践经验取值。

4 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力特征值，可根据含水率按表 C. 2. 2-6 的规定取值。

表 C. 2. 2-6 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力特征值 (kPa)

含水率 (%)	36	40	45	50	55	65	75
承载力特征值	100	90	80	70	60	50	40

注：对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

5 红黏土和次生红黏土地基承载力特征值，可根据含水比 ($\alpha = w/w_L$) 和液塑比 ($I_r = w_L/w_P$) 按表 C. 2. 2-7 的规定取值。

表 C. 2. 2-7 红黏土承载力特征值 (kPa)

土的名称	含水比	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	液塑比						
红黏土	≤1.7	380	270	210	180	150	140
	≥2.3	280	200	160	130	110	100
次生红黏土		250	190	150	130	110	100

注：本表仅适用于表 C. 1. 8 定义范围内的红黏土。

6 砂土地基承载力特征值，可根据标准贯入试验锤击数 ($N_{63.5}$) 按 C. 2. 2-8 的规定取值。

表 C. 2. 2-8 砂土地基承载力特征值 (kPa)

标准贯入试验锤击数 $N_{63.5}$ 土类	10	15	30	50
中粗砂	180	250	340	500
粉细砂	140	180	250	340

7 人工填土地基承载力特征值，可根据轻型动力触探试验锤击数 (N_{10})、压缩模量 (E_{S1-2})、压实系数 λ_c 分别按照表 C. 2. 2-9~表 C. 2. 2-11 规定取值：

表 C. 2. 2-9 根据标准贯入试验锤击数 N_{10} 确定素填土承载力特征值 (kPa)

标准贯入试验锤击数 N_{10}	10	20	30	40
承载力特征值	85	115	135	160

注：本表只适用于黏性土与粉土组成的素填土。

表 C. 2. 2-10 压缩模量 E_{S1-2} 素填土承载力特征值 (kPa)

压缩模量 (E_{S1-2})	7	5	4	3	2
承载力特征值	160	135	115	85	65

注：本表适用于堆填时间超过 10 年的黏性土，以及超过 5 年的粉土。

表 C. 2. 2-11 压实填土地基承载力特征值 (kPa)

填土类别	压实系数 λ_c	承载力特征值
碎石、卵石	0.94~0.97	200~300

砂夹石（其中碎石、卵石占全重30~50%）		200~250
土夹石（其中碎石、卵石占全重30~50%）		150~200
粉质黏土（ $8 \leq I_p < 14$ ）、粉土		130~180

8 花岗岩类残积土地基承载力特征值，可根据标准贯入试验锤击数($N_{63.5}$)按 C. 2. 2-12 规定取值。

表 C. 2. 2-12 花岗岩类残积土地基承载力特征值 (kPa)

标准贯入试验锤击数(N) 土类	4~10	10~15	15~20	20~30
砾质黏性土	(100)~250	250~300	300~350	350~(400)
砂质黏性土	(80)~200	200~250	250~300	300~(350)
黏性土	150~200	200~240	240~(270)	

注：1 括号内的数值供内插用。

2 当大于 2mm 颗粒质量大于或等于总质量 20% 的定为砾质黏性土，小于 20% 定为砂质黏性土，不含定为黏性土。

9 粗粒混合土地基承载力特征值，可根据其干密度按 C. 2. 2-9 规定取值。

表 C. 2. 2-13 粗粒混合土地基承载力特征值 (kPa)

干密度	1. 6	1. 7	1. 8	1. 9	2. 0	2. 1	2. 2
承载力特征值	170	200	240	300	380	480	620

10 细粒混合土地基承载力特征值，可根据其孔隙比按 C. 2. 2-14 规定取值。

表 C. 2. 2-14 细粒混合土地基承载力特征值 (kPa)

孔隙比	0. 65	0. 60	0. 55	0. 50	0. 45	0. 40	0. 35	0. 30
承载力特征值	190	200	210	230	250	270	320	400

附录 D 土与混凝土基础接触面的摩阻系数

D.0.1 地基土与混凝土基础接触面间的摩阻系数，可按下表确定。

表 D.0.1 土与混凝土基础接触面间的摩阻系数 μ 值

序号	土 的 类 别		μ
1	黏性土	可塑	0.25
		硬塑	0.25~0.3
		坚硬	0.3~0.4
2	砂土		0.4
3	碎石土		0.4~0.5
4	软质岩石		0.4~0.6
5	表面粗糙的硬质岩石		0.6~0.7

附录 E 地脚螺栓有效面积表

E.0.1 地脚螺栓的有效面积，可按下表确定。

表 H.0.1 地脚螺栓有效面积表 A_e (mm^2)

地脚螺栓规格	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36	M39	M42
有效面积 A_e	245	303	353	459	561	694	817	976	1121
地脚螺栓规格	M45	M48	M52	M56	M60	M64	M68	M72	M80
有效面积 A_e	1306	1473	1758	2030	2362	2676	3055	3460	4344
地脚螺栓规格	M90	M100							
有效面积 A_e	5591	6995							

附录 F 输电线路基础静载试验要点

F.1 竖向抗压静载试验

F.1.1 试验加载系统宜采用反力基础提供支撑反力，并可参照图 F.1.1 执行，也可根据试验条件采用堆载、锚桩与堆载联合方式加载。试验反力加载装置，应符合下列规定：

- 1 反力装置加载能力不应小于最大预估试验荷载值 1.2 倍；
- 2 反力基础、装置连接件，应同时满足承载力和变形要求；
- 3 当采用工程基础作反力基础时，提供反力的工程基础数量不宜少于 4 个，并应对工程基础的上拔量进行监测。
- 4 堆载压重宜在试验前一次性加足，并应均匀稳固地放置于试验加载平台上，且压重产生的附加应力不宜大于地基承载力特征值 1.5 倍。

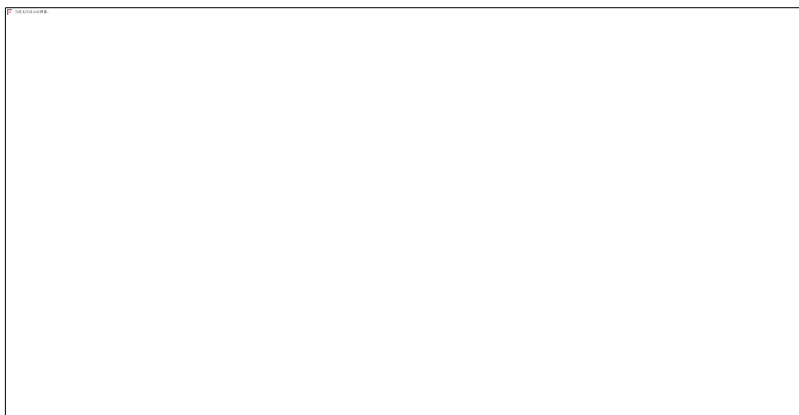


图 F.1.1 竖向抗压静载试验锚桩法系统装置示意图

F.1.2 试验荷载宜采用液压千斤顶施加。当采用两台及两台以上千斤顶加载时应符合下列规定：

- 1 千斤顶应同型号、同规格，并应并联同步工作。
- 2 所有千斤顶形成的合力作用线，应通过试验基础立柱横截面的形心。

F.1.3 试验荷载可通过布置在千斤顶上的荷重传感器直接测定，也可根据千斤顶油路压力表或压力传感器所测定的油压按照千斤顶率

定曲线进行换算确定。荷重传感器、压力传感器或压力表的准确度等级应优于或等于 0.5 级。试验用压力表、油泵、油管在最大加载时的压力不应超过其规定的最大工作压力的 80%。

F. 1. 4 基顶位移测点布置与测量应符合下列规定：

- 1 立柱直径（边宽）小于和等于 500mm 的试验基础，可对称布置 2 个位移测点。直径（边宽）大于 500mm 的试验基础，应对称布置 4 个位移测点；
- 2 基顶位移可采用电子位移传感器或百分表测量，最大的测量误差应小于 0.1%FS，分度值（分辨力）应优于或等于 0.01mm。
- 3 基准梁应具有足够的刚度，其一端应固定在基准基础上，另一端应简支于基准基础上。
- 4 固定和支撑位移传感器或百分表的夹具以及基准梁应不受气温、振动及其他外界因素影响。

F. 1. 5 试验基础、锚桩基础（堆载压重平台支墩边）和基准基础之间的中心距离，应符合表 F. 1. 5 的规定。

表 F.1.5 试验基础、锚桩基础（或堆载压重平台支墩边）和基准基础之间的中心距离

反力装置方式	距离		
	试验基础中心与锚桩基础中心 (或堆载压重平台支墩边)	试验基础中心与基准基础中心	基准基础中心与锚桩基础中心 (或堆载压重平台支墩边)
锚桩基础	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$
堆载压重	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$	$\geq 4d$ 且 $> 2.0m$

注： d 取试验基础、锚桩基础直径或边宽的较大者。若试验基础、锚桩基础为扩底基础或多支盘基础时，试验基础与锚桩基础的中心距离尚不应小于 2 倍的扩大端直径或支盘直径。

F. 1. 6 试验基础的尺寸、施工工艺及其质量控制标准应与工程基础保持一致。当试验基础内部以及试验基础周围岩土体内需要布置传感器时，应制定专门的试验方案。

F. 1. 7 竖向抗压静载试验宜采用慢速维持荷载法。试验加载和卸载应符合下列规定：

- 1 加载应分级进行，并采用逐级等量加载。分级荷载宜取最大加载值或预估基础极限承载力值的 1/10，其中第一级加载量应取分级荷载的 2 倍。
- 2 每级荷载施加后，应分别按第 5min、15min、30min、45min、60min 测读基顶位移量，以后每隔 30min 测读一次基础顶位移量。
- 3 试验基础位移变化相对稳定标准：每 1 小时内的基础顶位移变化量不超过 0.10mm，并连续出现两次（从分级荷载施加后的第 30min 开始，按 1.5h 连续三次每 30min 的位移观测值计算）。
- 4 当基顶位移变化达到相对稳定标准时，方可施加下一级荷载。
- 5 卸载应分级进行，每级卸载量宜取加载时分级荷载的 2 倍，且应逐级等量卸载。
- 6 卸载时，每级荷载维持 1h，分别按第 15min、30min、60min 测读基础顶位移量后，即可卸载至下一级荷载；卸载至零后，应测读基础顶残余变形量，维持时间不得少于 3h，测读时间为第 15min、30min，以后每隔 30min 测读一次基础顶残余变形量。
- 7 试验加载、卸载时，应使荷载传递均匀、连续、无冲击，且每级试验荷载在维持（恒载）过程中的变化幅度不应超过分级荷载的 $\pm 10\%$ 。

F. 1. 8 当出现下列情况之一时，可终止加载：

- 1 某级荷载作用下，基础顶位移量大于前一级荷载作用下位移量的 5 倍，且基础顶总沉降量超过 40mm；
- 2 某级荷载作用下，基础顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍，且经 24h 仍未达到本附录 F. 1. 7 条第 3 款的相对稳定标准；
- 3 已达到设计要求的最大加载量且基础顶位移变化达到相对稳定标准；
- 4 当采用工程基础作试验反力基础时，工程基础上拔量已达到其允许值；
- 5 荷载一位移曲线呈缓变型变化特征时，已加载至基顶总沉降量为 60mm~80mm。

F. 1.9 竖向抗压静载试验数据，可按表 F. 1.9 进行记录，并绘制竖向荷载—沉降位移 ($N-s$) 曲线、沉降位移—时间对数 ($s-\lg t$) 曲线，也可绘制其他辅助分析曲线。

表 F.1.9 架空输电线路基础竖向抗压静载试验记录表

工程名称				基础编号			试验日期			
加载级	油压 MPa	荷载 kN	测读时间	位移计（百分表）读数				本级沉降 mm	累计沉降 mm	备注
				1号	2号	3号	4号			
试验单位： 记录：								校核：		

F. 1.10 基础竖向抗压极限承载力，可按下列方法确定：

- 1 根据沉降随荷载变化特征确定：对于陡变型 $N-s$ 曲线，可取其发生明显陡变起始点对应的荷载值；
- 2 根据沉降位移随时间变化特征确定：可取 $s-\lg t$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值；
- 3 对于缓变型 $N-s$ 曲线，可采用数学模型法、位移定值法和图解法确定。
- 4 对不符合本条之 1~3 款规定的情形，可取最大加载值的前一级荷载。

F. 1.11 为设计提供依据的基础竖向抗压极限承载力的统计取值，应符合下列规定：

- 1 当参加算术平均的基础试验结果极差不超过平均值的 30% 时，可取其算术平均值为基础竖向抗压极限承载力；当极差超过平均值的 30% 时，应分析原因，并结合施工工艺、地基条件、基础型式等工程情况综合确定基础极限承载力。当不能明确极差过大的原因时，宜补充增加试验基础数量；
- 2 当试验基础数量小于 3 时，取试验结果的低值。

F.2 竖向抗拔静载试验

F. 2.1 试验加载系统，可根据现场情况可参照图 F. 2. 1 采用混凝土反力支墩提供支座反力，也可采用两边试验设置反力基础并设置千斤顶加载的方法，但应确保千斤顶能够同步施加荷载。试验加载系统应满足基础试验上拔破坏力作用下的强度、变形、刚度和稳定性要求，且应具有不小于 1.2 安全系数。

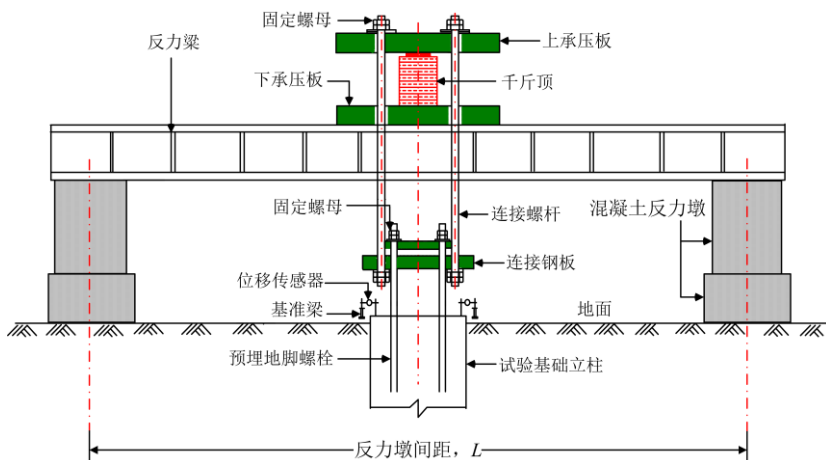


图 F.2.1 杆塔基础竖向抗拔静载试验加载装置示意图

F. 2.2 试验基础、支座和基准基础之间的中心距离，应符合本附录表 F. 1. 5 的有关规定外，尚应符合从试验基础底面边缘引出的与铅直方向呈 45° 夹角的上拔范围影响范围应与试验基础下压影响范围轮廓不相交的要求。若受试验条件限制，应充分论证反力基础对试验结果的影响。反力基础的变形和倾斜应严格控制。当试验过程中发现反力基础下沉量超过 25mm 且试验基础尚未达到极限承载力时，应终止试验，并采取有效加固措施后方可继续试验，由此产生的残余变形应予以详细记录。

F. 2.3 试验加载装置宜采用液压千斤顶，并应符合 F. 1. 2 的规定。

F. 2.4 荷载测量及其仪器的技术要求，应符合本附录 F. 1. 3 条的有关规定。

F. 2.5 位移测点布置与测量的技术要求，应符合本附录 F. 1. 4 条的有关规定。

F. 2.6 竖向抗拔静载试验宜采用慢速维持荷载法。试验加载、卸载应符合本附录 F. 1. 7 条的有关规定。

F. 2.7 当出现下列情况之一时，可终止加载：

- 1 在某级荷载作用下，基顶上拔位移量大于前一级上拔荷载作用下上拔位移量的 5 倍；
- 2 按基顶上拔位移量控制时，累计基顶上拔量超过位移限值；
- 3 连接装置达到材料抗拉强度控制设计值或某个连接件拉断破坏；
- 4 对于工程基础验收试验，达到设计或抗裂要求的最大上拔量或上拔荷载值。

F. 2. 8 竖向抗拔静载试验数据，可按表 F. 2. 8 进行记录，并绘制上拔荷载—基顶上拔位移 ($T-\delta$) 关系曲线和基础顶上拔位移—时间对数 ($\delta-\lg t$) 关系曲线。

表 F.2.8 架空输电线路基础竖向抗拔静载试验记录表

工程名称		基础编号				试验日期				
加载级	油压 MPa	荷载 kN	测读时间	位移计 (百分表) 读数				本级上拔位移 mm	累计上拔量 mm	备注
				1号	2号	3号	4号			
试验单位：								校核：		
记录：										

F. 1. 9 基础竖向抗拔极限承载力，可按下列方法确定：

- 1 根据基顶上拔位移随荷载变化特征确定：对陡变型 $T-\delta$ 曲线，可取陡变起始点对应荷载；
- 2 根据基顶上拔位移随时间变化特征确定：取 $\delta-\lg t$ 曲线斜率明显变陡或曲线尾部明显弯曲的前一级荷载；
- 3 对于缓变型 $T-\delta$ 曲线，可采用数学模型法、位移定值法和图解法综合分析确定。
- 4 对不符合本条之 1~3 款规定的情形，可取最大加载值的前一级荷载值。

F. 2. 10 为设计提供依据的基础竖向抗拔极限承载力，可按本附录

F. 1. 11 条的规定方法确定。

F.3 水平静载试验

F.3.1 本规范方法适用于测试基础顶部自由的输电线路基础水平承载力，并可根据试验结果反算地基土水平抗力系数的比例系数。

F.3.2 试验水平力加载装置可参照图 F.3.2 执行，并应符合下列规定：

- 1 液压千斤顶或手拉（电动）葫芦的加载能力不应小于预估最大试验加载量的 1.2 倍；
- 2 千斤顶和试验基础接触处，应设置球形铰支座；
- 3 千斤顶作用力水平力作用线应与基础轴线垂直相交；
- 4 当千斤顶与试验基础接触面的混凝土不密实或不平整时，应对其进行补强或补平处理。

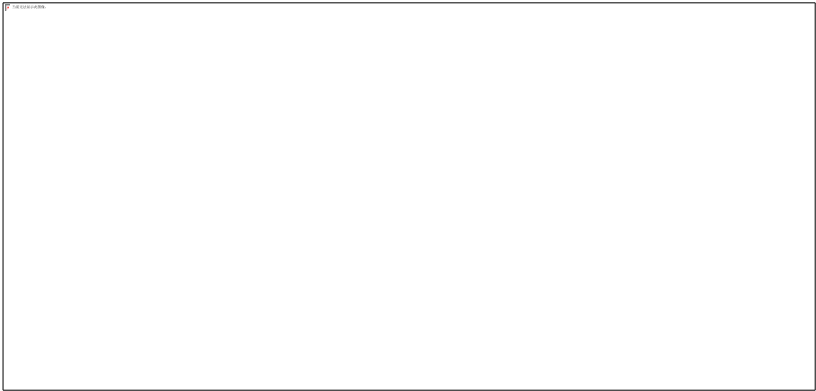
F.3.3 荷载测量及其仪器的技术要求，应符合本附录 F.1.3 条的有关规定。

F.3.4 基础水平位移测点布置，可按下列规定执行：

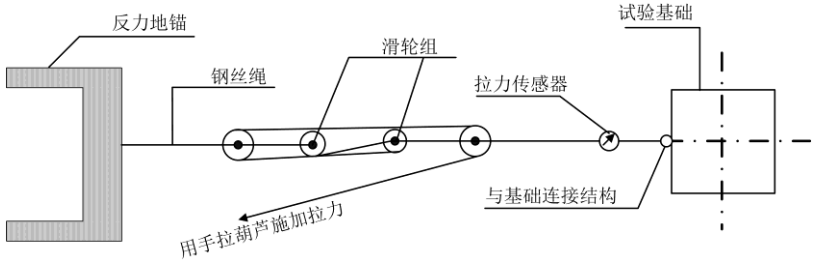
- 1 试验基础水平力作用平面的两侧，宜对称安装两个位移传感器；
- 2 当需要测量基础转角时，可在水平力作用平面上、下各 50cm 处沿基础轴线方向对称安装两个位移传感器。

F.3.5 试验加载宜采用慢速维持荷载法，也可采用单向多循环加载法。当对试验基础横截面弯曲应变进行测量时，应制定专门的试验方案，并应采用慢速维持荷载法。

F.3.6 为设计提供依据时，宜加载至基础地表处水平位移超过 15mm 或基础结构本体破坏；工程抽样试验时，可按设计水平位移允许值控制加载。加载时可以按水平方向分别同步加载，也可按水平力合力方向加载。



(a) 卧式千斤顶施加水平力



(b) 手拉(电动)葫芦施加水平力

图 F.3.2 杆塔基础水平静载试验加载装置示意图

F.3.7 试验加、卸载方式和水平位移测量，可按下列规定执行：

- 1 慢速维持荷载法加、卸载分级以及水平位移测量，应符合本附录 F.1.7 条有关规定。
- 2 单向多循环加载法的分级荷载，不应大于预估水平极限承载力或最大试验荷载的 1/10；每级荷载施加后，恒载 4min 后，可测读水平位移，然后卸载至零，停 2min 测读残余水平位移，至此完成一个加卸载循环；如此循环 5 次，完成一级荷载的位移观测；试验不应有中间停顿。

F.3.8 当出现下列情况之一时，可终止加载：

- 1 基础立柱折断；
- 2 水平位移超过 30mm~40mm，软土中基础或大直径（边宽）基础取高值；
- 3 水平位移达到设计要求的允许位移值。

F.3.9 基础水平静载试验数据，可按表 F.3.9 格式记录。

表 F.3.9 架空输电线塔基础水平静载试验记录表

工程名称						基础编号			试验日期			上下表距	
油压 MPa	荷载 kN	测读时间	循环数	加载		卸载		水平位移 mm		加载上下表读数差	转角	备注	
				上表	下表	上表	下表	加载	卸载				
试验单位： 记录：											校核：		

F.3.10 试验数据的处理应符合下列规定：

- 1 采用慢速维持荷载法时，应分别绘制水平力—力作用点位移（ $H-Y_0$ ）关系曲线、水平力—位移梯度（ $H-\Delta Y_0/\Delta H$ ）关系曲线、力作用点位移—时间对数（ $Y_0-\lg t$ ）关系曲线和水平力—力作用点位移双对数（ $\lg H-\lg Y_0$ ）关系曲线。
- 2 采用单向多循环加载法时，应分别绘制水平力—时间—作用点位移（ $H-t-Y_0$ ）关系曲线和水平力—位移梯度（ $H-\Delta Y_0/\Delta H$ ）关系曲线。
- 3 绘制水平力—地基土水平抗力系数的比例系数、水平力作用点水平位移—地基土水平抗力系数的比例系数的关系曲线（ $H-m$ 、 Y_0-m ）。

F.3.11 当基础顶自由且水平力作用位置位于地面处时， m 值可下列公式确定：

$$m = \frac{(v_y H)^{\frac{5}{3}}}{b_0 Y_0^{\frac{5}{3}} (EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (F.3.10-1)$$

$$\alpha = \left(\frac{mb_0}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (F.3.10-2)$$

式中:

m —地基土水平抗力系数的比例系数, kN/m^4 ;

α —基础的水平变形系数, m^{-1} ;

v_y —基础顶水平位移系数, 由式 (F.3.10-2) 试算 α , 当 $\alpha h \geq 4.0$ 时 (h 为基础の入土深度), $v_y = 2.441$;

H —作用于地面的水平力, kN ;

Y_0 —水平力作用点的水平位移, m ;

EI —基础抗弯刚度, $\text{kN} \cdot \text{m}^2$, 其中 E 为基础材料的弹性模量, I 为基础换算截面惯性矩;

b_0 —基础计算宽度, m , 对于圆形基础: 当基础直径 $D \leq 1\text{m}$ 时,

$b_0 = 0.9(1.5D + 0.5)$, 当基础直径 $D > 1\text{m}$ 时, $b_0 = 0.9(D + 1)$;

对于矩形基础: 当边宽 $B \leq 1\text{m}$ 时, $b_0 = 1.5B + 0.5$, 当边宽 $B > 1\text{m}$ 时, $b_0 = B + 1$ 。

F.3.12 基础水平极限承载力, 可按下列方法综合确定:

- 1 取慢速维持荷载法时的 $H-Y_0$ 曲线发生明显陡变的所起点对应的荷载。对于缓变型 $H-Y_0$ 曲线, 可采用数学模型法、位移定值法和图解法综合分析确定;
- 2 取单向多循环加载法时的 $H-t-Y_0$ 曲线产生明显陡变的前一级荷载;
- 3 取慢速维持荷载法时的 $Y_0-\lg t$ 曲线尾部出现明显弯曲的前一级荷载;
- 4 取水平力-位移梯度 $H-\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线或水平力-力作用点位移双对数 $\lg H-\lg Y_0$ 曲线上第二拐点对应的水平荷载;
- 5 取基础折断或受拉钢筋屈服时的前一级水平荷载。

F.3.13 为设计提供依据的水平极限承载力, 可按本附录 F.1.11 条的规定方法确定。

F.4 竖向与水平力组合静载试验

F.4.1 本规范规定方法适用于竖向上拔与水平力组合、竖向下压与水平力组合 2 种工况下的基础静载试验。

F.4.2 竖向与水平加载装置, 应彼此独立, 由各自的加载系统控制, 并应符合下列规定:

- 1 竖向荷载与水平荷载应按荷载分级、同步加载。
- 2 竖向抗压和抗拔静载试验设备仪器及其安装要求, 应符合本附录 F.1.1 条和 F.1.2 条的有关规定。

3 水平静载试验的设备仪器及其安装要求,应符合本附录F.3.1条的有关规定。

F.4.3 竖向与水平力组合静载试验,宜采用慢速维持荷载法。

F.4.4 试验基础的加载受力状态,应与设计规定的受力状态一致。当基础立柱为倾斜布置时,上拔与水平力组合静载试验时,上拔力与水平力的合力方向应沿基础立柱轴线方向向上;下压与水平力组合静载试验时,下压力与水平力的合力方向应沿基础立柱轴线方向向下。

F.4.5 竖向与水平力组合静载试验加载过程中,当竖向位移量首先超过规定限值或破坏时,可根据设计要求和实际情况暂停竖向加载,保持水平方向继续加载至基础达到水平极限位移或基础破坏。

F.4.6 竖向与水平力组合静载试验加载过程中,当水平向位移量首先超过规定限值或破坏时,可根据设计要求和实际情况暂停水平方向上的加载,保持竖向方向继续加载直至基础达到竖向极限位移或者基础破坏。

F.4.7 基础竖向抗压和抗拔静载试验的技术要求,应符合本附录F.1节和F.2的有关规定。

F.4.8 基础水平静载试验的技术要求,应符合本附录F.3节慢速维持荷载法的有关规定。

F.4.9 当竖向或水平力某方向位移首先超过规定限值或破坏时,应取相应试验荷载工况的竖向荷载和水平力荷载分别作为基础的极限承载力。

F.4.10 基础竖向抗压和抗拔极限承载力的确定,应符合本附录F.1节和F.2的有关规定。

F.4.11 基础水平极限承载力的确定,应符合本附录F.3节慢速维持荷载法的有关规定。

附录 G 整体基础、独立基础的倾覆稳定计算

G.1 适用范围

G.1.1 本附录方法适用于整体基础、独立基础。

G.1.2 整体浅基础倾覆稳定的计算适用于以下条件：

1 整体浅基础的基坑回填土满足分层夯实的要求，即每回填 300mm 夯实为 200mm。

2 整体浅基础的基础埋深与侧面宽度之比不大于 3，且为整体式刚性基础。

3 计算整体浅基础的极限倾覆力或极限倾覆力矩时，假定土壤达到了极限平衡状态。

G.1.3 整体深基础倾覆稳定计算适用于基础埋深与侧面宽度之比大于 3 的整体基础。

G.1.4 当基础立柱露出设计地面较高时，独立基础应进行倾覆稳定计算。

G.2 整体浅基础倾覆稳定计算

G.2.1 整体浅基础的倾覆稳定采用如图 G.2.1 所示的计算简图。

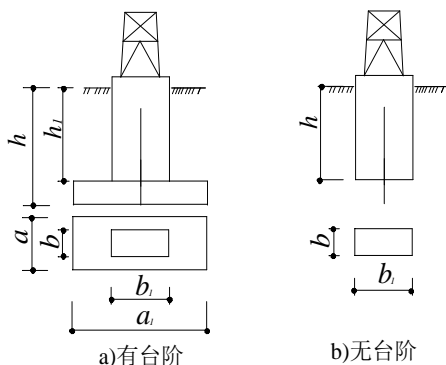


图 G.2.1 整体浅基础的示意图

G.2.2 有台阶整体浅基础的倾覆稳定计算 (如图 G.2.2), 应符合下列公式要求:

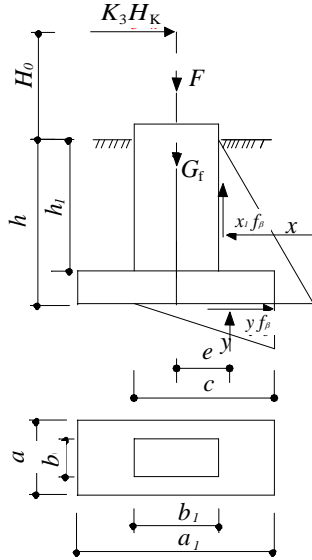


图 G.2.2 有台阶整体浅基础的倾覆稳定计算简图

$$K_3 H_K H_0 \leq \frac{1}{2} E f_\beta \left[a_1 - \theta^2 \left(a_1 - b_1 \frac{b_0}{a_0} \right) \right] - \frac{2}{3} E h \left(1 - \theta^3 + \frac{b_0}{a_0} \theta^3 \right) + y(e + f_\beta h) \quad (\text{G.2.2-1})$$

$$y = \frac{E - K_3 H_K}{f_\beta} \leq 0.6 a_1 a_0 f_a, \text{ 且 } y > 0 \quad (\text{G.2.2-2})$$

$$E = \frac{1}{2} m a_0 h^2 \quad (\text{G.2.2-3})$$

$$a_0 = \frac{h^2 K_0 - h_1^2 K_0'}{h^2 - h_1^2} a \quad (\text{G.2.2-4})$$

$$b_0 = b K_0 \quad (\text{G.2.2-5})$$

$$\theta = \frac{h_1}{h} \quad (\text{G.2.2-6})$$

$$e \leq \frac{1}{4} a_1 \quad (\text{G.2.2-7})$$

$$f_\beta = \tan \beta \quad (\text{G.2.2-8})$$

式中:

a —底板侧面宽度, m ;

a_0 —底板侧面的计算宽度, m ;

b —立柱侧面宽度, m ;

b_0 —立柱侧面的计算宽度, m 。

G.2.3 无台阶整体浅基础的倾覆稳定计算 (如图 G.2.3), 应符合下列公式要求:

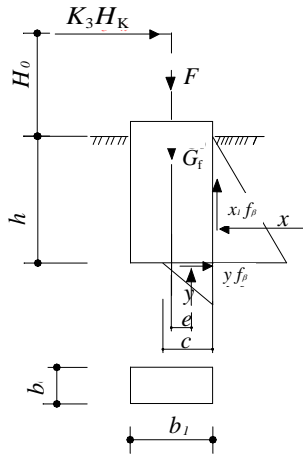


图 G.2.3 无台阶整体浅基础的倾覆稳定计算简图

$$K_3 H_K H_0 \leq \frac{1}{2} E f_\beta b_1 - \frac{2}{3} E h + y(e + f_\beta h) \quad (\text{G.2.3-1})$$

$$y = \frac{E - K_3 H_K}{f_\beta} \leq 0.6 a_1 a_0 f_a, \quad \text{且 } y > 0 \quad (\text{G.2.3-2})$$

$$E = \frac{1}{2} m b_0 h^2 \quad (\text{G.2.3-3})$$

$$e \leq \frac{1}{4} b_1 \quad (\text{G.2.3-4})$$

G.3 整体深基础倾覆稳定计算

G.3.1 有台阶整体深基础倾覆稳定计算（如图 G.3.1），应符合下列公式要求：

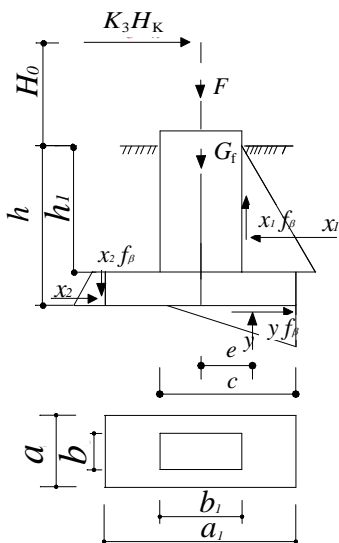


图 G.3.1 有台阶整体深基础的倾覆稳定计算简图

$$K_3 H_K H_0 \leq \frac{f_\beta}{2b_0} E[(1-\theta^2)a_0 a_1 + \theta^2 b_0 b_1] + \frac{2h}{3b_0} E[a_0 - \theta^3(a_0 + b_0)] + y(e + f_\beta h) \quad (\text{G.3.1-1})$$

$$y = \frac{X_1 - X_2 - K_3 H_K}{f_\beta} \leq 0.6 a_1 a_0 f_a, \text{ 且 } y > 0 \quad (\text{G.3.1-2})$$

$$E = \frac{1}{2} m b_0 h^2 \quad (\text{G.3.1-3})$$

$$X_1 = E \theta^2 \quad (\text{G.3.1-4})$$

$$X_2 = E \frac{a_0}{b_0} (1 - \theta^2) \quad (\text{G.3.1-5})$$

$$a_0 = \frac{t^2 K_0 - h_1^2 K_0'}{h^2 - h_1^2} a \quad (\text{G.3.1-6})$$

$$b_0 = bK_0 \quad (\text{G.3.1-7})$$

$$\theta = \frac{h_1}{h} \quad (\text{G.3.1-8})$$

$$e \leq \frac{1}{4}a_1 \quad (\text{G.3.1-9})$$

$$f_\beta = \tan \beta \quad (\text{G.3.1-10})$$

G.3.2 无台阶整体深基础倾覆稳定计算（如图 G.3.2），应符合下列公式要求：

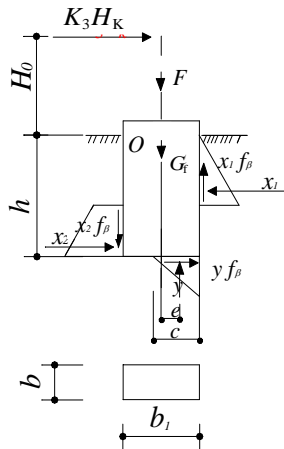


图 G.3.2 无台阶整体深基础的倾覆稳定计算简图

$$K_3H_K H_0 \leq \frac{1}{2} E f_\beta b_1 + \frac{2}{3} E h (1 - 2\theta^3) + y(e + f_\beta h) \quad (\text{G.3.2-1})$$

$$y = \frac{X_1 - X_2 - K_3H_K}{f_\beta} \leq 0.6a_1a_0f_a, \text{ 且 } y > 0 \quad (\text{G.3.2-2})$$

$$E = \frac{1}{2} m b_0 h^2 \quad (\text{G.3.2-3})$$

$$X_1 = E\theta^2 \quad (\text{G.3.2-4})$$

$$X_2 = E(1 - \theta^2) \quad (\text{G.3.2-5})$$

$$\theta = \frac{h_1}{h} \quad (\text{G.3.2-6})$$

$$e \leq \frac{1}{4}b_1 \quad (\text{G.3.2-7})$$

G.4 独立基础倾覆稳定计算

G.4.1 独立基础进行基础倾覆稳定计算应考虑基础侧向土抗力的影响,可将多个台阶折算为一个台阶按 G.2 或 G.3 节计算方法计算。

附录 H 冻土地区基础承载力计算

H.0.1 基础进行冻拔验算时，应采用冬季活动层冻结产生的冻胀力与相应风荷载共同作用下的基础作用力组合。当无确切资料时，冬季冻结期基础上拔力标准值可按下式估算：

$$T_f = \varphi_f \cdot T_E + F_\tau \quad (\text{悬垂型杆塔}) \quad (\text{H.0.1-1})$$

$$T_f = T_T + F_\tau \quad (\text{非悬垂型杆塔}) \quad (\text{H.0.1-2})$$

式中：

T_f —冻结期基础上拔力标准值，kN，包括冻胀力标准值和上部结构传至基础顶面的上拔力标准值；

T_E —基本风速作用时，上部结构传至基础顶面的上拔力标准值，kN。

T_T —60%基本风速对应的风荷载、100%的线条张力及永久荷载共同作用下产生的基础上拔力标准值，kN；

F_τ —设计冻结深度内的切向冻胀力标准值，kN；

φ_f ——冬季冻结期基础作用力折减系数，取 0.6；

H.0.2 缺乏实测资料时，切向冻胀力标准值 F_τ 可按下列公式计算：

$$F_\tau = \sum(\psi_\tau \cdot \tau_i \cdot A_i) \quad (\text{H.0.2})$$

式中：

τ_i ——第 i 层土中单位切向冻胀力标准值，kPa，应按实测资料取用，如缺少实测资料可按表 H.0.2-1 取值，在同一冻胀类别内，含水率高者取大值；

ψ_τ ——基础表面状态修正系数，按表 H.0.2-2 取值；

A_i ——设计冻深内与第 i 层土冻结在一起的基础侧表面积， m^2 ；

表 H.0.2-1 单位切向冻胀力标准值 (kPa)

冻 胀类别	弱冻胀土	冻胀土	强冻胀土	特强冻胀土
桩、墩基础 (平均)	$30 < \tau$	$60 < \tau \leq$	$80 < \tau \leq$	$120 < \tau \leq$

表 H.0.2-2 基础表面状态修正系数 ψ_τ

基础材质及表面状况	预制混凝土	以土代模浇制的混凝土或灌注桩混凝土	钢模板浇制的混凝土	金属	玻璃钢
修正系数	1.00	1.2	1.1	0.66	0.75

H.0.3 开挖类基础应按以下规定进行上拔稳定计算：

1 融化期内扩展基础上拔稳定可采用土重法进行计算。

2 冻结期内扩展基础上拔稳定

1) 多年冻土区基础上拔稳定计算：

$$T_f \leq \frac{4 \cdot \gamma_E \cdot h_c \cdot \tau_f \cdot (h_c \tan \alpha_p + B)}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (\text{H.0.3-1})$$

式中：

T_f ——冻结期基础上拔力标准值，kN，包括冻胀力标准值和上部结构传至基础顶面的上拔力标准值；

τ_f ——冻土的抗剪强度，kPa，应由试验确定；

α_p ——多年冻土地基中的上拔角（°），应由试验确定，当无可靠资料时，可根据土体类型和地温状态按 20°~30°选取。

当基础立柱坡度为 9 时，可考虑活动层冻土脱离基础表面对切向冻胀力的消弱作用，切向冻胀力折减系数可取 0.62。

2) 季节冻土区基础上拔稳定计算：

$$T_f \leq \frac{\gamma_E \gamma_s \gamma_\theta (V_t - \Delta V_t - V_0)}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (\text{H.0.3-2})$$

3) 尺寸相同的相邻基础计算上拔稳定时，应符合第 5.2.3 条的要求。

H.0.4 季节性冻土区掏挖基础上拔稳定按本标准第 6 章的规定进行计算。

H.0.5 多年冻土区掏挖基础上拔稳定计算

1 融化期内，当基础埋入多年冻土层的深度与基础埋深之比小于 1/2 或小于 2.5m 时，可按本标准第 6 章的规定进行计算。

2 融化期内，当基础埋入多年冻土层的深度与基础埋深之比不小于 1/2 且不小于 2.5m 时，宜按下式计算：

$$T_E \leq \frac{\gamma_E R_T}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (\text{H.0.5-1})$$

$$R_T = \pi h_f \tau_f (h_f \tan \alpha_p + D) + \gamma_s V_u \quad (\text{H.0.5-2})$$

$$V_u = \frac{1}{4} \pi z_h [(D + 2h_f \tan \alpha_p)^2 + 2z_h (D + 2h_f \tan \alpha_p) \tan \alpha + \frac{4}{3} z_h^2 \tan^2 \alpha] \quad (\text{H.0.5-3})$$

$$h_f = h - z_h \quad (\text{H.0.5-4})$$

式中:

T_E ——基本设计风速作用时, 上部结构传至基础顶面的上拔力标准值 (kN);

γ_E ——水平力影响系数;

h ——基础的上拔埋置深度, m;

τ_f ——冻土的抗剪强度, kPa;

α_p ——多年冻土地基中的上拔角 ($^\circ$), 应由试验确定, 当无可靠资料时, 可根据土体类型和地温状态按 $20^\circ \sim 30^\circ$ 选取;

z_h ——活动层厚度, m, 季节冻土取设计冻深 z_d , 多年冻土取设计融深 z_d^m 。

h_f ——基础埋入多年冻土层的深度, m;

γ_s ——活动层内抗拔土体的加权平均重度, kN/m^3 ;

V_u ——活动层内抗拔土体的体积, m^3 ;

α ——活动层中上拔角 ($^\circ$), 可按第 6 章的规定选取。

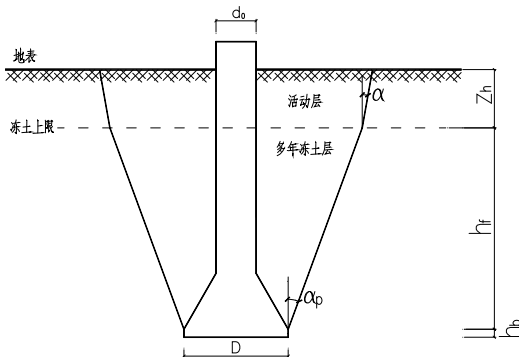


图 H.0.5 多年冻土区融化期计算基础上拔稳定

3 多年冻土区掏挖基础上拔稳定还应满足以下要求:

$$T_f \leq \frac{\gamma_E R_T}{K_1} + \frac{G_f}{K_2} \quad (\text{H.0.5-5})$$

H.0.6 季节冻土区开挖类基础和掏挖地基下压承载力计算时，基础底面处的平均压力标准值 P 应计入正融土作用在基础侧表面的负摩阻力，当无试验资料时，可按 0~10kPa 取值。

H.0.7 多年冻土区开挖类基础和掏挖基础地基下压承载力按照本标准第 5.3.1 条和第 6.3.1 条的规定进行计算时，地基承载力特征值不进行深宽修正。当无试验资料时，多年冻土地基承载力特征值可按《冻土工程地质勘察规范》GB 50324-2014 第 C.0.3 条确定。

H.0.8 冻土地区基桩竖向压承载力特征值应符合下列规定：

1 季节冻土区的单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 应按设计冻深以下的桩基长度计算。当季节活动层为强冻胀或特强冻胀土时，应计入其融化时产生的负摩阻力，无实测资料时可按 10 kPa 取值，以负值代入。

2 多年冻土区基桩竖向承载力特征值 R 应按下式确定：

$$R = R_{sk} + R_{pk} = u \cdot \sum (f_{cia} \cdot l_i) + q_{fpa} \cdot A_p \quad (\text{H.0.8-1})$$

式中：

R_{sk} 、 R_{pk} ——分别为季节活动层以下的桩基冻结力特征值和端阻力特征值，kN；

f_{cia} ——桩侧第 i 层土与基础间的冻结强度特征值，kPa，当无试验资料时，可按《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118-2011 第 A.0.3 条确定。当季节活动层为强冻胀或特强冻胀土时，应考虑其融化时产生的负摩阻力，无实测资料时可按 10kPa 取值，以负值代入；

q_{fpa} ——桩端冻土端阻力特征值，kPa，当无试验资料时，可按《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118-2011 第 A.0.2 条确定。

H.0.9 基桩上拔稳定计算

1 基桩的抗拔承载力计算应符合下列规定：

冻结期：

$$T_f \leq T_{uk} / K_1 + G_p \quad (\text{H.0.9-1})$$

融化期：

$$T_k \leq T_{uk} / K_1 + G_p \quad (\text{H.0.9-2})$$

式中:

T_k ——按荷载效应标准组合计算的基桩基础顶面上拔力, kN;

T_{uk} ——设计冻深以下基桩抗拔极限承载力标准值, kN;

G_p ——基桩自重, 地下水位以下取浮重度, kN。

2 季节冻土区基桩抗拔承载力可按下式计算:

$$T_{uk} = \sum \lambda_i q_{sik} u_i l_i \quad (\text{H.0.9-3})$$

式中:

λ_i ——桩基抗拔系数, 对不冻结土取 0.5;

q_{sik} ——设计冻深以下桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值, kPa;

u_i ——桩身周长, m, 对于等直径桩取 $u = \pi d$;

l_i ——第 i 层土对应的桩长, m。

季节活动层冻结力忽略不计。强冻胀及特强冻胀类活动层融化期应计及负摩阻力的影响。

3 多年冻土区强冻胀及特强冻胀类活动层融化期应计及负摩阻力的影响。基桩抗拔承载力可按下式计算:

$$R_{uk} = \sum (\lambda_i \cdot f_{cia} \cdot u_i \cdot l_i) + \sum (\lambda_j \cdot q_{sja} \cdot u_j \cdot l_j) \quad (\text{H.0.9-4})$$

式中:

f_{cia} ——设计冻深以下桩侧第 i 层土与基础间的冻结强度特征值, kPa, 当无试验资料时, 可按《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118-2011 第 A.0.3 条确定;

q_{sja} ——第 j 层桩周非冻结土侧阻力特征值, kPa, 应按第 9 章的规定取值, 季节活动层冻结力和侧阻力忽略不计;

λ_i 、 λ_j ——桩基抗拔系数, 对冻结土取 0.8, 对不冻结土取 0.5。

H.0.10 桩顶水平承载力及位移计算应符合下列规定:

桩顶水平位移的控制工况为活动层暖季融化期, 可按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 确定。其中, 季节活动层按融化土计算, 永久冻土层可根据冻土颗粒特性按坚硬黏性土或密实砾砂计算。

附录 J 剪切法无因次计算参数

J.0.1 无因次计算参数 A_1 、 A_2 、 A_3 ，由抗拔土体的滑动面形态、 φ 和基础深径比 λ 确定，可按下式计算或查表 J.1 确定。

$$A_1 = 2\pi\zeta^2 K_1 (1 + \sin \varphi) e^{2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi} \quad (\text{J-1})$$

$$A_2 = \frac{2\pi \sin \varphi}{1 + 4 \tan^2 \varphi} \zeta^{-3} \left\{ K_2 - K_1 \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) e^{2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi} \left[2 \tan \varphi \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - 1 \right] \right\} \quad (\text{J-2})$$

$$A_3 = \pi \left(\frac{1}{4\lambda^2} + \frac{1}{\lambda} \zeta \cos \alpha + \zeta^2 \cos^2 \alpha \right) - \frac{1}{4} \pi \zeta^2 \left(\frac{1}{\lambda} + 2\zeta \cos \alpha \right) \left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha + \varphi - \sin 2\alpha + \cos \varphi \right) - \frac{1}{3} \pi \zeta^3 \left\{ \sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) [2 + \sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})] \right\} \quad (\text{J-3})$$

$$K_1 = -\frac{1}{1 + 4 \tan^2 \varphi} \left\{ \left(\frac{1}{2\lambda\zeta} + \cos \alpha \right) \left\{ [e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan \varphi} (\sin \alpha + 2 \tan \varphi \cos \alpha)] - e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi} [\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) + 2 \tan \varphi \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})] \right\} \right\} + \frac{1}{4 \tan \varphi} [e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan \varphi} - e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi}] + \frac{1}{4(1 + \tan^2 \varphi)} [e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan \varphi} (\tan \varphi \cos 2\alpha + \sin 2\alpha) + e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi} (\tan \varphi \sin \varphi - \cos \varphi)] \quad (\text{J-4})$$

$$K_2 = \left(\frac{1}{2\lambda\zeta} + \cos \alpha \right) \left[\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{3\alpha}{2} + \frac{3\varphi}{4} \right) \sin \varphi - \frac{1}{2} \sin(2\alpha - \varphi) \tan \varphi + \frac{1}{2} \tan \varphi - \frac{1}{4} \cos(2\alpha - \varphi) \right] + 2 \tan \varphi \left[\frac{1}{12} \sin(3\alpha - \varphi) + \frac{1}{2} \sin(\alpha - \varphi) + \frac{1}{4} \sin(\alpha + \varphi) + \frac{1}{12} \cos(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{2} \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{4} \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{3\varphi}{2}) \right] + \frac{1}{2} \cos(\alpha - \varphi) - \frac{1}{4} \cos(\alpha + \varphi) + \frac{1}{12} \cos(3\alpha - \varphi) - \frac{1}{2} \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) + \frac{1}{4} \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{3\varphi}{2}) + \frac{1}{12} \sin(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{J-5})$$

$$\zeta = \frac{1}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin \alpha} \quad (\text{J-6})$$

表 J.1 原状土基础“剪切法”抗拔计算参数表

λ	φ °	n=1			n=1.5			n=2			n=3			n=4		
		A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃
1.0	5	5.327	0.197	2.172	4.917	0.184	1.875	4.648	0.175	1.692	4.343	0.165	1.495	4.198	0.160	1.405
	10	5.684	0.416	2.293	5.164	0.381	1.960	4.829	0.359	1.758	4.454	0.334	1.542	4.277	0.322	1.445
	15	6.002	0.654	2.421	5.361	0.588	2.049	4.954	0.547	1.826	4.506	0.501	1.591	4.297	0.480	1.485
	20	6.272	0.909	2.559	5.498	0.801	2.143	5.016	0.735	1.896	4.495	0.663	1.640	4.256	0.630	1.525
	25	6.481	1.177	2.706	5.566	1.014	2.240	5.009	0.916	1.969	4.417	0.813	1.690	4.149	0.766	1.566
	30	6.618	1.453	2.865	5.557	1.221	2.343	4.926	1.086	2.044	4.270	0.945	1.740	3.978	0.883	1.607
	35	6.669	1.729	3.035	5.462	1.415	2.451	4.763	1.236	2.122	4.053	1.055	1.792	3.744	0.976	1.648
	40	6.620	1.999	3.219	5.273	1.589	2.563	4.517	1.361	2.202	3.769	1.137	1.843	3.449	1.041	1.689
	45	6.455	2.252	3.417	4.985	1.731	2.681	4.188	1.453	2.284	3.421	1.185	1.895	3.101	1.073	1.730
1.5	5	3.781	0.135	1.146	3.435	0.124	0.956	3.247	0.118	0.860	3.081	0.112	0.779	3.027	0.111	0.754
	10	3.993	0.281	1.211	3.574	0.254	1.002	3.349	0.239	0.896	3.154	0.226	0.808	3.090	0.222	0.781
	15	4.168	0.435	1.281	3.671	0.386	1.049	3.409	0.360	0.933	3.184	0.338	0.838	3.111	0.331	0.808
	20	4.297	0.595	1.354	3.720	0.518	1.097	3.422	0.478	0.971	3.168	0.444	0.867	3.087	0.434	0.835
	25	4.374	0.756	1.430	3.718	0.644	1.147	3.385	0.588	1.010	3.105	0.541	0.897	3.017	0.526	0.862

表 J.1 原状土基础“剪切法”抗拔计算参数表

λ	φ °	n=1			n=1.5			n=2			n=3			n=4		
		A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃
	30	4.391	0.913	1.511	3.659	0.761	1.199	3.295	0.686	1.049	2.994	0.625	0.928	2.900	0.605	0.890
	35	4.340	1.061	1.595	3.539	0.864	1.252	3.150	0.769	1.089	2.835	0.692	0.958	2.737	0.668	0.917
	40	4.214	1.195	1.684	3.358	0.948	1.306	2.952	0.832	1.129	2.629	0.739	0.988	2.529	0.710	0.945
	45	4.006	1.306	1.777	3.113	1.007	1.362	2.702	0.871	1.170	2.380	0.763	1.018	2.282	0.731	0.971
	2.0	5	3.036	0.105	0.764	2.746	0.096	0.632	2.608	0.091	0.573	2.506	0.088	0.531	2.481	0.087
	10	3.196	0.217	0.811	2.853	0.195	0.664	2.691	0.185	0.600	2.574	0.177	0.554	2.545	0.176	0.544
	15	3.323	0.335	0.860	2.925	0.296	0.698	2.741	0.278	0.627	2.608	0.265	0.578	2.575	0.262	0.566
	20	3.411	0.454	0.911	2.959	0.395	0.733	2.752	0.368	0.656	2.605	0.349	0.602	2.569	0.345	0.589
	25	3.455	0.573	0.964	2.951	0.490	0.769	2.724	0.452	0.684	2.563	0.426	0.626	2.524	0.419	0.613
	30	3.448	0.686	1.019	2.896	0.575	0.805	2.652	0.526	0.714	2.482	0.492	0.651	2.440	0.484	0.636
	35	3.386	0.791	1.077	2.794	0.649	0.842	2.537	0.588	0.743	2.360	0.546	0.675	2.317	0.536	0.659
	40	3.263	0.881	1.137	2.642	0.707	0.880	2.379	0.634	0.773	2.199	0.584	0.700	2.156	0.572	0.683
	45	3.077	0.952	1.199	2.442	0.746	0.918	2.178	0.661	0.802	2.001	0.604	0.724	1.959	0.590	0.705
	5	2.596	0.087	0.576	2.348	0.079	0.476	2.241	0.076	0.435	2.174	0.074	0.411	2.160	0.073	0.406

表 J.1 原状土基础“剪切法”抗拔计算参数表

λ	φ /°	n=1			n=1.5			n=2			n=3			n=4		
		A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃
2.5	10	2.731	0.180	0.613	2.442	0.162	0.502	2.319	0.154	0.458	2.241	0.149	0.431	2.226	0.148	0.426
	15	2.837	0.277	0.652	2.506	0.245	0.530	2.367	0.232	0.482	2.280	0.224	0.452	2.262	0.222	0.446
	20	2.908	0.375	0.692	2.537	0.327	0.558	2.383	0.307	0.505	2.286	0.295	0.473	2.268	0.292	0.467
	25	2.941	0.471	0.734	2.531	0.404	0.587	2.363	0.377	0.530	2.260	0.360	0.495	2.239	0.357	0.488
	30	2.929	0.562	0.778	2.486	0.475	0.617	2.307	0.439	0.554	2.197	0.418	0.517	2.176	0.414	0.509
	35	2.870	0.645	0.823	2.399	0.535	0.647	2.213	0.491	0.579	2.099	0.464	0.538	2.077	0.459	0.531
	40	2.758	0.715	0.869	2.270	0.581	0.677	2.080	0.530	0.604	1.965	0.498	0.560	1.943	0.492	0.552
	45	2.592	0.768	0.917	2.099	0.612	0.708	1.911	0.552	0.629	1.798	0.517	0.582	1.776	0.510	0.573
	3.0	5	2.306	0.076	0.466	2.089	0.069	0.387	2.004	0.066	0.357	1.955	0.064	0.341	1.947	0.064
10		2.427	0.156	0.498	2.176	0.140	0.410	2.079	0.134	0.378	2.023	0.131	0.360	2.014	0.130	0.357
15		2.521	0.239	0.531	2.237	0.212	0.434	2.127	0.202	0.399	2.066	0.196	0.379	2.056	0.195	0.376
20		2.584	0.324	0.565	2.268	0.283	0.459	2.148	0.268	0.420	2.080	0.259	0.399	2.069	0.258	0.395
25		2.613	0.406	0.601	2.267	0.351	0.484	2.136	0.330	0.442	2.064	0.318	0.419	2.052	0.316	0.415
30		2.601	0.484	0.637	2.230	0.411	0.510	2.091	0.384	0.464	2.015	0.370	0.439	2.002	0.367	0.435

表 J.1 原状土基础“剪切法”抗拔计算参数表

λ	φ °	n=1			n=1.5			n=2			n=3			n=4		
		A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃
	35	2.546	0.554	0.675	2.155	0.463	0.536	2.012	0.430	0.486	1.933	0.412	0.459	1.920	0.409	0.455
	40	2.445	0.612	0.714	2.042	0.504	0.562	1.897	0.465	0.508	1.817	0.443	0.479	1.804	0.440	0.475
	45	2.296	0.656	0.754	1.891	0.530	0.589	1.748	0.486	0.531	1.670	0.461	0.499	1.657	0.458	0.494
3.5	5	2.100	0.067	0.396	1.908	0.061	0.330	1.837	0.059	0.308	1.801	0.058	0.296	1.796	0.058	0.295
	10	2.212	0.139	0.424	1.991	0.125	0.351	1.911	0.120	0.326	1.870	0.117	0.314	1.864	0.117	0.312
	15	2.299	0.213	0.453	2.051	0.190	0.373	1.961	0.181	0.346	1.915	0.177	0.332	1.909	0.176	0.330
	20	2.358	0.288	0.483	2.083	0.253	0.395	1.985	0.241	0.366	1.935	0.234	0.351	1.928	0.233	0.349
	25	2.385	0.361	0.515	2.085	0.313	0.418	1.980	0.297	0.386	1.926	0.288	0.370	1.918	0.287	0.367
	30	2.375	0.430	0.547	2.055	0.368	0.442	1.943	0.346	0.406	1.887	0.336	0.389	1.879	0.334	0.386
	35	2.325	0.491	0.580	1.990	0.415	0.465	1.875	0.388	0.427	1.817	0.375	0.408	1.808	0.373	0.405
	40	2.232	0.543	0.615	1.889	0.451	0.489	1.773	0.420	0.448	1.714	0.405	0.427	1.706	0.403	0.424
	45	2.096	0.581	0.649	1.753	0.475	0.513	1.638	0.440	0.468	1.581	0.423	0.446	1.573	0.420	0.443
	5	1.947	0.061	0.347	1.774	0.056	0.292	1.714	0.054	0.274	1.686	0.053	0.265	1.682	0.053	0.264
	10	2.052	0.126	0.373	1.855	0.114	0.311	1.787	0.110	0.291	1.755	0.108	0.282	1.751	0.107	0.281

表 J.1 原状土基础“剪切法”抗拔计算参数表

λ	φ °	n=1			n=1.5			n=2			n=3			n=4		
		A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃
4.0	15	2.135	0.194	0.399	1.914	0.173	0.332	1.839	0.166	0.310	1.803	0.162	0.300	1.799	0.162	0.298
	20	2.191	0.262	0.427	1.947	0.231	0.352	1.865	0.221	0.328	1.827	0.216	0.317	1.822	0.215	0.316
	25	2.217	0.328	0.455	1.953	0.286	0.374	1.865	0.272	0.347	1.824	0.266	0.335	1.819	0.265	0.334
	30	2.209	0.390	0.485	1.928	0.336	0.395	1.835	0.319	0.367	1.792	0.310	0.354	1.787	0.309	0.352
	35	2.164	0.446	0.515	1.871	0.380	0.417	1.775	0.358	0.386	1.731	0.348	0.372	1.725	0.347	0.370
	40	2.079	0.493	0.546	1.779	0.414	0.439	1.683	0.388	0.406	1.638	0.376	0.391	1.633	0.375	0.389
	45	1.952	0.527	0.577	1.654	0.436	0.462	1.559	0.407	0.425	1.516	0.394	0.409	1.510	0.392	0.407

附录 K 水平荷载作用下桩的内力、位移计算

K.0.1 水平荷载作用下桩的内力, 位移计算的基本假定和计算参数可按照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定执行, 并应同时满足如下基本规定:

1 地基土水平抗力系数的比例系数 m , 其值按本标准第 9.6.3 条确定, 当桩侧由几种土层组成时, 应取主要影响深度 $h_m = 2(d+1)$ 米范围内(当桩入土深度 $h < 2(d+1)$ 时, 取 $h_m = h$) 的 m 值作为计算值;

2 桩身抗弯刚度 EI 按本标准第 9.6.2 条计算确定;

3 桩身轴向拉、压力传递分布系数 ζ_N 可取 0.5~1.0。桩基承受上拔荷载时, 取小值; 承受下压荷载时, 摩擦型桩取小值, 端承型桩取大值;

4 地基土与承台板之间的摩阻系数 μ , 按附录 G 取值。

K.0.2 水平荷载作用下桩的内力、位移的计算, 按下述规定执行:

1 单桩基础或与外力作用平面相垂直的单排桩基础, 可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定计算确定。其中系数

$K_h = \frac{C_0 I_0}{\alpha EI}$, 对于受拔桩, 应取 $K_h = 0$; 对桩底支承于非岩石类土中且

$h > 2.5/\alpha$ 或桩底支承于基岩面上且 $h > 3.5/\alpha$ 的受压桩可令 $K_h = 0$ 。

其他符号的意义与现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定相同;

2 位于(或平行于)外力作用平面的单排(或多排)桩低承台桩基, 可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定计算确定, 其中发生单位竖向位移对应的轴向力系数 ρ_{NN} , 对于受压

桩 $\rho_{NN} = \frac{1}{\frac{\zeta_N h}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0}}$, 对于受拔桩 $\rho_{NN} = \frac{E_s A_s}{\zeta_N h}$, 其中 $EA = E_c A_c + E_s A_s$,

E_c 、 A_c 为桩身混凝土的弹性模量和净面积, E_s 、 A_s 为桩身主筋弹性模量和面积;

3 位于(或平行于)外力作用平面的单排(或多排)桩高承台桩基, 可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定计算确

定, 其中发生单位竖向位移对应的轴向力系数 ρ_{NN} , 对于受压桩

$$\rho_{NN} = \frac{1}{\frac{l_0 + \zeta_N h}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0}}, \text{ 对于受拔桩 } \rho_{NN} = \frac{E_s A_s}{\zeta_N h};$$

K.0.3 地震作用下的桩基的计算参数和图式的确定, 应按下述各款规定依序进行。

1 当进行抗震验算时, 应按本标准第 9.4.8 条规定的两类验算情况分别计算。

1) 按第 1 类情况验算时, 当自设计地面(低承台桩基自桩顶)向下 $4.0/\alpha$ 深度(当此深度超过桩底深度时, 取桩底深度)范围内存在液化影响折减系数为 0 的液化层时, 应扣除该类土层的水平抗力, 可把上述范围内的其他土层向下平移。对低承台桩基承台侧的非液化化土层, 可随之下移。下移后, 以新设计地面为基准, 在上述深度范围仍存在液化影响折减系数为 0 的液化层时, 可按前述方法继续下移, 直至满足;

2) 按第 2 类情况验算时, 当自设计地面(低承台桩基自桩顶)向下 $4.0/\alpha$ 深度(当此深度超过桩底深度时, 取桩底深度)范围内存在液化层时, 应扣除该类土层的水平抗力, 可把上述范围内的非液化土层向下平移。对低承台桩基承台侧的非液化化土层, 可随之下移。下移后, 以新设计地面为基准, 在上述深度范围仍存在液化层时, 可按前述方法继续下移, 直至满足;

2 当承台底面以上土层为液化层时, 不考虑承台侧面土体的弹性抗力和承台底土的竖向弹性抗力与摩阻力, 此时, 令承侧面地基土水平抗力系数 C_n 、承台底地基土竖向抗力系数 C_b 为 $C_n = C_b = 0$, 可按高承台公式计算。

3 当承台底面以上为非液化层, 而承台底面与承台底面下土体可能发生脱离时(承台底面以下有自重固结、自重湿陷、震陷、液化土层时), 不考虑承台底地基土的竖向弹性抗力和摩阻力, 只考虑承台侧面土体的弹性抗力, 宜按高承台图式进行计算, 但计算承台单位变位引起的桩顶及承台的反力和时, 应考虑承台侧面土体弹性抗力的影响, 可按低承台桩基的公式计算, 对应的承台底地基土竖向抗力系数 $C_b = 0$ 。

4 当桩周 $2(d+1)m$ 深度内有液化土层时，应对其水平抗力系数的比例系数 m 按土层平移前的埋深查表 9.4.8 进行液化折减。当有多层土时，可将各液化层折减后的 m 值按照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定计算确定。

5 各液化土层的 C 、 φ 值均应进行液化折减。 C 、 φ 的液化折减系数按土层平移前的埋深查表 9.4.8 确定。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词：采用“可”。

2 本标准中指明应按其他有关标准、规范执行的写法为“应符合.....的规定”或“应按.....执行”。

引用标准名录

- 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 《混凝土结构耐久性设计标准》 GB/T 50476
- 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 《工业建筑防腐蚀设计规范》 GB 50046
- 《建筑防腐蚀工程施工及验收规范》 GB50212
- 《盐渍土地区建筑技术规范》 GB/T 50942
- 《冻土工程地质勘察规范》 GB 50324
- 《膨胀土地区建筑技术规范》 GB 50112
- 《直缝电焊钢管标准》 GB/T 13793
- 《预应力混凝土用螺纹钢》 GB/T20065
- 《结构用无缝钢管》 GB/T 8162
- 《湿陷性黄土地区建筑标准》 GB 50025
- 《建筑边坡工程技术规范》 GB 50330
- 《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》 DL/T 5486
- 《冻土地区架空输电线路岩土工程勘测技术规程》 DL/T 5577
- 《输电杆塔用地脚螺栓与螺母》 DL/T 1236
- 《电力工程桩基检测技术规程》 DL/T 5493
- 《冻土地区建筑地基基础设计规范》 JGJ 118
- 《建筑桩基技术规范》 JGJ 94

中华人民共和国电力行业标准

架空输电线路基础设计规程

DL/T 5219-20xx

代替 DL/5219-2014

条文说明

中华人民共和国电力行业标准

架空输电线路基础设计规程

DL/T 5219-20xx

代替 DL/5219-2014

条文说明

修订说明

《架空输电线路基础设计规程》DL/T 5219-20xx，经国家能源局 20xx 年 xx 月 xx 日以第 xx 号公告批准发布。

本规程在《架空输电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2014 的基础上修订而成，上一版的主编单位是中南电力设计院，参编单位是东北电力设计院、中国电力科学研究院、电力规划设计总院，主要起草人员是：包永忠、曾二贤、刘洪义、鲁先龙、陈一军、程永锋、舒爱强、杨艺、曾德森、李晓光、黄连壮、吴海洋、杨景胜、冯衡、尹鹏。本规程修订的主要内容是：

1. 明确架空输电线路基础设计的荷载组合及极限状态设计表达式。
2. 规定架空输电线路基础的设计等级及设计使用年限。
3. 针对架空输电线路基础型式，安全系数进行了校准调整。
4. 修订地脚螺栓种类按强度等级进行划分。
5. 修订基础设计风荷载调整系数的取值。
6. 修订钢筋混凝土立柱矩形、圆形和环形截面偏心受拉（拉弯）构件的配筋计算公式。
7. 增加钢筋混凝土立柱偏心受压构件正截面承载力的计算。
8. 修订构件斜截面承载力的计算公式。
9. 新增扩展基础下压承载力偏心矩的要求；
10. 调整了掏挖基础上拔承载力安全系数，补充了掏挖基础机械化施工的要求；
11. 调整了岩石锚杆基础设计的相关内容；
12. 新增嵌岩桩基础、PHC 管桩、挤扩支盘桩基础的相关内容。
13. 增加了桩基础水平承载力、构件承载力的计算内容。
14. 修订了装配式基础的构件承载力计算相关规定，补充了装配式基础角锥支架、板条净间距等构造要求。
15. 增加单个螺旋锚的试验要求；
16. 规定了螺旋锚基础依据 5 倍盘径区分深埋锚与浅埋锚，给出了相应的基础上拔、下压承载力计算公式。
17. 新增“电杆基础及拉盘”章节，补充了电杆基础的构造要求。
18. 新增“附属设施”章节，明确了挡土墙、护坡、截（排）水沟、爬梯、保护帽的技术要求。
19. 新增“试验及检测”章节，规定了架空输电线路基础的试验

及检测技术要求。

20. 修订腐蚀土地基、盐渍土地基、湿陷性黄土地基的相关技术要求。

21. 新增冻土基础、戈壁碎石土地基、风积沙地基的相关内容。

22. 新增水土保持和环境保护对于塔位选择和基础设计的要求。

23. 修订基础在洪水时局部冲刷的计算公式；

24. 修订整体基础的倾覆稳定计算公式。

25. 新增附录“冻土地区基础承载力计算”。

本规程修订过程中，编制组共召开了全体研讨会议 8 次，进行了广泛的调查研究，总结了我国输电线路基础领域的实践经验，通过调研、征求意见及工程试算，对修订的内容反复讨论、分析、论证，取得了重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，编制组按章、节、条顺序编制了条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握本规程的参考。

目 次

条文说明.....	I
修订说明.....	II
1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
3 基本规定.....	3
3.1 一般规定	3
3.2 基础材料	14
4 构件承载力计算及构造要求.....	16
4.2 钢筋混凝土基础主柱正截面承载力计算.....	16
4.3 素混凝土基础主柱正截面承载力计算.....	18
4.4 钢筋混凝土基础底板正截面承载力计算.....	19
4.5 素混凝土基础底板正截面承载力计算.....	20
4.6 斜截面承载力计算	21
4.9 构造要求	21
5 扩展基础.....	23
5.1 一般规定.....	23
5.2 上拔承载力计算.....	23
5.3 下压承载力计算.....	24
5.4 倾覆稳定计算	25
5.5 主柱和底板计算.....	25
5.6 构造规定	26
6 掏挖基础.....	27
6.1 一般规定	27
6.2 上拔承载力计算	29
6.3 下压承载力计算	31
6.4 基础立柱计算	32
6.5 构造要求	32
7 岩石嵌固基础.....	33

7.1	一般规定	33
7.2	上拔承载力计算	33
7.3	下压承载力计算	36
7.4	基础立柱计算	36
7.5	其他要求	36
8	岩石锚杆基础.....	38
8.1	一般规定	38
8.2	作用效应计算	38
8.3	基础承载力计算	39
8.4	锚杆和承台计算	47
8.5	构造要求	53
9	桩基础.....	58
9.1	一般规定	58
9.2	桩顶作用效应计算	58
9.3	桩下压承载力计算	58
9.4	桩上拔承载力计算	58
9.5	桩水平承载力与位移计算.....	59
9.6	桩身和承台计算	59
9.7	桩基构造	59
10	复合式沉井基础.....	61
10.2	上拔承载力计算	61
10.3	下压承载力计算	61
10.5	构造要求	61
11	装配式基础.....	63
11.1	一般规定	63
11.2	上拔承载力计算	65
11.3	下压承载力计算	66
11.4	直柱铰接型基础侧向倾覆稳定计算.....	66
11.5	直柱铰接型基础侧向滑动稳定计算.....	67
11.6	构件计算	67
11.7	构造要求	75
12	螺旋锚基础.....	77

12.1	一般规定	77
12.2	上拔承载力计算	77
12.3	下压承载力计算	81
12.4	水平承载力计算	82
12.5	构件计算	84
13	电杆基础及拉盘	85
13.4	构件承载力计算	85
13.5	构造要求	86
14	特殊土地基及基础	87
14.1	腐蚀土	87
14.2	盐渍土	91
14.3	湿陷性黄土	92
14.4	冻土	94
14.5	戈壁碎石土	97
14.6	风积沙	101
15	附属设施	107
15.1	一般规定	107
15.4	截（排）水沟	107
15.6	保护帽	107
16	水土保持和环境保护	108
17	试验与检测	110
17.1	试验	110
17.2	检测	110
附录 C	地基岩（土）分类及承载力特征值	114
附录 F	输电线路基础静载试验要点	116
附录 H	冻土地区基础承载力计算	121

1 总 则

1.0.2 原规程适用于架空输电线路杆塔基础及电力系统微波塔基础的设计。根据大纲审定的要求，适用范围调整为架空输电线路（含大跨越）杆塔的基础设计。

2 术语和符号

2.1 新增“扩展基础”、“整体基础”、“独立基础”、“挤扩支盘桩基础”、“嵌岩桩基础”、“预应力高强混凝土管桩基础”等术语。

2.2 以沿用《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T5219-2014（以下简称《14版规程》）既有符号为主，根据本规程条文的变化对相应的符号作了调整、修订、增补、和删节。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 结合输电线路杆塔基础特点，将地基基础设计分为三个设计等级。考虑到 110kV 及以上电压等级的大跨越杆塔重要性高，基础相对复杂，故将其列为甲级。另外，特高压输电线路一般为主干骨架线路，相对于一般线路而言，其杆塔基础较为重要，设计运行要求都较高，因此，将其列为乙类。除此之外，一般线路杆塔基础则列为丙类。

根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011（以下简称《地基规范》）第 3.0.1 条，场地及地基条件复杂的塔基指不良地质现象强烈发育的场地，如岩溶区、地下采空区等，以及地下水对工程影响很大需特殊处理等情况。

本条文不适用于改造线路及临时线路。

3.1.2 地基基础设计应保证基础结构的强度，并满足地基的稳定和承载力计算的有关规定。

对于变形计算，地基的不均匀变形对塔身超静定构件将产生次应力，这种次应力的作用程度将因塔腿结构形式不同而各异。对于甲级地基基础设计等级，应进行地基变形计算，控制地基变形在容许范围内；对于乙级、丙级地基基础设计等级，处于软弱地基的耐张转角塔、终端杆塔基础，运行中受长期荷载的作用，对地基的不均匀变形影响较大。因此，当荷载相当于或大于 500kV 输电线路杆塔（单回路）荷载时且地基承载力特征值小于 100kPa 时，应按荷载标准值进行地基的变形计算，使地基变形控制在容许范围内。

3.1.3 现行行业标准《架空输电线路基础设计技术规程》（以下简称《14 版规程》）条文 3.0.13 规定为“对位于地震烈度 7 度及以上地区的高杆塔基础及特殊重要的杆塔基础、8 度及以上地区的 220kV 及以上耐张型杆塔的基础，当场地为饱和砂土或饱和粉土时，均应考虑地基液化的可能性，并应采取必要的稳定和抗震措施”，但并未定义“高杆塔”及“特殊重要杆塔”。根据现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191-2012 第 4.3.2 条，地面下存在饱和砂土、饱和粉土时，除 6 度外，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据构筑物的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采

取相应的措施。故本标准在修订时取消了“高杆塔基础及特殊重要的杆塔基础、8度及以上地区的220kV及以上耐张型杆塔的基础”的限制，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010（2016版）保持一致。

液化地基防治措施可参考现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191-2012和《电力设施抗震设计规范》GB50260-2013的规定。

3.1.4 参考《地基规范》第3.0.4条，对岩土工程勘察提出了要求。

3.1.5 《14版规程》采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，基础设计（除桩基础外）采用荷载的设计值，即荷载计算时应考虑荷载分项系数，其对应的承载力和抗力也应按承载力设计值考虑。地基的不均匀沉降、基础的位移等用荷载的标准值，即荷载计算时不考虑荷载分项系数，其变形按正常使用规定的限值。《14版规程》在编制时对各类基础的安全度进行了校准换算，但将桩基础仍按照安全系数法进行计算，导致不同基础型式的地基计算采用的组合存在差异，工程应用上较为不便。

本条文主要参考《地基规范》，对作用效应与相应的抗力限值进行了修订。

结合输电线路杆塔基础特点，计算地基变形和基础位移时，正常使用极限状态下作用的准永久组合对应气象条件组合为年平均气温，无风，无冰。验算基础裂缝宽度时，一般基础和桩基础的承台，正常使用状态下的标准组合对应气象条件为年平均气温，风速5m/s，无冰；桩基础的桩身，仍采用正常使用极限状态下作用的准永久组合。

由于采用m值法计算桩水平荷载作用时，桩基水平位移与水平承载力相关，故本条规定，计算水平地震作用、风载作用下的桩基水平位移时，采用水平地震作用、风载作用标准组合。

其他基础及其他情况下的桩基础，指除桩基础以外的其他基础型式，以及除水平位移计算以外的其他受力模式的桩基础。

抗震验算时，参照现行行业标准《架空输电线路荷载规范》DL/T 5551-2018第3.0.25条。

基础作用力作为重要的输入荷载，直接影响着基础的设计。近年来各版本的相关标准对基础作用力的规定如下：

1 原行业标准《架空送电线路设计技术规定》SDJ3-1979第63条规定，60m以上的杆塔，应考虑阵风的振动作用，塔(杆)身风

荷载应乘以风振系数。铁塔的风振系数取 1.5，拉线杆塔取 1.25，未对基础作用力进行规定。

2 原行业标准《送电线路基础设计技术规定》SDGJ 62-1984 第 1.7 条规定：“基础的设计荷载取用杆塔传至基础的静态作用力，除高度在 50m 以上的杆塔，在基础作用力中应遵照《SDJ3-1979》考虑阵风动力影响外，其他情况以及在安装和断线情况下的冲击影响均不必考虑。”，其条文说明中指出：“阵风对基础和地基土的动力影响，迄今还是一个不太清楚的问题，从 1983 年水电部组织编写的‘全国倒塔事故调查说明’可以看出，在风灾倒塔记录中，均没有发现基础损坏的记录。因此，在《规定》中，原则上基础可不考虑阵风动力的影响。但对于 50m 以上杆塔的基础，在以往工程中已考虑了阵风的动力影响。因此，《规定》对 50m 以上杆塔的基础，按电力规划设计院（84）水电电规送字第 6 号文‘关于线路基础设计中阵风动力作用问题的补充规定’执行。”

3 原行业标准《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》SDGJ 94-90 第 2.19 条规定，杆塔身风荷载用于计算基础时，风压调整系数应按下表取值，其条文说明指出，下表摘自电力规划设计院（84）水电电规送字第 6 号文“关于线路基础设计中阵风动力作用问题的补充规定”。

线路电压	杆塔总高度 (m)	
	<50	>50
35~110	1.0	1.2
154~330	1.0	1.3
500	1.1	1.5

4 原行业标准《110~500kV 架空送电线路设计技术规程》DLT 5092-1999 第 12.1.13 条规定：“杆塔风荷载调整系数，对基础，当杆塔全高不超过 50m 时，应取 1.0；全高超过 50m 时，应取 1.3”。对基础的 β_z 值是参考化工塔架的设计经验，取对杆塔效应的 50%，即 $\beta_B = (\beta_P - 1) / 2 + 1$ ，考虑到使用上方便，取对 50m 以下杆塔为 1.0；对 50m 及以上杆塔为 1.3。

5 原行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2005 第 5.0.13 条规定，基础设计（包括地脚螺栓、插入角钢设计）时，基础作用力计算应计入杆塔风荷载调整系数。当杆塔全高不超过 50m 时，取风荷载调整系数为 1.3；当杆塔全高不大于 50m 时，取风荷载调整系数为 1.0。

6 《14版规程》基本维持 DL/T 5219-2005 条文，仅将 50m 高度修订为 60m 高度。

7 现行国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545-2010 第 10.1.20 条，参考化工塔架的设计经验，计算基础作用力时的风荷载调整系数取对杆塔风荷载调整系数的 50%，即 $\beta_{基} = (\beta_{杆塔} - 1) / 2 + 1$ ，考虑到使用上方便，取对 60m 以下杆塔不小于 1.0；对 60m 及以上杆塔不小于 1.3。

由上述各个版本的相关标准规范来看，其整体思路是对于高塔（50m 或 60m 以上）适当考虑风荷载调整系数，对于矮塔则不考虑。多本标准提到参考化工塔架的设计经验，原国家标准《高耸结构设计规范》GBJ135-90 在编制过程中，对于基础作用力的问题进行了研究，指出石油化工塔基础的风振系数可乘以折减系数 0.9，其理由为：设计基础可以考虑塔结构风振系数沿高度从上到下的衰减及塔结构和基础连接的螺栓松弛，垫板受力不均匀而部分消失；又考虑规范修订的结果不宜大变化，因此提出设计石油化工塔基础风振系数乘以折减系数 0.9（见《高耸结构地基基础设计中的几个问题》，中国石油化工总公司洛阳设计研究院，刘大暉，1986）。

国外相关标准规范以及国内其他行业标准规范均未见“杆塔作用力”与“基础作用力”的区别，鉴于此，中南电力设计院有限公司 2016-2019 年针对 ±800kV 直线塔开展了风洞试验研究，结果表明行业中存在的“杆塔作用力”与“基础作用力”没有区别，即基础设计时的风荷载调整系数与上部杆塔风荷载调整系数基本一致。同时对于 90 度风向角下输电线路直线塔基础设计的风荷载调整系数，如果采用原规范推荐值，其加权平均值较风洞试验结果大 17%，采用随机振动理论计算值，其加权平均值较风洞试验结果大 5%。对于 0 度风向角下输电线路直线塔基础设计的风荷载调整系数，如果采用规范推荐值，其加权平均值较风洞试验结果大 23%，如果采用随机振动理论计算值，其加权平均值较风洞试验结果大 9%。因此，对于采用原规范推荐和随机振动理论计算的杆塔风荷载调整系数进行基础设计时，取 0.5 的折减系数相对于风洞试验结果来看是安全的，但是如果直接采用风洞试验的结果来设计，是不宜再进行任何形式的折减的。另一方面，在往复周期荷载如风荷载、地震荷载作用下，除软土和松散沙类土以外，基础的动强度有所提高，但风荷载作用下的相关研究较少，难以给出定量的提高系数。

综合来看，上部结构传递到基础顶面的作用力是客观存在的、唯一的，在计算上部结构与基础的连接，以及基础本身时，作用力没有区别，但是在考虑基础与地基相互作用时，瞬时或短时的作用引起的地基响应有所不同，表现在地基承载力上就是加载过程中地基的动强度有所提高。由此可见在计算上部结构构件、塔座板、地脚螺栓、插入式角钢、基础配筋，都应该采用所谓的“杆塔作用力”，在计算涉及地基的承载力时，作用力也应该是“杆塔作用力”，只不过相应的地基承载力可以提高，可以体现在地基的安全系数上，具体如何取值尚无明确的研究成果。考虑输电线路勘测水平、施工条件、场地差异、野外环境变化等实际情况，基础设计很难“精细化”，也没有必要，因此国外线路行业的基础设计采用“杆塔作用力”，并通过安全系数控制地基基础的安全水平，是合情合理的。我国输电线路行业在基础设计时，长期以来习惯上是将“杆塔作用力”进行折减，变成“基础作用力”，而地基的承载力的取值方式与建筑地基基础保持一致，虽然与实际情况不符，但是罕有发现输电线路地基基础失效的案例，可见效果应该基本相当。

电压等级	塔型	杆塔作用力/基础作用力					
		T	Tx	Ty	N	Nx	Ny
220kV	ZB2-45	113%	114%	114%	110%	111%	111%
	J1-36	101%	101%	100%	100%	101%	100%
	ZBM3-48	130%	134%	134%	122%	128%	127%
	JC2-30	102%	103%	103%	102%	103%	103%
	2E2-SZ1-26.5	116%	114%	114%	112%	111%	111%
	2E2-SZ1-35	116%	113%	118%	113%	111%	116%
	2E2-SK1-26.5	115%	114%	114%	111%	111%	111%
	2E2-SK1-35	116%	112%	121%	114%	110%	118%
	2E2-SJ1-26.5	104%	104%	104%	103%	104%	103%
	2E2-SJ1-35	105%	105%	105%	104%	105%	104%
2E2-SJ4-26.5	102%	102%	102%	102%	102%	102%	

电压等级	塔型	杆塔作用力/基础作用力					
		T	T _x	T _y	N	N _x	N _y
	2E2-SJ4-35	103%	103%	103%	103%	103%	103%
500kV	ZC2-48	112%	115%	114%	109%	112%	112%
	JC1-39	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	ZBC2-60	113%	114%	114%	111%	112%	112%
	JC2-36	103%	104%	103%	102%	103%	103%
	5E3-SZ1-29	117%	115%	115%	112%	111%	111%
	5E3-SZ1-35	116%	112%	118%	114%	113%	113%
	5E3-SZK-29	114%	112%	113%	111%	108%	113%
	5E3-SZK-35	114%	113%	114%	113%	110%	114%
	5E3-SJ1-29	103%	103%	103%	103%	102%	103%
	5E3-SJ1-35	103%	103%	103%	103%	103%	103%
	5E3-SJ4-29	102%	102%	102%	101%	101%	101%
	5E3-SJ4-35	102%	102%	102%	102%	102%	102%
800kV	ZC27301B-72	130%	126%	124%	106%	140%	125%
	JC27202A-63	104%	104%	104%	102%	103%	102%
	Z32102A-27	119%	117%	117%	114%	112%	113%
	Z32102A-32	117%	107%	127%	114%	113%	114%
	ZK32101A-27	118%	108%	127%	112%	110%	111%
	ZK32101A-32	117%	108%	127%	113%	111%	112%
	J30101A-30	106%	106%	106%	104%	104%	104%
	J30101A-35	107%	107%	107%	105%	105%	105%
	J30104A-30	103%	103%	103%	102%	103%	103%
	J30104A-35	104%	104%	104%	103%	103%	103%
1000kV	SZ321-27	115%	113%	114%	109%	109%	109%

电压等级	塔型	杆塔作用力/基础作用力					
		T	T _x	T _y	N	N _x	N _y
	SZ321-32	114%	113%	113%	110%	109%	109%
	SK321-27	113%	112%	119%	108%	108%	112%
	SK321-32	113%	112%	112%	109%	109%	109%
	SJ321-27	104%	104%	104%	103%	103%	103%
	SJ321-32	105%	104%	105%	103%	103%	103%
	SJ327-27	102%	101%	- 102%	101%	101%	101%
	SJ327-32	102%	102%	- 102%	102%	102%	102%

输电线路一般把基础设计的安全系数按照杆塔类型来区分，直线塔小，耐张塔大，考虑到基础作用力的荷载组成，直线塔永久荷载占比小，风荷载占比大，耐张塔尤其是大转角的耐张塔，作用力张力占比较大。因此从荷载来看，这样取值对于基础设计也是比较合理的，活荷载占比大的塔型，安全系数取小值，反之取大值，符合地基承载力动荷载强化提高的特性。

考虑到目前对于瞬时峰值荷载下的基础稳定设计方法尚缺乏相关研究结论和规范支撑，基于以往我国架空输电线路的设计和运行经验，本次修编中沿用了以往的处理方法，即参照现行国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545-2010 的规定。基础作用力为基础顶面处杆塔产生的反力，插入角钢和地脚螺栓作为与杆塔直接相连的基础预埋件，理论上在设计时应采用考虑荷载基本组合的“杆塔作用力”，但考虑行业内传统做法和工程经验，仍维持原条文中采用考虑荷载基本组合的“基础作用力”。当杆塔全高 60m 及以上时，计算基础作用力时的风荷载调整系数可取对杆塔风荷载调整系数的 50%，即 $\beta_{基} = (\beta_{杆塔} - 1) / 2 + 1$ 。

3.1.6 现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153-2008 规定，工程结构设计时，应规定结构的设计使用年限，并给出了房屋建筑、铁路桥涵结构、公路桥涵结构以及港口工程结构的设计使用年限，分别如下表所示。

序	结构类型	设计使用年限 (年)	设计基准期 (年)
---	------	------------	-----------

号			
1	建筑结构	5、25、50、100	50
2	铁路桥涵结构	100	100
3	公路桥涵结构	30、50、100	100
4	港口工程结构	5-10、50	50
5	水利水电工程结构	5-15、50、100	单独确定、50、100

注：水利水电工程结构依据现行《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199。

现行国家标准《高耸结构设计标准》GB 50135-2019 指出，高耸结构的设计基准期为 50 年，设计使用年限为：特别重要的高耸结构设计使用年限为 100 年，一般高耸结构的设计使用年限为 50 年，对于其他特殊要求的高耸结构，使用年限宜根据具体条件确定。

从我国近几十年的输电线路运维经验来看，杆塔基础出现事故的概率较小，充分证明了其能够达到预定目的使用年限。因此，综合考虑工程经验、设计基准期以及荷载重现期，对杆塔基础的设计使用年限进行了规定。

参照上述各行业规定的规定，结构设计使用年限应根据其重要性区进行区分，330kV 以上电压等级输电线路一般作为骨干电网，其重要性较高；另一方面，荷载重现期取值一般不小于设计使用年限，现行行业标准《架空输电线路荷载规范》DL/T 5551-2018 以 330kV 为界限，荷载重现期为 30 年和 50 年，设计使用年限宜与荷载重现期相协调。考虑到上述两个因素，结合工程实践经验，本条文将 330kV 及以下杆塔的基础设计使用年限为 30 年，330kV 以上杆塔的基础设计使用年限为 50 年。如采取相关提高杆塔基础安全性和耐久性的措施时，设计使用年限可相应提高。对于 1000kV 交流、±800kV 及以上直流输电线路等特高压线路，其荷载重现期为 100 年，且结构重要性系数为 1.1，其安全度水平较一般线路有较大提高，因此，实际工程中特高压线路杆塔基础的设计使用年限可酌情提高。

本条文不适用于改造线路及临时线路，工程中可根据杆塔基础的使用功能、剩余寿命及相关耐久性要求确定。对于临时线路，设计使用年限可取为 5 年。

基础的材料、防腐措施和构造应达到对应使用年限的承载力和使用功能要求。

3.1.7 与本标准第 3.1.5 条的作用效应组合相对应，对于采用标准组合的作用效应，本条文规定了不同基础型式及工况下的设计安全系数。

本标准以往各版本对于基础的安全系数规定如下表。

表 3-1 各版本规定的基础设计安全系数

各规范内容 杆塔类型	规程 SDJ 3-79			规定 SDGJ62-84			规程 1999 规定 DL/T5219-2005/2011 110kV~750kV 线路规范			DL/T 5219 -2014
	K_1	K_2	K_3	K_1	K_2	K_3	γ_{f1}	γ_{f2}	γ_{f3}	灌注桩
悬垂型杆塔	1.5	1.2	1.5	1.6	1.2	1.5	0.9	1.1	1.1	0.8
耐张直线（0°转角）及悬垂转角杆塔	1.8	1.3	1.8	2.0	1.3	1.8	0.95	1.3	1.3	1.00
耐张转角、终端、大跨越塔	2.2	1.5	2.2	2.5	1.5	2.2	1.1	1.6	1.6	1.25

注：1、 K_1 、 K_2 —其他类型、重力式基础的上拔稳定安全系数； K_3 —各类型基础倾覆稳定安全系数。
2、 γ_{f1} 、 γ_{f2} —重力式、其他类型基础上拔稳定的附加分项系数； γ_{f3} —倾覆稳定的附加分项系数。

《14版规程》采用的是以概率理论为基础的极限状态设计方法，基础极限状态设计表达式参照国家规范修订后，基础的附加分项系数是按照原《架空送电线路设计技术规程》SDJ3-79 对各类基础的安全度换算的，基本上保持了原规程的安全度标准。本次修订安全系数取值可参照原行业标准《架空送电线路设计技术规程》SDJ3-79，并增加了锚杆基础、嵌岩桩基础的安全系数。各基础型式的安全系数说明如下：

1 重力式基础。SDJ3-79 中 K_2 为重力式基础的上拔稳定安全系数，同时对于其他基础型式中的基础自重项，也按 K_2 取值，而实际上基础自重变异性较小，仍采用此安全系数不合理。本次修订将重力式基础单独作为一类基础型式，安全系数取值与 SDJ3-79 一致， K_2 仅针对基础自重项，并将 K_2 调整为 1.1，概念上更加清晰合理。

2 锚杆基础。锚杆基础的安全系数详见本条文说明第 8.3 条。

3 掏挖基础。中国电力科学研究院基于 109 个现场试验样本，统计分析得到基于《14版规程》抗拔极限承载力剪切法计算理论得到的试计比 λ_T （荷载—位移曲线塑性极限承载力 T_{L2} 与规范理论计

算值之比)的均值、标准差和变异系数分别为: 1.013, 0.293 和 0.290。此外, 也获得了原状土掏挖基础抗拔荷载—位移特征曲线如图 3-1 所示, 基于不同失效准则的极限承载力与弹性极限荷载之间有 $T_{ST}=1.91T_{L1}$, $T_{T1}=2.11T_{L1}$, $T_{L2}=2.32T_{L1}$ 。

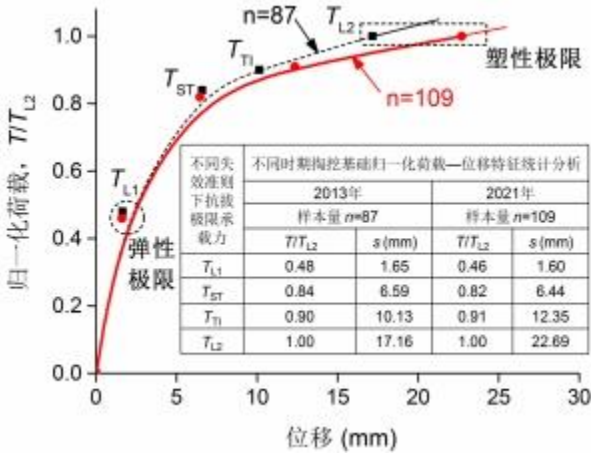


图 3-1 输电线路掏挖基础抗拔归一化荷载—位移特征曲线

《14 版规程》在修订时, 采用 JC 法对掏挖基础的可靠度指标进行了迭代计算, 得到掏挖基础抗拔承载力可靠度指标计算结果如图 3-2 所示。考虑到《14 版规程》规定中本质上是采用等强度、等安全度的换算方法, 将 SDJ3-79 规程的安全系数修改而得到, SDJ3-79 中的直线塔、耐张塔以及转角、终端和大跨塔的和土抗力有关的设计安全系数 K 分别为 1.5、1.8 和 2.2。由此《14 版规程》掏挖基础最小安全系数 $K_{min} \approx 2.8$, 对应 $\beta_{min} = 3.57$ 。本次修订中, 结合图 3-1 试验极限承载力与弹性极限荷载之间的比例关系, 考虑合理的可靠度水平, 建议上拔 K 值取 2.2、2.5 和 3.0, 所对应最小可靠指标 $\beta_{min} = 3.35, 3.82$ 和 3.90。

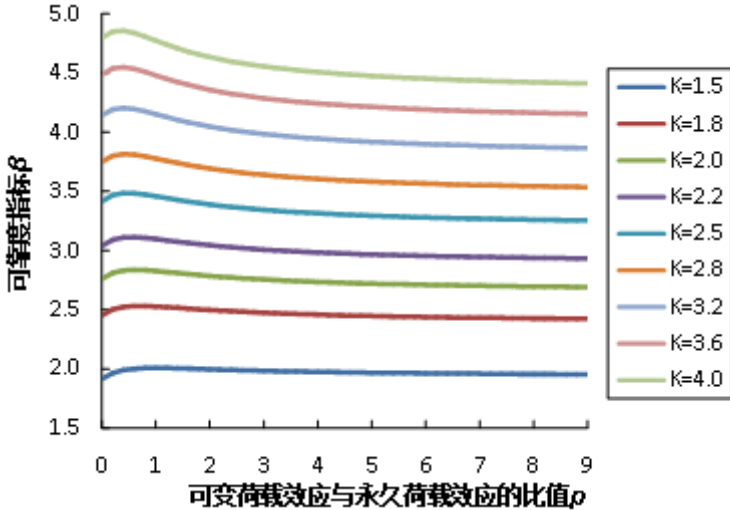


图 3-2 掏挖基础抗拔承载力可靠度指标计算结果

值得指出的是，此处 K 值为单一安全系数，而掏挖基础的抗拔承载力由两项组成，分别对应安全系数 K_1 和 K_2 ，即本次修订采用双安全系数。经过等安全度水平换算，掏挖基础上拔 K_1 取值为 2.3、2.7 和 3.4。掏挖基础抗拔承载力公式说明见条文说明 6.2.1。

4 桩基础。结合以往我国架空输电线路的设计和运行经验，本次修订维持《14 版规程》的安全度水平，即 SDJ3-79 中的安全系数。

3.1.9 当环境对基础有腐蚀作用（如海水侵蚀、大气污染、地下水腐蚀、盐碱地等）时，基础设计应采取适宜有效的防护措施；钢筋混凝土构件的裂缝最大宽度计算应采用本标准 3.1.5 条采用的作用效应与相应的抗力限值。

3.1.10 维持《14 版规程》条文。对于滞洪区、泛洪区塔位，也应满足此条要求。

本条文仅指出洪水水位高程的重现期，但淹水持续时间未做规定，如暴雨导致的短暂积水，如仍按此条执行则会导致基础加高过于保守。结合工程实践经验，一般考虑淹水时间 15 天以上时对基础进行加高。

3.1.12 维持《14 版规程》条文，并增加了膨胀土地区的基础埋深要求。

3.1.13 基本维持《14 版规程》条文，将原条文中“根据土的密实度”删除。计算悬垂型杆塔基础稳定时，粉质黏土和黏土的浮重度可取天然重度。

3.1.14 本条文为新增条文。基础设计除满足承载能力和正常使用外，还应进行耐久性设计。现行国家标准《混凝土结构耐久性设计标准》GB/T 50476-2019 和现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017-2017 分别对混凝土结构和钢结构的耐久性进行了规定，设计中可参照执行。

3.1.15 变形允许值维持《14 版规程》条文，其主要参照原《大跨越规定 1998》第 12.0.12 条制定。

3.2 基础材料

3.2.1 本条文参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010（2015 版）第 4.1.2 条，对混凝土最低强度等级进行了规定。

3.2.1~3.2.6 参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010（2015 版），其中预应力螺纹钢筋即《岩土锚杆(索)技术规程》CECS 22-2005 中的精轧螺纹钢筋，应符合《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065-2016 的要求。

3.2.7 《14 版规程》第 3.0.22 条给出了 Q235、Q345、35 号优质碳素钢、45 号优质碳素钢、40Cr 合金结构钢、42CrMo 合金结构钢等型号的地脚螺栓，见下表 3-3 所示。为与现行行业标准《输电杆塔用地脚螺栓与螺母》DL/T 1236-2013 保持一致，对地脚螺栓按照性能等级分为了 4.6 级、5.6 级及 8.8 级，并给出相应的抗拉强度设计值。其中，5.6 级及 8.8 级可与较为常用的 35 号优质碳素钢和 42CrMo 合金结构钢基本对应。等级小数点左边的一位数字表示公称抗拉强度，小数点右边的数字表示屈强比，两者相乘即为公称屈服强度，抗拉强度设计值与公称抗拉强度相比，安全系数为 2.5，结合本标准 3.1.5 第 9 条及条文说明，目前安全系数与基础作用力的取值相适应，如将“杆塔作用力”与“基础作用力”统一为“杆塔作用力”，此处安全系数应相应校准调小。

在规程过渡期及对既有结构进行设计时，35 号优质碳素钢和 42CrMo 合金结构钢仍允许采用，其设计值和要求参考《14 版规程》。

表 3-2

《14 版规程》地脚螺栓的强度设计值 (N/mm²)

种 类	抗拉强度设计值 f_s
Q235	160
Q345	205
35 号优质碳素钢	190
45 号优质碳素钢	215
40Cr 合金结构钢	260
42CrMo 合金结构钢	310

注：45 号优质碳素钢因易断、焊接困难等原因，应慎用。当采用时，应采取相应的热处理措施。

3.2.8 本条文为新增条文，规定了无缝钢管的强度设计值。

4 构件承载力计算及构造要求

4.2 钢筋混凝土基础立柱正截面承载力计算

4.2.1 立柱柱顶作用力一般按直柱基础提取，它由铁塔主材、腿部斜材的垂直、水平方向的分力构成。对于斜柱基础时，柱顶基础作用力应先将力的坐标系转换到与斜柱垂直的正截面上，然后再进行立柱正截面、斜截面承载力计算。

直柱基础和斜柱基础的上拔力、下压力及相应水平力的转换（见图 4-1）应符合下列要求：

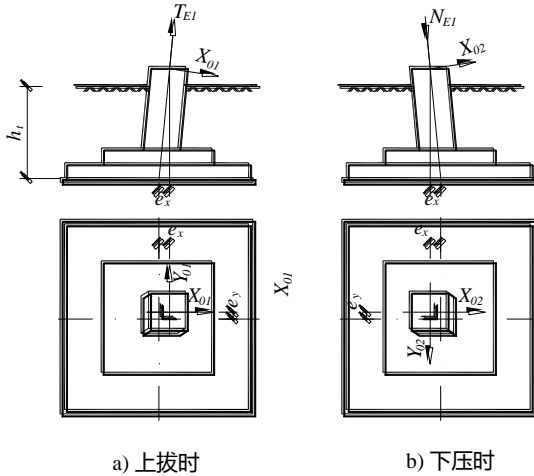


图 4-1 斜柱式基础立柱承载力计算作用力示意图

$$c_1 = \frac{a - a_1}{2h} \quad (4.2.1-1)$$

$$c_2 = \frac{b - b_1}{2h} \quad (4.2.1-2)$$

$$T_{EI} = \frac{c_1 X_1 + c_2 Y_1 + T_E}{\sqrt{1 + c_1^2 + c_2^2}} \quad (4.2.1-3)$$

$$X_{O1} = \frac{X_1 - c_1 T_E}{\sqrt{1 + c_1^2}} \quad (4.2.1-4)$$

$$Y_{O1} = \frac{Y_1 - c_2 T_E}{\sqrt{1 + c_2^2}} \quad (4.2.1-5)$$

$$N_{E1} = \frac{c_1 X_2 + c_2 Y_2 + N_E}{\sqrt{1 + c_1^2 + c_2^2}} \quad (4.2.1-6)$$

$$X_{o2} = \frac{X_2 - c_1 N_E}{\sqrt{1 + c_1^2}} \quad (4.2.1-7)$$

$$Y_{o2} = \frac{Y_2 - c_2 N_E}{\sqrt{1 + c_2^2}} \quad (4.2.1-8)$$

式中： T_E —直柱时上拔力设计值；
 X_1 —直柱上拔时 X 向水平力设计值；
 Y_1 —直柱上拔时 Y 向水平力设计值；
 N_E —直柱时下压力设计值；
 X_2 —直柱下压时 X 向水平力设计值；
 Y_2 —直柱下压时 Y 向水平力设计值；
 T_{E1} —沿立柱方向的上拔力换算值；
 X_{01} —上拔时垂直斜柱 X 向水平力换算值；
 Y_{01} —上拔时垂直斜柱 Y 向水平力换算值；
 N_{E1} —沿立柱方向的下压力换算值；
 X_{02} —下压时垂直斜柱 X 向水平力换算值；
 Y_{02} —下压时垂直斜柱 Y 向水平力换算值。
 a —塔腿正面下口宽度；
 a_1 —塔腿正面上口宽度；
 b —塔腿侧面下口宽度；
 b_1 —塔腿侧面上口宽度；
 h —塔腿垂直高；
 c_1 —塔腿正面坡度；
 c_2 —塔腿侧面坡度。

此次修订，在《14版规程》原公式的基础上，引入塔腿正侧面坡度符号 c_1 、 c_2 ，将分母通分、化简后得到较简洁的 4.2.1-3~4.2.1-8 式。上述各式的坐标转换向量计算过程也可参考鲁先龙等的《输电线路斜柱主材插入式基础荷载转换计算》一文。

4.2.2 此次修订，在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015 版）中矩形截面双向偏心受拉构件的计算公式的基础上对矩形对称配筋截面进行推导，得到公式 4.2.2-1（规范的推导公式仅适用于等直径对称配筋矩形截面），替代《14版规程》中公式 7.1.2-1，修正了《14版规程》计算公式，更加安全合理，详

见专题报告三《输电线路基础立柱构件承载力计算分析研究》。同时取消了钢筋面积调整系数 γ_{ag} 。

4.2.3~4.2.4 依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）有关圆形截面偏心受拉基柱纵筋计算公式的规定对圆形截面偏心受拉正截面承载力计算公式进行修订，将大小偏心时的计算公式进行了统一，避免了小偏心时配筋计算面积比大偏心时大的不合理情况。同时，结合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版），补充了双向偏心受压时正截面承载力的计算公式。

4.3 素混凝土基础主柱正截面承载力计算

4.3.1 原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 中第 5.7 节关于素混凝土基础主柱正截面承载力计算的要求，在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）中划归为正常使用极限状态下的裂缝控制验算。本标准按《送电线路基础设计规定》

SDGJ62-1984 的第 5.7.2 条的安全系数法的公式 $\frac{T_x}{A_h} + \frac{M_x}{\gamma_s W_h} \leq \frac{R_t}{K_5}$ 在相等可靠度情况下代换为分项系数法公式。

极限状态分项系数法时作用力设计值相对标准值增加 1.35 倍，

则有 $1.35 \left(\frac{T_x}{A_h} + \frac{M_x}{\gamma_s W_h} \right) \leq \frac{1.35 R_t}{K_5}$ ，取素混凝土抗拉设计强度

$f_{ct} = 0.55 f_t$ ，设 x 为调整系数，相等可靠度则要求

$\frac{1.35 R_t}{K_5} = x f_{ct} = 0.55 x f_t$ ，可得 $x = \frac{1.35 R_t}{0.55 f_t K_5}$ ，将混凝土强度等级取

C20 时， $x = \frac{1.35 \times 1.3}{2.7 \times 0.55 \times 1.1} = 1.0744$ ， $x f_{ct} = 1.0744 \times 0.55 f_t = 0.59 f_t$ ，

则极限状态下分项系数法表达式取 $\frac{T_x}{A_h} + \frac{M_x}{\gamma_s W_h} \leq 0.59 f_t$ 。

本条规定适用于仅有插入角钢或地脚螺栓的主柱无筋基础，这种基础形式目前已较少应用。

4.4 钢筋混凝土基础底板正截面承载力计算

4.4.2 原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 公式是按原《钢筋混凝土结构设计规范》TJ10-74 取 $\xi_b = \frac{x}{h_0} = 0.55$ 定值确定的。

《14版规程》引进了典型的混凝土应力应变关系及矩形应力块换算关系、采用界限破坏时相对受压区高度判定配筋合理性。此次修订未做调整。

混凝土受压区高度计算应按 $x = h_0 \pm \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{f_c b}}$ 计算，且应满足 $x \leq \xi_b h_0$ 。在非预应力混凝土情况下，当钢筋为 HPB300 级钢时 $\xi_b = 0.576$ ，当钢筋为 HRB335 级钢时 $\xi_b = 0.550$ ，当钢筋为 HRB400 级钢时 $\xi_b = 0.518$ 。

4.4.3 按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 第 8.2.8 条确定。

4.4.4 原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 验算截面抗弯强度时，按计算截面处于弹性状态，使最大剪应力达到混凝土的主拉应力，考虑剪切强度安全系数 K_c ，则 $\sigma_{z1} = \frac{Q}{0.875b_0 h_{0x}} = \frac{R_l}{K_c}$ ，

即 $K_c Q \leq 0.875b_0 h_{0x} R_l$ 。

本标准将上述的安全系数法公式在相等可靠度情况下代换为分项系数法公式。

极限状态分项系数法时作用力设计值相对标准值增加 1.35 倍，则有 $\frac{1.35Q_c}{0.875b_0 h_{0x}} \leq \frac{1.35R_l}{K_c}$ ，设 x 为调整系数，相等可靠度则要求

$\frac{1.35R_l}{K_c} = x f_t$ ，可得 $x = \frac{1.3R_l}{f_t K_c}$ ，将混凝土强度等级取 C20 时，

$f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$ ，原 $K_c = 2.2$ ， $R_l = 1.3 \text{ N/mm}^2$ ，

$x = \frac{1.35 \times 1.3}{2.2 \times 1.1} = 0.7252$ ，则极限状态的分项系数法表达式为

$Q_c \leq 0.7252 \times 0.875 b_0 h_{0x} f_t = 0.635 b_0 h_{0x} f_t$ ，可取 $V = 0.6 b_0 h_0 f_t$ 。此次修订时，予以保留。

4.5 素混凝土基础底板正截面承载力计算

4.5.1 上拔和下压时须使基底压力设计值小于基底压力允许设计值 σ_0 （原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 的 σ_0 值）来保证混凝土底板的垂直正截面抗拉强度，上拔时，尚应按式 4.3.1 计算底板的水平正截面的抗拉强度。

计算表达式： $\sigma_0 = \frac{\tan \delta - \delta}{\delta} (0.55 f_t)$ ，如图 4-2 所示。

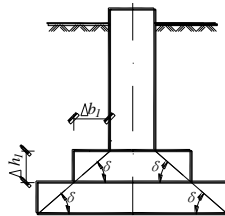


图 4-2 δ 取值

以 C20 级混凝土 $f_t = 1100$ (kPa)、底板变阶高宽比 $\tan \delta = \frac{\Delta h_1}{\Delta b_1} = 1$

计算为例： $\frac{\tan \delta - \delta}{\delta} (0.55 f_t) = \frac{1 - 0.785}{0.785} (0.55 \times 1100) = 165.3$ (kPa)，取 160kPa。

本次修订，按原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 的取值方法，补充了混凝土强度等级为 C25 时的相应高宽比下的基底容许压力设计值。

4.5.2 原《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 公式 $K_5 Q_c \leq \frac{R_t}{1.5} b_0 h_x$ ，

变换为 $Q_c = \frac{R_t}{1.5 K_5} b_0 h_x$ ， $K_5 = 2.7$ ， $R_t = 1.3 MN/m^2$ ；按承载力增大 1.35

倍的标准，设 x 为调整系数，则有： $1.35 Q_c = \frac{f_t}{1.5} b_0 h_x$ ；

$$Q_c = \frac{x f_t}{1.35 \times 1.5} b_0 h_x; \quad \frac{x f_t}{1.35 \times 1.5} = \frac{R_t}{1.5 \times K_s}; \quad x = \frac{1.35 \times R_t}{K_s f_c} = 0.6。 \text{ 则原安全系数法}$$

公式在相等可靠度情况下代换为分项系数法表达式，即

$$V = \frac{0.6 f_t}{1.5} b_0 h_x = 0.4 b_0 h_x f_t。$$

4.6 斜截面承载力计算

4.6.1 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第6.3节规定，斜截面承载力的计算考虑混凝土与箍筋共同作用的情况，同时考虑轴向力对斜截面承载力的影响。本公式适用于 V_{cs} 按X、Y两个方向计算结果相同的情况，当不相同，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第6.3节进行计算。

4.9 构造要求

4.9.1 本条依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第8.2.1条确定。

4.9.2 本条依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第8.3节确定。

地脚螺栓最小锚固长度需参照本条进行计算的结果，宜按可靠的工程经验选取。

现阶段各工程一般选取了35d作为地脚螺栓在钢筋混凝土主柱中的锚固长度，d为地脚螺栓的直径。电科院编制的用于本标准修订的专题报告的结论是：“地脚螺栓的锚固深度宜取35d”。

基础上的地脚螺栓为杆塔与基础唯一的连接部件，重要性高于普通钢筋，地脚螺栓锚固计算也需考虑水平力不利影响等因素。

4.9.3 本条依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第8.5.1条确定。

4.9.4 本条依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第9.3.1条确定。

4.9.5 本条依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015版）第9.3.2条确定。

4.9.8 依据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 第 8.2.1 条确定。

4.9.9 现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015 版）中的 8.3.3 条注 4 要求：螺栓锚头和焊接锚板的钢筋净间距不宜小于 $4d$ ，否则应考虑群锚效应的不利影响。

美国混凝土协会 ACI318-19 中要求，非受扭地脚螺栓最小间距为 4 倍地脚螺栓直径，当小于该间距时，可按试验确定可行性。

4.9.10 本条参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015 版）第 8.4 节确定。

4.9.11 基础的地脚螺栓露出部分应在杆塔组立完毕后浇制混凝土保护帽或采用其它防护措施。其作用是防止锈蚀及螺栓松动和人为破坏。

5 扩展基础

5.1 一般规定

5.1.1 新增条文，补充了扩展基础适用范围。根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 条文说明第 8.2.11 条，本标准 5.5.2 条文计算公式均适用于除岩石以外的地基。

扩展基础下底板宜以土代模浇筑，也可支模浇筑。

5.1.2 新增条文，补充了扩展基础设计内容。

目前，扩展基础上拔倾覆稳定计算尚无得到各方认可的理论及经验方法，在事故调查中也鲜有上拔倾覆失效的工程案例，因此本标准未对其提出要求。

5.2 上拔承载力计算

5.2.1 沿用《14 版规程》第 4.1.3 条规定的土重法适用条件。补充了风积沙地质条件下的基础底板最大设置深度，其适用埋深说明见 5.2.2 条。

5.2.2 沿用《14 版规程》4.3.1 条规定，采用安全系数法。

条文中根据电科院的试验数据补充了风积沙地基土重法计算的上拔角和临界深度取值规定；鲁先龙等（沙漠风积沙地基扩展基础抗拔现场试验研究. 水利与建筑工程学报. 2017, 15(5): 20—25.）、程永峰等（沙漠地区风积沙地基输电线路装配式基础真型实验研究. 岩土力学. 2012. 33（11）：3230—3236）以及冯衡等（风积沙地基金属装配式基础的真型试验研究. 岩土力学. 2021. 42（12）：1—7）等进行了风积沙地基扩展基础和装配式基础真型实验研究，研究中基础埋深在 0.75~1.5B 之间，同时考虑到该地基下扩展基础开挖及支护施工难度，故本次修订对该类地基基础的适用埋深暂按 1.5B 规定，当有可靠试验数据时可按试验数据取值。

粘性土、粉土及砂土的上拔角及临界深度取值近 30 年来基本没有变化，其取值依据为历史上国内进行的多次试验：

《架空输电线路设计基础规程》SDJ3-76(试行)对于第 85 条条文的修订说明中，列举如下实验结果：1959 年原华北电力设计院在亚粘土和亚砂土中进行试验，认为 H/B 可达 2.38~3.48。湖北省电

力设计院在可塑和软塑粘性土中试验，认为 H/B 可达 3.4~4.6。西北电力设计院在金属基础上拔试验中认为 H/B 可达 2.72。1972 年广东水电局设计院曾对拉线盘做了 100 多次上拔试验。试验结果表明，当 H/B 为 2.5 时试验所得的土壤上拔角为《杆塔基础计算导则》的 1.1~1.26 倍；当 H/B 为 3.5 时为《杆塔基础计算导则》的 0.9~1.0 倍。从上拔变形分析，计算埋深愈大(即 H/B 愈大)变形则相应增大。埋深为 3.5B 时的上拔极限变形是埋深为 2.5B 时极限变形的 1.45-1.70 倍。试验说明，采用 2.5B 埋深是偏于安全的。采用 3.5B 埋深不但变形严重而且不够安全。

但近年的试验结果和历史上的试验结论存在较大的差异，如 2017 年中南电力设计院有限公司进行了板柱基础的上拔承载力实验，实验结果表明：在硬塑土体中当基础深宽比较小（H=2.7m，B=3.0m）时，《14 版规程》土重法计算的抗拔承载力小于试验数据和有限元结果，但随着埋深的增大，《14 版规程》土重法计算承载力逐渐高于试验数据和有限元结果，偏于不安全。查阅欧美标准同类土质的取值，和近年来的试验数据更为契合。

本次修订未能找到历史试验数据的原始记录及试验报告，无法对原标准取值依据进行分析，考虑到该结论已在工程中应用多年，且近年的试验数据样本较少，故在本次修订中未对上拔角及有效埋深进行修订。但建议扩展基础埋深大于底板宽度时，可适当修正上拔角。

矩形底板 V_t 计算可采用经典的棱柱体体积计算公式 $V = (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 S_2}) * \frac{H}{3}$ 。

5.2.3 保留了《14 版规程》4.3.2 条文。当 $L / (D + 2h_t \tan \alpha)$ 为 0.6 时，土重法圆形底板相邻上拔基础影响系数 K_v 修改为 0.2。

5.2.4 补充了重力式基础上拔稳定计算公式。

5.3 下压承载力计算

5.3.1 本条源自《14 版规程》第 5.1.1 条，压力修改为荷载标准值，取消了地基承载力调整系数。

5.3.2 本条源自《14 版规程》第 5.1.2 条，压力修改为荷载标准值，取消了地基承载力调整系数。参照《地基规范》，补充了单向偏心作用时下压力计算公式。

本次修订，对比分析了《14版规程》、美国标准、国内公路桥涵行业标准以及相关论文关于双向偏心荷载作用的计算方法，国内公路桥涵行业标准、相关论文研究文件和美国标准计算结果基本一致，《14版规程》较上述标准偏小3~7%。虽然有一定差值，但对工程设计影响不大，因此仍然采用《14版规程》条文。

式 5.3.2-5 和 5.3.2-8 均要求 $P_{\min} \leq 0$ 时底板脱离土体的面积小于 25%。现行行业标准《风电场机组地基基础设计规定》FD003-2007 和现行行业标准《高耸结构设计标准》GB 50135-2019 均要求基础脱离基底面积不大于全部面积的 1/4，和本条规定要求基本相当。

5.3.3~5.3.7 保留了《14版规程》条文 5.2.1~5.2.5。

5.4 倾覆稳定计算

5.4.1 本标准对《14版规程》第 6.2 和 6.3 节整体基础的倾覆稳定计算公式进行修正，具体可参考《窄基铁塔倾覆稳定计算方法的探讨》（王开明，电力建设，2010 年第四期）和《独立浅基础倾覆稳定计算方法研究》（陈小红，武汉电力职业技术学院学报，2015 年 12 月第 13 卷第 4 期）等文章。计算方法纳入本标准附录 G。

5.4.2 保留了《14版规程》第 6.4 节条文。

扩展基础进行下压倾覆稳定计算应考虑基础侧向土抗力的影响，可将多个台阶折算为一个台阶按附录 G 计算方法计算。

5.5 主柱和底板计算

5.5.1 本次修订，扩展基础构件承载力计算的抗力项纳入第 4 章，本节计算的作用力应满足第 4 章相应的规定要求。

5.5.2 保留了《14版规程》第 7.3.1 条。

原规定是参考现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 第 8.2.11 条，台阶宽高比不大于 2.5 和偏心距不大于基础宽度的 1/6 时基地反力呈直线型分布，从而得出正截面承载力计算公式。

近年，中国电建集团江西省电力设计院有限公司、国网四川省电力公司和同济大学等单位进行了一些宽高比大于 2.5 的相关试验和理论研究。结果表明，台阶宽高比大于 2.5 时，地基反力分布发

生变化，不再是简单的直线型分布，存在抛物线、漏斗、马鞍形等情况。研究结论还建议在扩展基础下压承载力和地基反力计算时，根据宽高比不同考虑 1.1~1.2 的增大系数。具体工程设计中，设计人员可根据塔位地质参数、基础作用力等因素参照执行。

当偏心距大于基础宽度的 1/6 时，正截面承载力计算公式建议参考现行行业标准《风电场机组地基基础设计规定》FD003-2007 等规定。

5.5.3 保留了《14 版规程》第 7.3.3 条钢筋混凝土基础下压荷载作用下地基土净反力设计值计算公式。

5.5.4 保留了《14 版规程》第 7.3.4 条钢筋混凝土底板剪力设计值计算公式。

5.5.5 保留了《14 版规程》第 7.4.1 条素混凝土底板基底压力设计值计算公式。

5.5.6 保留了《14 版规程》第 7.4.2 条素混凝土底板剪力设计值计算公式。

5.6 构造规定

5.6.1 台阶基础底板在满足混凝土正截面承载力要求时，配置构造钢筋有利于底板裂缝的控制。

5.6.2 保留了《14 版规程》第 3.0.9 条。

6 掏挖基础

6.1 一般规定

6.1.1 掏挖基础作为输电线路行业较为成熟、应用时间较长的基础型式，经过了大量的工程检验，证明是一种合理的原状土基础型式。目前，掏挖基础已大量应用于黏性土、粉土、非松散的砂土、碎石土及全风化、强风化岩等可掏挖成型、且地下水不影响基坑开挖的地基。参考国内外相关标准体例，本次修订将掏挖基础作为单独的基础型式列为一个章节，对其进行规定。

从目前搜集的输电线路行业中美欧三套规范标准来看，各国对原状土基础上拔计算的适用范围均给出了明确的规定，如下表6-1所示。中国规程规范剪切法、欧洲标准和美国标准均明确规定了基础埋深限值，美国标准上限值最大，但采用截锥模型（类似土重法）时则范围较小，而中国扩底桩算法由于参照桩基础进行设计，故只规定了最小埋深。上述原状土基础适用范围与其破坏模式密切相关，在工程实践中，一般掏挖基础的假定类似于短桩，扩底桩算法则适用于长桩，但目前由于长、短桩的界限在理论上并不明确，故其适用范围所对应的破坏模式也存在一定的差异。

表6-1 国内外输电线路行业原状土基础适用范围

		适用范围
中国	剪切法	非松散砂类土： $h_i/D \leq 4$ ；黏性土 $h_i/D \leq 3.5$
	扩底桩算法	直径不小于0.8m，深度不小于5m
美国		直径0.6m~3m，埋深3m~23m，如需人工掏挖时建议最小直径应为0.8m，其中，采用截锥模型（Truncated cone model）的适用范围为 $h_i/d < 6$
欧洲		埋深介于1.8m~7.0m；直径介于0.7m~1.5m；底板宽度介于1.2m~2.1m；埋深与宽度之比 $1.4 \leq h_i/D \leq 4$

国内外相关规程规范、文献及行业经验对于深浅基础的相关论述如下：

1 《全国民用建筑工程设计技术措施(地基与基础)2009》中指出，人工挖孔桩的桩长不宜大于30m。桩长少于6m及 L/D (桩长/扩底直径) ≤ 3 时按墩基础设计；

2 现行行业标准《大直径扩底灌注桩技术规程》JGJ/T 225-2010: 当扩底桩桩长小于 6.0m 时, 不宜计入桩侧阻力;

3 现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB / T 50083-2014 第 2.3.11 条: 深基础指埋置深度超过 5m, 或超过基底最小宽度, 在其承载力中计入地基土对基础侧壁摩阻力的基础。

4 梅耶霍夫通过考虑桩土摩擦和基底以上土的抗剪强度, 提出了深浅基础的临界深度公式如下:

$$D_{\min} = \frac{B_1}{2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} e^{\left(\frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi} \quad (6.1-1)$$

式中, B_1 为底板宽, φ 为土体内摩擦角, 由此可得梅耶霍夫深基础临界深度如下表:

表 6-2 梅耶霍夫深浅基础临界值

φ	0	10	20	30	40	45
$\frac{D_{\min}}{B_1}$	0.707	1.53	3.42	8.3	23.8	44.4

5 Das 基于室内模型试验研究软粘土中基础上拔承载力特性时, 发现当基础埋深超过一定深度后, 基础的上拔极限承载力基本保持不变。通过对这一临界深度的拟合, 建立了临界埋宽比 $(H/B)_{cr}$ 与土体不排水抗剪强度 s_u 间的经验公式 (破坏因子法), 如下式所示。

$$(H/B)_{cr} = 0.107s_u + 2.5 \leq 7 \quad (6.1-2)$$

针对不同的地质参数, 计算所得 $(H/B)_{cr}$ 如下表 6-3 所示。由于掏挖基础扩底一般为圆形, 故将基础宽度 B 转换为直径 D , 即 $B=0.886D$, 同样列于表 6-3。

表 6-3 破坏因子法深浅基础临界值

s_u	15	20	25	30	35	40
$(H/B)_{cr}$	4.105	4.64	5.175	5.71	6.245	6.78
$(H/D)_{cr}$	3.648	4.123	4.599	5.074	5.549	6.025

由于式 (6.1-2) 基于不排水抗剪强度 s_u 值, 应用上较为不便。中南院电力设计院有限公司通过数值分析和试验分析, 提出了不排水抗剪强度 s_u 值与土体 c 、 φ 值之间的函数关系式, 选取常用的基

础土体参数及深宽比，计算 s_u 范围在 20~40 之间，相应 $(H/B)_{cr}$ 范围约为 4~6， c 、 φ 值越大， $(H/B)_{cr}$ 越大。

6 目前行业内工程应用中较为普遍的做法为：原状土基础埋深小于 6m 或满足《14 版规程》附录 G 中刚性基桩条件时，按照掏挖基础考虑；反之，则按扩底桩基础考虑。

上述方法对于深浅基础的界限，主要分为三类，一是直接与埋深有关，这种分类较为粗略，适用范围较窄；二是基于侧向受力刚度的刚性短桩和柔性长桩的界限来区分轴向方向的深浅界限，由于轴向与侧向受力模式的差异，直接应用理论上存在缺陷；三是通过埋深与扩底直径或宽度的比值以及地基土体抗剪强度参数相关，理论公式较为合理，建议可以借鉴。

《14 版规程》第 4.1.2 条针对上拔承载力给出了剪切法的适用条件：基础埋深与圆形底板直径之比不大于 4 的非松散砂类土；基础埋深与圆形底板直径之比不大于 3.5 的黏性土。其深宽比临界值与国内外相关文献的临界值较为接近。考虑到工程实践经验及便于应用，可推荐继续沿用此规定，并将其扩展到掏挖基础的适用范围。

6.1.3 相对于人工掏挖基础，机械化施工具有安全性高、施工便利、施工速度快等特点，在有条件时宜优先采用机械化施工。目前受限于行业内机械化施工水平，暂不方便扩底，因此在平地、丘陵等具备机械化施工条件的地区，宜优先采用直柱开挖型式。

6.2 上拔承载力计算

6.2.1 基础上拔极限承载力的研究始于 20 世纪 60 年代，Balla(1961)、Morsn H(1964)、Matsuo(1967)、Meyerhof 和 Adams(1968)、C.V. Stas 和 F.H. Kulhawy(1984)、李正民(1981)、刘祖德(1995)、王学明(2007)、鲁先龙(2010) 和曾二贤(2011) 等人先后通过理论研究、模型试验和现场试验等分析基础抗拔承载性能，并基于抗拔土体破裂面形态的不同假设，采用半经验法、滑移线法、极限平衡法等提出基础极限上拔承载力的计算理论。

《14 版规程》结合中南电力设计院有限公司、中国电力科学研究院多年针对掏挖类原状土基础抗拔试验及科技项目研究成果，对原行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2005 规

定中“剪切法”计算方法及参数进行了修正。针对原状土基础“剪切法”上拔计算方法进行的主要修订内容如下：

1) 基础极限抗拔承载力由基础混凝土自重、抗拔土体圆弧滑动面内抗拔土体重量及滑动面上剪切阻力的垂直分量 3 部分组成。原行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2005 中基础极限抗拔承载力由基础混凝土自重及滑动面上剪切阻力的垂直分量 2 部分组成。

2) 抗拔土体圆弧滑动面形态参数 n 取值进行了调整。DL/T 5219-2005 中规定“对砂土取 $n=2$ ，粘性土取 $n=3\sim 4$ 、粉土取 $n=1.5$ ”。

3) “剪切法”承载力计算仍引入了 A_1 和 A_2 无因次系数，该参数是基于基础极限抗拔承载力组成、抗拔土体圆弧滑动面形态参数新修正而得到，因此取值与原行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2005 中 A_1 和 A_2 不同。

4) 将基础极限抗拔承载力中抗拔土体圆弧滑动面内抗拔土体重量及滑动面上剪切阻力的垂直分量之和除以系数 2.0，再加上基础自重，并以此作为基础抗拔承载力设计值 R_T ，即为：

$$R_T = \begin{cases} \frac{T_v + G_s}{2.0} + G_f & h_t \leq h_c \\ \frac{T_v + G_s + \gamma_s \Delta V}{2.0} + G_f & h_t > h_c \end{cases} \quad (4.2-10)$$

这是根据原状土基础抗拔无量纲化荷载-位移曲线确定的，基于此设计方法得到的基础承载力处于荷载位移曲线的弹性阶段。

《14 版规程》采用分项系数表达式： $\gamma_f T_E \leq \gamma_E \gamma_\theta R_T$ 。本次按照安全系数法对表达式进行了修订，采用抗拔极限承载力标准值

R_{Tk} 表达，原设计值 R_T 中的分母 2.0 合并到安全系数 K_1 中，与其他基础形式的设计表达式统一， K_1 、 K_2 取值见本标准 3.1.7 条规定。

关于剪切法破坏模式界限深度 h_c ，主要与抗拔土体的破坏性状有关，即整体剪切破坏与局部剪切过渡段的界限值，原行业标准《送电线路基础设计技术规定》SDGJ 62-1984 在编制时，通过大量的试验分析，提出了 h_c 的取值范围。

部分低电压等级的线路，会出现水平力 H_E 与上拔力 T_E 的比值小于 0.15 的情况，故本次修订补充了相应的水平力影响系数 γ_E 取值。

6.2.2 本条维持《14 版规程》条文。

6.2.3 本条维持《14 版规程》条文。根据原行业标准《送电线路基础设计技术规定》SDGJ 62-1984 条文 2.2.2， h_i/D 较大且埋于较软原状抗拔土体中的板状基础，考虑到可能由于底板周围土体出现“局部剪切”而失去稳定或出现较大的上拔位移而影响上部结构的正常工作，对软弱的粘性抗拔土体又规定了本条的验算条件。该公式的 $8D^2c$ 项的原型为 $\pi^2D^2c \approx 10D^2c$ （华东电力设计院《小锚板及扩底短柱抗拔试验报告》）。考虑基础型式扩展角对土体极限抗拔力的影响，取 $10D^2c$ 乘以 0.8 的降低系数则为 $8D^2c$ 。

6.2.4 本条维持《14 版规程》条文。

6.2.5 根据原行业标准《送电线路基础设计技术规定》SDGJ 62-1984“一般黏性土按不排水三轴剪”的取值原则，取与黏聚力有密切关系的塑性指数和孔隙比分档编制成附录 B 表 B.0.1。本次修订增加了碎石土的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 取值，见本标准附录 B 表 B.0.1-4。

6.3 下压承载力计算

6.3.1 本标准 6.1.1 条对掏挖基础的适用范围进行了规定，即近似按照浅基础进行计算，故其下压承载力应按照本标准第 5 章的规定。欧洲标准 EN 50341-2012 附录 M 规定，对于掏挖基础的受压情况，应验算可假定成均匀分布的基础底面土的压力不超过设计土抗力，基础自身及其上方土体的永久重力荷载在土压力的计算时可忽略不计。考虑到掏挖基础为原状土基础，按照扩展基础计算下压时，侧向土体的侧阻及侧抗对基底应力的有利作用，参考欧洲标准 EN 50341-2012 相关规定，结合工程经验，本条文对基础偏心荷载作用下的 P_{\max} 值计算不做要求，对于基础埋深较浅、地基条件较差、水平荷载较大的情况，可在考虑侧向土贡献的基础上对 P_{\max} 进行验算。由于掏挖基础近似按浅基础进行计算，理论上应在荷载项中考虑基础自重和基础底板以上的土体自重，但考虑到掏挖基础为非大开挖

基础，且底部扩底尺寸相对埋深较小，故在进行下压计算时，可仅考虑基础自重。

6.4 基础立柱计算

6.4.1 掏挖基础弹性基柱超出刚性基柱条件时，按桩基础弹性桩计算方法计算。弹性基柱和刚性基柱的划分统一采用“m”法。

本次修订对 h 值增加了“ $h < 10\text{m}$ 取 10m ”限制。

6.5 构造要求

6.5.1 参照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 6.6.5 条“人工挖孔桩的孔径（不含护壁）不得小于 0.8m ”，结合施工经验，规定人工掏挖的立柱截面直径不宜小于 0.8m 。对于机械掏挖的立柱，截面直径应由机械钻机设备钻头规格确定。

6.5.2 基底展开角较大时，扩底部分容易发生垮塌，难以掏挖成形，结合施工经验，本条规定基底开挖的相关尺寸要求。

7 岩石嵌固基础

7.1 一般规定

7.1.1 岩石风化程度划分按照现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021。全风化岩石由于岩石很破碎，不适于采用岩石基础，可采用掏挖基础。

7.2 上拔承载力计算

7.2.1 本条文给出了岩石嵌固基础上拔承载力计算的简化模型。上拔荷载作用下，输电线路杆塔岩石嵌固基础的实际破坏面呈喇叭形的曲面，如下图所示。为计算简化，设计中通常假定这一曲面是中心轴对称而形成的旋转面，沿曲面的剪切应力 τ 处处相等。此时，岩石基础抗拔承载力 T_u 由曲面上应力 τ 形成剪切力的垂直方向分力、旋转面内岩体重量和基础重量3部分组成。简化计算模型将实际曲面破裂面假设为直线型旋转曲，直线型母线与竖直方向夹角为 θ ，形成倒锥体整体剪切破坏， θ 通常取 45° 。

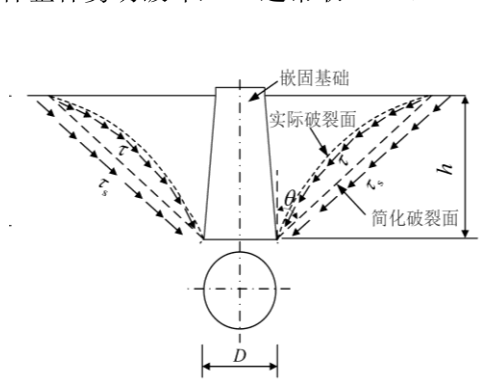


图 7-1 岩石嵌固基础滑动面模型

7.2.2 岩石基础的设计，在使用阶段有足够的强度储备，要求在运行中不出现裂缝，上拔变形也应控制在某个范围内。为简化计算避免出现过多种类的不安全因素，故在取用折算岩石抗剪强度时，将裂缝和变形综合加以考虑。

本次修订对 τ_s 的取值进行了调整。《14版规程》对岩石锚杆单锚基础、群锚基础和岩石嵌固基础的岩体抗剪承载力计算分别给出了图 8.3.4 所示的简化计算模型，即将实际曲面破裂面假设为直线型旋转曲，直线型母线与竖直方向夹角为 θ ，形成倒锥体整体剪切破坏， θ 通常取 45° 。同时，在抗拔极限承载力组成中忽略倒锥体内岩体重量，采用提高岩体抗剪强度予以补偿，并将此岩体抗剪强度称为岩石等代极限剪切强度，记为 τ_s ，见表 7-1。

表 7-1 《14 版规程》规定的 τ_s 取值

风化程度 岩石类别	强风化	中等风化	未风化或微风化
硬质岩石	17~30	30~80	80~150
软质岩石	10~20	20~40	40~80

但是输电线路实际工程设计中，往往缺乏必要的现场试验结果，通常一般根据岩体条件和工程设计经验，按照《14版规程》取值，规范取值变化范围较大。但是岩体等代极限剪切强度 τ_s 是电力行业的杆塔基础设计地基参数，无法通过常规地质勘察获取该设计参数，一般需要根据试验结果反算得到。

中国电力科学研究院先后在广东深圳、浙江舟山、宁夏银川、甘肃白银（2个场地）等5个场地开展现场试验。试验基础共计10个，设计为坛子型嵌固基础。其中广东深圳、浙江舟山、宁夏灵武3个场地各2个试验基础，甘肃A场地1个试验基础，B场地3个试验基础。各试验基础的主要尺寸如下表所示。

表 7-2 基础尺寸及试验结果

试验场地及基础 编号			基础尺寸		荷载 T_u (kN)	位移 s_u (mm)	τ_s (kPa)
序号	地点	编号	h (m)	D (m)			
1	广东深圳	1/1	0.50	1.40	140	1.00	44.3
		1/2	1.00	1.40	320	2.24	40.1
2	浙江舟山	2/1	0.50	1.00	280	0.74	116.0
		2/2	1.00	1.10	320	3.02	46.3
3		3/1	0.50	1.00	540	13.39	226.3

试验场地及基础 编号			基础尺寸		荷载 T_u (kN)	位移 s_u (mm)	τ_s (kPa)
序号	地点	编号	h (m)	D (m)			
	宁夏 灵武	3/2	1.00	1.10	700	24.63	103.9
4	甘肃 白银	4/A1	3.80	1.88	>4200	>3.00	>60.3
		4/B1	4.40	2.00	>4200	>3.00	>46.1
		4/B2	4.10	1.95	>3900	>0.60	>48.5
		4/B3	3.40	1.60	>5000	>3.76	>91.7

通过整理所有试验基础的抗拔荷载—位移曲线，反算得到岩石等代极限剪切强度 τ_s 值对部分 τ_s 取值进行了归纳，如下表所示。

表 7-3 部分现场破坏性试验得到的 τ_s 值

序号	试验地点	岩体特性	τ_s 极限 值(kPa)	τ_s 特征 值(kPa)	破坏状态
1	甘肃 白银	强风化~中等 风化， 较软岩	>64	>32	试验装置达 到极限能力
2	北京 房山	强风化~中等 风化， 坚硬岩	>93	>47	锚筋拉断破 坏
3	浙江 玉环	强风化，坚硬 岩	82	41	岩体剪切破 坏
4	宁夏 灵武	强风化，较坚 硬岩	80	40	岩体剪切破 坏
5	浙江 舟山	强风化，较坚 硬岩	80	40	岩体剪切破 坏
6	广东 深圳	强风化，极软 岩	40	20	岩体剪切破 坏

当无试验条件或试验数据时，可根据岩体抗剪强度与岩石强度之间的对应关系，综合考虑《14 版规程》规定的 τ_s 取值，并进一步与现行岩土工程勘察规范岩石坚硬程度类型划分一致，建议输电线路岩体等代极限剪切强度标准值推荐值如下表所示，其中表中岩体等代极限剪切强度一般按照 0.3%~0.5%岩石极限抗压强度进行考虑。

表 7-4 输电线路岩体等代极限剪切强度 τ_s 标准值 (推荐)

岩石类型	极软岩	软岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
标准值推荐 (kPa)	15~25	25~45	45~75	75~90	90~150
注: 岩石坚硬程度按饱和单轴极限抗压强度标准值 f_{rk} (MPa)划分。					

岩石嵌固基础自重较大, 如不计入自重则不合理, 因此在上拔承载力计算时, 除考虑均匀分布于倒截圆锥体表面的等代极限剪切应力 τ_s 的垂直分量之和外, 还计入自重 G_f 。在工程实际应用中, 是比较合理和安全的。

7.3 下压承载力计算

7.3.1 岩石嵌固基础型式与掏挖基础较为类似, 参照 6.3.1 条, 下压承载力应按轴心荷载作用进行验算。

7.4 基础立柱计算

7.4.1~7.4.2 岩石嵌固基础立柱构件承载力计算应区分嵌岩部分和非嵌岩部分。

嵌岩部分, 考虑周边岩石的约束能力较强, 难以发生压曲变形情况, 故仅验算轴心受拉情况下的构件承载力。

非嵌岩部分, 如覆盖层中的基础立柱等, 其构件承载力应按照国家常规构件进行正截面和斜截面承载力的计算。存在地脚螺栓偏心等情况时, 建议考虑偏心产生的弯矩影响。

7.5 其他要求

7.5.1 岩石嵌固基础的防风化保护层, 对岩石嵌固基础的长期运行, 是一个重要的构造措施。在浇制防风化保护层前, 一定要将保护范围内的杂物、泥土清除干净, 还应注意排水, 避免岩石基础地表积水。

如需进行防风化处理, 其防护范围见参考图 7.5.1。

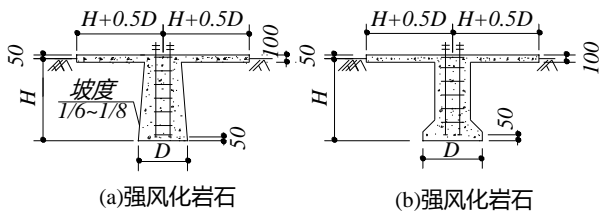


图 7.5.1 岩石防风化示意图

8 岩石锚杆基础

8.1 一般规定

8.1.1 参考现行行业标准《架空输电线路锚杆基础设计规程》DLT 5544-2018（以下简称《锚杆规程》）第 3.2.2 条，岩石锚杆基础适用于岩体基本质量等级为 I ~ IV 级的岩石地基。岩体基本质量等级的划分可按下表划分。

表 8-1 岩体基本质量等级划分

完整程度 坚硬程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
坚硬岩	I	II	III	IV	V
较硬岩	II	III	IV	IV	V
较软岩	III	IV	IV	V	V
软岩	IV	IV	V	V	V
极软岩	V	V	V	V	V

注：1. 基本质量等级为 V 级的岩体采用岩石锚杆基础时，应有充分的试验依据。

2. 岩石坚硬程度、岩体完整程度、岩体基本质量等级、岩石风化程度划分的具体要求，可参考《锚杆规程》附录 A。

8.2 作用效应计算

8.2.1 当水平力产生的弯矩较大时，可能造成 T_{ik} 计算拉力小于 0，即承台底面一侧受压，相应锚杆退出工作，此时应考虑对受拉侧锚杆 T_{ik} 的不利影响。

8.2.2 基顶的水平力，在岩石锚杆基础的计算中可不考虑。《14 版规程》8.2.5 条，直锚式群锚桩和嵌固式群锚桩可忽略水平力的作用，其条文说明也指出直锚式岩石基础用于岩质较好的地方，因岩石抗压强度较高，所以也有较大水平抗力。承台式锚杆基础尽管岩质较差，但承台尺寸较大，主要由承台与侧面岩土层接触平衡水平力，有试验数据表明，在承台有效嵌岩时，水平力对于承台式锚杆基础的锚杆抗拔承载力几乎没有影响，设计时也可采用基础立柱斜柱式或偏心减少水平力对锚杆群产生的弯矩。

8.3 基础承载力计算

8.3.1 对比国内外相关锚杆标准采用的安全系数，基本都在 $2.0\sim 3.0$ 之间，见表 8-2，故输电线路锚杆基础的总体抗拔安全系数不宜小于 2.0，且锚杆基础对于岩土条件较为敏感，外部环境以及施工工艺条件等对于承载力的影响较大，承载力的离散性比灌注桩基础更大，所以其安全系数应不小于灌注桩基础，综合《14版规程》中灌注桩基础的安全度水平，锚杆基础的抗拔安全系数取值推荐为：悬垂型杆塔 2.0，耐张塔安全系数不低于桩基础，取《14版规程》中规定的 2.5，悬垂转角塔参考国内多本锚杆标准，取 2.2，既保证安全性，也具有一定的安全梯度。

表 8-2 国内外相关锚杆标准采用的锚杆抗拔安全系数

地区	标准名称	最小安全系数	
		临时锚杆	永久锚杆
中国	岩土锚杆（索）技术规程 CECS 22:2005	1.4、 1.6、 1.8	2.0、 2.0、 2.2
	锚杆喷射混凝土支护技术规范 GB50086-2001	1.4、 1.6、 1.8	1.8、 2.0、 2.2
	岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范 GB50086-2015	1.5、 1.6、 1.8	2.0、 2.0、 2.2
瑞士	地层锚杆 SN533-191	1.3、 1.5、 1.8	1.6、 1.8、 2.0
英国	岩土锚杆实践规范 BS 8081:1989	2.0	$2.5\sim 3.0$
	岩土锚杆实践规范 BS 8081:2015	$2.5\sim 4.0$	$2.5\sim 4.0$
美国	预应力岩土锚杆的建议 PTI-1996	-	2.0
国际预应力混凝土协会	预应力灌浆锚杆设计施工规范 FIP	-	2.0
日本	地层锚杆设计施工规程 CJG 4101-2000	1.5	2.5
	建筑地基锚杆设计施工指南与解说 2001	1.5、 2.0	3.0

8.3.2 根据《地基规范》第 8.6.3 条：对于设计等级为甲级的建筑物，单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 应通过现场试验确定；对于其他建筑物应符合下式规定： $R_t \leq 0.8\pi d_l f$ ；第 8.5.6 条第 1 款：单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静荷载试验确定；第 8.5.6 条第 4 款：初步设计时单桩竖向承载力特征值可按下式进行估算： $R_a = q_{pa} A_p + u_p \sum q_{sia} l_i$ 。结合《地基规范》及锚杆基础的工程实践现状，作出本条规定。

单根锚杆抗拔承载力需满足本标准第 8.3.1 条和 8.4.1 条的要求，即考虑与岩土体有关的极限承载力标准值 R_b 和 R_s ，以及与强度有关的承载力设计值，对于群锚杆和复合式锚杆基础还要同时考虑本标准第 8.3.5~8.3.9 节的要求。

8.3.3 本条规定了不应出现锚杆从岩土层中抽出破坏。

锚杆在地层内的计算锚固长度 l_b ，是指如图 8.3.4 的 h 或 h_0 ，如果设置了自由段，应扣除自由段长度。取值不小于构造计算长度，是指满足 8.5.3 和 8.5.8 条。

锚杆与岩石间粘结强度计算应考虑下列因素：

- (1) 岩石的坚硬程度；
- (2) 锚固剂（砂浆或混凝土）标号；
- (3) 孔壁干净程度与施工捣实情况。

由于新技术和新材料大量引进，锚杆锚固剂目前有很多外加剂（可增加粘结力、产生微膨胀等），如设计提高参数 τ_b 取值，应根据现场试验确定取值。

相关标准中岩层 τ_b 定义与取值范围见表 8-3。

表 8-3 相关标准中岩层中 τ_b 定义与取值范围

序号	规范名称	各规范中 τ_b 定义	τ_b 取值 (kPa)				
			-	软岩	-	较硬岩	坚硬岩
1	锚杆喷射混凝土支护技术规范 GB 50086-2001	标准值	-	软岩	-	较硬岩	坚硬岩
			-	300~1000	-	1000~1500	1500~3000
2	岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范 GB 50086-2015	标准值	极软岩	软岩	-	较硬岩	坚硬岩
			600~1000	600~1200	-	1000~1500	1500~2500
3	建筑地基基础设计规范 GB 50007-2011	标准值=规范的特征值 $\times 2$	-	软岩	较软岩	较硬岩	-
			-	400	400~800	800~1200	-
4	日本, 地层锚杆设计施工规程 JSF : D1-88	标准值	-	软岩	-	-	坚硬岩
			-	600~1500	-	-	1500~2500
5	建筑边坡工程技术规范 GB50330-2013	标准值 (M30 水泥砂浆)	极软岩	软岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
			270~360	360~760	760~1200	1200~1800	1800~2600
6	岩土锚杆(索)技术规程 CECS 22: 2005	标准值 (推荐) (M30 水泥砂)	极软岩	软岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
			200~300	300~800	800~1200	1200~1600	1600~3000

		浆)					
7	美国, 岩层与土体预应力锚杆的建议 1996	平均 极 限 值 (标 准 值)	极软 岩	软 岩	较软岩	较硬岩	坚硬岩
			150~2 50	200~8 00	800~170 0	1400~27 00	1700~31 00
本标准采用的值 (推荐)			150~2 50	250~6 00	600~900	900~150 0	1500~25 00

τ_b 主要依岩层坚硬程度而变化, 且各规范数值及变化幅度都较大。但国外大量的试验研究结果也表明, 细石混凝土和岩石地基间粘结强度一般为岩石单轴抗压强度 (Uniaxial Compressive Strength, UCS) 的 10% 左右。因此, 建议细石混凝土和岩石地基间粘结强度按岩石坚硬程度划分, 即按照饱和单轴抗压强度标准值 f_{tk} (MPa) 划分, τ_b 推荐参数取值如下表:

表 8-4 输电线路岩石锚杆基础细石混凝土和岩石地基间粘结强度标准值 τ_b (推荐)

岩石类型	极软岩 ($f_{tk} \leq 5$)	软岩 ($5 < f_{tk} \leq 15$)	较软岩 ($15 < f_{tk} \leq 30$)	较硬岩 ($30 < f_{tk} \leq 60$)	坚硬岩 ($f_{tk} > 60$)
τ_b 值 (kPa)	150~250	250~600	600~900	900~1500	1500~2500

大量试验资料表明, 锚杆受力时, 沿锚固段全长的粘结应力分布是很不均匀的, 特别是当采用较长的锚固段时, 锚杆受荷初期, 粘结应力峰值出现在临近自由段锚固段前端, 而锚固段下端的相当长度上则不出现粘结应力。随着荷载增大, 粘结应力峰值向锚固段根部转移, 但其前方的粘结应力则显著下降, 当荷载进一步增大, 粘结应力峰值传递到接近锚固段根部, 则锚固段前部较长的范围内, 粘结应力值进一步下降, 甚至趋近于零。由此可见有效发挥锚固作用的粘结应力的分布长度是有一定限度的, 也就是说平均粘结应力随着锚固段长度的增加而减小。本标准参考现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 和现行行业标准《岩土锚杆(索)技术规程》CECS 22:2005 引入影响系数 ψ 来考虑锚固长度对粘结强度的影响。目前, 影响系数 ψ 需经试验确定,

当无试验资料时， ψ 值建议暂按正文表 8.3.3-2 取用，该表是综合国内外一些工程锚杆粘结强度（表面摩阻力）的实测结果得出的。

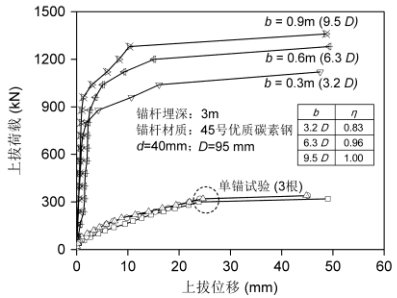
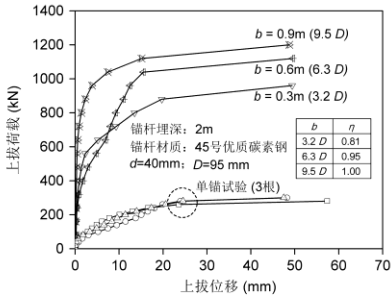
表 8-5 相关标准中锚固段长度对粘结强度的影响系数 ψ

GB50086-2015					
	岩层				
锚固长度(m)	9~12	6~9	6	3~6	2~3
ψ	0.8~0.6	1~0.8	1.0	1.0~1.3	1.3~1.6
CECS 22:2005					
	软岩或极软岩				
锚固长度(m)	9~12	6~9	6	4~6	2~4
ψ	0.8~0.6	1~0.8	1.0	1.0~1.3	1.3~1.6

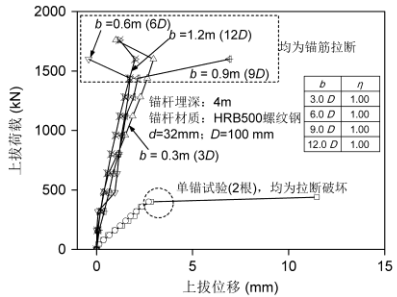
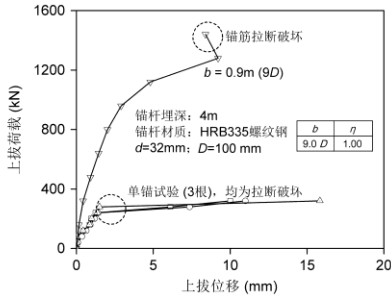
8.3.4 规定了单锚发生岩体剪切破坏的承载力计算，与岩石嵌固基础类似，是基于如图 8.3.4 中虚线所示倒锥体为假想破裂面，认为均匀分布于倒圆锥体表面的等代极限剪切应力 τ_s 的垂直分量之和来抵抗上拔力。

8.3.5 群锚效应与锚固体间距、直径、长度及地层性状等因素有关。群锚效应系数的推荐值来源于试验数据，典型岩石锚杆基础群锚基础试验及其群锚效应分别如图 8-1 所示，试验数据整理见表 8-6。

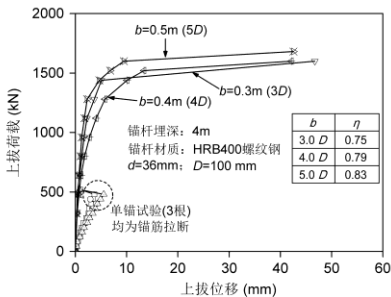
从典型岩石锚杆基础群锚基础试验及其群锚效应试验结果看，岩石锚杆群锚效应系数与岩石地基单锚基础承载性能密切相关。当单锚承载性能较好时，增加锚杆间距对群锚基础承载性能的提高效果是有限的。本标准参考中国电力工程顾问集团公司《输电线路锚杆基础设计导则》Q/ DG2-T05-20136.3.5.1 条提出基本方法，参数 ξ 建议由试验确定，目前并无准确的相关性研究成果，以后如有研究进展可以修编完善。



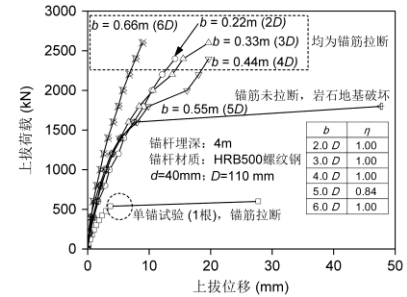
(a) 强~中风化凝灰岩



(b) 强风化凝灰岩



(c) 强~中风化千枚岩



(d) 强~中风化砾质砂岩

图 8-1 群锚试验数据

表 8-6 试验中 η (即 ξ) 的统计值

序号	地点	地质情况	基础型式	埋深	孔间距/桩径	$\xi = \frac{T_{\text{群锚}}}{nT_{\text{单锚}}}$	数据来源
1	华北地区	中风化花岗岩	直锚	50d	2.67	>0.92	资料 1
2	辽宁丹东	全风化、强风化花岗岩	直锚	50d/66d	3.2	>0.94/ 0.89	资料 2 (第 2.5 节)
3	广东清远	微风化灰岩	直锚	83d	2.2	0.81	资料 2 (第 2.7 节)
4	辽宁抚顺	强风化花岗岩	直锚	58d	4	0.80	资料 2 (第 2.9 节)
注：资料 1 为《华北地区输电线路岩石锚杆基础试验研究》； 资料 2 为《灵州~绍兴±800kV 特高压直流输电线路岩石锚杆基础应用情况汇报》。							

《锚杆规程》在修订时，根据审定的专题研究报告《输电线路锚杆基础的设计基本参数研究》，岩石条件和锚筋是群锚效应的 2 个重要影响因素，而锚杆间距并不是特别敏感的影响因素。采用锚杆群锚基础锚孔间距为 3~4 倍锚孔直径时，群锚效应可取 0.80~0.85。

8.3.6 锚杆布置较密，地层中受力区的重叠会引起应力叠加和锚杆位移，从而使锚杆极限抗拔力不能有效发挥，即为“群锚效应”，锚杆极限抗拔力会因群锚效应而减小。国内外研究表明，群锚基础单锚基础中心距越大，群锚基础单锚之间的相互影响越小。

《14 版规程》指出，由多根锚杆组成的岩石群锚基础，在微风化岩石中，锚杆间距 b 不大于锚孔直径的 4 倍时和在中等风化至强

风化岩石中，间距不大于桩径的6倍~8倍时，应进行群锚基础整体岩石抗剪承载力设计计算。

8.3.7 虽然复合式锚杆基础的下部锚杆不仅可以提供竖向抗拔承载力，还对基础抵抗水平力产生的弯矩具有一定的抵抗作用，但是为了简化计算，建议只考虑下部锚杆对于基础竖向抗拔能力的贡献，且假定锚杆群受力均匀。

8.3.8 公式中 k_1 、 k_2 应由试验确定，根据中国电力科学研究院在黑龙江、辽宁、江西和安徽等8个试验场地进行的复合式掏挖锚杆基础试验结果， k_1 一般在0.70~0.95， k_2 一般在0.8~1.0，目前尚无更丰富的相关性研究成果，以后如有研究进展可以修编完善。部分试验数据见下表。

表 8-7 部分掏挖锚杆复合型基础试验中 k_1 和 k_2 的统计值

序号	基础编号	现场试验值/kN			极限强度发挥度取值	
		掏挖基础	锚杆基础	复合基础	k_1	k_2
1	HLJ	1200	1400	2250	0.7	1.0
2	LN	1000	1200	1800	0.8	0.8
3	YJS-1#	2700	1000	3000	0.8	0.9
4	YJS-2#	3000	1100	3900	0.9	1.0
5	YJS-3#	4500	1200	5100	0.8	1.0
6	ZL-1#	2400	850	3000	0.9	1.0
7	ZL-2#	2100	800	2700	0.9	1.0
8	ZL-3#	1500	900	2100	0.8	1.0
9	AH-2#	1300	1050	2100	0.8	1.0
10	AH-3#	1250	1750	2700	0.8	0.95
11	SZ-1#	780	3200	3950	0.95	1.0
12	SZ-2#	1550	3200	4700	0.95	1.0

上部基础抗拔承载力特征值 R_1 ，可按本标准对应基础型式的承载力确定。

8.3.9 一般情况下，岩石地基承载力较高，压缩模量较大。在满足承台嵌岩条件时，考虑岩石对承台的嵌固作用以及覆盖层原状土体对承台的侧抗力， P_{max} 值通常很小。另一方面，常规杆塔水平力相对竖向作用力较小，对于水平力作用明显，基底弯矩较大的情况宜采取预设偏心等手段，减小水平力的影响。

水平弯矩较大，岩石条件较差的塔位，应做专门分析。

8.4 锚杆和承台计算

8.4.1 本条规定了锚筋本身的抗拉强度。直锚式基础的锚筋就是铁塔的地脚螺栓，承台式基础的锚筋为钢筋。

8.4.2 本条说明岩石单锚锚筋与细石混凝土间抗拔黏结锚固承载力验算方法与参数取值。

1 锚筋与细石混凝土界面间的抗拔黏结锚固性能属于强度问题，本标准规定锚筋与细石混凝土界面间黏结强度取设计值。对应岩石单锚基础所患上拔力，取承载能力极限状态下荷载基本组合的效应值所对应的基础作用设计值。

2 锚筋锚固长度计算取值

黏结锚固作用在锚固体中引起的应力状态是十分复杂的。总体上看，锚筋和细石混凝土界面间黏结锚固作用的宏观效果是一种剪力，其使受力锚筋沿长度方向发生变形。反之，没有锚筋变形，就不存在黏结锚固作用。伴随着黏结锚固作用力，锚筋与细石混凝土间会发生沿界面的相对滑移，这主要缘于两者弹性模量差异而引起的变形差。试验过程中通过锚筋不同埋深处预先设置的应变片，可测试得到上拔试验荷载作用下相应锚筋截面处的应变值，进而计算得到相应截面轴力，并获得锚筋轴力沿深度的分布及其变化规律。图 8-2 给出了砾质砂岩地基直径 40mm 的 HRB500 锚筋不同长度条件下，抗拔试验加载过程中轴力分布与变化规律，图中 T_{\max} 为上拔荷载最大值， ΔT 为上拔试验荷载增量。

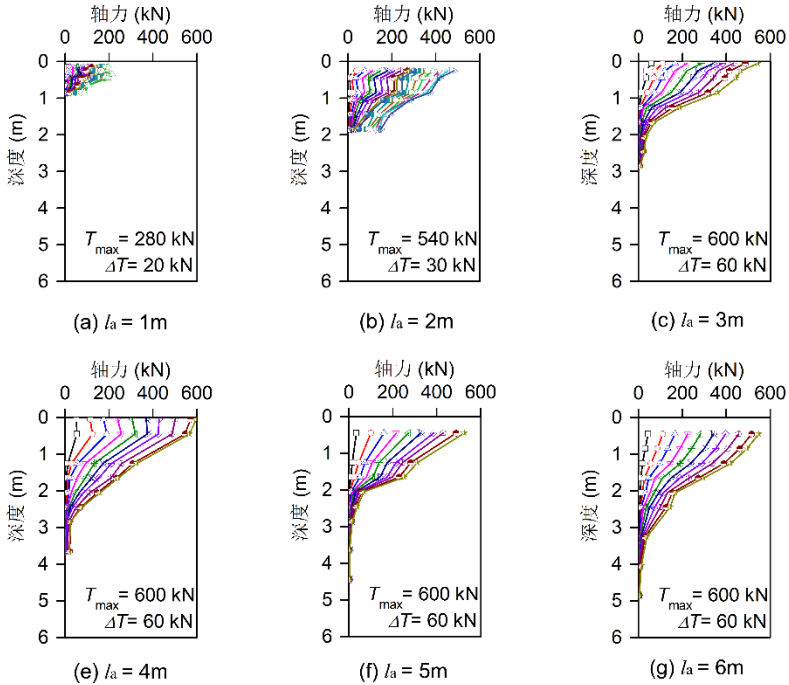


图 8-2 砾质砂岩地基 HRB500 锚筋轴力分布与变化规律

不同岩石地基条件下大量的试验结果表明，当锚筋材料为 35 号优质碳素钢、42Cr 合金结构钢、HRB400 钢筋和 HRB400 钢筋时，上拔荷载作用下锚筋轴力均不是沿锚固深度均匀分布，呈“上大下小”分布形态。当锚筋长度小于 3.0m 时，上拔荷载可有效传递至锚筋底部。即使在较小上拔荷载作用下，锚筋所受轴力也能在锚固长度范围内实现全覆盖。然而，当锚筋长度大于 3.0m 时，锚筋轴力不能实现其锚固长度范围内的全覆盖，上拔荷载仅在一定锚固长度范围内传递，主要集中在锚筋靠近地表 3.0m 左右锚固段范围。超过该有效传递范围后，锚筋所受轴力随锚固深度增加而迅速衰减。上拔荷载作用下的锚筋轴力分布规律表明：当锚筋锚固长度超过一定值后，锚筋长度增加对提高岩石单锚基础抗拔承载力的作用十分有限，甚至可忽略不计。

本条文规定锚筋在锚固剂内的计算锚固长度 l_a 是指如图 8.3.4 的 h 或 h_0 ，如果设置了自由段，应扣除自由段长度。《14 版规程》中规定了有效锚固长度，同时又规定了构造的最小长度，造成锚杆设计长度成了定值，其他多本锚杆规范均未采用此概念，本标准取消了有效锚固长度的概念，但基于锚筋长度对岩石单锚基础抗拔承载力影响的试验成果，在构造条款 8.5.8 中规定岩石锚杆的锚筋长度范围。本标准规定基本上与国内外相关标准的规定相一致。

3 锚筋和细石混凝土间黏结锚固强度取值

本标准 τ_a 取值是参考现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 给出。锚筋与细石混凝土界面的黏结锚固作用是实现上拔荷载传递的前提，而锚筋和细石混凝土界面黏结强度 (τ_a) 本质上接触面上的剪切应力，需根据相邻测点锚筋轴力反算得到。图 8-3 给出了砾质砂岩地基直径 40mm 的 HRB500 锚筋在不同长度条件下，其抗拔加载试验过程中 τ_a 沿深度分布规律。

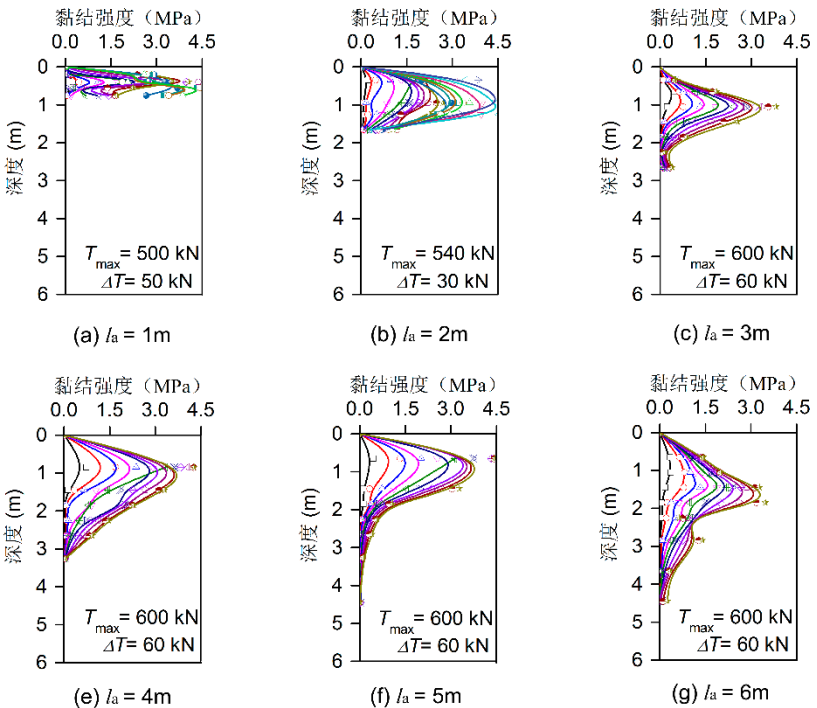


图 8-3 砾质砂岩地基 HRB500 锚筋 τ_a 沿深度分布规律

大量的试验结果表明， τ_a 沿锚筋锚固深度方向分布极不均匀，呈现出明显的分布区间短、黏结强度峰值高的特点。尽管 τ_a 峰值点的位置总体随锚筋深度增加而略呈下移趋势，但一般均位于锚固深度 1m~2m 范围内。为便于设计， τ_a 一般沿锚固深度范围取均值。

本标准参考《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 结合锚杆的试验研究成果增加和细化了不同钢筋的参数取值。《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 中规定锚杆预应力筋宜采用预应力螺纹钢筋，当锚杆极限承载力小于 200kN 且锚杆长度小于 20m 的也可以采用普通钢筋。根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015 年版），普通钢筋包括光圆钢筋 HPB300 和带肋钢筋 HRB355、HRB400、HRBF400、RRB400、HRB500、HRBF500，预应力钢筋包括钢绞线和预应力螺纹钢筋。可见规范中定义的普通钢筋与非普通钢筋主要是强度上的区别。根据国内学者的研究，多数文献中的 τ_a 试验都是针对 $\Phi 12\sim 25\text{mm}$ 的螺纹钢筋，试验结果均比混凝土规范大很多，试验结果表明直径越大， τ_a 越小，当 $d < 25\text{mm}$ 时，粘结强度影响不大，当 $d > 32\text{mm}$ 时粘结强度可能降低 13%，月牙形比螺纹钢筋低 10%~15%。

中国标准中关于锚筋与砂浆或细石混凝土间粘结强度的表达各不相同，其中已作废的国标《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2001、现行团标《岩土锚杆（索）技术规程》CECS 22：2005、现行电力行标《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219-2014 采用标准值，大约 2000~3000kpa；现行国标《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 为设计值，现行国标《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013 虽然是设计值，但是从计算公式包含安全系数 K 来看，实际还是标准值，经过换算成设计值来比较，其预应力螺纹钢筋的取值与 GB 50086-2015 相当，详见下表：

表 8-8 相关规范中 τ_a 定义与取值范围

序号	规范名称	τ_a 定义	τ_a 取值/kPa	说明
1	锚杆喷射混凝土支护技术规范 GB 50086-2001	粘结强度标准值	2000~3000	水泥结石体与螺纹钢筋之间，粘结长度小于 6.0m，水泥结石体

				抗压强度标准值不小于 M30，设计值取 0.8 倍标准值
2	岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范 GB 50086-2015	粘结强度设计值	预应力螺纹钢 筋 1200 钢绞线、普通 钢筋 800	灌浆体抗压强度 25MPa
			预应力螺纹钢 筋 1400 钢绞线、普通 钢筋 900	灌浆体抗压强度 30MPa
			预应力螺纹钢 筋 1600 钢绞线、普通 钢筋 1000	灌浆体抗压强度 40MPa
3	建筑边坡工程技术规范 GB50330-2013	粘结强度设计值	M25 : 2100 (1180) M30 : 2400 (1350) M35 : 2700 (1520)	水泥砂浆与螺纹钢筋之间，从计算公式看是实际是标准值（括号中为按 K=2.4 换算设计值）
4	岩土锚杆（索）技术规程 CECS 22: 2005	粘结强度标准值	2000~3000	水泥砂浆或水泥结石体强度等级 M25~M40, M25 取表中下限值, M40 取表中上限值
5	架空输电线路基础设计技术规程 DL/T 5219-2014	粘结强度	3000	C30 级砂浆或细石混凝土

英国锚杆实践规范《Code of Practice for Grouted Anchors - BS8081:2015》（简称“英标 BS8081”）指出：当砂浆圆柱体抗压强度特征值 $f_{ck} < 17\text{MPa}$ 时，浆体与锚筋粘结强度随抗压强度增加而增加， f_{ck} 超过 17MPa 后，粘结强度的增加比例降低， $f_{ck} > 37\text{MPa}$ 后就不再增加。在假定粘结应力均匀分布时，当浆体抗压强度不小于 30MPa 时，根据锚筋种类对锚筋与砂浆的极限粘结强度作了详细规定：a) 光面钢丝或光圆钢筋 1.0MPa；b) 轧花钢丝 1.5MPa；c) 钢绞线或变形钢筋 2.0MPa；d) 局部有节点的钢绞线 3.0MPa；e) 粗螺距 ($d/2$, $d/3$) 的螺纹钢 5.0MPa。美国《输电结构基础设计及试验导则》IEEE 691-2001 指

出按锚筋中的变形钢筋和钢绞线在砂浆中最小锚固长度应满足 ACI 318 规定，光圆钢筋在端部应设置额外的机械锚固措施。

《锚杆规程》在修订时，根据审定的专题研究报告《输电线路锚杆基础的设计基本参数研究》，结合中国电科院所开展典型岩石地基岩石锚杆单锚基础抗拔试验（锚筋分 HRB400 和 HRB500 钢筋两种，直径 32mm~40mm）实测结果统计分析，当锚筋未从细石混凝土中拔出时，极限抗拔荷载作用下 τ_a 沿锚固深度范围的均值范围为 2755kPa~4244kPa，略高于上述中国标准的标准值，介于“英标 BS8081”变形钢筋和粗螺距钢筋之间，其岩石锚杆锚筋与细石混凝土间粘结强度标准值推荐如下表：

表 8-9 岩石锚杆锚筋与细石混凝土间粘结强度推荐标准值

细石混凝土强度等级	粘结强度标准值 (kPa)
C20	2000
C25	2500
C30	3000

锚筋与锚固剂界面的粘结强度属于强度问题，故本标准采用其粘结强度设计值，在《锚杆规程》的基础上，结合现行国标《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》GB 50086-2015 和《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013，以及上述研究成果，考虑钢筋强度和表面形状，普通钢筋指的是光圆钢筋和 HRB400 及以下的低强度带肋钢筋， τ_a 取低值；高强度带肋钢筋和预应力螺纹钢筋 τ_a 取高值。在有试验依据时，还应以试验数据取值。

从输电线路岩石锚杆基础设计的历史传承看，若以 SDGJ62—84《送电线路基础设计技术规定》为基本遵循，岩石单锚基础抗拔锚固承载力应满足 $K_4 T_k \leq \pi d_l \tau_a$ ，其中 $K_4=1.7$ 。当将荷载标准值转化为设计值时，有 $\frac{K_4}{1.35} \times 1.35 T_k \leq \pi d_l \tau_a$ ，即： $T_{\text{设计值}} \leq \frac{\pi d_l \tau_a}{\frac{K_4}{1.35}}$ ，

等代替换后得到的 τ_a 的假定“设计值” $\tau_a' = \frac{\tau_a}{\frac{K_4}{1.35}}$ ，这样对 C30 细石

混凝土 $\tau_a=3000\text{kPa}$ 时， $\tau_a'=2382\text{kPa}$ 。也就是说，对 1984 版规范 C30 细石混凝土中 τ_a 的标准值 3000kPa，当采用本标准推荐 τ_a 设计值取 1400kPa，相当于对应材料分项系数为 2.14，也明显低于等同

代换所得到的假定设计值 2382kP。因此，本标准规定的工程设计偏于安全。

4 并筋时锚筋和细石混凝土间黏结锚固强度折减系数

大量岩石锚杆基础现场试验表明，岩石锚杆单锚基础抗拔极限承载性能主要取决于锚筋材料。本标准鼓励采用并筋方式提高岩石单锚基础抗拔承载能力。参考现行行业标准《岩土锚杆（索）技术规程》CECS 22:2005 以及现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086-2015，当采用 2 根或 2 根以上钢筋做锚筋时，考虑界面的黏结强度降低系数，用 ξ_y 表示，以便与群锚系数 ξ 区别。CECS 22:2005 规定取值为 0.60~0.85，GB50086-2015 规定取值为 0.70~0.85。

8.5 构造要求

8.5.1 依据《地基规范》第 8.6.1 条制定。

8.5.2 锚筋末端采取锚固措施，一般采用弯钩或机械锚固，如一侧贴焊锚筋、两侧贴焊锚筋、穿孔塞焊锚板、螺栓锚头等加固端头措施；锚筋采用地脚螺栓时宜车丝。

8.5.4 根据现行行业标准《岩土锚杆（索）技术规程》CECS 22:2005 第 6.3.1 条，非腐蚀环境永久性锚杆的锚固剂保护层厚度不应小于 20mm，临时性锚杆的保护层厚度不应小于 10mm。根据现行行业标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013 第 8.4.2 条，锚杆钢筋保护层厚度，永久性锚杆不应小于 25mm，临时性锚杆不应小于 15mm。为保证锚杆锚固段的保护层厚度，应设置对中支架。

8.5.5 根据现行行业标准《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2013 第 8.4.2 条，锚杆钢筋面积不超过钻孔面积的 20%。根据工程经验，锚孔直径在硬质岩石中一般取 $(2.5 \sim 3.0)d$ ，且不得小于 $2d$ ；在软质岩石中一般取 $(2.0 \sim 3.0)d$ ， d 为锚筋直径。

8.5.6 直锚式岩石锚杆基础的孔距可以按照塔座板间距做调整。

8.5.7 增加承台嵌岩深度可较好地削弱水平力对于承台式锚杆基础的抗拔承载性能的影响，同时限制竖向和水平方向的位移。但是对于承台未嵌岩的岩石群锚，水平力对群锚杆承载力的影响不能忽视，如表 8-11 所示。

根据糯扎渡送电广东 ±800kV 特高压直流输电线路中进行的群锚杆试验，地层上部 2.5m 粉质黏土，锚杆承台未嵌岩。叠加水平

力后，群锚杆位移比仅有上拔荷载时显著增加，群锚纯抗拔试验极限承载力大于群锚抗拔+水平力复合试验的抗拔极限承载力。在进行锚杆基础设计时，尤其是地质条件比较差的情况下，必须考虑水平力对基础承载力的影响。

表 8-11 灵州—绍兴±800kV 特高压直流输电线路工程群锚基础试验概况

序号	编号	锚杆设置			承台嵌岩 (m)	试验荷载工况	上拔方向		水平方向	
		数量	深度 (m)	间距 (m)			极限承载力 (kN)	极限位移 (mm)	极限承载力 (kN)	极限位移 (mm)
1	Q0.5-0.5	4	0.5	0.6	0.5	上拔	1100	10.56	/	/
2	Q1.5-0.5	4	1.5	0.6	0.5	上拔	2800	6.06	/	/
3	Q1.5-0	4	1.5	0.6	0	上拔	2018	12.10	/	/
4	Q3.0-0.5	8	3.0	0.5	0.5	上拔+水平	2100	4.78	304	4.91
5	Q3.0-0.8	8	3.0	0.5	0.8	上拔+水平	2520	7.65	422	3.97
6	Q4.0-1.0	8	4.0	0.5	1.0	上拔+水平	2890	18.87	481	11.6

表 8-12 糯扎渡送电广东±800kV 特高压输直流电线路工程群锚基础试验概况

基础试验类型	基础编号	孔深 (m)	孔径 (mm)	锚杆根数 (根)	抗拔极限荷载 (kN)
群锚抗拔	A1	7.2	110	6	960
群锚抗拔	A2	7.2	110	6	1080
群锚抗拔	A3	7.2	110	6	1080
群锚抗拔+水平	B1	7.2	110	6	840+168
群锚抗拔+水平	B2	7.2	110	6	960+192
群锚抗拔+水平	B3	7.2	110	6	960+192

综合已有试验结果，群锚杆岩石基础有效嵌岩时，可只需考虑水平力对于锚杆群的弯矩影响，可不考虑水平力对锚杆群的剪力影响。《锚杆规程》在修订时，根据审定的专题研究报告《输电线路

锚杆基础的设计基本参数研究》，建议群锚杆基础承台嵌岩深度 0.5~0.8m。

一般情况下，满足本条时水平承载力可满足要求，工程中可根据实际情况补充验算其水平承载力。

8.5.8 根据大量锚杆试验资料可以看出，当锚杆锚固长度超过一定值，锚杆抗拔承载力的提高极为有限，甚至可以忽略不计，为此国内外有关锚杆的标准均规定了适宜的锚固长度范围。以下为几个工程实例：

1 晋东南~南阳~荆门 1000kV 交流特高压试验示范工程针对 ZBS1、ZBS2、ZBS3 直线塔在中风化岩石地基中运用了 7 基锚杆基础，锚杆长度为 4.5m。

2 向家坝-上海、锦屏-苏南、糯扎渡送电广东特高压直流工程岩石锚杆基础的锚杆长度一般取值为 6.0m。

3 灵州-绍兴±800kV 特高压直流输电线路的锚杆基础设计原则为锚杆最小长度不宜小于 3m，岩石整体剪切破坏计算中锚杆有效锚固长度取值不宜大于 6m(对于耐张塔等荷载较大的塔位，可适当增加)

4 浙北-福州 1000kV 特高压交流锚杆基础设计原则建议锚杆有效锚固长度取 2.5，工程实际锚杆长度取值 3.5m。

本条对锚杆锚固长度的限制，基本上与国内外相关标准的规定相一致，并参照《电力工程高压送电线路设计手册》（中国电力出版社，2002 年版）中有关规定根据岩石风化程度划分。国内标准建议的锚杆锚固长度见表 8-13，国外标准规定的锚杆锚固长度见表 8-14。

表 8-13 国内标准建议的锚杆锚固长度

序号	标准名称	建议的锚固长度取值
1	建筑地基基础设计规范 GB 50007-2011	大于 40 倍锚杆筋体直径。
2	建筑边坡工程技术规范 GB 50330-2013	岩石锚杆不应小于 3.0m，且不宜大于 45 锚杆筋体直径和 6.5m；土层锚杆不应小于 4.0m，并不宜大于 10.0m。
3	岩土锚杆（索）技术规程 CECS 22: 2005	岩石：3~8m 土层：6~10m

表 8-14 国外标准规定的锚杆锚固长度

序号	国家及编制单位	标准名称	建议的锚固长度取值
1	英国标准学会	地层锚杆发展推荐 BSI DD81 锚杆实践规范 BS 8081:1989	3m 以上, 10m 以下
2	国际预应力混凝土协会	预应力灌浆锚杆设计施工规范 FIP	3m 以上, 10m 以下
3	美国	预应力岩土锚杆的建议 PTI - 1996	3~10m
4	日本土工学会	地锚设计施工标准 JSF DI-88 地锚设计施工标准及说明 JGS 4101-2012	3m 以上, 10m 以下
5	瑞士工程建筑学会	地层锚杆 SN533-191	4~7m

本条规定下限值是因为实际锚固区地层局部强度可能降低, 或岩体中存在不利组合结构面, 锚固深度过浅时被拔出的可能性增大。规定上限值主要是考虑到锚入岩层的锚固长度达到一定长度后, 再增加锚固长度对提高锚杆的承载力意义不大。若仍无法满足设计要求, 应采取改善锚固段岩体质量 (如固结灌浆处理)、扩大锚固体直径、增加锚杆根数等技术措施解决, 而不建议只采用增加锚筋长度的做法。

8.5.9 岩石基础的防风化保护层, 对岩石基础的长期运行, 是一个重要的构造措施。在浇制防风化保护层前, 一定要将保护范围内的杂物、泥土清除干净, 还应注意排水, 避免岩石基础地表积水。

8.5.10 压力注浆孔口可采用混凝土或其他材料和设备密封, 应根据注浆压力设置。

9 桩基础

9.1 一般规定

9.1.1~9.1.2 明确了桩基础计算及验算的内容。

9.2 桩顶作用效应计算

9.2.1 对于受水平力（包括力矩与水平剪力）较小的桩基，可按本条公式计算桩顶作用效应。

9.2.2 对于受水平力较大及需进行抗震验算的的桩基，需按本标准附录K要求计算桩顶作用效应。

9.3 桩下压承载力计算

9.3.9~9.3.10 新增PHC管桩基础和挤扩支盘桩基础下压承载力计算公式，参照行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008（以下简称《桩基规范》）和团体标准《挤扩支盘灌注桩技术规程》CECS 192-2005中的相关规定。

9.3.11 新增嵌岩桩基础下压承载力计算公式，参照行业标准《输电线路岩石地基挖孔基础工程技术规范》中的相关规定。

嵌岩桩基础适用于岩体基本质量等级为 I ~ IV 级的岩石地基。岩体基本质量等级的划分可按表 8-1 划分。

9.4 桩上拔承载力计算

9.4.3 抗拔系数 λ 取值参照《桩基规范》中的相关规定，但仅规定砂土、黏性土和粉土，对于碎石土，行业内一般取0.5~0.7。

9.4.5 参照现行行业标准《挤扩支盘灌注桩技术规程》CECS 192-2005中的相关规定。

9.4.7 参照《输电线路岩石地基挖孔基础工程技术规范》（报批稿）中的计算公式，补充嵌岩桩基础上拔承载力计算公式。

本节对采用嵌岩桩和桩基础计算公式进行承载力计算值（包含安全系数）进行了对比，输入条件如下：

- 1) 桩径1.0m~1.8m、桩身长度10m;
- 2) 覆盖层厚度1m~7m;

- 3) 分直线塔、直转塔、耐张塔三种塔型；
- 4) 混凝土等级C25；
- 5) 岩石单轴抗压强度20MPa；
- 6) 嵌岩桩计算时最小嵌岩深度1.5D。

通过试算，嵌岩桩与挖孔桩计算上拔承载力特征值比例范围为0.94~1.26之间，均值1.18，可以看出嵌岩桩计算方法在最小嵌岩深度时已大于挖孔桩计算方法确定的上拔承载力计算值。在白鹤滩~浙江±800kV特高压线路工程中统计使用嵌岩桩基础1345基，未存在同等条件下挖孔桩基础较嵌岩桩基础计算上拔承载力特征值大的情况。

9.5 桩水平承载力与位移计算

9.5.6 参照《输电线路岩石地基挖孔基础工程技术规范》（报批稿）中嵌岩桩基础确定水平承载性时最小嵌岩深度要求，将原规范中的嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面水平力设计值（ H ）和嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面弯矩设计值（ M ）改为嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面水平力标准值（ H_k ）和嵌岩单桩基岩顶面处桩身截面弯矩标准值（ M_k ），相差1.35倍。

9.6 桩身和承台计算

9.6.8 最大裂缝宽度值与本标准3.1.9条保持一致。

9.6.10 嵌岩桩基础桩身内力可按照桩底嵌固于基岩的m法进行计算，本条补充嵌岩桩基础桩身所承受最大弯矩和水平剪力的要求。

9.7 桩基构造

9.7.1 现行行业标准《挤扩支盘灌注桩技术规程》CECS 192-2005中规定挤扩支盘桩最小中心距不宜小于3d（桩直径）和1.5D（承力盘直径），与《桩基规范》中的“钻孔机扩桩”的要求相比，《桩基规范》中的规定较为严格，因此，本标准参照严格版本执行。

对于微型桩群桩基础，单桩倾斜角度不宜大于15°。

在群桩计算分析中，承台应满足刚性假定，根据《桩基工程手册》规定，在进行承台刚性假定判定时，可通过比值

$6E_0I_0 / \rho_{pp}S^3$ 的计算结果进行判断, 其中 E_0 为承台材料的弹性模量, I_0 为承台截面惯性矩, ρ_{pp} 为单桩轴向刚度系数, S 为顺横向力作用方向的桩中心间距。当 $6E_0I_0 / \rho_{pp}S^3 > (n/1.5)^4$ 时, 承台可视为绝对刚度。

选取桩径0.8-1.4m, 悬臂高度0m、1m、2m, 布桩方式四桩、九桩, 桩承载特性摩擦桩、端承桩, 样本数量84个。

承台厚度在1倍桩径条件下: 1) 摩擦桩的四桩承台均满足要求, 九桩承台均不满足要求; 2) 端承桩的四桩承台和九桩承台均满足要求。九桩承台的摩擦桩承台厚度需满足1.8d才能满足绝对刚度的要求。由于输电线路行业桩基础多见摩擦桩, 因此, 在进行较多桩(单排 ≥ 3 根)承台厚度设计时, 应取大值。(需讨论是否加这个)

9.7.2 1 采用旋挖钻机成孔时, 土质地基中钻孔直径不宜超过2.0m, 级差0.2m, 扩底直径应不大于桩径的2倍, 钻孔深度一般不超过25m; 岩石地基中最大桩径为1.2m, 钻孔最大深度为12m。

2 挖孔桩基础人工成孔时, 应采取可靠的安全措施, 如钢护筒、混凝土护壁、混凝土护壁宜符合现行行业标准《大直径扩底桩基础规程》JGJ/T 225-2010相关要求。

3 厚度及护壁配筋宜符合如下要求:

1) 当桩身直径不大于1.5m时, 混凝土护壁厚度不宜小于100mm, 护壁应配置直径不小于8mm的环形和竖向构造钢筋, 钢筋水平和竖向间距不宜大于200mm, 钢筋应设于护壁混凝土中间, 竖向钢筋应上下搭接或焊接;

2 当桩身直径大于1.5m且小于2.5m时, 混凝土护壁厚度宜为120mm~150mm; 应在护壁厚度方向配置双层直径为8mm的环形和竖向构造钢筋, 钢筋水平和竖向间距不宜大于200mm, 竖向钢筋应上下搭接或焊接;

3 当桩身直径大于等于2.5m且小于4m时, 混凝土护壁厚度宜为200mm, 应在护壁厚度方向配置双层直径为8mm的环形和竖向构造钢筋, 钢筋水平和竖向间距不宜大于200mm, 竖向钢筋应上下搭接或焊接。

10 复合式沉井基础

10.2 上拔承载力计算

10.2.2 井壁与土之间极限摩阻力的上拔折减系数取值0.4~0.5，是根据真型沉井（直径 $D=2.0\text{m}\sim 2.35\text{m}$ ）上拔和下压试验实测值分析归纳得来。复合式沉井基础的上拔承载力由上拔角范围内的土体、井壁的侧摩阻、井内填充物、台阶基础混凝土及沉井混凝土等多部分提供的抗力组成，各部分贡献的抗力分配复杂，安全水准不同，目前工程经验也较少，公式采用一个安全系数是考虑各部分的综合作用，安全水平等同于上一版。

10.3 下压承载力计算

10.3.1 m 为桩侧地基土水平抗力系数的比例系数，当无静载试验资料时，可按表3取值。或参考现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 有关规定进行。

表3 地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

序号	地基土类别	m (kN/m ⁴)
1	地基土类别	2000~4500
2	淤泥；淤泥质土；饱和湿陷性黄土	4500~6000
3	流塑 ($I_L > 1$)、软塑 ($0.75 < I_L \leq 1$) 状黏性土； $e > 0.9$ 粉土；松散粉细砂；松散、稍密填土	6000~10000

10.3.3 式 (10.3.3-1) 右侧第二项 M_h/W 也可改用 $5mD\omega$ ，二者理论上是等价的。

基础底面处的压应力计算公式 (10.3.3-1) 是考虑复合式沉井基础上部台阶和下部井筒协同工作的近似计算式，在下压和水平荷载同时作用时，台阶底面和井筒底面地基土各自承担多少的比例分配系数，因目前试验数据较少，尚不能准确划分，有待进一步试验取得。

10.5 构造要求

10.5.1~10.5.3 复合式沉井基础由上下两部分组成，上部是方形台阶式承台，下部是薄壁钢筋混凝土圆形沉井，宜用于施工难度大的流

砂和软弱地层中。开挖基坑时沉井作为坑壁支护结构，使开挖工作得以顺利进行，施工完毕后沉井成为基础本体的一部分。

复合式沉井基础在工程应用和施工中要注意的问题：

1 施工中根据流砂的严重程度采用人工直接掏挖法或泥浆泵循环抽浆法。

2 沉井下沉时要一次达到设计标高，中间开挖不能停顿，防止井筒出现偏位或倾斜。当井壁侧摩阻力较大下沉困难时，可沿井外壁周围灌水，以减小阻力，加快下沉速度。

3 当沉井下沉达到设计标高后，应迅速用混凝土封底，以防地下水渗入井筒内。为阻隔流砂、淤泥和地下水，封底前应采取措施，如先铺石垫层，用塑料膜或其他隔水方式，避免淤泥或流砂上翻影响封底混凝土的质量。

4 沉井构件应尽量采用工厂预制，如要在现场浇制时，应注意沉井钢筋骨架成型和立式浇筑混凝土的振捣以及混凝土的养护等工艺，保证沉井构件符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204-2015 的要求，待沉井强度达到设计强度 80% 以上，方可吊装就位，强度达 100% 时才能开始下沉。

10.5.6 封底混凝土的龄期不足时，其承载能力宜适当降低。当井筒内充填砂土时，封底混凝土须承受扣除井内填充的砂土重量之后，基础全部荷载所产生的基底反力。井孔内如填充混凝土，封底混凝土须承受填充混凝土前的沉井底部的静水压。

11 装配式基础

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.2 装配式基础特点是自重轻，断面小，在施工现场拼装，主要用于缺少水及砂石采集较困难的地区。设计对预制构件重量及尺寸大小要考虑到施工及运输的可能性，设计确定方案前作必要的综合比较（包括工地运输费用）是否经济。

装配式基础选型要根据使用的材料和装配型式来确定，条文中列出了5种通过工程实践检验的装配式基础型式，如图11-1所示，这些基础型式总结了我国输电线杆塔基础几十年来工程设计、施工、科学试验研究，具有比较成熟的施工运行经验。

1 直柱固接型立柱用离心钢筋混凝土等径杆，预制方底盘、立柱与底盘法兰连接。

直柱铰接型为减小搬运重量，可分块拼装，为减小主柱侧向变形增加上抗力宜加上卡盘，立柱用离心钢筋混凝土等径杆，主杆底部视为铰结，一般用于悬垂型杆塔和小转角的悬垂转角杆塔。

2 塔脚埋入型由塔脚直埋或主材直插，整个塔腿或主材伸入坑底与底盘连接，底盘可用锥壳或平底盘，一般用于悬垂型杆塔。

3 角锥支架型主柱和底板组成角锥形，顶端与塔脚连接，为减轻单件运输重量，底板可有多根混凝土条板、金属板条或类似轨枕的纵梁组成，整基由较轻的杆件拼装而成，用于地基承载力较高的地区。

4 人字型类由钢筋混凝土人字型的双斜主柱与底盘（板或壳）连接而成，构件较少，安装方便。

5 金属基础型由塔腿主材的延伸部分（主材需设置横撑）与底板的金属“花窗”连接而成，“花窗”由角钢或槽钢组成方格型式，由于金属基础构件较少，单根构件较轻，加工方便、拼装简单、施工快，也适用于突发倒塔事故的抢险工程中。

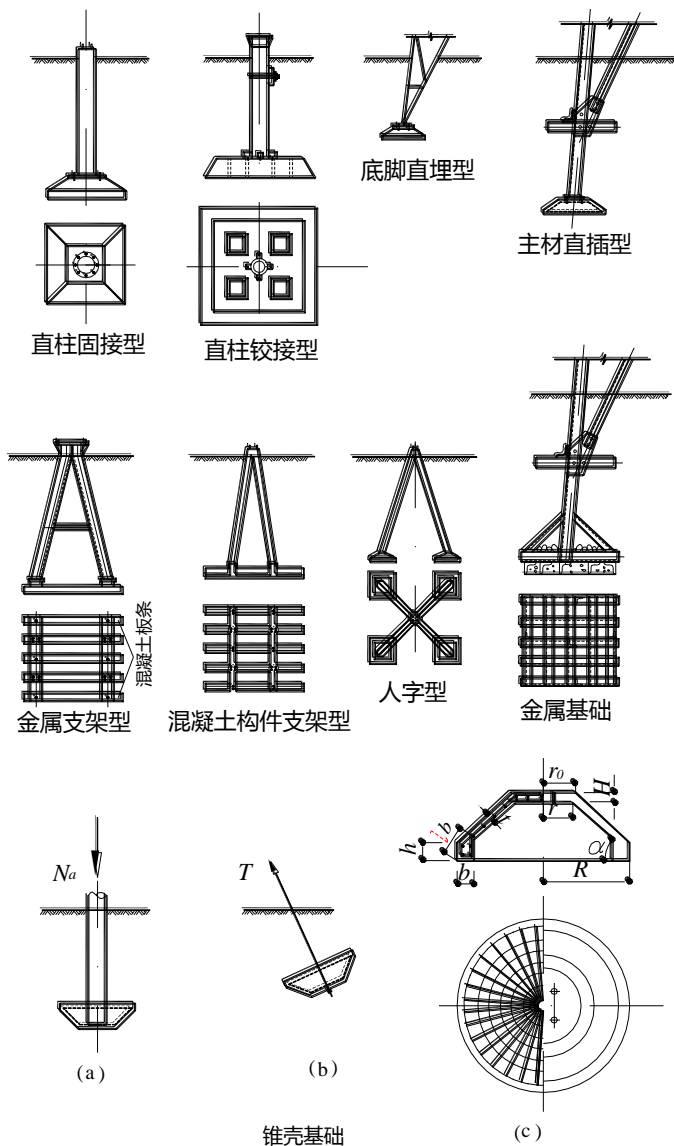


图 11-1 装配式基础型式图

从建国初期到 70 年代初，在 220kV 以下的输电线路（云首线、辽本线、云浑梅工程等）东北院曾大量地应用金属基础和混凝土

土构件装配式基础。华东院、西北院、西南院等也将圆柱浅埋及深埋平板基础、直插正锥及倒锥薄壳基础和轨枕型预制钢筋混凝土装配基础等轻型基础广泛地应用于输电线路工程。

在 80 年代初，在锦海辽 500 千伏送电工程、葛双 500 千伏送电工程东北院使用了 124 基板条装配式基础。在葛双 500 千伏送电工程上河南院应用了 40 基桩壳基础。华东院和山西院也在 500kV 输电线路的拉线塔下成功使用了槽板装配式基础、分离式基础。

2004 年投运的 500kV 包家-东丰-徐家送电线路工程应用了混凝土板条基础。2006 年投运的 220 千伏金丹 1、2 线接入长湾变线路应用了 1 基金属板条基础。2011 年投运的青藏±400kV 直流联网工程（青海段）、格尔木~拉萨±400kV 直流输电线路应用了直柱固接底板分块型装配基础。2011 年投运的 220kV 塔中~且末输电线路工程、220kV 台远~塔中输电线路工程塔克拉玛干沙漠地区应用了金属板条基础。2016 年 10 月，新疆电力公司、中国电力科学院和新疆院对装配式沉井基础在古尔班通古特沙漠进行真型试验。

2015 年由国家电网公司基建部牵头组织电科院、浙江院、四川院完成了混凝土板条和金属板条的装配式基础的通用设计。

2018~2020 年由中南院承担的沙漠地区金属装配式基础科研项目对风积沙地区金属装配式基础的承载力计算方法及构造等做了深入研究。

11.2 上拔承载力计算

11.2.1 板条基础上拔承载力计算时，底板面积按外框尺寸计算，考虑水平力对上拔承载力的影响系数。角锥支架型装配式基础设计时，可考虑角锥内回填土夯实质量对上拔承载力的影响。人字型装配式基础应验算基础的整体上拔稳定、单柱上拔稳定和下压承载力、以及单柱上拔下压引起的底盘滑移稳定。关于沙漠地区板条基础上拔承载力计算详见 5.2 和 14.6 条相关说明。

中国电力科学院《±500kV 直流输电线路工程沙漠地区基础试验研究报告》（2008）和王永华（2010）、程永峰（2012）等在关于沙漠地区输电线路基础上拔承载力的研究中，通过真型试验按土重法反算出风积沙上拔角约为 20° 。鲁先龙等（2017）通过在新疆、宁夏和内蒙古典型沙漠地区完成的现浇混凝土和装配式 2 种

扩展基础在上拔、上拔与水平力组合工况 25 个现场试验，按照土重法反算出基础上拔角标准值为 16.8° 。

11.3 下压承载力计算

11.3.1 板条基础的板条及连梁应具有足够的刚度，以保证按 11.3 节进行地基下压承载力计算时，假定基底反力呈线性分布与基底实际压力分布相符。以往工程实践中多根据工程经验限制悬臂梁、板的跨高比来满足刚度要求。

中南电力设计院在 2018-2020 年沙漠地区金属装配式基础的试验研究中，建议底板格条悬挑长度取 $1/6\sim 1/5L$ (L 为格条全长)，以使基底反力呈线性分布的假定得到满足。另外，数值仿真结果表明，金属装配式基础格条悬挑长度对其基础上拔极限承载力的影响较小，基本可以忽略。

11.3.2 金属基础和混凝土板条基础下压承载力计算时，底板面积以往工程多按底板与地基的实际接触面积计算，在《国家电网公司输变电工程通用设计输电线路装配式基础分册》(2015 年版)的编制中，中国电力科学研究院对装配式基础下压计算时底板计算原则进行了理论研究、数值模拟分析和现场试验研究，建议根据输电线路工程中装配式基础实际板条间的布置方式(板条间距与土体性质有关)，满足 11.7 条的相关构造要求的前提下，底板面积按照其包围的整体面积计算。

根据 2018-2020 年中南电力设计院沙漠地区金属装配式基础的试验研究，基于真型试验和有限元数值分析，基础底板次梁实际地基反力分布呈马鞍形，在支座处地基反力最大，跨中处较小，由于地基梁刚度较大，实际发生挠曲的变形很小，可近似采用线性分布土压力来计算梁的内力，在实际工程设计应用中，金属装配式基础均会设置一定厚度垫层，可不考虑底板格条间距对下压承载力影响。

11.4 直柱铰接型基础侧向倾覆稳定计算

11.4.1~11.4.3 单柱装配式基础的受力需考虑主柱侧向土抗力的作用，对直柱铰接型基础，应从构造上保证主柱与底板连接为“不动

铰”节点的性能，试验表明主柱底部用四个加劲肋与底板地脚螺栓连接虽不是理想的铰接，但并不影响计算假定采用的铰接图式。由主柱不设卡盘的试验结果来看，在水平力作用下，主柱侧向土抗力沿深度按三角形分布，从地面起向下逐渐增大，在离地面 $h/3$ 左右土抗力最大，然后逐渐减小到底板顶面为零。当有卡盘时，土抗力为三角形的图式仍然适用，而相对主柱偏移大为减小，工程使用时宜加上，这对减小基础位移是有好处的，本条所列计算方法引自西北电力设计院 1966 年《轻型装配式钢筋混凝土铁塔基础试验报告》。

11.5 直柱铰接型基础侧向滑动稳定计算

11.5.1 直柱铰接型基础的侧向滑动稳定是取用挡土墙抗滑安全系数，对比送电线路杆塔基础荷重情况而拟定的。挡土墙主要承受侧向主动压力，安全系数 $K_h \geq 1.3$ ，是对应于耐张转角塔，因此，耐张直线（ 0° 转角）及悬垂转角杆塔 K_h 用 1.2，悬垂型杆塔塔取 1.1。表 11.3 滑动稳定的设计附加分项系数 K_h 值，是将安全系数法折算成极限状态设计法时需乘上附加分项系数，使滑动稳定安全度与安全系数法相当。因极限状态设计法上拔力 T_E 和下压力 N_a 用的是设计值，相应滑动稳定的设计安全系数 K_h 需折减，即悬垂型杆塔 $K_h = 1.1/1.3 = 0.846$ ，取 0.85，耐张直线（ 0° 转角）及悬垂转角杆塔 $K_h = 1.2/1.3 = 0.92$ ，取 0.90，耐张转角、终端及大跨越杆塔 $K_h = 1.3/1.3 = 1.0$ ，分母 1.3 是近似取风荷载（可变荷载）与自重（永久荷载）分项系数的平均值，摩擦系数 μ 值按附录 D 取用，一般可取平均值，对上拔时回填土的 μ 取偏低值，通过试验和工程实践已证明能满足安全要求。

11.6 构件计算

11.6.1 对角锥支架型基础提出了受力分析的原则和采用的计算方法。埋入土中的主柱受压时压曲稳定系数可取 1.0。角锥支架型支柱属桁架体系，分为角钢支架和钢筋混凝土支架，可按轴心受力构件验算其承载力和稳定性，其内力分析可参考如下：

(1) 基柱支架（图 11-2）

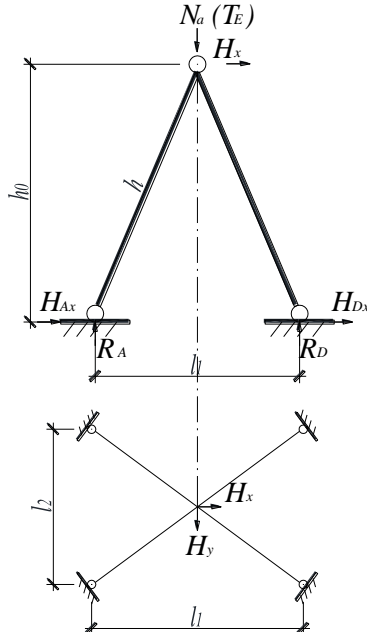


图 11-2 角锥支架型基柱计算简图

基柱支架的轴向压力 N_{a1} 和轴向拉力 T_{E1} 可分别按下式计算：

$$N_{a1} = \left(\frac{N_a}{4} + \frac{H_x h_0}{2l_1} + \frac{H_y h_0}{2l_2} \right) \frac{h}{h_0} \quad (11-1)$$

$$T_{E1} = \left(\frac{T_E}{4} + \frac{H_x h_0}{2l_1} + \frac{H_y h_0}{2l_2} \right) \frac{h}{h_0} \quad (11-2)$$

式中 T_E 、 N_a ——分别为作用于基础顶面的上拔力和下压力设计值， kN ；

H_x 、 H_y ——分别为作用于基础顶面的 X 和 Y 轴方向的水平力设计值， kN ；

h_0 、 h ——分别为基柱构件的垂直高和实长， m ；

l_1 、 l_2 ——分别为基柱构件下平面的正面（ X 向）和侧面（ Y 向）的根开， m 。

A 、 B 、 C 、 D 支点反力 $H_{Ax} \sim H_{Dx}$ 和 $H_{Ay} \sim H_{Dy}$ 等，可按对应构件轴向力在 $X-X$ 和 $Y-Y$ 方向投影计算。

(2) 底板的计算荷载、支座反力和内力计算 (图 11-3)

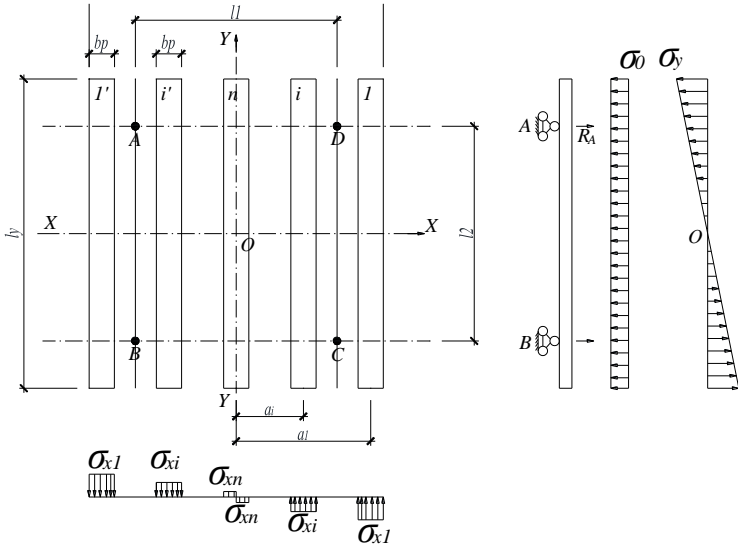


图 11-3 板条荷载计算简图

图中板条上标注的 1、i、n 为板条的编号

1) 计算荷载

底板单位面积的净土反力 (kN/m^2)

$$\sigma_0 = (N_a + \gamma_f Q_f) / \sum A \quad (11-3)$$

$$\sigma_{xi} = F_{Hx} h a_i / I_y \quad (11-4)$$

$$\sigma_y = F_{Hy} h / W_x \quad (11-5)$$

底板单位长度的净土反力, kN/m :

$$q_0 = \sigma_0 b_p \quad (11-6)$$

$$q_{x1} = (\sigma_0 + \sigma_{x1}) b_p \quad (11-7)$$

$$q_{xi} = (\sigma_0 + \sigma_{xi}) b_p \quad (11-8) \quad q'_{xi} = (\sigma_0 - \sigma_{xi}) b_p \quad (11-9)$$

$$q'_{x1} = (\sigma_0 - \sigma_{x1}) b_p \quad (11-10)$$

$$q_y = \sigma_y b_p \quad (11-11)$$

式中 q_0 ——中心荷载作用下各板单位长度的净土反力， kN/m ；

q_{xi} 、 q'_{xi} ——作用于 i 板和 i' 板上单位长度的净土反力， kN/m ；

b_p ——板条的宽度， m ；

q_y ——由 M_y 在板条上产生的单位长度净土反力， kN/m ；

；

W_x ——各板条平面对 X 轴的抵抗矩， m^3 ；

ΣA ——各板条平面面积之和， m^2 ；

I_y ——各板条平面对 Y 轴的惯性矩， m^4 ，

如图 2 所示， $I_y = I_{ny} + 2 \left[\sum_{i=1}^{n-1} I_{iy} + b_p l_y \sum_{i=1}^{n-1} a_i^2 \right]$ ；

a_i ——各板条的中心至 Y 轴的距离， m ；

h ——底板底面至支架顶部的垂直高， m ；

Q_f ——基柱支架和横梁自身的重力， kN ；

l_y 、 l_x ——分别为底板轮廓的长度和宽度， m ；

$$I_{ny} = I_{iy} = b_p^3 l_y / 12$$

其它符号含义与公式 (11-1)、(11-2) 相同。

2) 支座反力 R_A ：取受力最大的板 1 计算

$$R_A = \frac{1}{2} l_y (q_{x1} + \frac{q_y l_y}{3 l_2}) \quad (11-12)$$

3) 支座弯矩 M_{\min} ：

$$M_{\min} = -\frac{1}{8} (l_y - l_2)^2 [q_{x1} + \frac{q_y}{3} (2 + \frac{l_2}{l_y})] \quad (11-13)$$

4) 跨中弯矩 M_{\max} ：

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_{x1} l_2^2 [1 - \frac{(l_y - l_2)^2}{l_y^2}] \quad (11-14)$$

5) 下压时支座剪力 Q ：

$$Q_w = \frac{1}{2}(l_y - l_2 - b_h)[q_{x1} + \frac{1}{2}q_y(1 + \frac{l_2 + b_h}{l_y})] \quad (11-15)$$

$$Q_N = \frac{1}{2}(l_y - l_2 + b_h)[q_{x1} + \frac{1}{2}q_y(1 + \frac{l_2 - b_h}{l_y}) - R_A] \quad (11-16)$$

式中 b_h —— 横梁的截面宽度， m ；

其它符号含义与公式 (11-3) ~ (11-11) 相同。

6) 上拔时支座剪力 Q ：以 q_{x1} 中之 $\sigma_0 = (T_E - \gamma_f Q_f) / \Sigma A$ 和 $b_h = 0$ 代入公式 (11-15)、(11-16) 即可。

(3) 横梁的荷载、支座反力和内力计算 (图 11-4)

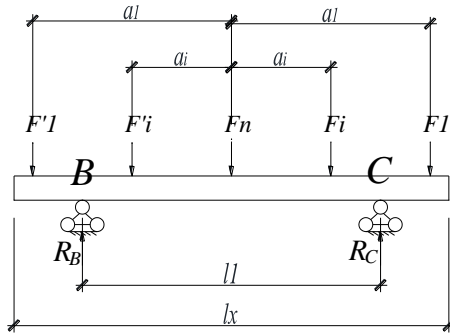


图 11-4 横梁受力计算示意图

1) 横梁的荷载 F ：

$$F_1 = \frac{1}{2}q_{x1}l_y + \frac{1}{6}q_y l_y^2 / l_2 \quad (11-17)$$

$$F_i = \frac{1}{2}q_{xi}l_y + \frac{1}{6}q_y l_y^2 / l_2 \quad (11-18)$$

$$F_n = \frac{1}{2}q_0 l_y + \frac{1}{6}q_y l_y^2 / l_2 \quad (11-19)$$

$$F_i' = \frac{1}{2}q_{xi}'l_y + \frac{1}{6}q_y l_y^2 / l_2 \quad (11-20)$$

$$F_1' = \frac{1}{2}q_{x1}'l_y + \frac{1}{6}q_y l_y^2 / l_2 \quad (11-21)$$

式中 F_1 、 F_1' ——分别为 C 和 B 支座外侧集中荷载的总和， kN ；

F_i 、 F_i' ——分别为跨中 0 点至 C 点和 B 支座间的集中荷载的总和， kN ；

F_n ——跨中 0 点的集中荷载（ kN ），当板条偶数布置时， $F_n = 0$ ；

2) 横梁支座反力 R_C ：当板条与底板中心 0 点对称布置时

$$R_C = \frac{(F_1 - F_1')s_1 + (F_i - F_i')s_i}{l_1} + \frac{0.5(F_1 + F_i + F_n + F_i' + F_1')l_1}{l_1} \quad (11-22)$$

式中 s_1 ——对应于 F_1 、 F_1' 集中荷载作用点至跨中 0 点的距离， m ；

s_i ——对应于 F_i 、 F_i' 集中荷载作用点至跨中 0 点的距离， m ；

l_1 ——横梁的跨度， m ；

其它符号的含义与公式 (11-17) ~ (11-21) 相同。

3) 横梁切力 Q ：

$$Q_w = F_1 \quad (11-23)$$

$$Q_N = F_1 - R_C \quad (11-24)$$

式中 R_C ——横梁 C 支座的反力（ kN ），可按公式 (11-22) 计算。

4) 横梁弯矩 M ：

$$M_C = -F_1(s_1 - l_1/2) \quad (11-25)$$

$$M_O = -F_1s_1 - F_i s_i + R_C l_1/2 \quad (11-26)$$

式中符号含义与公式 (11-22) 相同。

注：公式 (11-25)、(11-26) 的 M_c 和 M_o 是图 3 特定计算示意图的表达式；公式 (11-17) ~ (11-26) 均是对于一组双梁而推导的，若考虑单根梁计算时，需除以 2。

11.6.2 提出了对金属构件装配式基础的受力验算的要求及内力分析要点。金属基础承载力采用如图 11-5 所示的计算简图。

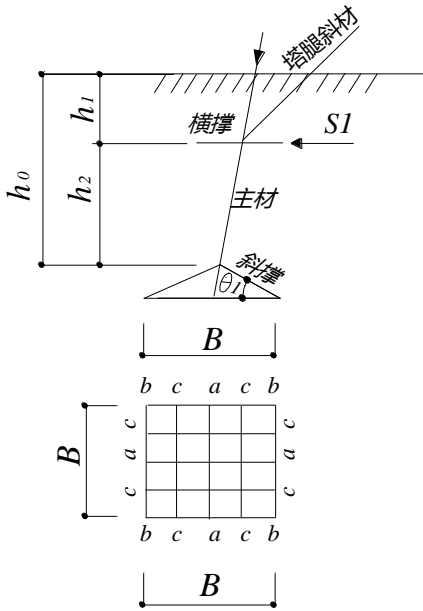


图 11-5 金属基础计算示意图

1 主柱截面的承载力应符合下式的要求:

$$\frac{N_a}{A_x} + \frac{M_{xz}}{W_{yz}} + \frac{M_{yz}}{W_{xz}} \leq f_y \quad (11-27)$$

式中:

N_a — 作用于主材截面上的轴向压力设计值, N;

M_{xz} 、 M_{yz} — 作用于主材截面上沿 X 轴和 Y 轴的弯矩设计值,

N m;

A_x — 主材截面净面积, m^2 ;

W_{xz} 、 W_{yz} — 对主材 X 轴和 Y 轴的净截面系数, m^3 。

2 作用于主材正面或侧面的截面弯矩可按下式计算:

$$M = \frac{2}{7}(S_1 - S_2)h_2 - M_0 \quad (11-28)$$

式中: S_1 — 塔腿斜材的水平力设计值, N;

S_2 — 横撑的横向抗力, $S_2 = l_1 \cdot m_1 \cdot d_1 \cdot h_1$, N;

l_1 — 横材长度, m ;

d_1 — 横材宽度, m ;

h_1 — 横材埋深, m ;

m_1 — 土的特性系数, $m_1 = \gamma [tg^2(45^\circ + \frac{\beta}{2}) - tg^2(45^\circ - \frac{\beta}{2})]$,

N/m³;

γ — 土体的重度, N/m³;

β — 等代内摩擦角, °, 按表 13.2.2-1 确定;

h_2 — 横撑至斜撑的距离, m;

M_0 — 主材侧向抵抗弯矩, $M_0 = \frac{1}{24} b_0 h_0^3 m_1$, N m;

b_0 — 为主材宽度, m;

h_0 — 主材的计算深度, m。

3 横撑截面的承载力应符合下式的要求:

$$\frac{M}{W} \leq f_y \quad (11-29)$$

式中: M — 横撑截面的计算弯矩, $M = \frac{1}{8} m_1 d_1 h_1 l_1^2$, N m;

W — 横撑的截面系数, m³;

4 底板构件的承载力应符合下列公式的要求:

1) $a-a$ 构件

$$\frac{P_a}{A_a} + \frac{M_a}{W_a} \leq f_y \quad (11-30)$$

式中: P_a — 作用于 $a-a$ 构件上的轴向力, $P_a = \frac{23N_\alpha}{128 \tan \theta_1}$,

N;

θ_1 — 为斜撑与 $a-a$ 构件的夹角, °;

M_a — 作用于 $a-a$ 构件上的弯矩, $M_a = \frac{19N_\alpha}{1536} B$,

N m;

B — 为底板宽度, m。

2) $b-b$ 构件

$$\frac{M_b}{W_b} \leq f_y \quad (11-31)$$

式中: M_b — 作用于 $b-b$ 构件上的弯矩, $M_b = \frac{7}{512} N_a B$,

N m。

3) $c-c$ 构件

$$\frac{M_c}{W_c} \leq f_y \quad (11-32)$$

式中: M_c — 作用于 $c-c$ 构件上的弯矩, $M_c = \frac{1}{512} N_a B$, N m。

5 斜撑截面承载力应符合下式的要求:

$$\frac{P_c}{A_c} \leq f_y \quad (11-33)$$

式中: P_c — 作用于斜撑上的轴向力设计值,

$$P_c = \frac{23}{128 \sin \theta_1} N_a, \text{ N};$$

A_c — 斜撑截面净面积, m^2 。

11.6.3 提出了对锥壳基础使用的范围及锥壳放置方式及受力计算的原则。

11.6.4 对人字型装配式基础提出了受力分析的原则和采用的计算方法。埋入土中的主柱受压时压曲稳定系数可取 1.0。

11.6.5 对混凝土预制构件装配式基础提出了为保证加工质量宜在定点加工厂预制, 装配式基础设计必须符合实际受力情况 (如底部铰接或固接), 部件连接要简单, 传力清晰。

11.7 构造要求

11.7.1~11.7.3 结合《国家电网公司输变电工程通用设计输电线路装配式基础分册》(2015年版)及其专题研究的成果也对装配式基础的角钢支架、板条净间距及构造进行了修订。

中南电力设计院（2020）针对沙漠地区金属装配式基础的相关研究，采用模型试验和数值仿真结果均表明上拔极限承载力和格条净距比 δ （格条净间距 S_n 与板宽 d 比值）之间并非完全呈单调递减的关系，而是存在一个临界值 δ_{cr} ，当 $\delta \leq \delta_{cr}$ 时，上拔极限承载力随 δ 增大而增大，当 $\delta > \delta_{cr}$ 时，上拔极限承载力随着 δ 的增大而线性减小。对沙漠地区金属装配基础开展了6组模型试验，基础为0.3m方形底板，埋深为0.5m，板条间距为5mm~40mm，得出了金属基础上拔承载力和板条净间距与板宽比值 δ 之间的简化关系曲线，发现该曲线具有峰值特征且可用于确定最优板条净间距，合理的 δ 值在0.8-1.5之间，最大不宜超过2.0。

11.7.7~11.7.10 对装配式基础由于构件尺寸较小，根据有关规范规定，提出了混凝土强度等级要求、构件最小尺寸、保护层厚度，强调传力铁件的锚固，需局部增强等措施，这些往往容易被忽略，影响安全。

根据西南地区的经验，土壤对地下金属构件的腐蚀一般是不严重的，又根据海港工程资料介绍，在平均低水位以下钢材年平均腐蚀速度 V 为0.03mm/年，对埋入地下的金属构件适当加厚是必要的。对有腐蚀地区除热镀锌外尚须用有效的防腐涂料，并相应作试验检测。

锥壳基础在110kV~220kV送电线路工程西北、中原地区已在杆塔及拉线基础上使用，并积累了一定的经验，由于各种原因，近年来使用较少，正锥壳底盘施工时要注意土胎的夯实，使锥壳在受压时能够均匀受力，装配式基础因自重较轻，在条文中特别强调要注意回填土的夯实，设计对施工夯实提出要求。

11.7.11 正锥壳底盘施工时应做好壳中土胎的夯实处理，使锥壳在受压时能均匀受力。

装配式基础自重较轻，特别要注意回填土的夯实质量，设计要对施工工艺提出相应的要求。

11.7.15 底板和坑壁之间用大块碎石挤紧顶实，可以控制基础横向变位。底板间的空隙应用较大块石压覆，可以减轻回填土的接触应力，控制基础的变形。

12 螺旋锚基础

12.1 一般规定

12.1.3 通过多次现场试验可以发现，在同种条件下螺旋锚基础的承载力离散性较大，在工程中对于单个螺旋锚基础承载力上拔、下压承载力及扭矩值宜经过试验验证后使用。

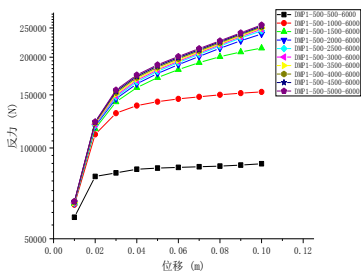
12.2 上拔承载力计算

12.2.1 多根螺旋锚上拔组合系数取值为螺旋锚沿垂直方向布置时的系数，当螺旋锚倾斜布置时，由于各螺旋锚间距较大，宜通过试验确定。

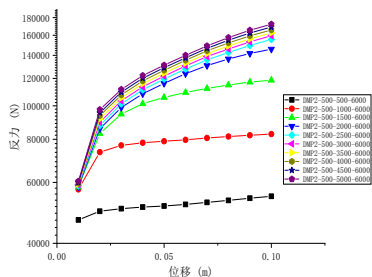
12.2.2 《IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing》中区分深、浅埋锚的界定是埋深 $> 5D_p$ 和埋深 $< 5D_p$ ，为保证与国外规范的一致性，将螺旋锚按此进行区分。通过数值模拟的方式进行了验证，选取直径 500mm 的单锚片作为研究对象，地质参数见表 1，将单锚片的埋置深度从 $1D_p \sim 10D_p$ 进行模拟，将承载力进行对比，结果见图 12-1。

表 12-1 地质参数表

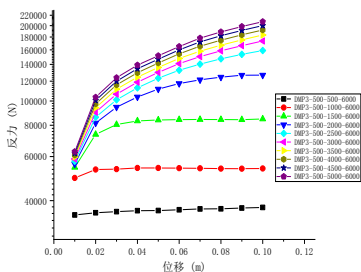
项	土重度 (kN/m^3)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 ($^\circ$)
地质 1	18	40	15
地质 2	18	15	10
地质 3	18	5	25



a. 地质 1



b. 地质 2



c. 地质 3

图 12-1 单锚不同埋深条件下荷载—位移曲线

由图12-1可以看出，对于不同土质，单锚承载力随埋深的增加而增加，深度较浅（埋深 $<5D_p$ ）时，单锚承载力随埋深的增加增长幅度较大，在深度较深（埋深 $>5D_p$ ）时，单锚承载力随埋深的增加增长幅度较小，甚至不增加。因此，可以将区分深浅锚的界定条件设定为 $5D_p$ 。

由于锚盘埋置深度大时，抗拔承载力发挥越好，因此，在单根螺旋锚设计时，尽量采用深埋锚型式。

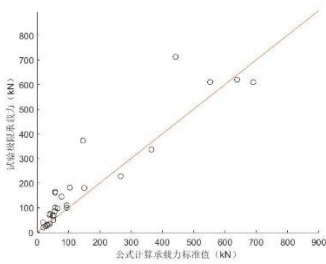
12.2.3~12.2.4 非黏性土和黏性土单根螺旋锚基础上拔承载力计算公式及参数取值参照《IEEE Guide for Transmission Structure

Foundation Design and Testing》中关于螺旋锚基础的计算公式，并通过试验进行验证。

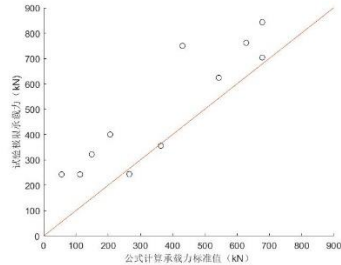
将搜集的河北、河南、山东、辽宁以及文献中的试验数据进行汇总，按照深埋锚（顶部锚盘埋深 $>5 D_p$ ）和多锚盘条件下锚盘间距 $<4 D_p$ 两个条件进行筛选，共筛选出30组上拔数据及11组下压数据，本标准单根螺旋锚上拔及下压试验极限承载力与公式计算承载力标准值比值情况如下表所示：

表12-2 单根螺旋锚上拔及下压试验极限承载力与公式计算承载力标准值比值

项	上拔工况	下压工况
最大值	2.86	4.36
最小值	0.85	0.92
均值	1.43	1.72
标准差	0.56	0.95
变异系数	0.39	0.55



上拔工况比值点状图



下压工况比值点状图

图12-2 单根螺旋锚上拔及下压试验极限承载力与公式计算承载力标准值比值

由以上图、表可以看出，公式计算承载力标准值与试验极限承载力数值较为接近，且多数位于直线上方。

关于深埋锚条件下的上拔承载力计算公式本节仅列举了非黏性土及黏性土地质条件，其中非黏性土仅考虑土的内摩擦角 ϕ ，黏性土仅考虑土的黏聚力 c ，这是因为搜到的试验样本中黏性土地质条件下内摩擦角 ϕ 值较小，在 $8^\circ \sim 14^\circ$ 之间，而考虑侧压力系数的最小内摩擦角为 25° ，因此，黏性土地质条件仅考虑了土的黏聚力 c 这一个参数。

根据《IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing》中的描述，存在同时考虑土的黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 的情况，如地质条件允许，可参照下列公式进行计算。

(1) 深埋锚顶部锚盘上拔承载力按下式计算：

$$Q_{u1} = \gamma H_1 A N_{qu} + A c N_{cu}$$

(2) 上、下锚盘间土层摩擦力按下式计算：

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_p \gamma (H^2 - H_1^2) K_u \tan \phi + \pi c D_p (H - H_1)$$

螺旋锚基础设计参数中上拔侧压力系数 K_u 、顶部锚盘上拔承载力计算参数 N_{qu} 、 N_{cu} 取值可根据查图12.2.3-1、12.2.3-2和12.2.4-1得出，为方便使用，通过数据拟合的 K_u 、 N_{qu} 的解析公式如下， N_{cu} 可直接取9。

(1) 上拔侧压力系数 K_u 解析公式

$$\textcircled{1} \phi = 25^\circ$$

$$K_u = 0.5$$

$$\textcircled{2} \phi = 34^\circ$$

$$K_u = \begin{cases} 0.5 + 0.1H_1 / D_p & (H_1 / D_p \leq 6) \\ 1.1 & (H_1 / D_p > 6) \end{cases}$$

$$\textcircled{3} \phi = 45^\circ$$

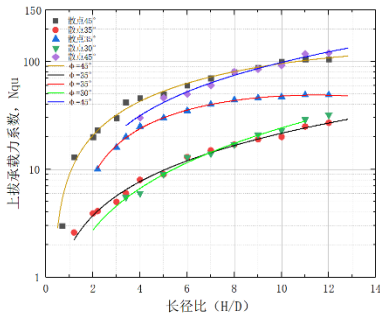
$$K_u = \begin{cases} 0.5 + 0.3H_1 / D_p & (H_1 / D_p \leq 9) \\ 3.2 & (H_1 / D_p > 9) \end{cases}$$

$$\textcircled{4} \phi = 47^\circ$$

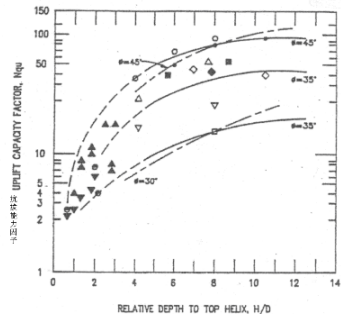
$$K_u = \begin{cases} 0.5 + 0.34H_1 / D_p & (H_1 / D_p \leq 10) \\ 3.9 & (H_1 / D_p > 10) \end{cases}$$

(2) 顶部锚盘上拔承载力计算参数 N_{qu} 解析公式:

$$N_{qu} = \begin{cases} -3.843 + 12.872H_1 / D_p - 0.292(H_1 / D_p)^2 & (\phi = 45^\circ) \\ -10.271 + 10.337H_1 / D_p - 0.452(H_1 / D_p)^2 & (\phi = 35^\circ) \\ -0.218 + 1.237H_1 / D_p + 0.121(H_1 / D_p)^2 & (\phi = 25^\circ) \end{cases}$$



N_{qu} 拟合数据曲线



N_{qu} 原始曲线

图12-3 N_{qu} 曲线拟合对比

12.3 下压承载力计算

12.3.1~12.3.2 《IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing》中未给出下压承载力计算公式，参照上拔承载力计算公式整理下压承载力计算公式，两者上、底锚盘间土层的摩阻力 (Q_f) 和锚杆上的摩阻力 (Q_s) 取值方法相同，去掉顶部锚盘上拔承载力，增加底部锚盘下压承载力。

12.4 水平承载力计算

12.4.2 螺旋锚在水平荷载作用下的弯矩、位移等参照桩基础可以使用m法、p-y曲线法、N-L曲线法进行计算。

(1) m法属于线弹性地基反力法的一种，弹性地基反力是指由桩的位移 x 所产生的地基反力。弹性地基反力法将土体假定为弹性体，用梁的弯曲理论求解桩的水平抗力，其基本公式如下， z 与 x 的幂方形式表示成为与 z 的任意函数 $k(z)$ 乘积的形式：

$$q = kz^n x^m$$

$$q = k(z)x^m$$

$m=1$ 时为线弹性地基反力法，m法假定地基系数 $k(z)$ 随深度线性增加，即 $n=1$ 。

不少学者通过试验和理论分析，认为非粘性土和正常固结黏性土的 $k(z)$ 随深度呈线性增加，我国目前对该发应用最多，线性铁路、公路桥梁桩基以及建筑桩基等规范均推荐该方法。

(2) p-y曲线法也可称作复合地基反力法，其在土的塑性区采用极限地基反力法，在弹性区采用弹性地基反力法，根据弹性区与塑性区边界上的连续条件求解桩的水平抗力。常用的复合地基反力法有长商法、竹下法、布罗姆斯法、斯奈科特法、马特洛克法（黏性土）和里斯-考克斯库普法（砂土），其中马特洛克法（黏性土）和里斯-考克斯库普法（砂土）提出的由桩侧水平地基反力与土的不排水三轴试验所得的应力-应变曲线的相互关系加以引申，提出按实际的应力-应变关系进行计算的方法，该方法被美国石油协会关于海洋结构物的技术报告API-RP-2A选用，成为p-y曲线法（API）。

实际使用中，多用室内三轴试验，根据土的应力—应变关系，求出桩上每隔一定深度的p-y曲线，再与现场试桩相配合。在计算过程中，须以某些形式对地基的性质进行数学化模拟，为了验证模拟是否合适，还须利用计算机反复收敛计算。对承受反复荷载、且地基中产生较大应变的桩基，宜采用p-y曲线法，我国码头规范建议采用该方法。

(3) NL法

NL法是一种非线性计算方法，此方法依据的资料均来自工程桩的水平荷载试验，累计39根，分布在从福建到渤海沿海的我国大

部分沿海地区，桩型包括预应力混凝土方桩、钢管桩、预应力混凝土大直径管桩等，桩宽或桩径为0.2~ 1.5 m不等，水平荷载作用点距泥面高度0.12~26.1 m，所用资料无论是地质情况还是桩型等都具有足够的代表性，共有p-y曲线147条、1 231个数据样本。(摘自文献：“桩的水平承载力实用非线性计算方法—NL法”)

我国码头规范建议采用该方法。

对于单根螺旋锚的弯矩、位移等使用m法、p-y曲线法、N-L曲线法进行了试算。对于螺旋锚，不考虑锚盘影响按照纯钢管进行计算，单根螺旋锚的基本情况及其计算结果如下表所示

表12-3 单根螺旋锚的基本情况

桩径 (m)	桩长 (m)	悬臂 (m)	水平力 (kN)	岩土类别
0.14	6	0.2	32	黏性土

表 12-4 单根螺旋锚计算结果

方法	m 法	p-y 曲线法	NL 法	实际位移值
桩顶位移 (mm)			23.63	
最大弯矩 (kNm)	23.9	18.3	27.96	
地面位移 (mm)	21.4	12.4	20.60	12.61
最大弯矩深度 (m)	1.3	1.2	1.40	

由上表可以看出，p-y曲线法较m法和NL法位移的计算结果与试验值更相近，同时p-y曲线法的最大弯矩值小于m法和NL法的计算值，最大位移深度也小于m法和NL法。

由于m法适用于于位移较小的弹性地基，对于位移较大的情况计算结果不能准确的反映实际情况，此时可以使用p-y曲线法或NL法等非线性方法。

对于单锚基础，一般需采取抗水平力措施，螺旋锚本身参与抵抗水平力较小，此时的实际位移量较小；对于群锚基础，当采用混凝土承台时，一般考虑承台作用，当采用钢承台时，一般采用倾斜布锚的方式抵抗水平力，此时的基础实际位移量也较小。由此，对于以上采取抵抗水平力措施的螺旋锚基础可以采用m法进行计算，如具备条件，也可使用p-y曲线法或NL法进行计算。

12.5 构件计算

12.5.6 单根螺旋锚施工扭矩参照《IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing》中的规定进行估算，由于施工扭矩的取值很难用计算得出，其值建议通过试验确定。

13 电杆基础及拉盘

13.4 构件承载力计算

13.4.3 基础规范执行至今，未曾有卡盘计算中设置腹筋的情况，故取消了“对有腹筋截面”的计算要求，均按无腹筋截面设计。

13.4.6 根据以往工程设计经验，拉线棒的承载力应由单根钢筋的抗拉强度控制，如拉线棒两端设置环形套，则应按拉环验算抗剪承载力。

考虑拉线棒的自然防腐，按现行行业标准《110~500kV 架空送电线路设计技术规程》DL/T 5092-1999 的要求，规定当满足承载力计算要求时，再将拉线棒计算直径增加（2~4）mm，且不小于16mm。

13.4.7 根据以往工程设计经验，拉环的承载力应由1.5倍单根钢筋的抗剪强度控制。

考虑拉环的自然防腐，并与拉线棒同等条件，规定当满足承载力计算要求时，再将拉环计算直径增加（2~4）mm，且不小于16mm。

13.4.8 原行业标准《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 对于石材底盘、拉盘、卡盘的使用范围限制为110kV及以下。

根据工程设计经验和加工反馈信息，石材底盘、拉盘、卡盘均用新鲜的岩石劈裂而成，最大劈裂尺寸1.2m~1.4m，且在质量上难以保证设计要求。考虑到石材相对混凝土经济造价较低，保留此条。

承载力设计附加系数调整：原行业标准《送电线路基础设计规定》SDGJ62-1984 式， $K_s M \leq R_y W_h \gamma_s$ ，按承载力增大1.35倍的标准，

设 γ_{sc} 为调整系数，新公式 $1.35 \gamma_{sc} M \leq R_y W_0 \gamma_1$ ，有 $1.35 \gamma_{sc} = K_s$ ，

$\gamma_{sc} = \frac{K_s}{1.35}$ ，底盘 $\gamma_{sc} = \frac{3.0}{1.35} = 2.2$ 、拉盘 $\gamma_{sc} = \frac{5.0}{1.35} = 3.7$ 、卡盘

$\gamma_{sc} = \frac{4.0}{1.35} = 3.0$ 。

13.5 构造要求

13.5.5 底盘及拉盘一般需埋置冻土层以下。若卡盘位于冻土深度范围内，可采用换土或取消卡盘而采用其他基础型式等措施来考虑冻胀影响。

14 特殊土地基及基础

14.1 腐蚀土

14.1.1 输电线路基础防腐设计考虑的因素比较多，包括腐蚀性介质的种类、含量、环境条件、维护条件等。预防为主是指设计时应尽量使杆塔位远离地基腐蚀性较强的区域；防护结合是指当杆塔立于腐蚀性地基时，防腐设计应根据腐蚀特点因地制宜采取混凝土内防腐、表面防护或二者结合的综合措施。对于临时线路的基础，其防腐设计标准可在本节规定的基础上适当降低或者根据实际情况不做防护。

14.1.3 钢筋混凝土预制桩具有混凝土密实性高、桩身质量稳定的优势，与灌注桩相比，其耐久性相对容易保证，更适用于腐蚀地基；而灌注桩受到现场浇筑施工条件的限制，混凝土容易与腐蚀性介质接触，施工防护较困难，混凝土的耐久性不易保证。因此在以往线路工程中，强腐蚀环境一般没有采用灌注桩基础。近年随着基础防腐技术的提高，在采取有效防护措施的情况下，强腐蚀地区也开始采用灌注桩基础，主要是采用裹体灌注桩，例如±1100kV 昌吉-古泉线路、±800kV 哈密-郑州线路、750kV 库阿巴线路等均应用了裹体灌注桩。

另外，锚杆基础对岩土勘察和施工质量控制的要求较高，锚筋保护层较薄，且锚杆不易采取外防腐措施，因此在腐蚀性较强的地区使用锚杆基础存在一定的风险，故一般情况下不推荐采用；部分装配式基础也存在类似的问题，对于有金属件连接的浅埋装配式基础，在强腐蚀环境下存在较大的安全隐患，故不宜采用，但对于复合材料或其他特殊耐腐蚀材料制备的装配式基础或者采取较完善的表面防护措施时，也可用于强腐蚀环境。

14.1.4 本条是为保证腐蚀地基基础混凝土耐久性所作的基本规定。要保证混凝土的耐久性有许多要求，本条是对基础材料最基本的要求，是参照现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046-2018 和现行国家标准《混凝土结构耐久性设计标准》GB/T 50476-2019 的有关规定并吸纳近年线路工程基础防腐设计经验后综合制定。需注意的是，本条第 2 至 5 款所列要求均为设计使用年限为 50 年的技术指标，其他设计使用年限的耐久性指标可参照有关规范执行或进行专门研究确定。

14.1.5 要提高基础结构的抗腐蚀性能，除了需要一定密实度的混凝土以外，还要有一定厚度的钢筋保护层。适当增加混凝土保护层的厚度对防腐设计十分重要，也是目前通行做法。本条规定的最小保护层厚度与现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046-2018 基本一致，其中灌注桩基础的最小保护层厚度较 GB/T 50046-2018 略大，是结合了近年特高压直流线路工程基础防腐设计相关成果和实践经验确定的。

14.1.6 以往线路工程一般采用普通硅酸盐水泥和硅酸盐水泥，早期盐渍土地区线路工程也常采用抗硫酸盐水泥。硅酸盐水泥和普通硅酸盐水泥具有早期强度高、凝结硬化快、碱度高、碳化慢等特点。在普通硅酸盐水泥和硅酸盐混凝土中，掺入扩物掺和料，可改善混凝土的微孔结构，降低混凝土的渗透性，从而提高混凝土的耐久性。采用硅酸盐水泥和普通硅酸盐水泥也便于控制胶凝材料中掺合料的品种及掺量，因此线路基础宜优先采用普通硅酸盐水泥和硅酸盐水泥。抗硫酸盐水泥则一般用于以硫酸根离子为主要腐蚀介质且氯离子较少的中、强腐蚀环境。

对于以氯盐为主的腐蚀环境，矿物掺合料宜选用矿渣，可加入粉煤灰和少量硅灰；对于以硫酸盐主的腐蚀环境，矿物掺合料不应加入石灰石粉。早期的湿养护对混凝土的抗盐渍土侵蚀性能具有重要的影响，混凝土的胶凝材料的早期水化速率越慢，早期所需的湿养护时间越长，粉煤灰的掺入会导致混凝土对早期养护时间的要求明显提高。实际工程表明，干旱地区养护不充分的基础采用大量掺粉煤灰、低水胶比的方案后，更容易发生各类问题。因此，对于干旱地区养护困难塔位，矿物掺合料宜优先选择矿渣。另外，尽管超细矿渣对于提升抗盐渍土侵蚀性能的作用效果很明显，但对工作性的不利影响较大，因此建议优先采用普通矿渣。当复合胶凝材料中的矿渣掺量过高，也需要非常充分的早期湿养护条件，建议矿渣在复合胶凝材料中的含量不高于 35%。由于超细矿渣的比表面积过大，对工作性有不良影响，因此如果采用超细矿渣，建议其掺量不超过 25%。同时，干旱少雨，蒸发量大、昼夜温差大的地区以及冬季施工，使用大掺量掺合料的混凝土要加强早期的养护，避免后期的不良影响。而对于滨海盐渍土以氯离子侵蚀为基础，可使用更大掺量的矿渣以增大混凝土抗氯离子渗透性。

结合线路工程施工环境和以往工程经验，对于 C35 及以上等级的混凝土建议使用商品混凝土，以保证混凝土配制质量。

14.1.7 当土体环境中氯离子浓度较高时，易侵蚀钢筋引发锈蚀。在混凝土中添加钢筋阻锈剂可以推迟钢筋开始生锈的时间和减缓钢筋腐蚀发展的速度，达到延长结构使用寿命的目的。当土体环境中硫酸根离子浓度较高时，采用抗硫酸盐添加剂可以改善混凝土抗硫酸盐侵蚀性能，在价格上还可以略低于采用抗硫酸水泥配置的混凝土。对于存在冻融循环的腐蚀地基，引气剂作为辅助外加剂，可以改善混凝土的抗冻性能，进而提高冻融和腐蚀双重作用下混凝土的耐久性。需注意的是，在高海拔地区的低气压增加了引气难度，降低了引气成泡的质量，应通过试验确定引气剂类型和用量。

当 C1-强腐蚀地区的基础混凝土添加钢筋阻锈剂时，其品种、掺量、使用方法和耐腐蚀性能应符合有关标准的规定并按相应的产品说明经验证后确定。

14.1.9 包括基础表面防护在内，近年来国内关于线路基础防腐开展了较多研究，从 750kV 新疆与西北联网二通道工程、±800kV 哈密-郑州直流线路工程到±1100kV 昌吉-古泉直流线路工程，通过对基础防腐和涂料工艺进行专题研究和工程应用，取得了较好的效果，本次将这些成果归纳总结后列于表 14-1，供设计参考。本次修编吸纳了表 14-1 的部分成果，确定了不同腐蚀等级下的基础防护范围，对于防护材料，还应符合下列规定：

1) 基础外防护可采用改性高氯化聚乙烯 (HCPE) 特种涂料或环氧树脂涂层裹缠玻璃钢布，地下水较浅的强腐蚀地基条件下的扩展基础的表面防护也可采用玻璃钢模板。有条件时也可采用其他防腐蚀涂料，涂料选择应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046 的有关规定。

2) 防腐涂料应以施工操作方便、经济、耐久、附着力强、抗老化性能好、寿命长为原则选用。

表 14-1 近年直流工程采用的防腐措施总结

腐蚀等级		强腐蚀	中等腐蚀		弱腐蚀		
防腐 处理 方法	基础型式	开挖基础	开挖基础	掏挖基础、灌注桩基础	开挖基础、掏挖基础	灌注桩基础	
	基础混凝土最低强度等级	C40	C35	C35	C30	C35	
	最大水胶比	0.36	0.4	0.4	0.5	0.45	
	最小水泥用量 (kg/m ³)	340	320	320	300	300	
	水泥标号	P.0 42.5	P.0 42.5	P.0 42.5	P.0 42.5	P.0 42.5	
	防腐涂料	环氧封闭底漆、环氧煤沥青漆中间层、改性高氯化聚乙烯 (HCPE) 面层各两遍				/	/
	防腐涂料涂刷范围	基础表面、垫层顶面及保护帽	基础表面及垫层顶面	地面露出部分及地面以下 500mm	/	/	
	防腐涂料干膜厚度 (μm)	300	200	200	/	/	
	混凝土垫层强度等级	C25	C25	/	C20 (开挖基础)	/	
	钢筋保护层最小厚度 (mm)	50	50	50 (掏挖基础)、55 (灌注桩基础)	50	50	

注：

1、中、强腐蚀地区基础混凝土中需加入矿物掺合料，具体种类、品质和最终掺量通过试验确定；

2、采用 HCPE 时，HCPE 防腐涂料工艺为环氧封闭底漆、环氧煤沥青漆中间层、改性高氯化聚乙烯 (HCPE) 面层各两遍。各层涂料均应满足国家相关规范和检测标准，并具有产品质量保证书。中等腐蚀地区涂层干膜厚度不小于 200μm，强腐蚀地区涂层干膜厚度不小于 300μm；

3、采用环氧树脂涂层裹缠玻璃钢布防腐时，可采用 3 布 5 涂，即两层环氧树脂封闭底漆、一层玻璃布、一层环氧树脂中涂漆、一层玻璃布、一层环氧树脂中涂漆、一层玻璃布和一层环氧树脂面漆，要求玻璃纤维布裹缠的总厚度不小于 2.0mm。玻璃纤维布、环氧树脂底漆和面漆均应满足国家相关规范和检测标准，并具有产品质量保证书。

14.1.10 线路基础采用掺入矿物掺合料、钢筋阻锈剂、抗硫酸盐外加剂等配制的耐腐蚀混凝土材料，增强结构的内防腐性能是一种“治本”的防腐措施。当基础内防腐性能已满足防腐要求时，可以不做表面防护。

14.2 盐渍土

14.2.1 本条主要结合近十年来国内线路工程建设经验，尤其是特高压和 750kV 线路建设经验，同时参考现行行业标准《盐渍土地区建筑规范》SY/T 0317-2012 和现行国家标准《盐渍土地区建筑技术规范》GB/T 50942-2014 提出了盐渍土地区基础设计及地基处理的总体原则，在防治结合、综合治理的基础上强调以防为主，以适应线路工程建设特点。

14.2.2 本条为新增条文。盐渍土地基以防为主，选线和杆塔定位应尽量避免让强盐渍土区域和可能积盐的低洼区域；对于地下水可能上升的区域，易引发溶陷，因此杆塔定位时也应加以回避。

14.2.4 盐渍土地基产生膨胀的主要原因是土体中的 Na_2SO_4 在温度或湿度变化时结晶而发生体积膨胀，其膨胀量大小与多种因素有关，工程实践表明，硫酸钠含量小于 1% 时，线路基础设计可以不考虑其膨胀作用。

14.2.6 本条为新增条文。对于一般盐渍土地区，由于输电线路扩展基础埋深通常超过 3 米、原状土基础埋深通常超过 5 米，底板处土层含盐量相对地表已大幅减小，基础受盐渍土溶陷影响较小，除盐湖和积盐盆地等特殊地区以外，多年来线路基础因盐渍土地基溶陷导致的工程问题较少。但对于地基溶陷等级较高的杆塔，仍需采取有效措施防止基础产生不均匀沉降或过大的整体沉降。对于地基溶陷的处理，现行国家标准《盐渍土地区建筑技术规范》GB/T 50942-2014 针对不同建（构）筑物等级和溶陷等级规定了相应的防水、地基处理、基础结构措施、上部结构措施的组合表。本标准考虑到杆塔结构作为一种特殊构筑物，其处理标准宜较有人类活动的建筑物略低，本条结合多年来盐渍土地区线路工程建设及运维经验，对设计等级为甲级和乙级的杆塔基础采取同等处理措施，按不同地基溶陷等级分别采取防排水措施、地基处理措施、基础结构措施或其组合措施，对于设计等级为丙类的杆塔则只需要做好塔基防排水即可。

14.2.7 考虑我国西北部有大量线路建设于山前冲积平原区的盐渍土地基，部分塔基为防止面流冲刷会修筑挡水墙、排水沟等设施，有些塔位因特殊的微地形较容易发生散流和倒灌积水情况，在修建防排水设施时应尤其注意。因此，本条在原标准基础上增加了山前冲积平原区塔位的防排水措施。

14.2.8 本条为新增条文，对盐渍土地区的基础结构措施作出建议性规定。需说明的是，对于盐胀防治的结构措施，适当加大基础埋深应根据盐渍土分布厚度等具体岩土条件而定；而根据以往工程经验，采用直柱基础可以减少地基土盐胀变形对基础受力的不利影响。对于溶陷防治，虽然加强基础结构的整体性有利于减少不均匀沉降，但实际工程出于经济性考虑，并不能过度依赖于此项措施。

14.3 湿陷性黄土

14.3.1 明确了湿陷性黄土地区杆塔塔位选择及地基处理的总体原则，在原标准内容基础上强调应结合工程所处的水环境因地制宜采取综合措施。

14.3.2~14.3.4 由于线路杆塔所处环境的特殊性，无论是施工或运行阶段，塔基排水条件或附近农耕灌溉设施都可能影响杆塔的地基稳定，确保基面排水通畅是湿陷性黄土地区杆塔基础长期安全稳定运行的前提。本节所列条文是结合二十多年来黄土地区各电压等级线路的杆塔基础设计、施工及运行维护经验总结而成，主要适用于330kV及以上电压等级线路，220kV及以下电压等级线路应视具体塔位条件酌情参考采用。对于临时线路，考虑运行时间短、重要性低，从经济性角度考量一般不进行地基处理。

总体上，对输电线路杆塔基础处理的标准可比现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025-2018 的规定适当降低，并根据杆塔重要性和黄土湿陷等级采取不同的处理方法，原行业标准《架空送电线路基础设计技术规程》DL/T 5219-2005 和《14 版规程》按此原则执行多年的实践证明，这样的处理标准是满足工程要求的。

《14 版规程》对照原国家标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB50025-2004 的建筑物类别对杆塔基础进行了分类，主要是为便于参照 GB 50025-2004 的设计原则对黄土地区的杆塔基础进行设计。虽然新修订的标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025-2018 首次明确了输电铁塔的建筑物类别，将特高压输电铁塔归为乙类，将

浸水可能性较小的超高压、高压输电杆塔归为丙类，然而 GB 50025-2018 对于乙类和丙类建筑地基处理的规定，相较于以往线路工程基础的处理原则明显过严，因此也不宜直接采用，再考虑到线路铁塔竖向荷载相对于高层或多层建筑物更小、地基竖向变形容许值相对较高、发生沉降或倾斜后处理相对容易等特点，对线路基础的处理仍宜较 GB 50025-2018 适当降低处理标准。而考虑到本标准第 3 章对基础设计等级已经进行了分类，其与 GB 50025-2018 对铁塔（一般线路）的分类基本相当，因此不再重新对照 GB 50025-2018 进行建筑物类别划分。

另外，考虑到大跨越杆塔的特殊性，虽然本标准将其基础设计等级列为甲级，但并不适合直接参照 GB 50025-2018 甲类建筑的地基处理和基础设计原则，尤其是对于大厚度湿陷性黄土地基，基础设计方案不应局限于桩基穿透湿陷性土层或者对自重湿陷性黄土层进行全部处理，而是应该根据线路工程特点、经过多方案的技术经济比较后合理确定。

14.3.5 《14 版规程》对于基础设计等级为乙级的杆塔消除地基部分湿陷量的最小处理厚度未作明确要求，仅规定了部分丙级杆塔的处理标准；而现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025-2018 关于乙类建筑（特高压铁塔）和丙类建筑（超高压、高压杆塔）的地基处理原则对于线路杆塔过严。为便于工程实际操作，结合近年特高压、超高压工程建设经验，本次规定乙级、丙级杆塔消除地基部分湿陷量的最小处理厚度均可按表 14.3.5 执行，但考虑到特高压铁塔的重要性，其处理厚度和宽度宜在表 14.3.5 基础上酌情提高。

14.3.6 本条为新增条文。位于湿陷性黄土地区的平地塔位或水浇地，塔基水环境受人类活动影响较大，选用大开挖扩展基础更容易进行地基处理和采取防水措施；当湿陷性黄土层厚度较小、经技术经济比较合理时，也可以采用桩基础穿透全部湿陷性土层。当水浇地采用扩展基础时，除按本标准第 14.3.5 条的要求进行地基处理外，还应根据基础埋深、塔基积水条件等具体情况在基础上部或侧面设置隔水措施。

湿陷性黄土地区的一般杆塔并不会采用加长地脚螺栓设计和预留沉降净空（预留塔高），但对于立塔场地受限、水文条件复杂的重要塔位，为避免后期可能发生地基湿陷带来的不利影响，也可采取加长地脚螺栓、预留适当塔高的设计方案。

14.3.7 本条为新增条文。对自重湿陷性黄土地基，当塔基黄土层浸

水发生自重湿陷后，将产生相对桩体向下的位移，对桩体产生负摩阻力。因此，在确定单桩竖向承载力特征值时，除了不计中性点深度以上黄土层的桩侧正摩阻力外，还应考虑桩侧的负摩阻力。

14.3.9 本条为新增条文，是根据湿陷性黄土山区的原状土基础设计经验总结而成。当山区原状土基础的排水条件不好时，可在基础顶部靠近地面处设置一定范围的灰土层，以阻隔地表水下渗侵蚀。

14.3.10 本条为新增条文，对施工措施提出建议。在设计方案已采取有效地基处理措施的情况下，基坑开挖至回填前阶段经常因雨水或农耕灌溉水流入基坑，使得基底黄土层受到侵蚀，导致地基处理措施失效或后期出现杆塔倾斜问题，应引起重视并在施工阶段采取挡水、隔水等措施防止此类情况发生。

14.4 冻土

14.4.1 根据土冻结状态的持续时间，将地基土分为季节冻土和多年冻土。根据土冻结状态的持续时间，将地基土分为季节冻土和多年冻土。多年冻土又可划分为少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层五种类型，应按现行行业标准《冻土地区架空输电线路岩土工程勘测技术规程》DL/T 5577-2020的规定确定分类。季节冻土和多年冻土季节融化层土的冻胀性，根据土冻胀率的大小，可划分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀五种类型，并按按照现行国家标准《冻土工程地质勘察规范》GB 50324-2014的规定进行类别划分。根据土融化下沉系数的大小，多年冻土可分为不融沉、弱融沉、融沉、强融沉和融陷五种类型，并按按照现行国家标准《冻土工程地质勘察规范》GB 50324-2014的规定进行类别划分。

冻土的定义同时包含两层含义，一是岩土体温度必须在 0°C 或 0°C 以下，二是必须含有固态相冰。只满足第一层含义的土体可称为寒土。寒土又可分为干寒土和湿寒土，前者不含冰和重力水，后者也不含冰但含负温盐水或卤水。

岩土体按冻结状态的持续时间，可划分为短时冻土（数小时、数日）、季节冻土（数月）和多年冻土（二年以上）三种类型。对工程影响较大的主要是季节冻土和多年冻土。

冻土的工程地质性质与普通土有本质上的差别，其根本原因是冻土中含有地下冰。因此，将冻土按含冰率进行分类，并查明高含冰率冻土的分布规律，是确保冻土地区工程设计安全的前提。

14.4.2 提出了输电线路路径选择和避让意见，为路径方案比选、优化和技术经济比较提供岩土工程技术支持，达到采取冻土基础设计、地基处理技术方案经济合理，工程的推荐方案造价低，投资省。输电线路在路径选择及优化时需要深入地进行调查研究，收集足够的多年冻土区气象、水文、地质和水文地质资料，查明沿线多年冻土的特点和不良冻土现象的分布范围、类型、规模和严重程度，掌握其可能对线路产生的病害及解决办法，进而提出各种可行的跨越、绕避和通过方案。

寒冻风化强烈发育地段，是在冻融区与雪蚀作用区之间，发育冰川作用形成的冰斗、角峰、刃脊，寒冻风化作用形成的岩屑坡、危岩、崩塌、石海等。寒冻风化强烈发育地段需开展针对性的线路选线，分析、评价其对工程的影响，提出合理的避让或处治措施建议。

高海拔多年冻土区地基土颗粒较粗、地表裸露、植被稀疏以及向阳的斜坡地段，冻土的含冰量都比较少，大多以少冰、多冰冻土为主，而地基土颗粒较细、植被覆盖较好以及阴坡地段，一般情况下冻土含冰量大，植被生长茂盛往往其下发育多年冻土岛。在高纬度多年冻土区，植被发育、覆盖率高，冻土多分布于山前坡地、丘陵台地、河谷、山谷及洼地等地段，老头树、杜鹃花、苔藓以及缓坡坡脚等植被稀疏的地段往往是冻土发育的标志，路径选择中注意避让。冻土沼泽和冻土湿地是判别厚层地下冰的重要标志，且多有厚度不等的泥炭层，冻土工程地质条件差，因此需要把路径调至地势较高的部位通过。

14.4.7 冻土地区扩展基础宜采用台阶式基础、直柱扩展基础、锥柱基础和预制装配式基础等；原状土基础宜采用挖孔基础等；桩基础宜采用预制桩基础、灌注桩基础等。

多年冻土地区可根据输电线路设计类型、上部结构特点、冻土地基条件及所采用的设计状态，结合表 14-2 进行基础选型。

表 14-2 适用于多年冻土区的主要基础类型

序号	基础类型	基础特点	适用地区
----	------	------	------

1	桩基础	对冻土地基热扰动较小,应用范围广,施工工艺成熟,需要大型机具,施工难度大,施工费用较高。	适用于所有冻土地区。尤其是地下水位较高地区,高温高含冰率、强冻胀地区,河流滩地的融区等。盐渍化冻土、冻土泥炭化层、强融沉地区可采用桩基础。
2	锥柱基础 扩展基础 台阶基础	施工工艺简单,混凝土用量大,基础外表面容易采取减小切向冻胀力的辅助措施。	适用于活动层较薄,融沉等级低,便于开挖,地下水位埋藏较深地区。同等条件下,强冻胀、特强冻胀铁塔位可优先采用锥柱基础。
3	掏挖基础 挖孔桩基础	力学性能较好,抗拔、抗倾覆承载能力强,基坑开挖量小,不需支模、回填,有利于环境保护。	适用于丘陵、山地地形,地质条件较好、可人工成孔的地区。
4	预制装配基础	强度较高,混凝土质量易保证。制造条件严格,运输成本高,需要起重机械。	适用于交通便利、便于机械作业,地基承载力高、地下水位埋藏较深的塔位。

14.4.8 由于一般民用建筑的结构自重较大,上拔荷载通常不起控制作用,因此在满足冻拔稳定要求的前提下,允许基础底面以下有一定厚度的活动层。而输电线路基础除承受冻拔力外还承受各种工况下的上拔作用力,其与基底法向冻胀力叠加作用后,不利于上拔稳定。另一方面,根据我国气象台(站)的统计资料显示,国内主要季节冻土地区的活动层厚度一般不超过 3m,对于 110kV 及以上电压等级的输电线路基础埋深一般均大于季节冻土厚度。因此,要求输电线路基础埋深大于季节冻土厚度并不需要额外增加投资,这样既消除了法向冻胀力作用,也易于采取基底处理措施。在各国相关规范标准中,美国、日本、加拿大等国均规定基础埋深不得小于冻结深度。前苏联规定除三类与冻深无关的地基可任意浅埋之外,基础最小埋深不得小于计算冻结深度。而我国现行行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118-2011 提出的容许残留冻土层厚度理念并不适用于较高电压等级输电线路的基础工程。鉴于此,本标准规定季节冻土区的基础埋深不应小于场地季节冻结深度,需将

基础底面设置在非冻土层中。除特殊情况外，季节性冻土地区输电线路基础一般不宜在基底留有冻土层。

14.4.9 对衔接多年冻土地基，输电线路基础底面应嵌固在多年冻土中，以消除基底法向冻胀力作用。据统计，上限的气温变化增量为 $7^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ ，考虑观测年后气温的波动，按当地冻土稳定人为上限资料设计时，建议最小埋深不小于上限值加 0.5m。

对无稳定人为上限资料的地区，采用当地气象观测资料和中国融化指数标准值等值线图查取时，考虑到年际气温变化对基础稳定性的影响，以及上限位置处因暖季地温较高（接近 0°C ）导致地基强度较低、稳定性较差的情况，不宜将上限位置的地基土做为基底。因此，需要将基础埋置在上限以下一定深度。同时，综合多年冻土的工程地质条件、水文特征、基础类型、施工方法等的影响，本标准将基础最小埋深在 z_d^m 的计算值上适当加大。

14.4.11 冻土地基的物理力学指标与其温度直接相关，因此设计参数的确定必须对应规定的温度，同时必须考虑在设计使用年限内长期运行中冻土地基温度的变化。

14.4.14 基础施工对多年冻土区的扰动可能导致地基稳定问题和水土流失，尤其在基坑工程阶段，破坏多年冻土层的热平衡还有可能引发地质灾害。本条结合我国青藏直流工程、玉树联网工程、藏中联网工程等冻土地区工程建设经验，从基坑施工热平衡防护方面提出建议性措施，以减少冻土扰动带来的不利影响。

14.5 戈壁碎石土

14.5.1、14.5.2 本条说明戈壁碎石土地基主要特性、戈壁地区输电线路掏挖基础和等直径直柱基础抗拔承载性能、基础选型原则、抗拔剪切法计算时戈壁碎石土剪切强度取值等。

1 戈壁是我国西北地区广泛存在的一种特殊碎石土地基，一般为冲洪积物，多分布在盆地边缘地带、冲积~洪积扇地段。戈壁土胶结效应明显，其工程性质明显不同于一般的“土石混合体”。总体上看，戈壁土骨架颗粒组成结构可分为 3 个层次：粗粒（圆砾、角砾、卵石等碎石）、细粒（砂类或黄土类粘性土堆积填充）以及细粒—粗粒间的相互接触与胶结作用，自立性较好。

2 为充分利用戈壁碎石土地基胶结性质及其承载性能，输电线路工程应优先采用原状地基挖孔基础。鲁先龙等（鲁先龙，郑卫锋，

童瑞铭, 崔强. 扩底参数对原状土掏挖基础抗拔影响的敏感性研究. 中国电力, 2016, 49 (8): 41-44, 58.) 选择 3 个戈壁地基试验地点, 并在每一个试验地点开展了三因素 (深径比、基础扩展角、立柱直径) 四水平的 27 个掏挖基础抗拔承载性能正交试验, 分析了深径比、基础扩展角、立柱直径对掏挖基础抗拔承载力影响规律及其敏感性。正交试验结果表明: 戈壁地基扩底结构参数影响敏感性由大到小的顺序为: 深径比、立柱直径和基底扩展角。此外, 鲁先龙等 (鲁先龙, 程永锋. 戈壁抗拔基础承载性能试验与计算. 中国电力出版社, 2015.) 给出了新疆和甘肃 7 个戈壁碎石土地基场地的 46 掏挖基础和 19 个等直径直柱挖孔基础抗拔承载性能对比试验结果。总体上看, 掏挖基础和等直径直柱挖孔基础抗拔荷载~位移曲线呈初始弹性段、弹塑性曲线过渡段和破坏段的三阶段变化特征。为进一步比较戈壁掏挖扩底基础与掏挖直柱基础抗拔性能, 以不同失效准则确定的极限承载力同塑性极限承载力 T_2 的比值为 y 轴, 以不同失效准则下基础承载力对应的上拔位移均值为 x 轴, 可得到如图 14-1 所示的抗拔基础归一化荷载~位移曲线比较结果。图 14-1 表明, 掏挖基础和等直径直柱基础弹性极限承载力 T_{L1} 所对应的位移 s_{L1} 均值分别为 2.05 mm 和 2.28 mm, 而弹性极限承载力 T_{L1} 所对应的位移 s_{L2} 均值分别为 16.03 mm 和 15.72 mm, 相应的 s_{L1}/s_{L2} 均值分别仅为 0.13 和 0.15。由此可见, 上拔荷载作用下, 戈壁地基掏挖基础和等直径直柱基础的抗拔弹性变形均较小。同时, 从图 1 可看出, 初始弹性段和弹塑性曲线过渡段, 掏挖基础和等直径直柱挖孔基础的抗拔归一化荷载~位移曲线几乎是完全一致的, 这表明在抗拔荷载~位移曲线的初始弹性段及弹塑性曲线过渡段初期, 掏挖基础和等直径直柱挖孔基础的抗拔性能无明显差别。当超过抗拔塑性极限荷载 T_2 之后掏挖基础抗拔承载性能将优于等直径直柱基础, 出现上述差别的主要原因应在于两种基础类型抗拔承载机理的不同。对等直径直柱挖孔基础而言, 抗拔承载过程主要取决于基础立柱混凝土和戈壁土体之间的摩擦阻力, 而掏挖基础抗拔承载过程主要取决于戈壁土体滑动面形成过程以及在土体滑动面的形成过程中土体与土体之间的相互作用。

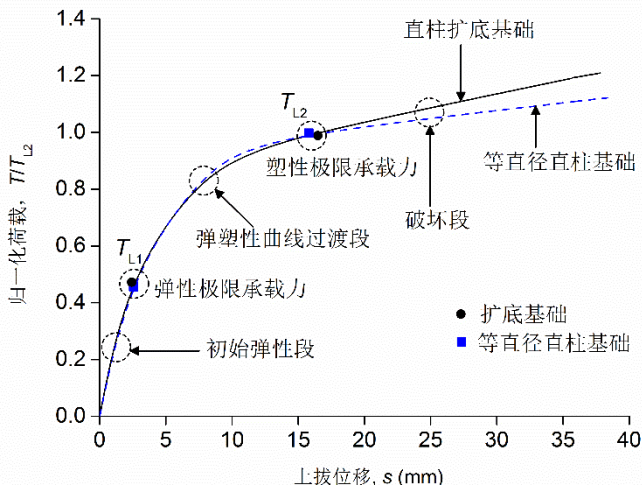


图 14-1 戈壁地基掏挖基础与等直径直柱基础抗拔归一化荷载~位移曲线比较

3 一般说来基础上拔临界深度随戈壁碎石土的密实状态而变化，一般密实时取 4.0 倍基底直径，稍密时取 3.0 倍基底直径。原则上建议，当基础抗拔计算深度小于基础上拔临界深度时，宜采用扩底型掏挖基础。反之，宜采用等直径直柱挖孔基础。

4 抗剪强度是戈壁地基掏挖基础剪切法计算的重要参数。鲁先龙等（鲁先龙，童瑞铭，李永祥，等. 输电线路戈壁地基抗剪强度参数取值的试验研究. 电力建设. 2011, 32(11): 11-15.）通过对甘肃和新疆地区戈壁碎石土地基共 21 组 76 个现场分层原位直剪试验样本，研究了其抗剪特性和强度参数的取值。结果表明：戈壁碎石土地基具有较好的抗剪承载性能，正应力作用下其抗剪承载过程可分为弹性变形、弹塑性至峰值强度、强度软化至残余强度 3 个阶段。戈壁碎石土内摩擦角的均值、标准差和变异系数分别为 $40.6^{\circ} \sim 43.6^{\circ}$ 、 $3.4^{\circ} \sim 10.3^{\circ}$ 、 $0.003 \sim 0.253$ ，黏聚强度的均值、标准差和变异系数分别为 $10.5\text{kPa} \sim 23.0\text{kPa}$ 、 $1.2\text{kPa} \sim 7.3\text{kPa}$ 、 $0.12 \sim 0.33$ 。

14.5.4 根据中国电力科学研究院开展的等直径直柱基础抗拔现场试验结果，假设等直径直柱挖孔基础抗拔承载力由立柱和戈壁土体之间的侧摩阻力、基础自重 2 部分组成，并且按照式 (14-1) 计算上拔极限荷载作用下戈壁碎石土平均极限侧阻力值：

$$q_{uk} = \frac{T_{L2} - G_f}{UH} \quad (14-1)$$

式中： q_{uk} ——戈壁碎石土地基抗拔极限侧摩阻力的平均值，kPa；

T_{L2} —基础抗拔塑性极限承载力，kN；

G_f —基础混凝土自重，kN；

U —基础立柱侧表面周长，m；

L —基础埋深，m；

根据现场试验结果，戈壁碎石土地基平均抗拔极限侧阻力值变化范围为 60kPa~376kPa，且基本上随基础埋深增而呈线性增加。线性拟合后得到本条文所示戈壁碎石土地基抗拔极限侧摩阻力与基础埋深之间的线性关系。需要说明的是，考虑到现场试验基础埋深最大没有超过 8m。因此，当基础埋深超过 8m 后，本条文拟合公式计算结果需慎重使用。

14.5.5 基于中国电科院在新疆 2 个戈壁碎石土地基场地开展的 12 个掏挖扩底基础水平承载力试验的立柱侧土压力和处地表水平位移实测结果，绘制出戈壁碎石土地基水平抗力系数的比例系数随深度变化的比例系数 m 值与基础立柱处地表水平位移 y 的关系曲线。总体上看， m 值随基础立柱处地表水平位移 y 的增大而减小。本条文规定的地基系数随深度变化的比例系数计算公式，是对上述试验结果进行拟合而得到的。

14.5.6 戈壁覆盖层地基开挖过程常能观察到由易溶盐结晶而形成的胶结块状土体，其主要是干旱的戈壁覆盖层中的易溶盐随蒸腾作用而上升的地下水携带迁移而在覆盖层中形成的蒸发垒，这种易溶盐胶结作用是戈壁土体粒间诸多作用力的一种。因此，戈壁碎石土盐份胶结作用，使其骨架颗粒间呈点与点接触，或者主要通过黏粒、黏土矿物、易溶盐组成的胶结物而联结在一起。中国电科院根据原国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123-1999 对新疆和甘肃地区不同的戈壁地基试验场地土样进行了土壤酸碱度及可溶性盐含量测试。结果表明，不同场地不同埋深的戈壁碎石土覆盖层土体的 PH 值在 7.8~8.5 之间，总的可溶性盐含量为 460~4300 mg/kg，占比为 0.05%~0.50%。由于戈壁碎石土地基含盐量高而具有一定的腐蚀性，须重视防腐设计与防腐施工。

14.6 风积沙

14.6.2 本条文中列出的几款不利地段在线路塔位选择时应尽量避免。如确需立塔，往往需要进行深入勘察，甚至是专门的研究论证，而且需要地基处理或环境整治的代价比较大，因而在选线排位初期要有定性的判断和权衡，避免后期出现大的返工。当然，不利地段不限于这几种情形，还尚需要从地质环境与成因类比等进行综合考虑。

14.6.4 沙漠风积沙是在干旱、半干旱区形成的一种特殊性质的第四纪风积物，其物理力学性质同水成沙及一般地区的砂土相比，有较大差别。总体上看，风积沙地基的流动性大、无黏聚力、稳定差，沙漠地区自然条件恶劣，风蚀和沙埋现象严重，杆塔基础施工材料匮乏、工程施工和运维难度大。沙漠地区输电线路杆塔基础选型及其工程设计有其特殊性和复杂性。通常情况下，沙漠地区输电线路杆塔基础一般只能采用开挖回填施工作业方法，且由于风积沙自稳特性、现场支护条件等方面限制，开挖基础坑一般不宜太深。因此，适宜用于沙漠地区杆塔基础型式主要为钢筋混凝土扩展基础和装配式基础 2 类型式。当塔位处风积沙地基的地下水位较高且风积沙地基稳定性好、承载性能高时，也可以因地制宜采用桩基础。

14.6.5 本条说明上拔和水平力组合作用下沙漠风积沙地基扩展基础承载计算与参数取值。

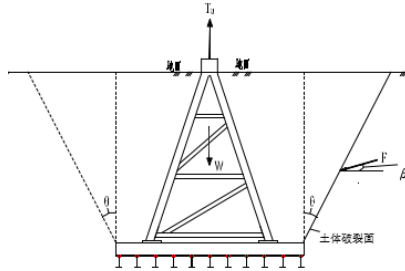
1 当扩展基础在水平荷载作用下产生转动或有转动趋势时，存在基底最小压力小于 0 的可能性，即扩展基础底板有脱离地基土体的趋势。因此，需要计算沙漠风积沙地基扩展基础的倾覆稳定性。但考虑到沙漠风积沙地基无黏聚力，侧向稳定性差。基础倾覆稳定性计算时，将不考虑周围风积沙地基对基础倾覆稳定的有利作用。

2 为了保证沙漠风积沙地基扩展基础安全稳定，本标准规定了采用上拔和水平力组合作用下的基础上拔、倾覆稳定一体化设计方法。对于承受下压力与水平力组合作用下的沙漠风积沙地基输电线路基础，由于水平力与下压力与基础可能产生的转动趋势方向相反，基础自稳性强。一般情况下，沙漠风积沙地基扩展基础下压力与水平力组合作用下的倾覆稳定可不予考虑。

3 针对沙漠风积沙地基抗拔性能，鲁先龙等(2017)（通过在新疆、宁夏和内蒙古典型沙漠地区完成的现浇混凝土和装配式 2 种扩展基础在上拔、上拔与水平力组合工况下的 25 个现场试验，获得了风积沙扩展基础抗拔荷载~位移曲线，并确定了各试验基础的抗

拔极限承载力。按照“土重法”计算原理，得到了反映沙漠风积沙地基抗拔承载性能的极限上拔角。经统计分析，沙漠风积沙极限“上拔角”均值、标准差和变异系数分别为 20.5° 、 10.4° 和 0.50。引入“上拔角”统计修正系数后，计算得到沙漠风积沙极限上拔角标准值为 16.8° ，该值考虑了沙漠风积沙的区域特征、基础型式与尺寸差异、荷载工况等多种因素，为沙漠地区输电线路杆塔基础的工程设计提供了试验依据。

4 中南电力设计院（2020）采用室内模型试验、现场真型试验、数值仿真和理论推导相结合的手段，系统研究了沙漠地区金属装配式基础的承载性状和特征。其中室内模型试验完成了 17 组研究，真型试验完成了 8 组工况、共计 16 个试验，数值模拟分析完成了 28 组研究。基于 PIV 观测系统的上拔模型试验表明，基础上拔破裂面形态可以采用抛物线或直线高度拟合。



中南院研究报告破裂面

沙漠地区金属装配基础上拔极限承载力公式：

$$T_{up} = W_f + \gamma_s B^2 H (K_1 + K_2) \quad (11.2-1)$$

$$K_1 = 1 + \sqrt{\pi} \left(\frac{H}{B}\right) \tan \theta + \frac{1}{3} \pi \left(\frac{H}{B}\right)^2 \tan^2 \theta \quad (11.2-2)$$

$$K_2 = (K_1 - 1) \frac{\cos \varphi}{\sin \theta} \sin(\varphi - \theta) \quad (11.2-3)$$

式中： W_f 为基础自重， γ_s 、 φ 为土体重度和内摩擦角， B 和 H 为基础底宽和埋深。 K_1 为破裂面内土重无因次计算系数， K_2 为破裂面反力的无因次计算系数。

θ 为上拔破裂角，经试验数理分析，可取 $0.6\phi\sqrt{B/H}$ 。

需要说明的是，上述公式对应的是真型试验与数值试验尺寸 B/H 在 0.6~1.1 之间。超过该范围尺寸，尚需进一步验证。

5 沙漠地区输电线路杆塔基础多采用开挖回填施工方法，但风积沙地基普遍存在“剪胀”现象，施工中则表现为已压实的风积沙地基再次反复压实后又重新恢复到松散状态。因此，风积沙回填质量将是影响杆塔基础承载性能的重要因素。鲁先龙等（不同回填条件下沙漠风积沙扩展基础抗拔试验. 工业建筑, 2017, (增刊): 359-363.）开展了分层夯实和未采取任何夯实措施 2 种回填条件下扩展基础抗拔试验，研究了风积沙地基回填方法对基础抗拔承载性能的影响规律。结果表明，未夯实的回填风积沙动力触探试验每贯入 300mm 的锤击数约为分层夯实风积沙的 85-90%，而未夯实风积沙容重平均值可达到分层夯实风积沙的 90%左右。当基础尺寸相同时，未夯实风积沙地基抗拔基础的极限承载力较分层夯实风积沙地基抗拔基础极限承载力降低 10%左右，对应的风积沙地基上拔角降低 9%~11%。

14.6.8 本条说明沙漠风积沙地基杆塔基础防风固沙的主要措施及其要求。

1 根据沙丘类型及塔位重要性，可按表 14-3 选择防风固沙措施。

表 14-3 防风固沙措施

沙丘类型	塔位重要性	防风措施
流动沙丘	一般塔位	宜用草方格或石方格沙障固沙，沿基底 45° 扩展角并外延 3m 范围铺设。
	重要塔位	除应采用一般塔位的防风固沙措施外，宜采用加筋复合地基对回填沙地基进行处理。
半固定沙丘	一般塔位	宜用草方格沙障固沙，沿基底 45° 扩展角并外延 2m 范围铺设。
	重要塔位	宜用草方格或石方格沙障固沙，沿基底 45° 扩展角并外延 3m 范围铺设。
固定沙丘	一般塔位	宜用草方格沙障固沙，沿基底 45° 扩展角并外延 1m 范围铺设。
	重要塔位	宜用草方格沙障固沙，沿基底 45° 扩展角并外延 2m 范围铺设。

1、注：1 重要塔位指耐张、重要交叉跨越的塔位，一般塔位指除此之外的

其它塔位。

- 2、 2 以上沙障铺设范围为最低要求，具体塔位可按地形条件适当增加。
- 3、 3 有条件地区，宜配合采用植被种植（或撒播草籽）等固沙措施。
- 4、 4 对于流动沙丘，也可采用覆盖碎石（或卵石）层的固沙措施，碎石沿基底 45° 扩展角至地表面范围铺设，铺设厚度不宜小于 10cm ，碎石（或卵石）粒径不宜小于 3cm 。

2 沙漠地区缺乏防沙用材料，固沙沙障的主要草植材料为麦秸、稻草或芦苇，俗称草方格。上述材料主要来自于附近的农区、湖区或沼泽区。草方格沙障应选用不易被当地牲畜啃食的材料。如果设计线路附近有黏土、砂砾石等材料，应考虑利用。但在利用时，必须注意保护环境。方格沙障宜按 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 布置，可就地取材。草方格采用麦秆、稻草、棉秆、芦苇、芨芨草或苏丹草等，外露高度为 $20\text{cm} \sim 50\text{cm}$ 。石方格外露高度应不小于 20cm 。

3 当处于流动沙丘的重要塔位采用加筋复合地基对回填沙进行处理时，土工合成加筋材料布置可按图 14-2 所示执行，并应符合下列要求：

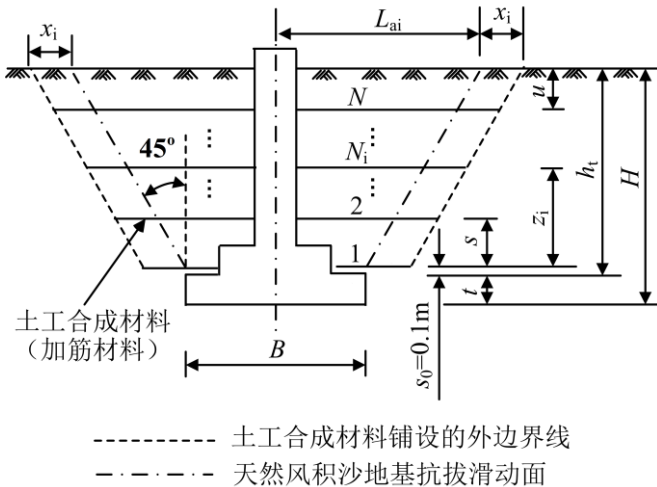


图 14-2 加筋风积沙复合地基及土工合成材料布置

(1) 基础埋深、加筋材料的层数、层间距之间的相互关系，应符合式 (14-2) 确定：

$$H=t+(N-1)s+s_0+u \quad (14-2)$$

式中：

H —基础埋深，m；

t —基础底板下台阶高度，m；

N —加筋材料的铺设层数；

s —加筋材料铺设的层间距，m。一般宜取 $s=0.3\text{ m}\sim 0.5\text{ m}$ 。

s_0 —第一层加筋材料距离基础下底板上表面的高度，m。

一般宜取 $s_0=0.1\text{ m}$ 。

u —第 N 层加筋材料距离风积沙地表的高度，m。一般宜满足 $u\geq s$ 要求。

(2) 在图 14-2 中，第 i 层加筋材料铺设范围的外边缘距离基础底板垂直中心线的水平距离 L_{ai} 由式 (14-3) 计算确定：

$$L_{ai} = \frac{B}{2} + (z_i + s_0) \cdot \tan \alpha + x_i \dots\dots\dots (14-3)$$

式中：

L_{ai} —第 i 层加筋材料铺设范围外边缘距离底板垂直中心线的水平距离，m；

z_i —第 i 层筋材距基础底板上表面的垂直高度，m（自基础下底板向上依次取 $i=1, 2, 3\dots$ ）；

B —基础下底板边长，m；

α —天然风积沙地基上拔荷载作用下抗拔滑动面影响范围与竖向的夹角，°。一般宜取 $\alpha=45^\circ$ 。

x_i —加筋材料铺设时取风积沙上拔角 α 影响范围外筋材延伸长度，m。一般宜取 $x_i=1.0\text{ m}\sim 2.0\text{ m}$ 。

4 加筋风积沙复合地基施工，应符合下列规定：

(1) 风积沙均匀回填至底板下台阶上表面一定高度 s_0 后，由中心向四周发散式夯击，将夯击坑填满压实、抹平沙面，铺设第一层加筋材料，然后逐层以间距 s 铺设加筋材料，直至风积沙地基回填完成。

(2) 选用宽幅筋材，筋材卷筒沿线路方向展开，筋材以人工拉紧、借加重或插钉使筋材定位于地面；筋材长度应符合式 (14-3) 规定，当筋材长度和宽度不够需要搭结时，宽度方向搭结长度应不少于 0.3m，长度方向搭结长度应不少于 0.8m。铺放好后在 48 小时内在其上填风积沙。

(3) 从中心向四周对称填风积沙土，呈发散状，筋材上第一层人工填土由中心向外洒风积沙土，在筋材搭结处洒土方向——由上层筋材洒向下层筋材；筋材上每铺土 0.2m 厚即洒少量的水夯实，夯实力不宜过大，均匀，同时防止人员走动造成不均匀沉陷。

(4) 填土至预定高度后进行超填，最终填土面应超出设计标高 0.3 m~0.5 m。

15 附属设施

15.1 一般规定

本章为新增，条文参考了现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011、现行国家标准《建筑边坡工程计算规范》GB50330-2013 及近年输电线路工程设计经验。

挡土墙、护坡和截（排）水沟设计除满足本标准外，还应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011 和现行国家标准《建筑边坡工程计算规范》GB50330-2013、现行国家标准《室外排水设计标准》GB50014-2021 以及现行行业标准《公路排水设计规范》JTG/T D33-2012 的相关规定。

15.4 截（排）水沟

15.4.3 公式 15.4.3-1~15.4.3-4 来自现行国家标准《室外排水设计规范》GB50014-2021 第 5.2 节，设计中参数取值可参考该规范。

15.4.6 参考现行行业标准《公路排水设计规范》JTG/T D33-2012 的相关规定。

15.6 保护帽

15.6.3 保护帽根据工程情况可采用环氧树脂等材料，也可根据业主要求提高混凝土标号，但不低于 C15。

16 水土保持和环境保护

16.0.2 本条为新增条文。陡坡立塔易导致较大的基面开方量，不利于水土保持。为尽量减小基础施工对周围环境的影响，综合考虑施工和运输过程可能对塔基区、施工道路区造成的水土流失，需对基础型式、尺寸以及附属设施的设置方案等进行综合优化。

16.0.3 本条为新增条文。在生态脆弱区，物质循环和能量传递过程缓慢，植被的自我修复能力低下，恢复周期长，施工扰动更容易引发水土流失。在选线时应避让植被较好区段，当无法避开时，宜选择植被相对稀少的位置立塔，以尽量减少原始植被的破坏。

16.0.5 本条第 3 款规定开挖坡度允许值主要是为了保证开挖边坡的稳定，根据现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2013 规定的坡率法，对于工程地质条件简单的土质边坡和整体无外倾软弱结构面的岩质边坡，在有成熟地区经验时，可参照表 16-1 或表 16-2 确定放坡坡率。

表 16-1 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于 5m	坡高 5m~10m
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50

注：1 碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土；

2 对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡率允许值应按砂土或碎石土的自然休止角确定。

表 16-2 岩质边坡坡率允许值

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

IV类	中等风化	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00	—
	强风化	1:0.75~1:1.00	—	—

注：1 H—边坡高度；

2 IV类强风化包括各类风化程度的极软岩；

3 全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

17 试验与检测

17.1 试验

17.1.1 本条规定鼓励输电线路基础工程建设应从实际出发，结合当地经验，积极采用新基础型式、新理论、新工艺、新设备、新材料，当缺乏实践经验时，应经过试验验证。对大跨越工程，考虑到其重要性以及大跨越工程综合试桩传统，也应开展相关试验工作。输电线路基础试验应在基础施工图设计前进行，以通过对线路工程基础开展综合性的试验、检测项目，获得地基与基础体系的承载性能参数，为线路工程基础方案优化提供依据，同时为基础施工图设计提供可靠和经济合理的基础与地基设计参数，也为工程基础施工提供必要的施工工艺控制参数。因此，基础试验应具有代表性。

17.1.2 输电线路基础工程具有特殊的行业特征。架空输电线路基础承受拉 / 压荷载作用同时，还承受较大水平力或倾覆力矩作用，且这些荷载作用随外界环境而动态变化。抗拔和抗倾覆稳定通常是输电线路基础设计控制条件，这是输电线路基础与建筑、交通等其他行业基础设计的显著区别。因此，架空输电线路基础静载荷试验一般可分竖向抗拔、竖向抗压、抗水平、上拔与水平力组合、下压与水平力组合 5 种工况。基础试验一般宜根据设计需要，开展其中的一种或几种工况条件下的基础承载性能试验。

17.1.3 试验方案宜包含以下内容：工程概况、地基条件、基础设计要求与施工工艺、试验目的、试验方法、试验数量、测试项目、试验进度以及试验工作所需要的场地条件、道路运输条件以及机械或人工配合等要求。具备条件时，试验方案宜组织专家进行评审。

17.1.4 本标准“同一条件”是指地基条件、基础结构与尺寸、基础荷载工况、基础施工工艺相同。本条规定同一条件下的基础数量不宜少于一组 3 个，是保证合理评价试验结果的低限要求。若实际工程中由于某些原因不足以为设计提供可靠依据或设计另有要求时，可根据工程实际情况增加基础试验数量。

17.2 检测

17.2.1 本条说明输电线路基础检测的阶段、项目、数量和方法的合理选择与搭配，且应兼顾检测结果的可靠性和检测过程的可操作性。

1 架空输电线路距离长、跨越区域广，沿线地形条件变化大、地基工程性质复杂，线路塔位基础呈点状分布，基础施工以人力为主，基础的选型、设计和施工影响因素多。同一条线路上往往使用基本相同的杆塔类型，但基础往往因地形地质条件不同存在较大差异。传统的岩土工程基础检测技术与手段在输电线路工程应用，往往是不同程度受地形、道路运输条件以及塔位处场地条件等限制与制约。

2 输电线路基础工程一般按勘察、设计、施工、验收四个阶段进行。基础检测工作多数情况下可分为施工和验收两阶段，基础检测可分施工过程中跟踪检测和施工后的验收检测。施工过程中的跟踪检测主要包括打入桩高应变跟踪检测和灌注桩成孔质量检测。施工后基础工程验收检测主要是位工程质量验收提供依据。考虑到架空输电线路距离长，跨越区域广，杆塔塔位呈点状分布，施工周期长等特点，验收检测宜尽可能在施工过程中穿插进行。

3 基础检测主要可分为完整性检测和承载力检测两方面。具体选择和确定输电线路基础检测项目和检测方法时，应根据基础检测目的、内容和要求，结合各检测方法的适用范围和能力要求，并考虑杆塔设计类别、基础类型及其施工质量可靠性、地形地质条件以及工程重要性等情况，需兼顾检测结果的可靠性和检测过程的可操作性。既不允许超适用范围滥用，同时也需要兼顾工程实施过程中的经济合理性。

根据现行电力行业标准《电力工程桩基检测技术规程》DL/T 5493-2014 规定，对一级杆塔和特殊要求的杆塔桩基，应进行单桩承载力检测。

17.2.4 根据现行电力行业标准《电力工程桩基检测技术规程》DL/T 5493-2014 规定甲级地基基础检测时，低应变法抽检数量不应少于总桩数的 50%，且不宜少于 20 根；其他等级地基基础的低应变法抽检数量不应少于总桩数的 30%，且不宜少于 10 根。同时还规定架空输电线路中一级、二级杆塔桩基工程和地质条件复杂或成桩质量可靠性低的三级杆塔桩基工程，均应 100%进行桩身完整性检测，其他杆塔按其桩数的 50%进行桩身完整性检测。本标准甲级地基基础定义为大跨越和场地及地基条件复杂的杆塔，因此本条规定甲级应 100%检测，其他为 50%抽检。

17.2.11 本条说明输电线路基础检测开始时间的相关规定内容。

1 混凝土是一种与龄期相关的材料。在凝固初期，其强度迅速增加，随后逐渐趋缓。混凝土的物理力学、声学参数变化趋势亦大致如此。输电线路工程基础呈点状分布，施工周期长，受季节气候、周边环境等影响，往往不具备等全部工程基础施工完并都达到 28d 龄期强度后再开始检测的条件。为做到信息化施工，尽早发现基础施工过程中的质量问题并及时处理，同时考虑到采用低应变法和声波透射法检测方法主要是检测基础完整性。因此，当采用低应变法或声波透射法检测基础完整性时，对混凝土强度要求可适当放宽。但如果混凝土龄期过短或强度过低，应力波或声波在其中的传播衰减加剧，或同一场地由于基础的龄期相差大，声速的变异性增大。鉴于此，本标准规定采用低应变法或声波透射法检测基础完整性时，基础混凝土强度不应低于设计强度的 70%，且不应小于 15MPa。

2 钻芯法一般用于检测基础混凝土强度、基础埋深、基础底部沉渣厚度，判定或鉴别基础持力层岩土性状，判定基础完整性类别。当采用钻芯法检测基础混凝土强度时，受检基础应达到 28d 龄期或同条件养护试块达到设计强度。当钻芯法不是以检测基础混凝土强度为目的的验证检测时，可根据输电线路工程建设实际情况，适当缩短混凝土龄期。

3 采用静载试验方法或高应变法检测基础承载力时，基础混凝土所承受的应力水平较高，如果桩身混凝土强度低，就有可能引起基础结构损伤或破坏。因此，基础混凝土应达到 28d 龄期或受检基础同条件养护试块达到设计强度。同时，如果基础混凝土强度过低，可能导致基础材料应力—应变关系严重非线性，结果使得高应变测试信号失真。

4 输电线路基础施工过程不可避免地扰动其周围土体，致使地基土强度降低，造成基础承载力下降。但随着地基土休止时间增加，土体将重新固结，土体强度逐渐恢复和提高，基础承载力也逐渐增加，以软土地基尤为突出。基础施工完成后承载力随时间而变化的现象，一般被称为基础承载力时间（或歇后）效应。总体上看，基础承载力随时间变化的一般规律是初期增长较快，随后渐慢，待达到一定时间后趋于稳定。基础承载力随时间增长速率及其幅度与土的种类以及基础施工工艺等有关。除非在特定土质条件和基础施工工艺下积累大量对比数据，否则一般很难得到承载力时间效应关系。但是，基础承载力随时间减小的情形也是有可能产生的。如基

础底部持力层岩石遇水软化会导致基础承载力下降，挤土上浮和负摩擦等会引起基桩承载力下降等，实际工程中应引起高度重视。

5 输电线路基础与地基相互作用、共同承载。基础承载力往往有两层含义：基础结构承载力以及支撑基础结构的地基承载力。基础承载性能失效或基础破坏可能是基础结构破坏或基础周围地基承载力达到极限状态。土质地基输电线路基础承载力往往受后者制约，岩质地基输电线路基础承载力则往往取决于基础混凝土强度，基础破坏时的岩体承载性能往往尚未得到完全发挥。因此，本标准规定输电线路基础承载力检测开始时间应同时满足基础混凝土龄期（或设计强度）和地基土休止时间的双重规定。当无法满足时，应在检测报告中予以明确。

17.2.13 通常情况下，当基础抽样检测中发现检测结果不符合规范要求或设计要求时，应会同工程建设有关各方分析和判断基础整体的质量情况，若不能得出准确判断或为基础补强与设计变更方案提供依据时，应扩大检测。扩大检测方法及其数量，宜根据工程条件、基础类型、施工质量变异性等因素合理确定。

17.2.14 检测报告应用词规范、内容完整、检测结论明确，除了必要的常规内容描述外，报告中还应包括检测原始记录信息或由其直接导出的信息，即检测报告应包含各受检桩的原始检测数据和曲线，并附有相关的计算分析数据和曲线结果。本条之所以这样详尽规定，其目的就是希望杜绝检测报告仅有检测结果而无任何检测数据和图表的现象发生。

附录 C 地基岩（土）分类及承载力特征值

C.1 地基岩（土）分类

C.1.1 输电线路岩石的工程性质极为多样，差别较大，进行工程分类十分必要。本条规定的岩石坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级的划分主要是参考《岩土工程勘察规范》（GB50021-2001）（2009年版）和《工程岩体分级标准》GB50218T-2014的有关规定。

C.1.8 本条文对《架空输电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2014附录C中表C.1.8土类顺序进行了调整，并补充了残积土的定义。

C.2 岩（土）地基承载力特征值

C.2.1 岩石地基的承载力一般较土要高得多。本条文规定了岩石地基承载力特征值的两种确定方法。根据岩体基本质量等级分类按表C.2.1确定岩石地基承载力特征值的方法，是参考《工程岩体分级标准》GB50218T-2014规定给出的。对完整、较完整和较破碎的岩石地基，根据饱和单轴抗压强度按式（C.2.1）计算确定其地基承载力的方法，是参考《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011给出的。

C.2.2 本条文说明土体地基承载力确定的方法及其取值。

1 根据土的物理状态以及动力触探锤击数、标准贯入试验锤击数、压缩性指标等工程特性指标确定地基承载，在我国已经有丰富的经验。我国《工业与民用建筑地基基础设计规范》（TJ 7-1974）建立了土的物理力学指标与地基承载力的关系，《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7-1989）保留了地基承载力表，并作为规范附录五《土（岩）的承载力标准值》。电力行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219-2005引用了《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7-1989）中地基承载力表作为其附录，并在《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219-2014予以保留。

2 承载力表式用大量的试验数据，通过统计分析得到的。承载力表虽然使用方便是其主要优点，但也存在问题。我国各地土质条件差异性较大，用承载力表难以概括全国的规律。用查表法确定地基承载力，在大多数地区可能基本适合或者偏于保守，但也不排除

个别地区可能不安全。特别是随着设计水平的提高和对工程质量要求趋于严格，变形控制已是地基基础设计的重要原则，仍然沿用承载力表，已不适应新的形势发展需要。因此，在《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2002）和《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2011）中均取消了有关地基承载力表的取值规定。考虑到架空输电线路距离长、跨越区域广，塔位呈点状分布，塔位测点多且分散，沿线地质勘测资料相对粗浅。本次规范修订中仍然保留了原规范中根据地基土体物理力学指标确定地基承载力的表格，便于设计人员结合工程勘察成果与地区经验予以应用。

3 为便于设计人员使用以及规范条款内容编写的规范性，本次修订过程中根据地基土分类，对《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219—2014 规范附录 E 的表格先后顺序进行了调整，并将每一类土的地基承载力内容作为 C. 2. 2 条中一款内容进行表述。

附录 F 输电线路基础静载试验要点

F.1 竖向抗压静载试验

F.1.7 本标准第 17 章对输电线路基础试验与检测进行了区分，基础试验工作主要是获得地基与基础体系的承载性能参数，为基础设计和施工提供必要的参数。我国建筑行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ106-2003 规定，为设计提供依据的竖向抗压静载试验应采用慢速维持荷载法。本标准参考这一规定要求，规定了输电线路基础竖向抗压静载试验方法宜采用慢速维持荷载法。当设计有特殊要求时，也可采用快速维持荷载法。采用快速维持荷载法的每级荷载维持时间不应小于 1h，且当本级荷载作用下的基顶沉降速率收敛时，才可施加下一级荷载。

F.1.10 本条文说明基于基础试验荷载一位移曲线的极限承载力确定原则及其方法。不同工况下的基础荷载一位移曲线大致可分为图 F-1 所示的 3 种类型：软化型（曲线 A）、陡变型（曲线 B）和缓变型（曲线 C）。图 F-1 所示 3 种类型的荷载一位移曲线，基础极限承载力及其对应位移的确定方法（通常也被称为基础承载性能“失效准则”）不同。对有峰值荷载的软化型曲线 A，一般取其峰值荷载作为基础极限承载力，而对陡变型曲线 B 则通常取其陡变起始点对应的荷载值作为基础极限承载力。但在工程实践中，取陡变起始点对应的荷载作为基础极限承载力是一个“定性”方法，容易受荷载一位移曲线的绘图比例以及试验人员判定误差所影响。大量基础试验表明，输电线路基础荷载一位移曲线呈缓变型荷载一位移曲线 C 变化规律的最为常见。国内外工程和学术界对缓变型曲线 C 所对应基础极限承载力确定方法较多，主要如表 F-1 所示的数学模型法、位移定值法和图解法三类。

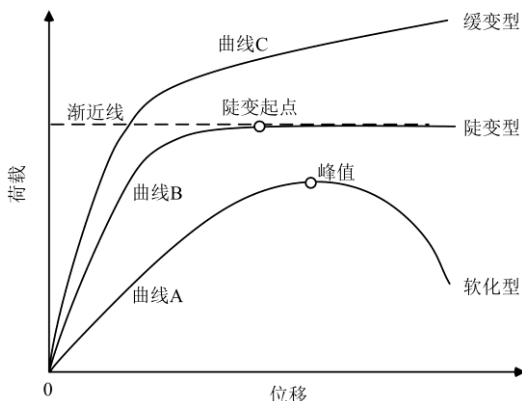


图 F-1 基础承载力试验中典型的荷载—位移曲线类型

1 数学模型法是将实测荷载—位移曲线采用一定数学模型进行拟合处理，从而得到基础极限承载力和位移，其代表性方法为Chin双曲线模型法。该法由国外学者Chin在1970年提出，将其将土体应力—应变关系双曲线模型应用到基础承载力确定中。如图F-2所示，该方法利用双曲线方程 $T=s/(m \cdot s+c)$ 或直线方程 $s/T=(m \cdot s+c)$ ，对实测的荷载与位移数据进行拟合，其中 T 为荷载， s 为位移， m 为直线斜率， c 为截距。按照Chin双曲线模型法，基础极限承载力取拟合直线斜率的倒数，记为 T_{CHIN} ，即 $T_{\text{CHIN}}=1/m$ 。由Chin双曲线模型法的定义可以看出，该法一方面隐含了基础试验最大加载能力需超过基础极限承载力，从而能获得完整荷载—位移曲线的前提条件。另一方面，该方法适用于接近陡降型变化的基础荷载—位移曲线。总体上看，Chin双曲线模型法因取荷载—位移曲线渐进线所对应的荷载为基础极限承载力，一般往往过高地估计了基础承载能力。

表 F-1 典型的基础限承载力确定方法

名称	类别	极限承载力定义
Chin双曲线模型法 (Chin 1970)	数学法	如图F-2所示，将实测荷载—位移曲线按照双曲线方程 $T=s/(m \cdot s+c)$ 拟合， T 为荷载， s 为位移， m 为直线斜率， c 为截距。取直线斜率的倒数 $1/m$ 为极限承载力，记为 T_{CHIN} ，对应位移 s_{CHIN} 。

<p>Terzaghi 和 Peck 法 (Terzaghi and Peck 1967)</p>	<p>位移法</p>	<p>取位移 25.4mm 所对应荷载为极限承载力, 记为 T_{Ter}, 对应位移 $s_{\text{Ter}}=25.4\text{mm}$。</p>
<p>Davisson 方法 (Davisson 1972)</p>	<p>图解法</p>	<p>如图 F-3(a) 所示, 将荷载作用下基础立柱弹性变形直线 TH/EA 平移 3.8mm 后与实测荷载—位移曲线相交, 取交点对应荷载为极限承载力, 记为 T_{Da}, 对应位移 s_{Da}。其中, T 为荷载, H 为埋深, E 为基础混凝土弹性模量, A 为立柱截面积。</p>
<p>初始斜率法 (O'Rourke and Kulhawy 1985)</p>	<p>图解法</p>	<p>如图 F-3 所示, 将实测荷载—位移初始刚度曲线平移 3.8mm 后与实测荷载—位移曲线相交, 取交点对应荷载为极限承载力, 记为 T_{St}, 对应位移为 s_{St}。</p>
<p>双切线交点法 (Housel 1966, Tomlinson 1977)</p>	<p>图解法</p>	<p>如图 F-3(c) 所示, 过实测荷载—位移曲线初始弹性直线段和破坏段直线的交点作水平线并与实测荷载—位移曲线相交, 取交点所对应荷载为极限承载力, 记为 T_{H}, 对应位移为 s_{H}。</p>
<p>$L_1 - L_2$ 两点法 (Hirany and Kulhawy 1988, 1989, 2002)</p>	<p>图解法</p>	<p>取图 F-3(d) 所示初始弹性直线段终点 L_1 对应的荷载为弹性极限荷载, 取破坏直线段起点 L_2 对应的荷载为塑性极限承载力, 分别记为 T_{L_1} 和 T_{L_2}, 所对应位移分别为 s_{L_1} 和 s_{L_2}。</p>

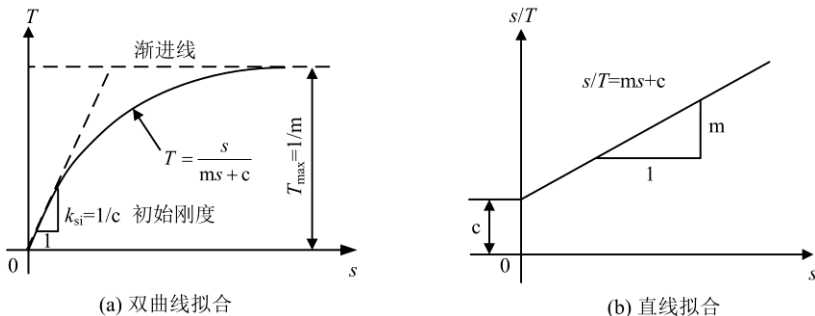
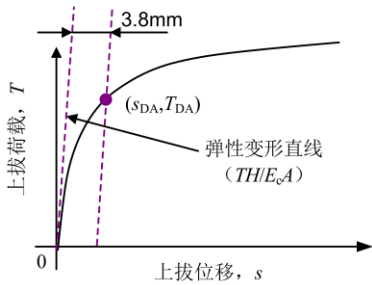


图 F-2 Chin 双曲线模型法拟合方法

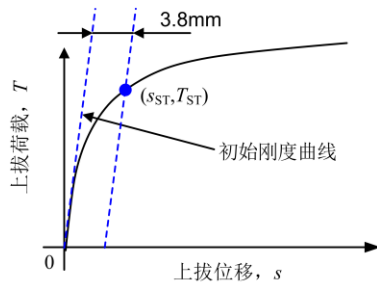
2 位移法通常可分为位移定值法和位移变化速率定值法 2 种。位移定值法较为常用，其根据实测荷载—位移曲线，按照给定位移值确定基础极限承载力的方法，其实质上是假定基础在正常使用荷载条件下，基础位移不超过该给定容许位移。位移定值法没有考虑基础类型、结构尺寸、地基特性对基础承载性能影响，所得到的基础极限承载力不一定在荷载—位移曲线的塑性区。代表性位移定值法由国外学者 Terzaghi 和 Peck 在 1967 年提出，其取实测荷载—位移曲线上位移为 1.0 英寸（25.4mm）测点所对应荷载为基础极限承载力。

我国电力行业标准《架空送电线路基础设计技术规定》DL/T 5219—2005 以及《架空输电线路基础设计技术规程》DL/T 5219—2014 均规定基础极限位移量应根据杆塔结构及其荷载特点以及地基岩体性质等综合确定。对承受短期荷载作用的杆塔，当地基土为坚硬、硬塑、可塑状态的黏性土时，极限上拔位移量（或沉降量）可取 25mm~30mm。水平位移量一般取 10mm。

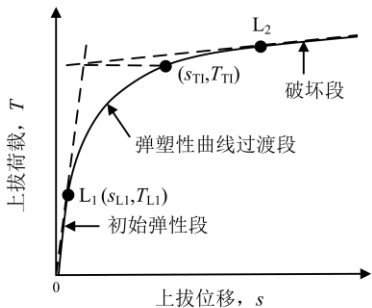
3 图解法是按照一定的取值规则，对荷载—位移曲线进行作图处理，从而得到相应基础极限承载力和位移。从国外文献研究成果看，图解法主要有 4 种：Davisson 法、初始斜率法、双切线交点法和 L_1-L_2 两点法，分别如图 F-3 所示。各方法所对应的极限承载力确定方法如表 F-1 所示。



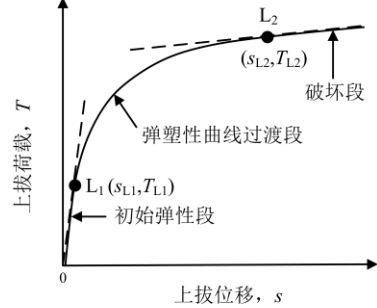
(a) Davisson法



(b) 初始斜率法



(c) 双切线交点法



(d) L₁-L₂两点法

图 F-3 图解法确定基础承载力与位移示意图

附录 H 冻土地区基础承载力计算

H.0.2 影响切向冻胀力大小的因素包括：土的类型和成分、土温随时间和深度的变化、冻结速率、未冻结水含量、基础表面类型、超载压力和基础荷载等。以上因素具有很强的随机性，短期勘察资料确定的冻胀力保证率较低。青藏铁路风火山段的实测资料证明，在相同水文条件下，同一场地每年的冻胀力都可能存在较大差别。因此，根据表 H.0.2-1 选取切向冻胀力数值时，建议选择偏于上限取值，以确保荷载取值的安全性。

前苏联规范《多年冻土上的地基和基础》（1988年版）和俄罗斯赤塔州规范《冻土地基基础技术规范》TCH 50-305 根据基础表面的粗糙度及包裹、涂层等有利的情况规定了 0.7~1.0 的折减系数，对不利情况规定了 1.0~1.7 增大系数。表 H.0.2-1 吸收了国内多家单位的试验结果，结合国内外相关规程，给出了输电线路设计的基础表面状态修正系数。

当基础表面采用防冻胀处理措施时，与冻土接触的金属或混凝土的表面涂工业凡士林或渣油后，基础表面状态系数可取 0.4。涂油木板的表面状态系数可取 0.9。

H.0.3 季节冻土区的扩展基础底板埋置在不冻土层中，基础底板以上的冻土在融化期均为融土。多年冻土区的基础底板虽埋置在多年冻土中，但由于活动层在暖季融化后，基础底板上的剩余冻土层厚度变薄，从而减小了多年冻土层的锚固作用；另外扩展基础在扰动后恢复天然状态需要较长的时间，因此计算多年冻土区扩展基础融化期的上拔稳定时，可全部按非冻土考虑。

H.0.4 季节性冻土区地基基础在融化期的破坏模式与融土状态对应的普通地基基础基本一致。季节性冻土区基础冻结期的破坏模式与非冻土地基基础略有不同，虽然冻结期活动层的内摩擦角和黏聚力等抗剪强度指标均大于非冻土，但仍可采用普通土中的计算模型。因此，本标准忽略活动层冻结的有利因素，按照非冻土地基基础进行计算。

H.0.5 多年冻土区地基在融化期时，多年冻土层保持冻结状态，活动层内为融化土。当多年冻土层较薄时，基础埋深范围内冻土的有利作用可忽略不计，地基土可全部按照融化土考虑，采用普通地基基础的上拔稳定计算公式。当多年冻土层达到一定厚度时，应计入冻土的抗剪强度作用，活动层中的抗拔土体重宜根据融化状态的土

层上拔角进行计算。由于多年冻土区地基活动层完全冻结后，基础抗拔力较大，此时上拔稳定不起控制作用，因此应根据活动层冻结深度发展至设计冻深过程中相应的荷载组合和抗力进行验算。

H.0.7 多年冻土下压破坏机理与非冻土存在显著差别，多年冻土地基的承载力不宜再进行深宽修正。季节冻土区和非衔接多年冻土区的基础底面埋置在不冻层中，地基承载力特征值应按相关规定进行深宽修正。

H.0.9 活动层会随地温变化发生季节性冻胀和融化，在冻结期产生向上的冻胀力，在融化时产生向下的摩阻力，进行桩基础计算时分别予以考虑。不衔接多年冻土区桩基础的抗拔承载力除多年冻土层与基础侧面的冻结力、基础自重外，还应计入融土夹层与基础侧面的摩阻力。

桩基抗拔系数是指抗拔承载力和受压承载力之比。对于季节冻土区暖土中的桩基抗拔系数，现行行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118-2011 取值为 0.5。现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 将抗拔系数按“砂土”、“黏性土、粉土”两项分别取值在“0.50~0.70”和“0.70~0.80”之间。现行国家标准《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662-2011、现行行业标准《渠系工程抗冻胀设计规范》SL 23-2006 取值 0.4。黑龙江省交通科学研究所的真型试验和室内模型试验表明，以系数 0.50 计算的桩的入土深度，不冻拔率为 61%；以 0.40 计算的不冻拔率为 98%；以 0.35 计算的不冻拔率为 100%。因此，原行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63-2007 纳入了该研究成果，将季节冻土区的抗拔系数取为 0.40。考虑到水利行业的各类基础和桥涵基础所在场地通常冻前地下水位较高，含水率较大，冻胀现象比输电工程严重，本标准将桩基抗拔系数取为 0.5。

多年冻土区桩基础发生上拔失稳坏时具有一定的突然性，破坏时竖向位移很小，因此，本标准将多年冻土区的桩基抗拔系数取值为 0.8。