

ICS 29.240

P 62

备案号: J172—2012

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL/T 5154 — 2012

代替 DL/T 5154 — 2002

**架空输电线路杆塔结构
设计技术规定**

**Technical code for the design of tower and pole
structures of overhead transmission line**

2012-11-09 发布

2013-03-01 实施

国家能源局 发布

中华人民共和国电力行业标准

架空输电线路杆塔结构
设计技术规定

Technical code for the design of tower and pole
structures of overhead transmission line

DL/T 5154—2012

代替 DL/T 5154--2002

主编部门:电力规划设计总院

批准部门:国家能源局

施行日期:2013年3月1日

中国计划出版社

2012 北 京

国家能源局 公告

2012年 第9号

按照《能源领域行业标准化管理办法(试行)》(国能局科技〔2009〕52号)的规定,经审查,国家能源局批准《压力容器法兰分类与技术条件》等63项行业标准(见附件),其中能源标准(NB)17项、电力标准(DL)9项、石油天然气标准(SY)37项,现予以发布。

附件:行业标准目录

国家能源局
2012年11月9日

附件:

行业标准目录

| 序号 | 标准编号 | 标准名称 | 代替标准 | 采标号 | 批准日期 | 实施日期 |
|-------|-------------------|------------------|-------------------|-----|------------|------------|
| | | | | | | |
| 19 | DL/T 5154—2012 | 架空输电线路杆塔结构设计技术规定 | DL/T 5154—2002 | | 2012-11-09 | 2013-03-01 |
| | | | | | | |

前 言

根据国家能源局《关于下达 2009 年第一批能源领域行业标准制(修)订计划的通知》(国能科技[2009]163 号)的要求,由中国电力工程顾问集团西南电力设计院和中国电力工程顾问集团公司会同有关单位共同编制本标准。编制过程中,本标准编制组认真总结经验、调查研究,参考有关国际标准和国外先进标准,经广泛地征求意见多次讨论修改,最后经审查定稿。

本标准是根据国家现行标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 和《重覆冰架空输电线路设计技术规程》DL/T 5440—2009,对《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》DL/T 5154—2002(以下简称“原标准”)进行了修订。

本标准共分 10 章和 4 个附录,主要内容包括:总则、术语和符号、荷载、材料、设计基本规定、构件计算及断面选择、连接计算、构造要求、附属设施、环境保护等。

本标准修订的主要内容是:

1. 本标准适用范围调整为新建 110kV~750kV 架空输电线路杆塔结构设计。

2. 根据国家现行标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545 和《重覆冰架空输电线路设计技术规程》DL/T 5440 的规定,对输电线路杆塔荷载取值和荷载组合进行了修改、完善。

3. 参照国外相关设计标准,规定了斜材的埃菲尔效应和最小承载力要求,并作为本标准的附录。

4. 参考国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99,规定所有杆塔结构的钢材均应满足不低于 B 级钢的质量要求,同时,增加了当结构工作温度不高

于 -40°C 时钢材质量等级要求。

5. 为防止杆塔钢材发生层状撕裂,规定当采用 40mm 及以上厚度的钢板焊接时,应采取防止钢材层状撕裂的措施。

6. 总结输电线路杆塔设计、运行经验,规定结构连接宜采用 4.8 级、5.8 级、6.8 级、8.8 级热浸镀锌螺栓和螺母,有条件时也可使用 10.9 级螺栓;同时,锚栓增加了 Q345 钢、40Cr 合金结构钢和 42CrMo 合金结构钢。

7. 增加了螺栓的螺杆承压规定。

8. 根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 对杆塔结构承载能力极限状态、正常使用极限状态表达式进行了修订。

9. 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对杆塔结构或构件承载力的抗震验算表达式进行了修订。

10. 根据国外杆塔设计经验,增加当受力材之间的夹角小于 25° 时,支撑该受力材的辅助材的承载力应适当提高或通过试验确定的规定。

11. 将受压构件的最大允许长细比由 220 修订为 200,同时参考美国土木工程师学会标准《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97 对构件长细比修正系数进行了修订。

12. 参照《钢结构设计规范》GB 50017 和《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97,对压杆稳定强度折减系数计算公式进行了修订。

13. 参照《钢结构设计规范》GB 50017 和《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97,规定了双轴对称十字形截面组合角钢弯扭屈曲稳定计算方法。

14. 参照《钢结构设计规范》GB 50017 和《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97,对交叉斜材增加了拉杆内力小于 20%压杆内力按同时受压计算的规定。

15. 参照《钢结构设计规范》GB 50017,规定了长螺栓群连接计算方法。

16. 参照《钢结构设计规范》GB 50017,规定了焊缝连接时焊缝等级。

17. 参照《钢结构设计规范》GB 50017,修改、完善了连接板设计方法。

18. 参照《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97,增加了插入角钢螺杆锚固件的计算公式。

19. 取消了法兰连接相关章节。

20. 参考《钢结构设计手册》,中国建筑工业出版社,2004年版,对有加劲方型塔脚板计算公式进行了修订;同时,增加了八底脚螺栓塔脚板计算方法。

21. 参照《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10—97,增加了有关块剪的规定。

22. 根据相关试验、研究成果,增加了组合角钢填板和螺栓计算公式。

23. 对杆塔结构构造要求进行了修改、完善。

24. 新增了环境保护章节。

25. 取消了原标准附录 E“等直径钢管起振临界风速 V_{cr} 曲线”,增加了附录“塔身斜材的埃菲尔效应和最小承载力要求”。

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西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,邮政编码:100120)。

本标准主编单位、参编单位和主要起草人:

主编单位:中国电力工程顾问集团西南电力设计院
中国电力工程顾问集团公司

参编单位:中国电力工程顾问集团华东电力设计院

中国电力工程顾问集团西北电力设计院
中国电力工程顾问集团中南电力设计院
中国电力科学研究院

主要起草人：肖洪伟 郭跃明 梁政平 李喜来 段松涛
刘 勇 廖宗高 董建尧 王虎长 包永忠
李 正 翁炳华 邓安全 肖 兵 黄 璜

目 次

| | | |
|-----|-----------------------|-------|
| 1 | 总 则 | (1) |
| 2 | 术语和符号 | (2) |
| 2.1 | 术 语 | (2) |
| 2.2 | 符 号 | (3) |
| 3 | 荷 载 | (10) |
| 3.1 | 一般规定 | (10) |
| 3.2 | 正常运行情况 | (11) |
| 3.3 | 断线情况 | (12) |
| 3.4 | 不均匀覆冰情况 | (14) |
| 3.5 | 安装情况 | (16) |
| 3.6 | 验算情况 | (17) |
| 3.7 | 导线及地线线条风荷载的标准值 | (18) |
| 3.8 | 杆塔风荷载的标准值 | (20) |
| 3.9 | 绝缘子串风荷载的标准值 | (21) |
| 4 | 材 料 | (22) |
| 5 | 设计基本规定 | (26) |
| 5.1 | 计算的基本规定 | (26) |
| 5.2 | 杆塔结构基本规定 | (29) |
| 6 | 构件计算及断面选择 | (31) |
| 6.1 | 铁塔构件计算及断面选择 | (31) |
| 6.2 | 环形截面钢筋混凝土电杆的计算 | (38) |
| 6.3 | 环形截面预应力混凝土电杆的计算 | (45) |
| 7 | 连接计算 | (53) |
| 7.1 | 螺栓连接 | (53) |

| | | |
|------|------------------------|------|
| 7.2 | 焊缝连接 | (54) |
| 7.3 | 节点板连接 | (56) |
| 7.4 | 插入角钢连接 | (57) |
| 7.5 | 塔脚板 | (59) |
| 7.6 | 受拉构件的块剪 | (63) |
| 7.7 | 组合角钢填板计算 | (64) |
| 8 | 构造要求 | (68) |
| 8.1 | 一般要求 | (68) |
| 8.2 | 连接构造 | (71) |
| 8.3 | 环形截面钢筋混凝土电杆 | (73) |
| 9 | 附属设施 | (75) |
| 10 | 环境保护 | (76) |
| 附录 A | 塔身斜材的埃菲尔效应和最小承载力要求 | (77) |
| 附录 B | 桁架内力分析简化表 | (81) |
| 附录 C | 杆塔轴心受压构件稳定系数 φ | (82) |
| 附录 D | 环形截面混凝土电杆斜截面承载力计算 | (88) |
| | 本标准用词说明 | (90) |
| | 引用标准名录 | (91) |
| | 附:条文说明 | (93) |

Contents

| | | |
|-----|--|--------|
| 1 | General provisions | (1) |
| 2 | Terms and symbols | (2) |
| 2.1 | Terms | (2) |
| 2.2 | Symbols | (3) |
| 3 | Load | (10) |
| 3.1 | General requirement | (10) |
| 3.2 | Normal operation | (11) |
| 3.3 | Wire breakage | (12) |
| 3.4 | Non-uniform ice | (14) |
| 3.5 | Installation | (16) |
| 3.6 | Checking | (17) |
| 3.7 | Characteristic value of wind load for conductor and ground wire | (18) |
| 3.8 | Characteristic value of wind load for tower and pole structures | (20) |
| 3.9 | Characteristic value of wind load of insulator string | (21) |
| 4 | Material | (22) |
| 5 | General provisions of design | (26) |
| 5.1 | General provisions of calculation | (26) |
| 5.2 | General provisions for tower and pole structures | (29) |
| 6 | Calculation of member and selection of cross-section | (31) |
| 6.1 | Calculation of tower members and selection of cross-section | (31) |

| | | |
|------------|---|------|
| 6.2 | Calculation of circular sectional reinforced concrete pole | (38) |
| 6.3 | Calculation of circular sectional pre-stressed concrete pole | (45) |
| 7 | Calculation of connection | (53) |
| 7.1 | Bolt connection | (53) |
| 7.2 | Weld connection | (54) |
| 7.3 | Node board connection | (56) |
| 7.4 | Stub angle connection | (57) |
| 7.5 | Tower footing plate | (59) |
| 7.6 | Block shear of tensile component | (63) |
| 7.7 | Battern | (64) |
| 8 | Structure requirements | (68) |
| 8.1 | General requirement | (68) |
| 8.2 | Connection requirements | (71) |
| 8.3 | Circular sectional reinforced concrete pole | (73) |
| 9 | Accessories | (75) |
| 10 | Environmental protection | (76) |
| Appendix A | The eiffel effect and minimum capacity of cross bearings | (77) |
| Appendix B | Simplified analysis of truss | (81) |
| Appendix C | Stability coefficient(ϕ)of axial compression member of tower | (82) |
| Appendix D | Bearing capacity calculation of inclined sectional of circular sectional reinforced concrete pole | (88) |
| | Explanation of wording in this code | (90) |
| | List of quoted standards | (91) |
| | Addition; Explanation of provisions | (93) |

1 总 则

1.0.1 为了在架空输电线路杆塔结构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 本标准适用于新建的 110kV~750kV 架空输电线路杆塔结构的设计。

1.0.3 本标准确定了架空输电线路杆塔结构的设计原则,给出了角钢铁塔和混凝土电杆的设计计算方法。

1.0.4 本标准采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,用可靠度指标度量结构构件的可靠度,在规定的各种荷载组合作用下或各种变形或裂缝的限值条件下,满足线路安全运行的临界状态。

1.0.5 杆塔结构设计,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。

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

1.0.7 本标准规定了杆塔结构设计的基本要求,当本标准与国家法律、行政法规的规定相抵触时,应按国家法律、行政法规的规定执行。

1.0.8 杆塔结构设计,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 架空输电线路 overhead transmission line

架设于地面上,与空气绝缘的电力线路。

2.1.2 轻、中、重冰区 light/medium/heavy icing area

设计覆冰厚度为 10mm 及以下为轻冰区,设计覆冰厚度大于 10mm 且小于 20mm 为中冰区,设计覆冰厚度为 20mm 及以上为重冰区。

2.1.3 基本风速 reference wind speed

一般按当地空旷平坦地面上 10m 高度处 10min 时距,平均的年最大风速观测数据,经概率统计得出 50(30)年一遇最大值后确定的风速。

2.1.4 稀有风速,稀有覆冰 rare wind speed, rare ice thicknees

根据历史记录存在并显著地超过历年记录频率曲线的严重大风、覆冰。

2.1.5 杆塔长短腿 unequal leg extension

设计杆塔时,为适应各塔腿间的地形高差而设计成不同长度的塔腿。

2.1.6 插入构件 stub

上端连接塔腿主材、下端插入基础立柱,用于连接杆塔与基础的短构件。

2.1.7 结构工作温度 structure work temperature

结构材料选择时工作场地累年最低日平均气温,参照现行国家标准《民用建筑供暖通风与空气调节设计规范》GB 50736 规定从“室外气象参数表”中选取或通过气象调查取得。

2.2 符 号

- A ——塔架的轮廓面积;构件毛截面面积;底板面积;
- A_1 ——绝缘子串承受风压面积计算值;
- A_n ——构件、插入角钢的净截面面积;
- A_o ——电杆换算截面面积;
- A_p ——纵向预应力钢筋截面面积;
- A_s ——纵向普通钢筋截面面积;单个螺杆的截面积;迎风面构件的投影面积计算值;
- A_{sv} ——螺旋筋截面面积;
- B ——电杆刚度;构件宽度;
- B_1 ——导、地线及绝缘子串覆冰风荷载增大系数;
- B_2 ——杆塔构件覆冰风荷载增大系数;
- B_L 、 B_s ——构件的长期刚度、短期刚度;
- C ——结构或构件的裂缝宽度或变形的规定限制值;主角钢边至底板边的距离;
- D ——计算宽度;
- D_o ——电杆外径;
- E_c ——混凝土的弹性模量;
- E_s ——钢材、钢筋的弹性模量;
- H ——电杆拉线点至地面的距离;杆塔全高;
- I ——截面的惯性矩;
- I_{bl} ——填板断面扣孔后的惯性矩;
- I_o ——换算截面的惯性矩;
- K ——构件长细比修正系数;交叉斜材计算长度修正系数;
- K_1 ——塔身风载断面形状系数;
- L 、 L_o ——长度、计算长度;
- L_p ——杆塔的水平档距;
- L_w ——焊缝的计算长度;

- M ——弯矩；
- M_{cr} ——电杆开裂弯矩；
- $M_L、M_s$ ——长期、短期效应组合下的弯矩值；
- 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；
- M_V ——螺栓群受的扭矩；
- $M_1、M_2$ ——I—I断面、II—II断面的弯矩；
- N ——拉力或压力；
- N_{cr} ——电杆开裂轴力；
- N_{Ex} ——参数；
- $N_t、N_v$ ——每个螺栓所承受的拉力、剪力设计值；
- N_{kp} ——临界压力；
- $N_s、N_L$ ——验算截面在短期、长期效应组合下的轴心力值；
- N_u ——偏心受拉构件的正截面受拉承载力；构件的轴心受拉承载力的设计值；
- $N_c^b、N_t^b、N_v^b$ ——每个螺栓承压、受拉和承剪承载力设计值；
- N_t^a ——每个锚栓受拉承载力设计值；
- Q ——均布反力；
- Q_n ——单个螺杆锚固件承受剪力的承载力设计值；
- R ——结构构件的抗力设计值；
- S ——螺旋筋间距；组合断面中和轴处半个断面绕虚轴的面积矩；
- S' ——填板扣孔后的半个断面对形心的面积矩；
- $S_{Ehk}、S_{Evk}$ ——水平地震、竖向地震作用标准值效应；
- S_{EQk} ——导、地线张力可变荷载代表值的效应；
- S_{GE} ——永久荷载代表值的效应；
- S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应；
- S_{Qik} ——第*i*项可变荷载标准值的效应；
- T ——基础作用上拔力；底板上作用的拉力；

- T_1 ——一个地脚螺栓承受的上拔力；
 T_k ——扭矩设计值；
 T_u ——构件的抗扭承载力设计值；
 V ——基准高度的风速；
 V_{\max} ——离螺栓群形心最远一个螺栓所承受的全部剪力值；
 V_s ——剪力设计值；垂直于插入构件的剪力；
 V_u ——抗剪承载力设计值；
 V_1 ——每个螺栓平均承受的剪力值；
 V_2 ——离螺栓群形心最远的螺栓在 $x-x$ 轴方向承受的剪力值；
 W ——截面抵抗矩；
 W_d ——电杆换算截面弹性抵抗矩；
 W_1 ——绝缘子串风荷载标准值；
 W_o ——基准风压标准值；
 W_{sa} 、 W_{sb} ——风垂直于“a”面及“b”面吹时，塔身风荷载标准值；
 W_{sc} ——风垂直于横担正面吹时，横担风荷载标准值；
 W_s ——杆塔风荷载标准值；
 W_t ——截面受扭塑性抵抗矩；
 W_x ——垂直于导、地线方向的水平风荷载标准值，绕 X 轴的截面抵抗矩；
 W_y ——绕 Y 轴的截面抵抗矩；
 W_1 、 W_2 ——I—I 断面、II—II 断面的抗弯模量；
 Y_i ——第 i 个区隔地脚螺栓中心至主角钢边的距离；
 Z_0 ——组合构件的重心距离；
 a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值；塔架迎风面宽度；
 b ——角钢锚固件的肢宽；角钢翼缘板自由外伸宽度；塔架迎风面与背风面之间距离；组合断面边缘屈服的宽度；
 b_e ——板件的有效宽度；

- b_i ——第 i 个区隔的宽度；
 b_1 ——十字断面形心至边缘的距离；
 b_2 ——螺栓群中心到填板中心的距离；
 d ——导、地线外径；圆断面杆件直径；螺栓杆直径等；
 d_e ——螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径；
 e_o ——轴向力作用点至截面中心的距离；
 f ——钢材的强度设计值；普通钢筋的抗拉强度设计值；
 挠度；
 f' ——普通钢筋的抗压强度设计值；
 f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；
 f_{cu} ——施加预应力时混凝土立方体抗压强度；
 f_p, f'_p ——预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值；
 f_{py}, f_{pty} ——预应力钢筋、热处理钢筋的强度标准值；
 f_{sv} ——螺旋钢筋的抗拉强度设计值；
 f_t ——混凝土的轴心抗拉强度设计值；
 f_{tk} ——混凝土的轴心抗拉强度标准值；
 f_u ——钢材的最低抗拉强度标准值；
 f_v ——钢材的抗剪强度设计值；
 f_y ——钢材、钢筋的强度标准值；
 f_c^b ——钢材的孔壁承压强度设计值；
 f_c^w, f_t^w ——对接焊缝的抗压、抗拉强度设计值；
 f_t^w ——角焊缝的强度设计值；
 f_t^a, f_t^b ——锚栓、螺栓的抗拉强度设计值；
 f_v^b ——螺栓的抗剪强度设计值；
 h ——高度；深度；
 h_e ——角焊缝的有效厚度；
 h_f ——较小焊脚尺寸；
 h_{max} ——距填板形心较远的高度；
 m ——构件强度折减系数；

- m_N ——压杆稳定强度折减系数；
 n ——角钢锚固件数目；构件计算长度 l 的等分数；
 n_v ——承剪面数目；
 q ——杆身风压均布荷载；
 r ——角钢内圆弧的半径；
 r_x, r_y, r_u ——对 $x-x, y-y, u-u$ 轴的回转半径；
 r_1, r_2 ——电杆的内、外半径；
 r_p, r_s ——纵向预应力钢筋、普通钢筋所在圆半径；
 r_t ——十字断面等效回转半径；
 t ——板厚度；角钢肢厚；钢管壁厚；
 t_0 ——填板的厚度；
 $\sum t$ ——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度；
 x ——角钢锚固件上反力呈三角形分布长度；
 α ——风压不均匀系数；受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值；平连杆与斜材的刚度比；
 α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；
 α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；
 α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；
 α_t ——受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值；
 β_c ——导、地线风荷载调整系数；
 β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数；
 β_z ——杆塔风荷载调整系数；
 γ ——受拉区混凝土塑性影响系数；
 γ_{EQ} ——导、地线张力可变荷载的分项综合系数；
 γ_{Eh}, γ_{Ev} ——水平、竖向地震作用分项系数；
 γ_G ——永久荷载分项系数；
 γ_0 ——结构重要性系数；

- γ_{Qi} ——第 i 项可变荷载的分项系数；
- γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；
- η ——塔架背风面荷载降低系数；偏心距增大系数；
- θ ——夹角；应力扩散角；
- λ ——构件长细比；
- μ_s ——构件的体型系数；
- μ_{sc} ——导线或地线的体型系数；
- μ_z ——风压高度变化系数；
- ν ——与纵向受力钢筋表面特征有关的系数；
- ρ ——配筋率；
- σ ——正应力；
- σ_{con} ——张拉控制应力；
- σ_f ——垂直于焊缝长度方向的应力；
- σ_L ——预应力总损失；
- σ_{L1} ——锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失；
- σ_{L3} ——张拉钢筋与钢模间的温差引起的预应力损失；
- σ_{L4} ——预应力钢筋的应力松弛损失；
- σ_{L5} ——混凝土收缩、徐变引起的预应力损失；
- σ_{Lc} ——荷载长期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；
- σ_p ——计及第一批预应力损失后，预应力钢筋作用在混凝土截面上的法向应力；
- σ_{pc} ——计及预应力总损失后，混凝土截面上的有效预应力；
- σ_{po} ——预应力钢筋的有效预应力；
- σ_{sc} ——荷载的短期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；
- τ ——剪应力；
- τ_f ——沿焊缝长度方向的剪应力；
- φ ——轴心受压构件的稳定系数；组合角钢对应虚轴的压屈

稳定系数；

φ_c ——环形截面钢筋混凝土电杆稳定系数；

φ_p ——环形截面预应力混凝土电杆稳定系数；

ψ ——可变荷载组合系数；

ψ_{wE} ——地震基本组合中风荷载的组合系数；

ζ ——受拉钢筋的应变不均匀系数；

δ_{lmax} ——最大裂缝宽度；

Δ_t ——钢模与钢筋之间的温差；

ω ——相对含筋率。

3 荷 载

3.1 一 般 规 定

3.1.1 荷载分类应符合下列规定：

1 永久荷载：导线及地线、绝缘子及其附件、杆塔结构、各种固定设备等的重力荷载；拉线或纤绳的初始张力、预应力等荷载。

2 可变荷载：风和冰（雪）荷载；导线、地线及拉线的张力；安装检修的各种附加荷载；结构变形引起的次生荷载以及各种振动动力荷载。

3.1.2 荷载作用方向应符合下列规定：

1 杆塔的作用荷载一般分解为：横向荷载、纵向荷载和垂直荷载。

2 杆塔应计算最不利风向作用，悬垂型杆塔应计算与线路方向成 0° 、 45° （或 60° ）及 90° 的三种基本风速的风向；一般耐张型杆塔可只计算 90° 和 45° 两种基本风速的风向；终端杆塔除计算 90° 和 45° 两种基本风速的风向外，还应计算 0° 基本风速的风向；悬垂转角杆塔和小角度耐张转角杆塔还应计算与导、地线张力的横向分力相反的风向。

3.1.3 风向与导、地线方向或塔面成夹角时，导、地线风载在垂直和顺线条方向的分量，塔身和横担风载在塔面两垂直方向的分量，按表 3.1.3 选用。

3.1.4 各类杆塔均应计算线路正常运行情况、断线情况、不均匀覆冰情况和安装情况下的荷载组合，必要时尚应验算地震等稀有情况下的荷载组合。

3.1.5 计算曲线型杆塔时，应计算沿高度方向不同时出现基本风速的不利情况，可参见附录 A 计算。

表 3.1.3 角度风作用时风荷载分配表

| 风向角 $\theta(^{\circ})$ | 线条风荷载 | | 塔身风荷载 | | 水平横担 风荷载 | | 角度风作用 示意图 |
|---------------------------|-----------|-----------|---|---|-------------|-------------|--------------|
| | x | y | x | y | x | y | |
| 0 | 0 | $0.25W_x$ | 0 | W_{sb} | 0 | W_{sc} | |
| 45 | $0.5W_x$ | $0.15W_x$ | $K_1 \times 0.424 \times (W_{sa} + W_{sb})$ | $K_1 \times 0.424 \times (W_{sa} + W_{sb})$ | $0.4W_{sc}$ | $0.7W_{sc}$ | |
| 60 | $0.75W_x$ | 0 | $K_1 \times (0.747W_{sa} + 0.249W_{sb})$ | $K_1 \times (0.431W_{sa} + 0.144W_{sb})$ | $0.4W_{sc}$ | $0.7W_{sc}$ | |
| 90 | W_x | 0 | W_{sa} | 0 | $0.4W_{sc}$ | 0 | |

注:1 x, y 分别为垂直与顺导、地线方向风荷载的分量。

2 W_x 为风垂直导、地线方向吹时,导、地线风荷载标准值,按公式 3.7.1-1 计算。

3 W_{sa}, W_{sb} 分别为风垂直于图中“a”面及“b”面吹时,塔身风荷载标准值,按公式 3.8.1 计算。

4 W_{sc} 为风垂直于横担正面吹时,横担风荷载标准值,按公式 3.8.1 计算。

5 K_1 为塔身风载断面形状系数:对单角钢断面取 1.0,对组合角钢断面取 1.1。

3.1.6 各类杆塔在断线情况下的断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力),以及不均匀覆冰情况下的不平衡张力均应按静态荷载计算。

3.1.7 防串倒的加强型悬垂型杆塔,除按常规悬垂型杆塔工况计算外,还应按所有导、地线同侧有断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力)计算。

3.2 正常运行情况

3.2.1 各类杆塔的正常运行情况应计算下列荷载组合:

1 基本风速、无冰、未断线(包括最小垂直荷载和最大水平荷载组合)。

2 设计覆冰、相应风速及气温、未断线。

3 最低气温、无冰、无风、未断线(适用于终端和转角杆塔)。

3.3 断线情况

3.3.1 悬垂型杆塔(不含大跨越悬垂型杆塔)的断线情况应按 -5°C 、有冰、无风的气象条件,计算下列荷载组合:

1 单回路杆塔:单导线断任意一相导线(分裂导线任意一相导线有纵向不平衡张力),地线未断;断任意一根地线,导线未断。

2 双回路杆塔:同一档内,单导线断任意两相导线(分裂导线任意两相导线有纵向不平衡张力),地线未断;同一档内,断一根地线,单导线断任意一相导线(分裂导线任意一相导线有纵向不平衡张力)。

3 多回路杆塔:同一档内,单导线断任意三相导线(分裂导线任意三相导线有纵向不平衡张力),地线未断;同一档内,断一根地线,单导线断任意两相导线(分裂导线任意两相导线有纵向不平衡张力)。

3.3.2 耐张型杆塔的断线情况应按 -5°C 、有冰、无风的气象条件,计算下列荷载组合:

1 单回路和双回路杆塔:

1)交流线路:同一档内,单导线断任意两相导线(分裂导线任意两相导线有纵向不平衡张力)、地线未断;同一档内,断任意一根地线,单导线断任意一相导线(分裂导线任意一相导线有纵向不平衡张力)。

2)单回路直流线路:同一档内,断任意一根地线,单导线断任意一极导线(分裂导线任意一极导线有纵向不平衡张力)。

3)双回路直流线路:同一档内,单导线断任意两极导线(分裂导线任意两极导线有纵向不平衡张力)、地线未断;同一档内,断任意一根地线,单导线断任意一极导线(分裂导线任意一极导线有纵向不平衡张力)。

2 多回路杆塔:同一档内,单导线断任意三相导线(分裂导线任意三相导线有纵向不平衡张力)、地线未断;同一档内,断任意一根地线,单导线断任意两相导线(分裂导线任意两相导线有纵向不

平衡张力)。

3.3.3 10mm 及以下冰区导、地线断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力)的取值应符合表 3.3.3 规定的导、地线最大使用张力的百分数值,垂直冰荷载取 100%设计覆冰荷载。

**表 3.3.3 10mm 及以下冰区导、地线断线张力
(或分裂导线纵向不平衡张力)取值表(%)**

| 地形 | 地线 | 悬垂型杆塔 | | | 耐张型杆塔 | |
|----|-----|-------|-------|---------|-------|----------|
| | | 单导线 | 双分裂导线 | 双分裂以上导线 | 单导线 | 双分裂及以上导线 |
| 平丘 | 100 | 50 | 25 | 20 | 100 | 70 |
| 山地 | 100 | 50 | 30 | 25 | 100 | 70 |

3.3.4 中冰区导、地线断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力)的取值应符合表 3.3.4 规定的导、地线最大使用张力的百分数值,垂直冰荷载取 100%设计覆冰荷载。

**表 3.3.4 中冰区导、地线断线张力
(或分裂导线纵向不平衡张力)取值表(%)**

| 冰区 (mm) | 悬垂型杆塔 | | | | 耐张型杆塔 | | |
|------------|-------|-------|---------|-----|-------|----------|-----|
| | 单导线 | 双分裂导线 | 双分裂以上导线 | 地线 | 单导线 | 双分裂及以上导线 | 地线 |
| 15 | 50 | 40 | 35 | 100 | 100 | 70 | 100 |
| 20 | 50 | 50 | 45 | 100 | 100 | 70 | 100 |

3.3.5 重冰区导、地线断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力)可按表 3.3.5-1 覆冰率计算,垂直冰荷载取 100%设计覆冰荷载。

**表 3.3.5-1 重冰区导、地线断线时
(或分裂导线纵向不平衡张力)覆冰率取值表(%)**

| 冰区 (mm) | 悬垂型杆塔 | | | 耐张型杆塔 | | |
|------------|-------|----|----|-------|-----|----|
| | 一类 | 二类 | 三类 | 一类 | 二类 | 三类 |
| 20 | 70 | 60 | 50 | 100 | 70 | 60 |
| 30 | 80 | 70 | 60 | 100 | 80 | 70 |
| 40 | 90 | 80 | 70 | 100 | 90 | 80 |
| 50 | 100 | 90 | 80 | 100 | 100 | 90 |

注:一类:750kV,500kV,重要 330kV;二类:330kV,重要 220kV;三类:220kV 及 110kV。

重冰区导、地线断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力)除应按表 3.3.5-1 的覆冰率进行计算外,具体取值不应低于表 3.3.5-2 规定的导、地线最大使用张力的百分数值。

**表 3.3.5-2 重冰区导、地线断线张力
(或分裂导线纵向或不平衡张力)取值表(%)**

| 冰区(m) | 悬垂型杆塔 | | 耐张型杆塔 | | |
|-------|-------|-----|-------|----------|-----|
| | 导线 | 地线 | 单导线 | 双分裂及以上导线 | 地线 |
| 20 | 55 | 100 | 100 | 75 | 100 |
| 30 | 60 | 100 | 100 | 80 | 100 |
| 40 | 65 | 100 | 100 | 85 | 100 |
| 50 | 70 | 100 | 100 | 90 | 100 |

3.3.6 转动横担或变形横担的启动力,应满足运行和施工的安全要求。一般 110kV 线路采用标准值 2kN~3kN;220kV 线路采用标准值 5kN~6kN。

3.4 不均匀覆冰情况

3.4.1 各类杆塔不均匀覆冰的不平衡张力应计算下列荷载组合:

1 10mm 冰区:所有导、地线同时同向有不均匀覆冰的不平衡张力。

2 重覆冰区:

- 1)所有导、地线同时同向有不均匀覆冰的不平衡张力;
- 2)所有导、地线同时不同向有不均匀覆冰的不平衡张力。

3.4.2 10mm 冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力的取值应符合表 3.4.2 规定的导、地线最大使用张力的百分数值,垂直冰荷载取 75%设计覆冰荷载。相应气象条件按 -5℃、10m/s 风速的气象条件计算。

表 3.4.2 10mm 冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力取值表(%)

| 悬垂型杆塔 | | 耐张型杆塔 | |
|-------|----|-------|----|
| 导线 | 地线 | 导线 | 地线 |
| 10 | 20 | 30 | 40 |

3.4.3 重覆冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力的取值可按表 3.4.3-1 覆冰率计算,垂直冰荷载取不小于 75%设计覆冰荷载。相应气象条件按 -5℃、10m/s 风速的气象条件计算。

表 3.4.3-1 重覆冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力覆冰率取值表(%)

| 线路等级 | 悬垂型杆塔 | | 耐张型杆塔 | |
|----------------------|-------|-----|-------|-----|
| | 一侧 | 另一侧 | 一侧 | 另一侧 |
| 750、500kV 及重要的 330kV | 100 | 20 | 100 | 0 |
| 330kV 及重要的 220kV | 100 | 30 | 100 | 15 |
| 220kV 及 110kV | 100 | 40 | 100 | 30 |

中冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力的取值除按表 3.4.3-1 的覆冰率进行计算外,具体取值不应低于表 3.4.3-2 规定的导、地线最大使用张力的百分数值。

表 3.4.3-2 中冰区不均匀覆冰的导、地线不平衡张力取值表(%)

| 冰区(mm) | 悬垂型杆塔 | | 耐张型杆塔 | |
|--------|-------|----|-------|----|
| | 导线 | 地线 | 导线 | 地线 |
| 15 | 15 | 25 | 35 | 45 |
| 20 | 20 | 30 | 40 | 50 |

重冰区不均匀覆冰情况的导、地线不平衡张力的取值除按表 3.4.3-1 的覆冰率进行计算外,具体取值不应低于表 3.4.3-3 规定的导、地线最大使用张力的百分数值。

表 3.4.3-3 重冰区不均匀覆冰的导、地线不平衡张力取值表(%)

| 冰区(mm) | 悬垂型杆塔 | | 耐张型杆塔 | |
|--------|-------|----|-------|----|
| | 导线 | 地线 | 导线 | 地线 |
| 20 | 25 | 46 | 42 | 54 |
| 30 | 29 | 50 | 46 | 58 |
| 40 | 33 | 54 | 50 | 63 |
| 50 | 38 | 58 | 54 | 67 |

3.5 安 装 情 况

3.5.1 各类杆塔的安装情况应计算 10m/s 风速、无冰、相应气温气象条件下的荷载组合。

1 悬垂型杆塔的安装荷载应符合下列规定：

1)提升导、地线及其附件时的作用荷载。包括提升导、地线、绝缘子、金具等重量(一般按 2.0 倍计算)和安装工人及工具的附加荷载,动力系数取 1.1,附加荷载标准值应符合表 3.5.1 的规定。

表 3.5.1 附加荷载标准值(kN)

| 电压(kV) | 导 线 | | 地 线 | | 跳线 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-----|
| | 悬垂型杆塔 | 耐张型杆塔 | 悬垂型杆塔 | 耐张型杆塔 | |
| 110 | 1.5 | 2.0 | 1.0 | 1.5 | 1.0 |
| 220~330 | 3.5 | 4.5 | 2.0 | 2.0 | 2.0 |
| 500~750 | 4.0 | 6.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 |

2)导线及地线锚线作业时的作用荷载。锚线对地夹角不宜大于 20°,正在锚线相的张力应计及动力系数 1.1。挂线点垂直荷载取锚线张力的垂直分量和导、地线重力和附加荷载之和,纵向不平衡张力分别取导、地线张力与锚线张力纵向分量之差。

2 耐张型杆塔的安装荷载应符合下列规定：

1) 导线及地线荷载：

锚塔：锚地线时，相邻档内的导线及地线均未架设；锚导线时，在同档内的地线已架设。

紧线塔：紧地线时，相邻档内的地线已架设或未架设，同档内的导线均未架设；紧导线时，同档内的地线已架设，相邻档内的导线和地线已架设或未架设。

2) 临时拉线所产生的荷载：

锚塔和紧线塔均允许计及临时拉线的作用，临时拉线对地夹角不应大于 45° ，方向与导、地线方向一致。500kV 以下杆塔临时拉线一般可平衡导、地线张力的 30%，500kV 及以上杆塔，4 分裂导线的临时拉线平衡导线张力标准值取 30kN，6 分裂及以上导线的临时拉线平衡导线张力标准值取 40kN，地线临时拉线平衡地线张力标准值取 5kN。

3) 紧线牵引绳产生的荷载：

紧线牵引绳对地夹角宜不大于 20° ，计算紧线张力时应计及导、地线的初伸长、施工误差和过牵引的影响。

4) 安装时的附加荷载：

可按表 3.5.1 的规定选用。

3 导、地线的架设次序，按自上而下逐相(根)架设。对于双回路及多回路杆塔，应按实际需要计及分期架设的情况。

4 终端杆塔应计及变电所(或升压站)侧导线及地线已架设或未架设的情况。

5 与水平面夹角不大于 30° 且可以上人的铁塔构件，应能承受设计值 1000N 人重荷载，且不应与其他荷载组合。

3.6 验算情况

3.6.1 验算情况是针对稀有气象条件、地震等特殊情况。

3.6.2 位于基本地震烈度为九度及以上地区的各类杆塔均应进行抗震验算。验算条件:有风(风荷载最大设计值的30%),无冰、未断线。

3.6.3 各类杆塔的验算冰荷载情况,按验算冰厚、 -5°C 、 10m/s 风,所有导、地线同时同向有不平衡张力计算。

3.6.4 重覆冰线路各垂直档距系数(垂直档距与水平档距之比)小于0.8的杆塔,应按导、地线脱冰跳跃和不均匀覆冰时产生的上拔力校验导线横担和地线支架,导线上拔力可取最大使用张力的5%~10%,地线上拔力可取最大使用张力的5%。相邻塔位高差较大时,还应校验耐张型杆塔横担受扭情况。

3.7 导线及地线线条风荷载的标准值

3.7.1 导线及地线风荷载的标准值,应按下式计算:

$$W_x = \alpha \cdot W_0 \cdot \mu_z \cdot \mu_{sc} \cdot \beta_c \cdot d \cdot L_p \cdot B_1 \cdot \sin^2 \theta \quad (3.7.1-1)$$

$$W_0 = V^2 / 1600 \quad (3.7.1-2)$$

式中: W_x ——垂直于导线及地线方向的水平风荷载标准值(kN);

α ——风压不均匀系数,应根据设计基本风速,按照表3.7.1-1确定;

μ_z ——风压高度变化系数,基准高度为10m的风压高度变化系数,按表3.7.1-2确定;

μ_{sc} ——导线或地线的体型系数:线径小于17mm或覆冰时(不论线径大小)应取 $\mu_{sc} = 1.2$;线径大于或等于17mm时, μ_{sc} 取1.1;

β_c ——500kV和750kV线路导线及地线风荷载调整系数,仅用于计算作用于杆塔上的导线及地线风荷载(不含导线及地线张力弧垂计算和风偏角计算), β_c 应按照表3.7.1-1确定;其他电压等级的线路 β_c 取1.0;

d ——导线或地线的外径或覆冰时的计算外径;分裂导线

取所有子导线外径的总和(m);

L_p ——杆塔的水平档距(m);

B_1 ——导、地线及绝缘子串覆冰风荷载增大系数,5mm 冰区取 1.1,10mm 冰区取 1.2,15mm 冰区取 1.3,20mm 及以上冰区取 1.5~2.0;

θ ——风向与导线或地线方向之间的夹角($^\circ$);

W_0 ——基准风压标准值(kN/m^2);

V ——基准高度为 10m 的风速(m/s)。

表 3.7.1-1 风压不均匀系数 α 和导地线风载调整系数 β_c

| 风速 $V(\text{m/s})$ | | <20 | $20 \leq V < 27$ | $27 \leq V < 31.5$ | ≥ 31.5 |
|--------------------|-------------------|-------|------------------|--------------------|-------------|
| α | 计算杆塔荷载 | 1.00 | 0.85 | 0.75 | 0.70 |
| | 设计杆塔(风偏计算用) | 1.00 | 0.75 | 0.61 | 0.61 |
| β_c | 计算 500、750kV 杆塔荷载 | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 |

注:对跳线计算, α 宜取 1.0。

表 3.7.1-2 风压高度变化系数 μ_z

| 离地面或 海平面高度(m) | 地面粗糙度类别 | | | |
|------------------|---------|------|------|------|
| | A | B | C | D |
| 5 | 1.17 | 1.00 | 0.74 | 0.62 |
| 10 | 1.38 | 1.00 | 0.74 | 0.62 |
| 15 | 1.52 | 1.14 | 0.74 | 0.62 |
| 20 | 1.63 | 1.25 | 0.84 | 0.62 |
| 30 | 1.80 | 1.42 | 1.00 | 0.62 |
| 40 | 1.92 | 1.56 | 1.13 | 0.73 |
| 50 | 2.03 | 1.67 | 1.25 | 0.84 |
| 60 | 2.12 | 1.77 | 1.35 | 0.93 |
| 70 | 2.20 | 1.86 | 1.45 | 1.02 |
| 80 | 2.27 | 1.95 | 1.54 | 1.11 |
| 90 | 2.34 | 2.02 | 1.62 | 1.19 |

续表 3.7.1-2

| 离地面或 海平面高度(m) | 地面粗糙度类别 | | | |
|------------------|---------|------|------|------|
| | A | B | C | D |
| 100 | 2.40 | 2.09 | 1.70 | 1.27 |
| 150 | 2.64 | 2.38 | 2.03 | 1.61 |
| 200 | 2.83 | 2.61 | 2.30 | 1.92 |
| 250 | 2.99 | 2.80 | 2.54 | 2.19 |
| 300 | 3.12 | 2.97 | 2.75 | 2.45 |
| 350 | 3.12 | 3.12 | 2.94 | 2.68 |
| 400 | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 2.91 |
| ≥450 | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 3.12 |

注：地面粗糙度类别 A 类指近海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；C 类指有密集建筑群的城市市区；D 类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

3.8 杆塔风荷载的标准值

3.8.1 杆塔风荷载的标准值，应按下式计算：

$$W_s = W_0 \cdot \mu_z \cdot \mu_s \cdot B_2 \cdot A_s \cdot \beta_z \quad (3.8.1)$$

式中： W_s ——杆塔风荷载标准值(kN)；

μ_s ——构件的体型系数，塔架取 $1.3(1+\eta)$ ，环形截面钢筋混凝土杆取 0.7；

B_2 ——杆塔构件覆冰风荷载增大系数，5mm 冰区取 1.1，10mm 冰区取 1.2，15mm 冰区取 1.6，20mm 取 1.8，20mm 以上冰区取 2.0~2.5；

A_s ——迎风面构件的投影面积计算值(m^2)；

η ——塔架背风面荷载降低系数，按表 3.8.1-1 选用；

β_z ——杆塔风荷载调整系数。对杆塔本身，当杆塔全高不

超过 60m 时,应按照表 3.8.1-2 对全高采用一个系数;当杆塔全高超过 60m 时,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 采用由下到上逐段增大的数值,但加权平均值对自立式杆塔不应小于 1.6,对单柱拉线杆塔不应小于 1.8。对基础,当杆塔全高不超过 60m 时,应取 1.0;60m 及以上时,宜采用由下到上逐段增大的数值,但加权平均值对自立式杆塔不应小于 1.3。

表 3.8.1-1 塔架背风面荷载降低系数 η

| | | | | | | | |
|-------|----------|------------|------|------|------|------|---------|
| b/a | A_s/A | ≤ 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | > 0.6 |
| | ≤ 1 | 1.0 | 0.85 | 0.66 | 0.50 | 0.33 | 0.15 |
| 2 | | 1.0 | 0.90 | 0.75 | 0.60 | 0.45 | 0.30 |

注:1 A 为塔架的轮廓面积; a 为塔架迎风面宽度; b 为塔架迎风面与背风面之间距离。

2 中间值可按线性插入法计算。

表 3.8.1-2 杆塔风荷载调整系数 β_z

| | | | | | | |
|-------------|--------|-----|------|------|-----|-----|
| 杆塔全高 $H(m)$ | | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 |
| β_z | 单柱拉线杆塔 | 1.0 | 1.4 | 1.6 | 1.7 | 1.8 |
| | 其他杆塔 | 1.0 | 1.25 | 1.35 | 1.5 | 1.6 |

注:1 中间值按插入法计算。

2 对自立式杆塔,表中数值适用于高度与根开之比为 4~6。

3.9 绝缘子串风荷载的标准值

3.9.1 绝缘子串风荷载的标准值,应按下式计算:

$$W_1 = W_0 \cdot \mu_z \cdot B_1 \cdot A_1 \quad (3.9.1)$$

式中: W_1 ——绝缘子串风荷载标准值(kN);

A_1 ——绝缘子串承受风压面积计算值(m^2)。

4 材 料

4.0.1 钢材的材质应根据结构的重要性、结构型式、连接方式、钢材厚度和结构所处的环境及气温等条件进行合理选择。钢材等级宜采用 Q235、Q345、Q390 和 Q420,有条件时也可采用 Q460。钢材的质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。

4.0.2 所有杆塔的钢材均应满足不低于 B 级钢的质量要求。当结构工作温度不高于 -40°C 时, Q235、Q345、Q390 焊接构件和 Q420 钢材质量等级应满足不低于 C 级钢的质量要求, Q460 钢材质量等级应满足不低于 D 级钢的质量要求,螺栓孔宜采用钻孔工艺。

4.0.3 当采用 40mm 及以上厚度的钢板焊接时,应采取防止钢材层状撕裂的措施。

4.0.4 螺栓连接副宜采用 4.8 级、5.8 级、6.8 级、8.8 级热浸镀锌螺栓和螺母,有条件时也可采用 10.9 级螺栓,材质和机械特性应分别符合国家现行标准《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 和《紧固件机械性能 螺母 粗牙螺纹》GB/T 3098.2 及《输电线路杆塔及电力金具用热浸镀锌螺栓与螺母》DL/T 284 的规定。

4.0.5 对钢材手工焊焊接用焊条应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 和《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定。

4.0.6 对自动焊和半自动焊应采用与主体金属强度相适应的焊丝和焊剂,应保证熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值。不同强度的钢材相焊接时,可按强度较低的钢材选用焊接材

料。焊丝应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 规定的要求。

4.0.7 环形断面的普通混凝土杆及预应力混凝土杆的钢筋,宜符合下列规定:

1 普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋,也可采用 HPB300 级和 RRB400 级钢筋。

2 预应力钢筋宜采用预应力钢丝,也可采用热处理钢筋。

4.0.8 普通钢筋混凝土离心环形电杆的混凝土强度等级不宜低于 C40;预应力混凝土离心环形电杆的混凝土强度等级不宜低于 C50,有条件时应采用强度等级更高的混凝土,其他预制构件的混凝土强度等级不应低于 C30。

4.0.9 钢材(型钢)机械性能指标,应按现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《碳素结构钢》GB/T 700 的规定采用。

4.0.10 钢材的强度设计值应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用,孔壁承压强度设计值应按表 4.0.10-1 采用;螺栓和锚栓的强度设计值应按表 4.0.10-2 采用。

表 4.0.10-1 钢材的孔壁承压强度设计值(N/mm²)

| 钢 材 | 厚度或直径(mm) | 孔壁承压* |
|------|-----------|-------|
| Q235 | ≤16 | 370 |
| | >16~40 | |
| | >40~60 | |
| | >60~100 | |
| Q345 | ≤16 | 510 |
| | >16~35 | 490 |
| | >35~50 | 440 |
| | >50~100 | 415 |
| Q390 | ≤16 | 530 |
| | >16~35 | 510 |
| | >35~50 | 480 |
| | >50~100 | 450 |

续表 4.0.10-1

| 钢材 | 厚度或直径(mm) | 孔壁承压* |
|------|-----------------|-------|
| Q420 | ≤ 16 | 560 |
| | $> 16 \sim 35$ | 535 |
| | $> 35 \sim 50$ | 510 |
| | $> 50 \sim 100$ | 480 |

注：* 适用于构件上螺栓端距大于或等于 $1.5d$ (d 螺栓直径)。

表 4.0.10-2 螺栓和锚栓的强度设计值 (N/mm^2)

| 材料 | | 类别 | 厚度或直径 (mm) | 抗拉 | 抗压 和抗弯 | 抗剪 | 孔壁承压* | |
|------------------------|-------------|------------------|---------------|----|-----------|------------------|-------|--|
| | | | | | | | | |
| 镀锌 粗制 螺栓 (C级) | 4.8级 | 标称直径 $d \leq 39$ | 200 | — | 170 | 螺 杆 承 压 | 420 | |
| | 5.8级 | 标称直径 $d \leq 39$ | 240 | — | 210 | | 520 | |
| | 6.8级 | 标称直径 $d \leq 39$ | 300 | — | 240 | | 600 | |
| | 8.8级 | 标称直径 $d \leq 39$ | 400 | — | 300 | | 800 | |
| | 10.9级 | 标称直径 $d \leq 39$ | 500 | — | 380 | | 900 | |
| 锚栓 | Q235钢 | 外径 ≥ 16 | 160 | — | — | — | — | |
| | Q345钢 | 外径 ≥ 16 | 205 | — | — | — | — | |
| | 35号优质碳素钢 | 外径 ≥ 16 | 190 | — | — | — | — | |
| | 45号优质碳素钢 | 外径 ≥ 16 | 215 | — | — | — | — | |
| | 40Cr合金结构钢 | 外径 ≥ 16 | 260 | — | — | — | — | |
| | 42CrMo合金结构钢 | 外径 ≥ 16 | 310 | — | — | — | — | |

注：1 * 适用于构件上螺栓端距大于或等于 $1.5d$ (d 螺栓直径)。

2 8.8级高强度螺栓应具有 A类(塑性性能)和 B类试验项目的合格证明。

3 40Cr合金结构钢、42CrMo合金结构钢抗拉强度为热处理后的强度,热处理后的材料机械性能应满足现行国家标准《合金结构钢》GB/T 3077 的要求。

4.0.11 钢材(型钢)物理性能指标,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

4.0.12 焊缝强度设计值,应按现行国家标准《钢结构设计规范》

GB 50017 的规定采用。

4.0.13 拉线宜采用镀锌钢绞线,其强度设计值,应按现行国家标准《镀锌钢绞线》YB/T 5004 的规定采用。整根钢绞线抗拉强度设计值应计入换算系数,7 股取 0.92、19 股取 0.9。

4.0.14 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值和设计值应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

4.0.15 混凝土受压或受拉的弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

4.0.16 普通钢筋和预应力钢筋的强度标准值和设计值应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

4.0.17 钢筋弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

5 设计基本规定

5.1 计算的基本规定

5.1.1 杆塔结构设计应采用以概率理论为基础的极限状态设计法,结构构件的可靠度采用可靠指标度量,极限状态设计表达式采用荷载标准值、材料性能标准值、几何参数标准值以及各种分项系数等表达。

5.1.2 结构的极限状态是指结构或构件在规定的各种荷载组合作用下或各种变形或裂缝的限值条件下,满足线路安全运行的临界状态。极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态。

1 承载能力极限状态:结构或构件达到最大承载力或不适合继续承载的变形。计算表达式为:

$$\gamma_0(\gamma_G \cdot S_{Gk} + \psi \sum \gamma_{Qi} \cdot S_{Qik}) \leq R \quad (5.1.2-1)$$

式中: γ_0 ——杆塔结构重要性系数,重要线路不应小于 1.1,临时线路取 0.9,其他线路取 1.0;

γ_G ——永久荷载分项系数,对结构受力有利时不大于 1.0,不利时取 1.2;验算结构抗倾或抗滑移时取 0.9;

γ_{Qi} ——第 i 项可变荷载的分项系数,取 1.4;

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应;

S_{Qik} ——第 i 项可变荷载标准值的效应;

ψ ——可变荷载组合系数,应按表 5.1.2-1 取值;

R ——结构构件的抗力设计值。

表 5.1.2-1 计算各类杆塔用的可变荷载组合系数

| 正常运行情况 | 断线情况 | 安装情况 | 不均匀冰荷载情况 | 验算情况 |
|--------|------|------|----------|------|
| 1.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.75 |

2 正常使用极限状态:结构或构件的变形或裂缝等达到正常

使用或耐久性能的规定限值。计算表达式为：

$$S_{Gk} + \psi \sum S_{Qik} \leq C \quad (5.1.2-2)$$

式中：C——结构或构件的裂缝宽度或变形的规定限制值(mm)。

3 结构或构件承载力的抗震验算，应按以下公式计算：

$$\gamma_G \cdot S_{Ge} + \gamma_{Eh} \cdot S_{Ehk} + \gamma_{Ev} \cdot S_{Evk} + \gamma_{EQ} \cdot S_{EQk} + \psi_{wE} \cdot S_{wk} \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.1.2-3)$$

式中： γ_{Eh} ， γ_{Ev} ——水平、竖向地震作用分项系数，应按表 5.1.2-2 取值；

表 5.1.2-2 地震作用分项系数

| 地震作用的情况 | | γ_{Eh} | γ_{Ev} |
|-------------------|-----------|---------------|---------------|
| 仅计算水平地震作用 | | 1.3 | 0 |
| 仅计算竖向地震作用 | | 0 | 1.3 |
| 同时计算水平与 竖向地震作用 | 水平地震作用为主时 | 1.3 | 0.5 |
| | 竖向地震作用为主时 | 0.5 | 1.3 |

S_{GE} ——永久荷载代表值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；

γ_{EQ} ——导、地线张力可变荷载的分项综合系数，取 0.5；

S_{EQk} ——导、地线张力可变荷载代表值的效应；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

ψ_{wE} ——地震基本组合中的风荷载组合系数，可取 0.3；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，应按表 5.1.2-3 取值。

表 5.1.2-3 承载力抗震调整系数

| 材料 | 结构构件 | 承载力抗震调整系数 |
|----|------------|-----------|
| 钢材 | 跨越塔 | 0.85 |
| | 除跨越塔外的其他杆塔 | 0.80 |
| | 焊缝和螺栓 | 1.00 |

续表 5.1.2-3

| 材料 | 结构构件 | 承载力抗震调整系数 |
|-------|---------|-----------|
| 钢筋混凝土 | 跨越塔 | 0.90 |
| | 钢管混凝土杆塔 | 0.80 |
| | 钢筋混凝土杆 | 0.80 |
| | 各类受剪构件 | 0.85 |

5.1.3 结构或构件的强度、稳定和连接强度,应按承载力极限状态的要求,采用荷载的设计值和材料强度的设计值进行计算;结构或构件的变形或裂缝,应按正常使用极限状态的要求,采用荷载的标准值和正常使用规定限值进行计算。

5.1.4 不带拉线的悬垂型杆塔,在纵向荷载情况下计算时,可计及顺线路方向的地线支持力作用。但最大支持力不得大于地线线夹的允许握着力,并留一定的裕度。

5.1.5 一般拉线杆塔,拉线受力按简化方法计算时,应乘以 1.05 增大系数。

5.1.6 杆塔拉线初应力一般控制在 $120\text{N/mm}^2 \sim 140\text{N/mm}^2$,拉杆预拉力可取拉杆最大使用拉力的 20%~30%。

5.1.7 杆塔辅助材在其支撑点所提供的支撑力一般不低于所支撑主材内力的 2%、斜材内力的 5%,当受力材之间的夹角小于 25° 时,支撑该受力材的辅助材,其承载力应适当提高或通过试验确定。

5.1.8 中重冰区各类杆塔在覆冰工况下,均应计入构件覆冰对杆塔构件的影响。

5.1.9 重覆冰线路不宜采用下列型式的杆塔:

- 1 导线非对称排列的杆塔;
- 2 塔身断面非正方形铁塔。

5.1.10 杆塔结构应根据重覆冰线路的特点进行设计:

- 1 拉线杆塔的根部结构宜为铰接支承;

- 2 不应采用转动横担或变形横担；
 - 3 110kV 线路 30°以上转角杆塔和 220kV 及以上线路耐张型杆塔宜采用自立式杆塔；
 - 4 钢筋混凝土杆应有便于冰期登杆的设施。
- 5.1.11 塔架为空间桁架结构,应采用三维计算模型程序进行内力分析。当用人工进行杆塔内力分析时,可按附录 B 简化计算。绘制杆塔结构加工图时必须与内力计算图保持一致。
- 5.1.12 计算长短腿杆塔时,应对所选定的各种长短腿配置方式,按工程设计的全部荷载组合情况进行计算。

5.2 杆塔结构基本规定

5.2.1 长期荷载效应组合(无冰、风速 5m/s 及年平均气温)作用下,杆塔的计算挠度(不包括基础倾斜和拉线点位移),应符合表 5.2.1 的规定。

表 5.2.1 杆塔的计算挠度(不包括基础倾斜和拉线点位移)

| 项 目 | 杆塔的计算挠度限值 |
|---------------------|-------------|
| 悬垂直线无拉线单根钢筋混凝土杆 | $5h/1000$ |
| 悬垂直线拉线杆塔的杆(塔)顶 | $4h/1000$ |
| 悬垂直线拉线杆塔,拉线点以下杆(塔)身 | $2h_1/1000$ |
| 悬垂直线自立式杆塔 | $3h/1000$ |
| 悬垂转角自立式杆塔 | $5h/1000$ |
| 耐张转角及终端自立式杆塔 | $7h/1000$ |

注:1 h 为杆塔最长接腿基础顶面起至计算点处高度, h_1 为杆塔拉线点至地面的高度。

2 根据杆塔的特点,设计应提出施工预偏的要求。

5.2.2 在荷载效应的标准组合作用下,普通和部分预应力混凝土构件正截面的裂缝控制等级为三级,计算裂缝的允许宽度分别为 0.2mm 及 0.1mm。预应力混凝土构件正截面的裂缝控制等级为二级,一般不允许出现裂缝。

5.2.3 钢结构构件允许最大长细比应符合表 5.2.3 的规定。

表 5.2.3 钢结构构件允许最大长细比

| 项 目 | 钢结构构件允许最大长细比 |
|---------------------|--------------|
| 受压主材 | 150 |
| 受压材 | 200 |
| 辅助材 | 250 |
| 受拉材(预应力的拉杆可不受长细比限制) | 400 |

5.2.4 拉线杆塔主柱允许最大长细比应符合表 5.2.4 的规定。

表 5.2.4 拉线杆塔主柱允许最大长细比

| 项 目 | 拉线杆塔主柱允许最大长细比 |
|-----------|---------------|
| 普通混凝土直线杆 | 180 |
| 预应力混凝土直线杆 | 200 |
| 耐张转角和终端塔 | 160 |
| 单柱拉线铁塔主柱 | 80 |
| 双柱拉线铁塔主柱 | 110 |

5.2.5 杆塔铁件应采用热浸镀锌防腐,或采用其他等效的防腐措施。腐蚀严重地区的拉线棒直径应比计算值增加 2mm 或采取其他有效的附加防腐措施。

5.2.6 受剪螺栓的螺纹不应进入剪切面。当无法避免螺纹进入剪切面时,应按净面积进行剪切强度验算。

5.2.7 受拉螺栓及位于横担、顶架等易振动部位的螺栓应采取防松措施。靠近地面的塔腿和拉线上的连接螺栓,宜采取防卸措施。

6 构件计算及断面选择

6.1 铁塔构件计算及断面选择

6.1.1 轴心受力构件的强度计算应符合下列规定：

$$N/A_n \leq m \cdot f \quad (6.1.1)$$

式中： N ——轴心拉力或轴心压力设计值(N)；

m ——构件强度折减系数，应按表 6.1.1 取值；

A_n ——构件净截面面积(mm^2)；对多排螺栓连接的受拉构件，要计及锯齿形破坏情况；

f ——钢材的强度设计值(N/mm^2)。

表 6.1.1 构件强度折减系数

| 受压构件 | | 受拉构件 | |
|-------------|------|-----------------------------------|------|
| 双肢连接的角钢构件 | 1.00 | 双肢连接的角钢构件 | 1.00 |
| 单肢连接的角钢构件 | 0.85 | 单肢连接的角钢构件(肢宽 $>40\text{mm}$) | 0.70 |
| 组合断面构件(无偏心) | 1.00 | 单肢连接的角钢构件(肢宽 $\leq 40\text{mm}$) | 0.55 |
| 组合断面构件(有偏心) | 0.85 | | |

6.1.2 轴心受压构件的稳定计算应符合下列规定：

$$N/(\varphi \cdot A) \leq m_N \cdot f \quad (6.1.2-1)$$

$$\text{当 } \frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \text{ 时, } m_N = 1.0$$

$$\text{当 } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} < \frac{b}{t} \leq \frac{380}{\sqrt{f_y}} \text{ 时, } m_N = 1.677 - 0.677 \frac{\frac{b}{t}}{\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}} \quad (6.1.2-2)$$

对轴心受压构件：

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.1.2-3)$$

对压弯构件：

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.1.2-4)$$

式中： A ——构件毛截面面积(mm^2)；

λ ——构件长细比，当 $\lambda < 30$ 时，取 $\lambda = 30$ ；当 $\lambda > 100$ 时，取 $\lambda = 100$ ；

f_y ——钢材的强度标准值(N/mm^2)；

m_N ——压杆稳定强度折减系数，根据翼缘板自由外伸宽度 b (图 6.1.2) 与厚度 t 之比计算确定；

φ ——轴心受压构件稳定系数，按第 6.1.3 条确定。

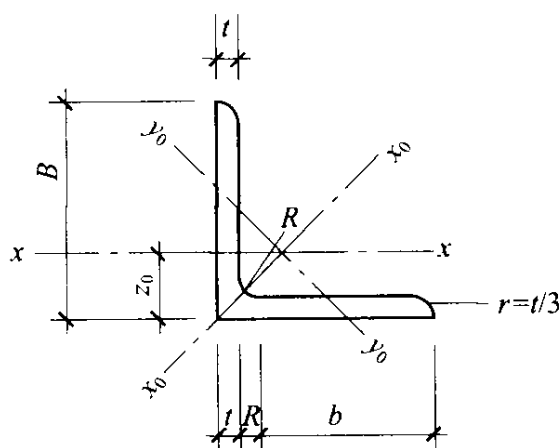


图 6.1.2 翼缘板自由外伸宽度示意图

6.1.3 轴心受压构件稳定系数应根据下列规定确定：

- 1 等边单角钢构件绕最小轴失稳时，按附录 C 确定；
- 2 格构式组合结构，根据附录 C 表 C.0.1-1 中公式算出换算长细比，再按表 C.0.1-2 和表 C.0.1-3 确定；
- 3 双轴对称十字形截面组合角钢构件(图 6.1.3)，按公式 6.1.3 计算其等效回转半径，再按附录 C 确定。

$$r_t = \frac{t}{2b_1} \sqrt{b_1^2 + 0.16L^2} \quad (6.1.3)$$

式中： r_t ——十字断面等效回转半径， $r_t \geq r_x$ 或 $r_t \geq r_y$ 或 $r_t \geq r_u$ ；

时，取 $r_t = r_x$ 或 $r_t = r_y$ 或 $r_t = r_u$ ；

b_1 ——十字断面形心至边缘的距离(mm)；

L ——构件计算长度(mm)。

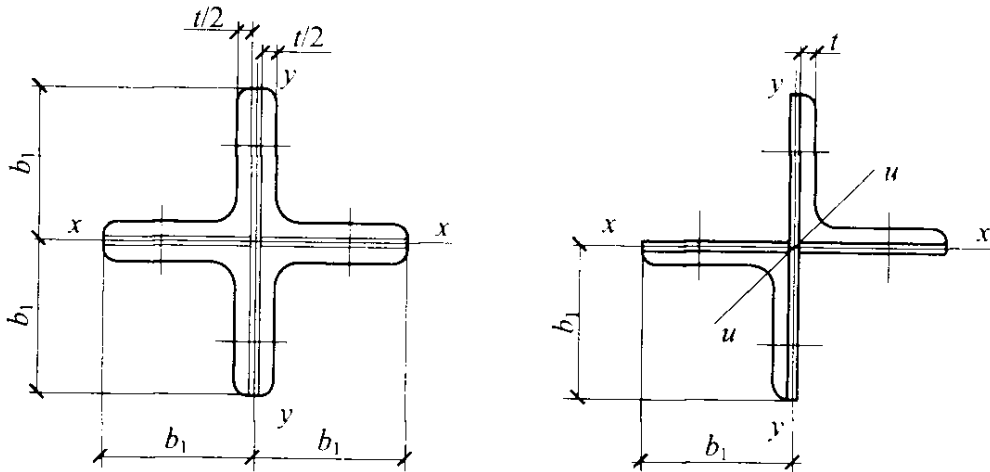


图 6.1.3 双轴对称十字形截面组合角钢构件示意图

6.1.4 受弯构件计算：

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f \quad (6.1.4)$$

式中： M_x 、 M_y ——绕 x 轴和 y 轴的弯矩设计值(N·mm)；

W_x 、 W_y ——对 x 轴和 y 轴的截面抵抗矩(mm³)。

6.1.5 压弯构件弯矩平面内的稳定计算：

$$\frac{N}{\varphi \cdot m_N \cdot A} + \frac{M}{W \cdot \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{EX}}\right)} \leq f \quad (6.1.5-1)$$

$$N_{EX} = \pi^2 EA / (1.1 \lambda_x^2) \quad (6.1.5-2)$$

式中： M ——弯矩设计值(N·mm)；

W ——截面抵抗矩(mm³)；

E ——钢材的弹性模量(N/mm²)；

λ_x ——构件绕 $x-x$ 轴的长细比；

N_{EX} ——参数。

6.1.6 拉弯构件弯矩平面内的强度计算：

$$\frac{N}{m \cdot A_n} \pm \frac{M}{W} \leq f \quad (6.1.6)$$

6.1.7 轴心受压构件应按下式计算剪力：

$$V_s = \frac{N}{85\varphi} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (6.1.7)$$

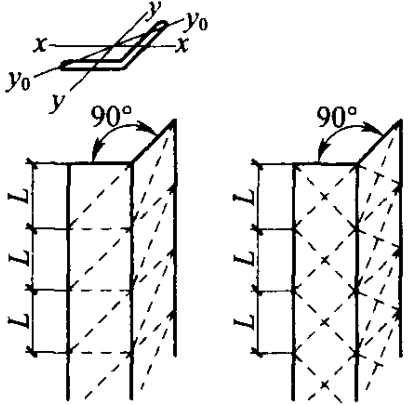
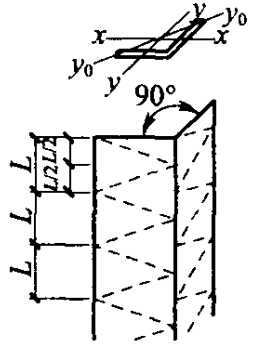
注：1 剪力 V_s 值可认为沿构件全长不变。

2 对格构式轴心受压构件，剪力 V_s 应由承受剪力的缀材面（包括用整体板连接的面）分担。

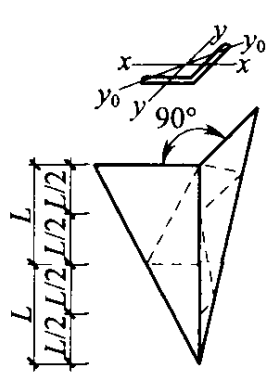
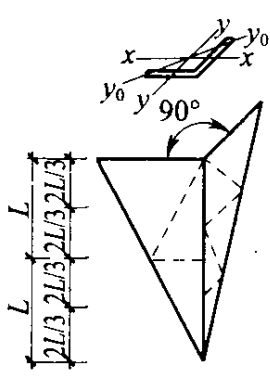
6.1.8 构件的计算长度应符合下列规定：

- 1 主材计算长度按表 6.1.8-1 采用。
- 2 交叉斜材计算长度按表 6.1.8-2 采用。
- 3 K 型斜材计算长度按表 6.1.8-3 采用。

表 6.1.8-1 主材计算长度表

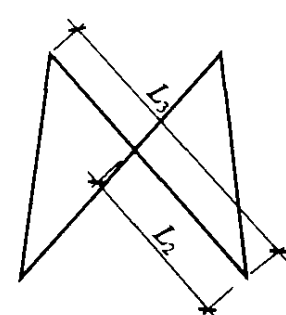
| 结构型式 | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r |
|---|------------|------------|
|  | L | r_{y0} |
|  | $1.2L$ | r_x |

续表 6.1.8-1

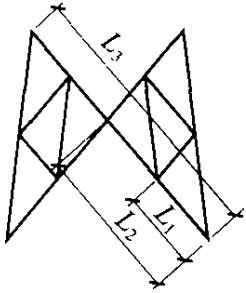
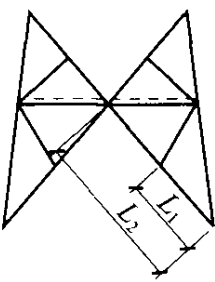
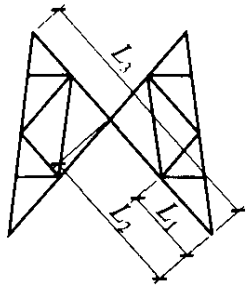
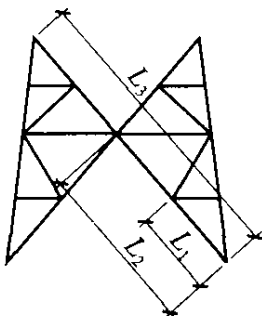
| 结构型式 | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r |
|--|------------|------------|
|  | 1.2L | r_x |
|  | 2L/3 | r_{y0} |

注：角钢为等边角钢。

表 6.1.8-2 交叉斜材计算长度表

| 序号 | 结构型式 | 两根斜材为一拉一压且拉杆内力大于或等于 20% 压杆内力时 | | 两根斜材为一拉一压且拉杆内力小于 20% 压杆内力或两根斜材同时受压时 | |
|----|---|-------------------------------|------------|-------------------------------------|------------|
| | | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r |
| 1 |  | L_2 | r_{y0} | KL_3 | r_x |

续表 6.1.8-2

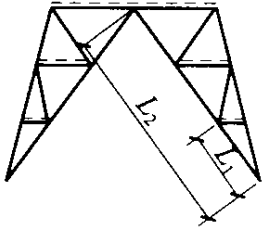
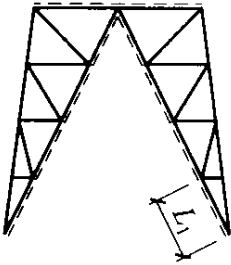
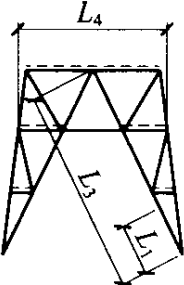
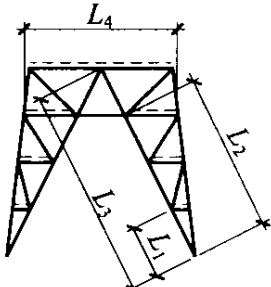
| 序号 | 结构型式 | 两根斜材为一拉一压且拉杆内力大于或等于20%压杆内力时 | | 两根斜材为一拉一压且拉杆内力小于20%压杆内力或两根斜材同时受压时 | |
|----|---|-----------------------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------|
| | | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r_x | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r_x |
| 2 |  | $1.1L_2$ | r_x | KL_3 | r_x |
| 3 |  | L_2 | r_x | - | |
| 4 |  | $1.1L_2$ | r_x | KL_3 | r_x |
| 5 |  | $1.1L_2$ | r_x | KL_3 | r_x |

注:1 角钢为等边角钢。

2 图例 1、2、4、5 交叉斜材在交叉处均不允许断开,图例 3 交叉斜材在交叉处可以断开。

3 K 为交叉斜材计算长度修正系数,按第 6.1.9 条计算确定。

表 6.1.8-3 K 型斜材计算长度表

| 序号 | 结构形式 | 两根斜材为一拉一压时 | | 交于主材同一点的相邻斜材为压杆时 | |
|----|---|------------|------------|--|------------|
| | | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r | 计算长度 L_0 | 计算回转半径 r |
| 1 |  | L_1 | r_{y0} | $0.65L_2$ | r_x |
| 2 |  | L_1 | r_{y0} | — | — |
| 3 |  | L_1 | r_{y0} | $0.55L_3$ ($\alpha \geq 0.25$) | r_x |
| 4 |  | L_1 | r_{y0} | $0.55L_3$ ($\alpha \geq 0.4$) $0.65L_2$ ($\alpha \geq 1.0$) | r_x |

注:1 角钢为等边角钢。

2 塔腿斜材计算长度应乘以 1.2 增大系数。

3 当交于主材同一点的相邻斜材均为压杆时,斜材选材容许长细比可取同辅助材。

4 图例 3 和图例 4 所示平连杆应视作受力构件与塔体同时计算,其中 α 为平连杆与斜材的刚度比。

6.1.9 交叉斜材计算长度修正系数,按下式计算确定:

两根斜材一拉一压时:

$$K = \sqrt{(L_2/L_3) \cdot (1 - 3N_0/4N)} \geq 0.5 \quad (6.1.9-1)$$

两根斜材同时受压时:

$$K = \sqrt{0.5(1 + N_0/N)} \quad (6.1.9-2)$$

式中: N ——所计算杆的内力(N),取绝对值;

N_0 ——相交另一杆的内力(N),取绝对值;两根斜材同时受压时,取 $N_0 \leq N$ 。

6.2 环形截面钢筋混凝土电杆的计算

6.2.1 承载力计算应符合下列规定:

1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力,可按下式计算:

$$N \leq f \cdot A_s \quad (6.2.1-1)$$

式中: N ——轴心拉力设计值(N);

A_s ——纵向普通钢筋截面面积(mm^2);

f ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(N/mm^2)。

2 轴心受压构件的正截面受压承载力,可按下式计算:

$$N \leq 0.9\varphi_c(f_c \cdot A + f' \cdot A_s) \quad (6.2.1-2)$$

式中: N ——轴心压力设计值(N);

f' ——纵向普通钢筋的抗压强度设计值(N/mm^2);

A ——构件截面面积(mm^2),当纵向钢筋的配筋率大于3%时,构件截面面积 A 应扣除纵向钢筋的截面积 A_s ;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(N/mm^2);

φ_c ——环形截面钢筋混凝土电杆稳定系数,按表 6.2.1 采用。

表 6.2.1 环形截面钢筋混凝土电杆稳定系数 φ_c

| 长细比 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 40 | 0.960 | 0.955 | 0.950 | 0.945 | 0.940 | 0.935 | 0.930 | 0.925 | 0.920 | 0.913 |
| 50 | 0.905 | 0.898 | 0.890 | 0.884 | 0.876 | 0.868 | 0.860 | 0.852 | 0.844 | 0.837 |

续表 6.2.1

| 长细比 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 60 | 0.830 | 0.820 | 0.810 | 0.802 | 0.794 | 0.786 | 0.778 | 0.769 | 0.760 | 0.752 |
| 70 | 0.745 | 0.738 | 0.730 | 0.722 | 0.714 | 0.707 | 0.700 | 0.693 | 0.686 | 0.678 |
| 80 | 0.670 | 0.663 | 0.656 | 0.648 | 0.641 | 0.634 | 0.627 | 0.620 | 0.613 | 0.606 |
| 90 | 0.600 | 0.594 | 0.588 | 0.581 | 0.574 | 0.568 | 0.563 | 0.557 | 0.552 | 0.546 |
| 100 | 0.540 | 0.535 | 0.530 | 0.525 | 0.520 | 0.515 | 0.510 | 0.504 | 0.498 | 0.492 |
| 110 | 0.486 | 0.481 | 0.476 | 0.469 | 0.462 | 0.456 | 0.450 | 0.445 | 0.440 | 0.434 |
| 120 | 0.428 | 0.422 | 0.416 | 0.409 | 0.402 | 0.397 | 0.392 | 0.386 | 0.380 | 0.375 |
| 130 | 0.370 | 0.365 | 0.360 | 0.354 | 0.348 | 0.342 | 0.336 | 0.331 | 0.326 | 0.321 |
| 140 | 0.316 | 0.310 | 0.304 | 0.300 | 0.297 | 0.293 | 0.290 | 0.285 | 0.280 | 0.275 |
| 150 | 0.271 | 0.266 | 0.262 | 0.257 | 0.253 | 0.249 | 0.246 | 0.242 | 0.238 | 0.234 |
| 160 | 0.230 | 0.225 | 0.221 | 0.218 | 0.215 | 0.212 | 0.209 | 0.205 | 0.202 | 0.201 |
| 170 | 0.200 | 0.198 | 0.195 | 0.192 | 0.190 | 0.189 | 0.188 | 0.187 | 0.186 | 0.185 |
| 180 | 0.184 | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |

3 受弯构件的正截面受弯承载力,可按下列公式计算:

$$M \leq \alpha_1 \cdot f_c \cdot A \cdot (r_1 + r_2) \cdot \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f \cdot A_s \cdot r_s \cdot \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} \quad (6.2.1-3)$$

$$\alpha = \frac{f \cdot A_s}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot A + 2.5 f \cdot A_s} \quad (6.2.1-4)$$

$$\alpha_1 = 1 - 1.5\alpha \quad (6.2.1-5)$$

此时,相对含筋率 ω 宜符合:

$$\omega = \frac{f \cdot A_s}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot A} \leq 0.9 \quad (6.2.1-6)$$

式中: M ——弯矩设计值(N·mm);

- r_1, r_2 ——电杆的内、外半径(mm);
- r_s ——纵向普通钢筋所在圆的半径(mm);
- f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(N/mm²);
- α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值;当混凝土强度不超过 C50 时, α_1 取为 1.0;当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取为 0.94,其间按线性内插法确定;
- α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值;
- α_t ——受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值,当 $\alpha > 2/3$ 时,取 $\alpha_t = 0$;
- ω ——相对含筋率。

4 偏心受拉构件的正截面受拉承载力,可按下列式计算:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_u} + \frac{e_o}{M_u}} \quad (6.2.1-7)$$

式中: N_u ——构件的轴心受拉承载力设计值(N);

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(N·mm);

e_o ——轴向力作用点至截面中心的距离(mm)。

5 环形截面钢筋混凝土压弯电杆拉线点以下任一截面的承载力,应满足下列式要求:

$$M_{Lx} \cdot (x/L_o) + M_x + N \cdot f \leq M \quad (6.2.1-8)$$

式中: M_{Lx} ——作用于拉线点以上的外力引起的端弯矩(包括拉线偏心产生的弯矩)(N·mm);

M_x ——拉线点以下作用于杆段上的外力在计算截面处的弯矩(N·mm);

L_o ——电杆的计算长度(mm);当电杆的埋入深度 $h/D_o \leq 5$ 时, $L_o = h + H$;当电杆的埋入深度 $h/D_o \geq 5$ 时, $L_o = h + 5D_o$;

H ——电杆拉线点(或合力点)至地面的距离(mm);

D_0 ——电杆外径;

f ——计算截面处杆身总增大挠度的代数和,按第 6 款的规定计算(mm)。

6 计算截面处杆身总增大挠度的代数和 f ,可按下式计算:

$$f = (f_0 + f_1 + f_2 + f_3) \eta \quad (6.2.1-9)$$

$$f_0 = \frac{2L}{1000} \cdot \sin \frac{\pi x}{L_0} \quad (6.2.1-10)$$

$$f_1 = \frac{q \cdot x}{24B} (L_0^3 - 2L_0 \cdot x^2 + x^3) \quad (6.2.1-11)$$

$$f_2 = \frac{M_{1,x} \cdot L_0 \cdot x}{6B} \left(1 - \frac{x^2}{L_0^2}\right) \quad (6.2.1-12)$$

$$f_3 = \frac{p \cdot b \cdot x}{6L_0 \cdot B} \cdot (L_0^2 - x^2 - b^2) \quad (6.2.1-13)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kp}}} \quad (6.2.1-14)$$

$$N_{kp} = \frac{\pi^2 \cdot B}{L_0^2} \quad (6.2.1-15)$$

式中: f_0 ——由制造、安装引起的杆身初挠度(mm),见图 6.2.1(d);

f_1 ——杆身风压产生的挠度(mm),见图 6.2.1(a);

f_2 ——端弯矩 $M_{1,x}$ 产生的挠度(mm),见图 6.2.1(b);

f_3 ——杆身横向集中荷载产生的挠度(mm),见图 6.2.1(c);

η ——偏心距增大系数;

B ——电杆刚度($N \cdot mm^2$),按 6.2.3 的规定计算和采用;

N_{kp} ——临界压力(N);

q ——杆身风压均布荷载(N/mm)。

7 混凝土电杆斜截面承载力的计算,按照本标准附录 D 执行。

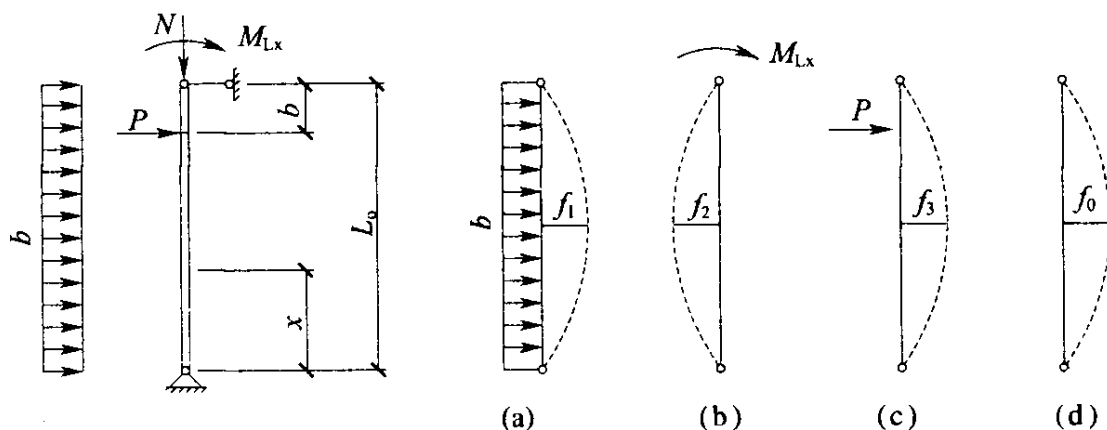


图 6.2.1 挠度计算图式

注: 按压弯构件或偏心受压构件进行拉线点以下杆段的计算时, 除按第 6.2.1 条第 3 款计算弯矩作用平面的承载力外, 尚应按第 6.2.1 条第 2 款轴心受压构件计算垂直于弯矩平面的承载力, 此时不计弯矩的作用, 但应计及纵向弯曲的影响。

6.2.2 正常使用极限状态裂缝宽度验算应符合下列规定:

1 在荷载的短期效应组合下, 钢筋混凝土电杆的最大裂缝宽度 δ_{fmax} 可按下列公式计算:

1) 受弯构件:

$$\delta_{fmax} = (200 + S) \cdot \frac{M_s - M_{cr}}{A_s \cdot E_s \cdot r_s} \cdot \nu \quad (6.2.2-1)$$

2) 偏心受拉和偏心受压构件:

$$\delta_{fmax} = (200 + S) \cdot \frac{N_s - N_{cr}}{A_s \cdot E_s} \cdot \left(\frac{e_o}{r_s} \pm 0.6 \right) \cdot \nu \quad (6.2.2-2)$$

注: 当为受拉构件时, 公式中的最右项取正号, 受压时取负号。

式中: δ_{fmax} —— 最大裂缝宽度 (mm);

N_s —— 按荷载的短期效应组合计算的验算截面上的轴向力 (N);

M_s —— 按荷载的短期效应组合计算的验算截面上的弯矩 (N · mm);

N_{cr} —— 构件验算截面的开裂轴力 (N), 按本条第 3 款规定计算;

M_{cr} —— 构件验算截面的开裂弯矩值 (N · mm), 按本条第 3 款规定计算;

S ——螺旋筋间距 (mm), 当 $S < 100\text{mm}$ 时, 取 $S = 100\text{mm}$;

E_s ——钢筋的弹性模量 (N/mm^2);

ν ——与纵向受力钢筋表面特征有关的系数: 变形钢筋 $\nu = 0.7$; 光面钢筋 $\nu = 1.0$; 冷拔低碳钢丝 $\nu = 1.25$ 。

2 按本标准公式(6.2.2-1)和公式(6.2.2-2)验算长期荷载效应组合下的裂缝宽度时, 应乘以 1.5 的扩大系数, 此时 N_s 、 M_s 应按长期效应组合计算。

3 构件验算截面的开裂弯矩和轴力(抗裂强度), 可按下列公式计算:

1) 受弯构件:

$$M_{cr} = \gamma \cdot f_{tk} \cdot W_d \quad (6.2.2-3)$$

$$W_d = (r_1^2 + r_2^2) \cdot A_o / (4r_2) \quad (6.2.2-4)$$

$$\gamma = 2 - 0.4r_1/r_2 \quad (6.2.2-5)$$

$$A_o = A + (\alpha_E - 1) \cdot A_s \quad (6.2.2-6)$$

2) 偏心受压构件:

$$N_{cr} = \frac{\gamma \cdot f_{tk} \cdot W_d}{e_o - \frac{W_d}{A_o}} \quad (6.2.2-7)$$

3) 偏心受拉构件:

$$N_{cr} = \frac{\gamma \cdot f_{tk} \cdot W_d}{e_o + \gamma \cdot \frac{W_d}{A_o}} \quad (6.2.2-8)$$

式中: f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2);

A_o ——电杆换算截面面积 (mm^2);

W_d ——电杆换算截面弹性抵抗矩 (mm^3);

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

γ ——受拉区混凝土的塑性影响系数。

6.2.3 变形验算应符合下列规定:

1 构件在正常使用极限状态下的挠度, 可根据构件的刚度用

结构力学的方法计算。

2 在荷载的短期效应下不出裂构件的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

$$B_s = 0.85 E_c I_o \quad (6.2.3-1)$$

$$I_o = I + \frac{1}{2} \cdot (\alpha_E - 1) \cdot A_s \cdot r_s^2 \quad (6.2.3-2)$$

式中： B_s ——构件的短期刚度 ($N \cdot mm^2$)；

E_c ——混凝土的弹性模量 (N/mm^2)；

I_o ——换算截面的惯性矩 (mm^4)；

I ——截面的惯性矩 (mm^4)。

3 在荷载的短期效应下构件出裂后的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

1) 偏心受力构件：

$$B_s = \frac{A_s \cdot E_s \cdot r_s^2}{0.9\zeta \cdot \left(1 \pm 0.6 \frac{r_s}{e_o}\right) + \alpha_E \cdot \rho} \quad (6.2.3-3)$$

$$\zeta = 1 - \frac{0.8M_{cr}}{M_s} \quad (6.2.3-4)$$

$$\zeta = 1 - \frac{0.8N_{cr}}{N_s} \quad (6.2.3-5)$$

2) 受弯构件 ($e_o \rightarrow \infty$)，则公式(6.2.3-3)可简化为：

$$B_s = \frac{A_s \cdot E_s \cdot r_s^2}{0.9\zeta + \alpha_E \cdot \rho} \quad (6.2.3-6)$$

式中： ρ ——构件的配筋率；

ζ ——受拉钢筋的应变不均匀系数。

注：1 公式(6.2.3-3)中，计算受拉构件时取正号，受压构件时取负号。

2 当偏心受压构件的相对偏心距 $e_o/r_s \leq 0.6$ 或计算出的 $B_s \geq 0.425A_o \cdot E_c \cdot r_s^2$ 时，则取 $B_s = 0.425A_o \cdot E_c \cdot r_s^2$ 。

4 在荷载的短期效应组合下并计及长期效应组合影响的长期刚度可按下列公式计算：

$$B_L = \frac{M_s}{0.6M_L + M_s} \cdot B_s \quad (6.2.3-7)$$

$$B_L = \frac{N_s}{0.6N_L + N_s} \cdot B_s \quad (6.2.3-8)$$

式中： B_L ——构件的长期刚度($N \cdot mm^2$)；

N_s, N_L ——验算截面在短期、长期效应组合下的轴心力值(N)；

M_s, M_L ——验算截面在短期、长期效应组合下的弯矩值($N \cdot mm$)。

6.3 环形截面预应力混凝土电杆的计算

6.3.1 环形截面预应力混凝土电杆计算的一般规定：

1 预应力钢筋(丝)的张拉控制应力值 σ_{con} ，不宜超过表 6.3.1-1 的数值。

表 6.3.1-1 张拉控制应力允许值

| 序号 | 钢 种 | 张拉控制应力 |
|----|--------------|----------------|
| 1 | 碳素钢丝、刻痕钢丝 | $0.75 f_{ptk}$ |
| 2 | 热处理钢筋、冷轧带肋钢筋 | $0.70 f_{ptk}$ |
| 3 | 冷拉钢筋 | $0.90 f_{py}$ |

注：1 表中 f_{py}, f_{ptk} 分别为预应力钢筋、热处理钢筋的强度标准值(N/mm^2)；

2 碳素钢丝、刻痕钢丝、热处理钢筋、冷轧带肋钢筋的张拉控制应力值不应小于 $0.4 f_{ptk}$ ；

3 冷拉钢筋的张拉控制应力值不应小于 $0.5 f_{py}$ 。

2 预应力损失计算应符合下列规定：

1) 张拉端锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{L1} (N/mm^2)可按下式计算：

$$\sigma_{L1} = a \cdot E_s / L \quad (6.3.1-1)$$

式中： a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm)，根据实际制造情况而定，对镦头锚具一般取 $a=1mm$ ；

L ——张拉端至锚固端之间的长度(mm)。

2) 混凝土加热养护时，张拉钢筋与钢模之间的温差引起的

预应力损失 σ_{L3} 可按下列式计算：

$$\sigma_{L3} = 2\Delta_t \quad (6.3.1-2)$$

式中： Δ_t ——钢模与钢筋之间的温差，一般取 $\Delta_t = 20^\circ\text{C}$ 。

3) 预应力钢筋的应力松弛损失 σ_{L4} 按表 6.3.1-2 选用。

表 6.3.1-2 预应力钢筋的应力松弛损失 σ_{L4} 计算表

| 钢筋(丝)种类 | σ_{L4} |
|------------|--|
| 碳素钢丝、刻痕钢丝 | 普通松弛： $0.4\zeta(\sigma_{\text{con}}/f_{\text{pty}} - 0.5)\sigma_{\text{con}}$ 此处，一次张拉： $\zeta=1$ ，超张拉： $\zeta=0.9$ 低松弛： 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{pty}}$ 时： $0.125(\sigma_{\text{con}}/f_{\text{pty}} - 0.5)\sigma_{\text{con}}$ 当 $0.7f_{\text{pty}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{pty}}$ 时： $0.20(\sigma_{\text{con}}/f_{\text{pty}} - 0.575)\sigma_{\text{con}}$ |
| 冷拉钢筋、热处理钢筋 | 一次张拉： $0.05\sigma_{\text{con}}$ ；超张拉： $0.035\sigma_{\text{con}}$ |
| 冷轧带肋钢筋 | 一次张拉： $0.08\sigma_{\text{con}}$ |

4) 由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{L5} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{L5} = \frac{45 + 280 \cdot \frac{\sigma_p}{f_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho} \quad (6.3.1-3)$$

$$\sigma_p = A_p \cdot \frac{\sigma_{\text{con}} - (\sigma_{L1} + \sigma_{L3} + \sigma_{L4})}{A + A_p \cdot (\alpha_{\text{Ep}} - 1)} \quad (6.3.1-4)$$

$$\rho = (A_p + A_s) / A \quad (6.3.1-5)$$

式中： f_{cu} ——施加预应力时混凝土立方体抗压强度 (N/mm^2)；施加预应力时，所需的混凝土立方体抗压强度应经计算确定，但不宜低于设计的混凝土强度等级的 75%；

ρ ——配筋率；

A_p ——纵向预应力钢筋截面面积 (mm^2)；

σ_p ——计及第一批预应力损失 ($\sigma_{L1} + \sigma_{L3} + \sigma_{L4}$) 后，预应力钢筋作用在混凝土截面上的法向应力 (N/mm^2)。

5) 预应力总损失：

$$\sigma_L = \sigma_{L1} + \sigma_{L3} + \sigma_{L4} + \sigma_{L5} \quad (6.3.1-6)$$

当按计算求得的预应力总损失值 σ_L 小于 100 时,取 $\sigma_L = 100 \text{ N/mm}^2$ 。

3 计及预应力总损失后,混凝土截面上的有效预应力 σ_{pc} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{pc} = \frac{A_p \cdot (\sigma_{con} - \sigma_L)}{A_o} \quad (6.3.1-7)$$

$$A_o = A + (\alpha_{Ep} - 1) \cdot A_p + (\alpha_E - 1) \cdot A_s \quad (6.3.1-8)$$

式中: σ_{pc} ——计及预应力总损失后,混凝土截面上的有效预应力 (N/mm^2);

α_{Ep} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比。

6.3.2 承载力计算应符合下列规定:

1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力,可按下式计算:

$$N \leq f \cdot A_s + f_p \cdot A_p \quad (6.3.2-1)$$

式中: N ——轴心拉力设计值(N);

f_p ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值(N/mm^2)。

2 轴心受压构件的正截面受压承载力,可按下列公式计算:

$$N \leq 0.9\varphi_p [f_c \cdot A + f'_p \cdot A_s + (f'_p - \sigma_{po})A_p] \quad (6.3.2-2)$$

$$\sigma_{po} = \sigma_{con} - \sigma_L \quad (6.3.2-3)$$

式中: N ——轴心压力设计值(N);

f'_p ——纵向预应力钢筋的抗压强度设计值(N/mm^2);

σ_{po} ——预应力钢筋的有效预应力(N/mm^2);

φ_p ——环形截面预应力混凝土电杆稳定系数,按表 6.3.2 采用。

表 6.3.2 环形截面预应力混凝土电杆稳定系数 φ_p

| 长细比 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 50 | 0.935 | 0.931 | 0.928 | 0.925 | 0.922 | 0.919 | 0.917 | 0.914 | 0.911 | 0.908 |
| 60 | 0.906 | 0.903 | 0.900 | 0.896 | 0.893 | 0.890 | 0.887 | 0.884 | 0.881 | 0.878 |
| 70 | 0.876 | 0.873 | 0.870 | 0.867 | 0.865 | 0.862 | 0.860 | 0.857 | 0.854 | 0.852 |
| 80 | 0.850 | 0.846 | 0.843 | 0.840 | 0.837 | 0.833 | 0.830 | 0.827 | 0.825 | 0.823 |

续表 6.3.2

| 长细比 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 90 | 0.820 | 0.817 | 0.815 | 0.812 | 0.810 | 0.806 | 0.803 | 0.800 | 0.797 | 0.793 |
| 100 | 0.790 | 0.787 | 0.785 | 0.782 | 0.780 | 0.774 | 0.768 | 0.762 | 0.756 | 0.750 |
| 110 | 0.745 | 0.740 | 0.736 | 0.731 | 0.726 | 0.719 | 0.713 | 0.706 | 0.700 | 0.695 |
| 120 | 0.690 | 0.684 | 0.678 | 0.671 | 0.665 | 0.660 | 0.655 | 0.649 | 0.643 | 0.637 |
| 130 | 0.630 | 0.625 | 0.620 | 0.615 | 0.610 | 0.605 | 0.600 | 0.595 | 0.590 | 0.585 |
| 140 | 0.570 | 0.560 | 0.550 | 0.543 | 0.537 | 0.528 | 0.520 | 0.511 | 0.503 | 0.494 |
| 150 | 0.485 | 0.476 | 0.467 | 0.458 | 0.450 | 0.441 | 0.433 | 0.424 | 0.416 | 0.408 |
| 160 | 0.400 | 0.391 | 0.382 | 0.372 | 0.363 | 0.354 | 0.346 | 0.337 | 0.329 | 0.320 |
| 170 | 0.310 | 0.302 | 0.295 | 0.287 | 0.280 | 0.270 | 0.260 | 0.252 | 0.245 | 0.238 |
| 180 | 0.230 | 0.221 | 0.212 | 0.203 | 0.194 | 0.187 | 0.180 | 0.171 | 0.163 | 0.157 |
| 190 | 0.150 | 0.142 | 0.135 | 0.127 | 0.120 | 0.113 | 0.106 | 0.099 | 0.093 | 0.087 |
| 200 | 0.080 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

3 受弯构件的正截面受弯承载力,可按下列公式计算:

1) 只采用预应力钢筋的构件:

$$M = \alpha_1 \cdot f_c \cdot A(r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f'_p \cdot A_p \cdot r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_p - \sigma_{po}) A_p \cdot r_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (6.3.2-4)$$

$$\alpha = \frac{f_p \cdot A_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot A + f'_p \cdot A_p + 1.5(f_p - \sigma_{po}) A_p} \quad (6.3.2-5)$$

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (6.3.2-6)$$

2) 同时采用预应力钢筋和普通钢筋的构件:

$$M \leq \alpha_1 \cdot f_c \cdot A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f \cdot A_s \cdot r_s \cdot \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} + f'_p \cdot A_p \cdot r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_p - \sigma_{po}) A_p \cdot r_p \frac{\sin \pi \alpha_1}{\pi} \quad (6.3.2-7)$$

$$\alpha = \frac{f_p \cdot A_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot A + 2.5 f \cdot A_s + f'_p \cdot A_p + 1.5 (f_p - \sigma_{po}) A_p} \quad (6.3.2-8)$$

此时,相对含筋率 ω 宜符合:

1) 只配有预应力主筋时:

$$\omega = (f_p \cdot A_p) / (\alpha_1 \cdot f_c \cdot A) \leq 0.75 \quad (6.3.2-9)$$

2) 配有预应力和非预应力主筋时:

$$\omega = (f_p \cdot A_p + f \cdot A_s) / (\alpha_1 \cdot f_c \cdot A) \leq 1.25 \quad (6.3.2-10)$$

式中: r_p ——纵向预应力钢筋所在圆半径(mm)。

4 预应力电杆偏心受拉构件的正截面受拉承载力,可按下式计算:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_u} + \frac{e_o}{M_u}} \quad (6.3.2-11)$$

5 环形截面预应力混凝土压弯电杆拉线点以下任一截面的承载力,应满足下式要求:

$$M_{Lx} \cdot (x/L_o) + M_x + N \cdot f \leq M \quad (6.3.2-12)$$

电杆的刚度按本节第 6.3.4 条的规定计算采用。

6 预应力电杆斜截面承载力的计算,应按照附录 D 执行。

6.3.3 抗裂验算应符合下列要求:

1 严格要求不出现裂缝(裂缝控制等级为一级)的预应力混凝土电杆:

在荷载的短期效应组合作用下,受拉边缘不得产生拉应力,即:

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.3-1)$$

式中: σ_{sc} ——荷载的短期效应组合作用下抗裂验算边缘的混凝土法向应力(N/mm²)。

2 一般要求不出现裂缝(裂缝控制等级为二级)的预应力混凝土电杆:

在荷载的短期效应组合作用下应符合下列规定:

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (6.3.3-2)$$

在荷载的长期效应组合作用下应符合下列规定:

$$\sigma_{Lc} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.3-3)$$

式中: f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值(N/mm²);

σ_{Lc} ——荷载的长期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力(N/mm²)。

3 在荷载的短期及长期效应组合下的抗裂验算边缘的混凝土法向应力应按下列公式计算:

1)轴心受拉构件:

$$\sigma_{sc} = \frac{N_s}{A_o} \quad (6.3.3-4)$$

$$\sigma_{Lc} = \frac{N_L}{A_o} \quad (6.3.3-5)$$

2)受弯构件:

$$\sigma_{sc} = \frac{M_s}{W_d} \quad (6.3.3-6)$$

$$\sigma_{Lc} = \frac{M_L}{W_d} \quad (6.3.3-7)$$

3)偏心受拉和偏心受压构件:

$$\sigma_{sc} = \frac{M_s}{W_d} \pm \frac{N_s}{A_o} \quad (6.3.3-8)$$

$$\sigma_{Lc} = \frac{M_L}{W_d} \pm \frac{N_L}{A_o} \quad (6.3.3-9)$$

4 使用阶段允许出现裂缝的预应力混凝土电杆,在荷载的短期效应组合下,最大裂缝宽度可按下列公式计算:

1)受弯构件:

$$\delta_{max} = (200 + S) \cdot \frac{M_s - M_{cr}}{A_s \cdot E_s \cdot r_s} \cdot \nu \quad (6.3.3-10)$$

2) 偏心受拉和偏心受压构件:

$$\delta_{\max} = (200 + S) \cdot \frac{N_s - N_{cr}}{A_s \cdot E_s} \cdot \left(\frac{e_o}{r_s} \pm 0.6 \right) \cdot \nu \quad (6.3.3-11)$$

式中: N_{cr} 、 M_{cr} ——构件验算截面的开裂轴力值(N)和弯矩值(N·mm),按本条第6款计算。

5 按公式(6.3.3-10)和公式(6.3.3-11)验算长期荷载效应组合下的裂缝宽度时,应乘以1.5的扩大系数,此时 N_s 、 M_s 应按长期效应组合计算。

6 构件验算截面的开裂弯矩值和轴力值(抗裂强度),可按下列公式计算:

1) 受弯构件:

$$M_{cr} = (\sigma_{pr} + \gamma \cdot f_{tk}) \cdot W_d \quad (6.3.3-12)$$

2) 偏心受压构件:

$$N_{cr} = \frac{(\sigma_{pc} + \gamma \cdot f_{tk}) \cdot W_d}{e_o - \frac{W_d}{A_o}} \quad (6.3.3-13)$$

3) 偏心受拉构件:

$$N_{cr} = \frac{(\sigma_{pc} + \gamma \cdot f_{tk}) \cdot W_d}{e_o + \frac{W_d}{A_o}} \quad (6.3.3-14)$$

6.3.4 变形验算应符合下列规定:

1 构件在正常使用状态下的挠度,可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。

2 预应力混凝土电杆的短期刚度 B_s ,可按下列公式计算:

1) 要求不出现裂缝的构件:

$$B_s = 0.85 E_c I_o \quad (6.3.3-15)$$

$$I_o = I + \frac{1}{2} \cdot (\alpha_E - 1) \cdot A_s \cdot r_s^2 + \frac{1}{2} \cdot (\alpha_{Ep} - 1) \cdot A_p \cdot r_p^2 \quad (6.3.3-16)$$

2) 允许出现裂缝的构件:

$$B_s = \left[0.65 + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_s} - 0.7 \right) \right] \cdot E_c \cdot I_0 \quad (6.3.3-17)$$

注:公式(6.3.3-17)只适用于 $0.7 \leq M_{cr}/M_s \leq 1.0$ 。

3) 预应力混凝土电杆的长期刚度 B_L , 可按下式计算:

$$B_L = \frac{M_s}{M_s + M_L} \cdot B_s \quad (6.3.3-18)$$

7 连接计算

7.1 螺栓连接

7.1.1 在螺栓受剪的连接中,每个螺栓的承载力设计值应取承剪和承压承载力设计值中的较小者:

$$\text{承剪承载力: } N_v^b = n_v \frac{\pi \cdot d^2}{4} f_v^b \quad (7.1.1-1)$$

$$\text{承压承载力: } N_c^b = d \cdot \sum t \cdot f_c^b \quad (7.1.1-2)$$

式中: N_v^b ——每个螺栓的承剪承载力设计值(N);

N_c^b ——每个螺栓的承压承载力设计值(N);

n_v ——承剪面数目;

d ——螺栓杆直径(mm);

$\sum t$ ——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度(mm);

f_v^b 、 f_c^b ——螺栓的抗剪和构件的承压强度设计值(N/mm²)。

7.1.2 在螺栓或锚栓杆轴方向受拉的连接中,每个螺栓或锚栓的承载力设计值应按下列公式计算:

$$\text{螺栓: } N_t^b = \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} f_t^b \quad (7.1.2-1)$$

$$\text{锚栓: } N_t^a = \frac{\pi \cdot d_e^2}{4} f_t^a \quad (7.1.2-2)$$

式中: N_t^b 、 N_t^a ——每个螺栓、锚栓受拉承载力设计值(N);

d_e ——螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径(mm);

f_t^b 、 f_t^a ——螺栓、锚栓的抗拉强度设计值(N/mm²)。

7.1.3 同时承受剪力和轴心拉力的螺栓,应符合下列公式的要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (7.1.3-1)$$

$$N_v \leq N_c^b \quad (7.1.3-2)$$

式中： N_v 、 N_t ——每个螺栓所承受的剪力和拉力设计值(N)。

7.1.4 在构件的节点处或拼接接头的一端，当螺栓沿轴向受力方向的连接长度 l_1 大于 $15d_0$ 时，应将螺栓的承载力设计值乘以折减系数 $(1.1 - l_1/150d_0)$ 。当 l_1 大于 $60d_0$ 时，应将螺栓的承载力设计值乘以折减系数 0.7， d_0 为孔径。

7.2 焊缝连接

7.2.1 对接焊缝应按下列规定计算：

1 在对接接头和 T 形接头中，垂直于轴心拉力或轴心压力的对接焊缝，其强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{L_w \cdot t} \leq f_t^w \text{ 或 } \sigma = \frac{N}{L_w \cdot t} \leq f_c^w \quad (7.2.1-1)$$

式中： L_w ——焊缝的计算长度(mm)；

t ——在对接接头中为连接件的较小厚度；在 T 形接头中为腹板的厚度(mm)；

f_t^w 、 f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值(N/mm²)。

2 在对接接头和 T 形接头中，承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝，其正应力和剪应力应分别进行计算。但在同时受有较大正应力和剪应力处，应按下式计算折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w \quad (7.2.1-2)$$

式中： σ ——正应力(N/mm²)；

τ ——剪应力(N/mm²)。

注：1 当承受轴心力的板件用斜焊缝对接，焊缝与作用力间的夹角 θ 符合 $\tan\theta \leq 1.5$ 时，其强度可不计算。

2 当对接焊缝无法采用引弧板和引出板施焊时，每条焊缝的长度计算时应各减去 $2t$ 。

7.2.2 直角角焊缝(图 7.2.2)的强度应按下列公式计算：

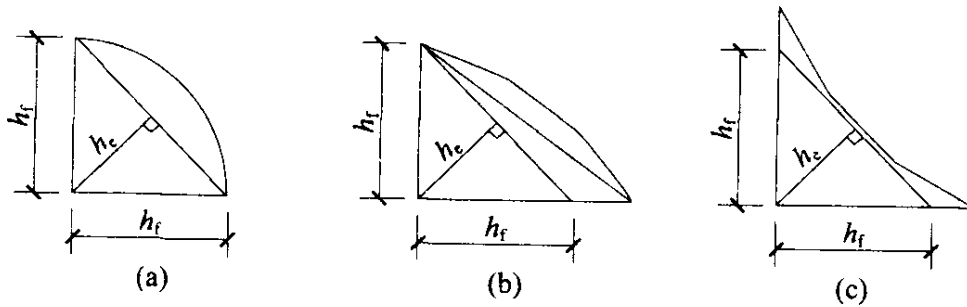


图 7.2.2 直角角焊缝截面

- 1 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力作用下：
当作用力垂直于焊缝长度方向时：

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e \cdot L_w} \leq \beta_f \cdot f_f^w \quad (7.2.2-1)$$

- 当作用力平行于焊缝长度方向时：

$$\tau_f = \frac{N}{h_e \cdot L_w} \leq f_f^w \quad (7.2.2-2)$$

- 2 σ_f 和 τ_f 共同作用处：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (7.2.2-3)$$

式中： σ_f ——按焊缝有效截面($h_e \cdot L_w$)计算，垂直于焊缝长度方向的应力(N/mm^2)；

τ_f ——按焊缝有效截面计算，沿焊缝长度方向的剪应力(N/mm^2)；

h_e ——角焊缝的有效厚度(mm)，对直角角焊缝等于 $0.7h_f$ ， h_f 为较小焊脚尺寸；

L_w ——角焊缝的计算长度(mm)，对每条焊缝取其实际长度减去 2 倍 h_f 且不小于 10mm；

f_f^w ——角焊缝的强度设计值(N/mm^2)；

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数，对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构， $\beta_f = 1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构， $\beta_f = 1.0$ 。

7.2.3 两焊脚边夹角 α 为 $60^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ 的 T 型接头，其斜角角焊缝(图 7.2.3-1、图 7.2.3-2)的强度应按公式(7.2.2-1)~公式

(7.2.2-3) 计算, 但取 $\beta_f = 1.0$, 其计算厚度为: $h_e = h_f \cdot \cos \frac{\alpha}{2}$ (根部间隙 b, b_1 或 $b_2 \leq 1.5\text{mm}$) 或 $h_e = \left[h_f - \frac{b(\text{或 } b_1, b_2)}{\sin \alpha} \right] \cos \frac{\alpha}{2}$ (b, b_1 或 $b_2 > 1.5\text{mm}$ 且 $\leq 5\text{mm}$)。

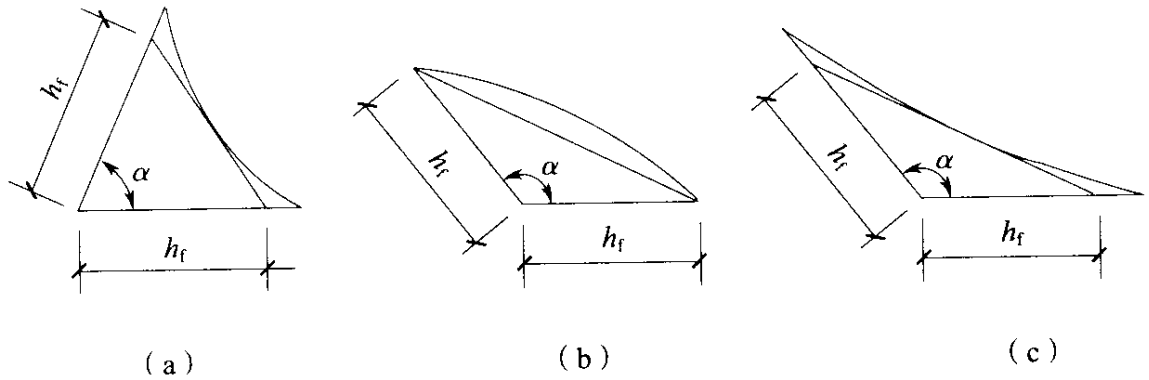


图 7.2.3-1 T型接头斜角角焊缝截面

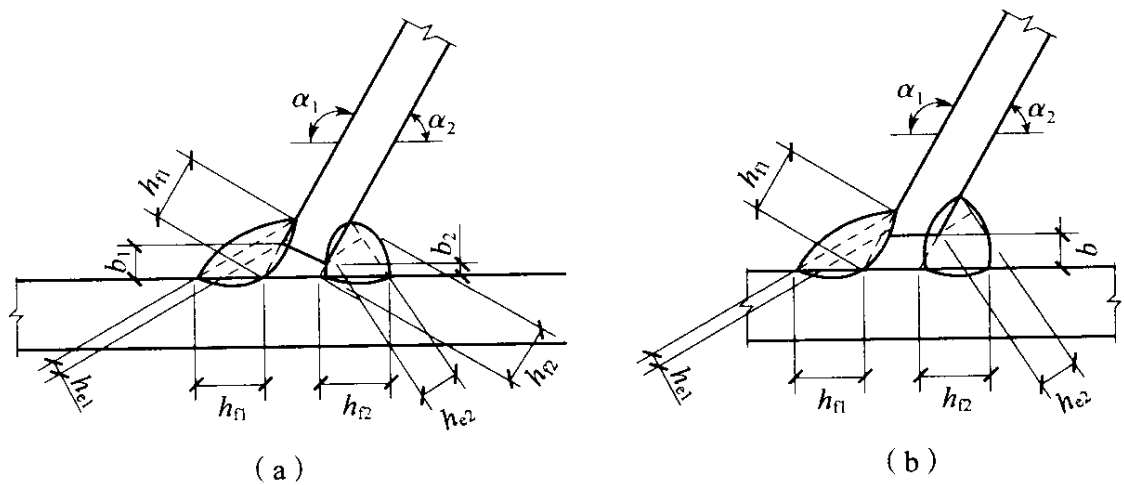


图 7.2.3-2 T型接头的根部间隙和焊缝截面

7.2.4 角钢与钢板连接的角焊缝, 角钢肢背、肢尖的焊缝受力可按 7:3 分配。

7.3 节点板连接

7.3.1 连接节点板的强度除应满足螺栓孔壁承压要求外, 还应按下式计算:

$$\sigma = \frac{N}{b_e t} \leq f \quad (7.3.1)$$

式中： N ——作用于板件的拉力或压力(N)；

b_e ——板件的有效宽度；当用螺栓连接时，应减去孔径
(mm)；

t ——板件厚度(mm)。

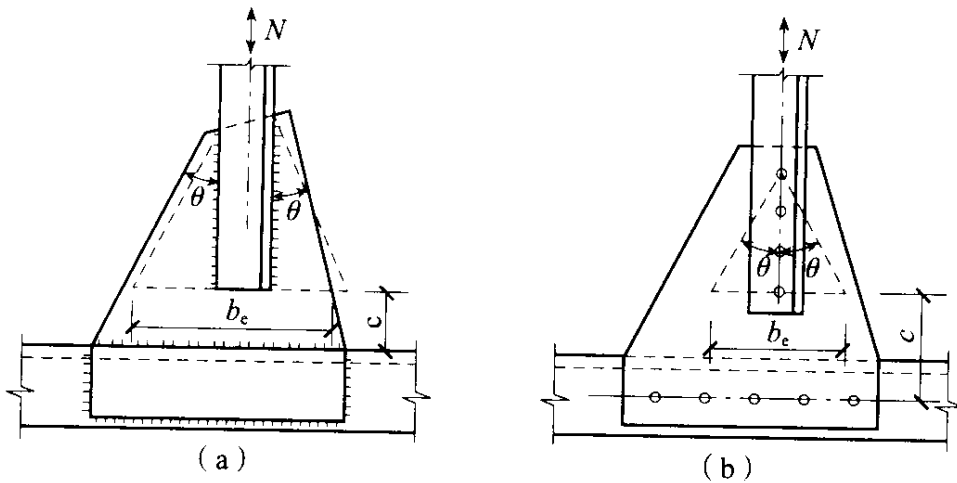


图 7.3.1 板件的有效宽度

θ —应力扩散角，可取 30°

7.4 插入角钢连接

7.4.1 插入角钢的强度应按下式计算：

$$A_n \geq \frac{N}{f} + \frac{V_s}{0.75f} \quad (7.4.1)$$

式中： A_n ——插入角钢的净截面面积(mm^2)；

N ——插入角钢承受的拉力或压力(N)；

V_s ——垂直于插入角钢的剪力(N)。

7.4.2 角钢锚固件承载力应按下式计算(图 7.4.2)，锚固件与插入角钢的连接螺栓按本标准第 7.1.1 条计算：

$$x = t \cdot \sqrt{\frac{f}{1.19f_c}} \quad (7.4.2-1)$$

$$P = 1.19f_c \cdot L \cdot (t + r + x/2) \quad (7.4.2-2)$$

$$n = N/P \quad (7.4.2-3)$$

$$t + r + x \leq b \quad (7.4.2-4)$$

式中： P ——单个角钢锚固件承受剪力承载力设计值(N)；

x ——角钢锚固件上反力呈三角形分布长度(mm)；

t ——角钢厚度(mm)；

r ——角钢内圆弧的半径(mm)；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值(N/mm²)；

L ——角钢锚固件的长度(mm)；

b ——角钢锚固件的肢宽(mm)。

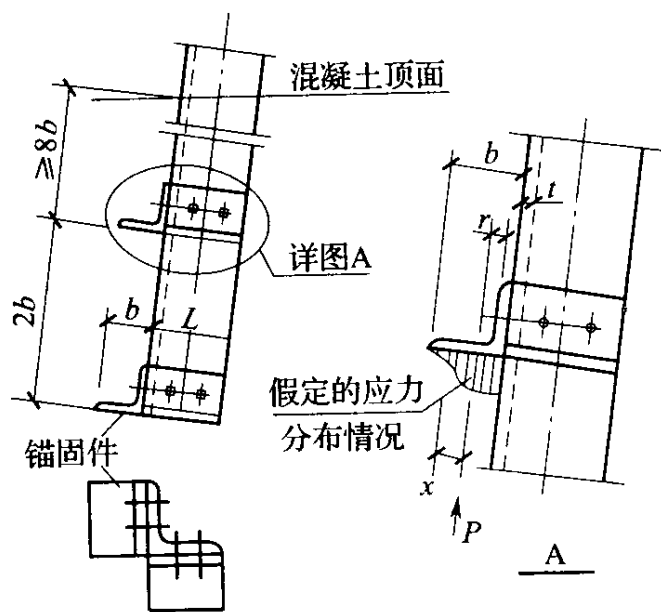


图 7.4.2 角钢锚固件受力简图

7.4.3 螺杆锚固件承载力应按下式计算(图 7.4.3),锚固件可焊接,也可螺栓连接,螺杆直径 d 不应小于 16mm 且不大于连接材料厚度的 2.5 倍,锚固宽度 b 不应小于螺杆直径的 4 倍:

$$Q_n = 0.425 A_s \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \quad (7.4.3)$$

式中： Q_n ——单个螺杆锚固件承受剪力的承载力设计值(N)；

A_s ——单个螺杆的截面积(mm²)；

E_c ——混凝土的弹性模量(N/mm²)。

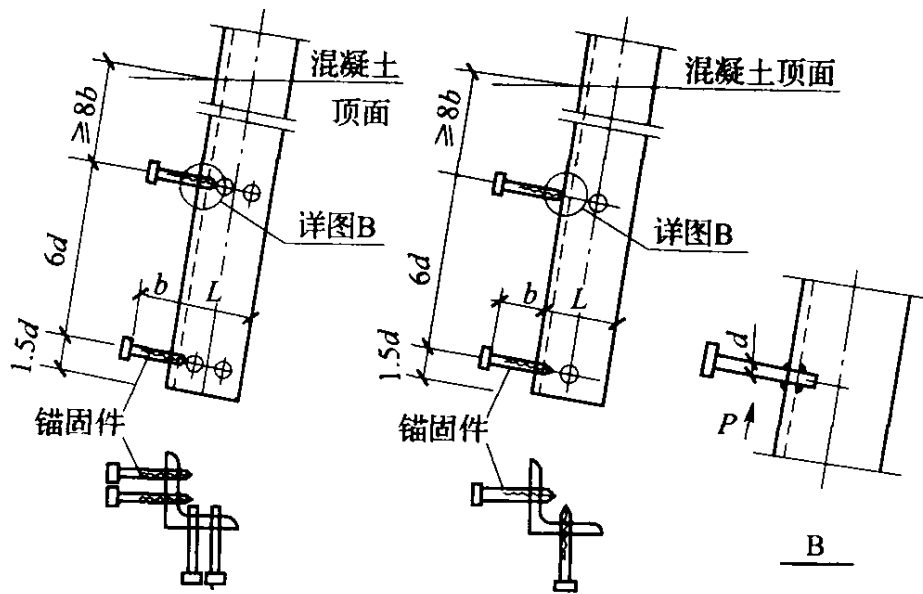


图 7.4.3 螺杆锚固件受力简图

7.4.4 插入角钢埋入混凝土的最小深度 h 应按下式计算：

$$h \geq 12d \cdot \sqrt{\frac{f_u}{400}} \quad (7.4.4)$$

式中： d ——插入角钢截面换算成相同截面圆钢的直径(mm)；

f_u ——钢材的最低抗拉强度标准值(N/mm²)。

注：插入角钢埋入混凝土的最小埋深还应满足构造要求。

7.5 塔脚板

7.5.1 无加劲方型塔脚板底板强度应按下列公式计算(图 7.5.1)：

1 受压时：

1) 底板厚度：

$$Q = \frac{N}{A} \quad (7.5.1-1)$$

$$t \geq \sqrt{\frac{3Q \cdot C^2}{f}} \quad (7.5.1-2)$$

式中： Q ——底板的均布反力(N/mm²)；

N ——基础作用下压力(N)；

A ——底板面积($B \times B$)(mm²)；

C ——主角钢边至底板边的距离(mm)；

t ——底板的厚度(mm)。

2) I—I 断面强度:

$$W_1 = \frac{1}{6} B \cdot t^2 \quad (7.5.1-3)$$

$$M_1 = Q \cdot B \cdot \frac{C^2}{2} \quad (7.5.1-4)$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \leq f \quad (7.5.1-5)$$

式中: W_1 ——I—I 断面的抗弯模量(mm^3);

M_1 ——I—I 断面的弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

B ——底板宽度(mm)。

2 受拉时:

1) 地脚螺栓受力:

$$T_1 = \frac{T}{4} \quad (7.5.1-6)$$

式中: T ——基础作用上拔力(N);

T_1 ——一个地脚螺栓承受的上拔力(N)。

2) II—II 断面强度:

$$W_2 = \frac{1}{6} D \cdot t^2 \quad (7.5.1-7)$$

$$M_2 = T_1 \cdot Y \quad (7.5.1-8)$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W_2} \leq f \quad (7.5.1-9)$$

式中: W_2 ——一个地脚螺栓对应的II—II断面的抗弯模量(mm^3);

M_2 ——一个地脚螺栓对应的II—II断面的弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

D ——一个地脚螺栓对应的II—II断面的计算宽度(mm);

Y ——地脚螺栓中心至主角钢边的距离(mm)。

3) 主角钢与底板的连接焊缝根据焊缝剖口尺寸的实际情况按第7.2.3条计算。

3 无加劲塔脚板底板强度计算公式的适用条件:

- 1) 主角钢的重心应位于底板的中心；
- 2) 当斜材与主角钢直接用螺栓连接时，主角钢肢尖焊接的钢板仍应保留，其高度 h 不小于 $2b$ (b 为钢板与底板满焊的宽度)，厚度可取 $t-2\text{mm}$ (t 为主角钢的厚度)。

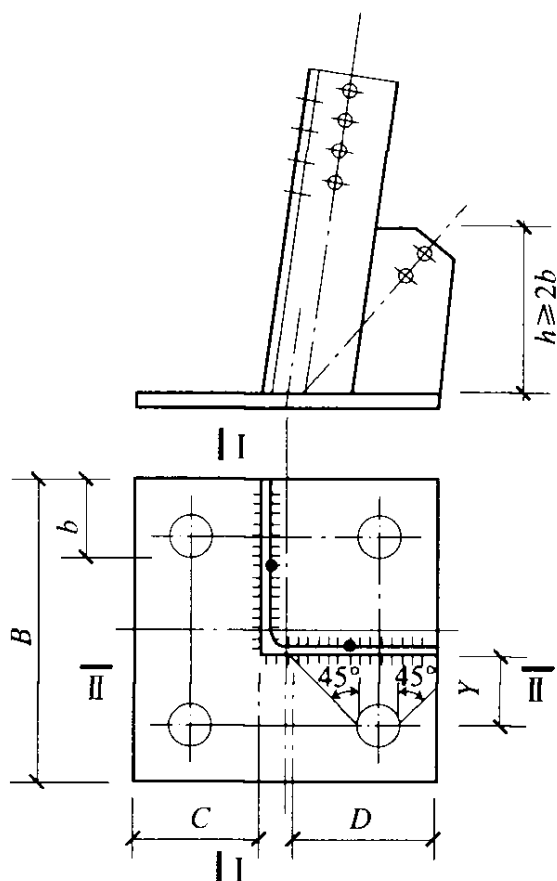


图 7.5.1 无加劲塔脚板

7.5.2 有加劲方型塔脚板底板强度应按下列公式计算(图 7.5.2)：

1 受压时：

1) 底板的作用弯矩：

$$M = 0.06Q \cdot a^2 \quad (7.5.2-1)$$

式中： a ——底板计算区段的自由边长度(mm)。

2) 底板厚度：

$$t \geq \sqrt{\frac{5M}{f}} \quad (7.5.2-2)$$

2 受拉时底板厚度：

$$t = \frac{1}{1.5} \sqrt{\frac{3T}{f \cdot B^2} \cdot (Y_i \cdot b_i)_{\max}} \quad (7.5.2-3)$$

当 $Y_i < 0.5b_i$ 时, 取 $Y_i = 0.5b_i$ 。

式中: T ——底板上作用的拉力(N);

B ——塔脚板宽度(mm);

Y_i ——第 i 个区隔地脚螺栓中心至主角钢的距离(mm);

b_i ——第 i 个区隔的宽度(mm)。

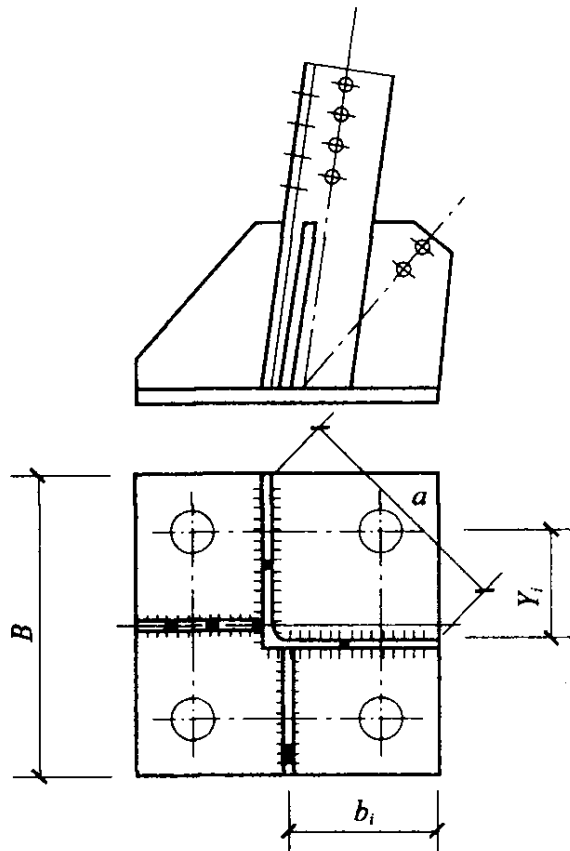


图 7.5.2 有加劲塔脚板

7.5.3 8 个地脚螺栓塔脚板计算:

8 个螺栓的方型塔脚板设计, 计算模型和构造布置如图 7.5.3 所示。当没有布置加劲板时, 其底板强度的计算公式与 4 个地脚螺栓无加劲板的计算公式一致, 单个螺栓所对应的假定受力区域之 D 、 Y 值如图中所示。当布置有加劲板时, 底板强度可按照三边固端、一边自由进行计算, 也可按照图示 $1/3$ 区域的受力范围按照公式 7.5.1-7~公式 7.5.1-9 进行计算。

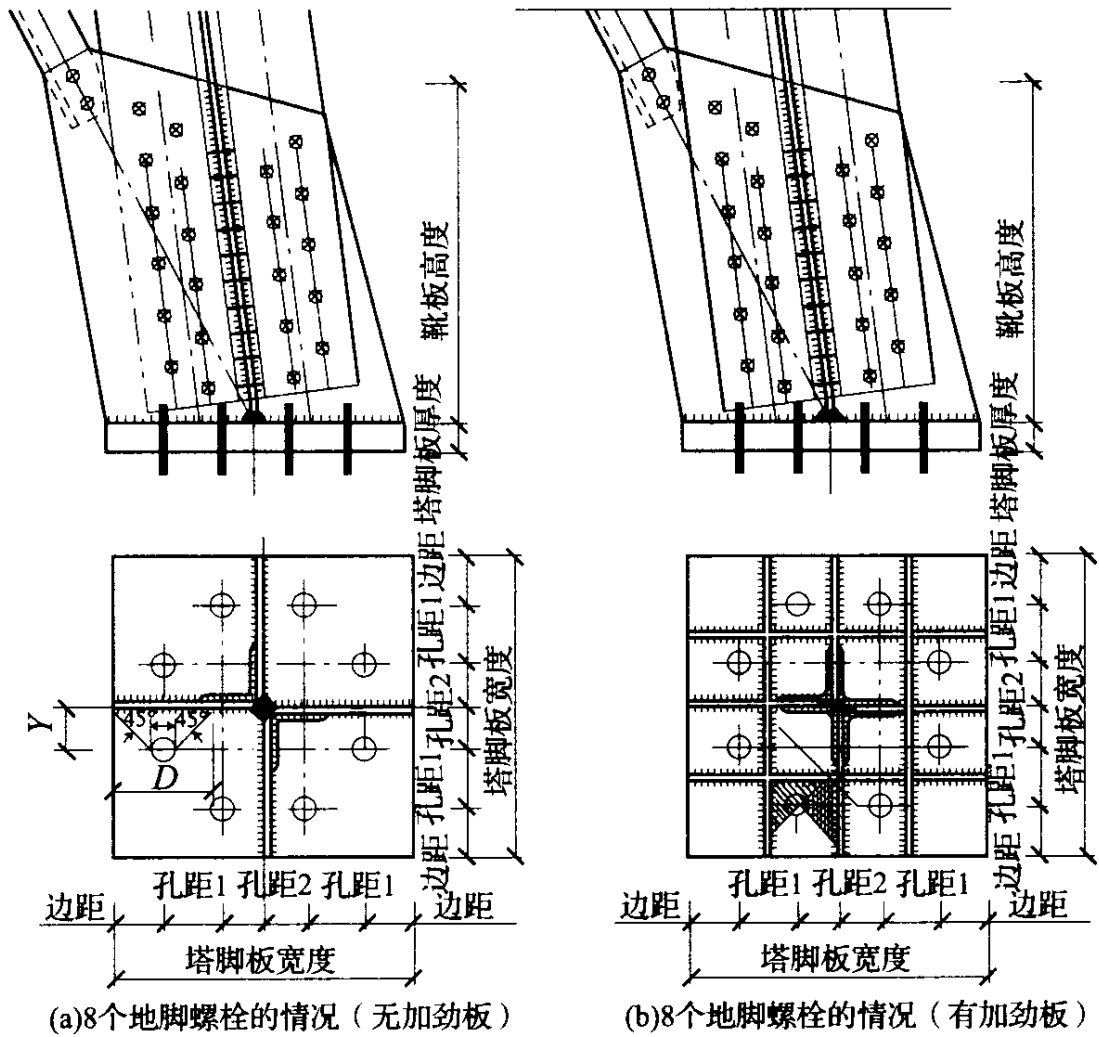


图 7.5.3 8个地脚螺栓塔脚板结构布置图

7.6 受拉构件的块剪

7.6.1 对于受拉构件,当被连接的角钢肢翼上的螺栓图形的中心线(图 7.6.1)超出了角钢形心线时,应按以下方法作块剪(也叫破裂)校核。

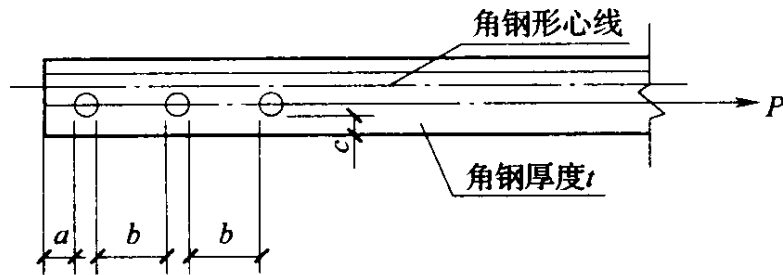


图 7.6.1 块剪(破裂)的确定

$$N = A_v \cdot f_v + A_t \cdot f \quad (7.6.1-1)$$

$$A_v = t \cdot (a + 2b) \quad (7.6.1-2)$$

$$A_t = t \cdot c \quad (7.6.1-3)$$

式中： f_v ——钢材的抗剪强度设计值(N/mm²)；
 f ——钢材的抗拉强度设计值(N/mm²)；
 t ——角钢肢厚度(mm)。

7.7 组合角钢填板计算

7.7.1 常用角钢组合断面型式如图 7.7.1-1 所示，填板或螺栓承受的剪力应按下列规定计算：

$$V_s = \frac{2 \cdot f \cdot (1 - \phi) \cdot S}{b} \cdot \left[\sin\left(\frac{3\pi}{2n}\right) - \sin\left(\frac{\pi}{2n}\right) \right] \quad (7.7.1-1)$$

“ γ ”字和“ \neq ”字断面(见图 7.7.1-2)：

$$S = \frac{A}{2} \cdot (Z_0 + t/2) \quad (7.7.1-2)$$

“ γ^{\perp} ”字断面：

$$S = \frac{A}{2} \cdot (Z_0 + t/2) \cdot \sqrt{2} \quad (7.7.1-3)$$

“ γ^{\perp} ”字断面，当填板在一个等分点上两个方向布置组成一对时，则一块填板的纵向剪力 V_s 为公式(7.7.1-1)乘以 0.5；

式中： f ——钢材抗压强度设计值(N/mm²)；

ϕ ——组合角钢对应虚轴的压屈稳定系数；

b ——组合断面边缘屈服的宽度(mm)；

n ——构件计算长度 l 的等分数；

S ——组合断面中和轴处半个断面绕虚轴的面积矩(mm³)；

A ——整个断面的毛面积(mm²)；

t ——填板厚度(mm)；

Z_0 ——组合构件的重心距离(mm)，见图 7.7.1-2。

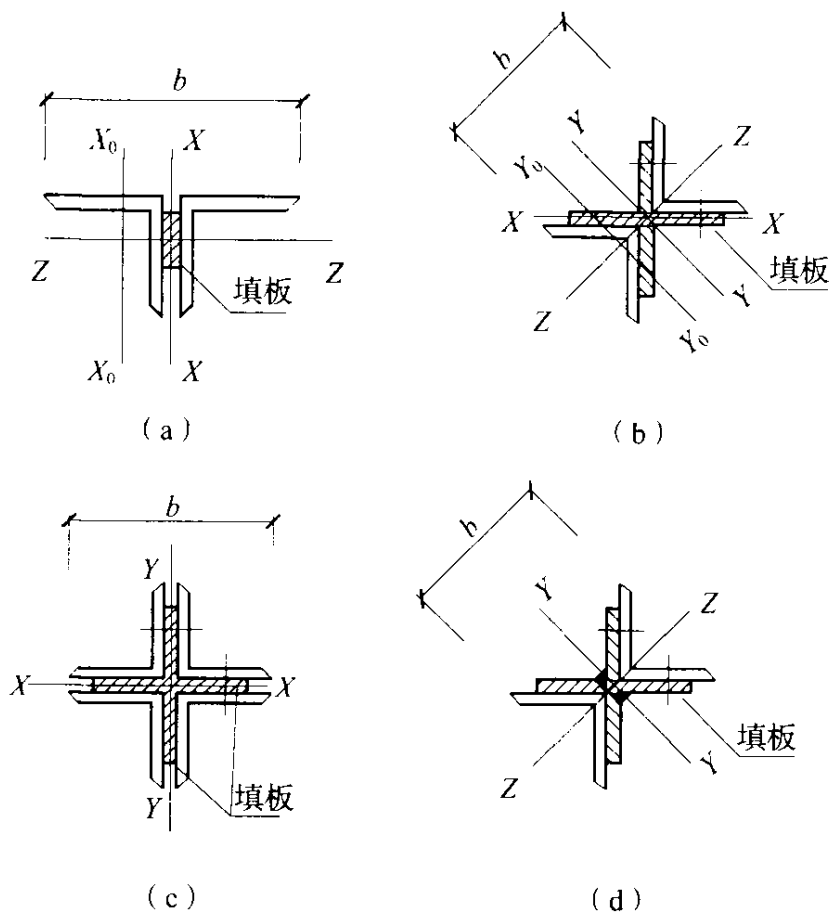


图 7.7.1-1 常用角钢组合断面形式

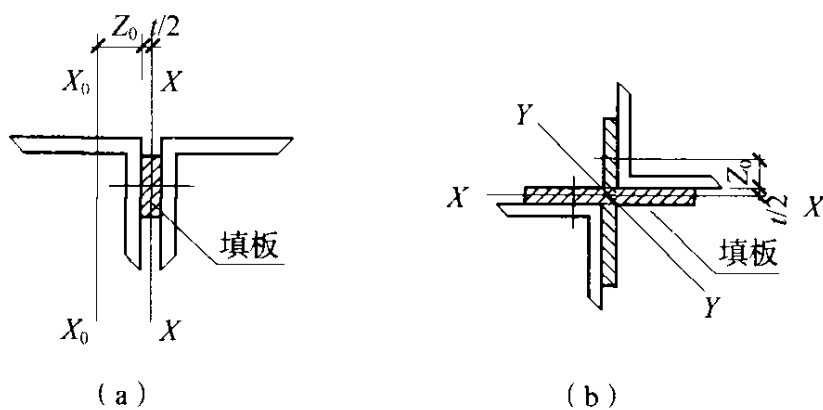


图 7.7.1-2 “7”字和“+”字断面示意图

7.7.2 组合断面的连续杆件,如图 7.7.2,节点应采用十字焊接填板[图 7.7.1-1(d)],纵向剪力:

$$V_s = \frac{2 \cdot f \cdot (1 - \varphi) \cdot S}{b} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2n}\right) \quad (7.7.2)$$

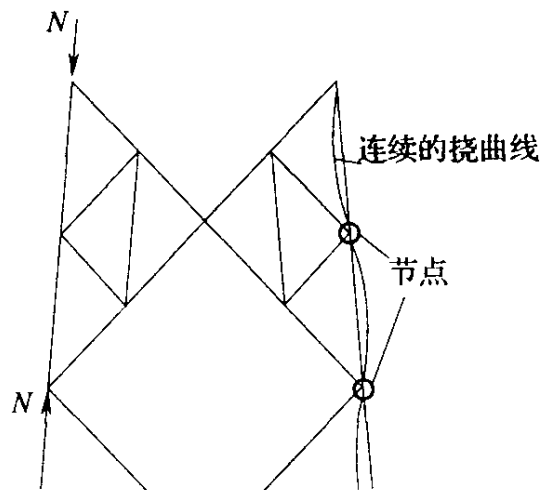


图 7.7.2 组合断面连续杆件示意图

7.7.3 “┐”字断面螺栓计算应符合下列规定：

$$M_v = Vb_2 \quad (7.7.3-1)$$

$$V_{\max} = \sqrt{(V_1 + V_2)} \leq \frac{\pi}{4} d^2 f_v^b \quad (7.7.3-2)$$

$$V_1 = V/n \quad (7.7.3-3)$$

$$V_2 = M_v \cdot y_{\max}/R \quad (7.7.3-4)$$

$$R = \sum_i^n x_i^2 + \sum_i^n y_i^2 \quad (7.7.3-5)$$

式中： M_v ——螺栓群承受的扭矩(N·mm)；

b_2 ——螺栓群中心到填板中心的距离(mm)；

V_{\max} ——离螺栓群形心最远一个螺栓所承受的全部剪力值(N)；

V_1 ——每个螺栓平均承受的剪力值(N)；

V_2 ——离螺栓群形心最远的螺栓在 $x-x$ 轴方向承受的剪力值(N)；

x_i ——某个螺栓离螺栓群形心在 $y-y$ 轴方向的距离(mm)；

y_i ——某个螺栓离螺栓群形心在 $x-x$ 轴方向的距离(mm)。

7.7.4 “┐”字断面填板计算应符合下列规定：

1 填板所受弯曲正应力:

$$\sigma = \frac{M_Q h_{\max}}{I_{b_1}} \leq f \quad (7.7.4-1)$$

式中: I_{b_1} —— 填板断面扣孔后的惯性矩 (mm^4);

h_{\max} —— 距填板形心较远的高度 (mm)。

2 填板所受剪应力:

$$\tau = \frac{VS'}{I_{b_1} t_0} \leq f_v \quad (7.7.4-2)$$

式中: S' —— 填板扣孔后的半个断面对形心的面积矩 (mm^3);

t_0 —— 填板的厚度 (mm)。

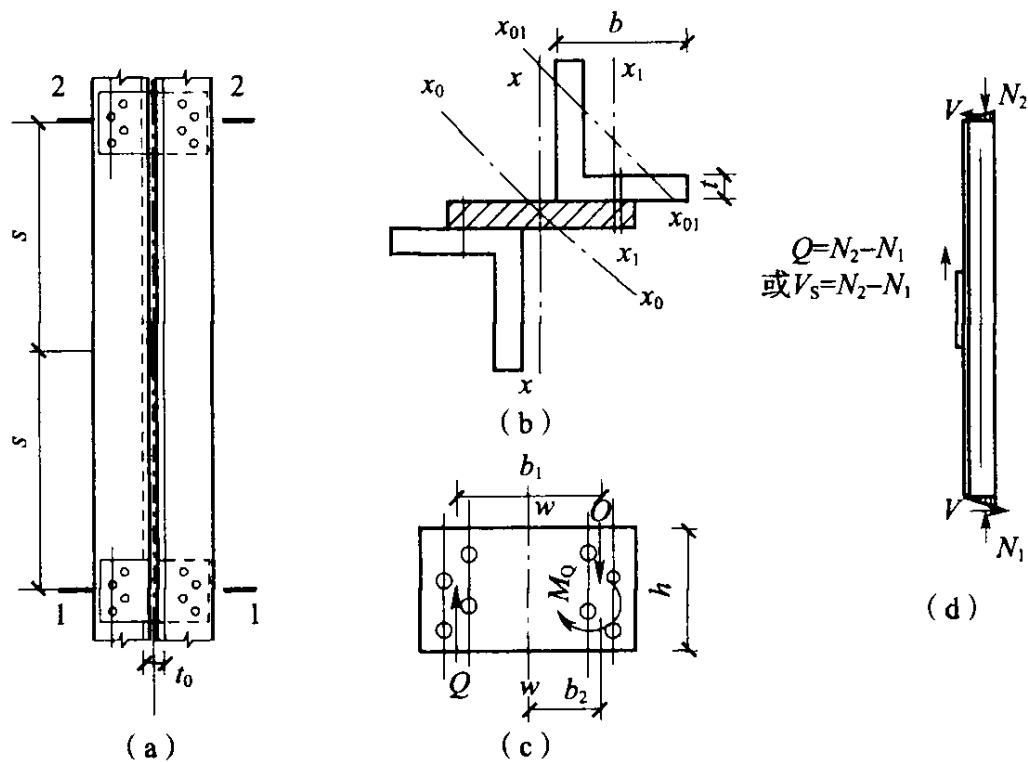


图 7.7.4 组合角钢填板计算简图

8 构造要求

8.1 一般要求

8.1.1 杆塔结构的构造力求简单,并使结构受力明确,各受力构件的形心线(或螺栓准线)应尽可能汇交于一点,力求减小偏心。角钢构件的螺栓准线应尽量靠近形心线,以减小传力的偏心。

8.1.2 杆塔构件的最小规格应符合下列要求:

1 杆塔构件的最小厚度(或最小直径),应按表 8.1.2 的规定确定。

表 8.1.2 杆塔结构钢构件最小厚度(最小直径)(mm)

| 构 件 | 防腐方式 | | 备 注 |
|----------|------|----|-------------|
| | 热镀锌 | 涂料 | |
| 主材 | 4 | 5 | 型钢 |
| 斜材及辅助材 | 3 | 4 | 型钢 |
| 钢板 | 4 | 5 | -- |
| 钢管 | 3 | -- | 腐蚀严重地区取 4mm |
| 圆钢(柔性腹杆) | 12 | -- | 大跨越杆塔取 16mm |

2 等边角钢型号不宜小于 L40×3。

3 拉线截面不应小于 50mm²。

4 拉线棒的直径不应小于 16mm,且应根据土壤对其腐蚀情况,比计算直径增大 2mm~4mm。

8.1.3 节点构造应符合下列要求:

1 主、斜材尽可能使用多排(二排或三排)螺栓,斜材尽量直接与主材相连接。

2 连接螺栓宜使用强度较高的 6.8 级、8.8 级螺栓,减少节点连接螺栓数,减短连接长度;

3 允许辅助材和次要受力材准线错开较小距离,便于与主材直接相连。

4 节点板较大时,宜将节点板卷边或增设加劲板,以增加节

点板刚度,不宜将节点板加至太厚。

5 主材在节点处尽可能做到双肢、双面传力,否则应采取加强措施。

6 在同一受力区间内,对于塔身主材和斜材接头不宜设在同一水平面。

7 连接承受压力的单角钢的节点板,如斜材的长细比小于120,且斜材与主材在节点板不同侧,则钢板厚度宜比斜材角钢肢厚度大一级。

8 角钢主材的接头连接宜尽量采用螺栓双剪连接的形式,当仅采用外包角钢螺栓单剪连接角钢时,包角钢的宽度宜较被连接较小角钢的肢宽大一级。

8.1.4 在杆塔塔身坡度变化断面处、直接受扭力的断面处和塔顶及塔腿与塔身连接断面处应设置横隔面。同一塔身坡度不变段内,横隔面设置间距一般不大于平均宽度(宽面)的5倍,也不宜大于4个主材分段。受力横隔面必须是一个几何不变形的体系,可由刚性或柔性杆件组成。横隔面太大时,应采取措施,防止隔面因自重引起下垂。

8.1.5 主材坡度和空间尺寸较大的塔身角钢交叉材宜在主材相邻的两交叉材之间布置对角斜撑。

8.1.6 杆件之间的夹角不应小于 15° 。

8.1.7 对长度和自重较大的构件,特别是水平构件,在安装后容易发生挠曲变形,宜采用吊杆或吊索予以消除。

8.1.8 组合构件应符合下列构造要求:

1 常用组合构件形式,如图8.1.8-1所示。

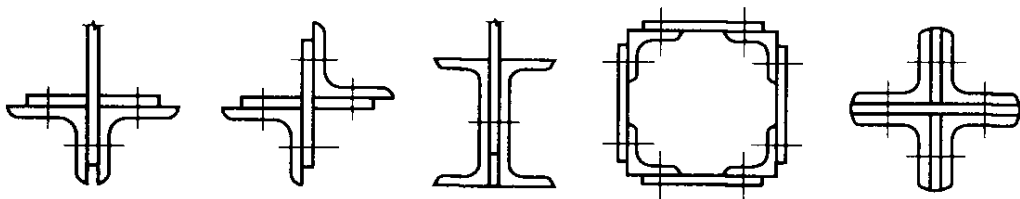


图 8.1.8-1 常用组合构件形式

2 组合构件应满足以下的构造要求(图 8.1.8-2):

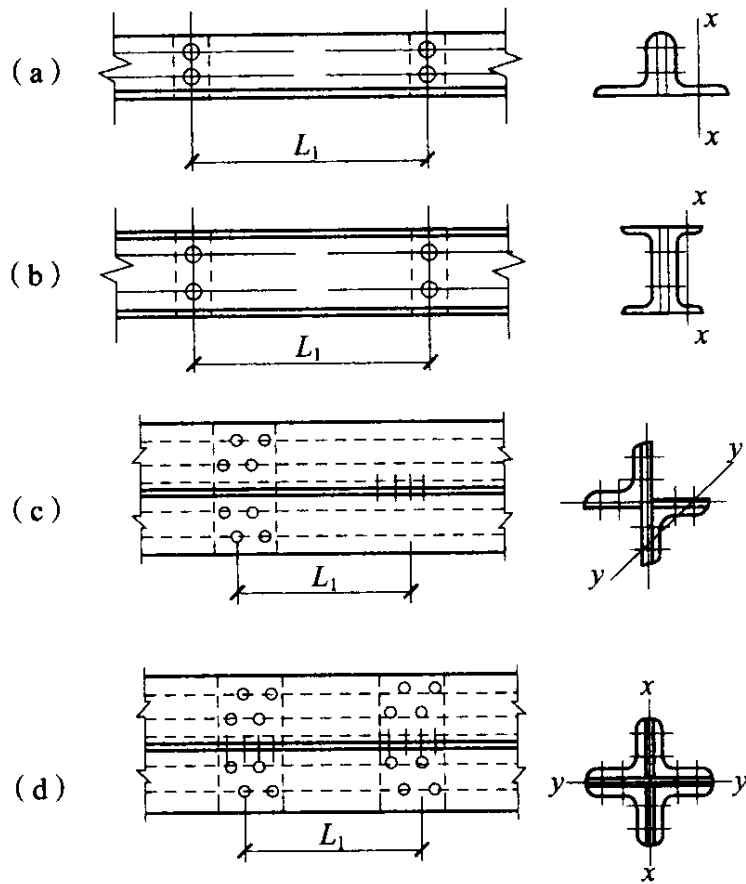


图 8.1.8-2 组合构件填板构造要求

- 1) 用填板连接而成的双角钢或双槽钢构件, 填板间的距离 L_1 不应超过 $40r_i$ (压杆) 或 $80r_i$ (拉杆)。
- 2) 当组成如图 8.1.8-2(a)、(b) 所示的双角钢或双槽钢截面时, r_i 为一个角钢或一个槽钢平行于填板的形心轴的回转半径; 当组成如图 8.1.8-2(c) 的十字形截面时, r_i 为一个角钢的最小回转半径; 当组成如图 8.1.8-2(d) 的四角钢十字形截面时, r_i 为组合构件的 $r_y = r_x$ 。
- 3) 受压杆件的两个侧向支承点之间的填板数不得少于两个, 且沿杆件长度均匀交错布置。
- 4) 四肢组合构件, 宜用斜缀条形式, 斜缀条与构件轴线间的夹角, 应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 。

3 组合构件的节点构造要求:

- 1) 节点板与组合杆件的填板厚度应一致。
- 2) 组合杆件的节点板, 应与各组合用主材的肢相连。
- 3) 组合杆件的主材, 在变断面连接处, 应减少偏心。

8.2 连接构造

8.2.1 螺栓连接应符合下列基本规定:

- 1 螺栓的间距和边距应符合表 8.2.1 规定的要求。

表 8.2.1 螺栓的容许间距

| 名称 | 位置和方向 | | 最大容许距离 (取两者的较小值) | 最小容许距离 | |
|---------------------|------------|-----|---------------------|---------|---------------|
| 中心间距 | 任意方向 | 外排 | $8d$ 或 $12t$ | $2.5d$ | |
| | | 中间排 | 构件受压力 | | $12d$ 或 $18t$ |
| | | | 构件受拉力 | | $16d$ 或 $24t$ |
| 螺栓中心 至构件 边缘距离 | 顺内力方向 | | $4d$ 或 $8t$ | $1.5d$ | |
| | 垂直内力 方向 | 切割边 | | $1.45d$ | |
| | | 轧制边 | | | 高强度螺栓 |
| | | | | 普通螺栓 | |

注:1 d 为螺栓直径, t 为外层较薄板的厚度。

2 高强度螺栓是指 8.8 级及以上等级螺栓。

3 受剪螺栓孔的直径一般比螺栓直径大 1.5mm, 有特殊要求时可以仅大 1.0mm。

2 接头包角钢每端的连接螺栓主材不应少于 6 个, 斜材不应少于 4 个, 且接头应靠近节点。

3 用于连接受力构件的螺栓, 其直径不宜小于 16mm。

8.2.2 焊缝应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝形式以及应力状态等情况, 按下述原则选用不同的质量等级:

1 凡要求与母材等强度的对接焊缝应全焊透, 其质量等级当受拉时应不低于二级, 受压时宜为二级。

2 对于受力角焊缝或者部分焊透的对接与角接组合焊缝,其外观质量标准应符合二级。

3 不要求焊透的纵向对接焊缝和其他构造焊缝,其质量等级可为三级。

8.2.3 焊接材料的强度级别应与主体钢材级别相适应,当不同强度级别的钢材连接时,可按强度低的钢材选择焊接材料。

8.2.4 对于焊接 T 字接头、十字接头和角接接头中的较厚板材,应采取防止层状撕裂的措施。

8.2.5 焊缝的坡口形式应根据焊件尺寸和加工条件按国家现行有关标准的要求确定。

8.2.6 对于厚度大于或等于 25mm 的焊接件,应按有关规定采用焊前预热和焊后保温的措施消除相应的焊接应力和变形。

8.2.7 焊缝的布置应避免立体交叉和集中在一处。焊缝高度不应任意加大,角焊缝的尺寸应符合下列要求:

1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不应小于 $1.5\sqrt{t}$, t 为较厚焊件的厚度,并不应大于较薄焊件厚度的 1.2 倍。自动焊的角焊缝最小焊脚尺寸可减小 1mm, T 形连接的单面角焊缝应增加 1mm。当焊件厚度不大于 4mm 时,最小焊脚尺寸可取与焊件厚度相同。

2 焊件边缘的角焊缝最大焊脚尺寸,当焊件厚度 $t \leq 6\text{mm}$ 时,取 $h_f \leq t$;当焊件厚度 $t > 6\text{mm}$ 时取 $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ 。

3 侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm;侧面角焊缝的计算长度不宜大于 $60h_f$,当大于上述数值时,其超过部分在计算中不予考虑,若内力沿侧面角焊缝全长分布,则计算长度不受此限制。

8.2.8 杆件与节点板的连接焊缝,一般宜采用两面侧焊,也可用三面围焊,对角钢杆件可采用 L 形围焊,节点板焊在杆件上,一般采用三面围焊,所有围焊的转角处,必须连续施焊,其余的面应用薄焊缝封焊,如图 8.2.8 中杆件与节点板的连接焊缝所示。

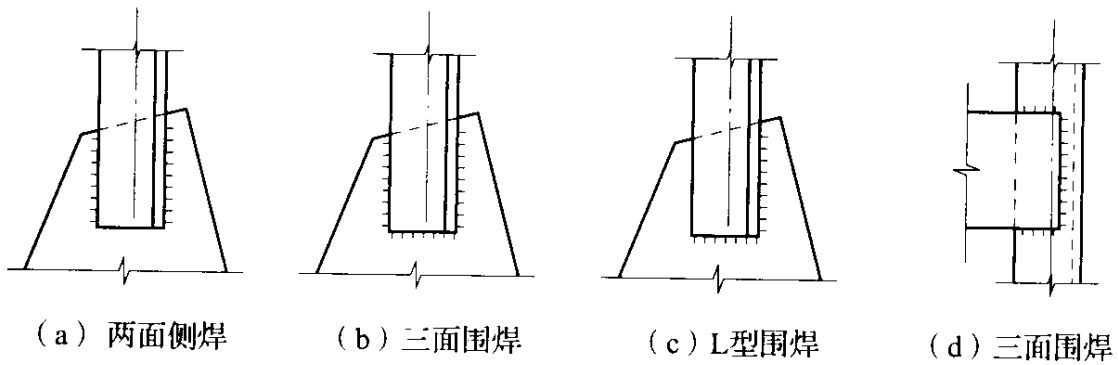


图 8.2.8 杆件与节点板的连接焊缝

8.2.9 塔腿主材(角钢)直接插入基础连接时,应满足以下构造要求:

- 1 插入角钢材质、规格均不低于塔腿主材。
- 2 离地面最近的锚固件最小深度可取 $8b$ (b 见图 7.4.2 和图 7.4.3)。
- 3 当插入角钢未伸到基础底面时,需在插入角钢底端采取固定措施。

8.2.10 自立式杆塔塔脚板厚度不宜小于 16mm,地脚螺栓垫板厚度不宜小于 12mm。

8.3 环形截面钢筋混凝土电杆

8.3.1 环形截面钢筋混凝土受弯杆件的最小配筋量(I级)宜按表 8.3.1 取用。

表 8.3.1 环形截面钢筋混凝土电杆最小配筋

| 外径(mm) | φ200 | φ250 | φ300 | φ350 | φ400 | φ450 | φ500 | φ550 |
|--------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 配筋量 | 8φ10 | 10φ10 | 12φ12 | 14φ12 | 16φ12 | 18φ12 | 20φ14 | 22φ14 |

8.3.2 环形截面钢筋混凝土受弯杆件的主筋(I级)其直径不宜小于 φ10 和不宜大于 φ20,净距不宜大于 70mm 和不宜小于 30mm,净保护层不宜小于 15mm。

8.3.3 预应力钢筋和普通钢筋混凝土环形截面杆件,必须设置等间距的螺旋筋和内钢箍,螺旋筋的直径不宜小于 3.5mm,间距按

管径的大小采用 50mm~100mm,内钢箍的直径不宜小于 $\phi 6$,间距一般为 500mm~1000mm,大管径内钢箍中加十字钢筋架增加刚度。

8.3.4 预应力环形截面受弯杆件的主筋,其直径不宜大于 12mm,净距不应小于 30mm、锥型杆小头不宜小于 25mm,净保护层不宜小于 15mm。

8.3.5 同时采用预应力钢筋和普通钢筋环形截面受弯杆件,预应力钢筋和普通钢筋主筋间隔布置,预应力主筋直径不宜大于 12mm,普通钢筋主筋直径不宜小于 $\phi 10$ 和不宜大于 $\phi 20$,净距不宜小于 30mm,净保护层不宜小于 15mm。

8.3.6 预应力钢筋和普通钢筋混凝土环形截面杆件的钢板圈高度及厚度分别不宜小于 140mm 及 8mm,穿(挂)预应力筋的穿(挂)孔直径宜较主筋大 0.5mm。

8.3.7 预应力钢筋和普通钢筋混凝土杆段中的预留孔宜设置穿钉管(钢管)。

8.3.8 为满足接地要求,预应力混凝土杆中所埋设的穿钉管和接地螺母要与每根预应力主筋连接,一般采用将穿钉管、接地螺母焊于内钢箍上,而主筋再与内钢箍绑扎。同时采用预应力钢筋和普通钢筋杆中所埋设的穿钉管和接地螺母,与普通钢筋主筋焊接。

8.3.9 预应力钢筋混凝土杆的上段顶端与下段末端,宜设置高度 70mm~100mm 的短钢板圈。

8.3.10 在有侵蚀介质的地区,使用混凝土杆时,宜按有关规定做侵蚀分析并采取相应的防侵蚀措施;在多雨、严寒地区要采取排水防冻措施。

注:本节中第 8.3.3 条、第 8.3.6 条、第 8.3.7 条、第 8.3.9 条的规定,均适用于同时采用预应力钢筋和普通钢筋环形截面杆件。

9 附属设施

9.0.1 总高度在 80m 以下的杆塔,登塔设施可选用脚钉;高于 80m 的杆塔,宜选用直爬梯或脚钉并设置简易的休息平台。

1 脚钉一般可用圆钢,直径不宜小于 16mm,端部应设置弯钩或墩头防滑,间距不宜大于 450mm。

2 直爬梯宽度宜为 450mm~500mm,踏步可用 $\phi 16$ 圆钢,踏步间距不宜大于 350mm 并宜设置围护圈或防坠落装置。

3 休息平台和走道的承载能力可按不小于 $2500\text{N}/\text{m}^2$ 设计,走道宽度不宜小于 600mm,两侧护栏高度不应小于 1.2m。

10 环境保护

10.0.1 山区线路杆塔应采用全方位长短腿配合使用不等高基础,以适应地形变化。

10.0.2 杆塔宜与周边环境协调。

附录 A 塔身斜材的埃菲尔效应 和最小承载力要求

A.0.1 斜材的埃菲尔效应的概念：

风速作为随机过程,在空间沿着三个方向都随着时间发生变化。由于杆塔结构具有很大的空间尺度,因此不可能同时在不同的高度上达到最大风速。当杆塔某个高度处的风速达到最大值时,离该点越远的高度处,风速达到最大值的概率就越小。风速变化的这种特性,对曲线形杆塔斜材的受力影响很大。鉴于曲线形杆塔与埃菲尔杆塔外形相似,因此把这种影响称之为斜材的埃菲尔效应。曲线形杆塔斜材的埃菲尔效应,一般可采取折减系数法和剪力比法进行计算。

A.0.2 折减系数法是以杆塔变坡段主材的交点为界,将杆塔分成上下两大部分,并在其上下分别作用设计风载和折减风载,从而求得风速最不利分布下斜材内力的一种方法。设计风载是指按设计基本风速和相关系数计算确定的水平风荷载,折减风载是将设计风载乘以折减系数后得到的风荷载。折减荷载法主要适用于 90° 大风或 0° 大风情况,计算步骤如下:

- 1 首先确定杆塔每个变坡段主材交点的位置;
- 2 分别以每个主材交点为界,将杆塔分成上下两个部分;
- 3 在杆塔上下两个部分分别作用设计风荷载和折减风荷载,组成若干不同的荷载工况;
- 4 与其他荷载组合工况一起进行电算,即可求得斜材的最大内力。

图 A.0.2 中情况 1,变坡段主材交点位于塔顶以上,不构成上下两部分的情况,仅需按设计风载计算即可;情况 2.变坡段主材

交点位于塔身内,将杆塔分成上下两部分,应按图示荷载计算 3 个工况;情况 3,塔身有 3 个坡度段,主材的两个交点都位于塔身内,应按图示荷载计算 5 个工况。当杆塔具有更多坡段时,可按以上方法类推。

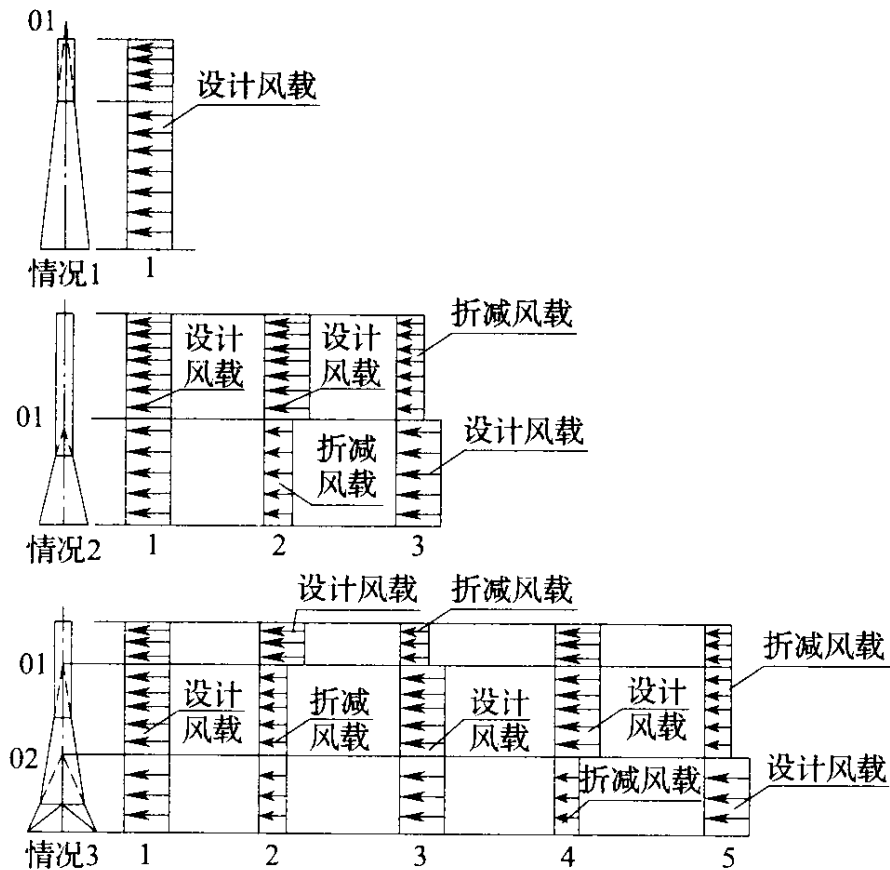


图 A.0.2 折减法荷载工况示意图

折减系数的数值可按表 A.0.2 取用。

表 A.0.2 折减系数表

| 塔 型 | 风荷载 | 线条张力 |
|--------------|-----|------|
| 悬垂直线塔 | 0.3 | — |
| 转角塔(包括悬垂转角塔) | 0.3 | 0.8 |

A.0.3 剪力比法是根据杆塔斜材和主材承担的剪力比,求得风速最不利分布时斜材内力的一种方法,我国 2007 年开始实施的国家标准《高耸结构设计规范》GB 50135—2006,针对杆塔斜材的埃

菲尔效应列出了相应的计算公式,规定当计算所得四边形钢塔斜杆的剪力与同层塔柱承担的剪力比 $\Delta = \left| \frac{V \cdot b}{\sqrt{2} \cdot M \cdot \tan\theta} - 1 \right| \leq 0.4$ 时,斜杆内力取塔柱内力乘以系数 α (见图 A.0.3), α 可按式 (A.0.3) 确定。

$$\alpha = \mu(0.228 + 0.649\Delta) \cdot \frac{b}{h} \quad (\text{A.0.3})$$

式中: V 、 M ——层顶剪力、弯矩($\text{N} \cdot \text{mm}$);

b ——层顶宽度(mm);

θ ——塔柱与铅直线之夹角($^\circ$);

h ——计算截面以上塔体高度(mm);

μ ——系数,刚性斜杆取 1.0,柔性斜杆取 2.0。

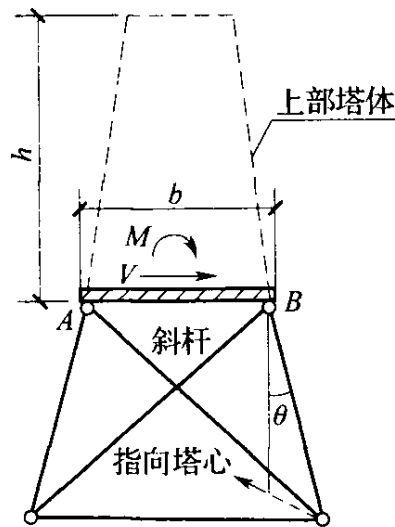


图 A.0.3 斜杆计算简图

A.0.4 当曲线形杆塔斜材没有按照第 A.0.2 条或第 A.0.3 条规定的方法计及埃菲尔效应时,为了保证斜材具有足够的承载能力,其设计内力不宜小于主材内力的 3%。

A.0.5 斜材的最小承载力要求应按以下方法确定:

杆塔斜材不但要传递外部荷载产生的剪力,同时也对主材稳定起到关键的支撑作用。因此,斜材的内力不但应按外部荷载计算确定,而且还应满足维持主材稳定所必需的强度和刚度要求。

为了确保斜材对主材的有效支撑,应与辅助材一样,按主材内力的百分比值计算内力。斜材不但自身起到支撑主材的作用,还要承受辅助材在维持主材稳定中产生的荷载,因此,斜材的最小承载力宜按 2.5% 主材内力计算的荷载确定。计算时应将 2.5% 的主材内力作用在斜材平面内、垂直于主材轴线的节点上。

对于受力斜材,应按 2.5% 主材内力计算的荷载和与其相同的计算长度和长细比进行最小承载力校验;对称荷载作用下不受力的斜材,如图 A.0.5 所示的左侧面斜材,应按 2.5% 主材内力计算的荷载和全长平行轴进行最小承载力校验。

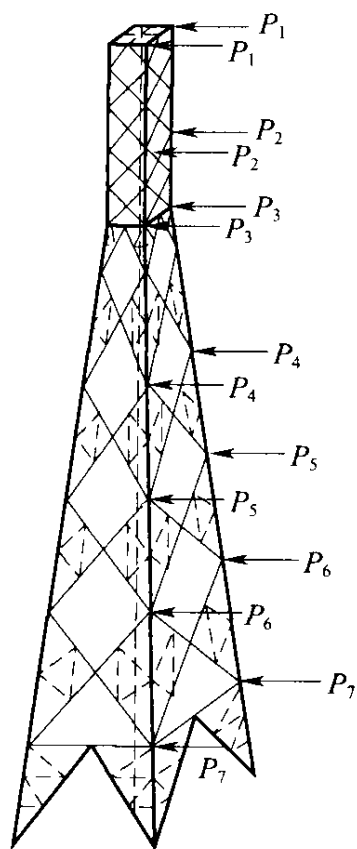
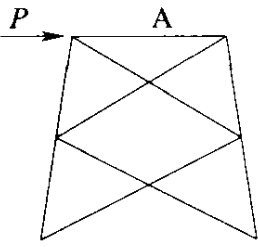
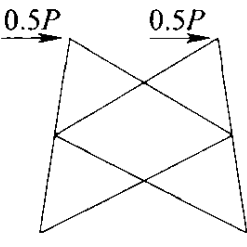
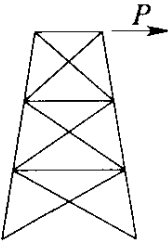
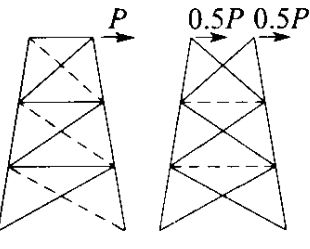
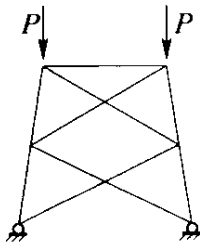
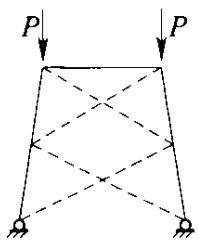
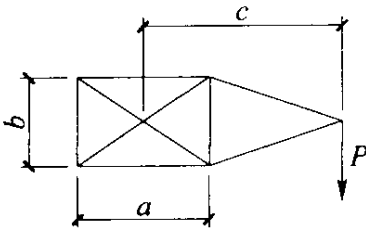
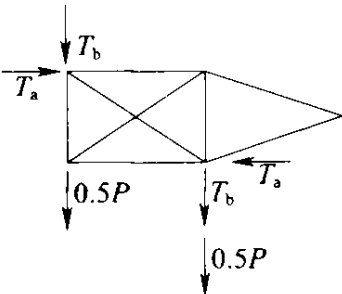


图 A.0.5 对称荷载示意图

附录 B 桁架内力分析简化表

表 B 桁架内力分析简化表

| 序号 | 实际受力图式 | 简化后的受力图式 | 备注 |
|----|---|--|---|
| 1 |  |  | <p>横材 A, 承受 $0.5P$ 的压力</p> |
| 2 |  |  | <p>假定虚线杆件为不受力杆件</p> |
| 3 |  |  | <p>虚线杆件假定不受力</p> |
| 4 |  |  | <p> $T_a = P \cdot c / 2b$ $T_b = P \cdot c / 2a$ </p> <p>1. 正侧面斜材布置型式相同； 2. 扭力面以下，正侧面宽度比是定值，且不大于 1.4</p> |

附录 C 杆塔轴心受压构件稳定系数 φ

C.0.1 杆塔轴心受压构件稳定系数 φ 应根据构件长细比 $K\lambda$ 按表 C.0.1-1 和表 C.0.1-2 采用。

表 C.0.1-1 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

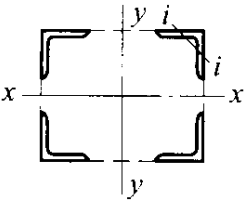
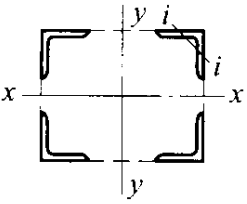
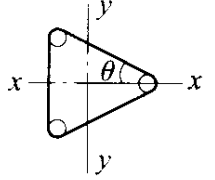
| $K\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.999 | 0.999 | 0.998 | 0.998 | 0.997 | 0.996 |
| 10 | 0.995 | 0.994 | 0.993 | 0.992 | 0.991 | 0.989 | 0.988 | 0.986 | 0.985 | 0.983 |
| 20 | 0.981 | 0.979 | 0.977 | 0.976 | 0.974 | 0.972 | 0.970 | 0.968 | 0.966 | 0.964 |
| 30 | 0.963 | 0.961 | 0.959 | 0.957 | 0.955 | 0.952 | 0.950 | 0.948 | 0.946 | 0.944 |
| 40 | 0.941 | 0.939 | 0.937 | 0.934 | 0.932 | 0.929 | 0.927 | 0.924 | 0.921 | 0.919 |
| 50 | 0.916 | 0.913 | 0.910 | 0.907 | 0.904 | 0.900 | 0.897 | 0.894 | 0.890 | 0.886 |
| 60 | 0.883 | 0.879 | 0.875 | 0.871 | 0.867 | 0.863 | 0.858 | 0.854 | 0.849 | 0.844 |
| 70 | 0.839 | 0.834 | 0.829 | 0.824 | 0.818 | 0.813 | 0.807 | 0.801 | 0.795 | 0.789 |
| 80 | 0.783 | 0.776 | 0.770 | 0.763 | 0.757 | 0.750 | 0.743 | 0.736 | 0.728 | 0.721 |
| 90 | 0.714 | 0.706 | 0.699 | 0.691 | 0.684 | 0.676 | 0.668 | 0.661 | 0.653 | 0.645 |
| 100 | 0.638 | 0.630 | 0.622 | 0.615 | 0.607 | 0.600 | 0.592 | 0.585 | 0.577 | 0.570 |
| 110 | 0.563 | 0.555 | 0.548 | 0.541 | 0.534 | 0.527 | 0.520 | 0.514 | 0.507 | 0.500 |
| 120 | 0.494 | 0.488 | 0.481 | 0.475 | 0.469 | 0.463 | 0.457 | 0.451 | 0.445 | 0.440 |
| 130 | 0.434 | 0.429 | 0.423 | 0.418 | 0.412 | 0.407 | 0.402 | 0.397 | 0.392 | 0.387 |
| 140 | 0.383 | 0.378 | 0.373 | 0.369 | 0.364 | 0.360 | 0.356 | 0.351 | 0.347 | 0.343 |
| 150 | 0.339 | 0.335 | 0.331 | 0.327 | 0.323 | 0.320 | 0.316 | 0.312 | 0.309 | 0.305 |
| 160 | 0.302 | 0.298 | 0.295 | 0.292 | 0.289 | 0.285 | 0.282 | 0.279 | 0.276 | 0.273 |
| 170 | 0.270 | 0.267 | 0.264 | 0.262 | 0.259 | 0.256 | 0.253 | 0.251 | 0.248 | 0.246 |
| 180 | 0.243 | 0.241 | 0.238 | 0.236 | 0.233 | 0.231 | 0.229 | 0.226 | 0.224 | 0.222 |
| 190 | 0.220 | 0.218 | 0.215 | 0.213 | 0.211 | 0.209 | 0.207 | 0.205 | 0.203 | 0.201 |
| 200 | 0.199 | 0.198 | 0.196 | 0.194 | 0.192 | 0.190 | 0.189 | 0.187 | 0.185 | 0.183 |
| 210 | 0.182 | 0.180 | 0.179 | 0.177 | 0.175 | 0.174 | 0.172 | 0.171 | 0.169 | 0.168 |
| 220 | 0.166 | 0.165 | 0.164 | 0.162 | 0.161 | 0.159 | 0.158 | 0.157 | 0.155 | 0.154 |
| 230 | 0.153 | 0.152 | 0.150 | 0.149 | 0.148 | 0.147 | 0.146 | 0.144 | 0.143 | 0.142 |
| 240 | 0.141 | 0.140 | 0.139 | 0.138 | 0.136 | 0.135 | 0.134 | 0.133 | 0.132 | 0.131 |
| 250 | 0.130 | - | -- | --- | --- | - | --- | --- | --- | --- |

表 C.0.1-2 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

| $K\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.999 | 0.999 | 0.998 | 0.997 | 0.996 | 0.995 | 0.994 |
| 10 | 0.992 | 0.991 | 0.989 | 0.987 | 0.985 | 0.983 | 0.981 | 0.978 | 0.976 | 0.973 |
| 20 | 0.970 | 0.967 | 0.963 | 0.960 | 0.957 | 0.953 | 0.950 | 0.946 | 0.943 | 0.939 |
| 30 | 0.936 | 0.932 | 0.929 | 0.925 | 0.922 | 0.918 | 0.914 | 0.910 | 0.906 | 0.903 |
| 40 | 0.899 | 0.895 | 0.891 | 0.887 | 0.882 | 0.878 | 0.874 | 0.870 | 0.865 | 0.861 |
| 50 | 0.856 | 0.852 | 0.847 | 0.842 | 0.838 | 0.833 | 0.828 | 0.823 | 0.818 | 0.813 |
| 60 | 0.807 | 0.802 | 0.797 | 0.791 | 0.786 | 0.780 | 0.774 | 0.769 | 0.763 | 0.757 |
| 70 | 0.751 | 0.745 | 0.739 | 0.732 | 0.726 | 0.720 | 0.714 | 0.707 | 0.701 | 0.694 |
| 80 | 0.688 | 0.681 | 0.675 | 0.668 | 0.661 | 0.655 | 0.648 | 0.641 | 0.635 | 0.628 |
| 90 | 0.621 | 0.614 | 0.608 | 0.601 | 0.594 | 0.588 | 0.581 | 0.575 | 0.568 | 0.561 |
| 100 | 0.555 | 0.549 | 0.542 | 0.536 | 0.529 | 0.523 | 0.517 | 0.511 | 0.505 | 0.499 |
| 110 | 0.493 | 0.487 | 0.481 | 0.475 | 0.470 | 0.464 | 0.458 | 0.453 | 0.447 | 0.442 |
| 120 | 0.437 | 0.432 | 0.426 | 0.421 | 0.416 | 0.411 | 0.406 | 0.402 | 0.397 | 0.392 |
| 130 | 0.387 | 0.383 | 0.378 | 0.374 | 0.370 | 0.365 | 0.361 | 0.357 | 0.353 | 0.349 |
| 140 | 0.345 | 0.341 | 0.337 | 0.333 | 0.329 | 0.326 | 0.322 | 0.318 | 0.315 | 0.311 |
| 150 | 0.308 | 0.304 | 0.301 | 0.298 | 0.294 | 0.291 | 0.288 | 0.285 | 0.282 | 0.279 |
| 160 | 0.276 | 0.273 | 0.270 | 0.267 | 0.265 | 0.262 | 0.259 | 0.256 | 0.254 | 0.251 |
| 170 | 0.249 | 0.246 | 0.244 | 0.241 | 0.239 | 0.236 | 0.234 | 0.232 | 0.229 | 0.227 |
| 180 | 0.225 | 0.223 | 0.220 | 0.218 | 0.216 | 0.214 | 0.212 | 0.210 | 0.208 | 0.206 |
| 190 | 0.204 | 0.202 | 0.200 | 0.198 | 0.197 | 0.195 | 0.193 | 0.191 | 0.190 | 0.188 |
| 200 | 0.186 | 0.184 | 0.183 | 0.181 | 0.180 | 0.178 | 0.176 | 0.175 | 0.173 | 0.172 |
| 210 | 0.170 | 0.169 | 0.167 | 0.166 | 0.165 | 0.163 | 0.162 | 0.160 | 0.159 | 0.158 |
| 220 | 0.156 | 0.155 | 0.154 | 0.153 | 0.151 | 0.150 | 0.149 | 0.148 | 0.146 | 0.145 |
| 230 | 0.144 | 0.143 | 0.142 | 0.141 | 0.140 | 0.138 | 0.137 | 0.136 | 0.135 | 0.134 |
| 240 | 0.133 | 0.132 | 0.131 | 0.130 | 0.129 | 0.128 | 0.127 | 0.126 | 0.125 | 0.124 |
| 250 | 0.1230 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

C.0.2 $K\lambda = K \cdot L_0/r$, 对格构式组合构件 $K=1$, λ 为换算长细比。
格构式组合构件换算长细比按表 C.0.2 计算。

表 C.0.2 格构式组合构件换算长细比计算公式表

| 项次 | 组合断面形式 | 缀材类别 | 计算公式 | 符号说明 |
|----|--|------|--|---|
| 1 | 方形断面  | 缀板 | $\lambda_{hx} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$ $\lambda_{hy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ | $\lambda_{hx}, \lambda_{hy}$ —组合构件对虚轴 $x-x, y-y$ 的换算长细比; λ_x, λ_y —整个构件对虚轴 $x-x, y-y$ 的长细比; λ_1 —单肢对最小刚度轴 $i-i$ 的长细比; |
| 2 |  | 缀条 | $\lambda_{hx} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}}$ $\lambda_{hy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}}$ | A_{1x}, A_{1y} —构件断面所截垂直于 $x-x, y-y$ 轴平面内各斜缀条毛截面面积之和; A_1 —构件横截面所截各斜缀条的毛截面面积之和; |
| 3 | 三角形断面  | 缀条 | $\lambda_{hx} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2\theta)}}$ $\lambda_{hy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2\theta}}$ | A —组合构件横截面所截各肢的毛截面面积总和; θ —缀条所在平面和 x 轴的夹角 |

C.0.3 角钢构件长细比修正系数 K :

- 1 两端双肢连接的主材长细比修正系数 $K=1$;
- 2 其他受压构件长细比修正系数按表 C.0.3-1 计算;

表 C. 0. 3-1 受压构件长细比修正系数 K

| 序号 | 杆件端部 受力状况 | 长细比 | 长细比 修正系数 K | 适用构件举例 |
|----|-----------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|
| 1 | 两端中心受压 | $0 < L_0/r < 120$ | 1 | 双肢连接的构件 |
| 2 | 一端中心另一端 偏心受压 | $0 < L_0/r < 120$ | $0.75 + 30/(L_0/r)$ | 1. 一端双肢连接另一端单肢连接的构件; 2. 交叉斜材 |
| 3 | 两端偏心受压 | $0 < L_0/r < 120$ | $0.5 + 60/(L_0/r)$ | 两端单肢连接的构件 |
| 4 | 两端无约束 | $120 \leq L_0/r \leq 200$ | 1 | 单个螺栓连接的交叉斜材和单斜材 |
| 5 | 一端有约束 | $120 \leq L_0/r \leq 225$ | $0.762 + 28.6/(L_0/r)$ | 两个以上螺栓连接的交叉斜材 |
| 6 | 两端有约束 | $120 \leq L_0/r \leq 250$ | $0.615 + 46.2/(L_0/r)$ | 两端均有两个以上螺栓连接的构件 |

3 辅助材长细比修正系数按表 C. 0. 3-2 计算。

表 C. 0. 3-2 辅助材长细比修正系数 K

| 序号 | 杆件端部 受力状况 | 长细比 | 长细比 修正系数 K | 适用构件举例 |
|----|--------------|---------------------------|------------------------|-----------------|
| 1 | 两端偏心受压 | $0 < L_0/r < 120$ | 1 | 两端单肢连接的构件 |
| 2 | 两端无约束 | $120 \leq L_0/r \leq 250$ | 1 | 单个螺栓连接的交叉斜材和单斜材 |
| 3 | 一端有约束 | $120 \leq L_0/r \leq 290$ | $0.762 + 28.6/(L_0/r)$ | 两个以上螺栓连接的交叉斜材 |
| 4 | 两端有约束 | $120 \leq L_0/r \leq 330$ | $0.615 + 46.2/(L_0/r)$ | 两端均有两个以上螺栓连接的构件 |

C. 0. 4 节点对所连接构件具有部分扭转约束的条件:

1 被约束的杆件必须有至少两个螺栓连接到提供约束的构件上;

2 提供约束的杆件在应力平面内的刚度系数 I/L (I 为惯性矩, L 为长度) 必须等于或大于连接的被约束杆件在应力平面内的

刚度系数总和；

3 节点偏心尽可能小，单肢连接的角钢上的螺孔应在角钢背与连接肢中心线之间。

C.0.5 轴心受压构件稳定系数 φ 如表 C.0.1-2、表 C.0.1-3，按下列公式计算：

$$\text{当 } \lambda = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda^2 \quad (\text{C.0.5-1})$$

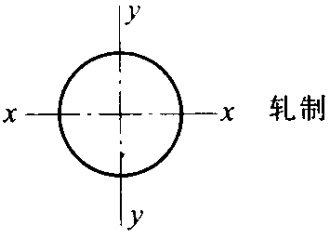
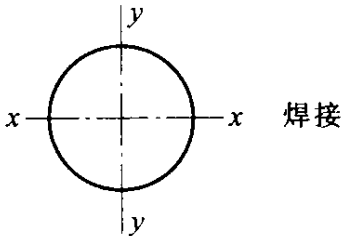
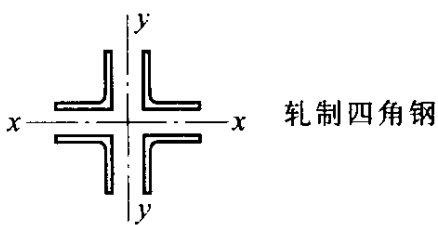
当 $\lambda > 0.215$ 时，

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda + \lambda^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda + \lambda^2)^2 - 4\lambda^2} \right] \quad (\text{C.0.5-2})$$

式中： α_1 、 α_2 、 α_3 ——系数，根据表 C.0.5-1 的截面分类按表 C.0.5-2 采用；

f_y ——钢材、钢筋的强度标准值(N/mm²)。

表 C.0.5-1 轴心受压钢构件的截面分类

| 截面类别 | 截面形式和对应轴线 |
|------|--|
| a 类 |  |
| b 类 |   |

续表 C. 0. 5-1

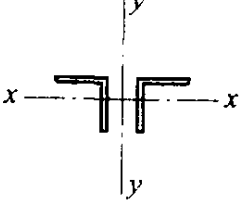
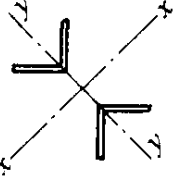
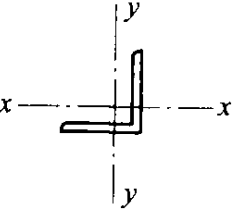
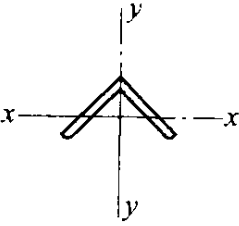
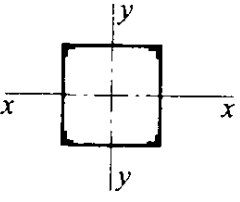
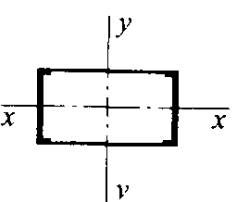
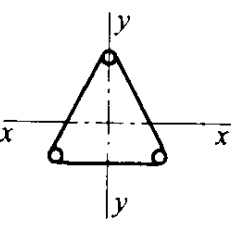
| 截面类别 | 截面形式和对应轴线 | |
|------|---|--|
| b 类 |  <p>轧制双角钢</p> |  <p>轧制双角钢</p> |
| |  <p>轧制等边角钢</p> |  <p>轧制等边角钢</p> |
| |  <p>格构式</p> |  <p>格构式</p> |
| |  <p>格构式</p> | |

表 C. 0. 5-2 系数 α_1 、 α_2 、 α_3

| 截面分类 | α_1 | α_2 | α_3 |
|------|------------|------------|------------|
| a 类 | 0. 410 | 0. 986 | 0. 152 |
| b 类 | 0. 650 | 0. 965 | 0. 300 |

附录 D 环形截面混凝土电杆斜截面承载力计算

D. 0. 1 环形截面混凝土电杆在剪力作用下的斜截面受剪承载力 V_s , 可按下式计算:

$$V_s \leq V_u = 1.2t \cdot D_u \cdot f_t \quad (\text{D. 0. 1-1})$$

式中: V_s —— 剪力设计值(N);

V_u —— 构件的抗剪承载力设计值(N);

t —— 电杆截面的壁厚(mm);

f_t —— 混凝土的轴心抗拉强度设计值(N/mm²);

D_u —— 电杆外径(mm)。

当 V_s 小于或等于 V_u 时, 剪力产生的主拉应力全部由混凝土承担。当 V_s 大于 V_u 时, 电杆已开裂, 斜截面上的主拉应力由螺旋筋承担 80%、纵向钢筋承担 20%, 螺旋筋面积 A_{sv} 和纵向钢筋的面积 A_s 可按下式计算:

$$A_{sv} = \frac{V_s \cdot S}{2.8\pi \cdot r_s \cdot f_{sv} \cos(45^\circ + \theta)} \quad (\text{D. 0. 1-2})$$

$$A_s = \frac{0.2V_s}{f} \quad (\text{D. 0. 1-3})$$

式中: A_{sv} —— 螺旋筋截面面积(mm²);

S —— 螺旋筋间距(mm);

f —— 普通钢筋的抗拉强度设计值(N/mm²);

r_s —— 普通钢筋所在圆半径(mm);

f_{sv} —— 螺旋筋抗拉强度设计值(N/mm²);

θ —— 螺旋筋与电杆横截面的夹角(°)。

D. 0. 2 环形截面钢筋混凝土电杆在扭矩作用下的斜截面受扭承载力 T_u , 可按下式计算:

$$T_k \leq T_u = 0.5(r_1 + r_2)A \cdot f_t \quad (\text{D. 0. 2-1})$$

式中： T_k ——扭矩设计值(N·mm)；

T_u ——构件的抗扭承载力设计值(N·mm)；

r_1 、 r_2 ——电杆的内、外半径(mm)；

f_t ——混凝土的轴心抗拉强度设计值(N/mm²)。

当 T_k 小于或等于 T_u 时，扭矩产生的主拉应力全部由混凝土承担。当 T_k 大于 T_u 时，电杆已开裂，斜截面上的主拉应力由螺旋筋和纵向钢筋共同承受，螺旋筋面积 A_{sv} 和纵向钢筋的面积 A_s 可按下式计算：

$$A_{sv} = \frac{T_k \cdot S}{2\sqrt{2}\pi \cdot f_{sv} \cdot r_s^2 \cos(45^\circ \pm \theta)} \quad (\text{D. 0. 2-2})$$

$$A_s = \frac{T_k \cdot S}{2\pi \cdot r_s^2 \cdot f} \tan(45^\circ \pm \theta) \quad (\text{D. 0. 2-3})$$

式中： θ ——螺旋筋与电杆横截面的夹角，顺螺旋筋方向扭转时取“—”、反之取“+”。

D. 0. 3 剪力和扭矩共同作用时，将以上公式进行组合即可。

D. 0. 4 预应力混凝土电杆在扭矩作用下的斜截面受扭承载力 T_u ，可按下式计算：

$$T_k \leq T_u = \left(1 + 0.15 \frac{\sigma_{pc}}{f_{tk}}\right) \cdot W_t \cdot f_{tk} \quad (\text{D. 0. 4-1})$$

$$W_t = 0.5(r_1 + r_2) \cdot A \quad (\text{D. 0. 4-2})$$

式中： σ_{pc} ——混凝土截面上的有效预应力(N/mm²)；

W_t ——截面受扭塑性抵抗矩(N·mm)。

D. 0. 5 弯、扭共同作用下，预应力混凝土电杆的抗裂强度应满足下式要求：

$$\left(\frac{M}{M_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_k}{T_u}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{D. 0. 5})$$

式中： M ——弯矩设计值(外荷载引起)(N·mm)；

M_{cr} ——电杆的抗裂弯矩(结构抗力)(N·mm)。

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:

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:

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:

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,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 《钢结构设计规范》GB 50017
- 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
- 《高耸结构设计规范》GB 50135
- 《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545
- 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 《民用建筑供暖通风与空气调节设计规范》GB 50736
- 《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB 3098.1
- 《紧固件机械性能 螺母》GB 3098.2
- 《碳素结构钢》GB/T 700
- 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 《合金结构钢》GB/T 3077
- 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 《热强钢焊条》GB/T 5118
- 《重覆冰架空输电线路设计技术规程》DL/T 5440
- 《输电线路杆塔及电力金具用热浸镀锌螺栓与螺母》DL/T 284
- 《镀锌钢绞线》YB/T 5004

中华人民共和国电力行业标准

架空输电线路杆塔结构
设计技术规定

DL/T 5154—2012

代替 DL/T 5154—2002

条文说明

修 订 说 明

《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》DL/T 5154—2012, 经国家能源局 2012 年 11 月 9 日发布, 2013 年 3 月 1 日实施。

本标准是在《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》DL/T 5154—2002(条文说明中简称“原标准”)的基础上修订而成, 上一版的主编单位是西南电力设计院, 参编单位是中国电力建设工程咨询公司、电力建设研究所、华东电力设计院、西北电力设计院、中南电力设计院, 主要起草人员是何尧章、魏顺炎、罗命达、李正、曹健勋、翁炳华、李熹来、唐国安、吴骁、郭跃明、梁政平、秦益芬。

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定时能正确理解和执行条文规定, 《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》编制组按章、节、条顺序编制了本规定的条文说明, 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定正文同等的法律效力, 仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

| | | |
|-----|-----------------------|-------|
| 1 | 总 则 | (99) |
| 2 | 术语和符号 | (100) |
| 3 | 荷 载 | (101) |
| 3.1 | 一般规定 | (101) |
| 3.2 | 正常运行情况 | (102) |
| 3.3 | 断线情况 | (103) |
| 3.4 | 不均匀覆冰情况 | (103) |
| 3.5 | 安装情况 | (103) |
| 3.6 | 验算情况 | (107) |
| 3.7 | 导线及地线线条风荷载的标准值 | (107) |
| 3.8 | 杆塔风荷载的标准值 | (107) |
| 4 | 材 料 | (109) |
| 5 | 设计基本规定 | (111) |
| 5.1 | 计算的基本规定 | (111) |
| 5.2 | 杆塔结构基本规定 | (112) |
| 6 | 构件计算及断面选择 | (114) |
| 6.1 | 铁塔构件计算及断面选择 | (114) |
| 6.2 | 环形截面钢筋混凝土电杆的计算 | (130) |
| 6.3 | 环形截面预应力混凝土电杆的计算 | (130) |
| 7 | 连接计算 | (131) |
| 7.1 | 螺栓连接 | (131) |
| 7.3 | 节点板连接 | (131) |
| 7.4 | 插入角钢连接 | (132) |
| 7.5 | 塔脚板 | (132) |

| | | |
|-----|----------------|-------|
| 7.6 | 受拉构件的块剪 | (135) |
| 7.7 | 组合角钢填板计算 | (136) |
| 8 | 构造要求 | (140) |
| 8.1 | 一般要求 | (140) |
| 8.2 | 连接构造 | (142) |
| 9 | 附属设施 | (144) |

1 总 则

1.0.1 本条明确了架空输电线路杆塔结构设计的要求,提出对架空输电线路杆塔结构设计工作的基本原则,要求协调好各方面的相互关系,如安全与经济、基本建设与生产运行、近期需要和远景规划、线路建设和周围环境等,目的是以合理的投资使设计的输电线路能获得最佳的综合效益。

1.0.2 本条明确了本标准的适用范围。临时输电线路和通信杆塔结构设计可参照采用,但临时输电线路杆塔结构设计标准可适当降低。原有输电线路的改造和改建,可根据具体情况和已有线路的运行经验,参照本标准进行杆塔结构的验算和设计。

1.0.3 本条明确了本标准给出的设计计算方法的适用范围。

1.0.4 根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 规定,对于输电线路杆塔结构设计采用以概率理论为基础的极限状态设计方法。

1.0.5 根据电网建设的发展,本标准还明确了依靠技术进步,合理利用资源,达到降低消耗,提高资源的利用效率的要求,提倡在输电线路杆塔设计中结合地区特点,应用新技术、新材料、新工艺、新结构型式等。

1.0.6 本条强调了采用新理论、新材料或新结构型式前应当经有关主管部门或受委托的单位鉴定,应有完整的技术文件,经实践检验且行之有效。

2 术语和符号

为执行本标准条文规定时正确理解特定的名词术语含义,特列入了一些与本标准相关的名词术语,便于执行条文规定时查找使用。同时,将条文和附录中计算公式采用的符号以及条文附图中的代号也纳入本章,集中列出,方便使用。

3 荷 载

3.1 一 般 规 定

3.1.1 荷载分类原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定,结合输电线路结构的特点,为简化荷载分类,不列偶然荷载,将属这类性质的断线张力及安装荷载等也列入了可变荷载,将拉线初始张力列入永久荷载,同时为与习惯称谓一致不采用该标准中所用的“作用”术语,而仍用“荷载”来表述。

3.1.2 本条规定了荷载作用方向的分类。

1 一般情况,杆塔的横担轴线是垂直于线路方向中心线或线路转角的平分线。因此,横向荷载是沿横担轴线方向的荷载,纵向荷载是垂直于横担轴线方向的荷载,垂直荷载是垂直于地面方向的荷载。

2 悬垂型杆塔基本风速工况,除了 0° 风向和 90° 风向的荷载工况外, 45° 风向和 60° 风向对杆塔控制杆件产生的效应很接近,因此,通常计算 0° 、 45° 及 90° 三种风向的荷载工况。但是,对塔身为矩形截面或者特别高的杆塔等结构,有时候可能由 60° 风向控制。

耐张型杆塔的基本风速工况,一般情况由 90° 风向控制,但由于风速、塔高、塔型的影响, 45° 风向有时也会控制杆塔构件。对于耐张分支塔等特殊杆塔结构,还应根据实际情况判断其他风向控制构件的可能性。

考虑到终端杆塔荷载的特点,不论转角范围大小其前后档的张力一般相差较大,因此,规定终端杆塔还应计算基本风速的 0° 风向。

3.1.4 正常运行情况、断线(含分裂导线时的纵向不平衡张力)情况和安装情况的荷载组合是各类杆塔的基本荷载组合,不论线路

工程处于何种气象区都必须计算。当线路工程所处气象区有覆冰条件时,还应计算不均匀覆冰的情况。

3.1.5 考虑阵风在高度方向的差异对曲线型铁塔斜材产生的不利影响,也称“埃菲尔效应”。由于风沿高度方向的特殊分布,在塔高范围内全部同时作用基本风速仅仅是一种理想化的计算假定,加之铁塔变坡曲率和斜材布置方式的不同,若按照整塔基本风速计算假定进行内力计算,有时候斜材会得到很小的计算内力,这对铁塔结构是不安全的,需考虑“埃菲尔效应”的影响,以控制斜材的最小内力。为了便于计算,计算曲线型杆塔时,可参见附录 A。

3.1.6 本标准规定的各类铁塔断线情况下的断线张力(或分裂导线纵向不平衡张力),以及不均匀覆冰情况下的不平衡张力值均已考虑了动力影响,因此,应按静态荷载计算。

3.1.7 2008年的严重冰灾在湖南、江西和浙江等省份均有发生串倒的现象,由于倒塔断线引起相邻档的杆塔被拉到的现象不少。为了有效控制冰灾事故的进一步扩大,对于较长的耐张段之间适当布置防串倒的加强型悬垂型杆塔,是非常有效的一种方法,国外的规范中也有类似的规定。加强型悬垂型杆塔除按常规悬垂型杆塔工况计算外,还应按所有导地线同侧有断线张力(或分裂导线的纵向不平衡张力)计算,以提高该塔的纵向承载能力。

3.2 正常运行情况

3.2.1 基本风速时,如果相应的垂直档距是最小值,此时,最大水平荷载和最小垂直荷载组合,对某些格构式铁塔(如酒杯塔或猫头塔)的某些杆件可能起控制作用。

最小垂直荷载只要求在悬垂塔基本风速时考虑,悬垂塔其他情况(如事故、安装)水平荷载很小,与最小垂直荷载组合不起控制作用。

耐张塔不存在最小垂直档距问题,均不需要考虑这种工况。但是,位于山区的耐张杆塔可能存在前后两档垂直荷载不等或倒

拔问题,对横担、顶架的局部构件选材可能起控制作用,需要进行计算。

3.3 断线情况

3.3.2 本条遵照国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 第 10.1.6 条确定,增加了对直流输电线路的规定。

3.4 不均匀覆冰情况

3.4.1 本条遵照国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 第 10.1.9 条和行业标准《重覆冰架空输电线路设计技术规程》DL/T 5440—2009 第 12.0.6 条确定。

不均匀冰荷载组合:国际电工委员会 IEC 标准分别按纵向弯矩、横向弯矩、扭矩三种情况考虑,考虑横向弯矩对重冰线路杆塔基本不起控制作用,故简化为纵向弯矩和扭矩两项计算。

3.4.2 遵照国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 第 10.1.8 条确定,无冰区段和 5mm 冰区段可不考虑不均匀覆冰情况引起的不平衡张力。

3.5 安装情况

3.5.1 施工和维护操作荷载的规定,一方面要保证施工过程的安全;另一方面,应尽量避免不必要的荷载而增加工程投资,这是制订安装荷载的指导思想。因此,本标准根据我国的工程实践列入了设计时必须要考虑的各种施工荷载,设计时一般应遵守,如有特殊情况应在设计文件中指明。

(1)提升导、地线及附件时发生的荷载:

这种荷载在施工和维护时均可能发生。提升导、地线的荷载一般仍按常规 2 倍起吊考虑。如果考虑避免安装荷载(包括检修荷载)控制杆件选材,起吊导、地线时采用转向滑轮(图 1)等措施,

将起吊荷载控制在导、地线重量的 1.5 倍以内是可行的。但是,应在设计文件中加以说明。

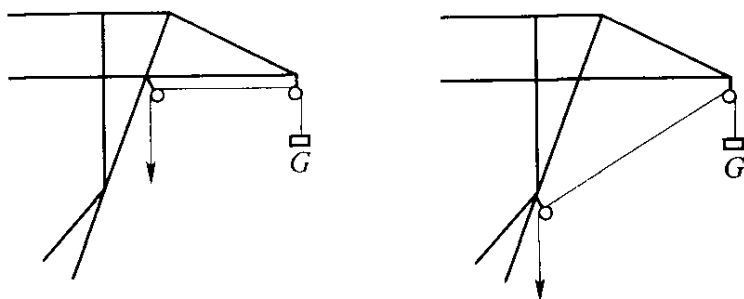


图 1 转向滑轮起吊

(2) 锚线作业发生的荷载:

锚线作业在 220kV~750kV 线路上普遍采用。锚线对地夹角是影响锚线垂直分力的主要因素,因此,要求锚线夹角尽量小,不宜大于 20°。如果达到这个要求,导、地线锚线作业产生的垂直荷重与导、地线 2 倍起吊荷载接近。根据工程实践,一般地形条件,锚线夹角 20°是可以满足的。

直线杆塔锚线作业的荷载可按下列公式计算:

正在锚:

$$G = 1.2 \cdot 0.8G_k + 1.4\psi(1.1L_k \cdot \sin 20^\circ + g_0) \quad (1)$$

$$L = 1.1 \cdot 1.4\psi \cdot L_k(1 - \cos 20^\circ) \quad (2)$$

$$T = 1.0 \cdot 1.4\psi \cdot 0.8T_k \quad (3)$$

已锚好:

$$G = 1.2 \cdot 0.8G_k + 1.4\psi(L_k \cdot \sin 20^\circ) \quad (4)$$

$$L = 1.4\psi \cdot L_k(1 - \cos 20^\circ) \quad (5)$$

$$T = 1.4\psi \cdot 0.8T_k \quad (6)$$

式中: G_k ——导、地线垂直荷载标准值(N);

L_k ——导、地线张力的标准值(包括施工误差、过牵引和初伸长)(N);

T_k ——导、地线水平荷载标准值(N);

g_0 ——导、地线安装时的附加荷载标准值(N);

ψ ——可变荷载的组合系数,取 0.9;

θ ——线路转角度数的一半($^{\circ}$);

L_0 ——临时拉线平衡导、地线纵向力标准值(临时拉线与导、地线方向一致)(N)。

(3)耐张杆塔的安装荷载:

线路架线施工时,耐张塔可能作为锚塔(尽头塔),也可能作为紧线塔(操作塔)(图 2)。因此,铁塔强度和变形必须同时满足锚塔和紧线塔的各种荷载组合。

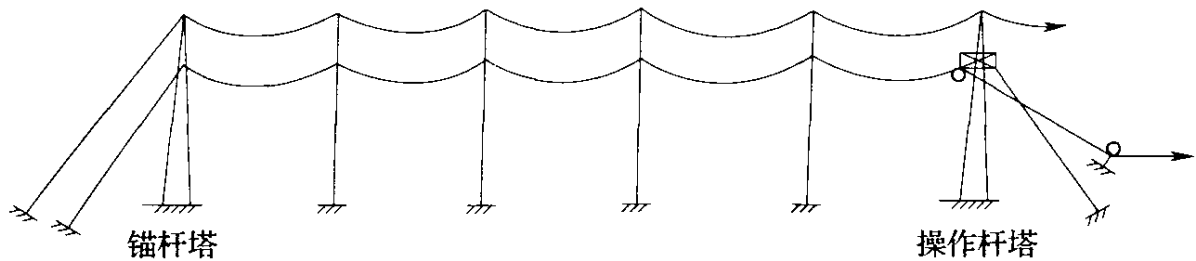


图 2 架线施工中的耐张塔

作为锚塔和紧线塔需要满足本标准的假设条件。这些假设条件主要是根据首先施工的那个耐张段作出的。架设次序一般考虑自上而下左右平衡逐相(根)进行,荷载示意如图 3 和图 4 所示。

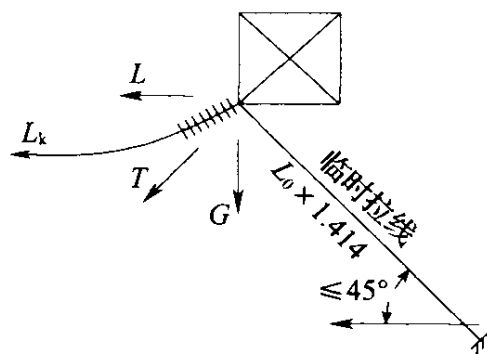


图 3 锚塔的荷载示意图

$$\text{正在操作: } G = 1.2 \cdot 0.8G_k + 1.4\psi \cdot L_0 \quad (7)$$

$$L = 1.4\psi(1.1L_k - L_0)\cos\theta \quad (8)$$

$$T = 1.4\psi[(1.1L_k - L_0)\sin\theta + 0.8T_k] \quad (9)$$

$$\text{操作完成: } G = 1.2 \cdot 0.8G_k + 1.4\psi \cdot L_0 \quad (10)$$

$$L = 1.4\psi(L_k - L_0)\cos\theta \quad (11)$$

$$T = 1.4\psi[(L_k - L_0)\sin\theta + 0.8T_k] \quad (12)$$

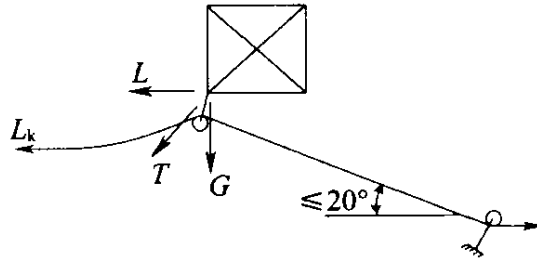


图4 操作塔的荷载示意图

正在操作： $G = 1.2 \cdot 0.8G_k + 1.4\psi(1.1L_k\sin 20^\circ + g_0)$ (13)

$$L = 1.1 \cdot 1.4\psi \cdot L_k(1 - \cos 20^\circ)\cos\theta \quad (14)$$

$$T = 1.4\psi[1.1L_k(1 - \cos 20^\circ)\sin\theta + 0.8T_k] \quad (15)$$

操作完成：(同锚塔)

(4)双回及多回路杆塔如无特殊要求，一般不考虑单边导、地线先架设的情况；双回路及以上的杆塔，导线分期架设往往会在施工时使杆塔受到较大的扭矩。为了尽可能减小施工荷载的影响，一般只有当实际工程需要分期架设时，才考虑分期架设的荷载组合。

(5)终端塔在变电所侧的导、地线可能后架设，因此，应考虑变电所侧导、地线已架设和未架设两种情况的荷载组合。

(6)各类铁塔的水平或接近水平的杆件在任意点考虑 1000N 人和工具荷重是施工和维护时的需要。此荷重不与其他荷载组合，是参照国外的设计经验，国内不少工程也按此设计，积累了一定的经验。设计实践表明，这种工况一般只对细长的辅助材起控制作用。计算图式可按集中荷载的简支梁进行计算，根据国外的经验，此荷载产生的应力对应杆件的材料屈服强度，国内一些工程以往也是按此原则设计。考虑到本标准的材料强度指标已按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 统一为材料强度的设计值，为便于设计，将此荷载计算得出的杆件应力也偏安全地对应材料强度设计值。

水平或接近水平的杆件是指安装工人可能站立的杆件,由于人重垂直于地面,计算时可用杆件的投影长度。杆件的水平夹角本标准建议按不大于 30° 视为接近水平的杆件。美国标准和有些招标书按小于或等于 45° 为接近水平的杆件。

3.6 验算情况

3.6.1 验算情况是指稀有气象条件、地震,以及其他特殊情况。

3.6.2 遵照国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 第 10.1.16 条确定,并明确抗震验算的条件为风荷载取最大设计值的 30%、无冰、未断线。

根据以往工程设计实践,钢结构杆塔位于 9 度地震区,个别断面或者构件由地震荷载控制,应进行抗震验算。

3.7 导线及地线线条风荷载的标准值

3.7.1 风压高度变化系数 μ_z 取值参考国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 第 7.2.1 条。

$$\mu_z^A = 1.379 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.24} \quad (16)$$

$$\mu_z^B = 1.000 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.32} \quad (17)$$

$$\mu_z^C = 0.616 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.44} \quad (18)$$

$$\mu_z^D = 0.318 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.60} \quad (19)$$

式中:Z——对地高度(m)。

3.8 杆塔风荷载的标准值

3.8.1 目前,在输电线路铁塔的设计中,我国采用线路所在地的 10min 最大平均风速来计算风荷载,考虑到风的脉动成分对结构的影响,并依据线路的重要性,引入了风荷载调整系数(风振系数)

的概念调整基本风压,从而转换为等效静风荷载进行计算。由于脉动风荷载的复杂性,等效静力风荷载的设计方法具有一定的局限性,对于各种具体的铁塔结构形式不具有普遍适用性。为便于设计,对一般高度的铁塔在全高度内采用单一系数。根据过去部分实测结果和经验,总高度在 20m 及以下的杆塔的自振周期较小(一般在 0.25s 以下),可以不考虑风振的影响(即 $\beta_z=1.0$)。当铁塔高度大于 60m 时,应采用随机振动理论计算,同时,为保证铁塔结构构件可靠度指标不低于原设计铁塔标准,规定其加权平均值不得小于 1.6。

$$\beta_z = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot \beta_{zi} \cdot \mu_{zi} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n h_i \cdot \mu_{zi} \cdot A_i} \quad (20)$$

式中: A_i ——每段的挡风面积(mm^2)。

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 $\beta_{\text{基}} = (\beta_{\text{塔}} - 1)/2 + 1$,考虑到使用上方便,取对 60m 以下杆塔为 1.0;对 60m 及以上杆塔为 1.3。

4 材 料

4.0.1 近年来,经过调研及铁塔试验等工作,Q420 高强度角钢在国内第一条 750kV 线路工程中得到了成功应用,随后在新建 500kV 和 1000kV、±800kV 输电线路工程推广应用。华东电力设计院设计的 500kV 吴淞口大跨越工程中用到了由 Q390 的高强度钢板压制的钢管结构,并在 500kV 江阴大跨越工程中应用了美国材料试验学会标准 ASTM Gr65(屈服应力 450MPa)大规格角钢和厚钢板。因此,本次修订将一般采用钢材等级提高到 Q420。此外,现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 已列入 Q460 高强度钢,有条件也可采用 Q460。

4.0.2 参考国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99,规定所有杆塔结构的钢材均应满足不低于 B 级钢的质量要求,同时,增加了当结构工作温度不高于 -40℃ 时钢材质量等级要求。

4.0.3 当采用 40mm 及以上厚度的钢板焊接时,应采取采用 Z 向性能钢板或控制焊接应力、钢材的断面收缩率、材料杂质含量、焊接工艺等防止钢材层状撕裂的措施。Z 向性能钢板其材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的规定。

4.0.4 8.8 级螺栓近年来在杆塔上已应用较多,尤其是在大跨越塔结构和钢管塔的法兰上有一定的应用经验。但是 10.9 级螺栓在输电塔上应用还不多,螺栓的强度越高,硬度越高,脆性越大,尤其是氢脆的可能性就越大,在满足强度要求的前提下,应特别注意螺栓的塑性性能必须符合现行国家标准《紧固件机械性能》GB/T 3098 一系列标准的要求。

4.0.10 随着铁塔荷载的加大和地脚螺栓直径的增大,采用合金

结构钢的高强度地脚螺栓已经在不少工程中得到了应用,例如华东电力设计院在 200kV 莫-燕线工程和±500kV 芜湖大跨越工程的基础中均用到了 40Cr 合金结构钢作为地脚螺栓,在 500kV 马鞍山大跨越工程的基础中用到了 42CrMo 合金结构钢。这些合金结构强度较高,塑性性能较好,但价格稍高。参照以往碳素钢地脚螺栓的 1.65 的安全系数取值,并考虑到高强度调制钢材的塑性较差,在上述几个工程中,将该两种热处理后的合金结构钢地脚螺栓的抗拉强度设计值材料分项系数取 3.0,即 40Cr 取 260MPa、42CrMo 取 310MPa。

关于螺栓的孔壁承压:原标准没有列出对应于不同级别螺栓的孔壁承压设计强度 f_{cb} ,这似乎告知设计者,这是可以忽略的,其实随着超高强钢材的应用,应注意校核螺栓的孔壁承压强度问题。在美国土木工程师学会标准 ASCE 中就明确指出孔壁承压必须对角钢(钢板)及螺杆同时作核算,尤其是当用了超高强的材料而螺栓仍使用较低级别时,此外,在美国土木工程师学会标准 ASCE 规定不论是对构件还是螺杆,它们的孔壁承压设计强度均按 $1.5F_u$ 取用,本次修订近似用原标准对钢材孔壁承压设计强度 $f_{cb} \approx 1.5F_u / (1.5 \sim 1.85)$ 的关系取对螺杆的 $f_{cb} \approx 1.5F_u / 1.7$,补充了对应于不同级别的螺栓的孔壁承压设计强度 f_{cb} 。

5 设计基本规定

5.1 计算的基本规定

5.1.2 荷载标准值是指在杆塔结构的使用期间,通常情况下可能出现的最大荷载平均值。由于荷载本身具有随机性,因而使用期间的最大荷载也是随机变量,原则上应用它的统计分布来描述。但是,鉴于目前的实际情况,除了风荷载有较详细的统计资料外,其他的荷载只能根据工程实践经验,通过分析判断后,规定一个公称值作为它的标准值。荷载设计值是用它的标准值乘以相应的荷载分项系数之后的数值。

构件抗力分项系数 γ_R 一般是包含在构件的材料强度设计值(或者抗力设计值)之中,即材料强度设计值是由其标准值除以抗力分项系数 γ_R 后得出的。材料强度设计值 f 和标准值 f_k 一般都能在有关的国家标准中找到。当材料的 f_k 和 f 值确定之后,抗力分项系数 γ_R 也就可以通过计算确定。例如 Q235 钢, $\gamma_R = 1.087$; 其他钢, $\gamma_R = 1.111$, 一般混凝土的 γ_R 平均值为 1.354。

根据工程设计经验,对铁塔可以只按水平地震作用计算。

5.1.7 辅助材的设计规定,是在于强调设计辅助材时不仅要满足长细比要求还要满足承载力要求,根据国外杆塔设计经验,增加当受力材之间的夹角小于 25° 时,支撑该受力材的辅助材的承载力应适当提高或通过试验确定的规定。

5.1.8 铁塔构件覆冰要产生垂直荷载,覆冰工况杆塔计算时应计入,此时该荷载可作为铁塔重力荷载,不考虑分项系数。经测算其值可分别取:15mm 冰区 1.2,20mm 冰区 1.5,30mm 及以上冰区 2.0。

5.1.11 结合现在普遍具备的设计手段、吸取以往设计实践经验,

强调铁塔设计要采用三维程序电算内力,施工图要与计算图严格保持一致,绘制施工图时不得轻易改动结构布置,或添加未经计算和可能影响受力的杆件。例如计算塔身时没有段间横隔面,绘图时按“构造”需要加上横隔面,这样做可能就会出问题。

空间桁架结构的假定有前提条件,即将所有构件视为二力杆单元,节点简化为铰接点,当不符合时,应考虑次弯矩或梁元效应的影响等。

5.1.12 山区输电线路铁塔,因地制宜设计长短腿形式,并结合高低基础的使用,可取得良好的综合技术经济效果,值得在工程设计中不断总结、完善。

5.2 杆塔结构基本规定

5.2.1 杆塔挠度由荷载、施工和长期运行等原因产生,而从设计上只能控制由荷载引起的挠度值。计算挠度限值的确定原则是使常用的杆塔结构尺寸在荷载的长期效应组合作用下一般能满足的要求。

施工预偏要求宜结合铁塔自身的刚度大小、铁塔荷载的大小(含转角度数大小)、铁塔特点(铁塔型式、高度、是否终端等)、铁塔加工的质量、地基的强弱和施工单位的经验等因素确定。

5.2.3 按我国杆塔设计经验并参照美国土木工程师学会标准《Design of Latticed Steel Transmission Structures》《输电线路角钢塔设计》ASCE 10—97(以下简称 ASCE 10—97)确定。实际工程中塔身斜材的长细比较大时,由于刚度较弱会引起自重下垂变形,故参照美国标准将一般受压材的最大允许长细比定为 200。

由于本标准的压杆设计采用 ASCE 10—97 方式,因此构件长细比中引入了修正系数 K 。允许长细比是经修正后的长细比 $K\lambda$ 。

同时,由于 ASCE 10—97 没有对塔腿斜材的长细比做特别规定,为了在表达形式上与 ASCE 10—97 一致,又考虑到我国的实践经验,对塔腿斜材保留较大裕度,其计算长度乘以 1.2 增大

系数。

5.2.4 拉线混凝土杆允许最大长细比是根据国内电杆部件试验和电杆线路运行经验确定的。

5.2.5 大量工程实践证明热浸镀锌工艺是铁塔构件防腐的有效措施。当选用其他防腐措施时,必须有足够资料证明其防腐性能不低于热浸镀锌工艺,方可采用。

5.2.6 铁塔的连接螺栓,螺纹进入剪切面,不仅降低螺栓的承载力,而且大量螺栓进入剪切面还影响铁塔的变形。因此,设计时应使螺纹不进入剪切面。

5.2.7 运行部门如无特殊要求,一般可在地面以上 8m 高度范围内的塔腿和拉线部位的连接螺栓采取防卸措施。

6 构件计算及断面选择

6.1 铁塔构件计算及断面选择

6.1.1 本条基本沿用原标准第 8.1.1 条规定。

(1) 将拉、压构件的强度计算表达为一个公式, 与国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 相一致。这样, 力学意义更为清楚。

(2) 将拉、压构件强度折减系数分别表述和取值, 避免混淆。

(3) 受拉板的净截面积等于板的净宽与板厚的乘积。板的净宽度应是整个宽度减去在锯齿形截面上的所有螺栓孔直径的总和, 再对每一孔间距加上 $S_2/(4g)$ 。如图 5 所示。受拉板的净宽度 b_n :

$$b_n = b - n_o \cdot d_o + \sum_{i=1}^{n_o-1} \frac{S_i^2}{4g_i} \quad (21)$$

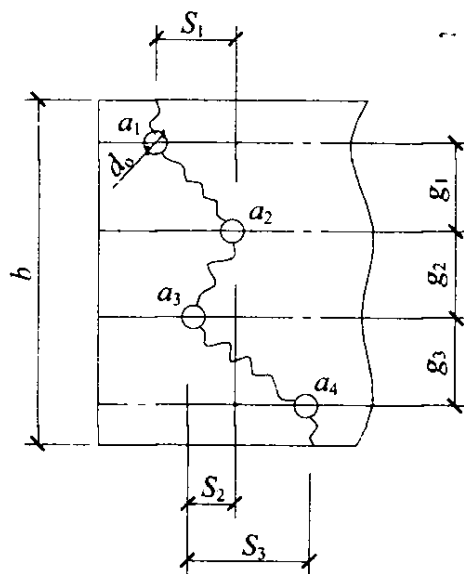


图 5 拉板沿锯齿形截面破坏

式中： b ——受拉板的宽度(mm)；

n_0 ——锯齿形截面上的螺孔个数；

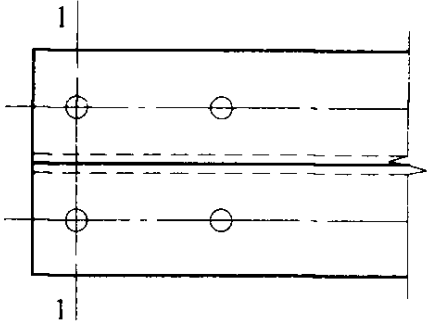
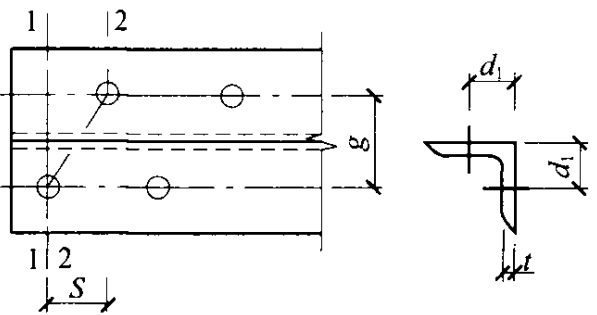
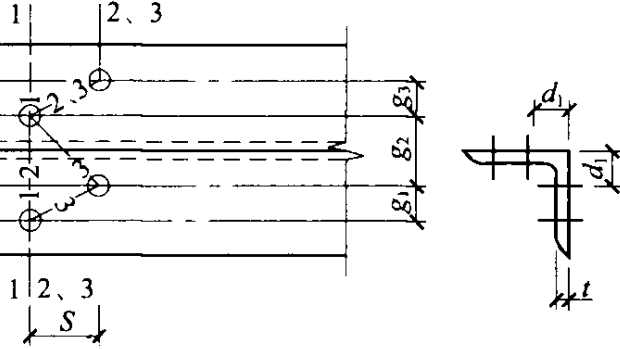
d_0 ——螺栓孔直径(mm)；

S_i ——纵向相邻两孔的间距(mm)；

g_i ——横向相邻两孔的间距(mm)。

双肢连接受拉角钢构件的净截面等于角钢截面积减去螺栓孔削弱的面积。角钢减孔数可按表 1 计算。

表 1 受拉角钢减孔数

| 序号 | 图 例 | 减孔数 |
|----|---|--|
| 1 |  | 沿 1-1 截面： $n=2$ |
| 2 |  | 沿 1-1 截面： $n=1$ 沿 2-2 截面： $n=2 - S^2 / (4g \cdot d_0)$ $g=2d_1 - t$ 取以上两种情况中较大值 d_0 为螺栓孔径 |
| 3 |  | 沿 1-1 截面： $n=2$ 沿 2-2 截面： $n=3 - S^2 / (4g_3 \cdot d_0)$ 沿 3-3 截面： $n=4 - S^2 (1/g_1 + 1/g_2 + 1/g_3) / (4d_0)$ $g_2=2d_1 - t$ 取以上三种情况中较大值 d_0 为螺栓孔径 |

6.1.2 轴心受压构件的稳定计算,表达形式同原标准,其中铁塔轴心受压构件稳定系数采用国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 的数值。

(1)轴心受压构件的稳定计算参照美国土木工程师学会标准《Design of Latticed Steel Transmission Structures》ASCE 10(以下简称 ASCE 10)方式计算。

ASCE 10 稳定计算方法和原标准最主要的差别:一是长细比修正系数 K ,二是稳定系数 φ 。

1)长细比修正系数 K :

ASCE 10 的 6 项长细比修正系数是对压杆受力状态的描述,是建立在理论研究和大量试验基础上的,而且经过了很多国家工程实践,所以在原标准中予以借鉴或采用是完全合理的,本次修订仍将予以借鉴。

$\lambda < 120$ 的 3 种压杆的长细比修正系数是对端部连接偏心影响的折减,原标准直接采用 ASCE 10 的算式,本次修订仍沿用原标准规定。

$\lambda \geq 120$ 的三种压杆的长细比修正系数考虑端部约束影响,原标准作了适当偏安全的调整:

①无支撑节间两端均无扭转约束的杆件:

ASCE 10 规定的长度修正系数的适用范围为 $120 \leq \lambda \leq 200$,原标准规定的允许范围为 $\lambda \leq 220$,是根据我国的实验研究将允许长细比延伸的,即取长细比修正系数为:

$$K=1 \quad (120 \leq \lambda \leq 220)$$

②无支撑节间仅一端有部分扭转约束的杆件:

ASCE 10 规定长细比修正系数的适用范围为 $120 \leq \lambda \leq 225$,即一端有约束杆件在 $\lambda = 225$ 时与两端无约束杆件 $\lambda = 200$ 时的稳定性是相当的。将长细比从 225 修正到 200,其修正幅度 $225/200 = 1.125$ 。

原标准参照 ASCE 10 方法,将长细比修正幅度偏安全地取

1.05 $\left(= \frac{231}{220} \right)$, 即长细比修正系数适用范围为 $120 \leq \lambda \leq 231$, 长细比修正系数由此作相应调整如下:

$$\text{长细比修正系数表达式: } K = a + \frac{b}{\lambda}$$

$$\text{由适用范围知: } \lambda = 120 \text{ 时 } K = 1, \text{ 有 } 1 = a + \frac{b}{120}$$

$$\lambda = 231 \text{ 时 } K = \frac{220}{231}, \text{ 有 } \frac{220}{231} = a + \frac{b}{231}$$

$$\text{解上两式得: } a = 0.90 \quad b = 11.89$$

$$K = 0.90 + \frac{11.89}{\lambda}$$

$\lambda = 231$ 时 $K = 0.951$, 大于一端固接另一端铰接的压杆长度修正系数理论值 0.70, 是偏安全的。

③ 无支撑节间两端均有部分约束杆件:

ASCE 10 规定长细比修正系数的适用范围为 $120 \leq \lambda \leq 250$, 即两端有约束杆件 $\lambda = 250$ 时, 与两端无约束杆件 $\lambda = 200$ 时的稳定性是相当的, 将长细比从 250 修正到 200, 其修正幅度为 $250/200 = 1.25$ 。

原标准参照 ASCE 10 方法, 将长细比修正幅度偏安全地取 1.10 ($242/220 = 1.10$), 即长细比修正系数适用范围为 $120 \leq \lambda \leq 242$, 长细比修正系数由此作相应调整如下:

$$\text{长细比修正系数表达式: } K = a + \frac{b}{\lambda}$$

$$\text{由适用范围知: } \lambda = 120 \text{ 时 } K = 1, \text{ 有 } 1 = a + \frac{b}{120}$$

$$\lambda = 242 \text{ 时 } K = \frac{220}{242}, \text{ 有 } \frac{220}{242} = a + \frac{b}{242}$$

$$\text{解上两式得: } a = 0.82 \quad b = 21.64$$

$$K = 0.82 + \frac{21.64}{\lambda}$$

$\lambda=242$ 时 $K=0.91$, 大于两端固接的压杆长度修正系数理论值 0.50, 是偏安全的。

原标准上述处理是建立在受压构件允许最大长细比 $\lambda \leq 220$ 的基础上的, 且本次修订已将受压构件允许最大长细比 $\lambda \leq 220$ 修正到 $\lambda \leq 200$, 长细比修正幅度偏安全地取 1.05 和 1.10, 远大于一端固接另一端铰接和两端固接的压杆长度修正系数理论值。

我们知道, 一端固接另一端铰接的压杆长度修正系数理论值 0.70, 两端固接的压杆长度修正系数理论值 0.50, 它与材料特性没有关系; 输电线路铁塔杆件端部约束条件达不到固结, 其修正系数应大于理论值且小于 1, 究竟该如何取值, 我国没有任何理论研究成果和试验依据; ASCE 10 的长细比修正系数是对压杆受力状态的描述, 是建立在理论研究和大量试验基础上的, 而且经过了多个国家工程实践, 本次修订不再沿用原标准规定, 直接采用 ASCE 10 的规定。

2) 稳定系数 φ :

在设计和试验研究中都有这样的经验: 按照 ASCE 10 方法设计的铁塔要比按原标准方法设计的铁塔显著减轻重量, 但真塔试验时却达不到设计要求。其中, 一个重要原因是 ASCE 10 的稳定系数 φ_A 比原标准的稳定系数 φ 大, ASCE 10 的稳定系数不符合我国设计、制造的铁塔: 我国的铁塔构造偏心不够小, 制造误差比较大; 另一原因是我国的铁塔材质不均匀性的差异等。

国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 的稳定系数 φ , 它考虑了压杆的初偏心、初挠度及材质不均匀(包括残余应力)的影响, 数值比 ASCE 10 的 φ_A 小。本标准采用国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 的稳定系数 φ 更适合我国钢材的实际情况。

(2) 辅助材直接采用 ASCE 10 规定的长细比修正系数。

辅助材为非受力次要构件, 只要满足了本标准第 5.1.7 条和第 5.2.3 条的规定, 采用此项长细比修正系数选择规格, 即能满足

设计要求。对于长度短的辅助材,它所支撑的构件受力较大时,宜适当加大辅助材规格。

(3)关于节点约束条件的判定:

ASCE 10 中关于约束的判定,提出了两条建议:

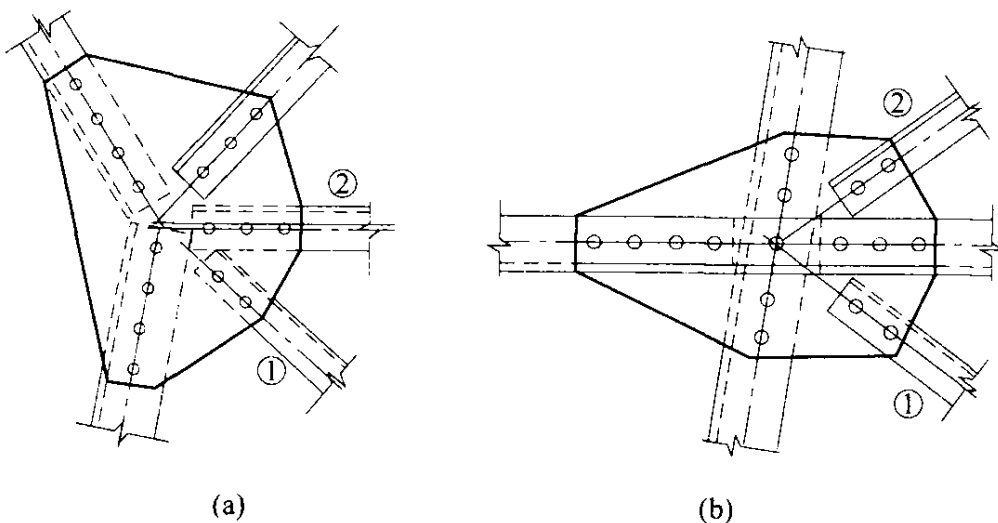
- 1)被约束的杆件至少有两个螺栓连接在提供约束的构件上。
- 2)提供约束的构件在应力平面内的刚度系数 I/L (I 为惯性矩, L 为长度)的总和,必须等于或大于连接的被约束杆件在应力平面内的刚度系数总和。刚度系数计算可参照 ASCE 10 中的例题计算。

ASCE 10 要求节点偏心尽可能小,单肢连接的角钢上的螺孔应尽可能靠近非连接肢,一般应落在角钢背与连接肢中心线之间。

97 版 ASCE 10 关于约束问题增加了一条建议:一根角钢杆件虽有两个连接螺栓,但仅连接在节点板上,则不能视为具有抗扭转约束;若一根角钢杆件(至少有两个螺栓)同时连接在节点板和具有约束能力的角钢上,可视为具有抗扭转约束。“具有约束能力的角钢”可理解为该角钢有足够螺栓连接于被约束角钢杆件上。

关于约束问题,难以有更加具体的规定。设计者宁可谨慎一些,可在使用中不断探索,逐步理解 ASCE 10 的意图。

节点约束判定举例(图 6):



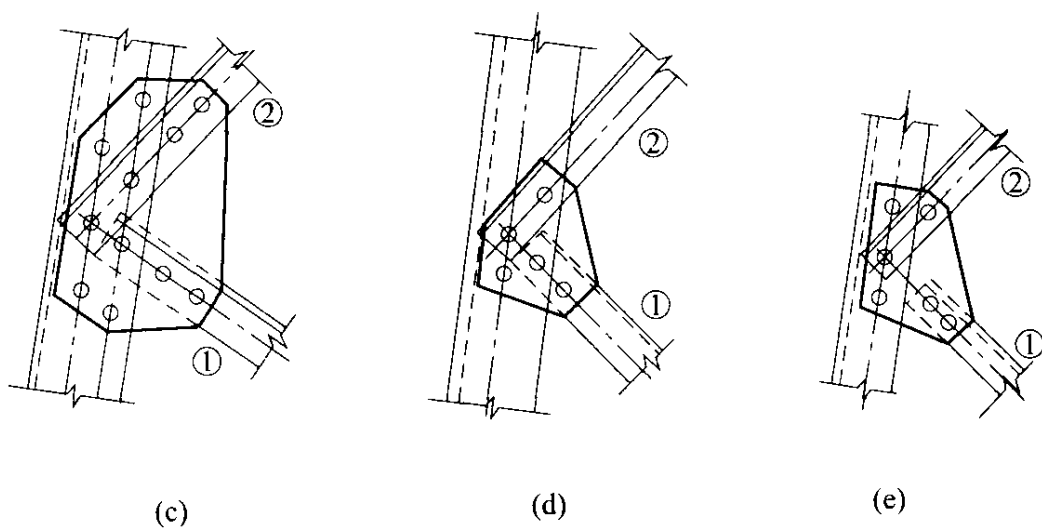


图6 节点约束判定举例

节点(a):酒杯塔瓶口节点,节点板厚比腹杆肢厚大2mm以上;板在塔身主材和瓶口横材(或下曲臂内主材)两个方向的角钢上有多个螺栓连接,此节点板刚度比一般节点板的刚度大。腹杆①视为受到约束,腹杆②(视作腹杆时)也视为受到约束。

节点(b):干字塔横担与塔身连接节点,具有节点(a)的特点。腹杆①、②均视为受到约束。

节点(c):腹杆与主材连接节点,节点板厚大于腹杆肢厚。腹杆①有两个螺栓连接在节点板上,同时有1个螺栓连接在主材上(符合美国标准ASCE 10—97增加的建议条件),视为受到约束;腹杆②有2个螺栓连接在主材上,视为受到约束。

节点(d):腹杆与主材连接节点,节点板厚大于腹杆肢厚。腹杆①有1个螺栓连接在主材上,同时有1个螺栓连接在节点板上(符合美国标准ASCE 10—97增加的建议条件),视为受到约束;腹杆②有两个螺栓连接在主材上,视为受到约束。

节点(e):腹杆与主材连接节点,节点板厚大于腹杆肢厚。根据美国标准ASCE 10—97版增加的建议条件:腹杆①虽有2个螺栓,但仅连接在节点板上,视为未受到约束;腹杆②有1个螺栓连接在主材上,同时有1个螺栓连接在节点板上,视为受到约束。

(4)关于压杆稳定强度折减系数 m_N :

随着线路电压等级升高,铁塔趋向大型化,高强度、大肢宽、小壁厚的角钢、钢管被广泛使用,局部稳定问题更加显得突出,原标准采用 71 版 ASCE 10 公式(仅作单位换算),对超过宽厚比规定的受压角钢构件的设计强度予以折减,以免受压构件发生局部失稳。

71 版 ASCE 10 考虑宽厚比影响后热轧角钢强度取值的规定:

$$\text{当 } \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{80}{\sqrt{f_y}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = f_y \quad (\text{ksi}) \quad (22)$$

$$\text{当 } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \leq \frac{b}{t} \leq 1.5 \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{120}{\sqrt{f_y}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = \left[1.8 - 0.8 \frac{\frac{b}{t}}{\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}} \right] f_y \quad (\text{ksi}) \quad (23)$$

$$\text{当 } \frac{b}{t} > 1.5 \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = \frac{8400}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{ksi}) \quad (24)$$

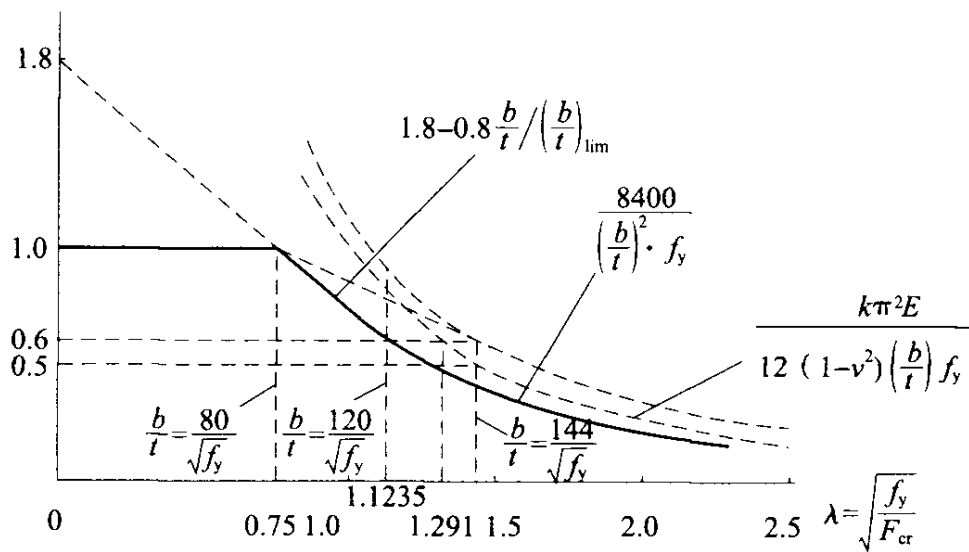


图 7 71 版 ASCE 10 的无量纲强度曲线

88 修订版和 97 版 ASCE 10 中对上述部分公式作了一些调整,而且在注解中专门强调了新的公式对螺栓连接的热轧角钢构件非常吻合,具体如下:

$$\text{当 } \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{80}{\sqrt{f_y}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = f_y \quad (\text{ksi}) \quad (25)$$

或

$$\frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{210}{\sqrt{f_y}} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{当 } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{144}{\sqrt{f_y}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = \left[1.677 - 0.677 \frac{\frac{b}{t}}{\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}} \right] f_y \quad (\text{ksi}) \quad (26)$$

或

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{380}{\sqrt{f_y}} = 1.8 \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{当 } \frac{b}{t} > 1.8 \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \text{ 时,}$$

$$F_{\text{cr}} = \frac{9500}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{ksi}) \quad (27)$$

或

$$\frac{b}{t} > \frac{380}{\sqrt{f_y}} \quad F_{\text{cr}} = \frac{65500}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{MPa})$$

97 版 ASCE 10 放宽了板元过渡曲线部分的宽厚比限制范围,由 88 修订版的 $1.5(b/t)_{\text{lim}} = 120/\sqrt{f_y}$ 变为 $1.8(b/t)_{\text{lim}} = 144/\sqrt{f_y}$,已经靠近欧拉屈服临界点所对应的宽厚比值 $149/\sqrt{f_y}$,这样直线也更趋于平缓。同时,考虑到后屈曲强度的提高,还将欧拉弹性屈曲部分的强度值予以大幅提高,由 $8400/(b/t)^2$ 增至 $9500/(b/t)^2$,增幅约 13%。

原标准依据 $f = f_y/1.087$,有:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{210/\sqrt{1.087}}{\sqrt{f_y/1.087}} = \frac{202}{\sqrt{f}} \quad (28)$$

同理:

$$\frac{363}{\sqrt{f}} = \frac{144 \cdot 2.62/\sqrt{1.087}}{\sqrt{f_y/1.087}} = 1.8 \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \quad (29)$$

尽管原标准直接借鉴了 ASCE 10 对宽厚比折减系数的处理方法,但还是有不同之处:

1) ASCE 10 利用宽厚比折减后板的屈曲强度作为杆件整体稳定强度对应的材料屈服强度,而原标准则直接采用材料强度设计值,并且,直接对稳定强度进行修正。

2) ASCE 10 将角钢宽厚比的影响借助界限长细比 C_c 限定在一定范围,而原标准则没有考虑杆件长细比对宽厚比的影响作用。

3) 原标准中宽厚比限值公式采用材料强度设计值,而 ASCE 10 采用材料公称屈服强度值。从而,出现了宽厚比限值公式的常数有所差异。

原标准是按照原国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17—1988 对 Q235 和 Q345 规定的抗力分项系数 1.087 来进行的。国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 规定 Q235 的抗力分项系数为 1.087,而 Q345、Q390、Q420 为 1.111,这样,采用设计强度来描述界限宽厚比就不再严密和准确,因此,还是直接用公称屈服强度更为合理。

ASCE 10 在计算杆件整体稳定强度时引入了界限长细比 $C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_{cr}}}$ 。 C_c 是在考虑了杆件截面残余应力的因素后,杆件的极限承载应力为 $0.5f_y$ 时所得到的最大有效长细比。当杆件的长细比大于 C_c 时,杆件的整体稳定强度和局部稳定强度同时达到欧拉临界强度,也就是说,此时杆件的承载力只与长细比有关。

$$\text{当 } k\lambda \leq C_c \text{ 时 } F_a = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{k\lambda}{C_c}\right)^2\right] F_{cr} \quad (30)$$

$$\text{当 } k\lambda > C_c \text{ 时} \quad F_a = \frac{\pi^2 E}{(k\lambda)^2} \quad (31)$$

式中: F_a ——轴心受压稳定强度允许应力(N/mm²)。

从公式(31)可以看出,杆件的界限长细比 C_c 与角钢的局部屈曲强度 F_{cr} 有关,也就是说,影响角钢杆件承载力的宽厚比与杆件的有效长细比有关,并且,只有当 $k\lambda \leq C_c$ 时,角钢的宽厚比才可能影响到杆件的轴心受压承载力。此外,由于宽厚比的影响使得角钢的局部屈曲强度降低,从而使 C_c 值增大,因此,宽厚比对 C_c 的影响是有利的,当杆件的有效长细比一定时,宽厚比的作用使得公式(30)的值提高了。

国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 中,也将角钢的宽厚比和杆件的长细比结合了起来,只是未对不满足宽厚比要求的杆件进行承载力折减。具体处理方法如下:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (32)$$

式中: $\frac{b}{t}$ ——角钢杆件的宽厚比,与 ASCE 10 的定义方法相同;

λ ——杆件两个主轴方向上长细比值的较大者,且当 $\lambda < 30$ 时,取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时,取 $\lambda = 100$ 。

表 2 03 钢规和 ASCE 标准宽厚比限值对比

| 材质 | 公式(32) | | ASCE 10 | | | |
|------|--|-----------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| | $(10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ | | 97 版 | | 71 版 | |
| | $\lambda = 30$ | $\lambda = 100$ | $\sqrt{\frac{210}{f_y}}$ | $\sqrt{\frac{380}{f_y}}$ | $C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{f_y}}$ | $\frac{315}{f_y}$ |
| Q235 | 13.00 | 20.00 | 13.70 | 24.79 | 131.54 | 20.55 |
| Q345 | 10.73 | 16.51 | 11.31 | 20.46 | 108.56 | 16.96 |
| Q420 | 9.72 | 14.96 | 10.25 | 18.54 | 98.40 | 15.37 |
| Q460 | 9.29 | 14.30 | 9.79 | 17.72 | 94.02 | 14.69 |

从表 2 可以看出,当 $\lambda = 30$ 时,国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 对各种材质的宽厚比限值与 ASCE 10 不同版本对宽厚比下限取值基本相同;而当 $\lambda = 100$ 时,我国钢规限值与 1971 版 ASCE 10 的上限取值接近,这说明我国国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和 ASCE 10 对于角钢宽厚比限值的处理一致性非常高,但是对强度折减的处理却完全不同。

由于国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 对受宽厚比影响的杆件长细比限制在闭区间 $[30, 100]$ 内,相当于人为规定了受宽厚比影响的杆件最大长细比值为 100,该值与 ASCE 10 $C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{f_y}}$ 所规定的限值相比,除 Q235 的差异较大外(为 131.54),其余钢种均基本相同。鉴于 Q235 目前使用角钢规格承载应力基本不受宽厚比的影响,本次修订直接利用国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 所规定的最大长细比限值 100 来替代 ASCE 10 的 C_c 值。

国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定,宽厚比限值与构件的长细比联系起来,其物理概念比较合理,因为断面上正应力随构件的长细比增大而降低,因此对角钢肢边处不出现局部屈曲失稳的限制条件也应随之而降低,而 ASCE 10 是较为严格的限制,是偏于保守的。国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定的不足是没有提出当宽厚比大于宽厚比限值时,如何处理,而 ASCE 10 提出采用降低钢材屈服强度的方法,这对设计提供了方便,也可以理解其物理概念,很实用。本次修订结合国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和 ASCE 10,规定了 m_N 的计算方法:

$$\begin{aligned} \text{当 } \frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \text{ 时, } m_N &= 1.0 \\ \text{当 } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} < \frac{b}{t} \leq \frac{380}{\sqrt{f_y}} \text{ 时, } m_N &= 1.677 - 0.677 \frac{\frac{b}{t}}{\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}} \end{aligned} \quad (33)$$

轴心受压构件:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (34)$$

压弯构件:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 13 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (35)$$

6.1.3 关于双轴对称十字形截面组合角钢弯扭屈曲稳定计算

国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 第 5.1.2 条第 1 款规定:对双轴对称十字形截面构件 λ_x 或 λ_y 取值不得小于 $5.07b/t$ (其中 b/t 为悬伸板件宽厚比)。

但是,该条款未给出 λ_x 或 λ_y 取值小于 $5.07b/t$ 时的处理措施,国内输电线路铁塔对双轴对称十字形截面组合角钢 λ_x 或 λ_y 取值一般为 $40\sim 50$,均不满足该条款的规定,且真型铁塔试验时也有双轴对称十字形截面组合角钢失稳现象。

本次修订参考 ASCE 10 方法,规定了双轴对称十字形截面组合角钢弯扭屈曲稳定计算方法。

ASCE 10—97 有关十字断面构件的等效回转半径表达式:

$$r_t = \sqrt{\frac{C_w + 0.04J(KL)^2}{I_{ps}}} \quad (36)$$

$$C_w = \frac{b^3 t^3}{9} \quad (37)$$

$$J = \frac{4}{3} b t^3 \quad (38)$$

$$I_{ps} = \frac{4}{3} b^3 t \quad (39)$$

式中: C_w ——扇性惯量(mm^3);

J ——抗扭惯量(mm^3);

K ——长度系数, $K=1.0$;

L ——计算长度(mm);

I_{ps} ——极惯矩(mm^3);

b ——十字断面形心至边缘的距离(mm)；

t ——厚度(mm)。

将以上有关参数代入表达式，整理后可得：

$$r_1 = \frac{t}{2b} \sqrt{b^2 + 0.16L^2} \quad (40)$$

由于 b^2 与 $0.16L^2$ 相比比较微小，可以略去不计。则 r_1 为：

$$r_1 = 0.2 \frac{tL}{b} \quad (41)$$

如果将上式适当转换，可得：

$$\frac{L}{r_1} = \frac{b}{0.2t} = 5.0 \frac{b}{t} \quad (42)$$

公式(42)与国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 第 5.1.2 条有关十字形截面的长细比的表达式 $5.07b/t$ 是基本一致的。不同的是：GB 50017—2003 采用限制 x 轴和 y 轴长细比的方法来避免十字构件发生弯扭屈曲；而 ASCE 10—97 则利用上述等效回转半径表达式来降低材料的允许应力，确保十字构件不发生弯扭屈曲。

按公式(40)计算等效回转半径时，构件的弯扭承载力比简化后的公式(42)要大 5% 左右，因此采用公式(40)计算等效回转半径。当按公式(40)计算的等效回转半径大于 x 轴、 y 轴或者 u 轴的长细比时，可不考虑弯扭屈曲问题。

6.1.8 本条规定了构件的计算长度。

1 主材计算长度沿用原标准的规定。

2 斜材计算长度的确定：

1) 交叉斜材。

原标准对交叉斜材的处理方式同原国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17—88，GBJ 17—88 对于交叉斜材的平面外计算长度的规定，仅给出了相交另一斜材受拉的两种情况的计算长度系数，它们和另一斜材的拉力大小无关，而实际结构中有可能两斜材受力并不相同。国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 参考德

国标准化学会标准《Structural steelwork design and construction》DIN 18800—1990 按弹性稳定理论计算对此进行了修改,列出四种情况的计算公式,适用于两斜材长度和截面均相同的情况。

另杆受压,两杆均不中断:

$$l_0 = l \sqrt{\left(1 + \frac{N_0}{N}\right) \frac{1}{2}} \quad (43)$$

另杆受压并在交点用板拼接:

$$l_0 = l \sqrt{1 + \frac{\pi^2 N_0}{12N}} \quad (44)$$

另杆受拉,两杆均不中断:

$$l_0 = l \sqrt{\left(1 - \frac{3N_0}{4N}\right) \frac{1}{2}} \geq 0.5l \quad (45)$$

另杆受拉并在交点用板拼接:

$$l_0 = l \sqrt{1 - \frac{3N_0}{4N}} \geq 0.5l \quad (46)$$

表 3 新旧《钢结构设计规范》计算长度系数比较

| 公 式 | GB 50017 | | | GBJ 17 |
|-----|-----------|--------------|--------------|--------|
| | $N_0 = N$ | $N_0 = 0.5N$ | $N_0 = 0.2N$ | |
| 44 | 1.00 | 0.87 | 0.77 | 1.00 |
| 45 | 1.35 | 1.19 | 1.08 | 不允许 |
| 46 | 0.50 | 0.56 | 0.65 | 0.50 |
| 47 | 0.50 | 0.79 | 0.92 | 0.70 |

从表 3 可知,两根长度、截面相同的相交杆件,在同时受压时,两轴力相差越大,则对另杆在平面外支撑作用越明显,其计算长度则相应减小;在一拉一压时,拉杆拉力越小,则对压杆平面外支撑作用越不明显,拉杆拉力减小则压杆计算长度随之增大。GBJ 17 与 GB 50017 相比,GBJ 17 有时偏于保守,有时又不安全。

原标准对交叉斜材的处理方式同 GBJ 17,即假定两杆件长度、截面相同且两杆轴力相等;而实际结构中,随着电压等级的不

断提高,塔身坡度越大导、地线垂荷和铁塔自重越大,则两杆轴力差值可能越大,按原标准处理则可能存在不安全因素,应引起重视。

ASCE 10—97 同样考虑了两根斜材为一拉一压且拉杆内力大于或等于 20%压杆内力时拉杆在平面外对压杆的支撑作用,同时对杆件有效长度的确定补充了一些新条文,尤其是补充了带辅助材的交叉斜材有效长度的建议,使这类在输电塔中应用频率最高的杆件设计更符合实际。

本次修订参考 GB 50017—2003 和 ASCE 10—97 规定,结合设计经验,规定了当两根斜材为一拉一压且拉杆内力大于或等于 20%压杆内力时,交叉斜材计算长度按本标准表 6.1.8-2 计算;当两根斜材为一拉一压且拉杆内力小于 20%压杆内力时,交叉斜材按同时受压计算。

2)再分式交叉斜材,沿用原标准规定。

3)对于平行轴布置的单面连接构件,铁塔真型试验屡发生失稳破坏,有待进一步探讨,建议参照再分式交叉斜材其计算长度取 1.1 的增大系数。

4)相邻侧面斜材之间的水平小三角隔面对斜材在平面外的支撑(约束)效果与多重因素(例如斜材规格大小、斜材与主材间夹角大小、隔面撑材与正、侧面斜材的连接形式和塔身坡度等)有关,能否约束斜材出平面变形、使斜材成最小轴状态受力,设计中难以控制,ASCE 10 也无此类结构型式的例证,因此本标准不推荐这类结构型式。

5)条文中表 6.1.8-3 序号 1 所示三节间带水平小三角隔面的 K 型斜材型式,由于结构简单,在以往较小型的铁塔设计中用得较多,且有部分试验依据和工程运行经验,本标准予以保留,设计者可酌情使用。

6)塔腿斜材为重要构件,受力复杂,受结构型式和构造等因素影响较大,有待进一步探讨。原标准将计算长度乘以 1.2 增大系

数后,使其设计承载力基本保持同行业标准《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》SDGJ 94—90 水平。本次修订予以保留。

7)条文中表 6.1.8-3 序号 3、4 所示带平连杆结构型式系保留原标准内容,电力建设研究所曾经作过专题试验研究,但是,在使用中各单位又难以统一观点。所以,只是在表末注 4 中要求平连杆应视作受力构件与塔体同时计算。对于平连杆结构型式,设计者可斟酌使用。

平连杆与斜材的刚度比按下式计算确定:

$$\alpha = I_1 \cdot L_3^3 / (I_3 \cdot L_1^3) \quad (47)$$

式中: L_3 、 L_1 ——斜材、平连杆全长(mm);

I_3 、 I_1 ——斜材、平连杆的平行轴惯性矩(mm^4)。

6.2 环形截面钢筋混凝土电杆的计算

6.2.1 基本保留了原标准的规定,但为了保持与国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 一致,在正文公式(6.2.1-2)右端乘以系数 0.9,并且将原标准的弯曲抗压强度 f_{cm} 取消。本次修订,为了更加严谨,定义 f_c 、 f_{rk} 、 f_k 时,在原标准基础上增加“轴心”两字。原标准公式(8.2.1-7)与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 公式字母易混淆,本标准进行了修改。

6.3 环形截面预应力混凝土电杆的计算

6.3.1 由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010,将原标准公式(8.3.1-3)改为现规范的计算公式。

6.3.2 基本沿用原标准的规定,但为了保持与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 一致,在原标准正文公式(6.3.2-2)右端乘以系数 0.9,并且原标准的弯曲抗压强度 f_{cm} 取消。原标准公式(8.3.2-10)与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 公式字母易混淆,本标准进行了修改。

7 连接计算

7.1 螺栓连接

7.1.4 当构件或节点的一端螺栓连接长度 l_1 过大时,螺栓受力很不均匀,因此规定当 $l_1 > 15d_0$ 时,承载力设计值应乘以折减系数。

7.3 节点板连接

7.3.1 对于铁塔斜材连接节点板,当斜材受拉力时,要满足螺栓孔壁挤压强度和受拉强度的要求;当斜材受压时,还要满足板稳定性的要求。板的螺栓孔壁挤压强度和板稳定性主要取决于板的厚度。而板的拉或压强度还与板的形状尺寸有关。采用板的有效宽度进行板的抗拉或抗压承载力计算公式来源于国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 规范。其中应力扩散角 $\theta=30^\circ$ 是 GB 50017—2003 规范经过试验研究得出的。而在日本《送电用角钢铁塔制造基准》中,也有类似的规定,同样取 $\theta=30^\circ$ 。对于节点板的稳定。试验结果表明,节点板的抗压性能取决于 c/t 的大小,在一般情况下, c/t 愈大,稳定承载力愈低。

(1)对有竖杆相连的节点板,当 $c/t \leq 15\sqrt{235/f_y}$ 时(c 为受压杆连接肢端面中点沿杆轴线方向至弦杆的净距离),可不计算稳定。否则,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 进行稳定计算。但在任何情况下, c/t 均不得大于 $22\sqrt{235/f_y}$ 。

(2)对无竖杆相连的节点板,当 $c/t \leq 10\sqrt{235/f_y}$ 时,节点板的稳定承载力可取为 $0.8b_c \cdot t_f$ 。当 $c/t > 10\sqrt{235/f_y}$ 时,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 进行稳定计算,但在任何情况下, c/t 均不得大于 $17.5\sqrt{235/f_y}$ 。

(3)节点板稳定计算尚应满足下列要求:

- 1)节点板边缘腹杆轴线之间的夹角不应小于 15° ;
- 2)斜腹杆与弦杆的夹角应在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间;

3)节点板的自由长度 l_1 与厚度 t 之比不得大于 $60\sqrt{235/f_y}$, 否则应将节点板沿板长方向卷边(或增设加劲板),以增加节点板刚度,且不宜将节点板加至太厚。

7.4 插入角钢连接

7.4.1~7.4.4 插入角钢采用 ASCE 10—97 的计算方法,并列入常用的角钢锚固件和螺杆锚固件两种类型的计算公式。对于其他锚固件,可参照 ASCE 10—97 的有关规定进行设计。

插入角钢埋入混凝土的最小埋深,应取条文中公式(7.4.4)计算结果和第 8.2.9 条之构造要求两者中的较大值。

近年来,有关设计院开展了双组合插入角钢设计研究,并取得了一定的设计应用经验,但鉴于其成熟度不够,本次修订暂未列入。

7.5 塔脚板

7.5.1 如果塔脚板相对较薄,受拉时会发生弯曲变形,因而产生撬力(图 8),这时对螺栓受力偏于不安全,而撬力的正确数据很难通过计算来获得,一般只能由试验获得,为此建议采用这种型式塔脚板对螺栓选用宜适当留有余度。

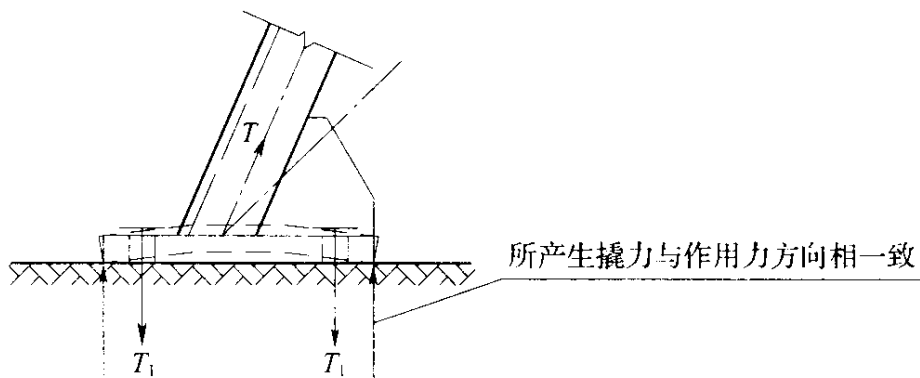


图 8 受拉塔脚板撬力示意图

7.5.2 有加劲方型塔脚板底板强度计算,受压时是按传统的计算公式,受拉时是按东北电力设计院的塔脚板力学试验推荐的计算公式,并参照部分真型铁塔试验结果对计算公式中的系数作了适当调整。

原标准受拉时底板厚度按下式计算:

$$t \geq \frac{1}{1.1} \sqrt{\frac{3T \cdot Y_{\max}}{4b_{\min} \cdot f}} \quad (48)$$

式中: T ——底板上作用的拉力(N);

Y_{\max} ——地脚螺栓中心至主角钢的最大距离(mm);

b_{\min} ——底板各区段中的最小宽度(mm)。

该计算公式不能全面反映工程中使用的所有有加劲方型塔脚板形式的设计计算模型,同时也在一定程度上偏于保守。从工程实践来看,无论是安全运行的铁塔,还是事故倒塔的铁塔,或是试验最终超载破坏的铁塔,到目前为止,还没有发现因塔脚板强度不够而引起破坏的实例。

该公式没有合理的理论推导且具有以下缺陷:

(1)塔脚板的厚度由地脚螺栓与支座最远的区格控制,但却与相邻另一个区格宽度最小的区格宽度相关,而且当另一区格宽度趋于0时,塔座板厚度竟趋于无穷大,这显然有悖于常识。

(2)当螺栓与塔脚板支座距离趋于无穷小时塔脚板厚度或者说应力趋于无穷小,这也与事实不符。

塔脚板合理的厚度计算式应由以下的规定与合理假定确立:

塔脚板的厚度由塔脚板所受弯矩(拉、压)计算受弯应力所得。(塔脚板受压按均布荷载计算本计算规定已作出,不再赘述。)塔脚板受拉时的最大弯矩由螺栓与支座最远的区格控制。其弯矩的计算按以下的假定:

1)地脚螺栓位于方形区格中心时,区格弯矩等效于塔脚板上均布荷载的作用弯矩,此均布荷载等于总拉力除以塔座板总面积。

2)当地脚螺栓与支座距离大于 1/2 区格宽度时,弯矩同地脚螺栓与支座之间距离成正比。

3)当地脚螺栓与支座距离小于 1/2 区格宽度时,由于荷载作用于支座的宽度为 2 倍螺栓与支座的距离,因此(单位板宽上的)弯矩仍与地脚螺栓位于方形区格中心时(即螺栓与支座距离为 1/2 区格宽)相等。

有加劲的塔脚板可视为直角边支承的板受弯问题,按《钢结构设计手册》对于三边支承和直角边支承板,当板上荷载等效为均布荷载时,其弯矩计算为:

$$M = \alpha Q a^2 \quad (49)$$

对于等直角边, α 等于 0.06,当地脚螺栓处于区格中心时,其集中荷载产生的弯矩等效于均布荷载产生的弯矩,当地脚螺栓与支座(肋板)距离大于区格边长的一半时,其弯矩与地脚螺栓与支座(肋板)距离成正比,由此可推出区格弯矩:

$$M = \alpha Q a^2 = 0.06 \cdot \frac{T}{B^2} \cdot (\sqrt{2}b_i)^2 \cdot \frac{Y_i}{b_i/2} = 0.24 \frac{T \cdot Y_i \cdot b_i}{l^2} \quad (50)$$

由板的抵抗距为 $W = \frac{bt^2}{6}$,可推出板厚为:

$$\begin{aligned} t &= \sqrt{\frac{6M}{f}} = \sqrt{0.24 \cdot \frac{6T}{f \cdot B^2} (Y_i \cdot b_i)_{\max}} \\ &= \frac{1}{1.44} \sqrt{\frac{3T}{f \cdot B^2} \cdot (Y_i \cdot b_i)_{\max}} \end{aligned} \quad (51)$$

最终推导出塔脚板的厚度计算公式为:

$$t = \frac{1}{1.44} \sqrt{\frac{3T}{f \cdot B^2} \cdot (Y_i \cdot b_i)_{\max}} \quad (52)$$

当 $Y_i < 0.5b_i$,取 $Y_i = 0.5b_i$,

式中: T ——底板上作用的拉力(N);

B ——塔脚板宽度(mm);

Y_i ——第 i 个区隔底脚螺栓中心至主角钢的距离 (mm);

b_i ——第 i 个区隔的宽度 (mm)。

需注意的是,当底板厚度大于或等于 25mm 时,加劲板厚度应大于 8mm。

7.5.3 8 个地脚螺栓塔脚板计算,当没有布置加劲板时,其底板强度的计算公式同 4 个地脚螺栓无加劲板的计算公式一致;当布置有加劲板时,底板强度可按照 3 边固端、一边自由进行计算。

7.6 受拉构件的块剪

7.6.1 我国的铁塔构件设计基本参照 71 版 ASCE 10,在 71 版 ASCE 10 中尚无块剪计算的规定,也即不考虑此问题,而 88 修订版 ASCE 10 中增加了有关块剪的规定并列出了计算公式及附图,如图 9 所示。

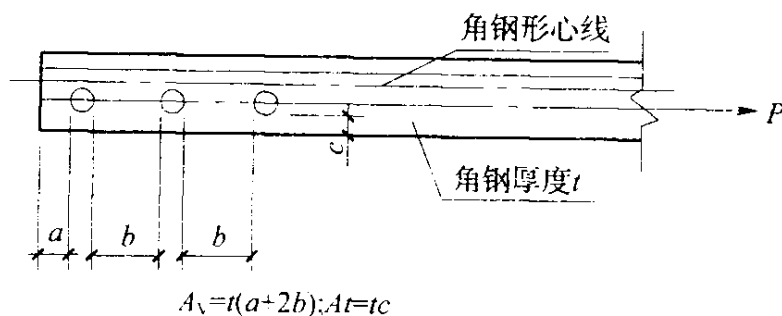


图 9 块剪的确定

88 修订版 ASCE 10 规定:“如果,螺栓图形的中心线,并没有坐落在角钢肢背和角钢连接肢翼的中心线之间,则对这种连接必须按以下方法作块剪的校核”。

$$P = F_u(0.62A_v + A_t) \quad (53)$$

式中: P ——连接可以使用的拉力承载能力(N);

F_u ——杆件的最小额定抗拉强度(N/mm²);

A_v ——沿着传力方向的最小受剪的净面积(mm²);

A_t ——从孔边垂直到力线方向至角钢肢尖处,最小的受拉净

面积(mm^2)。

这个计算是对以下可能发生的破裂情况作核算,如图 10 所示。

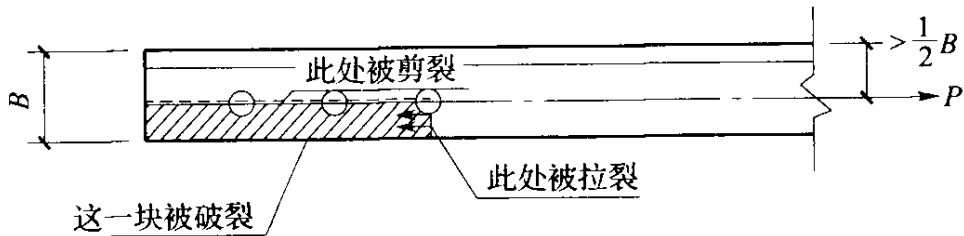


图 10 块剪计算

ASCE 10—97 规定:“若连接肢上的螺栓群形心在角钢的重心以外,则应通过下式进行连接处的破裂(也称块剪)强度验算”:

$$P = 0.60A_v \cdot F_u + A_t \cdot F_y \quad (54)$$

式中: F_y ——杆件额定的最小屈服强度(N/mm^2)。

ASCE 10—97 对螺栓孔的位置的要求较 88 修订版 ASCE 10 更为严格,因为角钢的形心线距角钢肢背的距离,要远小于角钢肢宽的一半;计算公式更为合理。

按 ASCE 10 的方法,对受拉杆件块剪确实是起控制作用的,我们必须重视此问题;

本次修订应用美国的概念,将我国的有关参数代入,修改公式为:

$$N = A_v \cdot f_v + A_t \cdot f \quad (55)$$

$$A_v = t \cdot (a + 2b) \quad (56)$$

$$A_t = t \cdot c \quad (57)$$

式中: f_v ——钢材的抗剪强度设计值(N/mm^2);

f ——钢材的抗拉强度设计值(N/mm^2);

t ——角钢肢厚度(mm)。

7.7 组合角钢填板计算

7.7.1 本条中公式(7.7.1-1)的推导,根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 条文说明第 5.1.6 条;当构件作为一

个实腹体,受到轴向压力作用时,构件绕虚轴方向发生挠曲变形而在横断面上产生横向剪力 V 及相应的剪应力 τ ,端部剪力 V_{\max} ,如图 11(a)所示。根据材料力学的剪应力互等理论,在组合构件的断面中性层,产生纵向剪应力 $\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot t}$,假定组合构件的断面中性层全长传递剪应力 τ ,则 $V_c = \int \tau \cdot dA$ 在 l/n 的积分就是填板及其连接螺栓所受的作用力,以常用的“ Γ ”字为例,如图 11 所示。

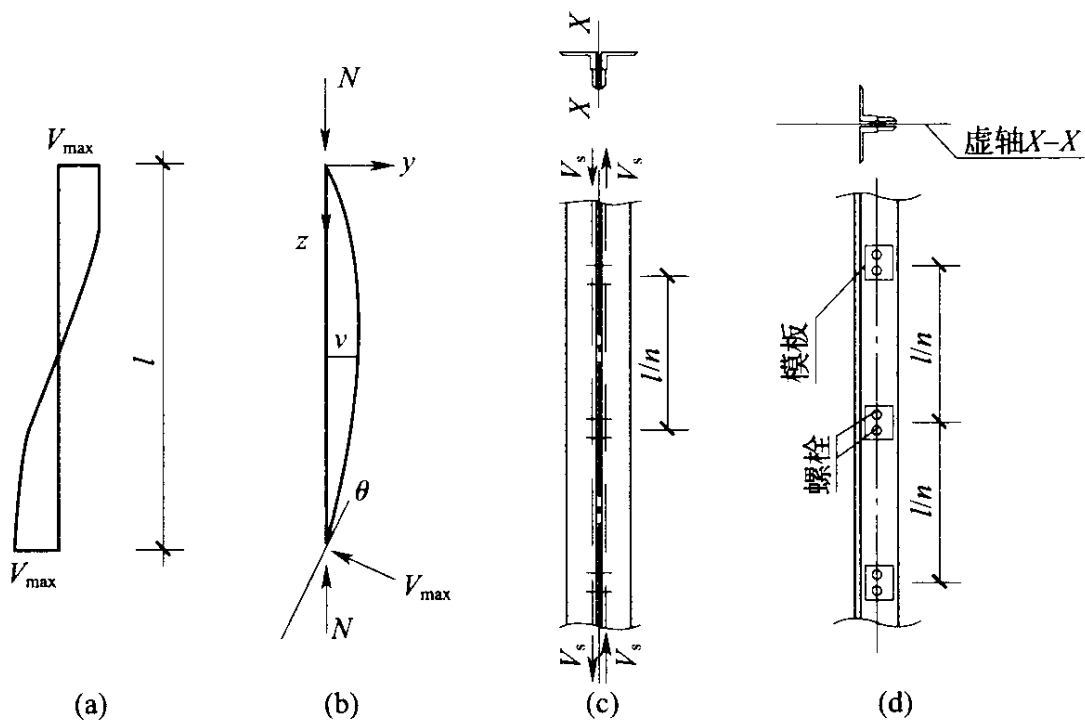


图 11 杆件和填板上的剪力 V 和 V_c 。

$$\text{设: } y = v \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right) \quad \text{则 } M = N \cdot y = N \cdot v \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right)$$

$$\text{横向剪力 } V = \frac{dM}{dz} = \frac{\pi}{l} \cdot N \cdot v \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{l}\right) \quad (58)$$

$$\text{根据边缘屈服准则: } \frac{N}{A} + \frac{N \cdot v}{I} \cdot \frac{b}{2} = f, \text{ 令 } N = A \cdot f \cdot \varphi, I =$$

$$A \cdot i^2$$

$$\text{代入公式(58), 得 } v = \frac{2 \cdot (1 - \varphi) \cdot i^2}{b \varphi}$$

将 v 代入公式(58),得
$$V = \frac{2 \cdot (1-\varphi) \cdot i^2}{b\varphi} \cdot \frac{\pi}{l} \cdot N \cos\left(\frac{\pi}{l}z\right) \quad (59)$$

式中: l ——组合断面的构件计算长度(mm)。

将 $N = A \cdot f \cdot \varphi$ 代入公式(60) 得:

横向剪力
$$V = \frac{\pi}{l} A \cdot f \cdot \frac{2 \cdot (1-\varphi) \cdot i^2}{b} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{l}z\right) \quad (60)$$

组合断面中性层上作用的纵向剪力 V_s 计算公式:

令 $I = A \cdot i^2$, n 为计算长度 l 的等分数,其对应的积分区间为相邻两块填板的中点至中点,显然,在 $(n-1)$ 块填板中,靠近节点的填板所受纵向剪力 V_s 最大:

$$V_s = \int_{\frac{l}{2n}}^{\frac{3l}{2n}} \frac{V \cdot S}{I \cdot t} \cdot t \cdot dz = \int_{\frac{l}{2n}}^{\frac{3l}{2n}} \frac{V \cdot S}{I} \cdot dz \quad (61)$$

将公式(60)代入公式(61),得定积分的值:

$$V_s = \frac{2 \cdot f \cdot (1-\varphi) \cdot S}{b} \cdot \left[\sin\left(\frac{3\pi}{2n}\right) - \sin\left(\frac{\pi}{2n}\right) \right] \quad (62)$$

对双角钢“ \neg ”字和四角钢“ \neq ”字断面:填板本身不需要计算,只需要对连接螺栓进行计算,注意螺栓是单剪。

对两个等边角钢组成的“ \neg ”形十字断面,如图 12 所示。

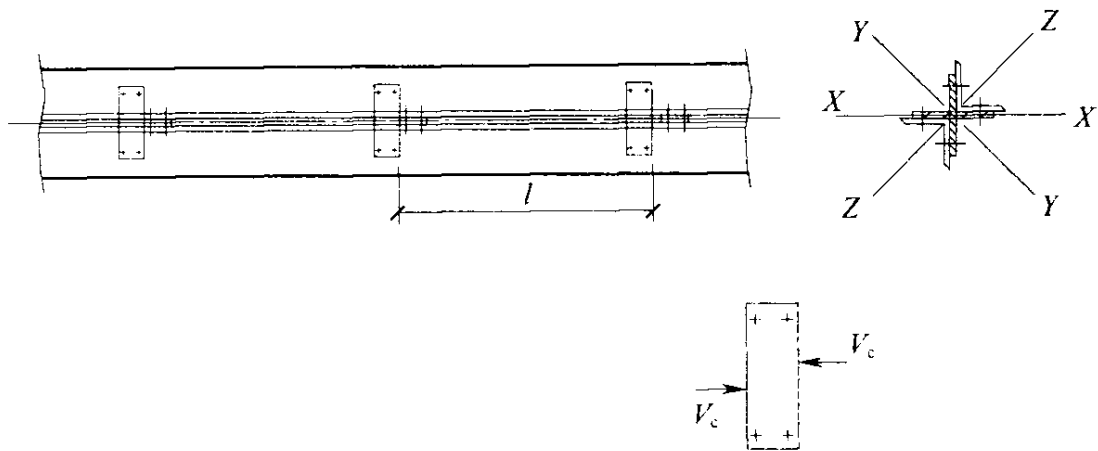


图 12 十字断面填板上的剪力 V 和 V_c 。

Z—Z 为实轴, X—X、Y—Y 为虚轴。一般此断面的稳定受控于 Z—Z 轴, 但是填板的承载力首先要能经受住按整体绕 X—X 或 Y—Y 轴失稳要求所需要的能力, 在这个前提之下, 然后有可能再对 Z—Z 轴进行核对。因为绕 X—X 轴的面积矩 S 小于 Y—Y 轴的面积矩 S , 且对角线方向的 b 小于水平方向 b (见图 11), 因此只需对断面绕 Y—Y 轴屈曲情况分析填板和螺栓(焊缝)的受力。

对于常用的角钢组合断面形式(见条文中图 7.7.1-1):

图 7.7.1-1(a)所示: 填板本身不需要计算, 只需对连接螺栓进行计算。

图 7.7.1-1(b)所示: 十字断面的填板和螺栓(焊缝)均要计算; 绕 Y—Y 虚轴屈曲时, 挠曲产生的纵向剪力 V 通过填板对螺栓群产生扭矩。

图 7.7.1-1(c)所示: 填板本身不需要计算, 只需对 X—X 或 Y—Y 一个方向的连接螺栓进行计算。

组合角钢对应虚轴:

“ Γ ”字断面: 对应于图 7.7.1-1(a), X—X 轴回转半径;

“ Γ^L ”字断面: 对应于图 7.7.1-1(b), Y—Y 轴回转半径;

“ Γ^+ ”字断面: 对应于图 7.7.1-1(c), X—X 轴和 Y—Y 轴回转半径相同。

7.7.2 连续杆件节点纵向剪力公式(7.7.2)的推导:

取积分区间为节点至相邻两块填板的中点的两倍, 则:

$$V_s = 2 \cdot \int_0^{\frac{l}{2n}} \frac{V \cdot S}{I \cdot t} \cdot t \cdot dz = 2 \cdot \int_0^{\frac{l}{2n}} \frac{V \cdot S}{I} \cdot dz$$

十字焊接填板各自承受 1/2, 将公式(59) V 代入, 得一块填板的纵向剪力:

$$V_s = \frac{2 \cdot f \cdot (1 - \varphi) \cdot S}{b} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2n}\right) \quad (63)$$

8 构造要求

8.1 一般要求

8.1.1 结构计算简图应能反映结构实际受力特点,同样,结构实际构造应能满足已假定的计算简图。输电线路塔架为空间桁架体系,各杆件连接均假定为铰接,杆件只承受轴向力(拉力或压力),一般不承受弯矩,因此要求各杆件形心线(或螺栓准线)尽可能汇交于一点。要求角钢杆件的螺栓准线尽量靠近角钢形心线可以减小传力偏心距和节点偏心,还会增大杆件的承载力。

8.1.2 本条规定主要依据多年工程实践经验、考虑构件抗腐蚀要求,焊接件薄于 3mm 造成咬边及螺栓连接件薄于 3mm 孔压强度难以满足要求,同时 L40×3 出现无棱边侧向撕裂现象。

8.1.3 本条规定了节点构造应符合的要求。

1 节点处刚度大,对斜材受力有利,节省材料。

2 为满足第 1 款要求,必须使用高强螺栓,减少螺栓数量。

4 需采用节点板时,节点板应有一定刚度,当节点板较大时,如将节点板加至太厚,消耗材料太多,也不便于安装,宜采取卷边或增设加劲板增加刚度。

7 对于重要的腹杆,应尽量使其与主材设置在节点板的同侧,这样可以提高整个角钢-节点板系统的承压力。

参考国外资料,规定节点板厚度要比所连接的角钢肢厚大 1/16in(约 1.6mm)。日本规定得更详细,对于不同规格的角钢及其受力情况,通过计算选用相应厚度的节点板,并规定对于传递压力的节点板,其厚度要比按孔壁挤压强度所决定的板厚加大一级,一般要增厚 1.5mm~3mm。

根据电力建设研究所出版的《送电线路铁塔单角钢-节点板系

统稳定性试验研究报告》中试验成果,斜材与主材在节点板同侧时,承载能力提高 8%以上,因此斜材与主材在节点板不同侧,且斜材的长细比小于 120 时,节点板的厚度比角钢肢厚加大一级。

8 角钢主材采用螺栓双剪型式,可减少主材传力偏心。

根据电力建设研究所出版的《送电线路铁塔角钢接头试验报告》中试验成果,单包角钢接头,包钢规格与主材相同,有接头试验值与无接头试验强度比值:0.6~0.75;当接头包钢规格加大,强度比 0.79~0.93。

8.1.4 本条规定了横隔面设置原则。

(1)横隔面的作用:分配剪力和扭力,同时依靠水平交叉斜材,支撑水平截面结构(几何形状)并增强抵抗斜向风引起的扭曲能力。变坡处横隔还起保证斜材系统抵抗主材应力可能引起节点水平位移。

(2)横隔面设置位置:

变坡处;直接受扭力的断面处和塔顶及塔腿顶部断面处应设置横隔面,以上为受力隔面。构造隔面:即塔身坡度不变段内,根据我国多年铁塔设计、施工、运行经验并参考了一些国外经验确定为平均宽度(宽面)的 5 倍,也不宜大于 4 个主材分段。

(3)根据工程实践,增加了对大横隔面应采取措施防止自重下垂的要求。

8.1.5 根据工程实践,空间尺寸较大的塔身角钢交叉材一般规格较大,当塔身坡度较大时,由于角钢自重引起的挠度,立塔后目测可见,实测往往超过常规的 1/750 杆件节间长度的验收规定,虽然对杆件受力无多大影响,但感观上有不安全感。在交叉材的平面辅助材之间增设对角辅助材,可以起到保持主材相邻的两根交叉材之间的距离的作用,改善交叉材的下垂度。

8.1.6 适用于横担上下主材之间的夹角。根据近几年的试验结果和有关高校的研究成果,塔腿斜材和塔身主材的夹角过小可能会造成腿部刚度的不足,一般塔身主材和塔腿斜材的夹角宜大于

18°~20°。

8.1.7 对长度和自重较大的构件,特别是水平构件,在安装后容易发生挠曲变形,宜采用吊杆或吊索予以消除。

8.1.8 本条沿用原标准第 10.1.2 条。

1 本款列出输电线路杆塔结构常用的几种组合断面形式。

2 本款参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 提出了组合杆件填板构造要求。根据我国已建输电线路铁塔中,四肢组合构件均采用斜缀条形式的实际使用情况,予以推荐。对小角钢用 1 个螺栓与垫圈组合成 T 型构件也是可行的。

3 构件形心线尽可能交于一点,对于各构件的形心线不能交于一点时,需考虑由于偏心产生的附加弯矩对结构的影响。

4 关于填板的设置,欧洲钢结构规范《Eurocode3: Design of steel structures》和欧盟 45kV 以上架空电力线路标准《Overhead electrical lines exceeding AC 45kV》均采用组合填板,国内有采用组合填板的,也有采用单填板的,从相关试验研究成果来看,只要满足填板间距离要求,采用组合填板与采用单填板时组合构件承载力基本相当。

8.2 连接构造

8.2.1 本条明确了螺栓连接基本规定。

1 根据电力建设研究所出版的《送电线路铁塔角钢接头试验报告》中试验成果,接头位置选择在全长 1/2 处(即构件中间)与全长 1/3 处(即构件端部)强度值前者小后者大,相差 4%~13%;

2 根据电力建设研究所出版的《送电线路铁塔角钢接头试验报告》中试验成果,接头螺栓数:

4 个螺栓连接比 6 个螺栓连接强度降低 12%~24%;

6 个螺栓连接比 8 个螺栓连接强度降低 10%以内;

8 个螺栓连接比 10 个螺栓连接强度降低约 4%;

3 以往工程曾发现 M12 螺栓拧紧时断裂的情况。因此,建

议连接受力杆件的螺栓,直径宜不小于 16mm。但对于平台上铺板等连接螺栓仍可用 M12 螺栓。

8.2.2 焊缝的质量等级要求原则上参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。作用力垂直于焊缝长度方向的横向焊缝要求为二级。因为这些焊缝必须与母材等强度,且需要无损探伤;对于受力角焊缝或者部分焊透的对接与角接组合焊缝,其外观质量符合二级要求;对于不要求熔透的纵向对接焊缝和其他构造焊缝,可按照三级焊缝设计。

8.2.3 当不同强度级别的钢材相焊时,宜按强度低的钢材选择焊接材料,计算时也应按照级别低的焊缝应力进行计算。

8.2.4 本条依据国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 中对材料焊接的有关规定,应考虑防止层状撕裂问题,包括选择具有 Z 向性能的钢板、采取防止层状撕裂的焊接工艺等。

8.2.5 构件焊接时,焊接件的剖口形式应根据行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81—2002 的有关要求确定。

8.2.6 构件太厚时,由于焊接所用的焊接电流强度较大,往往对母材的焊接热影响较大,有时候甚至产生较大的焊接应力和焊接变形,厂家应根据构件的厚度、环境温度和焊接工艺综合考虑焊接措施,包括采用焊前预热和焊后保温等措施,以消除相应的焊接应力和变形。

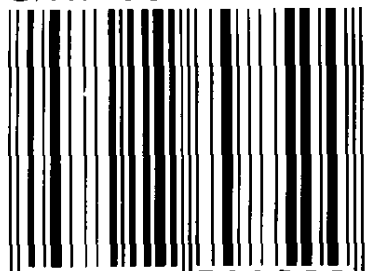
8.2.7 当焊缝高度超过一定数值时,焊缝的强度并非随着焊缝高度的增加而加大,故不应任意加大焊缝的高度,角焊缝的尺寸要求遵照国家标准《钢结构设计规范》GB 50017—2003 第 8.2.7 条确定。

8.2.8 无论是 L 型围焊还是三面围焊,对于其余留下的焊缝仍然需要用薄焊缝封焊,以防止酸液进入引起淌黄水的现象。

9 附属设施

9.0.1 本条遵照国家标准《110kV~750kV 架空输电线路设计规范》GB 50545—2010 第 16.0.4 条确定,对杆塔上必要的附属设施进行了说明。

S/N:1580177·985



9 158017 798500 >



DL/T 5154—2012

中华人民共和国电力行业标准
架空输电线路杆塔结构
设计技术规定

DL/T 5154—2012

代替 DL/T 5154—2002

☆

中国计划出版社出版

网址:www.jhpress.com

地址:北京市西城区木樨地北里甲11号国宏大厦C座1层

邮政编码:100038 电话:(010)63906133(发行部)

新华书店北京发行所发行

北京世知印务有限公司印刷

850mm×1168mm 1/32 5印张 123千字

2013年3月第1版 2013年3月第1次印刷

印数1—1000册

☆

统一书号:1580177·985

定价:13.00元

版权所有 侵权必究

侵权举报电话:(010)63906101

如有印装质量问题,请寄本社出版部调换