



中华人民共和国石油化工行业标准

SH/T 3030—2009

代替 SH 3030—1997

石油化工塔型设备基础设计规范

Specification for design of tower-type equipment foundation
in petrochemical industry



2009-12-04 发布

2010-06-01 实施

中华人民共和国工业和信息化部 发布

目次

前言..... II

1 范围.....1

2 规范性引用文件.....1

3 主要符号.....1

4 结构形式.....4

5 材料.....5

6 荷载及地震作用.....6

6.1 荷载分类.....6

6.2 平台活荷载.....6

6.3 风荷载.....6

6.4 地震作用.....7

7 荷载和地震效应组合.....8

8 结构计算.....9

8.1 一般规定.....9

8.2 圆筒、圆柱结构.....9

8.3 环形框架结构.....10

8.4 方形框架结构.....12

8.5 板式框架结构.....13

8.6 结构抗震验算.....17

9 地基与基础.....18

9.1 地基承载力验算.....18

9.2 地基变形计算.....20

9.3 基础设计与计算.....20

10 构造要求.....24

10.1 一般规定.....24

10.2 圆筒式塔基础的构造.....25

10.3 圆柱式塔基础的构造.....26

10.4 框架式塔基础的构造.....26

附录 A（规范性附录）塔型设备的基本自振周期计算.....32

附录 B（资料性附录）顶部弯矩 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式
及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式.....插页

附录 C（资料性附录）方形框架梁弯矩 (M_T) 作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载分布
计算公式33

用词说明.....36

附：条文说明.....37

前 言

本规范是根据国家发展和改革委员会办公厅《2004 年行业标准项目补充计划》(发改办工业[2004]1951 号),由中国石油化工集团公司组织中国石化集团洛阳石油化工工程公司对原 SH 3030—1997《石油化工塔型设备基础设计规范》进行修订而成。

本规范共分十章(范围、规范性引用文件、主要符号、结构形式、材料、荷载及地震作用、荷载和地震效应组合、结构计算、地基与基础及构造要求)和三个附录,其中附录 A 为规范性附录,附录 B、附录 C 为资料性附录。

本规范与 SH 3030—1997《石油化工塔型设备基础设计规范》相比,主要变化如下:

- 根据近年来颁布实施的国家结构专业设计规范,对原规范进行了全面修订;
- 对原规范在执行过程中各单位反馈来的问题进行修订和补充;
- 将近年来经工程实践验证,技术上已经成熟的新材料、新结构形式等补充进本规范;
- 为使用方便,将原规范中引用其它规范,常用的部分内容,直接列入本规范。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由中国石油化工集团公司建筑设计技术中心站管理,由中国石化集团洛阳石油化工工程公司负责解释。

本规范在实施过程中,如发现需要修改补充之处,请将意见和有关资料提供给管理单位和主编单位,以便今后修订时参考。

管理单位:中国石油化工集团公司建筑设计技术中心站

通讯地址:河南省洛阳市中州西路 27 号

邮政编码:471003

电 话:0379-64887187

传 真:0379-64887187

主编单位:中国石化集团洛阳石油化工工程公司

通讯地址:河南省洛阳市中州西路 27 号

邮政编码:471003

参编单位:长岭炼化岳阳工程设计有限公司

湖南百利工程科技有限公司

主要起草人:苏军伟 于文章 王松生 刘德文 熊 英

主要审查人:黄左坚 吴绍平 徐 慎 王松生 任 意 王 超 嵇转平 田大齐
韩根荣 王耀东 黄月年 马振明

本规范 1991 年首次发布,1997 年第 1 次修订,本次为第 2 次修订。

石油化工塔型设备基础设计规范

1 范围

本规范规定了石油化工企业塔型设备基础的结构形式、材料要求、荷载及地震作用、结构计算、地基与基础以及构造要求等。

本规范适用于石油化工企业塔型设备基础及地面以上总高度大于或等于 10m 的立式容器基础（均简称塔基础）设计。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本规范的引用而成为本规范的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有的修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本规范，然而，鼓励根据本规范达成协议的各方研究是否可使用这些文件的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其新版本适用于本规范。

- GB 50007 建筑地基基础设计规范
- GB 50009 建筑结构荷载规范
- GB 50010—2002 混凝土结构设计规范
- GB 50011 建筑抗震设计规范
- GB 50017 钢结构设计规范
- GB 50046 工业建筑防腐蚀设计规范
- GB 50119 混凝土外加剂应用技术规范
- GB/T 5313 厚度方向性能钢板
- SH 3135 石油化工钢结构防火保护技术规范
- SH/T 3147 石油化工构筑物抗震设计规范

3 主要符号

下列符号适用于本规范。

3.1 作用、作用效应及相关系数

- F_{Evk} ——塔型设备作用于基础或框架顶部总竖向地震作用标准值；
- F_k ——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；
- F_T ——框架顶部总竖向荷载设计值；
- F_{T1} 、 F_{T2} ——框架顶部塔—1、2 的竖向荷载设计值；
- G_1 ——环梁自重设计值；
- G_2 ——柱自重设计值；
- G_{Eq} ——塔型设备在正常操作状态下重力荷载代表值；
- G_k ——基础自重及其上部土重；
- M_0 ——在板顶总竖向荷载及弯矩作用下，板跨中弯矩设计值；
- M_{01} 、 M_{02} —— n_1 、 n_2 截面处板横向跨中弯矩设计值；
- M_{03} ——柱宽 b_0 范围内的弯矩设计值；
- M_{0F} ——在板顶总竖向荷载作用下，板跨中弯矩设计值；
- M_{0T} ——在板顶弯矩作用下，板跨中弯矩设计值；
- M_1 、 M_2 ——框架底层柱上、下端弯矩设计值；

- M_{BA} 、 M_{BC} ——B 支座处梁左、右端的弯矩设计值；
 M_{ED} 、 M_{EF} ——E 支座处梁左、右端的弯矩设计值；
 M_D ——梁端弯矩设计值；
 M_i ——框架底层以上各层柱上下端弯矩设计值；
 M_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的弯矩值；
 M_n 、 M_{n+1} ——节点上、下柱端弯矩设计值；
 M_q ——在板顶均布荷载作用下，板跨中弯矩设计值；
 M_T ——框架顶部弯矩设计值；
 M_{T1} 、 M_{T2} ——框架顶部塔—1、2 的弯矩设计值；
 \bar{M}_{BA} 、 \bar{M}_{BC} ——假定中支座固定时中支座处梁左、右端的弯矩设计值；
 N_j ——柱的轴向力设计值；
 P_a ——框架横梁上地脚螺栓处竖向荷载设计值；
 P_r ——环梁上地脚螺栓处竖向荷载设计值；
 P_r ——相应于荷载效应标准组合时，基础底板处的平均压力值；
 P_1 ——当基础底面与地基土之间不出现零应力区，计算基础底板承载力时的荷载设计值；
 P_2 ——当基础底面与地基土之间出现零应力区，计算基础底板承载力时的荷载设计值；
 P_{kmax} 、 P_{kmin} ——相应于荷载效应标准组合时，基础底板边缘的最大和最小压力值；
 q ——板面的均布荷载；
 q_{wk} ——塔型设备沿高度作用的风荷载标准值；
 R ——结构构件抗力设计值；
 S ——承载能力极限状态荷载效应组合设计值；
 S_{Ehk} ——按塔基础水平地震作用标准值计算的作用效应值；
 S_{Evk} ——按塔基础竖向地震作用标准值计算的作用效应值；
 S_{Gk} ——按正常操作状态下重力荷载标准值计算的作用效应值；
 S_{Qk} ——按平台活荷载标准值计算的作用效应值；
 S_{T_k} ——按塔基础自重及其上部土重之和标准值计算的作用效应值；
 S_w ——按风荷载标准值计算的作用效应值；
 S_{GK} ——按充水试压状态下重力荷载标准值计算的作用效应值；
 S_w ——按基本风压 0.15kN/m^2 计算的作用效应值；
 S_{Gk} ——按停产检修状态下重力荷载标准值计算的作用效应值；
 T_D ——梁端扭矩设计值；
 F_c ——冲切破坏锥体以外的荷载设计值；
 V ——柱的剪力设计值；
 V_{zmax} ——柱的最大剪力设计值；
 W_0 ——基本风压；
 W_m ——计算层以上水平荷载设计值总和；
 W_n ——计算层以上作用于框架各层节点上的水平荷载设计值；
 α_{vmax} ——竖向地震影响系数的最大值；
 β_z ——高度 z 处的风振系数；
 γ_0 ——结构重要性系数；
 γ_{Eh} ——水平地震作用的分项系数；
 γ_{Ev} ——竖向地震作用的分项系数；
 γ_G ——重力荷载分项系数；

γ_Q ——平台活荷载分项系数;
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数;
 γ_w ——风荷载分项系数;
 μ_e ——塔型设备风荷载扩大系数;
 μ_s ——塔型设备风荷载体型系数;
 μ_z ——高度 z 处风压高度变化系数;
 ψ_c ——平台活荷载组合系数;
 ψ_q ——平台活荷载准永久值系数;
 ψ_w ——风荷载组合系数。

3.2 材料性能、几何参数及其它

a ——基础底面受压面积的宽度;
 b ——矩形基础底板沿倾斜方向的边长;
 D_o 、 D_i ——塔型设备外径、内径;
 d ——圆环(板)形基础底板的外径;
 f_a ——经修正后的地基承载力特征值;
 f_{aE} ——地基抗震承载力特征值;
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;
 h ——从基础底板顶面至设备顶面的总高度;
 h_{ci} ——框架各层顶面到基础底板顶面的高度;
 h_0 ——截面的有效高度;
 h_a ——基础底板总厚度;
 h_{1a} ——基础底板外边缘厚度;
 h_{2a} ——圆环形基础底板内边缘厚度;
 h_{ci} ——框架各层的层高;
 I ——基础底板的惯性矩;
 J_x 、 J_y ——柱截面 X 、 Y 轴的惯性矩;
 l_a ——钢筋锚固长度;
 l_l ——钢筋搭接长度;
 n_1 ——地脚螺栓数量;
 n_2 ——柱的根数;
 r_0 ——环梁上地脚螺栓所在圆的半径;
 r_1 ——圆形基础底板半径或圆环形基础底板外半径;
 r_2 ——圆筒外半径或圆柱半径;
 r_3 ——圆筒内半径;
 r_4 ——圆环形基础底板内半径;
 r_a ——圆孔洞半径;
 r_c ——基础环梁中心处半径;
 r_q ——塔裙底座螺栓中心圆周的半径;
 S_1 、 S_2 ——基础倾斜方向两端边缘的最终沉降值;
 S_s ——冲切破坏锥体截面上边周长;
 S_t ——冲切破坏锥体截面下边周长;
 T_1 ——塔型设备的基本自振周期;
 W ——基础底板的抵抗矩;

δ_2 ——塔型设备保温层厚度；

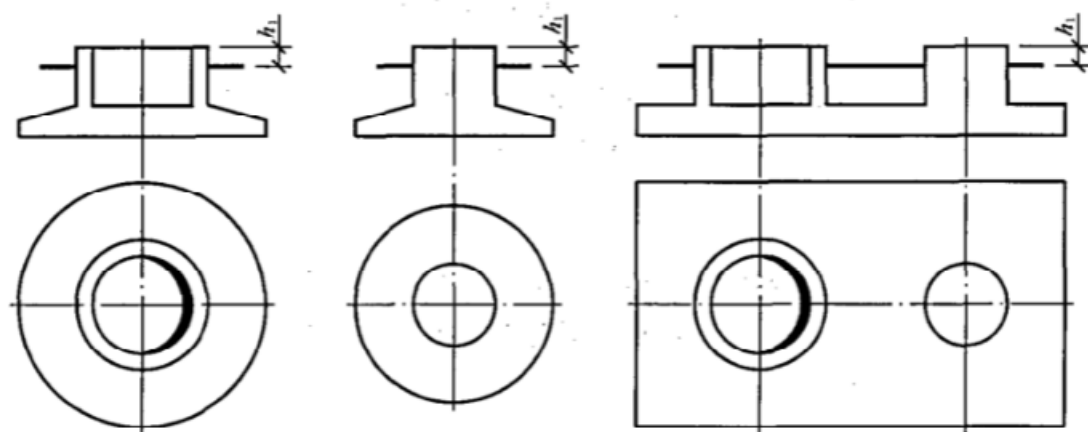
ζ_a ——地基抗震承载力调整系数；

ω ——柱中心和塔基础中心的连线与水平荷载方向之间的夹角。

4 结构形式

4.1 塔基础宜采用下列结构形式：

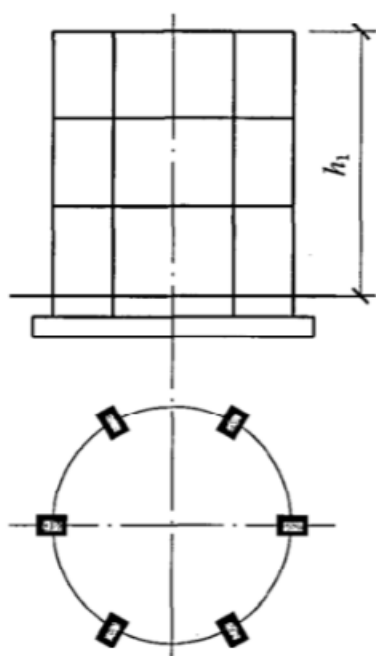
- 钢筋混凝土塔基础：圆筒式、圆柱式、环形框架式、方形框架式、板式框架式的独立和联合塔基础（图 1）；
- 钢结构塔基础：方形有支撑框架结构和方形无支撑框架结构。



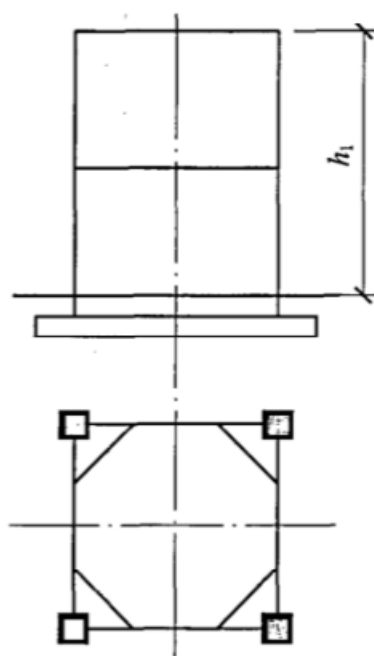
a) 圆筒式

b) 圆柱式

c) 圆筒(柱)联合式



d) 环形框架式



e) 方形框架式

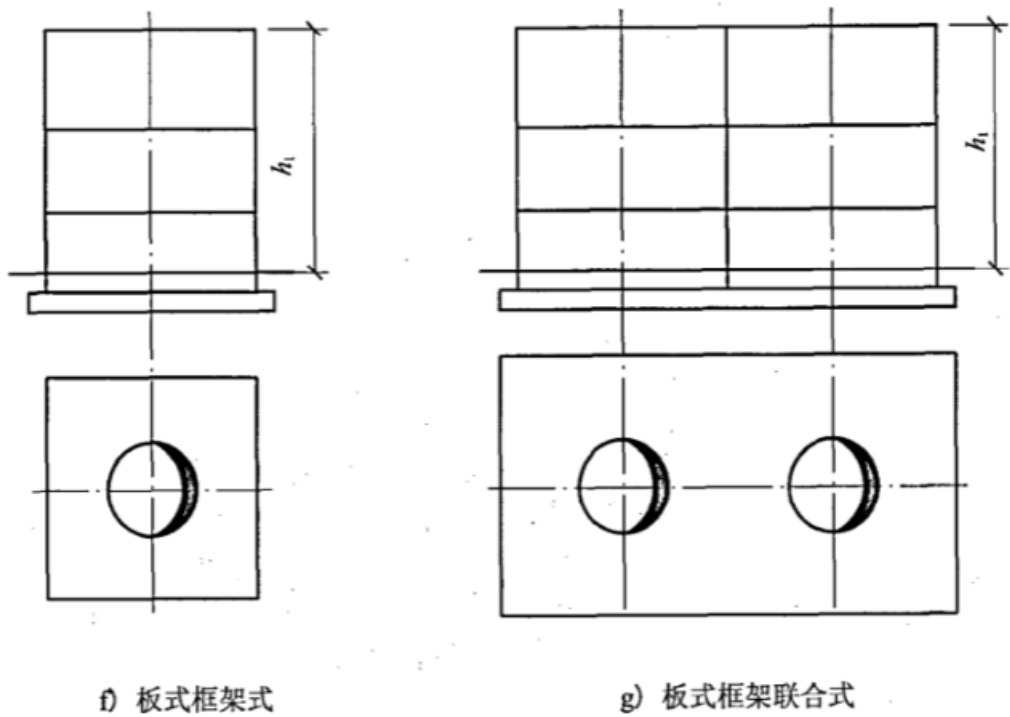


图 1 塔基础结构形式

- 4.2 圆筒式、圆柱式塔基础的筒(柱)身和基础底板的外形宜采用圆形或多边形。
- 4.3 钢筋混凝土方形框架式塔基础顶部宜采用正八边形梁系结构；当塔型设备直径较小或梁系结构不能满足地脚螺栓布置的要求时，宜采用板式框架结构。
- 4.4 当塔基础地面以上部分采用钢结构时，宜优先采用方形有支撑框架结构，当不能满足设备及管线布置要求时，也可采用方形无支撑框架结构，但框架梁柱连接均应为刚接；连接节点宜采用焊接或高强螺栓连接。
- 4.5 钢筋混凝土塔基础结构形式，应考虑生产要求、结构构件布置合理、施工方便等因素，宜按表 1 选用。

表 1 塔基础结构形式

h_1 , m	D_0 , m	塔基础结构形式
$h_1 \leq 0.5$	$D_0 \leq 3.0$	圆柱式
	$D_0 > 3.0$	圆筒式
$0.5 < h_1 \leq 3.0$	$D_0 \leq 1.8$	圆柱式
	$D_0 > 1.8$	圆筒式
$h_1 > 3.0$	$D_0 \leq 1.8$	圆柱式
	$1.8 < D_0 \leq 3.0$	圆筒式
	$D_0 > 3.0$	环形、方形框架式或板式框架式

注 1: h_1 —塔基础顶面至设计地面的高度。
注 2: D_0 —塔型设备外径。

5 材料

5.1 塔基础混凝土的强度等级除应满足 GB 50010—2002 规定的设计使用年限为 50 年的结构混凝土耐久性的基本要求外，尚应符合下列规定：

- a) 钢筋混凝土圆筒(柱)及框架的梁、板、柱不应低于 C25; 当结构处于严寒和寒冷地区时, 或框架结构抗震等级为一级时, 不应低于 C30;
- b) 基础底板或桩承台不应低于 C25, 基础垫层不应低于 C10。
- 5.2 混凝土中掺用外加剂, 应符合 GB 50119 的有关规定。
- 5.3 钢筋选用应符合下列规定:
- a) 纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级或 HRB335 级热轧钢筋; 箍筋宜选用 HRB335 级或 HPB235 级热轧钢筋;
- b) 结构抗震等级为一、二级的钢筋混凝土框架, 其纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值, 不应小于 1.25, 且钢筋屈服强度的实测值与强度标准值的比值, 不应大于 1.3。
- 5.4 钢框架钢材的选用, 应符合下列规定:
- a) 钢框架宜选用 Q235 钢或 Q345 钢。对焊接结构及有抗震要求时不应选用 Q235-A 钢;
- b) 钢框架梁、柱、斜撑和支承设备的平台梁及其连接材料, 不应选用 Q235 沸腾钢;
- c) 采用焊接连接的钢结构, 当钢板厚度不小于 40mm 且承受沿板厚方向的拉力时, 钢板厚度方向的截面收缩率不应小于 GB/T 5313 中关于 Z15 级规定的容许值;
- d) 当有抗震要求时, 钢材抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.2, 钢材应有明显的屈服台阶, 且伸长率应大于 20%。
- 5.5 焊条、焊丝、焊剂、高强螺栓等钢框架连接材料的选用, 应符合 GB 50017 中的有关规定。
- 5.6 地脚螺栓宜采用 Q235 或 Q345 钢制作, 不应使用经冷加工处理的钢材。当工作温度等于或低于 -20°C 时, 不应采用沸腾钢制作。地脚螺栓上有焊接结构时, 不应选用 Q235-A 钢。
- 5.7 正常操作情况下, 混凝土构件表面的受热温度不宜高于 60°C , 钢构件表面的受热温度不宜高于 150°C , 否则应考虑强度折减, 或采取有效的隔热措施。

6 荷载及地震作用

6.1 荷载分类

塔基础上的荷载分为下列二类:

- a) 永久荷载: 包括结构自重、固定设备及其保温重、管线及其保温重、附设在设备上的平台、栏杆、梯子重、正常操作介质重、防火保护层重、土重;
- b) 可变荷载: 包括风荷载、平台活荷载、充水荷载。

6.2 平台活荷载

6.2.1 计算框架式塔基础的平台板、次梁及楼梯时, 活荷载标准值, 可按实际情况采用, 但不宜小于 4.0kN/m^2 。

6.2.2 计算框架式塔基础的主梁、柱及基础时, 可按均布荷载考虑, 框架平台活荷载标准值采用 2.0kN/m^2 , 塔体上平台活荷载标准值取 0.5kN/m^2 。

6.2.3 当对结构有利时, 平台活荷载可取零。

6.3 风荷载

6.3.1 塔型设备沿高度作用的风荷载标准值, 应按下列公式计算:

$$q_{wk} = \beta_z \mu_s \mu_z (1 + \mu_e) (D_0 + 2\delta_2) W_0 \quad (1)$$

式中:

q_{wk} ——塔型设备沿高度作用的风荷载标准值, kN/m ;

β_z ——高度 Z 处的风振系数;

μ_s ——塔型设备风荷载体型系数;

μ_z ——高度 Z 处风压高度变化系数, 按 GB 50009 规定采用;

μ_e ——塔型设备风荷载扩大系数;

D_0 ——塔型设备外径, 对变截面塔, 可根据具体部位尺寸计算, m ;

δ_2 ——塔型设备保温层厚度, m;

W_0 ——基本风压, kN/m^2 。

6.3.2 高度 Z 处的风振系数, 应按下列规定确定:

- a) 当塔型设备的基本自振周期 $T_1 \geq 0.25\text{s}$ 时, 应考虑风压脉动对结构顺风向风振的影响。塔型设备的基本自振周期 T_1 可按附录 A 规定计算;
- b) 结构高度 Z 处的风振系数, 按 GB 50009 的有关规定计算。

6.3.3 独立塔型设备的风荷载体型系数取 0.6, 对于多塔排列的塔型设备的风荷载体型系数, 按 GB 50009 的有关规定计算。

6.3.4 塔型设备的风荷载扩大系数按表 2 采用。

表 2—塔型设备风荷载扩大系数 μ_e

D_1, m	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6
独立平台(有直梯)	0.47	0.43	0.40	0.38	0.35	0.30	0.29	0.28
联合平台(无斜梯)	0.74	0.66	0.60	0.56	0.52	0.46	0.44	0.40
联合平台(有斜梯)	1.07	0.96	0.88	0.81	0.74	0.66	0.61	0.55

注1: 表中 D_1 为塔型设备内径, 当为变直径时, 可按各段高度和内径求加权平均值。
注2: 管线的风荷载影响已包括在内。
注3: 表中数据适用于平台平均垂直间距 $h_s \leq 3.5\text{m}$, 当平台平均垂直间距 $h_s > 3.5\text{m}$ 时, 表中数值乘以折减系数 η , $\eta = 3.5/h_s$ 。
注4: 当 D_1 为表中中间值时, μ_e 可用插入法计算。

表 2(续) 塔型设备风荷载扩大系数 μ_e

D_1, m	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2
独立平台(有直梯)	0.26	0.24	0.23	0.23	0.22	0.21	0.20	0.20
联合平台(无斜梯)	0.36	0.34	0.31	0.30	0.29	0.28	0.26	0.25
联合平台(有斜梯)	0.51	0.47	0.43	0.41	0.40	0.37	0.35	0.35

表 2(续) 塔型设备风荷载扩大系数 μ_e

D_1, m	3.4	3.6	3.8	4.0	4.5	5.0	5.5	≥ 6.0
独立平台(有直梯)	0.19	0.19	0.19	0.18	0.17	0.17	0.16	0.15
联合平台(无斜梯)	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.20	0.19
联合平台(有斜梯)	0.33	0.31	0.31	0.30	0.27	0.26	0.24	0.22

6.3.5 基本风压 W_0 应按 GB 50009 取值, 但不应小于 0.35kN/m^2 。

6.4 地震作用

6.4.1 框架式钢筋混凝土塔基础、钢结构塔基础及总高度(含设备高度)大于或等于 65m 的圆筒或圆柱式塔基础等宜采用振型分解反应谱法进行水平地震作用和作用效应计算。

6.4.2 计算塔型设备的竖向地震作用时, 可只考虑塔型设备作用于基础或框架顶部的竖向地震作用, 其标准值按下式计算。

$$F_{Evk} = \pm \alpha_{vmax} G_{Eq} \dots\dots\dots (2)$$

式中:

F_{Evk} ——塔型设备作用于基础或框架顶部总竖向地震作用标准值, kN;

α_{vmax} ——竖向地震影响系数的最大值, 取水平地震影响系数最大值的 65%;

G_{Eq} ——塔型设备在正常操作状态下重力荷载代表值。

6.4.3 塔型设备正常操作状态下重力荷载代表值，应取设备永久重力荷载的标准值与设备平台活荷载的组合值之和。设备平台活荷载的组合系数采用 0.5。

7 荷载和地震效应组合

7.1 计算结构构件的强度、稳定性和连接强度时，应采用承载能力极限状态下荷载效应的基本组合。验算钢构件变形时，应采用正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。验算钢筋混凝土构件裂缝宽度时，应采用正常使用极限状态下荷载效应的标准组合，并考虑长期作用的影响。

7.2 承载能力极限状态下，塔基础应分别按正常操作、充水试压、停产检修、地震作用四种工况进行效应组合，取其最不利情况进行构件设计。

7.3 荷载名称及代号见表 3，塔基础荷载和地震效应组合内容见表 4。

表 3 荷载名称及代号

荷载名称	代号	荷载名称	代号
塔体自重	(1)	平台及钢梯重	(8)
塔体防火及保温层重	(2)	风荷载	(9)
塔内操作介质重	(3)	基本风压取 0.15kN/m² 的风荷载	(10)
塔内充水重	(4)	地震作用	(11)
管线自重及保温层重	(5)	框架平台活荷载	(12)
管线内操作介质重	(6)	塔体平台活荷载	(13)
管线内充水重	(7)	塔基础自重	(14)

表 4 塔基础荷载和地震效应组合内容

荷载状态	组合内容
正常操作	(1) + (2) + (3) + (5) + (6) + (8) + (9) + (12) + (13) + (14)
充水试压	(1) + (2) + (4) + (5) + (7) + (8) + (10) + (12) + (13) + (14)
停产检修	(1) + (2) + (5) + (8) + (9) + (12) + (13) + (14)
地震作用	(1) + (2) + (3) + (5) + (6) + (8) + 0.2x (9) + (11) + (12) + (13) + (14)

7.4 塔基础在正常操作、充水试压和停产检修状态下，结构构件的承载力应符合下式规定：

$$\gamma_0 S \leq R \dots\dots\dots (3)$$

式中：
S——承载能力极限状态荷载效应组合设计值；
γ₀——结构重要性系数，取 1.0；
R——结构构件抗力设计值。

7.5 正常操作状态下，塔基础荷载效应组合设计值，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_w S_w + \gamma_Q \psi_c S_{Qk} \dots\dots\dots (4)$$

式中：
γ_G——重力荷载分项系数，按表 5 取值；
S_{Gk}——按正常操作状态下重力荷载标准值计算的作用效应值；
γ_w——风荷载分项系数，按表 5 取值；
S_w——按风荷载标准值计算的作用效应值；

γ_Q ——平台活荷载分项系数，按表 5 取值；
 ψ_c ——平台活荷载组合系数，按表 5 取值；
 S_{Qk} ——按平台活荷载标准值计算的作用效应值。

7.6 充水试压状态下，塔基础荷载效应组合设计值，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S'_{GK} + \gamma_w S'_w + \gamma_Q \psi_c S_{Qk} \dots\dots\dots (5)$$

式中：
 S'_{GK} ——按充水试压状态下重力荷载标准值计算的作用效应值；
 S'_w ——按基本风压 0.15kN/m² 计算的作用效应值。

7.7 停产检修状态下，塔基础荷载效应组合设计值，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S''_{Gk} + \gamma_w S_w + \gamma_Q \psi_c S_{Qk} \dots\dots\dots (6)$$

式中：
 S''_{Gk} ——按停产检修状态下重力荷载标准值计算的作用效应值。

7.8 荷载分项系数、组合系数、准永久值系数，应按表 5 规定取值。

表 5 荷载分项系数、组合系数、准永久值系数

荷载名称	分项系数	组合系数	准永久值系数	备 注
塔体自重、防火及保温层重 管线自重及保温层重 塔体上平台及钢梯重 上部结构和基础重 介质重	对由可变荷载效应控制的组合取 1.20 对由永久荷载效应控制的组合取 1.35	—	—	当其效应对结构有利时取 1.0
充水重	1.1	—	—	
平台活荷载	1.4	0.7 (0.5)	0.6	括号内数字用于地震组合
风荷载	1.4	1.0 (0.2)	0	括号内数字用于地震组合
注：采用安装（检修）平台活荷载时，其分项系数取 1.3。				

8 结构计算

8.1 一般规定

- 8.1.1 塔型设备基础的结构安全等级均为二级。
- 8.1.2 框架式塔基础框架应按乙类构筑物进行抗震设计。
- 8.1.3 现浇钢筋混凝土框架式塔基础的结构抗震等级，应按 SH/T 3147 的有关规定确定。
- 8.1.4 钢框架式塔基础受压构件的长细比不应大于 150；钢框架式塔基础受拉构件的长细比不应大于 250；当有抗震要求时，还应满足 GB 50011 中有关长细比的规定。
- 8.1.5 钢框架式塔基础的主要受弯构件（框架梁、设备梁）的最大挠度，不应大于计算跨度的 1/400；次要受弯构件（平台梁）的最大挠度，不应大于计算跨度的 1/250。
- 8.1.6 钢框架要求焊透的对接焊缝的质量等级不应低于二级；主要构件的贴角焊缝的外观质量等级不应低于二级；其它焊缝的质量等级不应低于三级。
- 8.1.7 框架式塔基础均不进行结构的疲劳验算。
- 8.1.8 塔基础结构计算时，应考虑管道荷载对塔基础产生的偏心影响。

8.2 圆筒、圆柱结构

圆筒结构应按沿周边均匀配置钢筋的钢筋混凝土圆环形偏心受压构件设计，圆柱结构应按沿周边均匀配置钢筋的钢筋混凝土圆柱形偏心受压构件设计，其正截面受压承载力按 GB 50010 的规定计算。

8.3 环形框架结构

8.3.1 环形框架宜按空间计算，也可简化为平面结构体系进行内力分析。

8.3.2 环梁的竖向荷载设计值，可按下列公式计算：

a) 当水平荷载方向重合于地脚螺栓轴线时（图 2a））：

$$P_i = \frac{F_T}{n_1} + \frac{2M_T}{n_1 r_0} \cos\left(\frac{2i-2}{n_1}\pi\right) \dots\dots\dots (7)$$

b) 当水平荷载方向位于相邻两个地脚螺栓间的中心线上时（图 2b））：

$$P_i = \frac{F_T}{n_1} + \frac{2M_T}{n_1 r_0} \cos\left(\frac{2i-1}{n_1}\pi\right) \dots\dots\dots (8)$$

上述式中：

- P_i ——环梁上地脚螺栓处竖向荷载设计值，kN；
- F_T ——框架顶部总竖向荷载设计值，kN；
- n_1 ——地脚螺栓数量；
- r_0 ——环梁上地脚螺栓所在圆的半径，m；
- i ——螺栓编号顺序数；
- M_T ——框架顶部弯矩设计值，kN·m。

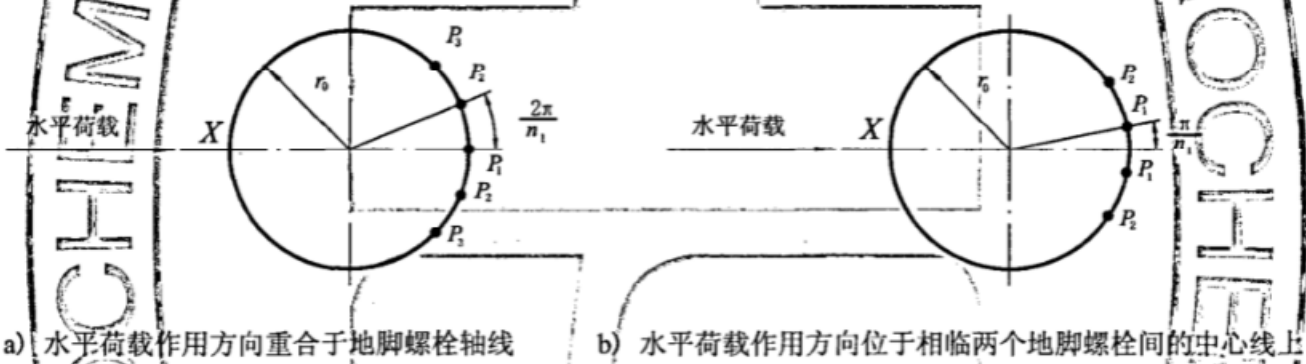


图 2 环梁上地脚螺栓处的竖向荷载

8.3.3 钢筋混凝土环梁在均布竖向荷载作用下的弯矩、剪力和扭矩设计值，可按表 6 计算。

表 6 钢筋混凝土环梁在均布竖向荷载作用下的弯矩、剪力、扭矩计算公式

圆弧形梁的支柱数	圆弧形梁跨中与支座夹角 ψ	弯 矩		最大剪力 V_{max} kN	最大扭矩 T_{max} kN·m	最大扭矩处与跨中轴线夹角 ϕ
		跨中 M_C kN·m	支座 M_A, M_B kN·m			
4	45°	$0.1107gr_0^2$	$-0.2146gr_0^2$	$0.7854gr_0^2$	$0.0311gr_0^2$	25°48'
6	30°	$0.0472gr_0^2$	$-0.0931gr_0^2$	$0.5236gr_0^2$	$0.0095gr_0^2$	17°16'
8	22.5°	$0.0262gr_0^2$	$-0.0519gr_0^2$	$0.3927gr_0^2$	$0.0040gr_0^2$	12°58'

注 1: g 为圆弧形梁上单位长度的均布荷载设计值，kN/m。
注 2: 本表适用于环梁梁高不小于梁宽的环梁。

8.3.4 顶部弯矩 (M_T) 作用下钢筋混凝土环梁上地脚螺栓所产生的集中竖向荷载及水平圆弧形梁在集中竖向荷载作用下的弯矩、剪力、扭矩，可按附录 B 计算。

8.3.5 环形框架柱的轴向力设计值，可按下列规定计算：

a) 当水平荷载方向对称并重合于柱轴线时 (图 3a)) ;

$$N_j = \frac{F_T + G_1}{n_2} + G_2 \pm \frac{2M_T}{n_2 r_0} \cos\left(\frac{2j-2}{n_2}\pi\right) \pm \frac{\sum 2h_{ci} W_n}{n_2 r_0} \cos\left(\frac{2j-2}{n_2}\pi\right) \dots\dots\dots (9)$$

b) 当水平荷载方向对称但不重合于柱轴线时 (图 3b))

$$N_j = \frac{F_T + G_1}{n_2} + G_2 \pm \frac{2M_T}{n_2 r_0} \cos\left(\frac{2j-1}{n_2}\pi\right) \pm \frac{\sum 2h_{ci} W_n}{n_2 r_0} \cos\left(\frac{2j-1}{n_2}\pi\right) \dots\dots\dots (10)$$

上述式中:

- N_j ——柱的轴向力设计值, kN;
- n_2 ——柱的根数;
- G_1 ——环梁自重设计值, kN;
- G_2 ——柱自重设计值, kN;
- j ——柱编号的顺序数;
- W_n ——计算层以上作用于框架各层节点上的水平荷载设计值;
- h_{ci} ——框架各层顶面到基础底板顶面的高度, m.

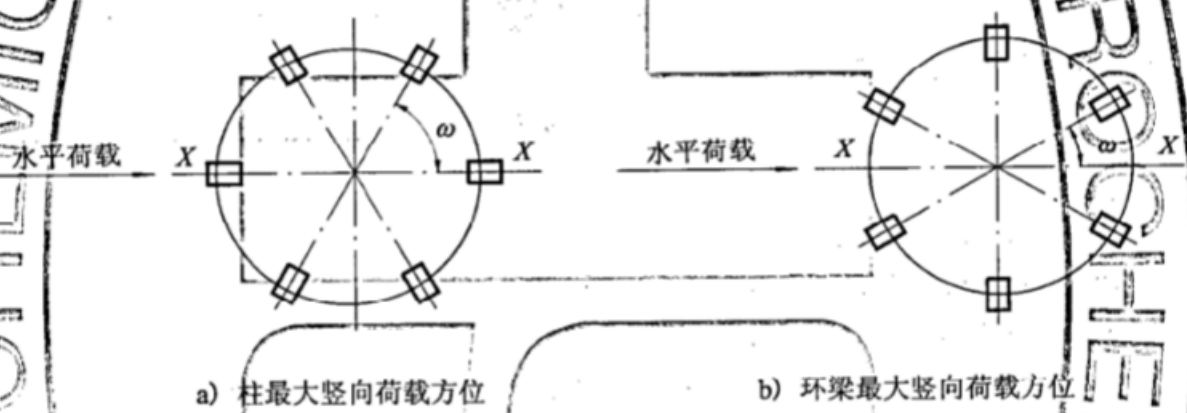


图 3 柱和环梁的最大竖向荷载方位

8.3.6 水平荷载作用下的柱端弯矩, 可采用反弯点法近似计算, 各柱承受的剪力可按图 3 的荷载方位用刚度分配法计算。

8.3.6.1 柱的剪力可按下列公式计算:

$$V = 2W_m \frac{\sin^2 \omega + K_0 \cos^2 \omega}{n_2 (1 + K_0)} \dots\dots\dots (11)$$

$$K_0 = \frac{J_x}{J_y} \dots\dots\dots (12)$$

上述式中:

- V ——柱的剪力设计值, kN;
- ω ——柱中心和塔基础中心的连线与水平荷载方向之间的夹角;
- W_m ——计算层以上水平荷载设计值总和, kN;
- J_x 、 J_y ——柱截面 X、Y 轴的惯性矩, m⁴; 沿环形框架平面的径向为 Y 轴, 切向为 X 轴。

8.3.6.2 柱的最大剪力, 可按下列公式计算:

a) 当 $K_0 > 1$ 时, ($\omega = 0^\circ$ 、 180°)

$$V_{z\max} = \frac{2W_m K_0}{n_2(1+K_0)} \dots\dots\dots (13)$$

b) 当 $K_0 < 1$ 时, ($\omega = 90^\circ$ 、 270°)

$$V_{z\max} = \frac{2W_m}{n_2(1+K_0)} \dots\dots\dots (14)$$

c) 当 $K_0 = 1$ 时,

$$V_{z\max} = \frac{W_m}{n_2} \dots\dots\dots (15)$$

上述式中:

$V_{z\max}$ ——柱的最大剪力设计值, kN。

8.3.6.3 柱端弯矩, 可按下列公式计算:

a) 底层柱上端:

$$M_1 = V \frac{h'_{cl}}{3} \dots\dots\dots (16)$$

b) 底层柱下端:

$$M_2 = V \frac{2h'_{cl}}{3} \dots\dots\dots (17)$$

c) 其余各层柱的上、下端:

$$M_i = V \frac{h'_{cl}}{2} \dots\dots\dots (18)$$

上述式中:

M_1 、 M_2 ——框架底层柱上、下端弯矩设计值, kN·m;

M_i ——框架底层以上各层柱上下端弯矩设计值, kN·m;

h'_{cl} ——框架各层的层高, m。

8.3.6.4 在柱端弯矩作用下, 梁端所产生的弯矩和扭矩, 可按下列公式计算:

a) 梁端弯矩:

$$M_D = \frac{M_n + M_{n+1}}{2} \sin \omega \dots\dots\dots (19)$$

b) 梁端扭矩:

$$T_D = \frac{M_n + M_{n+1}}{2} \cos \omega \dots\dots\dots (20)$$

上述式中:

M_n 、 M_{n+1} ——节点上、下柱端弯矩设计值, kN·m;

M_D ——梁端弯矩设计值, kN·m;

T_D ——梁端扭矩设计值, kN·m。

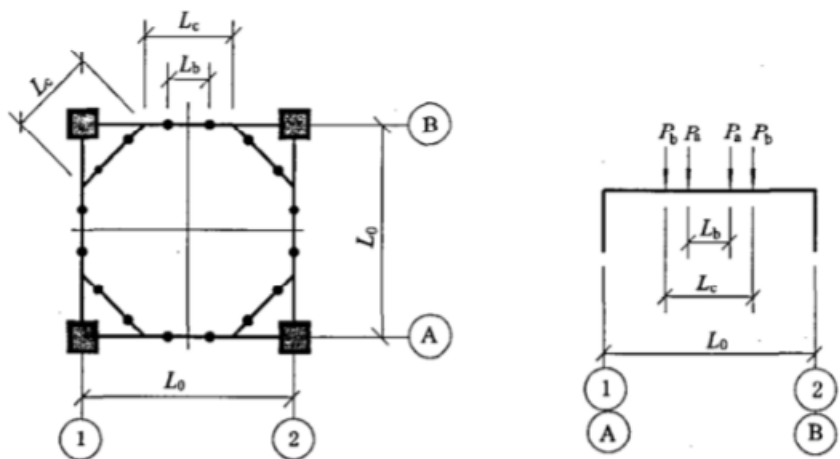
8.4 方形框架结构

8.4.1 方形框架可按平面框架计算。在竖向荷载作用下框架横梁上竖向荷载设计值, 可按下列公式计算(图 4)。

$$P_a = \frac{F_T}{n_1} \dots\dots\dots (21)$$

式中:

P_a ——框架横梁上地脚螺栓处的竖向荷载设计值, kN。



P_b —框架横梁上斜梁处的竖向荷载设计值

图 4 方形框架横梁上在竖向荷载作用下的竖向荷载分布示意

8.4.2 顶部弯矩作用下在框架梁上所产生的竖向荷载设计值(图 5)，可按附录 C 所列公式计算。

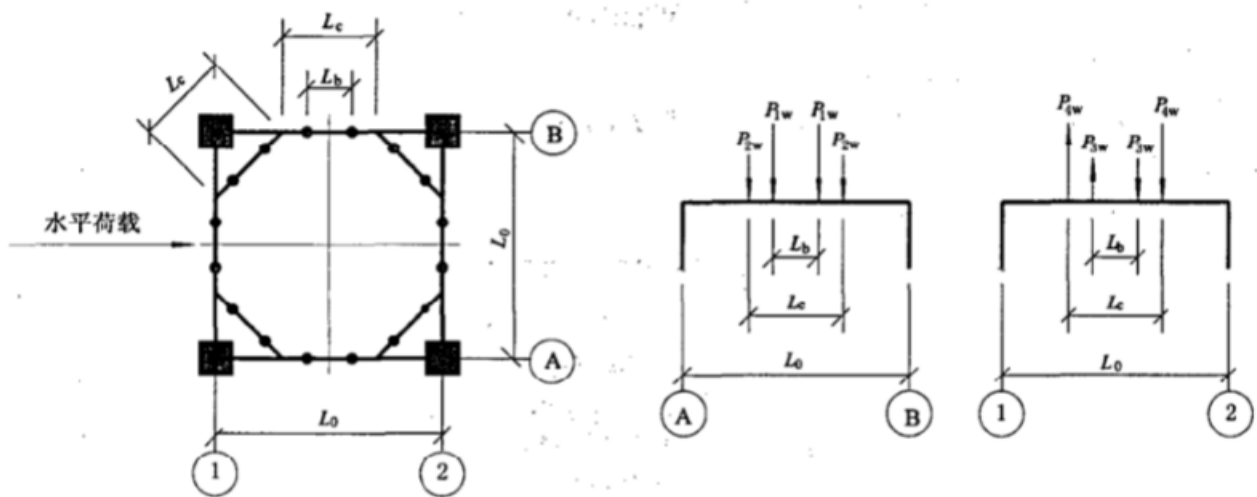


图 5 方形框架弯矩作用下在横梁上所产生的竖向荷载分布示意

8.5 板式框架结构

8.5.1 等厚的板式框架，其板的内力可按弹性理论分析计算。当板厚度不超过 1/5 板边长时，板可简化为二维计算，超过 1/5 时，宜按三维计算。板的开洞直径与柱距之比不宜大于 0.85，也不宜小于 0.3。板的厚度不宜小于柱截面高度。

8.5.2 板的内力计算也可采用有限元法，划分网格时，柱中心及螺栓位置必须在划分单元的节点上；且所划分单元的边长比，不应超过 1:3。

8.5.3 当塔型设备的地脚螺栓多于 10 个时，板的内力可采用 8.5.3.1 至 8.5.3.4 所述下列简化计算方法。

8.5.3.1 塔居中布置的单跨正方形板(图 6)的跨中弯矩设计值，可按下列公式计算：

a) 在板顶总竖向荷载及弯矩作用下：

当 $L_0 = 2r_q$ 时

$$M_0 = 0.091F_T r_q + 0.159M_T \dots\dots\dots (22)$$

当 $L_0 > 2r_q$ 时

$$M_0 = (0.125 L_0 - 0.159 r_q) F_T + 0.159 \left(\frac{L_0}{r_q} - 1 \right) M_T \dots\dots\dots (23)$$

b) 在板顶均布荷载作用下:
当 $L_0 = 2r_q$ 时

$$M_q = \frac{1}{40} q L_0^3 \quad \dots\dots\dots (24)$$

当 $L_0 > 2r_q$ 且 $r_a / L_0 = 0.4$ 时

$$M_q = \frac{1}{40} q L_0^3 \quad \dots\dots\dots (25)$$

当 $L_0 > 2r_q$ 且 $r_a / L_0 \leq 0.35$ 时

$$M_q = \frac{1}{33} q L_0^3 \quad \dots\dots\dots (26)$$

当 $L_0 > 2r_q$ 且 $r_a / L_0 = 0.3$ 时

$$M_q = \frac{1}{28} q L_0^3 \quad \dots\dots\dots (27)$$

上述式中:

- M_0 — 在板顶总竖向荷载及弯矩作用下, 板跨中弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$;
- M_q — 在板顶均布荷载作用下, 板跨中弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$;
- r_q — 塔裙底座螺栓中心圆周的半径, m ;
- q — 板面的均布荷载(包括自重及活荷载的设计值), kN/m^2 ;
- L_0 — 框架跨度, m ;
- r_a — 圆孔洞半径, m 。

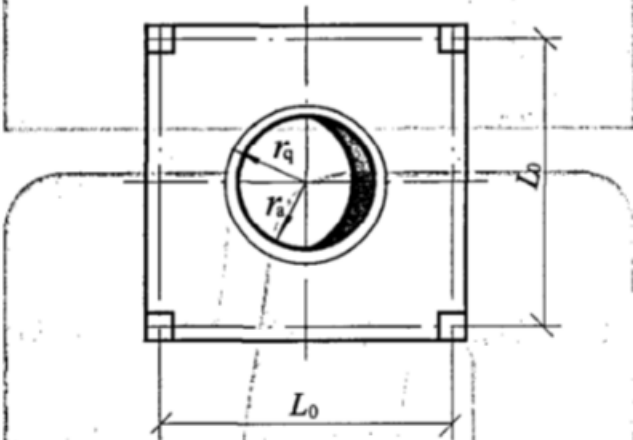


图6 单跨正方形板平面

8.5.3.2 塔居中布置的单跨矩形板(图7)跨中弯矩, 可按下列公式计算:

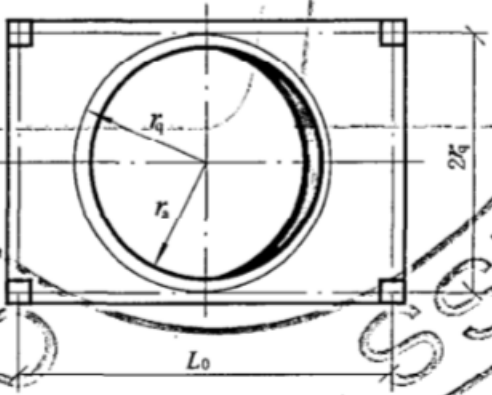


图7 单跨矩形板平面

a) 在板顶总竖向荷载作用下:

$$M_{0F} = (0.125 - 0.159 \frac{r_q}{L_0}) F_T L_0 \dots\dots\dots (28)$$

b) 在板顶弯矩作用下:

$$M_{0T} = (0.1294 \frac{L_0}{r_q} - 0.1) M_T \dots\dots\dots (29)$$

c) 在板顶均布荷载作用下:

$$M_q = (0.15 \frac{r_q}{L_0} + 0.333 \frac{r_q^3}{L_0^3} - 0.393 \frac{r_q^2}{L_0^2}) q L_0 \dots\dots\dots (30)$$

上述式中:

M_{0F} ——在板顶总竖向荷载作用下,板跨中弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$;

M_{0T} ——在板顶弯矩作用下,板跨中弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

8.5.3.3 两跨连续板,板在纵向可视为支承在铰接支座上的等截面连续梁,梁宽可取洞边到板边的距离;板在横向可视为简支梁。当每跨板仅有一个塔,且其中心与板的纵向形心轴重合时(图8),板的内力可按以下方法计算:

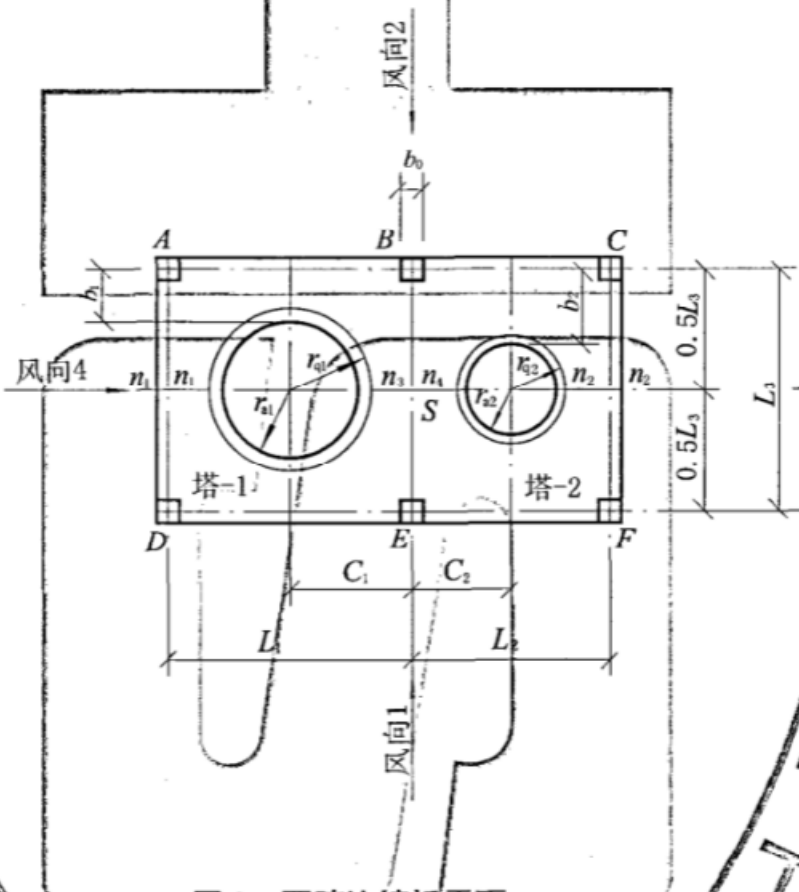


图8 两跨连续板平面

a) 在板顶总竖向荷载及弯矩作用下,板的纵向弯矩,可按下列公式计算:
——中间支座B或E处

$$M_{BA} = M_{BC} = M_{ED} = M_{EF} \dots\dots\dots (31)$$

$$M_{BA} = \bar{M}_{BA} - \frac{L_2 b_1}{L_2 b_1 + L_1 b_2} (\bar{M}_{BA} + \bar{M}_{BC}) \dots\dots\dots (32)$$

$$\overline{M}_{BA} = K_n F_{T1} L_1 + K_m M_{T1} \dots\dots\dots (33)$$

$$\overline{M}_{BC} = K_n F_{T2} L_2 + K_m M_{T2} \dots\dots\dots (34)$$

——跨中处

跨中弯矩可按在集中荷载作用下的简支梁计算，但计算出的弯矩应乘以扩大系数 1.2。其梁上的集中荷载（见图 9）可按下列公式计算（公式及图 9 中有括号者适用于 BC 跨）：

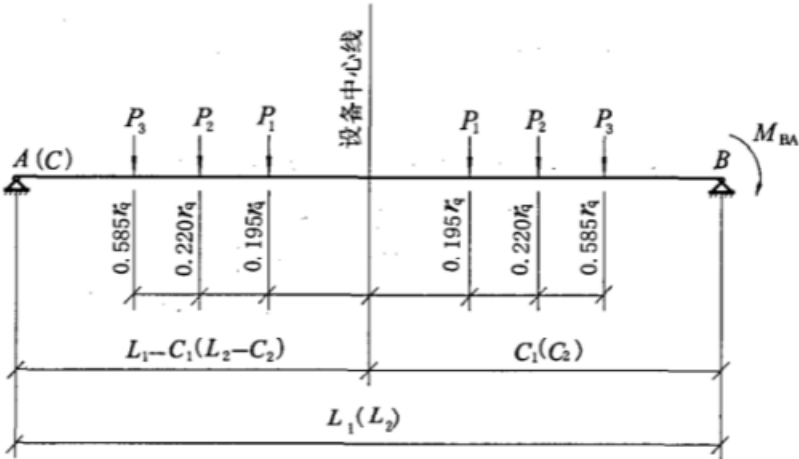


图 9 简支梁集中荷载

$$P_1 = 0.0625 F_{T1} + 0.1226 \frac{M_{T1}}{r_{q1}} \dots\dots\dots (35)$$

$$(P_1 = 0.0625 F_{T2} + 0.1226 \frac{M_{T2}}{r_{q2}}) \dots\dots\dots (36)$$

$$P_2 = 0.0625 F_{T1} + 0.0948 \frac{M_{T1}}{r_{q1}} \dots\dots\dots (37)$$

$$(P_2 = 0.0625 F_{T2} + 0.0948 \frac{M_{T2}}{r_{q2}}) \dots\dots\dots (38)$$

$$P_3 = 0.125 F_{T1} + 0.0373 \frac{M_{T1}}{r_{q1}} \dots\dots\dots (39)$$

$$(P_3 = 0.125 F_{T2} + 0.0373 \frac{M_{T2}}{r_{q2}}) \dots\dots\dots (40)$$

b) 在板顶总竖向荷载及弯矩作用下，板的横向跨中弯矩（图 8）可按下列公式计算：

——边跨（风向3 或风向4）：

对截面 n_1-n_1

$$M_{01} = (0.125 L_3 - 0.159 r_{q1}) F_{T1} + \frac{L_3 - r_{q1}}{2 \pi r_{q1}} M_{T1} \dots\dots\dots (41)$$

对截面 n_2-n_2

$$M_{02} = (0.125 L_3 - 0.159 r_{q2}) F_{T2} + \frac{L_3 - r_{q2}}{2 \pi r_{q2}} M_{T2} \dots\dots\dots (42)$$

——中跨：

对截面 $S-n_3$ 和截面 $S-n_4$ 的弯矩可分别取用 M_{01} 和 M_{02} 。
在柱宽 b_0 范围内弯矩值可按下列公式计算：

$$M_{03} = \frac{b_0}{C_1 + C_2 - r_{q1} - r_{q2}} (M_{01} + M_{02}) \dots\dots\dots (13)$$

上述式中：

- M_{BA} 、 M_{BC} ——B 支座处梁左、右端的弯矩设计值，kN·m；
- M_{ED} 、 M_{EF} ——E 支座处梁左、右端的弯矩设计值，kN·m；
- \overline{M}_{BA} 、 \overline{M}_{BC} ——假定中支座固定时中支座处梁左、右端的弯矩设计值，kN·m；
- k_m 、 k_n ——系数，见表 7；
- L_1 、 L_2 、 L_3 ——梁的纵、横向各跨跨度，m；
- F_{T1} 、 F_{T2} ——框架顶部塔—1、2 的竖向荷载设计值，kN；
- M_{T1} 、 M_{T2} ——框架顶部塔—1、2 的弯矩设计值，kN·m；（塔—1、2 塔裙底座处弯矩，对 B 支座弯矩风向 1，对 E 支座弯矩为风向 2）；
- P_1 、 P_2 、 P_3 ——梁上各点的集中竖向荷载设计值，kN；
- r_{q1} 、 r_{q2} ——塔裙底座塔—1、2 螺栓中心所在圆周的半径，m；
- M_{01} 、 M_{02} —— n_1 、 n_2 截面处板横向跨中弯矩设计值，kN·m；
- M_{03} ——柱宽 b_0 范围内的弯矩设计值，kN·m；
- b_0 ——柱的截面宽度，m；
- C_1 、 C_2 ——中柱至塔—1、2 中心的距离，m。

c) 在板面均布荷载作用下、纵横向跨中弯矩可分别按式 (24)、式 (25)、式 (26)、式 (27)、式 (30) 计算。

8.5.3.4 板跨中弯矩沿洞截面非均匀分布，洞边到板边缘由大逐渐减小，其差值约为 15%，配置钢筋时，应按此值调整。

表 7 K_n 、 K_m 系数值

参数		C_1/r_{q1} (或 C_2/r_{q2})									
		1.1		1.2		1.3		1.4		1.5	
		K_n	K_m	K_n	K_m	K_n	K_m	K_n	K_m	K_n	K_m
$\frac{r_{q1}}{L_1}$ 或 $\frac{r_{q2}}{L_2}$	1/2.1	0.04729	0.1570								
	1/2.2	0.05092	0.1700	0.05122	0.1565						
	1/2.3	0.05404	0.1846	0.05474	0.1794	0.05407	0.1731				
	1/2.4			0.05776	0.1924	0.05752	0.1875	0.05609	0.1789		
	1/2.5			0.06036	0.2048	0.06051	0.2013	0.05952	0.1948	0.05746	0.1856
	1/2.6					0.06309	0.2143	0.06250	0.2091	0.06089	0.2012
	1/2.7							0.06508	0.2228	0.06389	0.2161
	1/2.8							0.06731	0.2358	0.06650	0.2303
	1/2.9									0.06876	0.2439
	1/3.0									0.07072	0.2570

8.6 结构抗震验算

- 8.6.1 塔基础的抗震验算，应符合 SH/T 3147 的有关规定。
- 8.6.2 抗震设防烈度为 6 度以及抗震设防烈度为 7 度且场地类别为 I 类、II 类的圆筒式、圆柱式塔基础，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。
- 8.6.3 抗震设防烈度为 7 度时，仅考虑水平地震作用；抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，应同时考虑竖向地震作用和水平地震作用的不利组合。
- 8.6.4 抗震设防烈度为 7 度至 9 度，楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土框架式塔基础，宜按 GB 50011 中有关规定进行高于本地区设防烈度的罕遇地震作用下薄弱层（部分）的抗震验算。
- 8.6.5 塔基础在地震作用下，结构构件的承载力应符合下式规定：

$$S = R / \gamma_{RE} \dots\dots\dots (44)$$

式中：
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，按 SH/T 3147 有关规定取值。

- 8.6.6 地震作用效应与其它荷载效应的组合设计值，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_w \psi_w S_w + \gamma_Q \psi_c S_{Qk} \dots\dots\dots (45)$$

式中：
 γ_{Eh} ——水平地震作用的分项系数，按表 8 取值；
 S_{Ehk} ——按塔基础水平地震作用标准值计算的作用效应值；
 γ_{Ev} ——竖向地震作用的分项系数，按表 8 取值；
 S_{Evk} ——按塔基础竖向地震作用标准值计算的作用效应值；
 ψ ——风荷载组合系数，按表 5 取值。

表 8 地震作用分项系数

地震作用		水平地震作用分项系数	竖向地震作用分项系数
仅考虑水平地震作用		1.3	
仅考虑竖向地震作用		—	1.3
同时考虑水平和竖向地震作用	水平地震作用为主	1.3	0.5
	竖向地震作用为主	0.5	1.3

- 9 地基与基础
- 9.1 地基承载力验算
- 9.1.1 验算塔基础在各种荷载工况下的地基承载力时，作用于基础底面上的荷载效应，应采用正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。
- 9.1.2 塔基础在正常操作及充水试压工况下，基础底面不应出现零应力区。
- 9.1.3 塔基础在停产检修工况下及地震作用下，基础底面允许出现零应力区，但零应力区的面积不应大于基础底面积的 15%。
- 9.1.4 在偏心荷载作用下，天然地基承载力应按下列规定验算：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \leq f_a \dots\dots\dots (46)$$

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \leq 1.2f_a \dots\dots\dots (47)$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \dots\dots\dots (48)$$

上述式中:

- p_k ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底板处的平均压力值, kPa;
- p_{kmax} 、 p_{kmin} ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底板边缘的最大和最小压力值, kPa;
- F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值, kN;
- G_k ——基础自重及其上部土重, kN;
- M_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础底面的弯矩值, kN·m;
- W ——基础底板的抵抗矩, m³;
- f_a ——经修正后的地基承载力特征值, kPa。

当 $p_{kmin} < 0$ 时的圆形基础

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{\xi r_1^2} \leq 1.2f_a \dots\dots\dots (49)$$

相应的受压面积宽度按下式计算:

$$a = \tau r_1 \dots\dots\dots (50)$$

式中:

- a ——基础底面受压面积的宽度, m;
- ξ ——系数, 见表 9。

表 9 ξ 、 τ 系数值

e/r_1	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37
τ	2.000	1.960	1.932	1.890	1.853	1.820	1.787	1.755	1.723	1.692	1.660	1.630	1.600
ξ	1.571	1.539	1.509	1.481	1.450	1.421	1.392	1.364	1.336	1.308	1.279	1.251	1.224

表 9(续) ξ 、 τ 系数值

e/r_1	0.38	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49	0.50
τ	1.570	1.542	1.512	1.482	1.455	1.428	1.399	1.371	1.343	1.316	1.288	1.261	1.234
ξ	1.196	1.170	1.142	1.115	1.090	1.064	1.308	1.010	0.984	0.959	0.933	0.908	0.883

表 9(续) ξ 、 τ 系数值

e/r_1	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63
τ	1.207	1.181	1.154	1.128	1.102	1.075	1.049	1.023	0.998	0.972	0.946	0.921	0.895
ξ	0.857	0.833	0.808	0.784	0.759	0.735	0.711	0.688	0.664	0.641	0.618	0.596	0.573

表 9(续) ξ 、 τ 系数值

e/r_1	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76
τ	0.870	0.845	0.820	0.794	0.769	0.744	0.720	0.695	0.670	0.645	0.621	0.596	0.572
ξ	0.551	0.529	0.507	0.486	0.465	0.444	0.423	0.403	0.382	0.363	0.343	0.324	0.305

9.1.5 当采用地震作用效应进行天然地基承载力验算时，地基抗震承载力的特征值，应按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \dots\dots\dots (51)$$

式中：

f_{aE} ——基础自重及其上部土重，kN，地基抗震承载力特征值；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，按 GB 50011 有关规定取值。

9.2 地基变形计算

9.2.1 塔基础应进行地基变形计算，且不应大于表 10 规定的地基变形允许值。

9.2.2 计算塔基础的地基变形时，作用于基础底面上的荷载效应，应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合值，不考虑风及地震作用的影响，按下式计算：

$$S = S_{Gk} + S_{Tk} + \psi_q S_{Qk} \dots\dots\dots (52)$$

式中：

S_{Tk} ——按塔基础自重及其上部土重之和标准值计算的作用效应值；

ψ_q ——平台活荷载的准永久值系数，按表 5 取值。

9.2.3 地基的最终沉降量，应按 GB 50007 中有关规定计算。

9.2.4 塔基础的地基变形允许值应符合表 10 的规定，基础的倾斜值，应按下式计算：

$$\text{tg } \theta = \frac{S_2 - S_1}{d_1(\text{或}b)} \dots\dots\dots (53)$$

式中：

$S_1、S_2$ ——基础倾斜方向两端边缘的最终沉降值，mm；

d_1 ——圆环（板）形基础底板的外径，mm；

b ——矩形基础底板沿倾斜方向的边长，mm。

表 10 塔基础的地基变形允许值

变 形 特 征		地基土类别	
		砂土和中、低压缩性黏性土	高压缩性黏性土
基础沉降量，mm		100	200
一般塔型设备(立式容器、填料塔和折流塔等)基础的倾斜		0.004	
分馏类的塔型设备(板式塔、常压塔、减压塔类等)基础的倾斜	$D_1 > 3\,200(\text{mm})$	0.0025	
	$D_1 \leq 3\,200(\text{mm})$	0.004	

9.2.5 当生产有特殊要求时，塔基础的地基变形应满足工艺要求。

9.2.6 框架式塔基础的柱基为独立基础时，相邻柱基间的沉降差不宜大于 0.002 倍柱间距。

9.3 基础设计与计算

9.3.1 计算圆筒、圆柱及圆环式塔基础底板强度时，底板土压力视为均布荷载，其计算简图见图10、图11、图12，其值按以下公式计算：

a) 当基础底面压力 $p_{min} \geq 0$ 时：

$$p_1 = \frac{F}{A} + \frac{M}{I} \cdot \frac{r_1 + r_2}{2} \dots\dots\dots (54)$$

b) 当基础底面与地基土之间出现零应力区时：

$$p_2 = p_{max} (1 - \frac{r_1 - r_2}{2a}) - \frac{G}{A} \dots\dots\dots (55)$$

上述式中：

- p_1 ——当基础底面与地基土之间不出现零应力区，计算基础底板承载力时的荷载设计值， kN/m^2 ；
- p_2 ——当基础底面与地基土之间出现零应力区，计算基础底板承载力时的荷载设计值， kN/m^2 ；
- I ——基础底板的惯性矩， m^4 。

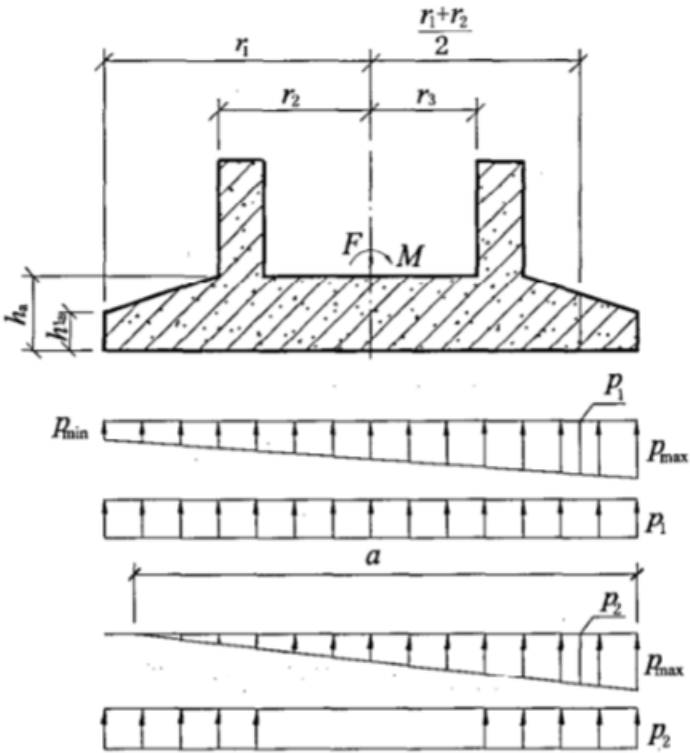


图10 圆筒形基础底板计算荷载

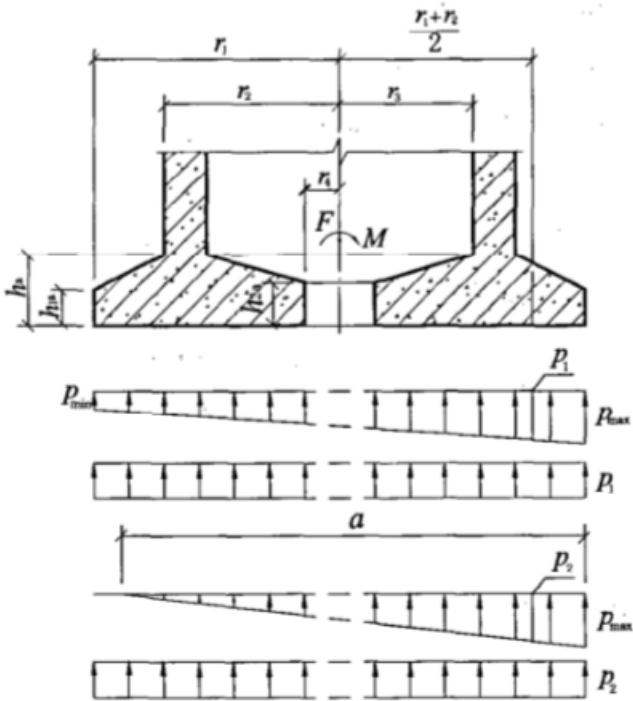


图11 圆环形基础底板计算荷载

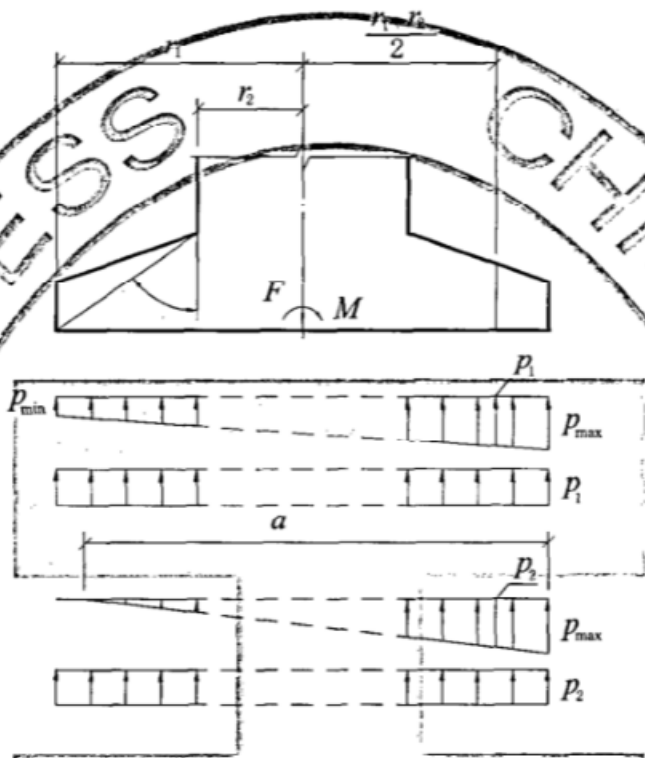


图12 圆柱形基础底板计算荷载

9.3.2 在筒壁或圆柱与底板交接处的冲切强度按下式计算:

$$V_c \leq 0.35 f_t (S_s + S_t) h_0 \quad (56)$$

式中:

- V_c ——冲切破坏锥体以外的荷载设计值, N;
- f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值, N/m^2 ;
- S_s ——冲切破坏锥体截面上边周长, mm; 筒壁、圆柱外边缘周长 $S_s = 2\pi r_2$, 筒壁内边缘周长 $S_s = 2\pi r_3$;
- S_t ——冲切破坏锥体截面下边周长, mm; 筒壁、圆柱外边缘周长 $S_t = 2\pi(r_2 + h_0)$, 筒壁内边缘周长 $S_t = 2\pi(r_3 - h_0)$;
- h_0 ——截面的有效高度, mm。

9.3.3 冲切破坏锥体以外的荷载设计值, 按以下公式计算:

a) 当验算筒壁、圆柱外边缘处底板的 h_0 时:

$$V_c = p_i \pi [r_1^2 - (r_2 + h_0)^2] \quad (57)$$

式中:

p_i ——由 p_1 、 p_2 中取最大值。

b) 当验算筒壁内边缘处底板的 h_0 时:

$$V_c = p_i \pi (r_3 - h_0)^2 \quad (58)$$

9.3.4 圆形基础底板的内力可按弹性理论计算:

a) 圆筒式基础底板的弯矩, 按两组荷载分别计算, 取其包络值 (圆形板式基础底板的内力), 按底板各点正负弯矩最大值配置截面各点上下层的钢筋面积; 底板的剪力, 按两组荷载计算, 取大值验算截面;

第一组荷载： p_1 取用 p_1 、 p_2 中大值计算（图 13）；

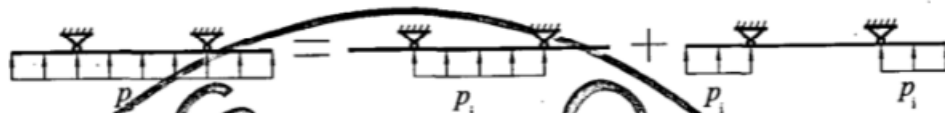


图 13 圆筒式基础底板计算荷载之一

第二组荷载： p_1 取用 p_2 计算（图 14）。

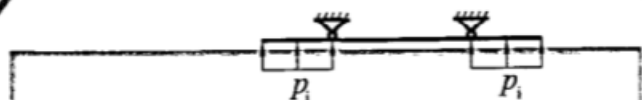


图 14 圆筒式基础底板计算荷载之二

- b) 圆柱式基础底板的内力按沿圆柱圆周固接的悬臂圆形板计算，其均布荷载 p_1 可取用 p_1 、 p_2 中的最大值。

9.3.5 基础底板悬臂部分上部可能产生弯矩时，应进行强度验算。

9.3.6 联合式塔基础底板的计算应符合下列规定：

- 两个或两个以上的联合塔基础底板，宜采用刚性筏板；
- 刚性筏板厚度不宜小于 800mm，并不应小于柱截面边长。筏板基础的悬挑长度，不宜大于 2.5 倍板厚度；
- 正常生产时，作用在筏板基础顶面的竖向重力荷载的合力重心宜与基础底板形心相重合；
- 刚性筏板基础的内力可按弹性地基刚性板方法计算；筏板基础应验算抗冲切、抗剪切强度；无脱离区计算筏板基础内力时不考虑筏板基础自重及其上部的土重；有脱离区计算筏板基础内力时应考虑筏板基础自重及其上部的土重。

9.3.7 塔基础的埋深，应考虑地基情况、冻土深度、相邻建（构）筑物基础以及地下埋管等因素综合确定，但不宜小于 1.5m。

9.3.8 当框架式塔基础采用每柱独立基础时，抗震等级为一、二级的钢筋混凝土框架基础，应设置基础连梁。方形框架应在纵横两向设置，环形框架应沿环向设置。

9.3.9 当框架式塔基础采用整板式基础时，宜采用刚性底板。板的厚度不宜小于柱跨的 $1/8 \sim 1/6$ （地基承载力特征值小者取小值），且不宜小于 0.6m，并不应小于柱截面边长；板的悬挑长度不宜大于 2.5 倍板厚度，且从柱边算起的净悬挑长度不宜小于板厚度。

9.3.10 当塔基础采用圆板或环形板扩展基础时（图 10、图 11），其基础尺寸宜符合下列规定：

- a) 圆筒形基础，

$$\frac{r_1 - r_2}{2.2} \leq h_a \leq \frac{r_3}{4} \quad (59)$$

$$h_{1a} \geq h_a / 2 \quad (60)$$

- b) 环形板基础

$$r_4 \geq \phi_c \cdot r_c \quad (61)$$

$$\frac{r_1-r_2}{2.2} \leq h_a \geq \frac{r_3-r_4}{3} \dots\dots\dots (62)$$

$$h_{1a} \geq h_a/2 \leq h_{2a} \dots\dots\dots (63)$$

上述式中:

- r_c ——基础环梁中心处半径, m;
- r_1 ——圆形基础底板半径或圆环形基础底板外半径, m;
- r_2 ——圆筒外半径或圆柱半径, m;
- r_3 ——圆筒内半径, m;
- r_4 ——圆环形基础底板内半径, m;
- h_a ——基础底板总厚度, m;
- h_{1a} ——基础底板外边缘厚度, m;
- h_{2a} ——圆环形基础底板内边缘厚度, m;
- ϕ_c ——圆环形板基础底板的外形系数, 可依据 r_1/r_c 按图 15 查得。

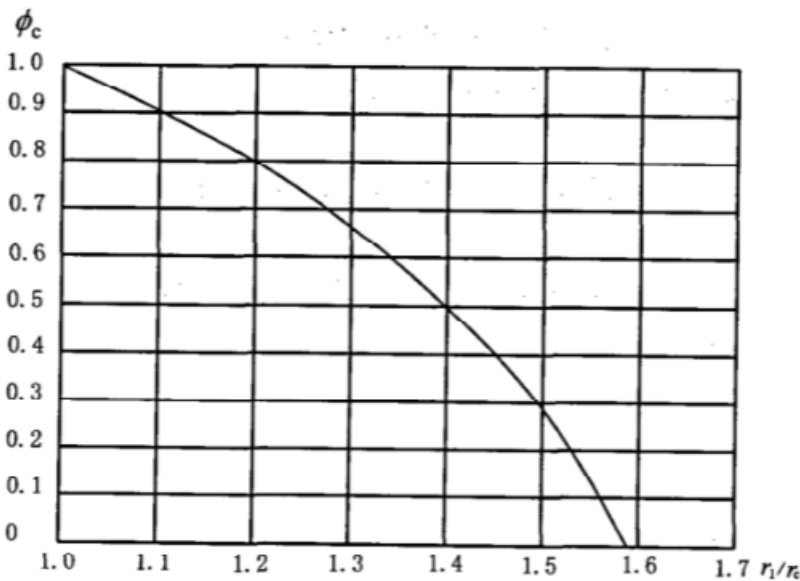


图 15 圆环形基础底板外形系数

- 9.3.11 圆柱式塔基础底板悬挑部分的宽高比 (图 12), 宜满足 $\text{tg}\alpha \leq 2.5$ 的要求。
- 9.3.12 进行基础底板的内力计算和抗冲切强度验算时, 上部结构传来的荷载效应组合, 应采用承载力极限状态下荷载效应组合的设计值。
- 9.3.13 当采用桩基础时, 可按 GB 50007 中桩基础部分有关规定进行设计与计算。

10 构造要求

10.1 一般规定

10.1.1 塔基础结构顶面二次浇灌层宜采用高于基础一个强度等级的细石混凝土或高强无收缩灌浆料, 其厚度宜为 30mm~50mm。

10.1.2 混凝土保护层最小厚度应符合表 11 的规定，且不小于受力钢筋的直径。

表 11 混凝土保护层最小厚度 单位: mm

构件名称	圆筒的筒壁	圆 柱	框 架 结 构		基础底板和底梁	
			板	梁、柱	有垫层	无垫层
最小保护层厚度	35	35	25	35	40	70
注 1: 当结构处于三类环境时, 表中保护层厚度应再增加 5mm。 注 2: 梁柱中箍筋和构造钢筋的保护层不应小于 15mm。						

- 10.1.3 钢筋的锚固、接头、焊接、弯钩、配筋率，均应符合 GB 50010 的规定。
- 10.1.4 根据地下水、土的腐蚀程度，设计地面以下的结构构件表面需要防腐蚀时，应按 GB 50046 的有关规定进行防腐处理。
- 10.1.5 当塔型设备的介质有腐蚀性时，与其接触的结构构件表面，应根据塔内介质的腐蚀性质，应按 GB 50046 的有关规定进行防腐设计。

10.2 圆筒式塔基础的构造

10.2.1 筒壁结构的构造（图 16），应符合下列规定：

- a) 筒壁的厚度，应根据塔型设备裙座宽度确定，且不应小于 300mm。地脚螺栓中心到边缘距离不应小于 4 倍地脚螺栓直径，也不应小于 150mm，地脚螺栓应埋设在筒壁受力钢筋网以内；
- b) 筒壁按双层钢筋配置；
- c) 筒壁内回填砂或土，顶部浇灌 80mm 厚强度等级为 C10 的混凝土。

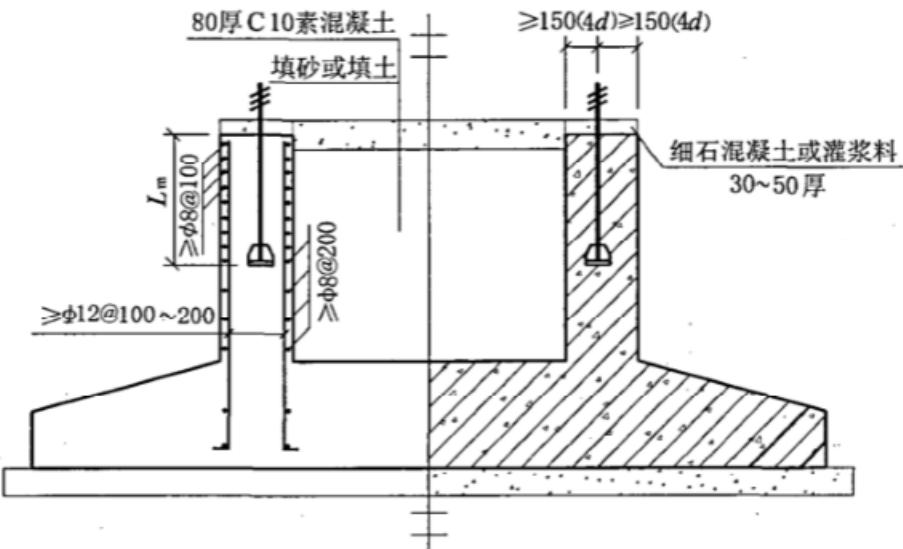


图 16 圆筒式塔基础筒壁的构造及配筋

- 10.2.2 基础底板的构造，应符合下列规定：
- a) 基础底板边缘厚度不应小于 250mm；
 - b) 基础底板的配筋，应根据受力情况确定，一般可按图 17、图 18、图 19 三种受力情况配置，当

有其中两种以上受力情况者，各种受力情况分别取最大值配置钢筋。

10.2.3 地脚螺栓宜采用直埋；当直径小于等于 32mm 时，宜采用直钩式，弯钩长度采用 4 倍螺栓直径；当直径大于 32mm 时，宜采用锚板式或爪式。地脚螺栓锚固长度从二次浇灌层底面算起，可按表 12 采用。锚板式地脚螺栓的锚板形式及尺寸可按表 13 采用。

10.3 圆柱式塔基础的构造

10.3.1 圆柱式塔基础配筋及构造（图 20）应满足下列要求：

- a) 圆柱式竖向钢筋配筋率，不应小于 0.05%；
- b) 地脚螺栓中心到边缘距离不应小于 4 倍地脚螺栓直径，也不应小于 150mm，地脚螺栓应埋设在圆柱受力钢筋网以内。

10.3.2 地脚螺栓应符合 10.2.3 条之规定。

10.4 框架式塔基础的构造

10.4.1 框架式塔基础的梁、板、柱和基础的构造均应符合 GB 50010 的规定。

10.4.2 板式框架顶板转角处，板的上下层均应配置八字筋，每角单层不应少于 4 根，其直径不应小于 18mm，间距不大于 150mm（图 21）。

10.4.3 板式框架顶板箍筋宜为封闭式，直径不应小于 10mm。

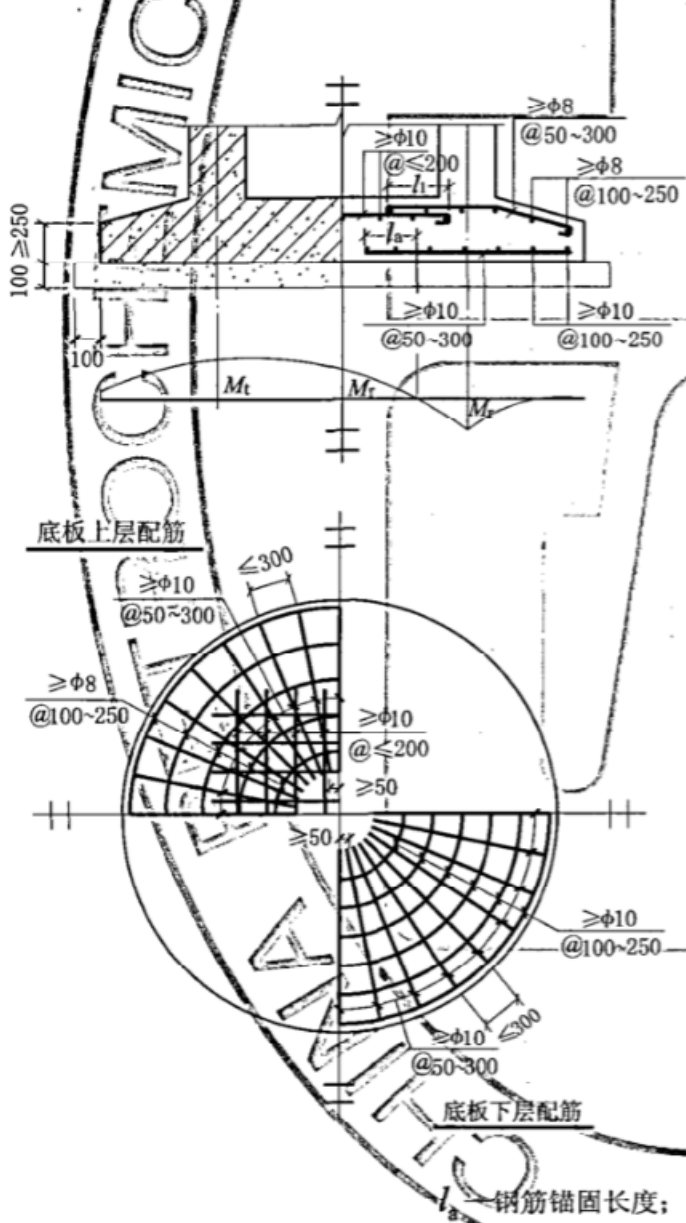


图 17 底板受力情况一的配筋

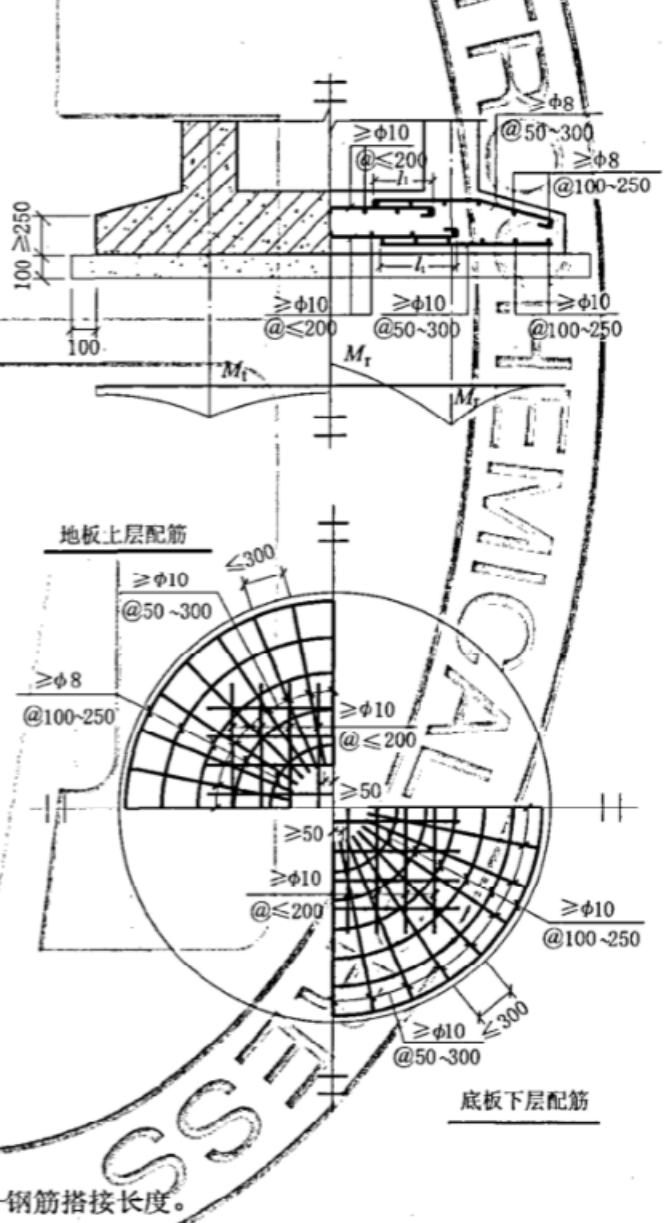


图 18 底板受力情况二的配筋

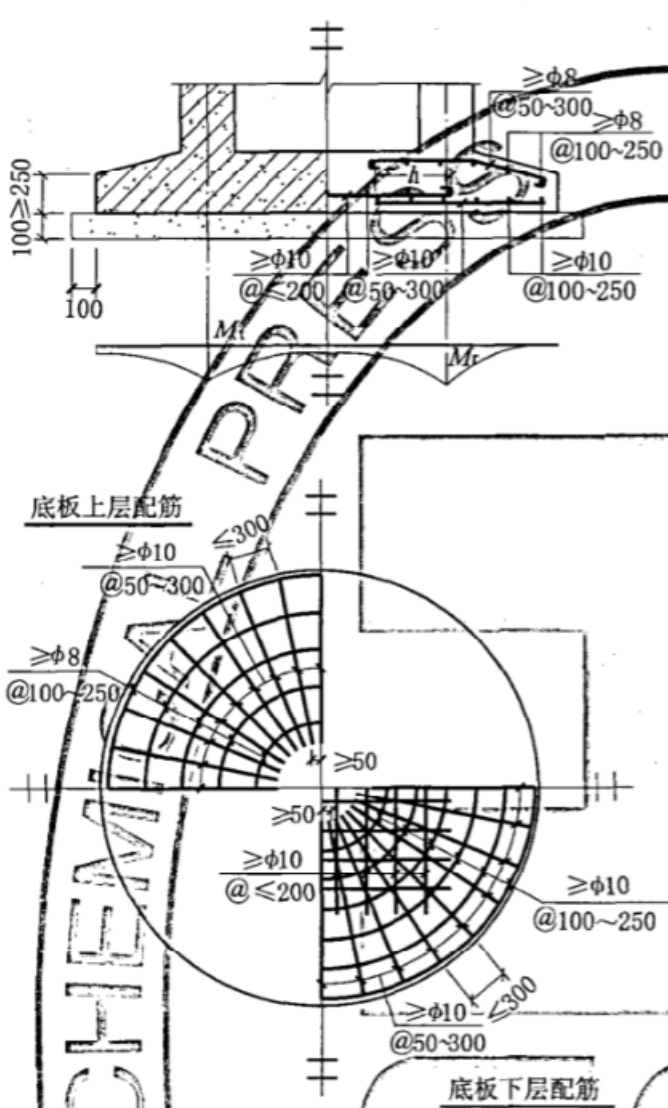


图 19 底板受力情况三的配筋

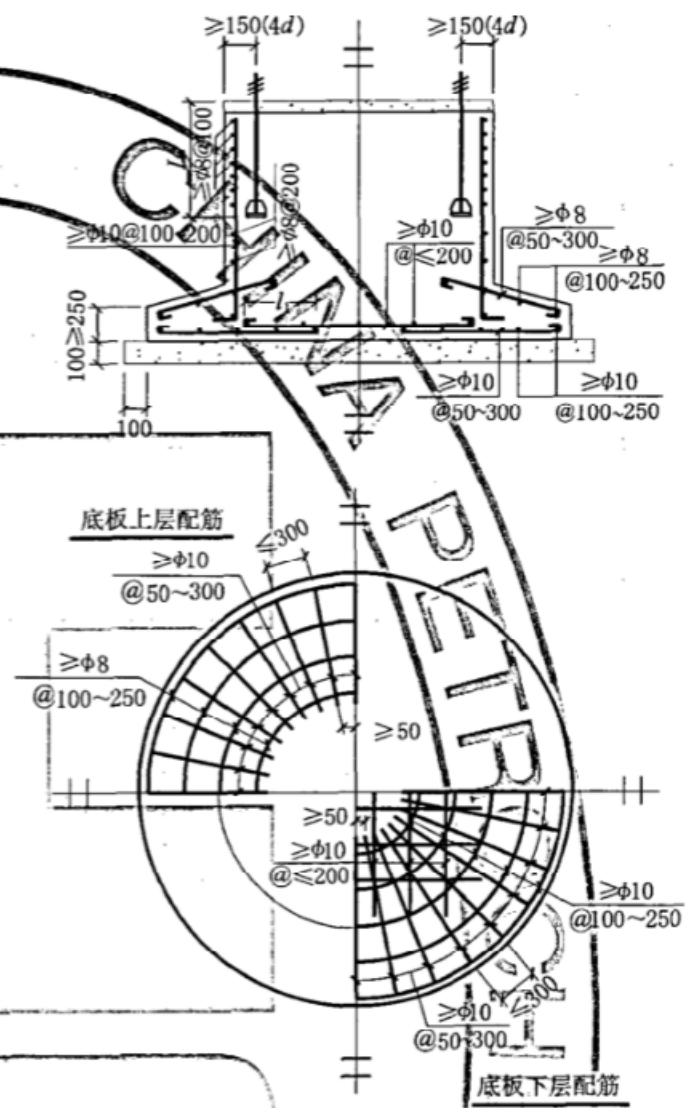


图 20 圆柱式塔基础配筋及构造

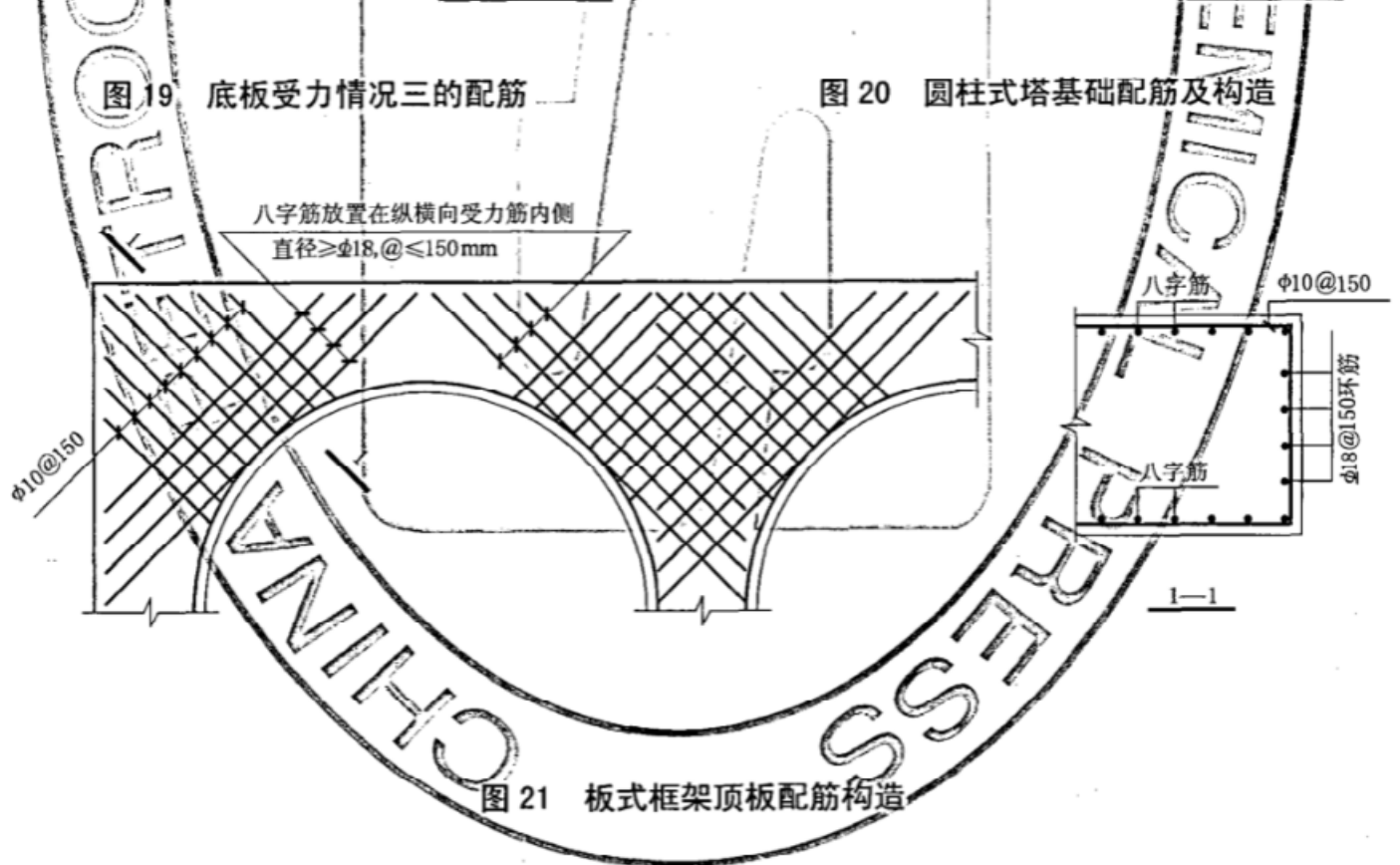


图 21 板式框架顶板配筋构造

表 12 地脚螺栓锚固长度

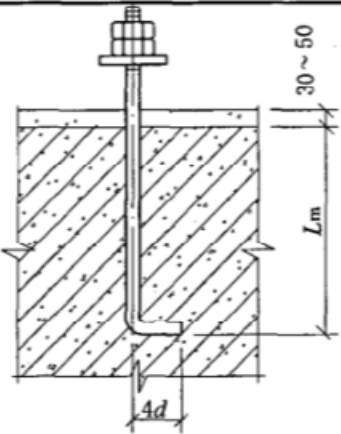
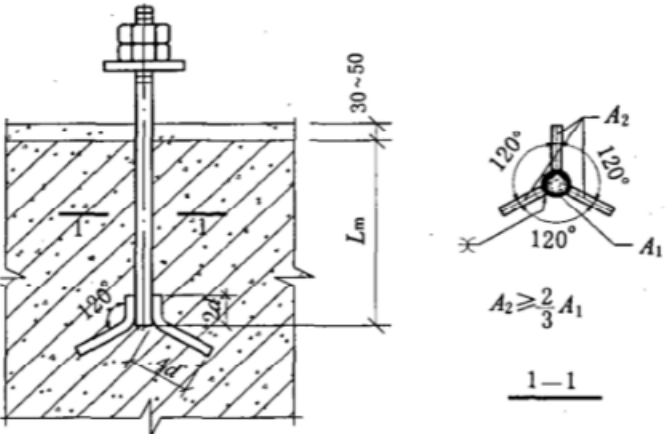
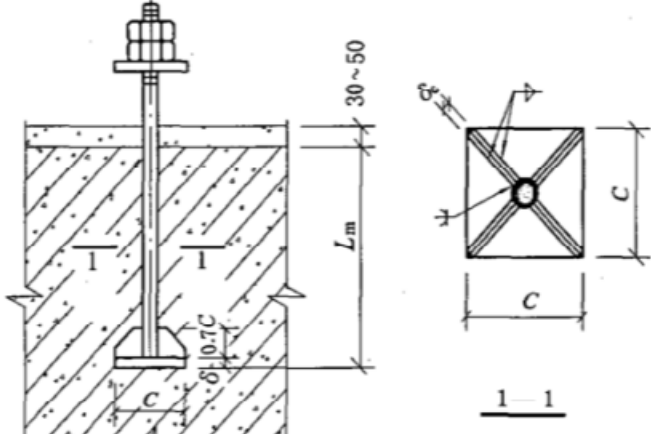
地脚螺栓形式	地脚螺栓简图	L _m	
		Q235 钢	Q345 钢
直钩式		25d(30d)	30d(35d)
爪式		15d(18d)	20d(23d)
锚板式		15d(18d)	20d(23d)
<p>注 1: d 为地脚螺栓直径。 注 2: L_m 为地脚螺栓锚固长度。 注 3: A_1 为地脚螺栓面积。 注 4: A_2 为爪枝总面积。 注 5: 括号内数值用于地震区。</p>			

表 13 锚板式地脚螺栓的锚板形式及尺寸

单位: mm

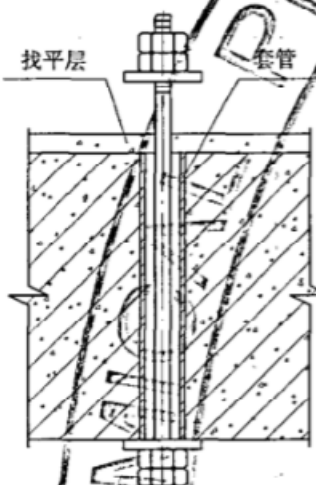
地脚螺栓型号	锚板尺寸		
	c	δ	δc
M20	80	10	6
M22	80	10	6
M24	80	10	6
M27	100	10	8
M30	100	10	8
M36	100	12	8
M42	120	14	8
M48	150	16	10
M56	180	20	10
M64	200	25	10
M68	250	25	12
M72	250	25	12
M76	280	26	12
M80	280	28	14
M85	300	30	14
M90	320	32	14
M95	350	34	16
M100	350	36	16

10.4.4 板式框架的板柱连接处,板上层钢筋沿外侧每个方向伸入柱内不少于 4 根,柱钢筋可不伸入板内。

10.4.5 钢筋混凝土框架式塔基础的顶层梁(板)上的地脚螺栓中心距梁(板)边距离不宜小于 120mm,且宜采用预埋套管式,上下均采用双螺帽固定,其构造及套管规格见表 14。

表 14 套管式地脚螺栓

单位: mm

简 图	地脚螺栓型号	套管规格 (外径×壁厚)	垫板规格 (边长×板厚)
	M20	$\phi 45 \times 2.5$	60×8
	M22	$\phi 50 \times 2.5$	70×10
	M24	$\phi 50 \times 2.5$	75×10
	M27	$\phi 57 \times 3$	80×12
	M30	$\phi 57 \times 3$	90×12
	M36	$\phi 70 \times 3$	110×16
	M42	$\phi 70 \times 3$	130×18
	M48	$\phi 76 \times 3$	145×20
	M56	$\phi 83 \times 3.5$	160×22
	M64	$\phi 89 \times 3.5$	170×24
	M68	$\phi 95 \times 3.5$	195×26
	M72	$\phi 102 \times 3.5$	220×30
	M76	$\phi 102 \times 3.5$	230×36
	M80	$\phi 108 \times 4$	240×36
	M85	$\phi 114 \times 4$	255×40
	M90	$\phi 114 \times 4$	270×42
	M95	$\phi 127 \times 4$	285×44
	M100	$\phi 127 \times 4$	300×46

10.4.6 筏板基础的筏板受力钢筋直径不应小于 12mm, 间距应为 100mm 至 200mm, 最小配筋百分率不应小于 0.15%, 受力钢筋均应双层双向配筋。

10.4.7 当筏板基础的筏板长度大于 30m 时, 宜设置一道后浇带, 板带宽不宜小于 800mm, 用强度等级高一级的微膨胀混凝土灌缝, 有经验时, 也可采取其他措施。

10.4.8 框架式塔基础的抗震构造措施, 应符合 SH/T 3147 的有关规定。

10.4.9 钢筋混凝土框架式塔基础结构构件尺寸, 宜符合下列规定:

- 顶层设备梁的高度, 不宜小于计算跨度的 1/5, 且净跨度与截面高度之比不宜小于 4; 梁的宽度不宜小于梁高度的 1/2;
- 下层梁的宽度不宜小于柱宽 (矩形柱指长边长) 的 1/2;
- 柱子净高度与截面高度之比不宜小于 4;
- 平台板厚度不宜小于 100mm。

10.4.10 基础内插筋与框架柱纵向钢筋连接，应符合下列规定：

- 基础内预埋插筋的数量、直径、间距以及钢筋种类，应与柱内纵向钢筋相同；
- 插筋与柱内纵向钢筋连接，宜采用机械连接或焊接，当受拉钢筋直径不小于 25mm，受压钢筋直径不小于 32mm 时，不宜采用绑扎搭接；
- 采用焊接或机械连接时，同一接头区段内的接头面积率不应大于 50%，接头区段长度为 $35d$ ；
- 当采用绑扎搭接时，每侧钢筋少于 4 根时，可在同一平面上搭接，搭接长度取 $1.6l_a$ ；每侧钢筋 4 根至 8 根时，应在两个平面上依次搭接，搭接长度取 $1.4l_a$ ；每侧钢筋多于 8 根时，应在三个平面上依次搭接，搭接长度取 $1.2l_a$ 。

10.4.11 钢框架柱基础的构造，应符合下列规定：

- 地脚螺栓中心至基础边缘的距离，不应小于 4 倍地脚螺栓直径，且不应小于 150mm；柱脚底板边缘至基础边缘的距离，不应小于 50mm；
- 基础顶面高出地坪不宜小于 200mm，顶面宜预留 40mm 厚的二次浇灌层，待钢柱安装找正后，用无收缩灌浆料或高出基础混凝土一个强度等级的细石混凝土浇灌；
- 基础短柱内的配筋由计算确定，竖向钢筋直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 250mm，箍筋直径不宜小于 8mm，地脚螺栓范围内的箍筋间距不宜大于 100mm；
- 柱脚底板下宜设置抗剪键。

10.4.12 钢框架柱基础的地脚螺栓宜采用直埋。

10.4.13 所有钢结构构件应采取有效的防腐措施。

10.4.14 钢框架的耐火保护，应符合现行 SH 3135 的有关规定。

附录 A
(规范性附录)

塔型设备的基本自振周期计算

A.1 计算风荷载时，塔型设备的基本自振周期，可按下列公式计算：

- a) 圆筒(柱)式塔基础，塔的壁厚 $\delta_1 \leq 30\text{mm}$ ：
当 $h^2/D_0 < 700$ 时，

$$T_1 = 0.35 + 0.85 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \dots\dots\dots (\text{A. 1})$$

当 $h^2/D_0 \geq 700$ 时，

$$T_1 = 0.25 + 0.99 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \dots\dots\dots (\text{A. 2})$$

式中：

- T_1 ——塔型设备的基本自振周期，s；
 h ——从基础底板顶面至设备顶面的总高度，m；
 D_0 ——塔型设备外径，对变直径塔，可按各段高度和外径求加权平均外径，m。

- b) 框架式塔基础，塔的壁厚 $\delta_1 \leq 30\text{mm}$ ：

$$T_1 = 0.56 + 0.40 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \dots\dots\dots (\text{A. 3})$$

- c) 当数个塔由联合平台连成一排时，垂直于排列方向的各塔的基本自振周期 (T_1) 值可采用主塔 (即周期最大的塔) 的基本自振周期。平行于排列方向的各塔基本自振周期 (T_1) 值，则采用主塔基本自振周期乘以折减系数 0.9。

A.2 地震作用时塔型设备的基本自振周期，按本规范公式 (A.1)、(A.2)、(A.3) 计算时，应乘以震时周期加长系数 1.15。

注：对于壁厚 $\delta_1 > 30\text{mm}$ 的塔型设备，尚无统一计算方法，其自振周期可按现行有关理论计算；

附录 B
(资料性附录)

(资料性附录)

顶部弯矩 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆弧形梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

顶部弯矩 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩可按表 B.1 计算。

表 B.1 顶部弯矩 M_t 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

荷载简图	框架顶部弯矩作用下地脚螺栓处产生的集中竖向荷载 KN			最大剪力 V_{max} KN	环梁高宽比	跨中弯矩 M_c KN·m	支座弯矩 M_A, M_B KN·m	最大扭矩 M_{max} KN·m	最大扭矩处与跨中轴线夹角 φ
	P_1	P_2	P_3						
8		$\frac{M_T}{4.33r_0}$	—	—	$P_1 + P_2$	1.0 $0.08145(P_1 + P_2)r_0$ 1.2 $0.07951(P_1 + P_2)r_0$ 1.5 $0.07653(P_1 + P_2)r_0$ 1.75 $0.074(P_1 + P_2)r_0$ 2.0 $0.0716(P_1 + P_2)r_0$	1.0 $-0.32509(P_1 + P_2)r_0$ 1.2 $-0.32646(P_1 + P_2)r_0$ 1.5 $-0.32857(P_1 + P_2)r_0$ 1.75 $-0.33036(P_1 + P_2)r_0$ 2.0 $-0.33205(P_1 + P_2)r_0$	1.0 $0.03172(P_1 + P_2) + 0.01354(P_2 + P_3)r_0$ 1.2 $0.03118(P_1 + P_2) + 0.01297(P_2 + P_3)r_0$ 1.5 $0.03035(P_1 + P_2) + 0.01212(P_2 + P_3)r_0$ 1.75 $0.02965(P_1 + P_2) + 0.01142(P_2 + P_3)r_0$ 2.0 $0.02899(P_1 + P_2) + 0.01076(P_2 + P_3)r_0$	23°31' 23°15' 22°50' 22°28' 22°8'
12		$\frac{M_T}{6r_0}$	$\frac{M_T}{6.80r_0}$	—	$\frac{P_1}{2} + P_2 + 1.5P_3$	1.0 $0.17474(P_1 + P_2) + 0.02857(P_3 + P_3)r_0$ 1.2 $0.18184(P_1 + P_2) + 0.03287(P_3 + P_3)r_0$ 1.5 $0.17916(P_1 + P_2) + 0.03125(P_3 + P_3)r_0$ 1.75 $0.17689(P_1 + P_2) + 0.02987(P_3 + P_3)r_0$ 2.0 $0.17474(P_1 + P_2) + 0.02857(P_3 + P_3)r_0$	1.0 $-0.22375(P_1 + P_2) + 0.23483(P_3 + P_3)r_0$ 1.2 $-0.22498(P_1 + P_2) + 0.23558(P_3 + P_3)r_0$ 1.5 $-0.22657(P_1 + P_2) + 0.23672(P_3 + P_3)r_0$ 1.75 $-0.22848(P_1 + P_2) + 0.2377(P_3 + P_3)r_0$ 2.0 $-0.22999(P_1 + P_2) + 0.23862(P_3 + P_3)r_0$	1.0 $0.03172(P_1 + P_2) + 0.01354(P_2 + P_3)r_0$ 1.2 $0.03118(P_1 + P_2) + 0.01297(P_2 + P_3)r_0$ 1.5 $0.03035(P_1 + P_2) + 0.01212(P_2 + P_3)r_0$ 1.75 $0.02965(P_1 + P_2) + 0.01142(P_2 + P_3)r_0$ 2.0 $0.02899(P_1 + P_2) + 0.01076(P_2 + P_3)r_0$	23°31' 23°15' 22°50' 22°28' 22°8'
16		$\frac{M_T}{8.16r_0}$	$\frac{M_T}{9.62r_0}$	—	$P_1 + P_2 + 2P_3$	1.0 $0.19708(P_1 + P_2) + 0.01837(P_3 + P_3)r_0$ 1.2 $0.19403(P_1 + P_2) + 0.01772(P_3 + P_3)r_0$ 1.5 $0.18934(P_1 + P_2) + 0.01672(P_3 + P_3)r_0$ 1.75 $0.18535(P_1 + P_2) + 0.01587(P_3 + P_3)r_0$ 2.0 $0.18159(P_1 + P_2) + 0.01507(P_3 + P_3)r_0$	1.0 $-0.41622(P_1 + P_2) + 0.1821(P_3 + P_3)r_0$ 1.2 $-0.41837(P_1 + P_2) + 0.18256(P_3 + P_3)r_0$ 1.5 $-0.42168(P_1 + P_2) + 0.1837(P_3 + P_3)r_0$ 1.75 $-0.42451(P_1 + P_2) + 0.18387(P_3 + P_3)r_0$ 2.0 $-0.42717(P_1 + P_2) + 0.18444(P_3 + P_3)r_0$	1.0 $0.05503(P_1 + P_2) + 0.006709(P_2 + P_3)r_0$ 1.2 $0.05503(P_1 + P_2) + 0.006709(P_2 + P_3)r_0$ 1.5 $0.05332(P_1 + P_2) + 0.00633(P_2 + P_3)r_0$ 1.75 $0.05188(P_1 + P_2) + 0.00595(P_2 + P_3)r_0$ 2.0 $0.05054(P_1 + P_2) + 0.00559(P_2 + P_3)r_0$	22°43' 22°32' 22°15' 22° 21°47'

表 B.1 (续) 顶部弯矩 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

圆弧梁支数	地脚螺栓数	荷载简图	框架顶部弯矩作用下地脚螺栓处产生的集中竖向荷载 KN			最大剪力 V_{max} KN	环梁高宽比	跨中弯矩 M_c KN·m	支座弯矩 M_A, M_B KN·m	最大扭矩 M_{Tmax} KN·m	最大扭矩处与跨中轴线夹角 φ
			P_1	P_2	P_3						
4	20		$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.0	$[0.1835(P_1 + P_2) + 0.12115(P_2 + P_3) + 0.01117(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.2237(P_1 + P_2) + 0.3683(P_2 + P_3) + 0.1483(P_2 + P_3)]\%$	$[0.03183(P_1 + P_2) + 0.04365(P_2 + P_3) + 0.00154(P_2 + P_3)]\%$	23°19'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.2	$[0.1818(P_1 + P_2) + 0.1187(P_2 + P_3) + 0.01103(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.2249(P_1 + P_2) + 0.3700(P_2 + P_3) + 0.1486(P_2 + P_3)]\%$	$[0.03122(P_1 + P_2) + 0.04264(P_2 + P_3) + 0.00434(P_2 + P_3)]\%$	23°10'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.5	$[0.17916(P_1 + P_2) + 0.11496(P_2 + P_3) + 0.01036(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.2268(P_1 + P_2) + 0.3727(P_2 + P_3) + 0.1491(P_2 + P_3)]\%$	$[0.0303(P_1 + P_2) + 0.04109(P_2 + P_3) + 0.00403(P_2 + P_3)]\%$	22°55'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.75	$[0.17689(P_1 + P_2) + 0.11177(P_2 + P_3) + 0.00978(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.2284(P_1 + P_2) + 0.3749(P_2 + P_3) + 0.1495(P_2 + P_3)]\%$	$[0.02952(P_1 + P_2) + 0.03978(P_2 + P_3) + 0.00378(P_2 + P_3)]\%$	22°43'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	2.0	$[0.17474(P_1 + P_2) + 0.10876(P_2 + P_3) + 0.00924(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.2299(P_1 + P_2) + 0.3264(P_2 + P_3) + 0.1252(P_2 + P_3)]\%$	$[0.02879(P_1 + P_2) + 0.03855(P_2 + P_3) + 0.00354(P_2 + P_3)]\%$	22°32'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.0	$[0.24718(P_1 + P_2) + 0.08145(P_2 + P_3) + 0.00753(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.4335(P_1 + P_2) + 0.32509(P_2 + P_3) + 0.12499(P_2 + P_3)]\%$	$[0.05967(P_1 + P_2) + 0.03274(P_2 + P_3) + 0.00318(P_2 + P_3)]\%$	23°57'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.2	$[0.24452(P_1 + P_2) + 0.07951(P_2 + P_3) + 0.00751(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.4358(P_1 + P_2) + 0.3264(P_2 + P_3) + 0.1252(P_2 + P_3)]\%$	$[0.05848(P_1 + P_2) + 0.03183(P_2 + P_3) + 0.00303(P_2 + P_3)]\%$	23°48'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.5	$[0.23948(P_1 + P_2) + 0.07653(P_2 + P_3) + 0.00703(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.43913(P_1 + P_2) + 0.32857(P_2 + P_3) + 0.12556(P_2 + P_3)]\%$	$[0.05666(P_1 + P_2) + 0.03045(P_2 + P_3) + 0.00281(P_2 + P_3)]\%$	23°36'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.75	$[0.23518(P_1 + P_2) + 0.074(P_2 + P_3) + 0.00661(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.4424(P_1 + P_2) + 0.33036(P_2 + P_3) + 0.1258(P_2 + P_3)]\%$	$[0.05513(P_1 + P_2) + 0.02928(P_2 + P_3) + 0.00263(P_2 + P_3)]\%$	23°25'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	2.0	$[0.23112(P_1 + P_2) + 0.0716(P_2 + P_3) + 0.00623(P_2 + P_3)]\%$	$[-0.44533(P_1 + P_2) + 0.33205(P_2 + P_3) + 0.12613(P_2 + P_3)]\%$	$[0.0537(P_1 + P_2) + 0.02817(P_2 + P_3) + 0.00246(P_2 + P_3)]\%$	23°14'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.0	$[0.0604(P_1 + P_2)]\%$	$[-0.2067(P_1 + P_2)]\%$	$[0.0172(P_1 + P_2)]\%$	18°17'
			$\frac{M_T}{10g}$	$\frac{M_T}{10.52g}$	$\frac{M_T}{12.36g}$	$\frac{P_1}{2} + P_2 + P_3 + 2.5P_4$	1.2	$[0.05923(P_1 + P_2)]\%$	$[-0.20748(P_1 + P_2)]\%$	$[0.01695(P_1 + P_2)]\%$	18°14'
6	12		$\frac{M_T}{6.21g}$	—	—	$P_1 + P_2$	1.5	$[0.05794(P_1 + P_2)]\%$	$[-0.20866(P_1 + P_2)]\%$	$[0.01653(P_1 + P_2)]\%$	18°10'
			$\frac{M_T}{6.21g}$	—	—	$P_1 + P_2$	1.75	$[0.05666(P_1 + P_2)]\%$	$[-0.20975(P_1 + P_2)]\%$	$[0.01611(P_1 + P_2)]\%$	18°6'
			$\frac{M_T}{6.21g}$	—	—	$P_1 + P_2$	2.0	$[0.05533(P_1 + P_2)]\%$	$[-0.21084(P_1 + P_2)]\%$	$[0.01574(P_1 + P_2)]\%$	18°2'

表 B.1 (续) 顶部弯矩 M_1 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

地脚螺栓数	荷载简图	框架顶部弯矩作用下地脚螺栓处产生的集中竖向荷载 KN			最大剪力 V_{max} KN	环梁高宽比	跨中弯矩 M_c KN·m	支座弯矩 M_A, M_B KN·m	最大扭矩 M_{max} KN·m	最大扭矩处与跨中轴线夹角 φ
		P_1	P_2	P_3						
8		$\frac{M_1}{3.16r_0}$	—	—	$P_1 + P_2$	1.0	$0.04677(P_1 + P_2)r_0$	$-0.15188(P_1 + P_2)r_0$	$0.01017(P_1 + P_2)r_0$	$13^\circ 52'$
						1.2	$0.04637(P_1 + P_2)r_0$	$-0.15225(P_1 + P_2)r_0$	$0.01007(P_1 + P_2)r_0$	$13^\circ 50'$
						1.5	$0.0457(P_1 + P_2)r_0$	$-0.15287(P_1 + P_2)r_0$	$0.00991(P_1 + P_2)r_0$	$13^\circ 48'$
						1.75	$0.04505(P_1 + P_2)r_0$	$-0.15347(P_1 + P_2)r_0$	$0.00976(P_1 + P_2)r_0$	$13^\circ 46'$
						2.0	$0.04438(P_1 + P_2)r_0$	$-0.15409(P_1 + P_2)r_0$	$0.0096(P_1 + P_2)r_0$	$13^\circ 44'$
						1.0	$[0.09639(P_1 + P_2) + 0.02047(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10229(P_1 + P_2) + 0.1116(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00861(P_1 + P_2) + 0.00466(P_2 + P_1)]r_0$	$13^\circ 10'$
						1.2	$[0.09603(P_1 + P_2) + 0.02025(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10262(P_1 + P_2) + 0.11182(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00875(P_1 + P_2) + 0.00459(P_2 + P_1)]r_0$	$13^\circ 6'$
						1.5	$[0.09543(P_1 + P_2) + 0.01988(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10317(P_1 + P_2) + 0.11216(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00865(P_1 + P_2) + 0.00447(P_2 + P_1)]r_0$	13°
						1.75	$[0.09486(P_1 + P_2) + 0.01953(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.1037(P_1 + P_2) + 0.11248(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00856(P_1 + P_2) + 0.00436(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 53'$
						2.0	$[0.09426(P_1 + P_2) + 0.01916(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10426(P_1 + P_2) + 0.11282(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00846(P_1 + P_2) + 0.00424(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 47'$
24		$\frac{M_1}{12r_0}$	$\frac{M_1}{12.42r_0}$	—	$\frac{P_1}{2} + P_2 + 1.5P_3$	1.0	$[0.10713(P_1 + P_2) + 0.01141(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19131(P_1 + P_2) + 0.08747(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01605(P_1 + P_2) + 0.00243(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 17'$
						1.2	$[0.10651(P_1 + P_2) + 0.01128(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19188(P_1 + P_2) + 0.0876(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01552(P_1 + P_2) + 0.00239(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 14'$
						1.5	$[0.10515(P_1 + P_2) + 0.01105(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19296(P_1 + P_2) + 0.0878(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01574(P_1 + P_2) + 0.00233(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 10'$
						1.75	$[0.10445(P_1 + P_2) + 0.01083(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19379(P_1 + P_2) + 0.0880(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01552(P_1 + P_2) + 0.00227(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 6'$
						2.0	$[0.10339(P_1 + P_2) + 0.0106(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19477(P_1 + P_2) + 0.0882(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01531(P_1 + P_2) + 0.0022(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 2'$
						1.0	$[0.09543(P_1 + P_2) + 0.01988(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10317(P_1 + P_2) + 0.11216(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00865(P_1 + P_2) + 0.00447(P_2 + P_1)]r_0$	13°
						1.2	$[0.09486(P_1 + P_2) + 0.01953(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.1037(P_1 + P_2) + 0.11248(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00856(P_1 + P_2) + 0.00436(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 53'$
						1.5	$[0.09426(P_1 + P_2) + 0.01916(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10426(P_1 + P_2) + 0.11282(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00846(P_1 + P_2) + 0.00424(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 47'$
						1.75	$[0.09366(P_1 + P_2) + 0.01883(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10476(P_1 + P_2) + 0.11315(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00836(P_1 + P_2) + 0.00414(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 43'$
						2.0	$[0.09306(P_1 + P_2) + 0.01846(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.10526(P_1 + P_2) + 0.11347(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.00826(P_1 + P_2) + 0.00404(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 39'$
32		$\frac{M_1}{16.08r_0}$	$\frac{M_1}{16.72r_0}$	—	$P_1 + P_2 + 2P_3$	1.0	$[0.10651(P_1 + P_2) + 0.01141(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19131(P_1 + P_2) + 0.08747(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01605(P_1 + P_2) + 0.00243(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 17'$
						1.2	$[0.10651(P_1 + P_2) + 0.01128(P_2 + P_1)]r_0$	$[-0.19188(P_1 + P_2) + 0.0876(P_2 + P_1)]r_0$	$[0.01552(P_1 + P_2) + 0.00239(P_2 + P_1)]r_0$	$12^\circ 14'$

注 1: 表中 $P_3 = F \cdot \sin \theta_1$ 。
 注 2: 表中最大扭矩计算公式及最大扭矩与跨中轴线夹角因与 P_1 及 M_1 的大小有关, 表中取近似值。
 注 3: 可采用内插法求出表中圆梁高宽比没有列出的计算公式。

表 B.1 (续) 顶部弯矩 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

圆弧梁支柱数	地脚螺栓数	荷载简图	环梁顶部弯矩作用下地脚螺栓处产生的集中竖向荷载 kN			最大剪力 V_{max} kN	耳梁高宽比	跨中弯矩 M_c kN·m	支座弯矩 M_A, M_B kN·m	最大扭矩 M_{max} kN·m	最大扭矩处与跨中轴线夹角 φ
			P_1	P_2	P_3						
6	18		$\frac{M_T}{9\alpha_0}$	$\frac{M_T}{9.58\alpha_0}$	—	$\frac{P_1}{2} + P_2 + 1.5P_3$	1.0	$[0.12679(P_1 + P_2) + 0.02559(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.1402(P_1 + P_2) + 0.15114(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.01523(P_1 + P_2) + 0.0076(P_2 + P_3)]\alpha_0$	17°
							1.2	$[0.12605(P_1 + P_2) + 0.02553(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.14084(P_1 + P_2) + 0.15154(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.01506(P_1 + P_2) + 0.0074(P_2 + P_3)]\alpha_0$	16°52'
							1.5	$[0.1248(P_1 + P_2) + 0.02479(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.14183(P_1 + P_2) + 0.15218(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.0148(P_1 + P_2) + 0.0071(P_2 + P_3)]\alpha_0$	16°40'
							1.75	$[0.12371(P_1 + P_2) + 0.024(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.14286(P_1 + P_2) + 0.15278(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.01456(P_1 + P_2) + 0.00683(P_2 + P_3)]\alpha_0$	16°28'
							2.0	$[0.1225(P_1 + P_2) + 0.023(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.14385(P_1 + P_2) + 0.15338(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.01431(P_1 + P_2) + 0.00656(P_2 + P_3)]\alpha_0$	16°17'
							1.0	$[0.13963(P_1 + P_2) + 0.01439(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.26176(P_1 + P_2) + 0.11807(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.0275(P_1 + P_2) + 0.00397(P_2 + P_3)]\alpha_0$	16°1'
	24		$\frac{M_T}{12.1\alpha_0}$	$\frac{M_T}{12.99\alpha_0}$	—	$P_1 + P_2 + 2P_3$	1.2	$[0.13833(P_1 + P_2) + 0.0141(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.26284(P_1 + P_2) + 0.11831(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.02716(P_1 + P_2) + 0.00387(P_2 + P_3)]\alpha_0$	15°56'
							1.5	$[0.13619(P_1 + P_2) + 0.01365(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.26474(P_1 + P_2) + 0.11871(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.02661(P_1 + P_2) + 0.00372(P_2 + P_3)]\alpha_0$	15°48'
							1.75	$[0.13423(P_1 + P_2) + 0.01322(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.26644(P_1 + P_2) + 0.11908(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.0261(P_1 + P_2) + 0.00357(P_2 + P_3)]\alpha_0$	15°40'
							2.0	$[0.13222(P_1 + P_2) + 0.01279(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[-0.26818(P_1 + P_2) + 0.11945(P_2 + P_3)]\alpha_0$	$[0.02559(P_1 + P_2) + 0.00343(P_2 + P_3)]\alpha_0$	15°32'
							1.0	$0.09639(P_1 + P_2)\alpha_0$	$-0.10223(P_1 + P_2)\alpha_0$	$0.00921(P_1 + P_2)\alpha_0$	10°55'
							1.2	$0.09603(P_1 + P_2)\alpha_0$	$-0.10262(P_1 + P_2)\alpha_0$	$0.00914(P_1 + P_2)\alpha_0$	10°53'
8	8		$\frac{M_T}{4\alpha_0}$	—	—	$\frac{P_1 + P_2}{2}$	1.5	$0.09513(P_1 + P_2)\alpha_0$	$-0.10317(P_1 + P_2)\alpha_0$	$0.00903(P_1 + P_2)\alpha_0$	10°49'
							1.75	$0.09486(P_1 + P_2)\alpha_0$	$-0.1037(P_1 + P_2)\alpha_0$	$0.00892(P_1 + P_2)\alpha_0$	10°45'
							2.0	$0.09426(P_1 + P_2)\alpha_0$	$-0.10423(P_1 + P_2)\alpha_0$	$0.00884(P_1 + P_2)\alpha_0$	10°41'

附录 C
(资料性附录)

方形框架梁弯矩 (M_T) 作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载分布计算公式

方形框架梁弯矩 (M_T) 作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载，可按表 C.1 计算。

表 C.1 方形框架梁弯矩 (M_T) 作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载分布计算公式

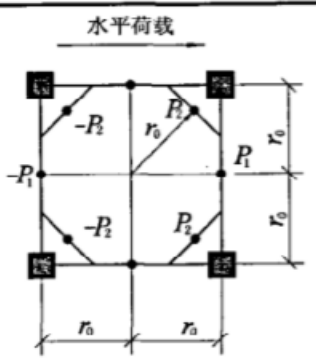
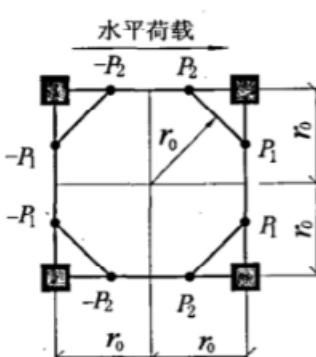
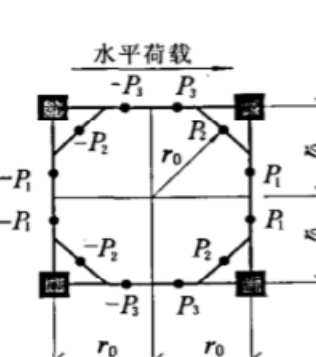
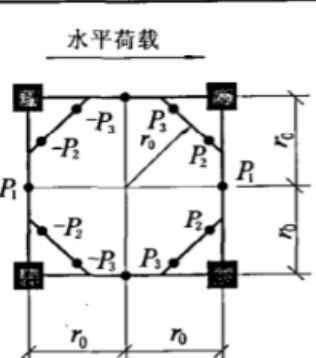

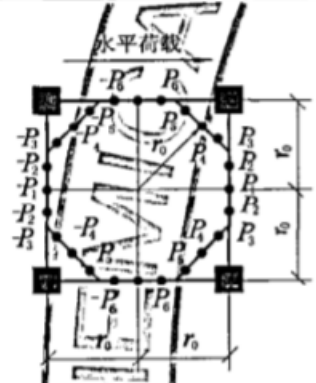
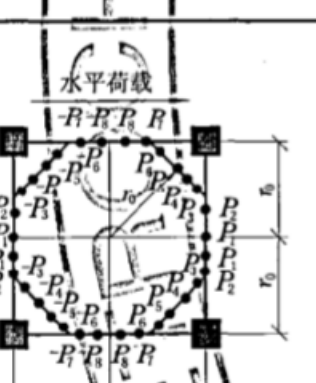

简 图	地脚螺栓数量	集 中 竖 向 荷 载							
		P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
	8	$\frac{M_T}{4r_0}$	$\frac{M_T}{5.66r_0}$	—	—	—	—	—	—
	8	$\frac{M_T}{4.33r_0}$	$\frac{M_T}{10.45r_0}$	—	—	—	—	—	—
	12	$\frac{M_T}{6.21r_0}$	$\frac{M_T}{8.49r_0}$	$\frac{M_T}{23.18r_0}$	—	—	—	—	—
	12	$\frac{M_T}{6r_0}$	$\frac{M_T}{6.93r_0}$	$\frac{M_T}{12r_0}$	—	—	—	—	—

表 C.1 (续) 方形框架梁弯矩 (M_T) 作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载分布计算公式

简 图	地脚螺栓数量	集 中 竖 向 荷 载							
		P_0	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
	16	$\frac{M_T}{8.16r_0}$	$\frac{M_T}{9.62r_0}$	$\frac{M_T}{14.4r_0}$	$\frac{M_T}{41.01r_0}$	—	—	—	—
	16	$\frac{M_T}{8r_0}$	$\frac{M_T}{8.66r_0}$	$\frac{M_T}{11.31r_0}$	$\frac{M_T}{20.91r_0}$	—	—	—	—
	20	$\frac{M_T}{10.13r_0}$	$\frac{M_T}{11.22r_0}$	$\frac{M_T}{14.14r_0}$	$\frac{M_T}{22.03r_0}$	$\frac{M_T}{63.92r_0}$	—	—	—
	20	$\frac{M_T}{10r_0}$	$\frac{M_T}{10.52r_0}$	$\frac{M_T}{12.36r_0}$	$\frac{M_T}{17.01r_0}$	$\frac{M_T}{32.36r_0}$	—	—	—

表 C.1 (续) 方形框架梁弯矩(M_T)作用下地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载分布计算公式

简 图	地脚 螺栓 数量	集 中 竖 向 荷 载							
		P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
	24	$\frac{M_T}{12.1r_0}$	$\frac{M_T}{12.99r_0}$	$\frac{M_T}{15.13r_0}$	$\frac{M_T}{19.71r_0}$	$\frac{M_T}{31.36r_0}$	$\frac{M_T}{41.99r_0}$	—	—
	24	$\frac{M_T}{12r_0}$	$\frac{M_T}{12.42r_0}$	$\frac{M_T}{13.86r_0}$	$\frac{M_T}{16.97r_0}$	$\frac{M_T}{24r_0}$	$\frac{M_T}{46.36r_0}$	—	—
	32	$\frac{M_T}{16.08r_0}$	$\frac{M_T}{16.72r_0}$	$\frac{M_T}{18.14r_0}$	$\frac{M_T}{20.7r_0}$	$\frac{M_T}{25.22r_0}$	$\frac{M_T}{33.94r_0}$	$\frac{M_T}{55.12r_0}$	$\frac{M_T}{163.23r_0}$
	32	$\frac{M_T}{16r_0}$	$\frac{M_T}{16.31r_0}$	$\frac{M_T}{17.32r_0}$	$\frac{M_T}{19.24r_0}$	$\frac{M_T}{22.63r_0}$	$\frac{M_T}{28.8r_0}$	$\frac{M_T}{41.81r_0}$	$\frac{M_T}{82.01r_0}$

用词说明

对本规范条文中要求执行严格程度用的助动词，说明如下：

(一) 表示要求很严格、非这样做不可并具有法定责任时，用的助动词为“必须”(must)；

(二) 表示要准确地符合规范而应严格遵守时，用的助动词为：

正面词采用“应”(shall)；

反面词采用“不应”或“不得”(shall not)。

(三) 表示在几种可能性中推荐特别合适的一种，不提及也不排除其他可能性，或表示是首选的但未必是所要求的，或表示不赞成但也不禁止某种可能性时，用的助动词为：

正面词采用“宜”(should)；

反面词采用“不宜”(should not)。

(四) 表示在规范的界限内所允许的行动步骤时，用的助动词为：

正面词采用“可”(may)；

反面词采用“不必”(need not)。

中华人民共和国石油化工有限公司标准

石油化工塔型设备基础设计规范

SH/T 3030—2009

条文说明

2009 北 京

目 次

4 结构型式.....41

5 材料.....41

6 荷载及地震作用.....41

7 荷载和地震效应组合.....43

8 结构计算.....43

9 地基与基础.....44

10 构造要求.....45

附录 B（资料性附录） 顶部弯距 M_T 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的集中竖向荷载计算公式
及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯距、剪力、扭矩计算公式.....46

石油化工塔型设备基础设计规范

4 结构形式

结构选型主要是根据生产要求而定,在满足生产要求的前提下,根据实践经验定出表 1 作为选型的参考范围。

关于圆柱式和圆筒式的分界线,经过调查并和施工单位结合认为,为了装卸模板方便,圆筒的最小净空内径以 1.00m 至 1.20m 为宜。当基础较高时应适当加大,故确定以净空直径 1.60m 作圆柱和圆筒式基础的分界,1.60m 才可做成圆筒基础。如表 1 中 $D_0=1.80\text{m}$,是以筒壁净空直径为 1.60m 换算而来的。

圆筒式和构架式的分界线采用塔型设备外径 $D_0>3.0\text{m}$ 是考虑构件的合理布置,比例协调和经济效果,直径小的塔,如采用构架式,其柱子布置太密,梁的跨度太小,断面尺寸不合理,又不经济。以基础高出地面 3m 作为选型的分界线,是从经济、美观、使用方便出发,并考虑人通行方便,保证构架的净空使用和操作方便而确定的。如基础过高的塔用圆筒(柱)式则显得粗大笨,直径大于 3m 应选用构架式。但是小直径塔的基础没有条件做成构架式,不论基础多高,仍应选用圆筒(柱)式基础:其高出地面小于 0.50m 者,由于目前装置大型化,部分塔基础最大直径近 10m,若都按圆柱式基础,则体积庞大,也容易开裂,故本次修订将高出地面小于 0.50m 的塔基础,根据经济指标及施工难易程度综合分析,将塔型设备外径 $D_0=3.0\text{m}$ 作为圆筒、圆柱的分界条件, $D_0\leq 3.0\text{m}$ 时,选用圆柱式基础, $D_0>3.0\text{m}$ 时,选用圆筒式基础。

当塔基础地面以上部分采用钢结构时,一般采用方形有支撑框架结构,以充分发挥钢结构的受力优势;因钢框架一般断面较大,钢板较厚,需要有一支有经验的施工队伍,从施工顺序、施工手段、施工质量等方面给予保证。

5 材料

5.1 结构安全等级为二级的建(构)筑物,规范明确规定其使用年限为 50 年。现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》专门增加了有关混凝土材料耐久性的规定,对各类环境中结构混凝土耐久性的基本要求包括:最大水灰比、最小水泥用量、最低混凝土强度等级、最大氯离子含量以及最大碱含量等都作了明确规定。

5.2 据统计,大处理量的塔基础,基础底板直径达 21m,基础底板厚度超过 2m;构架式塔基础柱的截面尺寸达到 1.5m,顶层板(梁)的高度已近 2m。为减少大体积混凝土施工过程中的开裂,一些工程开始掺用外加剂,如膨胀剂、减水剂、缓凝剂等。为了合理选择和正确使用外加剂,使之能真正改善混凝土性能,达到预期效果,现行 GB 50119《混凝土外加剂应用技术规范》中,对各类外加剂的种类、性能、掺入比,对水泥品种的适应性以及施工要求等都作了明确规定。

5.7 现行规范给出的材料强度,均为常温下的试验结果,它将随着温度的升高而折减。现行 GB 50051《烟囱设计规范》中详细给出了不同温度下混凝土、钢筋、钢材的强度和弹性模量的折减情况。例如:C30 混凝土在 60℃时强度折减为 80%,钢材在 150℃时,强度折减为 90%。温度越高,折减越多,当温度达到 200℃时,混凝土强度折减为 70%,其弹性模量几乎折半。所以不少规范都将 60℃和 150℃分别作为混凝土和钢材表面受热温度的界线,大于它时应考虑强度折减,或应采取相应的隔热措施。

6 荷载及地震作用

6.2 因为在停产检修与正常生产两种状态下,塔体附设钢平台上的活荷载不可能太大,故在对框架作

结构分析时,其值取 0.5kN/m^2 能够满足设计要求。

6.3 经对大型石化企业所在的 40 个城市统计,新规范 50 年一遇的基本风压比原规范 30 年一遇的基本风压大约提高了 10%,而且还规定了最小基本风压不得小于 0.35kN/m^2 ,所以修订时取消了原规范中的重现期系数,这与现行 GB 50135《高耸结构设计规范》也是一致的。

参考国外规范,并结合我国当前具体情况及本规范的适用范围,当 $T_1 \geq 0.25\text{s}$,建议考虑风振影响,对于 $T_1 < 0.25\text{s}$ 的塔型设备,虽然也存在少量风压脉动的影响,但此时往往按构造要求进行设计,结构具有较大刚度,因而一般可不考虑风振影响。另外本规范适用范围是总高度大于 10m 的塔型设备基础设计,这个范围内的塔型设备有相当一部分的基本自振周期是在 0.25s 至 0.50s 之间,因此控制 $T_1 \geq 0.25\text{s}$ 考虑风振是适宜的。

按现行 GB 50009《建筑结构荷载规范》规定,对于圆形截面结构在以下三种情况可能发生横向风振:

- 当雷诺数 $Re < 3 \times 10^5$ 且结构顶部风速 v_H 大于 v_{cr} 时,可发生亚临界的微风共振。此时,可在构造上采取防振措施,或控制结构的临界风速 v_{cr} 不小于 15m/s ;
- 当雷诺数 $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时,则发生超临界范围的风振,可不作处理;
- 当雷诺数 $Re \geq 3.5 \times 10^6$ 且结构顶部风速 v_H 的 1.2 倍大于 v_{cr} 时,可发生跨临界的强风共振,此时应考虑横风向风荷载引起的共振效应。

一般情况下,当风速在亚临界或超临界范围内时,只要采取适当的构造措施,横向风振不会对结构产生严重影响。如果能控制结构的临界风速 v_{cr} 不小于 15m/s 也可避免横向风振的发生,这在实际工程中完全可以达到的。

发生强风共振除 $Re > 3.5 \times 10^6$ 外,还必须具备结构顶部风速 v_H 的 1.2 倍大于临界风速 v_{cr} 。根据实算,在基本风压较高的地区,且高径比较大的塔,很容易满足发生强风共振的两个条件,且横风向风振对塔基础的影响较大。在实际工程中,也发现有产生横向风振的情况。因此塔基础设计应按国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定验算横风向风振影响。

当按国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》判断塔型设备可能出现跨临界强风共振时,对于第一振型的横风向风振,当设备顶端设计风压值 w_h 满足下式时,塔基础承载能力极状态仍由顺风向设计风压控制(参见 GB 50051《烟囱设计规范》)。

$$w_h \geq w_{cr1} \sqrt{\frac{0.04}{\zeta_1^2} + \beta_1^2}$$

$$w_{cr1} = \frac{v_{cr1}^2}{1600}$$

上述式中:

w_h ——设备顶部风压设计值, kN/m^2 ;

v_{cr1} ——第 1 振型对应的临界风速, m/s , 按国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定计算;

ζ_1 ——风振计算时,第 1 振型结构阻尼比,按 0.035 考虑;

β_1 ——设备顶端风振系数,按国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定计算。

6.4 基础底板顶面到设备顶面的总高度不超过 65m 的圆筒式、圆柱式塔基础受力状态接近于单质点体系,属于弯曲型结构,所以,可采用底部剪力法计算水平地震作用。框架式塔基础的水平地震反应特征与框架接近,质量和刚度沿高度分布不均匀,因此,宜采用振型分解反应谱法计算水平地震作用。

因圆筒式、圆柱式塔型设备在竖向地震作用下的受力特性与烟囱相似,故本规范给出的塔型设备在

竖向地震作用下的计算方法是参照 GB 50051《烟囱设计规范》的计算方法,它是根据冲量原理推导的。根据理论计算及实验实测结果,最大竖向地震力的绝对值,发生在烟囱的质量重心处,在烟囱的上部和下部相对较小。框架式塔基础塔型设备和框架(钢结构或钢筋混凝土结构)的质量和刚度均有很大差异,且两者之间是通过螺栓连接起来的,竖向地震力不可能象钢筋混凝土烟囱那样完全按冲量法计算和传递。对框架来说,最不利的是设备竖向地震力直接作用在框架顶层梁板上。考虑到以上情况,规范规定仅考虑设备作用于框架顶部的竖向地震力,该地震力也按冲量法计算至设备底部。

7 荷载和地震效应组合

塔型设备属于高耸构筑物,当风荷载与恒载组合时,风荷载不应降低。故表 5 中的正常生产与停产检修时荷载组合采用风荷载设计值,不予折减。充水试压一般是在施工安装时进行,投产后大检修也有可能充水试压,但对一台塔型设备来讲,充水试压也没有多少次,所以不应采用设计风荷载进行组合,我们参考吊装的要求,根据施工规程规定,风压超过七级(相当于 0.15kN/m^2)时,吊装施工工序不能进行,充水试压也是在施工和检修期间进行,我们认为可以和吊装同样要求,规定超过七级风不能进行充水试压工作。

在地震作用计算中,荷载组合时充水试压虽然重量加大,但次数不多;停产检修时重量减少,地震荷载必然小,都不起控制作用,所以只考虑正常生产和地震作用组合计算是完全能满足设计要求的。

根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定,补充了由可变荷载效应控制的组合,可变荷载分项系数取 1.20;由永久荷载效应控制的组合,永久荷载分项系数取 1.35。

8 结构计算

8.1 在 SH 3030—1997 规范中,塔基础结构一般按二级安全等级设计;对结构受荷载作用破坏后果很严重者,可按一级安全等级设计。若按一级安全等级设计,新规范规定其使用年限应为 100 年,本次修订时,根据塔基础的实际情况,并考虑与其他规范协调,将安全等级均调整为二级,这样可统一使用 50 年一遇的基本风压,与现行 GB 50135《高耸结构设计规范》也是一致的。

8.3 环形框架结构

环形框架的环梁与塔裙是用螺栓并设垫铁结合在一起,实际中不少工程梁顶找平层浇注不饱满,找平层起不到传力的作用,所以竖向荷载不应按均布荷载传给环梁。我们采用塔的全部荷载由裙座通过垫铁传给梁上的方案计算。垫铁设在紧靠螺栓的两侧,竖向荷载按螺栓位置以集中荷载作用在环梁上。

风荷载作用下在环梁产生的竖向荷载是不均匀的,应按最不利位置进行设计,据分析计算,在风荷载作用下环梁上产生的不平衡弯矩和扭矩与同一计算截面上的总弯矩和扭矩相比是轻微的。为了简化计算并考虑裙座和环梁设计所存在的问题,一般可不考虑此种不平衡弯矩和扭矩,即以最不利位置按单跨两端固定曲梁计算。

水平荷载作用下,各柱承受的剪力,应按刚度分配计算。

8.4 方形框架结构

当受工艺要求及生产布置条件限制,不宜采用环形框架式基础时,可采用方形框架式基础,为使受力明确,计算简单,采用八角形的梁格布置较为合理。

8.5 板式框架结构

板式框架板中开有巨孔,这种板的刚度沿框架的跨度为高次方变数,内力分析时,将会带来不少困难(除用电算外),实际上,石油化工塔、容器设备、大板刚度与柱相比较要大,且设备又通过螺栓与板连成整体,从而加大了板的刚度,因此在竖向荷载作用下,板柱连接接近于铰接,在水平荷载作用下,板可视为刚性杆,反弯点接近于柱高中点。板的跨中(开孔削弱最严重的截面),由于荷载偏心 and 结构形状的特殊性,弯矩在截面上的分布是不均匀的,一般外侧较该截面弯矩平均值为小,内侧(朝开孔的

一侧)较其平均值为大(一般增加约10%至15%)。

9 地基与基础

9.1 验算地基承载力时,作用于基础底面上的荷载效应,采用正常使用极限状态下荷载效应标准组合值。这与 GB 50007《建筑地基基础设计规范》相统一。

对石油化工塔基础,在正常生产和充水试压状态下,要确保工艺生产正常进行,因此要求地基反力 $P_{\min} \geq 0$ 。如果在正常生产状态下,由于各种荷载的作用(包括偏心荷载及地面荷载)使塔基础底板与地基土之间出现零应力区段,加之地基土的不均匀和相邻基础的影响等各种因素,使其相应的基础倾斜值增加,工艺要求是不允许的。以 $P_{\min} = 0$ 为控制条件综合考虑各种因素的影响,折算为三角形荷载作用(控制条件)分析对基础倾斜的影响。对各种不同的高、中压缩性粘性地基土的 230 个塔基础,在三角形荷载作用下计算地基沉降所产生的基础倾斜还是不小的,对塔基础而言有相当一部分接近和超过了容许倾斜值,这是不允许的,所以,设计塔基础正常生产时控制 $P_{\min} > 0$ 是完全必要的。

对停产检修状态下,基础底面与地基土之间零应力区的面积不应超过基底总面积 15%,符合高耸结构抗倾复安全系数不小于 2 的规定。对地震作用荷载组合,基础底面与地基土之间零应力区的面积不应超过基底总面积 15%,符合建筑抗震设计规范的有关规定。

9.2 计算塔基础最终沉降量采用荷载标准值,可以用正常生产状态下的荷载,不必用最大竖向荷载(一般指充水时的竖向荷载),因为荷载传递给基础是逐步增加的,因而基础沉降也是逐步进行的。各种土质,在施工期间,都能完成一定的最终沉降量。所以按正常生产情况下的竖向荷载计算最终沉降量完全能满足设计要求。另外有的工程充水试压是在吊装以前在地面进行的,更不必考虑,但在特殊情况下,既是高压压缩性粘土地区,又是天然地基,吊装后立即充水试压,此时就应该根据具体情况确定。

关于地基变形计算不考虑风荷载问题。塔基础的地基变形包括沉降量和倾斜值两个部分。风载是短期荷载,不应作为长期荷载考虑,风向及塔体摆动方向是变动的,所以风载对塔基础的地基变形影响甚小。根据土力学理论,风载作用下所产生的地基变形应按瞬时变形考虑。因此计算地基变形的 E 值应是土的弹性模量,而不是压缩模量,土的弹性模量比压缩模量大的很多,有的资料指出:饱和软土地基一般相差可达 6 倍~7 倍或更大。如上海地区的弹性模量值一般在 20MPa 至 40MPa 之间,如果按 40MPa 计算风荷载作用下产生的地基沉降和倾斜是很小的。通过验算一个饱和软土上的塔基础地基沉降量,风荷载作用下的瞬时变形为固结变形(长期荷载作用下)的 12%,其倾斜值就更小了,对某炼厂一个高 34.3m、直径 5.8m 的减压分馏塔的钢筋混凝土圆筒式基础(高 11.2m),进行沉降观测 20 余年,其结果是最大沉降量为 14.85mm,最小沉降量为 13.38mm,其倾斜值为 0.0022,可是,倾斜的方向不是平行于主导风向,而是垂直于主导风向。这是因相邻较重的缓冲罐长期荷载作用下互相影响的结果。因此,可以认为影响塔基础的沉降和倾斜的主要因素是塔体本身的长期荷载和相邻设备的长期荷载,而风荷载作用的影响却很小。所以,塔基础的变形(沉降量和倾斜值)计算是可以不考虑风荷载的。地震荷载是瞬时荷载,地基变形计算亦可不予考虑。

目前我国石油化工最高的塔,其总高度基本未超过 100m,从地基及基础的安全度考虑,地基变形不超过现行国家标准有关规范中规定的容许变形值,是完全满足设计要求的。但是,石油化工塔基础的地基容许变形值还应符合生产工艺的特殊要求,以保证生产的正常运转。根据大量的实测数据,运用地基变形的规律性与实际生产的关系综合分析,定出符合实际的地基变形控制值。

建在低压缩性粘性土上的塔基础,从大量的沉降观测资料看,其总沉降量多在 30mm 以内,最大倾斜值小于 0.001,对正常生产均无影响。

地基承载力特征值 f_{ak} 为 200kN/m²,压缩模量 E 不大于 15MPa 的粘性土,一般属于中压缩性粘性土,石油化工塔建在这类粘性土的地基上,也基本能满足设计要求,一般不必作特殊处理,按天然地基设计即可。这类塔基础的地基最终沉降量不超过 100mm,故本规范规定中压缩性粘性土最终沉降量的容许值为 100mm。

对高压压缩性粘性软土地基上的石油化工塔的基础沉降,达到稳定需要相当长的时间,沉降速率是很慢的。对建在淤泥质亚粘土上的石油化工塔先后进行近二十余年的沉降实测,对实测资料进行分析后认为,当地基为高压压缩性粘性软土地基时,为确保塔基础最终沉降量不致过大,应采用桩基为宜,根据计算分析,石油化工塔基础建在高压压缩性粘性软土地基上最终沉降量不得大于 200mm。如现场条件所限,采用桩基施工确有困难,而采用天然地基,其最终容许沉降值可考虑为 300mm,但相对沉降仍要满足生产工艺的要求。

以上所述的控制指标,由于高压压缩性粘性软土地基上的沉降速率是缓慢的,从实测数据看,施工阶段完成的沉降量,桩基时,占最终沉降量的 13%~39%,天然地基时,占最终沉降量的 24%~30%。投产后第一年的最大沉降量,桩基为 30mm,天然地基为 40mm。沉降量对设备的影响不是主要因素。相对沉降差是影响设备的关键,但从实测数据分析,其相对沉降差是小得多,并且石油化工塔大约 1 年至 1.5 年检修一次,在检修期间可以由人们调整设备以及设计时采用柔性管接头、圆形管膨胀接头、弹簧支座及悬挂弹簧吊架等等,以满足生产的要求,因此到目前为止,投产数十年的石油化工塔生产状况未因地基变形而造成异常,说明其控制值是可靠的。

石油化工塔一般分两大类,一是分馏类的塔,二是立式容器、填料塔等,分馏塔是石油化工厂关键设备之一,塔里面装有若干层塔盘(塔盘根据工艺要求选型和计算确定),每一层塔盘上在生产过程中必须保证有一定高度的液体介质,假如塔的倾斜过大,液体高度在塔盘上的分布不均或部分脱空,影响分馏效率,因此,塔对基础的倾斜要有较严格的要求,根据实测数据的分析和工艺生产的要求,综合考虑提出了石油化工塔基础的倾斜控制值,见本规范表 10。

$D_i \leq 3\,200\text{mm}$ 的石油化工塔基础容许倾斜,对分馏类塔及一般塔均定为 $\text{tg}\theta \leq 0.004$,由实测倾斜产生的沉降差都能保证塔盘液体高度分布的要求,使生产不受其影响。

对 $D_i > 3\,200\text{mm}$ 的石油化工塔,当基础倾斜控制在 $\text{tg}\theta \leq 0.0025$ 时,其产生的沉降差,只有 $D_i > 6\,000\text{mm}$ 的塔略有超过特殊工艺生产要求的塔盘液体高度,其他的均在三条工艺生产要求的控制线的下面,如考虑风荷载作用的影响,加大地基的不均匀永久变形而带来 0.0003 的倾斜增量(按总量的 12%考虑), $\text{tg}\theta$ 即为 0.0028 也仅有 $D_i > 5\,400\text{mm}$ 的塔在分馏类塔特殊工艺生产要求线之上。另外塔径大于 2 800mm 者,其塔盘系为两边泄液孔,这样,塔产生倾斜时,塔盘可减少其一半的影响,液面高度还有一定的富余量,仍能保证生产正常运行。如确实个别工艺有特殊要求的、而直径又大的塔,其倾斜的控制值可另行确定,本规范条文中也作了说明。

10 构造要求

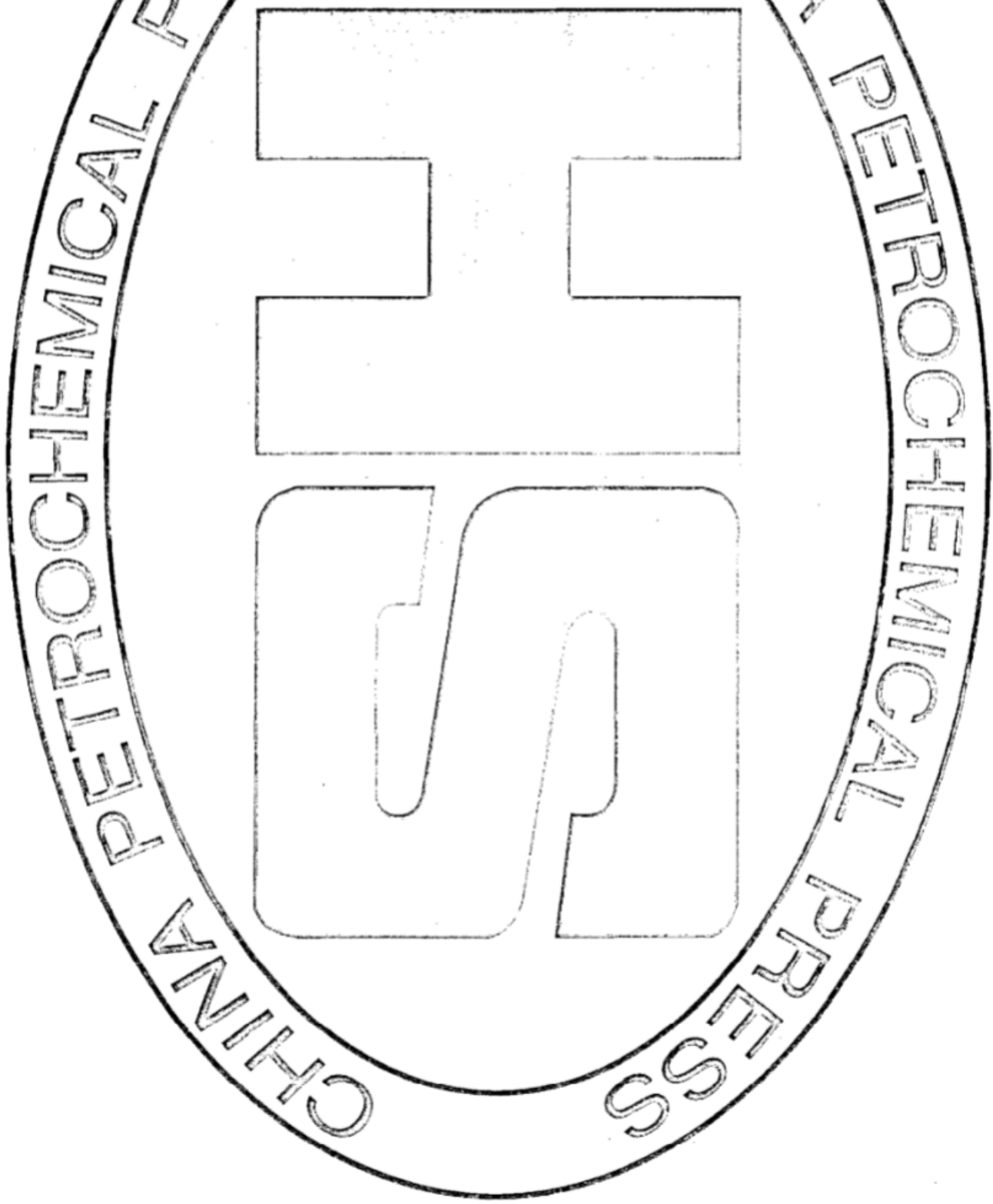
10.2.3 表 13 中地脚螺栓锚固长度是按 C20 混凝土计算所得,因此不能用于强度等级低于 C20 的混凝土。

附录 B

(资料性附录)

顶部弯矩 M_t 作用下在环梁上地脚螺栓处所产生的
集中竖向荷载计算公式及水平圆弧梁在集中竖向荷载作用下弯矩、剪力、扭矩计算公式

附录 B 是对 SH 3030—1997 规范中表 6.2.4 的修改与补充，根据静力计算手册公式，弯矩、扭矩大小应该与环梁高宽比有关，1997 年版规范是将梁的高宽比进行了假定，为提高公式准确性，本次修订将不同高宽比的环梁受力公式分别列出。



中 华 人 民 共 和 国
石 油 化 工 行 业 标 准
石油化工塔型设备基础设计规范
SH/T 3030—2009

*

中国石化出版社出版
中国石化集团公司工程标准发行总站发行
地址：北京市东城区安定门外大街 58 号
邮编：100011 电话：(010) 84271850
石化标准编辑部电话：(010) 84289937
读者服务部电话：(010) 84289974
<http://www.sinopec-press.com>
E-mail: press@sinopec.com.cn
版权专有 不得翻印

*

开本 880×1230 1/16 印张 3.5 字数 95 千字
2010 年 5 月第 1 版 2010 年 5 月第 1 次印刷

*

书号：155114 • 0158
(购买时请认明封面防伪标识)