

天津市工程建设标准

天津市空间网格结构技术规程
Technical specification for spatial grids
structure of Tianjin

(征求意见稿)

DB29—140—20##

J 10566—20##

20##—##—## 发布

20##—##—## 实施

天津市住房和城乡建设委员会 发布

天津市工程建设标准

天津市空间网格结构技术规程
Technical specification for spatial grids
structure of Tianjin

(征求意见稿)

DB29—140—20##

J 10566—20##

主编单位：天津大学

天津市钢结构学会

批准部门：天津市住房和城乡建设委员会

实施日期：20## 年 ## 月 ## 日

20## 天 津

天津市住房和城乡建设委员会文件

津住建设[20##]###号

签发人:xxx

关于颁布《天津市空间网格结构技术规程》的通知

各有关单位:

为了在空间网格结构的设计与施工中做到技术先进、经济合理、安全适用,确保工程质量,天津大学和天津市钢结构学会等单位按照《市住房城乡建设委关于开展2023年度天津市工程建设地方标准复审工作的通知》和《市住房城乡建设委关于公布2023年度天津市工程建设地方标准复审结果的通知》(津住建设函[2024]145号)的要求,对《天津市空间网格结构技术规程》(DB29-140-2011)进行了全面修订。经我委组织专家审定,现批准《天津市空间网格结构技术规程》(DB29-140-20##)为我市地方工程建设标准,自20##年#月#日起在我市实施。其中,第3.3.13、4.4.4、6.13.1、6.13.2条为强制性条文,必须严格执行。原《天津市空间网格结构技术规程》(DB29-140-2011)同时废止。

各相关单位要认真执行本规程,实施过程中如有不明之处及修改意见请及时反馈给天津大学和天津市钢结构学会。

本规程由天津市住房和城乡建设委员会负责管理。

本规程由天津大学和天津市钢结构学会负责具体技术内容的解释。

本规程由天津市建设科技信息中心负责征订和发行,任何单位和个人不得翻印和复制。

特此通知

天津市住房和城乡建设委员会

二〇##年#月#日

前 言

根据《市住房城乡建设委关于公布 2023 年度天津市工程建设地方标准复审结果的通知》（津住建设函[2024]145 号）文件要求，本规程编制组经广泛调研，在认真总结实践经验的基础上，修订本规程。

本规程的主要技术内容是：总则、术语和符号、设计的基本规定、结构计算、杆件和节点的设计与构造、制作与安装、防护与监测检测。

本规程主要修订的内容是：增加“索穹顶结构”内容一节，增加“立体桁架与张弦立体桁架”内容一节，增加“既有结构检测”内容一节，增加结构直接分析法、空间网格结构与支承结构协同分析、空间网格结构减震与隔震、支座节点形式等的相关内容。此外，按照国家标准《钢结构设计标准》GB50017 对材料强度指标进行了更新，结合国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB51249 补充了空间网格结构防火设计要求的相关内容。

本规程由天津市住房和城乡建设委员会负责管理，天津大学建筑工程学院负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请寄天津大学建筑工程学院（地址：天津市南开区卫津路 92 号，邮编：300072）

本标准主编单位：天津大学

天津市钢结构学会

本标准参编单位：

本规程主要起草人员：

本规程主要审查人员：

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	设计的基本规定	11
3.1	一般规定	11
3.2	网架结构	11
3.3	网壳结构	15
3.4	立体桁架与张弦立体桁架	18
3.5	弦支穹顶	18
3.6	弦支筒壳	20
3.7	索穹顶结构	22
4	结构计算	24
4.1	一般计算原则	24
4.2	静力计算	24
4.3	稳定性计算	26
4.4	地震作用下的内力计算	28
4.5	温度作用下的内力计算	33
5	杆件和节点的设计与构造	34
5.1	一般规定	34
5.2	杆件	34
5.3	焊接空心球节点	35
5.4	焊接钢板节点	38
5.5	螺栓球节点	40
5.6	嵌入式毂节点	45
5.7	相贯节点	48
5.8	铸钢节点	51
5.9	销轴节点	52
5.10	组合网架结构的节点	53
5.11	预应力节点	54
5.12	弦支穹顶结构节点	54
5.13	支座构造要求	55
6	制作与安装	58
6.1	一般规定	58
6.2	制作与拼装要求	59
6.3	高空散装法	61
6.4	分条或分块安装法	61
6.5	高空滑移法	61

6.6	整体吊装法	63
6.7	整体提升法	64
6.8	整体顶升法	64
6.9	攀达穹顶	65
6.10	综合安装法.....	65
6.11	组合网架结构的施工.....	66
6.12	预应力施工.....	66
6.13	验收	67
7	防护与监测	69
7.1	防 腐	69
7.2	防 火	69
7.3	维护与保养	70
7.4	定期监测	71
附录 A	网壳等效刚度计算公式.....	72
附录 B	组合网架结构的简化计算.....	74
附录 C	橡胶垫板的材料力学性能及计算构造要求	76
本规程用词说明		79
引用标准名录		80
条文说明		81

Contents

1	General provision.....	1
2	Terms and Symbols.....	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Fundamental Regulation of Design	11
3.1	Basic Regulation	11
3.2	Space Truss Structure.....	11
3.3	Latticed Shell Structure.....	15
3.4	Spatial Truss Structure	18
3.5	Suspendome	18
3.6	Cable Supported Barrel Vault Structure	20
3.7	Cable Dome Structure.....	22
4	Structural Calculation	24
4.1	General Calculation Principle	24
4.2	Static Calculation	24
4.3	Stability Calculation.....	26
4.4	Internal Force Calculation under Seismic Action	28
4.5	Internal Force Calculation under Temperature Action	33
5	Design and Construction of Joint and Member	34
5.1	General Requirements.....	34
5.2	Member	34
5.3	Welded Hollow Spherical Joint.....	35
5.4	Welded Steel Panel Joint.....	38
5.5	Bolt-Sphere Joint	40
5.6	Embedded Hub Joint.....	45
5.7	Tube Intersecting Joint.....	48
5.8	Cast Steel Joint.....	51
5.9	Pin Roll Joint.....	52
5.10	Combination Spatial Truss Joint	53
5.11	Joint in Prestressed Structure	54
5.12	Suspend-dome Joint	54
5.13	Support Construction Requirements	55
6	Manufacture and Installation	58

6.1	General Requirements.....	58
6.2	Manufacture and Installation Requirements	59
6.3	High Altitude Bulk Method.....	61
6.4	Subsection Block Installation Method	61
6.5	Aerial Sliding Method.....	61
6.6	Integral Hoisting Method	63
6.7	Integral Lifting Method.....	64
6.8	Integral pushing Method	64
6.9	Pantadome.....	65
6.10	Comprehensive Installation Method	65
6.11	Combination Spatial Truss Construction.....	66
6.12	Prestress Construction.....	66
6.13	Acceptance.....	67
7	Protection and Monitoring	69
7.1	Anticorrosion	69
7.2	Fire Prevention.....	69
7.3	Care and Maintenance.....	70
7.4	Periodic Monitoring.....	71
Appendix A	Equivalent Rigidity Calculation Formula of Latticed Shell Structure	72
Appendix B	Simplified Calculation of Combination Spatial Truss Structure	74
Appendix C	Material Mechanical Performance and Calculation Construction Requirement of Rubber Backing Plate	76
	Wording Explanation	79
	Reference	80
	Attached Provisions	81

1 总 则

1.0.1 为了在空间网格结构的设计与施工中，贯彻执行国家和天津市的技术政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，特制定本规程。

1.0.2 本规程适用于天津市工业与民用建筑的屋盖与楼盖结构中以钢构件组成的单层或多层空间网格结构的设计与施工。特大跨度的空间网格结构应进行专项设计。

1.0.3 本规程是遵照国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068、《工程结构设计基本术语标准》GB/T50083、《建筑结构荷载规范》GB50009、《建筑抗震设计规范》GB50011、《钢结构设计标准》GB50017、《冷弯型钢结构技术标准》GB/T50018 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205，结合空间网格结构的特点而编制的。

1.0.4 在空间网格结构的设计与施工中，除符合本规程的要求外，尚应遵守国家和天津市其他有关专门规范或规程的规定。

1.0.5 单层空间网格结构不宜设置悬挂吊车。双层空间网格结构直接承受工作级别为 A3 及以上的悬挂吊车荷载，当应力变化的循环次数等于或大于 10^5 次时，应进行疲劳计算，其容许应力幅度及构造应经过专门的试验确定。

1.0.6 对受高温及强烈腐蚀等作用，或有防火要求的空间网格结构，或承受动力荷载的楼层空间网格结构，应符合现行有关专门规范或规程的要求。

1.0.7 空间网格结构的选型及构造应综合考虑材料供应和施工条件与制作安装方法，以取得良好的技术经济效果。空间网格结构中的杆件和节点，宜减少规格类型，以便于制作安装。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 空间网格结构 (spatial grid structure)

用钢管或其他型钢构成空间网状的结构,包括平板型和曲面型网架、网壳以及弦支穹顶等各种穹顶结构。

2.1.2 网架(spatial truss/space truss?)

按一定规律布置的杆件通过节点连接而形成的平板型的空间杆系结构。

2.1.3 网壳(latticed shell)

按一定规律布置的杆件通过节点连接而形成的三维曲面状空间杆系或梁系结构,包括筒壳、球壳和空间任意曲面的网状壳体结构等。

2.1.4 穹顶(dome)

单层或双层球面网壳结构。

2.1.5 弦支穹顶(suspend dome)

用连续的拉索(或拉杆)和压杆加强的球面、[椭球面或异形球面](#)网壳结构。

2.1.6 交叉桁架系网架(cross plane truss)

由平面桁架交叉组成的网架。

2.1.7 两向正交正放网架(two-way orthogonal latticed grids)

由两个方向的平面桁架垂直交叉而成的两向桁架分别与边界垂直的网架。

2.1.8 两向正交斜放网架(two-way diagonal latticed grids)

由两个方向的平面桁架垂直交叉而成的两向桁架与边界交角为 45° 的网架。

2.1.9 两向斜交斜放网架(two-way diagonal skew latticed grids)

由两个方向桁架相交 α 角交叉而成的菱形网格的网架。

2.1.10 三向网架(three-way latticed grids)

由三个方向桁架按 60° 角相互交叉组成的网架。

2.1.11 四角锥体系网架(structural system composed of square pyramid grids)

以四角锥为基本单元组成的网架体系。

2.1.12 正放四角锥网架(orthogonal square pyramid spatial grids)

以倒置的四角锥体为单元,单元锥底的四边为上弦杆、锥棱为腹杆、各锥顶相连为下弦杆且上下弦与建筑物轴线平行的网架。

2.1.13 正放抽空四角锥网架(orthogonal square pyramid spatial grids with openings)

在正放四角锥网架基础上，适当抽掉一些四角锥单元中的腹杆和下弦杆，使下弦杆网格尺寸比上弦网格尺寸扩大而形成的网架。

2.1.14 单向折线形网架(one-way spatial grids)

将正放四角锥网架取消纵向的上下弦杆，保留周边一圈纵向上弦杆而组成的网架。

2.1.15 斜放四角锥网架(diagonal square pyramid spatial grids)

由倒置四角锥组成，上弦网格呈正交斜放，下弦网格呈正交正放（下弦与边界垂直或平行），上弦与边界成 45° 夹角的网架。

2.1.16 棋盘形四角锥网架(square pyramid spatial grids of checkerboard pattern)

在正放四角锥基础上，除周边四角锥不变外，将中间四角锥间隔抽空，并把下弦杆布置成正交斜放、上弦杆正交正放、下弦杆与边界呈 45° 夹角、上弦杆与边界垂直（或平行）而形成的网架。

2.1.17 星形四角锥网架(square pyramid spatial grids with openings with star elements)

由两个倒置的三角形小桁架相互交叉并用正交正放杆件将下弦节点连接而成的网架。

2.1.18 三角锥体系网架(structural system composed of triangular pyramid grids)

以三角锥为基本单元组成的网架。

2.1.19 三角锥网架(triangular pyramid spatial grids)

由倒置的三角锥体组成，上、下弦平面均为正三角形网格，下弦三角形的顶点在上弦三角形网格的形心投影线上的网架。

2.1.20 抽空三角锥网架(triangular pyramid spatial grids with openings)

在三角锥网架的基础上，适当抽去部分三角锥中的腹杆和下弦杆，使上弦网格仍为三角形，下弦网格为三角形及六边形组合或均为六边形而形成的网架。

2.1.21 蜂窝形三角锥网架(triangular pyramid spatial grids of honeycomb)

将倒置的三角锥按一定规律排列，使上弦网格形成三角形和六边形，下弦网格形成六边形的网架。

2.1.22 肋环型球面网壳(ribbed dome)

由径向杆件和环向杆件组成单层网壳。

2.1.23 施威德勒型球面网壳(Schwedler dome)

在肋环形基础上加斜杆而组成网壳。

2.1.24 联方型球面网壳(Lamella dome)

由人字斜杆组成菱形网格，两斜杆夹角为 $30^\circ \sim 50^\circ$ 之间的单层网壳形式。

2.1.25 三向网格型球面网壳(three-way grid dome)

在水平投影面上，通过球心作夹角为 60° 的三个轴，将轴 n 等分并连线，形成正三角形网格，再投影到球面上形成单层网壳。

2.1.26 凯威特型球面网壳(Kiewitt dome)

由 n ($n=6, 8, 12\dots$) 根径肋把球面分为 n 个对称扇形曲面, 每个扇形面内, 再由环杆和斜杆组成大小较均匀的三角形网格而形成的单层网壳。

2.1.27 短程线球面网壳(geodesic dome)

由正 20 面体在球面上划分网格, 每一个平面为三角形, 把球面划分为 20 个等边球面三角形而形成的单层网壳。

2.1.28 焊接空心球节点(welded hollow sphere joint)

由两个半球焊接成空心球的节点形式。

2.1.29 螺栓球节点(bolted sphere joint)

由螺栓、钢球、销子(或螺钉)、套筒和锥头或封板等零件组成的节点形式。

2.1.30 嵌入毂节点(built-in hub joint)

由柱状毂体、杆端嵌入体、盖板、中心螺栓、平垫圈、弹簧垫圈等零部件组成的节点形式。

2.1.31 焊接钢板节点(welded plate joint)

由十字节点板和盖板组成, 适用于连接型钢杆件的节点形式。

2.1.32 相贯节点(tube intersection joint)

在同一轴线上的两个最粗的相邻杆件贯通, 其余杆件通过端部相贯线切割加工后, 直接焊接在贯通杆件的外表; 非贯通杆件在节点部位可能互相分离, 也可能部分重叠的节点形式。

2.1.33 铸钢节点(cast steel joint)

以铸造工艺加工的空间节点形式。

2.1.34 销轴节点(pin roll joint)

由销轴和销板组成, 销轴穿在销板孔中、具有单向转动能力的节点形式。

2.1.35 预应力节点(joint in prestressed structure)

预应力空间网格结构中连接预应力拉索的节点。

2.1.36 索穹顶(cable dome structure)

由脊索、谷索、环索、撑杆及斜索组成并支承在圆形、椭圆形或多边形刚性周边构件上的结构体系。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

F_{Exji} 、 F_{Eyji} 、 F_{Ezji} —— j 振型、 i 质点分别沿 x 、 y 、 z 方向地震作用标准值;

F_{EK} ——空间网格结构总水平地震作用标准值;

F_{EVKi} ——作用在空间网格结构第 i 节点上竖向地震作用标准值;

F_t ——总起动牵引力；

F_{t1} 、 F_{t2} ——起重滑轮组的拉力标准值；

G_i ——第*i*节点重力荷载代表值；

G_k ——空间网格结构的永久荷载标准值；

G_0 ——空间网格结构总自重标准值；

g_0 ——空间网格结构自重标准值；

g ——作用在空间网格结构上的恒荷载；

M_1 、 M_2 、 M_3 ——网格沿 1、2、3 方向的弯矩；

m_x 、 m_y 、 m_{xy} ——拟网格相对于 x 、 y 轴的分布弯矩和扭矩；

N_1 、 N_2 、 N_3 ——网格沿 1、2、3 方向的轴向力；

n_x 、 n_y 、 n_{xy} ——拟网格相对于 x 、 y 轴的分布轴向力及剪力；

N_{ti} 、 N_{bi} 、 N_{ci} 、 N_{vi} ——双层空间网格结构的上弦、下弦、腹杆及竖杆的轴向力；

N_E ——水平地震作用下空间网格结构杆件轴向力标准值；

N_G ——重力荷载代表值作用下空间网格结构杆件轴向力标准值；

N_R ——空心球的轴向受压或受拉承载力设计值；

N_t^b ——高强螺栓受拉承载力设计值；

$[n_{ks}]$ ——按网壳稳定性确定的容许荷载标准值；

q ——作用在空间网格结构上的活荷载；

q_w ——除空间网格结构自重以外的屋面荷载或楼面荷载的标准值；

$R_{\max}$ ——空间网格结构上全部荷载标准值引起的最大支座反力；

S_E ——水平或竖向地震作用效应

S_{Ej} —— j 振型水平或地震作用产生的作用效应；

U_i ——节点*i*的位移分量；

u_0 ——支座处水平位移；

u ——位移；

ω ——挠度；

V_i ——节点 i 的剪力；

u_m ——橡胶垫板平均压缩变形；

$\theta_{\max}$ ——支座最大转角；

M ——拟夹层板的弯矩设计值；

N_b ——空间网格结构下弦杆轴向力设计值；

N_c ——空间网格结构斜杆轴向力设计值；受压空心球的轴向压力设计值；

N_t ——网架上弦轴向力设计值；受拉空心球的轴向拉力设计值；

N_v ——网架竖杆轴向力设计值；

Δ_t ——温度差。

2.2.2 材料性能和结构构件抗力

B_e ——等效薄膜刚度；

B_{e11} 、 B_{e22} ——网壳沿 1、2 方向的薄膜刚度；

D_e ——等效抗弯刚度；

D_{e11} 、 D_{e22} ——网壳沿 1、2 方向的等效抗弯刚度；

E ——弹性模量；

E_c ——柱子材料弹性模量；

f ——钢材的强度设计值；

f_t^b ——高强度螺栓抗拉强度设计值；

$[f_c]$ ——橡胶垫板容许抗压强度；

G ——橡胶垫板剪变模量；

$[\lambda]$ ——杆件容许长细比；

ν_e ——等效泊松比；

α ——网架材料的线膨胀系数。

2.2.3 几何参数

A_a ——三向交叉拱的折算截面面积；

A_e ——橡胶垫板面积；

A_{eff} ——高强度螺栓的有效截面面积；

A_t 、 A_b ——双层空间网格结构上、下弦杆的截面面积；

A_1 、 A_2 、 A_c ——网格沿 1、2 方向和斜向的杆件截面面积；

A_m ——支承（上承或下承）平面弦杆截面面积的算术平均值；

a_n ——两相邻钢管间的净距；

B ——圆柱面网壳的宽度；

b_{hp} ——榫节点嵌入件颈部宽度；

D ——空心球外径、螺栓球直径；网架折算抗弯刚度。

d ——圆钢管外径；

d_1 ——两相邻钢管的较大外径；

d_s ——两相邻钢管的较小外径；

d_1^b ——两相邻螺栓的较大直径；

d_s^b ——两相邻螺栓的较小直径；

d_p ——销子直径；

d_{ht} ——榫节点嵌入榫直径；

d_h ——榫体直径；

d_e ——橡胶层总厚度；

d_i ——中间各层橡胶片厚度；

d_t ——上下表层橡胶片厚度；

f ——壳体的矢高；

H_{hp} ——穀节点嵌入件高度；

I ——简化为交叉梁系的折算惯性矩；

K_c ——悬臂柱的水平刚度；

I_a ——三向交叉拱的折算惯性矩；

I_1 、 I_2 、 I_c ——网格沿 1、2 方向和斜向的杆件截面惯性矩；

L ——圆柱面网壳的长度；

L_1 、 L_2 ——网架长向、短向的跨度；

l ——杆件几何长度；

l_0 ——杆件计算长度；

l_{hp} ——穀节点嵌入件总长度；

l_s ——套筒长度；

r ——球面的曲率半径；

s_1 ——1 方向网格间距，三角形网格的高度；

s_2 ——2 方向网格间距；

s_c ——斜向网格间距，三向交叉拱的间距；

t ——空心球壁厚；

t_c ——圆钢管壁厚；

t_d ——双层网壳的厚度；

t_e ——拟壳的等效厚度；

X_{ji} 、 Y_{ji} 、 Z_{ji} —— j 振型、 i 质点的 x 、 y 、 z 方向的相对位移坐标；

α ——沿 2 方向杆件和斜杆的夹角；

β ——圆柱面网壳相邻两母线所对应的中心角；

θ ——两相邻杆件轴线间的夹角，两相邻螺栓间的夹角；

$\theta_{\max}$ ——网壳上全部荷载标准值引起的最大支座转角；

φ ——穀体嵌入榫的中线与相应嵌入件（杆件）轴线的垂线之间的夹角；斜腹杆和下弦平面的夹

角。

h ——网架高度；

H_c ——柱子高度；

r_1 ——滚轮的外圆直径；

r ——轴的半径；

s ——上、下弦杆的长度。

2.2.4 计算系数

c ——场地修正系数；

K ——考虑网壳稳定性的系数；

m ——计算地震作用效应所采取的振型数；

n ——节点总数，橡胶垫片层数；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数；

α_{zj} ——相应于 j 振型自振周期的竖向地震影响系数；

β ——橡胶支座形状系数；

γ_j —— j 振型参与系数；

η_d ——空心球加肋承载力提高系数；

η_m ——考虑空心球受压弯或拉弯作用的影响系数；

λ ——套筒外接圆直径与螺栓直径的比值；

λ_T ——振型的自振周期比；

μ ——摩擦系数；考虑荷载不对称分布影响的折减系数；

ξ ——螺栓拧入球体长度与螺栓直径的比值，地震轴向力系数；

ξ_j —— j 振型的阻尼比；

ρ_{jk} —— j 振型与 k 振型的耦联系数；

ψ_E ——水平地震作用系数；

ρ_w ——挠度系数；

ρ_{mx} 、 ρ_{my} ——无量纲弯矩系数。

2.2.5 数学符号

B_e ——等效薄膜刚度矩阵；

C ——阻尼矩阵；

D_e ——等效抗弯刚度矩阵；

F ——空间网格结构节点荷载向量；

I ——无量纲刚度矩阵；

K ——结构总弹性刚度矩阵；

K_t —— T 时刻结构的切线刚度矩阵；

M ——空间网格结构的质量矩阵；

T ——内力变换矩阵；

U ——空间网格结构节点位移向量；

$\ddot{U}$ 、 $\dot{U}$ ——节点在整体坐标系中的加速度和速度；

$\ddot{U}_g$ ——地面运动加速度向量。

3 设计的基本规定

3.1 一般规定

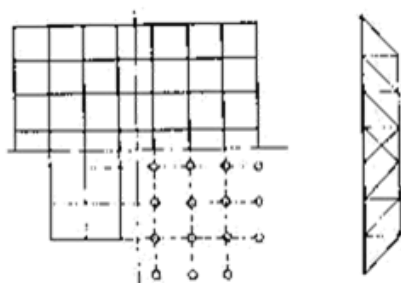
3.1.1 空间网格结构的设计应根据建筑物的功能和形状，考虑材料供应和施工条件以及制作安装方法，综合结构的跨度大小、荷载大小、屋面构造、建筑设计等情况，选择合理的屋盖网格形式、边缘构件及支承结构，以取得良好的技术经济效益。空间网格结构的构件布置必须保证结构为几何不变体系。

3.1.2 空间网格结构可与预应力拉索组合，形成预应力空间网格结构。

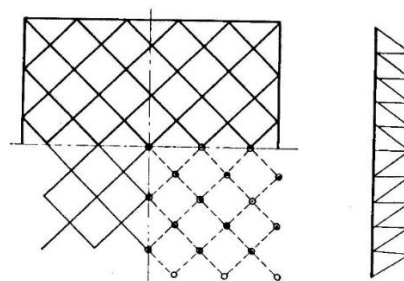
3.2 网架结构

3.2.1 网架结构可选用下列常用形式：

- 1 由交叉桁架系组成的两向正交正放网架、两向正交斜放网架、两向斜交斜放网架、三向网架、（图 3.2.1-1a~d）；
- 2 由四角锥体组成的正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、单向折线形网架、棋盘形四角锥网架、斜放四角锥网架、星形四角锥网架（图 3.2.1-2a~f）；
- 3 由三角锥体组成的三角锥网架、抽空三角锥网架、蜂窝形三角锥网架（图 3.2.1-3a~c）。

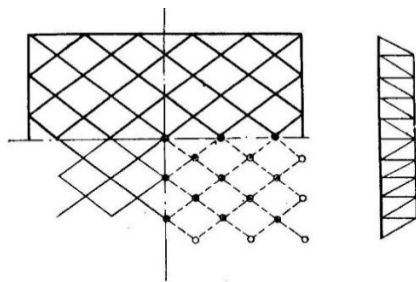


(a) 两向正交正放网架

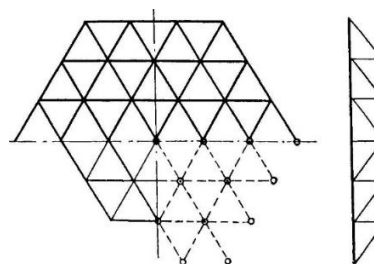


(b) 两向正交斜放网架

注：在支承平面内，应沿周边加支撑杆件

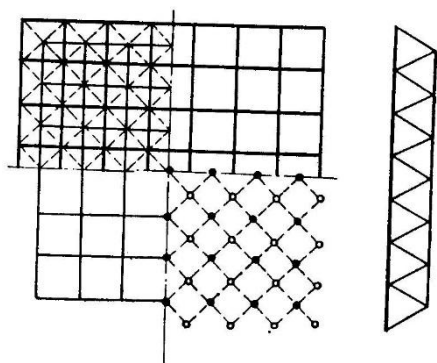


(c) 两向斜交斜放网架

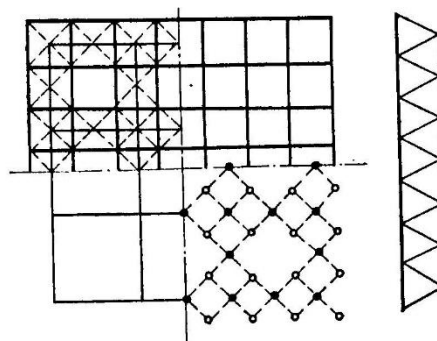


(d) 三向网架

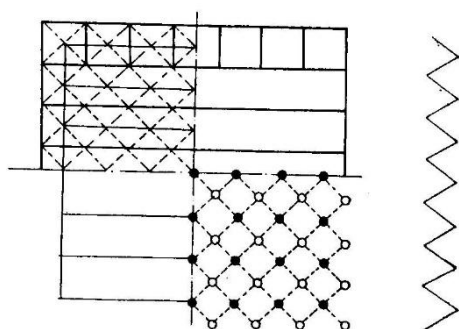
图 3.2.1-1 交叉桁架系



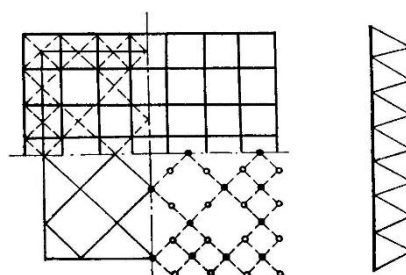
(a) 正放四角锥网架



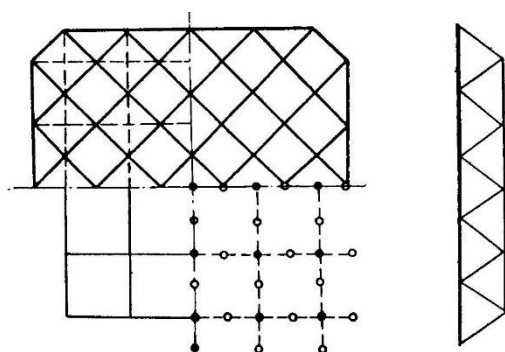
(b) 正放抽空四角锥网架



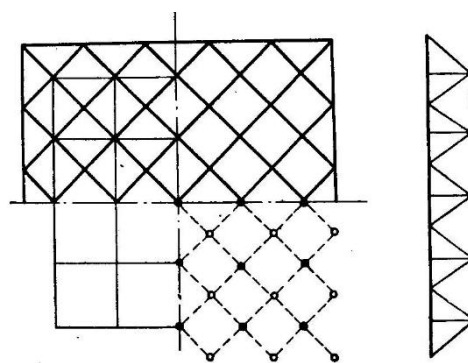
(c) 单向折线形网架



(d) 棋盘形四角锥网架

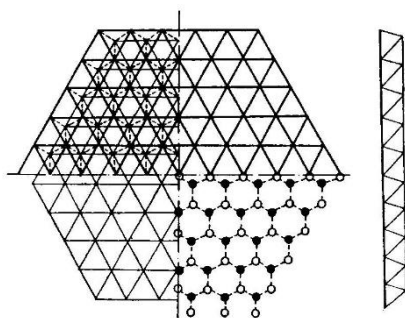


(e) 斜放四角锥网架

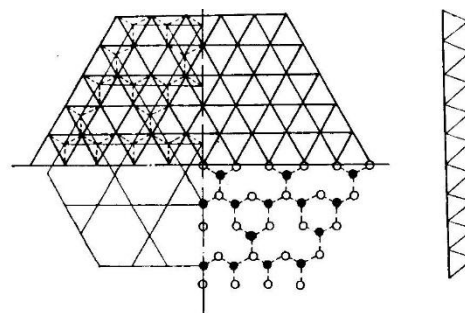


(f) 星形四角锥网架

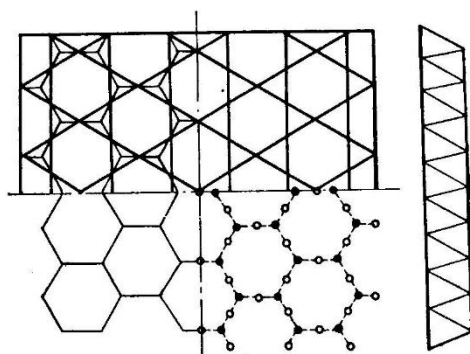
图 3.2.1-2 四角锥体系



(a) 三角锥网架



(b) 抽空三角锥网架



(c) 蜂窝形三角锥网架

图 3.2.1-3 三角锥体系

3.2.2 平面形状为矩形的周边支承网架，当其边长比（长边/短边）小于或等于 1.5 时，宜选用正放四角锥网架、斜放四角锥网架、棋盘形四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交斜放网架和两向正交正放网架。对中小跨度，也可选用星形四角锥网架和蜂窝形三角锥网架。当建筑要求长宽两个方向支承距离不等时，可选用两向斜交斜放网架。

注：大、中、小跨度划分系针对屋盖而言：大跨度为 60m 以上，中跨度为 30m~60m，小跨度为 30m 以下。

3.2.3 平面形状为矩形的周边支承网架，当其边长比大于 1.5 时，宜选用两向正交正放网架、正放四角锥网架或正放抽空四角锥网架。当边长比小于 2 时，也可采用斜放四角锥网架。当平面狭长时，可采用单向折线形网架。

3.2.4 平面形状为矩形，三边支承一边开口的网架可按 3.2.2 条进行选型，其开口边可采取增加网架层数或适当增加整个网架高度等办法，网架开口边必须形成竖直的或倾斜的边桁架形成具有足够刚度的竖直或倾斜的边桁架。

3.2.5 平面形状为矩形、多点支承网架，可根据具体情况选用：正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交正放网架。对多点支承和周边支承相结合的多跨网架，还可选用两向正交斜放网架或斜放四角锥网架。

3.2.6 平面形状为圆形、正六边形及接近正六边形且为周边支承的网架，可根据具体情况选用：三向网架、三角锥网架或抽空三角锥网架。对中小跨度，也可选用蜂窝形三角锥网架。

3.2.7 对跨度不大于 40m 的多层建筑的楼层楼盖及跨度不大于 60m 的屋盖，可采用以钢筋混凝土板代替上弦的组合网架结构。组合网架宜选用正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交正放网架、斜放四角锥网架和蜂窝形三角锥网架。

3.2.8 网架可采用上弦或下弦支承方式，如当采用下弦支承时，宜在支座边形成竖直或倾斜的边桁架。

3.2.9 网架的网格尺寸和高度可根据网架形式、跨度大小、屋面材料、经济指标、构造要求和建筑功能等因素确定。对于周边支承的以下各类网架，可按表 3.2.9 选用。

表 3.2.9 网架上弦网格数和跨高比

网架形式	无檩体系		有檩体系	
	网格数	跨高比	网格数	跨高比
两向正交正放网架 正放四角锥网架 正放抽空四角锥网架	$(2\sim 4)+0.2L_2$	10~14	$(6\sim 8)+0.07L_2$	$(13\sim 17)-0.03L_2$
两向正交斜放网架 棋盘形四角锥网架 斜放四角锥网架 星形四角锥网架	$(6\sim 8)+0.08 L_2$			

注：1. L_2 为网架短向跨度，单位为 m。

2. 当跨度在 18m 以下时，网格数可适当减少。

3.2.10 多点支承的网架宜设柱帽。柱帽宜设置于下弦平面之下（图 3.2.10a）；也可设置于上弦平面之上（图 3.2.10b）；或上弦节点直接搁置于柱顶，柱帽呈伞形（图 3.2.10c）。

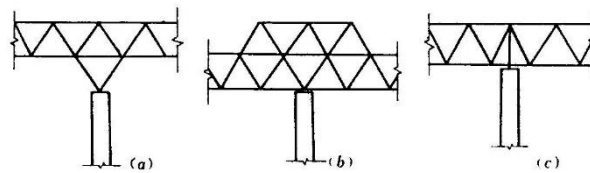
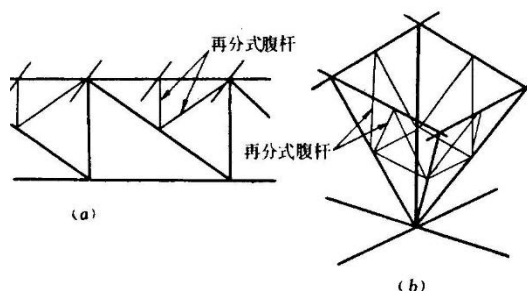


图 3.2.10 点支承网架柱帽设置

3.2.11 多点支承网架的悬臂长度可取跨度的 $1/4 \sim 1/3$ 。

3.2.12 当网架上弦杆节间有集中荷载或需要减少压杆的计算长度时，可设置再分式腹杆。对于由平面桁架系组成的网架（图 3.2.12a），或四角锥网架（图 3.2.12b），当设置再分式腹杆时，应注意保证上弦杆在再分式腹杆平面外的稳定性。



（a）用于平面桁架系网架；（b）用于四角锥体网架

图 3.2.12 再分式腹杆设置

3.2.13 网架屋面排水坡度的型式，可采用下列办法：

- 1 上弦节点上加小立柱找坡（当小立柱较高时，必须注意小立柱自身的稳定性）；
- 2 网架变高度；

3 整个网架起坡。

3.2.14 网架结构的容许挠度不应超过下列数值：用作屋盖— $L_2/250$ ，用作楼层— $L_2/300$ 。 L_2 为网架的短向跨度。

3.2.15 有起拱要求的网架，起拱度可取不大于短向跨度的 $1/300$ 。

3.2.16 网架自重 $g_{ok}(\text{KN/m}^2)$ 可按下列下式估算：

$$g_{ok} = \sqrt{q_w} L_2 / 150 \quad (3.2.16)$$

式中 q_w ——除网架自重外的屋面荷载或楼面荷载的标准值 (KN/m^2)；

L_2 ——网架的短向跨度(m)。

3.3 网壳结构

3.3.1 网壳结构可采用单层、双层或单双层，可采用以下常用形式：圆柱面网壳、球面网壳、椭圆抛物面网壳（双曲扁壳）及双曲抛物面网壳（鞍形网壳、扭网壳）。

3.3.2 单层网壳的网格可选用下列常用形式：

1 单层圆柱面网壳的网格可采用单向斜杆正交正放网格、交叉斜杆正交正放网格、联方网格、三向网格（图 3.3.2-1a-d）；

2 单层球面网壳的网格可采用肋环型网格、施威德勒型网格、三向网格、凯威特型网格、联方型网格、短程线型网格（图 3.3.2-2a-f）；

3 单层椭圆抛物面网壳可采用三向网格、单向斜杆正交正放的网格（图 3.3.2-3a-b）；

4 单层双曲抛物面网壳宜采用三向网格、两向正交网格（图 3.3.2-4a-b）。

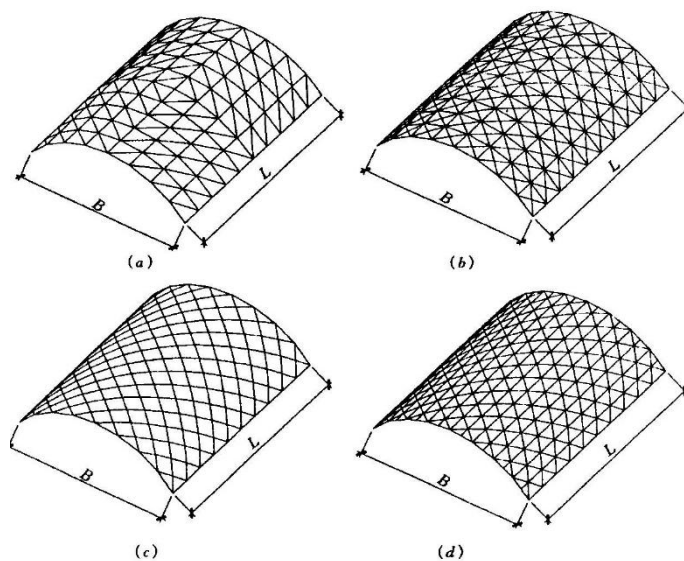


图 3.3.2-1 圆柱面网壳的网格

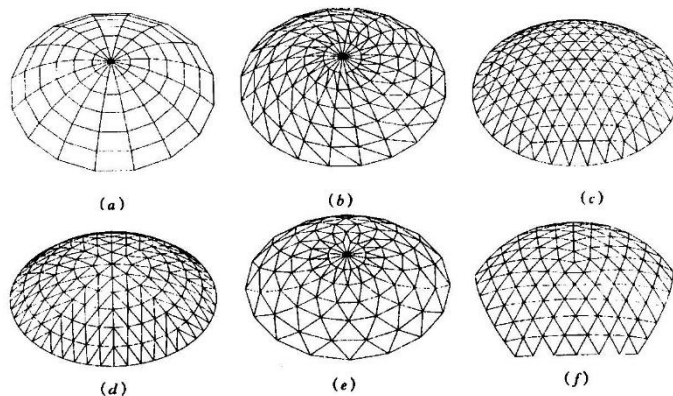


图 3.3.2-2 球面网壳的网格

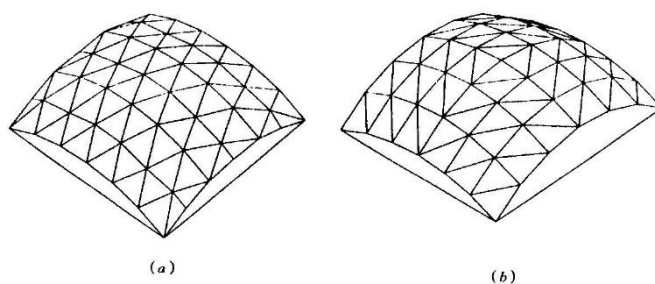


图 3.3.2-3 椭圆抛物面网壳的网格

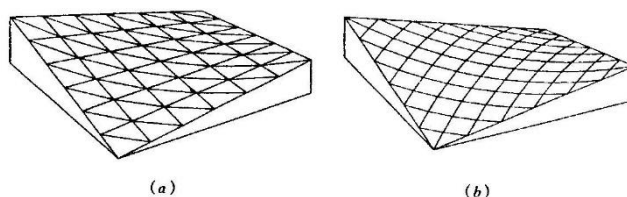


图 3.3.2-4 双曲抛物面网壳的网格

3.3.3 双层网壳的网格以两向或三向交叉的桁架单元组成时,可采用本规程 3.3.2 条的方式布置。双层网壳以四角锥、三角锥的锥体单元组成时,其上弦或下弦也可采用本规程 3.3.2 条的方式布置。

3.3.4 单层网壳宜采用刚接节点或半刚接节点,双层网壳可采用刚接或铰接或半刚接节点。

3.3.5 网壳的支承构造除保证可靠传递竖向反力外,尚应满足下列不同网壳结构形式必需的边缘约束条件:

1 圆柱面网壳可采用以下支承方式:通过端部横隔支承于两端;沿两纵边支承;沿四边支承。端部支承横隔应具有足够的平面内刚度。沿两纵边支承点应保证抵抗侧向水平位移的约束条件;

2 球面网壳的支承点应保证抵抗水平位移的约束条件;

3 椭圆抛物面网壳及四块组合双曲抛物面网壳应通过边缘构件沿周边支承,其支承边缘构件应具有足够的平面内刚度;

4 双曲抛物面网壳应通过边缘构件将荷载传递给支座或下部结构，其边缘构件应具有足够的刚度，并作为网壳整体的组成部分共同计算。

3.3.6 网壳结构可采用下列组合形式：

- 1 将圆柱面、圆球面和双曲抛物面截出一部分进行组合（图 3.3.6a）；
- 2 将一段圆柱面两端与半个圆球面组合（图 3.3.6b）；
- 3 将四块双曲抛物面组合（图 3.3.6c）。

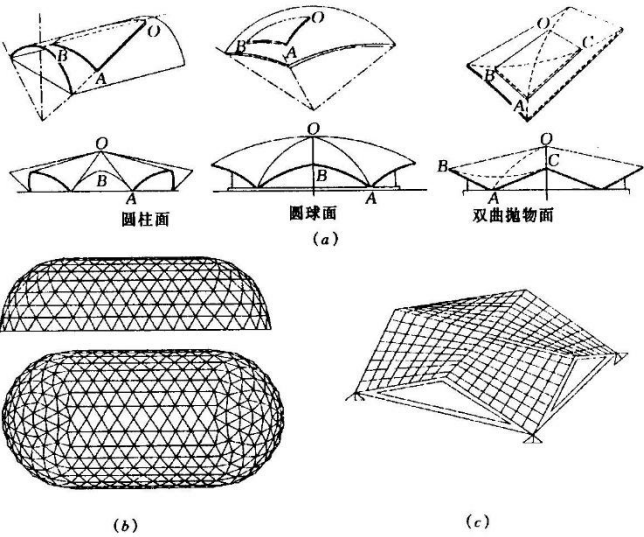


图 3.3.6 网壳的组合形式

3.3.7 球面网壳用于三角形、四边形或多边形平面时可采用图 3.3.7 所示的切割方式。在所切割的部分应设置具有足够刚度的边缘构件。

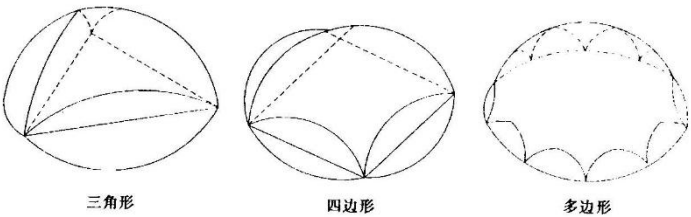


图 3.3.7 球面网壳的切割方式

3.3.8 不同形式的圆柱面网壳结构尺寸宜满足如下条件：

- 1 两端支承的圆柱面网壳，其宽度 B 与跨度 L 之比宜小于 1.0，壳体的矢高可取宽度的 $1/6 \sim 1/3$ ，沿纵向边缘落地支承的圆柱面网壳可取 $1/5 \sim 1/2$ ；
- 2 双层圆柱面网壳的厚度可取宽度的 $1/50 \sim 1/20$ ；
- 3 单层圆柱面网壳支承在两端横隔时，其跨度 L 不宜大于 30m，当沿纵向边缘落地支承时，其跨度（此时为宽度 B ）不宜大于 25m。

3.3.9 不同形式球面网壳的结构尺寸宜满足如下条件：

- 1 球面网壳的矢高可取跨度（平面直径）的 $1/7 \sim 1/3$ ，沿周边落地支承可放宽至 $3/4$ ；

2 双层球面网壳的厚度可取跨度（平面直径）的 $1/60 \sim 1/30$ ；

3 单层球面网壳的跨度（平面直径）不宜大于 60m。

3.3.10 不同形式椭圆抛物面网壳的结构尺寸宜满足如下条件：

1 椭圆抛物面网壳底边边长比不宜大于 1.5，壳体每个方向的矢高可取短向跨度的 $1/9 \sim 1/6$ ；

2 双层椭圆抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 $1/50 \sim 1/20$ ；

3 单层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 40m。

3.3.11 不同形式双曲抛物面网壳的结构尺寸宜满足如下条件：

1 双曲抛物面网壳底面对角线之比不宜大于 2，单块双曲抛物面壳体的矢高可取跨度的 $1/4 \sim 1/2$ （跨度为二个对角支承点之间的距离）。四块组合双曲抛物面壳体每个方向的矢高可取相应跨度的 $1/8 \sim 1/4$ ；

2 双层双曲抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 $1/50 \sim 1/20$ ；

3 单层双曲抛物面网壳的跨度不宜大于 50m；

3.3.12 网壳结构的网格在构造上可采用以下尺寸，当跨度小于 50m 时，1.5~3.0m；当跨度为 50~100m 时，2.5~3.5m；当跨度大于 100m 时，3.0~4.5m，网壳相邻杆件间的夹角宜大于 30° 。

3.3.13 双层网壳结构的最大位移计算值不应超过短向跨度的 $1/250$ ，单层网壳结构的最大位移计算值不应超过短向跨度的 $1/400$ 。悬挑网壳的最大位移计算值，对双层网壳不应超过悬挑长度的 $1/125$ ，单层网壳不应超过 $1/200$ 。

3.4 立体桁架与张弦立体桁架

3.4.1 直线型立体桁架的高度可取跨度的 $1/12 \sim 1/16$ 。

3.4.2 弧形立体桁架的桁架厚度可取跨度的 $1/20 \sim 1/30$ ，矢高可取跨度的 $1/3 \sim 1/6$ 。当按弧形立体桁架计算时，两端下部结构除了可靠传递竖向反力外还应保证抵抗水平位移的约束条件。当弧形立体桁架跨度较大时应进行立体拱架平面内的整体稳定性验算。

3.4.3 张弦弧形立体桁架的桁架厚度可取跨度的 $1/30 \sim 1/50$ ，结构矢高可取跨度的 $1/7 \sim 1/10$ ，其中桁架矢高可取跨度的 $1/14 \sim 1/18$ ，张弦的垂度可取跨度的 $1/12 \sim 1/30$ 。

3.4.4 立体桁架支承于下弦节点时桁架整体应有可靠的防侧倾体系，弧形立体桁架应考虑支座水平位移对下部结构的影响。

3.4.5 对直线型立体桁架、弧形立体桁架和张弦弧形立体桁架应设置平面外的稳定支撑体系。

3.5 弦支穹顶

3.5.1 弦支穹顶结构体系是由单层网壳和撑杆、索形成的结构体系（图 3.5.1-1~3.5.1-3），当跨度大于 150m 时，宜采用两个软件分别进行分析设计，重点分析内容应包括结构的静动力基本性能、抗震性能和稳定性能等。

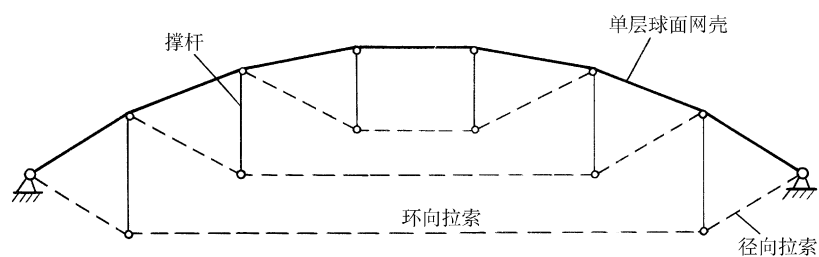


图 3.5.1-1 弦支穹顶结构体系简图

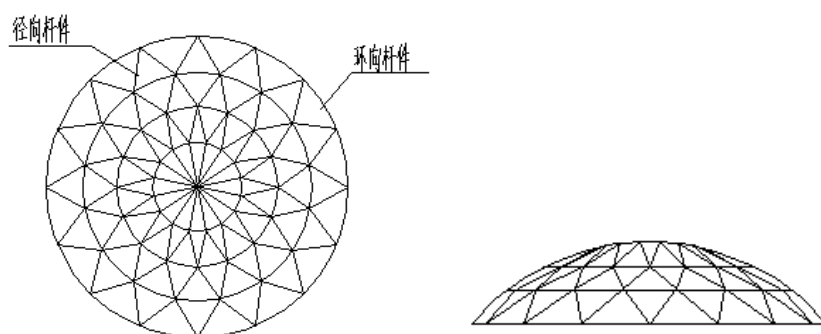


图 3.5.1-2 弦支穹顶上部形式

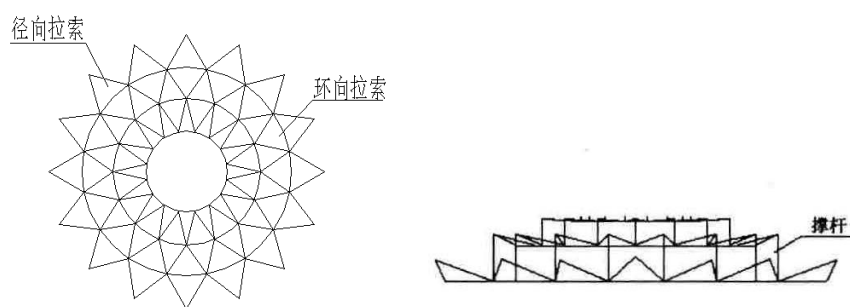
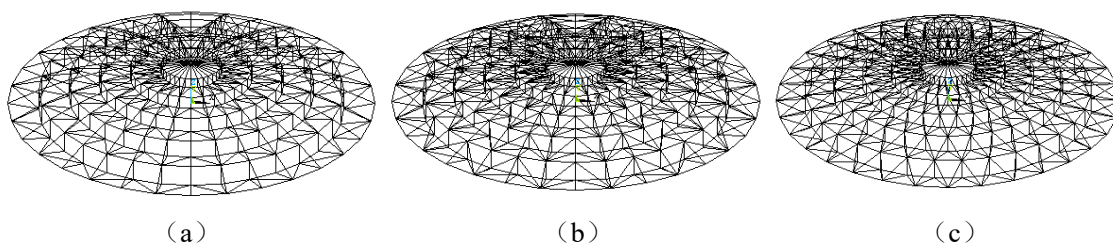


图 3.5.1-3 弦支穹顶下部形式

3.5.2 结合屋面板种类、檩条布置以及建筑形式等要求，按照上层单层网壳的不同形式，弦支穹顶可以选用下列形式：

- 1 肋环型弦支穹顶（图 3.5.2a）
- 2 施威德勒型弦支穹顶（图 3.5.2b）
- 3 联方型弦支穹顶（图 3.5.2c）
- 4 凯威特型弦支穹顶（图 3.5.2d）
- 5 三向网格弦支穹顶（图 3.5.2e）
- 6 短程线型弦支穹顶（图 3.5.2f）



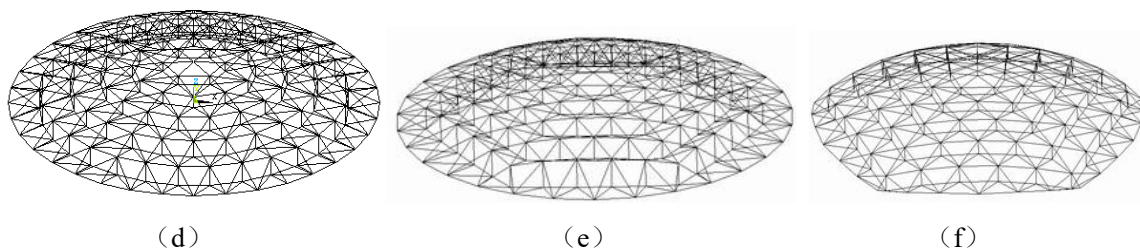


图 3.5.2 不同类型的弦支穹顶

3.5.3 弦支穹顶中拉索预应力值的设定，应以抵抗单层网壳的等效节点荷载和减小最外环杆件对支承结构的水平推力为原则。

3.5.4 弦支穹顶的单层网壳部分可采用刚接节点或铰接节点，撑杆与单层网壳的连接以及撑杆与拉索的连接采用铰接节点。

3.5.5 弦支穹顶的支承可以采用两向铰支、三向铰支和固接支承。

3.5.6 弦支穹顶中拉索预应力的施加可采用以下两种方法：

- 1 伸长压杆，通过调整撑杆的长度使环向索和径向索产生预应力；
- 2 缩短拉索，优先考虑采用缩短环向索的方法施加预应力，也可选择缩短径向索的方法。

3.5.7 设计时应明确区分结构在预应力施加前后的状态。

- 1 零态，即结构无自重无预应力的状态；
- 2 预应力平衡态，即结构在自重和预应力作用下的自平衡状态；
- 3 荷载态，即在预应力平衡态的基础上承受其它外荷载作用时的状态。

3.5.8 施工张拉控制应严格按照设计规定的步骤进行。当拉索分批次张拉时，要考虑后批张拉的拉索对前批张拉的拉索内力的影响。

3.5.9 索体材料线膨胀系数宜由试验方法确定，在不进行试验的情况下，索体材料的线膨胀系数可参考表 3.5.9 取值。

表 3.5.9 材料的膨胀系数

索材种类	线膨胀系数 ($/^{\circ}\text{C}$)
钢丝束索	1.87×10^{-5}
钢绞线索	1.38×10^{-5}
钢丝绳索	1.92×10^{-5}
钢拉杆索	1.20×10^{-5}

3.6 弦支筒壳

3.6.1 弦支筒壳是由上层筒壳、撑杆和拉索形成的结构体系（图 3.6.1）。

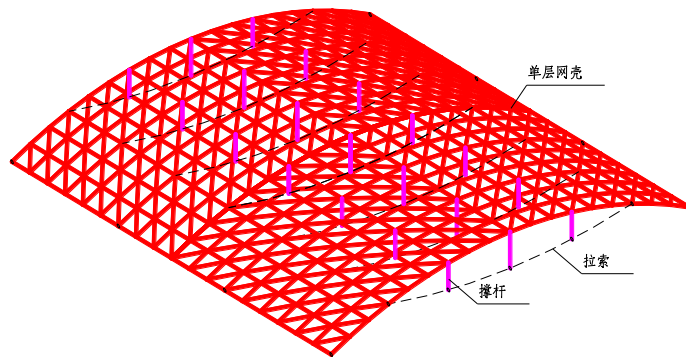


图 3.6.1 弦支筒壳结构体系简图

3.6.2 结合屋面板种类、檩条布置和建筑形式等要求，按照上层单层筒壳网格形式的不同，弦支筒壳可以选用下列形式：

- 1 单向斜杆型弦支筒壳（图 3.6.2a）
- 2 交叉斜杆型弦支筒壳（图 3.6.2b）
- 3 联方网格型弦支筒壳（图 3.6.2c）
- 4 三向网格型弦支筒壳（图 3.6.2d）

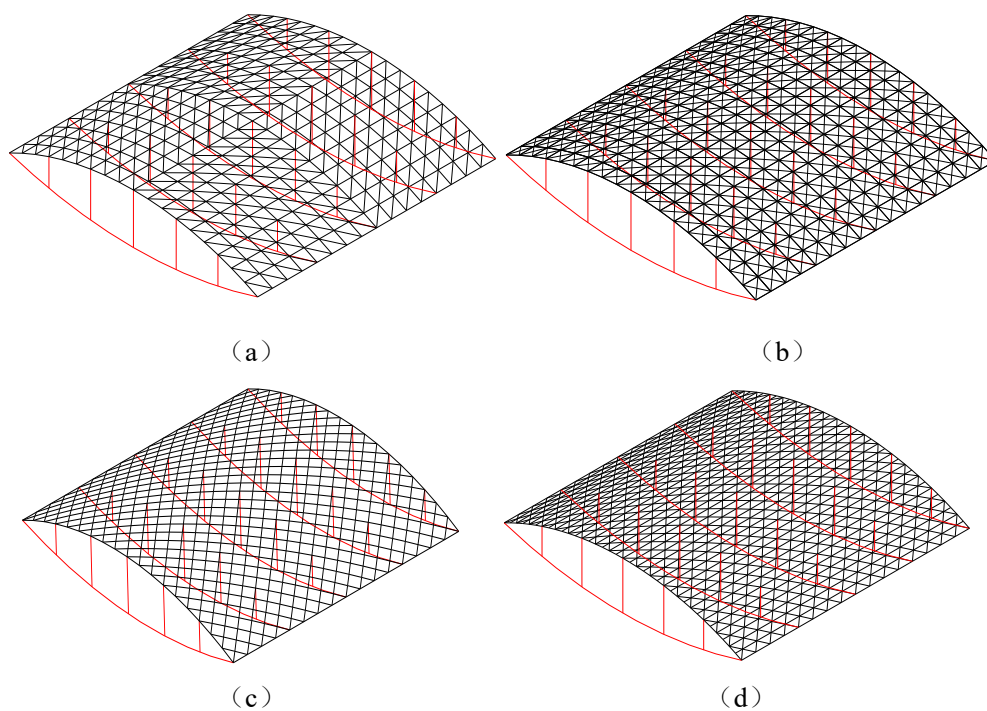


图 3.6.2 不同类型的弦支筒壳

3.6.3 弦支筒壳中拉索预应力值的设定，应以能够抵抗单层筒壳的等效节点荷载且对支承结构的水平推力最小为原则。

3.6.4 弦支筒壳的单层筒壳部分可采用刚接节点或铰接节点，撑杆与单层网壳的连接、撑杆与拉索的连接可采用铰接节点。

3.6.5 弦支筒壳的支承可采用单向铰支、两向铰支和三向铰支。

3.6.6 弦支筒壳中拉索预应力的施加可采用以下两种方法：

- 1 撑杆的伸长，通过调整撑杆的长度使拉索产生预应力；
- 2 拉索的缩短，通过调整缩短拉索的长度使拉索产生预应力。

3.6.7 索体材料的线膨胀系数的相关要求同本规程 3.5.9 条。

3.7 索穹顶结构

3.7.1 索穹顶结构是由脊索、斜索、环索和撑杆组成，并支承在周边刚性构件的结构体系(图 3.6.1)。

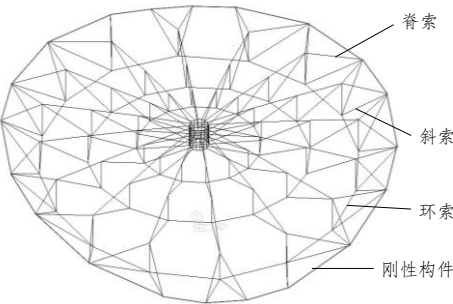


图 3.7.1 索穹顶结构体系简图

3.7.2 索穹顶结构的平面形状可采用圆形、椭圆形、矩形，屋面形状可采用球面、椭圆抛物面、双曲抛物面，按照脊索、斜索、撑杆布置形式的不同，索穹顶有以下两种常用形式：

- 1 盖格型索穹顶（图 3.7.2a）；
- 2 列维型索穹顶（图 3.7.2b）。

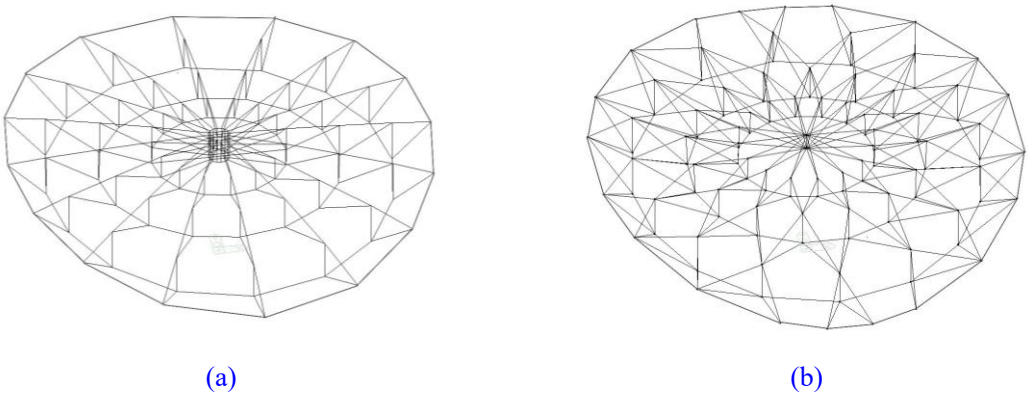


图 3.7.2 不同类型的索穹顶

3.7.3 索穹顶结构中拉索预应力值的设定，应以能够抵抗上层脊索各等效节点荷载且对支承结构的拉力最小为原则。

3.7.4 索穹顶结构中撑杆与脊索的连接、撑杆与斜索的连接和撑杆与环索的连接均采用铰接节点。

3.7.5 索穹顶结构中拉索与周边刚性构件采用铰接连接，周边刚性构件在下部主体结构的的支承可采用单向铰支、两向铰支、三向铰支或刚接支承。

3.7.6 索穹顶结构中拉索预应力的施加可采用以下两种方法：

- 1 中心节点的提升，通过调整中心节点的高度使拉索产生预应力；

2 拉索的缩短，通过调整缩短拉索的长度使拉索产生预应力。

3.7.7 施工张拉控制应严格按照设计规定的步骤进行。当拉索分批次张拉时，要考虑后批张拉的拉索对前批张拉的拉索内力的影响

3.7.8 索体材料的线膨胀系数的相关要求同本规程 3.4.9 条。

4 结构计算

4.1 一般计算原则

4.1.1 空间网格结构应进行在外荷载作用下的内力、位移计算和必要的稳定性计算，并应根据具体情况，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载等作用下的内力、位移进行计算。必要时空间网格结构宜和它下部结构共同计算，以取得变形协调。

4.1.2 对非抗震设计，荷载及荷载效应组合应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB55001 和《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定进行计算；在杆件截面及节点设计中，应按照荷载的基本组合确定内力设计值；在位移计算中应按照荷载的标准组合确定其挠度；对抗震设计，荷载及荷载效应组合应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 确定内力设计值；空间网格结构的内力和位移可按弹性阶段进行计算；网壳结构的稳定性计算应考虑结构的几何非线性影响。

4.1.3 对于单个球面网壳、圆柱面网壳和双曲抛物面网壳的风载体型系数，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 取值；对于多个连续的球面网壳、圆柱面网壳和双曲抛物面网壳，以及各种复杂形体的网壳结构，应根据模型风洞试验确定风载体型系数。

4.1.4 空间网格结构的外荷载可按静力等效原则将节点所辖区域内的荷载集中作用在该节点上。分析网架及双层网壳时可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力；分析单层网壳时假定节点为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、剪力等。当杆件上作用有局部荷载时，必须另行考虑局部弯曲内力的影响。

4.1.5 空间网格结构的支承条件，可根据支座节点的位置、数量和构造情况以及支承结构的刚度确定，对于网架结构及双层网壳分别假定为二向可侧移、一向可侧移、无侧移的铰接支座或弹性支承；对于单层网壳分别假定为二向或一向可侧移、无侧移的铰接支座、刚接支座或弹性支承；空间网格结构的支承必须保证在任意竖向和水平荷载作用下结构的几何不变性，满足各种网格计算模型对支承条件的要求。

4.1.6 空间网格结构施工安装阶段与使用阶段支承情况不一致时，应区别不同支承条件来分析计算施工安装阶段和使用阶段在相应荷载作用下结构的内力和变位。

4.1.7 双层网壳及网架结构宜采用空间杆系有限元法进行计算，单层网壳宜采用空间梁系有限元法进行计算。

4.2 静力计算

4.2.1 单层网壳结构采用空间梁系有限元法分析节点位移和杆件内力时，结构的每个杆件作为一个梁单元，每个节点有三个线位移和三个角位移。网架和双层网壳结构采用空间杆系有限元法分析节点位移和杆件内力时，结构的每个杆件作为一个杆单元，每个节点有三个线位移。

4.2.2 按有限元法进行空间网格结构静力计算时可采用下列统一的基本方程：

$$KU = F \quad (4.2.2)$$

式中： K —空间网格结构总弹性刚度矩阵；

U —空间网格结构节点位移向量；

F —空间网格结构节点荷载向量。

4.2.3 采用有限元法进行空间网格结构设计时，杆件截面可先根据经验或参照已建工程或由简化计算方法估算确定，计算后应按内力重新设计调整截面，并进行重分析，重分析次数宜取3~4次。

4.2.4 弦支穹顶环索预应力比值可按下列方式确定：

1 设定的计算模型可按图 4.2.4 选取：

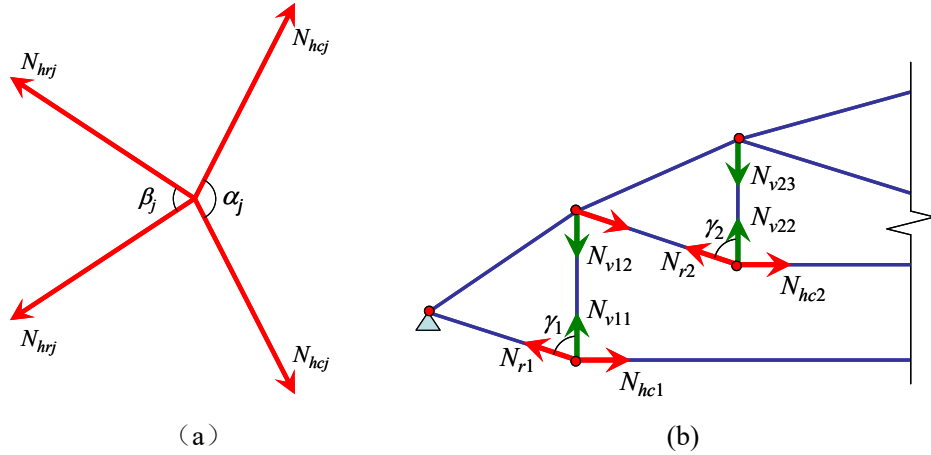


图 4.2.4 弦支穹顶预应力比值设定的计算模型

2 各环索施加的预应力比值为 $N_{hc1} : N_{hc2} : \dots : N_{hcj} : \dots : N_{hcn}$ ，其中 N_{hcj} 按下式取值：

$$N_{hcj} = \begin{cases} (F_j + K_{j+1} N_{hc,j+1}) / K_j & j=n-1, n-2, \dots, 1 \\ F_n / K_n & j=n \end{cases} \quad (4.2.4)$$

式中： $K_j = 2 \cot \gamma_j \frac{\cos(\alpha_j/2)}{\cos(\beta_j/2)}$ ；

F_j —第 j 道环索上方单层网壳等效节点荷载；

N_{hcj} —第 j 道环向索的轴力；

N_{vji} —第 i 道环索预应力引起的第 j 道环索处撑杆的轴力；

α_j —第 j 道环索相邻索段的夹角；

β_j —第 j 道环索位置上相邻向索在水平面 XOY 上投影的夹角；

γ_j —第 j 道环索位置上径向索与竖向撑杆的夹角。

4.3 稳定性计算

4.3.1 单层的球面网壳、圆柱面网壳和椭圆抛物面网壳，以及厚度小于本规程 3.3.8 至 3.3.10 条规定范围的双层网壳均应进行稳定性计算。

4.3.2 网壳的稳定性可通过结构荷载—位移全过程分析进行计算，分析时可采用考虑几何非线性有限单元法，并假定材料保持为线弹性，**计算时采用的**迭代方程为：

$$K_t \Delta U^{(i)} = F_{t+\Delta t} - N_{t+\Delta t}^{(i-1)} \quad (4.3.2)$$

式中： K_t —— t 时刻结构的切线刚度矩阵；

$\Delta U^{(i)}$ ——当前位移的迭代增量；

$F_{t+\Delta t}$ —— $t + \Delta t$ 时刻外部所施加的节点荷载向量；

$N_{t+\Delta t}^{(i-1)}$ —— $t + \Delta t$ 时刻相应的杆件节点内力向量。

4.3.3 进行网壳全过程分析时应考虑安装偏差对初始曲面形状的影响；安装偏差的分布可按结构的最低阶屈曲模态采用，最大安装偏差可按网壳跨度的 1/300 或允许安装偏差取值。

4.3.4 球面网壳的全过程分析可按满跨均布荷载进行，圆柱面网壳和椭圆抛物面网壳宜补充考虑半跨活荷载分布。

4.3.5 按本规程 4.3.2 至 4.3.4 条进行网壳结构全过程分析求得的第一个临界点处的荷载值，可作为该网壳的极限承载力。将极限承载力除以系数 K 后，即为按网壳稳定性确定的容许承载力（标准值）。系数 K 可取为 4.2。

4.3.6 当单层球面网壳跨度小于 45m，单层圆柱面网壳宽度小于 18m，单层椭圆抛物面网壳跨度小于 30m，或对网壳稳定性进行初步计算时，其容许承载力标准值 $[n_{ks}]$ (KN/m²) 可按下列公式进行计算：

1 单层球面网壳

$$[n_{ks}] = 0.21 \frac{\sqrt{B_e D_e}}{r^2} \quad (4.3.6-1)$$

式中： B_e ——网壳的等效薄膜刚度 (KN/m)；

D_e ——网壳的等效抗弯刚度 (KN·m)；

r ——球面的曲率半径 (m)。

其中 B_e 和 D_e 的计算应满足：

(1) 凯威特型网壳的等效刚度 B_e 和 D_e 应按主肋处的网格尺寸和杆件截面进行计算；

(2) 短程线型网壳应按三角形球面上的网格尺寸和杆件截面进行计算；

(3) 施威德勒型和联方型网壳应按自支承圈梁算起第三圈环梁处的网格尺寸和杆件截面进行计算。

(4) 网壳径向和环向的等效刚度不相同，可采用两个方向的平均值。

2 单层椭圆抛物面网壳，四边铰支在刚性横隔上

$$[n_{ks}] = 0.2 \mu \frac{\sqrt{B_e D_e}}{r_1 r_2} \quad (4.3.6-2)$$

$$\mu = \frac{1}{1 + 0.956 \frac{q}{g} + 0.076 \left(\frac{q}{g}\right)^2} \quad (4.3.6-3)$$

式中： r_1 、 r_2 ——椭圆抛物面网壳两个方向的主曲率半径（m）；

μ ——考虑荷载不对称分布影响的折减系数；

g 、 q ——作用在网壳上的恒荷载和活荷载（KN/m²）。

注：公式（4.3.6-3）的适用范围 $q/g = 0 \sim 2$ 。

3 单层圆柱面网壳

1) 当网壳为四边支承，即两纵边固定铰支（或固结），而两端铰支在刚性横隔上时：

$$[n_{ks}] = 14.4 \frac{D_{e11}}{r^3 (L/B)^3} + 3.9 \times 10^{-5} \frac{B_{e22}}{r(L/B)} + 15.0 \frac{D_{e22}}{(r+3f)B^2} \quad (4.3.6-4)$$

式中： L 、 B 、 f 、 r ——分别为圆柱面网壳的总长度、宽度、矢高和曲率半径（m）；

D_{e11} 、 D_{e22} ——分别为圆柱面网壳纵向（零曲率方向）和横向（圆弧方向）的等效抗弯刚度（KN·m）；

B_{e22} ——圆柱面网壳横向等效薄膜刚度（KN/m）。

当圆柱面网壳的长宽比（ L/B ）不大于 1.2 时，由式（4.3.6-4）算出的容许承载力尚应乘以下式考虑荷载不对称分布影响的折减系数 μ ：

$$\mu = 0.6 + \frac{1}{2.5 + 5 \frac{q}{g}} \quad (4.3.6-5)$$

注：公式（4.3.6-5）适用范围为 $q/g = 0 \sim 2$ 。

2) 当网壳仅沿两纵边支承时：

$$[n_{ks}] = 15.0 \frac{D_{e22}}{(r+3f)B^2} \quad (4.3.6-6)$$

3) 当网壳为两端支承时:

$$\left. \begin{aligned} [n_{KS}] &= \mu \left(0.013 \frac{\sqrt{B_{e11} D_{e11}}}{r^2 \sqrt{L/B}} + 0.028 \frac{\sqrt{B_{e22} D_{e22}}}{r^2 (L/B) \xi} + 0.017 \frac{\sqrt{I_h I_v}}{r^2 \sqrt{Lr}} \right) \\ \xi &= 0.96 + 0.16(1.8 - L/B)^4 \end{aligned} \right\} \quad (4.3.6-7)$$

式中: B_{e11} ——圆柱面网壳纵向等效薄膜刚度;

I_h 、 I_v ——边梁水平方向和竖向的线刚度 (KN·m)。

对于桁架式边梁, 其水平方向和竖向的线刚度可按下式计算:

$$I_{h,v} = E (A_1 a_1^2 + A_2 a_2^2) / L \quad (4.3.6-8)$$

式中: A_1 、 A_2 ——分别为两根弦杆的面积;

a_1 、 a_2 ——分别为相应的形心距。

4) 两端支承的单层圆柱面网壳尚应考虑荷载不对称分布的影响, 其折减系数 μ 按下式计算:

$$\mu = 1.0 - 0.2 \frac{L}{B} \quad (4.3.6-9)$$

注: 公式 (4.3.6-9) 的适用范围为 $L/B=1.0 \sim 2.5$ 。

以上各式中网壳等效刚度的计算公式可见本规程附录 A。

4.3.7 网壳的稳定性分析也可采用直接分析法。结构的整体初始几何缺陷模式可按最低阶整体屈曲模态采用, 最大缺陷值可取 $L/300$, L 为结构跨度。构件的初始缺陷可按《钢结构设计标准》GB50017 第 5.2.2 条的规定采用。

4.4 地震作用下的内力计算

4.4.1 在抗震设防烈度为 6 度或 7 度的地区, 网架屋盖结构可不进行竖向抗震验算; 在抗震设防烈度为 8 度或 9 度的地区, 网架屋盖结构应进行竖向抗震验算。

4.4.2 在进行网架屋盖结构的抗震验算时, 竖向地震作用标准值可按以下规定确定:

1 对于周边支承网架屋盖以及多点支承和周边支承相结合的网架屋盖, 竖向地震作用标准值可按下式确定:

$$F_{Evki} = \pm \psi_v \cdot G_i \quad (4.4.2)$$

式中: F_{Evki} ——作用在网架第 i 节点上竖向地震作用标准值;

G_i ——网架第 i 节点的重力荷载代表值, 其中恒荷载取 100%; 雪荷载及屋面积灰荷载取 50%; 不考虑屋面活荷载;

ψ_v ——竖向地震作用系数，按表 4.4.2 取值。

2 对于悬挑长度较大的屋盖网架结构以及用于楼层的网架结构，当设防烈度为 8 度或 9 度时，其竖向地震作用标准值可分别取该结构重力荷载代表值的 10%或 20%。计算重力荷载代表值的活荷载部分时，对一般民用建筑可取楼层活荷载的 50%。

3 对于平面复杂或重要的大跨度网架结构可采用振型分解反应谱法或时程分析法作专门的竖向抗震分析和验算。

表 4.4.2 竖向地震作用系数

设 防 烈 度	场 地 类 别		
	I	II	III~IV
8	—	0.08	0.10
9	0.15	0.15	0.20

4.4.3 在抗震设防烈度为 7 度的地区，可不进行网架结构水平抗震验算。在抗震设防烈度为 8 度的地区，对于周边支承的中小跨度网架可不进行水平抗震验算；在抗震设防烈度为 9 度的地震区，对各种网架结构均应进行水平抗震验算。水平地震效应可采用振型分解反应谱法计算，网架的内力、位移可采用空间杆系有限元法计算。

4.4.4 在设防烈度为 7 度的地区，网壳结构可不进行竖向抗震计算，但必须进行水平抗震计算。在设防烈度为 8 度、9 度地区必须进行网壳结构的水平与竖向抗震计算。

4.4.5 按时程分析法分析网壳结构地震效应时，其动力平衡方程应为：

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -M\ddot{U}_g \quad (4.4.5)$$

式中： M 、 K ——空间网格结构的质量矩阵、刚度矩阵；

C ——阻尼矩阵，对于周边固定铰支承的空间网格结构，阻尼比可取 0.02；

$\ddot{U}$ 、 $\dot{U}$ 、 U ——网格节点在整体坐标系中的加速度、速度和位移向量；

$\ddot{U}_g$ ——地面运动加速度向量。

4.4.6 采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用不小于二组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线。加速度曲线幅值应根据与抗震设防烈度相应的多遇地震的加速度峰值进行调整，加速度时程曲线的最大值可按表 4.4.6 采用。当跨度超过 150 米时，宜考虑多点激励行为。

表 4.4.6 时程分析所用的地震加速度时程曲线的最大值（cm/s²）

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35（55）	70（110）	140
注：括号内的数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。				

4.4.7 对网壳结构进行地震效应计算时可采用振型分解反应谱法，按此法分析宜取前 20 阶振型

进行网壳地震效应计算；对于体型复杂或重要的大跨度网壳结构，应采用时程分析法进行补充计算。

4.4.8 采用振型分解反应谱法时，网壳结构 j 振型、 i 质点的水平或竖向地震作用标准值应按下列式确定：

$$\left. \begin{aligned} F_{Exji} &= \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \\ F_{Eyji} &= \alpha_j \gamma_j Y_{ji} G_i \\ F_{Ezji} &= \alpha_j \gamma_j Z_{ji} G_i \end{aligned} \right\} \quad (4.4.8-1)$$

式中： F_{Exji} 、 F_{Eyji} 、 F_{Ezji} —— j 振型、 i 质点分别沿 x 、 y 、 z 方向地震作用标准值；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数，按《建筑抗震设计规范》GB50011 确

定。竖向地震影响系数取 $0.65\alpha_j$ ；

X_{ji} 、 Y_{ji} 、 Z_{ji} ——分别为 j 振型、 i 质点的 x 、 y 、 z 方向的相对位移；

γ_j —— j 振型参与系数

当计算水平抗震时， j 振型参与系数应按下列公式计算：

$$\text{X 向:} \quad \gamma_{Exj} = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2) G_i} \quad (4.4.8-2)$$

$$\text{Y 向:} \quad \gamma_{Eyj} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2) G_i} \quad (4.4.8-3)$$

当计算竖向抗震时， j 振型参与系数应按下列公式计算：

$$\gamma_{Ezj} = \frac{\sum_{i=1}^n Z_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2) G_i} \quad (4.4.8-4)$$

式中： n ——网壳节点数。

4.4.9 按振型分解反应谱法分析时，网壳结构杆件水平或竖向地震作用效应应按下列公式确定：

$$S_E = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_{Ej} S_{Ek}} \quad (4.4.9-1)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi_j\xi_k(1+\lambda_T)\lambda_T^{1.5}}{(1-\lambda_T^2)^2 + 4\xi_j\xi_k(1+\lambda_T)^2\lambda_T} \quad (4.4.9-2)$$

式中： S_E ——网壳杆件地震作用标准值的效应；

S_{Ej} 、 S_{Ek} ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应，可取前 20 个振型；

ρ_{jk} —— j 振型与 k 振型的耦联系数；

ξ_j 、 ξ_k ——分别为 j 、 k 振型的阻尼比；

λ_T —— k 振型与 j 振型的自振周期比；

m ——计算中考虑的振型数。

4.4.10 对于采用轻屋盖的单层球面网壳结构，采用凯威特型、施威德勒型及短程线型，当周边固定铰支承，按 7 度或 8 度设防、III 类场地、设计地震第一组进行多遇地震效应计算时，当主肋、环杆、斜杆均分别各自取等截面杆设计时，其杆件地震轴向力标准值 N_E 可按以下公式计算：

$$\text{主肋：} \quad N_E^m = c\xi_m N_{G\max}^m \quad (4.4.10-1)$$

$$\text{环杆：} \quad N_E^c = c\xi_c N_{G\max}^c \quad (4.4.10-2)$$

$$\text{斜杆：} \quad N_E^d = c\xi_d N_{G\max}^d \quad (4.4.10-3)$$

式中： N_E^m 、 N_E^c 、 N_E^d ——地震作用下分别为网壳的主肋、环杆及斜杆的轴向力标准值；

$N_{G\max}^m$ 、 $N_{G\max}^c$ 、 $N_{G\max}^d$ ——重力荷载代表值作用下分别为网壳的主肋、环杆及斜杆的轴向力标准值的绝对最大值；

ξ_m 、 ξ_c 、 ξ_d ——主肋、环杆及斜杆地震轴向力系数；设防烈度为 7 度时，按表 4.4.10-1 确定，8 度时取表中数值的 2 倍；

c ——场地修正系数，按表 4.4.10-2 确定。

表 4.4.10-1 单层球面网壳杆件地震轴向力系数 ξ

f/L	0.167	0.200	0.250	0.300
ξ_m	0.16			
ξ_c	0.30	0.32	0.35	0.38
ξ_d	0.26	0.28	0.30	0.32

表 4.4.10-2 场地修正系数 c

场地类别	I	II	III	IV
c	0.54	0.75	1.00	1.55

4.4.11 对于轻屋盖单层双曲抛物面网壳结构，斜杆为拉杆（沿斜杆方向角点为抬高端）、弦杆为正交正放网格；当四角固定铰支承、周边竖向铰支承、按 7 度或 8 度设防、III 类场地、设计地震第一组进行多遇地震效应计算时，除了刚度远远大于内部杆件的周边杆及抬高端斜杆外，所有弦杆及斜杆均取等截面杆件设计时，其杆件地震轴向力标准值 N_E 可按以下方法计算：

$$\text{抬高端斜杆：} \quad N_E^r = c\xi N_{G\max}^r \quad (4.4.11-1)$$

$$\text{弦杆及其他斜杆：} \quad N_E^e = c\xi N_{G\max}^e \quad (4.4.11-2)$$

式中： N_E^r 、 N_E^e ——分别为地震作用下网壳抬高端斜杆及其他弦杆与斜杆的轴向力标准值；

$N_{G\max}^r$ ——重力荷载代表值作用下，网壳抬高端 1/5 跨度范围内斜杆轴向力标准值的绝对最大值；

$N_{G\max}^e$ ——重力荷载代表值作用下，网壳全部弦杆与其他斜杆轴向力标准值的绝对最大值；

ξ ——网壳杆件地震轴向力系数；设防烈度为 7 度时，取 $\xi=0.15$ ，8 度时取 $\xi=0.30$ 。

4.4.12 对于轻型屋盖正放四角锥双层圆柱面网壳结构，沿两纵边固定铰支在上弦节点、两端竖向铰支在刚性横隔上，当按 7 度及 8 度设防、III 类场地、设计地震第一组进行多遇地震效应计算时，其杆件地震轴向力标准值 N_E 可按以下方法计算：

$$\text{横向上下弦杆：} \quad N_E^t = c\xi_t N_G^t \quad (4.4.12-1)$$

$$\text{按等截面设计的纵向弦杆：} \quad N_E^l = c\xi_l N_{G\max}^l \quad (4.4.12-2)$$

$$\text{按等截面设计的腹杆：} \quad N_E^w = c\xi_w N_{G\max}^w \quad (4.4.12-3)$$

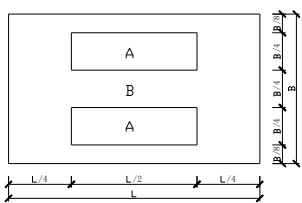
式中： N_E^t 、 N_E^l 、 N_E^w ——地震作用下分别为网壳横向弦杆、纵向弦杆与腹杆的轴向力标准值；

$N_{G\max}^l$ 、 $N_{G\max}^w$ ——重力荷载代表值作用下分别为网壳纵向弦杆与腹杆轴向力标准值的绝对最大值；

ξ_t 、 ξ_l 、 ξ_w ——横向弦杆、纵向弦杆、腹杆的地震轴向力系数；设防烈度为 7 度时，按表

4.4.12 确定，8 度时取表中数值的 2 倍。

表 4.4.12 双层圆柱面网壳杆件地震轴向力系数 ξ

f/B				0.167	0.200	0.250	0.300
横向 弦杆 ξ_l		A	上弦	0.22	0.28	0.40	0.54
			下弦	0.34	0.40	0.48	0.60
		B	上弦	0.18	0.23	0.33	0.44
			下弦	0.27	0.32	0.40	0.48
纵向弦杆 ξ_l		上弦		0.18	0.32	0.56	0.78
		下弦		0.10	0.16	0.24	0.34
腹杆 ξ_w				0.50			

4.4.13 在抗震分析时，宜考虑支承结构对空间网格结构的影响。当空间网格结构支承在单排的独立柱、框架柱或承重墙上时，可把支承结构简化为弹性支座。对于空间网格结构的支承结构应按有关标准进行抗震计算。

4.4.14 进行抗震验算时，应对空间网格结构的支座进行验算。

4.5 温度作用下的内力计算

4.5.1 网架结构如符合下列条件之一者，可不考虑由于温度变化而引起的内力：

- 1 支座节点的构造允许网架侧移时，节点允许的侧移值应等于或大于式（4.5.1）的计算值；
- 2 当周边支承的网架、且网架验算方向跨度小于 40m 时，支承结构应为独立柱或砖壁柱；
- 3 在单位力作用下，柱顶位移大于或等于下式的计算值：

$$u = \frac{L}{2\xi EA_m} \left(\frac{E\alpha\Delta t}{0.038f} - 1 \right) \quad (4.5.1)$$

式中 α ——网架材料的线膨胀系数；

E ——网架材料的弹性模量；

f ——网架材料的强度设计值；

L ——网架在验算方向的跨度；

A_m ——支承（上承或下承）平面弦杆截面积的算术平均值；

ξ ——系数，支承平面弦杆为正交正放时 $\xi=1.0$ ，正交斜放时 $\xi=\sqrt{2}$ ，三向时 $\xi=2$ ；

Δt ——温度差。天津市最高、最低气温分别为 40℃、-20℃，温度差可取为网架合拢温度与实际使用环境中最高、最低温度差值的大者。

4.5.2 如需考虑温度变化而引起的网架或网壳内力，可采用空间杆系有限元法或其他近似方法计算。

5 杆件和节点的设计与构造

5.1 一般规定

5.1.1 杆件应按照国家相关标准优先选用国产的常用品种和规格。当选用进口材料时，应分析并检验所选材料的化学成分和机械性能指标是否满足设计要求。

5.1.2 节点宜优先选用国产成熟的形式，且满足相关标准的规格。当采用新型节点时，应进行理论分析和实验研究，并经确认满足设计要求。

5.2 杆件

5.2.1 空间网格结构中的杆件可采用普通型钢和薄壁型钢。管材~~再~~宜采用高频电焊钢管或无缝钢管，当有条件时应采用薄壁管形截面。杆件~~的钢材采用的~~钢材牌号和~~质量等级应~~接符合国家标准《钢结构通用规范》GB55006和《钢结构设计~~规范标准~~》GB50017的规定~~采用~~。空间网格结构的杆件截面应按现行国家标准《钢结构设计~~规范标准~~》GB50017根据强度和稳定性的计算确定。

5.2.2 确定杆件的长细比时，其计算长度应符合下列规定：

1 网架和双层网壳杆件的计算长度 l_0 应按表 5.2.2-1 采用。

表 5.2.2-1 网架和双层网壳杆件的计算长度

杆 件		节 点		
		螺栓球	焊接空心球	板节点
网架	弦杆及支座腹杆	l	$0.9l$	l
	腹 杆		$0.8l$	$0.8l$
双层网壳	弦杆及支座腹杆	l	$0.9l$	l
	腹 杆		$0.9l$	$0.9l$

注：1——为几何杆件长度（节点中心间距离）。

2 单层网壳杆件计算长度应按表 5.2.2-2 采用。

表 5.2.2-2 单层网壳杆件计算长度

弯 曲 方 向	节 点		
	焊接空心球	毂节点	相贯节点
壳 体 曲 面 内	$0.9l$	l	$0.9l$
壳 体 曲 面 外	$1.6l$	$1.6l$	$1.6l$

注： l ——为几何杆件长度（节点中心间距离）。

3 立体桁架杆件计算长度应按表 5.2.2-3 采用。

表 5.2.2-3 立体桁架杆件计算长度

杆件		节点		
		螺栓球	焊接空心球	相贯节点
立体桁架	弦杆及支座腹杆	l	l	l
	腹杆		$0.9l$	$0.9l$

注：1——为几何杆件长度（节点中心间距离）。

5.2.3 杆件的长细比不宜超过下列数值。

1 网架杆件的长细比不宜超过表 5.2.3-1 中规定的数值。

表 5.2.3-1 网架杆件的容许长细比

结构类别	受压杆件	受拉杆件		
		一般杆件	支座附近处杆件	直接承受动力荷载杆件
网架	180	400	300	250

2 网壳杆件的长细比不宜超过表 5.2.3-2 中规定的数值。

表 5.2.3-2 网壳杆件的容许长细比

网壳类别	受压杆件 和压弯杆件	受拉杆件和拉弯杆件	
		承载静力荷载	直接承载动力荷载
双层网壳	180	300	250
单层网壳	150	300	——

5.2.4 杆件截面的最小尺寸应根据空间网格结构的跨度及网格大小确定，普通角钢不宜小于 $\angle 50 \times 3$ ，圆钢管不宜小于 $\Phi 48 \times 3$ ，方钢管不宜小于 $\square 40 \times 3$ 。

5.2.5 在构造设计时，宜避免难于检查、清刷、油漆以及积留湿气或灰尘的死角或凹槽。对管形截面，应将两端封闭。

5.3 焊接空心球节点

5.3.1 由两个半球焊接而成的空心球，可分为不加肋（图 5.3.1-1）和加肋（图 5.3.1-2）两种，适用于连接圆钢管杆件。空心球的钢材宜采用国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 规定的 Q235 钢或国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q355 钢，钢材的质量等级不应低于 B 级。产品质量应符合行业标准《钢网架焊接空心球节点》JG/T 11 的规定。

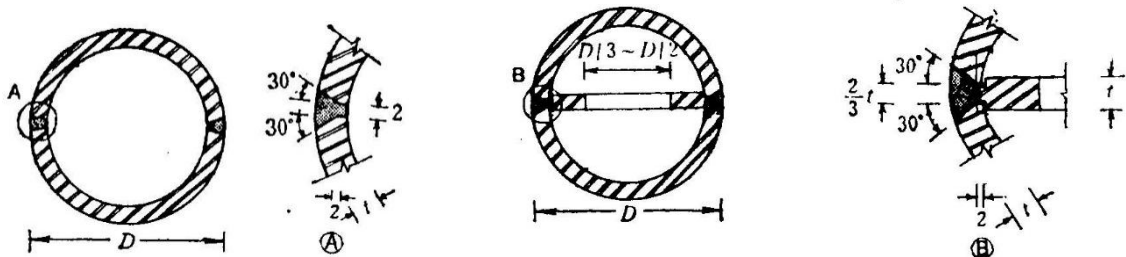


图 5.3.1-1 不加肋的空心球

图 5.3.1-2 加肋的空心球

5.3.2 当空心球直径为 120~900mm 时，其受压、受拉承载力设计值可分别按下列公式计算：

1 受压空心球

$$N_c \leq 0.34\eta_c(1 - \frac{d}{D})\pi dtf \quad (5.3.2-1)$$

式中： N_c ——受压空心球的轴向压力设计值（N）；

D ——空心球外径（mm）；

t ——空心球壁厚（mm）；

d —— 钢管外径（mm）；

f —— 钢材强度设计值（N/mm²）；

η_c ——受压空心球加劲肋承载力提高系数，不加肋 $\eta_c=1.0$ ，加肋 $\eta_c=1.4$ 。

2 受拉空心球

$$N_t \leq \frac{\sqrt{3}}{3}\eta_t\pi dtf \quad (5.3.2-2)$$

式中： N_t ——受拉空心球的轴向拉力设计值（N）；

t ——空心球壁厚（mm）；

d —— 钢管外径（mm）；

f —— 钢材强度设计值（N/mm²）；

η_t ——受拉空心球加劲肋承载力提高系数，不加肋 $\eta_t=1.0$ ，加肋 $\eta_t=1.1$ 。

5.3.3 对于单层网壳结构，空心球承受压弯或拉弯的承载力设计值 N_m 可按下列公式计算：

$$N_m = \eta_m N_R \quad (5.3.3)$$

式中： η_m ——考虑空心球受压弯或拉弯作用的影响系数，可采用 0.8；

N_R ——取 N_c 或者 N_t 。

5.3.4 为了可靠地传递杆件内力，以及使空心球能有效地布置所连接的圆钢管杆件，焊接空心球应满足以下构造要求：

1 单层网壳空心球外径与壁厚的比值应不大于 35；双层网壳空心球外径与壁厚的比值宜取 25~45；空心球壁厚与钢管最大壁厚的比值宜选用 1.5~2.0；空心球外径与连接钢管外径之比宜选用 2.4~3.0；空心球壁厚不宜小于 4mm；

2 无肋空心球和有肋空心球的成型对接焊缝，应分别满足图 5.3.1-1 和图 5.3.1-2 的要求。加肋空心球的肋板可用平台或凸台，采用凸台时，其高度不宜大于 1mm；

3 钢管构件与空心球连接，钢管应开坡口。在钢管与空心球之间应留有一定缝隙予以焊透，

以实现焊缝与钢管等强，否则应按角焊缝计算。

1) 钢管内壁加套管作为单向焊接坡口的垫板时，坡口角度、间隙及焊缝外形应符合图 5.3.4-1 的要求；

2) 钢管内壁不用套管时，管端的坡口角度、间隙及焊缝外形应符合图 5.3.4-2 的要求；

3) 角焊缝的焊脚尺寸 h_f 应符合以下要求：当钢管壁厚 $t_c \leq 4\text{mm}$ 时， $h_f \leq 1.5 t_c$ ；当钢管壁厚 $t_c > 4\text{mm}$ 时， $h_f \leq 1.2 t_c$ 。

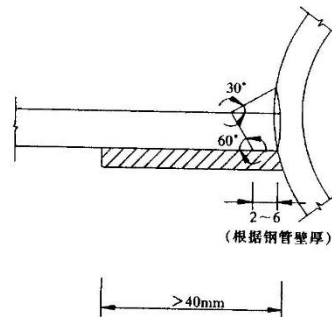


图 5.3.4-1 钢管加套管的连接

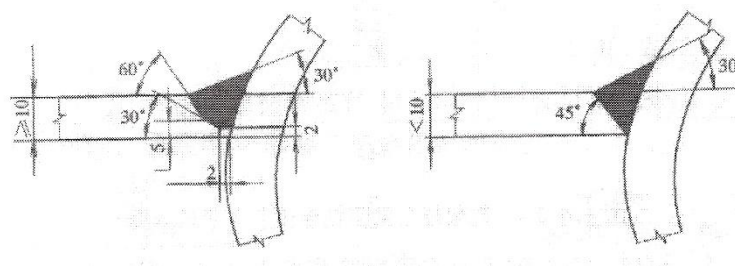


图 5.3.4-2 钢管不加套管的连接

5.3.5 在确定空心球的外径时，球面上相邻杆件钢管间的净距不宜小于 10mm（图 5.3.5）。为了保证净距，空心球的最小直径可按下列公式计算：

$$D_{\min} = (d_l + 2a_n + d_s) / \theta \quad (5.3.5)$$

式中： d_l ——两相邻钢管的较大外径（mm）；

d_s ——两相邻钢管的较小外径（mm）；

a_n ——两相邻钢管间的净距，取=10mm；

θ ——两相邻杆件轴线间的夹角（弧度）。

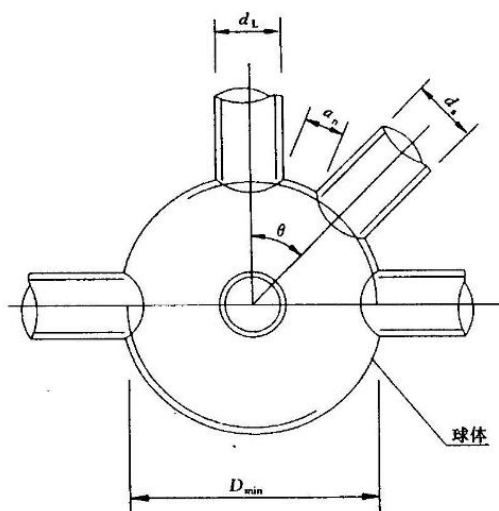


图 5.3.5 空心球相邻杆件钢管

5.3.6 当节点汇交杆件较多时，容许部分杆件相贯连接，但应满足以下要求：

- 1 汇交杆件的轴线必须通过球体中心线。；
- 2 相贯连接的两杆中，截面积大的主杆件必须全截面焊在球上（当两杆截面相等时，取拉杆为主杆件），另一杆件则坡口焊在主杆上，但必须保证有 3/4 截面焊在球上，如果汇交杆件受力较大，可以用加劲肋板补足削弱的面积。；
- 3 受力大的杆，可按图 5.3.6 设置加劲肋板。

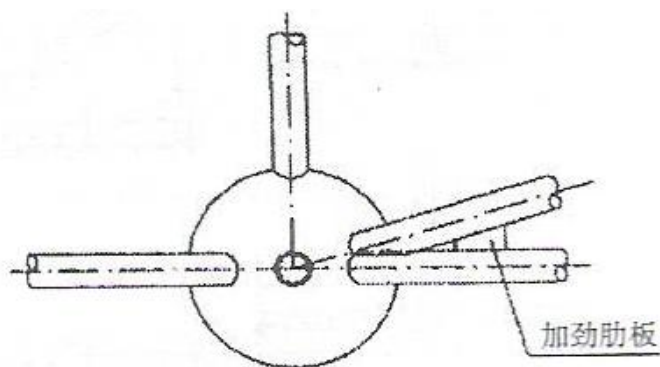


图 5.3.6 交叉杆件连接

5.3.7 当空心球外径 (D) 不小于 300mm 且杆件内力较大时，可在内力较大杆件的轴线平面内设加劲肋，以提高其承载力，环肋的厚度不应小于球壁的厚度。

5.4 焊接钢板节点

5.4.1 焊接钢板节点可由十字节点板和盖板组成，适用于型钢杆件的连接。十字节点板宜由二块带企口的钢板对插焊成（图 5.4.1a、b）。十字节点板与盖板所用钢材应与网格杆件钢材一致。小跨度空间网格结构的受拉节点，可不设置盖板。

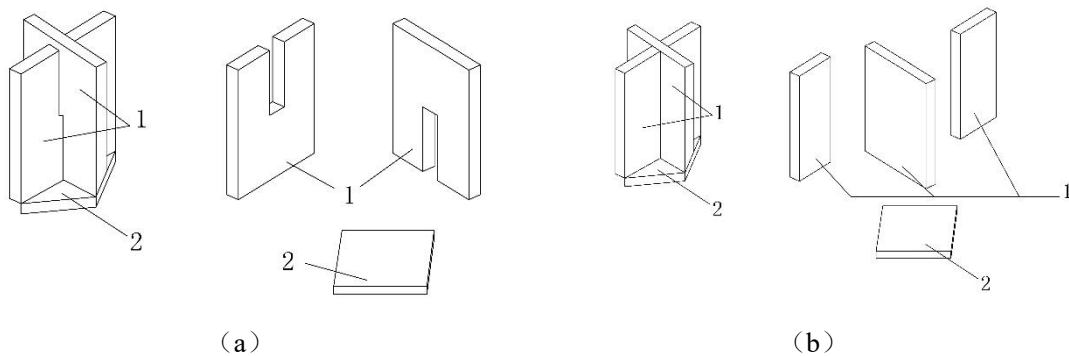


图 5.4.1 焊接钢板节点

1—十字节点板； 2—盖板

5.4.2 焊接钢板节点可用于两向网架，也可用于由四角锥体组成的网架。常用两向网架的焊接钢板节点构造形式可按图 5.4.2-1 采用，四角锥体组成的网架的焊接钢板节点构造形式可按图 5.4.2-2 采用。

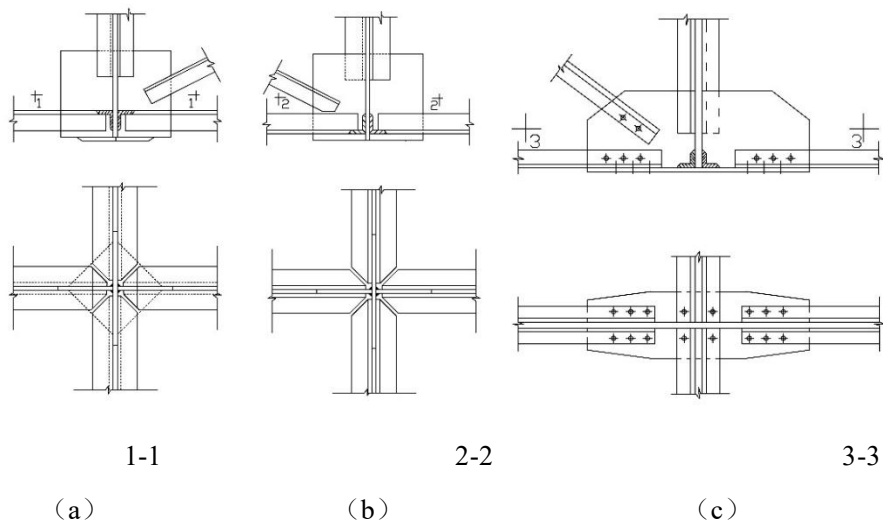


图 5.4.2-1 两向网架的节点构造

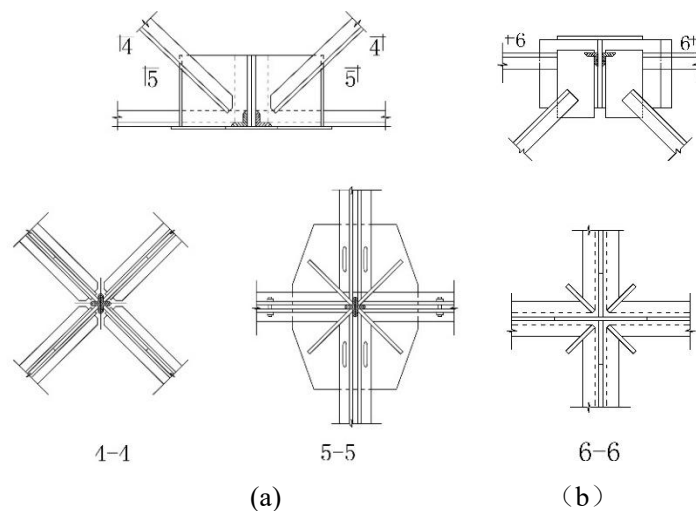


图 5.4.2-2 四角锥体组成的网架的节点构造

5.4.3 焊接钢板节点的构造应符合下列要求：

- 1 杆件重心线在节点处宜交于一点，否则应考虑其偏心影响。
- 2 杆件与节点连接焊缝的分布，应使焊缝截面的重心与杆件重心相重合，否则应考虑其偏心影响；
- 3 便于制作和拼装。

5.4.4 空间网格结构的弦杆应同时与盖板和十字节点板连接，当网格尺寸较小时，弦杆也可直接与十字节点板连接。

5.4.5 节点板厚度可根据空间网格结构最大杆件内力确定，并应较连接杆件的厚度大 2mm，但不得小于 6mm。节点板的平面尺寸应考虑制作和装配的误差。

5.4.6 当杆件与节点板间采用高强度螺栓或角焊缝连接时，连接计算应根据连接杆件内力确定，且宜减少节点类型。

5.4.7 十字节点板的竖向焊缝应具有足够的承载力，宜采用 V 形或 K 形坡口的对接焊缝。

5.4.8 焊接钢板节点中，弦杆与腹杆、腹杆与腹杆之间以及弦杆端部与节点板中心线之间均不宜小于 20mm（图 5.4.8）。

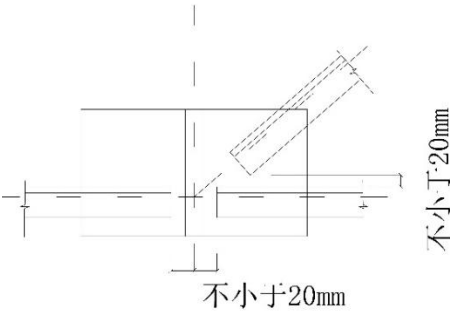


图 5.4.8 十字节点板与杆件的连接构造

5.5 螺栓球节点

5.5.1 螺栓球节点应由螺栓、钢球、销子（或螺钉）、套筒和锥头或封板等零件组成（图 5.5.1），适用于连接钢管杆件。

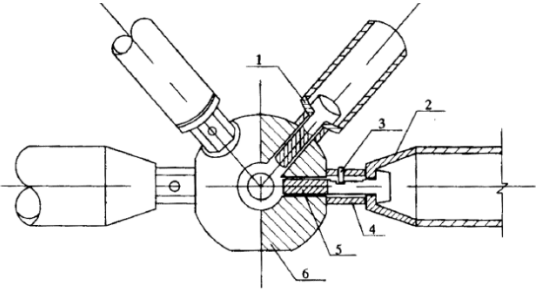


图 5.5.1 螺栓球节点

1—封板；2—锥头；3—销子或螺钉；4—套筒；5—螺栓；6—钢球；

5.5.2 可视化螺栓球节点由螺栓、钢球、销子（或螺钉）、套筒和锥头或封板等零件组成（图 5.5.2-1），适用于连接钢管杆件。改进的螺栓和套筒的构造图如图 5.5.2-2、5.5.2-3 所示。在实际工程中条件允许时可优先采用改进型螺栓球节点。

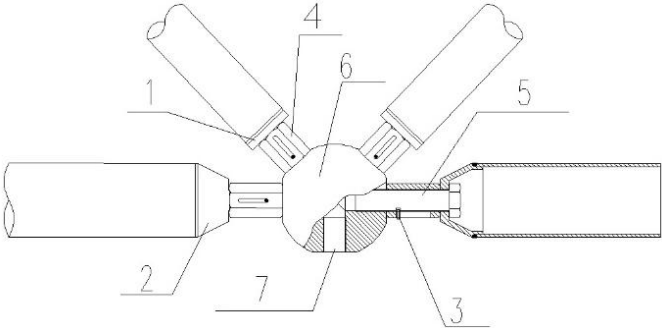


图 5.5.2-1 可视化螺栓球节点

1—封板；2—锥头；3—销子或螺钉；4—套筒；5—螺栓；6—钢球；7—工艺孔

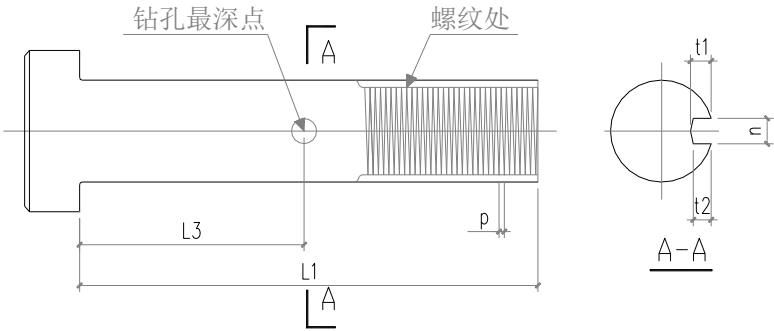


图 5.5.2-2 可视化螺栓球节点的高强螺栓

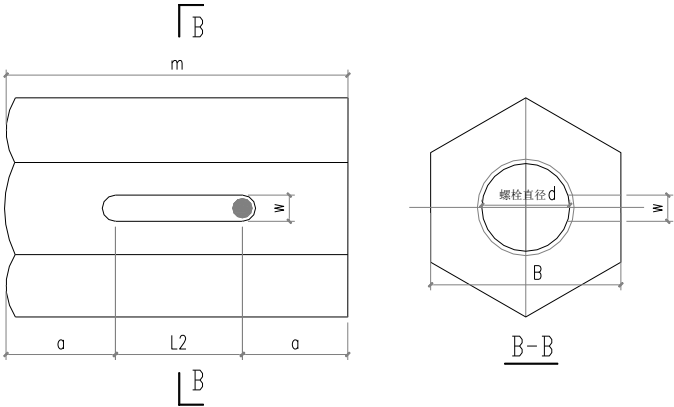


图 5.5.2-3 可视化螺栓球节点的套筒

5.5.3 用于制造螺栓球节点的钢管、封板、锥头和套筒的材料可按照表 5.5.3 的规定采用，并应符合相应标准的技术条件。产品质量应符合行业标准《钢网架螺栓球节点》[JG/T 10](#) 的规定。

表 5.5.3 螺栓球节点零件推荐材料

零件名称	推荐材料	材料标准编号	备注
钢球	45 号钢	优质碳素结构钢 条件 GB/T 699	
锥头或封板	Q235 钢	碳素结构钢 B/T 700	钢号宜与杆件一致
	Q355 钢	低合金高强度结构钢 GB/T 1591	
套筒	Q235 钢	GB/T 700	套筒内孔径为 13~34mm
	Q355 钢	GB/T 1591	套筒内孔径为 37~65mm
	45 号钢	GB/T 699	
高强度螺栓	20MnTiB, 40Cr, 35CrMn	合金结构钢 技术条件 GB/T 3077	螺纹规格 M12~M24
	35VB, 40Cr, 35CrMo		螺纹规格 M27~M36
	35CrMo, 40Cr		螺纹规格 M39~M64

5.5.4 钢球的直径应按以下方法确定：

1 钢球的直径应根据螺栓在球体内不相碰并满足套筒接触面的要求(图 5.5.4)分别按式 5.5.4-1、式 5.5.4-2 核算，并按计算结果中的较大者选用。

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{d_s^b}{\sin \theta} + d_1^b \operatorname{ctg} \theta + 2\xi d_1^b\right)^2 + \lambda^2 d_1^{b^2}} \quad (5.5.4-1)$$

为满足套筒接触面的要求尚应按式核算：

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{\lambda d_s^b}{\sin \theta} + \lambda d_1^b \operatorname{ctg} \theta\right)^2 + \lambda^2 d_1^{b^2}} \quad (5.5.4-2)$$

式中：D——钢球直径（mm）；

θ ——两相邻螺栓之间的最小夹角（rad）；

d_1^b ——两相邻螺栓的较大直径（mm）；

d_s^b ——两相邻螺栓的较小直径（mm）；

ξ ——螺栓拧入球体长度与螺栓直径的比值，可取为 1.1；

λ ——套筒外接圆直径与螺栓直径的比值，可取为 1.8。

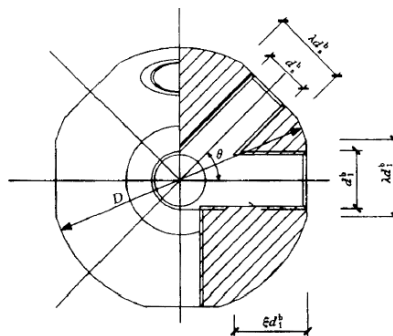


图 5.5.4 球与直径有关的尺寸

2 当相邻杆件夹角较小时，尚应根据相邻杆件及相关封板、锥头、套筒等零部件不相碰的要求核算螺栓球直径。此时可通过检查可能相碰点至球心的连线与相邻杆件轴线间的夹角之和不大于 θ 的条件进行核算。

5.5.5 高强度螺栓的设计应满足以下要求：

1 高强螺栓性能等级应按螺纹规格分别选用。对于 M12～M36 的高强度螺栓，其强度等级为 10.9S；对于 M39～M64 的高强度螺栓，其强度等级为 9.8S。螺栓的形式与尺寸应符合现行国家标准《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T 16939 的要求。

2 高强度螺栓的直径应由杆件内力控制。每个高强度螺栓的受拉承载力设计值应按下式计算：

$$N_t^b \leq A_{eff} f_t^b \quad (5.5.5)$$

式中： N_t^b ——高强度螺栓的拉力设计值（N）；

f_t^b ——高强度螺栓经热处理后的抗拉强度设计值；对 10.9S，取 430N/mm²；对 9.8S，取 385N/mm²；

A_{eff} ——高强度螺栓的有效截面面积（mm²），可按表 5.5.5 选取。当螺栓上钻有钻孔或键槽时， A_{eff} 应取螺纹处面积或钻孔键槽处面积二者中的较小值。

表 5.5.5 常用螺栓在螺纹处的有效截面面积及承载力设计值

性能等级	10.9S									
螺纹规格 d	M12	M14	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36
螺距 p (mm)	1.75	2	2	2.5	2.5	3	3	3.5	3.5	4
A_{eff} (mm ²)	84.3	115	157	245	303	353	459	561	694	817
N_t^b (kN)	36.2	49.5	67.5	105	130.5	151.5	197.5	241.0	298	351
性能等级	9.8S									
螺纹规格 d	M39	M42	M45	M48	M52	M56		M60		M64
螺距 p (mm)	4	4.5	4.5	5	5	4		4		4
A_{eff} (mm ²)	976	1121	1306	1473	1758	2144		2485		2851
N_t^b (kN)	375.7	431.5	502.8	567.1	676.7	825.4		956.6		1097.6
注：螺栓在螺纹处的有效截面面积 $A_{eff} = \pi(d - 0.9382p)^2 / 4$ 。										

5.5.6 受压杆件的连接螺栓，可按其设计内力绝对值求得螺栓直径后，按照表 5.5.5 的螺栓直径系列减少 1～3 个级差，但必须保证套筒任何截面具有足够的抗压强度，套筒应按承压进行计算，

并验算其开槽处和端部有效截面的承压力。

5.5.7 套筒（六角形无纹螺母）应满足以下要求：

- 1 外形尺寸应符合扳手开口尺寸系列，端部要保持平整，内孔径可比螺栓直径大 1mm。
- 2 套筒应根据网架或网壳相应杆件的最大轴向承载力按压杆进行计算，并计算其端部有效截面的局部承压力。
- 3 对于开设滑槽的套筒尚需验算套筒端部到滑槽端部距离，应使该处有效截面抗剪力不低于销钉（或螺钉）抗剪力，且不应小于 1.5 倍滑槽的宽度。
- 4 套筒长度 l_s （mm）可按下式计算（图 5.5.7）：

$$l_s = a + 2a_1 \quad (5.5.7-1)$$

$$a = l_1 - a_2 + d_p + 4\text{mm} \quad (5.5.7-2)$$

式中： a_1 ——套筒端部到滑槽的距离（mm）；

l_1 ——螺栓伸入钢球的长度（mm）；

a_2 ——螺栓露出套筒距离，可预留 4-5mm，但不应少于 2 个丝扣；

d_p ——销子直径。

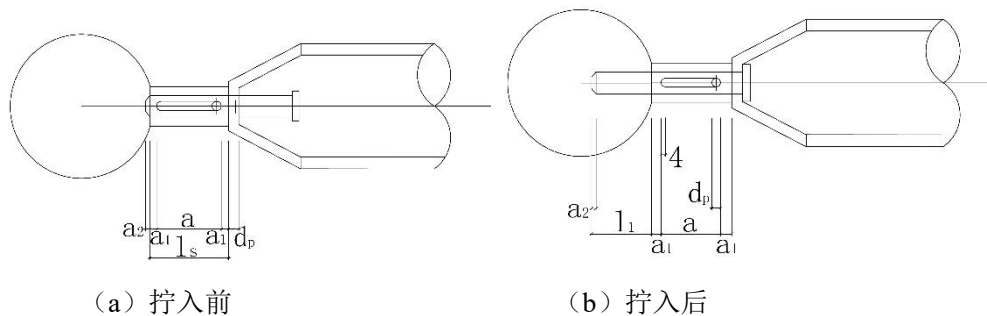
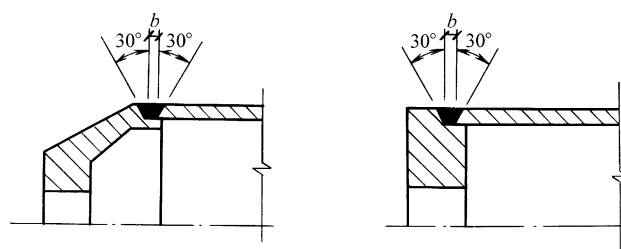


图 5.5.7 计算套筒长度的尺寸

5.5.8 杆件可应用锥头（图 5.5.8-a）或封板（图 5.5.8-b）连接，并应满足以下要求：

- 1 其连接焊缝以及锥头的任何截面应与连接的钢管等强，焊缝底部宽度 b 可根据钢管壁厚取 2-5mm。
- 2 封板厚度应按实际受力大小计算决定，当钢管壁厚小于 4mm 时，其封板厚度不宜小于钢管外径的 1/5。
- 3 锥头底版厚度不宜小于锥头底部内径的 1/4。封板及锥头底部厚度可参考表 5.5.8 采用。



(a) 锥头与钢管连接； (b) 封板与钢管连接

图 5.5.8 端部连接焊缝

表 5.5.8 封板和锥头底部厚度

螺纹规格	封板/锥底厚度 (mm)	螺纹规格	锥底厚度 (mm)
M12、M14	14	M36~M42	35
M16	16	M45~M52	38
M20~M24	18	M56~M60	45
M27~M33	23	M64	48

4 锥头底板外径应较套筒外接圆直径或螺栓头直径大 1~2mm，锥头底板孔径宜大于螺栓直径 1mm。锥头倾角宜取 $30^\circ \sim 40^\circ$ 。

5.5.9 销子或螺钉宜采用高强度钢材，其直径可取螺栓直径的 0.16-0.18 倍，不宜小于 3mm。螺钉直径可采用 M5~M10。

5.6 嵌入式鞍节点

5.6.1 嵌入式鞍节点应由柱状鞍体、杆端嵌入件、盖板、中心螺栓、平垫圈、弹簧垫圈等零件组成(图 5.6.1)，适用于跨度不大于 50m 的单层球面网壳以及跨度不大于 25m 的单层圆柱面网壳。

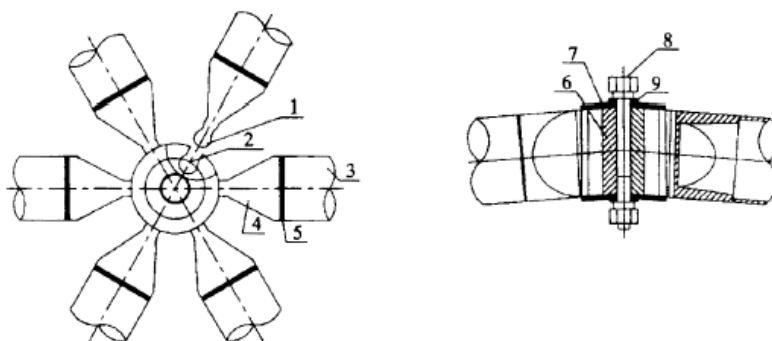


图 5.6.1 嵌入式鞍节点

1—嵌入件嵌入榫；2—鞍体嵌入槽；3 杆件；4—杆端嵌入件；5—连接焊缝；6—鞍体；7—压盖；8—中心螺栓；9—平垫圈及弹簧垫圈

5.6.2 用于制造嵌入式鞍节点的鞍体、杆端嵌入件、压盖、中心螺栓的材料可按表 5.6.2 的规定选用，并应符合相应标准的技术条件。产品质量应符合现行行业标准《单层网壳嵌入式鞍节点》JG/T136 的规定。

表 5.6.2 嵌入式榫节点零件推荐材料

零件名称	推荐材料	材料标准编号	备 注
榫 体	Q235B 钢	碳素结构钢 GB/T700	榫体直径宜采用 100~165mm
压 盖			
中心螺栓			
杆端嵌入体	ZG230—450	一般工程用铸造碳钢件 GB/T11352	精密铸造

5.6.3 榫体的嵌入槽以及与其配合的嵌入榫可做小圆柱状（图 5.6.3-1a、图 5.6.6a）。嵌入榫的中线与相应嵌入件（杆件）轴线的垂线之间的夹角，即杆端嵌入件倾角（图 5.6.3-1b）可分别按公式（5.6.3-1）及（5.6.3-2）求得。

1 对于球面网壳杆件及单向斜杆和交叉斜杆正交正放网格的圆柱网壳（图 3.3.2-1a、b）的环向杆件：

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{l}{2r}\right) \quad (5.6.3-1)$$

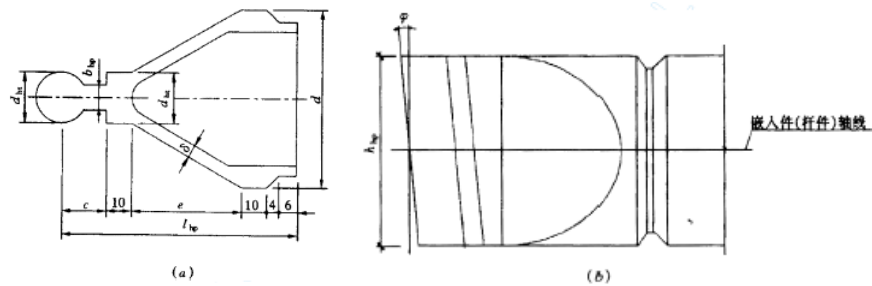


图 5.6.3-1 嵌入件的主要尺寸

注： δ —杆端嵌入件平面部分壁厚，不宜小于 5mm。

2 对于圆柱面网壳的斜杆：

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{2r \sin^2 \frac{\beta}{2}}{\sqrt{4r^2 \sin^2 \frac{\beta}{2} + \frac{l_b^2}{4}}}\right) \quad (5.6.3-2)$$

式中： r ——球面或圆柱面曲率半径；

l ——球面网壳杆件、圆柱面网壳环向杆件几何长度；

β ——圆柱面网壳相邻两母线所对应的中心角（图 5.6.3-2c）；

l_b ——斜杆所对应的三角形网格底边几何长度；对于单向斜杆及交叉斜杆正放网格（图 3.3.2-1a、b）按图 5.6.3-2a 取用；对于联方网格及三向网格（图 3.3.2-1c、d）按图 5.6.3-2b 取用。

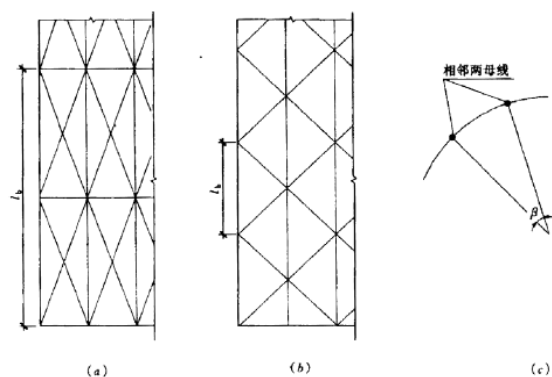


图 5.6.3-2 圆柱面网壳的网格尺寸与角度

5.6.4 嵌入件几何尺寸（图 5.6.3-1b）应按下列计算方法及构造要求进行设计。

1 当杆件为圆管时，颈部宽度 b_{hp} 应按与杆件等强度原则计算；嵌入件高度 h_{hp} 等于圆管外径 d 时， $b_{hp} \geq 3t_c$ （ t_c 为圆管壁厚）；嵌入榫直径 d_{ht} 可取 $1.7b_{hp}$ 且不小于 16mm，尺寸 c 可根据嵌入榫直径 d_{ht} 及嵌入尺寸计算。 l_{hp} 为嵌入件总长度； e 按公式（5.6.4）求得。

$$e = \frac{1}{2}(d - d_{ht})ctg30^\circ \quad (5.6.4)$$

2 嵌入件颈部宽度 b_{hp} 及高度 h_{hp} 尚应按拉弯或压弯构件验算其强度。

5.6.5 杆件与杆端嵌入件可采用焊接连接，焊接方式可参照 5.5.8 条钢管与锥头的连接。焊缝强度应与所连接的钢管杆件等强。焊缝宽度可根据所连接的钢管壁厚取 2~5mm（图 5.5.8a）。

5.6.6 壳体各嵌入槽轴线间夹角 θ 应采用汇交于该节点各杆件轴线间的夹角在通过该节点中心切平面上的投影。其他各主要尺寸（图 5.6.6）按如下规定确定。

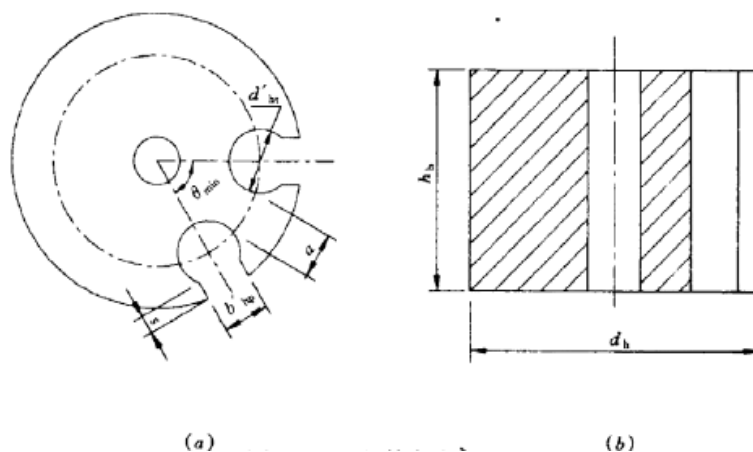


图 5.6.6 壳体各主要尺寸

1 壳体直径 d_h 分别按式（5.6.6-1）、（5.6.6-2）计算，并按计算结果中的较大者选用。

$$d_h = \frac{(2a + d'_{ht})}{\theta_{min}} + d'_{ht} + 2s \quad (5.6.6-1)$$

$$d_h = 2 \left(\frac{d+10}{\theta_{\min}} + c - l_{hp} \right) \quad (5.6.6-2)$$

式中： a ——两嵌入槽间的最小间隙，可按第 5.6.4 条取值；

d'_{ht} ——按嵌入棒直径加上配合间隙；

$\theta_{\min}$ ——榫体嵌入槽轴线件最小夹角（弧度）；

s ——按截面面积 $2h_h \cdot s$ 的抗剪强度与杆件截面抗拉强度等强原则求得。

2 槽口宽度 b'_{hp} 等于嵌入件颈部宽度 b_{hp} 加上配合间隙；榫体高度 h_h 等于嵌入件高度（管径）

加 1mm。

5.6.7 中心螺栓直径宜采用 16~20mm，压盖厚度不宜小于 4mm。

5.7 相贯节点

5.7.1 相贯节点适用于不直接承受动力荷载，在节点处直接焊接的钢管（圆管、方管或矩形管）空间网格结构，应采用数控机床切割成形。其中连续贯通的杆件为主管，直接焊接在主管上的杆件为支管。

5.7.2 圆钢管的外径与壁厚之比不应超过 $100(235/f_y)$ ；方管或矩形管的最大外缘尺寸与壁厚之比不应超过 $40\sqrt{235/f_y}$ 。

5.7.3 热加工管材和冷成型管材不应采用屈服强度 f_y 超过 ~~345N/mm²~~ 以及屈强比 $f_y/f_u > 0.8$ 的钢材，且钢管壁厚不宜大于 25mm。

5.7.4 在满足下列情况下，分析空间网格结构杆件内力时可将节点视为铰接：

- 1 符合各类节点相应的几何参数的适用范围；
- 2 在桁架平面内杆件的节间长度与截面高度（或直径）之比不小于 12（主管）和 24（支管）时。

5.7.5 若支管与主管连接节点偏心不超过式（5.7.5）限制时，在计算节点和受拉主管承载力时，可忽略因偏心引起的弯矩的影响，但受压主管必须考虑此偏心弯矩 $M = \Delta N \times e$ （ ΔN 为节点两侧主管轴力之差值）的影响。

$$-0.55 \leq e/h \text{ (或 } e/d) \leq 0.25 \quad (5.7.5)$$

式中： e ——偏心距；

d ——圆主管外径；

h ——连接平面内的矩形主管截面高度。

5.7.6 主管的外部尺寸不应小于支管的外部尺寸，主管的壁厚不应小于支管壁厚，在支管与主管连接处不得将支管插入主管内；主管与支管或两支管轴线之间的夹角不宜小于 30° ；支管与主管的连接节点处，除搭接型节点外，应尽可能避免偏心。

5.7.7 支管与主管的连接焊缝，应沿全周连续焊接并平滑过渡，可沿全周采用角焊缝或部分采用对接焊缝、部分采用角焊缝。支管管壁与主管管壁之间的夹角大于或等于 120° 的区域宜用对接焊缝或带坡口的角焊缝。角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不宜大于支管壁厚的 2 倍。支管端部宜使用自动切管机切割，支管壁厚小于 6mm 时可不切坡口。

5.7.8 在搭接节点中，当支管厚度不同时，薄壁管应搭接在厚壁管上；当支管钢材强度等级不同时，低强度管应搭接在高强度管上。

5.7.9 钢管构件在承受较大的横向荷载的部位应采取适当的加强措施，防止产生过大的局部变形。构件的主要受力部位应避免开孔，如必须开孔时，应采取适当的补强措施。

5.7.10 相贯节点的节点连接形式如图 5.7.10-1 和 5.7.10-2 所示。

5.7.11 相贯节点的杆件和节点承载力**计算可按**参见《钢结构设计**规范标准**》GB50017 第 **10.11** 章**的规定进行计算。**

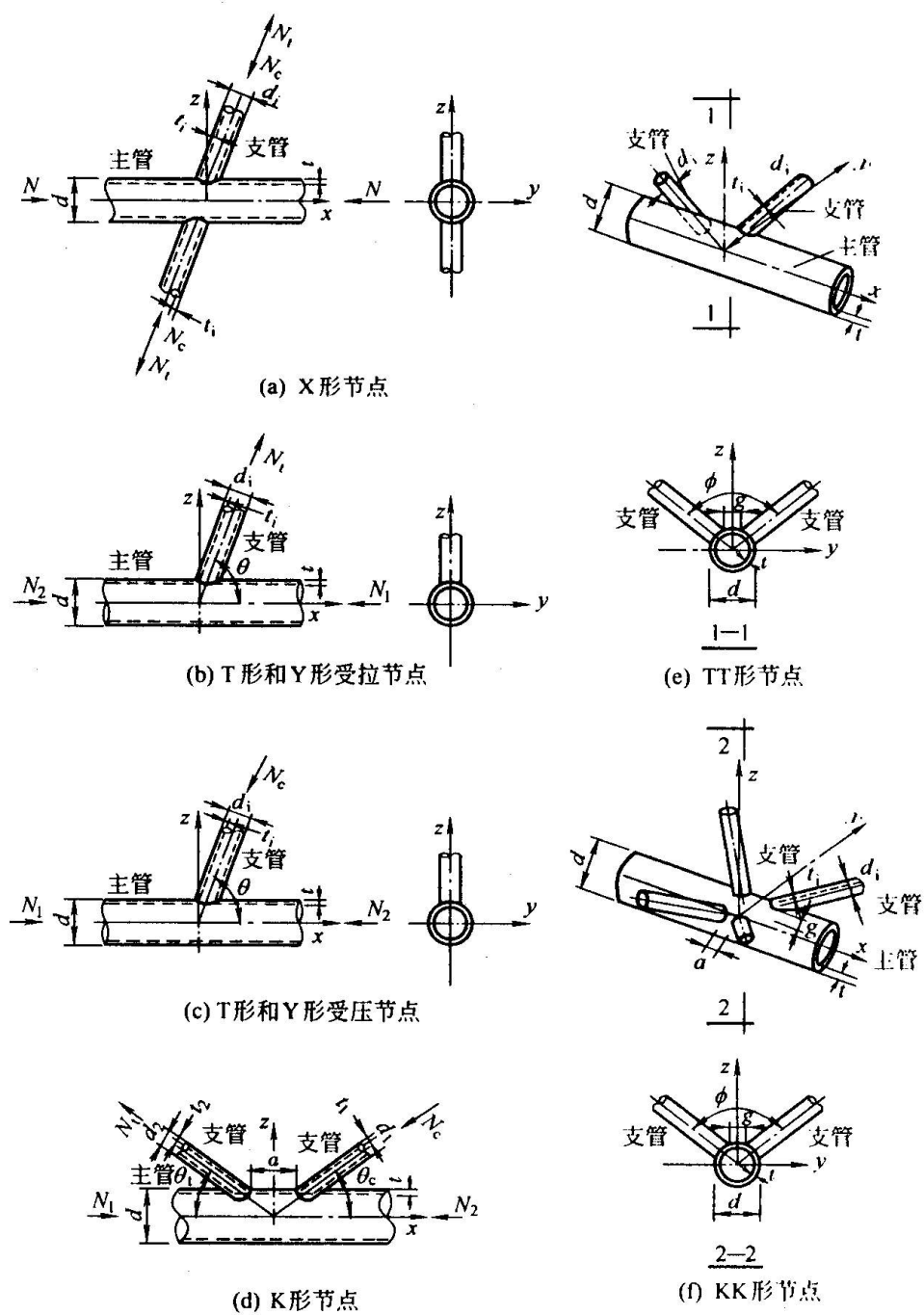


图 5.7.10-1 圆管结构的节点形式

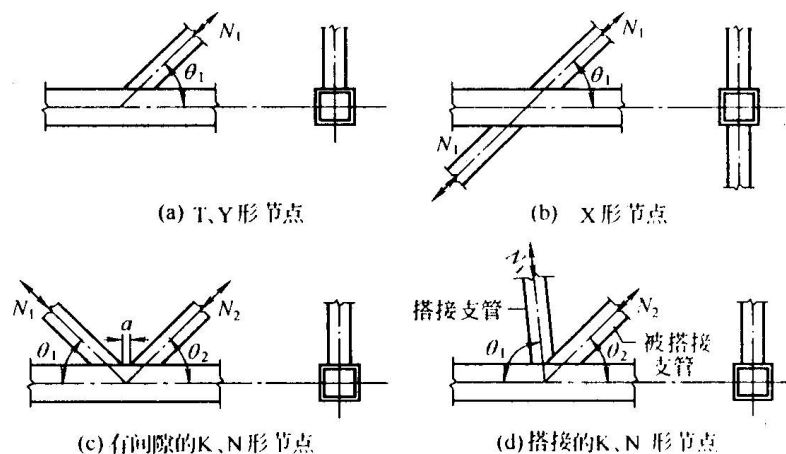


图 5.7.10-2 矩形管直接焊接平面管节点

5.8 铸钢节点

5.8.1 铸钢节点是以铸造工艺生产制造的各种钢结构连接节点，适用于荷载较大、受力复杂的节点。

5.8.2 用于铸钢节点的材料应符合《焊接结构用**碳素**钢铸件》GB/T 7659 或《一般工程用铸造碳钢**件**》GB/T 11352、《一般工程与结构用低合金**钢**铸件》GB/T14408 或《一般工程与结构用高强度铸钢》ISO9477 相关各项标准的规定。

5.8.3 铸钢节点结构形式可根据结构需要设计，通常可采用的结构形式有钢管交汇节点（树状节点）（图 5.8.3-1）、转动轴式铰接节点（图 5.8.3-2）及混合型铸钢节点（图 5.8.3-3）。

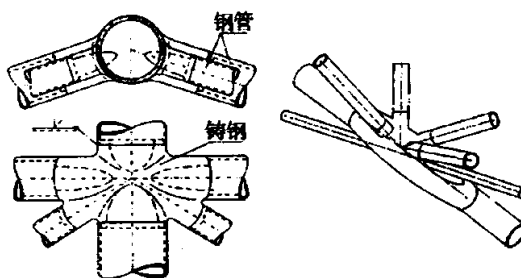


图 5.8.3-1 树型铸钢节点

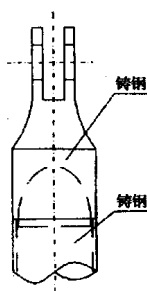


图 5.8.3-2 铰接铸钢节点

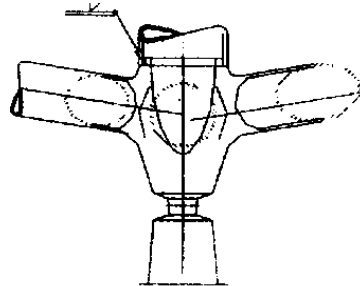


图 5.8.3-3 混合型铸钢节点

5.8.4 铸钢节点根据需要，可设计成实心节点、半实心节点、空心节点等各种形式。

5.8.5 铸钢节点的细部设计在满足承载能力的同时，应考虑满足铸造、制作及焊接工艺要求。

1 铸钢件细部设计应避免尖角或直角，且有利于气体排出。

2 明确铸钢件的化学成分、机械性能、热处理制度、精度要求、检验方法和合格等级等。

5.8.6 新型铸钢连接节点设计时，必须首先进行力学模型分析，可采用通用有限元软件进行计算，必要时应进行等比例试件力学检验，以验证节点设计的合理性、可靠性、安全性。铸钢节点的设计应满足以下原则：

1 材质等强原则：在满足主体结构强度要求的前提下，宜选择等强度铸钢材料；

2 壁厚确定原则：在满足结构强度要求的前提下选择最小壁厚，一般不小于结构杆件壁厚的 1.2 倍（铸造工艺允许铸钢件壁厚不小于 6mm）；与结构中杆件焊接连接处的接头部位应适当增加壁厚，一般取杆间壁厚的 1.2~1.5 倍；

3 体积最小原则：在满足主体结构强度和连接构造要求的前提下，应尽量缩小节点体积（几何尺寸），并采用空心结构；

4 焊接连接设计原则：铸钢件与型钢件采用焊接连接设计时，应采用对接焊缝，避免 T 型焊缝接头；

5 相邻肢杆设计原则：铸钢节点中产生的交汇部位应设置加强肋板。

5.8.7 铸钢件出厂前的检验应包括化学分析、力学性能、外观检查 and 无损检测。对于不合格产品应禁止出厂。化学分析应按熔炼炉进行检验，力学性能应按热处理炉进行检验。力学性能可采取单铸或附铸试件形式。在条件允许的情况下，应尽可能采用附铸试件。

5.8.8 铸钢节点焊前首先要进行焊接工艺评定。可参照《钢结构焊接规范》GB50661 或《钢制压力容器焊接工艺评定》JB4708《承压设备焊接工艺评定》NB/T 47014 进行。

5.9 销轴节点

5.9.1 销轴节点由上销板、销轴和下销板组成（图 5.9.1）上销板为钢结构杆件的末端，两块下销板固定在下部支承结构（或基础）上，销轴穿在上销板孔与下销板孔中，形成具有转动能力的铰。

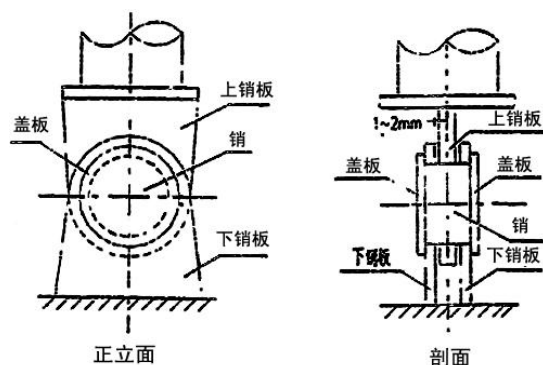


图 5.9.1 销轴节点

5.9.2 根据与销轴相连的结构构件的受力不同，销轴节点分为链杆节点和平面销轴节点。链杆节

点与仅受轴向力的二力杆（拉杆或压杆）相连；平面销轴节点与同时承受轴力和剪力的平面杆相连。

5.9.3 当销轴节点作为链杆节点时，对于轴力不变号的纯拉、纯压二力杆的销轴节点，要求销轴与销孔的间隙小于或等于 0.8mm。

5.9.4 当销轴节点作为平面杆的平面铰时，应从构造上确保该节点始终能处于可靠提供正交两个方向反力的状态。销轴及上销孔板、下销孔板均采用机械精加工的基孔制公差动配合，公差 $\pm 0.1\sim 0.2\text{mm}$ ，润滑安装，须保证无转动约束刚度，以及销与销孔始终处于面面接触状态，可靠提供正交两向反力。对于轴力会发生变号的二力杆的销轴节点，也宜采用此构造。

5.9.5 在支座平面外，上销板与两块下销板之间宜预留 1~2mm 间隙，以便安装和确保销轴可自由转动。

5.9.6 销轴节点中，销轴与上、下销板孔应紧密配合，安装时应先插销，将上销板、下销板精确装配好，后接下销板外部件（可通过支座连接板调节定位）或上销板相连杆件，不宜采用后插销的施工方式。

5.9.7 销轴节点应进行外表精加工处理。

5.10 组合网架结构的节点

5.10.1 组合网架结构的上弦节点构造应符合下列要求：

- 1 必须保证钢筋混凝土带肋平板与网架的腹杆、下弦杆能共同工作；
- 2 腹杆的轴线与作为上弦的带肋板有效截面的中轴线在节点处应交于一点；
- 3 支承钢筋混凝土带肋板的节点板应有效地传递水平剪力。

5.10.2 钢筋混凝土带肋板与腹杆连接的节点构造可按图 5.10.2 采用。

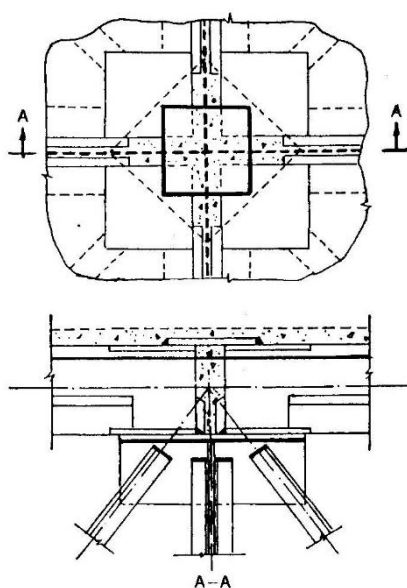


图 5.10.2 组合网架结构的节点构造

5.12.1 撑杆上节点。在弦支穹顶结构体系中，撑杆上节点通常为径向拉索（或拉杆）、撑杆和上部单层网壳构件的汇交节点。在进行此类节点设计时，应遵循以下原则：

1 传力应明确，应满足预应力通过撑杆和径向构件传递给上部单层网壳的要求，同时需保证上部单层网壳结构的荷载能通过撑杆和径向构件传递给下部张拉整体部分，使其能够协同工作；

2 撑杆与上部单层网壳的连接节点在径向上应该设计成铰接节点。

5.12.2 撑杆下节点。弦支穹顶结构撑杆下节点是由环索、径向拉索（或拉杆）以及竖向撑杆汇交而成。

1 撑杆下节点的设计应满足以下功能：

1) 在弦支穹顶结构的施工阶段，应能将张拉端的预拉力传递给同环其它环索，并将环索的预应力通过径向拉杆和竖向撑杆传递给上部单层网壳；

2) 在弦支穹顶结构的使用阶段，应能将单层网壳传递给竖向撑杆和径向拉杆的荷载传递给高强度环索，提高结构的荷载承受能力。

2 撑杆下节点的设计应遵循以下原则：

1) 撑杆下节点的几何设计应确保索体光滑通过节点，避免在节点内部及节点端部对索体形成“折点”；

2) 撑杆下节点的构造设计应确保预应力张拉过程中索体与节点间的摩擦力最小，进而减小预应力损失；

3) 预应力张拉完成后，应采取措施使索体与节点卡紧，保证正常使用过程的整体结构稳定性。

5.12.3 支座节点。弦支穹顶结构的支座可采用以下两种形式：

1 在周边环梁上设置一圈加强环桁架结构，将弦支穹顶结构支承在环桁架上；

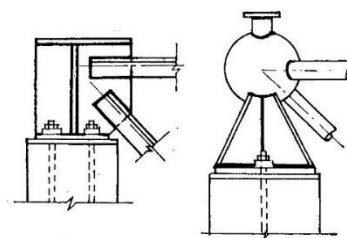
2 把弦支穹顶直接连接在周边的支承环梁上。

5.13 支座构造要求

5.13.1 支座节点应采用传力可靠、连接简单的构造形式，并应符合计算假定。

5.13.2 常用压力支座节点可按下列几种构造形式选用：

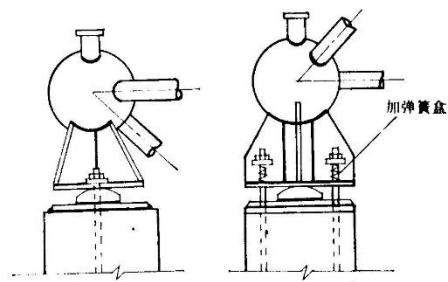
1 平板压力支座（图 5.13.2-1），适用于较小跨度空间网格结构；



(a) 角钢杆件； (b) 钢管杆件

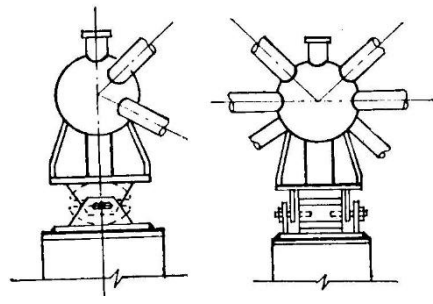
5.13.2-1 平板压力或拉力支座

2 单面弧形压力支座节点（图 5.13.2-2），适用于中小跨度空间网格结构；



（a）二个螺栓连接；（b）四个螺栓连接

图 5.12.2-2 单面弧形压力支座



（a）侧视图；（b）正视图

图 5.13.2-3 双面弧形压力支座

3 双面弧形压力支座节点（图 5.13.2-3），适用于大跨度空间网格结构；

4 球铰压力支座节点（图 5.13.2-4），适用于多支点的大跨度空间网格结构；

5 板式橡胶支座节点（图 5.13.2-5），适用于大中跨度空间网格结构。

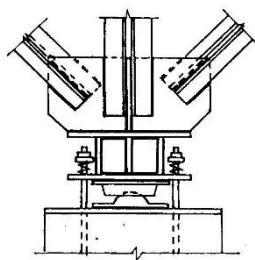


图 5.13.2-4 球铰压力支座

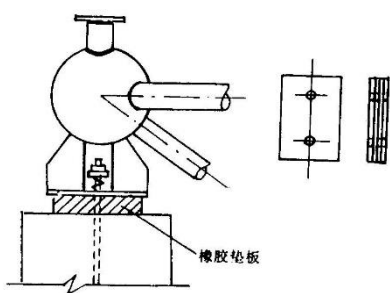
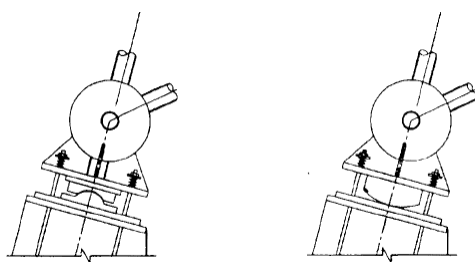


图 5.13.2-5 板式橡胶支座

6 固定球铰支座和固定弧形铰支座，适用于仅要求传递轴向力和剪力的支座节点。固定球

铰支座（图 5.13-6a）适用于大跨度或点支承网壳；固定弧形支座适用于较小跨度的网壳结构。



(a) 球铰支座；(b) 弧形铰支座；

图 5.13.2-6 固定铰支座

7 刚性支座(图 5.13.2-7)，可用于既能传递轴向力又要求传递弯矩和剪力的网壳支座节点。

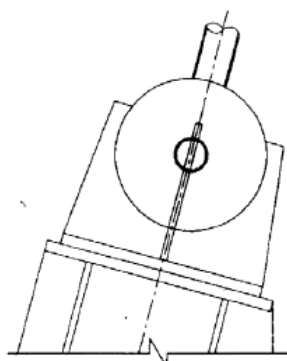


图 5.13.2-7 刚性支座

5.13.3 常用拉力支座节点可按下列构造形式选用：

- 1 平板拉力支座节点（图 5.13.2-1），适用于较小跨度空间网格结构；
- 2 单面弧形拉力支座节点（图 5.13.3），适用于中小跨度空间网格结构。

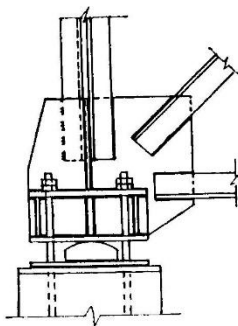


图 5.13.3 单面弧形拉力支座

5.13.4 弧形支座板的材料宜用铸钢，单面弧形支座板可用厚钢板加工而成。板式橡胶支座垫块可采用由多层橡胶与薄钢板制成的橡胶垫板，其材料性能及计算构造要求可按本规程附录 C 确定。

5.13.5 支座节点锚栓按构造设置时其直径可取 20~25mm，数量取 2~4 个。对于拉力锚栓其直径应由计算确定，锚固长度不应小于 25 倍锚栓直径，并应设置双螺母。

6 制作与安装

6.1 一般规定

6.1.1 空间网格结构所用钢材的材质必须符合设计要求,如无出场合格证或有怀疑时,必须按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范标准》GB50205 的规定进行机械性能试验和化学分析,经试验分析证明符合标准和设计要求后方可使用。混凝土质量应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的要求。

6.1.2 网架的制作与安装,应符合《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205—《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78 的规定,并应编制施工组织设计,在施工中必须认真执行。

6.1.3 空间网格结构的制作安装、验收及土建施工放线使用的所有钢尺必须统一标准,且经过计量检验合格。丈量的拉力要一致。当跨度较大时,应按气温情况考虑温度修正。

6.1.4 焊接工作宜在工厂或预制拼装厂内进行,以减少高空或现场工作量。现场的钢管焊接应由四级以上技工进行经过考试取得合格证的焊工进行,并经过焊接球节点与钢管连接的全位置焊接工艺考核合格后方可参加施工。当采用焊接钢板节点时,应选择合适的工艺顺序,以减少焊接变形及焊接应力。

6.1.5 空间网格结构安装前,应根据定位轴线和标高基准点复核和验收土建施工单位设置的空间网格结构的支座预埋件或预埋螺栓的平面位置和标高。支承面的实际施工偏差应满足现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205 的要求。

6.1.6 空间网格结构的安装方法,应根据结构类型、受力和构造特点,在满足质量、安全、进度和经济效果的要求下,结合当地的施工技术条件综合确定。空间网格结构的安装方法及适用范围如下:

- 1 高空散装法 适用于螺栓连接节点的各种类型网架以及采用全支架拼装的各种类型的网壳,并可根据结构特点选用移动或滑动支架拼装及少支架的悬挑拼装的施工方法。
- 2 分条或分块安装法 适用于分割后刚度和受力状况改变较小的网架和网壳,网架如两向正交、正放四角锥、正放抽空四角锥等。分条或分块的大小应根据起重能力而定;
- 3 高空滑移法 适用于正放四角锥、正放抽空四角锥、两向正交正放等网架以及两边平行的网壳。在现场狭窄、运输不便的情况下,尤为适用。滑移时应保证滑移单元为几何不变体系;
- 4 整体吊装法 适用于各种类型的网架和网壳,吊装时可在高空平移或旋转就位;
- 5 整体提升法 适用于周边支承及多点支承的网架和网壳,可用升板机、液压千斤顶等机具进行施工。
- 6 整体顶升法 适用于支点较少的多点支承网架;
- 7 攀达穹顶 适用于球面网壳(穹顶);

8 综合安装法 适用于大跨度球面网壳以及中间高外圈低的双曲面网壳。

6.1.7 采用吊装或提升、顶升的安装方法时，其吊点的位置和数量的选择，应考虑下列因素：

- 1 宜与空间网格结构使用时的受力状况相接近；
- 2 吊点的最大反力不应大于起重设备的负荷能力；
- 3 各起重设备的负荷宜接近。

6.1.8 安装方法选定后，应分别对空间网格结构施工阶段的吊点反力、挠度、杆间内力、提升或顶升时支承柱的稳定性和风载作用下网架或网壳的水平推力等项进行验算，必要时应采取加固措施。并应在确保结构体系安全的情况下分阶段撤除。施工荷载应包括施工阶段的结构自重及各种施工活荷载。安装阶段的动力系数：当采用提升法或顶升法施工时，可取 1.1；当采用拔杆吊装时，可取 1.2；当采用履带式或汽车式起重机吊装时，可取 1.3。

6.1.9 无论采用何种施工方法，在正式施工前均应进行局部或整体试拼及试安装，当确有把握时方可进行正式施工。

6.1.10 在空间网格结构施工时，必须认真清除钢材表面的氧化皮和锈蚀等污染物，并及时采取防腐蚀措施。

1 在进行涂装或喷涂前，必须对构件表面进行处理，清除毛刺、焊渣、铁锈。经处理的表面应达到涂装或喷涂所需要的相应质量标准。

2 不密封的钢管内部必须刷防锈漆，或采用其他防锈措施。焊缝应在清除焊渣后涂刷防锈漆。

3 不得以考虑锈蚀而在实际施工中任意加大钢材截面或厚度。

6.1.11 屋面板安装宜在结构整体安装完毕后进行。

6.2 制作与拼装要求

6.2.1 空间网格结构的构件应在专门的胎具上制作，以保证杆件和节点的精度和互换性。

6.2.2 空间网格结构制作与拼装中的对接焊缝应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205 规定的二级质量检验标准的要求以及现行行业标准《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T203—《焊接球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》JG/T3034.1 和《螺栓球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》JG/T3034.2 规定的二级质量等级和 A 级检验等级的要求，其他焊缝应满足三级质量检验标准和 A 级检验等级的要求。对接焊缝可用于受压杆件中，其对接焊缝均应进行无损探伤检验，且每根杆件只允许有一条对接焊缝。对接杆件总数不应超过杆件总数的 20%，并不得集中布置。

6.2.3 空间网格结构的节点制作偏差应符合下列规定：

1 焊接钢板节点的节点板宜用砂轮切割机下料。节点板长度尺寸允许偏差为 $\pm 2\text{mm}$ ，厚度允许偏差为 $\pm 0.5\text{mm}$ ，角度允许偏差为 $\pm 20'$ ，可用角尺或样板检查，其接触面应密合。

2 焊接球节点的半圆球，宜用机床坡口。焊接后的成品球表面应光滑平整，不应有局部突起

或折皱。焊接球直径的允许偏差：当球直径小于等于 300mm 时，为 $\pm 1.5\text{mm}$ ；直径大于 300mm 时，为 $\pm 2.5\text{mm}$ ；圆度：当直径小于等于 300mm 时，为 $\pm 1.5\text{mm}$ ；当直径大于 300mm 时，为 $\pm 2.5\text{mm}$ ；设计壁厚减薄量不应大于 13%，且当球直径小于等于 500mm 时不得超过 1.5mm，当球直径大于 500mm 时不得超过 3mm；对口错变量允许偏差不应大于 1mm；

32 螺栓球节点不得有裂纹。螺纹应按 6H 级精度加工，并符合国家标准《普通螺纹公差》GB/T 197 的规定。球中心至螺孔端面距离偏差为 $\pm 0.20\text{mm}$ ，螺栓球螺孔角度允许偏差为 $\pm 20'$ ；

43 嵌入式榫节点杆端嵌入件与榫体槽口相配合部分的制造精度应满足 0.1~0.3mm 间隙配合的要求。杆端嵌入件倾角 φ 制造中以 0.5° 分类，与杆件组焊时，在专用胎具上微调，其调整后的偏差应为 $\pm 0.3^\circ$ 。在榫体加工中，嵌入槽圆孔对分布圆中心线的平行度容许偏差应为 0.3mm。分布圆直径容许偏差应为 $\pm 0.3\text{mm}$ 。直槽部分对圆孔平行度容许偏差应为 0.2mm。榫体嵌入槽间夹角的容许偏差应为 $\pm 0.3^\circ$ 。榫体端面对嵌入槽分布圆中心线的端部跳动容许偏差应为 0.3mm，端面间平行度容许偏差应为 0.5mm。

6.2.4 钢管杆件宜用机床下料。杆件长度应预加焊接收缩量，其值可通过试验确定。

杆件制作长度的允许偏差应符合下列规定：

- 1 螺栓球节点的钢管杆件为 $\pm 1\text{mm}$ ；
- 2 焊接球节点的钢管杆件为 $\pm 1\text{mm}$ ；
- 3 焊接钢板节点的型钢杆件为 $\pm 2\text{mm}$ 。

采用螺栓球节点连接的杆件其长度包括锥头或封板。采用嵌入式榫节点连接的杆件，其长度应包括杆端嵌入件。

6.2.5 空间网格结构应在专门的拼装模架上进行小拼，以保证小拼单元的形状及尺寸的准确性。小拼单元的允许偏差应符合下列规定：

- 1 小拼单元为网格单元时，节点中心距容许偏移为 2mm；
- 2 小拼单元为单锥体时：弦杆长、锥体高为 $\pm 2.0\text{mm}$ ；上弦对角线长度为 $\pm 3.0\text{mm}$ ；下弦节点中心偏移为 2.0mm；
- 3 拼单元不为单锥体时，节点中心允许偏移为 2.0mm；
- 4 小拼单元为平面桁架时，尺寸允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准规范》GB 50205 的有关规定。

5 焊接球节点与钢管中心允许偏移为 1.0mm。

6.2.6 分条或分块的网格单元长度不大于 20m 时，拼接边长度允许偏差为 $\pm 10\text{mm}$ ；当条或块的长度大于 20m 时，拼接边长度允许偏差为 $\pm 20\text{mm}$ 。对于多跨点支承网架拼接边长度允许偏差为上述各项规定的 1/2。高空总拼可采用预拼装或其他保证精度措施。

6.2.7 空间网格结构在总拼前应精确放线，放线的允许偏差分别为边长及对角线长的 1/10000，总拼所用的支承点应防止不均匀下沉；总拼时应选择合理的焊接工艺顺序，以减少焊接变形和焊接应力。拼装与焊接顺序应从中间向两端或四周发展；总拼完成后应检查网格结构的安装偏差，

网架安装容许偏差不应大于跨度的 1/2000 或 30mm,网壳安装容许偏差不应大于跨度的 1/1500 或 40mm。

6.2.8 焊接节点空间网格结构所有焊缝均需进行外观检查,并做出记录。对大、中跨度钢管空间网格结构的拉杆与球的对接焊缝,应作无损探伤检验,其抽样数不少于焊口总数的 20%,取样部位由设计单位与施工单位协商确定,质量标准应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准规范》GB 50205 所规定的二级焊缝的要求。

6.2.9 空间网格结构采用高强度螺栓连接时,按有关规定拧紧螺栓后,应用油腻子将所有接缝处填嵌严密,并按钢结构防腐要求进行处理。

6.2.10 当空间网格结构用螺栓球节点连接时,在拧紧螺栓后,应将多余的螺孔封口,并应用油腻子将所有接缝处填嵌严密,补刷防腐漆两道。

6.3 高空散装法

6.3.1 当采用小拼单元或杆件直接在高空拼装时,其顺序应能保证拼装的精度,减少积累误差。悬挑法施工时,应先拼成可承受自重的结构体系,然后逐步扩展。空间网格结构在拼装过程中应随时检查基准轴线位置、标高及垂直偏差,并应及时纠正。

6.3.2 搭设拼装支架时,支架上支承点的位置应设在下弦节点处。支架应验算其承载力和稳定性,必要时可进行试压,以确保安全可靠。支架支座下应采取措施,防止支座下沉。

6.3.3 在拆除支架过程中应防止个别支承点集中受力,应根据各支承点的结构自重挠度值,采用区分阶段按比例下降或用每步不大于 10mm 的等步下降法拆除支承点。

6.4 分条或分块安装法

6.4.1 将空间网格结构分成条状单元或块状单元在高空连成整体时,网格单元应具有足够刚度并保证自身的几何不变性,否则应采取临时加固措施。

6.4.2 为保证空间网格结构的顺利拼装,在条与条或块与块合拢处,可采用安装螺栓等措施。设置独立的支承点或拼装支架时,应符合本规程第 6.3.2 条的要求。合拢时可用千斤顶将空间网格结构单元顶到实际标高,然后连接。

6.4.3 网格单元宜减少中间运输。如需运输时,应采取措施防止空间网格结构变形。

6.5 高空滑移法

6.5.1 高空滑移法可利用已建结构物作为高空拼装平台。如无建筑物可供利用时,可在滑移开始端设置宽度约大于两个节间的拼装平台。有条件时,可以在地面拼成条或块状单元吊至拼装平台上进行拼装。高空滑移可采用下列两种方法:

- 1 单条滑移法。分条的网格单元在事先设置的滑轨上单条滑移到实际位置后拼接；
- 2 逐条积累滑移法。分条的网格单元在滑轨上逐条积累拼装后滑移到设计位置。

~~高空滑移法可利用已建结构物作为高空拼装平台。如无建筑物可供利用时，可在滑移开始端设置宽度约大于两个节间的拼装平台。~~

~~有条件时，可以在地面拼成条或块状单元吊至拼装平台上进行拼装。~~

6.5.2 滑轨可固定于钢筋混凝土梁顶面的预埋件上，轨面标高应高于或等于空间网格结构的支座设计标高。滑轨接头处应垫实，若用电焊连接应锉平高出轨面的焊缝。当支座板直接在滑轨上滑移时，其两端应做成圆导角，滑轨两侧应无障碍。摩擦表面应涂润滑油。

6.5.3 当空间网格结构跨度较大时，宜在跨中增设滑轨，滑轨下的支承架应符合本规程第 6.3.2 条的要求。

6.5.4 当设置水平导向轮时，可设在滑轨的内侧，导向轮与滑道的间隙应在 10-20mm 之间。

6.5.5 空间网格结构滑移可用卷扬机、**液压顶推设备**或手扳葫芦牵引。根据牵引力大小及空间网格结构支座之间的系杆承载力，可采用一点或多点牵引。牵引速度不宜大于 1.0mm/min，牵引力可按滑动摩擦或滚动摩擦分别按下式进行验算：

1 滑动摩擦

$$F_t \geq \mu_1 \xi G_{ok} \quad (6.5.5-1)$$

式中： F_t ——总启动牵引力；

G_{ok} ——空间网格结构总自重标准值；

μ_1 ——滑动摩擦系数，在自然轧制表面，经粗除锈充分润滑的钢与钢之间可取 0.12-0.15；

ξ ——阻力系数，当有其他因素影响牵引力时，可取 1.3-1.5。

2 滚动摩擦

$$F_t \geq (k/r_1 + \mu_2 r/r_1) G_{ok} \quad (6.5.5-2)$$

式中： F_t ——总起重牵引力；

G_{ok} ——空间网格结构总自重标准值；

k ——钢制轮与钢之间滚动摩擦系数，可取 0.5mm；

μ_2 ——摩擦系数，在滚轮与滚轮轴之间，或经机械加工后充分润滑的钢与钢之间可取 0.1；

r_1 ——滚轮的外圆半径（mm）；

r ——轴的半径（mm）。

当空间网格结构滑移时，两端不同步值不应大于 50mm。

6.5.6 在滑移和拼装过程中，对空间网格结构应进行下列验算：

- 1 当跨度中间无支点时，杆件内力和跨中挠度值；
- 2 当跨度中间有支点时，杆件内力、支点反力及挠度值。

当空间网格结构滑移单元由于增设中间滑轨引起杆件内力变号时，应采取临时加固措施以防失稳。

6.6 整体吊装法

6.6.1 空间网格结构整体吊装可采用单根或多根拔杆起吊，也可采用一台或多台起重机起吊就位，并应符合下列规定：

1 当采用多根拔杆方案时，可利用每根拔杆两侧起重机滑轮组中产生水平分力不等原理推动空间网格结构移动或转动进行就位（图 6.6.1）。

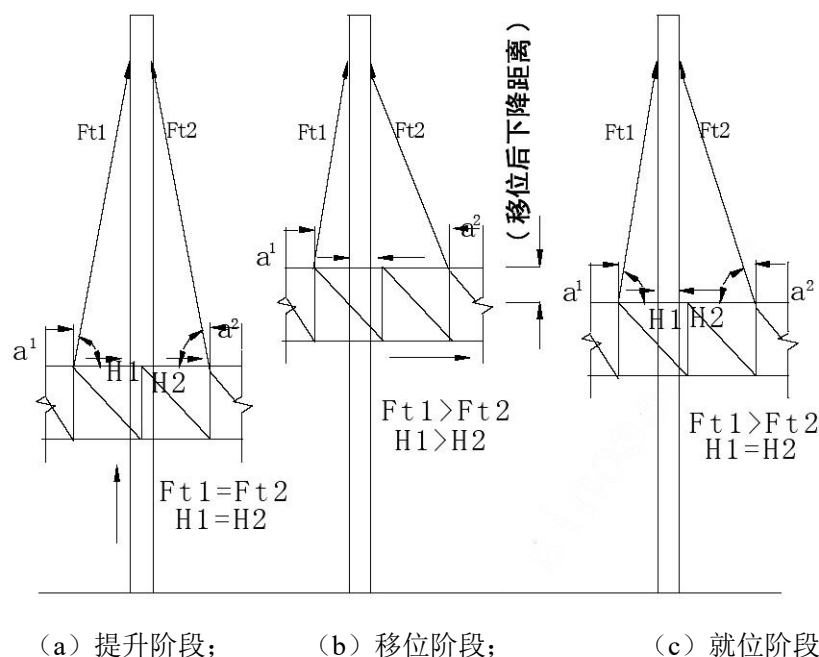


图 6.6.1 空间网格结构空中移位示意

2 空间网格结构吊装设备可根据起重滑轮组的拉力进行受力分析，对于提升阶段或就位阶段，可分别按下列公式计算起重滑轮组的拉力：

提升阶段（图 6.6.1a）

$$F_{t1}=F_{t2}=G_1/2\sin\alpha_1 \quad (6.6.1-1)$$

就位阶段（图 6.6.1c）

$$F_{t1}\sin\alpha_1+F_{t2}\sin\alpha_2=G_1 \quad (6.6.1-2)$$

$$F_{t1}\cos\alpha_1=F_{t2}\cos\alpha_2 \quad (6.6.1-3)$$

式中 G_1 ——每根拔杆所担负的空间网格结构、索具等荷载；

F_{t1} 、 F_{t2} ——起重滑轮组的拉力；

α_1 、 α_2 ——起重滑轮组钢丝绳与水平面的夹角。

3 空间网格结构移位距离（或旋转角度）与其下降高度之间的关系，可用图解法或计算法确定。

4 当采用单根拔杆方案时，对矩形空间网格结构，可通过调整缆风绳使拔杆吊着空间网格结构进行平移就位；对正多边形或圆形空间网格结构可通过旋转拔杆使空间网格结构转动就位。

6.6.2 在空间网格结构整体吊装时，应保证各吊点起升及下降的同步性。提升高差允许值（是指

相邻两拔杆间或相邻两吊点组的合力点间的相对高差)可取吊点间距离的 $1/400$ ，且不宜大于 100mm，或通过验算确定。

6.6.3 当采用多根拔杆或多台起重机吊装空间网格结构时，宜将额定负荷能力乘以折减系数 0.75，当采用四台起重机将吊点连通成两组或用三根拔杆吊装时，折减系数可适当放宽。

6.6.4 在制定空间网格结构就位总拼方案时,应符合下列要求:

- 1 空间网格结构的任何部位与支承柱或拔杆的净距不应小于 100mm;
- 2 如支承柱上设有凸出构造(如牛腿等)，应防止空间网格结构在起升过程中被凸出物卡住;
- 3 由于空间网格结构错位需要，对个别杆件暂不组装时，应取得设计单位同意。

6.6.5 拔杆、缆风绳、索具、地锚、基础及起重滑轮组的穿法等，均应进行验算，必要时可进行试验检验。

6.6.6 当采用多根拔杆吊装时，拔杆安装必须垂直，缆风绳的初始拉力值宜取吊装时缆风绳中拉力的 60%。

6.6.7 当采用单根拔杆吊装时，其底座应采用球形万向接头；当采用多根拔杆吊装时，在拔杆的起重平面内可采用单向铰接头。拔杆在最不利荷载组合作用下，其支承基础对地面的压力不应大于地基允许承载能力。

6.6.8 当空间网格结构本身承载能力许可时，可采用在空间网格结构上设置滑轮组将拔杆逐段拆除的方法。

6.7 整体提升法

6.7.1 空间网格结构整体提升可在结构上安装提升设备提升空间网格结构，也可在进行柱子滑模施工的同时提升，此时空间网格结构可作为提升平台。

6.7.2 提升设备的使用负荷能力，应将额定负荷能力乘以折减系数，穿心式液压千斤顶可取 0.5-0.6；电动螺杆升板机可取 0.7-0.8；其他设备通过试验确定。

6.7.3 空间网格结构提升时应保证做到同步。相邻两提升点和最高与最低两个点的提升允许升差应通过验算确定。相邻两个提升点允许升差值：当用升板机时，应为相邻点距离的 $1/400$ ，且不应大于 15mm；当采用穿心式液压千斤顶时，应为相邻距离的 $1/250$ ，且不应大于 25mm。最高点与最低点允许升差值：当采用升板机时应为 35mm，当采用穿心式液压千斤顶时应为 50mm。

6.7.4 提升设备的合力点应对准吊点，允许偏移值应为 10mm。

6.7.5 整体提升法的下部支承柱应进行稳定性验算。

6.8 整体顶升法

6.8.1 当空间网格结构采用整体顶升法时，应尽量利用空间网格结构的支承柱作为顶升时的支承

结构，也可在原支点处或其附近设置临时顶升支架。

6.8.2 顶升用的支承柱或临时支架上的缀板间距，应为千斤顶使用行程的整倍数，其标高偏差不得大于 5mm，否则应用薄钢板垫平。

6.8.3 顶升千斤顶可采用丝杠千斤顶或液压千斤顶，其使用负荷能力应将额定负荷能力乘以折减系数：丝杠千斤顶取 0.6-0.8；液压千斤顶取 0.4-0.6。各千斤顶的行程和升起速度必须一致，千斤顶及其液压系统必须经过现场检验合格后方可使用。

6.8.4 顶升时各项升点的允许升差值应符合下列规定：

- 1 相邻两个顶升用的支承结构间距的 1/1000，且不应大于 30mm；
- 2 当一个顶升用的支承结构上有两个或两个以上千斤顶时，取千斤顶间距的 1/200，且不应大于 10mm。

6.8.5 千斤顶或千斤顶合力的中心应与柱轴线对准，其允许偏移值应为 5mm；千斤顶应保持垂直。

6.8.6 顶升前及顶升过程中空间网格结构的支座中心对柱基轴线的水平偏移值不得大于柱截面短边尺寸的 1/50 及柱高的 1/500。

6.8.7 对顶升用的支承结构应进行稳定性验算，验算时除应考虑空间网格结构和支承结构自重、与空间网格结构同时顶升的其他静载和施工荷载外，还应考虑上述荷载偏心 and 风荷载所产生的影响。如稳定不足时，应首先采取施工措施予以解决。

6.9 攀达穹顶

6.9.1 攀达穹顶适用于穹顶安装，应设置三道或多道环向铰线并临时去掉一些相关杆件，使穹顶成为一个几何可变体系，即一个机构，使它可以折叠到地面附近。穹顶的大部分杆件、设备安装和内外装修工作需在地面完成后，将其顶升到预定高度，装上先前临时去掉的杆件，使之恢复为一个结构，形成一个完整的穹顶。

6.9.2 在设计分析时，不仅要考虑穹顶建成后的受力状态，还要考虑顶升中各阶段的受力情况，两者都对构件截面的选取起控制作用。

6.9.3 采用攀达穹顶进行穹顶的安装过程可分为以下几个阶段：

- 1 地面组装阶段。施工过程中应保证安装精度，特别是铰线附近构件的精度；
- 2 顶升阶段。应根据支柱反力、位移和杆件应力的理论值和观测值的比较控制顶升。对于顶升支柱要进行稳定验算。控制支柱的顶升可采用控制支柱铅垂位移和控制支柱反力两种方法；
- 3 高空安装阶段；
- 4 完成阶段。各支柱的下降要缓慢、同步，应随时间观测支柱反力、杆件应力。

6.10 综合安装法

6.10.1 采用综合安装法应将空间网格结构划分为若干个环带，外围部分以小拼单元或杆件逐圈由外向内在空中拼装，中心部分在地面拼装后可采用整体吊装就位，最后在高空将外围部分与中心部分连接成整体。

6.10.2 空间网格结构中心部分与外围部分安装区段的划分可根据起吊能力和现场条件确定中心部分的大小。空间网格结构中心部分可取跨度的 $1/2 \sim 1/3$ 。中心部分的尺寸确定后，可将剩余的外围部分根据吊装高度和吊车起吊能力划分为若干个环带。每个环带应为网壳径向网格的倍数。在吊装能力容许的条件下，应采取大尺寸的小拼单元以减少高空拼装工作量。

6.10.3 在中心部分空间网格结构整体吊装时，应保证各吊点起升的同步性。相邻两吊点间的相对高差容许值可取吊点间距离的 $1/400$ ，且不宜大于 100mm ，或通过计算确定。中心部分起吊就位时，应采取临时措施施加以固定，然后进行与外围部分的拼接。

6.11 组合网架结构的施工

6.11.1 预制钢筋混凝土板几何尺寸的允许偏差及混凝土质量标准应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的有关规定。

6.11.2 灌缝混凝土应采用微膨胀性水泥拌制，并连续灌筑。当灌缝混凝土强度达到混凝土强度等级的 75% 以上时，方可拆除拼装支架。混凝土质量标准与本规程第 6.11.1 条的规定相同。

6.11.3 组合网架结构的钢腹杆及下弦杆制作、拼装几何尺寸允许偏差及焊缝质量要求应符合 6.2 节的规定。

6.11.4 组合网架结构安装方法可采用高空散装法、整体提升法、整体顶升法，也可采用分条（分块）法、高空滑移法。当组合网架结构分割成条（块）状单元时，必须单独进行承载力和刚度的验算，单元体的挠度不应大于形成整体结构后该处挠度值。

6.12 预应力施工

6.12.1 预应力空间网格结构预应力的施加方式可采用如下两种：一是在空间网格结构的下弦平面内或平面下布置预应力索，通过张拉预应力索建立与外荷载作用反向的挠度和内力；二是通过空间网格结构支座高差的强行调整就位建立预加内力。

6.12.2 预应力空间网格结构宜采用多次预应力和加载技术，避免一次性施加预应力时杆件内力调幅过大。

6.12.3 在预应力和加载阶段，空间网格结构支座宜采用可侧移（克服摩擦力后可侧移）的构造措施，待施工完成后再根据原设计要求将支座与下部结构连接固定。

6.12.4 应特别注意施加预应力过程中内力变号的空间网格结构杆件的设计。

6.12.5 在空间网格结构中，预应力索布置的原则为：在预应力的作用下，结构具有最多数量的卸载杆，最少数量的增载杆，以最大限度地发挥高强度钢索的承载力。

6.12.6 可施加预应力的空间网格结构形式有：双层或三层平板网架、双层穹顶网壳、双层双曲扁壳、双层柱面网壳、双层扭网壳以及单双层混合网壳等。在空间网格结构中易于进行整体预加应力，因此拉索的布置用廓内或廓外的整体布索方式，即：

- 1 沿结构的相邻支座连线方向布索；
- 2 沿结构支座的对角线方向布索；
- 3 在矩形投影面积的结构中沿短向跨度的支座间布索。

~~可施加预应力的空间网格结构形式有：双层或三层平板网架、双层穹顶网壳、双层双曲扁壳、双层柱面网壳、双层扭网壳以及单双层混合网壳等。~~

6.12.7 ~~预应力索的张拉力~~预应力索的张拉力，应根据钢结构特点、荷载、体形、钢索布置等确定。

对体内布置的钢索，张拉应力可取 $0.6—0.7 f_{ptk}$ （ f_{ptk} 为破断索力）。对体外索、下弦拉索、斜拉索等，设计索力通常为 $0.2—0.5 f_{ptk}$ 。

6.13 验收

6.13.1 空间网格结构的制作、拼装和安装的每个工序均应进行检查验收。凡未经检查验收，不得进行下一工序的施工；安装完成后必须进行交工检查验收。每道工序的检查验收均应作出记录，并应汇总存档。焊接球、螺栓球、杆件、高强度螺栓、柱状壳体、杆端嵌入件等均应有出厂合格证及检验记录。

6.13.2 交工验收时，应检查空间网格结构的若干控制支承点的距离偏差，支承点的中心偏移和高度偏差。控制支承点间的距离偏差允许值应为长度的 $1/2000$ ，且不应大于 40mm ；中心偏移允许值应为空间网格结构跨度的 $1/3000$ ，且不应大于 30mm ；高度偏差允许值：对周边支承的空间网格结构相邻支承点之间，应为相邻支座间距的 $1/400$ ，且不应大于 15mm ，最高与最低点之间，应为 30mm ；对多点支承的空间网格结构，应为相邻支座间距离的 $1/800$ ，且不应大于 30mm 。

6.13.3 施工完成后，应测量空间网格结构的挠度值（包括空间网格结构自重的挠度及屋面工程完成后的挠度），所测的挠度平均值，不应大于设计值的 1.15 倍，所测的挠度曲线应存档。空间网格结构的挠度观测点：对小跨度，设在下弦中央一点；对大中跨度，可设五点，下弦中央一点，两向下弦跨度四分点处各二点，对三向空间网格结构应测量每向跨度三个四等分点处的挠度。对于特殊的空间网格结构，竖向坐标观测点的位置应能反映结构性能与变形规律，由设计单位与施工单位根据变形计算结果协商确定。

6.13.4 空间网格结构工程应按子分部工程竣工验收，验收时应具备下列文件：空间网格结构施工图、竣工图、设计更改文件、施工组织设计、所用钢材与其他材料的质量证明书和试验报告；空间网格结构的零部件产品合格证书和试验报告、空间网格结构拼装各工序的验收记录、焊工考试合格证明、焊缝质量和高强度螺栓质量检验资料、总拼就位后几何尺寸误差和挠度记录，验收

还应符合《钢结构工程质量施工验收标准》GB50205 第 14 章的规定。

7 防护与监测

7.1 防 腐

7.1.1 钢结构部分的防腐应符合 《钢结构设计**规范标准**》 GB50017 中 ~~8.9.1 和 8.9.2~~**18.2** 节的相关规定。

7.1.2 钢材表面锈蚀等级不应差于 B 级，钢结构构件表面处理应采用喷射或抛射除锈，除锈质量不应低于 Sa2.5，除锈后应采取防止油污、沾水及其它损伤的措施。轻钢龙骨（冷弯薄壁型钢）体系的构件应采用热浸镀锌钢板制作，镀锌量不少于 275g/m²。

7.1.3 室外无防火要求的钢构件，其涂层宜按五层作法（二道底漆，一道中间漆，二道面漆）涂装，钢结构构件表面除锈达到要求后，一般应在 60 分钟内涂刷第一道防锈底漆，对于钢结构所处环境气候条件较差的情况，应在 30 分钟内涂刷第一道防锈底漆。底层涂装宜采用环氧富锌涂料或其它先进可靠的涂装工艺。干膜总厚度不宜小于 150μm。

7.1.4 钢构件的连接部位应采用不低于环氧富锌漆效果的涂装工艺进行防腐处理，并应达到与钢结构主体相同的防腐标准。

7.1.5 建筑结构用索必须根据具体条件要求采取防腐措施。

7.1.6 索的防腐宜采用镀锌、铝或环氧树脂喷浇，同时对钢丝绳包裹润滑材料和防护套，对在特殊腐蚀性环境内，宜根据其防腐要求提出防腐措施。

7.1.7 非腐蚀环境内，宜根据其防腐要求提出防腐措施。

7.1.8 非腐蚀环境封闭结构内的索可采用镀锌或铝的防腐处理，具体要求宜根据不同工程不同索材在设计文件中注明。

7.1.9 建筑结构用索与其他构件的连接部位应有可靠的密封防水处理。

7.1.10 钢结构防锈和防腐蚀采用的涂料、钢材表面的除锈等级以及防腐蚀对钢结构的构造要求等，应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 和《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB / T8923 的规定。在设计文件中应注明所要求的钢材除锈等级和所要用的涂料（或镀层）及涂（镀）层厚度。

7.1.11 除有特殊需要外，设计中一般不应因考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

7.2 防 火

7.2.1 钢结构的防火应符合《钢结构设计**规范标准**》 GB50017 和《**建筑钢结构防火技术规范**》GB51249 中相关条文的规定。

7.2.2 受高温作用的结构，应根据不同情况采取下列防护措施：

- 1 当结构可能受到炽热熔化的金属的侵害时，应采用砖或耐热材料做成的隔热层加以保护；

2 当结构的表面长期受辐射热达 150°C 以上或在短时间内可能受到火焰作用时,应采取有效的防护措施(如加隔热层或水套等)。

7.2.3 室内或有特殊要求的节点的耐火极限应不低于结构本身的耐火极限。

7.2.4 索结构的防火应根据不同建筑功能遵照有关建筑防火规范执行,当规范无明确规定时,应通过试验研究来明确防火措施。

7.2.5 钢结构构件宜选用具有装饰效果的防火板材包覆保护,如耐火石膏板、硅酸钙板、加气混凝土板等,也可采用外包金属网水泥砂浆(混凝土)进行保护或喷涂防火涂料。防火涂料的性能、涂料厚度及质量要求应符合现行国家标准《钢结构防火涂料通用技术条件》GB14907 和《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS24 的有关规定。

1 采用防火板材包覆时,防火板材应采取可靠方式与构件连接,可采用轻钢龙骨、自攻钉固定于钢构件上,也可用防火板材自身材料作定位龙骨,用耐火胶辅以栓钉粘结固定于钢构件上。防火板材内侧面至构件外表面的距离不宜小于 20mm;

2 采用金属网抹 M5 水泥砂浆(C20 细石混凝土)包覆保护时,保护层的厚度不宜小于 50mm,并应埋置金属网(钢筋网);对于钢管混凝土柱,应按钢管砼结构有关规程规定计算方法经过计算确定;

3 采用喷涂防火涂料保护时,耐火极限不低于 1.50h 的钢构件以及高层住宅中考虑压型钢板参加工作的组合楼板宜采用厚涂型防火涂料。当钢管混凝土柱和钢梁采用有机薄涂型时,涂层厚度应按照《钢结构防火涂料工程施工验收规范》(DB29-134-2005)规定执行,涂层厚度的耐火极限应按公安部消防研究机构核准的数据设计;

4 其他耐火极限低于 1.50h 的钢构件可采用薄涂型防火涂料,其涂层厚度应根据构件的耐火极限和国家相关构件检验测试结果确定。

7.2.6 建筑索结构的防火可以优先采用钢管内布索、钢管外采用防火保护的方法。钢管外的防火保护可以采用超薄层、薄型或厚型防火涂料、防火板包裹等方法。

7.2.7 空间网格结构中节点的耐火极限不应低于与之前相连杆件耐火极限的最大值。

7.3 维护与保养

7.3.1 索是长期暴露的结构构件,必须采取防护措施。索的防护可分为拉索管道防护、镀锌防护、锚具防护。

7.3.2 索的管道防护是将索设置于钢制或者塑料管道中,防止侵蚀环境的影响。

7.3.3 镀锌防护主要是防腐蚀,钢丝的镀锌量一般为 $250\text{g}/\text{m}^2 \sim 330\text{g}/\text{m}^2$,防护层厚度为 $25\mu\text{m} \sim 45\mu\text{m}$ 。

7.3.4 锚具防护是对管道和锚具之间的连接防止水的流入或汇集,尤其暴露于室外的锚具必须进行全封闭防护以免雨雪砂尘侵袭,但不宜采用难以拆除的防护构造。

7.3.5 拉索的防腐蚀措施不应影响拉索的使用寿命，采用的防护材料不得含有腐蚀钢材的成分，并具有一定的抗老化性能。

7.3.6 拉索及其连接部分在安装完毕后应清洁干净，拉索护层不得接触任何对护层有损的化学试剂，清洁时应使用拉索供应商许可的，安全性好的专用清洁剂。

7.3.7 须定期对索体进行清洗，以便去尘、脱脂和去聚乙烯表面静电等。

7.3.8 在使用期间对预应力钢结构工程及其部件需进行修补或更换时，应遵循施工加载时的相反顺序，卸载并卸除预应力或卸载补加临时荷载以考虑荷载内力与预应力的协调与平衡。

7.3.9 重大工程项目的设计单位应向使用单位提供保养与维修的说明书，以利于工程使用期内对重点部位进行检查与监测，并限制对结构用途，使用环境的任意更动和无序翻修。

7.3.10 常规环境下应定期对空间网格结构的支座进行检查，潮湿、腐蚀或动态荷载区域应加大检修频次，应重点检查支座位移、锈蚀状态、螺栓紧固性及活动部件灵活性。暴露于酸雨、盐雾等特殊环境的支座应增加防化学腐蚀的专项检测。

7.3.11 应及时清除支座表面及活动部位积尘、油污与异物，保障滑动/转动通道畅通。滑动及铰接部位可使用耐候性润滑剂（如二硫化钼或专用硅基润滑脂），禁止使用含腐蚀性成分材料。

7.3.12 金属支座外露部分可采用镀锌、涂覆环氧树脂或包覆防护罩，涂层破损超 5%面积需全面修复。橡胶支座应避免接触油脂、酸碱介质，紫外线强烈区域应加装遮阳板。支座与结构接缝处可采用聚硫密封胶或橡胶止水带封闭，防止渗水。

7.4 定期监测

7.4.1 应定期测量预应力钢结构中拉索的内力，并作好记录，与初始值进行对比，发现异常及时报告，以决定是否进行索力调整。量测内力与设计值相差大于 $\pm 10\%$ 时，应及时予以调整补偿。

7.4.2 定期检测钢丝是否有断丝，以及索体的磨损、腐蚀情况，以便及时更换缆索。

7.4.3 定期检查索体是否渗水等异常，油漆防护层是否完好；对出现损伤的索体及油漆防护层应及时修复。

7.4.4 定期检查索的防护层是否完好，如有划伤、脱落应及时修补。

7.4.5 定期对预应力施加装置、可调节头、螺栓螺母等进行检查，发现问题及时解决。或报请设计施工单位解决。

7.4.6 定期观察结构体系中的预应力状态，包括索的张紧度、膜面张紧度等。

7.4.7 在大风、暴雨、大雪等恶劣天气过程中及过程后，应及时检查预应力钢结构体系有无异常并采取必要的措施。

附录 A 网壳等效刚度计算公式

A.0.1 网壳的各种常用网格形式可分为以下三种类型，其等效薄膜刚度 B_e 和等效抗弯刚度 D_e 可按不同类型所提出公式进行计算。

1 扇形三向网格球面网壳主肋处的网格（方向 1 代表径向）或其他各类网壳中的单斜杆正交网格（图 A.0.1a）

$$\left. \begin{aligned} B_{e11} &= \frac{EA_1}{s_1} + \frac{EA_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ B_{e22} &= \frac{EA_2}{s_2} + \frac{EA_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$\left. \begin{aligned} D_{e11} &= \frac{EI_1}{s_1} + \frac{EI_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ D_{e22} &= \frac{EI_2}{s_2} + \frac{EI_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-2})$$

2 各类网壳中的单斜杆或交叉斜杆（带虚线）正交网格（图 A.0.1b）

当为单斜杆时，采用公式 A.0.1-1 及 A.0.1-2；

当为双斜杆时：

$$\left. \begin{aligned} B_{e11} &= \frac{EA_1}{s_1} + 2 \frac{EA_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ B_{e22} &= \frac{EA_2}{s_2} + 2 \frac{EA_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-3})$$

$$\left. \begin{aligned} D_{e11} &= \frac{EI_1}{s_1} + 2 \frac{EI_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ D_{e22} &= \frac{EI_2}{s_2} + 2 \frac{EI_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-4})$$

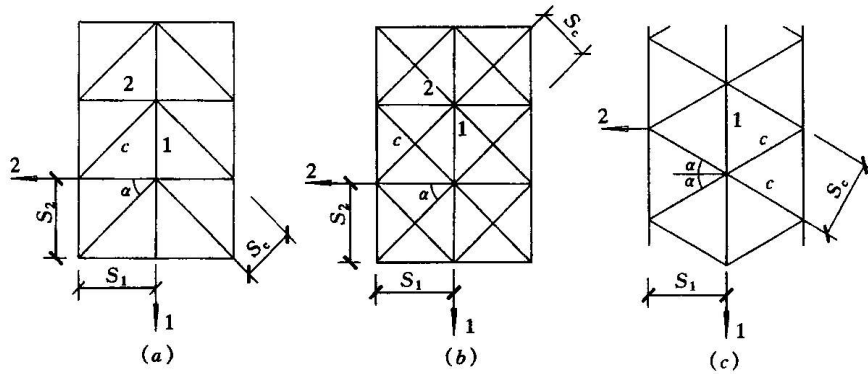


图 A.0.1 网壳常用网格形式

3 圆柱面网壳的三向网格（方向 1 代表纵向）或椭圆抛物面网壳的三向网格（图 A.0.1c）

$$\left. \begin{aligned} B_{e11} &= \frac{EA_1}{s_1} + 2 \frac{EA_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ B_{e22} &= 2 \frac{EA_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-5})$$

$$\left. \begin{aligned} D_{e11} &= \frac{EI_1}{s_1} + 2 \frac{EI_c}{s_c} \sin^4 \alpha \\ D_{e22} &= 2 \frac{EI_c}{s_c} \cos^4 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.0.1-6})$$

式中： B_{e11} ——沿 1 方向的等效薄膜刚度，当为圆球面网壳时方向 1 代表径向，当为圆柱面网壳时代表纵向；

B_{e22} ——沿 2 方向的等效薄膜刚度，当为圆球面网壳时方向 2 代表环向，当为圆柱面网壳时代表横向；

D_{e11} ——沿 1 方向的等效抗弯刚度；

D_{e22} ——沿 2 方向的等效抗弯刚度；

A_1 、 A_2 、 A_c ——沿 1、2 方向和斜向的杆件截面面积；

s_1 、 s_2 、 s_c ——1、2 方向和斜向的网格间距；

I_1 、 I_2 、 I_c ——沿 1、2 方向和斜向的杆件截面惯性矩；

α ——沿 2 方向杆件和斜杆的夹角。

附录 B 组合网架结构的简化计算

B.0.1 当组合网架结构的带肋平板采用如图 B.0.1a 的布置形式时，可假定为四组杆系组成的等代上弦杆（图 B.0.1b），其截面面积按下列公式计算：

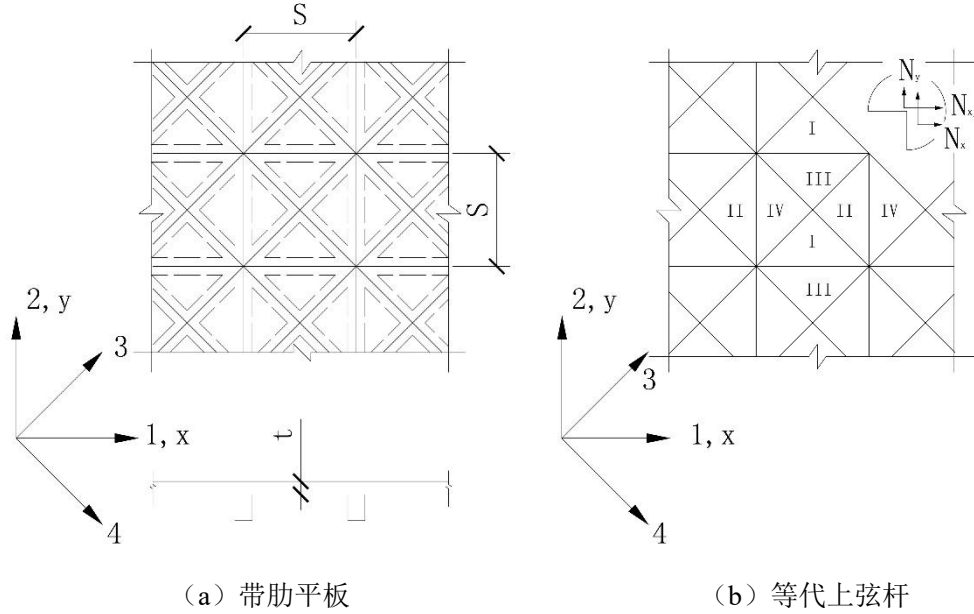


图 B.0.1 组合网架结构的计算简图

$$A_i = A_{oi} + A_{ti} \quad (i=1, 2, 3, 4) \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$A_{t1} = A_{t2} = 0.75\eta ts \quad (\text{B.0.1-2})$$

$$A_{t3} = A_{t4} = \frac{0.75}{\sqrt{2}}\eta ts \quad (\text{B.0.1-3})$$

式中 A_{oi} —— i 方向肋的截面面积 ($i=1, 2, 3, 4$)；

A_{ti} ——带肋板的平板部分在 i 方向等代杆系的截面面积 ($i=1, 2, 3, 4$)；

t ——平板厚度；

s ——1、2 两方向肋的间距；

η ——考虑钢筋混凝土平板泊松比 ν 的修正系数，当 $\nu=1/6$ 时，可取 $\eta=0.825$ 。

组合网架带肋平板的混凝土弹性模量，在长期荷载组合下应乘折减系数 0.5，在短期荷载组合下应乘折减系数 0.85。

B.0.2 按刚度分配求得肋和平板等代杆系的轴向力设计值 N_{oi} ， N_{ti} ，可按下列公式计算：

$$N_{oi} = \frac{A_{oi}}{A_i} N_i \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$N_{ii} = \frac{A_{ii}}{A_i} N_i \quad (\text{B.0.2-2})$$

式中：\$N_i\$——由截面积为 \$A_i\$ 的等代上弦杆组成的网架结构所求得的上弦杆内力设计值（\$i=1, 2, 3, 4\$）。

B.0.3 I、III类三角形单元与II、IV类三角形单元（图 B.0.1b）内的平板内力设计值 \$N_x, N_y, N_{xy}\$ 可分别按下列公式计算：

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2s} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ -2 & 3 & 3 \\ 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{t1} \\ \sqrt{2}N_{t3} \\ \sqrt{2}N_{t4} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2s} \begin{bmatrix} -2 & 3 & 3 \\ 2 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{t2} \\ \sqrt{2}N_{t3} \\ \sqrt{2}N_{t4} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.0.3-2})$$

式中 \$N_{ti}\$——三角形单元边界处相应平板等代杆系的轴力设计值。

B.0.4 根据板的连接构造，对多支点双向多跨连续板或四支点单跨板，应计算带肋板的肋中和板中的局部弯曲应力。

注：矩形平面组合网架边界处内力计算时，式（B.0.1-2）中 \$A_{t1} = A_{t2}\$ 应减半，取 \$0.375\eta ts\$；

式（B.0.3-1）、（B.0.3-2）中的 \$N_{t1}\$、\$N_{t2}\$ 应加倍，取 \$2N_{t1}\$、\$2N_{t2}\$。

附录 C 橡胶垫板的材料力学性能及计算构造要求

C.0.1 橡胶垫板的材料力学性能

表 C.0.1-1 胶料垫板的材料性能

胶料类型	硬度	扯断力	伸长率	300%定伸	扯断永久变形	适用温度
	(邵氏)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	不低于
氯丁橡胶	60±5°	≥18.63	≥4.50	≥7.84	≤25	-25℃
天然橡胶	60±5°	≥18.63	≥500	≥8.82	≤20	-40℃

表 C.0.1-2 橡胶垫板的力学性能

允许抗压强度	极限破坏强度	抗压弹性模量 E	抗剪弹性模量 G	摩擦系数
$[\sigma]$ (MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	μ
7.84—9.80	>58.82	由形状系数 β 按附表 c.0.1-3 确定	0.98 ~ 1.47	(与钢) 0.2 (与混凝土) 0.3

表 C.0.1-3 “ E - β ”关系

β	4	5	6	7	8	9	10	11	12
E (MPa)	196	265	333	412	490	579	657	745	843
β	13	14	15	16	17	18	19	20	
E (MPa)	932	1040	1157	1285	1422	1559	1706	1863	
附注	支座形状系数 $\beta = \frac{ab}{2(a+b)d_i}$								
	a, b ——支座短边及长边长度 (cm) ;								
	d_i ——中间橡胶层厚度 (cm) 。								

C.0.2 橡胶垫板的设计计算

1 橡胶垫板的底面面积 A 可根据承压条件按下式计算:

$$A \geq \frac{R_{\max}}{[\sigma]} \tag{C.0.2-1}$$

式中: A ——支座承压面积, 即 $A=a \cdot b$;

a, b ——支座短边与长边的边长;

$R_{\max}$ ——空间网格结构全部荷载标准值在支座引起的反力设计值;

$[\sigma]$ ——橡胶垫板的允许抗压强度, 按表 C.0.1-2 采用。

2 橡胶垫板厚度应根据橡胶层厚度与中间各层钢板厚度确定 (图 C.0.2) 。

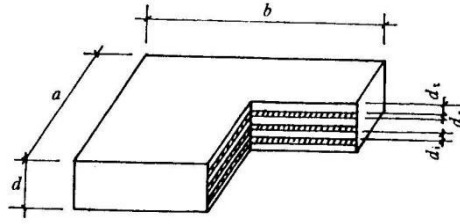


图 C.0.2 橡胶垫板的构造

橡胶层厚度可由上、下表层及各钢板间的橡胶片厚度之和确定：

$$d_0 = 2d_t + nd_i \quad (\text{C.0.2-2})$$

式中 d_0 ——橡胶层厚度；

d_t, d_i ——分别为上（下）表层及中间各层橡胶片厚度；

n ——中间橡胶片的层数。

根据橡胶剪切变形条件，橡胶层厚度应同时满足下列两式要求：

$$d_0 \geq 1.43u \quad (\text{C.0.2-3})$$

$$d_0 \leq 0.2a \quad (\text{C.0.2-4})$$

式中 u ——由于温度变化等原因在空间网格结构支座处引起的水平位移。

上、下层橡胶片厚度宜取用 2.5mm，中间橡胶层常用厚度宜取用 5、8、11mm，钢板厚度宜取用 2~3mm。

3 橡胶垫板平均压缩变形 w_m 可按下列式计算：

$$w_m = \frac{\sigma_m d_0}{E} \quad (\text{C.0.2-5})$$

式中 σ_m ——平均压应力， $\sigma_m = \frac{R_{\max}}{A}$

橡胶垫板的平均压缩变形应满足下列条件：

$$0.05d_0 \geq w_m \geq \frac{1}{2}\theta a \quad (\text{C.0.2-6})$$

式中 θ ——结构在支座处的最大转角（rad）。

4 在水平力作用下橡胶垫板应按下列式进行抗滑移验算：

$$\mu R_g \geq GA \frac{u}{d_0} \quad (\text{C.0.2-7})$$

式中： μ ——橡胶垫板与混凝土或钢板间的摩擦系数，按表 C.0.1-2 采用；

R_g ——乘以荷载分项系数 0.9 的永久荷载标准值引起的支座反力；

G ——橡胶垫板的抗剪弹性模量，按表 C.0.1-2 采用。

C.0.3 橡胶垫板的构造要点：

- 1 对气温不低于-25℃地区，可采用氯丁橡胶垫板；对气温不低于-30℃地区，可采用耐寒氯丁橡胶垫板；对气温不低于-40℃地区，可采用天然橡胶垫板；
- 2 橡胶垫板的长边应顺空间网格结构支座切线方向平行放置。与支柱或基座的钢板或混凝土间可用 502 胶等胶结剂粘结固定；
- 3 橡胶垫板上螺孔直径应大于螺栓直径 10mm；
- 4 设计时宜考虑长期使用后因橡胶老化而需要更换的条件。在橡胶垫板四周可涂以防止老化的酚醛树脂，并粘结泡沫塑料；
- 5 橡胶垫板在安装、使用过程中，应避免与油脂等油类物质以及其它对橡胶有害的物质接触。

本规程用词说明

1 执行本规范条文时，要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

2 条文中必须按指定的标准、规范或其它有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。非必须按照所指定的标准、规范（或其它规定）执行的，其写法为“可参照……执行”。

引用标准名录

- 《一般工程与结构用低合金钢铸件》 GB/T14408
- 《钢结构防火涂料通用技术条件》 GB14907
- 《低合金高强度结构钢技术条件》 GB/T1591
- 《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》 GB/T16939
- 《普通螺纹公差》 GB/T197
- 《建筑结构荷载规范》 GB50009
- 《建筑抗震设计规范》 GB50011
- 《钢结构设计标准规范》 GB50017
- 《冷弯薄壁型钢结构技术标准规范》 GB/T50018
- 《工业建筑防腐蚀设计标准规范》 GB/T50046
- 《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB50068
- 《工程结构设计基本术语标准建筑结构设计术语和符号标准》 GB/T50083
- 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB50204
- 《钢结构工程施工质量验收标准》 GB50205
- 《碳素结构钢》 GB/T700
- 《焊接结构用碳素钢铸件》 GB/T7659
- 《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》 GB/T8923
- 《钢网架螺栓球节点》 JG/T10
- 《钢网架焊接空心球节点》 JG/T11
- 《单层网壳嵌入式榫节点》 JG/T136
- 《钢结构超声波探伤及质量分级法》 JG/T203-~~《焊接球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》 JG/T3034.1~~
- ~~《螺栓球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》 JG/T3034.2~~
- 《空间网格结构技术规程》 JGJ7
- ~~《网架结构工程质量检验评定标准》 JGJ78~~
- 《钢结构焊接规范》 GB50661
- 《钢制压力容器焊接工艺评定》 JB4708
- 《一般工程用铸造碳钢》 ISO3755
- 《一般工程与结构用高强度铸钢》 ISO9477
- 《钢结构防火涂料应用技术规范》 T/CECS24
- 《预应力钢结构技术规程》 CECS212:2006

天津市工程建设标准

天津市空间网格结构技术规程

DB29—140—20##

J 10566—20##

条 文 说 明

20##·天津

修订说明

本规程修订过程中，编制组进行了空间网格结构的调查研究，总结了我国近年来空间网格结构工程建设的实践经验，同时参考了《钢结构设计标准》（GB50017）、《空间网格结构技术规程》（JGJ7）等国家标准和行业标准的的相关内容修订了本标准。

为便于广大设计、施工、科研等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定。《天津市空间网格结构技术规程》编制组按章、节、条顺序编制了本规程的条文说明，对条文规定的目的、依据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标准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.....	84
2 术语与符号.....	85
3 设计的基本规定.....	86
4 结构计算.....	89
5 杆件和节点的设计与构造.....	94
6 制作与安装.....	103

1 总 则

1.0.1 本条是空间网格结构设计和施工必须遵循的原则。

1.0.2 本条将空间网格结构明确为以钢杆件组成的空间结构,包括网架、网壳、立体桁架、弦支穹顶、弦支筒壳和索穹顶结构。空间网格结构在国内外工业与民用建筑中的屋盖、楼盖和挑蓬中得到广泛的应用,其中网架屋盖跨度一般不超过150m,网架楼盖跨度一般不超过45m。目前国外跨度最大的球面网壳达到213m,我国已建成的最大跨度网架结构为厦门太古翔安机场维修基地项目,最大跨度269.5m;最大跨度网壳结构为青岛伊甸园热带雨林温室馆项目,最大跨度194m;最大跨度弦支穹顶结构为济南奥体中心体育馆,跨度122m;最大跨度索穹顶结构为顺德德胜体育中心综合体育馆,跨度124m。我国已建成的球面网壳跨度也有121m(需要调研总结下我国目前最大跨度的网架、网壳、立体桁架、弦支穹顶和索穹顶的工程名称和相关结构信息,然后补充进来)。根据我国工程实践与科学研究经验,已取得的有关网格设计、构造与施工的技术完全可推广用于跨度更大的结构,因此本规程不再对空间网格结构的跨度进行规定。实际上,不论空间网格结构跨度大小,其设计都要受到承载能力的约束,单层网壳还受到稳定的约束,其构造与施工的原理也是相同的。但是为慎重起见,对于特大跨度(跨度大于200m(?))的空间网格结构应进行专项特殊设计。

在当前的空间网格结构中,有采用预应力技术做成预应力网架和网壳,有将网壳做成局部单层、局部双层,也有将钢筋混凝土屋面板与钢杆件组成组合网格,本规程中的有关章节仍可适用于这些空间网格结构的设计与施工。

在当前的空间结构工程中,也有采用铝合金构件、木构件或其他新型材料形成的空间网格结构形式,这些空间网格结构的设计和施工应符合相关专项规范或规程的规定,本规程的有关章节也可适用于这些空间网格结构的设计和施工提供参考。

我国改革开放以来建设了大量的空间网格结构工程,这些空间网格结构在功能改变或性能提升过程中可能面临加固改造,这些工程的加固分析和设计也需遵守本规程相关条文的规定。

1.0.5 当双层空间网格结构上悬挂吊车时,动力荷载会使杆件和节点产生疲劳,例如钢管杆件连接锥头或空心球的焊缝、焊接空心球本身以及高强度螺栓等。目前这方面的实践经验和试验资料还不多,故本规程规定对承受中级或重级工作制的悬挂吊车荷载的空间网格结构,可由设计人员根据工程具体情况,视应力变化的循环次数,经过专门的试验来确定其容许应力幅度及构造。

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 在本条文所定义的空间网格结构中，[包括了](#)空间网架三大类十三种网架形式、六种常用单层网壳形式以及常用网格节点形式的定义，同时把新型的空间网格结构——弦支穹顶、[弦支筒壳](#)、[索穹顶](#)加入本规程。

2.1.2 本条中的网架包含空间桁架[或立体桁架](#)。

2.1.27 将球面内接正 20 面体，所有分割线都沿球的大圆布置，得到 20 个球面三角形，再在此球面三角形上作若干次等弧长划分，即得到实际的单层短程线球面网壳。

2.1.35 销轴节点通常由上销板、销轴和下销板组成，当用于支座时，上销板为钢结构杆件的末端，两块下销板固定在下部支承结构（或基础）上，销轴穿在上销板孔与下销板孔中。

2.2 符号

符号是根据国家现行标准《[工程结构设计基本术语标准](#)[建筑结构设计术语和符号标准](#)》[GB/T50083](#) 的规定制定的。

3 设计的基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 本条是空间网格结构设计和施工必须遵循的原则。

3.1.2 当采用预应力空间网格结构时，索材料可参照《预应力钢结构技术规程》选取。

3.2 网架结构

3.2.1 对两向正交正放网架在支承平面内，应沿周边网格加设斜向支撑杆件。

3.2.8 斜放四角锥网架当采用上弦支承方式时周边必须设置上弦杆。

3.2.14 当控制网架悬挑端的容许挠度时， L_2 取悬挑长度的2倍。

3.2.16 按照实际设计实例和近期的工程统计分析结果，网架自重估计公式中的计算系数由200改为150。

3.3 网壳结构

3.3.1 网壳结构的曲面形式多种多样，能满足不同建筑造型的要求。本规程中仅列出一般常用的典型几何曲面，即圆柱面、球面、椭圆抛物面与双曲抛物面。这些曲面都可以几何学方程表达。此外，网壳也可能采用非典型曲面，往往是在给定的边界与外形条件下，采用多项式的数学方程来拟合其曲面，或者采用链线、膜等实验手段来寻求曲面。

3.3.2 单层网壳的布置方式变化多端，本条中仅给出一些最常用的方式供设计中选用。设计者也可以参照现有的布置方式进行变换。

3.3.4 网壳结构由于本身特有的曲面而具有较大的刚度，因而有可能做成单层，这是它不同于平板型网架的一个特点。从构造上来说，网壳可分为单层与双层两大类，其外形虽然相似，但计算分析与节点构造截然不同。一般认为单层网壳是刚接杆件体系，必须采用刚性节点；但在球面网壳中当跨度较小（不大于20m）且矢跨比大于1/3时，如确有可靠保证，也可采用铰接节点。双层网壳是铰接杆件体系，可采用铰接节点。近些年来随着对空间网格节点刚度研究的深入，关于半刚性节点及其对空间网格结构性能影响的成果较为丰富，因此基于这些研究成果提出网壳结构也可采用半刚性节点。

3.3.5 网壳的支承构造，包括其支座节点与边缘构件，是十分重要的。如果不能满足所必需的边缘约束条件，有时会造成网壳杆件内力的变化，甚至内力产生反号，因此本条特地对不同形式网壳提出了相应的支承方式和应满足的约束条件。

3.3.6, 3.3.7 通过对网壳的几种典型几何曲面进行组合或切割,又可形成新的外形以适应不同的平面形状与立体造型。作为网壳设计的重要工具,本条将几种常用的组合与切割方法引以为例。

3.3.8~3.3.11 各条分别对圆柱面网壳、球面网壳、椭圆抛物面网壳及双曲抛物面网壳的构造尺寸以及单层网壳的适用跨度做了规定,这是根据国内外已建成的网壳工程统计分析所得的经验数值。

各类双层网壳厚度的取值,当跨度较小时可取跨度的 $1/20$,当跨度较大时可取 $1/50$ 。厚度是指网壳上下弦形心之间的距离。

双层网壳的矢高以其支承面确定,如网壳支承在下弦,则矢高从下弦曲面算起。

3.3.13 将单层网壳结构的最大计算位移规定不得超过短向跨度的 $1/400$,这是综合近年来国内外的设计与使用经验而定的,对双层网壳可适当放宽。由于网壳的竖向刚度较大,一般情况下均能满足此要求。计算中一般考虑由于网壳自重及活荷载产生的位移,但由于风荷载的吸力,也可能产生向上的位移,例如悬挑网壳就可能出现这种情况

3.4 弦支穹顶

3.4.1 弦支穹顶结构体系应由一个单层网壳和下端的撑杆、索组成(见图 3.4.1-1~图 3.4.1-3)。其中各环撑杆的上端与单层网壳对应的各环节点应铰接连接,撑杆下端由径向拉索与单层网壳的下一环节点连接,同一环的撑杆下端由环向箍索连接在一起,形成一个完整的结构体系。也可以把弦支穹顶理解为是由张拉整体加强的单层网壳结构。

3.4.2 弦支穹顶除可采用本条规定的各种形式外,也可采用各种形式的组合形式,如在天津保税区商务中心大堂采用了凯威特型和联方形组合而成的弦支穹顶形式。

3.4.5 拉索预应力的两种施加方法中,撑杆的伸长是通过调整撑杆的长度使环向索和径向索中产生预应力。优点是可使环向索的各段得到均匀的预拉力,缺点是下层节点比较复杂,施工难度增加。拉索的缩短是在弦支穹顶中可以采取缩短径向索,也可以选择缩短环向索。由于径向索的索段太多,故通常都采用缩短环向索的方法施加预应力。该方法的优点是每环只需张拉一个索段即可在整环拉索中施加预应力,简便易行。缺点是由于节点摩擦的影响,使得预应力传递的过程中存在很大的预应力损失,导致一环中各索段的预应力分布不均匀。所以施工时一定要采取相应的措施保证拉索预应力在索段间的有效传递。

3.4.8 弦支穹顶的施工张拉控制应严格按照设计规定的步骤进行,否则就有可能在结构内部造成不希望的内力变化。

3.5 弦支筒壳

3.5.1 弦支筒壳结构体系应由一个单层筒壳和下端的撑杆、索组成(见图3.5.1)。其中撑杆

的上端与单层筒壳对应的节点应铰接连接,撑杆下端由拉索连接,形成一个完整的结构体系。也可以把弦支筒壳理解为是由张拉整体加强的单层筒壳结构。

3.5.2 弦支筒壳除可采用本条规定的各种形式外,也可采用各种形式的组合形式。

3.6 索穹顶

3.6.1 索穹顶结构的应由脊索、斜索、环索和撑杆共同组成,脊索为上弦构件、环索为下弦构件,上下弦之间用斜索和撑杆连接,形成一个整体结构;

3.6.2 盖格型索穹顶结构由美国盖格首先提出,其脊索与斜索、撑杆位于同一竖直平面内,脊索呈辐射状布置,环索将同一圈撑杆的下端连成一体;列维型索穹顶结构由美国列维首先提出,脊索被布置成联方型网格的形式。索穹顶结构除可采用本条规定的两种形式外,也可采用两种形式的组合形式,如复合式索穹顶结构,或者其他形式,如凯威特型索穹顶、鸟巢型索穹顶、蜂窝型索穹顶等。

3.6.7 索穹顶的施工张拉应严格按照设计规定的步骤进行,否则有可能在结构内部造成不希望的内力变化。

4 结构计算

4.1 一般计算原则

4.1.1 网壳结构主要应对使用阶段的外荷载（包括竖向和水平向）进行内力、位移计算，对单层网壳通常要进行稳定性计算，并据此进行杆件截面设计。此外，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载，应根据具体情况进行内力、位移计算。对于结构体系复杂、重要的或者下部支承较弱的空间网格结构，宜和它的下部结构共同计算，以取得变形协调条件。

4.1.2 网壳结构的各种荷载取值与荷载组合需按现行荷载规范及抗震设计规范确定。特别是需要参照《工程结构通用规范》GB 55001—2021 对于荷载取值的如下规定：结构自重计算需依据设计尺寸与材料密度，对变异较大的构件需按不利工况取上限值，并考虑预应力的时效性影响。可变荷载中，楼面活荷载需根据使用功能差异化取值，如密集区域标准值取 12.0 kN/m^2 ，大跨度区域需结合等效均布荷载法折减；雪荷载需针对曲面形态计算非均匀分布效应，坡度 $\geq 60^\circ$ 时积雪系数取零；风荷载需通过风洞试验或数值模拟确定复杂外形的体型系数，并引入 ≥ 1.2 的动力放大系数；温度作用需计算均匀温变效应，线膨胀系数按材料特性取值，温升与温降工况需分别验算。

网壳结构内力和位移计算时认为材料是线弹性的，不考虑弹塑性及塑性的影响；网壳结构的稳定性计算由于位移较大要考虑结构几何非线性的影响。

4.1.3 风荷载往往对网壳的内力和变位有很大影响，当在现行《建筑结构荷载规范》GB50009 没有相应的风荷载体形系数时，应进行模型风洞试验以确定风荷载体形系数。

4.1.4 双层网壳的计算模型可假定为空间铰接杆系结构，忽略节点刚度的影响，不计次应力；单层网壳的计算模型可假定为空间刚接梁系结构，每根杆件要承受轴力、弯矩（包括扭矩）和剪力。

作用在网壳杆件上的局部荷载在分析时先按静力等效原则换算成节点荷载做整体计算，然后考虑局部弯曲内力的影响。

4.1.5 双层网壳按铰接杆系结构每个节点有三个线位移来确定支承条件；单层网壳按刚接梁系结构每个节点有三个线位移和三个角位移来确定支承条件。因此，单层网壳支承条件的形式比双层网壳的要多。

4.1.6 对采用如悬挑拼装施工的网壳结构，其支承边界条件与使用状态下的网壳的边界条件不完全一样。此时应特别注意施工安装阶段全过程内力变位分析计算，并可作为网壳的初内力和初应变而残留在网壳内。

4.1.7 网壳结构的计算方法较多，列入本规程的只是比较常用的和有效的计算方法，即空间杆系有限元法和空间梁系有限元法两种。

空间杆系有限元法即空间桁架位移法, 可用来计算各种形式的网架结构及的双层网壳结构。

空间梁系有限元法即空间刚架位移法, 主要用于单层网壳的内力、位移和稳定性计算。

4.2 静 力 计 算

4.2.3 空间网格结构设计时, 重分析次数宜取3~4次, 但当优化次数超过3次后, 杆件截面容易相差较悬殊, 且每次优化后的目标值(总重)变化不大, 因此一般优化次数不超过4次。

4.2.4 中心轴对称的弦支穹顶预应力比值设定的计算模型可按图 4.2.4 选取。

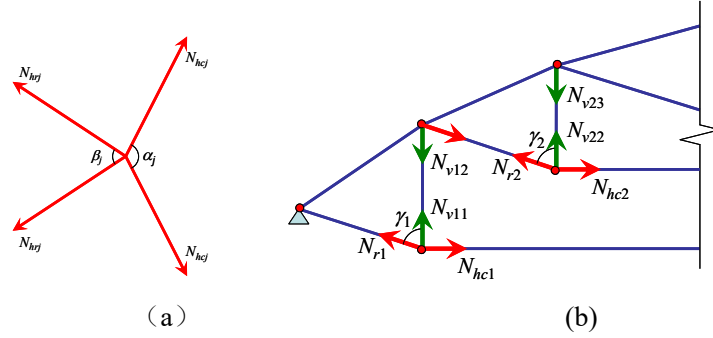


图 4.2.4 弦支穹顶预应力比值设定的计算模型

图中的符号说明如下:

F_j — 第 j 道环索上方单层网壳等效节点荷载;

N_j — 第 j 道环索处撑杆内力;

N_{rj} — 第 j 道环索处径向索的轴向力;

N_{hcj} — 第 j 道环向索的轴向力;

N_{vji} — 第 i 道环索预应力引起的第 j 道环索处撑杆的轴向力;

N_{hrj} — 在水平面(XOY)内的轴向力分量;

α_j — 第 j 道环索相邻索段的夹角;

β_j — 第 j 道环索位置处相邻径向索在水平面 XOY 上投影的夹角;

γ_i — 第 i 道环索位置处径向索与竖向撑杆的夹角。

其中, $j=1, 2, 3, \dots, n$, 即弦支穹顶结构共 n 道环索。

由图 4.2.4a 得节点平衡方程,

$$N_{hrj} \cos \frac{\beta_j}{2} = N_{hcj} \cos \frac{\alpha_j}{2} \quad (4.2.4-1)$$

由图 4.2.4b，第 i 道环索预应力引起的第 j 道环索处撑杆的轴向力可以表示为，

$$N_{vji} = 2 \frac{N_{hri}}{\sin \gamma_i} \cos \gamma_i = 2 N_{hri} \cot \gamma_i \quad (4.2.4-2)$$

合并方程式 (4.2.4-1) 和 (4.2.4-2)，得

$$N_{vji} = 2 N_{hri} \cot \gamma_i \frac{\cos \frac{\alpha_i}{2}}{\cos \frac{\beta_i}{2}} \quad (4.2.4-3)$$

令 $K_i = 2 \cot \gamma_i \frac{\cos \frac{\alpha_i}{2}}{\cos \frac{\beta_i}{2}}$ ，则式 (4.2.4-3) 简化为

$$N_{vji} = K_i N_{hri} \quad (4.2.4-4)$$

$$N_j = \begin{cases} K_j N_{hcj} - K_{j+1} N_{hc,j+1} & j=1, 2, 3, \dots, n-1 \\ K_n N_{hcn} & j=n \end{cases} \quad (4.2.4-5)$$

根据预应力的设定原则，不同环索位置处撑杆的垂直向上的力与单层网壳上均布荷载产生的等效节点力相平衡，可得，

$$N_j = F_j \quad (4.2.4-6)$$

将式 (4.2.4-5) 代入式 (4.2.4-6)，并整理得，

$$N_{hcj} = \begin{cases} (F_j + K_{j+1} N_{hc,j+1}) / K_j & j=n-1, n-2, \dots, 1 \\ F_n / K_n & j=n \end{cases} \quad (4.2.4-7)$$

当单层网壳的等效节点荷载 F_j 已知时， K_j 由 α_j 、 β_j 和 γ_i 计算得到，所以 N_{hcj} 的数值可以确定。

4.3 稳定性计算

4.3.1 单层网壳和厚度较小的双层网壳均存在总体失稳（包括局部壳面失稳）的可能性；设计某些单层网壳时，稳定性还可能起控制作用，因而对这些网壳应进行稳定性计算。对于双曲抛物面网壳（包括单层网壳）的全过程分析表明，从实用角度出发，可以不考虑这类网壳的失稳问题。作为一种替代保证，结构刚度应该是设计中的主要考虑因素，而这是在常规计算中已获保证的。

4.3.2 以非线性有限元分析为基础的结构荷载-位移全过程分析可以把结构强度、稳定乃至刚度等性能的整个变化历程表示得十分清楚,因而可以从最精确的意义上研究结构的稳定性问题。仅考虑几何非线性的荷载-位移全过程分析方法已相当成熟,包括对初始几何缺陷、荷载分布方式等因素影响的分析方法也比较完善。因而现在完全有可能要求对实际大型网壳结构进行考虑几何非线性的荷载-位移全过程分析,在此基础上,确定其稳定性承载力。如果全过程分析中还要进一步考虑材料的弹塑性能,方法就繁复得多,目前还不宜对多数工程提出这一要求。少数算例表明,材料弹塑性能对网壳稳定性承载力的影响随结构具体条件变化,尚无规律性的结果可循。本规程中这一影响放在 4.3.5 条规定的系数 K 中考虑。当然,当有必要和可能时,应鼓励进行考虑双重非线性的全过程分析。

4.3.3 初始几何缺陷对各类网壳的稳定性承载力均有较大影响,应在计算中考虑。网壳缺陷包括节点位置的安装偏差、杆件的初弯曲、杆件对节点的偏心等,后面两项是与杆件有关的缺陷。我们在分析网壳稳定性时有一个前提,即在强度设计阶段网壳所有杆件都已经过设计计算保证了强度和稳定性。这样,与杆件有关的缺陷对网壳总体稳定性(包括局部壳面失稳问题)的影响就自然地限制在一定范围内,而且在相当程度上可以由关于网壳初始几何缺陷(节点位置偏差)的讨论来覆盖。节点安装位置偏差沿壳面的分布是随机的。通过实例进行的研究表明:当初始几何缺陷按最低阶屈曲模态分布时,求得的稳定性承载力是可能的最不利值。这也就是本规程推荐采用的方法。至于缺陷的最大值,按理应采用施工中的容许最大安装偏差;但大量实例表明,当缺陷达到跨度的 $1/300$ 左右时,其影响往往才充分展现;从偏于安全角度考虑,本条规定了按网壳跨度的 $1/300$ 或允许安装偏差取值作为理论计算的取值。

4.3.4 设网壳受恒载 g (kN/m^2) 和活载 q (kN/m^2) 作用,且其稳定性承载力以 $(g+q)$ 来衡量,则大量实例分析表明,荷载的不对称分布(实际计算中取活载的半跨分布)对球面网壳的稳定性承载力无不利影响,对四边支承的柱面网壳当其长宽比 $L/B \leq 1.2$ 时,活载的半跨分布对网壳稳定性承载力有一定影响。对椭圆抛物面网壳和两端支承的圆柱面网壳,这种影响则较大,应在计算中考虑。

4.3.5 确定系数 K 时考虑到下列因素:(1)荷载等外部作用和结构抗力的不确定性可能带来的不利影响;(2)计算中未考虑材料弹塑性可能带来的不利影响;(3)结构工作条件中的其他不利因素。关于这一系数的取值,尚缺少足够统计资料做进一步论证,暂时沿用目前的经验值。

4.3.6 本条给出的稳定性实用计算公式是由大规模参数分析的方法求出的,即结合不同类型的网壳结构,在其基本参数(几何参数、构造参数、荷载参数等)的常规变化范围内,应用非线性有限元分析方法进行大规模的实际尺寸网壳的全过程分析,对所得到的结果进行统计分析和归纳,得出网壳结构稳定性的变化规律,最后用拟合方法提出网壳稳定性的实用计算公式。总计对2800余例球面、圆柱面和椭圆抛物面网壳进行了全过程分析。所提出的公式形

式简单，便于应用，然而是在建立在精确分析方法的基础之上的。给出实用计算公式的目的是为了广大设计部门应用方便；然而，尽管所进行的参数分析规模较大，但仍然难免有某些疏漏之处，简单的公式形式也很难把复杂的实际现象完全概括进来，因而条文中对这些公式的应用范围作了适当限制。

4.4 地震作用下的内力计算

4.4.4 根据对数百个双层圆柱面网壳及单层球面网壳进行地震反应分析结果，总结出常用的网壳杆件地震内力与静内力的比例关系及沿壳面分布规律。此外，还研究了数十个单块双曲面抛物面网壳的地震反应。对于以上三类常用网壳均考虑了不同网格类型、矢高、宽度、厚度与跨度之比、支座约束刚度、场地类别等参数变化。研究结果表明，各类网壳大部分主要受力杆的水平地震反应均远大于竖向地震反应，且随矢跨比增大水平地震作用系数也不断增大。因此本条要求 7 度设防时亦需进行网壳水平地震反应分析。

4.4.5 对于周边固定铰支的网壳结构，抗震分析时阻尼比可取 0.02，这是对国内外多个钢结构的实测与试验结果经统计分析而得出的数值。当网壳支承在钢或混凝土结构体系时，其阻尼比与支承体系刚度、网壳矢跨比以及网壳刚度等参数有关，数值变化范围在 0.020~0.035 之间。当考虑下部支承结构影响而假定为弹性支座，或是将网壳与下部支承结构按整体进行抗震计算时，其阻尼比可按理论计算确定。如近似地将阻尼比取为 0.02，则计算结果是偏于安全的。

4.4.10~4.4.12 为了减少 7 度和 8 度设防烈度时网壳结构设计的工作量，在大量实例分析基础上，给出承受均布荷载的几种常用网壳杆件地震轴向力系数 ξ 值，便于设计人员直接采用。对于单层球面网壳，考虑了各类杆件各自为等截面情况。对于单层双曲抛物面网壳，考虑了弦杆和斜杆均为等截面的情况，仅抬高端斜拉杆由于受力较大要另行设计。对于圆柱面网壳，仅考虑纵向弦杆与腹杆分别为等截面情况。对于上述跨度不大、受力均匀的网壳，当同类杆件静内力与动内力分布均匀或受力很小按构造设计时，则按等截面设计，取最大静内力乘地震系数即可。

由于双层柱面网壳横向弦杆、腹杆、纵向弦杆地震反应规律不同，故分别给出不同的地震内力系数。对于纵向弦杆，其地震内力分布较均匀，考虑到多种因素影响，统一按纵向弦杆最大静内力乘以地震内力系数来计算地震内力。

4.5 温度应力作用下的内力计算

4.5.1 合拢温度是指网架各杆件均合拢形成完整结构时所处环境的实际温度。

5 杆件和节点的设计与构造

5.1 一般规定

5.1.1~5.1.2 本条文是空间网格结构中选用的节点和杆件必须遵守的规定。

5.2 杆 件

5.2.1 本条明确规定空间网格结构的杆件的材质应符合现行《钢结构通用规范》GB55006和《钢结构设计规范标准》GB 50017的有关规定，避免采用非结构用钢管。此外，本条还强调使用薄壁管材，这是因为空间网格结构杆件主要不是由强度控制，没有必要采用厚壁管材，而应尽量采用有利于减小杆件长细比的薄壁管材。

5.2.2 网架和双层网壳的节点一般可视为铰接。~~过去在设计网壳时，其杆件计算长度多参考现行《网架结构设计施工规程》JGJ 7的有关规定，但由于~~双层网壳中大多数上、下弦杆均受压，它们对腹杆的转动约束要比网架小，因此对焊接空心球节点和板节点的双层网壳的腹杆计算长度做了调整，其计算长度取 $0.9l$ ，而上、下弦杆和螺栓球节点的双层网壳杆件的计算长度仍取为几何长度。

单层网壳在壳体曲面内、外的屈曲模态不同，因此其杆件在壳体曲面内、外的计算长度也不同。在壳体曲面内，壳体屈曲模态类似于无侧移的平面刚架。由于空间汇交的杆件较少，且相邻环向（纵向）杆件的内力、截面都较小，因此相邻杆件对压杆的约束作用不大，这样其计算长度主要取决于节点对杆件的约束作用。根据我国的试验研究，考虑焊接空心球节点对杆件的约束作用时，杆件计算长度可取为 $0.9l$ ，而榫节点在壳体曲面内对杆件的约束作用很小，杆件的计算长度可取为几何长度。

在壳体曲面外，壳体有整体屈曲和局部凹陷两种屈曲模态，在规定杆件计算长度时，仅考虑了局部凹陷一种屈曲模态。由于网壳环向（纵向）杆件可能受压、受拉或内力为零，因此其横向压杆的支承作用不确定，在考虑压杆计算长度时，可以不计其影响，而仅考虑压杆远端的横向杆件给予的弹性转动约束，经简化计算，并适当考虑节点的约束作用，取其计算长度为 $1.6l$ 。

5.2.3 我国钢结构规范编制组通过大量工程资料统计得出钢结构主要受力构件的容许长细比 $[\lambda]$ 一般不大于150；统计已建成的单层网壳其压杆的计算长细比一般在60~150之间。考虑到网壳结构主要由受压杆件组成，压杆太柔会造成杆件初弯曲等几何初始缺陷，对网壳的整体稳定形成不利影响；另外杆件初始弯曲，会引起二阶力的作用，因此，单层网壳杆件长细比按照现行《钢结构设计规范标准》GB 50017的有关规定取 $[\lambda] \leq 150$ 。

~~我国现已建成的双层网壳，其杆件长细比一般都参照《网架结构设计施工规程》的~~

~~有关规定，考虑到这些成功经验，此处不再严格控制，仍取 $[\lambda] \leq 180$ 。~~

受拉杆件在网壳结构中比较少，这些较少的拉杆除要保证自身强度外，还要为压杆提供一定的约束，因此要求拉杆截面也不能太小，取 $[\lambda] \leq 300$ ；当双层网壳悬挂吊车时，~~可参照现行《网架结构设计施工规程》JGJ 7的有关规定，取 $[\lambda] \leq 250$ 。~~

5.2.4 本条根据多年来空间网格结构的工程实践规定了空间网格结构杆件截面的最小尺寸。但这并不是说，所有空间网格结构都可以采用本条规定的最小截面尺寸，这里明确指出，杆件最小截面尺寸必须根据实际工程中空间网格结构的跨度和网格大小以及荷载大小确定。

5.2.5 本条规定提醒设计人员注意细部构造设计，避免给施工和维护造成困难。

5.3 焊接空心球节点

5.3.2~5.3.3 焊接空心球在我国已广泛用作网架结构的节点，设计与制作、安装的技术都比较成熟，这种节点在构造上比较接近于刚接计算模型，近年来在我国单层网壳中也得到了应用，并取得了一定的经验。

过去《网架结构设计施工规程》JGJ 7 曾提出直径为 120~500mm 空心球的受压、受拉承载力设计值的计算公式。原公式是以大量空心球的试验结果为依据，通过数理统计方法进行回归分析而得到的经验公式，由于当时所试验的空心球直径多在 500mm 以下，原公式只适用在此直径范围以内，随着网架与网壳结构跨度的不断增大，在工程实践中出现了直径大于 500mm 的空心球，通过一些实物试验表明，原公式已不能反映直径更大空心球的承载力，为此，曾对直径大于 500mm 空心球的承载力进行了理论分析和一些试验研究。由于节点破坏时，钢管与球体连接处已进入塑性状态，并产生较大的塑性变形，分析中采用了以弹塑性理论为基础的非线性有限元法。

焊接空心球节点是一种闭合的球形壳体，对于受压为主的空心球节点，其破坏机理一般属于壳体稳定问题，破坏时沿球管连接焊缝的外侧发生压曲失稳破坏；而以受拉为主的空心球节点，其破坏机理则属于强度破坏问题，具有明显的冲剪破坏的特征，因此按照理论与试验分析结果，将拉压承载力计算公式分开。

根据试验结果和理论分析结果，在保证材料质量、制作工艺及精确度和焊接质量的前提下，影响空心球节点承载力的因素主要是：空心球节点的壁厚 t 、空心球节点的外径 D 、与空心球相连接的钢管外径 d 。空心球节点的承载力 N 与各个影响因素之间存在着如下关系：即随空心球壁厚 t 的增大而增大，随空心球外径 D 的增大而降低，随管径 d 的增大而增大。

以大量的试验结果和有限元分析结果为依据，根据试验所得到的相关因素的关系，通过数理统计方法进行回归分析，得到了可应用于直径在 120~900mm 的空心球节点受压承载力的计算公式。

受拉空心球的计算公式是按冲切破坏模式建立在第四强度理论上的精确计算公式，已经

得到大量试验的验证。本条文中提出了一项构造措施，使得空心球节点的空心球壁厚 t 和与相连接的钢管壁厚 δ 之比 t/δ 满足一定条件时，受拉承载力不必再用公式计算，具体推导如下：

受拉球节点承载力公式如式（5.3.2-2）所示，而钢管的承载力为：

$$N_{tube} = \pi(d - \delta) \cdot \delta \cdot f$$

目前市场上常用的钢管有 $\Phi 60 \times 3.5$ 、 $\Phi 76 \times 3.85$ 、 $\Phi 89 \times 4.0$ 、 $\Phi 108 \times 4.5$ 、 $\Phi 114 \times 5$ 、 $\Phi 127 \times 6$ 、 $\Phi 140 \times 8$ 、 $\Phi 159 \times 10$ 、 $12(?)$ 等。经统计计算后得出 δ/d 的平均值约为 0.05，故将 $\delta=0.05d$ 代入得：

$$N_{tube} = \pi \times 0.95d\delta f$$

当 $N_t \geq N_{tube}$ 时，节点承载力可以不算，故有

$$\sqrt{3}/3\eta_t \pi d t f \geq \pi \times 0.95d\delta f$$

整理后得：

$$t/\delta \geq \frac{2.85}{\sqrt{3}\eta_t}$$

空心球加肋时，

$$t/\delta \geq \frac{2.85}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1.5$$

空心球不加肋时，

$$t/\delta \geq \frac{2.85}{\sqrt{3}} = 1.65$$

所以当焊接空心球节点的空心球壁厚 t 和钢管壁厚 δ 满足本条文的规定时，受拉承载力可不计算。当不满足时，须按公式（5.3.2-2）进行空心球受拉承载力计算。

由于单层网壳的杆端除承受轴向力外，尚有弯矩、扭矩及剪力作用。在单层球面及柱面网壳中，由于弯矩作用在杆与球接触面产生的附加正应力在不同部分出入较大，一般可增加 20%~50% 左右，精确计算空心球节点在这种内力状态下的承载力比较复杂。为简化计算，将空心球承载力的原计算公式乘以一考虑受弯影响的系数，作为其在压弯或拉弯状态下的承载力设计值。

由于单层网壳计算多为整体稳定控制，因此杆件截面的内力都较小。由于稳定要求，往往会增大杆件的钢管直径，这将导致空心球承载力提高，使空心球壁厚减薄，这对单层网壳假定节点为刚接的计算模型十分不利。考虑上述因素，在承载力的计算公式中乘以 0.8 的受弯影响系数。

5.3.4 为了使钢管杆件与空心球连接焊缝做到与钢管等强，规定钢管壁厚大于4mm时应开坡口，焊缝焊透。根据大量工程实践的经验，钢管端部有加套管和不加套管两种形式。

5.4 焊接钢板节点

5.4.2 焊接钢板节点是空间网格结构中常用的一种节点形式，主要适用于弦杆呈两向布置的各类网架，如两向正交正放网架、两向正交斜放网架以及各种类型的四角锥网架。在这些网架中，上、下弦杆均呈两向正交布置，斜腹杆或位于弦杆的竖向平面内或与弦杆竖向平面呈 45° 交角；杆件端部均在节点处相交。这种节点具有刚度大，用钢量少，造价较低的优点，同时它的构造较简单，制作时不需大量机械加工，便于就地制作。对于角钢杆件的网架，采用这种节点尤为相宜。对于钢管钢件的网架，这种节点也具有一定适应性。对于三向网架，虽然也可通过沿各杆件方向设置相应的节点板构成焊接钢板节点，但是由于节点处杆件汇交较多，采用这种节点构造处理较困难，焊缝也较集中，此时以选用其他类型的节点为宜。

5.4.3~5.4.5 在多向汇交杆件内力作用下，焊接钢板节点受力情况较为复杂，理论分析工作尚待深入研究。为了了解焊接钢板中节点板受力的基本情况，国内外曾进行过一些节点模型试验，并提出了计算节点板最大应力的实用方法。焊接钢板节点模型的单向和双向受力试验表明，十字节点板中的应力都只与自身平面内的作用力有关，另一方向作用力的大小与方向对其并无明显影响，基本上属于单向传力。因此焊接钢板节点中的十字节点板可与平面钢桁架的节点板一样，仅考虑节点板在所连接的杆件内力作用下工作。

5.4.6 当角焊缝强度不足时，在施工质量确有保证的情况下，可采用槽焊与角焊缝相结合并以角焊缝为主的连接方案，槽焊强度应由试验确定。

5.4.7 十字节点板的中间竖向焊缝如采用角焊缝时，其效果较坡口焊缝为差。因此，十字节点板的中间竖向焊缝一般都做成V型或K型坡口焊缝。

5.4.8 在布置杆件与节点板间的连接焊缝时，还应使节点上的相邻杆件之间留有一定空隙，以方便施焊和考虑杆件制作公差的影响，因此本条文规定一般弦杆与腹杆、腹杆与腹杆之间以及弦杆端部与节点板中心线之间的距离均不应小于20mm。但是这些空隙也不宜太大，以免减弱节点的侧向刚度。

5.5 螺栓球节点

5.5.1 利用高强度螺栓将钢管杆件与螺栓球连接而成的螺栓球节点，在构造上比较接近于铰接计算模型，因此适用于双层网格结构中钢管杆件的连接。

5.5.2 螺栓球节点的材料在选用时考虑以下因素：

钢球上沿各汇交杆件的轴向设有相应螺孔，当分别拧入杆件中的高强度螺栓后即形成网架整体。钢球的硬度可略低于螺栓的硬度，材料强度也较螺栓低一级，因而球体材料选用45

号钢，且不进行热处理是可以满足设计要求和便于加工的。球体原坯宜采用锻造成型。

锥头或封板是钢管杆件与钢球连接的过渡部件，它与杆件焊成一体，因此其材料钢号宜与杆件一致，以方便施焊。

套筒主要传递压力，因此对于与较小直径高强度螺栓（ $\leq M33$ ）相应的套筒，可取Q235钢。对于与较大直径高强度螺栓（ $\geq M36$ ）相应的套筒，为避免由于套筒承压面积的增大而加大钢球直径，宜选用Q355钢或45号钢。

高强度螺栓的钢材应确保其抗拉强度、屈服强度与淬透性能满足设计技术条件的要求。结合目前国内钢材的供应情况和实际使用效果，推荐采用40Cr钢、35CrMo钢，同时考虑到多年使用和厂家习惯用材，对于M12~M24的高强度螺栓还可采用20MnTiB钢，M27~M36的高强度螺栓还可采用35VB钢。

螺钉或销子也宜选用高强度钢材，以免拧紧螺栓而被剪断。

5.5.4 国家标准《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T 16939将高强度螺栓的性能等级按照其直径大小分为10.9S与9.8S两个等级，这是根据我国高强度螺栓生产的实际情况而确定的。

高强度螺栓在制作过程中要经过热处理，使成调质钢。热处理的方式是先淬火，再高温回火。淬火可以提高钢材强度，但降低了它的韧性，再回火可恢复钢的韧性。对于采用规程推荐材料的高强度螺栓，影响其能否淬透的主要因素是螺栓直径的大小。当螺栓直径较小（M12~M36）时，其截面芯部能淬透，因此在此直径范围内的高强度螺栓性能等级定为10.9S。对大直径高强度螺栓（M39~M60×4），由于芯部不能淬透，从稳妥、可靠、安全出发将其性能等级定为9.8S。

~~《网架结构设计与施工规程》JGJ 7对10.9S的高强度螺栓经热处理后的抗拉强度设计值定为430N/mm²，本规程仍采用此值不变~~，为使9.8S的高强度螺栓与其具有相同的抗力分项系数，其抗拉强度设计值相应定为385N/mm²。由于本规程中已考虑了螺栓直径对性能等级的影响，在计算高强度螺栓抗拉设计承载力时，不必再乘以螺栓直径对承载力的影响系数。

高强度螺栓的最高性能等级采用10.9S，即经过热处理后的钢材极限抗拉强度 f_u 达1040~1240N/mm²，规定不低于1000N/mm²。屈服强度与抗拉强度之比为0.9，以防止高强度螺栓发生延迟断裂。所谓延迟断裂是指钢材在一定的使用环境下，虽然使用应力远低于屈服强度，但经过一段时间后，外表可能尚未发现明显塑性变形，钢材却发生了突然脆断现象。导致延迟断裂的重要因素是应力腐蚀，而应力腐蚀则随高强度螺栓抗拉强度的提高而增加。因此性能等级为10.9S与9.8S的高强度螺栓，其抗拉强度的下限值分别取1000N/mm²与900N/mm²，可使螺栓保持一定的断裂韧度。

5.5.5 根据螺栓球节点连接受力特点可知，杆件的轴向压力主要是通过套筒端面承压来传递的，螺栓主要起连接作用。因此对于受压杆件的连接螺栓可不作验算。但从构造上考虑。连接螺栓直径也不宜大小，设计时可按该杆件内力绝对值求得螺栓直径后适当减小，建议减小

幅度不大于表5.5.4中螺栓直径系列的三个级差。减少螺栓直径后的套筒应根据传递的压力值验算其承压面积，以满足实际受力要求，此时套筒可能有别于一般套筒，施工安装时应予注意。

5.5.7 钢管端部的锥头或封板以及它们与钢管间的连接焊缝均为杆件的重要组成部分，必须确保锥头或封板以及连接焊缝与钢管等强，一般封板用于连接直径小于76mm的杆件，锥头用于连接直径大于或等于76mm的杆件。

封板与锥头的计算可考虑塑性的影响，其底板厚度都不应太薄，否则在较小荷载作用下即可能使塑性区在底板处贯通，从而降低承载力。表5.5.7推荐的底部厚度系根据一些生产厂家的试验结果与实践经验而确定的。

锥头底板厚度和锥壁厚度变化应与内力变化协调，锥壁两端与锥头底板及钢管交接处应和缓变化，以减少应力集中。

5.6 嵌入式榫节点

5.6.1 嵌入式榫节点是 20 世纪 80 年代我国自行开发研制的装配式节点体系。对嵌入式榫节点的足尺模型及采用该节点装配成的单层球面网壳的试验结果证明结构本身具有足够的强度、刚度和稳定性。

十多年前，我国用嵌入式榫节点已建造近 50 个单层球面及圆柱面网壳，面积达十余万平方米。曾应用于展览馆、娱乐中心、食堂等建筑的屋盖和 20000m³ 以上储油罐顶盖中。这些已建成的工程经过多年来的应用证明了这种节点的安全性和可靠性。

5.6.2 杆端嵌入件的形式比较复杂，嵌入榫的倾角也各不相同，采用机械加工工艺难于实现，一般铸钢件又不能满足精度要求，故选择精密铸造工艺生产嵌入件。

5.6.4 嵌入件是嵌入式榫节点的重要传力部件。设计中必须保证它各部位的强度大于等于杆件的抗拉强度。为此应满足以下条件：（1）颈部截面应大于或等于所连接的杆件截面；（2）嵌入件嵌入榫的抗剪强度与杆件截面的抗拉强度等强；（3）嵌入件嵌入榫的最小承压面积的承压强度与杆件截面抗拉强度等强。

5.6.6 榫体是嵌入式榫节点的主体部件，毛坯可用热轧大直径棒料，经机械加工而成。为保证汇交于榫体的杆件牢固地连接在一起，榫体必须具有足够的强度和刚度，嵌入槽的尺寸精度应保证各嵌入件能顺利嵌入并良好吻合。榫体直径是根据以下原则确定的：（1）槽孔开口处的抗剪强度大于杆件截面的抗剪强度；（2）保证两槽孔间有足够的强度；（3）相邻两杆不能相碰。

5.7 相贯节点

5.7.1 钢管结构一般包括圆管和方管（或矩形管）两种截面形式，通常采用平面或空间桁架

结构体系。管结构节点类型很多，本规程只限于在节点处直接焊接的钢管结构。由于轧制无缝钢管价格较贵，宜采用冷弯成型的高频焊接钢管。方管和矩形管多为冷弯成型的高频焊接钢管。由于此类管材通常存在残余应力和冷作硬化现象，用于低温地区的外露结构时，应进行专门的研究。

本章是用于不直接承受动力荷载的钢管结构。对于承受交变荷载的钢管焊接连接节点的疲劳问题，远较其他型钢杆件节点受力情况复杂，设计时要慎重处理，并需参考专门规范的规定。

相贯节点在制作时杆件应放在数控机床切割成形，以确保相贯线的加工精度，相贯节点也可适用于空间桁架。

5.7.2 限制钢管的径厚比或宽厚比是为了防止钢管发生局部屈曲。其中圆钢管的径厚比与《钢结构设计**规范标准**》GB50017 第**13.1.2**条相同，矩形管翼缘与腹板的宽厚比略偏安全地取与轴压构件的箱型截面相同。本条规定的限值与国外第3类截面（边缘纤维达到屈服，但局部屈曲阻碍全塑性发展）比较接近。

5.7.3 本条规定了本章内容的适用范围，因为目前国内外对钢管节点的试验研究工作中，其钢材的屈服强度均小于 355N/mm^2 ，屈强比均不大于0.8，而且钢管壁厚大于25mm时，将很难采用冷弯成型方法制造。虽然钢管实际已发展，现在冷弯钢管标准可达厚度40mm，本规程是仍然规定钢管壁厚不宜大于25mm。

5.7.4, 5.7.5 主管是指在节点处贯通的杆件，支管是指在节点处断开的杆件。

根据国外的经验（参见欧洲规范 Eurocode(**Eurocode?**) 3 1993），当满足这两条的规定时，可忽略节点刚性和偏心的影响，按铰接体系分析桁架杆件的内力。

5.7.6 这条是有关钢管节点构造的规定，主要是参考国外规范并结合我国施工情况而制定的，用以保证节点连接的质量和强度。在节点处主管应连续，支管端部应精密加工，直接焊于主管外壁上，而不得将支管穿入主管壁。主管和支管、或两支管轴线之间的夹角 θ 不得小于 30° 的规定是为了保证施焊条件，使焊根熔透。

管节点的连接部位，应尽量避免偏心。有关研究表明，当因构造原因在节点处产生的偏心满足本规程公式（5.7.5）的要求时，可不考虑其对节点承载力的影响。

由于断续焊接易产生咬边、夹渣等焊接缺陷，以及不均匀热影响区的材质缺陷，恶化焊缝的性能，故主管和支管的连接焊缝应沿全周连续焊接。焊缝尺寸应大小适中，形状合理，并和母材平滑过渡，以充分发挥节点强度，并防止产生脆性破坏。

支管端部形状及焊缝坡口形式随支管和主管相交位置、支管壁厚不同以及焊接条件变化而异。根据现有条件，管端切割及坡口加工应尽量使用自动切割机，以充分保证装配和焊接质量。

5.7.7 一般支管的壁厚不大，宜采用全周角焊缝与主管连接。当支管壁厚较大时，宜沿焊缝长度方向部分采用角焊缝、部分采用对接焊缝。由于全部对接焊缝在其某些部位施焊困难，

故不予推荐。

角焊缝的焊脚尺寸，若按《钢结构设计**规范标准**》GB50017 第 8.2.7 条的规定不得大于 1.2t，对钢管结构，当支管受拉时势必产生因焊缝强度不足而加大壁厚的不合理现象，故根据实践经验及参考国外规范，规定 $h_f \leq 2t_1$ 。一般支管壁厚 t_1 较小，不会产生过大的焊接应力和“过烧”现象。

5.7.8 因为搭接支管要通过被搭接支管传递内力，所以被搭接支管的强度应不低于搭接支管的。

5.7.9 钢管构件承受较大横向集中荷载的部位，工作情况较为不利，因此应采用适当的加强措施。

5.8 铸钢节点

5.8.3 树状铸钢节点可取代主管与多根支管相贯的节点，用对接焊缝取代相贯焊缝，焊缝分散，减少了焊接应力集中；铰接铸钢节点适用于要求简化、造型美观的杆件端部连接处(如支座处)；混合型铸钢节点具有树型铸钢节点和铰接铸钢节点的共同特点。

5.8.5 铸钢由于铸态组织晶粒粗大，力学性能差，不能满足结构使用要求，必须按相关的规范或设计的要求进行热处理。可采用热处理方法有退火、正火和调质。热处理前应根据铸钢件尺寸、结构形式及热处理炉的具体情况制订严格的热处理工艺，包括铸件在炉内的堆放，以确保炉内温度均匀。热处理炉应有自动控温装置，保证热处理质量。

5.8.6 铸钢节点中产生的交汇部位应设置加强肋板。用于提高节点的刚度，筋板的大小可根据节点的形式确定，但筋板与杆间的连接要以圆弧形式平缓过渡，筋板厚度一般取 $s \geq 1.2t$ ， s —筋板厚度， t —杆件壁厚

5.9 销轴节点

5.9.7 销轴节点一般为外露节点，因此其外观应进行精加工。

5.10 组合网架结构的节点

5.10.1 组合网架结构是由钢筋混凝土带肋板、钢腹杆和下弦杆组合而成的空间结构。两种基本构件的连接点——上弦节点是能否保证这两种不同材料的构件共同工作的关键所在。根据实践经验和试验研究成果，本规程中提出了能保证共同工作、传达内力的节点构造要求。

5.10.2 该条中组合网架上弦节点是从焊接十字板节点发展而来的。由于交口较多，节点本身的焊接量虽较大，但它具有一般钢屋架节点所具有的特点。这种节点可用于正放四角锥、斜放四角锥、正放抽空四角锥、星行四角锥、两向正交正放的组合网架屋盖及楼层结构中，

适用范围较宽。

5.11 预应力节点

5.11.1 张力结构的节点除了具有一般节点的设计要求以外，还有区别于传统结构节点的显著特点，即该类节点具有互锁的功能，例如，与节点相连接的索单元拉力和杆单元压力使得节点的刚度得到加强。张力结构的节点刚度是与体系的应力水平相适应的，这也是与传统的结构体系的重要区别。

5.11.2 本条文规定了预应力节点设计应遵循的原则，具体设计时要根据实际情况通过分析计算确定节点的尺寸、形状等。

5.11.4 预应力节点的连接原则上应保持中心线相交于一点，然后用一个假想的实体把节点完全包住，再根据节点的功能要求来构造出节点上的平面、凸角或者是凹槽等构造；在满足节点功能要求的基础上，尽可能地把节点分解为两个或几个基本的功能元件；最后根据节点的最终形状来选择是铸造、锻造，还是焊接的加工方法来制作节点的功能元件。

5.12 支座构造要求

5.12.1 空间网格结构支座节点的构造应与结构分析所取的边界条件相符，否则将使结构的实际内力与计算内力出现较大差异，并可能因此而危及结构的整体安全。

6 制作与安装

6.1 一般规定

6.1.1 空间网格结构施工首先必须加强对材质的检验,经验表明,由于材质不清或采用可焊性差的合金钢材常造成焊接质量等隐患,甚至造成返工等工程事故。

6.1.3 空间网格结构制作时控制几何尺寸精度的难度较大,而且精度要求比一般平面结构严格,故所用钢尺必须统一,且经过计量检验合格。

6.1.4 为了保证空间网格结构施工的焊接质量,故明确规定焊工应经过考核。当工厂焊接中遇有全位置焊接时,对焊工要求同现场焊接。

6.1.6 根据我国工程实践,空间网格结构安装有以下几种方法:

1 高空散装法是指空间网格结构的杆件和节点直接总拼,或预先拼成小拼单元在高空的设计位置进行总拼的一种方法,拼装时一般要搭设满堂脚手架,也可采用移动或滑动支架。有条件时应采用少支架的悬挑拼装,以尽量减少脚手架。

2 分条(分块)安装法是将整个空间网格结构的平面分割成若干条状或块状单元,吊装就位后再在高空拼成整体。分条一般是在空间网格结构的长向跨上分割。

3 滑移法是将空间网格结构条状单元进行水平滑移的一种方法。它比分条安装具有空间网格结构安装与室内土建施工平行作业的优点,可缩短工期、节约拼装支架,起重设备也容易解决。

4 整体吊装法是指空间网格结构在地面总拼后,采用单根或多根拔杆、一台或多台起重机进行吊装就位的施工方法。

5 整体提升法是指在结构柱上安装提升设备提升网架,或在提升网架的同时进行柱子滑模的施工。此时网架可作为操作平台。

6 整体顶升法是指把网架在设计位置的地面拼装成整体,然后用千斤顶将网架整体顶升到设计标高。

7 攀达穹顶是指把先把结构变成一个机构,在地面完成大部分安装工作后顶升至设计标高再完成全部的安装工作。

8 综合安装法是结合某些空间网格结构几何形状外低中高的特点分别采用不同的安装方法。如圆球面网壳可分为若干环带,沿外围几圈可采用小拼单元在地面预制后,吊到空中拼装。而距地面较高的中心部分则在地面拼装,采用整体吊装到位,在高空与外圈连成整体。

6.2 制作与安装要求

6.2.2 对接焊缝,钢结构规范允许二级质量等级;对接焊缝尤其是钢管对接焊缝不易焊透,

要靠焊缝材料强度提高和焊口凸出来弥补,有的为了美观,焊口磨平,对焊强度保证等强比较困难,如果质量要求等级降为二级,最大的问题是超声波探伤抽样数量由100%降为20%。保证质量的可靠性大为降低,据了解,钢结构规范降为二级也是不得已的,因为工地普遍反映达不到一级,只好降低,实质上所谓过不了关,问题在于一级焊缝超声波探伤要求Ⅱ级,而问题出在超声波Ⅱ级中气孔要求过高达不到,而在静载下,气孔几乎不影响强度。不是压力容器,不必要求气孔严格。在厦门大左机库工地即将一级焊缝要求的超声波Ⅱ级气孔降为Ⅲ级,即很容易过了关。因此对接焊缝也可规定为一级质量等级。

6.2.6 多跨连续点支承网架,由于支柱支点偏心容许偏差较小,故提高其几何尺寸精度。

6.2.7 总拼应采取合理的施焊顺序,尽量减少焊接变形和焊接应力。总拼时的施焊顺序应从中间向两端或从中间向四周发展。由于空间网格结构拼接时有一端可以自由收缩,焊工可随时调整尺寸(如预留收缩量的调整等),既保证空间网格结构尺寸又使焊接应力较小。

按照本规程4.3.3条,对网壳稳定性进行全过程分析时考虑初始曲面安装偏差,计算值可取网格跨度的1/300。实践表明,这种在计算中的假定作为施工安装偏差是偏大的。实际上,安装偏差不单单由稳定计算控制,还应考虑屋面排水、美观等因素,因此将此值定为随跨度变化(跨度的1/1500)并给予一最大限值40mm。

6.2.8 对焊接质量的检验,首先应对全部焊缝进行外观检查。无损探伤检验的取样部位以设计单位意见为主,与施工单位协商确定。此时应注意首先检验应力最大以及支座附近的杆件。无损探伤的抽样数应至少取焊口总数的20%,每一焊口系指钢管与球节点连接处的一圈焊缝。

6.2.9 螺栓球节点拧紧螺栓后不加任何填嵌密封及防腐处理时,接头与大气相通,其中高强度螺栓及钢管、锥头等内壁容易锈蚀,因此施工后必须认真执行密封防腐要求。

6.3 高空散装法

6.3.2 对于重大工程或当缺乏经验时,对所设计的支架应进行试压,以检验其强度、刚度及有无不均匀沉陷等。

6.4 分条或分块安装法

6.4.1 当空间网格结构分割成条状或块状单元后,对于正放类结构,在自重作用下若能形成稳定体系,可不考虑加固措施。而对于斜放类结构,分割后往往形成几何可变体系,因而需要设置临时加固杆件。各种加固杆件在结构形成整体后即可拆除。

6.4.2 空间网格结构被分割成条(块)状单元后,在合拢处产生的挠度值一般均超过结构形成整体后该处的自重挠度值。因此,在总拼前应用千斤顶等设备调整其挠度,使之与结构形成整体后该处挠度相同,然后进行总拼。

6.5 高空滑移法

6.5.2 滑轨接头处如不垫实，当空间网格结构滑移到该处时，滑轨接头处会因承受重量而下陷，未下陷端就会挡住滑移中的结构支座而“卡轨”。

6.6 整体吊装法

6.6.2 空间网格结构在提升过程中应尽量同步，即各拔杆以均匀一致的速度上升，以减少起重设备及空间网格结构不均匀受力，并避免空间网格结构与柱或拔杆相碰。经过实测升差值对卷扬机功率的影响，通过分析，相邻点提升高差控制在100mm以下较合适，空间网格结构已相当于增加26.4%的局部荷载，这个升差值约相当于0.9/400的拔杆间距。故本规程规定，提升高差允许值为吊点间距的1/400，且不大于100mm。当遇到特殊情况时，也可通过验算或试验确定。

6.7 整体提升法

6.7.3 网架提升过程中，各吊点间的同步差，将影响升板机等提升设备和网架杆件的受力状况，测定和控制提升中的同步差是保证施工质量和安全的关键措施。本条文规定当用升板机时，允许升差值为相邻提升点距离的1/400，且不大于15mm；当采用穿心式液压千斤顶时，为相邻提升点距离的1/250，且不大于25mm。这主要是由设备性能决定的，因升板机的同步性能较穿心式液压千斤顶好。选用设备时应注意，刚度大的网架形式不宜采用穿心式液压千斤顶提升。

6.7.5 当采用整体提升法施工时，应使下部结构在网架提升时已形成稳定的框架体系，否则应对独立柱进行稳定性验算，如稳定性不够，则应采取措施加固。

6.8 整体顶升法

6.8.4 网架整体顶升时必须严格保持同步，如各支点间产生升差会造成杆件内力和柱顶压力的变化以及网架的偏移。因此在操作上应严格控制各项升点的同步上升。

6.8.7 当利用结构柱作为顶升的支承结构时，应注意柱子在顶升过程中的稳定性。这时，应验算柱子在施工过程中承受风力及垂直荷载作用下的稳定性，并采取措施保证柱子在施工期间的稳定性。

6.9 攀达穹顶

6.9.1 攀达穹顶最早是由日本法政大学川口卫教授提出，原名为Pantadome，后译成攀达穹

顶，即攀达穹顶，其核心思想是通过临时去掉一些杆件并在结构中设置单轴铰使结构在施工阶段暂时变为一个机构，可以趴伏在地面上完成大部分施工工作，之后顶升到预定高度就位，只留少量的工作到高空完成。这种方法具有施工速度快、工程造价低、安全性好、施工质量可靠等显著优点，其施工原理如下图所示。

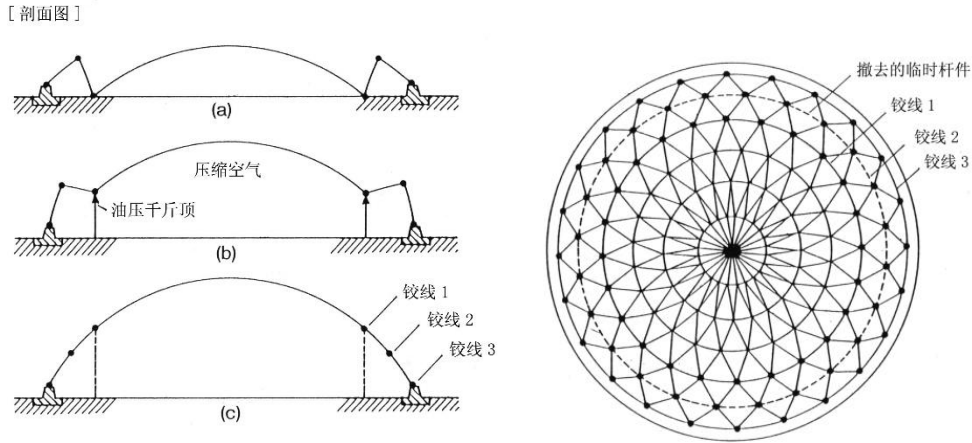


图6.9.1 整体折升施工法原理

虽然临时去掉一些杆件后，成为一个机构，但是它是一个只有竖向自由度的机构，在其它方向上的运动是受到约束的，因此，它本身可以抵抗风、地震等水平荷载的作用，而不用增加其它保证稳定的措施。

6.9.2 由于攀达穹顶施工中的状态与最后建成后的状态有很大不同，所以设计分析时，要考虑两种状态下的杆件内力，以保证施工顶升过程中的安全性。

6.9.3 攀达穹顶安装过程一般分为以下几个阶段：

- 1 地面组装阶段，在施工过程中要保证安装精度，尤其要保证铰线附近构件的精度。
- 2 顶升阶段，一般事先通过解析方法计算出顶升各阶段中的支柱反力、位移和杆件应力，以便随时同观测值进行比较以便控制顶升。

顶升过程中，各项升支柱必须保持严格的同步，否则便容易造成结构的破坏。一般有控制支柱位移和支柱反力两种方法。

3 高空安装阶段：穹顶上升到预定高度后，便可以开始高空的安装。可采用吊装或悬挂脚手架的方法，将在地面安装阶段未安装的闭合构件按照先主要部件后次要部件，下弦、腹杆、上弦的次序安装就位，使穹顶成为一个完整的结构。

4 完成阶段：当穹顶恢复成一个结构后方可降下顶升支柱。随着支柱的下降，支柱不再起支承作用，原先由顶升支柱承担的荷载逐渐向结构本身转移，最终全部由结构承担。各支柱的下降要缓慢、同步，并且应随时观测支柱反力、杆件应力。

6.10 综合安装法

6.10.1 网壳结构由于其曲面而形成部分低部分高的外形，给安装带来了困难。在安装网架

结构时所采用的行之有效的地面拼装、整体起吊就位方法也难以实现。根据网壳结构的特点，在不同部位采用不同的安装方法，实践证明这种综合安装法是可行的，并取得了良好的效果。

6.11 组合网架结构的施工

6.11.2 板缝灌筑微膨胀性水泥是为了使混凝土板受力均匀并防止由于板间的缝隙使组合网架产生挠度。

6.12 预应力施工

6.12.4 按照拉杆进行设计的杆件，在施工过程中有可能受压，在设计时要考虑这些杆件在施工阶段的安全性。

6.12.6 预应力索的布置应当最大限度的减小结构中杆件中的内力，对最多数量的杆件起到卸载作用。

6.13 验收

6.13.3 空间网格结构若干控制点的竖向位移是对设计和施工的质量的综合反映，故必须测量这些数值的变化并做好记录存档。本条中容许实测值可大于设计值（最多不超过15%）是考虑到材料性能与计算上可能产生的偏差。

