UDC

黑龙江省地方标准 **DB**

DBXX/T XX—XX

P 备案号：JXXX—2024

寒区大跨钢结构技术标准

Technical Standard for Large-span Steel Structures in Cold Regions

20XX-XX-XX发布 XXX-XX-XX实施

黑龙江省住房和城乡建设厅
黑龙江省市场监督管理局 联合发布

黑龙江省地方标准

寒区大跨钢结构技术标准

Technical Standard for Large-span Steel Structures in Cold Regions

DBXX/T XXX—XX

备案号：JXX—XX

主编部门： 哈尔滨工业大学

批准部门： 黑龙江省住房和城乡建建设厅

黑龙江省市场监督管理局

施行日期：2 0 XX 年 XX 月X X 日

2024哈尔滨

黑龙江省住房和城乡建设厅
公　告

第XXXX号

黑龙江省住房和城乡建设厅关于发布地方标准《寒区大跨钢结构技术标准》的公告

现批准《寒区大跨钢结构技术标准》为黑龙江省推 荐性地方标准，编号为DBXX/TXX-XX, 自20XX年XX月XX日起 实施。

黑龙江省住房和城乡建设厅

20XX年XX月XX日

前 言

根据黑龙江省住房和城乡建设厅《关于对编制地方标准<寒区大跨钢结构技术标准>的批复》的要求，在编制过程中，标准编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考各有关的大跨钢结构设计、施工、验收标准，广泛征求了有关单位的意见的基础上， 编制本标准。

本标准的主要技术内容是：1总则、2基本规定、3材料、4荷载作用、5结构体系与构件设计、6节点计算与构造、7围护结构设计、8钢结构防护、9空间结构的抗震与减震设计、10施工及验收、11运维及改造。

本标准由黑龙江省住房和城乡建设厅负责管理，由哈尔滨工业大学负责具体内容的解释。在执行过程中如有意见或建议，请寄送哈尔滨工业大学《寒区大跨钢结构技术标准》编制组(地址：哈尔滨市黄河路73号，邮编：150080,电子邮箱：XXXXX)， 以供今后修 订时参考。

本标准主编单位： 哈尔滨工业大学

本标准参编单位： 哈尔滨理工大学
东北农业大学
哈尔滨工程大学
黑龙江大学
东北林业大学
黑龙江省寒地建筑科学研究院
哈尔滨市建筑设计院
黑龙江省农垦建筑设计院有限公司
黑龙江省轻工设计院
哈尔滨工业大学建筑设计院有限公司
方舟国际设计有限公司
黑龙江省建工集团有限责任公司
黑龙江省建筑安装集团有限公司
黑龙江省建设投资集团有限公司
哈尔滨市建筑工程研究设计院有限公司
中国地震局工程力学研究所
黑龙江省建筑设计研究院

本标准主要起草人：　XX

本标准主要审查人：X X

目录

前　言 I
1 总　则 1
2 基本规定 2
3 材　　料 3
3.1 材料牌号、型号及标准 3
3.2 材料选用 5
3.3 设计指标和设计参数 7
4 荷 载 作 用 8
4.1 基本荷载 8
4.2 风荷载 10
4.3 雪荷载 13
4.4 覆冰荷载 21
4.5 温度作用 21
5 结构体系与构件设计 22
5.1 平面梁式结构 22
5.2 平面桁架结构 23
5.3 门式刚架结构 31
5.4 空间网格结构 32
5.5 预应力钢结构 37
5.6 索膜结构 38
6 节点计算与构造 42
6.1 强度计算 42
6.2 构造设计 42
7 围护结构设计 44
7.1 屋面板结构 44
7.2檩条结构 45
8 钢结构防护 46

8.1 钢结构防火设计要求.....46
8.2 防火涂装.....47
8.3 钢结构防火涂料加网.....47
8.4 钢结构包覆防火保护.....49
8.5 钢结构耐火验算.....50
8.6 防火保护工程的施工与验收.....51
8.7 防腐设计.....54
9 空间结构的抗震与减震设计.....57
9.1 抗 震 设 计.....57
9.2 隔震设计方法.....60
9.3 减震设计方法.....65
9.4 连接构造设计方法.....67
10 施工及验收.....69
10.1 一般规定.....69
10.2 制作.....70
10.3 钢构件组装.....72
10.4 焊接.....74
10.5 钢构件预拼装.....82
10.6 紧固件连接.....84
10.7 大跨度钢结构安装.....85
11 运维及改造.....93
11.1 检 查 与 维 护.....93
11.2 检 测 与 鉴 定.....95
11.3 改 造 与 拆 除.....97
本标准用词说明.....101
引用标准名录.....102
附录A 常用建筑结构体系.....105

Contents

Preface I
1 General Provisions 1
2 Basic Guidelines 2
3 Materials 3
3.1 Material Grades, Types, and Standards 3
3.2 Material Selection 5
3.3 Design Indicators and Parameters 7
4 Load Actions 8
4.1 Basic Loads 8
4.2 Wind Load 10
4.3 Snow Load 13
4.4 Ice Load 21
4.5 Temperature Effects 21
5 Structural System and Component Design 22
5.1 Plane Beam Structure 22
5.2 Plane Truss Structure 23
5.3 Portal Frame Structure 31
5.4 Spatial Grid Structure 32
5.5 Prestressed Steel Structure 37
5.6 Cable Membrane Structure 38
6 Node Calculation and Construction 42
6.1 Strength Calculation 42
6.2 Structural Design 42
7 Enclosure Structure Design 44
7.1 Roof Panel Structure 44
7.2 Purlin Structure 45
8 Steel Structure Protection 46
8.1 Fire Protection Design Requirements for Steel Structures 46
8.2 Fireproof Coatings 47

8.3 Fireproof Coating with Mesh 47
8.4 Steel Structure Encapsulation for Fire Protection 49
8.5 Fire Resistance Calculation for Steel Structures 50
8.6 Fire Protection Engineering Construction and Acceptance 51
8.7 Corrosion Protection Design 54
9 Seismic and Vibration Isolation Design of Spatial Structures 57
9.1 Seismic Design 57
9.2 Isolation Design Methods 60
9.3 Vibration Damping Design Methods 65
9.4 Connection Structure Design Methods 67
10 Construction and Acceptance 69
10.1 General Provisions 69
10.2 Fabrication 70
10.3 Steel Component Assembly 72
10.4 Welding 74
10.5 Pre-assembly of Steel Components 82
10.6 Fastener Connections 84
10.7 Large Span Steel Structure Installation 85
11 Operation and Maintenance and Renovation 93
11.1 Inspection and Maintenance 93
11.2 Testing and Appraisal 95
11.3 Renovation and Demolition 97
Glossary of Terms in this Standard 101
List of Referenced Standards 102
Appendix A: Common Building Structural Systems 105

1 总 则

1.0.1 为适应大跨钢结构建筑的健康发展，贯彻执行国家技术经济政策，使黑龙江省大跨钢结构建筑的设计、施工、运维做到安全可靠、经济合理、技术先进、确保质量，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于黑龙江省内新建、扩建、改建、续建大跨钢结构设计、施工、验收、鉴定、运维，适用结构形式为门式刚架结构、空间网格结构、预应力钢结构、索膜结构、轻钢梁式结构等，其他大跨钢结构形式可参照本标准执行。

1.0.3 在黑龙江省内从事大跨钢结构设计、施工、验收、鉴定、运维，除应执行本标准外，尚应符合国家现行有关法律、法规、规章及相关标准的规定。

2 基 本 规 定

2.0.1 本标准除疲劳设计采用容许应力法外，应采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计

2.0.2 大跨钢结构的选型、构件布置及支承设置应保证结构体系几何不变，并应明确防连续性倒塌措施。

2.0.3 单层网壳结构节点应采用刚接结点。

2.0.4 门式刚架、平面桁架，立体桁架、立体拱架和张弦立体拱架应设置平面外的稳定支撑体系，不应采用檩条兼做支撑系统。

2.0.5 大跨钢结构设计、施工、验收环节应明确构件、板件采用正公差。

2.0.6 大跨钢结构应采用上下部总装模型进行计算，计算模型和基本假定宜与构件连接、支座形式的实际性能相符合。

2.0.7 大跨钢结构的变形允许值应以现行国家规范、标准为依据。

2.0.8 大跨钢结构设计应明确关键构件，一般构件的稳定应力比不宜大于0.8，关键构件的稳定应力比不宜大于0.9。

2.0.9 大跨钢结构构件间隐蔽搭接焊缝应全部探伤。

2.0.10 索杆体系、索梁索拱体系钢结构的拉索、拉杆、锚具应采用定制式产品。

2.0.11 跨度大于24米的空间网格结构抗震支座应采用成品支座。

3 材 料

3.1 材料牌号、型号及标准

3.1.1 严寒地区大跨钢结构用钢材应采用Q235和Q355钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的规定。结构用钢板、热轧工字钢、槽钢、角钢、H型钢和钢管等型材产品的规格、外形、重量及允许偏差应符合国家现行相关标准的规定。

3.1.2 焊接承重结构为防止钢材的层状撕裂而采用Z向钢时，其质量应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313的规定。

3.1.3 处于外露环境，且对耐腐蚀有特殊要求或处于侵蚀性介质环境中的承重结构，可采用 Q235NH和Q355NH 牌号的耐候结构钢，其质量应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T4171的规定。

3.1.4 非焊接结构用铸钢件的质量应符合现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352的规定，焊接结构用铸钢件的质量应符合现行国家标准《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659的规定。

3.1.5 当采用本标准未列出的其他牌号钢材时，宜按照现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 进行统计分析，研究确定其设计指标及适用范围。

3.1.6 钢结构用焊接材料应符合下列规定:

1 手工焊接所用的焊条应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 的规定，所选用的焊条型号应与主体金属力学性能相适应;

2 自动焊或半自动焊用焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045、《低合金钢药芯焊丝》GB/T17493的规定;

3 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470的规定。

3.1.7 钢结构用紧固件材料应符合下列规定:

1 主体承重结构严禁采用普通螺栓。檩条、马道等附属构件连接用 4.6 级与4.8 级普通栓 (C 级螺栓)及5.6 级与8.8 级普通螺栓《A级或 B级栓)，其质量应符合现行国家标准《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB/T3098.1和《紧固件公差 螺栓、螺钉、螺柱和螺母》GB/T3103.1的规定;C级螺栓与 A级、B级螺的规格和尺寸应分别符合现行国家标准《六角头螺栓 C级入GB/T 5780与《六角头螺栓》GB/T5782的规定;

2 圆柱头焊(栓)钉连接件的质量应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定;

3 钢结构用大六角高强度螺栓的质量应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230.《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 的规定。扭剪型高强度螺栓的质量应符合现行国家标准《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632的规定;

4 螺栓球节点用高强度螺栓的质量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 的规定;

5 连接用铆钉应采用 BL2 或 BL3 号钢制成，其质量应符合行业标准《标准件用碳素钢热轧圆钢及盘条》YB/T 4155-2006的规定。

3.1.8 严寒地区大跨钢结构预应力用钢拉索应符合下述规定：

1 预应力钢结构的拉索，可采用钢绞线索、钢丝束索、钢丝绳索以及钢拉杆。

2 预应力钢结构用钢绞线拉索可采用无粘结高强钢绞线，环氧涂层钢绞线、镀锌钢绞线、高强度低松弛预应力镀锌钢绞线、铝包钢绞线、涂塑钢绞线、无粘结钢绞线和PE钢绞线，其质量及性能应符合国家现行有关标准的规定。钢绞线的抗拉强度可根据需要分别选用1270MPa、1370MPa、1470MPa、1570MPa、1670MPa、1770MPa、1870MPa和1960MPa等级别。

3 预应力钢结构用钢丝束索，可采用平行钢丝束或半平行钢丝束。

4 预应力钢结构用钢丝绳的质量及性能，应符合现行国家标准《钢丝绳》GB/T8918的规定。钢丝绳的抗拉强度可根据需要分别选用1570MPa、1670MPa、1770MPa、1870MPa和1960MPa等级别。

5 预应力钢结构用钢拉杆，可采用普通型钢制作的拉杆，也可采用屈服强度等级为345MPa、460MPa、550MPa、650MPa级别的拉杆。

6 预应力钢结构用拉索的锚具，应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370的规定。

3.1.9 钢结构防腐蚀、防锈采用的涂装材料、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》GB 50046和《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T 8923的规定。

3.1.10 钢结构防火涂装材料的品种、质量和性能应符合现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 1497的规定。

3.1.11 严寒地区大跨度钢结构屋面、墙面檩条、幕墙龙骨构件可采用C型、Z型、矩形管、方钢管等等型材产品的规格、外形、重量及允许偏差应符合《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018的规定。

3.2 材料选用

3.2.1 严寒地区大跨钢结构钢材的选用应遵循技术可靠、经济合理的原则，综合考虑结构的重要性、荷载特征、结构形式、应力状态、连接方法、工作环境、钢材厚度和价格等因素，选用合适的钢材牌号、材性和连接材料型号，保证项目安全可靠。

3.2.2 严寒地区大跨承重结构所用的钢材应具有屈服强度，抗拉强度、断后伸长率和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证。焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证;对直接承受动力荷载或需验算疲劳的构件所用钢材尚应具有冲击韧性的合格保证。

3.2.3 严寒地区大跨钢结构工作温度存在低于-20°C情况，承重结构和构件不应采用沸腾钢。

3.2.4 严寒地区大跨度钢结构钢材质量等级的选用应符合下述规定：

1 严寒地区严禁采用A级钢作为承重结构。

2 严寒地区大跨度钢结构焊接结构用钢材应符合下列规定：

1) 当工作温度高于0°C时其质量等级不应低于B级;

2) 当工作温度不高于0°C但高于-20°C时，Q235、Q345钢不应低于C级，Q390、Q420及Q460钢不应低于D级;

3) 当工作温度不高于-20°C时，Q235钢和Q345钢不应低于D级，Q390钢、Q420钢、Q460钢应选用E级。

3 严寒地区大跨度钢结构非焊接结构用钢材，其钢材质量等级要求可较上述焊接结构降低一级但不应低于B级。吊车起重量不小于10t的中级工作制吊车梁，其质量等级要求应与焊接结构构件相同。

3.2.5 严寒地区大跨钢结构焊接结构和非焊接结构的钢材，均应具有常温冲击韧性的合格保证（B级）。当结构工作温度不高于0°C但高于-20°C时Q235钢和Q355钢应具有0°C冲击性的合格保证（C级）;对Q390钢和Q420钢应具有-20°C冲击韧性的合格保证（D级）。当结构工作温度不高于-20°C时，对Q235钢和Q355钢应具有-20°C冲击韧性的合格保证（D级）;对Q390钢和Q420钢应具有-40°C冲击韧性的合格保证（E级）。

3.2.6 严寒地区大跨度钢结构的受拉构件及承重构件的受拉板材应符合下列规定:

1 所用钢材厚度或直径不宜大于40mm，质量等级不宜低于C级;

2 当钢材厚度或直径不小于40mm时，其质量等级不宜低于D级;

3 重要承重结构的受拉板材宜满足现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T19879的要求。

3.2.7 在T形、十字形和角形焊接的连接节点中，当其板件厚度不小于40mm且沿板厚方向有较高撕裂拉力作用，包括较高约束拉应力作用时，该部位板件钢材宜具有厚度方向抗撕裂性能即乙向性能的合格保证，其沿板厚方向断面收缩率不小于按现行国家标准《厚度

方向性能钢板》GB/T5313规定的Z15级允许限值。钢板厚度方向承载性能等级应根据节点形式、板厚、熔深或焊缝尺寸、焊接时节点拘束度以及预热、后热情况等综合确定。

3.2.8 严寒地区大跨度钢结构不宜采用塑性设计结构。当采用塑性设计的结构及进行弯矩调幅的构件，所采用的钢材应符合下列规定:

1 屈强比不应大于0.85;

2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于20%。

3.2.9 钢管结构中的无加劲直接焊接相贯节点，其管材的屈强比不宜大于0.8;与受拉构件焊接连接的钢管，当管壁厚度大于25mm且沿厚度方向承受较大拉应力时，应采取措施防止层状撕裂。

3.2.10 连接材料的选用应符合下列规定:

1 焊条或焊丝的型号和性能应与相应母材的性能相适应其熔敷金属的力学性能应符合设计规定，且不应低于相应母材标准的下限值;

2 对直接承受动力荷载或需要验算疲劳的结构，以及低温环境下工作的厚板结构，宜采用低氢型焊条;

3 连接薄钢板采用的自攻螺钉、钢拉铆钉(环槽铆钉)、射钉等应符合有关标准的规定。

3.2.11 锚栓可选用Q235、Q345、Q390或强度更高的钢材，其质量等级不宜低于B级。工作温度不高于-20C时，锚栓尚应满足本标准第4.3.4条的要求。

3.3 设计指标和设计参数

3.3.1 严寒地区大跨钢结构钢材设计指标和设计参数见《钢结构设计标准》GB50017-2017中第4.4节内容。

4 荷 载 作 用

4.1 基本荷载

4.1.1 大跨钢结构自重可通过计算机自动形成，也可按结构构件的设计尺寸与材料单位体积的自重计算确定。膜结构自重还包括增强材料及连接系统的自重。对于自重变异较大的材料和构件(如现场制作的保温材料、混凝土薄壁构件等),自重的标准值应根据对结构的不利状态，取上限值或下限值。

1 钢材重度取γ=78.5kN/m3。也可预先估算网格结构单位面积自重，双层网格结构的自重可按下式估算：

$$g_0 = \zeta\sqrt{q_w L_2}\Big/200 \qquad (4.1.1)$$

式中 g_0 —— 网格结构自重(kN/m^2);

q_w —— 除网格结构自重外的屋面荷载或楼面荷载的标准值(kN/m^2);

L_2 —— 网格结构的短向跨度(m);

ζ —— 系数，杆件采用钢管时，取 ζ =1.0;采用型钢时，取 ζ =1.2。

2 网格结构的节点自重一般占网架杆件总重的15%-25%。如果网格结构节点的连接形式已定，可根据具体的节点规格计算出其节点自重。

4.1.2 楼面或屋面覆盖材料自重根据实际使用材料查GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》取用。如采用钢筋混凝土屋面板，其自重取1.0～1.5kN/m^2，采用轻质板，其自重取0.3~0.7kN/m^2。

4.1.3 吊顶材料和设备（管道或者照明）自重根据实际工程情况而定。

4.1.4 空间网格结构的屋面，一般不上人，屋面活荷载标准值为0.5kN/m^2。楼面活荷载根据工程性质查《建筑结构荷载规范》取用。

4.1.5 膜结构的屋面活荷载常被考虑为施工荷载，通常取膜结构活荷载的标准值为0.3kN/m²。应考虑活荷载的不均匀分布对膜结构的不利影响。

4.1.6 空间网格结构应用于工业厂房时应根据厂房性质考虑积灰荷载。积灰荷载大小可由工艺提出，也可参考GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》有关规定采用。积灰均布荷载，仅应用于屋面坡度α≤25°;当α≥45°时，可不考虑积灰荷载；当25°<α<45°时，可按插值法取值。积灰荷载应与雪荷载或屋面活荷载两者中的较大值同时考虑。

4.1.7 工业厂房中的起重机，一种是悬挂起重机，另一种是桥式起重机。悬挂起重机直接挂在网架下弦节点上，对空间网格结构产生起重机竖向荷载。桥式起重机在吊车梁上行走，通过柱子对网架产生起重机水平荷载。起重机竖向荷载标准值按下式计算：

$$F = \alpha_1 F_{\max} \tag{4.1.2}$$

式中 α_1 —— 竖向轮压动力系数，对于悬挂起重机 $\alpha_1 = 1.05$；

$F_{\max}$ —— 起重机每个车轮的最大轮压。

起重机横向水平荷载标准值按下式计算：

$$T = \alpha_2 T_1 \tag{4.1.3}$$

式中 α_2 —— 横向水平制动力的动力系数，对于中、轻级工作制桥式起重机：$\alpha_2 = 1.0$；对于重级工作制的软钩起重机，当起重机起重量Q=5~20t时：$\alpha_2 = 4.0$；Q=30~275t时：$\alpha_2 = 3.0$。

T_1 —— 起重机每个车轮的横向水平制动力，

a)软钩起重机：

Q≤10t时　　$T_1=(Q+g)\cdot 1/n\cdot 12\%$

15t≤Q≤50t时　$T_1=(Q+g)\cdot 1/n\cdot 10\%$

Q≥75t时　　$T_1=(Q+g)\cdot 1/n\cdot 8\%$

b)硬钩起重机：

$$T_1 = 1/5(Q+g)\cdot 1/n \tag{4.1.4}$$

式中 Q ——起重机额定起重量；

g ——小车自重；

n ——起重机桥架的总轮数。

4.1.8 对张拉式膜结构应考虑膜材中引入的初始应力值。初始预张力值的设定应保证膜材在正常使用状态下不会因温度变化、徐变、荷载作用等原因发生松弛而出现褶皱，同时保证膜材在短期荷载(如强风作用)下的最大应力小于容许应力。初始预张力值的选取与膜材种类、曲面形状等因素有关，设计中通常由工程师凭经验确定，对常用建筑膜材，初始预张力不低于1kN/m。预张力选取是否合适需要由荷载分析结果来衡量，往往需要几次调整才能得到合理的取值。

4.1.9 对于空气支承膜结构，应考虑结构内部的气压。内压在空气支承膜结构中起到维持结构形状并抵抗外荷载的作用，同时它也是作用在结构上的荷载。空气支承膜结构内压的确定应保证结构在各种工况下满足强度和稳定性的要求。通常情况下内压不低于0.20kN/m^2,并应根据外荷载的情况进行调整。表4.1.1列出了日本膜结构技术标准的风荷载作用下空气支承膜结构的内压取值，表中q为风压。对雪荷载作用的情况，日本标准给出的内压值为大于(s+0.2)kN/m^{2}且小于1.2kN/m^2,其中s为雪压。

表4.1.1 风荷载下空气支承膜结构的内压取值(日本膜结构技术标准)

	矢跨比	内压(kN/m^2)		矢跨比	内压(kN/m^2)
球面	0.75	≥q	圆柱面	0.75	≥0.8q
	0.50	≥0.7q		0.50	≥0.6q
	0.375以下	≥0.6q		0.375以下	≥0.5q

4.2 风荷载

4.2.1 对风敏感的重要大跨度屋盖结构，其主体结构承载力设计时应按基本风压的1.1倍采用；验算结构变形时，可按基本风压取用。

4.2.2 对于重要且体型复杂的屋盖结构，宜由风洞试验或数值模拟研究确定设计风荷载。初步设计阶段主体结构的平均风荷载可采用数值模拟确定。当跨度大于100米时应采用风洞试验确定风荷载。风洞试验的基本规定、试验设备、试验方法等均符合《建筑工程风洞试验方法标准》（JGJ/T338-2014）。

4.2.3 在进行屋盖主体结构抗风设计时，应考虑风荷载作用的不利风向角。主体结构抗风设计至少考虑两个风向角进行计算分析。对于重要建筑或体型复杂大跨度屋盖结构的抗风设计，应考虑至少4个或更多不利风向角进行计算分析。

4.2.4 屋盖主体结构的脉动风效应均方根计算时，对于强非线性屋盖结构，宜采用基于直接积分的时程分析方法计算；对于其他屋盖结构，可采用频域分析方法或时程分析方法计算。大跨度屋盖结构多阶模态及模态藕合效应比较明显，宜采用完全二次型组合（CQC）法，结构空间作用程度越显著，所选择的振型数量应越多。

4.2.5 计算大跨度屋盖主体结构风振响应时，应考虑支承结构对屋盖结构受力性能的影响，宜将屋盖结构与支承结构共同考虑，按整体分析模型进行计算。当屋盖结构规则同时能准确计算底部支承结构刚度时，可把支承结构简化为顶部屋盖结构的弹性支承模型计算。

4.2.6 屋盖结构在安装过程中，宜进行施工阶段抗风验算,包括安装屋面板完成50%等关键施工阶段，其基本风压可按10年重现期取值。

4.2.7 对于开敞式屋面结构或悬挑屋面部分，结构的风压计算应考虑上下表面风压值叠加。

4.2.8 当屋盖结构附近有大型建筑干扰效应明显时，宜考虑风干扰效应，可通过干扰因子对风荷载进行放大，可利用风洞试验或者数值模拟确定该因子数值。

4.2.9 当新建建筑或改扩建可能使周边风环境发生较大改变时，应评估其对相邻既有建筑风环境和风荷载的不利影响并采取相应措施。

4.2.10 大跨度屋盖结构宜避免采用大悬挑等抗风不利的造型，可采用开洞等方式增加受风区域通透性降低局部风荷载。通过建筑气动外形优化，提高结构抗风的安全性和经济性。

4.2.11 屋盖围护结构设计或复核验算应严格按《建筑结构荷载规范》（GB 50009--2012）条款计算，基本风压取值宜按50年一遇选取，但不得小于0.3kN/m2，应分别采用全风向角的最大风压力和风吸力验算围护结构的强度及变形。

4.2.12 外围护结构抗风设计应根据风荷载传力途径对屋面板系统、支承结构体系、连接节点等进行受力计算或复核，以确保外围护结构的安全性。

4.2.13 建筑外围护结构风荷载标准值计算:

对于屋盖顶部屋面板、采光顶等承受竖向风荷载的围护结构，风荷载标准值按下式计算，且正风压不小于0.5kPa、负风压不大于-1.0kPa：

$$w_k = C_{pl}\mu_H w_0 \tag{4.2.1}$$

式中：μ_H——参考点高度处的风压高度变化系数，参考点高度一般取建筑结构最高点高度H；

C_{pl}——局部风压系数，$C_{pl} = C_{pe} - C_{pi}$，其中:C_{pe}为全风向外部风压系数最值，包括风压系数最大值$C_{pe,\max}$和最小值$C_{pe,\min}$，参考《屋盖结构风荷载标准》(JGJ/T481-2019)中5.0.3条款确定，体型复杂或跨度较大时宜由风洞试验确定；C_{pi}为内压系数封闭式建筑物围护结构外表面风压为正时，取值为-0.3；外表面风压为负时，取值为0.2，其它情况按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009取值。

4.2.14 对风荷载较大地区轻型金属围护结构承载力应进行抗风揭试验验证，宜采用动态检测方法。

4.2.15 轻型屋盖结构包括金属屋墙面及屋面围护结构的设计应考虑风荷载、雪荷载以及施工工艺等要求，并给出详细的与钢结构主体结构细部的连接节点。应进行屋面板与檩条连接件强度、变形的设计验算，确保抗风设计安全。

4.2.16 在屋盖的角部、边缘、屋脊等尖锐部位，气流发生分离，形成旋涡脱落、气流再附等现象，应进行抗风揭设计。如确

有必要，可采取进一步的加强构造措施，防止这些屋面板板头被风掀起而产生连锁破坏效应。

4.2.17 跨度大于300m的大跨屋盖围护结构抗风设计，必要时宜考虑脉动风的疲劳验算。

4.2.18 当大跨度屋盖外围护结构体系在建造过程中可能经历比完成状态更不利风荷载时，尚应进行施工阶段抗风验算。

4.3 雪荷载

4.3.1 屋面水平投影面上的雪荷载标准值应按下式计算：

$$s_k = \mu_r s_0 \tag{4.3.1}$$

式中： s_k——雪荷载标准值（kN/m^2）；

μ_r——屋面积雪分布系数；

s_0——基本雪压（kN/m^2）。

4.3.2 基本雪压应按本规范附录E中附表E.5给出的50年重现期的雪压采用；对雪荷载敏感的结构，应按照100年重现期雪压和基本雪压的比值，提高其雪荷载取值。（基本雪压采用100年重现期的雪压值。规范中无对应城市基本雪压值时，应采用相邻最近城市的基本雪压值较大者或当地的气象记录；建设在两城市之间的建筑，其基本雪压应取所有相邻城市中的基本雪压最大值，不按行政区划确定。）

4.3.3 全国各城市的基本雪压值应按本规范附录E中表E.5重现期R为50年的值采用。当城市或建设地点的基本雪压值在本规范表E.5中没有给出时，基本雪压值应按本规范附录E规定的方法，根据当地年最大雪压或雪深资料，按基本雪压定义，通过统计分析确定，分析时应考虑样本数量的影响。当地没有雪压和雪深资料时，可根据附近地区规定的基本雪压或长期资料，通过气象和地形条件的对比分析确定；也可比照本规范附录E中附图E.6.1全国基本雪压分布图近似确定。

4.3.4 山区的雪荷载应通过实际调查后确定。当无实测资料时，可按当地邻近空旷平坦地面的雪荷载值乘以系数1.2采用。（山区的雪荷载应通过实际调查后确定或乘以增大系数。）

4.3.5 当屋面有清雪要求时，应增加雪荷载与不上人屋面活荷载同时组合的荷载设计。

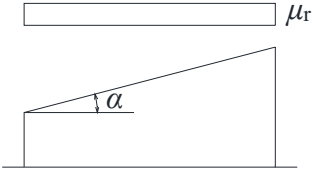
4.3.6 当荷载效应比$R_{s/g}$=1.5s_0/1.3G大于0.25时，按式4.3.1计算得到的雪荷载标准值尚应乘以表4.3.1所示的雪荷载放大系数，其中s_0为当地基本雪压，G为屋面恒荷载。

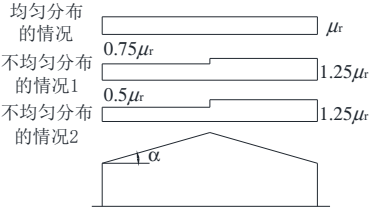
表4.3.6 雪荷载放大系数 s

$R_{s/g}$	0.25＜$R_{s/g}$≤0.5	0.5＜$R_{s/g}$≤1.0	1.0＜$R_{s/g}$≤1.5	1.5＜$R_{s/g}$≤2.5	$R_{s/g}$>2.5
s	1.20	1.40	1.50	1.60	1.70

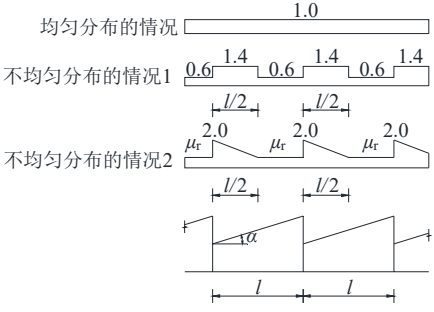
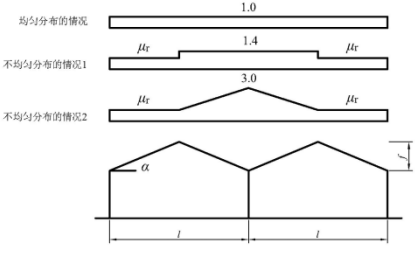
4.3.7 屋面积雪分布系数应根据不同类别的屋面形式，按表采用。

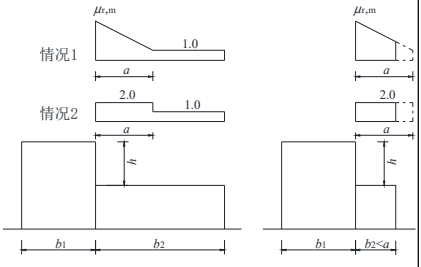
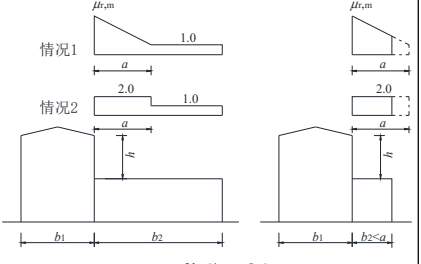
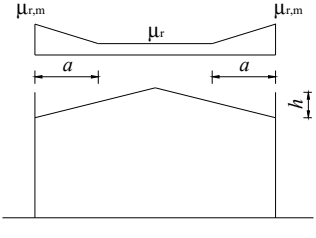
表 4.3.7 屋面积雪分布系数

<table>
<tr><th>项次</th><th>类别</th><th>屋面形式及积雪分布系数μ_r</th><th>备注</th></tr>
<tr><td>1</td><td>单跨单坡屋面</td><td> 

<table>
<tr><td>α</td><td>≤25°</td><td>30°</td><td>35°</td><td>40°</td><td>45°</td><td>50°</td><td>55°</td><td>≥60°</td></tr>
<tr><td>μ_r</td><td>1.0</td><td>0.85</td><td>0.7</td><td>0.55</td><td>0.4</td><td>0.25</td><td>0.1</td><td>0</td></tr>
</table></td><td></td></tr>
<tr><td>2</td><td>单跨双坡屋面</td><td> 
</td><td>μ_r按第1项规定采用</td></tr>
</table>

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数μ_r	备注
3	拱形屋面	均匀分布的情况 μ_r $\mu_r=l/(8f)$ $(0.4\leqslant\mu_r\leqslant0.8)$ 不均匀分布的情况 $\mu_{r,m}$ $0.5\mu_{r,m}$ $l_e/4$ $l_e/4$ $l_e/4$ $l_e/4$ l_e 60° f l $\mu_{r,m}=0.2+10f/l$ $(\mu_{r,m}\leqslant2.0)$	μ_r按第1项规定采用
4	带天窗的坡屋面	均匀分布的情况 1.0 不均匀分布的情况 1.1 0.8 1.1 α	
5	带天窗有挡风板的坡屋面	均匀分布的情况 1.0 不均匀分布的情况 1.0 1.4 0.8 1.4 1.0 α	

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数μ_r	备注
6	多跨单坡屋面（锯齿形屋面）		μ_r按第1项规定采用
7	双跨双坡或拱形屋面		1.μ_r按本表第1项或第3项规定采用； 2.当α不大于25°或f/l不大于0.1时，只采用均匀分布的情况； 3.多跨屋面的积雪分布系数，可按照本项规定采用

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数μ_r	备注
8	与较高建筑相接的低屋面	a) 高跨为水平屋面  $a=2h$ (4m<a<8m) $\mu_{r,m}=(b_1+b_2)/2h$ (2.0≤$\mu_{r,m}$≤4.0) b) 高跨为双坡屋面或拱形屋面  $a=2h$ (4m<a<8m) $\mu_{r,m}=(1.5b_1+b_2)/2h$ (2.0≤$\mu_{r,m}$≤4.0)	高屋面的积雪分布系数按本表第1项、第2项或第3项采用
9	有女儿墙及其他突起物的屋	 $a = 2h$ $_{r,m}=$ h/s_0（1.0≤ $_{r,m}$≤5.0） 为雪的重度（kN/m^3），可取1.5	1. 还应同时考虑本表第2项或第3项的积雪分布的工况； 2. μ_r按本表第1项或第3项规定采用； 3. γ为雪重度，可取为1.5kN/m^3。

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数μ_r	备注
	面		
10	球形屋面	均匀分布 μ_r $\lambda=f/l$；$\mu_r=1/(8f)$ $(0.4\leqslant\mu_r\leqslant1.0)$ 不均匀分布情况 $0.5\mu_{r,m}$ $\mu_{r,m}$ l_e 60° f l $\mu_{r,m}=0.9+1/(16\lambda)$ $(1.0\leqslant\mu_r\leqslant1.5)$	不均匀分布情况时考虑范围 $0.5\mu_{r,m}$ α_1 α_2 $\mu_{r,m}$ $\alpha_1=45°$，$\alpha_2=120°$
11	大跨屋面	$0.8\mu_r$ $1.2\mu_r$ $0.8\mu_r$ $l/4$ $l/2$ $l/4$ l	1. 还应同时考虑本表第2项或第10项的积雪分布的工况； 2. μ_r按本表第1项、第3项或第10项规定采用

设计建筑结构及屋面的承重构件时，应按下列规定采用积雪的分布情况：

1 屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况采用；

2 屋架和拱壳应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利'情况采用；

3 屋面主体结构应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布的最不利情况采用；

4 框架和柱可按全跨积雪的均匀分布情况采用。

4.3.8 当考虑周边环境对屋面积雪分布的有利影响而对积雪分布系数进行调整时，调整系数不应低于0.90。

4.3.9 对外形复杂且无可靠的雪荷载设计取值依据的屋面结构，应进行风雪试验或专门研究。

4.3.10 屋面有突起物时，其引起的局部雪荷载的积雪分布系数μ_1、μ_2可按下式确定：

$$\mu_1 = 1.0，\mu_2 = \gamma h / s0 (1.0 < \mu_2 < 2.0) \tag{4.3.2}$$

式中： γ——积雪重度（kN/m^3），可取为1.5kN/m^3；

h——凸起物高度（m）；

s_0——基本雪压（kN/m^2）。

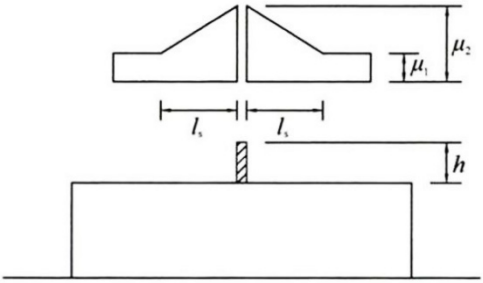


图4.3.1 屋面凸起物引起的局部雪荷载示意图

4.3.11 雪荷载准永久值系数分区为I的地区，宜考虑作用于屋面悬挑边缘的悬挂雪冰荷载，其值可按下式计算：

$$S_e = k s_k^2 / \gamma \tag{4.3.3}$$

式中： S_e——沿屋檐单位长度上的悬挂雪冰荷载kN/m；

s_k——均匀分布工况下的屋面雪荷载标准值（kN/m^2）；

γ——悬挂雪冰的重度（kN/m^3），可取为3kN/m^3；

k——考虑积雪不规则形状的系数，可取为0.5。

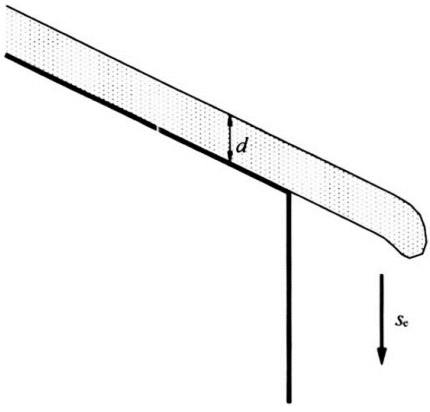


图4.3.2 屋面悬挑悬挂雪荷载示意图

4.3.12 当屋面安装有挡雪装置时，雪荷载侧向力可按下式计算：

$$F_s = s_k b \sin\alpha \tag{4.3.4}$$

式中： F_s——积雪施加于挡雪装置横向单位长度上的力（kN/m）；

s_k——最不利分布下的屋面雪荷载标准值（kN/m^2）；

b——从计算位置到屋脊或上一挡雪装置的水平宽度（m）；

α——屋面相对于水平面的坡度。

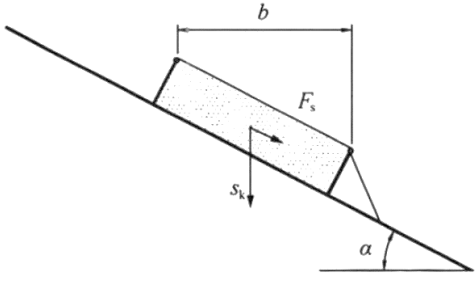


图4.3.3 雪荷载侧向力示意图

4.3.13 在雪荷载较大的地区，钢结构设计时应考虑雪荷载不均匀分布产生的不利影响，特别注意大跨屋面、高低跨屋面、相邻建筑屋面及局部凸出部位、凹陷部位、女儿墙部位的不均匀积雪荷载。天沟部位积雪荷载按照积满水的荷载考虑。

4.4 覆冰荷载

4.4.1 计算结构覆冰荷载时，应根据覆冰厚度及覆冰的物理特性确定其荷载值。

4.4.2 计算有覆冰结构的风荷载时，应考虑覆冰造成的挡风面积增加和阻力系数变化的不利影响，并应评估覆冰造成的动力效应。

4.4.3 当下方可能有行人经过时，应对覆冰坠落风险进行评价并采取相应措施。

4.5 温度作用

4.5.1 在进行钢结构设计过程中，宜考虑极端气温的影响，将基本气温依据当地气候条件适当增加或降低，着重考虑近五年内的气温情况，充分考虑温度作用的影响。

4.5.2 冬期施工应遵循《建筑工程冬期施工规程》与《钢结构工程施工规范》，考虑温度变化对施工过程的影响。

4.5.3 工程验收应遵循相应的规范与标准，确保工程质量。

5 结构体系与构件设计

5.1 平面梁式结构

5.1.1 本节所述平面梁式结构适用于跨度大于12米且采用H型钢或口型钢为主要承重构件的建筑物。

5.1.2 大跨梁式结构应采用框架或排架结构，应有完整的结构抗侧力体系，避免整体或其中一部分失去平衡。

5.1.3 当采用排架结构体系时，应保证在两个主轴方向均具有抗震能力和良好的变形和耗能能力。当跨度大于18米时应进行三向地震作用效应组合计算。

5.1.4 大跨梁式结构屋面宜采用轻型屋面系统，楼面宜采用压型钢板混凝土组合楼板。大跨梁式结构屋面支撑杆件宜采用型钢。

5.1.5 大跨梁式结构的计算模型，应采用屋盖结构与下部结构的协同作用的整体模型进行计算；

5.1.6 大跨度梁式结构计算时应考虑雪荷载不均匀分布产生的不利影响，当体形复杂且无可靠依据时，应通过风雪试验或专门研究确定设计用雪荷载。

5.1.7 大跨梁式结构计算的阻尼比，当下部为钢结构时可取0.02，当下部结构为混凝土时可取0.025~0.035。

5.1.8 大跨度梁式结构的截面抗震验算应符合《抗震设计标准》10.2.13条的要求。

5.1.9 大跨梁式结构应进行抗火设计，保证结构在规定时间内的承载力和整体稳固性。

5.1.10 大跨梁支座结构变形位移，应能保证大跨梁在各种工况荷载作用下的位移变形数值；当采用刚接固定支座时，应当计算温度应力作用对结构的不利影响。

5.1.11 大跨梁式结构加工制作时，应给出预先起拱的要求，起拱大小应视实际需要而定，可取恒荷载标准值加1/2活荷载标准值所产生的挠度值。

5.1.12 大跨度梁当弧取杆沿弧面受弯时宜设置加劲肋，在强度和稳定计算中应考虑其影响。

5.1.13 大跨度梁截面的宽厚比限值应按《钢结构设计标准》3.5.1条和《建筑抗震设计标准》8.3.2条要求执行。

5.2 平面桁架结构

5.2.1 适用范围

1 平面桁架结构适用于在工业与民用建筑的屋盖体系、廊桥体系及农业类建筑屋盖体系。

~~**2** 钢屋架按结构形式可分为梯形屋架、三角形屋架、两铰拱屋架、三铰拱屋架和梭形屋架、矩形屋架。按所采用的材料可分为普通钢屋架、轻型钢屋架。~~

~~**3** 轻型钢屋架适用于18m以下跨度，普通钢屋架适用于18m及以上跨度。~~

2 适用于非抗震地区级抗震设防烈度小于等于9度的地区，跨度不大于36m，单层工业厂房柱顶高度不宜大于20m。

3 吊车起重量小于50t，起重机工作制级别为（A1~A5）,无较大振动设备的一般单层的工业与民用建筑。

4 不适用于按现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046规定的对钢结构具有强腐蚀介质作用的房屋。

5.2.2 结构体系

5.2.2.1 钢结构体系的选用应符合下列原则：

1 在满足建筑及工艺需求前提下，应综合考虑结构合理性、环境条件、节约投资和资源、材料供应、制作安装便利性等因素；

2 常用建筑结构体系的设计宜符合本标准附录A的规定。

3 钢结构的布置应符合下列规定：

a. 应具备竖向和水平荷载传递途径；

b. 应具有刚度和承载力、结构整体稳定性和构件稳定性；

c. 应具有冗余度，避免因部分结构或构件破坏导致整个结构体系丧失承载能力；

d. 隔墙、外围护等宜采用轻质材料。

5.2.2.2 施工过程对主体结构的受力和变形有较大影响时，应进行施工阶段验算。

5.2.3 结构形式

5.2.3.1 钢屋架按结构形式可分为梯形屋架、三角形屋架、两铰拱屋架、三铰拱屋架和梭形屋架、矩形屋架。按所采用的材料可分为普通钢屋架、轻型钢屋架。

1 梯形屋架

a.梯形屋架通常用于荷载和跨度较大的情况，通常用于屋面坡度较为平缓的大型屋面板活长尺压型钢板的屋面，跨度一般为15~36m，柱距6~12m，跨中经济高度为（1/8~1/10）L,当跨度大或者屋面荷载较小时，取小值；跨度小或者屋面荷载大时，取大值 。与柱刚接的梯形屋架，端部高度一般为（1/12~1/16）L,通常取2.0~2.5m；与柱铰接的梯形屋架，端部高度通常取1.5~2.0m，此时，跨中高度可根据端部高度和上弦坡度确定。在多跨房屋中，各跨屋架的端部高度尽可能相同。

b.梯形屋架的斜腹杆一般采用人字式，其倾角宜为35度~55度，支座斜腹杆与弦杆组成的支承节点在下弦时为下承式，在上弦时，为上承式。

c.当屋架跨度较大，且支承柱不高是，梯形屋架宜使人产生压顶的感觉，此时可采用下弦起拱的方式。

2 三角形屋架

a. 三角形通常用于屋面坡度较陡的有檩条体系屋盖，屋面材料为波形石棉瓦、瓦楞铁或短尺压型钢板，屋面坡度一般为1/3或1/2.5,。上弦节间长度通常为1.5m（三角形屋架上、下弦内里变化较大，弦杆内力在支座处最大，跨度小，材料强度不能充分发挥作用），一般宜用中小跨度的轻型屋盖结构。

b. 三角形屋架与柱的连接均为铰接。

c. 三角形屋架的腹杆布置常用芬克式，其腹杆以等腰三角形再分，短杆受压，长杆受拉，节点构造简单，受力合理。当屋架下弦有吊顶或悬挂设备室，可采用斜杆式或人字式的腹杆体系，此种屋架下弦节间长度通常相等。

d. 三角形轻型屋架构建布置和受力特点与普通钢屋架相似。

3 三铰拱屋架和梭形屋架

a. 三铰拱屋架和梭形屋架属于采用圆钢或者小角钢的轻型钢屋架。一般用于夸迪L≤18m，具有起重量Q≤5T轻、中轻级工作制（A1~A5）桥式吊车，且无高温、高湿和强烈侵蚀环境的房屋，以及中小型仓库，农业用温室，商业售货棚等的屋盖。

b. 三铰拱屋架由两根斜梁和一根水平拉杆组成。斜梁有平面桁架式和空间桁架式两种，斜梁的高度与其长度之比为1/12~1/18，空间桁架式斜梁截面的宽度比为1/1.5~1/2.5.其特点是杆件受力合理，斜梁的腹杆长度短，一般为0.6~0.8m，这对杆件受力和截面选择十分有利，并能够充分利用普通圆钢和小角钢。

c. 梭形屋架有平面桁架和空间桁架式两种。屋面坡度一般为1/8~1/12。跨中高度为期跨度的1/9~1/12。一般是上弦为角钢，其余则采用圆钢构成空间桁架结构，具有取材方便、截面中心低、空间刚度好、一般可不设支撑等优点。梭形屋架适用于跨度12~15m，柱距3~6m的中小型工业与民用建筑。屋架的高跨比1/9~1/12。

4 矩形屋架

矩形屋架也称为平行弦屋架。因其上下弦杆平行，腹杆长度一致，杆件类型少，易于满足标准化、工业化生产的要求。矩形屋架在均布荷载作用下，杆件内力分布极不均匀，故材料强度得不到充分利用，不宜用在大跨度建筑中，一般常用于托架或者支撑系统。当跨度较大时，为节约材料，也可采用不同的杆件截面尺寸。

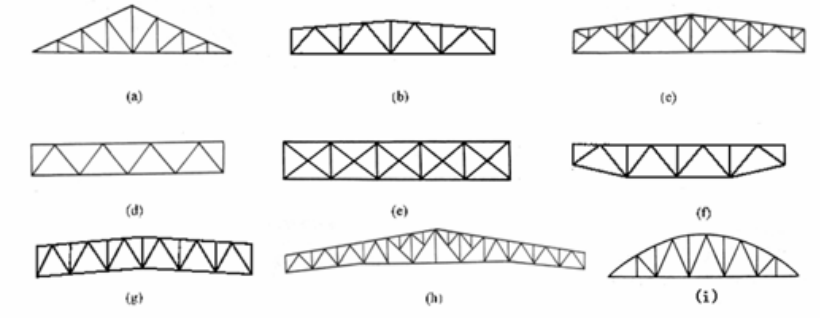


图 8.2 钢桁架的形式

（a）三角形桁架；（b）梯形桁架；（c）再分腹杆式梯形桁架；（d）平行弦桁架；（e）交叉腹杆式平行弦桁架；（f）支座变高的平行弦桁架；（g）人字形桁架；（h）跨中为梯形的人字形桁架（i）拱形桁架

5.2.3.2 屋面有平坡屋面和斜坡屋面两种。平坡屋面有采用大型屋面板的无檩屋盖体系和采用长尺压型钢板的有檩屋盖体系；斜屋面一般为有檩屋盖体系。

屋面坡度i根据所采用的屋面材料可取为：

卷材防水屋面　　i=1/12~1/8

长尺压型钢板和夹芯板屋面　　i=1/20~1/8

波形石棉瓦屋面　　i=1/4~1/2.5

瓦楞铁、短尺压型钢板和夹芯板屋面　　i=1/6~1/3

当采用大型屋面板式，为使荷载作用在节点上，上弦杆的节间长度等于板的宽度，即1.5m或3.0m。当采用压型钢板屋面时，也应使檩条尽量布置在节点上，以免上弦杆受弯。对于跨度较大的梯形屋架，为保证荷载作用于节点，并保持腹杆有适宜的角度和便于节点构造处理，可沿屋架跨中部分布置再分式腹杆。

当大型屋面板的宽度为1.5m或压型钢板屋面的檩距为1.5m时，如采用3.0m的上弦节点长度，可减少节点和杆件数量；但此时屋架上弦杆承受局部弯曲，所需截面尺寸较大，故只能用于屋面荷载较小的情况。

5.2.3.3 梯形钢屋架易采用压型钢板屋面板和冷弯薄壁型钢檩条，预应力混凝土屋面板，分为有檩体系和无檩体系。三角形屋架易采用压型钢板屋面板和冷弯薄壁型钢檩条，一般为有檩体系。桁架侧向稳定由与其相邻的构件保证。

5.2.3.4 桁架分为单跨，双跨和多跨，桁架与柱连接可为刚接或者铰接。柱脚一般为刚接，当桁架与柱连接可为刚接时，柱脚可以铰接。

5.2.3.5 桁架截面宜采取措施，使结构形成稳定体系。

5.2.4 结构计算

5.2.4.1 一般规定

1 平面桁架结构构件安全等级不应低于二级，设计使用年限不低于50年。结构构件重要性系数γ0=1.0

2 屋面荷载，设计时屋面荷载不宜大于6.0KN/㎡。

3 平面桁架跨度不宜大于36米。

5.2.4.2 采用节点板连接的桁架腹杆及荷载作用于节点的弦杆，其杆件截面为双角钢或T型截面，也可采用其他型钢截面。

5.2.4.3 结构的计算模型和基本假定应与构件连接的实际性能相符合，计算桁架杆件轴力时应采用节点铰接假定，一般上弦杆按照压杆计算，下弦杆按照拉杆计算，当风吸力过大时，应验算上弦杆、下弦杆的工作状态，并保证满足相应构件长细比。

5.2.4.4 竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用，其连接的承载力应大于腹杆的承载力，并满足构造要求。4.2.3屋盖横向的水平支撑，纵向水平支撑的交叉斜杆均可按拉杆设计，并取相同的截面面积。

5.2.4.5 当地震烈度8度时，支撑跨度大于24m的屋盖横梁的托架以及设备荷载较大的屋盖横梁，应按照《建筑抗震设计规范》第五章要求计算竖向地震作用。

5.2.4.6 平面桁架计算时应考虑主体结构柱对桁架下弦产生的附加应力。支座连接应安全可靠。

5.2.4.7 桁架按只受上、下弦节点荷载的铰接桁架计算，不计非节点荷载及次应力的影响。

5.2.4.8 平面桁架的轴心受力构件的计算长度和容许长细比，应符合《钢结构设计标准》第7.4章节的相关规定。

5.2.5 构件设计

5.2.5.1 截面类型

应该优先选用具有较大刚度的薄板件或薄肢件组成的截面，但受压（压弯）杆件的板件或肢件应该满足局部稳定的要求

。对于受压的钢管杆件应优先选用回转半径较大、厚度较薄的截面，但应符合截面最小厚度的构造要求；矩形钢管的宽厚比不宜过大，以免出现板件有效宽厚比小于其实际宽厚比较多的不合理现象。

1 角钢截面、槽钢截面：

普通角钢截面不宜小于L50x3,普通双角钢可以采用T形连接或是十字形连接。双角钢T形截面可用于屋架的弦杆和腹杆，十字形截面多用于腹杆。单角钢截面仅用于受力较小的次要腹杆。直接支撑混凝土屋面板的上弦杆，其角钢外伸肢宽度不宜小于75mm。否则，应在支承处增设外伸的水平板，以保证屋面板的支承长度。用填板连接而成的双角钢或双槽钢截面，应该按照组合截面计算，但填板间的距离L不应该超过40i(压杆)和80i(拉杆)。角钢与填板通常用焊脚尺寸为 5mm 或 6mm 侧焊或围焊的角焊缝连接。当屋架上弦杆平面外的计算长度等于或大于平面内的计算长度的2倍时，宜采用短肢相连的不等边角钢组成的T形截面。当上弦杆平面外的计算长度等于平面内的计算长度，或上弦有节间荷载时，宜采用等肢或长肢相连的不等肢角钢组成的T形截面。屋架下弦杆可采用等肢或不等肢角钢组成的T形截面，在用钢量变化不大的情况下，优先选用短肢相连的不等肢角钢组成的T形截面。支座受压斜腹杆，一般采用长肢相连的不等肢角钢组成的T形截面或等肢角钢组成的T形截面。当支座受压斜腹杆在屋架平面内设有再分式腹杆时，宜选用短肢相连的不等边角钢组成的T形截面。与屋架垂直支撑相连的竖杆，一般宜采用等肢角钢组成的十字截面。一般竖杆和腹杆，可采用等肢角钢组成的T形截面。

2 H型钢和部分T形钢：

H型钢截面、T形钢截面适用于内力很大，双角钢不能满足要求的大跨度屋架弦杆。为降低施工难度，宜直接选用热轧H型钢、T形钢，而尽量少采用焊接H型钢、焊接T形钢。

3 管截面：

有圆管和矩形（包括方管）两大类，可用于屋架的弦杆和腹杆。可采用直接相贯焊接节点。钢管不宜小于 D48 x3 。对于大、中跨度的结构,钢管不宜小于 D60 x3.5。

屋架的杆件截面选定好后，应将数量较少、截面较少的规格型号予以适当归并。一般在同一个屋架中，型钢屋架所用型材规格不超过5~6种，钢管屋架所用管材规格不超过3~5种，且相同规格的厚度差不应小于2mm，以避免混料。

5.2.5.2 板(壁)厚

檩条和墙梁应用的冷弯薄壁型钢，壁厚不宜小于2mm。其截面形式主要有Z形卷边和C形卷边两种，当檩条跨度大于10m或屋面荷载较大时，宜采用轻型桁架式檩条或高频焊H型构件。其他普通钢材受力构件不宜小于3mm，钢管壁厚不宜小于 3mm 。

5.2.5.3 板件的宽厚比、长细比

构件翼缘和腹板的截面板件宽厚比、长细比要求应该符合《钢结构设计标准》(GB50017-2017)和《建筑抗震设计规范》（2024年版）（GB50011-2010）的要求。

薄壁构件中受压板件的最大宽厚比、长细比应符合《建筑结构用冷弯薄壁型钢》(JG/T 380-2012)的规定。

支撑体系应该以控制长细比为主。

对于《钢结构设计标准》(GB50017-2017)7.4.6.1条应该修改为：跨度等于或大于50m的桁架，其受压弦杆、端压杆和直接承受动力荷载的受压腹杆的长细比不宜大于120。

对于《钢结构设计标准》(GB50017-2017)7.4.7.7条应该修改为：跨度等于或大于50m的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比，承受静力荷载或间接承受动力荷载时不宜超过300，直接承受动力荷载时不宜超过250.

5.2.5.4 轴心受力构件的计算。

轴心受力构件强度计算、稳定计算应该符合《钢结构设计标准》(GB50017-2017)和《建筑抗震设计规范》（2016年版）（GB50011-2010）的要求。

5.2.6 节点设计

5.2.6.1节点设计基本规定

1 节点设计的极限状态

节点设计应满足承载力极限状态要求，防止节点因强度破坏、局部失稳、变形过大、连接开裂等引起节点失效。当有抗震设防要求时，尚应按照现行国家标准的规定进行地震作用组合验算，其承载力应不低于与其连接构件的承载力，符合结构抗震性能指标的要求。

节点的安全性主要决定于其强度与刚度，应防止焊缝与螺栓等连接部位开裂引起节点失效，或节点变形过大造成结构内力重分配。在抗震设计时，尚应满足“强节点、弱构件”的设计原则。

2 节点连接的承载力

焊接连接与高强度螺栓连接的极限承载力按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017-2017、《建筑抗震设计规范(2016版)》GB50011-2010、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 相关内容计算。

3 节点的构造原则

钢结构的节点设计是结构设计的重要环节。一般应遵循以下原则:

a.节点传力应力求简捷、明了;

b.节点受力的计算分析模型应与节点的实际受力情况相一致，节点构造应尽
量与设计计算的假定相符合;

c.保证节点连接有足够的强度和刚度，避免由于节点强度或刚度不足而导致
整体结构破坏;

d.节点连接应具有良好的延性，避免采用约束程度大和易产生层状撕裂的连
接形式以利于抗震;

e.尽量简化节点构造，以便于加工、安装时的就位和调整，并减少用钢量;

f.尽可能减少工地拼装的工作量，以保证节点质量并提高工作效率。

5.2.7 节点板设计

5.2.7.1 形状：矩形，梯形等。

5.2.7.2 厚度：梯形和平行弦屋架:内力由腹杆传给弦杆，节点板的厚度由腹杆最大内力计算确定，但不得小于6mm；三角形屋架:节点板的厚度由上弦杆内力计算确定，但不得小于6mm。节点板的拉剪破坏计算可按《钢结构设计标准》GB50017-2017第12.2条相关内容计算。位于支座处的节点板厚度按拉剪破坏计算确定并不小于10mm。

5.2.8 支座节点

支座锚栓按构造设置时数量宜为2个~4个，跨度不大于18m的桁架支座锚栓可取2个，跨度大于18m的桁架支座锚栓可取4个，锚栓直径不宜小于24mm;对于受拉锚栓，其直径及数量应按计算确定，并应设置双螺母防止松动。

5.3 门式刚架结构

5.3.1 门式刚架设计的一般规定：

1 结构构件安全等级同主体结构，一般厂房安全等级不低于二级，部分次要构件（马道，设备支架等）不低于三级。

2 材料：外露结构及非外露的不保温建筑。主要构件应采用C级及以上钢材。次要构件（如墙梁，檩条、支撑、系杆、造型及雨棚等）可采用B级钢。

3 屋面应采用轻型屋面。

4 不宜设置女儿墙等挡雪构件。若建筑有女儿墙需求，应间隔一定间距设置洞口或可开启的洞口，以便于屋面清雪。

5 应交代清雪时人员数量及间距，不可集中堆积雪等清雪要求。

6 屋面檩条设计时应额外考虑1KN的集中力，为清雪及维修的安全储备。

7 为保证清雪的安全性，应设置上人爬梯，并应在屋面设置一定数量的安全绳连接卡扣。有条件的可设置检修通道。

8 结构、围护材料、设备及管线应进行集成化设计（应按设备专业提供的屋面或墙面吊挂设备布置情况，给出吊挂支架或预留连接件，减少后期焊接工作）。

9 高度跨或有雨棚区域，为防止雪荷载大面积滑落产生冲击荷载，应在高跨屋檐处设置挡雪设施，挡雪设置应有足够的强度和刚度。

10 门式刚架安装时应重点控制柱垂直度，梁挠度，连接端板螺栓预紧力，连接端板是否变形且贴合紧密，并形成记录文件，安装完成时或验收时需复检该内容。

5.3.2 门式刚架的支撑布置应按照下述规定：

1 对于外露结构及非外露的不保温建筑柱间支撑应与主体结构进行整体计算，考虑温度作用，并按该条件进行下部结构设计。

2 屋面梁的平面外计算长度应取屋面支撑间距

3 门式刚架纵向温度缝设置可采用双柱断开的做法，也可在温度缝位置将檩条，吊车梁和墙梁等纵向构件长圆孔连接，外墙及屋面板采用伸缩盖板的构造做法。

5.3.3 门式刚架计算原则

1 屋面梁的平面外计算长度应取屋面系杆间距（屋面檩条可按压弯构件兼系杆使用）

2 柱计算长度不应小于150，其他受压构件不应小于200.；受拉构件其构件拉力小于10KN，应按受压构件控制长细比。

3 厂房进行跨年度施工时，应考虑施工阶段温度荷载验算，厂房纵向全螺栓连接时，温度作用折减系数0.35。

5.3.4 门式刚架节点

门式刚架梁柱端板连接，梁梁端板连接，高强螺栓计算方案应采用螺栓群中心在端板中心的计算方法。

5.4 空间网格结构

5.4.1 本节所述空间网格结构指按一定规律布置的杆件、构件通过节点连接而构成的空间结构，包括网架、单层或双层网壳、立体管桁架、立体拱架等。

5.4.2 网架宜采用平板形和上弦结构找坡的平板形；网壳结构可采用单层或双层形式，也可采用局部双层形式；网壳可采用柱面、球面、旋转壳顶和椭圆抛物面，不应采用双曲抛物面等易积雪结构形状。

5.4.3 平板网架的网格形式应采用单向折线形四角锥网架；双层网壳结构应选用两向交叉桁架体系，宜由四角锥体系组成，也可采用四角锥、三角锥混合体系组成。

5.4.4 网架结构设计应符合下述规定：

1 网架的网格高度与网格尺寸应根据跨度大小、荷载条件、柱网尺寸、支承情况、网格形式以及构造要求和建筑功能等因素确定，网架的高跨比可取1/10~1/14。网架在短向跨度的网格数不应小于5。确定网格尺寸时宜使相邻杆件间的夹角大于45°且不宜小于30°。

2 网架应采用上弦或下弦支承方式，采用上弦支承时应在设计阶段进行边部腹杆与下部混凝土梁柱构件碰撞校核，支座高度应考虑受压屈曲稳定要求进行设计，支座总高度不应大于550mm；当采用下弦支承时应在支座边形成边桁架。

3 网架结构屋盖应采用轻型屋面，宜采用结构找坡，坡度宜为1/10~1/2，不应小于1/13。当采用混凝土屋盖时，应组织专家进行专项论证。

5.4.5 网壳结构设计应符合下述规定：

1 球面网壳的矢跨比不应小于1/6，双层球面网壳的厚度可取跨度(平面直径)的1/30~1/50；

2 两纵向边支承或四边支承的圆柱面网壳（图3.3.2），壳体的矢高可取跨度L(宽度B)的1/2~1/5；双层柱面网壳的厚度可取宽度B的1/20~1/50；两纵向边支承的单层圆柱面网壳，其跨度(此时为宽度B)不应大于30m。

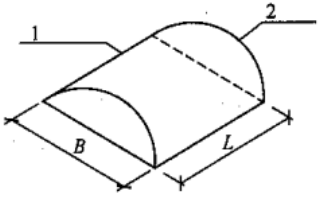


图 3.3.2　圆柱面网壳跨度 L、宽度 B 示意

1—纵向边；2—端边

5.4.6　网架、网壳的支承构造应能沟可靠传递竖向反力，同时应满足不同网架、网壳结构形式所必需的边缘约束条件；边缘约束构件应满足刚度要求，并应与网架、网壳结构一起进行整体计算。各类网架、网壳相应支座约束条件应与支座计算模型应按下列规定执行：

1　平板网架支座跨度小于40m时，当下部支承结构刚度较大时，网架支座计算模型应采用滑动支座，支承点应构造保证能够释放滑动支座水平位移；同时，应考虑施工和使用过程中产生限制支座滑动的不利因素，对网架采用滑动和固定支座包络设计。

2　平板网架支座跨度大于40m且小于60m时，当下部支承结构刚度较大时，计算模型应采用弹性支座，弹性刚度应为橡胶垫板切向刚度，刚度计算方法见《建筑隔震橡胶支座》JG／T 118和《公路桥梁板式橡胶支座》JTT4相关规定；

3　当下部支承结构沿跨度方向为单排柱时，网架应与柱在跨度方向铰接连接，支承点应具备抵抗水平反力及水平位移的约束条件，网架支座计算模型应采用弹性支座，支座刚度应为柱折算侧向刚度；

4　球面网壳支座计算模型应为固定铰支座，支承点应保证抵抗水平位移的约束条件；当球面网壳支座处环向杆件经计算满足承载及变形协调条件时，支座计算模型也可采用为滑动支座，支承点应构造保证能够释放滑动支座水平位移；

5　两纵向边支承的圆柱面网壳厚度按网壳选取时，网壳支座应为固定铰支座，支承点应具备抵抗水平反力及水平位移的约束条件；下部结构刚度较弱时，网壳支座应采用弹性支

座，支座刚度应为下部结构侧向刚度；因条件受限，圆柱面网壳侧边支承点不具备抵抗支座侧向水平位移时，圆柱面网壳厚度应按网架选取，支座刚度按照实际情况进行模拟。

5.4.7 立体桁架和立体拱架设计应符合下述规定：

1 立体桁架的高度可取跨度的1/12~1/14。

2 立体拱架的拱架厚度可取跨度的1/20~1/30，矢高可取跨度的1/3~1/6。当按立体拱架计算时，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，约束条件应考虑下部支承结构折算等效刚度影响。当立体拱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 三管立体拱架任意两管平面内，腹杆应按两端铰接形成面内几何不变体系；四管立体拱架应设置一定数量对角腹杆，保证剖面形成几何不变体系。

4 立体拱架支承于下弦节点时，应设置边桁架和跨中次桁架对整体结构形成可靠的防侧倾体系，曲线形的立体桁架水平约束条件应考虑下部支承结构折算等效刚度应考虑支座水平位移对下部结构的影响。

5 对立体桁架和立体拱架应设置平面外的稳定支撑体系。稳定支撑体系系杆应采用平行弦桁架或三管空间桁架，与交叉支撑或刚性系杆共同设置。

5.4.8 结构计算单元选取应符合下述规定：

1 分析网架结构和双层网壳结构时，可假定节点为铰接杆件只承受轴向力，按压弯、拉弯构件计算强度和稳定；

2 分析立体管桁架时，当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，可假定节点为铰接；当不满足此条件时，应按刚接节点模型计算桁架内力；

3 分析立体管桁架时，圆钢管径厚比(钢管外径与厚度之比)，当作为桁架构件和其他两端铰接的轴心受力构件时，径壁比不应超过100(235/fy,)；当作为受弯构件和压弯构件时，圆钢管不应小于ϕ140×4.5，如按弹性设计时径厚比不应超过80(235/ fy)；如考虑塑性发展，不宜超60(235/ fy)。

4 分析单层网壳时，应假定节点为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、扭矩、剪力等。采用焊接连接节点时，焊接应用内衬管坡口焊接方式。

5.4.9 空间网格结构分析计算模型应符合下述规定：

1 空间网格结构分析时，应考虑上部空间网格结构与下部支承结构的相互影响。空间网格结构设计时应把下部支承结构折算等效刚度作为上部钢结构边界约束条件，并应把上部钢结构折算等效刚度和等效质量作为下部支承结构分析时的条件完成下部结构设计；复杂和重要结构应进行上、下部结构整体分析，上、下部结构连接节点按支座情况设置节点约束与束缚，并应与单独分析模型进行包络设计。

2 分析空间网格结构时，应根据结构形式、支座节点的位置、数量和构造情况以及支承结构的刚度，确定合理的边界约束条件。支座节点的边界约束条件，对于网架、双层网壳和立体析架，应按实际构造采用两向或一向可侧移、无侧移的铰接支座或弹性支座；对于单层网壳，可采用不动铰支座，也可采用刚接支座或弹性支座。对上部空间网格结构单独分析，采用无侧移的铰接支座时应考虑下部支承结构侧向刚度的影响。

5.4.10 空间网格结构在恒荷载与活荷载（雪荷载）标准值作用下的最大挠度值不应超过表1的容许挠度值。

表5.4.1 空间网格结构的容许挠度值

结构体系	屋盖结构（短向跨度）	楼盖结构（短向跨度）	悬挑结构（悬挑跨度）
网架	1/300	1/400	1/150
单层网壳	1/400	-	1/200
双层网壳 立体桁架	1/300	-	1/150

注：网架与立体桁架预先起拱，应做专门研究

5.4.11 构件设计：

1 杆件稳定验算，确定杆件长细比计算长度l_0按《空间网格结构技术规程》表5.1.2采用。

2 杆件的长细比不应超过表2规定的数值。

表5.4.2 杆件的容许长细比[λ]

<table>
<tr><th>结构体系</th><th>杆件形式</th><th>杆件受拉</th><th>杆件受压</th><th>杆件受压与压弯</th><th>杆件受拉与拉弯</th></tr>
<tr><td rowspan="3">网架
立体桁架
双层网壳</td><td>一般杆件</td><td>200</td><td rowspan="3">150</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>支座附近杆件</td><td>180</td></tr>
<tr><td>直接承受动力荷载杆件</td><td>180</td></tr>
<tr><td>单层网壳</td><td>一般杆件</td><td>-</td><td>-</td><td>150</td><td>180</td></tr>
</table>

2 杆件截面的最小尺寸应根据结构的跨度与网格大小按计算确定，不应采用非中心对称的角钢截面和其他截面，采用圆钢管截面时且不应小于φ60×3.5。

3 空间网格结构杆件分布应保证刚度的连续性，沿跨度方向同一网格线上杆件截面规格数目不大于2，沿长度方向同一网格线上杆件截面规格数目不大于3，且受力方向相邻的弦杆其杆件截面面积之比不应超过1.5，多点支承的网架结构其反弯点处的上、下弦杆宜按构造要求加大截面。

5.4.12 空间网格结构节点样式可采用焊接球节点、螺栓球节点、铸钢节点，详细规定及计算方法见《空间网格结构技术规程》相关规定。管桁架结构可采用相贯焊接节点，相关规定见《钢管结构技术规程》CECS280相关规定。

5.4.13 网架、网壳可根据下部支承条件及设计需要选用平板滑动支座、固定铰支座、板式橡胶支座、球铰支座等，构造做法可参考《钢网架结构设计》GBSG531。

5.5 预应力钢结构

5.5.1 索结构形式主要为悬索结构，斜拉结构，张弦结构和索穹顶。建筑应优先选用上凸体型，减少局部雪荷载堆积，索结构积雪分布系数件《索结构技术规程》附录A。

5.5.2 预应力张拉构件应为钢丝束、钢绞线、钢丝绳及钢拉杆，其形成预应力的过程应为张拉、加载、强迫位移等方式，施工前确定施工方案，对不同成形状态的结构进行施工张拉监测，确保张拉态与设计一致。

5.5.3 悬索结构和索穹顶等结构形式，檩条及吊挂设备应设置专门的连接件，不可直接吊挂与索体上。

5.5.4 张弦梁、张弦桁架及张弦拱架缝平面受力结构，应采取措施保证单向结构面外的稳定性，对纵向荷载作用下的支撑体系进行验算。

5.5.5 对于跨越下部支撑结构变形缝的整体屋盖，应采取具有变形能力的支座，保证主体结构及屋盖结构不会因变形产生相互影响。

5.5.6 索结构施工方案应包括施工阶段验算，跨年度施工时，应充分考虑不利荷载作用，其施工阶段验算时荷载重现期可按10年取值。

5.5.7 为保证清雪的安全性，应设置上人爬梯，并应在屋面设置一定数量的安全绳连接卡扣。有条件的可设置检修通道。

5.5.8 预应力结构屋面结构应优先选用轻质屋面材料。

5.5.9 上弦层为空间网格结构时，网格杆件承受荷载时，该杆件应计入受弯影响。

5.5.10 一般的索结构应设定固定的位移监测点，进行安装、张拉、荷载态及使用过程中的变形监测。对于重要的复杂结构，应设置施工及使用阶段内力和变形长期监测。

5.6 索膜结构

5.6.1 基本规定

1 索膜结构的选型应根据建筑的功能与形状，综合考虑工作环境及耐久性的要求，选择合理的结构材料及受力体系。

2 膜面材料、索和边缘支撑构件的使用寿命应满足设计要求。应根据不同工程提出膜材和索产品性能的要求，包括耐气候性强度、耐寒性能等，对于上述产品性能我国尚无标准时，可根据供应商及权威机构的产品性能检测报告确定。

3 对有特殊保温、隔热要求的建筑宜采用双层膜材。在严寒地区，除采用双层膜外，应在内外膜之间采用热稳定性好的轻质保温材料。

4 索膜结构节点构造应符合计算假定，应做到传力路线明确，确保结构整体性能和稳定性，并便于制作和安装施工。锚具和夹具的质量、性能、检验和验收应符合现行国家标准的有关规定。

5 膜结构裁剪时应考虑膜材正交各向异性的力学性能特点，确保膜片拼接方法和受力方向最优。

6 拉索预应力的锚具压缩变形损失、索松弛损失、张拉次序损失和索钢节点摩擦损失应在张拉过程中予以补偿，确保初始预拉力达到设计要求。

5.6.2 设计分析

1 膜结构设计包括初始形态分析、荷载作用计算、裁剪设计、连接节点、支承结构设计等，应结合施工过程进行全过程一体化设计。当计算结果不满足设计要求时，应调整初应力等参数重新进行初始形态分析。

2 索膜结构设计时应考虑雪荷载、风荷载、施工荷载、温度变化和支承结构变形等多种作用，并应根据具体情况考虑施工安装荷载。雪荷载不均匀分布系数可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009及本规范雪荷载有关条款的规定执行。对于重要性大跨度索膜结构，需进行自重+预应力+积雪荷载这种工况验算。

3 索膜结构自重轻，属风敏感结构。对于跨度大于36m膜结构；跨度大于25m的平面索网结构或跨度大于60m的其他类型索结构；体型复杂或重要的索膜结构应进行风洞试验和专门的风振响应计算分析。

4 严寒地区长期暴露在户外的预应力索结构应考虑裹冰荷载的作用。

5 设计大跨度索膜结构屋面时，风吸力特别大的部位应采取加强屋面和索的连接构造等措施，防止屋面发生风揭破坏。

6 索膜结构要确保预张应力符合设计要求，保持足够的刚度，避免局部雪荷载堆积及汇聚的情况出现。应避免膜材在正常使用状态下出现松弛，同时保证索均处于受拉状态。

7 当支承结构为柔性体系或混合体系时需考虑支承结构变形对膜结构内力分布的影响，膜结构设计时应考虑与支承结构的协同工作。应考虑几何非线性和支承结构位移的影响，宜采用整体法分析。

8 气承式膜结构和气肋式膜结构防火设计应通过专门的研究确定并经消防部门审批通过，满足抗火设计要求。

9 气承式膜结构根据功能使用空间需求确定膜顶高度和矢跨比，应合理设计充气系统，确保风机送风量和风口压力满足设计要求，当出现设备故障或突发停电时具备保持气承式膜结构稳定的充气能力的措施。

10 重要性大跨度索膜结构，还应考虑断索、支座沉降等特殊工况的安全性分析。

11 新型索膜结构体系及重大工程宜进行缩尺模型试验，对结构在不同条件下的性能、施工方案的可行性等进行验证。

12 索膜关键节点和支座宜进行有限元建模验算分析，建议采用配套索节点和成品支座。

5.6.3 施工与维护

1 户外拉索应采取可靠的防寒、防水、防腐蚀和耐老化措施。室内拉索应采取可靠的防火和防腐蚀措施。

2 安装完成后进行预应力检查，当存在一定积雪厚度时应采用清雪或者融雪方案，确保雪荷载不超过设计值。在雪荷载较大的地区,应采用较大的膜面坡度和防积雪措施。

3 对大跨度索膜结构或复杂施工环境应进行施工全过程模拟、施工监测和正常使用期间监测。监测内容包括拉索张拉力监测、结构变形监测和环境监测等。监测结果应与数值模拟分析结果实时对比，当出现异常情况时，应立即停止施工，分析原因并采取有效措施后方可继续施工，并记录存档。

4 工程竣工后的半年内，制作安装单位应对索膜结构进行至少1次常规检查和维护，发现索及膜面异常时应采取预张力补强或其他措施。连接件如有松动，应重新拧紧或予以加

固及时处理。此后索膜预应力状态建议每年定期全面检查一次。

5 每年雨季、冬季前应对膜面进行检查、清理，保持膜面排水系统畅通。雪荷载较大地区宜有必要的融雪、除雪应急措施。在强风、冰雹、暴雨和大雪等恶劣天气过程中及过程后，应及时检查膜结构建筑物有无异常现象并采取必要的措施。

6 索膜结构应由具备专业承包资质的施工单位进行施工。在张拉前应由设计单位和施工单位共同确定张拉方案和控制原则，进行预应力施工全过程模拟分析。必要时，设计人员可在现场进行指导和检查，防止结构的局部或整体失稳。

7 膜结构应按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300的规定进行工程验收；与膜结构相关的钢结构分项工程的验收，应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205执行；索结构应按现行国家行业标准《索结构技术规程》JGJ257执行。

5.6.4 索结构节点的承载力和刚度应按《钢结构设计标准》GB 50017的规定进行验算。索结构节点承载力设计值应不小于拉索内力设计值1.25-1.5倍。

5.6.5 索结构节点的构造设计应考虑张拉方式、结构安装偏差等，确保施工准确便利。

5.6.6 拉索的锚固节点应采取可靠、有效的构造措施，保证传力可靠，应保证锚固区的局部承压强度及刚度符合设计要求。

6 节点计算与构造

6.1 强度计算

6.1.1 空间结构节点应按照设计要求计算节点强度，满足承载能力极限状态要求，传力可靠，减少应力集中。

6.1.2 对于节点位移较大、连接杆件较多、构造复杂的重要节点还应通过有限元分析确定其承载能力，宜进行试验验证。

6.1.3 节点的构造设计应尽可能地便于制作、运输、安装、维护。

6.1.4 节点所用钢材应符合相应材料标准，节点质量符合行业质量标准。

6.1.5 空间结构整体稳定性计算中，宜考虑节点刚度影响。

6.1.6 汇交杆件轴线在节点处偏心相交时，要充分考虑节点处局部弯矩的影响。

6.2 构造设计

6.2.1 对于连接板节点，节点板厚度宜根据所连接杆件内力的计算确定，但不得小于7mm。节点板的平面尺寸应考虑制作和装配的误差。

6.2.2 梁柱节点区柱腹板加劲肋或隔板的截面尺寸应由计算确定，其厚度不应小于梁翼缘厚度。

6.2.3 当梁柱采用刚性连接，对应于梁翼缘的柱腹板部位设置横向加劲肋时，节点域应符合下列规定：

1 当横向加劲肋厚度不小于梁的翼缘板厚度时，节点域的受剪正则化宽厚比 不应大于0.8；对单层和低层轻型建筑， 不得大于1.1。

2 当节点域承载力不满足要求时，对H形截面柱节点域可采用下列补强措施：

a. 加厚节点域的柱腹板。腹板加厚的范围应伸出梁的上下翼缘外不小于150mm。

b. 节点域处焊贴补强板加强。补强板与柱加劲肋和翼缘可采用角焊缝连接，与柱腹板采用塞焊连成整体，塞焊点之间的距离不应大于较薄焊件厚度的倍。

c. 设置节点域斜向加劲肋加强，加劲肋厚度不宜小于梁翼缘厚度。

6.2.4 铸钢件壁厚不宜大于150mm，应避免壁厚急剧变化，壁厚变化斜率不宜大于1/6。

6.2.5 铸钢节点可根据实际情况进行检验性试验或破坏性试验。检验性试验时试验荷载不应小于最大内力设计值的1.4倍，破坏性试验时试验荷载不应小于最大内力设计值的2.0倍。

6.2.6 梁或桁架支于砌体或混凝土上的平板支座，应验算下部砌体或混凝土的承压强度，底板厚度应根据支座反力对底板产生的弯矩计算，且不宜小于14mm。

6.2.7 插入式柱脚设计中，实腹柱柱底至基础杯口底的距离不应小于60mm，当有柱底板时，其距离可采用150mm。

6.2.8 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并予以焊透，以实现焊缝与钢管等强，否则应按角焊缝计算。钢管端头可加套管与空心球焊接，套管壁厚不应小于4mm，长度可为30mm~50mm。

6.2.9 螺栓球节点的紧固螺钉宜采用高强度钢材，其直径可取螺栓直径的0.16~0.20倍，且不宜小于3mm。

6.2.10 对于螺栓球节点，杆件端部应采用锥头或封板连接，其连接焊缝的承载力应不低于连接钢管，焊缝底部宽度b可根据连接钢管壁厚取2mm~6mm。

6.2.11 嵌入式毂节点的中心螺栓直径宜采用16mm~20mm，盖板厚度不宜小于5mm。

7 围护结构设计

7.1 屋面板结构

7.1.1 屋面檩条、隅撑、拉条、系杆和压型钢板等冷弯薄壁构件宜选用耐低温性和抗腐蚀性较强的镀铝锌、镀锌、镀镁铝锌等镀层材料，最小镀层厚度应符合现行国家标准《连续热镀锌和锌合金镀层钢板及钢带》GB/T2518的规定。

7.1.2 屋面板结构中的热轧型钢材宜选用耐候性较好的环氧富锌底漆、聚氨酯面漆等防腐涂料，对应温度环境下的腐蚀性等级应参照《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251 和《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046的有关规定。

7.1.3 对保温有较高要求的建筑，围护结构体系宜采用岩棉作为保温材料，其厚度根据建筑功能确定，不宜小于150mm。

7.1.4 低温环境下的屋面围护压型钢板等同主体结构，并按照国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB51022的规定设置温度伸缩缝。

7.1.5 为避免低温下金属板之间的防水密封胶条被冰冻破坏，屋面天沟处宜设置找坡，坡度不宜小于1%，也可考虑三涂一布、五涂一布等专门的防水措施。

7.1.6 在门式刚架屋面板和檩条的设计中，屋面活荷载取值应符合下列原则：

1 屋面活荷载和雪荷载不同时考虑；

2 屋面活荷载的标准值应取0.5kN/m^2；

3 按屋面活荷载与雪荷载的最不利荷载进行设计。

7.1.7 屋面支撑、系杆和具有钢架平面外稳定功能隅撑的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级，按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016的规定采用，耐火等级应与屋顶承重构件相同。

7.2檩条结构

7.2.1 低温环境下，檩条宜采用非焊接连接，应减少因温度变化引起的应力集中，降低结构受损的风险。

7.2.2 当屋面雪荷载较大且风吸力对结构产生不利影响时，可能导致屋面檩条的上翼缘和下翼缘同时出现受压，宜设双层拉条体系。

7.2.3 对于跨度较大的门式刚架，屋面檩条的设计应按照风荷载放大系数的方法考虑风压脉动的增大效应。

7.2.4 檩条的外伸长度由计算确定，边榀刚架不宜设置单面隅撑，可在梁间布置系杆减小钢架柱在平面外的计算长度，满足稳定性要求。

7.2.5 在雪荷载较大的地区，当檩条跨度大于9m时，不宜采用冷弯薄壁型钢，可采用热轧型钢、焊接型钢或桁架。

7.2.6 在风荷载和雪荷载共同作用下，当单侧隅撑无法有效控制檩条侧向变形和扭转时，应在每道檩条处布置双侧隅撑。

8 钢结构防护

8.1 钢结构防火设计要求

8.1.1 钢结构防火设计文件应注明建筑的耐火等级、构件的设计耐火极限、构件的防火保护措施、防火材料的性能要求及设计指标。

8.1.2 钢结构构件的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级，按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016及《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249的规定确定。钢板剪力墙、柱间支撑的设计耐火极限应与柱相同；楼盖支撑的设计耐火极限应与梁相同；按组合楼板设计的钢楼承板的设计耐火极限应与楼板相同，未按组合楼板设计的钢楼承板的设计耐火极限应与吊顶相同；屋盖支撑和系杆的设计耐火极限应与屋顶承重构件相同；屋盖檩条仅作为围护系统的承重构件时，其设计耐火极限应与维护系统相同，檩条为屋盖支撑体系的组成部分时，其设计耐火极限应与屋顶承重构件相同；钢结构节点的设计耐火极限应与被连接构件中设计耐火极限高者相同。

8.1.3 钢结构防火保护设计应根据建筑物或构筑物的用途、场所、火灾类型，选用相应类别的钢结构防火涂料或包覆耐火材料（包括防火板、柔性毡状隔热材料及混凝土金属网抹砂浆或砌筑砌体）。

8.1.4 钢结构防火涂料应具备与设计耐火极限对应的型式检验报告或型式试验报告；钢结构防火涂料性能指标应符合《钢结构防火涂料》GB14907的规定。

8.1.5 钢结构构件的耐火极限所对应的防火涂层厚度可通过耐火试验或耐火验算确定，当耐火试验和耐火验算所得出的数据不一致时，应以两者中数据最大值为准。

8.1.6 当施工所用防火保护材料的等效热传导系数与设计文件要求不一致时，应根据防火保护层的等效热阻相等的原则确定保护层的施用厚度，并应经设计单位认可。

8.1.7 建筑物或构筑物钢结构设计的耐火极限确定后，当设计厚度和型式检验报告或型式试验报告载明的厚度不一致时，应将型式检验报告或型式试验报告载明的厚度作为能够满足钢结构防火需求的防火涂层厚度。

8.2 防火涂装

8.2.1 钢结构涂料涂装应根据构件耐火极限及使用环境选用不同类型的防火涂料。

8.2.2 钢结构防锈漆宜选用环氧类防锈漆，不宜选用调和漆。

8.2.3 设计耐火极限大于1.50h的构件，宜选用非膨胀型钢结构防火涂料或环氧类膨胀型钢结构防火涂料。

8.2.4 设计耐火极限大于1.50h的全钢结构建筑，宜选用非膨胀型钢结构防火涂料或环氧类膨胀型钢结构防火涂料。

8.2.5 除钢管混凝土柱外，设计耐火极限大于2.00h的构件应选用非膨胀型钢结构防火涂料或环氧类膨胀型钢结构防火涂料。

8.2.6 设计耐火极限大于2.00h的钢管混凝土柱，既可选用膨胀型钢结构防火涂料，也可选用非膨胀型钢结构防火涂料。

8.2.7 室内隐蔽钢结构，宜选用非膨胀型防火涂料或环氧类钢结构防火涂料。

8.2.8 室外或露天工程的钢结构应选用室外钢结构防火涂料。

8.2.9 海洋工程及石化工程钢结构建筑，应选用室外非膨胀型钢结构防火涂料或室外环氧类膨胀型钢结构防火涂料。

8.3 钢结构防火涂料加网

8.3.1 防火涂料型式检验报告或型式试验报告标明在防火涂料检测过程中防火涂层内有加网情况，工程应用时应加网施工，加网的材料和规格应与型式检验报告或型式试验报告一致(图3. 3.1)。

8.3.2 当防火涂料型式检验报告或型式试验报告未标明在防火涂料检测过程中防火涂层内有加网情况时，若涂层较厚，宜采取加网施工措施，并宜符合下列规定：

1 非膨胀型钢结构防火涂料涂层厚度大于或等于25mm 时，宜在钢结构防火涂层内加网施工；

2 非环氧类膨胀型钢结构防火涂料涂层厚度大于或等于3mm、环氧类膨胀型钢结构防火涂料涂层厚度大于或等于8mm时，宜在钢结构防火涂层内加网施工。

8.3.3 下列钢结构，若不能提供相应尺寸构件的防火涂料型式检验报告或型式试验报告，应在非膨胀型钢结构防火涂料涂层内加网施工：

1 腹板高度(H)或翼缘宽度(B)大于或等于500mm的H型钢和T型钢构件；

2 腰高度(h)或腿宽度(b)大于或等于500mm的工字钢、槽钢构件；

3 任意一边宽度大于或等于500mm的角钢构件；

4 边长A、B值大于或等于500mm的方形钢管构件、矩形钢管构件；

5 直径大于或等于600mm的钢柱。

8.3.4 钢板剪力墙平面面积大于或等于8m²时，应在钢结构防火涂层内加网施工。

8.3.5 承重柱(包括斜撑)、转换梁、结构加强层桁架的耐火极限大于或等于4.00h时，应在钢结构防火涂层内加网施工。

8.3.6 高层或超高层建筑的避难层或避难间防火涂装时，应在防火涂层内加网施工。

8.3.7 HC火灾或RABT类火灾用防火涂料，当实际工程中所用钢结构构件尺寸大于现行国家标准《钢结构防火涂料》GB14907所采用的标准构件尺寸时，应加网施工。

8.3.8 加网材料宜选用铁丝网、耐碱玻璃纤维网或碳纤维网。

8.4 钢结构包覆防火保护

8.4.1 钢结构的防火保护措施应根据钢结构的结构类型、设计耐火极限和使用环境等因素，按照下列原则确定：

1 防火保护施工时，不产生对人体有害的粉尘或气体；

2 钢构件受火后发生允许变形时，防火保护不发生结构性破坏与失效；

3 施工方便且不影响前续已完工的施工及后续施工；

4 具有良好的耐久、耐候性能。

8.4.2 钢结构的防火保护可采用下列措施之一或其中几种的复(组)合：

1 喷涂(抹涂)防火涂料；

2 包覆防火板；

3 包覆柔性毡状隔热材料；

4 外包混凝土、金属网抹砂浆或砌筑砌体

8.4.3 钢结构采用包覆防火板保护时，应符合下列规定：

1 防火板应为不燃材料，且受火时不应出现炸裂和穿透裂缝等现象；

2 防火板的包覆应根据构件形状和所处部位进行构造设计，并应采取确保安装牢固稳定的措施；

3 固定防火板的龙骨及黏结剂应为不燃材料。龙骨应便于与构件及防火板连接，黏结剂在高温下应能保持一定的强度，并应能保证防火板的包敷完整。

8.4.4 钢结构采用包覆柔性毡状隔热材料保护时，应符合下列规定：

1 不应用于易受潮或受水的钢结构；

2 在自重作用下，毡状材料不应发生压缩不均的现象。

8.4.5 钢结构采用外包混凝土、金属网抹砂浆或砌筑砌体保护时，应符合下列规定：

1 当采用外包混凝土时，混凝土的强度等级不宜低于C20；

2 当采用外包金属网抹砂浆时，砂浆的强度等级不宜低于M5;金属丝网的网格不宜大于20mm,丝径不宜小于0.6mm;砂浆最小厚度不宜小于25mm；

3 当采用砌筑砌体时，砌块的强度等级不宜低于MU10。

8.5 钢结构耐火验算

8.5.1 钢结构应按结构耐火承载力极限状态进行耐火验算与防火设计。

8.5.2 钢结构防火设计方法可分为：基于整体结构的耐火验算及基于构件的耐火验算。跨度不小于60m的大跨度钢结构，宜采用基于整体结构耐火验算的防火设计方法；预应力钢结构和跨度不小于120m的大跨度建筑中的钢结构，应采用基于整体结构耐火验算的防火设计方法。

8.5.3 基于整体结构耐火验算的防火设计方法应考虑结构的热膨胀效应、结构材料性能受高温作用的影响，必要时，还应可考虑结构几何非线性的影响。

8.5.4 基于构件耐火验算的钢结构防火设计方法应符合下列规定：

1 计算火灾下构件的组合效应时，对于受弯构件、拉弯构件和压弯构件等以弯曲变形为主的构件，可不考虑热膨胀效应，且火灾下构件的边界约束和在外荷载作用下产生的内力可采用常温下的边界约束和内力，计算构件在火灾下的组合效应；对于轴心受拉、轴心受压等以轴向变形为主的构件，应考虑热膨胀效应对内力的影响。

2 计算火灾下构件的承载力时，构件温度应取其截面的最高平均温度，并应采用结构材料在相应温度下的强度与弹性模量。

8.5.5 钢结构构件的耐火验算和防火设计，可采用耐火极限法、承载力法或临界温度法，且应符合下列规定：

1 耐火极限法。在设计荷载作用下，火灾下钢结构构件的实际耐火极限不应小于其设计耐火极限，并应按下式进行验算。其中，构件的实际耐火极限可按现行国家标准《建筑构件耐火试验方法第1部分：通用要求》GB/T9978.1、《建筑构件耐火试验方法 第5部分：承重水平分隔构件的特殊要求》

GB/T 9978.5、《建筑构件耐火试验方法第6部分：梁的特殊要求》GB/T9978.6、《建筑构件耐火试验方法 第7部分：柱的特殊要求》GB/T 9978.7 通过试验测定，或按本规范有关规定计算确定。

$$t_m \geq t_d$$

2 承载力法。在设计耐火极限时间内，火灾下钢结构构件的承载力设计值不应小于其最不利的荷载(作用)组合效应设计值，并应按下式进行验算。

$$R_d \geq S_m$$

3 临界温度法。在设计耐火极限时间内，火灾下钢结构构件的最高温度不应高于其临界温度，并应按下式进行验算。

$$T_d \geq T_s$$

8.6 防火保护工程的施工与验收

8.6.1 施工现场应具有健全的质量管理体系、相应的施工技术标准和施工质量检验制度。

8.6.2 钢结构防火保护工程施工的承包合同、工程技术文件对施工质量的要求不得低于本规范的规定。

8.6.3 钢结构防火保护工程的施工，应按照批准的工程设计文件及相应的施工技术标准进行。当需要变更设计、材料代用或采用新材料时，必须征得设计部门的同意、出具设计变更文件。

8.6.4 钢结构防火保护工程施工前应具备下列条件：

1 相应的工程设计技术文件、资料齐全；

2 设计单位已向施工、监理单位进行技术交底；

3 施工现场及施工中使用的水、电、气满足施工要求，并能保证连续施工；

4 钢结构安装工程检验批质量检验合格；

5 施工现场的防火措施、管理措施和灭火器材配备符合消防安全要求；

6 钢材表面除锈、防腐涂装检验批质量检验合格。

8.6.5 钢结构防火保护工程的施工过程质量控制应符合下列规定：

1 采用的主要材料、半成品及成品应进行进场检查验收；凡涉及安全、功能的原材料、半成品及成品应按本规范和设计文件等的规定进行复验，并应经监理工程师检查认可；

2 各工序应按施工技术标准进行质量控制，每道工序完成后，经施工单位自检符合规定后，才可进行下道工序施工；

3 相关专业工种之间应进行交接检验，并应经监理工程师检查认可。

8.6.6 钢结构防火保护工程施工质量的验收，必须采用经计量检定、校准合格的计量器具。

8.6.7 钢结构防火保护工程应作为钢结构工程的分项工程，分成一个或若干个检验批进行质量验收。检验批可按钢结构制作或钢结构安装工程检验批划分成一个或若干个检验批，一个检验批内应采用相同的防火保护方式、同一批次的材料、相同的施工工艺，且施工条件、养护条件等相近。

8.6.8 钢结构防火保护分项工程的质量验收，应在所含检验批质量验收合格的基础上检查质量验收记录。钢结构防火保护分项工程质量验算合格应符合下列规定：

1 所含检验批的质量均应验收合格；

2 所含检验批的质量验收记录应完整。

8.6.9 检验批的质量验收应包括下列内容：

1 实物检查：对采用的主要材料、半成品、成品和构配件应进行进场复验，进场复验应按进场的批次和产品的抽样检验方案执行；

2 资料检查：包括主要材料、成品和构配件的产品合格证(中文产品质量合格证明文件、规格、型号及性能检测报告等)及进场复验报告、施工过程中重要工序的自检和交接检记录、抽样检验报告、见证检测报告、隐蔽工程验收记录等。

8.6.10 检验批质量验收合格应符合下列规定：

1 主控项目的质量经抽样检验应合格；

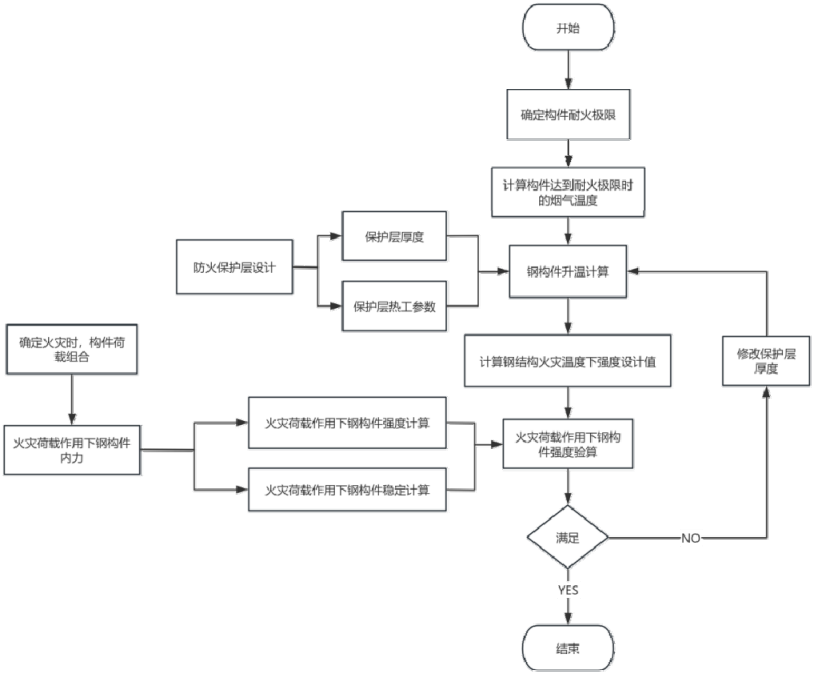
2 一般项目的质量经抽样检验应合格；当采用计数检验时，除有专门要求外，一般项目的合格点率应达到80%及以上，且不得有严重缺陷(最大偏差值不应大于其允许偏差值的1.2倍);

3 应具有完整的施工操作依据和质量验收记录。

8.6.11 钢结构防火保护检验批、分项工程质量验收的程序和组织，应符合现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300的规定：

1 检验批应由专业监理工程师组织施工单位项目专业质量检查员、专业工长等进行验收；

2 分项工程应由专业监理工程师组织施工单位项目专业技术负责人等进行验收。



8.7 防腐设计

8.7.1 进行钢结构防腐涂装的设计与施工时，所依据的大气环境腐蚀作用分类，应符合表8.7.1的规定。

表8.7.1 大气环境腐蚀作用分类

腐蚀作用类别	腐蚀厚度损失（经第1年）（μm）		温性气候下的典型环境示例	
	低碳钢	锌	室外	室内
C1微腐蚀	≤1.3	≤0.1	—	空气洁净的采暖建筑，如办公室、商店、学校、宾馆等。
C2弱腐蚀	＞1.3 ≤25	＞0.1 ≤0.7	低污染水平的大气，大部分是乡村地带	可能发生凝露的不采暖建筑，如仓库、体育馆等。
C3中腐蚀	＞25 ≤50	＞0.7 ≤2.1	城市和工业大气,中度二氧化硫污染，低盐度的沿海地区	高湿度和存在一定空气污染的生产场所,例如:食品加工厂、洗衣房、酿酒厂、乳制品工厂、卫生间等。
C4强腐蚀	＞50 ≤80	＞2.1 ≤4.2	较重污染工业区和中盐度的沿海地区	化工厂、游泳馆、沿海船舶和造船厂
C5很强腐蚀	＞80 ≤200	＞4.2 ≤8.4	高湿度和恶劣大气的工业区域和高含盐度的沿海区域	冷凝和高污染持续发生和存在的建筑及区域

8.7.2 钢结构在除锈处理前，应清除焊渣、毛刺和飞溅等附着物，对边角进行钝化处理，并应清除基体表面可见的油脂和其他污物。

8.7.3 装配式钢结构基层涂装前应符合现行国家标准《涂涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定第1部分:未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T8923.1和《涂涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定第2部分:已涂覆过的钢材表面局部清除原有涂层后的处理等级》GB/T8923.2的有关规定。构件所用钢材的表面初始锈蚀

等级不得低于C级;对薄壁(厚度≤6mm)构件或主要承重构件不应低于B级;同时钢材表面的最低除锈质量等级应符合下列规定：

1 当钢结构表面喷铝及其合金时，除锈等级不应低于Sa3。

2 当采用热浸锌工艺时，除锈等级不应低于Pi。

3 其他情况除锈等级不应低于$Sa2\frac{1}{2}$。

8.7.4 钢结构设计文件中应明确以下内容：

1 涂料防护体系的设计使用年限。

2 钢结构基材的表面处理要求。

3 防腐蚀方法、涂料防护体系及厚度。

8.7.5 钢结构防腐蚀设计工作年限应符合下列规定

1 低工作年限，工作年限应小于7年;

2 中工作年限，工作年限应为7年~15年；

3 长工作年限，工作年限应为16年~25年;

4 超长工作年限，工作年限应为25年以上。

8.7.6 钢结构防腐蚀涂装工程的设计，应综合考虑结构的重要性、所处腐蚀介质环境、涂装涂层使用年限要求和维护条件等要素,并在全寿命周期成本分析的基础上,选用性价比良好的长效防腐蚀涂装措施，重要建筑、大型公共建筑承重钢结构杆件及其节点的防腐蚀设计的年限不应少于25年。

8.7.7 C1~C3腐蚀作用类别室内环境下的钢结构，当采用耐候钢或腐蚀裕量设计时，可不采用其他防腐蚀保护措施。

8.7.8 C4~C5腐蚀作用类别室外环境的承重钢结构可采用腐蚀裕量、耐候钢、涂层防护中任意两种组合进行防腐蚀设计。

8.7.9 涂层涂料宜选用有可靠工程实践应用经验的，经证明耐蚀性适用于腐蚀性物质成分的产品，并应采用环保型产品。当选用新产品时应进行技术和经济论证。防腐蚀涂装同一配套中的底漆、中间漆和面漆应有良好的相容性，且宜选用同一厂家的产品。建筑钢结构常用防腐蚀保护层配套可按本规程附录 H 选用。

8.7.10 高强螺栓连接处的缝隙，应嵌刮耐腐蚀密封膏，外表面应选用和整体结构一样的保护措施。

8.7.11 钢构件与铝合金构件的接触面,应以铬酸锌底涂与配套面涂隔护或绝缘层阻隔,其连接件应采用镀锌紧固件。

8.7.12 当选用的钢结构防火涂层不具有防腐效能时，应在构件表面先涂覆防腐蚀底层涂料、中间层涂料并达到设计厚度后，再涂覆防火涂料及面层涂料，防火涂层应与防蚀涂层有良好的相容性。当钢结构设有防火涂料层，无美观要求时可取消面层涂料。

8.7.13 膨胀型防火涂层表面的防护面涂层干膜厚度不应大于100μm。

8.7.14 钢柱脚埋人地下部分应以强度级别不低于100mm厚C25的密实钢筋混凝土包裹,并高出室内地面不小于50mm;高出室外地面或可能有积水作业室内地面不应小于150mm,顶面接缝应以耐腐蚀型密封胶封。

9 空间结构的抗震与减震设计

9.1 抗震设计

9.1.1 对用作屋盖的网架结构，其抗震验算应符合下列规定：

1 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结构应进行竖向抗震验算，对于其他网架结构均应进行竖向和水平抗震验算;

2 在抗震设防烈度为9度的地区，对各种网架结构应进行竖向和水平抗震验算。

9.1.2 对于网壳结构，其抗震验算应符合下列规定:

1 在抗震设防烈度为7度的地区，当网壳结构的矢跨比大于或等于 1/5 时，应进行水平抗震验算;当矢跨比小于1/5时应进行竖向和水平抗震验算;

2 在抗震设防烈度为8度或9度的地区，对各种网壳结构应进行竖向和水平抗震验算。

9.1.3 在单维地震作用下，对空间网格结构进行多遇地震作用下的效应计算时，可采用振型分解反应谱法;对于体型复杂或重要的大跨度结构，应采用时程分析法进行补充计算。

9.1.4 当采用振型分解反应谱法进行空间网格结构地震效应分析时，对于网架结构宜至少取前10~15个振型，对于网壳结构宜至少取前 25~30个振型，以进行效应组合;对于体型复杂或重要的大跨度空间网格结构需要取更多振型进行效应组合。

9.1.5 在抗震分析时，应考虑支承体系对空间网格结构受力的影响。此时宜将空间网格结构与支承体系共同考虑，按整体分析模型进行计算;亦可把支承体系简化为空间网格结构的弹性支座，按弹性支承模型进行计算。

9.1.6 在进行结构地震效应分析时，对于周边落地的空间网格结构，阻尼比值可取0.02;对设有混凝土结构支承体系的空间网格结构，阻尼比值可取 0.03。

9.1.7 对于体型复杂或较大跨度的空间网格结构，宜进行多维地震作用下的效应分析。进行多维地震效应计算时，可采用多维随机振动分析方法、多维反应谱法或时程分析法。

9.1.8 空间结构及其支承结构应有足够的抗侧力刚度，并应符合下列规定：

1 多遇地震作用下的结构变形不应导致围护结构的损坏、仪器设备不能正常使用，下部支承体系的竖向构件弹性水平变形应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010（2016年版）第5.5节的相关规定。

2 当结构变形不会导致围护体系或设备管线损坏情况时，多遇地震作用下的支承结构的竖向构件弹性水平变形位移限值可适当放松，但应验算罕遇地震作用下的弹塑性水平变形，并符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010（2016年版）第5.5节的有关弹塑性变形限值的规定。

9.1.9 空间结构在重力荷载代表值与多遇竖向地震作用标准值下的组合最大挠度值不宜超过表9.1.1中的限值。结构挠度可扣除起拱值，起拱值可取不大于短向跨度的1/300。

表9.1.1 空间结构挠度限值

结构类型	跨中区域	悬挑结构
桁架、网架、 斜拉结构、张弦结构等	$L/250$	$L/125$
双层网壳、弦支穹顶	$L/300$	$L/150$
拱架、单层网壳	$L/400$	——
单索、索网、双层索系、横向加劲索系	$L/200$	——
索穹顶	$L/250$	——

注:1 表中 L 为短向跨度或者悬挑跨度；

2 单索、索网、双层索系、横向加劲索系及索穹顶取初始预应力状态之后产生的挠度。

9.1.10 空间结构钢构件的长细比，应符合表 9.1.2 的规定。

表9.12 空间结构钢构件的长细比限值

构件类型	受拉	受压	压弯	拉弯
普通构件	250	180	150	250

关键构件	200	150(120)	150(120)	200

注: 1 括号内数值用于8、9度；
2 表列数据不适用于拉索等柔性构件。

9.1.11 空间结构钢构件的板件宽厚比应符合下列规定：

1 普通构件的板件宽厚比不宜大于现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017中的S5级限值；当结构跨度大于120m、悬挑长度大于40m或地震烈度大于7度时，截面板件宽厚比经$\sqrt{\sigma_{\max}/f_y}$修正后不宜大于S4级限值。

2 关键构件的板件宽厚比不宜大于S4级限值。

9.1.12 空间结构的支承结构中，仅承担空间结构的柱构件长细比，轴压比小于0.2时不宜大于150；轴压比不小于0.2时，不宜大于$120\sqrt{235/f_{ay}}$。

9.1.13 空间结构的支承结构中，仅承担空间结构的柱构件的板件宽厚比宜符合下列规定：

1 当柱构件承载力满足2倍地震作用组合下的内力要求时，板件宽厚比不宜大于现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017中的S4级限值；

2 当柱构件承载力满足1.5倍地震作用组合下的内力要求时，板件宽厚比不宜大于表9.4.4中B类限值；

3 其他情况，板件宽厚比不宜大于表9.1.3中A类限值。

表9.1.3 空间结构支承结构中柱构件的板件宽厚比限值

板件名称		A类	B类
H形截面	翼缘b/t	$10\varepsilon_k$	$12\varepsilon_k$
	腹板h_0/t_w	$44\varepsilon_k$	$50\varepsilon_k$
箱形截面	壁板（腹板）间翼缘b_0/t	$33\varepsilon_k$	$37\varepsilon_k$
	腹板h_0/t_w	$44\varepsilon_k$	$48\varepsilon_k$
圆管截面	径厚比D/t	$50\varepsilon_k$	$70\varepsilon_k$

注: 1 $\varepsilon_k=\sqrt{235/f_{ay}}$。

9.1.14 空间结构节点的抗震构造，应符合下列要求：

1 采用节点板连接各杆件时，节点板的厚度不宜小于连接杆件最大壁厚的1.2倍。

2 采用相贯节点时，应将内力较大方向的杆件直通。直通杆件的壁厚不应小于焊于其上各杆件的壁厚。

3 采用焊接球节点时，球体的壁厚不应小于相连杆件最大壁厚的1.3倍。

4 杆件宜相交于节点中心。

9.1.15 空间结构支座的抗震构造应符合下列要求：

1 支座构造形式应传力可靠、连接简单，并符合计算假定。支座及其与支承结构的连接不应先于杆件和其他节点破坏。

2 对于水平可滑动的支座，应保证结构在罕遇地震下的滑移不超出支承面，并应采取限位措施。

3 抗震设防烈度为8、9度时，承压型支座应具有一定的抗拉承载力、采用拉压型构造。

9.1.16 跨度大于120m的网架及多层网壳结构，或跨度大于60m的单层网壳结构，或结构悬挑长度大于40m的钢结构需要布设地震监测台阵，应符合下列要求：

1 对于大跨度结构，监测台阵应能记录到多点地震动输入。

2 大跨空间结构应在主要抗震结构的支座、跨中和其余结构变形控制点布置测点；主要抗震结构应根据结构的受力特点、结构主要振型形态和屈曲形态等综合确定。

9.2 隔震设计方法

9.2.1 大跨空间结构屋盖隔震宜采用摩擦摆隔震支座、蝶形弹簧隔震支座等转动能力较强的钢支座，结构层间隔震或基础隔震宜采用隔震橡胶支座、摩擦摆隔震支座。当采用其他类型隔震支座时，应进行专门研究。

9.2.2 隔震支座性能参数应经过试验确定，安装前应按规定进行抽样检测，安装应预留足够的检查和替换的操作空间。

9.2.3 隔震层设置在有耐火要求的使用空间时，隔震支座及其连接应根据使用空间的耐火等级采取相应的防火措施，且耐火极限不应低于与其连接的竖向构件的耐火极限。

9.2.4 隔震支座整体设计使用年限不应低于隔震结构的设计使用年限，橡胶隔震支座在经历相应设计基准期的耐久试验后，隔震支座刚度、阻尼特性变化不超过初期值的±20%；徐变量不超过支座内部橡胶总厚度的5%。

9.2.5 隔震层应具有足够的水平刚度，满足罕遇地震作用下可靠的传递水平荷载，隔震支座应具有足够的平动和转动变形能力。

9.2.6 隔震层与周围结构及非结构构件之间具有足够的距离，应满足罕遇地震作用下隔震层可自由变形不与周围毗邻结构与非结构构件产生碰撞，隔震的空间结构应具有足够的抗倾覆能力，必要时应进行罕遇地震下整体倾覆承载力的验算。

9.2.7 隔震设计应选择合适的隔震支座、抗风装置以及必要的阻尼装置、限位装置组成隔震层，并设置合理的竖向压力及拔力控制指标、水平向减震系数、温度效应降低目标和位移控制要求。

9.2.8 对于大跨空间隔震结构，应进行设防地震和罕遇地震作用下结构以及隔震层的承载力和变形验算。

9.2.9 除特殊规定外，各类型隔震橡胶支座、弹性滑板支座及隔震构造尚应符合现行国家标准《橡胶支座第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB20688.3、《橡胶支座第5部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB2068.5的相关规定。摩擦摆支座应符合《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358的相关规定。

9.2.10 对于大跨空间结构隔震层经历低温和多次经历高低温荷载时，应考虑温度对于隔震支座性能的削减。

9.2.11 对于大跨空间结构使用功能和使用荷载发生改变时，应进行隔震装置自身和整体结构的强度和变形验算。

9.2.12 大跨空间隔震结构地震效应计算时，应采用包含隔震层下部支承结构的的整体有限元模型并采用多组三向地震动记录和人工地震动记录。

9.2.13 隔震结构自振周期、等效刚度和等效阻尼比，应根据隔震装置对应不同地震烈度作用时的隔震层水平位移值进行计算，可

按设计反应谱进行迭代计算确定，也可采用时程分析法计算确定。

9.2.14 隔震层以上结构应符合下列规定：

1 隔震层以上结构的抗震措施，应根据隔震后上部结构地震作用的降低幅度确定，与抵抗竖向地震作用相关的抗震构造措施不应降低，屋盖结构的抗震构造措施不应降低。

2 考虑温度组合的隔震支座和隔震层的变形应满足隔震支座允许变形的规定。

3 采用层间隔震或基底隔震时，隔震支座不应承担由永久荷载引起的水平推力，隔震支座在风荷载作用下不应出现拉应力。

4 采用屋盖隔震时，隔震支座不宜承担由永久荷载引起的水平推力，应采取措施减少水平推力；应验算隔震支座在风荷载下抗拔承载力，橡胶隔震支座在风荷载作用下不宜出现拉应力，摩擦摆隔震支座在风荷载作用下不应出现拉应力。当抗拔承载力不满足要求时，可增设抗风装置或抗拔装置。

9.2.15 直接支承隔震支座的支承结构应采用隔震结构罕遇地震下的作用效应组合进行承载力验算。

9.2.16 大跨空间结构的隔震层设计应符合下列规定：

1 隔震支座应能有效将隔震层以上结构在罕遇地震作用下荷载传递到下部结构；特殊设防类空间结构的隔震支座应能有效将隔震层以上结构在极罕遇地震作用下荷载传递到下部结构。

2 隔震层抗风装置、抗拉装置、消能器等布置位置应合理，不应妨碍隔震支座的隔震变形。

3 当同一支承处采用多个隔震支座时，应采取措施保证多个隔震支座的协调工作，隔震支座之间的净距应满足安装和更换时所需的空间尺寸要求。

4 隔震支座变形后不应使空间结构与周边相邻结构相碰，宜采取限位措施防止隔震层变形超出设计范围。

5 隔震支座应布置在空间结构支座位置，宜与下部支承结构的竖向受力构件平面位置对应，不能相对应时，应采取可靠的结构转换措施；隔震支座底标高宜相同，必要时可布置在

不同标高位置上，但应采取有效措施保证隔震支座的协同工作。

6 隔震层可选用不同规格、不同类型的隔震支座，水平刚度大隔震支座宜布置在隔震层周边，隔震层中部宜采用水平刚度较小的隔震支座，应充分发挥每个隔震的承载力和水平变形能力，不同隔震支座之间的竖向变形应基本一致，相邻隔震支座之间的竖向变形差不应大于l0/1000，l0为相邻隔震支座中心之间的距离；橡胶类隔震支座不应与摩擦摆等钢支座在同一隔震层混合使用。

7 隔震层的抗风装置、消能器宜对称、分散布置在隔震层的周边。

8 隔震层采用摩擦摆隔震支座时，应考虑支座水平滑动时产生的竖向位移，及其对隔震层和结构的影响。

9 当隔震层采用隔震支座和消能器时，应使隔震层在地震后基本恢复原位，隔震层在多遇地震、设防地震、罕遇地震作用下的水平最大位移所对应的恢复力，均不宜小于隔震层屈服力与摩阻力之和的1.2倍。

9.2.17 罕遇地震作用下隔震支座的竖向受力应符合下列规定。

1 隔震橡胶支座、弹性滑板支座和摩擦摆隔震支座的最大竖向压应力分别不应超过规定的限值。

2 隔震橡胶支座竖向拉应力不应超过规定的限值，且同一地震动加速度时程曲线作用下出现拉应力的支座数量不宜超过支座总数的20%。

3 弹性滑板支座、摩擦摆隔震支座或其他不能承受竖向拉力的支座宜保持受压状态。

9.2.18 隔震层的抗风承载力与风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值的比值不小于1.4，隔震层的抗风承载力由抗风装置和隔震支座的屈服力构成，按屈服强度设计值确定。

9.2.19 空间结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并应按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于1.1。

9.2.20 与隔震支座直接连接的上下部结构、连接件的设计应符合以下规定：

1 设置隔震支座的柱头应计算冲切和局部承压，应设置加密箍筋并应根据需要配置网状钢筋。

2 与隔震支座直接连接的柱墩、柱子、梁、连接件的设计，应考虑隔震支座在罕遇地震下变形后竖向力偏心产生的附加弯矩的影响。

3 隔震支座和阻尼器与上部结构之间连接件的强度和刚度要求应高于隔震支座和阻尼器的要求，应根据隔震支座遭受的最大水平剪力和弯矩进行强度和刚度验算。

4 隔震支座设置宜与上部竖向构件对中布置。当不可避免需要采取偏心布置时，需沿偏心方向设置平衡梁。

9.2.21 隔震层不宜有可燃物，当无法避免，以及隔震层与建筑其他防火分区联通时，应对隔震支座采取防火设计，对隔震支座采用相应的防火措施，且耐火极限不低于与之相连的竖向构件的耐火极限。

9.2.22 空间结构采用隔震后，隔震层以上结构与周边固定物之间的隔离缝应满足以下规定：

1 隔震层以上的上部结构与周围固定物之间应设置竖向完全贯通的水平隔离缝以避免罕遇地震作用下可能的阻挡和碰撞，隔离缝宽度不应小于隔震支座在罕遇地震作用下最大水平位移的1.2倍，且不应小于300mm。对相邻隔震结构之间的隔离缝，缝宽取最大水平位移值之和，且不应小于600mm。对特殊设防类建筑，隔离缝宽度尚不应小于隔震支座在极罕遇地震下最大水平位移。

2 采用层间隔震或屋盖隔震时，外围护结构应在隔震层位置设置完全贯通的水平隔离缝，水平隔离缝的高度不宜小于20mm，并应采用柔性连接进行密封处理。

9.2.23 穿越隔震层的固定设施和管线的应符合下面规定：

1 穿越隔震层的楼梯、扶手、门厅人口、踏步、电梯、地下室坡道、车道人口及其他固定设施，应避免地震作用下可能的阻挡和碰撞，做断开或可变形的构造措施。

2 穿越隔震层的一般管线在隔震层处应采用柔性措施，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度。

3 穿越隔震层的重要管道、可能泄露有害介质或可燃介质的管道，在隔震层处应采用柔性措施，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的1.4倍。

4 利用空间结构钢构件、构件钢筋作避雷针时，应采用柔性导线连接隔震层上部结构和下部结构的钢筋或钢构件，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的1.4倍。

9.3 减震设计方法

9.3.1 大跨空间结构的消能部件布置应符合下列规定：

1 消能部件宜沿结构主轴方向设置，形成均匀合理的结构体系。

2 消能部件宜设置在相对变形或相对速度较大的位置。

3 消能部件的设置位置及连接构造，应便于检查、维护和更换。

9.3.2 空间结构消能减震设计应符合下列规定:

1 消能减震的空间结构总水平地震作用，不得低于6度设防的非消能结构的总水平地震作用。

2 与消能部件相连的梁、柱、空间结构杆件、支座支墩等结构构件应采用罕遇地震下的标准组合效应进行极限承载力验算。

3 消能减震的空间结构应进行多遇地震和罕遇地震下的水平变形验算。

4 消能减震的空间结构，其抗震措施应根据减震后地震作用的降低幅度确定，最大降低程度应控制在1度以内。

9.3.3 空间结构采用减震设计时，消能器应符合下列规定：

1 消能器的设计使用年限不宜小于建筑物的设计使用年限，消能器达到使用年限应及时按一定比例数量抽检其性能，重新确定消能器后续使用年限或更换。

2 消能器应具有良好的抗疲劳和抗老化性能，消能器工作环境应满足现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209的要求，不满足时应作保温、除湿、防紫外线、定期防锈等相应处理。黏弹消能器不得用于低于0℃或高于40℃温度的工作环境。

3 消能器的极限位移应不小于消能器设计位移的1.2倍。速度相关型消能器极限速度应不小于消能器设计速度的1.2倍。

4 在10年一遇标准风荷载作用下，摩擦消能器不应进入滑动状态，金属消能器和屈曲约束支撑不应产生屈服。

5 消能器中非消能构件的材料应达到设计强度要求，设计时荷载应按消能器1.5倍极限阻尼力选取，应保证消能器及附属构件在罕遇地震作用下都能正常工作。

6 消能器在要求的性能检测试验工况下，试验滞回曲线应平滑、稳定。

7 消能器应具有良好的耐久性和环境适应性。

9.3.4 根据主体结构的工作状态，减震结构的地震作用效应计算应采用下列方法：

1 计算模型应包括消能部件，其力学模型参数以试验所得滞回曲线作为计算依据，宜采用空间结构有限元模型进行分析。

2 当主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、线性时程分析法。

3 当主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用等效阻尼比和等效刚度的振型分解反应谱法、线性时程分析法；也可采用非线性时程分析法。

4 当主体结构进入弹塑性状态时，应采用静力弹塑性分析方法或动力弹塑性时程分析方法。

9.3.5 消能减震设计的计算分析，应符合下列规定:

1 当主体结构基本处于弹性工作阶段时，按本规范第4章的规定采用振型分解反应谱法和时程分析法。消能减震结构的地震影响系数可根据消能减震结构的总阻尼比按本规范第 4章采用。

2 消能减震结构的自振周期应根据消能减震结构的总刚度确定，总刚度应为结构刚度和消能部件有效刚度的总和。

3 消能减震结构的总阻尼比应为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和；多遇地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算。

4 对主体结构进入弹塑性阶段的情况，应根据主体结构体系特征，采用静力非线性分析方法或非线性时程分析方法。在非线

性分析中，消能减震结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

5 消能减震结构的层间弹塑性位移角限值，应符合预期的变形控制要求，宜比非消能减震结构适当减小。

9.3.5 消能部件的混凝土部分的耐久性应满足国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定，钢构件的防护应满足国家现行标准《钢结构设计规范》GB50017 的规定。承受竖向荷载作用的消能器应按主体结构竖向承重构件的要求进行防火处理，不承受竖向荷载的消能器可不进行防火处理。

9.3.6 消能减震结构多遇地震作用效应可按振型分解反应谱法计算，位移相关型消能部件刚度贡献宜取多遇地震时的等效刚度，主体结构的附加有效阻尼比宜选取多遇地震计算得到的附加有效阻尼比。

9.3.7 空间结构减震的消能子结构截面抗震验算宜符合下列规定：

1 消能子结构中非消能部件的空间结构杆件、梁、柱和墙构件宜按关键构件设计，并应考虑罕遇地震作用效应和其他荷载作用标准值的效应，其值应小于构件极限承载力。构件作用效应计算时，应考虑构件的弹塑性。

2 消能子结构中非消能部件的空间结构杆件、梁、柱和墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的阻尼力作用，并与罕遇地震下内力组合。

3 消能部件采用高强螺栓或焊接连接时，消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩。

4 消能部件的节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度时消能器引起的阻尼力作用下的截面验算。

5 当消能器的轴心与消能子结构非消能部件构件的轴线有偏差时，非消能部件构件应考虑消能器抗力引起附加弯矩或因偏心作用而引起的平面外弯曲的影响。

9.4 连接构造设计方法

9.4.1 隔震支座与隔震层上、下部结构之间的连接，应能传递罕遇地震下的隔震支座的最大反力，应使隔震支座在达到极限破坏状态时仍不产生连接的破坏。

9.4.2 隔震支座连接螺栓、连接板和相关预埋件的设计应符合现行国家标准《橡胶支座 第3部分:建筑隔震橡胶支座》GB20688.3、《混凝土结构设计规范》GB50010和《钢结构设计标准》GB50017的规定。

9.4.3 设置隔震支座的柱头应有防止局部受压破坏的构造措施。

9.4.4 消能器与主体结构的连接一般分为：支撑型、门架型和墙柱型等，设计时应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择连接形式。

9.4.5 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字形和人字形等布置，不宜采用“K”字形布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽厚比或径厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的要求。

9.4.6 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强度螺栓、焊接或销栓，高强度螺栓及焊接的计算、构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017，《钢结构焊接规范》GB50661、《混凝土结构后锚固技术规范》JGJ145以及《钢结构高强螺栓连接技术规程》JGJ82的规定。

9.4.7 预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性。

9.4.8 消能器与非结构构件之间的连接方式应保证消能器的有效变形空间。

9.4.9 与位移相关型或速度相关型消能器相连的预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板的作用力取值应为消能器极限位移或极限速度下对应阻尼力的1.2倍。

10 施工及验收

10.1 一般规定

10.1.1 大跨度钢结构工程施工单位应具备相应的钢结构工程施工资质，并应有安全、质量和环境管理体系。

10.1.2 大跨度钢结构工程制作和安装应满足设计施工图的要求。施工单位应对设计文件进行工艺性复核；当需要修改设计时，应取得原设计单位同意，并应办理相关设计变更文件。

10.1.3 大跨度钢结构工程施工及质量验收时，应使用有效计量器具，各专业施工单位和监理单位应统一计量标准。钢结构施工用的专用机具和工具，应满足施工要求，并经检验、验收合格。

10.1.4 大跨度钢结构制作、安装中的施工技术管理人员、质量检查人员和操作工人应按要求持证上岗。

10.1.5 大跨度钢结构施工应按下列规定进行质量过程控制：

1 原材料及成品应进行进场验收。凡涉及安全、功能的原材料及半成品，应进行见证取样复验；

2 各工序应按施工工艺要求进行质量控制，实行工序检验；

3 相关各专业工序之间应进行工序交接检验；

4 隐蔽工程在隐蔽前应进行质量验收。

10.1.6 大跨度钢结构工程施工应符合安全生产、文明施工、劳动保护和环境保护等有关国家现行法律法规和标准的规定。

10.1.7 低温环境下材料的性能变化、结构的热膨胀系数，在焊接和其他接合处的材料易产生开裂。应对材料进行适当的加热，以保证施工质量。同时，施工期间的质量监控需要更为严格，确保每一步施工的可靠性。

10.1.8 运输和存储过程中应保温措施，防止在寒冷的环境中钢结构脆性破坏。

10.2 制　作

10.2.1　本章适用于大跨度钢结构制作中零件及部件的加工。

10.2.2　大跨度钢结构零、部件制作过程中必须对进入生产线的所有原材料进行严格的出厂检验。包括但不限于尺寸、材质以及力学和化学成分的检测。所有的原材料满足设计规范要求。

10.2.3　大跨度钢结构的制作要求高度精密和技术性，为了保证整个结构的安全和耐久性，应严格控制尺寸和连接质量。

10.2.4　放样和号料应根据施工详图和工艺文件进行，并应按要求预留余量。

10.2.5　放样和样板（样杆）的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.6　号料的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.7　主要零件应根据构件的受力特点和加工状况，按工艺规定的方向进行号料。

10.2.8　号料后，钢零件和钢部件应按施工详图和工艺要求进行标识。

10.2.9　钢材切割可采用气割、机械切割、等离子切割等方法，选用的切割方法应满足工艺文件的要求。切割后的飞边、毛刺应清理干净。

10.2.10　钢材切割面应无裂纹、夹渣、分层等缺陷和大于1mm的缺棱。

10.2.11　气割前钢材切割区域表面应清理干净。切割时，应根据设备类型、钢材厚度、切割气体等因素选择适合的工艺参数。

10.2.12　气割的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.13　机械剪切的零件厚度不宜大于12.0mm，剪切面应平整。碳素结构钢在环境温度低于-16℃、低合金结构钢在环境温度低于-12℃时，不得进行剪切、冲孔。

10.2.14　机械剪切的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.15 用于相贯连接的钢管件宜采用管子车床或数控相贯线切割机下料，下料时应预放加工余量和焊接收缩量，焊接收缩量可由工艺试验确定。钢管杆件加工的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.16 碳素结构钢在环境温度低于-16℃、低合金结构钢在环境温度低于-12℃时，不应进行冷矫正和冷弯曲。碳素结构钢和低合金结构钢在加热矫正时，加热温度一般为700～800℃，最高温度严禁超过900℃，最低温度不得低于600℃。

10.2.17 当零件采用热加工成型时，根据材料的含碳量，可选择不同的加热温度。加热温度一般应控制在900～1000℃，工艺有要求时，加热温度可控制在1100～1300℃。碳素结构钢和低合金结构钢在温度分别下降到700℃和800℃之前，应结束加工。低合金结构钢应自然冷却。

10.2.18 热加工成型温度应均匀，同一构件不应反复进行热加工。温度冷却到 200℃～400℃时，严禁捶打、弯曲和成型。

10.2.19 矫正后的钢材表面，不应有明显的凹痕或损伤，划痕深度不得大于0.5mm，且不应超过该钢材厚度允许负偏差的 1/2。

10.2.20 钢板、型钢冷矫正和冷弯曲的最小曲率半径和最大弯曲矢高，应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定

10.2.21 钢材矫正后的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.22 边缘加工可采用气割和机械加工方法，对边缘有特殊要求时宜采用精密切割。

10.2.23 气割或机械剪切的零件，需要进行边缘加工时，其刨削量不应小于2.0mm。

10.2.24 边缘加工的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.25 焊缝坡口可采用气割、铲削、刨边机加工等方法，焊缝坡口的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.26 采用铣床进行铣削加工边缘时，加工后的允许偏差应符合GB50755《钢结构工程施工规范》的规定。

10.2.27 制孔可采用钻孔、冲孔、铣孔、铰孔、镗孔和锪孔等方法，对直径较大或长形孔也可采用气割制孔。

10.2.28 利用钻床进行多层板钻孔时，应采取有效的防止窜动措施。

10.2.29 机械或气割制孔后，应清除孔周边的毛刺、切屑等杂物； 孔壁应圆滑，应无裂纹和大于1.0mm的缺棱。

10.2.30 螺栓球成型后表面不应有裂纹、褶皱和过烧。

10.2.31 封板、锥头、套筒表面不得有裂纹、过烧及氧化皮。封板、锥头与杆件连接焊缝质量应满足设计要求，当设计无要求时应符合二级焊缝质量等级标准。

10.2.32 焊接球的半径由钢板压制而成，钢板压成半球后，表面不应有裂纹、褶皱，焊接球的两半球对接处坡口宜采用机械加工，对接焊缝表面应打磨平整。

10.2.33 焊接球的质量应满足设计的要求当设计无要求时应符合二级焊缝质量等级标准。

10.2.34 焊接球表面应光滑平整，局部凹凸不平不应大于1.5mm。

10.2.35 铸钢节点的铸造工艺和加工质量应符合设计文件及相关现行国家标准的要求。

10.2.36 铸钢节点加工宜包括工艺设计、模型制作、浇注、清理、热处理、打磨（修补）、机械加工和成品检验等工序。

10.2.37 复杂的铸钢节点接头宜设置过渡段。

10.2.38 索节点可采用铸造、锻造、焊接等方法加工成毛坯，并经车削、铣削、刨削、钻孔、镗孔等机械加工而成。

10.2.39 索节点的普通螺纹应符合现行国家标准《普通螺纹基本尺寸》GB/T196和《普通螺纹公差》GB/T197中7H/6g的规定，梯形螺纹应符合现行国家标准《梯形螺纹》GB/T5796中8H/7e的规定。

10.3 钢构件组装

10.3.1 本章适用于大跨度钢结构制作及安装中钢构件的组装及加工。

10.3.2 构件组装前，组装人员应熟悉施工详图、组装工艺及有关技术文件的要求，检查组装用的零部件的材质、规格、外观、尺寸、数量等均应符合设计要求。

10.3.3 构件组装应根据设计要求、构件型式、连接方式、焊接方法和焊接顺序等确定合理的组装顺序。

10.3.4 板材、型材的拼接应在构件组装前进行。构件的组装应在部件组装、焊接、校正并经检验合格后进行。构件的隐蔽部位应在焊接、栓接和涂装检查合格后封闭。

10.3.5 焊接H型钢的翼缘板拼接缝和腹板拼接缝的间距不宜小于200mm。翼缘板拼接长度不应小于600mm；腹板拼接宽度不应小于300mm，长度不应小于600mm。

10.3.6 箱形构件的侧板拼接长度不应小于600mm，相邻两侧板拼接缝的间距不宜小于200mm；侧板在宽度方向一般不宜拼接，当宽度超过2400mm 确需拼接时，最小拼接宽度不宜小于板宽的1/4。

10.3.7 热轧型钢可采用直口全熔透焊接拼接，其拼接长度不应小于2倍截面高度且不应小于600mm。动载或设计有疲劳验算要求的应满足其设计要求。

10.3.8 除采用卷制方式加工成型的钢管外，钢管接长时每个节间宜一个接头，最短接长长度应符合下列要求：

1 当钢管直径 d≤800mm时，不小于600mm；

2 当钢管直径d＞800mm时，不应小于1000mm；

3 当钢管采用卷制方式加工成型时，可有若干个接头，但最短接长长度应满足本条第1～2款要求。

10.3.9 钢管接长时，相邻管节或管段的纵向焊缝应错开，错开的最小距离(沿弧长方向)应不小于5倍的钢管壁厚，主管拼接缝与相贯的支管焊缝间的距离不应小于80mm。

10.3.10 钢吊车梁的下翼缘不得焊接工装卡具、定位板、连接板等临时工件。钢吊车梁和吊车桁架组装、焊接完成后在自重荷载下不允许有下挠。

10.3.12 构件组装间隙应符合设计和工艺文件要求，当设计和工艺文件中没有规定时，组装间隙一般不宜大于2.0mm。

10.3.13 焊接构件组装时应预放焊接收缩量，并对各部件进行合理的焊接收缩量分配。对于重要或复杂构件宜通过工艺性试验确定焊接收缩量。

10.3.14 大跨度桁架结构组装时，杆件轴线交点偏移应不大于4mm。

10.3.15 吊车梁和吊车桁架组装、焊接完成后不允许下挠。吊车梁的下翼缘和重要受力构件的受拉面不得焊接工装夹具、临时定位板、临时连接板等。

10.3.16 拆除临时工装夹具、临时定位板、临时连接板等时严禁用锤击，应在距离构件表面3mm～5mm处采用火焰切除，对残留的焊疤应打磨平整，且不得损伤母材。

10.3.17 构件端部加工应在构件组装、焊接完成并经检验合格后进行。

10.3.18 构件的端部铣平加工应符合下列规定：

1 根据工艺要求预先确定端部铣削量，铣削量不宜小于5mm；

2 应按设计文件及现行国家规范《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205要求，控制铣平面的平面度和垂直度。

10.3.19 构件端部铣平后顶紧接触面应有75%以上的面积密贴，用0.3mm的塞尺检查，其塞入面积应小于25%，边缘最大间隙不应大于0.8mm。

10.3.20 钢构件外形矫正宜采取先总体后局部、先主要后次要、先下部后上部的顺序。

10.3.21 构件外形矫正可采用冷矫正和热矫正。当设计有要求时，矫正方法和矫正温度应符合设计要求；当设计无要求时，矫正方法和矫正温度应符合《钢结构工程施工规范》GB50755的规定。

10.4 焊　接

10.4.1 本章适用于大跨度钢结构制作和安装中的焊条电弧焊接、气体保护电弧焊接、埋弧焊接、电渣焊接和栓钉焊接等施工。

10.4.2 大跨度钢结构施工单位应具备现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661规定的基本条件和人员资质。

10.4.3 焊接用施工图的焊接符号表示方法， 应符合现行国家标准 《焊接符号表示》GB/T 324和《建筑结构制图标准》GB/T 50105的有关规定，图中应标明工厂施焊和现场施焊的焊缝部位、类型、坡口形式、焊缝尺寸等内容。

10.4.4 焊缝坡口尺寸应按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的有关规定执行，坡口尺寸的改变应经工艺评定合格后执行。

10.4.5 为了保证焊接的质量，焊接技术人员应具有相应的资格证书。大型重要的钢结构工程，焊接技术负责人应取得中级及以上技术职称并有五年以上焊接生产或施工实践经验。并采用相应的焊接设备和材料。

10.4.6 焊接质量检验人员应接受过焊接专业的技术培训，并应经岗位培训取得相应的质量检验资格证书，严禁无证上岗。

10.4.7 焊缝无损检测人员应取得国家专业考核机构颁发的等级证书，并应按证书合格项目及权限从事焊缝无损检测工作。

10.4.8 焊缝应冷却到环境温度后方可进行外观检测，无损检测应在外观检测合格后进行，具体检测时间应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661的规定。

10.4.9 焊接材料与母材的匹配应符合设计文件的要求及国家现行标准的规定。焊接材料在使用前，应按其产品说明书及焊接工艺文件的规定进行烘焙和存放。

10.4.10 施工单位首次采用的钢材、焊接材料、焊接方法、接头形式、焊接位置、焊后热处理等各种参数及参数的组合，应在钢结构制作及安装前进行焊接工艺评定试验。焊接工艺评定试验方法和要求，以及免予工艺评定的限制条件，应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的有关规定。

10.4.11 焊接施工前，施工单位应以合格的焊接工艺评定结果或采用符合免除工艺评定条件为依据，编制焊接工艺文件，并应包括下列内容：

1 焊接方法或焊接方法的组合；

2 母材的规格、牌号、厚度及覆盖范围；

3 填充金属的规格、类别和型号；

4 焊接接头形式、坡口形式、尺寸及其允许偏差；

5 焊接位置；

6 焊接电源的种类和极性；

7 清根处理；

8 焊接工艺参数精细控制，以适应低温环境。（焊接电流、焊接电压、焊接速度、焊层和焊道分布）；

9 预热温度及道间温度范围；

10 焊后消除应力处理工艺；

11 其他·必要的规定。

10.4.12 焊接时，作业区环境温度、相对湿度和风速等应符合下列规定，当超出本条规定且必须进行焊接时，应编制专项方案：

1 作业环境温度不应低于-10℃；

2 焊接作业区的相对湿度不应大于90%；

3 当手工电弧焊和自保护药芯焊丝电弧焊时，焊接作业区最大风速不应超过8m/s，气体保护电弧焊焊接作业区最大风速不应超过2m/s。

4 焊接工艺的选择应考虑到大跨度钢结构的具体需求和环境条件，温度、湿度等。CO2气体保护焊是现场安装的首选方式，提供良好的保护气氛，减少焊接区域的氧化和夹渣，确保焊缝的质量。焊接时，应采用对称分层的方式进行，即两名焊工对称地对焊缝的每一侧进行分层焊接，以减少焊接过程中的热输入不均匀，防止由于不均匀的加热导致的结构变形。

10.4.13 现场高空焊接作业应搭设稳固的操作平台和防护棚。

10.4.14 焊接前，应采用钢丝刷、砂轮等工具清除待焊处表面的氧化皮、铁锈、油污等杂物，焊缝坡口宜按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的有关规定进行检查。

10.4.15 焊接作业应按工艺评定的焊接工艺参数进行。

10.4.16 当焊接作业环境温度低于 0℃且不低于－10℃时，应采取加热或防护措施，应将焊接接头和焊接表面各方向大于或等

于钢板厚度的2倍且不小于100mm范围内的母材，加热到规定的最低预热温度且不低于20℃后再施焊。

10.4.17 定位焊焊缝的厚度不应小于3mm，不宜超过设计焊缝厚度的2/3；长度不宜小于40mm和接头中较薄部件厚度的4倍；间距宜为300mm～600mm。

10.4.18 定位焊缝与正式焊缝应具有相同的焊接工艺和焊接质量要求。多道定位焊缝的端部应为阶梯状。采用钢衬垫板的焊接接头，定位焊宜在接头坡口内进行。定位焊接时预热温度宜高于正式施焊预热温度20℃～50 ℃。

10.4.19 引弧板、引出板和衬垫板应符合下列规定：

1 当引弧板、引出板和衬垫板为钢材时，应选用屈服强度不大于被焊钢材标称强度的钢材，且焊接性应相近；

2 焊接接头的端部应设置焊缝引弧板、引出板。焊条电弧焊和气体保护电弧焊焊缝引出长度应大于25mm，埋弧焊缝引出长度应大于80mm。焊接完成并完全冷却后，可采用火焰切割、碳弧气刨或机械等方法除去引弧板、引出板，并应修磨平整，严禁用锤击落；

3 钢衬垫板应与接头母材密贴连接，其间隙不应大于1.5mm，并应与焊缝充分熔合。手工电弧焊和气体保护电弧焊时，钢衬垫板厚度不应小于4mm；埋弧焊接时，钢衬垫板厚度不应小于6mm；电渣焊时钢衬垫板厚度不应小于25mm。

10.4.20 预热和道间温度控制应符合下列规定：

1 预热和道间温度控制宜采用电加热、火焰加热和红外线加热等加热方法，并应采用专用的测温仪器测量。预热的加热区域应在焊接坡口两侧，宽度应为焊件施焊处板厚的1.5倍以上，且不应小于100mm。温度测量点，当为非封闭空间构件时，宜在焊件受热面的背面离焊接坡口两侧不小于75mm处；当为封闭空间构件时，宜在正面离焊接坡口两侧不小于100mm处；

2 焊接接头的预热温度和道间温度，应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661 的有关规定。当工艺选用的

预热温度低于现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661的有关规定时，应通过工艺评定试验确定。

10.4.21 焊接顺序应符合下列规定：

1 对接接头、T形接头和十字接头，在构件放置条件允许或易于翻转的情况下，宜双面对称焊接；有对称截面的构件，宜对称于构件中性轴焊接；有对称连接杆件的节点，宜对称于节点轴线同时对称焊接；

2 非对称双面坡口焊缝，宜先焊深坡口侧部分焊缝、然后焊满浅坡口侧、最后完成深坡口侧焊缝。特厚板宜增加轮流对称焊接的循环次数；

3 长焊缝宜采用分段退焊法、跳焊法或多人对称焊接法。

10.4.22 焊接变形的控制应符合下列规定：

1 采用的焊接工艺和焊接顺序应使构件的变形和收缩最小；

2 构件焊接时，宜采用预留焊接收缩余量或预置反变形方法控制收缩和变形，收缩余量和反变形值宜通过计算或试验确定；

3 构件装配焊接时，应先焊收缩量较大的接头、后焊收缩量较小的接头，接头应在约束较小的状态下焊接。，以确保焊接过程中的温度控制。

10.4.23 焊后消除应力处理应符合下列规定：

1 设计文件或合同文件对焊后消除应力有要求时，需经疲劳验算的结构中承受拉应力的对接接头或焊缝密集的节点或构件，宜采用电加热器局部退火和加热炉整体退火等方法进行消除应力处理；仅为稳定结构尺寸时，可采用振动法消除应力；

2 焊后热处理应符合现行行业标准《碳钢、低合金钢焊接构件 焊后热处理方法》JB/T 6046的有关规定。当采用电加热器对焊接构件进行局部消除应力热处理时，应符合下列规定：

a) 使用配有温度自动控制仪的加热设备，其加热、测温、控温性能应符合使用要求；

b) 构件焊缝每侧面加热板（带）的宽度应至少为钢板厚度的3倍，且不应小于200mm；

c) 加热板（带）以外构件两侧宜用保温材料覆盖。

3 用锤击法消除中间焊层应力时，应使用圆头手锤或小型振动工具进行，不应对根部焊缝、盖面焊缝或焊缝坡口边缘的母材进行锤击；

4 采用振动法消除应力时，振动时效工艺参数选择及技术要求，应符合现行行业标准《焊接构件振动时效工艺 参数选择及技术要求》JB/T 10375的有关规定。

5 焊接过程中的环境条件、材料选择、预热、层间温度控制等均应受到严格监控，以确保最终的焊接质量符合设计要求和工程标准。

10.4.24 全熔透和部分熔透焊接接头应符合下列规定：

1 T形接头、十字接头、角接接头等要求全熔透的对接和角接组合焊缝（图1），其加强角焊缝的焊脚尺寸不应小于t/4，设计有疲劳验算要求的吊车梁或类似构件的腹板与上翼缘连接焊缝的焊脚尺寸应为 t/2，且不应大于10mm。焊脚尺寸的允许偏差为0mm～4mm；

2 全熔透坡口焊缝对接接头的焊缝余高，应符合GB50775钢结构施工规范的规定：

3 全熔透双面坡口焊缝可采用不等厚的坡口深度，较浅坡口深度不应小于接头厚度的1/4；

4 部分熔透焊接应保证设计文件要求的有效焊缝厚度。T形接头和角接接头中部分熔透坡口焊缝与角焊缝构成的组合焊缝，其加强角焊缝的焊脚尺寸应为接头中最薄板厚的1/4，且不应超过10mm。

10.4.25 角焊缝接头应符合下列规定：

1 由角焊缝连接的部件应密贴，根部间隙不宜超过2mm；当接头的根部间隙超过2mm时，角焊缝的焊脚尺寸应根据根部间隙值增加，但最大不应超过5mm；

2 当角焊缝的端部在构件上时，转角处宜连续包角焊，起弧和熄弧点距焊缝端部宜大于10mm；当角焊缝端部不设置

引弧和引出板的连续焊缝，起熄弧点距焊缝端部宜大于10.0mm，弧坑应填满；

3 间断角焊缝每焊段的最小长度不应小于40mm，焊段之间的最大间距不应超过较薄焊件厚度的24倍，且不应大于300mm。

10.4.26 塞焊与槽焊应符合下列规定：

1 塞焊和槽焊可采用手工电弧焊、气体保护电弧焊及自保护电弧焊等焊接方法。平焊时，应分层熔敷焊接，每层熔渣应冷却凝固并清除后再重新焊接；立焊和仰焊时，每道焊缝焊完后，应待熔渣冷却并清除后再施焊后续焊道；

2 塞焊和槽焊的两块钢板接触面的装配间隙不得超过1.5mm。塞焊和槽焊焊接时严禁使用填充板材。

10.4.27 电渣焊应符合下列规定：

1 电渣焊应采用专用的焊接设备，可采用熔化嘴和非熔化嘴方式进行焊接。电渣焊采用的衬垫可使用钢衬垫和水冷铜衬垫；

2 箱形构件内隔板与面板 T型接头的电渣焊焊接宜采取对称方式进行焊接；

3 电渣焊衬垫板与母材的定位焊宜采用连续焊。

10.4.28 栓钉焊应符合下列规定：

1 施工单位对其采用的栓钉和钢材焊接应进行焊接工艺评定，其结果应满足设计要求并符合国家现行标准的规定。栓钉焊瓷环保存时应有防潮措施，受潮的焊接瓷环使用前应在120℃~ 150℃范围内烘焙1h～2h。栓钉应采用专用焊接设备进行施焊。

2 每班焊接作业前，应至少试焊3个栓钉，并应检查合格后再正式施焊；

3 当受条件限制而不能采用专用设备焊接时，栓钉可采用焊条电弧焊和气体保护电弧焊焊接，并应按相应的工艺参数施焊，其焊缝尺寸应通过计算确定。

4 栓钉焊接接头外观质量检验合格后进行打弯抽样检查，焊缝和热影响区不得有肉眼可见的裂纹。

10.4.29 焊缝的尺寸偏差、外观质量和内部质量，应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 和《钢结构焊接规范》GB50661的有关规定进行检验。

10.4.30 栓钉焊焊后应进行弯曲试验抽查，栓钉弯曲30°后焊缝和热影响区不得有肉眼可见裂纹。

10.4.31 为了提高大跨度钢结构的耐腐蚀性和耐久性，需要对焊接完成的结构进行表面处理，如进行表面除锈、涂漆等。

10.4.32 焊接完成后，质量控制是确保钢结构安全的关键步骤。应采用超声波无损检测等手段，对焊缝的内部质量进行检查，并由第三方进行检查以保证焊接的质量。包括但不限于非破坏性检测（NDT）、焊接外观和尺寸检查以及桁架的预组装检查。

10.4.33 焊缝金属或部分母材的缺欠超过相应的质量验收标准时，施工单位可以选择局部修补或全部重焊。采用砂轮打磨、碳弧气刨、铲凿或机械等方法彻底清除。焊接修复前，应清洁修复区域的表面。

10.4.34 焊缝缺陷返修应符合下列规定：

1 焊缝焊瘤、凸起或余高过大应采用砂轮或碳弧气刨清除过量的焊缝金属；

2 焊缝凹陷、弧坑、咬边或焊缝尺寸不足等缺陷应进行补焊；

3 焊缝未熔合、焊缝气孔或夹渣等在完全清除缺陷后应进行补焊；

4 焊缝或母材上裂纹应采用磁粉、渗透或其他无损检测方法确定裂纹的范围及深度，应用砂轮打磨或碳弧气刨清除裂纹及其两端各50mm长的完好焊缝或母材，并应用渗透或磁粉探伤方法确定裂纹完全清除后，再重新进行补焊。对于约束度较大的焊接接头上裂纹的返修，碳弧气刨清除裂纹前，宜在裂纹两端钻止裂孔后再清除裂纹缺陷。焊接裂纹的返修，应通知焊接工程师对裂纹产生的原因进行调查和分析，应制定专门的工艺方案后按工艺方案进行；

5 焊缝缺陷返修的预热温度应高于相同条件下正常焊接的预热温度30℃～50℃，并应采用低氢焊接方法和焊接材料进行焊接；

6 焊缝返修部位应连续焊成，中断焊接时应采取后热、保温措施；

7 焊缝同一部位的缺陷返修次数不宜超过两次。当超过两次时，返修前应先对焊接工艺进行工艺评定，并应评定合格后再进行后续的返修焊接。返修后的焊接接头区域应增加磁粉或着色检查。

10.5 钢构件预拼装

10.5.1 本章适用于合同要求或设计文件规定的钢构件预拼装。

10.5.2 预拼装前，单根构件应检查合格；当同一类型构件较多时，可选择一定数量的代表性构件进行预拼装。

10.5.3 钢构件可采用整体预拼装或累积连续预拼装。当采用累积连续预拼装时，两相邻单元连接的构件应分别参与两个单元的预拼装。

10.5.4 采用计算机仿真模拟预拼装时，模拟的构件或单元的外形尺寸应与实物几何尺寸相同。当采用计算机仿真模拟预拼装的偏差超过本标准的相关要求时，应按本章的要求进行实体预拼装。

10.5.5 除有特殊规定外，钢构件预拼装应按设计文件和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205的相关要求进行验收。预拼装验收时，应避开日照的影响。

10.5.6 预拼装场地应平整、坚实；清除地面的障碍物，确保良好的排水系统以防止雨、雪积聚；预拼装所用的支承凳或平台应测量找平，检查时应拆除全部临时固定和拉紧装置，并符合工艺文件要求。重型构件预拼装所用的临时支承结构应进行结构安全验算。

10.5.7 预拼装单元可根据场地条件、吊装设备等选择合适的几何姿态进行预拼装。

10.5.8 钢构件应在自由状态下进行预拼装。

10.5.9 钢构件预拼装应按设计图的控制尺寸定位，并考虑预起拱、焊接收缩量及其他工艺要求。

10.5.10 采用螺栓连接的节点连接件，必要时可在预拼装定位后进行钻孔。

10.5.11 高强度螺栓和普通螺栓连接的多层板叠，应采用试孔器进行螺栓孔通过率检查，并应符合下列规定：

1 当采用比孔公称直径小1.0mm的试孔器检查时，每组孔的通过率不应小于85%；

2 当采用比螺栓公称直径大0.3mm的试孔器检查时，通过率应为100%。

10.5.11 实体预拼装时宜先使用不少于螺栓孔总数10%的冲钉定位，再采用临时螺栓紧固。临时螺栓在一组孔内不得少于螺栓孔数量的20%,且不应少于2个。

10.5.12 预拼装检查合格后，宜在构件上标注中心线、控制基准线等标记，必要时可设置定位器。

10.5.13 当采用计算机仿真模拟预拼装时，应采用正版软件，模拟构件或单元的外形尺寸应与实物几何尺寸相同。

10.5.14 当采用计算机辅助模拟预拼装的偏差超过现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205的有关规定时，应按本规程第13.2节的要求进行实体预拼装。

10.5.15 钢结构组件计算机模拟拼装方法，对制造已完成的构件进行三维测量，用测量数据在计算机中建立构件模型，并进行模拟拼装，检查拼装干涉和分析拼装精度，得到构件连接件加工所需要的信息。

10.5.16 模拟预拼装可采用以下两种方法：

1 图纸理论模拟：按照构件的预拼装图纸要求，将构造的构件模型在计算机中按照图纸要求的理论位置进行预拼装，然后逐个检查构件间的连接关系是否满足产品技术要求，反馈回检查结果和后续作业需要的信息；

2 实物模型模拟：以保证构件间的连接为原则，将构造的构件模型在计算机中进行模拟预拼装，检查构件的拼装位置与理论位置的偏差是否在允许范围内，并反馈回检查结果作为预拼装调整及后续作业的调整信息。

10.5.17 当采用计算机辅助模拟预拼装方法时，模拟拼装构件或单元外形尺寸均应严格测量，测量时可采用全站仪、计算机和相关软件配合进行。

10.5.18 BIM技术的应用，可以在施工前进行精确的三维模拟，以预测和解决施工问题，提高施工效率，降低安全风险。

10.6 紧固件连接

10.6.1 本章适用于钢结构制作和安装中的普通螺栓、扭剪型高强度螺栓、高强度大六角头螺栓、钢网架螺栓球节点用高强度螺栓及拉铆钉、自攻钉、射钉等紧固件连接工程的施工。

10.6.2 钢构件的紧固件连接节点和拼接接头，应在检验合格后进行紧固施工。

10.6.3 钢结构制作和安装单位应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205的规定分别进行高强度螺栓连接摩擦面的抗滑移系数试验和复验；安装现场处理的摩擦面应单独进行摩擦面抗滑移系数试验，其结果应符合设计要求。当高强度螺栓连接节点按承压型连接或抗拉型连接进行强度设计时，可不进行摩擦面抗滑移系数的试验和复验。

10.6.4 连接件螺栓孔应按《钢结构工程施工规范》GB50755规定进行加工，螺栓孔的精度、孔壁表面粗糙度、孔径及孔距的允许偏差等应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205的规定。

10.6.5 螺栓孔孔距超过相关规范的允许偏差时，可采用与母材相匹配的焊条补焊，并经无损检测合格后重新制孔，每组孔中经补焊重新钻孔的数量不得超过该组螺栓数量的20％。

10.6.6 高强度螺栓连接处的摩擦面可根据设计抗滑移系数的要求选择处理工艺，抗滑移系数必须满足设计要求。采用手工砂轮打磨时，打磨方向应与受力方向垂直，且打磨范围不小于螺栓孔径的4倍。

10.6.7 经表面处理后的高强度螺栓连接摩擦面应符合下列规定：

1 连接摩擦面保持干燥清洁，不应有飞边、毛刺、焊接飞溅物、 焊疤、氧化皮、污垢等；

2 经处理后的摩擦面采取保护措施，不得在摩擦面上做标记；

3 若摩擦面采用生锈处理方法时，安装前应以细钢丝刷垂直于构件受力方向刷除摩擦面上的浮锈。

10.6.8 高强度大六角头螺栓连接副和扭剪型高强度螺栓连接副均由一个螺栓、一个螺母和一个垫圈组成。

10.6.9 高强度螺栓连接前，需要对连接部位的清洁度和尺寸进行检查，以确保连接的可靠性。

10.6.10 高强度螺栓和焊接并用的连接节点，当设计文件无规定时，宜按先螺栓紧固后焊接的施工顺序。

10.6.11 高强度螺栓连接副的初拧、复拧、终拧应在24小时内完成。

10.7 大跨度钢结构安装

10.7.1 本章适用于大跨度空间结构及高耸钢结构等工程的安装。

10.7.2 钢结构安装现场应设置专门的构件堆场，并应采取防止构件变形及表面污染的保护措施。安装场地地面整平、清理保证足够的空间和平稳的作业环境。

10.7.3 安装前，应按构件明细表核对进场的构件，检验产品合格证；工厂预拼装的构件在现场组对时，应根据预拼装记录进行。并且所有的标识和编号都应与设计图纸相符。

10.7.4 构件吊装前应清除表面上的油污、冰雪、泥沙和灰尘等杂物，并应做好轴线和标高标记。

10.7.5 钢结构安装应根据特点按照合理顺序进行，并形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支撑结构或临时措施。

10.7.6 钢结构吊装宜在构件上设置专门的吊装耳板或吊装孔。设计文件无特殊要求时，吊装耳板和吊装孔可留在构件上，去除耳板时，可采用火焰切割或碳弧气刨方式在离母材3mm～5mm位置切除，严禁采用锤击方式去除。

10.7.7 构件在运输、装卸、安装过程中应保护，防止损坏。被损坏的涂层部分及安装连接处，均应补涂。结构的面层涂装应在安装之后进行。

10.7.8 钢结构在吊装中，大型构件和细长构件的吊点位置和吊环、绳索设置应符合设计和施工方案的要求。采用单元拼装施工时，每一独立单元应具有足够的空间刚度和可靠的稳定性。

10.7.9 钢结构的柱、梁、网架、屋架、支撑等主要构件安装就位后，应立即校正固定。当天安装的构件应形成稳定的空间体系。

10.7.10 钢结构安装校正时应分析温度、日照和焊接变形等因素对结构变形的影响。

10.7.11 安装时，必须控制屋面、楼面、平台等的施工荷载，施工荷载和冰雪荷载等严禁超过梁、桁架、楼面板、屋面板、平台铺板等的承载能力。

10.7.12 吊车梁或直接承受动力荷载的梁其受拉翼缘、吊车桁架或直接承受动力荷载的桁架其受拉弦杆上不得焊接悬挂物和卡具等。受压弦杆严禁焊接悬挂物和卡具等。

10.7.13 安装的测量校正、高强度螺栓安装、负温下施工及焊接工艺等，应在安装前进行工艺试验或评定。

10.7.14 大跨度钢结构安装宜采用大型吊车、起重机等重型设备吊装。除了主吊车，需要准备其他的辅助设备，起重工、安全网、吊具、支撑设备等，确保起吊和就位的安全性和准确性。所有的设备都需要经过严格的检查和试验，确保它们的性能可靠，能够适应即将进行的繁重任务。钢结构安装选用非定型产品作为起重设备时，应编制专项方案，并应经评审后组织实施。

10.7.15 起重设备应根据结构特点、现场环境、作业效率等因素综合确定。

10.7.16 起重设备需要附着或支撑在结构上时，应征得设计单位的同意，并应进行结构安全验算。

10.7.17 钢结构吊装作业必须在起重设备的额定起重范围内进行。

10.7.18 钢结构吊装不宜采用抬吊。当构件重量超过单台起重设备的额定起重量范围时，构件可采用抬吊的方式吊装。采用抬吊方式时，应符合下列规定：

1 起重设备应进行合理的负荷分配，构件重量不得超过两台起重设备额定起重重量总和的75％，单台起重设备的负荷量不得超过额定起重重量的80％；

2 吊装作业应进行安全验算并采取相应的安全措施，应有经批准的抬吊作业专项方案；

3 吊装作业应保持两台起重设备升降和移动同步，两台起重设备的吊钩、滑车组均应基本保持垂直状态。

10.7.19 用于吊装的钢丝绳、吊装带、卸扣、吊钩等吊具应经检查合格，并应在其额定许用荷载范围内使用。

10.7.20 为了确保吊索的安全稳定，必须保持吊索与水平面的夹角不小于45°，严格禁止过载吊装，使用规定的吊具以确保安全。

10.7.21 钢结构安装前应对建筑物的定位轴线、基础轴线和标高、地脚螺栓位置等进行检查，并应办理交接验收。当基础工程分批进行交接时，每次交接验收不应少于一个安装单元的柱基基础，并应符合下列规定：

1 基础混凝土强度应达到设计要求；

2 基础周围回填夯实应完毕；

3 基础的轴线标志和标高基准点应准确、齐全。

10.7.22 基础顶面直接作为柱的支承面、基础顶面预埋板（或支座）作为柱的支承面时，其支承面、地脚螺栓（锚栓）的允许偏差应符合《钢结构工程施工规范》GB50755的规定。

10.7.23 钢柱脚采用钢垫板作支承时，应符合下列规定：

1 钢垫板面积应根据混凝土抗压强度、柱脚底板承受的荷载和地脚螺栓（锚栓）的紧固拉力计算确定；

2 垫板应设置在靠近地脚螺栓（锚栓）的柱脚底板加筋板或柱肢下，每根地脚螺栓（锚栓）侧应设1组～2组垫板，每组垫板不得多于5块；

3 垫板与基础顶面和柱底面的接触应平整、紧密；当采用成对斜垫板时，其叠合长度不应小于垫板长度的2/3；

4 柱底二次浇灌混凝土前垫板间应焊接固定。

10.7.24 锚栓及预埋件安装应符合下列规定：

1 宜采取锚栓定位支架、定位板等辅助固定措施；

2 锚栓和预埋件安装到位后，应可靠固定，当锚栓埋设精度较高时，可采用预留孔洞、二次埋设等工艺；

3 锚栓应采取防止损坏、锈蚀和污染的保护措施；

4 钢柱地脚螺栓紧固后，外露部分应采取防止螺母松动和锈蚀的措施；

5 当锚栓需要施加预应力时，可采用后张拉方法，张拉力应符合设计文件的要求，并应在张拉完成后进行灌浆处理。

10.7.25 对大型、重型或特殊构造的钢结构构件应事前针对构件特点、行车路线的实际情况，运输和装卸设备的性能编制运输方案。

10.7.26 运输钢构件时，应根据钢构件的长度、重量选用车型，钢构件在运输时应视构造特点进行绑扎，必要时应设置临时夹具、胎具或加固。钢构件在运输车辆上的支点、两端伸出的长度及绑扎方法应保证钢结构不产生变形，不损伤涂层。

10.7.27 为了保证钢构件的安全，在包装阶段需根据构件的特点进行合适的包装。使用缓冲的包装材料来防止运输中的碰撞和撞击。还应进行防潮、防锈处理，并采取编号和标记，以便于现场的快速识别和使用。

10.7.28 钢结构安装前应对钢构件的质量进行检查，发现缺陷变形应分析研究制定相应的处理措施，然后进行矫正或修复。

10.7.29 钢柱安装应符合下列规定：

1 柱脚安装时，锚栓宜使用导入器或护套；

2 首节钢柱安装后应及时进行垂直度、标高和轴线位置校正；校正合格后钢柱应可靠固定，并应进行柱底二次灌浆，灌浆前应清除柱底板与基础面间杂物；

3 首节以上的钢柱定位轴线应从地面控制轴线直接引上，不得从下层柱的轴线引上，钢柱校正垂直度时，应确定钢梁接头焊接的收缩量，并应预留焊接收缩量变形值；

4 倾斜钢柱可采取三维坐标测量进行测校，也可采用柱顶投影点结合标高进行测校，校正合格后宜采用刚性支撑固定。

5 钢柱的安装从结构的一端开始，逐步向另一端推进，并采用综合安装方法。首先进行的是基础层面的安装，如支撑面的设置，然后是支撑系统的安装，包括钢柱和钢梁的构建。安装过程中，要确保每一个构件的安装都具有足够的稳定性，以防止任何的结构变形或不平衡。

10.7.30 钢梁安装应符合下列规定：

1 大跨度钢梁的安装过程中，需要控制安装过程中的温度和变形。在大跨度梁的合拢过程中，温度变化会导致型钢发生变形，从而影响对接的精度。为了防止这种情况的发生，需要用精准的焊接和精准的温度控制来确保合拢的成功。

2 钢梁宜采用两点起吊；当单根钢梁长度大于21m，采用两点吊装不能满足构件强度和变形要求时，宜设置3个～4个吊装点或采用平衡梁吊装，吊点位置应通过计算确定；

3 钢梁可采用一机一吊或一机串吊的方式吊装，就位后应立即临时固定连接；

4 钢梁面的标高及两端高差可采用水准仪与标尺进行测量，校正完成后应进行永久性连接。

5 主梁的定位需要进行初调、终调，以确保结构的精度。

10.7.31 支撑安装应符合下列规定；

1 交叉支撑宜按从下到上的顺序组合吊装；

2 无特殊规定时，支撑构件的校正宜在相邻结构校正后进行；

3 屈服约束支撑应按设计文件和产品说明书的要求进行安装。

10.7.32 桁架（屋架）安装应符合下列规定：

1 钢桁架（屋架）可采用整榀或分段安装；

2 钢桁架（屋架）在起扳和吊装过程中应防止变形；

3 单榀钢桁架（屋架）应采用缆绳或刚性支撑增加侧向临时约束。

10.7.33 由多个构件在地面组拼的重型组合构件吊装时，吊点位置和数量应经计算确定。

10.7.34 后安装构件应根据设计文件或吊装工况的要求进行安装，其加工长度宜根据现场实际测量确定；当后安装构件与已完成结构采用焊接连接时，应采取减少焊接变形和焊接残余应力措施。

10.7.35 大跨度空间钢结构可根据结构特点和现场施工条件，采用高空散装法、分条或分块吊装法、滑移法、单元或整体提升（顶升）法、整体吊装法、折叠展开式整体提升法、高空悬拼安装法等安装方法；

10.7.36 空间结构吊装单元的划分应根据结构特点、运输方式、起重设备性能、安装场地条件等因素确定；

10.7.37 大跨度空间钢结构施工应分析环境温度变化对结构的影响。

10.7.38 大跨钢结构进行人员分工，确保每个人明确自己的工作内容和安全责任。对桁架结构进行附着物清理，并由施工员、安全员全面查验，进行试吊和吊运，以检验吊装设备的性能和操作流程的正确性。

10.7.39 安装限位器，确保桁架的位置正确，防止水平位移，对已安装的大跨度钢结构进行质量检查，确保符合设计要求和安全标准。

10.7.40 建立以钢结构桁架挠度变形为监测内容的自动化监测系统，实现24小时不间断监测，数据采集时间间隔可根据需求进行自定义设置，每间隔30分钟进行一次采集，钢结构桁架卸荷、滑移、加载阶段每间隔10s进行一次采集。但是桁架挠度观测频次是正常情况下对钢结构桁架的观测，当桁架出现变形加快时， 需要增加观测频次定期检查和记录监测数据，对于异常情况要及时采取措施进行调整。

10.7.41 施工顺序和工艺:在大跨度钢结构的安装过程中，应按照预定的工艺流程进行操作：

1 平整场地：按照吊装方案吊车布置图，对选定架设吊车区域进行场地平整，地基承载情况查验。

2 路基板铺设;每条支腿下沿纵向铺设两块1200mm×5000mm×50mm 路基板（每条支腿受力面积不小于12m2），支腿撑板（1500mm×1500mm）设置于两路基板中央位置，路基板应铺 设在坚实平整的承载面。

3 吊车架设、人员就位、附着物清理、试吊、吊运、限位器安装、脱钩收工，以确保整个安装过程的安全和技术的应用。

10.7.42 对所有的安装结构进行最终的检查和确认，确保没有安全隐患。进行结构的最后加固和完善，如需要的话进行二次灌浆。清除现场，并进行安全评估，确保无残留安全风险。

10.7.43 索（预应力）结构施工应符合下列规定：

1 施工前应对钢索、锚具及零配件的出厂报告、产品质量保证书、检测报告以及索体长度、直径、品种、规格、色泽、数量等进行验收，验收合格后再进行预应力施工；

2 索（预应力）结构施工张拉前，应进行全过程施工阶段结构分析，并应以分析结果为依据确定张拉顺序，编制索（预应力）施工专项方案；

3 索（预应力）结构施工张拉前，应进行钢结构分项验收，验收合格后方可进行预应力张拉施工；

4 索（预应力）张拉应符合分阶段、分级、对称、缓慢匀速、同步加载的原则，并应根据结构和材料特点确定超张拉的要求；

5 索（预应力）结构宜进行索力和结构变形监测，并应形成监测报告。

10.7.44 高耸钢结构安装应符合下列规定：

1 高耸钢结构可采用高空散装（单元）法、整体起板法和整体提升（顶升）法等安装；

2 高耸钢结构采用整体起板法安装时，提升吊点的数量和位置应通过计算确定，并应对整体起板过程中结构不同施工倾斜位置或倾斜状态进行结构安装验算；

3 高耸钢结构安装的标高和轴线基点向上传递时，应对风荷载、环境温度和日照等对结构变形的影响进行分析。

10.7.45 钢结构及钢网架的安装，采用整体提升、整体吊装或积累滑移等方法时，应搭设临时支撑或滑移架与脚手架。在钢结构主体结构安装形成空间稳定体系并完成所有焊接连接工作后，需要对临时支撑结构进行卸载。卸载时支撑力的释放，应使结构最终达到设计要求的受力状态。

10.7.46 钢结构的卸载必须以体系转换方案为原则，以结构计算分析为依据，以结构安全为宗旨，以变形协调为核心，以实时监控为保障。卸载必须做到统一指挥，对称释放。

10.7.47 测量未卸载前千斤顶螺杆或（油缸）的行程，并记录在案；掌握各次卸载量，卸载量的误差控制在10mm以内；每次卸载后，应测量卸载点的标高，以确保下一次卸载的调整值；卸载过程中应有测量员、安全员监控全过程，监测千斤顶水平横杆的挠度，脚手架立杆的垂直度，发现异常情况及时报告；卸载时，应随时监控结构各控制点的变化情况，并与计算进行对照，监测结果及时向有关部门报告；随时检查千斤顶的行程是否满足下降高度，关键的支承点应增设备用千斤顶。

10.7.48 跨度小、反力小的结构使用传统切割卸载，直接切割刚性支承，逐步脱开联系，使结构转化为自身受力。卸载点反力小的结构使用千斤顶卸载，操作千斤顶使结构回落，达到卸载目的。卸载点反力大的结构用砂箱卸载，打开排砂口，压迫砂粒通过排砂口流出，使结构缓慢下落。对同步性要求高的结构使用数控液压卸载，采用数控液压系统控制液压千斤顶，即同步控制千斤顶回落，完成卸载。

11 运维及改造

11.1 检查与维护

11.1.1 （检查分类）大跨度钢结构检查分为日常检查和特定检查两类。

11.1.2 （检查方法）大跨度钢结构检查宜以目测并辅以适宜的工具来完成，现场应记录所检查项目的施工缺陷及使用损伤的类型、程度和范围，填写大跨度钢结构检查记录表，检查记录表格式应符合附录A的规定。

11.1.3 （检查周期）大跨度钢结构应定期进行日常检查，检查周期应根据其使用条件、使用环境、结构类型、实际工作年限等综合确定。对于正常使用的大跨度钢结构，其检查周期宜按表11.1.3规定确定。

表 11.1.1 大跨度钢结构检查周期

使用条件（环境）类型	检查周期	
	实际工作年限 10 年以下	实际工作年限 10 年及以上
一般工作条件	12 个月	6个月
高温高湿环境、腐蚀环境	6 个月	3 个月
存在振动工况	6 个月	3 个月
易积灰环境	3 个月	

注:一般工作条件是指建构筑物所处的使用条件中无高温、高湿、腐蚀环境、积灰及振动源等。

11.1.4 （承重结构检查）大跨度钢结构承重结构检查应包括如下内容：

1 （荷载）屋面形式是否由轻型屋面改为重型屋面，是否存在叠加维修构造层，屋面结构是否存在附加堆载、附加悬挂重物等情况；

2 （结构布置）原结构杆件布置和截面尺寸是否与原设计相符；

3 （支撑）支撑系统是否完善，是否存在松动、切割、节点断开等情况；

4 （支座）支座处是否有变形、裂缝、腐蚀、螺栓松动等情况；

5 （构件）钢构件是否存在明显的侧向位移和变形，是否存在开裂、切割等损伤；

6 （连接）连接焊缝是否存在开裂、漏焊、外观缺陷等问题，连接螺栓是否存在松动、缺失和断裂等，高强度螺栓连接摩擦面是否有翘曲、未能形成闭合面的情况，是否存在焊缝连接用螺栓连接替代情况；

7 （网架节点）焊接空心球节点表面是否存在可见变形、裂纹，螺栓球节点是否出现裂纹、套筒是否松动、紧固销钉是否松动；

8 （索结构）预应力索构件是否发生松弛，撑杆与预应力索是否发生滑移，索锚固节点是否存在滑移、裂纹，夹片式锚具锚塞是否脱落，销轴锚固节点是否发生变形；

9 （涂装）构件防腐涂层是否完善，是否存在明显坑蚀、大面积锈蚀、锈断、锈穿等损伤。

11.1.5 （围护结构检查）大跨度钢结构围护结构检查应包括如下内容：

1 压型金属板是否存在缺失、风揭、紧固连接件失效、孔洞等情况，咬口连接是否完好、搭接连接是否牢固；

2 压型金属板是否存在大面积锈蚀、锈穿等现象；

3 预制大型屋面板是否存在板肋破损、连接埋件开焊、渗透、腐蚀、板缝填料脱落等损坏；

4 屋面构造层是否有损坏，防水层是否老化、鼓泡、开裂、腐蚀或局部损坏、穿孔，天沟等排水设施是否有堵塞现象，屋面是否有积水漫过压型金属板波峰的情况；

5 围护墙体是否存在开裂、明显倾斜及与主体结构连接破坏等。

11.1.6 （极端天气特定检查）大跨度钢结构在遭遇台风、大风、大雪、冻雨、暴雨等极端天气及冬雪冻融前后，应进行特定检查，主要检查屋盖、支撑系统及其连接节点的缺陷、变形、损伤。

11.1.7 （维护周期）大跨度钢结构应制定维护计划，依据检查或检测鉴定结果进行周期性维护，其防腐蚀维护周期宜按表 11.1.7执行。

表11.1.7 钢结构防腐蚀维护周期

序号	类别	防腐周期
1	受腐蚀介质侵蚀钢结构	1~3 年
2	潮湿环境钢结构	3~5 年
3	其他环境的薄壁钢结构	5~10 年

4	其他环境的普通钢结构	10 年

11.1.8 （承重结构维护）钢结构构件维护时，应符合下列规定：

1 普通螺栓出现松动、损坏或缺失时，应紧固、更换或补充；

2 钢结构支撑构件存在缺失、人为切割、碰撞或吊挂产生的变形、锈蚀时，应进行恢复或完善支撑系统；

3 钢结构表面应定期进行涂装防腐，表面防腐涂层失效时应除锈补漆；

4 对处于高温环境下的钢结构构件，当防火隔热措施失效时，应进行修补或更新替换。

11.1.9 （围护结构维护）围护结构维护时，应符合下列规定：

1 混凝土墙面板、屋面板出现开裂、混凝土脱落及露筋锈蚀等现象，应进行修复处理；

2 金属板连接不牢固，连接螺栓存在虚挂、脱挂现象，板面褪色、锈蚀、损坏、脱落时，应及时进行维修或更换处理；

3 屋面泛水、天沟、檐沟、水斗、伸缩缝连接板等有损坏时应及时维修或更换；

4 金属屋面板出现大面积腐蚀时，应及时更换。

11.2 检测与鉴定

11.2.1 （检测方案）钢结构进场检测前应制定检测方案，检测方案应包含检测依据、检测项目、抽样方案、检测仪器设备、安全措施等内容。

11.2.2 （检测方法和检测结论要求）钢结构调查与检测采用的方法以及评定的原则应符合《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344、《钢结构现场检测技术标准》GB/T 50621等国家现行检测标准的规定，检测结论应能为大跨度钢结构的鉴定提供可靠的数据。

11.2.3 （检测内容）钢结构应对材料性能、构件、连接、节点、结构使用条件、结构整体性、整体结构变形等进行调查与检测。

11.2.4 （力学性能检测）钢结构钢材性能检测应包括力学性能、物理性能、主要化学成分、内部质量等内容，当钢结构材料发生烧损、变形、断裂、腐蚀或其他形式的损伤，需要确定微观组织是否发生变化时，应进行金相检测。

11.2.5 （构件检测）钢结构构件检测应包括尺寸、制作安装偏差、变形、外观缺陷、腐蚀等内容。

11.2.6 （连接检测）钢结构连接检测应符合下列规定：

1 焊接连接检测内容应包括焊缝外观质量、焊缝尺寸、焊缝内部缺陷、锈蚀损伤等；

2 普通螺栓和铆钉连接检测内容应包括外观与紧固状况，锈蚀损伤、松动与脱落，连接区钢板、螺栓或铆钉形变、终拧扭矩等；

3 锚具连接检测内容应包括外观质量、尺寸、硬度、内部缺陷和锈蚀损伤等。

11.2.7 （节点检测）钢结构节点检测应包括如下内容：

1 节点规格，连接板、加劲肋和隔板构造措施；

2 节点定位，与构件、支承的连接方式，连接螺栓规格尺寸与布置，支座销轴和销孔尺寸与布置，节点中心点与连接构件及支承形心线交汇位置偏差；

3 节点与连接的变形或裂纹损伤。

4 节点锈蚀状况；

5 支座移位、沉降，工作状况。

11.2.8 （结构使用条件详细调查）钢结构使用条件详细调查应包括如下内容：

1 结构改造与大修历史资料调查，使用中出现的异常情况调查；

2 结构实际荷载与设计荷载的偏差调查。

11.2.9 （结构整体性调查）钢结构整体性调查应包括如下内容：

1 结构体系、布置、传力路径、结构整体构造和连接状况调查；

2 支撑系统设置、抗侧力系统布置及传递侧向力的有效性调查。

11.2.10 （结构变形调查）当需要确定钢结构的基础沉降、结构侧移、大跨结构的挠度变形时，应进行结构整体变形检测和监测。

11.2.11 （必做鉴定）大跨度钢结构应同时进行安全性鉴定和抗震鉴定，当大跨度钢结构存在明显振动或疲劳问题、遭受灾害或事故等情况下可进行专项鉴定。

11.2.12 （鉴定执行规范）大跨度钢结构的安全性鉴定和抗震鉴定，应按《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB55021、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB50292、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB50144、《高耸与复杂钢结构检测与鉴定标准》GB51008等执行。

11.2.13 （鉴定过程）大跨度钢结构的应在调查与检测、复核验算、综合分析的基础上得出鉴定结论。

11.2.14 （计算模型）大跨度钢结构的采用的计算模型，应符合结构的实际受力和构造状况，结构上的作用（荷载）应经现场调查或检测核算，对于轴心受力杆件重点调查集中荷载是否作用在节点。

11.2.15 （计算结果）大跨度钢结构的鉴定应进行复核验算，复核验算应包括如下内容：

1 构件（杆件）承载力、平面内稳定性和平面外稳定性；

2 连接的承载力；

3 节点的承载力；

4 支撑的承载力和长细比；

5 构件的长细比和宽厚比；

6 结构的整体位移和变形。

11.2.16 （鉴定报告结论）大跨度钢结构的鉴定结论应明确，鉴定结论除应给出鉴定等级或是否满足抗震鉴定要求外，还应列出安全性和抗震性方面存在的问题及处理建议。

11.2.17 （鉴定报告附件）大跨度钢结构的鉴定报告应给出附件，附件应包括计算书、检测报告、损伤调查报告等内容。

11.2.18 （安全性鉴定）对检测、评估认为可能存在整体稳定性问题的大跨度钢结构，应根据实际检测结果建立计算模型，采用可行的结构分析方法进行整体稳定性验算；当验算结果尚能满足设计要求时，仍可评为Bu级；当验算结果不满足设计要求时，应根据其严重程度评为Cu级或Du级，并应参与上部承重结构的安全性等级评定。

11.2.19 （抗震鉴定）大跨度钢结构的抗震鉴定宜按抗震措施核查和抗震验算两个项目进行鉴定，亦可根据实际情况采用基于性能的抗震鉴定。

11.3 改造与拆除

11.3.1 大跨钢结构结构改造应进行论证并报相关部门审批后进行。

11.3.2 大跨钢结构结构改造方案应以安全可靠、经济合理、施工便捷为原则制定，改造方案应满足节能、节地、节水、节材和环境保护的要求。

11.3.3 改造前应进行检测鉴定及评估，应根据鉴定结果制定改造方案，方案内容应包括：设计方案、施工方案、使用维护方案。

11.3.4 改造后的设计工作年限，应由产权人和改造设计单位共同商定，并在改造设计文件中注明该结构改造后的设计工作年限。

11.3.5 改造设计文件中应明确结构改造后的用途，在改造设计工作年限内，未经技术鉴定或设计许可，不得改变改造后结构的用途和使用环境。

11.3.6 改造应在调查结构上实际作用的荷载及拟改变用途新增荷载的基础上，按现行规范与标准的规定进行设计。

11.3.7 改造施工技术方案应包括施工过程模拟分析，模拟分析计算模型应包括临时支承及支撑，且应确定临时支承的加卸载控制原则。

11.3.8 改造前后的计算模型，应符合现场实测结果、受力状态、构造状况、边界条件。

11.3.9 对高温、低温、化学腐蚀、振动、温度应力、收缩应力、冻融、地基不均匀沉降等因素引起的原结构损伤，应在改造结构的受力分析中考虑其影响，且应在改造加固设计中提出有效的防治对策和安全措施，并应在设计文件中规定针对性的处理措施和加固施工顺序。

11.3.10 大跨钢结构当前受力状态除应进行结构整体计算外，尚应考虑锈蚀、变形、损伤与缺陷影响，应进行下列细部计算：

1 节点连接域板件及连接验算；

2 柱脚、支座和预埋件验算；

3 既有结构隔震支座、锚栓、螺栓和预埋件验算；

4 结构薄弱部位杆件强度和变形验算；

5 下部支承结构验算。

11.3.11 改造施工过程中应进行施工过程监测，当施工监测数据和预先的施工模拟分析结果出现较大偏差或超过预警限值时，应立即停止施工并分析原因，根据分析结果调整施工方案。

11.3.12 改造或扩建后的钢结构工程质量应按照国家现行标准的规定进行验收。

11.3.13 既有钢结构拆除前应根据材料性能、腐蚀老化与外观损伤、结构体系、荷载与作用进行安全性鉴定，鉴定结果确认无修复价值进行拆除。

11.3.14 拆除鉴定应委托具有钢结构工程检测鉴定资质的单位完成。

11.3.15 鉴定报告应提供拟拆除结构现状安全隐患部位及详细的原因分析，并应对后期拆除工作的风险提出建议。

11.3.16 既有大跨钢结构拆除前应提前对结构当前状态的节点、构件或结构体系进行计算分析与承载力评估，内容应包括：

1 计算模型应考虑腐蚀老化、外观损伤及火灾、地震等影响；

2 计算模型应与节点、构件或结构体体系现状一致，荷载与作用可按实际情况取值，计算方法应符合国家现行标准的规定；

3 荷载效应组合可采用标准组合，结构重要性系数可取1.0，可不考虑地震作用；

11.3.17 拆除前的承载力评估不满足要求时，应采取安全措施保证拆除前后的结构安全。

11.3.18 钢结构拆除工程应编制专项方案，拆除方案应在鉴定结果的基础上参考原结构设计、安装方案及现场施工环境制定。结构拆除方案的制定，除应满足本规程要求外，尚应满足国家现行规范《建筑拆除工程安全技术规范》JGJ 147、《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80、《建筑施工起重吊装工程安全技术规范》JGJ 276的相关规定。

11.3.19 钢结构拆除方案应以拆除时不发生倒塌事故为原则制定，方案应满足环境保护要求，应经专家评审论证后方可组织实施。

11.3.20 钢结构拆除应遵循先拆维护结构、再拆檩条等次要杆件、再拆次水平承重构件、最后拆除竖向承重构件的顺序。

11.3.21 对于仅局部拆除的工程，应对保留部分进行验算，并应保证其能形成稳定的结构体系；当不能形成稳定的结构体系时，应采取必要的加固处理措施。

11.3.22 拆除方法应根据原结构体系和被拆构件重量进行选择。

11.3.23 复杂或重要结构拆除施工过程应进行施工过程结构分析，分析应以原设计文件、检测鉴定报告、拆除施工方案为依据。

11.3.24 钢结构拆除施工过程中应进行施工过程监测，监测方案应进行专项论证。

11.3.25 施工过程分析结果宜与监测结果对比分析，当发现分析结果与监测结果相差较大时，应修正分析模型重新计算并对拆除方案进行调整。

11.3.26 拆除工程施工前，必须对施工作业人员进行书面安全技术交底，且应有记录并签字确认。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

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

引用标准名录

1《金属材料洛氏硬度试验第1部分：试验方法》GB/T230.1
2《家用和类似用途插头插座第1部分：通用要求》GB 2099.1
3《电线电缆电性能试验方法第2部分：金属材料电阻率试验》GB/T 3048.2
4《金属熔化焊焊接接头射线照相》GB/T3323
5《电缆的导体》GB/T3956
6《裸电线试验方法第2部分：尺寸测量》GB 4909.2
7《磁性基体上非磁性覆盖层覆盖层厚度测量磁性法》GB/T4956
8《照明测量方法》GB/T 5700
9《建筑材料放射性核素限量》GB 6566
10《家用和类似用途固定式电气装置的开关第1部分：通用要求》GB 16915.1
11《公共场所卫生检验方法第1部分：物理因素》GB/T 18204.1
12《建筑物防雷装置检测技术规范》GB/T 21431
13《砌体结构设计规范》GB 50003
14《建筑地基基础设计规范》GB 50007
15《混凝土结构设计规范》GB 50010
16《钢结构设计标准》GB 50017
17《岩土工程勘察规范》GB 50021
18《建筑抗震鉴定标准》GB50023
19《建筑照明设计标准》GB 50034
20《建筑物防雷设计规范》GB 50057
21《火灾自动报警系统施工及验收规范》GB 50166
22《电气装置安装工程接地装置施工及验收规范》GB 50169
23《建筑地基基础工程施工质量验收标准》GB 50202

24《砌体结构工程施工质量验收规范》GB 50203
25《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
26《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
27《屋面工程质量验收规范》GB 50207
28《地下防水工程质量验收规范》GB 50208
29《建筑地面工程施工质量验收规范》GB 50209
30《建筑装饰装修工程质量验收标准》GB 50210
31《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144
32《建筑给水排水及采暖工程施工质量验收规范》GB 50242
33《通风与空调工程施工质量验收规范》GB 50243
34《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292
35《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
36《建筑电气工程施工质量验收规范》GB 50303
37《砌体工程现场检测技术标准》GB/T 50315
38《民用建筑工程室内环境污染物控制规范》GB 50325 39《智能建筑工程质量验收规范》GB 50339
40《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344
41《建筑给水塑料管道工程技术规程》CJJ/T 98
42《建筑节能工程施工质量验收标准》GB 50411
43《钢结构现场检测技术标准》GB/T 50621
44《混凝土结构现场检测技术标准》GB/T 50784
45《超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程》CECS 02 46《超声法检测混凝土缺陷技术规程》CECS 21
47《智能建筑工程检测规程》CECS 182
48《现场绝缘试验实施导则绝缘电阻、吸收比和极化指数试验》DL/T474.1
49《接地装置特性参数测量导则》DL/T 475
50《建筑物变形测量规范》JGJ8
51《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》JGJ/T 23

52 《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106
53 《建筑工程饰面砖粘结强度检验标准》JGJ/T 110
54 《危险房屋鉴定标准》JGJ 125
55《居住建筑节能检测标准》JGJ/T 132
56 《贯入法检测砌筑砂浆抗压强度技术规程》JGJ/T136
57 《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ145
58 《混凝土中钢筋检测技术规程》JGJ/T 152
59《公共建筑节能检测标准》JGJ/T177
60《建筑工程资料管理规程》JGJ/T 185
61 《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T 203
62《建筑门窗工程检测技术规程》JGJ/T 205
63《建筑外窗气密、水密、抗风压性能现场检测方法》JG/T 211
64 《建筑地基检测技术规范》JGJ340
65《钻芯法检测砌体抗剪强度及砌筑砂浆强度技术规程》JGJ/T368
66《非烧结砖砌体现场检测技术规程》JGJ/T 371
67《 拉脱法检测混凝土抗压强度技术规程》JGJ/T378
68《钻芯法检测混凝土强度技术规程》JGJ/T 384
69《承压设备无损检测第3部分：超声检测》NB/T 47013.3
70《黑龙江省建筑工程施工质量验收标准建筑节能工程》DB23/1206
71 《建筑给水聚丁烯(PB) 管道工程技术规程》T/CECS 528

附录A 常用建筑结构体系

A．1 单层钢结构

A．1．1 单层钢结构可采用框架、支撑结构。厂房主要由横向、纵向抗侧力体系组成，其中横向抗侧力体系可采用框架结构，纵向抗侧力体系宜采用中心支撑体系，也可采用框架结构。

A．1．2 每个结构单元均应形成稳定的空间结构体系。

A．1．3 柱间支撑的间距应根据建筑的纵向柱距、受力情况和安装条件确定。当房屋高度相对于柱间距较大时，柱间支撑宜分层设置。

A．1．4 屋面板、檩条和屋盖承重结构之间应有可靠连接，一般应设置完整的屋面支撑系统。

A．2 大跨度钢结构

A．2．1 大跨度钢结构的设计原则应符合下列规定：

1 大跨度钢结构的设计应结合工程的平面形状、体型、跨度、支承情况、荷载大小、建筑功能综合分析确定，结构布置和支承形式应保证结构具有合理的传力途径和整体稳定性；平面结构应设置平面外的支撑体系；

2 预应力大跨度钢结构应进行结构张拉形态分析，确定索或拉杆的预应力分布，不得因个别索的松弛导致结构失效；

3 对以受压为主的拱形结构、单层网壳以及跨厚比较大的双层网壳应进行非线性稳定分析；

4 地震区的大跨度钢结构，应按抗震规范考虑水平及竖向地震作用效应；对于大跨度钢结构楼盖，应按使用功能满足相应的舒适度要求；

5 应对施工过程复杂的大跨度钢结构或复杂的预应力大跨度钢结构进行施工过程分析；

6 杆件截面的最小尺寸应根据结构的重要性、跨度、网格大小按计算确定，普通型钢不宜小于L50×3,钢管不宜小于ϕ48×3，对大、中跨度的结构，钢管不宜小于ϕ60×3.5。

A．2.2 屋架结构布置包括屋架结构的跨度、间距、标高等，主要考虑建筑外观造型及建筑使用功能方面的要求来定，对于矩形的建筑平面，一般采用等跨度、等间距、等标高布置同一种类屋架，以简化结构构造、方便结构施工。

A．2.3 为了构造简单，制作方便，屋架弦杆通常取等截面，屋架腹杆布置合理，避免非节点荷载，尽量使长腹杆受拉，短腹杆受压，杆件数目宜少，使节点汇集的干减少，构造简单。
A．2.4钢屋架按结构形式可分为梯形屋架、三角形屋架、两铰拱屋架、三铰拱屋架和梭形屋架、矩形屋架。按所采用的材料可分为普通钢屋架、轻型钢屋架。
A．2.5 屋面板材料为：压型钢板、夹芯板、发泡水泥复合板，瓦楞铁和纤维水泥瓦、混凝土瓦等。
A．2.6 桁架结构的主要尺寸：矢高、坡度、节间长。
A．2.6.1 矢高不宜过大也不宜过小。屋架的矢高也要根据屋架的结构形式来定。一般矢高可取跨度的1/10~1/5。
A．2.6.2 屋架上弦坡度的确定应与屋面防水构造相适应，当采用瓦类屋面时，屋面上弦坡度应大些，一般不小于1/3，以利于排水。当采用大型屋面板及彩钢板并做卷材防水时，屋面坡度可以平缓些，一般为1/8~1/12。
A．2.6.3屋架节间长度的大小与屋架的结构形式、材料及受荷条件有关。一般上弦受压，节间长度小些；下弦受拉，节间长度可大些。屋面荷载应作用在节点上，以优化杆件的受力状态。如当屋架上铺预制钢筋混凝土大型屋面板时，因屋面板宽度为1.5m，故屋架上弦节点间长度通常取3m。当屋盖采用有檩体系时，屋架上弦节点长度应与檩条一致。为减少屋架制作工作量，减少杆件与节点数目，节间长度可取大些。但节间杆长不宜过大，一般在1.5~4m。
A．2.7屋架一般等间距平行排列，与房屋纵向柱列的间距一致，屋架直接搁置在柱顶。屋架的间距同时即为屋面板或檩条、吊顶龙骨的跨度，常见的有6m，7.5m，95m，12m。
A．2.8 屋架的支座在力学上简化成铰支座，实际工程中，当跨度较小时，一般把屋架搁置在墙、垛、柱或圈梁上，当跨度较大时，则应采取专门的构造措施，以满足屋架端部发生转动的要求。
上、下弦杆与柱刚接，柱脚为铰接，农业类项目很多采用此类结构形式，是否列入平面桁架结构体系范围内。
A．2.9屋架支撑的位置在有山墙时设在房屋两端的第二开间内，对无山墙（包括伸缩缝）房屋设在房屋两端的第一开间内，在房间中每隔一定距离（一般为≤60m） 宜需设置一道支撑。支撑包括上弦水平支撑，下弦水平支撑，和垂直支撑。