

中华人民共和国国家标准

钢结构设计规范

Code for design of steel structure

条文说明

（征求意见稿）

2012年6月

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术 语	2
2.2	符 号	2
3	基本设计规定	3
3.1	设计原则	3
3.2	荷载和作用	4
3.3	结构或构件变形的规定	4
3.4	构件截面类别	4
3.5	钢结构抗震设计	5
3.6	制作和安装	6
4	结构体系	8
4.1	一般规定	8
4.2	单层钢结构	8
4.3	多高层钢结构	10
4.4	大跨度钢结构	12
5	材料和材料选用	14
5.1	钢材牌号及标准	14
5.2	连接材料型号及标准	15
5.3	材料选用	15
5.4	设计指标和设计参数	19
6	结构分析与稳定性设计	25
6.1	一般规定	25
6.2	一阶弹性分析与设计	25
6.3	二阶弹性分析与设计	26
6.4	直接分析设计法	27
7	受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计	29
7.1	受弯、受剪构件的强度	9

7.2	受弯构件的整体稳定	30
7.3	受扭构件的强度及整体稳定.....	33
7.4	局部稳定	33
7.5	腹板开孔梁	37
7.6	组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算.....	38
7.7	对吊车梁和吊车桁架（或类似结构）的要求.....	38
7.8	梁的构造要求	39
8	轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计.....	40
8.1	截面强度计算	40
8.2	轴压构件的稳定性计算	40
8.3	实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度.....	42
8.4	桁架及支撑的计算长度和允许长细比.....	42
8.5	轴压构件的支撑	43
8.6	桁架和塔架杆件的特殊问题.....	43
8.7	预应力压杆	44
9	拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计.....	45
9.1	截面强度计算	45
9.2	构件的稳定性计算	45
9.3	柱的计算长度	46
9.4	压弯构件的局部稳定和屈曲后强度.....	46
9.5	柱身的构造要求	47
10	钢板剪力墙	48
10.1	一般规定	48
10.2	非加劲钢板剪力墙的计算	48
10.3	加劲钢板剪力墙的计算	49
10.4	构造要求	49
11	塑性调幅设计	51
11.1	一般规定.....	51
11.2	构件的计算.....	51
11.3	容许长细比和构造要求.....	

12	连接	54
12.1	一般规定	54
12.2	焊缝连接构造要求	54
12.3	焊缝连接计算	54
12.4	紧固件连接构造要求	55
12.5	紧固件连接计算	55
13	节点	58
13.1	一般规定	58
13.2	连接板节点	58
13.3	梁柱连接节点	59
13.4	销轴连接	61
13.5	铸钢节点	64
13.6	预应力索节点	64
13.7	支座	64
13.8	柱脚	65
14	钢管连接节点	67
14.1	一般规定	67
14.2	构造要求	69
14.3	圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	73
14.4	矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	96
14.5	法兰连接计算	96
14.6	无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型	98
15	钢与混凝土组合梁	104
15.1	一般规定	104
15.2	组合梁设计	110
15.3	抗剪连接件的计算	111
15.4	挠度计算	112
15.5	负弯矩区裂缝宽度计算	112
15.6	纵向抗剪计算	113
15.7	构造要求	114

16	钢管混凝土组合柱及节点	116
16.1	一般规定	116
16.2	矩形钢管混凝土柱设计	116
16.3	圆钢管混凝土柱设计	119
16.4	钢管混凝土柱梁连接节点设计.....	125
17	疲劳计算及防脆断设计	127
17.1	一般规定	127
17.2	疲劳计算	128
17.3	构造要求	136
17.4	防脆断设计	136
18	钢结构构件和节点抗震设计	138
18.1	一般规定	138
18.2	抗震构件	139
18.3	节点抗震设计	140
18.4	屈曲约束支撑	140
19	钢结构防护	143
19.1	抗火设计	143
19.2	防腐蚀设计	144
19.3	隔热	148
附录 C	结构的位移容许值.....	151
附录 E	简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩	152
附录 J	钢板剪力墙的内力分析	153
J.1	非加劲钢板剪力墙结构.....	153
J.2	加劲钢板剪力墙结构.....	157
附录 K	设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力	158
K.3	同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙.....	158
附录 L	塑性设计的弹塑性分析	159
附录 N	钢与混凝土组合梁的疲劳验算.....	161

1 总 则

1.0.1 本条沿用 2003 版的 1.0.1。本次修订根据多年来的工程经验和研究成果，同时总结 2003 版规范的应用情况和存在的问题，对部分内容进行了补充和调整，使钢结构规范从构件规范成为真正的结构规范，切实指导设计人员的钢结构设计，并为合理的钢结构规范体系的完善奠定基础。本次规范调整较大，增加了结构体系、结构分析与稳定性设计、钢剪力墙板、钢管混凝土柱及节点、钢结构构件及节点的抗震设计、钢结构抗扭设计、框架梁整体稳定等方面内容，引入了 Q345GJ、Q460 等钢材，补充完善了材料及材料选用、各种钢结构构件及节点的承载力极限设计方法、调幅设计法、钢结构防护等方面内容。

本次修订力求实现房屋、铁路、公路、港口和水利水电工程钢结构共性技术问题、设计方法的统一。

1.0.2 本条沿用 2003 版的 1.0.2。本规范设计原则适用于工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计，除特别注明外，其中构件和节点设计不适用于冷弯成型钢材制作的构件和节点。

1.0.3 本条基本沿用 2003 版的 1.0.3，对于荷载和抗震方面规范的规定抽象化后纳入本规范 1.0.4 的规定。本规范依据工程结构和建筑结构的可靠性统一标准修订，是基于现阶段钢结构设计的成熟做法和对钢结构承载能力和正常使用的最低要求。

1.0.4 本条基本沿用 2003 版的 1.0.6。对有特殊设计要求（如抗震设防要求、防火设计要求等）和在特殊情况下的钢结构（如高耸结构、板壳结构、特殊构筑物以及受有高温、高压或强烈侵蚀作用的结构）尚应符合国家现行有关专门规范的规定。另外，本规范与相关的标准、规范间有一定的分工和衔接，执行时尚应符合相关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

本次修订根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ132、《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 并结合本规范的具体情况进行部分修改，删除了原规范中关于荷载等方面的术语，具体有：强度、承载能力、强度标准值、强度设计值、强支撑框架、弱支撑框架；增加了部分常用的钢结构术语及与抗震相关的术语，具体有：钢结构、框架支撑结构、蜂窝梁、构件、杆件、钢板剪力墙、钢管混凝土柱、消能梁段、中心支撑框架、偏心支撑框架、屈曲约束支撑、抗震构件及节点、非抗震构件及节点、关键构件、关键节点、钢材名义屈服强度。

2.2 符号

基本沿用了《钢结构设计规范》GB50017-2003 的符号，只列出常用的符号，并且对其部分符号进行了修改，以求与国际通用符号保持一致。对于其他不常用的符号，规范条文及说明中已进行解答。增加了符号 f_{yk} ， f_{yk} 与 f_y 的使用原则为：进行判定，采用 f_{yk} ；进行计算，采用 f_y 。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 本条为新增内容。为满足建筑方案的要求并从根本上保证结构安全，设计内容除构件设计外还应包括整个结构体系的设计。本次修订补充有关钢结构设计的基本要求，包括结构方案、材料选择、内力分析、截面设计、连接构造、耐久性、施工要求、抗震设计等

3.1.2 本条沿用 2003 版的 3.1.1。

3.1.3 本条基本沿用 2003 版的 3.1.2。本规范继续沿用 GB50017-2003 规范采用的以概率理论为基础的极限状态设计方法并以应力表达式的分项系数设计表达式进行设计计算。

承载能力极限状态可理解为结构或构件发挥允许的最大承载功能的状态。结构或构件由于塑性变形而使其几何形状发生显著改变，虽未到达最大承载能力，但已彻底不能使用，也属于达到这种极限状态。

正常使用极限状态可理解为结构或构件达到使用功能上允许的某个限值的状态。例如某些结构必须控制变形、裂缝才能满足使用要求，因为过大的变形会造成房屋内部粉刷层剥落，填充墙和隔断墙开裂，以及屋面积水等后果，过大的裂缝会影响结构的耐久性，同时过大的变形或裂缝也会使人们在心理上产生不安全感。

3.1.4 本条基本沿用 2003 版的 3.1.3，增加补充规定：可以根据实际情况调整构件的安全等级。对破坏后将产生严重后果的重要构件和关键传力部位，宜适当提高其安全等级；对一般结构中的次要构件及可更换构件，可根据具体情况适当降低其重要性系数。

按承载能力极限状态设计钢结构时，应考虑荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。

3.1.5 本条沿用 2003 版的 3.1.4。

3.1.6 本条沿用 2003 版的 3.1.5。

3.1.7 本条沿用 2003 版的 3.1.6。

3.1.8 本条为新增内容。

3.1.9 本条为新增内容，和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 一致。

3.1.10 本条为新增内容。在各种偶然作用（罕遇自然灾害、人为过失及灾害）下，结构应能保证必要的鲁棒性。本次修订对倒塌可能引起严重后果的重要结构，增加了防连续倒塌的设计要求。

3.1.11 本条沿用 2003 版的 1.0.4。

3.1.12 本条为 2003 版的 8.8.1 内容的扩展。钢结构设计对钢结构工程的造价和质量产生了决定性的影响，因此应考虑制作、运输和安装的便利性和经济性，比如结构运送单元的划分，除应考虑结构设计的受力条件外，尚应注意经济合理，便于运输、堆放和易于拼装。

3.1.13 本条基本沿用 2003 版的 1.0.5。本条提出在设计文件（如图纸和材料订货单等）中应注明的一些事项，这些事项都与保证工程质量密切相关。其中钢材的牌号应与有关钢材的现行国家标准或其他技术标准相符；对钢材性能的要求，凡我国钢材标准中各牌号能基本保证的项目可不再列出，只提附加保证和协议要求的项目。

3. 2 荷载和作用

3.2.1 本条基本沿用 2003 版的 3.2.1，取消原注，即对支承轻屋面的构件或结构不再作出特殊的规定。

3.2.2 本条基本沿用 2003 版的 3.2.2。

3.2.3 本条基本沿用 2003 版的 3.2.3。

3.2.4 本条沿用 2003 版的 3.2.4。

3.2.5 本条基本沿用 2003 版的 8.1.5，增加了对于温度作用的原则性规定和门式刚架轻型房屋温度区段的规定。

3.2.6 本条为新增内容。

3. 3 结构或构件变形的规定

3.3.1 本条基本沿用 2003 版的 3.5.1，结构变形限值与结构体系密切相关，该部分内容见本规范附录 C。

3.3.2 本条沿用 2003 版的 3.5.2。

3.3.3 本条沿用 2003 版的 3.5.3。

3. 4 构件截面类别

3.4.1 本条为新增内容。

1 对于受弯及压弯构件根据局部屈曲制约截面承载力和转动能力的程度，设计截面分为 A、B、C、D、E 共 5 级。

A 级，塑性设计截面。可达全截面塑性，保证塑性铰具有塑性设计要求的转动能力，且在转动过程中承载力不降低。

B 级，塑性屈服强度截面。可达全截面塑性，但由于局部屈曲，塑性铰的转动能力有限。

C 级，部分塑性开展的截面。翼缘全部屈服，腹板可发展不超过 1/4 截面高度的塑性。

D 级，弹性屈服强度截面。即边缘纤维屈服截面，边缘纤维可达屈服强度，但由于局部屈曲而不能发展塑性。

E 级，超屈曲设计截面。在边缘纤维达屈服应力前，腹板可能发生局部屈曲。

2 对于轴压构件应根据地震作用下是否屈曲选择压杆截面等级。

3 A、B 级梁柱腹板宽厚比限值和现行国家规范《建筑抗震设计规范》GB50011 一致

4 当腹板板件宽厚比不满足表 3.4.1 规定时，可降低构件截面类别，或采用原类别，腹板采用设置加劲板的方式满足构件延性要求。

3. 5 钢结构抗震设计

3.5.1 本条为新增内容，近年来，随着国家经济形势的变化，钢结构的应用急剧增加，结构形式日益丰富，不同的结构体系和截面特性的钢结构，彼此间的结构延性差异较大，现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的各种规定针对的是结构延性与混凝土类似的钢结构(王广军《抗震规范中结构影响系数 C 的应用及变迁》)，为贯彻国家提出的“鼓励用钢、合理用钢”的经济政策，根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定的抗震设计原则，在计算抗震构件和节点的地震作用标准值的效应时，本规范按照不同的结构延性、构件及节点规定了相应的调整系数。

3.5.2 本条为新增内容。根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定，计算地震作用标准值效应时，应乘相应的增大系数或调整系数。本条参考日本、EC8 及《建筑工程抗震性态设计通则》等的规定，根据结构体系、截面类别等决定结构延性的因素，确定构件的增大系数或调整系数。钢结构关键构件和节点，可根据下列原则确定：

- 1 通过增加其承载力保证结构预定传力途径的构件和节点；
- 2 关键传力部位；
- 3 薄弱部位。

3.5.3 本条为新增内容。钢材具有高强度和高延性的优良性能。结构延性与构件、节点的延性及结构的破坏路径直接相关，因而考虑了高延性节点构造、高延性塑性区截面、预定的结构破坏路径的高延性结构具有更好的抗震性能。

钢结构抗震设计可遵循“高延性-低弹性承载力”和“低延性-高弹性承载力”两类思路进行，即钢结构抗震设计可根据其结构和节点的延性水平来决定结构静力设计的弹性抗力水平。

和 EC8 中当性能系数 $q = 1.5$ 时无需满足任何附加要求及 ANSI/AISC 360-05 (《美国建筑钢结构设计规范》) 中地震响应修正系数 R 大于 3 时才需符合抗震设计的规定类似, 明确了可不符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中涉及延性的各种计算和规定的构件与节点的范围, 对于安全可靠地降低钢结构的造价及促进高强钢的应用都有着重要作用。

3.5.4 本条为新增内容。根据材料调研结果显示, 我国钢材平均屈服强度是名义屈服强度的 1.2 倍, 离散性很大, 为了避免塑性铰发生在非预期部位, 规定了塑性耗能区钢材实际屈服强度上限。由于超强系数取值太高, 会增加结构的用钢量; 太低, 则现有钢材合格率太低, 综合权衡, 采用了 1.25; 而 GJ 类牌号钢材本身屈服强度标准值就为其屈服强度上限, 故将其排除在外。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 里规定的材料要求, 应该是对加工后构件的要求, 由于我国目前很多型材的材质报告, 给出的是型材加工前的钢材特性, 因此, 本规范特别注明塑性耗能区不应采用冷成型钢材。

3.5.5 本条为新增内容, 非塑性耗能区在罕遇地震作用下仍处于弹性设计阶段, 因此可降低对材料屈强比要求。

3. 6 制作和安装

3.6.1 本条为新增内容, 某些结构在施工安装过程中的受力特点与安装完成后的受力特点相差很大, 如预应力结构、大跨度空间结构等。对于这些结构, 应进行施工工况的验算, 调整结构设计, 并确定施工方法与施工措施、安装顺序。对安装条件复杂的钢结构有必要进行专项设计, 必要时应进行专家评审确定。

3.6.2 本条为 2003 版的 8.8.2、8.8.3。结构的安装连接构造, 除应考虑连接的可靠性外, 还必须考虑施工方便。

1 根据连接的受力和安装误差情况分别采用 C 级螺栓、焊接、高强螺栓或栓焊接头连接。其选用原则是:

- 1) 凡沿螺栓杆轴方向受拉的连接或受剪力较小的次要连接, 宜用 C 级螺栓;
- 2) 凡安装误差较大的, 受静力荷载或间接受动力荷载的连接, 可优先选用焊接; 或者栓焊连接;
- 3) 凡直接承受动力荷载的连接、或高空施焊困难的重要连接, 均宜采用高强度螺栓摩擦型连接; 或者栓焊连接;

2 梁或桁架的铰接支承, 宜采用平板支座直接支于柱顶或牛腿上。

3 当梁或桁架与柱侧面连接时，应设置承力支托或安装支托。安装时，先将构件放在支托上，再上紧螺栓，比较方便。此外，这类构件的长度不能有正公差，以便于插接，承力支托的焊接，计算时应考虑施工误差造成的偏心影响。

4 除特殊情况外，一般不采用铆钉连接。

4 结构体系

4.1 一般规定

4.1.1 本条是钢结构体系选择时要遵循的基本原则。

结构体系的选择不只是单一的结构受力问题，同时受到经济条件许可度、建筑要求、结构材料和施工条件的制约，是一个综合的技术经济问题，应全面考虑确定。

钢结构材料性能的优越性给结构设计提供了更多的自由度，应该鼓励选用节材的新型结构体系。相对于成熟结构体系，新型结构体系由于缺少实践检验，因此必须进行更为深入的分析，必要时结合试验研究。

4.1.2 本条是钢结构体系布置时要遵循的基本原则，这些原则也适于钢结构以外的其他结构类型，其中第 4~5 条对于钢结构表现得更为明显。

钢结构由于材料强度高，满足承载力要求所需的结构刚度相对较小，从而使结构的振动问题显现出来，主要包括活载引起的楼面局部竖向振动和大悬挑体块的整体竖向振动、风荷载作用下超高层结构的水平向振动，一般以控制结构的加速度响应为目标。

钢结构本身的自重较小，采用轻质隔墙、轻质围护等可以使这一轻质的优势充分发挥。同时，隔墙对刚度的影响也不可忽略。

4.1.3 基于地震作用的不确定性，对于抗震设防结构，结构的规则性和具备良好的耗能能力显得特别重要，本条的 2、3、4 点要求都是围绕耗能能力提出的：多道抗震防线可以在第一道防线屈服后、结构开始大量耗能时，有第二道防线提供足够的结构刚度；良好的变形能力可以让结构吸收和耗散更多的地震能量；加强可能的薄弱部位，可以避免结构的整体耗能能力由于局部构件的先期过度破坏而得不到充分发挥；采用消能减震手段，可以通过设置(不一定是附加,也可为替换构件)耗能装置，提高结构耗能能力。

4.1.4 结构的刚度是随着结构的建造过程逐渐形成的，荷载也是分步作用在刚度不断变化的结构上，这与将全部荷载一次施加在最终成形结构上进行受力分析的结果有一定的差异，对于超高层钢结构，这一差异会比较显著；对于大跨度和复杂空间钢结构，特别是非线性效应明显的索结构和预应力钢结构，不同的结构安装方式会导致结构刚度形成路径的不同，进而影响结构最终成形时的内力和变形。结构分析中，应充分考虑这些因素，必要时进行施工模拟分析。

4.2 单层钢结构

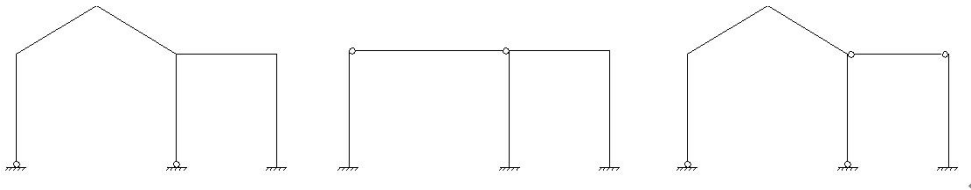
4.2.1 排架和门式刚架是常用的横向抗侧力体系，对应的纵向抗侧力体系一般采用柱间支

撑结构，当条件受限时纵向抗侧力体系也可采用刚架结构。当采用框架作为横向抗侧力体系时，纵向抗侧力体系通常采用刚架结构（包括有支撑和无支撑情况）。因此为简便起见，将单层钢结构归纳为由横向抗侧力体系和纵向抗侧力体系组成的结构体系。

轻型钢结构建筑和普通钢结构建筑没有严格的定义，一般来说，轻型钢结构建筑指采用薄壁构件、轻型屋盖和轻型围护结构的钢结构建筑。薄壁构件包括：冷弯薄壁型钢、热轧轻型型钢（工字钢、槽钢、H 钢、L 钢、T 钢等）、焊接和高频焊接轻型型钢、圆管、方管、矩形管、由薄钢板焊成的构件等；轻型屋盖指压型钢板、瓦楞铁等有檩屋盖；轻型围护结构包括：彩色镀锌压型钢板、夹芯压型复合板、玻璃纤维增强水泥（GRC）外墙板等。一般，轻型钢结构的截面类别为 E 级，因此构件延性较差，但由于质量较小的原因，很多结构都能满足大震弹性的要求，所以，本规范专门把轻型钢结构的归类从普通钢结构中分离，使设计人员概念清晰，既能避免一些不必要的抗震构造，达到节约造价的目的；又能避免一些错误的应用，防止工程事故的发生。

除了轻型钢结构以外的钢结构建筑，统称为普通钢结构建筑。

混合型式是指排架、框架和门式刚架的组合型式，常见的混合型式见图 4.2.1 所示。



(a) 门式刚架和框架

(b) 排架和框架

(c) 门式刚架和排架

图 4.2.1 混合型式

4.2.2 历次地震震害表明，不等高多跨结构有高振型反应，不等长多跨结构有扭转效应，破坏较重，对抗震不利，故多跨结构宜采用等高和等长。

地震震害表明，在地震作用下防震缝处排架柱的侧移量大，当有毗邻建筑时，相互碰撞或变位受约束的情况严重，在地震中有不少倒塌、严重破坏等加重震害的实例，因此，在防震缝附近不宜布置毗邻建筑。

不同形式的结构，振动特性不同，侧移刚度不同，在地震作用下往往由于荷载、位移、强度的不均衡，造成结构破坏。

4.2.3 为保证屋盖的水平力可靠地传给由框架柱和柱间支撑组成的空间稳定体系，在屋盖设有横向水平支撑的开间应设置上柱柱间支撑。

4.2.4 唐山地震震害统计分析表明，屋盖的震害破坏程度与屋盖承重结构的形式密切相

关, 根据实际震害经验, 对不同跨度的屋盖给出了适用的承重结构型式, 并建议在高烈度 (8 度 0.30g 和 9 度) 地区跨度大于 24m 的钢结构建筑, 不采用重量大的大型屋面板。

4.3 多高层钢结构

4.3.1 本节所列结构类型仅限于纯钢结构。

本规范将十层以下、总高度小于 24m 的民用建筑和 6 层以下、总高度小于 40m 的工业建筑定义为多层钢结构; 超过上述高度的定义为高层钢结构。其中民用建筑层数和高度的界限与我国建筑防火规范相协调, 工业建筑一般层高较高, 根据实际工程经验确定。

轻型框架和轻型框架-支撑钢结构适用于多层民用建筑和楼面等效活载小于 8KN/m^2 且建筑高度小于 20m 的工业建筑。

框-排架结构型式可分为侧向框-排架和竖向框-排架, 侧向框-排架由排架和框架侧向相连组成, 分为等高和不等高的情况, 见图 4.3.1 中 (a) 和 (b) 所示, 竖向框-排架结构上部为排架结构, 下部为框架结构, 见图 4.3.1 中 (c) 所示。

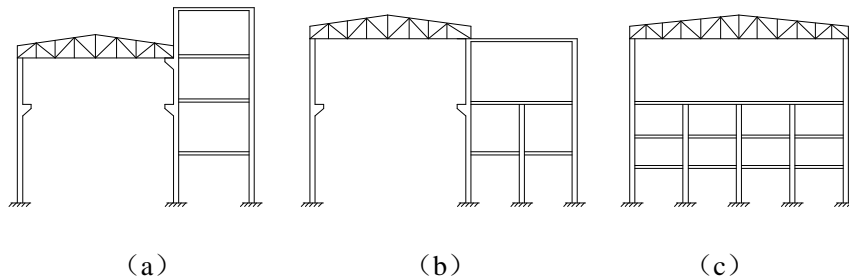


图 4.3.1 框-排架型式

组成结构体系的单元中, 除框架的形式比较明确, 支撑、剪力墙、筒体的形式都比较丰富, 结构体系分类表中专门列出了常用的形式。其中消能支撑一般用于中心支撑的框架-支撑结构中, 也可用于组成筒体结构的普通桁架筒或斜交网格筒中, 在偏心支撑的结构中由于与耗能梁端的功能重叠, 一般不同时采用; 斜交网格筒是全部由交叉斜杆编织成, 可以提供很大的刚度, 在广州电视塔和广州西塔等 400 米以上结构中已有应用; 剪力墙板筒国内已有的实例是以钢板填充框架而形成筒体, 在 300 米以上的天津津塔中应用。

筒体结构的细分以筒体与框架间或筒体间的位置关系为依据: 筒与筒间为内外位置关系的为筒中筒; 筒与筒间为相邻组合位置关系的为束筒; 筒体与框架组合的为框筒, 又可进一步分为传统意义上抗侧效率最高的外周为筒体、内部为主要承受竖向荷载的框架的外筒内框结构, 与传统钢筋混凝土框筒结构相似的核心为筒体、周边为框架的外框内筒结构, 以及多个筒体在框架中自由布置的框架多筒结构。

巨型结构是一个比较宽泛的概念,当竖向荷载或水平荷载在结构中以多个楼层作为其基本尺度而不是传统意义上的一个楼层进行传递时,即可视为巨型结构,比如,将框架或桁架的一部分当做单个组合式构件,以层或跨的尺度作为“截面”高度构成巨型梁或柱,进而形成巨大的框架体系,即为巨型框架结构,巨梁间的次结构的竖向荷载均是通过巨型梁分段传递至巨型柱;在巨型框架的“巨型梁”、“巨型柱”节点间设置支撑巨型支撑,即形成巨型框架-支撑结构;当框架为普通尺度,而支撑的布置以建筑的立面为尺度时,可以称为巨型支撑结构,如香港的中国银行。

不同的结构体系由于受力和变形特点的不同,延性上也有较大差异,具有多道抗侧力防线和以非屈曲方式破坏的结构体系延性更高;同时,结构的延性还取决于节点区是否会发生脆性破坏以及构件塑性区是否有足够的延性。所列的体系分类中,框架-偏心支撑结构、采用消能支撑的框架-中心支撑结构,采用钢板墙的框架-抗震墙结构,不采用斜交网格筒的筒中筒和束筒结构,一般为高延性等级结构类型;全部筒体均采用斜交网格筒的筒体结构一般为低延性等级结构类型。

具有较高延性的结构在塑性阶段可以承受更大的变形而不发生构件屈曲和整体倒塌,因而具有更好的耗能能力,如果以设防烈度下结构应具有等量吸收地震能量的能力作为抗震设计准则,则较高延性的结构应该可以允许比较低延性结构更早进入塑性。

屈曲约束支撑可以提高结构的延性,且相比较框架-偏心支撑结构,其延性的提高更为可控,故视其占全部支撑的比例,框架-中心支撑结构适用高度最高可提高 20%。

双重抗侧力体系指的是结构体系有二道抗侧力防线,其中第二道防线的水平承载力不低于总水平剪力的 25%。

伸臂桁架和周边桁架都可以提高周边框架的抗侧贡献度,当二者同时设置时,效果更为明显,一般用于框筒结构,也可用于需要提高周边构件抗侧贡献度的各种结构体系中。伸臂桁架的上下弦杆必须在筒体范围内拉通,同时在弦杆间的筒体内设置充分的斜撑或抗剪墙以利于上下弦杆轴力在筒体内的自平衡。设置伸臂桁架的数量和位置既要考虑其总体抗侧效率,同时也要兼顾与其相连构件及节点的承受能力。

4.3.2 阐述了多高层建筑钢结构概念设计时在结构平面、竖向设计时应遵循的原则。

对于超高层钢结构,风荷载经常起控制作用,选择风压小的形状有重要的意义;在一定条件下,涡流脱落引起的结构横风向振动效应非常显著,结构平、立面的选择及角部处理会对横风向振动产生明显影响,应通过气弹模型风洞试验或数值模拟对风敏感结构的横风向振动效应进行研究。

多高层钢结构设置地下室时，房屋一般较高，钢框架柱宜延伸至地下一层。框架-支撑结构中沿竖向连续布置的支撑，为避免在地震反应最大的底层形成刚度突变，对抗震不利，支撑需延伸到地下室。

4.3.3 本条给出了目前国内外多层钢结构房屋常用的抗震性能较好的楼盖形式和做法。当采用装配整体式钢筋混凝土楼板时，可在预制混凝土楼板板肋端部设置预埋件，安装后与钢梁焊接牢固，从而保证楼盖的整体性。对于超高层钢结构，如条件许可，楼面混凝土宜优先考虑采用轻骨料混凝土。在保证楼板与梁可靠连接条件下，二端铰接的楼层梁一般可按组合梁进行设计。

4.3.4 顶点最大加速度的限值，是综合分析了国内外有关规范和资料，主要参考了加拿大国家规范，并结合我国国情而作出的最低限值规定。由于人体的舒适度是一个比较复杂的问题，个体间存在很大偏差，当业主要求更高的服务标准时，可以对此值提高要求。在必要情况下，可采用设置 TMD、AMD 等减振装置的方式提高结构舒适性。

4.4 大跨度钢结构

4.4.1 大跨度结构的形式和种类繁多，也存在不同的分类方法，可以按照大跨度钢结构的受力特点分类；也可以按照传力途径，将大跨度钢结构可分为平面结构和空间结构，平面结构又可细分为桁架、拱及钢索、钢拉杆形成的各种预应力结构，空间结构也可细分为薄壳结构、网架结构、网壳结构及各种预应力结构；浙江大学董石麟教授提出采用组成结构的基本构件或基本单元即板壳单元、梁单元、杆单元、索单元和膜单元对空间结构分类。

按照大跨度结构的受力特点进行分类，简单、明确，能够体现结构的受力特性，设计人员比较熟悉，因此本规范根据结构受力特点对大跨度钢结构进行分类。

4.4.2

1 设计人员应根据工程的具体情况选择合适的大跨结构体系。结构的支承形式须和结构的受力特点匹配，支承应对以整体受弯为主的结构提供竖向约束和必要的水平约束、对整体受压为主的结构提供可靠的水平约束、对整体受拉为主的结构提供可靠的锚固，对平面结构设置可靠的平面外支撑体系。

2 分析网架、双层网壳时可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力，采用杆单元模型；分析单层网壳时节点应假定为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、剪力，采用梁单元模型；分析桁架时，应根据节点的构造形式和杆件的节间长度或杆件长度与截面高度（或直径）的比例，按照《钢管结构技术规程》CECS280:2010 中的相关规定确定。模型中的钢索

和钢拉杆等应模拟为柔性构件时，各种杆件的计算模型应能够反应结构的受力状态。

设计大跨钢结构时，应考虑下部支承结构的影响，特别是在温度和地震荷载作用下，应考虑下部支承结构刚度的影响。考虑结构影响时，可以采用简化方法模拟下部结构刚度，如必要时需采用上部大跨钢结构和下部支承结构组成的整体模型进行分析。

3 在大跨钢结构分析、设计时，应重视以下因素：1) 当大跨钢结构的跨度较大或者平面尺寸较大且支座水平约束作用较强时，大跨钢结构的温度作用不可忽视，对结构构件和支座设计都有较大影响。除考虑正常使用阶段的温度荷载外，建议根据工程的具体情况，必要时考虑施工过程的温度荷载，与相应的荷载进行组合；2) 当大跨钢结构的屋面恒荷载较小时，风荷载影响较大，可能成为结构的控制荷载，应重视结构抗风分析；3) 应重视支座变形对结构承载力影响的分析，支座沉降会引起受弯为主的大跨钢结构的附加弯矩、会释放受压为主的大跨钢结构的水平推力、增大结构应力，支座变形也会使预应力结构、张拉结构的预应力状态和结构形态发生改变。

预应力结构的计算应包括初始预应力状态的确定及荷载状态的计算，初始预应力状态确定和荷载状态分析应考虑几何非线性影响。

4 单层网壳或者跨度较大的双层网壳、拱桁架的受力特征以受压为主，存在整体失稳的可能性。结构的稳定性甚至有可能成为结构设计的控制因素，因此应该对这类结构进行几何非线性稳定分析，重要的结构还应当考虑几何和材料双非线性对结构进行承载力分析。

5 大跨度钢结构的地震作用效应和其他荷载效应组合时，同时计算竖向地震和水平地震作用，应包括竖向地震为主的组合。大跨钢结构的关键杆件和关键节点的地震组合内力设计值应按照《建筑抗震设计规范》GB50011-2011 的规定调整。

6 大跨钢结构用于楼盖时，除应满足承载力、刚度和稳定性要求外，还应根据使用功能的不同，满足相应舒适度的要求。可以采用提高结构刚度或采取耗能减振技术满足结构舒适度要求。

7 结构形态和结构状态随施工过程发生改变，施工过程不同阶段的结构内力同最终状态的数值不同，应通过施工过程分析，对结构的承载力、稳定性进行验算。

5 材料和材料选用

5.1 钢材牌号及标准

5.1.2 本条增列了近年来已成功使用的 Q460 钢及《建筑结构用钢报》GB/T19879 中的 GJ 系列钢材。《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中的 Q345GJ 钢与《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中的 Q345 钢的力学性能指标相近，前者采用上屈服强度，后者采用下屈服强度，统计并换算后，二者在各厚度组别的强度设计值十分接近。因此，一般情况下采用 Q345 钢比较经济，但中微合金元素得到控制，塑性性能较好，有冷加工成型要求（如方矩管）或抗震要求的构件宜优先采用。另外，由于 GJ 钢采用上屈服强度控制，因此，在塑性耗能区中采用 GJ 钢，将减少钢材用量。

Q420 钢、Q460 钢厚板已在大型钢结构工程中批量应用，成为关键受力部位的主选钢材。调研和试验结果表明，其整体质量水平还有待提高，在适当提高抗力分项系数值并加强监测后，可在工程设计中推广应用。

结构用钢板、型钢等产品的尺寸规格、外形、重量和允许偏差应符合相关的现行国家标准的规定，但当前钢结构材料市场的产品厚度负偏差现象普遍，调研发现在厚度小于 16mm 时尤其严重。因此，必要时设计可附加要求，限定厚度负偏差不得超过 0.3mm（如同 GB/T 19879 的规定）。

5.1.3 在钢结构制造中，由于钢材质量和焊接构造等原因，厚板容易出现层状撕裂，这对沿厚度方向受拉的接头来说是很不利的。为此，需要采用厚度方向性能钢板。关于如何防止层状撕裂以及确定厚度方向所需的断面收缩率 ψ_z 等问题，可参照行业标准《钢结构焊接规范》GB50661。

我国《建筑抗震设计规范》GB50011 和《钢结构焊接规范》GB50661 中均规定厚度等于或大于 40mm 时应采用厚度方向性能钢板。

5.1.4 耐候钢是通过添加少量合金元素 Cu、P、Cr、Ni 等，使其在金属基体表面形成保护层，以提高耐大气腐蚀性能的钢。耐候结构钢分为高耐候钢和焊接耐候钢二类，高耐候结构钢具有较好的耐大气腐蚀性能，而焊接耐候钢具有较好的焊接性能。耐候结构钢的耐大气腐蚀性能为普通钢的 2~8 倍。因此，当有技术经济依据时，用于外露大气环境或有中度侵蚀性介质环境中的重要钢结构，可取得较好的效果。

5.1.5 本条关于铸钢件的材料选用，增加了应用于焊接结构的铸钢。铸钢件的设计可按现行行业标准《铸钢节点应用技术规程》CECS235:2008。

5.1.6 为保证钢材质量与性能要求,本条对采用新钢材或国外钢材时如何进行设计控制作出了规定:(1)产品应符合相关的国家或国际钢材标准要求 and 设计文件要求,对新研制的钢材,应以经国家产品鉴定认可的企业产品标准作为依据,有质量证明文件;(2)对钢材生产厂的要求:应通过国际或国内生产过程质量控制认证;(3)对实际产品进行专门的验证试验和统计分析,判定质量等级,得出设计强度取值。检测内容包括钢材的化学成分、力学性能、外形尺寸、表面质量、工艺性能及约定的其他附加保证性能指标或参数。其中,力学性能的检测,应按照以下规定:

- 1** 对于已有国家材料标准,但尚未列入钢结构设计规范的钢材:
 - 1) 对每一牌号每个厚度组别的钢材,至少应提供 30 组钢材力学性能和化学成份数据;
 - 2) 提交 30 个样本试件(取自不同型材和炉号)进行复核性试验;
 - 3) 汇总二组数据进行统计分析,初步确定抗力分项系数和设计强度,由钢结构设计规范组审核,试用;
 - 4) 经对 3 个(或 3 个以上)钢厂的同类产品,进行调研,试验和统计分析后,列入设计规范。
- 2** 对国外进口且满足国际材料标准的钢材:
 - 1) 如既有国外标准,又有相同或相近中国标准,应按中国钢结构工程施工质量验收规范要求验收,可就近就低按中国规范取用设计强度,在具体工程中使用。
 - 2) 如有国外标准,但无相近中国标准可供参照,则将材质证明文件和验收试验资料提供给钢结构设计规范组,经统计分析和专家会商后确定设计强度,在具体工程中使用。

5.2 连接材料型号及标准

5.2.1 在钢结构用焊接材料中,新增加了埋弧焊用焊丝及焊剂,气体保护焊使用的氩气及二氧化碳的相关规定的标准。

5.3 材料选用

5.3.1 本条提出了合理选用钢材应综合考虑的基本要素。荷载特征即静荷载、直接动荷载或地震作用;应力状态要考虑是否疲劳应力、残余应力;连接方法要考虑焊接还是螺栓连接;钢材厚度对于其强度、韧性、抗层状撕裂性能均有较大的影响;工作环境包括温度、湿度及环境腐蚀性能。

5.3.2 Q235A 级和 B 级钢按脱氧方法可分为沸腾钢或镇静钢。因沸腾钢脱氧不充分，含氧量高，内部组织不够致密，硫、磷的偏析大，氮是以固溶氮的形式存在，故其冲击韧性低。目前按转炉和连铸方法生产的钢材均为镇静钢，在国内钢材生产总量中占绝大多数，而沸腾钢产量少，市场价格反而偏高，因此规定钢结构用钢应选用镇静钢。

5.3.3 本条规定了选材时对钢材的冲击韧性的要求，原 2003 版规范中仅对需要验算疲劳的结构钢材提出了冲击韧性的要求，本次修订将选材应考虑范围扩大针对低温条件和钢板厚度作出更详细的规定，具体可按表 5-1 选用。

表 5-1 钢材质量等级选用

		工作温度 (°C)			
		> 20	0<T≤20	-20<T≤0	-40<T≤-20
不需验算疲劳	非焊接结构	A	B	C	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D
	焊接结构	Q235B Q345A~Q420	B	C	D
需验算疲劳	非焊接结构	B	B	C	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D
	焊接结构	B	B	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D	Q235D Q390E Q420E Q345D Q460E

由于钢板厚度增大、硫磷氮含量过高会对钢材的冲击韧性和抗脆断性能造成不利影响，因此对于对于承重结构在低于-30°C环境下工作时，钢材的硫、磷含量不宜大于 0.020%；氮含量不应大于 0.012%；焊接构件宜采用较薄的板件；重要承重结构的受拉厚板，宜选用细化晶粒的钢板。

结构工作温度是指结构在设计寿命期内，构件所在的工作环境的最低日平均温度。在室外工作的构件，其工作温度可采用当地室外的最低日平均温度，建议采用当地气象部门的统计资料或按《采暖通风与空气调节设计规范》GBJ 19-87(2001 年版)。对于室内工作的构件，如能确保始终在某一温度以上，可将其作为工作温度；否则（例如停止供暖）应采用室外环

境温度。

5.3.4 与常用结构钢材相匹配的焊接材料可按表 5-2 的规定选用。

5.3.5 疲劳和低温环境会使焊缝中的微裂纹扩展。低氢型焊条焊前进行高温烘焙，去除焊条药皮中的结晶水和吸附水，防止水分在施焊过程中经电弧热分解而使焊缝金属扩散氢含量增加，而扩散氢是焊接延迟裂纹产生的主要原因之一。在结构工作温度低于-20℃的地区，或焊接施工环境温度低于-10℃时，应采用低氢型焊条。埋弧焊熔剂经严格防潮和烘焙处理，其熔敷金属中扩散氢含量不大于 8ml/100g，在实际应用中可将埋弧焊作为低氢焊接方法。

5.3.7 根据工程调研和独立试验实测数据，国产建筑钢材 Q235—Q460 钢的曲强比标准值都小于 0.83，伸长率 δ_5 都大于 20%，故均可采用。当应用 Q420、Q460 钢时，设计可要求对所用钢材附加塑性性能的检测。 δ_5 、 ε_u 和 ε_y 的测定标距均为 $5.65\sqrt{A}$ 。

5.3.8 抗震设防的多高层钢结构在大震时，会进入弹塑性工作状态，因而对钢材的延性有更高的要求。本条针对抗震结构中使用的钢材的要求与国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 基本保持一致。钢材对屈服台阶和伸长率的要求，反映钢材塑性变形的能力，从而保证构件具有足够的变形能力。当采用国外钢材时，亦应符合我国国家标准的要求。

钢材应保证碳当量（CE）或裂纹敏感指数（Pcm）限值符合要求才能保证有良好的焊接性。冲击韧性是抗震结构的要求，A 级钢不保证冲击韧性要求，因此在抗震结构中不建议采用。

5.3.10 本条规定了钢管结构钢材的选用范围，因目前国内外在钢管节点的试验研究中，其钢材的屈服强度仅限于 355N/mm^2 及其以下，屈强比均不大于 0.85。对于 Q420 和 Q460 级钢材，在钢管节点中试验研究和工程中应用尚少，参照欧洲规范（EN 1993-1-8）第 7 章的规定，可按本规范给出的公式计算节点静力承载力，然后乘以 0.9 的折减系数。对我国的 Q390 级钢，难以找到国外强度级别相对应的钢材，其静力承载力折减系数可按相关工程设计经验确定（或近似取 0.95）。根据欧洲规范的规定，主管管壁厚度不应超过 25mm，除非采取措施能充分保证钢板厚度方向的性能。当主管壁厚超过 25mm 时，管节点施焊时应采取焊前预热等措施降低焊接残余应力，防止出现层状撕裂，或采用具有厚度方向性能要求的 Z 向钢。

钢管结构中对钢材性能的要求是基于最终成品（钢管及方矩管），而不是基于母材的性能，对冷成型的钢管（如方矩管的弯角处），其性能的变化设计者应予以重视，特别是用于抗震或者直接承受疲劳荷载的管节点，对钢管成品的材料性能应作出规定。

钢管结构中的钢管主要承受轴力，因此成品钢管材料的轴向性能必须得到保证。钢板的性能与轧制方向有关，一般塑性和冲击韧性沿轧制方向的性能指标较高，平行于轧制方向的冲击韧性要比横向高 5%~10%，因此在卷制或压制钢管时，应优先选取卷曲方向与轧制方向垂直，以保证成品钢管轴向的强度、塑性和冲击韧性均能满足设计要求。当卷曲方向与轧制方向相同时，宜附加要求钢板横向冲击韧性的合格保证。

在冷弯成型过程中，由于冷作硬化使管材强度提高而塑性、延性降低，在设计选材中应综合考虑这些影响因素。在条件许可时，设计可要求冷成型后再进行热处理（最终热成型钢管）。同时本条还明确规定在设计文件中应完整的提出所用钢材与连接材料的标准、牌号及技术性能技术要求，以作为设计、钢材订货及验收的依据。

钢管按照成型方法不同可分为热轧无缝钢管和冷弯焊接钢管，热轧钢管又分为热挤压和热扩两种；冷弯圆管则分为冷卷制与冷压制两种；而冷弯矩形管也有圆变方与直接成方两种。不同的成型方法会对管材产品的性能有不同的影响，热轧无缝钢管和最终热成型钢管残余应力小，在轴心受压构件的截面分类中属于 a 类，前者产品规格少，壁厚误差较大，后者热处理成本高；冷弯焊接钢管品种规格范围广，价格比无缝钢管低，但是其残余应力大，在轴心受压构件的截面分类中属于 b 类。

对冷成型钢管的径厚比及成型工艺的限制，是要避免冷成型后钢材塑性及韧性过度降低，保证冷成型后圆管、方矩管的材料质量等级（塑性和冲击韧性）。冷成型钢管选材宜采用同强度级 GJ 钢或高一质量等级的碳素结构钢、低合金结构钢作为原材。

5.4 设计指标和设计参数

5.4.1 对于钢材强度的设计取值，本次修订在大量调研和试验的基础上，新增了 Q460 和 Q345GJ 钢材；钢材最大厚度由 100mm 扩大到 150mm 钢材强度设计值按板厚或直径的分组，遵照现行钢材标准进行修改；对抗力分项系数做了较大的调整和补充。

1 调研工作的内容

为配合《钢结构设计规范》本次修编，确定各类钢材抗力分项系数和强度设计值，调研和试验工作包括以下五个方面：

- 1) 收集整理大型工程如中央电视台新址工程、国贸三期、国家游泳馆、深圳证券大楼、石家庄开元环球中心、锦州会展中心、新加坡圣淘沙名胜世界等所用钢材的质检报告和钢材的复检报告，其中包括 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢、Q460 钢和 Q345GJ 钢。钢材生产年限从 2004 年到 2009 年，厚度范围 5~100mm（少量为 100~135mm），数据既包括力学性能，还包括化学元素含量等。总计为 14608 组。
- 2) 从钢材生产厂舞钢、湘钢、首钢、武钢、太钢、鞍钢、安阳、新余、济钢、宝钢征集指定钢材牌号、规定钢板厚度的拉伸试件，板厚范围为 16~100mm，牌号为 Q345、Q390、Q420、Q460 和 Q345GJ 钢。集中后统一由独立的第三方进行试验，在人员、设备和方法一致的条件下，获得公正客观的数据，力学和化学分析数据合计为 557 组。
- 3) 对影响材性不定性的试验因素（如加载速度和试验机柔度）进行系统的测试分析，以 3 种牌号钢材，3 种板厚，3 种加载速度，2 种刚度的试验机为试验参数，共进行 245 件试验。
- 4) 通过十家钢结构制造厂：安徽鸿路、安徽富煌、江苏沪宁、上海宝冶、浙江恒达、东南网架、杭萧钢构、二十二冶、鞍钢建设、中建阳光，测定钢厂生产的钢板、型钢和钢结构厂制作构件的厚度和几何尺寸偏差，共计 25578 组，进行截面几何参数不定性统计分析。
- 5) 其他试验及统计分析，如延伸率、屈强比、裂纹敏感性指数和碳当量，硫含量及厚度方向断面收缩率等。

独立的第三方试验数据和工程调研数据相互印证，反映我国钢材生产的真实水平，在各钢材牌号，厚度组别一致时，二者的屈服强度平均值、标准差、统计标准值接近，可以以工

程调研和独立试验的组合数据作为钢结构设计规范确定抗力分项系数和强度设计指标的基础。本次取得数据的对象涵盖广泛，钢材规格品种增加了 Q460 钢及 Q345GJ 钢。

2 钢材力学性能统计分析结果

本次钢材力学性能数据和此前各次相比，其统计分布情况有新的变化，且更为复杂。各牌号钢材质量情况如下：

- 1) Q235 钢的屈服强度平均值较 1988 年统计有明显增加，但其标准差却成倍增加，屈服强度波动范围加大，统计标准值变化不大，整体质量水平较以前稍有下降。
- 2) Q345 钢在板厚 $\leq 16\text{mm}$ 时，屈服强度平均值较旧统计稍有增加，波动区间增大统计标准差略增，计算标准值反而有些下降；当板厚 $> 16\sim 35\text{mm}$ 时，屈服强度平均值、标准差、标准值与原统计十分接近，基本符合 GB/T 1592-1994 标准要求，也接近 2008 版标准要求；板厚在 $> 35\sim 50\text{mm}$ 时，屈服强度平均值、标准值已超过 1994 版标准，接近 2008 版标准要求；当板厚在 $> 50\sim 100\text{mm}$ 时，屈服强度平均值和标准值均较高，超过 1994 版标准，并达到 2008 版标准要求。由 2004 至 2009 年生产的 Q345 钢厚板统计数据表明，Q345 的实际质量水平已接近或达到 2008 版材料标准。
- 3) Q390 钢各厚度组，屈服强度平均值普遍较高，强度波动较小，变异系数也普遍较低，屈服强度统计标准值都高于钢材标准规定值，各项指标全都符合要求。
- 4) Q420 钢板厚 $> 35\sim 50\text{mm}$ 、 $> 50\sim 100\text{mm}$ 二组，钢厂质检数据和工程复检数据中存在一定数量屈服强度低于标准较多的数据，不仅屈服强度平均值低，标准差大，统计标准值普遍低于材料标准的规定值，是各牌号钢材中最差的一组，因而使抗力分项系数增大，强度设计值仅略大于 Q390 钢相应厚度组。
- 5) Q460 钢板厚 $> 35\sim 50\text{mm}$ 、 $> 50\sim 100\text{mm}$ 二组，也存在少量屈服强度略低于标准规定的的数据，屈服强度平均值稍低，个别统计标准值低于材料标准的规定，就整体而言，已接近合格标准。

国产 Q420、Q460 钢在建筑中应用仅几年时间，基本上满足了国内重大钢结构工程关键部位的需要，统计结果表明，产品还不能全面达到 GB/T 1591—2008 的要求。钢厂质检和工地复检也出现不合格的事例，总体水平还有待提高，在工程使用中应加强复检。

- 6) Q345GJ 钢屈服强度区间较原有统计（2007 年）增大，标准值略有提高，本次纳入统计范围的钢厂和样本数量较多，两次统计时间比较接近，统计结果也基本一致。

3 抗力分项系数取值

《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—1994)编制时,用户曾要求提高 16Mn 钢的强度,并减小厚度组别的强度级差,当时因炼钢、轧制技术和管理方面的差距,没有仿照国外同类标准缩小级差。GB/T 1591—2008 修改了厚度组距,并明确了屈服强度为下屈服强度。Q345 钢的屈服强度普遍提高,各厚度组的屈服强度级差降为 $10\text{N}/\text{mm}^2$,其中 $>63\sim 80\text{mm}$ 厚度组的屈服强度由 $275\text{N}/\text{mm}^2$ 提高至 $315\text{N}/\text{mm}^2$;厚度 $>80\sim 100\text{mm}$ 组的屈服强度由 $275\text{N}/\text{mm}^2$ 提高到 $300\text{N}/\text{mm}^2$,分别提高了 14.5%和 10.9%。Q390、Q420 和 Q460 钢与 GB/T 1591—1994 相比,除厚度组距变化外,屈服强度值并未变化,因此原统计分析结果仍可适用。由于本统计钢材都是 2009 年前生产的,独立试验取样的钢板也是 2009-2010 年按 GB/T 1591—1994 标准生产的。统计结果看,在厚度 $>40\sim 100\text{mm}$ 范围内,工程调研、独立试验的屈服强度都较高,与 GB/T 1591—1994 标准相比有一定余量,且已达到 2008 版标准要求。基于各牌号钢材和各厚度组别调研和试验数据,按照《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068-2001)的要求进行数理统计和可靠度分析,并考虑设计使用方便,最终确定钢材的抗力分项系数值(见表 5-3 和表 5-4)。

表 5-3 Q235、Q345、Q390、Q420、Q460 钢材抗力分项系数 γ_R

厚度分组 (mm)		$\geq 6\sim 40$	$> 40\sim 100$	原 2003 版规范值
钢 牌 号	Q235 钢	1.090		1.087
	Q345 钢	1.125		1.111
	Q390 钢			
	Q420 钢	1.125	1.180	—
	Q460 钢			

表 5-4 Q345GJ 钢材料抗力分项系数

厚度分组 (mm)	$\geq 6\sim 16$	$> 16\sim 40$	$> 40\sim 60$	$> 60\sim 100$
抗力分项系数 γ_R	(1.059)	1.059	1.095	1.120

4 抗力分项系数变化原因分析

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068-2001 版标准中,本着“可靠度适当提高一点”的原则,取消了原标准(GBJ68-84)中“可对可靠度指标作不超过 ± 0.25 幅度的调整”,因此钢结构设计规范采用的最低 β 值是 3.2。可靠度指标适当提高后,会引起抗力分项系数加大,因此本次建议的抗力分项系数比 88 版和 03 版钢结构设计规范普遍有所增大。

《建筑结构荷载规范》(GB5009-2001) 新增了永久荷载效应控制组合。对住宅和办公楼建筑, 在永久荷载和楼面活荷载组合时, 构件承载力极限状态验算应同时满足和要求, 对此可具体表达为 $S_1 = 1.2S_{GK} + 1.4S_{QK}$ 和 $S_2 = 1.35S_{GK} + 1.4 \times 0.7S_{QK}$ 。通过编程运算得出的抗力分项系数, 一般以后者在应力比 $\rho = S_{GK}/S_{QK} = 0.25$ 为最大, 即新增的 S_2 组合常起控制作用。

近年来, 钢材屈服强度分布规律发生变化, 突出表现在 Q235、Q345 钢屈服强度平均值提高的同时, 离散性明显增大, 变异系数成倍加大。而 Q420、Q460 钢厚板强度整体偏低, 迫使增大抗力分项系数, 还导致低合金钢及不同厚度组之间抗力分项系数有一定的差异。但为了方便设计使用, 需要将其适当归并, 为了保证安全度, 归并后的抗力分项系数对于某些厚度组会偏大。

钢板、型钢厚度负偏差情况较以往严重, 在公称厚度较小时更为严重, 存在超过《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》(GB/T 709) 规定的现象。

以上诸因素导致本次采用的抗力分项系数比 88 版和 03 版规范普遍有所增大。

本规范表 5.4.1~5.4.5 的各项强度设计值是根据表 5-5 的换算关系并取 5 的修约整倍数而得。

表 5-5 强度设计值的换算关系

材料和连接种类		应力种类		换算关系
钢材	抗拉、抗压 和抗弯	Q235 钢		$f = f_y / g_R = f_y / 1.090$
		Q345 钢、Q390 钢		$f = f_y / g_R = f_y / 1.125$
		Q420 钢、Q460 钢、Q345GJ 钢		$f = f_y / g_R$
	抗剪			$f_v = f / \sqrt{3}$
	端面承压 (刨平顶紧)	Q235 钢		$f_{ce} = f_u / 1.15$
		Q345、Q390、Q420、Q460、Q345GJ 钢		$f_{ce} = f_u / 1.175$
焊缝	对接焊缝	抗压		$f_c^w = f$
		抗拉	焊缝质量为一、二级	$f_t^w = f$
			焊缝质量为三级	$f_c^w = 0.85f$

		抗 剪		$f_v^w = f_v$
	角焊缝	抗拉、抗压 和抗剪	Q235 钢	$f_t^w = 0.38f_u^w$
			Q345、Q390、Q420、Q460、Q345GJ 钢	$f_t^w = 0.41f_u^w$
螺 栓 连 接	普通螺栓	C 级螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.42 f_u^b$
			抗剪	$f_v^b = 0.35 f_u^b$
			承压	$f_c^b = 0.82 f_u$
		A 级 B 级 螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.42 f_u^b$ (5.6 级) $f_t^b = 0.50 f_u^b$ (8.8 级)
			抗剪	$f_v^b = 0.38 f_u^b$ (5.6 级) $f_v^b = 0.40 f_u^b$ (8.8 级)
			承压	$f_c^b = 1.08 f_u$
	承压型高强度螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.48 f_u^b$	
		抗剪	$f_v^b = 0.30 f_u^b$	
		承压	$f_c^b = 1.26 f_u$	
	锚栓	抗拉	$f_t^a = 0.38 f_u^b$	
	铸钢件	抗拉、抗压和抗弯		$f = f_y / 1.282$
抗剪		$f_v = f / \sqrt{3}$		
端面承压 (刨平顶紧)		$f_{ce} = 0.65f_u$		

5.4.4 本条表中各项强度设计值的换算关系与原规范相同。由于铆钉在钢结构工程连接中已经淘汰，因此取消了有关铆钉连接的相关内容。增加了网架用高强度螺栓，螺栓球节点网架用的高强度螺栓的外形、连接副、受力机理、施工安装方法及强度设计值均与普钢钢结构用的高强度螺栓不同。增加了 Q390 钢作为锚栓，还增加了螺栓与 Q460 钢、Q345GJ 钢构件连接的承压强度设计值。

5.4.5 本条为新增条文，由于《结构用无缝钢管》GB/T 8162-2008 材料标准中，钢管壁厚分组、材料的屈服强度、抗拉强度均与钢板材料标准 GB/T 1591-2008 有所不同，表 5.4.5 的强度设计值是由钢管材料标准中的屈服强度除以相应的抗力分项系数得出的。

6 结构分析与稳定性设计

6.1 一般规定

6.1.1 本条沿用 2003 版的 3.2.5。

6.1.2 本条基本沿用 2003 版的 3.2.6。在进行弹性分析时，塑性变形发展采用截面塑性发展系数 γ_x 、 γ_y 给予考虑。

6.1.3 6.1.3 为 2003 版的 3.2.7 条的修改和补充，使原有规定更具可操作性。框架结构中，梁与柱的刚性连接应符合弹性受力过程中梁柱交角不变的假定，同时连接应具有充分的强度来承受交汇构件端部传递的所有最不利内力。梁与柱铰接时，应使连接具有充分的转动能力，且能有效地传递横向剪力与轴心力。梁柱节点连接的约束刚度是有限的，在承受弯矩的同时会产生相应的交角变化，须依据具体构造形式确定初始刚度值，进而参与结构分析。节点的约束刚度应以试验为依据，具体算法可参考相应的文献。

6.1.4 本条为 2003 版的 8.4.4、8.4.5、10.1.4 条的修改和补充。本次修订对空腹桁架要求在对连接性质做出正确判断的基础上进行结构分析。

6.1.6 本条为新增条文。本条对结构分析方法的选择进行了原则性的规定。对于二阶效应明显的有侧移框架结构，优先采用二阶弹性分析方法或简化二阶弹性分析方法。

钢结构根据抗侧力构件在水平力作用下的变形形态，可分为剪切型（框架结构）、弯曲型（如高跨比为 6 以上的支撑架）和弯剪型。式(6.1.6-1)只适用剪切型结构，对于弯曲型和弯剪型结构，采用 6.1.6-2 式计算二阶效应系数。强调整体屈曲模态，是要排除可能出现的一些最薄弱构件的屈曲模态。

二阶效应系数也可以采用下式计算：

$$\theta_i = 1 - \frac{\Delta u_i}{\Delta u_i^{\text{II}}}$$

式中 Δu_i^{II} ——按二阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移

Δu_i ——按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移

6.1.7 本条为新增条文。

6.2 一阶弹性分析与设计

6.2.2 本节所有条文均为新增条文。本节着重对一阶弹性分析设计方法的适用条件和设计过程进行了说明，基本延续了原规范对无侧移框架和有侧移框架的设计方法

6.3 二阶弹性分析与设计

6.3.1 本节所有条文均为新增条文。二阶弹性分析设计方法考虑了结构在荷载作用下产生的变形 ($P-\Delta$)、结构初始几何缺陷 ($P-\Delta_0$)、节点刚度和残余应力对结构和构件内力产生的影响。在计算分析过程中,可以直接建立带有初始几何缺陷的结构,也可以把初始几何缺陷的影响用等效水平荷载来代替,施加等效水平荷载时应考虑荷载的最不利组合。

6.3.2 本条对框架结构整体初始几何缺陷值给出了具体取值,经过国内外规范对比分析,结果显示框架结构的初始几何缺陷值不仅跟结构层间高度有关,而且也与结构层数的多少有关,式(6.3.2-1)是从式(6.3.2-2)推导而来,即:

$$\Delta_i = \frac{H_{ni}h_i}{Q_i} = \frac{h_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}} \quad (1)$$

按照《钢结构工程施工质量验收规范》(GB50205-2001)的有关要求,结构的最大水平安装误差不大于 $h_i/1000$ 。综合各种因素,框架结构的初始几何缺陷代表值取为 Δ_i 和 $h_i/1000$ 中的较大值。

当采用二阶弹性分析时,为配合计算的精度,应考虑结构的初始几何缺陷对内力的影响。其影响程度可通过在框架每层柱的柱顶作用有附加的假想水平力 H_{ni} 来综合体现。研究表明,框架的层数越多,构件的缺陷影响越小,且每层柱数的影响亦不大。通过与国外规范比较分析,并考虑钢材强度的影响,本规范提出了 H_{ni} 值的计算公式(6.3.2-2)。

6.3.3 本节基本沿用 2003 版的 3.2.8。二阶弹性分析设计方法考虑了结构在荷载作用下产生的变形 ($P-\Delta$)、结构初始几何缺陷 ($P-\Delta_0$)、节点刚度和残余应力对结构和构件内力产生的影响。本规范用等效水平荷载来代替初始几何缺陷的影响,施加等效水平荷载时应考虑荷载的最不利组合。

与 GB50017-2003 的式(3.2.8-2)相比,式(6.3.2-1)将二阶效应仅与框架受水平荷载相关连,不需要在楼层和屋顶标高设置虚拟水平支座和计算其反力,只需分别计算框架在竖向荷载和水平荷载下的一阶弹性内力,即可求得近似的二阶弹性弯矩。该式概念清楚,计算简便,且符合工程设计习惯,研究表明适用于 $0.1 < \theta_i \leq 0.25$ 范围。侯和涛博士所作参数分析表明,该近似式所得结果与精确二阶弹性弯矩相比,误差不超过 5%。

6.3.4 二阶弹性分析与设计方法只考虑了结构层面上的二阶效应的影响,并未涉及到构件

的 和 对内力的影响，因此这部分的影响应通过稳定系数来进行考虑，但此时的构件计算长度系数应取 1.0 。

6.3.5 按本节进行大跨度钢结构全过程分析求得的第一个临界点的荷载值，可作为大跨度钢结构的稳定极限承载力，如按弹性全过程分析，安全系数 K 可取为 4.2；如按弹塑性全过程分析时，安全系数 K 可取为 2.0，参见条文 6.4.5。

6.4 直接分析设计法

6.4.1 本节所有条文均为新增条文。当采用直接分析设计法时，可以直接建立带有初始几何缺陷的结构和构件单元，也可以用等效荷载来替代。对于一些特殊荷载下的结构分析，比如连续倒塌分析、抗火分析等，因涉及到几何非线性、材料非线性、全过程弹塑性分析，采用一阶弹性分析或者二阶弹性分析并不能得到正确的内力结果，应采用直接分析设计法进行结构分析和设计。

6.4.2 构件的初始几何缺陷形状用正弦波来模拟，取构件初始几何缺陷代表值。为了便于计算，构件的初始几何缺陷可以用均布荷载代替，均布荷载数值可由结构力学求解方法得到，如图 6.4.2 所示。

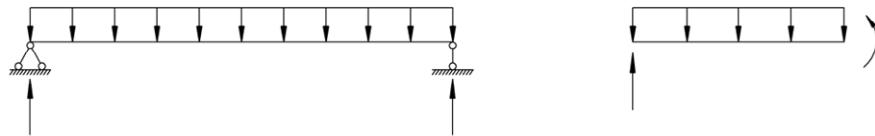


图 6.4.2 均布荷载计算简图

推导过程如下：

$$\sum M = 0: N_k e_0 + q_0 \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{4} - \frac{q_0 l}{2} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$q_0 = \frac{8N_k e_0}{l^2} \quad (4)$$

6.4.4 直接分析设计法是一种全过程二阶弹塑性分析设计方法，可以全面考虑结构和构件的初始缺陷、几何非线性、材料非线性等对结构和构件内力的影响，其分析设计过程可用式 (5) 来表达。用直接分析设计法求得的构件的内力可以直接做为校核构件的依据。

$$\frac{N}{A} + \frac{M_x + N(\Delta_x + \Delta_{xi} + \delta_x + \delta_{x0})}{W_x} + \frac{M_y + N(\Delta_y + \Delta_{yi} + \delta_y + \delta_{y0})}{W_y} \leq f \quad (5)$$

式中： N —— 构件的轴力设计值；

A —— 构件的毛截面面积；

M_x, M_y —— 绕着构件 x, y 轴的一阶弯矩承载力设计值；

W_x, W_y —— 绕着构件 x, y 轴的毛截面模量；

Δ_x, Δ_y —— 由于结构在荷载作用下的变形所产生的构件两端相对位移值；

Δ_{xi}, Δ_{yi} —— 由于结构的整体初始几何缺陷所产生的构件两端相对位移值；

δ_x, δ_y —— 构件 x, y 轴方向的荷载变形值。

δ_{x0}, δ_{y0} —— 构件 x, y 轴方向的初始缺陷值。

7 受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计

7.1 受弯、受剪构件的强度

7.1.1 本条基本沿用 2003 版的 4.1.1。补充了箱形截面的塑性开展系数。箱形截面的塑性开展系数，应该介于 1.05~1.2 之间。

表 7.1.1 箱形截面的塑性开展系数

截面号	B	H	Tf	Tw	Fx	γ_x	Fy	γ_y
J1-1	400	400	10	10	1.153	1.05	1.153	1.05
J1-2	400	400	15	10	1.131	1.05	1.197	1.05
J1-3	400	400	20	10	1.125	1.05	1.233	1.05
J1.5-1	400	600	15	15	1.197	1.066	1.131	1.05
J1.5-2	400	600	20	15	1.175	1.066	1.156	1.05
J1.5-3	400	600	25	15	1.162	1.066	1.179	1.05
J2-1	400	800	20	20	1.233	1.081	1.125	1.05
J2-2	400	800	30	20	1.199	1.081	1.155	1.05
J2-3	400	800	40	20	1.182	1.081	1.182	1.05
J3-1	400	1200	30	30	1.288	1.108	1.129	1.05
J3-2	400	1200	35	30	1.273	1.108	1.137	1.05
J3-3	400	1200	40	30	1.260	1.108	1.145	1.05

7.1.2 本条沿用 2003 版的 4.1.2。

7.1.3 本条基本沿用 2003 版的 4.1.3。计算腹板计算高度边缘的局部承压强度时，集中荷载的分布长度 l_z ，早在二十世纪四十年代，前苏联的科学家已经利用弹性地基梁上的模型，获得了地基梁下反力分布的近似解析解，并被英国，欧洲，美国，前苏联钢结构设计规范用于轨道下的等效分布长度计算；最新的数值分析表明，基于弹性地基梁的模型，得到的承压长度（7.1.3-2 a）式中的系数改为 3.25 就是国外的公式）偏大，应该改为 2.83；随后进行的理论上更加严密的解析分析表明，弹性地基梁的变形集中在荷载作用点附近很短的一段，应该考虑剪切变形，改为弹性地基上的 Timoshenko 梁的模型，这样得到的承压长度的解析公式的系数从 3.25 下降到 2.17，在梁模型中承压应力的计算应考虑荷载作用高度的影响，考虑到轮压作用在轨道上表面，承压应力的扩散更宽，这个系数增加到 2.83。

简化的方法，国外均按照 1:1 扩散，没有初始宽度 $a = 50 \text{ mm}$ ，(7.1.3-3)式与 (7.1.3-2) 式的对比见表 7.1.3，表 7.1.3 的数据未考虑上翼缘的惯性矩和厚度，表中空格表示实际不会出现的情况。从表格看， $a = 50 \text{ mm}$ 应理解为简化计算需要引进的初始量，而不是轮子和轨道的接触面长度。

表 7.1.3 (7.1.3-2)和 (7.1.3-3) 计算的承压长度对比 (mm)

腹板 厚度 (mm)	轨道规格及其惯性矩 (cm ⁴)								
	24kg	33kg	38kg	43kg	50kg	QU70	QU80	QU100	QU120
	486	821.9	1204.4	1489	2037	1082	1547.4	2864.73	4923.79
5	280.3	334.0	379.4	407.2	452.0				
6	263.8	314.3	357.0	383.1	425.3	344.5			
8	239.7	285.6	324.3	348.1	386.4	313.0	352.6		
10	222.5	265.1	301.1	323.2	358.7	290.5	327.3	401.9	481.5
12	209.4	249.5	283.3	304.1	337.6	273.4	308.0	378.2	453.1
14		237.0	269.2	288.9	320.7	259.7	292.6	359.3	430.4
16			257.4	276.3	306.7	248.4	279.9	343.6	411.6
18				265.7	294.9	238.8	269.1	330.4	395.8
20					284.7	230.6	259.8	319.0	382.1
2h _r	214	240	268	280	304	240	260	300	340
2h _r +50	264	290	318	330	354	290	310	350	390

7.1.4 本条沿用 2003 版的 4.1.4。

7.2 受弯构件的整体稳定

7.2.1 本条沿用 2003 版的 4.2.1。

7.2.2 本条基本沿用 2003 版的 4.2.2。为了与强度计算衔接，稳定性验算公式引入 γ_x 。梁的整体稳定性系数的计算做了适当调整。

7.2.3 本条为新增条文。梁的稳定系数，我国长期以来，对焊接工字形梁和轧制工字形梁不作区分，国内做过的焊接工字钢梁的试验，其稳定系数也比轧制工字钢低，但是数据非常有限。本条建议的公式，虽然比 GB50017-2003 有较大的修改，原因是最早提出的弹塑性稳定系数 $\varphi'_b = 1.1 - \frac{0.4646}{\varphi_b} + \frac{0.1296}{\varphi_b^{1.5}}$ 主要参考了 18 根梁的试验，且主要是轧制工字钢。公式对焊接工字钢梁的稳定系数，接近试验数据的上限，偏于不安全。

国际上，例如英国，日本等均做焊接和轧制的区分，焊接梁的稳定系数小于轧制的梁。日本福本秀士等根据各国积累的大量轧制梁和焊接梁的试验资料统计分析，在稳定系数公式采用 $\varphi_b = \frac{1}{(1 + \lambda_b^{2n})^{1/n}}$ 的形式下，得到试验平均值曲线的指数，轧制和焊接梁分别是， $n=2.5$ 和 2.0，在取平均值减去二倍均方差的情况下，轧制梁 $n=1.5$ ，焊接梁， $n=1$ 。法国规范采用过 2.0 和 1.5，德国采用过 2.5 和 2.0。

EC3 对梁的稳定系数允许两套公式，一套直接采用柱子曲线 a,b,c,d， $\lambda_b \leq 0.2$ 时 $\varphi_b = 1$ ，

热轧工字钢， $h/b \leq 2$ 采用 a 曲线， $h/b > 2$ 采用 b 曲线；焊接工字形截面 $h/b \leq 2$ 采用 c 曲线， $h/b > 2$ 是 d 曲线。第二套公式显然是考虑了英国规范，规定了 $\lambda_b \leq 0.4$ 时 $\varphi_b = 1$ ，缺陷参数取自柱子曲线 b,c,d,热轧工字钢， $h/b \leq 2$ 采用 b 曲线， $h/b > 2$ 是 c 曲线；焊接工字钢 $h/b \leq 2$ 采用 c 曲线， $h/b > 2$ 采用 d 曲线，曲线下降得比第一套公式快。

本条建议， $n = 1 \sim 2.6$ 之间，除了焊接和轧制的区别外，主要影响因素是截面受压翼缘宽度和截面高度的比值，少量地受到长细比的影响，见附表 7.2.3。算得的稳定系数比 EC3 的两套计算方法的结果都高，

钢梁稳定性计算最主要应用场合是中小跨度的吊车梁，其高宽比一般在 1.5~2 之间，因此焊接梁的 n 在 1.4~1.55 左右，轧制梁的 n 在 2~2.2，而且 $\varphi_b = 1$ 的起点定在了 $\lambda_{b0} = 0.3$ 和 0.4，指数与截面的高宽比联系起来，更为合理，也为有限元分析结果所证实。

表 7.2.3 指数 n

h/b_1	1	1.5	2	2.5	3
热轧	2.500	2.184	1.984	1.842	1.733
焊接	1.800	1.572	1.429	1.326	1.248

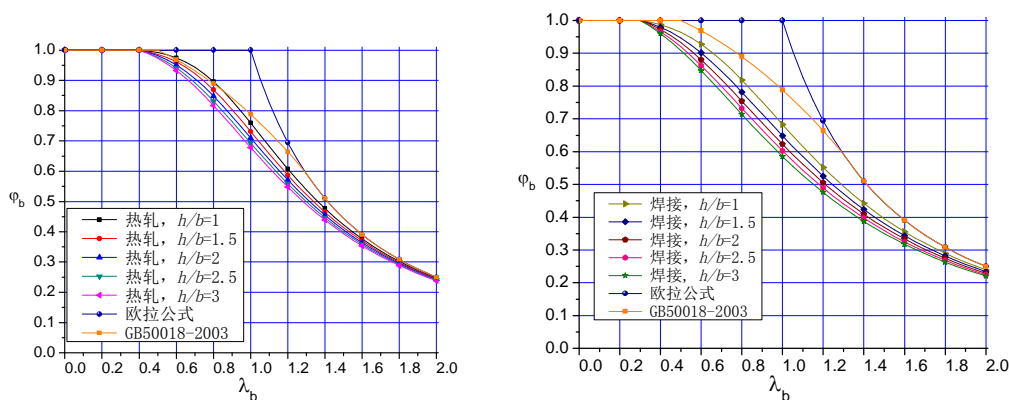


图 7.2.3 不同高宽比的焊接和轧制工字钢梁的稳定系数

线性变化的弯矩，主要用于计算压弯杆的平面外弯扭失稳计算公式中弯矩项的稳定系数。弯矩线性变化时，稳定系数比均匀受弯时有提高。在弹性阶段，弯矩线性变化相对于纯弯时临界弯矩的提高是通过等效弯矩系数在 M_{cr} 考虑，并且通过(7.2.3-2)式在长细比中得到考虑的。在弹塑性阶段，弯矩线性变化时，稳定系数取 1.0 的界限长细比会变大，纯弯时是 0.4，到 $m = M_2 / M_1 = -1$ (M_2 ——较小弯矩； M_1 ——较大弯矩)时的 1.0，即 $m = -1$ 的情况

下， $\lambda_b = 1$ 时除了两端出现塑性，梁内均是弹性的，因此是弹性失稳。但是因为残余应力和初弯曲的影响，规定 $m = M_2/M_1 = -1$ 、 $\lambda_b = 0.9$ 时 $\varphi_b = 1$ ，在焊接的情况下， $\lambda_b = 0.8$ 时 $\varphi_b = 1$ 。在这样的约定下，可以得到表 7.2.3。

在 $h/b = 1.5$ 时（这是多层房屋中较为常见的工字形截面高宽比），轧制和焊接工字钢弯矩线性变化时的稳定系数见图 7.2.3。

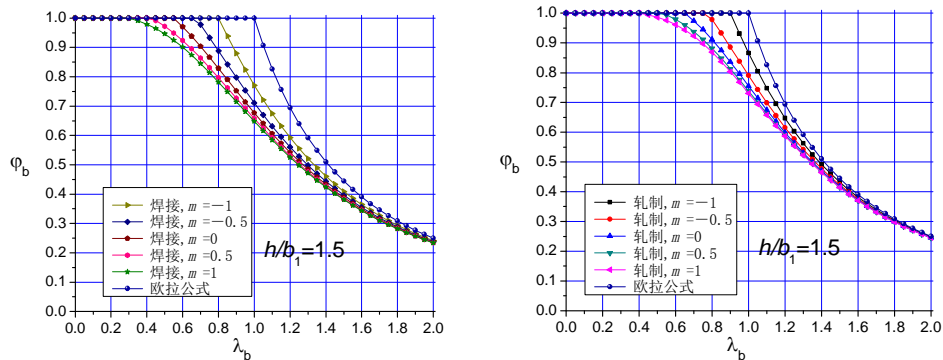


图 7.2.3 弯矩线性变化时的稳定系数

7.2.4 本条基本沿用 2003 版的 4.2.3。在两个主平面内受弯的构件，其整体稳定性计算很复杂，本条所列公式（7.2.4）是一个经验公式。1978 年国内曾进行过少数几根双向受弯梁的荷载试验，分三组共 7 根，包括热轧工字钢 I18 和 I24a 与一组单轴对称加强上翼缘的焊接工字梁。每组梁中 1 根为单向受弯，其余 1 根或 2 根为双向受弯（最大刚度平面内受纯弯和跨度中点上翼缘处受一水平集中力）以资对比。试验结果表明，双向受弯梁的破坏荷载都比单向低，三组梁破坏荷载的比值各为 0.91、0.90 和 0.88。双向受弯梁跨度中点上翼缘的水平位移和跨度中点截面扭转角也都远大于单向受弯梁。

用上述少数试验结果验证本条公式（7.2.4），证明是可行的。公式左边第二项分母中引进绕弱轴的截面塑性发展系数 γ_y ，并不意味绕弱轴弯曲出现塑性，而是适当降低第二项的影响，并使公式与本章（7.1.1）式和（7.2.2）式形式上相协调。

7.2.5 本条沿用 2003 版的 4.2.4。

7.2.6 本条基本沿用 2003 版的 4.2.5。

7.2.7 本条沿用 2003 版的 4.2.6。

7.2.8 本条为新增条文。本条针对框架主梁的负弯矩区的稳定性计算提出，负弯矩区下翼缘受压，上翼缘受拉，且上翼缘有楼板起侧向支撑和提供扭转约束，因此负弯矩区的失稳是畸变失稳。

将下翼缘作为压杆，腹板作为对下翼缘提供侧向弹性支撑的部件，上翼缘看成固定，则可以求出纯弯简支梁下翼缘发生畸变屈曲的临界应力是 $\sigma_{cr,d} = \frac{1}{4} E \sqrt{\frac{b/t_1}{(h_w/t_w)^3}}$ ，考虑到支座条件接近嵌固，弯矩快速下降变成正弯矩等有利因素，以及实际结构腹板高厚比的限值，腹板对翼缘能够提供强大的侧向约束，因此框架梁负弯矩区的畸变屈曲并不是一个需要特别加以精确计算的问题，因此本条提出了很简单的畸变屈曲的临界应力公式(7.2.8-3)。

通用长细比小于等于 0.45 时，弹塑性畸变屈曲应力基本达到钢材的屈服强度，此时截面尺寸刚好满足(7.2.8-1)。对于抗震设计，要求应更加严格。

不满足(7.2.8-1)式，则设置加劲肋，能够为下翼缘提供更加刚强的约束，能够带动楼板对框架梁提供扭转约束。加加劲肋后，刚度很大，一般不再需要计算整体稳定和畸变屈曲。

7.2.9 本条为新增条文。

7.3 受扭构件的强度及整体稳定

7.3.5 本节所有条文均为新增条文。受扭构件设计的一般原则如下：

- 1 当钢梁以自身扭转抵抗外荷载时，应在强度和稳定性的计算中考虑自由扭转和约束扭转产生的应力；
- 2 钢梁的扭转作为一种次应力出现，扭转不会自由发展的构件，无需考虑扭转作用；
- 3 在抗剪强度计算中可不考虑开口薄壁截面的自由扭转应力；
- 4 受扭构件宜采用闭口截面形式。当采用开口截面形式时，首先应考虑双轴对称或单轴对称形式。

7.4 局部稳定

7.4.1 本条基本沿用 2003 版的 4.3.1。

7.4.2 本条沿用 2003 版的 4.3.2。

7.4.3 本条相较 2003 版的 4.3.3，对梁腹板局部稳定计算重要修改

1 相关公式的修改

对仅设置横向加劲肋的腹板作用有弯曲、剪切和局部压缩三种荷载共同作用下的弹性局部屈曲相关公式，最早公式是

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bc,r}} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,c,r}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (7.4.3-1)$$

在 2003 规范，局部屈曲改为弹塑性承载力计算后，在弹塑性阶段沿用上式，非常保守

而变得不合理，因此改为

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bcr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leq 1.0 \quad (7.4.3-2)$$

这一公式只适合腹板承受成对的承压应力，即上下翼缘施加大小相同方向相反使得腹板受到挤压的应力，而单个的挤压力在腹板高度上产生较为不均匀的承压应力，其使腹板屈曲的趋向减弱，并且此时屈曲波形中挠度最大的地方不是应力最大的地方，因此承压应力项应有一个大于 1 的指数。国外对单向承压力下的腹板破坏进行过大量的试验研究，结果表明，钢梁纵向弯曲应力对竖向承压极限承载力(屈服或者 Crippling failure)的影响，最保守的公式

是采用 $\sqrt{1 - \frac{\sigma_b^2}{f_{yw}^2}}$ 来表示(也有采用 $\sqrt[3]{1 - \frac{\sigma_b^3}{f_{yw}^3}}$ 和 $\sqrt[8]{1 - \frac{\sigma_b^8}{f_{yw}^8}}$ ，见《Plated Structures, stability and

strength》，edited by Narayanan R., 1985, Applied Science Publishers. 这表明，在长细比小时，承压和弯曲的相关关系是一个圆方程或高于圆的方程。但是在通用高厚比大时，屈曲相关关系应趋于 7.4.3-1 式。

结合本次规范修订而开展的对这一问题的研究，发现如下两两相互作用的关系

弯曲应力和剪切应力的相互关系

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bcr0}}\right)^{\frac{4}{3} + \frac{2}{3} \frac{\alpha^{10}}{6 + \alpha^{10}}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr0}}\right)^2 = 1 \quad (7.4.3-3)$$

这个关系不完全是圆，只有在长板才是圆，短板采用圆的偏于不安全的。弯曲应力项的指数范围从短板的 1.333 变到长板的 2。传统上一直认为，弯曲和剪应力的相关关系是圆，是早在 1936 年就已经得到建立和证实的公式，但是查阅 Bleich 和 Bulson 等著作可知，对于短板，采用圆确实偏于不安全，这说明(7.4.3-3)式是成立的。

剪切应力和局部承压应力是相关关系是

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}}\right)^{\frac{2(3+2\alpha^8)}{3(1+\alpha^8)}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr0}}\right)^2 = 1 \quad (7.4.3-4)$$

承压应力项的指数从短板的 2 变到长板的 1.333。

在弯曲应力和局部承压应力作用下的相关关系是

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}}\right)^{1 + \frac{2\alpha^{10}}{5(5+\alpha^{10})}} + \left(\frac{\sigma_{bcr}}{\sigma_{bcr0}}\right)^{1 + \frac{2\alpha^{10}}{5(5+\alpha^{10})}} = 1 \quad (7.4.3-5)$$

即弯曲应力和承压应力有相同的指数，这说明两者对屈曲的贡献类似。指数的范围是从短板的 1.0 变到长板的 1.4。

从以上三个两两相互作用公式构造三项式的关系并非易事，但是可以采用切片的方法，了解并掌握三种应力同时作用时的相关关系，如下图所示。取 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}} = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ 切片分别计算弯曲应力和剪切应力之间的相关关系，并拟合曲线，即可以得到(7.4.3-1)式。

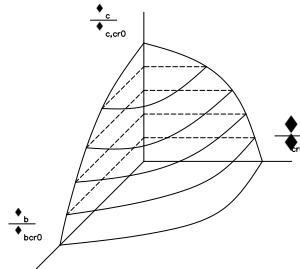


图 7.4.3

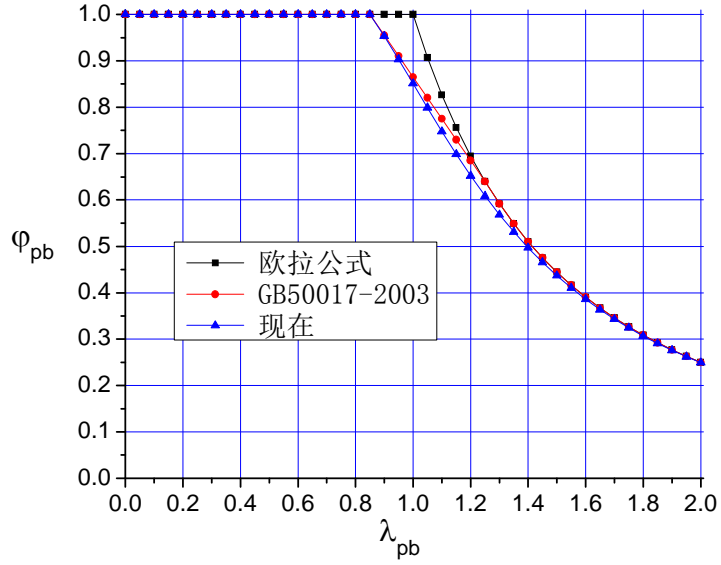
由于(7.4.3-1)式代表的是图 7.4.3 所示的外凸曲面，指数均大于等于 1.15，因此本条修改后，比 2003 规范在承压应力的验算方面，大多数情况下是更加容易满足。

2 明确提出，承压应力出现在腹板区格中间时，剪应力的计算应扣除这个承压应力产生的剪应力。这是因为，承压屈曲应力的计算中已经包含了这个剪切应力，如果再考虑承压应力产生的剪应力，相当于考虑了两次。

3 板件在各个应力独自作用下的弹塑性稳定系数的修改有两点，

- 1) 在通用高厚比较大的阶段，原规范公式都存在 1.1 的系数将稳定系数提高到欧拉公式之上，在部分板件，屈曲后强度也不一定有那么高，所以这次将 1.1 改回到 1.0；
- 2) 将原来分段的公式连续化，这样有利于压缩规范的篇幅。

取消系数 1.1， $\lambda_{pb} = 0.85 \sim 1.25$ 之间拉直线，在这次统一采用一个公式。对比如下。



附图 7.4.3-1 弯曲稳定系数对比

腹板剪切屈曲的弹塑性稳定系数，是早期 EC3（1994 年版本）分段公式的简化和修正，与本规范 2003 版在大长细比阶段去掉系数 1.1，中间过渡段采用直线的公式很接近，这次提出的公式与分段公式的对比见下图。

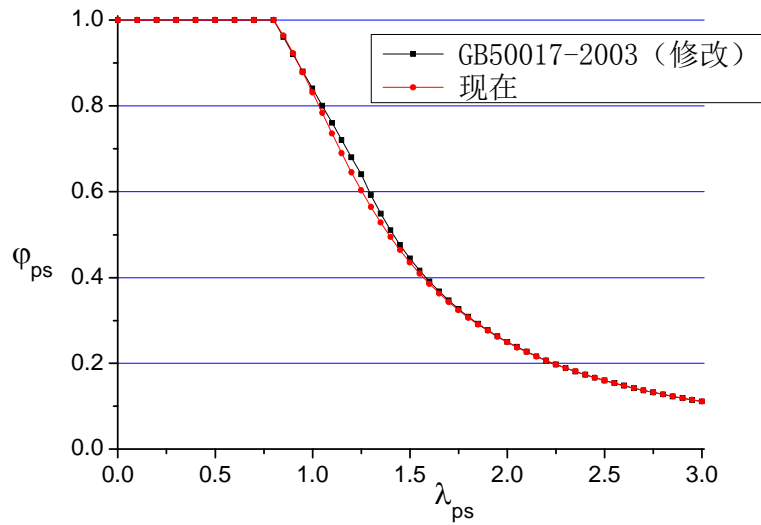


图 7.4.3-2 剪切稳定系数对比

局部承压的分段公式与这次修改的公式对比见附图 7.4.3-3

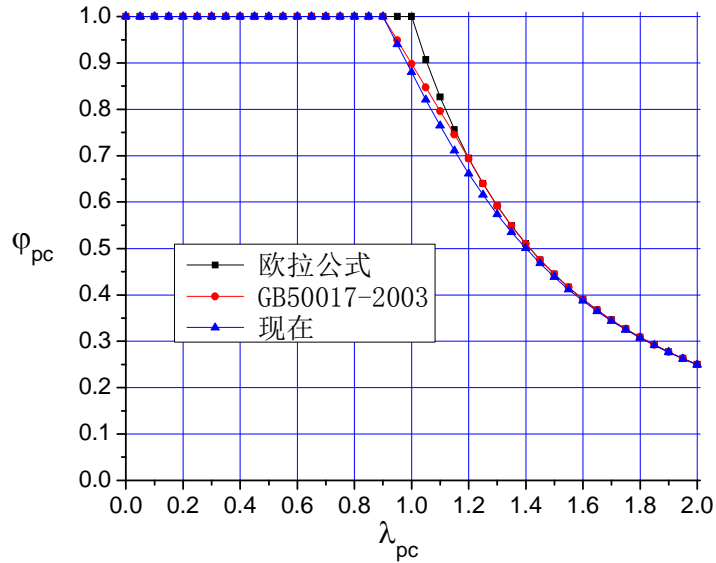


图 7.4.3-3 承压稳定系数对比

7.4.4 本条沿用 2003 版的 4.3.4。

7.4.5 本条沿用 2003 版的 4.3.5。

7.4.6 本条沿用 2003 版的 4.3.6。

7.4.7 本条沿用 2003 版的 4.3.7。

7.5 腹板开孔梁

7.5.1 本节所有条文均为新增条文。

7.5.2 本条提出的梁腹板开洞时孔口及其位置的尺寸规定,主要参考美国钢结构标准节点构造大样。

用套管补强有孔梁的承载力时,可根据以下三点考虑:(1)可分别验算受弯和受剪时的承载力;(2)弯矩仅由翼缘承受;(3)剪力由套管和梁腹板共同承担,即:

$$V = V_s + V_w$$

式中 V_s ——套管的抗剪承载力;

V_w ——梁腹板的抗剪承载力。

补强管的长度一般等于梁翼缘宽度或稍短,管壁厚度宜比梁腹板厚度大一级。角焊缝的焊脚长度可取 $0.7t$, t 为梁腹板厚度。

7.5.3 本条为新增条文。

7.6 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

7.6.1 本条沿用 2003 版的 4.4.1。

7.6.2 本条沿用 2003 版的 4.4.2。

7.7 对吊车梁和吊车桁架（或类似结构）的要求

7.7.1 本条沿用 2003 版的 8.5.1。

7.7.2 本条基本沿用 2003 版的 8.5.2。

7.7.3 本条沿用 2003 版的 8.5.3。

7.7.4 本条沿用 2003 版的 8.5.4。

7.7.5 本条沿用 2003 版的 8.5.5。

7.7.6 本条沿用 2003 版的 8.5.6。

7.7.7 本条沿用 2003 版的 8.5.7。

7.7.8 本条沿用 2003 版的 8.5.8。

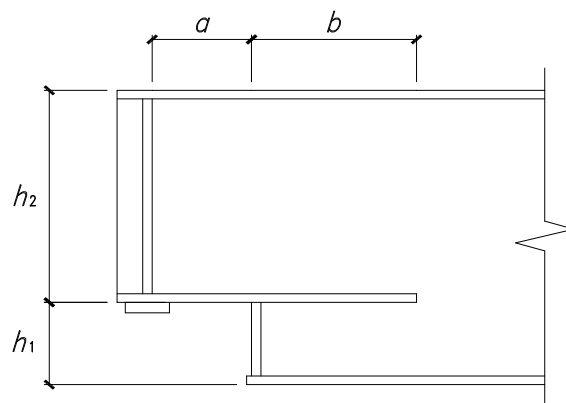
7.7.9 本条沿用 2003 版的 8.5.9。

7.7.10 本条沿用 2003 版的 8.5.10。

7.7.11 本条沿用 2003 版的 8.5.11。

7.7.12 本条沿用 2003 版的 8.5.12。

7.7.13 本条为新增条文。根据宝钢一期的工程经验总结，增加本条文。参考文献：陈炯《变截面吊车梁圆弧式和直角式突变支座的受力性能分析》及《变截面吊车梁直角突变式支座的构造》。



$$h_1 \leq 0.5h_2, \quad a \leq 0.5h_2, \quad b \geq 1.5a$$

图 7.7.13 直角式突变支座节点构造

7.8 梁的构造要求

7.8.1 本条为新增条文。

图 7.8.1a 为槽钢檩条的支座，其连接角钢的竖直肢不能比槽钢低得过多，且角钢应有一定的厚度；图 7.8.1b 为冷弯薄壁 Z 形檩条，由于其连接角钢由薄板冷弯而成，刚度不够，故用加劲肋加强；图 7.8.1c 系列用梁的支座加劲肋来防止扭转，只能用于高度较小的梁；图 7.8.1d 的构造不尽合理，它依靠腹板平面外的弯曲刚度来抵抗扭转，而腹板的弯曲刚度很弱，所以只能用于长而矮的梁。否则，宜采用图 7.8.1e 的连接构造，或在上翼缘另加支承；图 7.8.1f 为梁借助端板连于柱的侧面，梁端不会侧移和扭转，但截面绕强轴的转动和翘曲受到一定约束，不是完全简支，宜视为半刚性连接。仅将梁腹板与柱相连的构造，如图 7.8.1g 和图 7.8.1h，不完全符合夹支条件，这种情况宜将临界弯矩乘以折减系数 0.85。

7.8.2 本条为新增条文。

7.8.3 本条沿用 2003 版的 8.4.9。

7.8.4 本条沿用 2003 版的 8.4.10。

7.8.5 本条基本沿用 2003 版的 7.9.3。

8 轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计

8.0.1 本条为新增条文。轴心受力是对截面而言的。目前“强度”一词有两种用法，广义的用法指构件的承载力，狭义的用法指截面强度，为明确起见，对 03 版的“强度”一词增加“截面”二字。

8.1 截面强度计算

8.1.1 本条基本沿用 2003 版的 5.1.1。03 规范版在条文说明中给出了式 (8.1.1-1) 和式 (8.1.1-2)，并指出“如果今后采用屈强比更大的钢材，宜用这两个公式来计算，以确保安全”。当前，屈强比高于 0.8 的 Q460 钢已开始采用，为此，用这两个公式取代了净截面屈服的计算公式。对于 Q235 和 Q345 钢，用这两个公式可以节约钢材。

当沿构件长度有排列较密的螺栓孔时，由净截面屈服控制，以免变形过大。

8.1.2 本条为新增条文。轴压构件孔洞有螺栓填充者，不必验算净截面强度。

8.1.3 本条为 2003 版的 3.4.2 条的修改。此项折减系数是考虑非全部直接传力造成的剪切滞后和截面上正应力分布不均匀，03 版仅在 3.4.2 条对单边连接的单角钢规定有折减系数，现在移至本章，并加以扩展。

8.2 轴压构件的稳定性计算

8.2.1 式 (8.2.1-1) 改用构件承载力的表达式，有别于截面强度的应力表达式，使概念明确。

热轧型钢的残余应力峰值和钢材强度无关，它的不利影响随钢材强度的提高而减弱，因此，对屈服强度达到和超过 345MPa 的 $b/h > 0.8$ 的 H 型钢和等边角钢的 φ 系数可提高一类采用，参看陈绍蕃《热轧高强度钢压杆的承载能力分析》(建筑钢结构进展，待发表)。

本条基本沿用 2003 版的 5.1.2。截面单轴对称构件换算长细比的计算公式 (8.2.1-4) 和单、双角钢的简化公式，都来自弹性稳定理论，这些公式用于弹塑性范围时偏于保守，原因是当构件进入非弹性后其弹性模量下降为 $E_t = \tau E$ ，但剪切模量 G 并不和 E 同步下降，在构件截面全部屈服之前可以认为 G 保持常量。计算分析和试验都表明，等边单角钢轴压构件当两端铰支且没有中间支点时，绕强轴弯扭屈曲的承载力总是高于绕弱轴弯曲屈曲承载力，因此，条文明确指出这类构件无须计算弯扭屈曲，并删去了原公式 (8.2.1-5)。双角钢截面轴压构件抗扭刚度较强，对弯扭屈曲承载力的影响较弱，仍将保留原来的弹性公式，只是表

达方式上作了改变,实质没有变动。绕平行轴屈曲的单角钢压杆,一般在端部用一个肢连接,压力有偏心,并且中间常连有其他构件,其换算长细比的规定见第 8.6 节。

本条增加了截面无对称轴构件弯扭屈曲换算长细比的计算公式(8.2.1-11)和不等边单角钢的简化公式(8.2.1-13),这些公式属于弹性构件,在非弹性范围偏于安全,若要提高计算精度,可以在式(8.2.1-14)的右端乘以

$$\sqrt{\tau} = \lambda_n \sqrt{1 - 0.21\lambda_n^2} \quad (\text{用于 } \lambda_n \leq 1.19)$$

式中: λ_n — 构件正则化长细比, $\lambda_n = \frac{\lambda}{93} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}$, λ 可取弱主轴 x 的长细比 λ_x 。

用式(8.2.1-13a,b)计算 λ_{xyz} 时,所有 λ_z (包括公式适用条件)都乘以 $\sqrt{\tau}$ 。

8.2.2 本条沿用 2003 版的 5.1.3。

8.2.4 本条及 8.2.3 沿用 2003 版的 5.1.4。

8.2.5 本条沿用 2003 版的 5.1.5。

8.2.6 本条为 2003 版 5.1.6 的修改。计算表明原剪力公式的强度调整系数 $\sqrt{f_y/235}$ 并无必要,删去。

8.2.7 本条为新增内容,式(8.2.7)来源参看郭彦林等《梭形柱的稳定性能及设计方法研究》(工业建筑, 37 (7), 2007)。

8.2.8 空间多肢钢管梭形格构柱常用于轴心受压构件,在工程上应用愈来愈多,但目前缺乏设计理论指导。清华大学与同济大学的理论和试验研究结果表明,挺直钢管梭形格构柱的屈曲模态(最低阶)依据其几何及截面尺寸可能发生单波形的对称屈曲和反对称屈曲。通过对理论推导与大量的弹性屈曲有限元计算结果进行分析,证明公式(8.2.8-2)与(8.2.8-3)能够比较准确地估算钢管梭形格构柱的对称与反对称屈曲荷载。考虑其几何初始缺陷的影响,其破坏时的变形模式表现为单波形、非对称“S”形及反对称三种,取决于挺直钢管梭形格构柱的失稳模态与初始缺陷的分布及幅值大小。考虑钢管梭形格构柱的整体几何初始缺陷的影响(幅值取 $L/750$),对其承载力进行了大挠度弹塑性分析以及试验研究。研究结果表明,按照式(8.2.8)计算获得的换算长细比并采用 b 类截面柱子曲线确定钢管梭形格构柱整体稳定系数比较合适且偏于安全。

本条为新增内容,来源参看郭彦林等《梭形柱的稳定性能及设计方法研究》(工业建筑, 37 (7), 2007)。

8.3 实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度

8.3.1 本条为 2003 版 5.4.1~5.4.4 的修改。03 规范有关轴压构件板件宽厚比的限值规定，所遵循的法则对 H 形截面和箱形截面不一致，现在把二者统一起来，一律采取屈服准则和等稳准则综合运用方法，同时，在推导宽厚比限值时考虑了相邻板件相互约束关系，参看陈绍蕃《轴心压杆板件宽厚比限值的统一分析》（建筑钢结构进展，11（5），2009）和《论高强度钢压杆稳定计算中的屈服强度因数》（建筑钢结构进展，待发表）。

由于高强度角钢应用的需要，增加了等边角钢肢的宽厚比限值，参看陈绍蕃等《单角钢压杆的宽厚比限值和超限杆的承载力》（建筑结构学报，31（9），2010）。不等边角钢没有对称轴，失稳时总是呈弯扭屈曲，稳定计算包含了肢件宽厚比影响，不再对局部稳定作出规定。本条公式还有一个特点是：中等以上长细比压杆的板件宽厚比限值，只有一部分乘以强度调整系数 $\sqrt{235/f_{yk}}$ ，有利于高强钢材更充分的发挥作用。

8.3.2 本条为新增加的内容，根据等稳准则，构件实际压力低于其承载力时，相应的局部屈曲临界力可以降低，从而使宽厚比限值放宽。

8.3.3 本条为新增条文。为计算简便起见，本条区分 ρ 是否小于 1.0 的界限由式 (8.3.1-3a) 和 (8.3.1-5a) 确定，对长细比大于 $52\sqrt{235/f_{yk}}$ 的箱形截面和长细比大于 $80\sqrt{235/f_{yk}}$ 的单角钢偏于安全。但和 03 版 5.4.6 条相比，已有较大的改进。本条公式来源见陈绍蕃《焊接薄壁箱型轴心压杆的承载力计算》（建筑钢结构进展，11（6），2009）和《单角钢压杆的肢件宽厚比限值和超限杆的承载力》（建筑结构学报，31（9），2010）。

8.4 桁架及支撑的计算长度和允许长细比

8.4.1 本条沿用 2003 版 5.3.1 条的一部分并补充了钢管桁架构件的计算长度系数。由于立体钢管桁架应用非常普遍，钢管桁架构件的计算长度系数应反映出立体钢管桁架与平面钢管桁架的区别。一般情况下，立体桁架杆件的端部约束比平面桁架强，故在本技术规程中对立体桁架与平面桁架杆件的计算长度系数的取值稍有区分，以反映其约束强弱的影响。

对于弦杆平面内计算长度系数的取值，考虑到平面桁架与立体桁架对杆件面外约束的差别不大，故均取 0.9。

对于支座斜杆和支座竖杆，由于其受力较大，受周边构件的约束较弱，其计算长度系数取 1.0。

对于立体桁架，弦杆平面外的计算长度取 0.91，同时尚应以 0.911 按格构式压杆验算其

稳定性。

8.4.2 本条基本沿用 2003 版 5.3.2 条。

8.4.3 本条沿用 2003 版 5.3.1 条的一部分。

8.4.4 本条基本沿用 2003 版的 5.3.8 条。

8.4.5 本条基本沿用 2003 版的 5.3.9 条。吊车梁下的十字支撑在柱压缩变形影响下将产生压力，因此，当其按拉杆设计，进行柱设计时不应考虑由于支撑的作用而导致的轴力的降低。

桁架受压腹杆在平面外的计算长度取 l （见表 8.4.3）是以下端为不动点为条件的。为此，起支撑作用的下弦杆必须有足够的平面外刚度。参看陈绍蕃《桁架受压腹杆的平面外稳定和支撑体系》（工程力学，13（1），1996）。

8.5 轴压构件的支撑

8.5.1 本条基本沿用 2003 版的 5.1.7 条。原第 4 款规定有可能导致支撑可靠度不足，现加以修改。另外新增第 5 款以保证支撑能够起应有的作用，同时删去条文第一段“通过被撑构件截面剪心”短语。

8.5.2 本条为新增条文。公式（8.5.2）相当于式（8.5.1-2）和（8.5.1-3）的组合，由于桁架弦杆压力中部大而端部小，把系数 30 放大为 36。

8.5.3 本条为新增条文。公式来源见陈绍蕃《塔架辅助杆的支撑力》，西安建筑科技大学学报，自然科学版，41（4），2009。

8.6 桁架和塔架杆件的特殊问题

8.6.1 本节所有条文均为新增条文。把单边连接的单角钢近似作为轴心受力构件处理，03 版采用对强度设计值进行折减的方法。这种方法容易造成概念上的混淆，拉杆轴力放大系数 1.15 是原强度折减系数的倒数，压杆的换算长细比公式和试验资料符合较好。由于 $\bar{\lambda}_0$ 只有一部分随钢材屈服强度增大而增大，得以使高强度钢材更充分发挥作用。公式来源参看陈绍蕃《单边连接单角钢压杆的计算与构造》（建筑科学与工程学报，25（2），2008）。

8.6.2 单边连接的单角钢交叉斜杆出平面稳定性计算，既要考虑杆与杆的约束作用，又要考虑端部偏心和约束的影响。端部偏心的状况随主杆截面不同而有所区别，具体分析参看陈绍蕃《塔架交叉斜杆考虑屈曲相关性的稳定承载力》（土木工程学报，44（1），2011）。

表 8.6.2 系数 α_c 取值

主杆截面	另杆受拉	另杆受压	另杆不受力
单角钢	0.75	0.90	0.75
双轴对称截面	0.90	0.75	0.90

8.6.3 主斜杆对辅助杆提供平面外支点，因而计算长度需要增大，系数 1.1 的来源见陈绍蕃《塔架压杆的稳定承载力》，西安建筑科技大学学报（自然科学版），42（3），2010。

8.6.4 单边连接的单角钢受压后，不仅呈现弯曲，还同时呈现扭转。限制肢件宽厚比的目的主要是保证杆件扭转刚度达到一定水平，以免过早失稳。对于高强度钢材，这一限值有时难于达到，因此给出超限时的承载力计算公式。

8.6.5 相邻侧面节点全部重合者，主杆绕非对称主轴（即最小轴）屈曲。节点部分重合者绕平行轴屈曲并伴随着扭转，计算长度因扭转因素而增大。节点全部不重合者同时绕两个主轴弯曲并伴随着扭转，计算长度增大得更多。增大系数的具体分析参看陈绍蕃《塔架压杆的稳定承载力》（西安建筑科技大学学报（自然科学版），42（3），2010）。

8.6.6 03 版 8.4.5 条规定杆件为 H 形、箱形截面的桁架，当杆件较为短粗时，需要考虑节点刚性所引起的次弯矩。条文并未规定对次弯矩的效应应如何考虑，因而需要加以补充。拉杆和少数压杆在次弯矩和轴力共同作用下，杆端可能会出现塑性铰。在出现塑性铰后，由于塑性重分布，轴力仍然可以增大，直至达到 $N = Af_y$ 。但是，从工程实践角度，弯曲次应力不宜超过主应力的 20%，否则桁架变形过大。因此，只有杆件不很短粗的桁架，次弯矩值相对较小，才能忽略次弯矩效应。此外，忽略次弯矩效应只限于拉杆和不先行失稳的压杆。次弯矩对压杆稳定性的不利影响始终存在，即使是次应力相对较小，也不能忽视。新增条文对考虑次弯矩效应提出全面的要求。强度计算以相对偏心率 ε 是否超过 0.2 分界，比 03 版以 h/l 作为判据更为合理。次弯矩随杆件的线刚度 EI/l 变化。对不同的截面形式与 h/l 相同者，所对应的 I/l 并不相同，如同一 H 形钢，当截面高宽比相等时，腹板在桁架平面内者，平面内惯性矩为腹板垂直于桁架平面者的 3.2 倍。因此，本条不再保留原 8.4.5 条的 h/l 分界值。公式（8.6.6-1b）的来源参看陈绍蕃《钢桁架的次应力和极限状态》（钢结构，20（4），2005）和陈绍蕃、苏明周《钢桁架的次弯矩和板件宽厚比》（钢结构，21（6），2006）。

8.7 预应力压杆

本节所有条文均为新增条文。

9 拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计

9.1 截面强度计算

9.1.1 本条沿用 2003 版 5.2.1 并补充圆形截面拉、压弯构件的计算。采用上式计算圆管构件的双向压弯的应力，计算概念清晰。

9.2 构件的稳定性计算

9.2.1 本条基本沿用 2003 版 5.2.2，对部分参数的取值做了修改和补充。03 版对等效弯矩系数的规定不够细致，大多偏于安全。此项系数不仅和弯矩图形有关，也和轴心压力与临界力之比有关，引进参数 N/N_{cr} 可以提高系数的精度，并且不增加很多计算工作量，因为它和式 (9.2.1-1) 中的 N/N'_{ex} 只差一个 1.1 的系数。

另一方面，03 版对采用二阶内力分析时 β_m 系数的规定不够恰当，作了必要的改正。关于 β_m 取值的分析参看陈绍蕃《钢压弯构件面内等效弯矩系数取值的改进》(上)、(下) 两文(建筑钢结构进展, 12 (5), 2010)。

9.2.2 本条基本沿用 2003 版的 5.2.3。9.2.2 式有修改，原公式是承载力的上限，尤其不适用 $\varphi_x \leq 0.8$ 的格构柱，新公式更为合理。参考文献童根树《钢结构的平面内稳定》9.4 节。

9.2.3 【说明】本条基本沿用 2003 版的 5.2.4。

9.2.4 本条为新增条文。对双向压弯圆管柱而言，当沿构件长度分布的弯矩主矢量不在一个方向上时，根据有限元数值分析，适合于开口截面构件和箱型截面构件的线性叠加公式在许多情况下有较大误差，并可能偏于不安全。为此，对两主轴方向不同端弯矩比值时的双向压弯圆管柱进行了大量计算，回归总结了本条相关公式。当结构按平面分析、或圆管柱仅为平面压弯时，按 $\beta = \beta_x^2$ 设定等效弯矩系数，这里的 x 方向为弯曲轴方向。计算分析表明该公式具有良好精度。详细数据见董柏平、陈以一《圆钢管双向压弯构件的整体稳定性计算》，工业建筑，Vol.40, No.1(第 438 期),2010.01。本规定适合于计算柱段中没有很大横向力或集中弯矩的情况。

9.2.5 本条基本沿用 2003 版的 5.2.5。如果 9.2.1 条第 2 款采用方案 2，本条公式中 β_{cx} 和 β_{cy} 应删去， φ_{bx} 、 φ_{by} 的解释文字相应修改。

9.2.6 本条沿用 2003 版的 5.2.6。

9.2.7 本条沿用 2003 版的 5.2.7。

9.2.8 本条沿用 2003 版的 5.2.8。

9.3 柱的计算长度

9.3.1 本条为新增条文。平板柱脚在柱压力作用下有一定转动刚度，刚度大小和底板厚度有关，参看陈绍蕃《平板柱脚的转动刚度和柱计算长度》（建筑钢结构进展，11（1），2009）。

9.3.2 本条为新增条文。柱屈曲时上、下两段为一整体。考虑两段的相互约束关系，可以充分利用材料的潜力。

9.3.4 本条及 9.3.3 条补充和修改了 2003 版 5.3.3、5.3.6 的规定。

9.3.5 本条为新增条文。带牛腿的常截面柱属于变轴力的压弯构件。过去设计这类构件，按照全柱都承受 $N_1 + N_2$ 计算其稳定性，偏于保守。式（9.3.5-1）考虑了压力变化的实际条件，经济而合理。式（9.3.5-1）并未考虑相邻柱的支撑作用（相邻柱的起重机压力较小）。同时，柱脚实际上并非完全刚性，这一不利因素没有加以考虑。公式来源参看陈绍蕃《厂房框架带牛腿柱的计算长度》（建筑结构学报，28（5），2007）。

9.3.6 本条基本沿用 2003 版的 5.3.4。03 版的规定适用于重型厂房，框架横梁均为桁架。因桁架线刚度较大，与柱刚接时视为无限刚性。原附录 D 表 D-4 就是按柱顶不能转动算得的。现在中型框架也采用单阶钢柱，但横梁为实腹钢梁，其线刚度不及桁架。虽然实腹梁对单阶柱也提供一定的转动约束，但还不到转角可以忽略的程度，为此，需要增添上端有一定的约束的 μ_2 系数表格。

9.3.7 本条沿用 2003 版的 5.3.5。

9.3.8 本条对 2003 版的 5.3.7 的规定做了局部修改。对框架柱建议不再规定允许长细比，因为柱稳定性计算和柱顶水平位移的限制都制约了柱的长细比。有关分析参看陈绍蕃《钢构件容许长细比刍议》（建筑结构，39（2），2009）。

9.4 压弯构件的局部稳定和屈曲后强度

9.4.1 本条对 2003 版的 5.4.2 的规定做了局部修改。公式（9.4.1-1a,b）的修改，主要是不随杆件长细比变化，同时和轴压构件板件宽厚比限值式（8.3.1-1a）相衔接。修改后比 03 版略有减小。这两个公式是基于四边简支板得出的，且比 03 版有所降低。因此，箱形截面腹板采用和工形截面相同的限值，不再乘以折减系数 0.8。

此式和轴压构件式（8.3.1-4a）相同。一边支承、一边自由的板当压应力呈线性变化时，

屈曲系数总是大于压应力为常值的工况。腹板宽厚比限值取得和轴压杆件相同，不随应力梯度变化，比较简便。

9.4.2 本条及 9.4.4 对 2003 版的 5.4.6 的规定做了修改和补充。本条有效宽度系数和 8.3.3 条有效屈服强度系数完全相同。该条的对象是均匀受压正方箱形截面，四块壁板的宽厚比同样超限，整个截面的承载力乘以 ρ 系数进行折减（式 8.3.3-1），既可看作是 A 的折减系数，也可看作是 f 的折减系数。

9.4.3 本条为新增条文。当压弯构件的弯矩效应在相关公式中占重要地位，且最大弯矩出现在构件端部截面时，强度验算显然应该针对该截面计算， A_{ne} 和 W_{nex} 都取自该截面。但构件稳定计算也取此截面的 A_e 和 W_{e1x} 则将低估构件的承载力，原因是各个截面的有效面积不相同。

此时，计算构件在框架平面外的稳定性，可取计算段中间 1/3 范围内弯矩最大截面的有效截面特性，参看陈绍蕃《厂房框架平面外稳定计算的几个问题》（工业建筑，33（5），2003）。平面内稳定计算在没有适当计算方法之前则仍取弯矩最大处的有效截面特性，不过必然偏于安全。

9.5 柱身的构造要求

9.5.1 本条基本沿用 2003 版的 8.4.1。

9.5.2 本条沿用 2003 版的 8.4.3。

10 钢板剪力墙

10.1 一般规定

本章所有条文均为新增条文。

10.2 非加劲钢板剪力墙的计算

10.3.1 清华大学、哈尔滨工业大学对于钢板剪力墙的简化分析模型做了大量的研究工作，研究表明钢板剪力墙高厚比逐渐增加过程中，拉压杆数量逐渐减少，只拉杆数量逐渐增多，是一个逐渐变化的过程。为简化分析，同时方便设计，当钢板剪力墙的相对高厚比不超过 250 时，拉压杆和只拉杆数目的比值为 3: 7；当钢板剪力墙的相对高厚比大于 250 时，拉压杆和只拉杆的数目比值为 2: 8。

10.3.2 非加劲钢板剪力墙拉力场的发挥与边缘梁柱构件的弯曲刚度密切相关。当柱刚度不足时，在拉力场作用下将发生“沙漏”现象，拉力场的锚固朝梁上转移，不能形成“充分拉力场”。为接近“充分拉力场”，边缘构件应满足一定的锚固刚度要求。对两侧都设有墙板的框架梁而言，由于上、下两侧拉力场竖向分量可基本抵消，则对其锚固刚度可不作规定。而对于仅在单侧存在拉力场的边柱而言，美国 FEMA450 及加拿大国家标准 CAN/CSA S16-01 都给出了边柱的抵抗矩要求，为：

$$I_c \geq \frac{0.00307t_w H^4}{L} \quad (10.2.2-1)$$

研究表明，框架柱的锚固作用对钢板剪力墙的承载力发挥起着至关重要的作用，作为锚固钢板剪力墙的框架柱不仅承担剪力墙后期形成拉力带的拉力作用，同时承担倾覆荷载所产生的轴力作用，此外还承担结构的竖向恒荷载和竖向活荷载，因此框架柱的刚度过低将会导致框架柱早于钢板剪力墙或梁柱节点出现破坏，因此对于与钢板剪力墙相连的框架柱抗弯刚度应予以加强，从而保证钢板剪力墙承载力和耗能能力的发挥，建议在美国 FEMA450 及加拿大国家标准 CAN/CSA S16-01 都给出了边柱的抵抗矩基础上提高一倍。即

$$I_c \geq \frac{0.0062t_w H^4}{L} \quad (10.2.2-2)$$

对于只在单侧设有墙板的边梁，如未直接锚固在基础上的底梁等，也提出了相应的抵抗矩要求。

10.3.3 考虑到实际工程应用的两边连接钢板剪力墙尺寸要求，研究分析了钢板跨高比 β 和相对高厚比 λ 变化对剪力墙滞回性能的影响，跨高比的变化范围为 0.5 到 2.0，相对高厚比的变化范围为 100 到 600，通过对不同参数下的有限元结果进行拟合，得到钢板剪力墙的

抗剪承载力计算公式。

10.3 加劲钢板剪力墙的计算

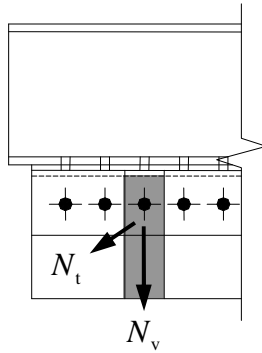
10.3.4 经过分析表明，在设置了水平加劲肋的情况下，只要 $\gamma_x = \gamma_y \geq 22$ ，就不会发生整体的屈曲，考虑一部分缺陷影响，这里放大 1.5 倍。

竖向加劲肋，虽然不要求它承担竖向应力，但是无论采用何种构造，它都会承担荷载，其抗弯刚度就要折减，因此对竖向加劲肋的刚度要求增加 50%。

10.4 构造要求

10.4.1 为方便非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接，可采用鱼尾板过渡的方式。设计实践显示，如果钢板剪力墙与鱼尾板的连接采用栓接方式，则由于螺栓孔的加工偏差以及主结构的变形均可能造成钢板墙的安装困难，故对螺栓孔的加工精度提出了很高的要求；而且在拉力场作用下，螺栓需要布置得较密才能满足强度要求，且会因为螺栓滑移而产生很大的噪声，舒适度差，故还应严格控制螺栓连接在风荷载及小震作用下所发生的滑移量。一般认为焊接因具有较大的残余应力，而延性欠佳。但国内外针对非加劲钢板墙的诸多试验结果均表明，对于采用焊接连接方式的墙板，其延性系数可达 8 以上，已高于一般延性钢框架，因而本条规定非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接宜采用焊接方式，而不必利用栓接方式去获得更高的延性。

由于钢板剪力墙在受荷后期产生拉力带，拉力带内的应变往往处于大应变状态，应力超过屈服强度，为保守起见在设计过程中高强螺栓所能够承担的最大剪力应能使其分担的钢板条带（图 10.4.1-1 所示的阴影部分）达到极限抗拉强度，即： $N_v = f_u \cdot A_0 / n$ ，其中 A_0 为钢板条带的截面面积， n 为螺栓排数，因此在设计中考虑考虑取钢板的极限抗拉强度为钢材屈服强度的 1.2 倍，即取 $N_v = 1.2 \cdot f_y \cdot A_0 / n$ 。对栓接节点的研究表明，钢板对框架梁的面外作用力能够达到其屈服强度的 10%，若不考虑该力的影响，螺栓处的钢板将容易发生滑移现象，因此在设计时每个螺栓所承受的拉力 N_t 为： $N_t = 0.1 f_y A_0$ 。此外，当设置单排螺栓难于满足上述要求时，可考虑设置多排螺栓，且在施工过程中应保证对螺栓施加足够的预紧力。



10.4.1-1 螺栓受力简图

钢板剪力墙不承担竖向荷载是其设计理念之一。实践这一理念的常用措施则是待主结构封顶或大部分竖向荷载施加完毕后，再完成墙板与边缘框架的连接，而在此之前仅作临时固定。如果内嵌墙板与主结构同步安装，则必须考虑后期施工对钢板墙受力性能带来的不利影响，可在结构计算中将墙板厚度 t_w 折减为 ψt_w 来考虑二者同步施工的影响。折减系数 ψ 可按下列式计算：

$$\psi = 1 - \chi$$

式中， χ ——主结构在钢板剪力墙所在楼层的层间竖向压缩变形 Δ 与层高 H 的百分比， $\chi = 100\Delta/H$ 。

上述计算公式是依据针对具有不同厚度的非加劲钢板墙所进行的数值分析结果拟合得到的，见图 9.2.5-2。对于高层混凝土结构与钢结构，一般有 $\Delta \leq 0.2$ 。

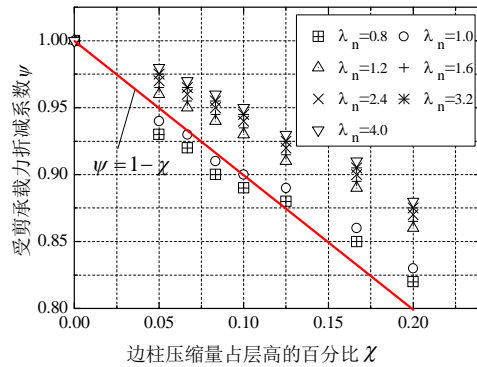


图 10.4.1-1 主结构楼层压缩量对钢板剪力墙厚度的折减系数

11 塑性调幅设计

11.1 一般规定

11.1.1 本条为 2003 版 9.1.1 的修改和补充，为扩大塑性调幅设计的应用范围提供了条件。

荷载规范规定的荷载组合，应用到多层框架，涉及风力的组合是

组合 1A: $1.2 D + 1.4 L + 0.6 \times 1.4 W$ 活荷载为主的有风组合

组合 1B: $1.2 D + 1.4 \times 0.7$ (或 0.9) $L + 1.4 W$ 风荷载为主的组合

水平荷载参与的组合，应该指组合(1 B)，不控制设计。

11.1.2 本条为新增条文。

11.1.3 本条为 2003 版 9.1.2 的修改和补充，梁式塑性机构，是指仅在梁内形成塑性铰，是一种局部的塑性机构。此时，本条允许采用弯矩调幅 30%代替塑性机构分析，使得塑性设计能够结合到弹性分析的程序中去，将使得塑性设计实用化。

11.1.4 本条基本沿用 2003 版的 9.1.3。

11.1.5 本条为 2003 版 9.1.4 的修改和补充。本条的规定对构件的宽厚比采用区别对待的原则，使得采用调幅法设计的结构具有更好的经济性，例如梁跨中的截面就可以采用 B 级截面。

11.1.6 本条为新增条文。

11.1.7 本条为新增条文。

11.1.8 本条为新增条文。

11.1.9 本条为新增条文。

11.2 构件的计算

11.2.1 本条为 2003 版 9.2.1 的修改。说明：在 2003 规范，这个公式的右边采用截面的塑性弯矩，本次修订为 $\gamma_x W_{nx} f$ ，原因如下：

1 在简支梁的情况下，塑性调幅设计法和第 7 章的设计方法，结果一致；这保证了塑性调幅设计带来的好处限于来自内力的重分布，而不是来自截面的塑性开展深度；

2 对连续梁，采用 $\gamma_x W_{nx} f$ ，可以使得正常使用状态，弯矩最大截面的屈服区深度得到一定程度的控制，减小使用阶段的变形；

3 对单层和没有设置支撑架的多层框架，如果形成塑性机构，则框架结构的物理刚度已经达到 0 的状态，但是此时框架上还有竖向重力荷载，按照钢结构稳定理论，重力荷载对

于结构是一种负的刚度(几何刚度),因此在物理刚度已经为 0 的情况下,结构的总刚度(物理刚度与几何刚度之和)为负,按照稳定理论,此时已经超过了稳定承载力极限状态,荷载一位移曲线进入了卸载阶段。为避免这种情况的出现,在塑性弯矩的利用上应进行限制。

11.2.2 本条沿用 2003 版的 9.2.2。

11.2.3 本条为新增条文。

11.2.4 本条为 2003 版 9.2.3 的修改。

11.2.5 本条为 2003 版 9.2.4 的修改。塑性计算的公式与弹性设计的公式完全相同,因为只有轴力具有负刚度,按照稳定性计算的本意,稳定性计算只要考虑轴力即可。但是对于弹塑性压杆,弯矩会使压杆提前屈服,弯矩减小了极限状态下压杆抵抗轴力负刚度的截面正刚度,所以得到了现在的压弯杆平面内稳定的轴力和弯矩的相关关系。

根据这个考察,对于塑性调幅设计,目前平面内稳定设计公式的弯矩项也可以理解为对抵抗轴力负刚度的刚度的折减。因此继续使用目前的平面内稳定计算公式,只是 2003 规范公式中的塑性弯矩 M_p 计算取部分塑性开展的弯矩 $\gamma_x W_x f$,使得验算在真正形成机构之前,结果更加合理一点。

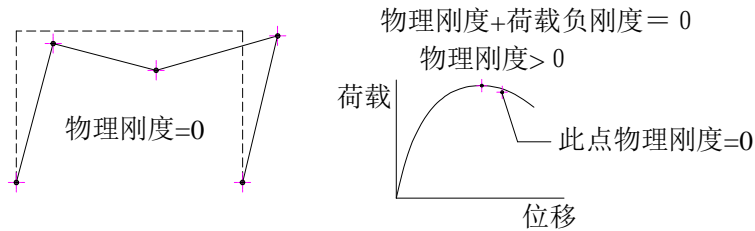


图 11.2.5 塑性机构状态的整体刚度

11.3 容许长细比和构造要求

11.3.1 本条基本沿用 2003 版 9.3.1。

11.3.2 本条为 2003 版 9.3.2 的修改。

11.3.3 本条为新增条文。这里的 σ_{crf} 是受压下翼缘发生畸变屈曲的临界应力近似计算公式,满足(11.3.3)式,畸变屈曲不再会发生,因而无需采取措施,不满足则要采取额外的措施防止下翼缘的侧向屈曲。

本条的规定为住宅钢结构和办公楼避免角部设置不受欢迎的隅撑创造了条件。

11.3.4 本条沿用 2003 版 9.3.3。

11.3.5 本条沿用 2003 版 9.3.4。

11.3.6 本条沿用 2003 版 9.3.5。

12 连接

12.1 一般规定

12.1.1 本条为 2003 版的 8.2.1, 8.2.2, 8.2.3 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.1 条, 对焊缝连接构造提出基本要求。

12.1.2 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.3 条, 规定了焊缝连接在结构设计施工图中的技术说明要求。

12.1.3 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.4 条, 规定了焊缝连接在结构加工详图中的技术说明要求。

12.1.4 本条为 2003 版的 7.1.1 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.5 条。

12.1.5 本条为新增内容, 厚板焊接的 T 形和十字接头在焊接收缩应力作用下钢板可能在厚度方向产生层状撕裂, 通过降低钢材的含硫量或保证钢板厚度方向的性能, 可有效降低焊接层状撕裂。

12.1.6 本条为新增内容, 参考了 2003 版的 8.1.3 条和《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 7.6.1, 7.6.2 条。焊接的最低预热温度与层间温度可参考表 12.1.6 确定。

12.2 焊缝连接构造要求

12.2.1 本条为新增内容, 2003 版中对圆形塞焊缝、圆孔或槽孔内角焊缝没有做出规定, 考虑工程中已有较多应用, 因此将圆形塞焊缝、圆孔或槽孔内角焊缝列入规范, 且只能用于抗剪和防止板件屈曲的约束连接。

12.2.2 本条为 2003 版的 8.2.3, 8.2.4 条。

12.2.3 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.3.1 条。

12.2.4 本条为 2003 版的 8.2.5 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.3.2 条。

12.2.5 本条为 2003 版的 8.2.6, 8.2.8 条。

12.2.6 本条为 2003 版的 8.2.7 条, 并对圆形塞焊缝, 圆孔或槽孔内的角焊缝焊脚尺寸做出了补充规定。

12.2.7 本条为 2003 版的 8.2.9 条。

12.2.8 本条为 2003 版的 8.2.10、8.2.12、8.2.13 条。

12.3 焊缝连接计算

12.3.1 本条为 2003 版的 7.1.2 条。

12.3.2 本条为 2003 版的 7.1.3 条。

12.3.3 本条为 2003 版的 7.1.4 条。

12.3.4 本条为新增内容，用于计算圆形塞焊缝的抗剪承载力，参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.5 本条为新增内容，用于计算圆孔或槽孔内焊缝的抗剪承载力，参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.6 本条为 2003 版的 7.1.5 条。

12.3.7 本条为新增内容，考虑到大于 $60h_f$ 的长角焊缝在工程中的应用增多，在计算焊缝强度时可以不考虑超过 $60h_f$ 部分的长度，也可对全长焊缝的承载力进行折减，以考虑长焊缝内力分布不均匀的影响，本条参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.8 本条为 2003 版的 7.3.1 条。

12.4 紧固件连接构造要求

12.4.1 本条为 2003 版的 8.3.2, 8.3.4 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 4.3.3 条。对普通螺栓的孔径 d_0 做出补充规定，并提出高强度螺栓摩擦型连接可采用大圆孔和槽孔。

12.4.2 本条为 2003 版的 8.3.5, 8.3.6 条。

12.4.3 本条为 2003 版的 8.3.3, 8.3.7 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 3.1.3 条。由于高强度螺栓承压型连接为其摩擦型连接的极限状态，因此，取消了 2003 版“高强度螺栓承压型连接不宜用于直接承受动力荷载的结构”的条文。

12.4.4 本条为 2003 版的 8.3.8 条。

12.4.5 本条为 2003 版的 7.2.5, 8.3.1, 8.3.9 条。

12.5 紧固件连接计算

12.5.1 本条为 2003 版的 7.2.1 条。

12.5.2 本条为 2003 版的 7.2.2 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 4.1.1 条，当高强度螺栓摩擦型连接采用大圆孔或槽孔时应对抗剪承载力进行折减，乘以孔形折减系数 k_2 。国内外研究和工程实践表明，摩擦型连接的摩擦面抗滑移系数 μ 主要与钢材表面处理工艺和涂层厚度有关，本条补充规定了对应不同接触面处理方法的抗滑移系数值。另外，

根据宝钢工程实践及青岛铁塔进行的相关研究，本次修订调整了抗滑移系数，使其最大值不超过 0.45。

12.5.3 本条为 2003 版的 7.2.3 条。

12.5.4 本条为 2003 版的 7.3.2 条。

12.5.5 本条为新增条文，参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 5.2.3，5.2.4 条。

考虑螺栓受拉连接的连接板会发生弯曲变形，在板的边缘产生撬力，计算中应考虑撬力的影响，《钢结构高强度螺栓连接技术规程》采用计算撬力 Q 来验算螺栓的方法，本条采用先确定撬力最大允许值，然后计算在此撬力情况下连接板的最小厚度 t ，实际上连接板厚度在 t_0 与 t_c 之间。当 N_t 较小时， t_0 可能很小，这时 t_0 不宜小于连接螺栓的直径，且不宜小于 16mm。

图 12.5.5 示意撬力 Q 与连接板厚度的关系，当设计外拉力 N_t 确定后，很容易找到点“**A**”，即螺栓最大允许撬力值点，进而得到相应的连接板厚 t ，计算公式推导如下：

$$\begin{aligned}
 Q &= N_t^b \left[\delta \alpha \rho \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] = N_t^b \times \left[\delta \times \frac{1}{\delta} \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_e}{t} \right)^2 - 1 \right] \times \rho \times \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] \\
 &= N_t^b \times \left[\left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_e}{t} \right)^2 - 1 \right] \times \rho \times \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] = N_t^b \times \left[\left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \times \rho \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_e}{t} \right)^2 - 1 \right] \right] \\
 &= N_t^b \times \rho \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} - \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] = \rho \times \left[N_t - N_t^b \times \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] \\
 &= \frac{e_2}{e_1} \times \left[N_t - N_t^b \times \left(\frac{t}{t_e} \right)^2 \right] = \rho \cdot N_t - \frac{e_2}{e_1} \cdot \frac{N_t}{\psi} = \rho \cdot N_t - \frac{4bf}{4bf} \cdot \frac{e_2}{e_1} \cdot \frac{N_t}{\psi} \\
 &= \rho \cdot N_t - \frac{bf}{4e_1} \cdot \frac{4e_2 N_t}{\psi bf} = \rho \cdot N_t - \frac{bf}{4e_1} \cdot t^2
 \end{aligned}$$

又： $Q=N_t^b - N_t$

由此可得：

$$\begin{aligned}
 \rho N_t - \frac{bf}{4e_1} t_0^2 &= N_t^b - N_t \\
 t_0 &= \sqrt{\frac{4e_1}{bf} [(\rho + 1) N_t - N_t^b]}
 \end{aligned}$$

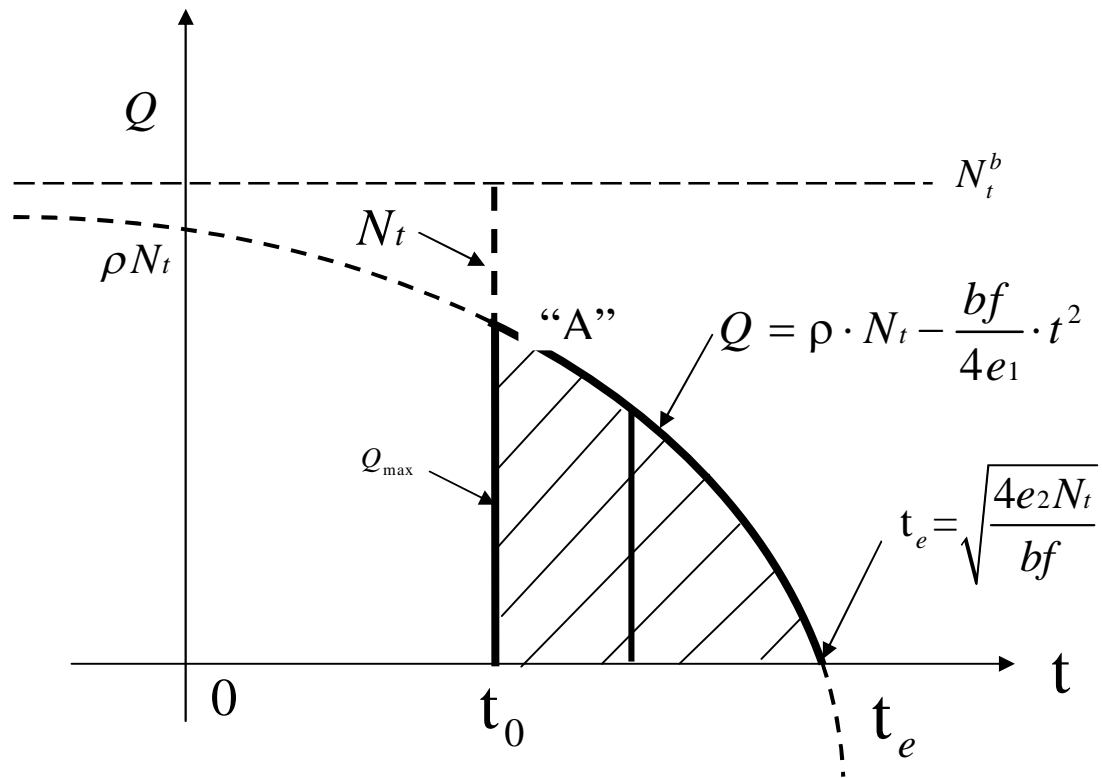


图 12.5.5 Q 与 t 关系示意图

12.5.6 本条为 2003 版的 7.2.4 条。

12.5.7 本条为新增条文，参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 5.5 节。考虑栓焊并用连接在加固改造和事故处理中应用较多，给出实用简化的抗剪承载力计算方法和施工要求。

13 节 点

13.1 一般规定

13.1.1 本节所有条文均为新增条文。随着钢结构的迅速发展，节点的形式与复杂性也大大增加，本章给出了典型的钢结构节点的设计原则与设计方法。

13.1.2 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，尚应根据低延性高弹性承载力、高延性低承载力的原则进行抗震节点的设计，使钢结构节点设计既能满足可靠度范围内的安全性，又能具有经济性。

13.1.3 应通过合理的节点构造设计，使结构受力符合计算简图中的刚接、铰接等假定相一致，节点传力应顺畅，尽量做到相邻构件的轴线交汇于一点。

13.1.4 本规范未明确给出设计方法的特殊节点应通过有限元分析确定其承载力。由于对节点安全性的影响因素很多，经验往往不足，故新型节点宜通过试验验证其承载力。当采用有限元法计算节点的承载力时，一般节点允许局部进入塑性，但应严格控制节点板件/侧壁的变形量。重要节点应保持弹性。

13.1.5 节点设计应考虑加工制作、交通运输、现场安装的简单便捷，便于使用维护，防止积水、积尘，采取有效的防腐、防火措施。

13.2 连接板节点

13.2.1 本条为新增条文。在节点板板件（或梁翼缘）拉力作用下，柱翼缘有如两块受线荷载作用的三边嵌固板 $ABCD$ 、 $A'B'C'D'$ （见图 13.2.1），每块板所能承受的拉力可近似取为 $3.5f_{yc}t_{fc}^2$ ，两嵌固边之间 CC' 范围的受拉板（或梁翼缘）屈服，因此板件（或梁翼缘）传来拉力平衡式为

$$2 \times 3.5t_{fc}^2 f_{y,c} + f_{y,b}t_{fb}(t_w + 2s) = T \quad (1)$$

引入有效宽度 b_{eff} 概念，令

$$b_{eff}t_{fb}f_{y,b} = T \quad (2)$$

即可化为

$$f_{y,b}t_{fb} \left[7 \frac{t_{fc}f_{y,c}}{t_{fb}f_{y,b}} + (t_w + 2s) \right] = b_{eff}f_{y,b}t_{fb} \quad (3)$$

得

$$b_{eff} = 7kt_{fc} + t_w + 2s \quad (4)$$

式中 $k = \frac{t_{fc} \cdot f_{y,c}}{t_{fb} \cdot f_{y,b}}$

式 (4) 即是欧洲规范 Eurocode-3 (BS EN1993—1-8: 2005) 中采用的板件或工形、H 形截面梁的翼缘与工形、H 形截面的未设水平加劲肋的柱相连, 形成 T 形接合时, 板件或梁的翼缘的有效宽度计算公式。

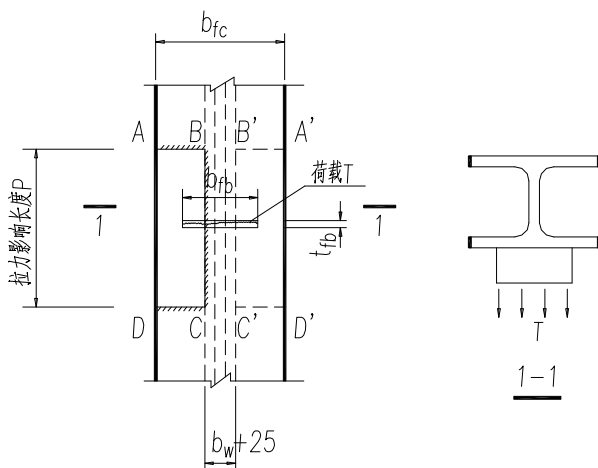


图 13.2.1

- 13.2.2 本条基本沿用 2003 版的 7.5.1。
- 13.2.3 本条基本沿用 2003 版的 7.5.2。
- 13.2.4 本条沿用 2003 版的 7.5.3。
- 13.2.5 本条基本沿用 2003 版的 7.5.4。
- 13.2.6 本条沿用 2003 版的 8.4.6、8.2.11, 取消了角钢的 L 形围焊。
- 13.2.7 本条基本沿用 2003 版的 8.4.7。

13.3 梁柱连接节点

13.3.1 本条为新增条文。参考欧洲钢结构设计规范 Eurocode3 和其他资料, 对梁柱连接进行了分类。

梁柱间相对转角的定义对梁柱连接初始刚度 R_{ki} 的确定有较大影响。有两种确定梁柱连接初始刚度的模型, 第一种模型是根据梁端与柱侧间的相对转角确定梁柱连接初始刚度, 第二种模型是根据梁和柱轴线间的相对转角确定梁柱连接初始刚度。应该注意的是第一种梁柱连接模型不包含梁柱节点域的变形, 而第二种梁柱连接模型包含梁柱节点域的变形的影响。

当采用第一种梁柱连接模型考虑梁柱连接的变形对框架结构变形的影响时,如还需考虑框架节点域变形的影响,结构分析时节点域应设为独立的剪切变形单元,梁和柱取净长;当采用第二种梁柱连接模型考虑梁柱连接的变形对框架结构变形的影响时,由于梁柱连接模型已考虑节点域变形的影响,结构分析时节点域无需单独设单元,此时梁柱取轴线间长度。

第一种梁柱连接模型更符合梁柱间相对转动变形的定义。注意到目前很多结构分析软件没有将框架结构中的节点域设为独立剪切单元的分析模型,同济大学在系统理论和试验研究的基础上,提出了一种能够近似反映节点域剪切变形影响的等效结构分析模型(见李国强、沈祖炎著:《钢结构框架体系弹性及弹塑性分析与计算理论》,上海科学技术出版社,1998年),即节点域不单独设单元,但对于H形柱框架结构,梁柱长度取轴线长度,对于箱型柱框架结构,梁柱取带刚域的单元,梁柱长度取轴线长度,梁柱两端的刚域长度取为分别取与梁端相连和与柱端相连节点域尺寸的1/4。

梁柱连接节点的初始刚度应采用有可靠依据的计算方法确定。但计算依据不充分时,应采用试验方法确定,同一连接节点的试件数量不应少于3个。

一般,传统设计中常规的连接,基本都可符合本条的要求;采用对节点类型的定量化规定,对端板式连接等半刚性连接及各种创新型连接的设计起指导作用。

13.3.2 本条为新增条文。

13.3.3 本条为2003版7.4.2的修改。比较了美、日、欧关于节点域的相关规定,提出本文公式。参考文章陈炯《钢框架节点域的宽厚比限值和基于宽厚比的抗剪承载力验算》。

13.3.4 本条沿用2003版的7.4.1。

13.3.5 本条基本沿用2003版的7.4.3。

13.3.7 本条为新增条文。

13.3.8 本条为新增条文。

13.3.9 本条为新增条文。由于此种节点用隔板将柱子隔断,隔板上、下层柱应与隔板采用全熔透坡口焊缝。此种节点对于上下层柱壁板厚度变化的钢柱比较容易实现。隔板厚度的增加可以使隔板贯通式节点的屈服承载力和极限承载力有所提高,但提高的幅度随着隔板厚度的增加而逐步减小,建议隔板厚度比梁翼缘厚度大一级,并不小于柱最薄壁板的厚度。柱轴力和弯矩通过隔板传递,当柱出现拉应力时隔板受平面外拉力,故应避免隔板层状撕裂。

13.3.10 本条为新增条文。端板连接和顶底角钢连接施工方便,做法简单,施工速度快,抗弯承载力和刚度较大,在实际工程中应用较多,本规程主要推荐采用这两种连接方式。

在负弯矩作用下,梁柱节点处的组合作用是通过混凝土楼板中钢筋的抗拉作用实现的。

为了充分利用钢筋的抗拉作用，必须保证钢筋具有足够的锚固长度。

为了防止柱腹板发生局部失稳，减小梁柱连接处柱翼缘的变形，可以在柱腹板与梁上下翼缘齐平处设置横向加劲肋。考虑到梁上翼缘处的柱截面中填充有混凝土，其作用相当于加劲肋，因此，可以仅在钢梁下翼缘位置设置横向加劲肋。但有试验研究表明，在循环往复荷载作用下，柱截面中填充的混凝土有可能被压碎失去作用，所以，推荐在钢柱腹板上的钢梁上下翼缘位置，均设置横向加劲肋，以免荷载较大时，混凝土压碎后失去作用。

本条第 4 款的目的是保证水平力作用下半刚接钢框架的塑性变形发生在梁柱连接节点内，因此要求梁和梁截面抗弯承载力大于梁柱连接节点的抗弯承载力。为了留有一定的安全储备，引入了 1.2 的系数。

由于钢筋通过连接接头传力的性能总不如整根钢筋，而且梁端处的钢筋对于组合节点的工作性能影响很大，因此，本条第 6 款规定了楼板内受力钢筋的连接接头宜避开梁端。

13.4 销轴连接

13.4.1 本条文为新增条文。

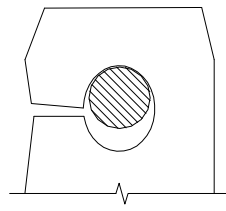
13.4.2 本节所有条文均为新增条文。结构工程中的销轴常用 Q235 或 Q345 等结构用钢，也有用 45 号钢、35CrMo 和 40Cr 等非结构常用钢材。国家标准 GB/T 882-2008 《销轴》规定了公称直径 3mm-100mm 的销轴。结构工程中荷载较大时需要用到直径大于 100mm 的销轴，目前没有标准的规格。也没有象精制螺栓这样的标准规定销轴的精度要求。因此，设计人员在设计文件中应注明对销轴和耳板销轴孔精度、表面质量和销轴表面处理的要求。

对于非结构常用钢材按本规范 5.1.7 条规定的原则确定设计强度指标。

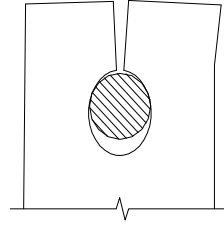
13.4.3 本条连接耳板的构造要求除宽厚比外，其余是参考美标 ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Building 给出。宽厚比要求主要是考虑避免连接耳板端部平面外失稳而提出的。

13.4.4 销轴与连接板计算

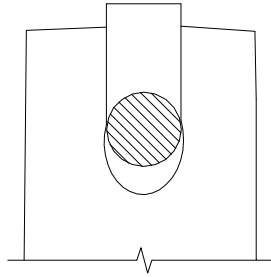
销轴连接中耳板四种承载力极限状态（图 13.4.4）



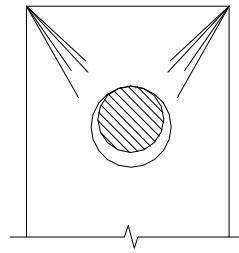
(a) 耳板净截面受拉



(b) 耳板端部劈开



(c) 耳板端部受剪



(d) 耳板面外失稳

图 13.4.4 销轴连接中耳板四种承载力极限状

1 耳板净截面受拉

美标 ANSI/AISC 360-05、欧标 EN 1993-1-8: 2005 和我国行标 JTJ025-86 《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》计算耳板净截面的抗拉承载力可分别表达如下:

1) ANSI/AISC 360-05

$$\sigma = \frac{N}{2tb_{eff}} \leq 0.75f_u \quad (1)$$

式中 $b_{eff} = 2t + 16 \leq b$

2) EN 1993-1-8: 2005

$$\sigma = \frac{N}{2t(b - d_0/3)} \leq f \quad (2)$$

3) JTJ025-86 《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》

$$\sigma = k_1 \frac{N}{2tb} \leq f \quad (3)$$

式中 $k_1 = 1.4$

若用美标构造要求假定销轴连接的几何尺寸然后分别按美标和欧标计算耳板净截面的

抗拉承载力,发现两者相差很大,前者约为后者的1.2~4倍。根据我国钢结构构件弹性设计极限状态的含义并考虑耳板净截面处应力分布不均匀性,我们参考欧标并同时参考美标最大有效计算宽度提出本规范的计算公式。与我国行业标准JTJ025-86比较,本规范计算公式对应于 $k_1 = 1.33 \sim 1.54$ 。

2 耳板端部劈开强度计算

美标ANSI/AISC 360-05没有耳板端部劈开强度计算公式。但通过构造要求

$$a \geq \frac{4}{3}b_{eff} \quad (4)$$

1) 参考ASME 2006定义的公式可表达成

$$\sigma = \frac{N}{t(1.13a + \frac{0.92b}{1+b/d_0})} \leq f \quad (5)$$

2) 参考欧标EN 1993-1-8: 2005计算耳板端部尺寸a的公式,可表达成

$$\sigma = \frac{N}{2t(a - \frac{2d_0}{3})} \leq f \quad (6)$$

3) 参考JTJ025-86《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》可表达成

$$\sigma = k_2 \frac{N}{ta} \leq f \quad (7)$$

式中 $k_2 = 2$

我们用(5)、(6)式试算,结果若满足(6)式则一般均能满足(5)式的。本规范采纳(6)式。与我国行业标准JTJ025-86比较,对应于 $k_2 = 1.65 \sim 2.08$ 。

3 耳板端部受剪承载力计算

美标ANSI/AISC 360-05

$$\tau = \frac{N}{2t(a + d_0/2)} \leq 0.75 \times 0.6f_u$$

本规范根据两个受剪面实际尺寸

$$\tau = \frac{N}{2tZ} \leq f_v$$

4 耳板面外失稳

在净截面抗拉强度计算中规定了有效宽度 $b_{eff} = 2t + 16$ ，一般能满足 $b_{eff} \leq 4t$ ，ASME 有关文献表明当 $b_{eff} \leq 4t$ 时不会发生耳板面外失稳。

13.5 铸钢节点

13.5.1 本节所有条文均为新增条文。

铸钢节点主要适用于特殊部位，复杂的部位，重点的部位，其节点形式多种多样。

13.5.3 铸钢节点的有限元分析应采用实体单元，径厚比不小于 10 的部位可采用板壳单元。作用于节点的外荷载和约束力的平衡条件应与设计内力保持一致，并根据节点的具体情况确定与实际相似的边界条件。

铸钢节点属于下列情况之一时，宜进行节点试验：设计或建设方认为对结构安全至关重要的节点；8 度、9 度抗震设防时，对结构安全有重要影响的节点；铸钢件与其他构件采用复杂连接方式的节点。铸钢节点试验可根据需要进行验证性试验或破坏性试验。试件应采用与实际铸钢节点相同的加工制作参数。验证性试验的荷载值不应小于荷载设计值的 1.3 倍，根据破坏性试验确定的荷载设计值不应大于试验值的 1/2。

13.5.4 非焊接结构用铸钢节点的材料应符合现行国家标准《一般工业用铸造碳钢件》（GT/T11352）的要求，焊接结构用铸钢节点的材料应具有良好的可焊性，符合现行国家标准《焊接结构用碳素铸钢件》（GT/T7659）的要求。铸钢节点与构件母材焊接时，在炭当量基本相同的情况下，可按与构件母材相同技术要求选用相应的焊条、焊丝与焊剂，并进行焊接工艺评定。

13.6 预应力索节点

13.6.1 本节所有条文均为新增条文。

13.7 支座

13.7.1 本条基本沿用 2003 版 7.6.1、8.4.12。

13.7.2 本条沿用 2003 版的 7.6.6。

13.7.3 本条沿用 2003 版的 7.6.2。弧形支座在目前应用比较多，辊轴支座目前仍有应用。

13.7.4 本条沿用 2003 版的 7.6.3。

13.7.5 本条为 2003 版的 7.6.5 的修改和补充。板式橡胶支座应采用由多层橡胶片与薄钢板镶嵌、粘合、压制而成的橡胶垫板。板式橡胶支座具有较大的竖向承压能力，并在水平方向

具有较大的剪切变形能力和一定的转动能力。由于板式橡胶支座能够有效地减小结构的温度应力、限制屋盖对下部结构的推力，减轻水平地震作用的影响，具有较高的竖向承载力和良好的水平变形能力。目前已经在跨度建筑、桥梁等结构抗震中得到广泛应用，取得较好的社会效益与经济效益。在建筑结构中，橡胶垫支座往往处于复杂受力状态，为了防止风吸力与水平力作用下出现过大变形，可以在支座中设置限位螺栓。限位螺栓可以有效防止支座跌落，抵抗风荷载引起的风吸力。

对于建筑中的橡胶垫支座，在橡胶支座形状系数的计算公式中，采用加劲钢板尺寸代替橡胶垫轮廓尺寸较为合适。橡胶垫支座抗压弹性模量的计算方法可参考《橡胶支座第四部分：普通橡胶支座》（GB20688.4-2007）中的方法进行。

13.7.6 本条为 2003 版的 7.6.4 的修改和补充。

13.8 柱脚

13.8.1 本条为新增条文。刚接柱脚按柱脚位置分外露式、外包式、埋入式和插入式四种。四种柱脚的适用范围主要与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定相协调，同时参考了中冶京诚工程技术股份公司（原北京钢铁设计研究总院）、中冶赛迪工程技术股份有限公司（原重庆钢铁设计研究院）试验研究以及多年来的工程实践总结。

（I） 外露式柱脚

13.8.2 本条基本沿用 2003 版的 8.4.13。抗剪键埋深的计算式主要参考了肖南、顾强强《钢柱脚抗剪键埋深的对偶函数积分变换解法》，浙江大学学报，工学版，2009,43（2）和工程实践经验。

13.8.3 本条为新增条文。

13.8.4 本条为 2003 版的 8.4.14 的修改和补充。13.8.3、13.8.4 主要是根据工程实践经验总结，对外露式柱脚的设计和构造做出了具体的规定。

实腹柱脚受拉侧锚栓的总有效面积应根据柱脚底板下混凝土基础反力的分布状况计算确定，锚栓直径不宜小于 24mm。分离柱脚锚栓直径不宜小于 30mm。柱脚锚栓埋置在基础中的深度，应使锚栓的拉力通过其与混凝土之间的粘结力传递。埋置深度受到限制时，则锚栓应牢固地固定在锚板或锚梁上，以传递锚栓的全部拉力。当锚栓在混凝土基础中的锚固较长时，宜在锚栓端部设置锚板。

非受力锚栓宜采用 Q235B 钢制成，锚栓在混凝土基础中的锚固长度不宜小于直径的 20 倍。当锚栓直径大于 40mm 时，锚栓端部宜焊锚板，其锚固长度不宜小于直径的 12 倍。

（II） 外包式柱脚

13.8.5 本条为新增条文。规定的外包式各类型截面柱的混凝土外包高度、厚度、强度等级等，主要参考了《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定和工程实践的总结。

13.8.6 本条为新增条文。外包式柱脚宜设栓钉，其一侧翼缘上栓钉数量的计算式，主要参考了童根树、郭立湘《外包式钢柱脚设计方法研究》，工业建筑，2008,38（10）。

（III）埋入式柱脚

13.8.7 本条为 2003 版 8.4.16 的修改和补充。主要参考了《建筑抗震设计规范》GB50011 的 8.3.8 条和金波、童根树《埋入式钢柱脚的传力分析和设计计算》，工业建筑，2008.38（7）以及与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 有关内容协调。根据研究表明，栓钉对于传递弯矩和剪力没有什么支配作用，但对于抗拉，由于栓钉受剪，能传递内力。因此，对于有拔力的柱，规定了宜设栓钉的要求。

13.8.8 本条为新增条文。柱脚边缘混凝土的承压应力，主要参考了金波、童根树《埋入式钢柱脚的传力分析和设计计算》，工业建筑，2008,38（7）。本条还规定了各类柱脚最小的埋深，其目的是让设计人员操作简便，当计算埋深大于最小值时可调整混凝土的强度等级。

（IV）插入式柱脚

13.8.9 本条是对 2003 版的 8.4.15 的修改和补充。在《钢结构设计规范》GB50017-2003 版 8.4.15 条的基础上，增加了单层、多层、高层和单层厂房双肢格构柱插入基础深度的计算。插入式柱脚是指钢柱直接插入已浇筑好的杯口内，经校准后用细石混凝土浇灌至基础顶面，使钢柱与基础刚性连接。柱脚的作用是将钢柱下端的内力（轴力、弯矩、剪力）通过二次浇灌的细石混凝土传给基础，其作用力的传递机理与埋入式柱脚基本相同。钢柱下部的弯矩和剪力，主要是通过二次浇灌层细石混凝土对钢柱翼缘的侧向压力所产生的弯矩来平衡，轴向力由次浇灌层的粘结力和柱底反力承受。钢柱侧面混凝土的支承反力形成的抵抗弯矩和承压高度范围内混凝土抗力与钢柱的弯矩和剪力平衡，便可得出保证钢柱与基础刚性连接的插入深度。双肢格构柱的插入深度上世纪 80~90 年代中冶京诚工程技术股份公司（原北京钢铁设计研究院）和中冶赛迪工程技术有限公司（原重庆钢铁设计研究院）对插入式钢柱脚进行试验研究，并已在单层工业厂房和多高层房屋工程得到使用，效果很好。这种柱脚构造简单、节约钢材、安全可靠。

13.8.10 本条为新增条文。柱脚构造及杯口基础的设计规定主要是工程设计实践经验的总结。

14 钢管连接节点

14.1 一般规定

14.1.1 本条为 2003 版的 10.1.1 的修改。本章关于“钢管连接节点”的规定，适用于被连接构件中至少有一根为圆钢管或方管、矩形管，不包含椭圆钢管与其他异型钢管，也不含用四块钢板焊接而成的箱型截面构件。

钢管不仅用于桁架、拱架、塔架和网架、网壳等结构，也广泛用于框架结构；除法兰式连接外，本规范关于框架结构中的钢管连接节点设计与构造由 13 章规定。

本章不涉及高周疲劳计算。疲劳计算相关问题由第 17 章规定。

14.1.2 连接节点形式多样。本章不涉及螺栓球节点、焊接球节点等可工业化、标准化制作的节点。

非加劲的钢管间直接焊接节点广泛用于桁架、拱架、塔架等格构式结构中，近年也在空间网格结构得到应用。这类节点又称为相贯节点，其中在节点部位连续的钢管称为主管，在节点部位连接的其余钢管焊接在主管表面，称为支管。

圆钢管、方钢管、矩形钢管等作为主管，也可与各种开口截面构件连接，或通过节点板（钢板）与其他构件连接。在节点部位的主管内部或外部不采用加劲措施的都是非加劲的钢管与非钢管直接焊接节点。

14.1.3 本条及 14.1.1、14.1.2 为 2003 版的 10.1.1 的修改和补充。法兰连接形式很多，设计者应根据实际结构要求确定所采用法兰的具体形式。

1 对空间刚架、悬臂梁、悬臂柱、空间桁架中用法兰分段连接的长杆件等，结构受力要求连接设计既保证抗弯强度，也保证抗弯刚度连续，要用刚接法兰。刚接法兰的连接螺栓按抗拉的高强度螺栓设计，施工时加预拉力。使用时法兰板永久受压，无开缝。对于空间桁架中节点处的法兰，允许有一定程度的转动，可以用半刚接法兰。半刚接法兰用高强度普通螺栓连接，不加预应力，但要用双螺母防松。对于一些没有疲劳动力作用的钢管悬臂柱，工程上也常采用半刚接法兰，对螺栓加部分预拉力，使法兰在频遇荷载下不张口，在极限荷载下不破坏。但这种连接方式的螺栓防松尤为重要。

2 有加劲肋法兰的法兰板是三边支承板，用钢量较小；无加劲肋法兰的法兰板是悬臂板，受力状态按“半刚性法兰”，用钢量较大。

3 外法兰抗弯效果比内法兰好。但对大直径钢管，其外观要求及安装维修线路要求，

都有可能用内法兰的连接方式。

4 一般法兰指受拉、压力为同一数量级的法兰。承压型法兰指设计压力远大于拉力和弯矩应力水平的法兰。承压型法兰靠钢管的磨平顶紧传递压力，靠螺栓受拉及法兰板抗弯传递其它内力。

5 刚接柱脚用双层法兰加预应力锚栓可将钢柱刚接于基础。

6 对于有疲劳动力荷载的钢管结构的连接，要考虑特殊的法兰连接形式（如反向平衡法兰加长螺杆）和特殊的螺栓防松施工方法（如高强度螺栓直接张拉法）。

7 法兰连接刚度较大，用于主管连接，但在大型复杂结构中应与其它刚度较小的螺栓连接方法（如支管和辅助性杆件的抗剪板连接）配合使用，以协调变形，减少安装应力。

14.1.4 本条为 2003 版的 10.1.3 的修改和补充。本条对非加劲的直接焊接节点部位钢管提出材料使用上的注意点。非加劲钢管的主要破坏模式之一是贯通钢管管壁局部弯曲导致的塑性破坏，若无一定的塑性性能保证，相关的计算方法是不适用的。目前国内外非加劲钢管直接焊接节点的试验研究中所采用的钢管屈服点大部分在 355N/mm^2 或以下，屈强比均不大于 0.8；虽然对于 Q420 和 Q460 级钢材的钢管，节点试验研究和工程应用尚少，但依欧洲规范（EN3-1-8 § 7.1.1（4）款）和 ISO/WD15.3《焊接空心截面节点静力设计程序建议（草稿）》（Static Design Procedure for Welded Hollow Section Joints - Recommendations § 1.2 条），钢管最大强度可以用到 460MPa（两文献均表述为“The nominal yield strength of hot finished hollow sections and the nominal yield strength of the cold-formed hollow sections should not exceed 460N/mm^2 ”）；因此本次修订不再限制钢管材料屈服点在 345MPa 以下。

在欧洲规范（EN3-1-8 § 7.1.1（4）款）中规定，如果最终钢管产品的屈服点超过 355N/mm^2 ，则可按给出公式计算节点静力承载力，然后乘以 0.9 的折减系数。当破坏模式为主管塑性变形控制时，对于 S460 钢，EN1993-1-8(2005)给出节点承载力折减系数为 0.9；对于 S690 钢，EN1993-1-12(2007)给出节点承载力折减系数为 0.8。有研究表明这些系数在一定情况下偏于保守。鉴于本规范计算公式所依据的试验数据与欧洲规范相同，即绝大多数来自屈服点不超过 355N/mm^2 ，则对 Q345 以上强度但不超过 Q460 的钢管，可参照折减系数为 0.9 的规定。

GB50017-2003 规定非加劲的直接焊接节点中钢管壁不应大于 25mm，但近年来我国已有大跨度钢管网壳、拱架结构采用了厚度达到 60mm 左右的圆钢管的工程实践经验，未有不良现象的报告，故本次修订不再以 25mm 厚度为限制条件。但当主管壁厚超过 25mm 时，钢管节点施焊时应采取焊前预热等措施降低焊接残余应力，防止出现层状撕裂，或采用具有

厚度方向性能要求的 Z 向钢。

此外，由于兼顾外观尺寸和承载强度两者的需求，遇到不得不采用径厚比为 10 左右的钢管的情况。如果采用非轧制厚壁钢管，则必须确认有可行、可靠的加工工艺，不会因之造成成型钢管的材质劣化。

14.1.5 本条为新增条文。

14.2 构造要求

14.2.1 本条基本沿用 2003 版的 10.1.5、10.2.1、10.2.2、10.2.5。本节各项构造规定是用于保证节点连接的施工质量，从而保证实现计算规定的各种性能。

1 当主管采用冷成型方矩形管时，其弯角部位的钢材受加工硬化作用产生局部变脆，不宜在此部位焊接支管；另一方面如果支管与主管同宽，弯角部位的焊缝构造处理困难，因此支管宽度宜小于主管宽度。

2 连接处主管与支管轴线间夹角以及各支管轴线间夹角不宜小于 30 度的规定是为了保证施焊条件，便于焊根熔透，也有利于减少尖端处焊缝的撕裂应力。

3 格构式构件在一定条件下可近似按铰接杆件体系进行内力分析，因此节点连接处应尽可能避免偏心。但当偏心不可避免（例如为使支管间隙满足本条第 6 款要求而调整支管位置）但未超过（14.2.1）式限制时，在计算节点和受拉主管承载力时，可不考虑偏心引起的弯矩作用，在计算受压主管承载力时应考虑偏心弯矩 $M = \Delta N \times e$ （ ΔN 为节点两侧主管轴力之差值）的影响。搭接型连接时，由于受到搭接率规定的影响（第 14.2.2 条第 1 款），可能突破（14.2.1）式的限制，此时，格构式构件（桁架、拱架、塔架等）可按有偏心刚架进行内力分析。

4 支管端部形状及焊缝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，如果不采用精密的机械加工，不易保证装配焊缝质量。我国成规模的钢结构加工制造企业已经普遍装备了自动切管机，因此本次修订要求支管端部加工都采用自动切管机。

5 由于断续焊缝易产生咬边、夹渣等焊缝缺陷，以及不均匀热影响区的材质缺陷，恶化焊缝的性能，故主管和支管的连续焊缝应沿全周连续焊接，焊缝尺寸应适中，形状合理。在保证节点设计承载力大于支管设计内力的条件下，多数情况下角焊缝焊脚尺寸达到 1.5 倍支管厚度是可以满足承载要求的；但当支管设计内力接近支管设计承载力时，角焊缝尺寸只有达到 2 倍支管厚度才能满足承载要求。角焊缝尺寸应由计算确定，满足受力条件时不必过分加大，限制最大焊脚尺寸的目的在于防止过度焊接的不利影响。

14.2.2 本条基本沿用 2003 版的 10.2.3、10.2.4。K 型搭接节点中，两支管间应有足够的搭接区域以保证支管间内力平顺地传递。研究表明(Wardenier, 图 14.2.2), 搭接率小于 25%时, 节点承载力将有较大程度地降低, 故搭接节点中需限制搭接率。

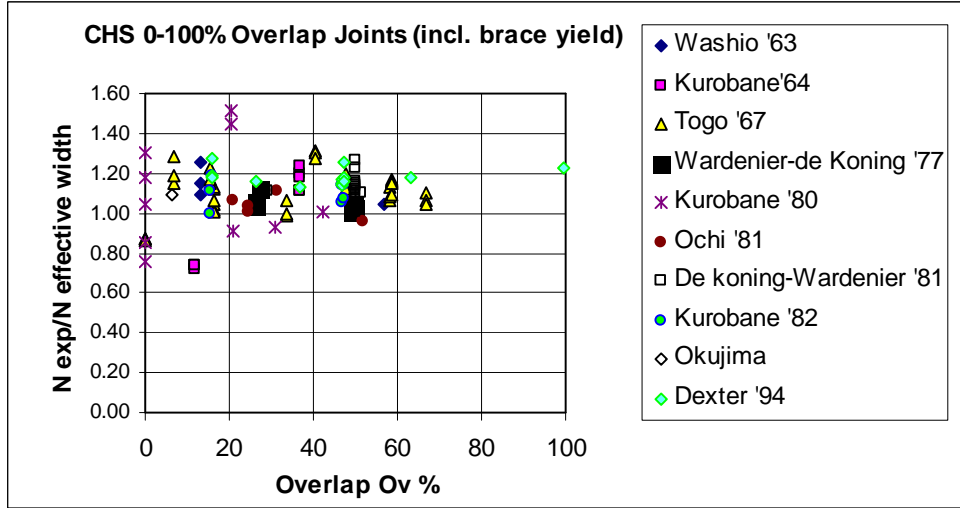


图 14.2.2 搭接率对节点承载力的影响

支管互相搭接时，从传力合理、施焊可行的原则出发，需对不同搭接支管（位于上方）与被搭接支管（位于下方）的相对关系予以规定。GB50017-2003 规定“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”，考虑到实际工程中很少出现这种情况，本次修订从正文中删去这一规定，但如遇见此种情况仍可按此原则处理。实际工程中还可能遇到如外部尺寸较大支管反而壁厚较小的情况，此时因外部尺寸较大管置于下方，对被搭接支管在搭接处的管壁承载力应进行计算，不能满足强度要求时，被搭接部位应考虑加劲措施。

搭接型连接中，位于下方的被搭接支管在组装、定位后，该支管与主管接触的一部分区域被搭接支管从上方覆盖，称为隐蔽部位。隐蔽部位无法从外部直接焊接，施焊十分困难。日本建筑学会（AIJ）1990 年版《钢管结构设计指南与解说》在 6.7 条解说中指出“组装后的隐蔽部位即使不焊也没有什么影响”。2004 年同济大学与上海建筑设计研究院合作结合上海网球中心工程进行了多根支管搭接的节点隐蔽部位焊接与否的对比试验（参见童乐为、陈茁、陈以一等《不同焊接方式下圆钢管节点力学性能的比较》，2006，结构工程师，22（2）：57-62）。2004-2010 年间，同济大学与宝冶建设联合开展多批次的系列实验，包括承受单调静力荷载与低周反复荷载的节点试件；这些试验涉及的节点形式为平面 K 形和 KT 形（参见赵宪忠、陈誉、陈以一等《平面 K 型圆钢管搭接节点静力性能的试验研究》，建筑结构学报，2006，27(4):23-29，陈誉、赵宪忠、陈以一《平面 K 型圆钢管搭接节点有限元参数分析与极限承载力计算公式》建筑结构学报，2006，27(4): 30-36）。试验结果表明，在单调荷载作

用下，当搭接率 $\geq 25\%$ 范围内时，隐蔽部分焊接与否，对节点部位弹性阶段的变形以及极限承载力没有显著影响，故本条提出一定条件下搭接部位可不焊接。Eutocode 3 中指出，两支管垂直于主管的内力分量相差 20% 以上时，内隐蔽部位应予焊接；但同济大学的试验表明，此时节点承载力并未降低，同时 IIW 最新规程亦无此规定，故此条件不再做强行规定。由于该结论尚缺乏疲劳实验的支持，故本条关于隐蔽部位可以不焊的规定不适用承受高周疲劳荷载的节点。节点承受低反复荷载时，试验结果表明，如果发生很大的非弹性变形，也会导致承载后期节点性能的劣化，故将支管隐蔽部位可不焊接的适用范围限定在 6、7 度抗震设防地区的建筑结构中。

K 型搭接节点的隐蔽部位焊接时，在搭接率小于 60% 时，受拉支管在下时承载力略高；但如隐蔽部位不焊接，则其承载力大为降低。相反，受压支管在下时，无论隐蔽部位焊接与否，其承载力均变化不大 ($< 7\%$)，综合考虑，建议搭接节点中，承受轴心压力的支管宜在下方。

14.2.3 本条为新增条文。非加劲节点直接焊接节点不能满足承载能力要求时，在节点区域采用管壁厚于杆件部分的钢管是提高其承载力有效的方法之一，也是便于制作的首选办法。此外也可以采用其他局部加强措施，如：（1）在主管内设实心的或开孔的横向加劲板（14.2.3 条，14.2.4 条）；（2）在主管外表面贴加强板（14.2.5 条）；（3）在主管内设置纵向加劲板；（4）在主管外周设环肋等。加强板件和主管是共同工作的，但其共同工作的机理分析复杂，因此，在采取局部加强措施时，除非能采用验证过的计算公式确定节点承载力，或采用数值方法计算节点承载力，应以所采取的措施能够保证节点承载力高于支管承载力为原则。

有限元数值计算结果表明，设置主管内的横向加劲板对提高节点极限承载力有显著作用；但在单一支管的下方如设置第 3 道加劲板所取得的增强效应就不明显了，参见张峰、陈扬骥、陈以一等《内加劲环的设置对钢管节点性能的影响》（空间结构，Vol.10, No.1, 2004.3）。数值分析还表明，满足 14.2.3 条第 1、2、3 款的构造规定，可以实现节点承载力高于相连支管承载力的要求。

在主管内设置纵向加劲板（图 14.2.3-1a）时应使加劲板与主管管壁可靠焊接，当主管孔径较小难以施焊时，应在主管上下开槽后将加劲板插入焊接。目前的研究还未提出针对这种构造的节点承载力计算公式。纵向加劲板也可伸出主管外部连接支管或其他开口截面的构件（图 14.2.3-1b）。在主管外周设环肋（图 14.2.3-2）有助提高节点强度，但可能影响外观；目前其受力性能的研究也很少。

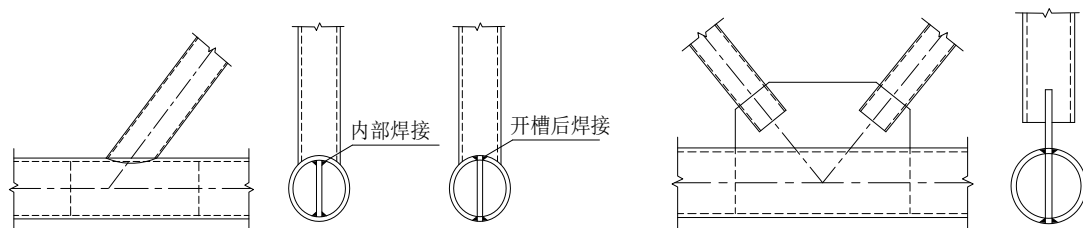


图 14.2.3-1 主管内纵向加劲的节点

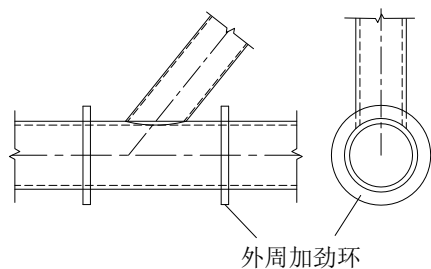


图 14.2.3-2 主管外周设置加劲环的节点

14.2.5 本条为新增条文。主管为圆管的表面贴加强板方式，适用于支管与主管的直径比 β 不超过 0.7 时，此时主管管壁塑性可能成为控制模式。主管为矩形管时，如为提高与支管相连的主管表面的抗弯承载力，可采用该连接表面贴加强板的方式，如主管侧壁承载力不足时，则可采用主管侧表面贴加强板的方式。

矩形主管与支管连接一侧采用加强板主要针对主管受弯塑性破坏模式；主管侧壁承载力不足时采用侧壁加强的方式。加强板长度公式(14.2.5-1)~(14.2.5-3)可参见 J.A.Packer 等著《空心管结构连接设计指南》3.7 节（曹俊杰译，科学出版社 1997）。加强板的宽度，考虑到连接焊缝以及主管可能存在弯角的原因，通常小于主管的名义宽度。加强板最小厚度的建议来自上述同一文献。

14.2.6 本条为新增条文。本条各款要求的原因分别为：

第 1 款，法兰板为环状，钢管插入其中焊接可减少因钢管下料长度误差及焊缝收缩而导致的杆件最终长度的误差。

第 2 款，法兰连接的用钢量较大，为提高结构效率，减少用钢量，最关键是采用高强螺栓。在满足施工要求的前提下采用细而密的高强螺栓，使螺栓贴紧管壁。

第 3 款，法兰板与钢管的焊缝要求与钢管截面等强，此两条焊缝可直接传递管中之压力（压力一般较拉力大），而法兰板可仅按拉力要求计算，可减少法兰用钢量。在满足环焊缝与管壁等强的条件下，焊缝应尽可能小，以免焊缝集中引起过大的焊接变形和残余应力。

第 4 款，加劲板要保持平面稳定。焊缝不应三向交汇。

第 5 款，前一种防腐蚀方法为涂料防腐蚀或热喷锌铝复合涂层防腐蚀，两端作气密性封

闭后内部不涂防腐蚀层，亦可防腐。后一种方法为热浸锌防腐蚀方法，内外同浸锌，封闭后浸锌易爆裂，故不应封闭。

第 6 款，法兰为重要连接点，用高强度普通螺栓连接时必须要有防松措施。

第 8 款，防止雨水由钢管法兰接缝进入室内且维修时无法找到来源。

第 9 款，防止基础上部钢管内积水引起腐蚀和冻胀。

14.3 圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.3.1 本条沿用 2003 版的 10.3.3 条的一部分。主管为圆钢管的节点，本规范将其归为圆钢管节点；主管为方矩形钢管时，本规范将其归为方钢管节点。

14.3.2 本条基本沿用 2003 版的 10.3.1、10.3.3。对主要计算公式和规定说明如下。

关于第 1 款至第 3 款。钢结构设计规范(GB17-88)对平面 X、Y、T 形和 K 形节点处主管强度的支管轴心承载力设计值的公式是比较、分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上，根据近 300 个各类型管节点的承载力极限值试验数据，通过回归分析归纳得出的承载力极限值经验公式，然后采用校准法换算得到的。钢结构设计规范（GB50017-2003）修订时，根据同济大学的研究成果，对平面节点承载力计算公式进行了若干修正。修正时主要对照了新建的国际管节点数据库中的试验结果，并考虑了公式表达的合理性。经与日本建筑学会（AIJ）公式、国际管结构研究和发展委员会（CIDECT）公式的比较，所修正的计算公式与试验数据对比，其均值和置信区间都较之前更加合理。本次修订时，除了对 K 形节点考虑搭接影响之外未作进一步改动（本条第 1 款至第 3 款），详见钢结构设计规范（GB50017-2003）条文说明第 10.3.3 条。

关于第 4 款。K 型搭接节点中，两支管中垂直于主管的内力分量可相互平衡，使得主管连接面所承受的作用力相对减小；同时，搭接部位的存在也增大了约束主管管壁局部变形的刚度。近年来的搭接节点试验和有限元分析结果均表明，搭接节点的破坏模式主要为支管局部屈曲破坏、支管局部屈曲与主管管壁塑性的联合破坏、支管轴向屈服破坏等三种模式，与平面圆钢管连接节点的主管壁塑性破坏模式相比有很大差别。因此，目前国外各规程中均将搭接节点的承载力计算公式特别列出，且有两种方法：其一，是如 Eurocode3 规程，保持与 K 型间隙节点公式的连续性，通过调整搭接(间隙)关系参数，给出搭接节点的计算公式；其二，是如 ISO 规程(草案)，根据搭接节点的破坏模式，摒弃了原来环模型计算公式(ft2)，给出与间隙节点完全不同的计算公式。本规程采用方法一，通过在 GB50017-2003 的 K 型圆钢管间隙节点强度计算公式基础上乘以搭接影响系数 ψ_0 的方法，给出 K 型圆钢管搭接节点的

计算公式。

影响 K 型搭接节点性能的因素除了支管与主管的管径比 ($\beta = d_i/d$)、主管的径厚比 ($\gamma = d/2t$) 和搭接率 ($O_v = q/p$) 等几何参数外,还包括支管与主管的壁厚比 ($\tau = t_i/t$), 搭接支管和被搭接支管的搭接顺序、隐蔽部分焊接与否等因素。(1) 支管管壁相对主管管壁很薄 ($\tau \leq 0.4$) 时, 支管间的搭接无助于两支管内力的平衡, 节点承载力相比于间隙节点并无提高; 除此以外, 搭接节点的承载力一般均高于间隙节点的承载力。(2) K 型搭接节点中, 受拉支管作为被搭接管时, 如隐蔽部分焊接且搭接率小于 60%, 节点承载力高于受压支管作为被搭接管的节点承载力; 如隐蔽部分不焊接, 在轴向拉力的作用下内隐蔽部分从主管处拉出, 使得两支管间的直接传力路径被破坏, 导致节点极限承载力大幅下降, 最多可降低 34%。(3) 受压支管作为被搭接管时, 隐蔽部分焊接的节点承载力相比不焊接的节点, 其承载力变化不大 (相差 7% 以内)。根据上述节点受力特点, 以及同济大学 12 个搭接节点的单调加载试验、13 个反复加载试验资料, 129 个节点有限元计算结果, 以及 95 个国际管节点数据库的资料, 得出搭接节点的承载力计算公式。表 14.3.2 给出了本规范及有关 K 型圆钢管搭接节点承载力设计公式计算结果与国际管结构数据库试验数据的对比。

表 14.3.2 有关平面 K 型圆钢管搭接节点承载力设计值公式计算结果
与国际管结构数据库试验数据的比较

节点类型	试件数	统计量	GB50017-2003	Eurocode3	M.M.K.LEE	AWS	本规范公式
平面 k 型搭接节点	95	最大值	1.4220	1.2356	2.2588	1.7834	1.8551
		最小值	0.4912	0.5096	0.6992	0.2592	0.5152
		平均值	0.7584	0.7777	1.2295	0.5099	0.9302
		方差	0.0379	0.0280	0.0835	0.0782	0.0580
		离散度	0.1589	0.1391	0.2136	0.1720	0.1916

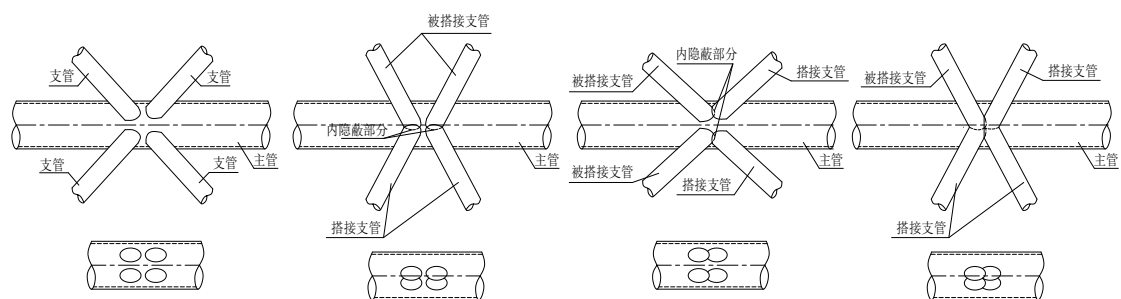
关于第 5 款和第 6 款。目前平面 DY 和 DK 型节点已经应用于网架、网壳结构中。本规程平面 DY 和 DK 型节点承载力设计值公式引自欧洲规范(Eurocode3-1-8: 2005)。

关于第 7 款。平面 KT 形节点计算公式 (14.3.2-20)、(14.3.2-21) 来源 Eurocode3-1-8: 2005, 本条补充了关于间隙 a 的取值规定。Eurocode 的计算公式依据各支管垂直于主管轴线的竖向分力合力为零的假定, 但当竖杆受拉力时, 仅按 (14.3.2-10) 计算, 可能对节点受压的计算偏于不安全, 本条补充了按 (14.3.2-22) 进行计算的规定。

关于第 8 款。J.A.Packer 在《空心管结构连接设计指南》(曹俊杰译, 科学出版社, 1997) 中认为, 平面节点的失效模式由主管管壁塑性控制, 因而可以不计算主管管壁冲剪破坏。但是在管节点数据库中仍存在冲剪破坏的记录。日本建筑学会 (AIJ) 设计指南 (1990)、Eurocode3-1-8:2005 要求 T、Y、X 型和间隙 K、N 节点进行冲剪承载力计算。考虑到这类破坏发生的可能性, 本次修订规定对这类节点进行支管在节点处的冲剪承载力补充验算。本条公式引自欧洲规范(Eurocode3-1-8: 2005)。

14.3.3 本条为新增条文。钢结构设计规范 (GB50017-2003) 修订时, 在分析管节点数据库相关数据和对照同济大学实施的试验基础上, 补充了空间 TT 形和 KK 形节点的计算规定。与日本建筑学会 (AIJ) 公式、国际管结构研究和发展委员会 (CIDECT) 公式相比, 按所提出的计算公式和试验数据作比较, 无论其均值还是置信区间都更加合理。详见钢结构设计规范(GB50017-2003)条文说明第 10.3.3 条的条文说明表 12 最后 2 组数据。

但制订 GB50017-2003 时所依据的管节点数据库和同济大学试验研究的空间 KK 形节点, 都是间隙节点, 即图 14.3.3-1a 的情况, 而工程实践中, 因支管搭接与否有多种组合, 除全间隙节点外, 还可能遇到图 14.3.3-1 所示另 3 种典型情况, 其中图 14.3.3-1d 的情况为支管全搭接型, 而前 3 种情况称为支管非全搭接型。



(a) 空间 KK-Gap 形节点 (b) 空间 KK-OPOv 形节点 (c) 空间 KK-IPOv 形节点 (d) 空间 KK-Ov 形节点

图 14.3.3-1 空间 KK 形节点分类

对图 14.3.3-1 中 b、c、d 三种形式节点的极限承载力进行分析, 将支管全搭接型的 KK 形节点的空间调整系数采用不同与 GB50017-2003 的形式, 其余情况则仍采用 0.9, 则与实验数据和有限元计算数据的对比分别见表 14.3.3-1 和表 14.3.3-2。表中还列出了欧洲规范 Eurocode3 公式和日本建筑学会 (AIJ) 公式的相应比较结果。

表 14.3.3-1 空间 KK 形节点承载力计算公式与试验数据的比较

试件编号	节点类型	试验值 (kN) (1)	本规范公式		Eurocode3		AIJ	
			计算值 (kN) (2)	(2)/(1)	计算值 (kN) (3)	(3)/(1)	计算值(kN) (4)	(4)/(1)
DKS-55	KK-OPOv	279.1	242.7	0.87	225.9	0.81	266.9	0.96
DKS-63	KK-OPOv	110.0	109.1	0.99	89.0	0.81	106.6	0.97
KK-M6	KK-OPOv	923.0	696.3	0.75	648.8	0.70	811.2	0.88
SJ17	KK-OPOv	1197.0	818.1	0.68	727.1	0.61	906.8	0.76
SJ18	KK-OPOv	1023.0	818.1	0.80	727.1	0.71	906.8	0.89
SJ16	KK-IPOv	916.0	716.2	0.78	681.9	0.74	874.6	0.95
W1	KK-Ov	442.0	300.6	0.68	279.7	0.63	363.1	0.82
W2	KK-Ov	425.0	295.9	0.70	274.1	0.64	357.0	0.84
DKS-59	KK-Ov	285.0	227.4	0.80	230.1	0.81	300.8	1.06

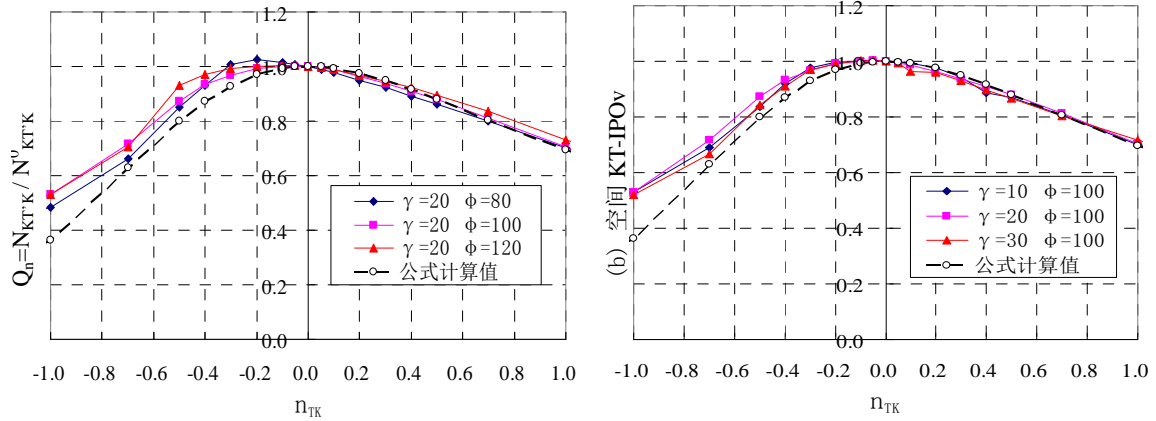
注：试件 DKS-55、DKS-63 和 DKS-59 数据来自于国际管节点数据库；试件 KK-M6 数据源于《广州国际会展中心相贯节点试验报告》（同济大学钢与轻型结构研究室，2002）；试件 SJ16、SJ17 和 SJ18 数据源于《空间 KK 型圆钢管搭接节点的试验研究与数值分析》（同济大学王冠男硕士学位论文，2007）；试件 W1、W2 数据源于《上海旗忠森林体育城网球中心钢结构节点试验研究报告》（同济大学钢与轻型结构研究室，2005）。

原钢结构设计规范（GB50017-2003）没有空间 KT 形圆管节点强度计算公式，而近年的工程实践表明这类形式的节点在空间桁架和空间网壳中并不少见。本条第 3 款的计算公式采用在平面 K 形节点强度计算公式基础上乘以支管轴力比影响系数 Q_n 和空间调整系数 μ_{KT} 的方法。其中， μ_{KT} 反映了空间几何效应， Q_n 反映了荷载效应。分三种情况规定了 μ_{KT} 的取值，即 (1)三支管间均有间隙（空间 KT-Gap 型）；(2)K 形支管搭接，但与 T 形支管间有间隙（空间 KT-IPOv 型）；(3)三支管均搭接（空间 KT-Ov 型）。

表 14.3.3-2 空间 KK 形节点承载力计算公式与有限元计算结果的比较

节点型式	算例数	统计量	本规范公式	Eurocode3	AIJ
空间 KK-OPOv 型	216	最大值	1.1526	0.9838	1.2404
		最小值	0.7386	0.5405	0.6729
		平均值	0.9118	0.7589	0.9353
		标准差	0.0787	0.1074	0.1351
		离散度	0.0863	0.1416	0.1444
空间 KK-IPOv 型	174	最大值	0.9442	1.1012	1.2765
		最小值	0.5242	0.5596	0.6646
		平均值	0.7162	0.7779	0.9177
		标准差	0.1102	0.1294	0.1486
		离散度	0.1538	0.1664	0.1620
空间 KK-Ov 型	230	最大值	1.1183	1.5755	2.0439
		最小值	0.5813	0.5026	0.6627
		平均值	0.8207	0.9083	1.1972
		标准差	0.1283	0.2836	0.3732
		离散度	0.1563	0.3122	0.3117

图 14.3.3-2 显示了空间 KT 形节点极限承载力比值 N_{KTk} / N_{KTk}^0 (即 Q_n) 与 T 形支管轴力比 n_{TK} 的关系曲线。其中 N_{KTk} 为空间 KT 型节点中 K 形受压支管承载力; N_{KTk}^0 为相同几何尺寸但轴力比 $n_{TK} = 0$ (即 T 形支管轴力为 0) 的空间 KT 型节点中 K 形受压支管承载力。轴力比 n_{TK} 是反映 T 形支管所受轴力相对大小的一个参数, n_{TK} 为正表示 T 形支管受拉, n_{TK} 为负表示支管受压, 实际工程中 T 形支管一般不是主要受力构件, 其所受轴力往往小于 K 形支管轴力, 即 n_{TK} 的范围为[-1,1]。



(a) Q_n - n_{TK} 曲线 I
 $(\beta_K=0.6, \tau_K=0.7, \gamma=20, \beta_T=0.6, \tau_T=0.7, \zeta_d=0.2)$
 (b) Q_n - n_{TK} 曲线 II
 $(\beta_K=0.6, \tau_K=0.7, \beta_T=0.6, \tau_T=0.7, \zeta_d=0.2, \Phi=100)$
 图 14.3.3-2 支管轴力比影响系数 Q_n - n_{TK} 关系曲线

图 14.3.3-2 表明：(1)对于几何尺寸不同但轴力比 n_{TK} 相同的节点， Q_n 大致相同，说明轴力比 n_{TK} 对节点极限承载力的影响是独立的，不受节点几何参数变化的影响。(2) 在 $-0.2 \leq n_{TK} \leq 0.2$ 范围内， Q_n 值大体为 1，变化较小。(3) 在 $n_{TK} < -0.2$ 或 $n_{TK} > 0.2$ 范围内， Q_n 值均呈下降趋势，说明 T 形支管轴力增大导致节点极限承载力降低，从图中可看出 T 形支管受轴压时更为不利。

有限元分析表明，对空间 KT-Gap 节点的空间调整系数 μ_{KT} 无量纲参数 β_T 、 ζ_l 的影响较大，其他参数则可不予考虑；对于空间 KT-Ov 节点， γ 、 ζ_l 有较大影响；对于空间 KK-IPOv 节点，各无量纲几何参数对 μ_{KT} 均无显著影响，为简单计，取 $\mu_{KT}=1.0$ 。

拟合的空间 KT 形节点强度计算公式与试验数据和有限元数据的比较分别见表 14.3.3-3 和表 14.3.3-4。

表 14.3.3-3 空间 KT 形节点承载力计算公式与试验数据的比较

试件编号	节点类型	试验值 (kN)	建议公式计算值				
			n_{TK}	Q_n	μ_{KT}	计算值(kN)	计算值/试验值
TK4E0	KT-Gap	1622.3	0.091	0.995	1.06	1537.0	0.95
TK3E1	KT-Gap	1584.5	0.016	1.000	1.08	1209.7	0.76
J-2	KT-IPOv	1215	0	1.0	1.00	1184.6	0.97
W3	KT-Ov	518	-0.143	0.985	1.04	316.0	0.61

注：试件 TK4E0、TK3E1 源于《大直径钢管空间相贯节点试验报告（上海市建设技术发展基金会立项课题

A9805132-2) (同济大学钢结构研究室, 2000); 试件 J-2 源于《苏州国际博览中心钢管相贯焊接节点承载力试验报告》(同济大学结构工程与防灾研究所, 2004); 试件 W3 数据源于《上海旗忠森林体育城网球中心钢结构节点试验研究报告》(同济大学钢结构研究室, 2005)。

表 14.3.3-4 空间 KT 形节点承载力计算公式与有限元数据的比较

节点型式	算例数	统计量	本规范公式
空间 KT-Gap 型	233	最大值	1.1787
		最小值	0.6214
		平均值	0.8438
		标准差	0.0676
		离散度	0.0801
空间 KT-IPOv 型	237	最大值	1.2383
		最小值	0.6297
		平均值	0.8467
		标准差	0.0705
		离散度	0.0833
空间 KT-Ov 型	235	最大值	1.1507
		最小值	0.3986
		平均值	0.7905
		标准差	0.0832
		离散度	0.1053

14.3.4 本条为新增条文。无斜腹杆的桁架(空腹桁架)、单层网壳等结构,其构件承受的弯矩在设计中是不可忽略的。这类结构采用非加劲直接焊接节点时,设计中应考虑节点的抗弯计算。本次规范修订时,在分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上,根据近 160 个管节点的抗弯承载力极限值试验数据,通过回归分析、考虑了可靠度与安全系数后得出了主管和支管均为圆管的平面 T、Y、X 型相贯节点抗弯承载力设计值公式。(参见王伟、陈以一《圆钢管相贯节点的非刚性能与计算公式》,工业建筑,2005,35(381):5-9)。

欧洲规范(Eurocode 3)、日本规范(AIJ)、美国石油协会许用应力设计规范(API-WSD)和荷载与抗力系数设计规范(API-LRFD)以及其他若干海工结构的规范,包括 HSE 规范,ISO 规范, NORSOK 规范都有对应于主管塑性破坏模式的相贯节点抗弯承载力计算公式。下面

分别列出各规范对应本规范公式(14.3.4-1)中 Q_i 和公式(14.3.4-3)中 Q_0 （本条文说明用 Q_{uo} 表达）的计算公式：

1 API-WSD&LRFD 公式：

$$Q_{ii} = 0.8(3.4 + 19\beta)$$

$$Q_{uo} = 0.8(3.4 + 7\beta) \cdot \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)}$$

2 HSE 公式：

$$Q_{ii} = 5\beta\gamma^{0.5} \sin \theta$$

$$Q_{uo} = (1.6 + 7\beta) \cdot \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)} \quad (\text{Y、K 节点})$$

$$Q_{uo} = (1.6 + 7\beta) \cdot \left[\frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)} \right]^{0.5} \quad (\text{X 节点})$$

3 ISO&NORSOK 公式：

$$Q_{ii} = 4.5\beta\gamma^{0.5}$$

$$Q_{uo} = 3.2\gamma^{(0.5\beta^2)}$$

4 Eurocode 3 公式：

$$Q_{ii} = 4.85\beta\gamma^{0.5}$$

$$Q_{uo} = \frac{2.7}{1 - 0.81\beta}$$

5 AIJ 公式：

$$Q_{ii} = 5.02\beta\gamma^{0.42}$$

$$Q_{uo} = \frac{2.2}{1 - 0.81\beta} \gamma^{-0.1}$$

此外，Van der Vegte 在其博士论文中提出了以下公式：

$$Q_{ii} = \frac{5.1\gamma^{1.04\beta - 0.43\beta^2}}{(1 - 0.4\beta) + \sqrt{(1 - 0.4\beta^2) + \frac{2 - (0.4\beta)^2}{\gamma^2}}}$$

$$Q_{uo} = \frac{2.5\gamma^{0.28\beta} \cdot [0.8\beta + \sin 0.8(1.8 + 0.5\beta^2)]}{(0.8\beta + 1.0) \left[\left(1 - \frac{\arcsin 0.8\beta}{\pi}\right) \sin 0.8(1.8 + 0.5\beta^2) - \left(1 - \frac{0.8(1.8 + 0.5\beta^2)}{\pi}\right) 0.8\beta \right] + \frac{0.5}{\gamma^2}}$$

表 14.3.4-1 对应于主管塑性破坏模式的抗弯承载力公式拟合试验数据的统计分析

试件数			Eurocode 3	AIJ	ISO	HSE	API	Van der Vegte	规范公式
36	M_{ui}^j / M_{ui}	m	0.849	0.702	0.788	0.875	0.905	0.815	0.852
		σ	0.087	0.068	0.081	0.090	0.169	0.075	0.082
		v	0.103	0.096	0.103	0.103	0.187	0.092	0.096
24	M_{uo}^j / M_{uo}	m	0.795	0.482	0.803	0.955	1.044	1.935	0.803
		σ	0.142	0.094	0.114	0.184	0.248	1.505	0.114
		v	0.179	0.196	0.142	0.192	0.237	0.778	0.142

表 14.3.4-1 给出了对各国抗弯承载力规范公式拟合试验数据的统计分析结果，m、 σ 和 v 分别表示公式计算值与试验值之比的均值、方差和离散度。其中 M_{ui}^j 、 M_{uo}^j 分别为根据公式计算得到的节点平面内与平面外抗弯承载力，计算时已将各规范中的强度设计值置换为钢材屈服值， M_{ui} 、 M_{uo} 分别为试验测得的节点平面内与平面外抗弯承载力。从表中的对比可以看出，在平面内抗弯承载力方面，API 公式与试验结果最为接近，但离散度较大，HSE 与 Eurocode 3 公式比试验结果低，但数据离散度较小。在平面外抗弯承载力方面，HSE 公式与试验结果最为接近，API 公式次之，但数据离散度较大。Van der Vegte 公式与试验结果差别较大，且计算异常繁琐，不便于工程应用。

由于各规范公式考虑了一定的承载力安全储备，所以计算值均低于节点实际承载力。为此在上述公式的基础上提出了以下未考虑强度折减的相贯节点平面内抗弯承载力计算公式：

$$M_{ui}^{pj} = 7.55\beta\gamma^{0.42} Q_f \frac{d_i t^2 f}{\sin \theta}$$

统计分析表明该公式能够较好的预测相贯节点的实际平面内抗弯承载力。在此基础上考虑可靠度后得到本次规范修订公式。规范修订公式拟合试验数据的统计分析结果列于表 A14.3.4-1 中。

对应于主管冲剪破坏模式的相贯节点抗弯承载力计算公式的主要来源为 CIDECT 设计指南。

无斜腹杆的桁架（空腹桁架）、单层网壳结构中的杆件，同时承受轴力和弯矩作用。规范 14.3.4 条第 3 款适用于这种条件下的节点计算。规范修订时，对比了各国规范对于节点在弯矩与轴力共同作用下的承载力相关方程，其中 N_c 、 N_{cu} 分别为组合荷载下支管轴压力与节点仅受轴压力作用时的极限承载力公式计算值， N_t 、 N_{tu} 分别为组合荷载下支管轴拉力与节点仅受轴拉力作用时的极限承载力公式计算值， M_i 、 M_{ui} 分别为组合荷载下支管平面内弯矩与节点仅受平面内弯矩作用时的极限承载力公式计算值， M_o 、 M_{uo} 分别为组合荷载下支管平面外弯矩与节点仅受平面外弯矩作用时的极限承载力公式计算值。

1 API-LRFD 相关方程:

$$1 - \cos\left[\frac{\pi}{2}\left(\frac{N}{N_u}\right)\right] + \left[\left(\frac{M_i}{M_{ui}}\right)^2 + \left(\frac{M_o}{M_{uo}}\right)^2\right]^{0.5} = 1$$

2 AIJ 相关方程:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M_i}{M_{ui}} + \frac{M_o}{M_{uo}} = 1$$

3 Eurocode 3、HSE、ISO、NORSOK 相关方程:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M_i}{M_{ui}}\right)^2 + \frac{M_o}{M_{uo}} = 1$$

上述公式的比较表明，欧洲规范认为平面内弯矩对节点组合荷载作用下承载力的影响较平面外弯矩小，而 API 规范和日本规范则认为两者权重相同。图 14.3.4-1~14.3.4-4 给出了不同荷载组合下试验值与相关方程曲线的比较。可以看出，AIJ 相关公式在所有情况下都是偏于安全的，Eurocode 3 相关公式在大多数情况下是安全的，仅有个别数据点越界，而 API-LRFD 相关公式相对来说安全度稍低，有少数数据点越界。表 14.3.4-2 还给出了节点在轴力、平面内弯矩、平面外弯矩共同作用下试验值代入各相关公式中的计算结果，同样显示了上述现象。从安全和简化出发，规范修订时直接采用了 AIJ 公式的形式。

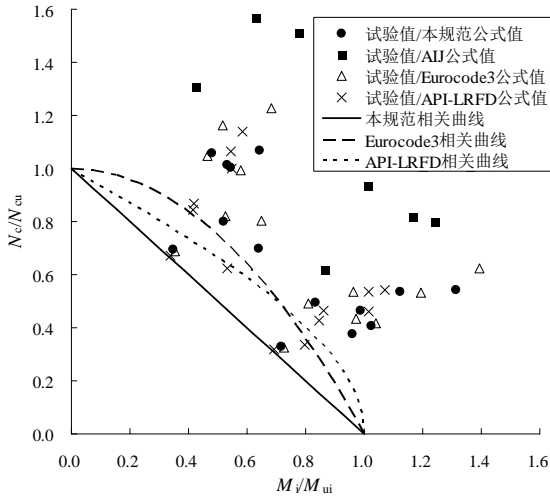


图 14.3.4-1 $N_c - M_i$ 相关方程与试验数据的比较

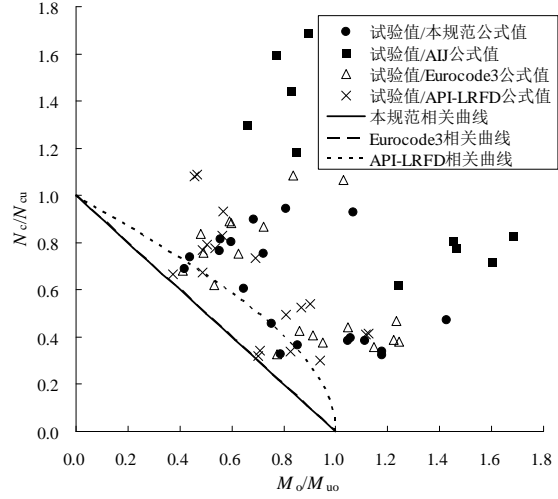


图 14.3.4-2 $N_c - M_o$ 相关方程与试验数据的比较

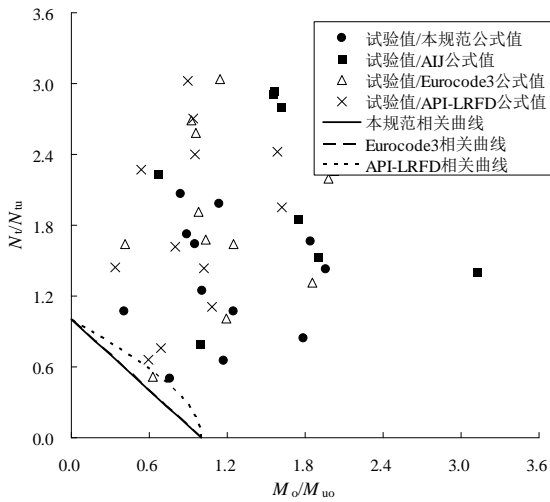


图 14.3.4-3 $N_i - M_o$ 相关方程与试验数据的比较

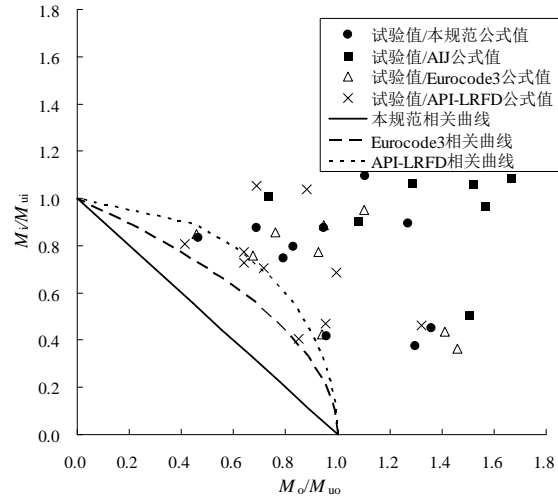


图 14.3.4-4 $M_i - M_o$ 相关方程与试验数据的比较

表 14.3.4-2 $N_c - M_i - M_o$ 相关方程与试验数据的比较

试件号	N_c (kN)	M_i (kN-m)	M_o (kN-m)	AIJ 相关公式	Eurocode 3 相关公式	API-LRFD 相关公式	本规范 相关公式
TCM-40	-34.5	2.0	1.3	2.35	1.26	0.70	1.45
TCM-41	-56.5	2.2	1.4	2.95	1.60	0.96	1.75
TCM-42	-42.0	3.2	1.3	2.88	1.74	0.97	1.83
TCM-43	-17.9	1.2	0.8	3.41	1.87	1.18	2.02
TCM-44	-140.0	7.1	5.3	4.05	2.69	1.22	2.59

TCM-45	-32.5	2.9	2.2	2.82	1.48	1.22	1.66
TCM-46	-50.0	2.3	1.5	2.77	1.41	1.35	1.60
TCM-47	-81.0	7.4	4.0	2.17	1.14	0.84	1.39
TCM-48	-113.0	5.3	2.9	2.13	1.08	0.86	1.30
TCM-49	-66.0	8.3	6.4	2.77	1.46	1.55	1.64
TCM-50	-145.0	19.8	13.5	2.27	1.23	1.10	1.54
TCM-51	-194.0	17.0	12.4	2.86	1.67	1.07	1.99

14.3.5 本条为新增条文。同济大学进行了主管为向内弯曲、向外弯曲和无弯曲（直线状）的圆管焊接节点静力加载对比试验共 15 件，节点型式有平面 K 形、空间 TT 形、KK 形、KTT 形。同时，应用有限元分析方法对节点进行了弹塑性分析，考虑的节点参数包括 β 变化范围 0.5~0.8，主管径厚比 2γ 变化范围 36~50，支管与主管的厚度比 τ 变化范围 0.5~1.0，主管轴线弯曲曲率半径 R 变化范围 5~35m，以及轴线弯曲曲率半径 R 与主管直径 d 之比变化范围 12~110。研究表明，无论主管轴线向内还是向外弯曲，以上各种形式的圆管节点与直线状的主管节点相比，节点受力性能没有大的差别，节点极限承载力相差不超过 5%。

14.3.6 本条为新增条文。圆管加强板的几何尺寸，国外有若干试验数据发表，据此校验了有限元模型。采用校验过的模型对 T 形连接的极限承载力进行了数值计算。计算表明，当支管受压时，加强板和主管分担支管传递的内力，但并非如此前文献认为的那样可以用加强板的厚度加上主管壁厚代入强度公式；根据计算结果回归分析，采用图 14.2.5a 加强板的节点承载力，是无加强时节点承载力的 $(0.23\lambda^{1.18}\beta^{-0.68} + 1)$ 倍，其中 λ 是加强板厚度与主管壁厚的比值。计算也表明，当支管受拉时，由于主管对加强板有约束，并非只有加强板在起作用，根据回归分析，用图 14.2.5a 加强板的节点承载力是无加强时节点承载力的 $1.13\lambda^{0.59}$ 倍。

14.3.7 本条为新增条文。在工程实践中，钢管桁架、塔架和格构式柱有采用节点板连接主管与支管，或连接主管钢管与其他开口截面构件。节点板连接节点承载力计算公式的主要来源有日本建筑学会(AIJ)指南、欧洲规范(Eurocode3-1-8: 2005)、CIDECT 指南《Design Guide for Circular Hollow Section(CHS) Joints under Predominantly Static Loading》(Verlag TUV Rheinland GmbH, Koln, Federal Republic of Germany, 1991) 和 J.A.Packer 等著《空心管结构连接设计指南》(曹俊杰译, 科学出版社, 1997)。日本学者对各国节点板连接节点试验数据进行了归纳整理，建立了一个包含 128 个节点试验结果的数据库。修订时提出的承载力计算

公式是在比较、分析国外有关规范和资料的基础上，对照该试验数据库，同时参考 AIJ 公式进行统计分析得出的。表 14.3.7-1 给出了纵向板与圆管连接节点承载力设计值公式计算结果与试验数据的比较。

表 14.3.7-1 纵向板与圆管连接节点承载力计算公式计算结果与试验数据的比较

试件数	节点类型	统计量	AIJ	Eurocode 3	本规范公式
12	X 型 受压	m	0.622	0.674	0.827
		σ	0.054	0.051	0.072
		ν	0.088	0.075	0.088
21	X 型 受拉	m	0.532	0.320	0.512
		σ	0.130	0.078	0.125
		ν	0.244	0.244	0.244
6	X 型 受弯	m	0.467	0.863	0.778
		σ	0.051	0.091	0.084
		ν	0.109	0.106	0.109
8	T 型 受压	m	0.507	0.706	0.572
		σ	0.108	0.168	0.122
		ν	0.213	0.238	0.213
8	T 型 受拉	m	0.479	0.240	0.424
		σ	0.139	0.067	0.123
		ν	0.291	0.279	0.291
9	T 型 受弯	m	0.379	0.820	0.834
		σ	0.030	0.058	0.067
		ν	0.081	0.070	0.081

注：表中 m 为规程公式计算值与试验比值的平均值， σ 为标准差， ν 为离散度。

表 14.3.7-2 给出了横向板与圆管连接节点承载力设计值公式计算结果与试验数据的比较。

表 14.3.7-2 横向板与圆管连接节点承载力计算公式计算结果与试验数据的比较

试件数	节点类型	统计量	AIJ	Eurocode 3	本规程公式
5	X 型 受压	m	0.729	0.868	0.597
		σ	0.145	0.163	0.119
		ν	0.199	0.187	0.199
4	X 型 受拉	m	0.429	0.453	0.805
		σ	0.044	0.048	0.083
		ν	0.103	0.106	0.103
无	X 型 受弯	m	—	—	—
		σ	—	—	—
		ν	—	—	—
14	T 型 受压	m	0.530	0.706	0.482
		σ	0.137	0.139	0.125
		ν	0.258	0.196	0.258
6	T 型 受拉	m	0.506	0.309	0.739
		σ	0.063	0.047	0.093
		ν	0.125	0.153	0.125
无	T 型 受弯	m	—	—	—
		σ	—	—	—
		ν	—	—	—

注：表中 m 为规程公式计算值与试验比值的平均值， σ 为标准差， ν 为离散度。

关于冲剪计算的式(14.3.7-13)，源于节点板合力由节点板两侧的主管管壁抗剪承载力平衡的假定，规范修订时采用了 Eurocode3 的表达形式。

14.3.8 本条为新增条文。近年来，工程实践中出现了主管为圆管、支管为矩形管的情况。但国内对此研究不多，仅有少数几例试验。参考 Eurocode3-1-8 的规定给出相关计算公式，与试验资料（《越南国家中央体育场钢管节点试验报告》，同济大学钢与轻型结构研究室，2003）相比较如下：

表 14.3.8-1 X 形节点矩形支管-圆形主管连接节点公式计算值与试验结果的比较

试件	d	t	b_R	h_R	t_l	M_{oXRC} (试验) (kN-m)	M_{oXRC} (公式) (kN-m)	破坏模式
GGJD-X1	610	12.7	300	200	7	165.6	83.75	主管塑性
GGJD-X2	610	12.7	300	200	7	175.9	83.75	主管塑性、焊缝断裂

圆管与 H 形构件直接焊接节点，其受力机理与采用节点板的节点有一定联系。这类节点的承载力特性本质上与非加劲柱梁节点一致，本章不另作规定。

14.3.9 本条为新增条文。非搭接管连接焊缝在轴力作用下的强度计算公式(14.3.9-1) ~ (14.3.9-2)和(14.3.9-3)沿用 GB50017-2003 的有关规定。详见 GB50017-2003 条文说明 p.295 第二段至 p.206 第 2 段的相关内容。

本规程关于非搭接管连接焊缝在平面内与平面外弯矩作用下的强度计算公式是采用空间解析几何原理，经数值计算与回归分析后提出的，详细过程如下：

1 主管与支管相贯线方程的建立

主管与支管的相贯线实际上为一空间曲线。该空间曲线的方程可通过主管与支管表面的圆柱面方程求得。

如图 14.3.9-1 所示，分别对主管和支管建立空间坐标系 x - y - z 和 x_l - y_l - z_l 。设直角坐标系的原点位于两管轴线交点 O ， x 轴与主管轴线重合， x_l 轴与支管轴线重合。

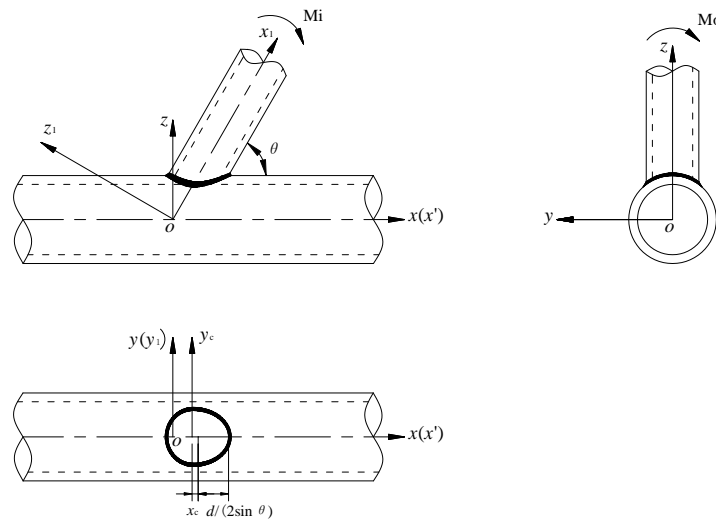


图 14.3.9-1 空间坐标系

两相交圆柱面的相贯线方程为

$$\begin{cases} y^2 + z^2 = R^2 \\ y_1^2 + z_1^2 = r^2 \end{cases} \quad (1)$$

式中, R 为主管半径, r 为支管半径。

x - y - z 坐标系与 x_1 - y_1 - z_1 坐标系之间存在以下坐标转换关系, 即

$$\begin{cases} x_1 = x \cos \theta + z \sin \theta \\ y_1 = y \\ z_1 = -x \sin \theta + z \cos \theta \end{cases} \quad (2)$$

式中, θ 为坐标系旋转角, 亦即两管夹角。

如图 A14.3.9-2 所示, y_1 - z_1 平面内支管圆柱面的极坐标方程为

$$\begin{cases} z_1 = r \cos \varphi \\ y_1 = r \sin \varphi \end{cases} \quad (3)$$

式中, r 为支管半径。 φ 为极坐标系下的极角。

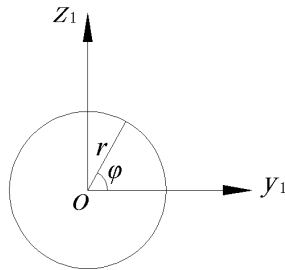


图 14.3.9-2 y_1 - z_1 平面极坐标系

由式 (1)、(2)、(3) 得出主管半径为 R 、支管半径为 r 的两圆柱面相贯线的参数方程为

$$\begin{cases} x = \frac{z \cos \theta - r \cos \varphi}{\sin \theta} \\ y = r \sin \varphi \\ z = \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \end{cases} \quad (4)$$

其中, $R=D/2$, $r=d/2$, φ 为取值介于 $0 \sim 2\pi$ 之间的参数。

2 主管与支管连接焊缝抗弯计算的基本假定

图 14.3.9-1 所示的钢管节点关于 x - o - z 平面对称。根据对称性原理, 可取对称面一侧结构施加总荷载的一半进行研究, 如图 14.3.9-3(a)所示。

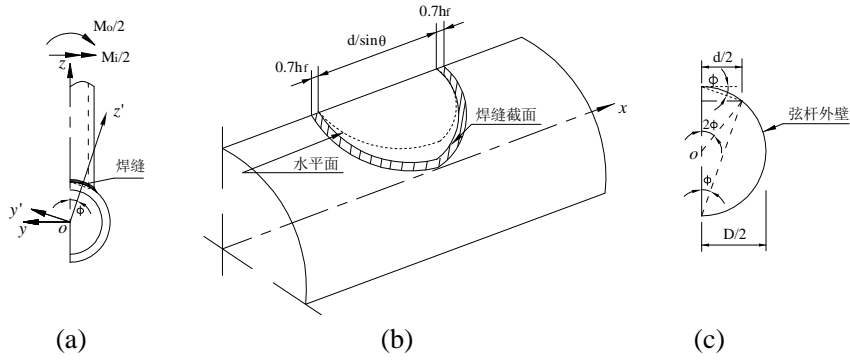


图 14.3.9-3 焊缝截面的简化

在计算弯矩作用下的 T 形焊缝连接时,通常先计算角焊缝有效截面的几何特性如 W_w 等,然后按如下材料力学公式求出弯曲应力 σ_f^M :

$$\sigma_f^M = \frac{M}{W_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (5)$$

式中, W_w 为全体焊缝有效截面的弹性截面模量。

公式 (5) 应用的前提条件是假设焊缝截面符合平截面假定。钢管相贯节点中连接主管与支管的焊缝截面实际为一空间曲面,为应用式 (5) 进行焊缝计算,建立空间坐标系 $x'-y'-z'$ (图 14.3.9-3(a)),将焊缝曲面投影至 $x'-o-y'$ 平面,并将平截面假定不加证明的推广至该焊缝投影平面。此外,还假定主管与支管的连接焊缝可视为全周角焊缝进行抗弯计算,角焊缝有效截面的计算厚度 h_e 为焊脚尺寸 h_f 的 0.7 倍。

3 主管与支管连接焊缝抗弯截面模量的计算

为计算钢管相贯节点焊缝截面的几何特性,将焊缝有效截面的形成方式假定如下:焊缝有效截面的内边缘线即为主管与支管外表面的相贯线,外边缘线则由主管外表面与半径为 r_1 且同支管共轴线的圆柱面相贯形成,其中 $r_1 = d/2 + 0.7h_f \sin \theta$ 。

因此,图 14.3.9-3 中焊缝截面内边缘线方程即为式 (4),但 ϕ 的取值介于 $\pi/2 \sim 3\pi/2$ 之间。焊缝截面外边缘线方程为

$$\begin{cases} x = \frac{z \cos \theta - r_1 \cos \varphi}{\sin \theta} \\ y = r_1 \sin \varphi \\ z = \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} \end{cases} \quad (6)$$

其中, $R = D/2$, $r_1 = d/2 + 0.7h_f \sin \theta$, ϕ 为参数,取值介于 $\pi/2 \sim 3\pi/2$ 之间。

$x-y-z$ 坐标系与 $x'-y'-z'$ 坐标系之间存在以下坐标转换关系,即

$$\begin{cases} x' = x \\ y' = y \cos 2\phi + z \sin 2\phi \\ z' = -y \sin 2\phi + z \cos 2\phi \end{cases} \quad (7)$$

式中，由图 14.3.9-3c 可知， $\phi = \arcsin(d/D) = \arcsin\beta$ 。

由式 (4)、(6)、(7) 可得焊缝截面内外边缘相贯线在 $x' - y' - z'$ 坐标系的方程分别为

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2\phi} - \frac{r}{\sin\theta} \cdot \cos\phi \\ y' = r \cos 2\phi \sin\phi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2\phi} \\ z' = -r \sin 2\phi \sin\phi + \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2\phi} \cdot \cos 2\phi \end{cases} \quad (8)$$

与

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2\phi} - \frac{r_1}{\sin\theta} \cdot \cos\phi \\ y' = r_1 \cos 2\phi \sin\phi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2\phi} \\ z' = -r_1 \sin 2\phi \sin\phi + \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2\phi} \cdot \cos 2\phi \end{cases} \quad (9)$$

投影到 $x' - o - y'$ 平面后，方程 (8)、(9) 变为

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2\phi} - \frac{r}{\sin\theta} \cdot \cos\phi \\ y' = r \cos 2\phi \sin\phi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2\phi} \end{cases} \quad (10)$$

与

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos\theta}{\sin\theta} \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2\phi} - \frac{r_1}{\sin\theta} \cdot \cos\phi \\ y' = r_1 \cos 2\phi \sin\phi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2\phi} \end{cases} \quad (11)$$

当上式中 $\theta = 90^\circ$ 时即表示节点型式为 T 型的情况。

T 形节点焊缝截面边缘相贯线在 $x' - o - y'$ 平面的投影当近似为椭圆时，其平面内与平面外抗弯的有效截面惯性矩分别按式 (12) 与 (13) 计算：

$$I_{fi}^T = \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4h_f)^4 - d^4}{\cos\phi} \quad (12)$$

$$I_{fo}^T = \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d+1.4h_f)^4 - d^4}{\cos^3 \phi} \quad (13)$$

本文将 Y 形节点焊缝有效截面在 $x'-o-y'$ 平面投影的惯性矩表示为 T 型节点焊缝惯性矩乘以相应的调整系数：

$$I_{fi} = \eta_i \cdot I_{fi}^T \quad (14)$$

$$I_{fo} = \eta_o \cdot I_{fo}^T \quad (15)$$

经过数值积分与回归分析，得到如下调整系数的表达式：

$$\eta_i = \left(\frac{0.826}{\sin^2 \theta} + 0.113 \right) \cdot (1.04 + 0.124\beta - 0.322\beta^2) \quad (16)$$

$$\eta_o = (0.26 \sin \theta + 0.74) \cdot (1.04 - 0.06\beta) \quad (17)$$

Y 形节点焊缝截面投影的形心至冠点边缘的最大距离经数值积分与回归分析后表达为：

$$\Delta_i = x_c + d / (2 \sin \theta) \quad (18)$$

其中， $x_c = (-0.34 \sin \theta + 0.34) \cdot (2.188\beta^2 + 0.059\beta + 0.188) \cdot d$ 。

Y 形节点焊缝截面投影的形心至鞍点边缘的距离可表达为：

$$\Delta_o = d / (2 \cos \phi) \quad (19)$$

因此，非搭接管节点焊缝在平面内与平面外的抗弯截面模量分别为：

$$W_{fi} = \frac{I_{fi}}{x_c + d / (2 \sin \theta)} \quad (20)$$

$$W_{fo} = \frac{I_{fo}}{d / (2 \cos \phi)} \quad (21)$$

经对所收集的近 70 个管节点的极限承载力、杆件承载力、焊缝承载力与破坏模式的计算比较（如表 14.3.9-1 和 14.3.9-2 所示，表中破坏模式符号含义如下：CLD-主管塑性；CPS-主管冲剪；BY-支管屈服；CY-主管屈服；WF-焊缝断裂；CC-主管表面焊趾裂纹），可以保证静力荷载下焊缝验算公式的适用性。

表 14.3.9-1 T、Y 形节点平面外抗弯实测承载力与公式计算值的比较

试件	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	θ ($^{\circ}$)	破坏模式	实测承载力 M_{uo} (kN-m)	焊缝承载力计算值 M_{wuj} (kN-m)	支管承载力计算值 M_{bp} (kN-m)	节点承载力计算值(主管塑性) M_o^{pj} (kN-m)	节点承载力计算值(冲剪) M_o^{sj} (kN-m)
TM-1	216	4.5	216.4	4.56	90	CLD	36.1	137.0	75.3	25.5	45.8
TM-2	216	4.5	165.6	4.53	90	CLD,CPS	14.5	50.8	38.9	9.5	26.8
TM-3	216	4.58	114.3	4.56	90	CLD,CPS	6.47	22.8	17.5	4.8	13.0
TM-4	216	4.58	60.7	3.96	90	CLD,CPS	2.73	5.8	3.7	2.4	3.7
TM-5	217	6.24	114.2	4.62	90	CLD,CPS	10.4	18.3	17.6	7.1	14.0
TM-6	218	6.83	114.4	7.09	90	CLD	16.8	58.6	22.0	16.6	29.9
TM-7	217	6.65	114.6	6.96	90	CLD	19.7	82.6	21.8	22.6	41.9
TM-8	217	8.12	216.5	8.03	90	CLD,CPS	71.0	258.0	126.8	83.3	83.0
TM-9	217	8.02	114.3	7.00	90	CLD,CPS	17.1	37.6	21.8	14.9	22.8
TM-10	217	8.01	60.2	10.2	90	CLD,CPS	6.80	20.1	6.6	7.3	6.3
TM-11	165	4.7	42.7	3.3	90	-	1.81	3.1	1.6	2.2	2.3
TM-12	165	4.5	76.3	2.9	90	-	3.97	7.9	5.6	3.7	7.1
TM-13	319	4.4	60.5	3.0	90	BY,CLD	2.21	4.8	3.1	2.8	4.1
TM-14	319	4.4	139.8	4.4	90	CLD,CY,BY	6.62	36.9	26.8	6.0	21.9
TM-15	457	4.8	89.1	3.0	90	CLD,CY	3.53	9.1	7.8	4.5	8.8
TM-16	457	4.8	165.2	4.7	90	CLD,CY,BY	6.67	49.0	55.3	7.5	30.4
TM-23	169	10.55	59.8	11.10	90	CLD,BY	8.4	15.9	8.5	8.6	5.7
TM-24	168	10.28	114.5	11.3	90	CLD,BY	28.5	44.9	32.1	18.4	18.3
TM-25	168	5.78	60.6	5.63	90	CLD	3.1	6.8	4.9	2.8	3.5
TM-26	168	5.90	114.6	5.95	90	CLD	8.0	29.0	22.3	8.6	14.9
TM-27	169	5.79	168.3	5.78	90	CLD	24.5	80.9	42.1	25.2	27.6
TM-28	169	3.45	60.8	3.81	90	CLD	1.28	4.4	3.4	1.1	2.2
TM-29	169	3.42	114.7	3.90	90	CLD	3.7	16.4	11.5	2.6	7.9
TM-30	169	3.55	168.3	3.54	90	CLD	12.0	49.0	28.4	9.9	17.7
TM-42	456	15.6	319.0	8.7	90	CLD,BY	215	351.3	-	196.5	347.8
TM-44	457	21.5	317.4	8.7	90	WF	374	320.2	-	340.1	437.8
TM-114	1067	30	400	12.5	82.9	CLD	781	1054.3	-	980.8	1533.0
TM-115	1067	30	400	12.5	82.9	CLD	818	1054.3	-	980.8	1533.0

表 14.3.9-2 T、Y 形节点平面内抗弯实测承载力与公式计算值的比较

试件	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	θ (°)	破坏模式	实测承载力 M_{ui} (kN-m)	焊缝承载力计算值 M_{wui} (kN-m)	支管承载力计算值 M_{pp} (kN-m)	节点承载力计算值(主管塑性) M_i^{pl} (kN-m)	节点承载力计算值(冲 M_i^s (kN-m)
TM-31	168.7	10.55	59.8	11.10	90	CLD,BY	11.6	21.5	8.5	9.0	5.7
TM-32	168.4	10.28	114.5	11.31	90	CLD,BY	36.0	47.8	32.1	28.5	18.3
TM-33	168.3	5.78	60.6	5.63	90	CLD	4.4	7.2	4.9	3.9	3.5
TM-34	168.3	5.90	114.6	5.95	90	CLD	14.8	25.0	22.3	16.8	14.9
TM-35	168.1	5.68	168.3	5.78	90	CLD	36.5	51.3	42.1	31.3	28.3
TM-36	168.5	3.45	60.8	3.81	90	CLD	2.1	4.2	3.4	1.8	2.2
TM-37	168.5	3.42	114.7	3.90	90	CLD	7.3	14.0	11.5	6.5	7.9
TM-38	168.8	3.55	168.8	3.55	90	CLD	19.6	30.4	28.9	15.0	17.8
TM-45	165.2	4.7	42.7	3.3	90	-	2.11	3.0	2.1	2.3	2.3
TM-46	165.2	4.5	76.3	2.9	90	-	6.28	7.3	5.6	6.9	7.1
TM-47	318.5	4.4	60.5	3.0	90	CLD,CY,BY	3.33	4.6	3.1	2.7	4.1
TM-48	318.5	4.4	139.8	4.4	90	CLD,CY,BY	14.9	34.4	26.8	14.4	21.9
TM-49	457.2	4.8	89.1	3.0	90	CLD,CY	6.08	8.7	7.8	5.0	8.8
TM-50	457.2	4.8	165.2	4.7	90	CLD,CY,BY	18.0	54.2	55.3	17.1	30.4
TM-81	219.1	6.3	71.6	18.5	90	CLD	8.24	56.1	14.5	5.9	5.9
TM-82	219.1	8.9	71.6	18.5	90	CLD,CC	17.8	70.6	14.5	13.7	11.1
TM-83	298.5	7.2	101.6	16.0	90	CLD	14.3	91.3	42.5	11.5	12.6
TM-84	219.1	5.5	101.6	16.0	90	CLD	11.7	91.1	42.5	9.3	10.0
TM-85	219.1	8.4	101.6	16.0	90	CLD,CC	25.8	91.1	42.5	21.8	18.4
TM-86	219.1	10.0	101.6	16.0	90	CLD,CC	34.9	91.1	42.5	28.8	21.9
TM-87	219.1	12.3	101.6	16.0	90	CLD,CC	53.9	91.1	42.5	43.9	29.6
TM-88	219.1	6.0	139.7	17.5	90	CLD	25.8	169.2	96.5	20.8	21.2
TM-89	219.1	8.8	139.7	17.5	90	CLD,CC	58.8	172.0	96.5	51.1	41.8
TM-90	219.1	12.3	139.7	17.5	90	CLD,CC	88.3	169.2	96.5	80.7	54.4
TM-91	298.5	7.3	193.7	7.1	90	CLD	53.5	82.6	81.0	42.9	46.8
TM-92	298.5	10.0	193.7	7.1	90	WF	78.5	82.6	81.0	70.1	63.7
TM-93	298.5	10.0	193.7	7.1	90	CLD	85.6	82.6	81.0	70.1	63.7
TM-94	219.1	5.9	177.8	16.0	90	CLD	40.5	215.4	153.2	32.7	33.8
TM-95	219.1	8.6	177.8	16.0	90	CLD,CC	98.1	227.6	153.2	79.8	66.2
TM-96	219.1	12.5	177.8	16.0	90	CLD,CC	161	215.4	153.2	134.0	89.5
TM-97	508.0	12.7	193.7	6.35	90	-	77.2	73.3	67.8	86.3	93.0
TM-98	508.0	12.7	193.7	6.35	90	-	79.1	73.3	67.8	86.3	93.0
TM-99	508.0	7.9	168.3	7.94	90	-	37.0	71.7	60.7	30.5	43.3
TM-100	508.0	7.9	168.3	7.94	90	-	35.9	71.7	60.7	30.5	43.3
TM-101	273.4	12.65	219.5	12.4	90	CLD	128	181.9	158.7	135.3	102.0
TM-102	272.6	8.00	218.8	8.16	90	CLD	70.8	100.7	96.1	64.0	62.8
TM-103	273.0	5.95	219.0	6.27	90	CLD	54.4	80.8	79.8	42.9	50.1
TM-104	273.0	12.48	114.3	6.00	90	CLD	32.0	27.8	24.5	28.9	21.9
TM-105	273.0	7.70	114.3	6.00	90	CLD	18.8	27.8	24.5	16.4	16.5
TM-106	273.0	5.98	114.3	6.00	90	CLD	15.5	27.8	24.5	11.8	13.7
TM-107	168.3	6.64	76.1	4.85	90	CLD	6.64	9.9	8.0	9.5	7.8

14.3.10 本条为 2003 版 10.3.2 的修改和补充。K 型搭接节点中，两支管内力在搭接区域相互平衡，区域内焊缝应力分布情况复杂。根据有限元分析方法得到搭接支管、被搭接支管沿其相交线周长的 Mises 应力（或沿支管轴线的轴向应力）结果：

1 隐蔽部分焊接时，节点焊缝传力相对较为均匀，被搭接支管与主管的连接焊缝均可视为全周角焊缝，并按规范规定的角焊缝计算公式进行计算，但取 $\beta_f = 1.0$ 。此时，可偏保守的不考虑两支管之间相交线焊缝的有利影响。

2 隐蔽部分焊接时，两支管相交线处焊缝（分段 1）应力水平比搭接支管与主管相交线处焊缝（分段 2）应力水平高 1.1~1.8 倍左右，因此对分段 1 处的焊缝承载力进行折减；考虑到分段 1 处较易施焊、焊缝强度储备等因素，折减系数暂取为 1.25。而每一分段内的焊缝传力较均匀，可按角焊缝进行计算。

3 隐蔽部分不焊接时，两支管与主管相交的三集点处焊缝应力非常大，由此点或邻域开始，应力水平迅速下降。为避免应力不均匀分布造成的焊缝“拉链式”渐进失效，将焊缝承载力整体予以折减。折减系数 $\eta=0.85$ ，仍有待进一步分析确定。

关于无偏心 K 型圆钢管搭接节点焊缝长度计算过程可参见陈誉、刘俊、陈以一等的论文《无偏心 K 型圆钢管搭接节点焊缝长度计算》，结构工程师，2007.4。归纳如下：

无偏心 K 型圆钢管搭接节点几何参数及各分段相贯线如错误！未找到引用源。所示，计算公式中所涉及各参数与该图中一致。搭接节点相贯线长度计算适用范围： $40^\circ \leq \theta_i \leq 60^\circ$ ， $0.65 \leq \beta_i \leq 1$ ， $O_{v1} \geq 25\%$ ， $O_{v2} \geq 25\%$ 。

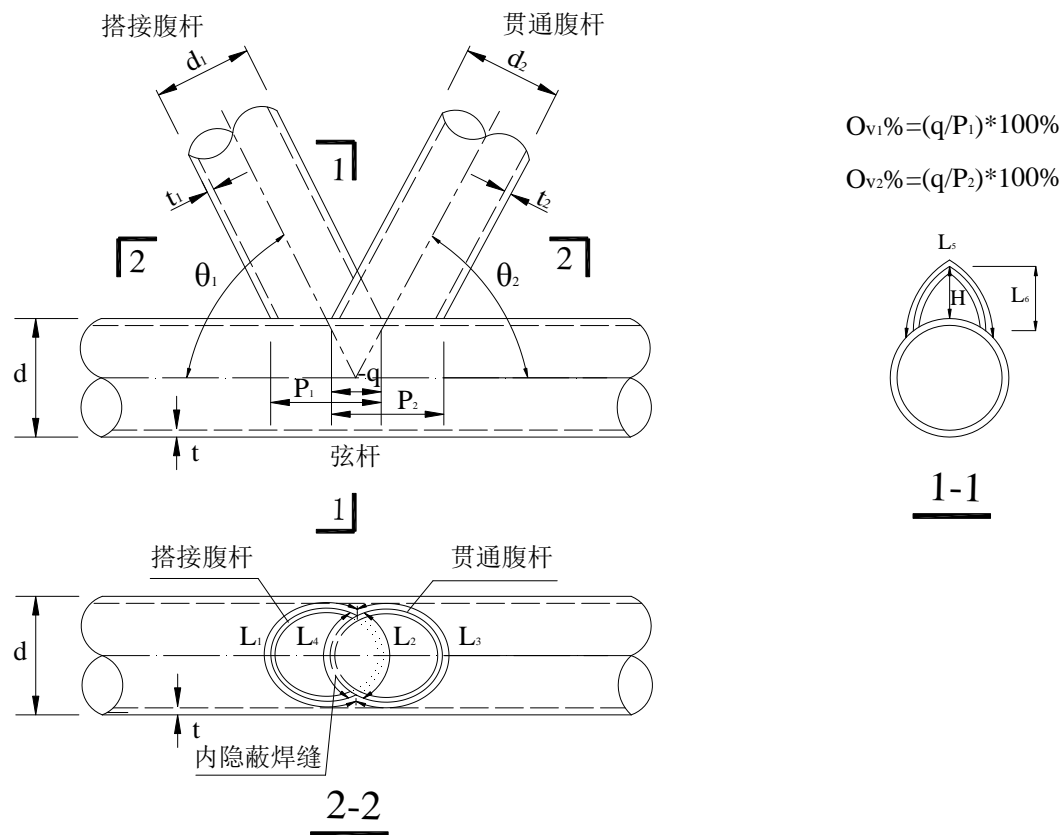


图 14.3.10-1 节点几何描述示意图

1 支管与主管之间相贯线长度计算

GB50017-2003 中给出了单根支管与主管相贯时整条完整相贯线的长度计算公式（见公式 1 和公式 2）。

当 $\frac{d_i}{d} \leq 0.65$ 时，

$$L_w = (3.25d_i - 0.025d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta} + 0.466 \right); \quad (14.3.10-1)$$

当 $\frac{d_i}{d} > 0.65$ 时,

$$L_w = (3.81d_i - 0.389d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta} + 0.466 \right) \quad (14.3.10-2)$$

两支管搭接后,以三集点为分界点,支管与主管之间的每条完整相贯线被分成了两段。因此,各分段相贯线的长度可以通过在整条完整相贯线长度的基础上乘以比例系数求得。搭接支管与主管之间的分段相贯线长度比例系数 per_{lap} 以及被搭接支管与主管之间的分段相贯线长度比例系数 $per_{through}$ 分别定义如下:

$$per_{lap} = L_1 / (L_1 + L_2) = L_1 / L_{w1}$$

$$per_{through} = L_3 / (L_3 + L_4) = L_3 / L_{w2}$$

式中, L_{w1} —— 搭接支管与主管之间的整条完整相贯线长度,按公式 (14.3.10-1) 或公式 (14.3.10-2) 计算;

L_{w2} —— 被搭接支管与主管之间的整条完整相贯线长度,按公式 (14.3.10-1) 或公式 (14.3.10-2) 计算。

通过非线性回归分析,将上述两个长度比例系数分别表示成参数 O_{v1} 和 O_{v2} 的乘幂函数,同时考虑两支管直径不同对系数 $per_{through}$ 的影响,即:

$$per_{lap} = L_1 / L_{w1} = 1 - 0.65O_{v1}^{0.62}$$

$$per_{through} = L_3 / L_{w2} = \sqrt{\frac{d_2}{d_1}} (1 - 0.65O_{v2}^{0.62})$$

式中, O_{v1} —— 搭接率,定义为 $O_{v1} = q / P_1$;

O_{v2} —— 计算参数,定义为 $O_{v2} = q / P_2$

$$q = \left(\frac{d_1}{2 \sin \theta_1} + \frac{d_2}{2 \sin \theta_2} \right) - \left(\frac{d}{2 \tan \theta_1} + \frac{d}{2 \tan \theta_2} \right)$$

$$P_1 = d_1 / \sin \theta_1$$

$$P_2 = d_2 / \sin \theta_2$$

因此，支管与主管之间的各分段相贯线长度计算公式可以表示如下：

$$L_1 = (1 - 0.65 O_{v1}^{0.62}) L_{w1} \quad (14.3.10-3)$$

$$L_3 = \sqrt{\frac{d_2}{d_1}} (1 - 0.65 O_{v2}^{0.62}) L_{w2} \quad (14.3.10-4)$$

$$L_4 = L_{w2} - L_3 \quad (14.3.10-5)$$

2 两支管之间相贯线长度计算

同样，通过回归分析，两支管之间的分段相贯线长度计算公式可简化如下：

$$L_5 = 2 \sqrt{\left(\frac{d}{2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2} \right)^2 - \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} + H \right)^2 + \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} \quad (A14.3.10-6)$$

式中， H ——计算参数，定义为 $H = q / (\cot \theta_1 + \cot \theta_2)$

14.4 矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.4.2 本条为 2003 版 10.3.4 的修改和补充。本条第 1 款第 1) 项针对主管与支管相连一面发生弯曲塑性破坏的模式，第 2) 项针对主管侧壁破坏的模式。

14.4.3 本条为新增条文。

14.5 法兰连接计算

14.5.1 本节所有条文均为新增条文。本条根据大量工程实践罗列各种法兰的重要受力情况。本节以后各条将根据本条所述的不同类型法兰和不同受力情况列出计算公式和要点。随着工程实践的发展，还可能出现新的法兰型式和受力状况。在本节中无法全部阐述，只能具体问题具体分析。

14.5.2

1 刚接法兰在弯矩作用的同时可有拉力或压力作用。对螺栓及法兰板的不利作用是弯和拉共同作用。在 (14.5.2-1) 式中，不考虑受压。刚接法兰要求法兰板永远处于受压状态，法兰连接的刚度方能保持连续。在这一前提下，变形处于弹性状态，且转动中心轴为通过法兰形心的中性轴。

2 式 (14.5.2-2) 为允许法兰板部分进入塑性条件下的验算公式。法兰板实际为厚板。螺母与法兰板上压力分布属局部环状分布。但这两种状态的精确计算只能根据有限元法，不

利于工程设计。所以一般仍采用弹性薄板理论按荷载均布计算法兰板抗弯，最后允许局部进入塑性。其结果与按有限元法计算总体接近，在工程上也经长期实践检验。所以按此法。

钢管构件所受压力一般大于拉力（因重力作用）。而压力分布一般都直接由筒壁通过筒壁与法兰板的内外环焊缝直接传给法兰板，然后在法兰板靠筒壁根部区域通过接触传递。因法兰板较厚，经扩散的局部承压足够且受压区常靠近支座。所以压力虽大但法兰板弯矩不大。一般要求法兰板与筒壁的焊缝承载力不小于钢管抗压承载力。法兰板受弯则由螺栓最大拉力控制。这种设计方法比压力控制板厚更为经济。这已为有限元分析及工程实践所证明。

3 刚接法兰抗弯按最大螺栓所在板块计算，其加劲板与法兰板连接焊缝受力比法兰板与筒壁连接焊缝受力大，如下表。根据表中分配系数 α ，可得到加劲板及其焊缝受力。

表 14.5.2 均布荷载下有加劲肋法兰（一边简支，两边固结板）弯矩计算系数 m_b 和加劲板反力比 α

a/b	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85
mb	0.0785	0.0834	0.0874	0.0895	0.0900	0.0901	0.0900	0.0897	0.0892	0.0884	0.0872
α	0.67	0.71	0.73	0.74	0.76	0.79	0.80	0.80	0.81	0.82	0.83
a/b	0.9	0.95	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2	>2
mb	0.0860	0.0848	0.0843	0.0840	0.0838	0.0836	0.0835	0.0834	0.0833	0.0833	0.0833
α	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	1.0

4 刚接法兰抗剪按高强螺栓抗剪验算。一般不起控制作用，也无需对法兰顶紧面做表面处理，也不要测定摩擦系数。

14.5.3

1 半刚接法兰用高强度普通螺栓连接通常要加与同样高强度螺栓 1/3 设计预拉力相对应的扭矩。以基本达到法兰在荷载频遇值作用下不开缝的要求。当荷载继续增大时，法兰会开缝。法兰绕某一转动中心轴转动，这对于内法兰和外法兰是不同的。按有限元分析可得到两个转动中心轴位置及相应的算式。

2 半刚接法兰受拉、压在空间桁架杆件连接中最常见。一般压力大于拉力。所以以往按压力对法兰板作验算。但有限元计算表明，压力的传递直接通过法兰板与管壁焊缝及法兰板之间的接触，分布范围小且接近支座，对法兰计算不起控制作用。因此现按抗拉计算法兰板，已经几年工程实践验证，安全且节约材料。

3 主要受弯曲作用指类似单管塔、悬臂杆之类压应力与弯曲应力相比小一个数量级的杆件。

根据规范编制人员对多种典型法兰计算比较,外法兰将受压区转动中心轴放在离圆心处 $3R/4$ 更为合理,但考虑到老规范将受压区形心轴定在钢管外壁也未发生事故,故折中取钢管内壁切线为受压区转动中心轴。内法兰将转动中心轴放在离圆心 $2R/3$ 处更为合理。无加劲肋时法兰计算方法同《高耸结构设计规范》。

对于空间桁架杆件,理论上仅受拉、压力,无剪力亦无抗剪问题。若要考虑 $A_f/85$ 构造剪力,则有剪力必有弯矩,有弯矩则法兰上有压力区,此压力必产生摩擦力抗剪。对于单管塔之类主要受弯连接,弯矩产生的局部区域压力产生的摩擦力足以抗剪。

14.5.4 承压型法兰用于压力产生的应力大大超过其他内力产生的应力的情况。所以用管端局部承压传递压力。法兰、加劲板、焊缝与传递压力无关,仅用于传递其它内力。这样设计结构效率很高,已有成功的工程实例。一般这类法兰的连接用摩擦型高强度螺栓。这并不是为了利用其摩擦力,而是为了结构免除杆端的接缝变形且当巨大的压力作用时产生振动效应。所以其抗弯计算也同刚性法兰。

14.5.5 双层法兰一般用于刚接柱脚。柱脚刚接要达到两个标准:(1)抗弯强度不小于柱截面;(2)抗弯刚度保持连续,没有突变。为达到第(2)条,柱脚法兰就不能在弯矩作用下开缝。因此,柱脚要达到刚接,锚栓要加预拉力。锚栓加预拉力之后,柱脚在使用中永久处于受压状态,底板不脱离基础顶面。锚栓加预拉力,则要设下锚板、锚栓套管。对锚栓施加预拉力应采用直接张拉法。若用扭矩法,锚栓处于复杂应力状态,折断的可能性加大,而锚栓万一折断很难修复。直接张拉法施工锚栓处于简单受力状态,质量稳定且安全。

14.6 无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型

14.6.1 本条沿用 2003 版的 10.1.5。主管上因节间荷载产生的弯矩应在设计主管和节点时加以考虑。此时可将主管按连续杆件单元模型进行计算(图 14.6.1-1)。

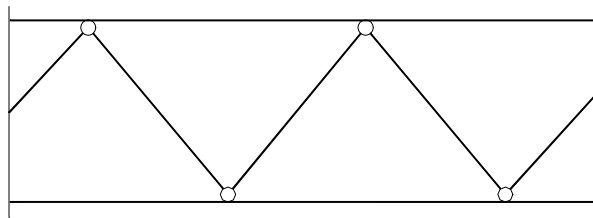


图 14.6.1-1 无偏心的腹杆端铰接桁架内力计算模型

当节点偏心超过本规程第 14.2.1 条规定时,应考虑偏心弯矩对节点强度和杆件承载力的影响,可按图 14.6.1-2 和图 14.6.1-3 所示模型进行计算。对分配有弯矩的每一个支管应按照国家节点在支管轴力和弯矩共同作用下的相关公式验算节点的强度,同时对分配有弯矩的主管和

支管按偏心受力构件进行验算。

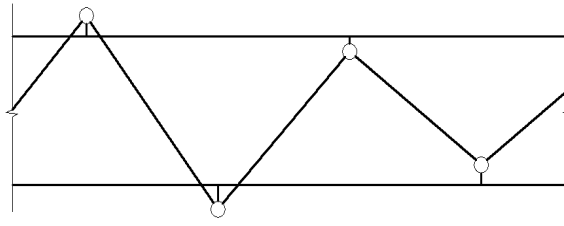


图 14.6.1-2 节点偏心的腹杆端铰接桁架内力计算模型

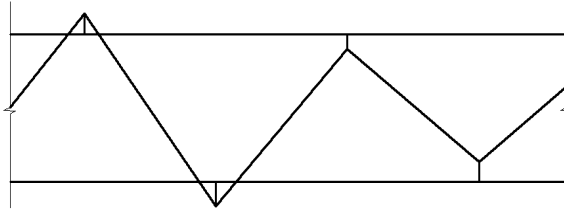


图 14.6.1-3 节点偏心的腹杆端刚接桁架内力计算模型

14.6.2 本条为新增条文。近年来的研究表明，在工程常见的几何尺寸范围内，无加劲钢管直接焊接节点受荷载作用后，其相邻杆件的连接面发生局部变形，从而引起相对位移或转动，表现出不同于铰接或完全刚接的非刚性性能。因此，相比钢结构设计规范 GB50017-2003，本次修订增加了平面 T、Y 形和平面或微曲面 X 形节点的刚度计算公式，与下节节点的刚度判别原则配套使用，可以确定结构计算时节点的合理约束模型。

本次修订列入的平面 T、Y 形和平面或微曲面 X 形节点的刚度计算公式是在比较、分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上，根据同济大学近十年来进行的试验、有限元分析和数值计算结果，通过回归分析归纳得出的。同时，将这些刚度公式的计算结果与 23 个管节点刚度试验数据进行了对比验证（表 14.6.2-1~14.6.2-5），吻合良好。（参见陈以一，王伟，赵宪忠等.《圆钢管相贯节点抗弯刚度和承载力实验》，建筑结构学报，2001，22(6): 25-30；王伟、陈以一《圆钢管相贯节点局部刚度的参数公式》，同济大学学报，2003，31(5):515-519；陈以一，王伟《Flexural behavior and resistance of uni-planar KK and X tubular joints》，Steel & Composite Structures, 2003，3(2): 123-140；王伟、陈以一《圆钢管相贯节点的非刚性能与计算公式》工业建筑，2005，35(381): 5-9；杜纯领、王伟、陈以一等《单层网壳 X 型圆管节点平面外抗弯刚度的参数分析与计算公式》建筑结构，2009，39(5): 45-48）。

表 14. 6. 2-1 T、Y 形节点轴向刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	γ	τ	θ	K_{NT} (试验) (kN/mm)	K_{NT}^j (公式) (kN/mm)	K_{NT} / K_{NT}^j
TC-12	0.44	35.4	0.98	90°	24.5	23.0	1.07
TC-13	0.20	46.7	0.61	90°	12.7	11.4	1.11
TC-14	0.36	46.7	0.96	90°	19.6	16.2	1.21
TC-17	0.36	46.9	0.97	90°	16.7	16.0	1.04
TC-115	1.00	23.8	1.00	90°	86.1	101.0	0.85

表 14. 6. 2-2 T、Y 形节点平面内弯曲刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	γ	τ	θ	K_{MIT} (试验) (kN-m)	K_{MIT}^j (公式) (kN-m)	K_{MIT} / K_{MIT}^j
TM-33	0.36	14.6	0.97	90°	279	284	0.98
TM-35	1.00	14.8	1.0	90°	2680	2852	0.94
TM-36	0.36	24.4	1.0	90°	115	112	1.02
TM-38	1.00	23.8	1.0	90°	1430	1234	1.16
SXN	0.76	7.0	0.67	90°	5003	5910	0.85
JB-1	0.80	14.4	0.86	90°	27000	25234	1.07

表 14. 6. 2-3 X 形节点轴向刚度公式计算值和试验结果的比较

试件	$D(mm)$	β	γ	τ	θ	ϕ	K_{NX}^j (公式) (kN/m)	K_{NX} (试验) (kN/m)	K_{NX}/K_{NX}^j
XC-67	318.50	0.52	36.19	1.07	90°	0°	16.01	16.18	1.01
XC-74	140.05	0.36	7.78	1.03	90°	0°	210.95	152.00	0.72
XC-77	165.23	1.00	19.35	1.05	90°	0°	712.21	774.73	1.09
XC-78	114.41	1.00	13.40	1.05	90°	0°	913.69	637.43	0.70

表 14.6.2-4 X 形节点平面内抗弯刚度公式计算值和试验结果的比较

试件	$D(mm)$	β	γ	τ	θ	ϕ	K_{Mix}^j (kN-m)	K_{Mix} (kN-m)	K_{Mix}/K_{Mix}^j
XM-18	408.5	0.60	20.43	1.04	90°	0°	6542	7519	1.15
SXN3	168	0.76	7.00	0.67	90°	0°	5236	5288.46	1.01

表 14.6.2-5 X 形节点平面外弯曲刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	γ	θ	ϕ	K_{MoX} (kN-m)	K_{MoX}/K_{MoX}^j	
						日本 AIJ 公式	本规范公式
B1-1	0.9	8.53	91°	6.5°	67507	7.05	2.08
B1-2	0.9	8.53	88°	6.5°	85216	8.90	2.63
B2-1	0.9	8.53	78°	0°	76895	8.03	2.21
B2-2	0.9	8.53	78°	0°	95578	9.98	2.74
B3-1	0.7	10.97	86°	12°	18926	3.19	1.00
B3-2	0.7	10.97	94°	12°	22032	3.71	1.16

14.6.3 本条为新增条文。

14.6.4 本条为新增条文。空腹桁架节点刚度判别条件的详细推导过程参见王伟,陈以一《Modelling & classification of tubular joint rigidity and its effect on the global response of CHS lattice girders》, Structural Engineering and Mechanics, 2005, 21(6): 677-698。这里简述如下：

空腹桁架的主管与支管以 90° 夹角相互连接，因此支管与主管连接节点不能作为铰接处理，需承担弯矩，否则体系几何可变。

采用若干子结构模型来近似表达图 14.6.4-1 中的多跨空腹“桁架”的不同节点位置。这些子结构的选取原则是能够反映空腹“桁架”不同节点部位如图 14.6.4-2 所示的变形模式。所采用的子结构模型见图 14.6.4-3。

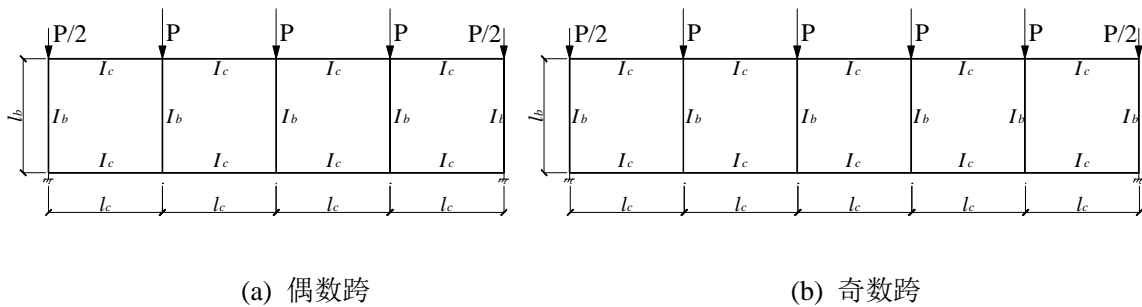


图 14.4.5-1 多跨空腹桁架

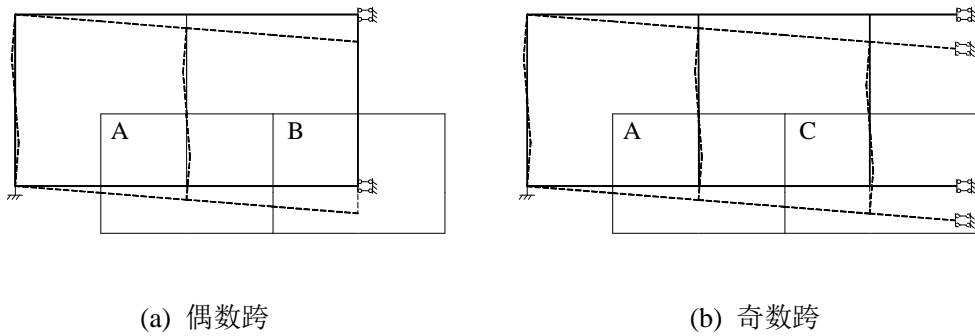


图 A14.6.4-2 空腹格构梁的变形模式

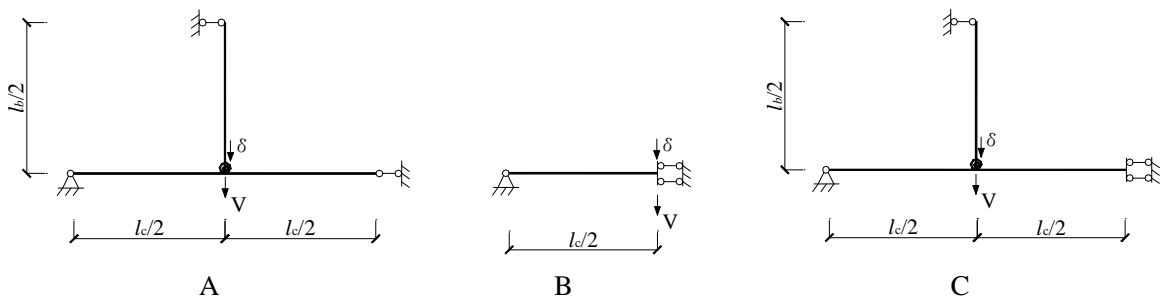


图 14.6.4-3 子结构模型

节点刚度对格构梁在正常使用极限状态的行为有较大的影响。因此，采用以下通过位移定义的标准来区分节点的刚性与半刚性：

$$\Delta = (\delta_s - \delta_r) / \delta_r$$

其中， δ_s 为具有半刚性连接的格构梁的位移； δ_r 为具有刚性连接的格构梁的位移。

用于计算位移的荷载条件如图 14.6.4-3 所示。下文基于格构梁的变形行为推导节点刚度介于刚性与半刚性之间的分界线。在位移 δ_s 和 δ_r 的计算中由于基于格构梁正常使用极限状态，所以采用小位移理论，且半刚性连接的刚度假定为线弹性。

对于具有半刚性连接的子结构 A，竖向位移 δ_s 经理论推导得：

$$\delta_s = \frac{Vl_c^2}{12K_c K_b} (K_b + K_c) + \frac{Vl_c^2}{4K_M} = \frac{Vl_c^2}{12K_c K_b K_M} (K_M K_b + K_M K_c + 3K_c K_b)$$

其中

$$K_b = \frac{EI_b}{l_b}, \quad K_c = \frac{EI_c}{l_c},$$

同理，对于具有刚性连接的子结构 A，竖向位移 δ_r 经理论推导得：

$$\delta_r = \frac{Vl_c^2}{12K_c K_b} (K_b + K_c)$$

$$\frac{K_M}{K_b} = \frac{3}{(1+G) \cdot \Delta}$$

$$G = \frac{K_b}{K_c}$$

其中，

对于子结构 B，格构梁的竖向位移与节点弯曲刚度无关，所以无需进行分界值的推导。

对于具有半刚性连接的子结构 C，竖向位移 δ_s 经理论推导得：

$$\delta_s = \frac{Vl_c^2}{24K_c(3K_b + K_c)} \cdot (3K_b + 4K_c) + \frac{9Vl_c^2 \cdot K_b^2}{4K_M(3K_b + K_c)^2} = \delta_r + \frac{9Vl_c^2 \cdot K_b^2}{4K_M(3K_b + K_c)^2}$$

同理，于具有刚性连接的子结构 C，竖向位移 δ_s 经理论推导得：

$$\delta_r = \frac{Vl_c^2}{24K_c(3K_b + K_c)} \cdot (3K_b + 4K_c)$$

$$\frac{K_M}{K_b} = \frac{54K_bK_c}{\Delta \cdot (3K_b + K_c)(3K_b + 4K_c)} = \frac{54G}{\Delta \cdot (3G + 1)(3G + 4)}$$

若取 $\Delta = 0.05$ ，则得到规范条文中所述的节点弯曲刚度分界值。

15 钢与混凝土组合梁

15.1 一般规定

15.1.1 本条为 2003 版 11.1.1 的修改和补充。本章规定适用于将钢梁和混凝土翼缘板通过抗剪连接件连成整体的钢-混凝土简支及连续组合梁。

所谓“一般用于不直接承受动力荷载”主要考虑本章给出的组合梁设计方法为塑性调幅设计法方法，不适用于直接承受动力荷载的组合梁。借鉴已有研究成果和工程实践经验的基础上，本条给出了直接承受动力荷载组合梁的设计原则，和不直接承受动力荷载的组合梁相比在设计方法上两点不同：一是需要进行疲劳验算，在本章 15.1.7 节中给出了具体的验算方法，主要参考欧洲规范 4 的相关条文；二是不能采用塑性方法进行承载能力计算，应按照弹性理论进行计算，即采用换算截面法验算荷载效应设计值在组合梁截面产生的应力（包括正应力和剪应力等）小于材料的设计强度。此外，弹性设计方法还适用于板件宽厚比不符合塑性调幅设计法要求的组合梁。

组合梁的翼缘板可用现浇混凝土板，亦可用混凝土叠合板。近年来清华大学对钢-混凝土叠合板组合梁进行了大量的试验研究，证明叠合板组合梁具有与现浇混凝土翼缘的组合梁一样的受力性能，并且钢-混凝土叠合板组合梁在实际工程中也获得了大量的成功应用，取得了显著的技术经济效益和社会效益。混凝土叠合板翼缘是由预制板和现浇层混凝土所构成，预制板既作为模板，又作为楼板的一部分参与楼板和组合梁翼缘的受力。混凝土叠合板的设计按照《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行，在预制板表面采取拉毛及设置抗剪钢筋等措施以保证预制板和现浇层形成整体。

15.1.2 本条基本沿用 2003 版的 11.1.2。钢-混凝土组合梁的混凝土翼缘板可以带板托，也可以不带板托，是否带板托应该由组合梁的承载力、刚度和节省材料用量及施工方便等条件而确定。相对而言，不带板托的组合梁施工较为方便，带板托的组合梁材料较省，但板托构造复杂，施工不便。

与混凝土结构类似，组合梁混凝土板同样存在剪力滞后效应。目前各国规范均采用有效宽度的方法考虑混凝土板剪力滞后效应的影响，但有效宽度计算方法不尽相同：

1 美国钢结构协会的《钢结构建筑荷载及抗力系数设计规范》(AISC-LRFD, 1999) 规定，混凝土翼缘板的有效宽度 b_e 取为钢梁轴线两侧有效宽度之和，其中一侧的混凝土有效宽度为以下三者中的较小值：a) 组合梁跨度的 1/8，其中梁跨度取为支座中线之间的距离；b) 相邻组合梁间距的 1/2；c) 钢梁至混凝土翼板边缘的距离。

2 欧洲规范 4 规定,当采用弹性方法对组合梁进行整体分析时,每一跨的有效宽度可以采用定值:对于中间跨和简支边跨可采用如下规定的中间跨有效宽度 $b_{eff,1}$,对于悬臂跨则采用如下规定的支座有效宽度 $b_{eff,2}$,如图 15.1.2 所示。

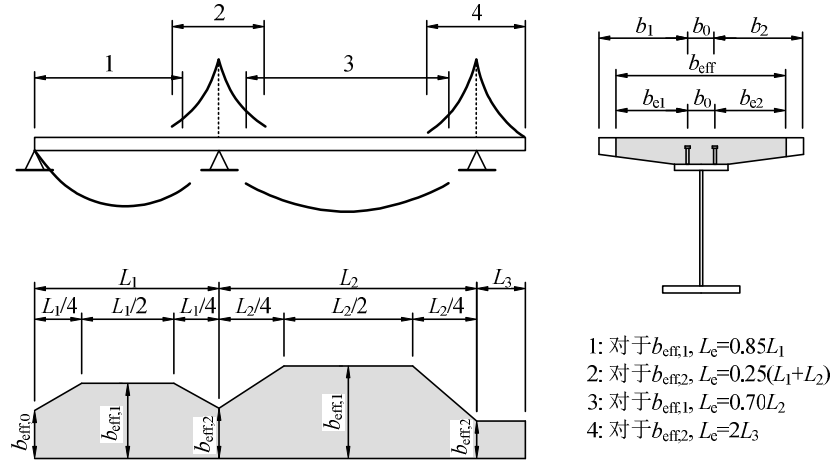


图 15.1.2 混凝土翼板的等效跨径及有效宽度(欧洲规范 4)

1) 中间跨和中间支座的有效宽度按下式计算:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (1)$$

式中 b_0 ——同一截面最外侧抗剪连接件间的横向间距;

b_{ei} ——钢梁腹板一侧的混凝土桥面板有效宽度,取为 $L_e/8$,但不超过板的实际宽度 b_i 。
 b_i 应取为最外侧的抗剪连接件至两根钢梁间中线的距离,对于自由端则取为混凝土悬臂板的长度。 L_e 为反弯点间的近似长度。对于一根典型的连续组合梁,应根据控制设计的弯矩包络图来确定 L_e (如图 15.1.2 所示)。

2) 边支座的有效宽度按下式计算:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2)$$

$$\beta_i = (0.55 + 0.025L_e / b_{ei}) \leq 1.0 \quad (3)$$

组合梁各区段的混凝土板有效宽度取值参见图 15.1.2 所示。

根据欧洲规范 4,简支组合梁的有效跨径 L_e 取为梁的实际跨度。对于连续组合梁,其正弯矩区有效宽度与正弯矩区的长度有关,负弯矩区有效宽度则与负弯矩区(中支座区)的长度有关。图 15.1.2 中相邻的正负弯矩区存在长度重叠的部分,这与设计时应考虑结构的弯矩包络图的要求是一致的。需要指出的是,当忽略混凝土的抗拉作用后,负弯矩区的有效宽度主要用于定义混凝土翼板内纵向受拉钢筋的有效截面积。

3 美国各州公路及运输工作者协会(AASHTO)制定的公路桥梁设计规范规定,混凝

土翼板有效宽度 b_e 应等于或小于 1/4 的跨度以及 12 倍的最小板厚。对于边梁，外侧部分的有效宽度应不超过其实际悬挑长度。如果边梁仅一侧有混凝土板时，则有效宽度应等于或小于跨度的 1/12 以及 6 倍的最小板厚。

4 英国规范 (BS5400) 第 5 部分根据有限元分析及试验研究的成果，以表格的形式给出了对应于不同宽跨比的组合梁混凝土桥面板有效宽度。

相比较而言，欧洲规范 4 对组合梁混凝土板有效宽度的计算方法概念明确，并将简支组合梁和连续组合梁的计算方法统一起来，摒弃了混凝土板有效宽度与厚度相关的规定，适用性更强。

本规范给出的组合梁混凝土翼板的有效宽度，系参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的相关规定，同时根据已有的研究成果并借鉴欧洲规范 4 的相关条文，考虑到组合梁混凝土板的有效宽度主要和梁跨度有关，和混凝土板的厚度关系不大，故取消了混凝土板有效宽度与厚度相关的规定。此外，借鉴欧洲规范 4 的方法引入连续组合梁等效跨径的概念，将混凝土板有效宽度的规定推广至连续组合梁。

严格说来，楼盖边部无翼板时，其内侧的 b_2 值应小于中部两侧有翼板的 b_2 ，集中荷载作用时的 b_2 值应小于均布荷载作用时的 b_2 值。

以上计算组合梁混凝土翼板有效宽度的方法基本都是依据组合梁在弹性阶段的受力性能所建立起来的。而当组合梁达到极限承载力时，混凝土翼板已进入塑性状态，此时翼板中的应力分布趋向均匀，塑性阶段混凝土翼板的有效宽度大于弹性阶段。因此，将根据弹性分析得到的翼板有效宽度应用于塑性计算，计算结果偏于安全。

15.1.3 本条为新增条文。当组合梁和柱铰接或组合梁作为次梁时，仅承受竖向荷载，不参与结构整体抗侧，试验结果表明，混凝土翼板的有效宽度可统一取为跨中截面的有效宽度取值。

近年来，组合框架在多高层建筑中的应用十分广泛，试验研究表明，楼板的空间组合作用对组合框架结构体系的整体抗侧刚度有显著的提高作用。目前，国内仅《高层民用建筑钢结构技术规程》给出了如何在结构体系整体内力和变形分析中考虑楼板对组合框架梁刚度的提高作用，该规程建议对于边梁，组合框架梁的刚度放大系数可取为 1.2，对于中梁可取为 1.5。清华大学近年来通过分析国际和国内大量组合框架结构的试验结果，发现规程建议的刚度放大系数可能会低估楼板对组合框架梁刚度的提高作用，从而可能低估结构整体抗侧刚度，高估结构自振周期，低估结构地震剪力，低估结构最大层间位移角，使计算结果偏于不安全。进一步的研究表明，楼板对组合框架梁的刚度放大作用还会改变框架结构的整体变形

特性,使结构剪切型变形的特征更为明显,导致薄弱楼层有下移趋势,对组合框架梁刚度的低估还会导致为了满足框架-核心筒结构体系外框剪力承担率的要求,使外框钢梁截面高度偏大而影响组合梁经济性优势的发挥。因此,准确计算楼板空间组合效应对组合框架梁的刚度贡献对于结构体系的合理安全设计具有重要意义。

本规范采用清华大学建议的组合框架梁刚度放大系数计算公式,基于梁-壳混合模型的精细有限元结果和试验结果。大量的数值算例和试验结果表明,组合框架梁的刚度放大系数与钢梁和混凝土板的相对刚度密切相关,本公式正是基于这一结论通过大量参数分析归纳得到的,其精度经过了组合框架结构体系试验和算例结果验证。

15.1.4 本条为 2003 版 11.1.3 的修改和补充。GB50017-2003 仅具体给出了组合梁的挠度计算方法,并提出要验算连续组合梁负弯矩区段裂缝宽度的要求。本次修订明确了正常使用极限状态组合梁的验算内容以及需要考虑的因素,同时还对计算模型和各因素的考虑方法进行了具体说明,方便设计人员操作。组合梁的正常使用极限状态验算可按弹性理论进行,原因是在荷载的标准组合作用下产生的截面弯矩小于组合梁在弹性阶段的极限弯矩,即此时的组合梁在正常使用阶段仍处于弹性工作状态。温度荷载以及混凝土收缩徐变效应可能会影响组合梁正常使用阶段的内力、变形以及负弯矩区裂缝宽度,应在正常使用极限状态验算中予以充分的考虑。

在计算组合梁的挠度时,可假定钢和混凝土都是理想的弹塑性体,而将混凝土翼板的有效截面除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E , 换算为钢截面(为使混凝土翼板的形心位置不变,将翼板的有效宽度除以 α_E 即可),再求出整个梁截面的换算截面刚度 EI_{eq} 。此外,国内外的试验研究结果表明,由混凝土翼板和钢梁间相对滑移引起的附加挠度在 10%~15% 左右,采用焊钉等柔性连接件(特别是部分抗剪连接时)该滑移效应对挠度的影响不能忽略,否则将偏于不安全,因此在计算挠度时需要换算截面刚度进行折减。对连续组合梁,因负弯矩区混凝土翼板开裂后退出工作,所以实际上是变截面梁。故欧洲规范 4 规定:在中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为一个跨间的跨度)的范围内确定梁的截面刚度时,不考虑混凝土翼板而只计入在翼板有效宽度 b_e 范围内负弯矩钢筋截面对截面刚度的影响,在其余区段不应取组合梁的换算截面刚度而应取其折减刚度,按变截面梁来计算其变形,计算值与试验结果吻合良好。

连续组合梁除需验算变形外,还应验算负弯矩区混凝土翼板的裂缝宽度。验算裂缝宽度首先需要进行内力分析,得到支座负弯矩截面的内力值,由于支座负弯矩区混凝土板的开裂,连续组合梁在正常使用阶段会出现明显的内力重分布现象,为方便设计,可以采用弯矩调幅

法来计算连续组合梁的支座负弯矩值，即先按未开裂弹性分析得到支座负弯矩，然后对该支座负弯矩进行折减，折减幅度即为调幅系数，调幅系数的取值建议根据已有的试验数据确定，具体可见本规范第 15.1.5 条。

钢材与混凝土材料的温度线膨胀系数几乎相等（约 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.2 \times 10^{-5}$ ）。当二者温度同时提高或降低时，其温度变形基本协调，可以忽略由此引起的温度应力。但是，由于钢材的导热系数是混凝土的 50 倍左右，当外界环境温度剧烈变化时，钢材的温度很快就接近环境温度，而混凝土的温度则变化较慢，两种材料间的温度差将会在组合梁内产生自平衡应力，即为温度应力。对于简支组合梁，温度差会引起梁的挠曲变形和截面应力重分布；对于连续组合梁或者其它超静定结构，温度差还会引起进一步的约束弯矩，从而对组合梁的变形和负弯矩抗裂造成影响。对于一般情况下在室内使用的组合梁，温度应力可以忽略。对于露天环境下使用的组合梁以及直接受热源辐射作用的组合梁，则需要计算温度应力。露天使用的组合梁，截面温度场的分布非常复杂。为简化分析，计算时通常可以假定：忽略同一截面内混凝土翼板和钢梁内部各自的温度梯度，整个截面内只存在混凝土与钢梁两个温度，温度差由两个温度决定；沿梁长度方向各截面的温度分布相同。一般情况下，钢梁和混凝土翼板间的计算温度差可采用 $10^{\circ}\text{C} \sim 15^{\circ}\text{C}$ ，在有可能发生更显著温差的情况下则另作考虑。

混凝土在空气中凝固和硬化的过程中会发生水份散发和体积收缩。影响混凝土收缩变形的主要因素有组成成分、养护条件、使用环境以及构件的形状和尺寸等。对于素混凝土，其长期收缩变形在几十年后可达 $(300 \sim 600) \times 10^{-6}$ ，在不利条件下甚至可达到 1×10^{-3} 。混凝土收缩也会在组合梁内引起自平衡的内力，效果类似于组合梁的温度应力。由于翼板内配置的钢筋可以阻止混凝土的收缩变形，钢筋混凝土翼板的收缩可取为 $(150 \sim 200) \times 10^{-6}$ ，相当于混凝土的温度较钢梁降低 $15 \sim 20^{\circ}\text{C}$ ，本规范的建议值为 15°C 。

混凝土徐变会影响组合梁的长期性能，可采用有效弹性模量法进行计算。当计算考虑混凝土徐变影响的组合梁长期挠度时，应采用荷载准永久值组合，混凝土弹性模型折减为原来的 50%，即钢与混凝土弹性模量的比值取为原来的 2 倍。而在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已经考虑了荷载长期作用的影响，因此无需在组合梁负弯矩区裂缝宽度验算中另行考虑混凝土徐变的影响因素。

15.1.5 本条基本沿用 2003 版的 11.1.4。组合梁的受力状态与施工条件有关，主要体现在两个方面：第一，混凝土未达到强度前，需要对钢梁进行施工阶段验算；第二，正常使用极限状态验算需要考虑施工方法和顺序的影响，包括变形和裂缝宽度验算。对于不直接承受动力荷载以及板件宽厚比满足塑性调幅设计法要求的组合梁，由于采用塑性调幅设计法方法，

组合梁的承载力极限状态验算不必考虑施工方法和顺序的影响。而对于其他采用弹性设计方法的组合梁，其承载力极限状态验算也需考虑施工方法和顺序的影响。

具体而言，可按施工时钢梁下有无临时支撑分别考虑：

对于施工时钢梁下无临时支撑的组合梁，应分两个阶段进行计算：第一阶段在混凝土翼板强度达到 75% 以前，组合梁的自重以及作用在其上的全部施工荷载由钢梁单独承受，此时按一般钢梁计算其强度、挠度和稳定性，但按弹性计算的钢梁强度和梁的挠度均应留有余地，梁的跨中挠度除满足本规范附录 A 的要求外，尚不应超过 25mm，以防止梁下凹段增加混凝土的用量和自重；第二阶段当混凝土翼板的强度达到 75% 以后所增加的荷载全部由组合梁承受，在验算组合梁的挠度以及按弹性分析方法计算组合梁的强度时，应将第一阶段和第二阶段计算所得的挠度或应力相叠加，在验算组合梁的裂缝宽度时，支座负弯矩值仅考虑第二阶段形成组合截面之后产生的弯矩值，在第二阶段计算中，可不考虑钢梁的整体稳定性，而组合梁按塑性分析法计算强度时，则不必考虑应力叠加，可不分阶段按照组合梁一次承受全部荷载进行计算。

对于施工时钢梁下设临时支撑的组合梁，则应按实际支承情况验算钢梁的强度、稳定及变形，并且在计算使用阶段组合梁承受的续加荷载产生的变形和弹性应力时，应把临时支承点的反力反向作为续加荷载。如果组合梁的设计是变形控制时，可考虑将钢梁起拱等措施。对于塑性分析，有无临时支承对组合梁的极限抗弯承载力均无影响，故在计算极限抗弯承载力时，可以不分施工阶段，按组合梁一次承受全部荷载进行计算。同样的，验算连续组合梁的裂缝宽度时，支座负弯矩值仅考虑形成组合截面之后施工阶段荷载及正常使用续加荷载产生的弯矩值，因此，为了有效控制连续组合梁的负弯矩区裂缝宽度，可以先浇注正弯矩区混凝土，待混凝土强度达到 75% 后，拆除临时支承，然后再浇注负弯矩区混凝土，此时临时支承点的反力产生的反向续加荷载就无需计入用于验算裂缝宽度的支座负弯矩值。

在连续组合梁中，栓钉用于组合梁正弯矩区时，能充分保证钢梁与混凝土板的组合作用，提高结构刚度和承载力，但用于负弯矩区时，组合作用会使混凝土板受拉而易于开裂，可能会影响结构的使用性能和耐久性。针对该问题，可以采用优化混凝土板浇筑顺序、合理确定支撑拆除时机等施工措施，降低负弯矩区混凝土板的拉应力，达到理想的抗裂效果。

15.1.6 本条为 2003 版的 11.1.5 的修改。部分抗剪连接组合梁是指配置的抗剪连接件数量少于完全抗剪连接所需要的抗剪连接件数量，如压型钢板混凝土组合梁等，此时应按照部分抗剪连接计算其抗弯承载力。国内外研究成果表明，在承载力和变形都能满足要求时，采用部分抗剪连接组合梁是可行的。由于梁的跨度愈大对连接件柔性性能要求愈高，所以用这种

方法设计的组合梁其跨度不宜超过 20m。

15.1.7 本条为 2003 版 11.1.6 的修改。尽管连续组合梁负弯矩区是混凝土受拉而钢梁受压，但组合梁具有较好的内力重分布性能，故仍然具有较好的经济效益。负弯矩区可以利用混凝土板钢筋和钢梁共同抵抗弯矩，通过弯矩调幅后可使连续组合梁的结构高度进一步减小。欧洲规范 4 建议，当采用非开裂分析时，对于第一类截面，调幅系数可取 40%，第二类截面 30%，第三类截面 20%，第四类截面 10%，而 GB50017-2003 给出的符合塑性调幅设计法要求的截面基本满足第一类截面要求，且全部满足第二类截面要求。因此 GB50017-2003 规定的不超过 15% 的调幅系数比欧洲规范保守得多，根据连续组合梁的试验结果，15% 也低估了连续组合梁良好的内力重分布性能，影响了连续组合梁经济效益的发挥。本次修订将连续组合梁承载能力验算时的弯矩调幅系数上限定为 30%。

15.1.8 本条为新增条文。组合梁的纵向抗剪验算作为组合梁设计最为特殊的一部分，应引起足够的重视。本次修订增加了 15.6 条，专门就组合梁的纵向抗剪验算进行详细说明。因为板托对组合梁的强度、变形和裂缝宽度的影响很小，故可不考虑其作用。

15.2 组合梁设计

15.2.1 本条沿用 2003 版的 11.2.1。

15.2.2 本条沿用 2003 版 11.2.2。

15.2.3 本条沿用 2003 版的 11.2.3。

15.2.4 本条为 2003 版 11.2.4 的修改。连续组合梁的中间支座截面的弯矩和剪力都较大。钢梁由于同时受弯、剪作用，截面的极限抗弯承载力会有所降低。GB50017-2003 只给出了不考虑弯矩和剪力相互影响的条件，对于不满足此条件的情况如何考虑弯矩和剪力的相互影响没有给出相应设计方法。本次修订采用了欧洲规范 4 建议的相关设计方法，对于正弯矩区组合梁截面不用考虑弯矩和剪力的相互影响，对于负弯矩区组合梁截面，通过对钢梁腹板强度的折减来考虑剪力和弯矩的相互作用，其代表的组合梁负弯矩弯剪承载力相关关系为：

1 如果竖向剪力设计值 V 不大于竖向塑性抗剪承载力 V_p 的一半，即 $V \leq 0.5V_p$ 时，竖向剪力对抗弯承载力的不利影响可以忽略，抗弯计算时可以利用整个组合截面。

2 如果竖向剪力设计值 V 等于竖向塑性抗剪承载力 V_p ，即 $V = V_p$ ，则钢梁腹板只用于抗剪，不能再承担外荷载引起的弯矩，此时的设计弯矩由混凝土翼板有效宽度内的纵向钢筋和钢梁上下翼缘共同承担。

3 如果 $0.5V_p < V < V_p$ ，弯剪作用的相关曲线则用一段抛物线表示。

15.3 抗剪连接件的计算

15.3.1 本条基本沿用 2003 版的 11.3.1。目前应用最广泛的抗剪连接件为圆柱头焊钉连接件，在没有条件使用焊钉连接件的地区，可以采用槽钢连接件代替。GB50017-2003 中给出的弯筋连接件施工不太方便，质量难以保证，不推荐使用，故此次修订取消了弯筋连接件的相关条文内容。

本条给出的连接件抗剪承载力设计值计算公式是通过推导与试验所确定的。

1 圆柱头焊钉连接件：试验表明，焊钉在混凝土中的抗剪工作类似于弹性地基梁，在焊钉根部混凝土受局部承压作用，因而影响抗剪承载力的主要因素有：焊钉的直径（或焊钉的截面积 $A_s=d^2/4$ ）、混凝土的弹性模量 E_c 以及混凝土的强度等级。当焊钉长度为直径的 4 倍以上时，焊钉抗剪承载力为：

$$N_v^c = 0.5A_s \sqrt{E_c f_c^{\text{Actual}}} \quad (4)$$

该公式既可用于普通混凝土，也可用于轻骨料混凝土。

考虑可靠度的因素后，公式(4)中的 f_c^{Actual} 除应以混凝土的轴心抗压强度 f_c 代替外，尚应乘以折减系数 0.85，这样就得到条文中的焊钉抗剪承载力设计公式（15.3.1-1）。

试验研究表明，焊钉的抗剪承载力并非随着混凝土强度的提高而无限地提高，存在一个与焊钉抗拉强度有关的上限值，该上限值为 $0.7A_s f_u$ ，约相当于焊钉的极限抗剪强度。根据国标《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的相关规定，圆柱头焊钉的极限强度设计值 f_u 不得小于 400MPa。

2 槽钢连接件：其工作性能与焊钉相似，混凝土对其影响的因素亦相同，只是槽钢连接件根部的混凝土局部承压区局限于槽钢上翼缘下表面范围内。各国规范中采用的公式基本上是一致的，我国在这方面的试验也极为接近，即：

$$N_v^c = 0.3(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c^{\text{Actual}}} \quad (5)$$

考虑可靠度的因素后，公式(5)中的 f_c^{Actual} 除应以混凝土的轴心抗压强度设计值 f_c 代替外，尚应再乘以折减系数 0.85，这样就得到条文中的抗剪承载力设计值公式（15.3.1-2）。

抗剪连接件起抗剪和抗拔作用，一般情况下，连接件的抗拔要求自然满足，不需要专门验算。有时在负弯矩区，为了释放混凝土板的拉应力，也可以采用只有抗拔作用而无抗剪作用的特殊连接件。

15.3.2 本条沿用 2003 版的 11.3.2。采用压型钢板混凝土组合板时，其抗剪连接件一般用

圆柱头焊钉。由于焊钉需穿过压型钢板而焊接至钢梁上，且焊钉根部周围没有混凝土的约束，当压型钢板肋垂直于钢梁时，由压型钢板的波纹形成的混凝土肋是不连续的，故对焊钉的抗剪承载力应予以折减。本条规定的折减系数是根据试验分析而得到的。

15.3.3 本条沿用 2003 版的 11.3.3。当焊钉位于负弯矩区时，混凝土翼缘处于受拉状态，焊钉周围的混凝土对其约束程度不如位于正弯矩区的焊钉受到其周围混凝土的约束程度高，故位于负弯矩区的焊钉抗剪承载力也应予以折减。

15.3.4 本条为 2003 版 11.3.4 的修改和补充。试验研究表明，焊钉等柔性抗剪连接件具有很好的剪力重分布能力，所以没有必要按照剪力图布置连接件，这给设计和施工带来了极大的方便。GB50017-2003 以最大正、负弯矩截面以及零弯矩截面作为界限，把组合梁分为若干剪跨区段，然后在每个剪跨区段进行均匀布置，但这样划分对于连续组合梁仍然不太方便，同时也没有充分发挥柔性抗剪连接件良好的剪力重分布能力。此次修订为了进一步方便设计人员设计，进一步合并剪跨区段，以最大弯矩点和支座为界限划分区段，并在每个区段内均匀布置连接件，计算时应注意在各区段内混凝土翼板隔离体的平衡。

15.4 挠度计算

15.4.1 本条沿用 2003 版的 11.4.1。

15.4.2 本条沿用 2003 版的 11.4.2。

15.4.3 本条沿用 2003 版的 11.4.3。

15.5 负弯矩区裂缝宽度计算

15.5.1 本节所有条文均为新增条文。混凝土的抗拉强度很低，因此对于没有施加预应力的连续组合梁，负弯矩区的混凝土翼板很容易开裂，且往往贯通混凝土翼板的上下表面，但下表面裂缝宽度一般均小于上表面，计算时可不予验算。引起组合梁翼板开裂的因素很多，如材料质量、施工工艺、环境条件以及荷载作用等。混凝土翼板开裂后会降低结构的刚度，并影响其外观及耐久性，如板顶面的裂缝容易渗入水分或其它腐蚀性物质，加速钢筋的锈蚀和混凝土的碳化等。因此，应对正常使用条件下的连续组合梁的裂缝宽度进行验算，其最大裂缝宽度不得超过《混凝土结构设计规范》GB 50010 的限值。

相关试验研究结果表明，组合梁负弯矩区混凝土翼板的受力状况与钢筋混凝土轴心受拉构件相似，因此可采用《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关公式计算组合梁负弯矩区的最大裂缝宽度。在验算混凝土裂缝时，可仅按荷载的标准组合进行计算，因为在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已考虑了荷载长期作用的影响。

15.5.2 连续组合梁负弯矩开裂截面纵向受拉钢筋的应力水平 σ_{sk} 是决定裂缝宽度的重要因素之一，要计算该应力值，需要得到标准荷载作用下载面负弯矩组合值 M_k ，由于支座混凝土的开裂导致截面刚度下降，正常使用极限状态连续组合梁会出现内力重分布现象，可以采用调幅系数法考虑内力重分布对支座负弯矩的降低，试验证明，正常使用极限状态弯矩调幅系数上限取为15%是可行的。

需要指出的是， M_k 的计算需要考虑施工步骤的影响，仅考虑形成组合截面之后施工阶段荷载及使用阶段续加荷载产生的弯矩值。

此外，对于悬臂组合梁， M_k 应根据平衡条件计算。

15.6 纵向抗剪计算

15.6.1 本节所有条文均为新增条文。国内外众多试验表明，在剪力连接件集中剪力作用下，组合梁混凝土板可能发生纵向开裂现象，组合梁纵向抗剪能力与混凝土板尺寸及板内横向钢筋的配筋率等因素密切相关，作为组合梁设计最为特殊的一部分，组合梁纵向抗剪验算应引起足够的重视。

沿着一个既定的平面抗剪称为界面抗剪，组合梁的混凝土板（承托、翼板）在纵向水平剪力作用时属于界面抗剪。图15.6.1给出对应不同翼板形式的组合梁纵向抗剪最不利界面，*a-a*抗剪界面长度为混凝土板厚度；*b-b*抗剪截面长度取刚好包络焊钉外缘时对应的长度；*c-c*、*d-d*抗剪界面长度取最外侧的焊钉外边缘连线长度加上距承托两侧斜边轮廓线的垂线长度。

15.6.2 组合梁单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力 $v_{l,l}$ 可以按实际受力状态计算，也可以按极限状态下的平衡关系计算。按实际受力状态计算时，采用弹性分析方法，计算较为繁琐；而按极限状态下的平衡关系计算时，采用塑性简化分析方法，计算方便，且和承载能力塑性调幅设计法方法相统一，同时公式偏于安全，故本规范建议采用塑性简化分析方法计算组合梁单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力。

15.6.3 国内外众多研究成果表明，组合梁混凝土板纵向抗剪能力主要由混凝土和横向钢筋两部分提供，横向钢筋配筋率对组合梁纵向抗剪承载力影响最为显著。1972年，A.H.Mattock和N.M.Hawkins通过对剪力传递的研究，提出了普通钢筋混凝土板的抗剪强度公式： $V_{lu,l}=1.38b_f+0.8A_{ef}r\leq 0.3f_c b_f$ 。本细则基于上述纵向抗剪计算模型，结合国内外已有的试验研究成果，对混凝土抗剪贡献一项作适当调整，得到了公式（15.6.3-2）和（15.6.3-3），该公式考虑了混凝土强度等级对混凝土板抗剪贡献的影响。

组合梁混凝土翼板的横向钢筋中，除了板托中的横向钢筋 A_{bh} 外，其余的横向钢筋 A_t 和 A_b 可同时作为混凝土板的受力钢筋和构造钢筋使用，并应满足《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关构造要求。

15.6.4 此条规定的组合梁横向钢筋最小配筋率要求是为了保证组合梁在达到承载力极限状态之前不发生纵向剪切破坏，并考虑到荷载长期效应和混凝土收缩等不利因素的影响。

15.7 构造要求

15.7.1 本条为 2003 版的 11.5.1 的修改。组合梁的高跨比一般为 $h/l \geq 1/15 \sim 1/20$ ，为使钢梁的抗剪强度与组合梁的抗弯强度相协调，钢梁截面高度 h_s 宜大于组合梁截面高度 h 的 $1/2$ ，即 $h \leq 2h_s$ 。

15.7.2 本条沿用为 2003 版的 11.5.2。

15.7.3 本条沿用为 2003 版的 11.5.3。

15.7.4 本条为 2003 版 11.5.4 的修改与补充。本条为抗剪连接件的构造要求。

圆柱头焊钉钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面应高出混凝土底部钢筋 30mm 的要求，主要是为了：(1) 保证连接件在混凝土翼板与钢梁之间发挥抗掀起作用；(2) 底部钢筋能作为连接件根部附近混凝土的横向配筋，防止混凝土由于连接件的局部受压作用而开裂。连接件沿梁跨度方向的最大间距规定，主要是为了防止在混凝土翼板与钢梁接触面间产生过大的裂缝，影响组合梁的整体工作性能和耐久性。此外，焊钉能为钢板提供有效的面外约束，因此具有提高板件受压局部稳定性的作用，若焊钉的间距足够小，那么即使板件不符合塑性调幅设计法要求的宽厚比限值，同样能够在达到塑性极限承载力之前不发生局部屈曲，此时也可采用塑性方法进行设计而不受板件宽厚比限制，本次修订参考了欧洲规范 4 的相关条文，给出了不满足板件宽厚比限值仍可采用塑性调幅设计法方法的焊钉最大间距要求。

15.7.5 本条基本沿用 2003 版的 11.5.5。本条中关于焊钉最小间距的规定，主要是为了保证焊钉的抗剪承载力能充分发挥作用。焊钉高度一般不大于 $h_e + 75$ ，主要是从经济方面考虑。

15.7.6 本条基本沿用 2003 版的 11.5.7。

15.7.7 本条中关于板托中 U 型横向加强钢筋的规定，主要是因为板托中邻近钢梁上翼缘的部分混凝土受到抗剪连接件的局部压力作用，容易产生劈裂，需要配筋加强。

15.7.8 组合梁承受负弯矩时，钢箱梁底板受压，在其上方浇筑的混凝土与钢箱梁底板形成组合作用，可共同承受压力，并有效提高受压钢板的稳定性。此外，在梁端负弯矩区剪力较

大的区域，为提高其抗剪承载力和刚度，可在钢箱梁腹板内侧设置抗剪连接件并浇筑混凝土以充分发挥钢梁腹板和内填混凝土的组合抗剪作用。

16 钢管混凝土组合柱及节点

16.1 一般规定

16.1.1 本章所有条文均为新增条文。本节规定的钢管混凝土构件的设计和计算不适用与直接承受动力荷载的情况，本规程编制的理论分析、实验研究和工程应用总结都是建立在静力荷载或间接动力荷载作用的基础上的。

16.1.2 混凝土的湿重在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 中未作规定，可以参考《建筑结构荷载规范》给出的素混凝土自重 $22\sim 24kN/m^3$ 取用。在高层建筑和单层厂房中，一般可先安装空钢管，然后一次性向管内浇灌混凝土或连续施工浇灌混凝土。这时，钢管中存在初应力，将影响柱的稳定承载力。为了控制此影响在 5% 以内，经分析，应控制初应力不超过钢材受压强度设计值的 60%。

16.1.3 本条规定是保证管壁局部稳定的要求。圆钢管的规定是基于空钢管轴心受压时分析的结果；对于管内存在混凝土的情况是偏于安全的。矩形钢管的规定是参考澳大利亚标准 AS 4100 的规定制定的，是针对四边形钢管混凝土轴压构件的研究结果。

16.2 矩形钢管混凝土柱设计

16.2.1 根据钢管和混凝土共同工作的机制，可得到轴心受压构件的承载力设计值计算公式为：

$$N = \alpha(fA_s + f_c A_c) \quad (16.2.1)$$

式中， α 是与钢管对混凝土的约束效应和混凝土徐变对承载力影响等因素有关的系数。前者对混凝土的强度有所提高，后者则相反。考虑到 α 的影响因素比较复杂，且对矩形钢管混凝土轴心受压构件承载力的提高有限，对于管壁较薄的构件更是如此，为了使用方便，本规程取 $\alpha = 1$ （这一方法也为美国 AISC、日本、英国等国家规范所采用），即得到本规程的公式（16.2.1-2）。

各种矩形钢管混凝土构件公式计算值和试验值的比较汇总于表 16.2.1。表中前三项，计算值与试验值之比小于 1 表示按公式计算偏于安全，大于 1 表示偏于不安全；表中后两项，计算值与试验值之比大于 1 表示按公式计算偏于安全，小于 1 表示偏于不安全。统计结果表明本规程的计算方法是可取的。

表 16.2.1 公式计算值与试验值的比较

序号	计算公式	试件数量 n	最小值	最大值	平均值 (\bar{X}^*)	方差 (σ^2)
1	轴压强度公式	91	0.6455	1.1700	0.8966	0.0095
2	轴压稳定公式	98	0.7926	1.4478	0.9568	0.0104
3	纯弯强度公式	28	0.7406	0.9813	0.9024	0.0050
4	压弯强度公式	81	0.8130	1.8979	1.1262	0.0411
5	压弯稳定公式	46	0.7018	1.2340	1.0085	0.0171

16.2.2 根据试验资料, 矩形钢管混凝土轴心受压构件的受力较接近于钢构件, 因此采用与钢结构类似的计算公式 (16.2.2-1)。公式中的轴心受压稳定系数也近似地采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的 b 曲线。构件的长细比则按考虑钢管和管内混凝土共同工作后的公式计算。

16.2.3 当量回转半径 r_0 计算公式 (16.2.3-3) 的推导过程如下: 矩形钢管混凝土柱的欧拉

$$力 N_E = \frac{\pi^2 (E_a I_a + E_c I_c)}{l_0^2} = (f A_a + f_c A_c) \cdot \frac{\pi^2 E_a}{\lambda^2 f} = N_u \frac{\pi^2 E_a}{\lambda^2 f}, \text{ 即公式 (16.2.6-3)。式中,}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0}, \quad r_0 = \sqrt{\frac{I_a + I_c E_c / E_a}{A_a + A_c f_c / f}}, \text{ 即公式 (16.2.3-2) 和公式 (16.2.3-3)。}$$

16.2.4 由于混凝土的抗拉强度相对于钢材很小, 在计算矩形钢管混凝土轴心受拉构件时, 可不计入混凝土的作用, 只考虑由矩形钢管抵抗所有的拉力, 由此可得到本规程矩形钢管混凝土的抗拉承载力计算公式 (16.2.4)。

16.2.5 按叠加理论, 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$N \leq N^c + N^s \quad (16.2.5-5)$$

$$\frac{N^s}{A_s} + \frac{M}{W} \leq f \quad (16.2.5-6)$$

式中 N^c 为混凝土轴心受压承载力强度设计值, $N^c = A_c \cdot f_c$; N^s 为矩形钢管部分承担的轴向力设计值, 大小为总轴力减去混凝土部分承担的轴向力设计值; W 为矩形钢管的净截面抵抗矩。

16.2.6 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件的稳定性分析,是在矩形钢管混凝土压弯构件的强度分析的基础上,结合轴心受压构件的稳定性分析,比照我国现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的设计方法得出的。公式中的 β 是等效弯矩系数,取值与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 相同;公式分母中的 $(1-0.8\frac{N}{N_{EX}})$ 是考虑在弹塑性阶段轴力 N 引起弯矩增大的影响。与试验结果对比后,表明这种方法简明,物理意义清楚,对于实际工程设计是适用的。

由于压弯构件在两个主轴方向的长细比不一定相同,因此有必要进行弯矩作用平面外的稳定性计算。由于目前弯矩作用在平面外的失稳缺乏试验资料,无法与公式计算进行比较,有待今后在这方面继续做些工作。

按叠加理论,弯矩作用在一个主平面内(绕 x 轴)的矩形钢管混凝土压弯构件,其弯矩作用平面内的稳定性应满足下式的要求:

$$N \leq \varphi_x (N^c + N^s) \quad (16.2.6-7)$$

$$\frac{N^s}{\varphi_x A_s} + \frac{M_x}{W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N_{EX}})} \leq f \quad (16.2.6-8)$$

式中 N_{EX} 为欧拉临界力, $N_{EX} = \pi^2 \cdot EA / \lambda_x^2$ (16.2.6-9)

A 为矩形钢管混凝土等代全钢面积,

$$A = A_s + A_c \cdot \frac{f_c}{f} \quad (16.2.6-10)$$

同时,弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求:

$$N \leq \varphi_y (N^c + N^s) \quad (16.2.6-11)$$

$$\frac{N^s}{\varphi_y A_s} + \frac{0.7M_x}{W_x} \leq f \quad (16.2.6-12)$$

16.2.8 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件的计算公式中不考虑混凝土的抗拉强度,认为拉应力只由钢管承担,混凝土只受压。运用极限状态理论可得,在极限状态下钢管混凝土拉弯构件的 $N-M$ 相关曲线,即本规程式(16.2.8-1)。

由于目前关于钢管混凝土拉弯构件承载力的试验很少,不能对公式计算结果进行比较,有待今后在这方面再做工作。

16.2.9 弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯构件的强度计算公式(16.2.9-1)和(16.2.9-2)是在单轴压弯构件强度计算的基础上加以推广而得的。

按叠加理论,弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件,其承载力应满足下式的要求:

$$N \leq N^c + N^s \text{ 即公式} \quad (16.2.5-5)$$

$$\frac{N^s}{A_s} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f \quad (16.2.9-4)$$

式中 M_x 、 M_y ——为绕 x 、 y 轴的弯矩设计值;

W_x 、 W_y ——方矩形钢管对 x 、 y 轴的净截面抵抗矩。

16.2.10 双轴压弯矩形钢管混凝土构件的稳定计算公式(16.2.10-1)和(16.2.10-2)是根据单轴压弯构件结合双轴压弯构件的受力特点得出的。

由于目前关于钢管混凝土双轴压弯构件承载力的试验很少,不能对公式计算结果进行分析比较,有待今后在这方面做工作。

按叠加理论,弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯构件,其稳定性按下列规定计算:

$$N \leq \varphi_x (N^c + N^s) \text{ 即} \quad (16.2.6-10)$$

$$N \leq \varphi_y (N^c + N^s) \text{ 即} \quad (16.2.6-11)$$

$$\frac{N^s}{\varphi_x A_s} + \frac{M_x}{W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N_{EX}})} + \frac{0.7 M_y}{W_y} \leq f \quad (16.2.10-5)$$

$$\frac{N^s}{\varphi_y A_s} + \frac{M_y}{W_y (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}})} + \frac{0.7 M_x}{W_x} \leq f \quad (16.2.10-6)$$

式中 N_{Ey} 为欧拉临界力 $N_{Ey} = \pi^2 \cdot EA / \lambda_y^2$ (16.2.10-7)

λ_y 为弯矩作用平面外的长细比。

16.2.11 双轴拉弯矩形钢管混凝土构件的强度计算公式(16.2.11-1)是由弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件计算公式推广而得的。

16.3 圆钢管混凝土柱设计

16.3.1 圆钢管混凝土柱轴心受压承载力计算

1 关于受压强度设计值

1993 年原哈尔滨建筑工程学院（现哈尔滨工业大学土木工程学院）首次采用有限元法求得实心钢管混凝土轴压构件轴向压力与纵向应变的全过程曲线。确定曲线由弹塑性阶段終了进入强化阶段时为构件的抗压强度标准值，无强化阶段而极值破坏时，则以极值点的平均应力为构件的抗压强度标准值（ f_{sc}^y ）。经分析，对各种钢材和混凝土，以及不同含钢率，如有弹塑性阶段和强化阶段时，该点均在纵向压应变约为 $3000 \mu \varepsilon$ 处。如无强化阶段而为极值破坏时，则在 $3000 \mu \varepsilon$ 前破坏。见图 16.3.1。

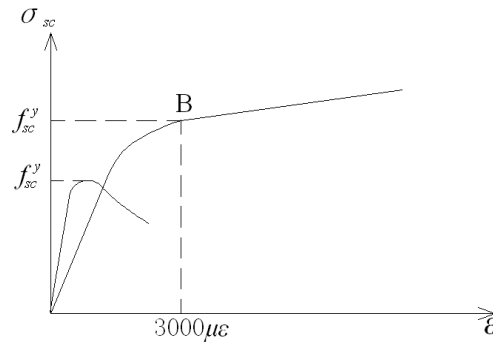


图 16.3.1 轴心受压时的平均应力与纵向应变的关系全曲线及抗压强度标准值

2 关于管内混凝土的徐变

利用有限元法计算出钢管混凝土构件中核心混凝土的自由徐变量、构徐变量和核心混凝土的卸载徐变量。该有限元程序中相关的徐变参数设置是由已有混凝土试验数据得到，并经钢管混凝土构件受压试验验证是合理的。得到徐变量后，从徐变发生前后钢与混凝土切线模量的变化，引起的折算模量变化来分析计算构件的稳定承载能力的折减，得到徐变对钢管混凝土受压构件稳定承载力的影响，及与钢材型号、混凝土强度级别、恒载占设计荷载百分比和长细比等因素的关系，计算出徐变后构件稳定承载力的影响系数 k_c 。

- 1) 考虑了混凝土强度和模量随龄期的增长而提高，及混凝土在蒸汽养护条件下强度和模量提高等有利因素。
- 2) 此结果是水灰比为 0.3 时的情况，其它情况也可借鉴。
- 3) 管内混凝土的徐变主要发生在 1~3 个月内，超过 6 个月变化很小，并在 1 年左右几乎完全停止。在外荷载作用下，由于管内混凝土发生徐变变形，产生内力重分布现象，导致钢管和管中混凝土应力的改变，二者的模量发生变化，因而使构件的稳定承载力发生变化，稳定承载力下降。对于偏压构件，只在小偏心率 ($e/r_0 \leq 0.3$) 时，徐变对构件稳定承载力才有影响。此条规定可用于炉架柱和高层建筑的钢管混凝土柱的设计。此处 e 和 r_0 分别是荷载的偏心 and 管柱的半径。

经分析 Q235 等四种钢材的徐变影响系数，相差不大，因而取平均值，得规范中的 k_c 。高层建筑施工时，都采用分层浇灌管内混凝土，因而混凝土的徐变要小得多。经分析，应乘以小于 1 的系数 k_p 。

1 轴压比的控制是防止构件的脆性破坏，抗震调正系数 γ_{RE} 取自《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99。

16.3.2 1986 年采用有限元法求得圆钢管混凝土构件受纯扭作用时的全过程曲线（图 16.3.2），并经实验验证。得到了组合抗剪强度，是取对应于最大剪应变为 $3500 \mu \varepsilon$ 处的平均剪应力，它直接和构件的轴压强度有关。

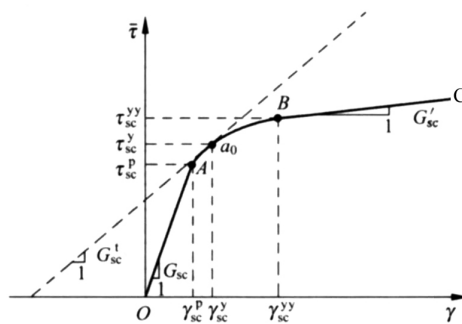


图 16.3.2-1 钢管混凝土构件受纯扭时最大剪应力与剪应变全过程曲线

在钢管混凝土构件的受扭过程中，其截面应力是最外圈应力最大，然后向中心逐步发展塑性，所以钢管对钢管混凝土的抗扭作用是主要的。对于混凝土来讲，对钢管混凝土的受扭起作用的是混凝土的抗拉强度，而混凝土的抗拉强度是很小的，即对钢管混凝土的抗扭贡献很小。但是在钢管混凝土中，由于混凝土对钢管起到了很好的支撑作用，使得外钢管能够很好的发展塑性，现假设外钢管能够完全达到屈服强度，而不考虑混凝土的抗扭作用，则可以得到如下形式：

$$T_u = A_s f_y \rho \approx A_s f_y r \quad (1)$$

式中 ρ ----钢管受扭时的有效力臂，应该为钢管中心环线到圆心的距离，即 $\rho = \frac{r_0 + r}{2}$ ，

但考虑到钢管通常较薄，可近似取为 r ，其带来的误差很小。

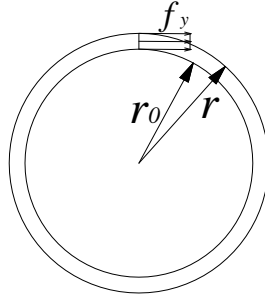


图 16.3.2-2 纯扭时计算模型

公式(1)是假设外钢管全部达到屈服，但在实际抗扭极限承载力分析中，我们只考虑了部分发展塑性，所以该式所得值将偏大，偏于不安全，需考虑折减，通过与文献[钟老师论文]中的试验数据对比，可以取折减系数为 0.71，则原公式变为：

$$T_u = 0.71 A_s f_y r \quad (2)$$

根据“统一理论”，把钢管混凝土当作统一材料，则其极限扭矩与扭剪应力有如下关系：

$$T_u = W_T f_{sv} \quad (3)$$

式中： f_{sv} ----钢管混凝土的极限剪切强度设计值；

$$W_T \text{----截面抗扭抵抗矩， } W_T = \frac{\pi r^3}{2}。$$

将式(2)与式(53)相等，则得到钢管混凝土的等效极限剪切强度为：

$$f_{sv} = 0.71 A_s f_y r / W_T = 2 \times 0.71 (r^2 - r_0^2) f_y / r^2 = 1.4 f_y \alpha / (1 + \alpha) \quad (4)$$

从式(4)中看出，极限剪切强度 f_{sv} 只与钢材强度以及含钢率有关，而与混凝土等级无关，得规范表 16.3.2-1。

极限抗剪强度，乘以相应的截面面积便可得到截面的抗剪承载力公式，即：

$$V_0 = \mu f_{sv} A_{sv} = 0.71 f_{sv} A_{sv} \quad (5)$$

式中 μ ----钢管混凝土抗剪强度折减系数；由于等效抗剪极限强度是通过纯扭的极限平衡理论得到的，而钢管混凝土在受纯剪荷载时，其截面剪应力分布和纯扭作用下的应力分布不同。因为钢管混凝土受纯剪作用时，最大剪应力在截面中轴上，往两边逐渐减小，故要考虑折减，通过与参考文献中公式计算结果对比，可以取 $\mu = 0.71$ 。

计算公式中的抗弯承载力 M_o (规范公式 16.3.2-4) 是采用有限元法导得实心钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线，定义最大拉应变为 $10000\mu\epsilon$ 时的弯矩为抗弯极限 (图 16.3.2-3)。同时考虑了截面的塑性发展。

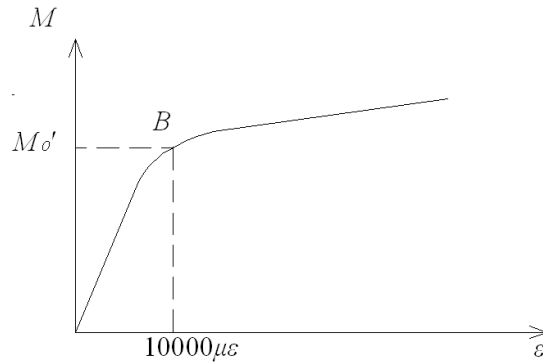


图 16.3.2-3 受弯构件的弯矩和最大纵向拉应变的全过程关系曲线

16.3.3 钢管混凝土构件受拉力作用时，管内混凝土将开裂，不承受拉力作用，只有钢管承担全部拉力。不过，钢管受拉力作用而伸长时，径向将收缩；但却受到管内混凝土的阻碍，而成为纵向受拉而环向也受拉的双向拉应力状态，其抗拉强度将提高。提高值和所受来自混凝土的阻力大小有关。对于实心截面，钢管的抗拉强度提高 10%。

16.3.4 统一理论把钢管混凝土视为单一材料，因而可在钢结构设计规范稳定系数计算公式的基础上，将稳定系数的公式扩展到钢管混凝土受压构件上，得钢管混凝土的稳定系数的统一计算公式。

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + \varepsilon_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + \varepsilon_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (16.3.6-1)$$

其中正则长细比定义为： $\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}}$ 。E_{sc} 是钢管混凝土组合弹性模量。 λ_{sc} 是构件

的长细比。 $\lambda_{sc} = \frac{L_0}{i_{sc}}$ ， L_0 为构件的计算长度，回转半径 $i_{sc} = \sqrt{\frac{I_{sc}}{A}}$ 。为了避免用分段函数来计算

稳定系数，假设钢管混凝土的等效初始偏心率为： $\varepsilon_{sc} = K\bar{\lambda}_{sc}$ 。其中，K 为等效初始偏心率系数，用来综合考虑不同含钢率和形状对稳定系数的影响。

经过分析计算，最后给出钢管混凝土构件的等效初始偏心率系数为： $K = 0.25\alpha^N$ 其中：

α —— 含钢率，等于钢材面积与混凝土的面积比 A_s / A_c 。 N —— 截面形状系数， $N = \frac{n^2 - 14}{n^2 - 9}$ ，

n 为截面的边数，对于圆形截面，则 $N = 1$ 。

最后给出钢管混凝土构件的稳定系数计算公式为：

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_{sc}^2} \left[\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + K\bar{\lambda}_{sc}) - \sqrt{(\bar{\lambda}_{sc}^2 + (1 + K\bar{\lambda}_{sc}))^2 - 4\bar{\lambda}_{sc}^2} \right] \quad (16.3.6-2)$$

通过大量的试验对比，证明公式正确可行。这样通过查长细比 $\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}}$ (含钢管混

混凝土的强度 f_{sc} 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc}), 可以得到稳定系数, 但虽然查 λ_{sc} 方便, 由于对计算钢管混凝土的强度 f_{sc} 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc} 并不方便, 故采用钢结构的处理方法, 转换为按照钢材的强度和弹性模量来查稳定系数, 因为钢材的这些值都是确定的。这样的话, 需要进行等效处理, 具体如下:

由条文说明 16.3.3 知道:

$$E_{sc} = \frac{f_{sc}^p}{\varepsilon_{sc}^p} = \frac{0.192f_y + 0.488}{0.67f_y} f_{sc}^y E_s = k_E f_{sc}^y \quad (16.3.6-3)$$

由长细比定义:

$$\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}^y}{E_{sc}}} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{1}{k_E}} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} k_\phi' \sqrt{\frac{235}{206000}} = \frac{(0.001f_y + 0.781)\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{235}{206000}} = 0.011(0.001f_y + 0.781)\lambda_{sc}$$

式中 k_ϕ' ——计算系数, 具体形式如下:

$$k_\phi' = \sqrt{\frac{0.67f_y}{0.192f_y + 114.68}} \quad (16.3.6-4)$$

计算 f_y 和 k_ϕ' 的关系并近似用线性关系拟合回归, 得:

$$k_\phi' = (0.001f_y + 0.781) \quad (16.3.6-5)$$

由此, 规程中表(16.3.6)轴压构件的稳定系数由 λ (0.001 f_y +0.781) 查得。

与 80 个实验结果相比, 试验值与计算值之比, 平均值为 1.124, 均方差为 0.02, 符合良好。

16.3.5 圆钢管混凝土拉弯构件的承载力只考虑钢管受拉, 因此给出规程公式 (16.3.7)。

16.3.6 钢管混凝土构件在压、弯、扭、剪共同作用下, 恒决定于稳定, 因而只给出了验算稳定的公式。这是一个包含 N , M , T 和 V 的四维方程。当 $T=0$ 时, 为 N , M 和 V 的三维方程。

当 $T=V=0$ 时, 得偏心受压的相关曲线, 如图 16.3.1.6-1 所示。稳定承载力按两项式进行验算, 见规范公式 (16.3.8-4) 和 (16.3.8-5), 式中 M_0 按式 (16.3.2-4) 计算。

为了设计方便, 规程公式(16.3.3-2)中的抗弯弹性模量 E_{scm} , 如前所述, 可取 $E_{scm}=1.3k_E f_{sc}$ 来进行计算, 对结果影响很小。由此, 推导如下:

$$N_E = \pi^2 E_{scm} A_{sc} / (1.1 \lambda)^2 = \pi^2 (1.3k_E f_{sc}) A_{sc} / (1.1 \lambda)^2 \approx 10.6 k_E N_0 / \lambda^2$$

只有在计算结构变形时, 应采用 E_{scm} 。

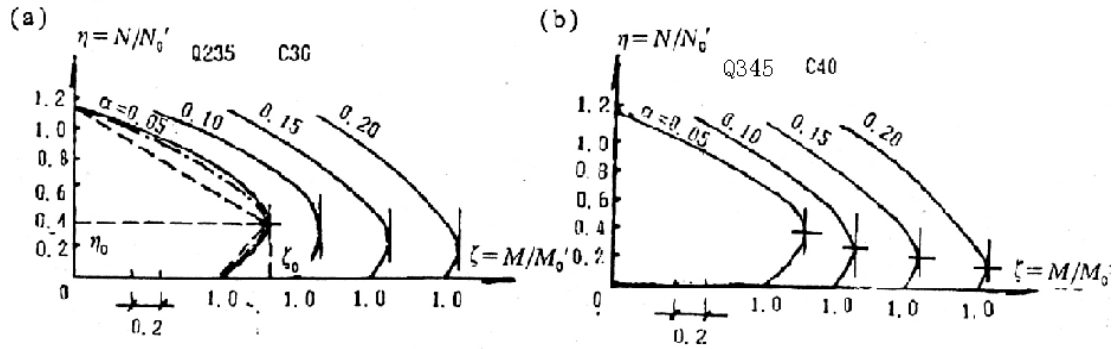


图 16.3.6-1 压弯（偏心受压）构件的相关曲线

计算公式中的抗弯承载力 M_0 （规范公式 16.3.2-4）是采用有限元法求得钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线，定义最大拉应变为 $10000 \mu \varepsilon$ 时的弯矩为抗弯极限（图 16.3.6-2）。

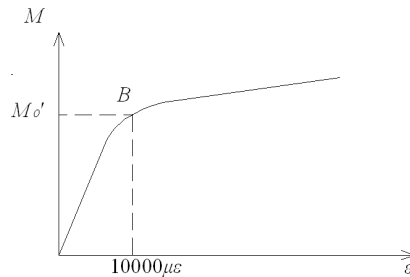


图 16.3.6-2 受弯构件的弯矩和最大纵向拉应变的全过程关系曲线

16.4 钢管混凝土柱梁连接节点设计

16.4.5 刚性节点加强环板的类型可分为 4 种型式，I、II 型具有外形简单，便于制作的优点；III、IV 型外形曲线光滑，受力好，这 4 种型式都是工程中常用的型式，因而也作为本条文的推荐形式。

目前国内外对加强环板的受力分析研究，均限于环板承受单向拉力，没有考虑柱轴压的影响，更没有进行柱承压的同时环板双向承拉的性能研究。为了建立符合我国国情、采用我国材料指标，既能满足环板单向承拉又能满足柱段受轴压、环板双向承拉的设计承载力设计公式，在国内外已有的研究成果基础上，进行了新的实验研究，并提出了补充和修正。

加强环板的设计计算，应满足以下两个条件：①梁端等强过渡并符合构造要求；②环板的设计承载力安全、可靠。环板的承载力受最大应力断面控制，但是不同型式的环板，控制断面位置不同。实验表明，对 I、II 型环板，不论是单向还是双向受拉，最大应力点均出现在角隅的外边缘处；对 III、IV 型环板，当单向受拉时，最大应力是与力成 30° 角环板外缘的环向应力；当双向受拉时，由于应力的叠加，在与力方向成 45° 断面最小处的外缘环向

拉应力最大，首先屈服。

根据以上分析研究，本规范在对日本规范公式进行补充，并经简单变换后，提出了以控制断面宽度 b 来满足环板设计承载力要求的式 (16.4.5-3) 和式 (16.4.5-6)。对 III、IV 型环板的计算式 (16.4.5-7) 中引入了双向拉力比值 β 。经与实验结果和国内已有计算公式相比，该公式用于设计是可行的和偏于安全的。

梁柱刚接节点试验表明，当梁端竖向剪力墙增至临界值时，梁端 $1d$ (d 为钢管外径) 范围内的管壁可能产生局部鼓曲，致使节点刚度减小。为此，除采用梁端加腋等措施分散剪力，降低剪应力集度外，还应控制此范围内的剪应力值，以保证管壁不发生局部屈曲。根据剪力传递机理的试验研究成果，提出本公式。此公式已用于工程实践。

由于钢管混凝土柱具有较高的强度和良好的延性性质，用作抗震结构的柱是相当理想的。所以，节点的设计成为钢管混凝土框架结构抗震设计的关键问题之一。在框架结构中，不论是钢梁节点还是钢筋混凝土梁节点，只要满足计算和梁端构造上的要求，与钢筋混凝土框架节点相比，在低周反复荷载作用下，滞回特性、延性系数和强度储备均高得多，而且节点核心区不会破坏，梁端塑性铰位置易于控制。因此，采用钢管混凝土柱和钢梁或钢筋混凝土梁加强环节点组成的框架，更便于实现“强柱弱梁，节点更强”的抗震设计要求。

试验研究表明，对混凝土梁节点，在保证梁内主筋与环板可靠焊接锚固的前提下，梁端配筋设计满足《混凝土结构设计规范》的有关规定，也可达到“强剪弱弯”的目的，表现出良好的抗震能力。

III、IV 型加强环板，由于其外形曲线光滑，无明显应力集中点，因而更适于承受反复荷载作用。此外，重视节点环板的加工和焊接质量，也是减少残余应力和缺陷的影响，避免应力集中所必须的。

本节所述梁柱节点的加强环与前节所述环形牛腿的加强环的区别在于，梁柱节点加强环所传递的弯矩为框架梁在柱边的支座弯矩，而环形牛腿的加强环所承受的仅是梁端剪力的偏心作用所引起的弯矩，它只是框架梁支座弯矩中的一小部分。

16.4.6 隔板的浇筑孔直径应足够大，以方便施工。设透气孔以保证节点处混凝土的浇筑质量。矩形钢管混凝土柱隔板透气孔的位置取决于两方面：一方面距离角点不宜太远，以起到足够的透气效果；另一方面使隔板在屈服状态下能满足简单传力机制。

17 疲劳计算及防脆断设计

17.1 一般规定

17.1.1 本条基本沿用 2003 版的 6.1.1。本条阐述本章的适用范围为直接承受动力荷载重复作用的钢结构（例如工业厂房吊车梁、有悬挂吊车的屋盖结构、桥梁、海洋钻井平台、风力发电机结构、大型旋转游乐设施等），当其荷载产生的应力变化的循环次数 $n \geq 5 \times 10^4$ 时的高周疲劳计算。需要进行疲劳计算的循环次数，88 版规范为 $n \geq 10^5$ 次，考虑到在某些情况下的可能不安全，03 版规范修订时参考国外规定并结合建筑钢结构的实际情况，改为 $n \geq 5 \times 10^4$ 次。本次修订仍旧保留了 03 版的对循环次数的规定，并且进一步指出当钢结构承受的应力循环次数小于本条要求时，可不进行疲劳计算，且可按照不需要验算疲劳的要求选用钢材。直接承受动力荷载重复作用的钢结构，均应符合本规范规定的相关构造要求（16.3 节、吊车梁及吊车桁架的构造要求）。

17.1.2 本条沿用 2003 版的 6.1.1。本条说明本章的适用范围为在常温、无强烈腐蚀作用环境中的结构构件和连接。对于海水腐蚀环境、低周-高应变疲劳等特殊使用条件中疲劳的破坏机理与表达式各有特点，分别另属专门范畴；高温下使用和焊接经回火消除残余应力的结构构件及其连接则有不同于本章的疲劳强度值，均应另行考虑。

17.1.3 本条基本沿用 2003 版的 6.1.3。本次规范修订有关疲劳强度计算仍采用荷载标准值按容许应力幅法进行计算，是因为目前我国对基于可靠度理论的疲劳极限状态设计方法研究还缺乏基础性研究，对不同类型构件连接的裂纹形成、扩展以致断裂这一全过程的极限状态，包括其严格的定义和影响发展过程的有关因素都还未明确，掌握的疲劳强度数据只是结构抗力表达式中的材料强度部分。

为适应焊接结构在钢结构中普遍应用的状况，本章采用目前已为国际上公认的应力幅计算表达式。多年来国内外大量的试验研究和理论分析证实：对于焊接钢结构疲劳强度起控制作用的是应力幅 $\Delta\sigma$ ，而几乎与最大应力、最小应力及应力比这些参量无关。这是因为：焊接及其随后的冷却，构成不均匀热循环过程，使焊接结构内部产生自相平衡的内应力，在焊接附近出现局部的残余拉应力高峰，横截面其余部分则形成残余压应力与之平衡。焊接残余拉应力最高峰值往往可达到钢材的屈服强度。此外，焊接连接部位因为截面的改变原状，总会产生不同程度的应力集中现象。残余应力和应力集中两个因素的同时存在，使疲劳裂纹发生于焊接熔合线的表面缺陷处或焊缝内部缺陷处，然后沿垂直于外力作用方向扩展，直到最后的断裂。产生裂纹部位的实际应力状态与名义应力有很大差别，在裂纹形成过程中，循环

内应力的变化是以高达钢材屈服强度的最大内应力为起点，往下波动应力幅 $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 与该处应力集中系数的乘积。此处 σ_{\max} 和 σ_{\min} 分别为名义最大应力和最小应力，在裂纹扩展阶段，裂纹扩展速率主要受控于该处的应力幅值。

试验证明，钢材静力强度不同，对大多数焊接连接类别的疲劳强度并无显著区别，仅在少数连接类别（如轧制钢材的主体金属、经切割加工的钢材和对接焊缝经严密检验和细致的表面加工时）的疲劳强度有随钢材强度提高稍微增加的趋势，而这些连接类别一般不在构件疲劳计算中起控制作用。因此，为简化表达式，可认为所有类别的容许应力幅都与钢材的静力强度无关，即疲劳强度所控制的构件，采用强度较高的钢材是不经济的。

钢结构的疲劳计算，采用传统的基于名义应力幅的构造分类法。分类法的基本思路是，以名义应力幅作为衡量疲劳性能的指标，通过大量试验得到各种构件和连接构造的疲劳性能的统计数据，将疲劳性能相近的构件和连接构造归为一类，同一类构件和连接构造具有相同的 $S-N$ 曲线。设计时，根据构件和连接构造形式找到相应的类别，即可确定其疲劳强度。连接类别是影响疲劳强度的主要因素之一，主要是因为它将引起不同的应力集中（包括连接的外形变化和内在缺陷的影响）。设计中应注意尽可能不采用应力集中严重的连接构造。

容许应力幅数值的确定，是根据疲劳试验数据统计分析而得，在试验结果中包括了局部应力集中可能产生屈服区的影响，因而整个构件可按弹性工作进行计算。连接形式本身的应力集中不予考虑，其他因断面突变等构造产生应力集中则应另行计算。

按应力幅概念计算，承受压应力循环与承受拉应力循环是完全相同的，国内外焊接结构的试验资料中也有压应力区发现疲劳开裂的现象。焊接结构的疲劳强度之所以与应力幅密切相关，本质上是由于焊接部位存在较大的残余拉应力，造成名义上受压应力的部位仍旧会疲劳开裂，只是裂纹扩展的速度比较缓慢，裂纹扩展的长度有限，当裂纹扩展到残余拉应力释放后便会停止。考虑到疲劳破坏通常发生在焊接部位，而钢结构连接节点的重要性和受力的复杂性，一般不容许开裂，因此，本次修订规定了仅在非焊接构件和连接条件下，在应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳。

17.2 疲劳计算

17.2.1 本条为新增条文。本条在 GB50017-2003 版 6.2.1 条的基础上，增补了许多说明。本条文采用简便的方法来快速地验算疲劳强度。国际上的试验研究表明，低于疲劳极限（对常幅疲劳问题）或截止限（对变幅疲劳问题）的应力幅一般不会导致疲劳破坏。为此，提出公

式 17.2.1-1、17.2.1-2 针对常幅疲劳强度的验算，提出公式 17.2.1-4、17.2.1-5 针对变幅疲劳强度的验算。

本次修订参考欧洲规范 EC3，增加了针对构造细节受剪应力幅的疲劳强度计算，还引入壁厚修正系数 γ_t ，公式 16.2.1-3 来考虑壁厚效应对横向受力焊缝疲劳强度的影响。国内外大量的疲劳试验采用的试件钢板厚度一般都小于 25mm。对于板厚大于 25mm 的构件和连接，主要是横向角焊缝和对接焊缝等横向传力焊缝，试验和理论分析表明，由于板厚引起的焊趾位置的应力集中或应力梯度变化，疲劳强度随着板厚的增加有一定程度的降低，因此需要对容许应力幅针对具体的板厚进行修正。板厚修正系数 γ_t 的计算公式参考了国际上钢结构疲劳设计规范，如日本规范 JSSC，欧洲规范 EC3。

考虑到非焊接与焊接构件以及连接的不同，即前者一般不存在很高的残余应力，其疲劳寿命不仅与应力幅有关，也与名义最大应力有关，因此，为了疲劳强度计算统一采用应力幅的形式，对非焊接构件以及连接引入折算应力幅，以考虑 σ_{\max} 的影响。折算应力幅的表达式为：

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \leq \Delta\sigma_R$$

若按 σ_{\max} 计算的表达式为：

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_0^p}{1 - k \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}}$$

即：

$$\sigma_{\max} - k\sigma_{\min} \leq \Delta\sigma_0^p$$

式中 k —系数，按 TJ17-74 规范规定：对主体金属：3 号钢取 $k = 0.5$ ，16Mn 钢取 $k = 0.6$ ；对角焊缝：3 号钢取 $k = 0.8$ ，16Mn 钢取 $k = 0.85$ ； $\Delta\sigma_0^p$ —应力比 $\rho(\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}) = 0$ 时疲劳容许拉应力，其值与 $\Delta\sigma_R$ 相当。

在 TJ17-74 规范中， $\Delta\sigma_0^p$ 考虑了欠载效应系数 1.15 和动力系数 1.1，故其值较高。但本条仅考虑常幅疲劳，应取消欠载系数，且 $\Delta\sigma_R$ 是试验值，已包含动载效应，所以亦不考虑动力系数。因此 $\Delta\sigma_R$ 的取值相当于 $\Delta\sigma_0^p / (1.15 \times 1.1) = 0.79\Delta\sigma_0^p$ 。另外 GBJ17-88 规范以

高强螺栓摩擦型连接和带孔试件为代表，将试验数据统计分析，取 $k = 0.7$ 。因此得：

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$$

GB50017-2003 规范之前的修订工作，针对常幅疲劳容许应力幅做了两方面的工作，一是收集和汇总各种构件和连接形式的疲劳试验资料；二是以几种主要的形式为出发点，把众多的构件和连接形式归纳分类，每种具体连接以其所属类别给出 $S-N$ 疲劳曲线和相关参数。为进行统计分析工作，汇集了国内现有资料，个别连接形式（如 T 形对接焊接等）适当参考了国外资料。根据不同钢号、不同尺寸的同一连接形式的所有试验资料，汇总后按应力幅计算式进行统计分析，以 95% 置信度取 2×10^6 次疲劳应力幅下限值，也就是疲劳试验数据线性回归值（平均值）减去 2 倍标准差。按各种连接形式疲劳强度的统计参数（非焊接连接形式考虑了最大应力（应力比）实际存在的影响），以构件母材、高强度螺栓连接、带孔、翼缘焊缝、横向加劲肋、横向角焊缝连接和节点板连接等几种主要形式为出发点，适当照顾 $S-N$ 曲线族的等间距设置，把连接方式和受力特点相似、疲劳强度相近的形式归成同一类，最后确定构件和连接分类有 8 种。分类后，需要确定 $S-N$ 曲线斜率值，根据试验结果，绝大多数焊接连接的斜率 β 在 -3.0~-3.5 之间，部分介于 -2.5~-3.0 之间，构件母材和非焊接连接则按斜率小于 -4，为简化计算取用 $\beta=3$ 和 4 两种斜率，而在 $N=2 \times 10^6$ 次疲劳强度取值略予调整，以免在低循环次数出现疲劳强度过高的现象。 $S-N$ 曲线确定后，可据此求出任何循环次数下的容许应力幅（即疲劳强度）。

近 20 多年来，世界一些先进国家在钢结构疲劳性能和设计方面开展了大量基础性的试验研究工作，取得了许多成果，发展了钢结构疲劳设计水平，提出了许多构造细节的疲劳强度数据，而我国这方面所做的基础性工作十分有限。鉴于此现状，本次规范修订时，对国际上各国的研究状况和成果进行了广泛的调研和对比分析，在保持 GB50017-2003 规范疲劳设计已有特点的基础上，借鉴和吸收了欧洲规范 EC3 钢结构疲劳设计的概念和做法，增加了许多新的内容，使我国可进行钢结构疲劳计算的构造细节更加丰富，具体如下：

1 将原来 8 个类别的 $S-N$ 曲线增加到：针对正应力幅疲劳计算的，有 14 个类别，为 Z1~Z14（见正文表 17.2.1-1）；针对剪应力幅疲劳计算的，有 3 个类别，为 J1~J3（详见正文表 17.2.1-2）。

2 原来的类别 1 和 2 保持不变，即为现在的类别 Z1 和 Z2。原来的类别 3、4、5、6、7、8 分别放入到最接近现在的类别 Z4、Z5、Z6、Z7、Z8、Z10 中，在 $N=2 \times 10^6$ 时的新老容许应力幅的差别均在 5% 以内，在工程上可以接受。原来针对角焊缝疲劳计算的类别 8，

放入到现在的类别 J1。

3 国际上研究表明,对变幅疲劳问题,低应力幅在高周循环阶段的疲劳损伤程度有所较低,且存在一个不会疲劳损伤的截止限。为此,针对正应力幅疲劳强度计算的 $S-N$ 曲线,在 $N=5 \times 10^6$ 次之前的斜率为 β ,在 $N=5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^8$ 次之间的斜率为 $\beta+2$ (见正文图 17.2.1-1)。但是,针对剪应力幅疲劳强度计算的 $S-N$ 曲线,斜率保持仍不变,为 β (见正文图 17.2.1-2)。无论是正应力幅还是剪应力幅,均取 $N=5 \times 10^6$ 次时的应力幅为常幅疲劳极限,取 $N=1 \times 10^8$ 次时的应力幅为变幅疲劳截止限。

4 在保持 GB50017-2003 规范 19 个项次的构造细节的基础上,新增加了 23 个项次,并按照非焊接、纵向传力焊缝、横向传力焊缝、非传力焊缝、钢管截面、剪应力作用等情况将构造细节进行归类重新编排,同时构造细节的图列表示得更清楚,见附录表 A-1~A-6。有关全部采用钢管焊接组成的桁架节点疲劳计算,可以参照相关的标准《钢管结构技术规程》CECS 280:2010。

表 17.2.1 以 200 万次的疲劳强度为例,给出了原有构造细节在修订前后的比较,并指明了新增加的构造细节。欧规 EC3 构造细节的疲劳强度确定的方法与我国是一致的,即依据疲劳试验数据的线性回归值(平均值)减去 2 倍标准差。

表 17.2.1 各构造细节 200 万次的类别及其疲劳强度 (针对附录 Q-1~Q-6)

本次规范修订				GB50017-2003 规范			欧规 EC3
项次	修订情况	类别	疲劳强度 (MPa)	项次	类别	疲劳强度 (MPa)	类别 (即疲劳强度) (MPa)
1	原有	Z1	176	1	1	176	
2	原有	Z1, Z2	176, 144		1, 2	176, 144	
3	原有	Z4	112	18	3	118	
4	原有	Z2	144	19	2	144	
		Z4	112	17	3	118	
5	新增	Z11	50		无	无	50
6	原有	Z2	144	4	2	144	
7	新增	Z4, Z5	112, 100		无	无	112, 100
8	原有	Z2, Z4, Z5	144, 112, 100	5	2, 3, 4	144, 118, 103	
		Z4, Z5	112, 100		3, 4	118, 103	

9	新增	Z5	100		无	无	100
10	新增	Z8	71		无	无	71
11	原有	Z10	56	11	8	59	
		Z8	71	12	7	69	
		Z8	71	13	7	69	
12	原有	Z2, Z4	144, 112	2	2, 3	144, 118	
13	原有	Z2	144	3	2	144	
	新增	Z4	112		无	无	112
14	新增	Z6	90		无	无	90
15	新增	Z8, Z11	71, 50		无	无	71, 50
16	原有	Z7	80	10	6	78	
17	新增	Z8	71		无	无	71
18	原有	Z8	71	9	7	69	
19	原有	Z6	90	14	5	90	
		Z8	71	15	7	69	
20	新增	Z8, Z13	71, 40		无	无	71, 40
21	原有	Z5, Z6	100, 90	6	4, 5	103, 90	
22	新增	Z7, Z8	80, 71		无	无	80, 71
23	原有	Z8	71	8	7	69	
24	原有	Z6	90	7	5	90	
25	新增	Z7	80		无	无	80
26	新增	Z3, Z6	125, 90		无	无	125, 90
27	新增	Z6, Z8	90, 71		无	无	90, 71
28	新增	Z8, Z10	71, 56		无	无	71, 56
29	新增	Z8	71		无	无	71
30	新增	Z10, Z11	56, 50		无	无	56, 50
31	新增	Z11, Z12	50, 45		无	无	50, 45
32	新增	Z13	40		无	无	40
33	新增	Z8	71		无	无	71

34	新增	Z8, Z9	71, 63		无	无	71, 63
35	新增	Z14	36		无	无	36
36	原有	J1	59	17	8	59	
37	新增	J2	100		无	无	100
38	新增	J3	90		无	无	90

17.2.2 本条为 2003 版的 6.2.1 的补充说明。对不满足 17.2.1 条的常幅疲劳问题，提供了按照预期使用寿命的疲劳强度计算方法。

17.2.3 本条为 2003 版 6.2.2 条和 6.2.3 条的综合补充说明。对不满足 17.2.1 条的变幅疲劳问题，提供了按照预期使用寿命的等效常幅疲劳强度的计算方法。实际结构中重复作用的荷载，一般并不是固定值，若能根据结构实际的应力状况(应力的测定资料)，并按雨流法或泄水法等计数方法进行应力幅频次统计，预测或估算得到结构的设计应力谱，则可按本条将变幅疲劳转换为常幅疲劳计算。

假设计应力谱包括应力幅水平 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$ …… $\Delta\sigma_i$ …… 及对应的循环次数 n_1 、 n_2 …… n_i ……，然后按目前国际上通用的 Miner 线性累计损伤定律进行计算，其原理如下：计算部位在某应力幅水平 $\Delta\sigma_i$ 作用有 n_i 次循环，查 S-N 曲线得 $\Delta\sigma_i$ 对应的疲劳寿命为 N_i ，则 $\Delta\sigma_i$ 应力幅所占损伤率为 n_i / N_i ，对设计应力谱内所有应力幅均做类似的损伤计算，则得：

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots$$

从工程应用的角度，粗略地可认为当 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 时产生疲劳破坏。

计算累计损伤时还应涉及 S-N 曲线斜率的变化和截止应力问题。国际上的研究表明：对变幅疲劳问题，常幅疲劳的疲劳极限并不适用；随着疲劳裂纹的扩展，一些低于疲劳极限的低应力幅将成为裂纹扩展的应力幅而加速疲劳累积损伤；低应力幅比高应力幅的疲劳损伤作用要减弱，并且也不是任何小的低应力幅都有疲劳损伤作用，小到一定程度就没有损伤作用了。

GB50017—2003 规范采用最简单的损伤处理方式，即保持 S-N 曲线的斜率不变，认为高应力幅与低应力幅具有相同的损伤效应，且无论多少小的应力幅始终存在损伤作用，这是

过于保守的做法，不切实际的。为此，本次规范修订时，采用欧规 EC3 国际公认的做法，即采用 17.2.1 条文说明中（3）的方法来处理低应力幅的损伤作用。

按照正文图 17.2.1-1 与 17.2.1-2 及以上 Miner 损伤定律，可将变幅疲劳问题换算成等效的常幅疲劳进行计算。以变幅疲劳的等效正应力幅为例（图 17.2.3），推导过程如下：

设想有一常幅疲劳的应力幅为 $\Delta\sigma_{eq}$ ，应力循环 $\sum n_i + \sum n_j$ 次后产生疲劳破坏，则

$$(\sum n_i + \sum n_j)(\Delta\sigma_{eq})^\beta = C_Z$$

对每一级应力幅水平有：

$$N_i(\Delta\sigma_i)^\beta = C_Z$$

$$N_j(\Delta\sigma_j)^{\beta+2} = C'_Z$$

C'_Z — 斜率 $\beta+2$ 范围的 S-N 曲线的参数。由于斜率 β 与斜率 $\beta+2$ 的两条 S-N 曲线在

$N=5\times 10^6$ 处交汇，则需满足： $\frac{(\Delta\sigma_c)^\beta}{C_Z} = \frac{(\Delta\sigma_c)^{\beta+2}}{C'_Z}$ ，即： $C'_Z = C_Z \cdot (\Delta\sigma_c)^2$ ，代入

$\sum \frac{n_i}{N_i} + \sum \frac{n_j}{N_j} = 1$ ，即可得到公式 17.2.3-2 等效应力幅的表达式：

$$\Delta\sigma_{eq} = \left(\frac{\sum (n_i \cdot \Delta\sigma_i^\beta) + (\Delta\sigma_c)^{-2} \cdot \sum (n_j \cdot \Delta\sigma_j^{(\beta+2)})}{\sum n_i + \sum n_j} \right)^{1/\beta}$$

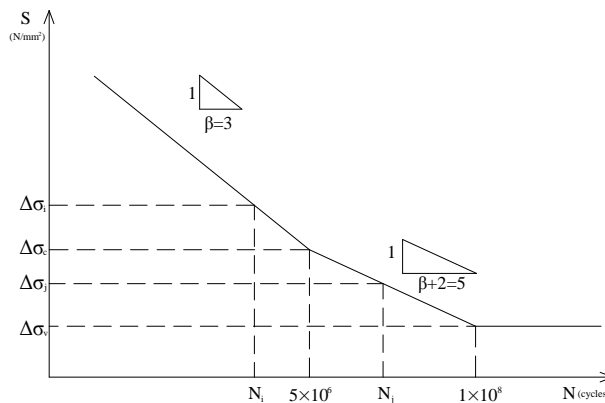


图 17.2.3 疲劳累积损伤计算图

17.2.4 本条为 2003 版的 6.2.3 的补充说明。本条提出适用于重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的简化的疲劳计算公式 17.2.4-1 和 17.2.4-2。GBJ17-88 在修订时，为掌握吊车梁的实际应力情况，实测了上世纪 70 年代一些有代表性的车间吊车梁。根据吊车梁应力测定资料，按雨流法进行应力幅频次统计，得到几种主要车间吊车梁的设计应力谱以及用

应力循环次数表示的结构设计寿命，并推导了各类车间实测吊车梁的等效应力幅 $\alpha_f \Delta \sigma$ ，此处 $\Delta \sigma$ 为设计应力谱中最大的应力幅， α_f 为变幅荷载的欠载效应系数。因不同车间实测的应力循环次数不同，为便于比较，统一以 $n = 2 \times 10^6$ 次的疲劳强度为基准，进一步折算出相对的欠载效应等效系数 α_f ，结果如表 17.2.4 所示：

表 17.2.4 不同车间的欠载效应等效系数

车间名称	推算的 50 年内 应力循环次数	欠载效应系数 α_1	以 $n=2 \times 10^6$ 为基准的 欠载效应等效系数 α_f
某钢厂 850 车间（第一次测）	9.68×10^6	0.56	0.94
某钢厂 850 车间（第二次测）	12.4×10^6	0.48	0.88
某钢厂炼钢车间	6.81×10^6	0.42	0.64
某钢厂炼钢厂	4.83×10^6	0.60	0.81
某重机厂水压机车间	9.90×10^6	0.40	0.68

分析测定数据时，都将最大实测值视为吊车满负荷设计应力 $\Delta \sigma$ ，然后划分应力幅水平级别。事实上，实测应力与设计应力相比，随车间生产工艺的不同（吊车吊重物后，实际运行位置与设计采用的最不利位置不完全相符）而有悬殊差异。例如均热炉车间正常的最大实测应力为设计应力的 80% 以上，炼钢车间为设计应力的 50% 左右，而水压机车间仅为设计应力的 30%。

考虑到实测条件中的应力状态，难以包括长期使用时各种错综复杂的状况，忽略这一部分欠载效益是偏于安全的。

根据实测结果，提出表 17.2.4 供吊车梁疲劳计算的 α_f 值：A6、A7 工作级别的重级工作制硬钩吊车取用 1.0，A6、A7 工作级别的重级工作制软钩吊车为 0.8。有关 A4、A5 工作级别的中级工作制吊车桁架需要进行疲劳验算的规定，是由于实际工程中确有使用尚属频繁而满负荷率较低的一些吊车（如机械工厂的金工、锻工车间），特别是当采用吊车桁架时，有补充疲劳验算的必要，故根据以往分析资料（中级工作制欠载约为重级工作制的 1.3 倍）推算出相应于 $n=2 \times 10^6$ 的 α_f 值约为 0.5。至于轻级工作制吊车梁和吊车桁架以及大多数中级工作制吊车梁，根据多年来使用的情况和设计经验，可以不进行疲劳计算。

需要说明的是：以上表 17.2.4 的计算结果都是基于当时有关“低应力幅与高应力幅相同

损伤作用（即斜率保持不变）、且无论如何小的低应力幅始终有损伤作用”这一保守方法的处理结果，得到的欠载效应等效系数 α_f 会偏高，实际上应该有所减小。然而，近30年来工业厂房吊车梁的应用状况发生很大的变化，吊车使用的频繁程度大幅度提高，文献（杨建平“冶金工厂重级工作制吊车梁欠载效应系数的取值”，《建筑结构》，2009年第1期）依据近10年来的测试数据，采用与GBJ17-88相同的分析方法，得出欠载效应等效系数 α_f 相比过去已有所提高。由于此消彼长的因素，故自GBJ17-88修订以来提出的欠载效应等效系数 α_f 在数值上目前还是适用于吊车梁的疲劳强度计算。

17.3 构造要求

17.3.1 本条基本沿用2003版的8.2.4、8.2.5、8.2.8、8.5.3。本节的构造要求主要针对直接承受动力荷载结构的焊接连接和螺栓连接，大部分是03版规范中散落在各章的规定，在此归集，以便使用。

17.3.2 本条基本沿用2003版的7.2.3、8.3.6。

17.4 防脆断设计

17.4.1 本条为2003版的8.7.1的补充。本条从结构及构件的形式方面做出了规定。根据前苏联对脆断事故调查的结果，格构式板式节点桁架结构占事故总数的48%，而梁结构仅占18%，板结构占34%，可见桁架结构板式节点容易发生脆断。但从我国的调研结果看，脆断情况并不严重，故仅规定对工作温度 $T \leq -30^\circ\text{C}$ 地区的焊接结构，建议采用较薄的组成板件，避免采用现场手工焊接的格构式构件，尽量采用实腹式构件。

17.4.2 本条为新增内容，从焊材的选用、焊缝的布置和焊接施工方面提出了定性的要求。

17.4.3 本条沿用2003版的8.7.2条，从焊接结构的构造方面做出规定。

17.4.4 本条沿用2003版的8.7.3条，从施工方面做出规定。其中对受拉构件钢材边缘加工要求的厚度限值($\leq 10\text{mm}$)，是根据前苏联1981年规范表84中在空气温度 $T \geq -30^\circ\text{C}$ 的地区，令考虑脆断的应力折减系数为1.0而得出的。

虽然在我国的寒冷地区过去很少发生脆断问题，但当时的建筑物都不大，钢材亦不太厚。根据“我国低温地区钢结构使用情况调查”（《钢结构设计规范》材料二组低温冷脆分组，1973年1月），所调查构件的钢材厚度为：吊车梁不大于25mm，柱子不大于20mm，屋架下弦不大于10mm。随着大型钢结构建筑的兴建，钢材厚度的增加以及对结构安全重视程度的提高，钢结构的防脆断问题理应在设计中加以考虑。我们认为若能在构造上采取本节所提

出的措施，对提高结构抗脆断的能力肯定是有利的，从我国目前的国情来看，亦是可以做得到的，不会增加多少投资。同时，为了缩小应用范围以节约投资，建议在 $T \leq -20^{\circ} \text{C}$ 的地区采用之。在 $T > -20^{\circ} \text{C}$ 的地区，对重要结构亦宜在受拉区采用一些减少应力集中和焊接残余应力的构造措施。

17.4.5 本条为此次修订新增的内容，对于特别重要或特殊的结构构件和连接节点，如板厚大于 50mm 的厚板或超厚板构件和节点、承受较大冲击荷载的构件和节点、低温和疲劳共同作用的构件和节点、强腐蚀或强辐射环境中的构件和节点等，可采用断裂力学的方法对结构构件和连接节点进行抗脆断验算。采用断裂力学方法进行构件和连接的抗脆断验算，包括含初始缺陷构件、连接节点的断裂力学参量的计算和材料断裂韧性的选取等两方面。断裂力学参量的计算，首先是确定初始缺陷模型，可参考构件和连接的疲劳类别、施工条件、工程质量验收规范、当前的施工水平、探伤水平等因素，假定初始缺陷的位置、形状和尺寸；断裂力学参量的计算，当受力状态和几何条件较为简单时可采用简化裂纹模型，当受力状态和几何条件复杂时可采用数值模型。材料断裂韧性的确定，可利用已有的相应材料的断裂韧性值，当缺乏数据时需要通过试验对材料的断裂韧性进行测定，可按现行国家标准《金属材料 准静态断裂韧度的统一试验方法》GB/T 21143 进行。具体步骤如下：

1 根据构件和连接的疲劳类别，以及结构构件的受力特征和应力状态，确定存在脆性断裂危险的构件和连接节点；根据疲劳类别的细节、质量验收要求等，假定构件和连接中可能存在的初始缺陷的位置、形状和尺寸。

2 选取断裂力学参数和断裂判据，如线弹性条件下的应力强度因子 K_I 判据，弹塑性条件下的围道积分 J 判据、裂纹尖端张开位移 $CTOD$ 判据等；对含初始缺陷的结构构件或连接节点进行断裂力学计算，得到设计应力水平下的裂纹尖端断裂参量 K_I 、 J_I 或 $CTOD$ 。

3 确定相应设计条件（温度、板厚、焊接等）下，构件和连接节点材料的断裂韧性，如平面应变断裂韧度 K_{IC} 、延性断裂韧度 J_{IC} 和裂纹尖端张开位移 $CTOD$ 特征值等。

4 选取合理的断裂判据，对断裂力学计算得到的设计应力水平下的断裂参量和相应设计条件下的材料断裂韧性进行比较，从而完成抗断验算。

18 钢结构构件和节点抗震设计

18.1 一般规定

18.1.1 本章所有条文均为新增条文。我国是一个多地震国家,必须重视钢结构的抗震设计。本章的抗震设计原则遵照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011,适用于抗震设防烈度为6度-9度地区的钢结构抗震设计。

抗震设计包括钢结构各种体系的框架梁、框架柱、中心支撑、偏心支撑、屈曲约束支撑、梁柱节点、各种连接以及大跨度屋盖等构件的承载力验算和相应的构造要求。

18.1.2 这些构件实际会承担竖向荷载,但是地震作用下这些抗侧力构件将首先达到极限状态,随着地震的往复作用,这些构件承载力会出现退化,原先承受的竖向力会重新转移到相邻柱子,因此横梁及其抗侧力构件两侧的柱子,应按照承受全部的竖向荷载设计。

18.1.3 本条为保证结构延性的重要规定,确保结构按照设计预定的破坏路径进行。本条规定适用于基本体系及包括此类基本体系的双重抗侧力体系。当不符合本条规定时,结构延性类别采用V类。

18.1.4 免除条款的第1)条是因为,顶层柱顶不会随着侧移的增加而出现二阶弯矩,外弯矩不会增大,而按照塑性屈服面的规则,弯矩不增大,轴力就无需减小,因此在顶层的柱顶形成塑性铰,没有不利影响;第2)条是为了保证柱子有足够的抗弯能力用以抵抗弹塑性地震响应过程中随侧移增加而出现的二阶弯矩;进一步,如果柱子抗弯能力不足,则因为柱子的轴力不可能卸载,柱子承担的竖向荷载产生的弯矩是可以卸载的。因此框架梁应按照简支梁计算承担竖向荷载的能力,可按照组合梁计算截面的承载力;满足第3)条表示本层不是薄弱层,因此层间侧移发展有限,无需满足强柱弱梁要求;第4)条是因为,非耗能梁端一柱子和斜撑形成了一个几何不变的三角形,梁柱节点不会发生相对的塑性转动,因此无需满足强柱弱梁的要求;第5)条弹性承载力已经提高至基本满足中震弹性要求,因此无需满足强柱弱梁的要求。

18.1.5 对于大跨屋盖结构自身,由于其自重轻、刚度好,所受震害一般要小于其它类型的结构。但震害情况也表明,支座及其邻近构件发生破坏的情况较多,是薄弱部位。研究和工程经验表明,通过放大地震作用效应来提高该区域杆件和节点的承载力,是有效的抗震措施。

对于空间传力体系,关键杆件指临支座杆件,即:临支座2个区(网)格内的弦、腹杆;临支座1/10跨度范围内的弦、腹杆,两者取较小的范围。对于单向传力体系,关键构件指

与支座直接相邻节间的弦杆和腹杆。关键节点为与关键构件连接的节点。

18.1.6 按照钢结构房屋连接焊缝的重要性，并参照 AISC341-05 规范，首次提出了关键性焊缝的概念，本次修订列出了 4 条关键性焊缝。

主要是保证焊缝和构件具有足够的塑性变形能力，真正做到“强连接弱构件”和实现设计确定的屈服机制。

18.2 抗震构件

18.2.4 本规定为保证转换构件的设计安全度并使其具有良好的抗震性能。

18.2.5 长期以来，抗震设计对柱子的要求没有得到明确的表达。本次规范的增补，提出了依据剩余抗弯承载力的不同来满足对柱子的不同延性要求。当满足（18.2.5-2）式，则柱的抗弯承载能力，在扣除轴力的影响后，还能够达到全截面塑性弯矩的 50%~70%，满足在较大侧移时承受柱子内产生的弯矩的客观要求，柱子竖向承载力的退化小，从而保证延性。

（18.2.5-1）及（18.2.5-2）式来源于压弯杆平面内稳定的计算公式：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{lx} (1 - 0.8 N/N'_{Ex}) f} \leq 1$$

当要求 $\frac{M_x}{\gamma_x W_x f} = 0.6$ ，压杆的稳定系数可采用二次抛物线来近似：

$$\varphi = 1 - \frac{\lambda^2}{4\pi^2} \cdot \frac{f_{yk}}{E} = 1 - \frac{\lambda^2}{39E} f_{yk}$$

近似的取 $\frac{\beta_{mx}}{1 - 0.8 N/N'_{Ex}} = 1$

$$\text{则 } \frac{N}{\varphi A f} + 0.6 \approx 1$$

可得公式 18.2.5-2

同理，满足（18.2.5-1）式，则柱的抗弯承载能力，在扣除轴力的影响后，还能够达到全截面承载能力的 25%~50%。

18.2.6 薄板的受压屈曲应力较低，在设计荷载作用下也可能发生对角线方向受压屈曲（受剪屈曲）。假定墙板不承受竖向荷载，只在水平力作用下发生纯剪切变形、屈曲。采用薄板剪力墙的目的是利用薄板屈曲后强度形成对角拉力场，期望墙板在中震和大震作用下完全屈服、形成均匀拉力场抵抗水平荷载。并期望与墙板相连的周边梁、柱在有地震作用的荷

载组合效应下能抵抗墙板拉力场所产生的最大拉力，除梁端塑性铰外应保持弹性。

18.2.7 参考 FEMA450 及 AISC341-05，墙板与边缘构件的连接应能传递按倾斜角 α 计算的墙板受拉屈服应力 $R_y f_y$ ， R_y 为超强系数。当采用 GJ 钢时，实际屈服强度为本规范 5.4 节规定的名义屈服强度，采用其他钢材，实际屈服强度为钢材屈服强度实测值。

18.2.9 此规定来源于美国 FEMA450 及 AISC341-05。

18.3 节点抗震设计

18.3.2 符合本条要求的结构，可满足抗震规范规定的强节点、弱杆件的抗震原则。

18.3.3 比较美国、日本及欧洲规范关于 H 形和箱形截面柱的节点域计算和宽厚比限值的规定，并总结试验数据提出本条要求，细化《建筑抗震设计规范》GB50011 第 8.2.5 条第 2、3 款的规定。本条为低弹性承载力高延性构造，高弹性承载力低延性构造的具体体现。参考文章：陈炯《钢框架节点域的宽厚比限值和基于宽厚比的抗剪承载力验算》。本条节点域验算基于节点满足强柱弱梁，当不满足强柱弱梁时，梁端的受弯承载力替换为柱端的受弯承载力即可。节点两端梁高度不等时，可根据本条的设计原则参照本规范式（13.3.3-2）计算。

18.3.4 当节点域的体积不满足第 18.3.2 条有关规定时，参考日本规定和美国 AISC 钢结构抗震规程 1997 年版的规定，提出了加厚节点域和贴焊补强板的加强措施。

18.3.7 梁柱连接节点的转动能力应采用有可靠依据的计算方法确定，计算依据不充分时，应采用试验方法确定，同一连接节点的试件数量不应少于 3 个。梁柱交角的塑性变形能力可依据节点低周反复荷载试验结果检验，试件中的材料性能、焊接工艺和节点构造形式应与实际设计相同。

18.4 屈曲约束支撑

18.4.2 屈曲约束支撑偏心受力时，可能会引起核心支撑杆在预留空隙处发生弯曲，导致支撑耗能失效或产生破坏。结构中的屈曲约束支撑应为轴心受力构件，并应保证施工过程中不产生过大的误差导致支撑成为偏心受力构件。

屈曲约束支撑的轴向承载力由核心钢支撑的约束屈服段控制，因此根据该段的净截面面积计算轴心受拉和受压承载力。承载力设计值是弹性承载力，用于小震组合下的验算。

18.4.3 钢材低屈服点及伸长率是对屈曲约束支撑耗能及延性的要求；并参考了美国 AISC341-05,16.2a 条，对核心钢支撑板厚 $\geq 50\text{mm}$ 的钢板应满足最低冲击韧性要求，核心钢支撑不允许有拼接。

18.4.5 在大震作用下，K形支撑会使柱承受较大的水平力；X形屈曲约束支撑难以实现。

18.4.6 屈曲约束支撑在相同的非弹性变形下，支撑的最大受压承载力大于最大受拉承载力，参考美国 AISC341-05,16.4 条规定要考虑支撑拉、压不平衡力对横梁的影响，只是将其中的钢材屈服强度超强系数 R_y 取为 1.1。为了保证屈曲约束支撑在预期的楼层侧移下，拉压支撑均达到屈服，梁应有足够的刚度。梁在恒载和支撑最大拉压力组合下的变形要求参考了美国 FEMA450(2003)8.6.3.4.1.2 款的规定。

18.4.7 参考美国 AISC341-05 的规定：屈曲约束支撑框架的设计位移应按最大层间设计位移的 2.0 倍确定，要求约束单元应能在 2.0 倍预期层间位移内约束核心钢支撑不屈曲。

18.4.8 参考了美国 AISC341-05 的规定。

18.4.9 美国 AISC341-05 规定支撑与梁柱连接的拉压设计承载力按 1.1 倍的支撑最大受压承载力 $R_y \beta \omega F_y$ 计算，取 $R_y = 1.1$ ，则为 $1.2 \beta \omega F_y$ 。

18.4.10 参考了美国 AISC341-05 的规定。

18.4.11 屈曲约束支撑与框架的几何关系见图 18.4.11（条文说明）。

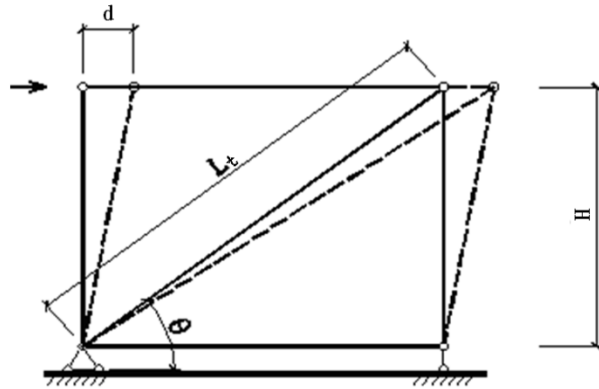


图 18.8.11（条文说明）

层间位移为 d 时，支撑的轴向变形为 δ ，几何关系为：

$$(L_t + \delta)^2 = H^2 + (L + d)^2$$

式中， H 一层高； L 一跨度。忽略二次项，支撑的轴向变形 δ 可表示为：

$$\delta = Ld / L_t$$

记核心钢支撑工作段的长度为 L_c ， $\gamma = \frac{L_c}{L_t}$ ，引入 $d = H\alpha$ ， $d \cos \theta = \delta$ ， $L_t \sin \theta = H$ ，

则核心钢支撑的应变 ε_b 为:

$$\varepsilon_b = \delta / L_c = \alpha \sin(2\theta) / 2\gamma$$

式中, θ —支撑与框架梁的夹角; α —层间位移角。

国外的研究表明钢支撑工作段的应变小于 3% 时, 屈曲约束支撑能够保持稳定的力学行为, 如限制 $\varepsilon_b \leq 3\%$, 根据美国 AISC341-05 的规定: 屈曲约束支撑框架的设计位移应按最大层间设计位移的 2.0 倍确定。按《建筑抗震设计规范》GB50011, 罕遇地震下框架结构弹塑性层间侧移角为 1/50, 可得出

$$\sin(2\theta) / 50\gamma \leq 0.03 \quad \text{或} \quad \frac{L_c}{L_r} \geq \frac{\sin(2\theta)}{1.5}$$

18.4.12 参见本规范塑性调幅设计法部分有关条文。

19 钢结构防护

19.1 抗火设计

钢结构的抗火性能较差，其原因主要有两个方面：一是钢材热传导系数很大，火灾下钢构件升温快；二是钢材强度随温度升高而迅速降低，致使钢结构不能承受外部荷载、作用而失效破坏。无防火保护的钢结构的耐火时间通常仅为 15~20min，故极易在火灾下破坏。因此，为了防止和减小建筑钢结构的火灾危害，必须对钢结构进行科学的抗火设计，采取安全可靠、经济合理的防火保护措施。

19.1.1 本条规定了钢结构的设计耐火极限要求。为方便使用，表 19.1.1 给出了《建筑设计防火规范》GB 50016-20xx 对各类钢构件耐火极限的规定，并增加了柱间支撑、楼面支撑、屋面支撑等的规定。

表 19.1.1 构件的耐火极限要求 (h)

耐火等级 耐火极限 构件名称	《建筑设计防火规范》GB 50016 所适用的建筑						《高层民用建筑设计防火规范》GB50045 所适用的建筑	
	一级	二级	三级		四级		一级	二级
柱、柱间支撑	3.00	2.50	2.00		0.50		3.00	2.50
楼面梁、桁架	2.00	1.50	1.00		0.50		2.00	1.50
楼板、楼面支撑	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑	厂房、仓库	民用建筑	1.50	1.00
			0.75	0.50	0.50	不要求		
屋顶承重构件、 屋面支撑、系杆	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑	不要求			
			0.50	不要求				
上人平屋面板	1.50	1.00	不要求		不要求			
疏散楼梯	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑	不要求			
			0.75	0.50				

注：1 建筑物中的墙等其他建筑构件的耐火极限应符合《建筑设计防火规范》GB 50016、《高层民用建筑

设计防火规范》GB 50045 等的规定；

2 一、二级耐火等级的单层厂房（仓库）的柱，其耐火极限可按表 C3.1.1 规定降低 0.50h；

3 一级耐火等级的单层、多层厂房（仓库）设置自动喷水灭火系统时，其屋顶承重构件的耐火极限可按表 C3.1.1 规定降低 0.50h；

4 吊车梁的耐火极限应不低于表 C19.1.1 中梁的耐火极限。

19.1.2 本条规定了钢结构抗火设计方法以及钢构件的抗火能力不符合规定的要求时的处理方法。无防火保护的钢结构的耐火时间通常仅为 15~20min，达不到规定的设计耐火极限要求，因此需要进行防火保护。防火保护的具体措施，如防火涂料类型、涂层厚度等，应根据国家标准《建筑钢结构防火技术规范》进行抗火设计确定，保证构件的耐火时间达到规定的设计耐火极限要求，并做到经济合理。

19.1.3 本条为新增条文。钢结构工程中常用的防火保护措施有：外包混凝土或砌筑砌体、涂覆防火涂料、包覆防火板、包覆柔性毡状隔热材料等。这些保护措施各有其特点及适用条件。钢结构抗火设计时应立足于保护有效的条件下，针对现场的具体条件，考虑构件的具体承载形式、空间位置及环境因素等，选择施工简便、易于保证施工质量的方法。

19.1.4 本条为新增条文。本条规定了钢结构抗火设计技术文件编制的要求。其中，防火保护材料的性能要求具体包括：防火保护材料的等效热传导系数或防火保护层的等效热阻、防火保护层的厚度、防火保护的构造、防火保护材料的使用年限等。

当工程实际使用的防火保护方法有更改时，应由设计单位出具设计修改文件。当工程实际使用的防火保护材料的等效热传导系数与设计文件不一致时，应按“防火保护层的等效热阻相等”原则调整防火保护层的厚度，并由设计单位确认。

19.2 防腐蚀设计

19.2.1 本条及 19.2.5、19.2.6 条为 2003 版的 8.9.1、8.9.2 的修改和补充。本条规定了钢结构防腐蚀设计应遵循的原则。

1 钢结构腐蚀是一个电化学过程，腐蚀速度与环境腐蚀条件、钢铁质量、钢结构构造等有关，其所处的环境中水气含量和电解质含量越高，腐蚀速度越快。

防腐蚀方案的实施与施工条件有关，因此选择防腐蚀方案的时候应考虑施工条件，避免选择可能会造成施工困难的防腐蚀方案。

由于钢结构防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，建筑物寿命期内通常需要对钢结构防腐蚀措施进行维修，因此选择防腐蚀方案的时候，应考虑维修条件，维修困难的钢结构

应加强防腐蚀方案。

2 防腐蚀设计与环保节能相关的内容主要有：防腐蚀材料的挥发性有机物含量；重金属、有毒溶剂等危害健康的物质含量；防腐蚀材料生产和运输的能耗；防腐蚀施工过程的能耗等。防腐蚀设计方案本身的设计寿命越长，建筑物生命周期内大修的次数越少，消耗的材料和能源越少，这本身也是环保节能的有效措施。

3 本款将本标准 2003 版的第 8.9.1 条中的“防锈措施(除锈后涂以油漆或金属镀层等)”改为“防腐蚀措施”，随着对钢结构腐蚀的进一步深入研究，钢结构腐蚀已经不能仅用“防锈”概括。

删除了本标准 2003 版的第 8.9.1 条中关于防腐蚀方案和除锈等级等内容的简单规定，作另行规定。

加速腐蚀的不良设计是指容易导致水积聚，或者不能使水正常干燥的凹槽、死角、焊缝缝隙等。水的存在会加速钢铁腐蚀。这些不良设计的表现形式包括但不限于本标准 2003 版本条的这些描述，因此将那些简要的描述删除。

4 沿用自本标准 2003 版的第 8.9.1 条。一般情况下，锈蚀采用适当的防腐蚀方案保护即可。

5 如前所述，由于钢结构防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，为延长钢结构防腐蚀方案的实际使用年限，应对钢结构防腐蚀方案进行定期检查，并根据检查结果进行合适的维修。钢结构防腐蚀方案在正确定期维护下，可有效的延长大修间隔期，建筑物生命周期内大修的次数越少，消耗的人力和物力就越少。因此，设计中应考虑全寿命期内的检查、维护和大修，宜建议工程业主、防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商等制定维护计划。

19.2.2 本条为新增条文。本条列出了常用的防腐蚀方案，其中防腐蚀涂料是最常用的防腐蚀方案，各种工艺形成的锌、铝等金属保护层包括热喷锌、热喷铝、热喷锌铝合金、热浸锌、电镀锌、冷喷铝、冷喷锌等。

对于其它内容的解释，请参考本标准第 18.2.1 条第 1 款的条文说明。

19.2.3 本条为新增条文。腐蚀性等级的划分参考国家标准 GB 15957 大气环境腐蚀性分类、GB 50046 工业建筑设计防腐蚀规范、ISO 12944 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems 第 2 部分 Classification of Environments，并进行了适当调整。实际工程中通常不需要进行实地的钢结构单位面积质量损失试验，与典型环境进行比照即可。

表 19.2.3 钢结构腐蚀性等级分类

腐蚀性等级	单位面积上质量的损失（第一年）				典型环境（仅作参考）	
	低碳钢		锌		外部	内部
	质量损失 /(g/m ²)	厚度损失 /um	质量损失 /(g/m ²)	厚度损失 /um		
C1 很低	≤10	≤1.3	≤0.7	≤0.1		加热的建筑物内部，空气洁净，如办公室、商店、学校和宾馆等
C2 低	10~200	1.3~25	0.7~5	0.1~0.7	大气污染较低，如低污染的乡村地区	未加热的建筑物内部，冷凝有可能发生，如库房、体育馆等
C3 中	200~400	25~50	5~15	0.7~2.1	城市和工业大气，中等的二氧化硫污染，低盐度沿海区域	高湿度和有些污染生产场所，如食品加工厂、洗衣场、酒厂、牛奶厂等
C4 高	400~650	50~80	15~30	2.1~4.2	高盐度的工业区和沿海区域	化工厂、游泳池、海船内部和船厂等
C5 很高	650~1500	80~200	30~60	4.2~8.4	高盐度和恶劣大气的工业区域，高盐度的沿海和离岸地带	总是有冷凝水、高湿度、高污染的建筑物或其它地方

19.2.4 钢结构防腐设计年限的划分参考 GB 50046 工业建筑设计防腐蚀规范、ISO 12944 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems 第 1 部分 General introduction，并作适当调整。其中 ISO 12944 划分的设计年限为低（2~5 年）、中（5~15 年）、高（15 年以上）三个等级，此处考虑到中（5~15 年）的跨度较大，划分成 5~10 年、10~15 年两个等级。

19.2.5 防腐蚀涂料施工方法有喷涂、辊涂、刷涂等，通常刷涂对空隙宽度的要求最小。防护层质量检查和维护检查采用的反光镜一般配有伸缩杆，能够刷涂到的部位都能检查到。对于维修情况，这里要求的型钢间的空隙宽度是指安装之后宽度。

不同金属材料之间存在电位差，直接接触时会发生电偶腐蚀，电位低的金属会被腐蚀。如铁与铜直接接触时，由于铁的电位低于铜，铁发生电偶腐蚀。

弹簧垫圈由于存在缝隙，水气和电解质易积留，易产生缝隙腐蚀。

本款将本标准 2003 版的第 8.9.2 条中的“不能重新油漆”更改成“不能维修防腐蚀方案”，“防锈措施”更改成“防腐蚀措施”。

另将本标准 2003 版第 8.9.1 条关于构造的要求和第 8.9.3 条编写在此。本条第 7 款仅适用于可能接触水或腐蚀性介质的柱脚，对无水的办公楼、宾馆不适用。

19.2.6 本条为新增条文。本条规定了钢材表面原始锈蚀等级、钢材除锈等级标准。

1 表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材由于存在一些深入钢板内部的点蚀，这些点蚀还会进一步锈蚀，影响钢结构强度，因此不宜用作结构钢。

2 表面处理的清洁度和表面粗糙度是两个不相同的指标，清洁度反映钢结构表面残留的氧化皮、锈迹等的多少，表面粗糙度反映钢结构表面微观的外观，要求具有峰尖、峰谷的特性，加大防腐蚀产品与钢材的接触面积。清洁度和表面粗糙度对防腐蚀方案的性能影响都较大，低的清洁度会降低防腐蚀方案的实际使用寿命，达不到设计寿命；表面粗糙度影响防腐蚀产品在钢结构表面的附着力，不同的防腐蚀方案对粗糙度的要求不同，如无机富锌底漆对粗糙度的要求较高，在光滑的表面易开裂、脱落等。

3 并不是所有的防腐蚀产品都能够在手工或动力工具处理的 St3 级表面获得良好的防腐蚀性能，因此这些部位应选用合适的防腐蚀产品，并不强求与工厂涂装的底漆类型一致。某些动力工具在处理过程中会对钢结构表面抛光，缺乏合适的粗糙度，影响防腐蚀产品的附着力，因此要求手工或动力工具处理后应具有合适的表面粗糙度。

4 喷砂和抛丸是钢结构表面处理的常用方法，所采用的磨料特性对表面处理的效果影响很大，某些磨料难以达到某些防腐蚀产品要求的粗糙度和清洁度，有些磨料会嵌在钢材内部，这些情况都不能符合防腐蚀产品的特性。若表面处理材料的含水量、含盐量较高，会导致钢材表面处理后又快速返锈。河沙、海沙除了含水量、含盐量通常超标之外，还含有游离硅，喷砂过程产生的大量粉尘中也会含有游离硅，人体吸入一定量的游离硅之后，会导致严重的肺部疾病，因此磨料产品还应符合环保要求。

19.2.7 涂料作为防腐蚀方案，通常由几种涂料产品组成配套方案。底漆通常具有化学防腐蚀或者电化学防腐蚀的功能、中间漆通常具有隔离水气的功能、面漆通常具有保光保色等耐候性能，因此需要结合工程实际，根据环境腐蚀条件、防腐蚀设计年限、施工和维修条件等要求进行配套设计。

19.2.8 维护计划通常由工程业主和防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商在工程建造时制定。投入使用后按照该维护计划进行定期检查，并根据检查结果进行维护，这些工作通常由工程业主邀请防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商等专业人员进行。何时需要进行大修的标准通常依据 ISO 4628 Paints and varnishes — Evaluation of degradation of coatings — Designation of quantity and size of defects, and of intensity of uniform changes in appearance 的等级划分，由业主方的专业防腐蚀工程师或其它专业工程师协商确定。一种通行的做法是当检查中发现锈蚀比例高于 1% (ISO 4628—3 Assessment of degree of rusting) 时，有必要进行大修。

19.3 隔热

19.3.1 本条为新增条文。高温工作环境对钢结构的影响主要是温度效应，包括结构的热膨胀效应和高温对钢结构材料的力学性能的影响。在进行结构设计时，应通过传热分析确定处于高温环境下的钢结构温度分布及温度值，在结构分析中应考虑热膨胀效应的影响及高温对钢材的力学性能参数的影响。

19.3.2 高温工作环境下的温度作用是一种持续作用，与火灾这类短期高温作用有所不同。在这种持续高温下的结构钢的力学性能与火灾高温下结构钢的力学性能也不完全相同，主要体现在蠕变和松弛上。对于长时间高温环境下的钢结构，分析高温对其影响时，钢材的强度和弹性模量可按下列方法确定：当钢结构的温度不大于 100°C 时，钢材的设计强度和弹性模量与常温下相同；当钢结构的温度超过 100°C 时，高温下钢材的强度设计值与常温下强度设计值的比值 η_T 、高温下的弹性模量与常温下弹性模量的比值 χ_T 可按表 19.3.2 确定。钢材的热膨胀系数可采用 $\alpha_s = 1.2 \times 10^{-6} \text{ m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

当高温环境下的钢结构温度超过 100°C 时，对于依靠预应力工作的构件或连接，应专门评估蠕变或松弛对其承载力能力或正常使用性能的影响。

表 19.3.2 高温环境下钢材的强度设计值、弹性模量

T_s (°C)	η_T	χ_T	T_s (°C)	η_T	χ_T
100	1.000	1.000	410	0.632	0.812
120	0.942	0.986	420	0.616	0.797
140	0.928	0.980	440	0.584	0.763
160	0.913	0.974	460	0.551	0.722
180	0.897	0.968	480	0.516	0.673
200	0.880	0.961	500	0.480	0.617
210	0.871	0.957	510	0.461	0.585
220	0.862	0.953	520	0.441	0.551
240	0.842	0.945	540	0.401	0.475
260	0.822	0.937	560	0.359	0.388
280	0.801	0.927	580	0.315	0.288
300	0.778	0.916	600	0.269	0.173
310	0.766	0.910			
320	0.754	0.904			
340	0.729	0.889			
360	0.703	0.872			
380	0.676	0.851			
400	0.647	0.826			

注：表中 T_s 为温度， η_T 为高温环境下钢材的强度设计值与常温下强度设计值的比值； χ_T 为高温环境下钢材的弹性模量与常温下弹性模量的比值。

19.3.3 本条为 2003 版的 8.9.5 的修改和补充。对于处于高温环境下的钢结构，当承载力或变形不能满足要求时，可通过采取措施降低构件内的应力水平、提高构件材料在高温下的

强度、提高构件的截面刚度或降低构件在高温环境下的温度来使其满足要求。对于出于长时间高温环境工作的钢结构，不应采用膨胀型防火涂料作为隔热保护措施。

19.3.4 本条为新增条文。

附录 C 结构的位移容许值

C.0.3 多遇地震和风荷载下结构层间位移的限制,主要是防止非结构构件和装饰材料的损坏,与非结构构件本身的延性性能及其与主体结构连接方式的延性相关。本次修订参照欧洲规范 EC8 的做法采用不同的限值要求。玻璃幕墙、砌块隔墙等视为脆性非结构构件,金属幕墙、各类轻质隔墙等视为延性非结构构件。砂浆砌筑、无平动或转动余地的连接视为刚性连接,通过柔性材料过渡的或有平动、转动余地的连接可视为柔性连接。

附录 E 简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩

E.0.1 热轧槽钢和工字钢，翼缘内面是倾斜的，翘曲惯性矩按照平行翼缘计算，乘以折减系数 0.8 得到。自由扭转常数则适当放大。

E.0.2 抗扭转是阻止支承处出现扭转角。抗翘曲是指，通过在截面上产生正应力（翘曲应力）来阻止支承处的梁截面从原先的平面变为的双曲面。在支承截面腹板两侧采用槽钢加劲肋构成封闭的加劲肋，可以有效阻止截面的翘曲，为截面提供接近嵌固的约束。在工字钢两侧贴焊长度是钢梁截面高度两倍的钢板，使支承处变为翻到的闭口日子形截面，也可以为钢梁提供接近嵌固的翘曲约束。此时 μ_{ω} 可取 2.5。采用普通的钢板加劲肋提供的翘曲约束很小， μ_{ω} 应取不小于 4。

附录 J 钢板剪力墙的内力分析

J.1 非加劲钢板剪力墙结构

J.1.1

1 非加劲钢板剪力墙具有较高的屈曲后强度,钢板屈曲后以斜向拉力带的形式继续承载,因此钢板剪力墙屈曲后仍具有良好的延性、较高的承载力和优越的耗能能力,此类剪力墙在加拿大和美国应用较多,并列入相应的设计规范中。

依据钢板厚度不同,非加劲钢板剪力墙可分为厚板、中厚板及薄板,可参考梁腹板的标准,厚板的通用高厚比通常小于 100,其抗剪承载力完全由板件的剪切屈服提供,即 $V_u = f_v L_s t_w = 0.57 f L_s t_w$ 。随着高厚比的增加钢板剪力墙逐渐由面内受剪转变为拉力带承载的方式,由拉力带完全承载时 $V_u = 0.5 f L_e t_w$ 。钢板面内受剪屈曲时钢板可以用双向交叉拉压杆模拟,此时钢材服从 Mises 屈服准则,钢板对应的斜向拉压强度均为钢材的抗剪屈服强度;钢板以拉力带形式承载时,可以用只能承受拉力的拉杆来模拟,拉杆对应的极限抗拉强度为钢材屈服强度。

钢板剪力墙跨高比的不同影响简化分析模型中杆件的倾角,关于杆条与水平方向的夹角 α 的取值,可参考美国 FEMA 450 和加拿大范 CAN/CSA-S16-1 给出,按照公式 (J1.1) 计算。

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{L t_w}{2 A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{H^3}{360 I_c L} \right)} \quad (\text{J1.1})$$

值得说明的是,当边缘框架构件的抵抗矩满足本规范 10.2.4 条规定时,按照式(1)确定的拉力带倾角基本在 $38^\circ \sim 45^\circ$ 之间,统一等代模型对上述范围内的 α 值并不敏感。因此为分析建模的方便,可将拉力带部分杆元的水平倾角近似取为 45° 。

J.1.2

1 两边连接钢板剪力墙是一种仅与框架梁相连的抗侧力构件,可以在跨内分段布置,有利于门窗、洞口的开设和布置;通过调整钢板尺寸或墙板数量,使剪力墙在水平力作用下的刚度、承载力发生改变,方便工程师在结构设计时进行不同部分结构刚度匹配的调整;此外,在多、高层建筑中,当结构对抗侧力要求不是很高时,钢板无需满跨布置,此时可以采用两边连接钢板剪力墙。

在对采用两边连接钢板剪力墙的结构体系整体分析中,若采用带有壳元模型计算,将费

时费力，难于实现。哈尔滨工业大学进行了两边连接钢板剪力墙试件的滞回性能试验研究与理论分析，研究中发现钢板主要沿两条交叉对角线方向形成拉力带，充分利用钢板的屈曲后强度抵抗水平荷载和耗能。因此，建立了图 10.3.1 所示的简化计算模型。由于两边连接钢板剪力墙只与框架梁相连，墙板与梁的相互作用将对梁端产生附加竖向剪力，因此提出的偏心交叉支撑简化模型能够更合理地模拟钢板与框架梁间的相互作用力。

2 两边连接钢板剪力墙在受荷初期表现为面内受剪，因此可将两边连接钢板剪力墙在面内受力时视为两端固定构件，其在水平荷载 V 作用下的总水平位移 Δx 由弯矩引起的位移 Δx_M 和剪力引起的位移 Δx_v 共同构成，即：

$$\Delta x = \Delta x_M + \Delta x_v = \frac{VH_e^3}{12E_s I} + \frac{kVH_e}{G_s A} \quad (\text{E J.1.2-1})$$

式中 I —— 钢板截面的惯性矩， mm^4 ；

G_s —— 钢材的剪切模量， N/mm^2 ； $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$ ， E_s 为钢材弹性模量， ν_s 为钢材泊松比；

A —— 钢板截面的面积， mm^2 ；

k —— 考虑剪应力在截面上分布不均的修正系数，与截面形状有关的无量纲参数，对于矩形截面取 1.2。

由结构力学知识推导出两边连接钢板剪力墙理想状态下初始刚度 K 的计算公式为：

$$K = \frac{E_s t_w}{1/(L_e/H_e)^3 + 2(1+\nu_s) \cdot k/(L_e/H_e)} \quad (\text{J.1.2-2})$$

由于公式(J.1.2-2)是按照理想弹性状态推导所得，未考虑钢板初始缺陷及弹性屈曲的影响，因此按照该公式计算的初始刚度偏大，而钢板在屈服前通常已经发生了屈曲，根据有限元计算的初始刚度与公式(J.1.2-2)计算的初始刚度比较如图 J.1.2 所示。从图中可以看出，钢板实际初始刚度为理想弹性刚度的 50-75%，两者的比值随钢板跨高比 β 的变化并无明显改变，但随高厚比 λ 的增加而减小，这主要是由于厚板受初始缺陷影响较小，在钢板屈服前不易发生面外屈曲，反之薄板则较易发生，因此实际初始刚度比理想值偏低。故在理想弹性刚度公式基础上引入考虑初始缺陷及弹性屈曲影响的刚度折减系数 γ ，即钢板初始刚度 K_0 的计算公式为 J.1.2-2 所示，并根据图 J.1.2 所示的不同参数下的有限元结果进行拟合，得到刚度折减系数 γ 的计算公式 (J.1.2-3)。

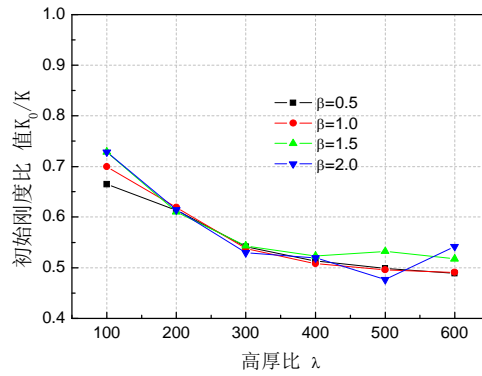


图 J.1.2 实际初始刚度与理想初始刚度的比值 K_0/K 随 λ 和 β 变化

J.1.3 两边连接钢板剪力墙的简化拉杆模型满足如下假定：（1）两根斜向支撑具有相同的截面面积（均为 A_l ），且在受力过程中不发生失稳；（2）两根斜向支撑具有相同的本构关系（如图 J.1.3 所示），支撑在拉、压两种状态下的本构关系均为理想双线性曲线，且规定支撑受拉状态下的弹性模量 E_{sl} 等于钢材弹性模量 E_s ，即 $E_{sl}=E_s$ ；（3）达到极限承载力时，拉、压支撑同时达到屈服强度 σ_{y1} 和 σ_{y2} ，且两者满足 $\sigma_{y1} = \beta \cdot \sigma_{y2}$ ，其中 β 为支撑的拉、压屈服强度比。

根据承载力和刚度等效的原则，确定支撑杆的截面面积和屈服低强度。在弹性阶段，当简化模型在水平荷载 V 作用下产生的水平位移为 Δx 时，拉、压支撑将产生相同的轴向位移 δ （拉伸或压缩），且根据如图 J.1.3-1 所示的几何关系有：

$$\delta = \Delta \cos \alpha \quad (\text{J.1.3-1})$$

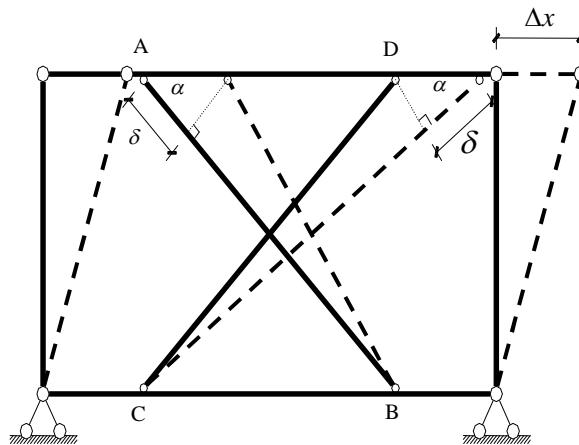


图 J.1.3-1 支撑几何变形图

由于拉、压支撑具有相同的长度 l ，因此将产生绝对值大小相同的应变 ε ，此时拉、压支撑的轴力 N_1 、 N_2 分别为：

$$N_1 = A_1 \cdot E_{s1} \cdot \varepsilon = A_1 \cdot E_{s1} \cdot \delta / l \quad (\text{J.1.3-2})$$

$$N_2 = A_1 \cdot E_{s2} \cdot \varepsilon = A_1 \cdot E_{s2} \cdot \delta / l \quad (\text{J.1.3-3})$$

将 $\Delta x = V / K_0$ 代入式(J.1.3-1)，则有：

$$\delta = V \cdot \cos \alpha / K_0 \quad (\text{J.1.3-4})$$

由平衡条件有：

$$V = (N_1 + N_2) \cdot \cos \alpha \quad (\text{J.1.3-5})$$

当水平荷载达到极限荷载 V_u 时，根据假设（3）拉、压支撑将同时达到屈服强度 σ_{y1} 和 σ_{y2} ，且变形量均为 δ_y ，则此时拉、压支撑的轴力分别为：

$$N_{u1} = A_1 \cdot E_{s1} \cdot \delta_y / l = A_1 \cdot \sigma_{y1} \quad (\text{J.1.3-6})$$

$$N_{u2} = A_1 \cdot E_{s2} \cdot \delta_y / l = A_1 \cdot \sigma_{y2} \quad (\text{J.1.3-7})$$

将式(J.1.3-6)与式(J.1.3-7)相除，同时根据假设（4）可得：

$$\frac{E_{s1}}{E_{s2}} = \frac{\sigma_{y1}}{\sigma_{y2}} = \beta \quad \text{即有：} \quad E_{s1} = \beta \cdot E_{s2} \quad (\text{J.1.3-8})$$

由上式可知，支撑拉压两种状态下的弹性模量比等于屈服强度比 β 。

由式(J.1.3-4)和(J.1.3-5)有：

$$\delta_y = V_u \cdot \cos \alpha / K_0 \quad (\text{J.1.3-9})$$

$$V_u = (N_{u1} + N_{u2}) \cdot \cos \alpha = A_1 \cdot (E_{s1} + E_{s2}) \cdot \cos \alpha \cdot \delta_y / l \quad (\text{J.1.3-10})$$

将式(J.1.3-8)、(J.1.3-9)以及 $E_{s1} = E_s$ 、 $l = L / \cos \alpha$ 代入式(J.1.3-10)中得：

$$A_1 = \frac{K_0 \cdot L}{(1 + \beta) \cdot E_s \cdot \cos^3 \alpha} \quad (\text{J.1.3-11})$$

将式(J.1.3-9)代入(J.1.3-6)可得：

$$\sigma_{y1} = \frac{V_u \cdot E_s \cdot \cos^2 \alpha}{K_0 \cdot L} \quad (\text{J.1.3-12})$$

根据有限元分析结果，钢板剪力墙达到极限承载力 V_u 时，钢板顶边受拉区与受压区合力的比值随钢板高厚比 λ 及跨高比 L/H 的变化如图 J.1.3-2 所示。由于偏心交叉支撑简化模型中拉、压支撑具有相同的截面面积，因此支撑杆的拉、压屈服强度并不相等，其比值为 β ，并通过计算拟合得出计算公式。

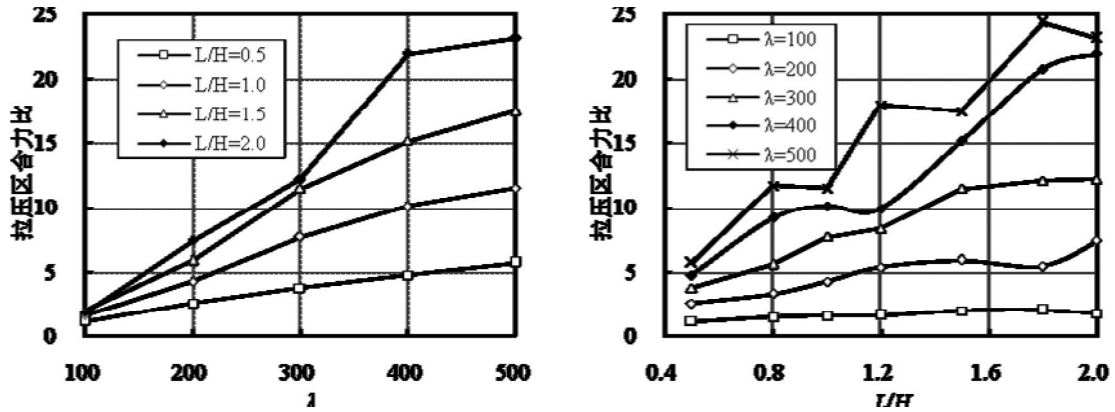


图 J.1.3-2 钢板剪力墙达到 τ_u 时的拉压区合力比

J. 2 加劲钢板剪力墙结构

J.2.1 剪切膜单元刚度矩阵，参考《钢结构设计方法》（童根树，中国建筑工业出版社，2007年11月）或有关有限元分析方面的专门书籍。

加劲肋，因为采取不承担竖向应力的构造，使得地震作用下，加劲肋可以起到类似防屈曲支撑的外套管那样的作用，提高钢板剪力墙的抗震性能(延性和耗能能力)。

J.2.2

1 钢板剪力墙屈曲后的剪切刚度，从屈曲瞬时的约 $0.7G_t_s$ 逐渐下降，可以减小到 $(0.6 - 0.4)G$ ，这里取一个中间值。

3 由于设置加劲肋的钢板剪力墙屈曲后的退化就不是很严重，因此，作为近似，可采用理想弹塑性模型。但是考虑到实际工程的千变万化，设计人员仍要注意设置加劲肋以后的滞回曲线的形状与理想的双线性曲线之间的差别。

附录 K 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力

K. 3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙

L.0.1 剪切应力作用下，竖向向和水平加劲肋是不受力的，加劲肋的刚度完全被用来对钢板提供支撑，使其剪切屈曲应力得到提高，此时按照支撑的概念来对设置加劲肋以后的临界剪应力提出计算公式。ANSYS 分析表明，如果按照 GKG99-98 规程的公式，

$$\tau_{cr} = 3.5 \frac{\pi^2}{h_s^2 t_s} D_x^{1/4} D_y^{3/4}$$

即使这个公式本身，按照正交异性板剪切失稳的理论分析来判断，已经非常的保守，与 ANSYS 的剪切临界应力计算结果相比也是偏大的，不安全的。因此在剪切临界应力的计算上，我们放弃正交异性板的理论。

在竖向应力作用下，加劲钢板剪力墙的屈曲则完全不同，此时竖向加劲肋参与承受竖向荷载，并且还可能是钢板对加劲肋提供支援。

附录 L 塑性设计的弹塑性分析

L.0.2

1 集中塑性铰法只适用于受弯构件，对有压力和弯矩的构件，集中塑性铰法无合适的流动法则。

13 因为弹塑性分析不能采用迭加原理，活荷载折减的实现必须采用施加向上的荷载抵消重力荷载的方法来实现：（1）对于梁，按照规定的折减量，在受荷面积大的、可以折减荷载的钢梁上施加均布的向上活荷载或者在次梁传来荷载的情况下在次梁传力处施加集中的向上的活荷载；（2）对于柱子，在梁柱节点部位施加向上的集中活荷载；（3）要注意折减量的叠加：即梁上施加的向上活荷载将传递到柱子上，上部梁柱节点已经施加的折减量，在下层梁柱节点部位要扣除，保证每层柱子活荷载允许的折减量不要超出规范允许的值。

18 非线性分析的收敛取决于破坏模式，例如对梁式破坏适用的非线性分析迭代技术，对支撑受拉先屈服破坏的模式可能会得出不正确的结果。因此希望有多种迭代技术供选用，结合设计经验和对结果性能的认识，取最小值作为设计依据。

L.0.3 弹塑性非线性分析作为设计工具，在学术界和工程界尚存在争议，但是在争议的同时，有些国家和地区的规范正在将和已经将不同近似程度的非线性分析方法纳入规范，以为设计人员有更多的选择。

这里对如何进行弹塑性非线性分析，作了比较具体的建议。其目的指导软件编制人员编制出符合标准的软件供设计选用。也能够指导研究人员进行有共同基础的研究，便于不同研究者的结果有一个比较的共同基础。便于研究人员统一方法，各国规范之间进行合理的交流。

虽然弹塑性非线性分析方法在理论上讲可以作为设计工具使用，但是目前资料上见到的例子均是比较单一的，例如是纯钢框架，而实际结构变化多样，特别是钢—混凝土的各种组合结构和混合结构，对这些结构进行非线性分析，材料层次和截面层次弯矩—曲率关系等等规范上都应有规定，否则不同设计人员对同一结构的模型选择可能不一样。本节对弹塑性非线性分析的实施作尝试性的具体规定，并对这时的验算指标提出了建议。

应注意，弹塑性非线性分析所揭示的极限状态，往往是最薄弱构件或最薄弱子结构的破坏，在注意加强最薄弱部位的同时，不要使得其他构件和部位安全度太大（即应力比太小），否则弹塑性非线性分析并不能带来经济的设计。

弹塑性非线性分析结果的可靠性有时依赖于结构的破坏模式，某根梁自己先出现塑性铰机构的破坏模式、结构在侧向水平力作用下整体达到侧向承载力的极限状态，某个受压力较大的柱子发生无侧移屈曲的局部破坏，等等，不同破坏模式适用的非线性分析增量迭代策略

可能不一样，要逐步地积累经验。

弹塑性非线性分析方法，文献上介绍的方法非常多，精度水平不一样，我们认为，就象压杆稳定的切线模量法已经过时一样，非线性分析的各种简化方法，例如集中塑性铰法，精细的集中塑性铰法等等，因为其本身的简化假定，均是过渡性的方法，流动法则也不正确，例如矩形截面压力和弯矩作用下的相关关系，采用 DRUCKER 公设和这个屈服曲面而建立的流动法则，可以验证是错误的，因此随着计算机运算速度迅速提高和内存容量的迅速扩大失去其应用价值，因此建议尽量采用塑性区法进行分析。

附录 N 钢与混凝土组合梁的疲劳验算

N.0.1 对于直接承受动力荷载的组合梁，除按照第 16 章的相关要求同纯钢结构一样进行疲劳验算外，还需特别注意以下两个问题：

1 需专门对承受剪力的焊钉连接件进行疲劳验算；

2 若焊钉连接件焊于承受拉应力的钢梁翼缘时，应对焊有焊钉的受拉钢板进行疲劳验算，同时应考虑焊钉受剪和钢板受拉两者共同作用对组合梁疲劳寿命的不利影响。本节的相关规定主要针对上述两个问题。

N.0.2 焊钉连接件的疲劳寿命问题是组合梁疲劳设计的关键问题，各国规范给出的焊钉连接件疲劳寿命和剪应力幅的关系不尽相同：

日本《钢-混凝土组合梁设计规范草案》规定焊钉的容许剪应力幅由下式计算：

$$\log N + 8.55 \log \Delta \tau = 23.42 \quad (\text{N.0.2-1})$$

式中 N ——失效的循环次数，即疲劳寿命；

$\Delta \tau$ ——焊钉连接件焊接处平均剪应力幅。

英国规范 BS5400 对 67 个焊钉的疲劳试验数据进行回归分析，得到了单个焊钉设计疲劳寿命的计算公式：

$$Nr^8 = 19.54 \quad (\text{N.0.2-2})$$

式中 r ——单个焊钉的剪力幅（单位 kN）和名义静力极限抗剪承载力（单位 kN）的比值；

N ——失效的循环次数，即疲劳寿命。

美国公路桥梁设计规范 AASHTO 中所采用的焊钉疲劳寿命计算公式为 1966 年 Slutter 和 Fisher 等人拟合的公式：

$$N\sigma_r^{5.4} = 1.764 \times 10^{16} \quad (\text{N.0.2-3})$$

式中 σ_r ——焊钉焊接处的平均剪应力幅。

在上式的基础上，AASHTO 规范发展了单个焊钉的疲劳抗剪承载力计算公式。规范规定，单个焊钉的疲劳抗剪承载力按下式计算：

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38.0d^2}{2} \quad (\text{N.0.2-4})$$

$$\alpha = 238 - 29.51 \log N \quad (\text{N.0.2-5})$$

式中 Z_r ——单个焊钉能够承受的最大剪力幅（单位 N）；

d ——焊钉钉杆直径（单位 mm）；

N ——失效的循环次数，即疲劳寿命。

欧洲规范 4 规定，对于埋于普通混凝土的圆柱头焊钉，其疲劳寿命计算公式如下：

$$(\Delta\tau)^m N = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (\text{N.0.2-6})$$

式中 $\Delta\tau$ ——焊钉焊接处的平均剪应力幅；

N ——疲劳循环次数；

m ——常数，取 $m=8$ ；

$\Delta\tau_c$ ——循环次数为 2×10^6 对应的允许剪应力幅 $D_{tc}=90\text{MPa}$ 。

本次修订增加“承受剪力的焊钉连接件”作为一种新的构件和连接类别,定为 J3 类别,其疲劳计算的参数取值采用欧洲规范 4 给出的相关建议。

N.0.3 对于焊有焊钉的受拉钢板，其疲劳裂纹会发生在焊趾和钢板的交界处，和焊钉本身的剪切疲劳破坏不同，要进行单独的疲劳验算。参考欧洲规范，定为 Z7 类构造。

参考欧洲规范 4 的建议，除按 Z7 类构件和连接进行疲劳验算外，焊有焊钉的受拉钢板还应同时满足公式（N.0.3-1）或公式（N.0.3-2）的要求，以充分考虑焊钉受剪和钢板受拉两者共同作用对组合梁疲劳寿命的不利影响。