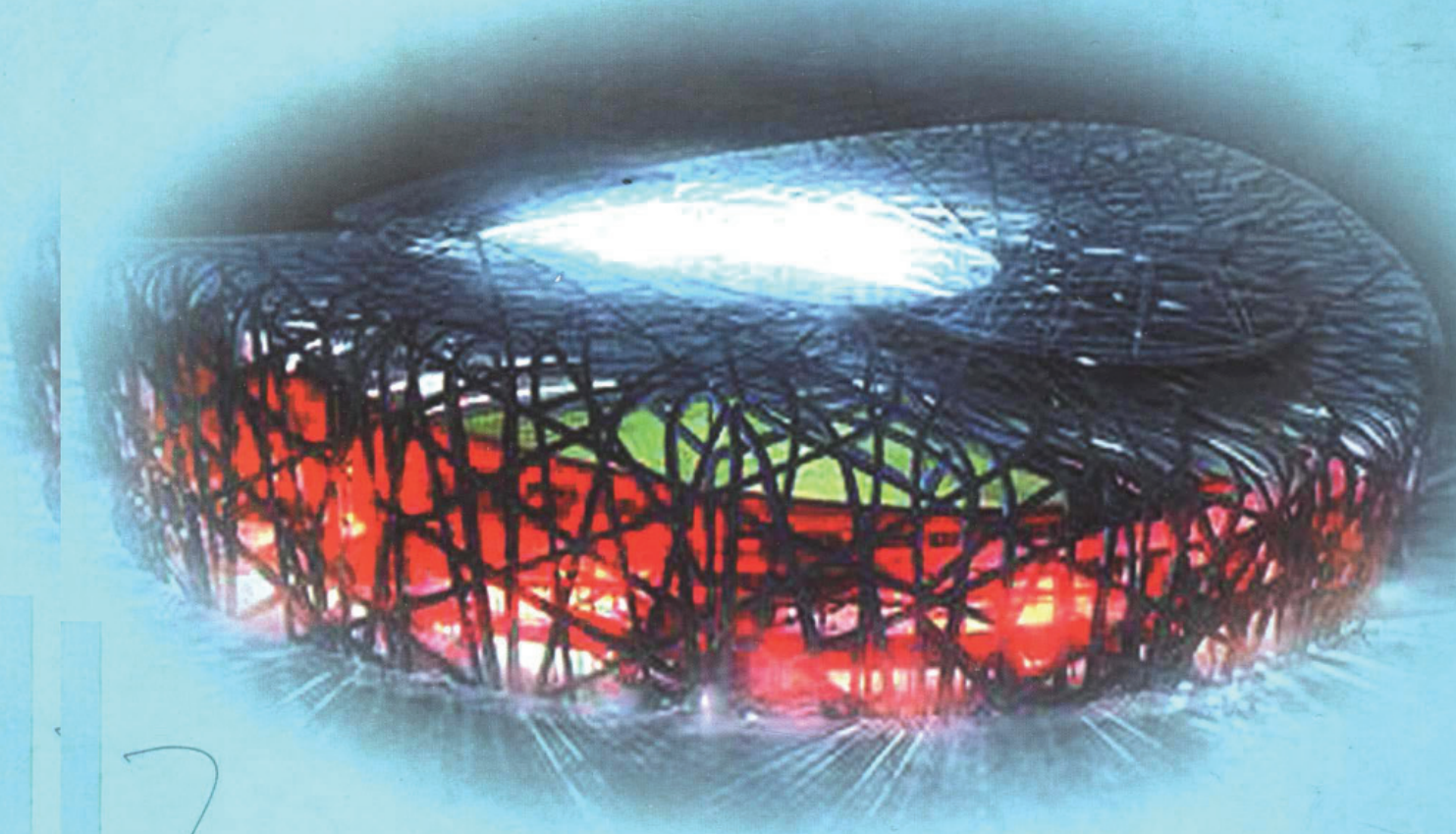
钢结构界著名学者
陈绍蕃教授
领衔撰写

现代钢结构设计师手册

（上册）

西北电力设计院
西安建筑科技大学 组编

陈绍蕃 主编 陈传铮 顾强 副主编



中国电力出版社
www.cepp.com.cn

著名学者应邀挂帅　权威单位强强联合

理论实际有机结合　设计人员必备工具

○ 本手册共有三篇：基础篇、设计篇、资料篇。基础篇介绍现代钢结构设计的背景知识和设计原理；设计篇介绍各类结构设计特点和方法，各章均附有设计算例；资料篇提供和设计有关的数据、表格、计算公式等，除我国标准外还收入了国外相关资料供参考。

○ 本手册分上下册出版，上册为基础篇及相关的资料篇内容，下册为设计篇及相关的资料篇内容。

○ 本手册由西安建筑科技大学有深厚理论水平的教授和西北电力设计院有丰富实践经验的高级工程师联合编写，范围全面，内容适应当前钢结构的发展形势，可以满足广大设计人员的需要。

ISBN 7-5083-3422-1

9 787508 334226 >

定价：66.00 元

销售分类建议：建筑工程

现代钢结构设计师手册

（上册）

西北电力设计院
西安建筑科技大学 组编

陈绍蕃 主编 陈传铮 顾强 副主编

中国电力出版社
www.cepp.com.cn

内容提要

本手册共有三篇：基础篇、设计篇、资料篇。本手册分上下册出版，上册为基础篇及相关的资料篇内容，下册为设计篇及相关的资料篇内容。

基础篇共有10章，介绍现代钢结构设计的背景知识，主要内容包括：钢结构材料、可靠度和极限状态、薄壁杆件内力计算、稳定问题、抗疲劳和抗脆断设计理论、框架和拱的计算、钢构件计算、钢结构连接和节点、钢结构抗震性能、设计中的结构试验。

设计篇共有11章，介绍各类结构设计特点和方法。内容覆盖除桥梁以外的常用钢结构，如围护结构和平面屋架、轻型刚架结构、重型厂房结构、多层房屋结构、钢与混凝土组合结构等，并有计算机辅助设计的内容。各章均附有设计算例。

资料篇提供和设计有关的数据、表格、计算公式等，除我国标准外还收入了国外资料供参考。

本手册由西安建筑科技大学有深厚理论水平的教授和西北电力设计院有丰富实践经验的高级工程师联合编写，范围全面，内容适应当前钢结构的发展形势，可以满足广大设计人员的需要。

图书在版编目（CIP）数据

现代钢结构设计师手册．上/陈绍蕃主编；西北电力设计院，西安建筑科技大学组编．—北京：中国电力出版社，2005

ISBN 7-5083-3422-1

Ⅰ．现…　Ⅱ．①陈…　②西…　③西…　Ⅲ．钢结构-结构设计-手册　Ⅳ．TU391.04-62

中国版本图书馆CIP数据核字（2005）第064302号

中国电力出版社出版、发行

（北京三里河路6号　100044　http://www.cepp.com.cn）

北京市铁成印刷厂印刷

各地新华书店经售

*

2006年1月第一版　2006年1月北京第一次印刷

787毫米×1092毫米　16开本　33.5印张　803千字

印数0001—3000册　定价66.00元

版权专有　翻印必究

（本书如有印装质量问题，我社发行部负责退换）

陈绍蕃　浙江海盐人,1919年2月出生,1943年毕业于重庆中央大学获硕士学位。西安建筑科技大学教授,我国首批博士生导师,曾任中国土木工程学会理事、中国钢结构协会常务理事、钢结构稳定与疲劳协会副理事长、中国建筑金属结构协会专家组成员、全国钢结构标准技术委员会顾问委员、中国工程建设标准化协会轻型钢结构委员会顾问委员、中国金属学会荣誉会员、全国人大代表、中国民主同盟中央委员。

主要科研方向为钢结构基本性能和设计原理，是我国三代《钢结构设计规范》的主要起草人之一，是我国第一部《高层民用建筑钢结构技术规程》和《门式刚架轻型房屋钢结构设计规程》的主要编制人之一，还参与国际标准《钢结构材料与设计》的编制工作。编写教材《钢结构》（建设部优秀教材一等奖）、《钢结构设计原理》（国家“九五”重点教材、教育部推荐研究生教学用书），出版专著《钢结构稳定设计指南》。担任国际钢结构稳定性专著《金属结构稳定——世界观点》中国地区协调人。

多次获省部级和国家级科技进步奖，先后荣获“冶金工业部劳动模范”、“全国教育系统劳动模范”称号，享受国务院政府特殊津贴。

《现代钢结构设计师手册》

编 纂 委 员 会

主任： 张文斌　雷克昌　陈绍蕃

委员： 陈传铮　顾　强　杨万涛　赵春莲　马　驰　张满平

主编： 陈绍蕃

副主编： 陈传铮　顾　强

编写人员（上册）：

绪论、第一章、第二章	陈绍蕃
第三章	郝际平
第四章	惠　颖　郝际平
第五章	郭成喜　郝际平
第六章	郭成喜　惠　颖
第七章	惠　颖　陈绍蕃
第八章、第九章	顾　强
第十章	郭成喜
资料篇（上）	陈绍蕃

序

GB 50017—2003《钢结构设计规范》现已发布实施。为了更好地理解应用新规范，西北电力设计院与西安建筑科技大学联合编著《现代钢结构设计师手册》，为广大从事钢结构设计的专业工作者提供方便。本手册由我国著名的钢结构专家陈绍蕃教授担任主编，他是我国钢结构设计的开拓者，是一位在钢结构领域享有很高知名度的学者，其理论研究和学术水平得到国际学术界和组织的认可，在国内钢结构学术领域尤其在钢结构设计规范方面做出了巨大贡献。1974 年由我国自行编制出版的第一部《钢结构设计规范》（TJ17—74），就凝聚了他不少心血。此后的 20 多年间，该规范历经两次修订，于 1988 年修订为国家标准 GBJ17—88，到 2003 年再次修订为国家标准 GB50017—2003，他每次都是该规范修订的主要参与者，为规范提出了许多开创性的修订意见。由他担任主编的这本手册，将会对国家标准 GB50017—2003 的深入理解和应用起到积极的推动作用。

本手册的内容包括基础篇、设计篇及资料篇。基础篇主要由西安建筑科技大学具有深厚理论及学术水平的教授编著，主要提供现代钢结构设计的背景知识，使设计师掌握钢结构在各种工况下的性能和达到极限状态的原理，从而建立清晰的设计概念。设计篇及资料篇主要由西北电力设计院具有丰富实践经验的教授级高级工程师、高级工程师编著，主要介绍各类结构设计特点和方法，内容覆盖除桥梁以外的常用钢结构和设计有关的数据、表格、计算公式等。这种分工方式，充分发挥了各自特长，优势互补，是一个良好的合作团队。

设计工作者需要具备的业务技术素质，除了工程经验以外，极为重要的是设计概念清晰，对设计对象的性能有明确的了解，而这种了解需要一定的理论知识。当今时代，设计规范越来越多地吸收新的理论研究成果，设计人员对这些成果有一定深度的了解，在工作中就不会盲目套用规范和生搬硬套前人的经验。况且设计规范往往滞后于学科发展的步伐，有的设计理论已经相当成熟，却未被规范所吸收。掌握这些理论，有助于设计人员在工作中发挥创新性。为此，这本手册编入相当篇幅的钢结构设计基础知识。

当前我国钢材产量已突破两亿吨，钢结构限制使用的条件不复存在，非重型钢结构日益普遍。为适应这一形势，这本手册拓展了范围，既包括重型建筑结构，也包括轻型建筑结构和塔桅结构。

在世界经济一体化加速的背景下，国际合作与交流日益广泛，国外设计机构已进入中国市场，国内企业实施“走出去”战略，承包的国外工程也越来越多。在这种情况下，本手册适当地介绍一些国际上钢结构设计的规定以供参考。

总之，本手册的编写原则和特点是适应当前钢结构发展的形势，以满足广大设计工作者的需要。

预祝《现代钢结构设计师手册》的成功出版，为我国钢结构设计事业发展做出新的贡献。

西北电力设计院　院长

2004 年 11 月 22 日

前　言

1. 本手册的编写原则和特点

长期以来钢结构工程设计主要依靠设计规范和工程经验，而设计规范除遵循经典的材料力学和结构力学外，很大一部分内容也以实践经验（包括科学实验）为依据。因此设计手册除了罗列设计规范的规定外，主要介绍典型结构的型式和布置方案、构件和连接的计算、构造的处理和比较完整的算例，并辅以便利设计工作的数据表格。对于设计经验不甚丰富的设计工作者来说，手册是经过整理和精炼的工程经验，有很大的参考价值。

这本手册编入相当篇幅的钢结构设计基本知识。其中，除了关于钢材的知识外，主要是和钢结构设计密切相关的力学计算理论，而这些理论在大学本科阶段未能包括，如薄壁构件内力分析，板件、杆件和结构的稳定理论，以及抗疲劳和脆断设计的理论基础等。这是本手册特点之一。

建国初期由于我国钢材产量低，钢结构的应用受到限制，只限于用在其他材料不能合理代替的结构，最典型的是重型厂房和大跨度桥梁。因此，我国较早出版的钢结构设计手册，内容均以重型厂房为惟一的或是主要的对象。当前我国钢材产量已突破两亿吨，钢结构限制使用的条件不复存在，非重型钢结构日益普遍。为适应这一形势，这本手册拓宽了范围，既包括重型建筑结构，也包括轻型建筑结构和塔桅结构。冷弯型钢是适合于结构轻型化的高效材料，在本手册中把它放在和热轧型钢及焊接构件同等的地位。但是，为了避免篇幅过于庞大，没有把钢桥结构包括在内。

当今世界经济趋于一体化，我国在改革开放以后和国外经济交流日益广泛。现在不仅国内已经建成一些国外设计的结构，我国承包国外的工程也愈来愈多。在这一情况下，本手册适当地反映一些国际上钢结构设计的规定。如国际标准 ISO/DIS 10721 对疲劳计算中的构造细部分类比我国规范详尽，又如剪切滞后计算我国规范还未包括，都列入以供参考。国外常用的钢材牌号也列入资料篇供参考。此外，有些尚未纳入规范的比较成熟的新方法，对有吸收价值者也做了一些介绍。

复杂结构的分析和设计，在采用手算的时代是一项烦琐而费时的事，现在正在由电算代替。基于这一情况，我们不把复杂框架的手算公式做详细介绍。另一方面，列入《计算机辅助设计》一章以适应新形势。

根据以上考虑，我们把手册的名称冠以“现代”二字。同时，鉴于手册包括设计工作者需要的基础知识，而不仅是设计中直接用到的资料，用“设计师手册”比“设计手册”似更确切。

2. 本手册内容简介

本手册分为三篇——基础篇、设计篇和资料篇。

基础篇分为十章。它的任务主要是提供现代钢结构设计的背景知识。这些知识有益于设计师掌握钢结构在各种工况下的性能和达到极限状态的原理，从而树立清晰的设计概

念。在第一章中，除介绍结构钢的品种、选用和验收外，还对影响钢材各方面性能的因素做较细致的分析，并适当联系金属学的基本知识。可靠度的研究近年来进展很快，在第二章中不仅介绍其基本概念，还反映了国际标准《结构可靠性总原则》1996 版本的新内容和《建筑结构设计可靠度统一标准》的修订情况。第三至六章分别论述薄壁构件内力计算、稳定问题、抗疲劳和抗脆断设计的理论基础、框架和拱的计算。无论是冷弯、热轧和焊接钢构件都属于薄壁构件，内力计算有其不同于实体构件的特点。在钢结构中稳定问题可以说是无所不在。设计钢结构不仅需要构件和板件屈曲的知识，还应了解屈曲的相关性和屈曲后强度的利用。疲劳寿命的计算已由单纯依靠实验进入用断裂力学分析。脆性断裂也需这门学科来解释。用柱稳定计算代替框架稳定分析，很难反映结构的真实承载能力，因此有必要考察框架整体稳定和弹塑性极限承载力，以及其实用计算方法。半钢性连接的框架和框架的空间工作也在第六章论述。第七、八两章主要介绍设计规范对构件（包括冷弯型钢）、连接和节点计算的规定。与此同时，也论述节点的刚度和变形能力。第九章论述钢结构抗震性能和有关的设计要求，包括构件、框架和节点。第十章论述设计中的结构试验，内容包括模型相似理论、试验数据处理和如何由试验结果引出抗力设计值，为设计创新提供资料。

设计篇分为十一章，提供各类结构设计特点和方法。内容覆盖除桥梁以外的常用钢结构，包括设计算例。第十一章综合论述围护结构和平面屋架。配合屋面结构轻型化，介绍了檩条在风吸力下的设计。用剖分 T 型钢代替双角钢充任桁架弦杆可以省工省料，方管（矩形管）桁架有很多优点。这两种结构型式在这一章中都有反映。采用变截面构件，并把边柱以外的柱子做成摇摆柱的轻型门式刚架结构，是第十二章的主要内容。这一章还论述门式刚架的塑性设计。第十三章重型厂房结构只阐述结构方案和主要构件的设计，不涉及平台、扶梯等次要构件，以免篇幅过大。吊车梁从厂房结构中分出来，列为第十四章，以便于结合论述抗疲劳设计的一般原则和构造措施。多层和高层房屋结构既有共同之处，又有不同特点，写成两章（第十五、十六章）需要适当分工。现在把楼盖设计和蜂窝梁放在多层一章，内力和位移计算则放在高层一章。半刚性连接适合于多层房屋，列入第十五章，支撑和剪力墙则在第十六章。第十七章大跨度房屋结构涉及多种结构型式，分别论述其特点，包括结构布置、结构分析、构件设计和节点构造。塔桅结构和房屋结构有很大不同，首先表现在所承受的荷载上。因此，第十八章列入结构的荷载。输电塔和电视塔功能上的差别造成结构上的差别，分为两节论述。钢与混凝土组合结构应用日益广泛，为此单独列为第十九章，除组合楼盖在第十五章论述外，本章包括组合梁、柱的设计和节点连接的设计。定期检查是保证结构长期使用的必要条件，加固设计和修复设计有许多不同于设计新结构的特点，这三方面的内容组成第二十章。第二十一章论述计算机辅助设计，包括建立计算模型和衡量计算结果等。

资料篇提供和设计有关的数据、表格、计算公式等资料，可分为以下几个方面：①钢材标准、热轧及冷弯型钢规格和截面特性、螺栓和锚栓规格。在 H 型钢和剖分 T 型钢规格表中增加了抗扭惯性矩。②钢材和连接的设计指标。③构件计算需用的资料，包括压杆稳定系数、框架和拱计算长度系数、双力矩计算公式、扇性惯性矩计算公式。④焊接代号和对接焊缝坡口尺寸。⑤疲劳设计资料。⑥典型节点连接构造。⑦制作、安装允许偏差。

除我国资料外，钢材品种和疲劳计算等内容均吸收了国外资料。

另外，中国华电工程集团有限公司、喜利得（中国）有限公司、马鞍山钢铁股份有限公司对本书的编写和出版工作给予了大力的支持，在此一并感谢！

目　录

序
前言

基础篇——钢结构设计基础知识

绪论 …… 3
1. 钢结构的特点及其应用 …… 3
2. 钢结构设计的一般原则 …… 4
3. 设计钢结构需要考虑的因素 …… 10
4. 成为优秀的设计师 …… 15
参考文献 …… 16
第一章　钢结构的材料 …… 17
1. 结构钢材的品种 …… 17
2. 结构钢材的性能 …… 32
3. 影响钢材性能的因素 …… 38
4. 钢材的选用 …… 48
5. 钢材的验收 …… 55
参考文献 …… 59
第二章　钢结构的可靠度和极限状态 …… 60
1. 概率极限状态法的原理 …… 60
2. 随机变量的概率分布和统计参数 …… 63
3. 目标可靠指标 …… 70
4. 可靠度设计计算表达式 …… 73
5. 承载能力极限状态 …… 76
6. 正常使用极限状态 …… 81
7. 现存结构的可靠度评定 …… 85
8. 保障可靠性的措施 …… 88
参考文献 …… 89
第三章　薄壁杆件的内力计算 …… 91
1. 概述 …… 91
2. 薄壁杆件的弯曲 …… 92
3. 自由扭转的正应力和剪应力 …… 101
4. 开口薄壁杆件的约束扭转 …… 107
5. 闭口薄壁杆件的约束扭转 …… 122

参考文献 …… 127
第四章　钢结构的稳定问题 …… 128
1. 稳定不同于强度的特点 …… 128
2. 稳定的分类和屈曲后的行径 …… 130
3. 扭转在屈曲中的作用 …… 132
4. 变截面杆和变轴力杆的稳定 …… 135
5. 构件失稳的相关性 …… 143
6. 板件屈曲和屈曲后强度 …… 156
7. 板件的相关屈曲 …… 178
8. 增强杆件稳定性的支撑 …… 181
参考文献 …… 195
第五章　抗脆断和抗疲劳设计的理论基础 …… 197
1. 钢结构脆性破坏及其原因 …… 197
2. 脆断和疲劳研究的断裂力学方法 …… 199
3. 影响疲劳破损的因素 …… 203
4. 防止脆性断裂 …… 208
5. 疲劳设计准则 …… 211
6. 改善结构疲劳性能的措施 …… 220
7. 低周疲劳 …… 223
参考文献 …… 225
第六章　框架和拱的计算 …… 226
1. 框架分析的一般说明 …… 226
2. 框架内力分析的近似方法 …… 230
3. 变截面框架内力分析方法 …… 233
4. 框架的稳定性和极限承载能力 …… 235
5. 半刚性框架 …… 243
6. 框架的空间工作效应 …… 252
7. 拱的内力和稳定计算 …… 254
参考文献 …… 267
第七章　钢构件的计算 …… 269
1. 轴心受力构件 …… 269
2. 受弯构件 …… 283
3. 拉弯和压弯构件 …… 300
4. 构件中的板件计算 …… 312
参考文献 …… 330
第八章　钢结构的连接和节点 …… 331
1. 概述 …… 331
2. 焊接连接 …… 331
3. 普通螺栓和铆钉连接 …… 359
4. 高强度螺栓连接 …… 371
5. 节点构造及设计原则 …… 379
参考文献 …… 396

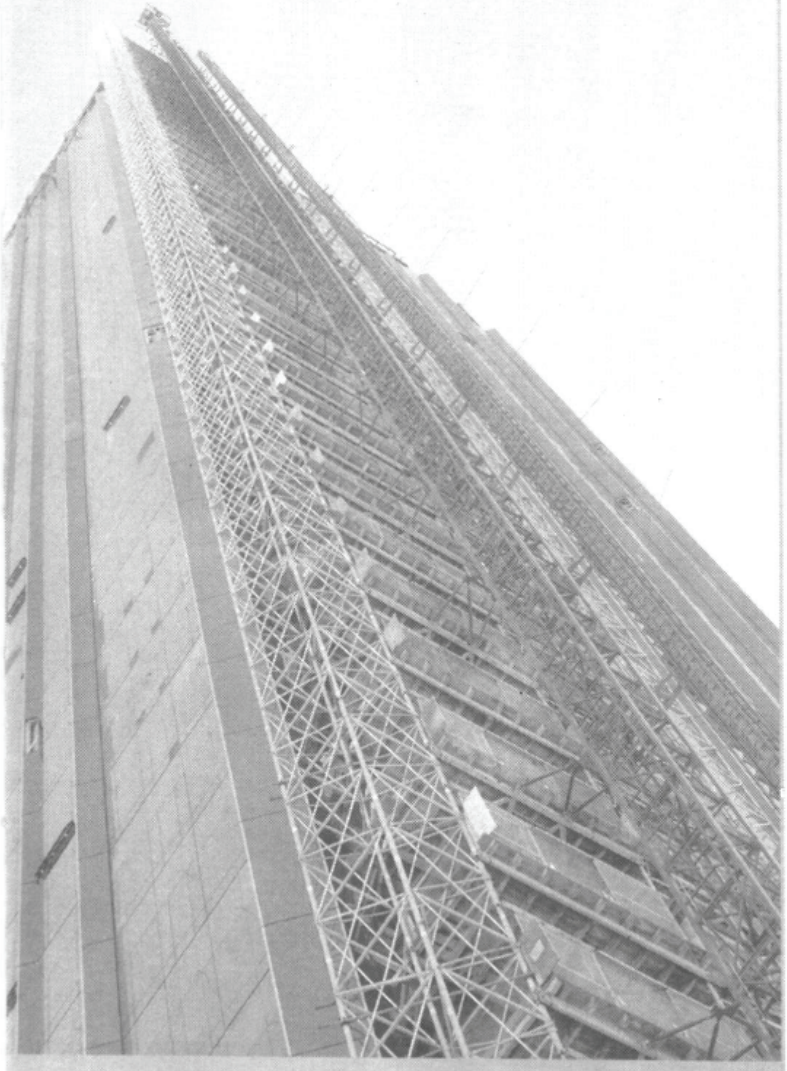
第九章　钢结构的抗震性能 …… 397
1. 概述 …… 397
2. 受压板件的局部屈曲 …… 397
3. 梁 …… 400
4. 压弯构件 …… 404
5. 支撑构件 …… 409
6. 连接 …… 412
7. 框架 …… 418
第十章　设计工作中的结构试验 …… 423
1. 模型和荷载设计 …… 423
2. 与设计相关的结构试验 …… 425
3. 抗力设计值的统计评估 …… 427
参考文献 …… 429

资料篇（上）

Z1　钢结构材料 …… 433
Z1.1　钢材的行业标准和企业标准 …… 433
Z1.2　国外钢材标准 …… 435
Z1.3　热轧型钢规格 …… 452
Z1.4　冶标规定的焊接 H 型钢 …… 465
Z1.5　冷弯型钢截面特性 …… 470
Z1.6　常用结构钢材 CO_2 气体保护焊实芯焊丝的选配 …… 479
Z1.7　螺栓和锚栓规格 …… 480
Z2　钢材和连接的设计指标 …… 481
Z2.1　GB50017 规范的规定 …… 481
Z2.2　GB50018 规范的规定 …… 483
Z3　构件计算的资料 …… 486
Z3.1　热轧及焊接轴心受压构件的稳定系数 …… 486
Z3.2　冷弯型钢轴心受压构件的稳定系数 …… 489
Z3.3　GB50017 框架柱的计算长度系数 …… 490
Z3.4　GB50018 刚架柱的计算长度系数 …… 498
Z3.5　纯压拱平面内稳定计算长度系数 …… 498
Z3.6　冷弯型钢截面特性的近似计算公式 …… 499
Z3.7　简支梁的双力矩 B 的计算公式 …… 503
Z3.8　单轴对称截面的剪心和扇性惯性矩 …… 504
Z4　焊接代号和坡口尺寸 …… 506
Z4.1　各种焊接方法及接头坡口形状尺寸的代号和标记 …… 506
Z4.2　全焊透和半焊透焊缝坡口形状和尺寸 …… 507
Z5　疲劳计算 …… 517

基础篇

钢结构设计基础知识



绪　论

1. 钢结构的特点及其应用

1.1　钢结构的一般特性

钢结构成为现代土木建筑工程中主要承重体系之一，是它所具有的一系列优良特性决定的。从技术角度看，钢结构具有如下特点：

（1）高强轻质。钢材的强度远远高于混凝土、砖石和木材。建造跨度很大或高度很大或荷载很重的结构时，钢结构是惟一的选择。在多层房屋中用钢结构，由于强度大而柱截面积小，带来很好的经济效果。所谓轻质是相对于强度而言的，可用下列指标来衡量：

$$c = \rho / R \tag{0-1}$$

式中　c——轻质指标；

ρ——材料密度；

R——材料抗力。

低碳钢的轻质指标为 3.6×10^{-4}/m，C30 号混凝土为 1.85×10^{-3}/m，前者仅为后者的 1/5。轻质指标越小，则做成跨越结构时结构自重和有效荷载相比越小，材料效能发挥越大。

结构质量轻，对运输和安装都十分有利。以同样的跨度承受同样的荷载，钢屋架的质量最多不过是钢筋混凝土屋架的1/3～1/4。冷弯薄壁型钢屋架甚至可达 1/10，接近钢筋混凝土屋架的用钢量。在高层建筑中每平方米面积钢结构的重量为钢筋混凝土结构的1/1.3～1/1.8，既减轻地基的负担又减小地震反应。轻钢屋架配合轻质屋面板，对抗震十分有利。

轻质也有其不利的一面。轻质的屋盖结构对可变荷载的变动比较敏感。冶金和化工企业的房屋若屋盖积灰过多而不及时清扫，会使屋架超载甚至塌落。前苏联不止一次出现过这类事故。位于沿海地区的房屋，如果对飓风作用下的风吸力估计不足，则屋面系统有被掀起的危险。

（2）延性和韧性好。建筑结构用的钢材具有极好的延性，这是保证结构不致坍塌的优良性能。建筑结构钢材还具有良好的韧性，对动力荷载适应性强。在地震作用下正确设计的钢结构能充分吸收能量而安然无恙。

（3）工期短而精度高。钢结构在工厂做成构件再运至工地安装。现代化的金属结构厂都配置有自动化生产线，加工迅速而精度高。构件运至工地后采用机械吊装，施工期限很短，且不要求较大的场地面积。精度高有利于墙板、屋面板和门窗等部件的迅速安装。

（4）易于拆迁改造和加固。临时性的钢结构可以采用螺栓连接，易于拆除和转运到新址重新安装。对已建成的钢结构进行改造或加固，要比钢筋混凝土结构方便得多。

（5）耐火性差。钢材在温度升至 150℃以上时，力学性能开始下降，表现为弹性模量、比例极限和屈服点不同程度地降低。温度升至 600℃时钢材变成完全塑性，丧失抵抗

外力的大部分能力。火灾温度可以远远超过600℃，而钢结构升温快，所以耐火性差。需要对它采用必要的防火措施，如喷涂防火材料或包以保护层。耐火钢的问世正在逐渐改变这种局面。

（6）耐腐蚀性低。钢材容易生锈，钢构件必须涂漆以防锈蚀，增加了维护费用。这是比钢筋混凝土不利的一个方面。采用端部封闭的方管、圆管构件，可以减少涂漆面积，降低维修费用。如果在有侵蚀性介质的环境中使用钢结构，应采用不易腐蚀的耐候钢。它的价格高于普通结构钢。

1.2 钢结构的应用

在设计中选用钢结构还是钢筋混凝土或其他结构，取决于技术和经济两方面因素，需要根据具体条件分析确定。从技术上来说，基于上述特点，跨度很大的桥梁和屋盖结构，高度很大的塔桅结构和超高层建筑，荷载很重的重型厂房结构，以及需要转移的临时性结构都非钢结构莫属。此外，在服役中经常移动的如起重机结构，也需要借助钢材的轻质高强特性。在社会主义市场经济条件下，需要在设计中树立全面的经济观点。在地基条件差的场地，即使多层房屋高度不是很大，钢结构因其质轻而降低基础工程造价，可能仍为首选。在地价高昂的区域，钢结构以其占用面积小而显示其优越性。同样的有效使用面积，钢筋混凝土结构由于构件尺寸大，占地面积要大一些。工期短，资金及早得到回报，也是有利于选用钢结构的重要因素。施工时需要场地面积大小，也是是否使用钢结构的一个条件。此外，现代化的建筑物中各类服务设施包括供电、供水、集中空调和信息化智能化设备，所需管线很多。钢结构易于和这些设施配合，使之少占用空间，如钢蜂窝梁在容纳管线通过方面就充分显示其优越性。

建国初期我国钢产量低得可怜。虽然20世纪50年代以来钢铁工业发展迅速，但由于建设规模庞大，钢材在很长时期属于短缺产品，使钢结构的应用受到很大限制。改革开放20余年后情况已经完全不同，钢产量已突破2亿t并跃居世界首位。新的建筑技术政策已由限制使用转变为“积极、合理、较快速地发展钢结构”。钢结构的实际应用领域已有不小的扩展。上海金沙江大酒店地上14层地下2层，采用了全钢结构。大量轻型门式钢框架结构如雨后春笋般出现在沿海各地。虽然由于长年积习的影响，一些设计人员或许更愿意沿用熟悉的钢筋混凝土结构，但随着时代发展，钢结构的推广应用必将日益兴盛。

2. 钢结构设计的一般原则

设计钢结构首先应该符合国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用和确保质量。

2.1 技术先进

科学技术总是不断向前发展，钢结构也不例外。回顾建国以来半个世纪，铆接已经被焊接和高强螺栓连接所代替，冷弯型钢和高强钢材的应用为结构的轻型化开辟了途径，原来主要凭借经验来确定的构件如支撑有了基于理论的计算方法，以概率为基础的极限状态法使结构设计更好地反映真实的可靠度。科学技术的进步比较充分地体现在国家的设计规范不断地修订更新，然而规范难免在某一些问题上滞后于科学技术的发展。当有充分根据时，并不排除在设计中采用规范没有包括的新技术。当前世界经济日渐趋于一体化，如果我们故步自封，设计水平停滞不前，就会在结构工程领域缺乏竞争力。经常了解国内外钢

结构技术发展的情况，探索应用新技术的可能性，是钢结构设计师的责任。在把新技术用于设计时，应该确认所依据的资料充分而且翔实。配合新型结构的出现，应该进行模型或真形试验，以检验结构的实际性能是否和理论计算相符合，设计中有无未考虑到的因素。设计工作中的试验将在第十章中论述。

2.2 经济合理

拿出既保证安全又造价较低的设计方案，是在投标竞争中获胜的条件。从钢结构来说，降低造价有以下一些途径。

2.2.1 选择适宜的结构方案

适宜的方案是实现经济合理的重要手段。空间结构体系一般比平面体系更有效地利用材料。以屋盖结构为例，平面屋架需要由纵向构件和斜撑连成整体。这些次要构件或是不参与承重，或是只承受不大的风力和支撑力，截面积经常得不到充分利用。作为空间结构的网架，其纵、横构件和斜杆都参与承重体系，钢材的利用更为充分。同时，满足刚度要求的网架高度也比单向传力的平面桁架低，从而可以减少建筑物的墙体和采暖空间。

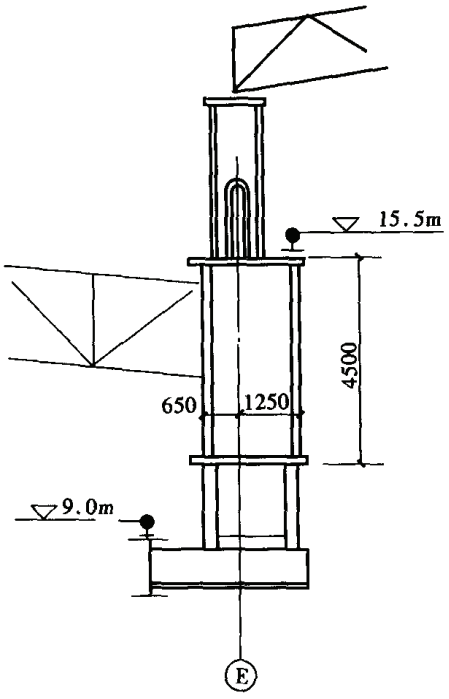


图 0－1　兼任托架的吊车梁（单位：mm）

对一种杆件赋予多种功能是节约材料的好办法。在高大的厂房中柱子的间距很大，而屋架的间距只有柱距的几分之一。通常的做法是在相邻两柱之间设置托架以支承中间屋架。宝钢无缝钢管厂有一列柱距达到 48m。设计中在跨长 48m 的箱形吊车梁上立起短柱来支承高跨的中间屋架，低跨屋架则与箱形吊车梁侧面相接（如图 0－1 所示）[0.1]。省去托架可获得不小的经济利益。

在确定结构型式之后，构件布置还有很大灵活余地。材料的集中使用有可能获得节约效果。高大的厂房框架柱距宜放大一些，不仅吊装时构件数目少，耗钢量还有可能降低。宝山钢铁公司处在软弱地基区，厂房采用 18m 或 24m 为基本柱距，而不是 6m 或 12m。随着柱数减少，基础工程的费用相应减少。

图 0－2　多跨门式框架

单层多跨门式框架经常把中柱做成上下两端铰接，只有两侧柱与梁刚性连接（如图0－2所示）。这样，承担侧力和提供侧向刚度的任务都集中在两侧柱上。它们的高度较小，除轴压力外还承受弯矩，截面积较大，因而长细比较小，钢材的作用发挥得比较充分。同理，多层房屋由梁柱组成刚架来抵抗侧力时，只需一部分梁和柱刚性连接，其余则做成铰接，既节约材料又简化结构构造，便利安装。

材料的集中使用还体现在构件的大型化上。图 0－3 给出美国堪萨斯市一座体育馆主要承重结构的简图。这里采用了三座相距 46.65m 的格构式空间框架作为基本承重体系。

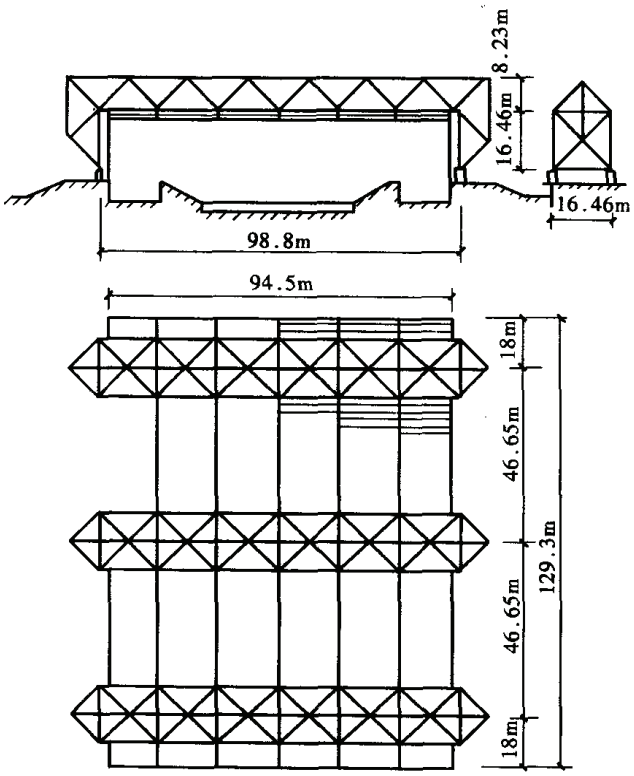


图 0-3　空间框架体系

框架自身形成几何不变体系，不需要支撑来扶持。在框架间吊挂纵向桁架、檩条和屋面。框架属于外露结构，不占用建筑物的空间[0.2]。大型化的构件，难免要用较厚的钢材，需要设计者关注材质和保证焊接质量的措施。

材料是否集中为好，需要具体分析。多层房屋的外柱，和高大的厂房相反，排列密些可能更为适宜。民用房屋的楼层不高，外柱密排（间距 1.5～3.0m），可直接连接墙板，无需在柱间设置墙架柱或窗柱。外柱截面深度小，还可节省建筑物的有效面积。什么情况下采用多大柱距合适，在经验不足时宜通过方案比较做出选择。

减少作用在结构上的荷载，是节省材料的又一措施。大跨度房屋可以采用轻型屋面材料。承受较大风荷载的结构则着眼于风载体型系数来选定型式。

2.2.2　充分发挥材料潜力

钢材用作受拉构件，最能充分发挥它的潜力，因为拉杆的全部截面都可受力到钢材的强度设计值。压杆的截面积由稳定性控制，强度设计值需乘上稳定系数加以折减。长细比越大，材料潜力利用的程度越低。受弯构件如果以边缘屈服为承载极限，截面上相当一部分材料处于低应力状态，不能充分发挥作用。如果允许发展塑性，静定梁以截面形成塑性铰为限，超静定梁以出现多个塑性铰后形成机构为限，则材料才能充分利用。在钢结构设计中多用拉杆少用压杆，是节约材料的一个有效途径。悬挂体系充分体现这一概念。图0-4给出香港一幢 47 层银行大楼的结构（地下部分未示出）。两个巨大的主柱和每隔几层设置的桁架一起形成巨大的框架。各层楼板都悬挂在桁架的下弦节点[0.2]。整个建筑有四榀巨型框架，间距 16.2m。桁架的高度相当于一般层高的 2 倍。结构的主要承重体系只有为数不多的柱子。荷载集中作用于这些柱，它们的长细比就不会很大。悬索结构利用强度很高的钢索作为受拉构件，用于大跨度结构的承重体系十分有利，将在第十七章论述。

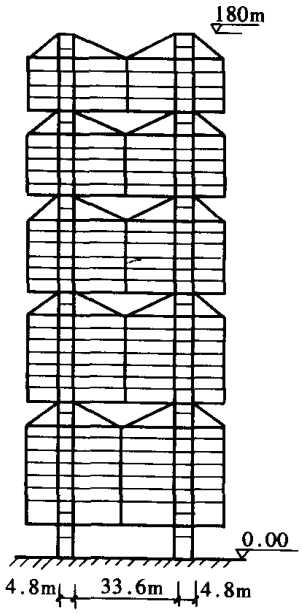


图 0-4　悬挂体系

充分发挥受弯构件中钢材的潜力，首先注意不使整体失稳控制设计，然后或是采用塑性设计或是把腹板设计得很薄并利用其屈曲后强度。这两方面分别在第十二章和第四章论

述。

刚度要求控制设计也是材料没有充分发挥作用的表现。遇到这种情况应调整结构方案加以改变。

采用高强度钢材可以减小结构自重。自重作为无效荷载，随结构跨度增大而增加其份额。因此，在大跨度结构中采用高强度钢材十分有利。然而高强度低合金钢的价格高于碳素结构钢，采用时必须全面衡量，作出比较。高强钢的强度虽然比碳素结构钢高，二者的弹性模量却是相同的。如果把高强钢用于细长的压杆，由于稳定系数相近，得不到节约效果。反之，高强钢用于拉杆，则效果明显。高强钢用于受弯构件时，可以只用于翼缘，腹板则用 Q235 钢。不同钢种组成的组合梁，边缘屈服弯矩和全塑性弯矩相差不多，既充分发挥钢材潜力又计算方便[0.3]。

承受反复循环荷载的构件，当疲劳控制设计时不宜采用高强钢，因为疲劳容许应力幅并不因材料强度高而提高。

2.2.3 利用预应力技术

利用高强度钢拉杆或钢索对钢构件施加预拉力，使它获得和荷载效应相反的应力，从而提高它的承载能力，是减少钢材用量的有效途径。我国在 1957 年和 1959 年先后建成 25m 和 53m 跨的预应力运煤斜桥。图 0－5 给出前者的简图。预拉构件用高强度钢筋，预

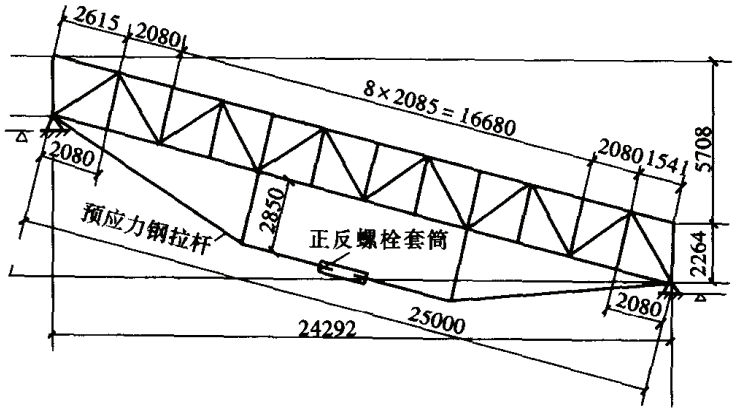


图 0－5　预应力运煤栈桥（单位：mm）

拉力在地面上施加。张拉方法是用千斤顶将桁架中部顶出反挠度，用正反螺丝套筒扭紧[0.4]。同类型的预应力栈桥还于 1975 年和 1986 年兴建了三座，跨度 44.5～60m，节约钢材都在 20%以上。20 世纪 70 年代以后预应力技术开始在空间屋盖结构中应用。直径 60m 的攀枝花体育馆穹顶钢网壳就是一个例子（如图 0－6 所示）。网壳支承在 8 根立柱上，采用 8 套预应力索，两次张拉，节约钢材 38%[0.5]。在悬索屋盖中对索施加预拉力以赋予结构足够的刚度，是预应力的又一作用，详见第十七章。

对柔性拉杆施加预应力，可使其具有承受压力的能力。图 0－7 给出一座 11 层楼房的横向剖面，十字交叉支撑设在宽度只有 3.50m 的中间开间，组成的竖向桁架刚度不足，乃在第二和第五层两边开间加设扁钢斜杆。为了使这些斜杆在风力作用下既能抗拉又能抗压，对它们施加了预拉力[0.6]。这样一来，单斜拉杆起了交叉斜杆的作用。

屋盖系统中的十字交叉斜撑采用圆钢，可以施加预应力而长细比不受限制。预拉后两斜杆在任何情况下都能共同工作。这种做法已经有很长的历史。

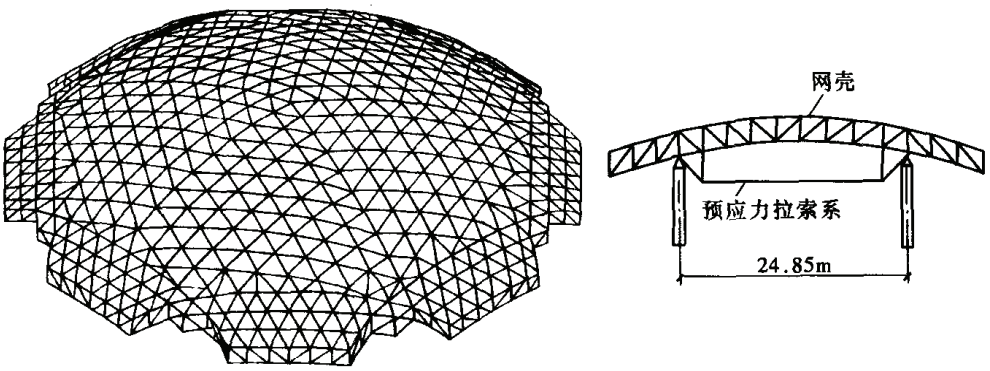


图 0-6　预应力钢网壳

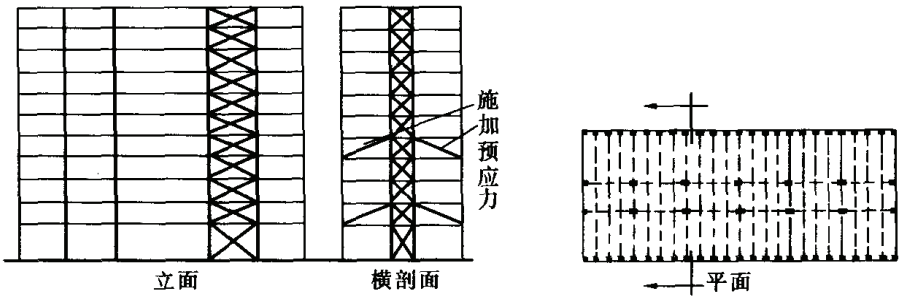


图 0-7　对斜拉杆施加预应力

2.2.4　与混凝土共同工作

把钢和混凝土（或钢筋混凝土）共同用于一个构件，是获得经济效益的又一措施。目前压型钢板组合楼板已经在多层和高层建筑中比较普遍地采用。压型钢板兼充模板和受拉钢筋双重任务，不仅简化了施工，还可减小楼板的厚度。钢梁和所承钢筋混凝土楼板（或组合楼板）协同工作，楼板作为钢梁的受压翼缘，可以节约钢材 4% ~ 15%，降低造价约 10%，梁的高度也有所降低，节省了建筑空间。

钢和混凝土组合柱有多种型式。目前用得最多的是钢管混凝土柱。它使两种材料相互支持，提高了两者的性能。钢管有混凝土的支持，径厚比可以取得较大而不会局部失稳。混凝土受到钢管约束，受压强度大为提高。钢管混凝土作为一个整体，具有很好的塑性和韧性，在循环荷载作用下荷载—变形滞回曲线十分饱满，抗震性能很好。和钢柱相比，钢管混凝土柱可节约钢材 30% ~ 40%。钢管混凝土的耐火性能也优于钢柱，原因是内部混凝土的热容比钢材大得多，而导热系数却低于钢材。混凝土升温滞后，不致很快丧失承载力，从而延长了耐火时间。钢管混凝土柱所需的防火涂料仅为钢柱的一半甚至更少[0.7]。从 20 世纪 70 年代起，钢管混凝土已先后用于单层和多层厂房柱、高炉构架和锅炉构架柱、地下铁道站台柱和大跨度公路拱桥中。90 年代，钢管混凝土柱开始用于高层建筑，先是用于地下室和地上少数几层，后来发展到大部或全部柱都用钢管混凝土。

2.2.5　简化构造

构造设计也有耗钢多少的问题，但更重要的是影响制作和安装费用。钢结构工程的造价中，材料费大约只占一半左右。构件制作、运输和安装等费用之和和材料费相差不多。因此降低制作和安装费的重要性不亚于节约钢材。图 0-2 的多跨门式框架的中间柱和梁

铰接，可以使节点连接构造大为简化。因此，它的优点不仅在于材料使用合理，而且能使制作简便和安装迅速。

减少零件数量、切割工作量和焊接工作量都是降低制作成本的有效方法。凡能用轧制型钢之处就不用焊接截面。大型的热轧型钢是工程界久已企盼的高效材料，现在已由马鞍山钢铁股份有限公司等企业生产，相信设计人员会积极采用。如果在定货时按构件长度定尺供应，则采用型钢可以既省工又省料。同样跨长和荷载的桁架，会比实腹梁少用一些钢材。但是，如果省料不多，宁可用梁而不用桁架，因为后者的制作费用大约比梁多出10%。格构柱和实腹柱之间的关系也类似。实腹工形截面若能不用加劲肋，也可减少制作工作量，不过腹板可能要稍厚一些，需要权衡工料费用，找出最佳方案。梁柱的螺栓连接应该标准化，即对每一特定型式的连接，螺栓采用划一的排列，便于利用精制样板套钻。构件设计应注意减少规格。不同标号的运送单元越少，越有利于成批生产并发挥自动化生产线的效益。网架结构甚至可以加工成规格化的产品出售，生产批量大则成本低。设计人员对制作工艺十分熟悉，就会做出制作费用低廉的设计。

节约安装费用的主要措施是简化安装连接（少用刚性连接）和加大吊装的构件，减少起吊次数和高空连接的工作量。另外，安装构件单一化，机械停歇时间少，工作效率高，也是降低安装费用的一个方面。

2.3 安全适用和确保质量

保障安全由结构的可靠度理论来解决。《建筑结构可靠度设计统一标准》把可靠度理论实用化，给出了安全保障的基本准则，而《荷载规范》和《钢结构设计规范》以及有关的规范规程进一步对确定荷载、选用材料、计算承载力和设计细部构造等做出规定。在满足功能要求的前提下，结构的适用性主要由规范中有关正常使用极限状态的规定来解决。遵守规范是实现结构安全适用的先决条件。此外，还要注意下列问题：

（1）计算正确。保证计算正确需要做到两点。一是设计者对标准、规范、规程有正确的理解，知道它的来龙去脉，从而不会误用这些文献的条文。二是计算书和图纸都经过详细校核，因为任何人都有可能因偶尔疏忽而出错。

（2）构造和计算一致。构造设计应能体现反映在计算简图上的设计意图。比如，有拼接的构件受力后在拼接处应不出现转折，而是像连续体一样工作。又如，梁与柱的刚性连接，在弯矩作用下夹角应基本保持不变。如果实际上达不到这一要求，则计算时应改按半刚性连接对待。构造设计和计算简图未达到一致，有可能酿成不安全后果。

钢结构施工图通常由制作单位绘制。设计者有责任对施工详图进行审核，以免出现违反设计意图的细部构造。

（3）工作细致全面。结构的细部有时会影响全局，设计者不应掉以轻心。图0－3所示体育馆结构在建成五年后的一次暴风雨袭击下发生部分屋盖塌落事故。原因是悬挂屋盖的螺栓有许多被拉断。拉断属于疲劳破坏。具有预拉力的高强螺栓本应耐疲劳性能很强，但是吊杆和屋架上弦间不适当地垫以容易徐变的塑料垫层使预拉力逐渐损失，降低了耐疲劳性能。屋盖结构的荷载在风及雨雪作用下经常变化，以致螺栓疲劳断裂[0.2]。事故虽未波及空间框架，屋盖结构在修复后使用正常，但仍造成不小的损失。

此外，设计师还应对结构遇到意外情况时如何反应有所思考，尽量缩小可能出现的损失。尤其是重要的结构和新型式的结构，务必避免灾难性后果。当某一关键性构件受到意

外损伤时，应不致造成建筑物倒塌。

以上各点同时也是保证质量的需要。除此之外还需要设计人员、监理人员对材料和施工质量加以监督，保证符合钢材标准和质量验收规范。

为了保证结构长期适用，设计单位还有责任告知业主使用和维修注意事项。如生产过程中有粉尘的企业，屋顶积灰应定期清理以免过量超载；有疲劳可能的构件定期检查其敏感部位，观察有无裂缝出现。

3. 设计钢结构需要考虑的因素

钢结构具有和其他结构相同的一些共性，也有不同于其他结构的个性。认识这些特性对正确设计钢结构至关重要。

3.1 和力学计算有关的特点

3.1.1 钢材非完全匀质和非各向同性

一般认为钢材内部组织接近于匀质和各向同性体，钢结构的实际受力情况和工程力学的计算比较符合。然而钢材实际上在这两方面都有所不足。非匀质性的一个表现是钢材内部化学元素的分布并不均匀。注锭时杂质相对地集中在冷却较慢的中部，称为偏析。轧制成材后偏析现象仍然存在，尤其是硫的偏析比较突出。图 0－8 给出几种型钢硫的偏析区。偏析影响钢材的可焊性，可能使焊缝开裂。和力学计算关系密切的非匀质现象是截面上不同部分的屈服点有差别。图 0－9 给出 H 型钢实测屈服点分布的一例。腹板屈服点高于翼缘，原因是腹板比翼缘薄，轧制过程中压缩量大，性能改善的程度大（轧钢影响见第一章）。翼缘屈服点比腹板降低多少，不同的试验报告有些出入。Kennedy 和 Aly 依据统计参数取降低系数 0.95[0.3]。

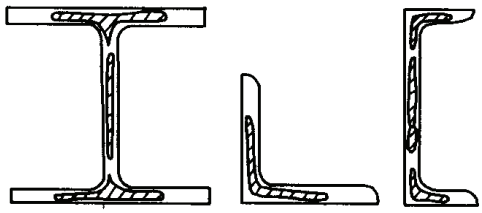


图 0－8　型钢硫的偏析

钢材在三个方向力学性能也有所不同。顺辊轧方向最好，垂直于辊轧方向稍差一些，厚度方向则更差。热轧可以使晶粒细化，并将浇注时形成的气泡、裂纹和疏松加以焊合，从而使钢材组织更加致密，力学性能得到改善。这种改善主要体现在沿辊轧方向上，形成纵横向的差异。钢材内部的非金属夹杂物被压成薄片，出现分层现象，使钢材在厚度方向的力学性能恶化，主要表现为韧性降低和拉断时应变降低。图 0－10 给出一种含硫 0.024% 的锰钢钢板三个方向冲击韧性的比较。横向试样冲击韧性约为纵向的 80%，而厚度方向只有 20%。各向异性对型钢并无影响，因为它总是顺着纵向受力。用钢板焊成的构件，在板材下料时应注意受力方向和辊轧方向一致。

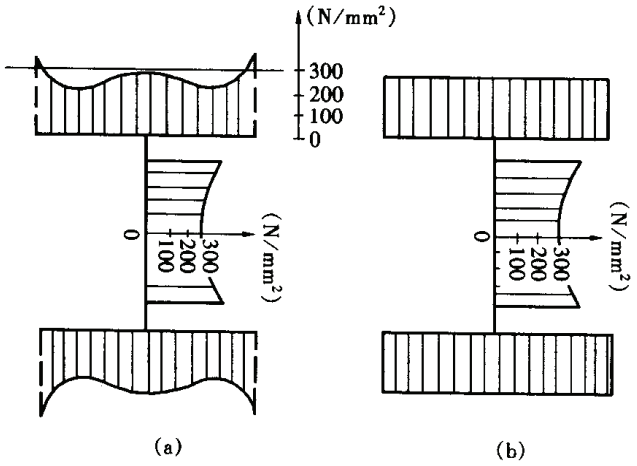


图 0－9　H 型钢屈服点非均匀分布

（a）矫直前；（b）矫直后

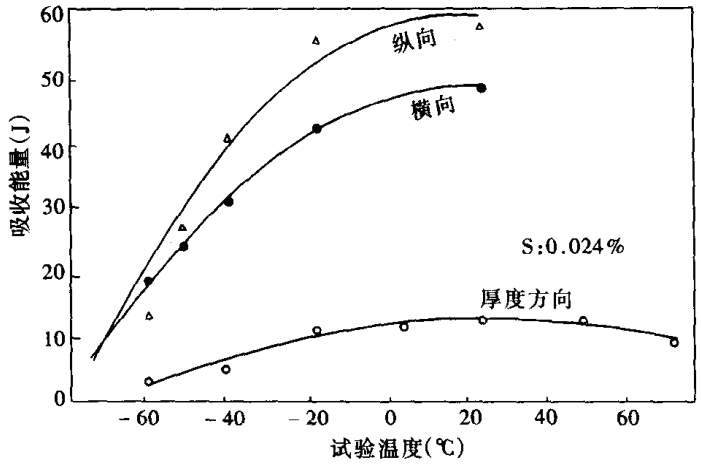


图 0-10　三个方向的冲击韧性 C_v

3.1.2　二阶分析的必要性

通常计算结构内力都采用一阶分析方法，即以未变形的结构简图为对象来分析。结构在荷载作用下出现的变形不大，对内力影响甚微。然而，设计钢结构有时必须考虑变形对内力的影响，亦即采用二阶分析。过去只是有柔索的结构如悬索桥、悬索屋盖结构和桅杆结构才需要二阶分析。但现代房屋建筑，尤其是层数较多者，由于材料高强化、计算精细化和围护结构轻型化，钢框架在侧力作用下的位移比过去增大。竖载对框架侧移的效应（国际上称为 P—Δ 效应）不能再忽视，设计规范已开始在这方面做出规定。

结构稳定性分析必须以失稳变形的构件为对象，亦即也需二阶分析。同时，叠加原理不适用于构件稳定承载力计算，详见第四章。

3.1.3　圣维南原理的适用性

在弹性力学中广泛应用的圣维南原理，陈述如下："弹性体表面一个小区域内作用的力，可以由此区域内的另一个与之等价的力系代替。由此产生的力分布变化，只对局部范围造成较大的应力改变，而距离此区域较远之处应力变化完全可以忽略。"图 0-11（a）表示一根正方形截面长杆的端部，在它端表面上作用有两对相等相反的力偶。由于此二力偶组成平衡力系，距端面较远的截面应力为零。图 0-11（b）的 H 形截面杆，在两翼缘上也作用有相等相反的两对力偶。这个静力平衡力系的效应并不随离开端部的距离增大而消失。端截面的这种荷载称为双力矩，它的影响将在第三章论述。圣维南原理在这里不适用虽然可以理解为在两翼缘上作用力偶已不属于小区域，但是当此 H 形构件在端截面一个角上受有集中轴力作用时，不仅对截面两主轴产生力矩，还会有双力矩出现，仍然不同于实体构件[0.3]。

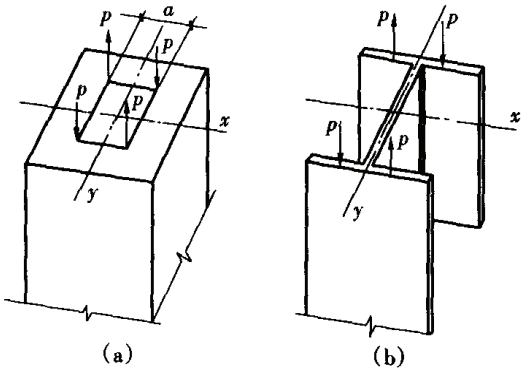


图 0-11　双力矩的影响

3.1.4　剪切滞后效应

除了因形状突然改变而形成应力集中外，在钢结构中还有造成应力分布不均匀的其他

情况。剪切滞后现象是其中之一。正如圣维南原理所述，构件在端部承受集中力时，需要经过一段距离才能在构件截面上分布均匀。从集中作用到均匀分布是靠剪力实现的。在还未达到均匀之前，不均匀现象称为剪切滞后。如图 0－12 所示的双角钢，节点板只和每根角钢的一个肢相连并向它们传力。连接肢受到的力分布到两伸出肢需要经过一段距离，在 1－1 截面上应力分布尚未达到均匀。因此，在验算构件净截面强度时需要引进降低系数来考虑应力非均匀分布。

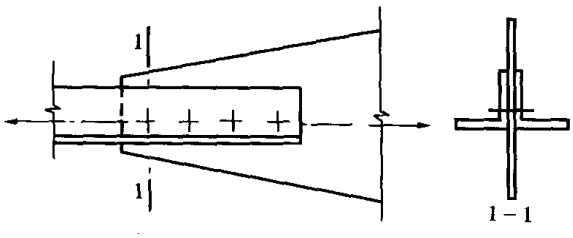


图 0－12　剪切滞后

宽度大的工形和箱形梁的翼缘也有剪切滞后效应，详见第三章。

3.2　缺陷的影响

传统的结构计算总是把构件理想化，即看作是没有丝毫缺陷的完善构件，并把实际上存在的缺陷放到安全系数之内。现在结构设计已经进入极限状态法，计算应该尽量反映真实情况，即从有缺陷的状态出发，减小安全系数的盲目性。

3.2.1　初始几何缺陷

构件制作出厂，不可能是完全挺直的，施工验收规范也允许构件有一定的弯曲度。对于轴心拉杆来说，初曲并不影响它的强度，只是变形要比完善直杆大。对轴心压杆则要严重得多，因为初曲使构件既承受压力又承受弯矩，而且挠度和弯矩随压力增大而增大。弯矩呈非线性增长，是计算中不可忽视的因素。

竖向构件安装就位，也不可能是完全铅直的。施工验收规范对柱子的偏斜度也有规定。当前不少国家的设计规范已明确规定，在分析和设计框架时应计入初始倾斜或等效于初始倾斜的水平力。

构件的长度也允许有误差。多次超静定的网架，在长度有误差的杆强行组装之后，各杆会产生初始内力。虽然是有拉有压形成平衡体系，还是要影响网架的承载力，使之下降 13%甚至更多[0.3]。

构件交汇应避免偏心，这是众所熟知的。当出于构造原因而偏心无法避免时，自然应该计入偏心的效应。不仅计算内力时要计入，对起减少压杆计算长度作用的支撑杆也不能忽视，因为它的支撑作用会因连接偏心而不够完全。美国 Hartford 体育馆网架塌落事故，原因之一就是忽略了支撑偏心的事实（参见第四章）。

开发新的结构型式，应该注意分析有哪些可能存在的几何缺陷，会产生什么不利影响。

3.2.2　构件的残余应力

无论是热轧、冷弯或焊接构件，都有不同程度的残余应力。残余应力虽然不降低构件的强度，但在部分截面提前屈服后使刚度下降，并对构件稳定性不利。因此，残余应力可以认为是构件的力学缺陷。早期的压杆稳定试验，发现在弹塑性范围失稳的许多试件的临界力低于理论值。经仔细探究，才了解是残余应力在起作用。

焊接结构在焊缝旁存在高额残余拉应力，是使疲劳计算由用应力比改用应力幅的原因。

总之，残余应力使构件一部分材料提前进入塑性，忽略它的影响就不能正确掌握构件和结构的性能。

3.2.3 钢材分层

普通碳素钢和高强度低合金钢都难免或多或少存在分层现象，这和规定的含硫量有关。根据拉伸试验大量数据的统计分析，钢材垂直于板面的抗拉强度的平均值虽然不低于在板面内受拉，但有一部分试件偏低，仅为纵向抗拉强度的0.8倍甚至更低一些。垂直于板面受拉的屈服点情况也类似，不过偏低部分很少低于纵向受拉的0.9倍。然而，另一方面，沿厚度方向拉断的截面收缩率却小得很多[0.8]。基于这一情况，在工程实践中几乎没有发现垂直于板面的拉力把板撕裂的情况。出现的问题是构件在焊接后呈现层间撕裂，尤其是厚度大的板件（超过20mm者）容易出现撕裂。厚板焊缝尺寸大，集中的热量大，致使焊后冷却收缩时应变超过了板所能承受的限度。除了采用厚度方向性能钢板外，防止撕裂主要通过合理设计细部构造来解决，详见第五章。施焊时遇到边缘分层的板应加以处理，详见第一章。

虽然还没有见到过因垂直于板面受拉而撕裂的报道，但鉴于受拉时延性很差，在重要结构中仍应避免，处于地震区者更应如此。图0－13中的梁柱连接，（a）图的柱翼缘受拉。用两段T形钢代替柱的横向加劲肋如图0－13（b）所示，柱翼缘即变为受弯。

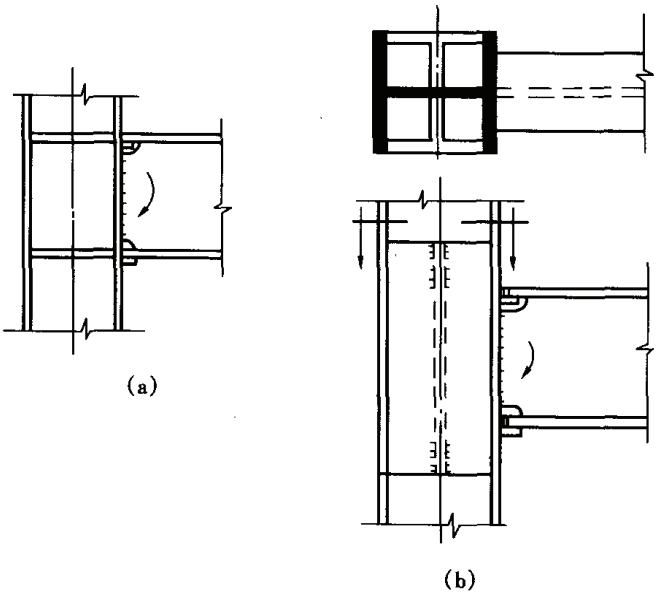


图0－13　防止层间撕裂的构造

3.2.4 焊缝缺陷

焊接结构内部经常存在一些焊接缺陷如：咬边、未熔合、未焊透和气孔等。其中咬边相当于表面裂纹，而未焊合等缺陷属于内部裂纹或类裂纹。无论是表面的或内部的裂纹，在荷载作用下会逐渐扩展，扩展到临界尺寸时构件即行断裂。用延性很好的钢材制成的结构会突然脆性断裂，是裂纹和低温等因素作用的结果。避免焊缝缺陷的不利后果需要从设计和施工两方面着手。设计时应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝型式、工作环境和应力状态按设计规范的要求规定焊缝的质量等级。施工时则按施工质量验收规范的规定进行外观检查和超声波探伤，确保质量等级要求。

3.3 变形影响和变形能力

全面掌握钢结构的性能，应该了解它受力后如何变形，变形又如何对力的分布产生影响。3.1.2节谈到的二阶分析，就是计入变形对框架或其他结构内力分布的影响。这里再补充结构细部变形所起的影响。图0－14给出钢牛腿和柱的连接。柱未设加劲肋，翼缘在牛腿的弯矩作用下出现图中所示的变形，致使该处的连接焊缝受力不均匀，中部应力大而两端应力小。由于正面角焊缝变形能力不强，中部可能拉裂。防止拉裂的方法是把焊缝的计算长度折减为有效长度，由下式计算：

$$l_w = 2t_w + \alpha t_f \qquad (0-2)$$

式中 t_w、t_f——分别为柱腹板和翼缘的厚度；

α——系数，对 Q235 钢构件，受拉翼缘 $\alpha=7$，受压翼缘则为 10；对 Q345 钢分别为 5 和 7[0.3]。

在方管桁架中，腹杆直接连在弦杆的壁板上，腹杆端部应力分布也不均匀，如图 0－14（b)所示。用非抗滑移螺栓连接的构件，滑移变形可能对构件性能产生不利影响。典型的例子是缀条用普通螺栓连接的格构柱，承载能力低于焊接者[0.3]。压杆拼接处如果采用普通螺栓也会产生同样后果。

框架结构采用塑性设计时，将出现一系列塑性铰，直致形成机构。如图 0－15 所示的三次超静定框架，在 A、C、D、E 四个截面出现塑性铰。在第一个塑性铰出现后，荷载继续增大，该塑性铰应如同实际的铰一样转动。这就要求钢材具有很好的延性。截面的转动能力用 $R=\theta_u/\theta_p-1$ 来衡量，式中 θ_u 为曲线下降段上和塑性铰弯矩 M_p 对应的转角，$\theta_p=M_pL/(2EI)$为弯矩刚达到 M_p 时的弹性转角，L 取与相邻塑性铰的距离。通常要求 R 达到 3～5。地震区的结构应取较高值。为了满足转动能力的需要，必须采用延性好而强屈比不低于 1.2 的钢材。

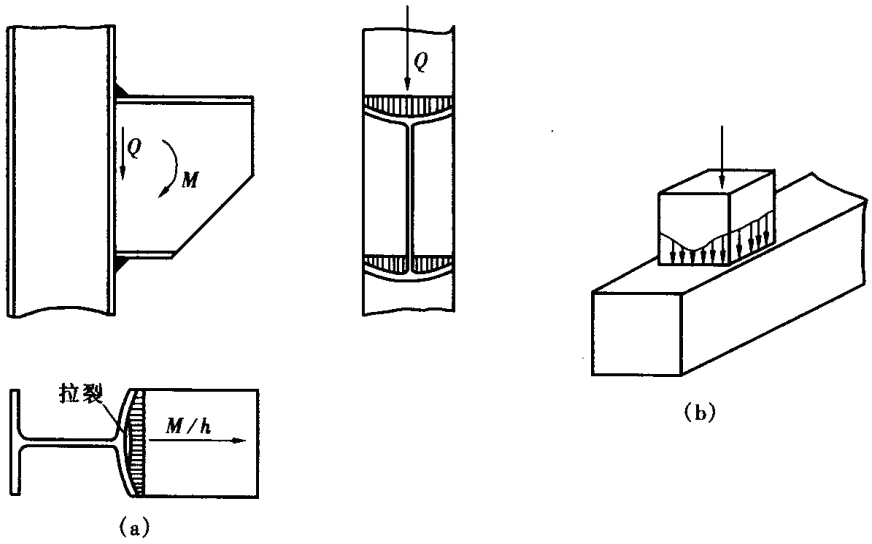


图 0－14　板件变形的影响

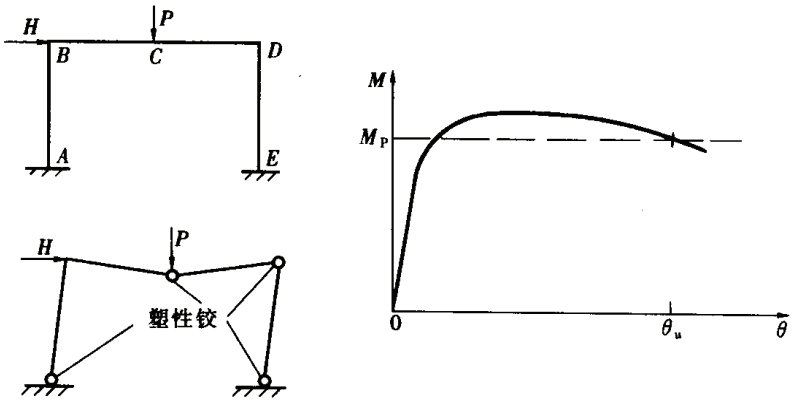


图 0－15　塑性设计和转动能力

设计高层建筑的框架时，当内柱主要承受重力荷载而边柱主要承受风荷载时，内柱在全部恒载作用下的压缩变形大于边柱。在浇筑混凝土楼板时应注意恒载变形尚未完成，而把内柱处楼板定位高一些，使完工后楼板处于水平。

为了满足正常使用而对结构变形做出的限制，将在第二章中论述。

3.4 温度变化和差异沉降

季节温度变化对结构的影响由设置温度缝来解决，这是大家都知道且在设计规范中有规定的。由于钢构件体积小而导热系数高，日照温度对安装工作有影响，但它不属于设计问题。这里要说的是焊接出现的高温可能产生设计中未考虑到的内力。设想在两个刚性结构之间焊一根连接构件（如图 0－16 所示）。若此构件截面较大，焊前需要预热（低合金钢厚度大于 36mm 即需预热），则梁在焊接过程中吸收热量很大。加热时构件受两旁刚性结构的限制而不能伸长，焊后冷却时的缩短趋势将使梁受拉，所产生的高额残余应力有可能导致焊缝开裂。在这种情况下，最后安装的这根构件应该用高强螺栓连接来代替焊接。

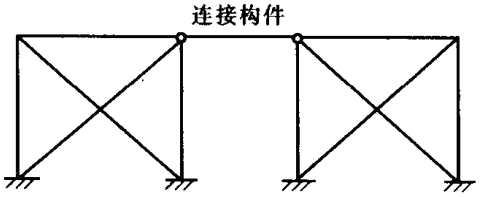


图 0－16　约束残余应力

差异沉降造成结构内力变化，从而使部分构件超载，十分不利。设计师需要考虑发生差异沉降的可能程度及其后果，必要时适当设置沉降缝加以解决。

4. 成为优秀的设计师

优质的设计出自优秀的设计师之手。优秀的设计师至少具备两种品质：高尚的情操和精湛的学术。前者包括敬业精神、协作精神和奉献精神，这里不做进一步论述。

精湛的学术包括渊博的知识和丰富的经验。知识渊博则对设计规范理解正确，不致误用。经验丰富则设计不会流于纸上谈兵，不切实际。设计师拥有理论和实践，应能对设计对象了如指掌，如：结构在各类荷载作用下如何响应，各个组成部分起什么作用，外力怎样逐步传递，传递过程中产生哪些后果，设计计算中各项简化假定和实际结构构造有什么差别，偏于安全还是不安全，结构所在的环境是否会引发什么麻烦等都能全面驾驭。在现代建筑中结构和非承重构件、生活服务设施和工艺设备等关系密切，因而要求结构设计师了解建筑设计、给排水、空气调节、垂直运输、通信和智能设施或生产工艺等方面的基本知识。钢结构大量运用焊接技术，关系到金属学方面的知识。从事钢结构设计工作，对此也应有所了解。熟悉制作和安装的各个环节，有利于设计出便于施工且造价低廉的结构方案和细部构造。

知识需要不断更新。在当今科学技术迅速发展的年代里，只有不断吸取新知识才能始终保持先进的地位。经验需要积累，不仅从亲身经历的工程实践中总结正反两方面经验，更重要的还要善于吸取他人的经验。从发表的设计方案介绍和工程事故的分析都可以获得宝贵的间接经验。不然的话，经验积累的过程就太长了。有经验的设计师能对每项工程迅速提出几种方案加以比较，从中选出最优方案并提出其造价预算。和建筑师配合，不是单单方面满足建筑设计的要求，还应引导建筑师接受结构上合理的方案。创新意识是优秀设计师必备的素质，设计创新既立足于结构理论上的先进性，也离不开技术上的可能性和经

济上的合理性。见多识广，深谙材料和各类构件的性能，熟知制作安装的手段和工程成本的组成，是设计创新的基础。反之，在工作中照搬已有的设计，难免会出现败笔。新的设计任务在场地、气象、材料供应、加工、运输等众多条件方面和已完成的工程不尽相同，何况原有设计并非完美无缺。具体问题具体对待，是一切工作应该遵循的原则。

参 考 文 献

[0.1] 赵熙元.建筑钢结构在宝钢工程中的应用.见:中国钢协房屋建筑钢结构协会.建筑钢结构应用技术论文集.上海:1995.69~91

[0.2] 陈绍蕃主编.建筑工程教学辅导丛书.钢结构.北京:中国建筑工业出版社,1992

[0.3] 陈绍蕃.钢结构设计原理.第二版.北京:科学出版社,1998

[0.4] 工程结构教材选编小组.钢结构上册.北京:中国工业出版社,1961

[0.5] 陆赐麟.现代钢结构的发展与最新成就.见:吕志涛.现代土木工程的新发展.南京:东南大学出版社,1998.157~166

[0.6] Hart F.et al.Multi-Storey Buildings in Steel.London:Grenada,1978

[0.7] 钟善桐.高层钢管混凝土结构.哈尔滨:黑龙江科学技术出版社,1999

[0.8] Barsom JM and Korvink SA.Through-Thickness Properties of Structural Steels. *J. Struct. Engrg*.124(7). ASCE.1998.727~735

第一章 钢结构的材料

1. 结构钢材的品种

1.1 结构钢材的类别

土建结构最常用的钢材品种是碳素结构钢（GB700—88）和低合金高强度结构钢（GB/T1591—94）。在特殊情况下使用的钢材有：适用于腐蚀性环境的焊接结构用耐候钢（GB4172—84），适用于重要的重型结构、具有防层间撕裂性能的厚度方向性能钢板（GB5313—85）。有时可作为代用钢材的有船体用结构钢（GB712—88）、压力容器用钢板（GB6554—86）和锅炉用钢板（GB713—86），所有这些钢材的共同特点是碳含量不高而延性很好。过去还有按冶金工业部标准 YB（T）10—81 生产的桥梁用钢板，相当于这一标准的材料现在已纳入 GB700—88 和 GB/T1591—94 之中。

《钢结构设计规范》（GB50017—2003）规定，承重结构的钢材宜采用碳素结构钢的 Q235 钢和低合金高强度结构钢的 Q345、Q390 和 Q420 钢。这几种钢的碳含量控制在 0.2% 以内（个别的可达 0.22%）。低合金钢以锰为主要合金元素，附加少量的钒、铌和钛，Q390 和 Q420 钢则还增加铬和镍。上述四种钢材的化学成分和力学性能及工艺性能分别列在表 1－1～表 1－5 中。表 1－1～表 1－3 还列有 Q215 和 Q275 等碳素结构钢的其他钢号，而表 1－4 和表 1－5 则列入了有应用前景的高一级钢材 Q460。

表 1－1　　碳素结构钢的化学成分（熔炼分析）

牌　号	等　级	化学成分（%）					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
				不大于			
Q195	—	0.06～0.12	0.25～0.50	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
Q215	A	0.09～0.15	0.25～0.55	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
	B				0.045		
Q235	A	0.14～0.22	0.30～0.65*	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
	B	0.12～0.20	0.30～0.70*		0.045		
	C	≤0.18	0.35～0.80		0.040	0.040	Z
	D	≤0.17			0.035	0.035	TZ
Q255	A	0.18～0.28	0.40～0.70	0.30	0.050	0.045	Z
	B				0.045		
Q275	—	0.28～0.38	0.50～0.80	0.35	0.050	0.045	Z

*　Q235A、B 级沸腾钢锰含量上限为 0.60%。

表 1-2　　碳素结构钢的力学性能

牌号	等级	拉伸试验													冲击试验	
		屈服点 σ_s（N/mm²）						抗拉强度 σ_b（N/mm²）	伸长率 δ_5（%）						温度（℃）	V形冲击功（纵向）（J）
		钢材厚度（直径）（mm）							钢材厚度（直径）（mm）							
		≤16	>16~40	>40~60	>60~100	>100~150	>150		≤16	>16~40	>40~60	>60~100	>100~150	>150		
		不小于							不小于							不小于
Q195	—	(195)	(185)	—	—	—	—	315~390	33	32	—	—	—	—	—	—
Q215	A	215	205	195	185	175	165	335~410	31	30	29	28	27	26	—	—
	B														20	27
Q235	A	235	225	215	205	195	185	375~460	26	25	24	23	22	21	—	—
	B														20	27
	C														0	
	D														-20	
Q255	A	255	245	235	225	215	205	410~510	24	23	22	21	20	19	—	—
	B														20	27
Q275	—	275	265	255	245	235	225	490~610	20	19	18	17	16	15	—	—

表 1-3　　碳素结构钢的工艺性能

牌号	试样方向	180°冷弯试验 $B=2a$		
		钢材厚度（直径）（mm）		
		60	>60~100	>100~200
		弯心直径 d		
Q195	纵	0	—	—
	横	$0.5a$		
Q215	纵	$0.5a$	$1.5a$	$2a$
	横	a	$2a$	$2.5a$
Q235	纵	a	$2a$	$2.5a$
	横	$1.5a$	$2.5a$	$3a$
Q255		$2a$	$3a$	$3.5a$
Q275		$3a$	$4a$	$4.5a$

注　B 为试样宽度，a 为钢材厚度（直径）。

表 1-4　　低合金高强度结构钢的化学成分

牌号	质量等级	化学成分（%）										
		C ≤	Mn	Si ≤	P ≤	S ≤	V	Nb	Ti	Al ≥	Cr ≤	Ni ≤
Q295	A	0.16	0.80~1.50	0.55	0.045	0.045	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	B	0.16	0.80~1.50	0.55	0.040	0.040	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
Q345	A	0.20	1.00~1.60	0.55	0.045	0.045	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	B	0.20	1.00~1.60	0.55	0.040	0.040	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	D	0.18	1.00~1.60	0.55	0.030	0.030	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	E	0.18	1.00~1.60	0.55	0.025	0.025	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		

续表

牌号	质量等级	化学成分（%）										
		C ≤	Mn	Si ≤	P ≤	S ≤	V	Nb	Ti	Al ≥	Cr ≤	Ni ≤
Q390	A	0.20	1.00～1.60	0.55	0.045	0.045	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	—	0.30	0.70
	B	0.20	1.00～1.60	0.55	0.040	0.040	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	—	0.30	0.70
	C	0.20	1.00～1.60	0.55	0.035	0.035	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.30	0.70
	D	0.20	1.00～1.60	0.55	0.030	0.030	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.30	0.70
	E	0.20	1.00～1.60	0.55	0.025	0.025	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.30	0.70
Q420	A	0.20	1.00～1.70	0.55	0.045	0.045	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	—	0.40	0.70
	B	0.20	1.00～1.70	0.55	0.040	0.040	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	—	0.40	0.70
	C	0.20	1.00～1.70	0.55	0.035	0.035	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.40	0.70
	D	0.20	1.00～1.70	0.55	0.030	0.030	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.40	0.70
	E	0.20	1.00～1.70	0.55	0.025	0.025	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.40	0.70
Q460	C	0.20	1.00～1.70	0.55	0.035	0.035	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.70	0.70
	D	0.20	1.00～1.70	0.55	0.030	0.030	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.70	0.70
	E	0.20	1.00～1.70	0.55	0.025	0.025	0.02～0.20	0.015～0.060	0.02～0.20	0.015	0.70	0.70

注　表中的 Al 为全铝含量。如化验酸溶铝时，其含量应不小于 0.010%。

表 1-5　　低合金高强度结构钢的力学性能和工艺性能

牌号	质量等级	屈服点 σ_s（N/mm²） 厚度（直径，边长）（mm）				抗拉强度 σ_b（MPa）	伸长率 δ_5（%）	冲击功 A_{kV}（纵向）(J)				180°弯曲试验 钢材厚度(直径)(mm)	
		≤16	>16～35	>35～50	>50～100			+20℃	0℃	-20℃	-40℃		
		不小于					不小于					≤16	>16～100
Q295	A	295	275	255	235	390～570	23					$d=2a$	$d=3a$
	B	295	275	255	235	390～570	23	34				$d=2a$	$d=3a$
Q345	A	345	325	295	275	470～630	21					$d=2a$	$d=3a$
	B	345	325	295	275	470～630	21	34				$d=2a$	$d=3a$
	C	345	325	295	275	470～630	22		34			$d=2a$	$d=3a$
	D	345	325	295	275	470～630	22			34		$d=2a$	$d=3a$
	E	345	325	295	275	470～630	22				27	$d=2a$	$d=3a$
Q390	A	390	370	350	330	490～650	19					$d=2a$	$d=3a$
	B	390	370	350	330	490～650	19	34				$d=2a$	$d=3a$
	C	390	370	350	330	490～650	20		34			$d=2a$	$d=3a$
	D	390	370	350	330	490～650	20			34		$d=2a$	$d=3a$
	E	390	370	350	330	490～650	20				27	$d=2a$	$d=3a$
Q420	A	420	400	380	360	520～680	18					$d=2a$	$d=3a$
	B	420	400	380	360	520～680	18	34				$d=2a$	$d=3a$
	C	420	400	380	360	520～680	19		34			$d=2a$	$d=3a$
	D	420	400	380	360	520～680	19			34		$d=2a$	$d=3a$
	E	420	400	380	360	520～680	19				27	$d=2a$	$d=3a$
Q460	C	460	440	420	400	550～720	17		34			$d=2a$	$d=3a$
	D	460	440	420	400	550～720	17			34		$d=2a$	$d=3a$
	E	460	440	420	400	550～720	17				27	$d=2a$	$d=3a$

注　d 为弯心直径；a 为试样厚度（直径）。

表 1－1 中符号 F、b、Z 和 TZ 分别代表沸腾钢、半镇静钢、镇静钢和特殊镇静钢。前三者的主要区别在于起脱氧作用的元素硅含量不同：沸腾钢的硅含量不大于 0.07%，半镇静钢硅含量不大于 0.17%，镇静钢的硅含量的下限值为 0.12%。特殊镇静钢除硅之外还以铝为补充脱氧剂，其酸溶铝含量不小于 0.015%（或铝含量不小于 0.02%）。

低合金钢的化学成分在有些情况下可以对表 1－4 的数值略作调整。如 Q345 钢的锰含量上限可提高到 1.70%，厚度 6mm 以内的钢板和厚度 16mm 以内的热连轧钢板、钢带的锰含量下限可降低 0.20%。为改善其性能，可在钢中加入稀土元素。Q390 和更高级别的钢还可以加入少量钼。

表 1－6 和 1－7 给出焊接用耐候钢的化学成分和力学及工艺性能。这种钢材的特点是以铜和铬作为抗锈蚀的合金元素。耐候钢在大气作用下表面生成一层致密的氧化物薄膜，保护钢材不受腐蚀。为了改善钢材性能，可以对表 1－6 中后三种牌号添加 Ni、Nb、V、Ti 等元素中的一种或一种以上。

表 1－6　　焊接结构用耐候钢的化学成分

牌　号	化学成分（%）						
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr
				不大于			
16CuCr	0.12～0.20	0.15～0.35	0.35～0.65	0.040	0.040	0.20～0.40	0.20～0.60
12MnCuCr	0.08～0.15	0.15～0.35	0.60～1.00	0.040	0.040	0.20～0.40	0.30～0.65
15MnCuCr	0.10～0.19	0.15～0.35	0.90～1.30	0.040	0.040	0.20～0.40	0.30～0.65
15MnCuCr－QT	0.10～0.19	0.15～0.35	0.90～1.30	0.040	0.040	0.20～0.40	0.30～0.65

注　QT 表示进行淬火加回火的热处理。

表 1－7　　焊接结构用耐候钢的力学性能和冷弯试验

牌　号	钢材厚度（mm）	屈服点 σ_s（N/mm²）不小于	抗拉强度 σ_b（N/mm²）	伸长率 δ_5（%）不小于	180° 冷弯试验	冲击试验（V 形缺口）				
						等级	钢材厚度（mm）	试样方向	温度（℃）	平均冲击功（J）不小于
16CuCr	≤16	245	≥402	22	$d=a$	A	12～50	纵向	—	—
	>16～40	235		24	$d=2a$	B			0	27
	>40	216	≥382	22		C			－20	27
12MnCuCr	≤16	294	≥421	22	$d=2a$	A			—	—
	>16～40	284		24	$d=3a$	B			0	27
	>40	265	≥412	22		C			－20	27
15MnCuCr	≤16	343	≥490	20	$d=2a$	A			—	—
	>16～40	333		22	$d=3a$	B			0	27
	>40	312	≥470	20		C			－20	27

续表

牌　号	钢材厚度（mm）	屈服点 σ_s（N/mm^2）不小于	抗拉强度 σ_b（N/mm^2）	伸长率 δ_5（%）不小于	180° 冷弯试验	冲击试验（V形缺口）				
						等级	钢材厚度（mm）	试样方向	温度（℃）	平均冲击功（J）不小于
15MnCuCr－QT	≤16	441	549～696	20	$d=2a$		12～50	纵向	－20	31
	>16～40	431		22	$d=3a$					
	>40	412		20						

注　d 为弯心直径，a 为钢材厚度。

国家钢材标准中还有《高耐候性能钢》（GB4171—84），包括三种牌号，即 09CuPCrNi（A 级和 B 级）和 09CuP。这些牌号的磷含量高于一般钢材，以之作为合金元素来增强抗腐能力。这类钢在耐候性能方面比前一类强，但用作焊接结构时厚度一般不应大于 16mm，使它在工程中应用受到限制，这里不进一步介绍。

厚度方向性能钢板的国家标准适用于厚度为 15～150mm、屈服点不大于 $500N/mm^2$ 的镇静钢钢板。这种钢板不仅沿长度方向和宽度方向性能良好，沿厚度方向也有良好的塑性，不存在层间撕裂的危险。这种特殊的优良性能是靠把硫含量降低到 0.01% 以下来实现的。塑性以断面收缩率而不是伸长率为指标，共分三级，见表 1－8。1988 年的设计规范（GBJ17—88）曾经推荐桥梁用结构钢 16Mnq 和 15MnVq，比当时生产的低合金结构钢 16Mn 和 15MnV 的硫、磷含量低，并可加铝脱氧，从而具有较优的低温性能。现在的低合金结构钢分为五级，其中 C、D、E 级的质量不低于过去的桥梁钢，所以 GB50017—2003 不再列入。但铁路桥梁设计仍采用这两种桥梁钢，并且增加了新品种 14MnNbq 和 15MnVNq。后两种钢的特点在本章 4.4 节介绍。

表 1－8　　厚度方向性能钢板的级别

级　别	含硫量（%）（不大于）	断面收缩率（%）不小于	
		三个试样平均值	单个试样值
Z15	0.010	15	10
Z25	0.007	25	15
Z35	0.005	35	25

我国的钢材标准逐渐向国际标准靠拢，以适应改革开放政策和经济一体化趋势。表 1－9和表 1－10 给出国际标准组织（International Organization for Standardization，简称 ISO）的结构钢标准 ISO630—1980 和高强度钢板（正火或控轧）标准 ISO4950—2—1995 关于钢材力学性能的规定。表 1－9 中钢号 Fe360 和 Fe510 的强度级别分别相当于我国的 Q235 和 Q345，按冲击试验温度分级的办法也相同，只是 Fe510 未包括 E 级。表 1－9 中的 Fe430 相当于我国的 Q275 钢。后者目前未有冲击韧性规定，钢结构设计规范未予推荐应用。表 1－10的钢号 E355 和 E460 以钢材的屈服点为准，和 ISO630—1980 以抗拉强度为准不同。E355 的强度和 Fe510 大体相同，但前者的质量级别包括 E 级，且其 DD 级的韧性优于后者的 D 级。E355DD 在－20℃时的冲击功为 39J，Fe510D 则为 27J。E355DD 及 E355E 和我国的 Q345D 及 Q345E 相比较，韧性也比较高。ISO4950—2 获得高韧性的原因在于含有使晶

粒细化的合金元素 Al、Nb、V、Ti 等，并以控轧或正火状态交货。

表 1-9　　ISO630—1980 结构钢力学性能和冷弯试验

钢　号	质量等级	屈服强度最小值（N/mm^2）			抗拉强度（N/mm^2）	伸长率 $L_0=5.65\sqrt{s_0}$（%）	180°冷弯试验弯心直径	冲击试验（V形缺口）	
		$e\leqslant16$	$16<e\leqslant40$	$40<e\leqslant63$				温度（℃）	最小能量（J）
Fe360	A	235	225	215	360～460	25	$2e$	—	—
	B							+20	27
	C							0	27
	D							-20	27
Fe430	A	275	265	255	430～530	22	$3e$	—	—
	B							+20	27
	C							0	27
	D							-20	27
Fe510		$e\leqslant16$	$16<e\leqslant35$	$35<e\leqslant50$	490～630	21	$3e$		
	B	355	345	335				+20	27
	C							0	27
	D							-20	27

注　1. 横向试件的伸长率可下降 2%，弯心直径可增加 $0.5e$。

2. 冲击最小能量为三个试件的平均值，其中任何一个不低于平均值的 70%。

表 1-10　　ISO4950—2—1995 高强度钢板（正火或控轧）力学性能

牌号	质量等级	屈服强度最小值（N/mm^2）					抗拉强度（N/mm^2）		伸长率（%）不小于	冲击试验（V形缺口）最小能量（J）					
		$e\leqslant16$	$16<e\leqslant35$	$35<e\leqslant50$	$50<e\leqslant70$	$70<e\leqslant100$	$e\leqslant70$	$70<e\leqslant100$		0℃		-20℃		-50℃	
										L	T	L	T	L	T
E355	DD	355	345	335	325	305	470～630	450～610	22			39	21		
	E	355	345	335	325	305	470～630	450～610	22					27	16
E460	CC	460	450	440	420	—	550～720	—	17	39	—				
	DD	460	450	440	420	400	550～720	530～700	17			39	21		
	E	460	450	440	420	400	550～720	530～700	17					27	16

注　L、T 分别代表纵向和横向试件。

世界上一些经济大国或集团的钢材标准虽然结合各自特点有些差异，但共同之处很多。表 1-11 给出和我国 Q235、Q345、Q390 相当的国外钢号及其力学性能。表中的屈服点一般为厚度不超过 16mm（或 20mm）的钢材的标准值，厚度超出则屈服点随厚度增大而下降。这和我国的标准相同。例外的是美国的 A588 钢，它的屈服点 345N/mm^2 一直保持到厚度不超过 100mm，给使用者提供很大方便。做到这一点需要调整不同厚度钢材的化学

成分。表 1－11 只粗略地给出国外钢材的主要情况，详细数据列于本手册的资料篇中。

表 1－11　　国外结构钢材

相当我国钢号	国别	标准名称及代号	颁行时间	钢　号	屈服点 f_y (N/mm²)	抗拉强度 f_u (N/mm²)	备　注
Q235	美　国	ASTM	1994 年	A36	248	400～510	
	欧　盟	EN10025	1994 年	S235	235	340	
	日　本	JIS－G3106	1995 年	SM400	245	400～510	
	前苏联	ГОСТ27772	1988 年	C235	235	300	
Q345	美　国	ASTM	1994 年	A572－GR50	345	448	耐候钢
			1993 年	A242	345	482	耐候钢
			1994 年	A588	345	482	
	欧　盟	EN10025	1994 年	S355	355	490	
		EN10113	1993 年	S355N，M	355	470 或 450	
	日　本	JIS－G3106	1995 年	SM490	325	490～610	
				SM490Y	365	490～610	
	前苏联	ГОСТ27772	1988 年	C345	345	490	
Q390	美　国	ASTM	1994 年	A607－GR55	379	482 或 448	
	日　本	JIS G3106	1995 年	SM520	365	520～640	
	前苏联	ГОСТ27772	1988 年	C390	390	540	板材
Q420 或 Q460	美　国	ASTM	1994 年	A572－Gr60	413	517	
				A572－Gr65	448	551	
	欧　盟	EN10113	1993 年	S420N，M	420	520 或 500	
				S460N，M	460	550 或 530	
	日　本	JIS－G3106	1995 年	SM570	460	570～720	
	前苏联	ГОСТ27772	1988 年	C440	440	590	板材

结构钢的发展趋势，是进一步提高强度而又能保持较好的塑性。由表 1－2 和表 1－4 可知，Q235 和 Q345 钢的伸长率不小于 21%，Q390、Q420 和 Q460 钢分别不小于 19%、18%和 17%。这就是说，塑性随强度提高而下降。塑性过低就难以适用于土建结构，因此继续提高强度时塑性不应再降低。美国试验和材料学会（ASTM）的 A514 钢为经过淬火和回火的调质热处理钢，屈服强度 690N/mm²（厚度 64mm 以内），抗拉强度 760～900 N/mm²，伸长率不小于 18%（厚度 50mm 为基准）。日本也有与此相当的钢材 HT780，其屈服点和抗拉强度分别为 685N/mm² 和 780N/mm²。

以上阐述的都是用于一般钢构件的材料。特殊的构件如钢索，紧固件如高强度螺栓都可以用碳含量高于 0.25%的钢材，将在下文介绍。

1.2　热轧钢材、冷轧钢板和冷弯型钢

钢结构中大量应用热轧产品，包括钢板、钢带和型钢。型钢中的工字钢、槽钢和角钢是历史最长的钢材，也是大家所熟悉的。热轧 H 型钢和剖分 T 型钢在国外有较长的历史，

在我国则是20世纪90年代的新产品，正逐渐推广应用。H型钢按翼缘的相对宽度分为宽、中、窄三类，分别以HW、HM和HN表示。宽翼缘者截面高度和宽度相同，适用于轴心受力的拉、压杆，最大规格为400mm×400mm；窄翼缘者高度为宽度两倍或更大，适用于受弯构件，最大规格700mm×300mm（将来扩大到900mm×300mm，国外达到1000mm×400mm）；中翼缘者介于前二者之间，适用于压弯构件，最大规格600mm×300mm。热轧钢板和钢带包括4mm以下的薄板，厚度4.5～60mm的厚板和厚度大于60mm的特厚板。厚板普遍用于焊接工形和箱形梁、柱及桁架节点板等。冷轧钢板和钢带的厚度范围为0.2～50mm。钢带通常成卷交货，是制作冷弯型钢的原材料。但冷弯型钢不限于以冷轧钢带为原料，也可以用热轧钢板或钢带来加工。

钢管包括圆管和方管，属于新兴的结构用型钢。它们可以是热轧无缝管，也可以是焊接有缝管。有缝管分为直缝和螺旋缝两类，后者适合于大直径石油管道，很少用于建筑结构。按原冶金工业部标准，直缝管直径为32～152mm，但制造厂可根据需要生产直径更大的管，如宝鸡石油钢管厂生产的最大直径达426mm。热轧无缝管和焊后加热定径的有缝管称为热成型管，而不经加热定径的有缝管则称为冷成型管。热成型管冷却时各部分均匀降温，遗留的残余应力很小，力学性能未受影响。冷成型管既有冷弯造成的残余应力，又因应变硬化而强度有所提高，性能和热成型管有差别。用作压杆时，冷成型管的承载能力略低于同样尺寸的热成型管。

冷弯薄壁型钢用厚度为1.5～6.0mm的Q235或Q345钢板（钢带）经冷轧、模压或无模压弯制成，其截面型式有角钢、卷边角钢、糟钢、卷边糟钢（亦称C形钢）、Z形钢、卷边Z形钢、向外卷边槽钢（亦称帽形钢）、方管和圆管等，见图1－1。国外的冷弯型钢型式多样化，可更好地适应各种需要，如：把卷边糟钢的腹板向内弯折可使截面剪心和形心接近［见图1－2（a)］，把Z形钢的腹板弯折可以减小截面主轴的倾斜角度［见图1－2(b)］，把Z形钢的卷边作成和翼缘斜交以便于堆放［见图1－2（c)］，在高厚比大的腹板中压出中间加劲肋［见图2－2（d)］，便于和横梁连接的货架柱截面［见图1－2（e)］，以及用作受弯构件的组合工形截面等［见图1－2（f)］。

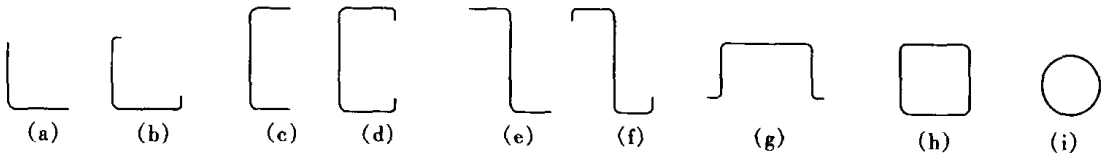


图1－1　冷弯薄壁型钢

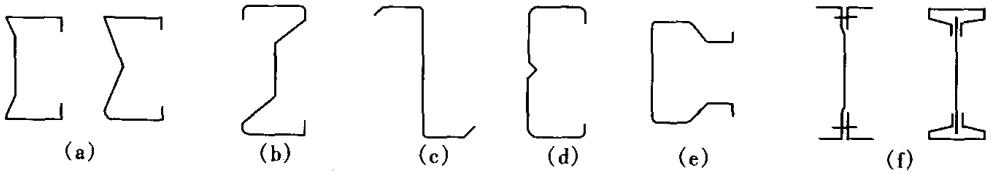


图1－2　冷弯型钢的变化形式

我国热轧和冷弯型钢的规格和性能列在本手册的资料篇中。

1.3 连接材料

1.3.1 普通螺栓、锚栓和铆钉

用于钢结构连接的螺栓分为普通螺栓和高强度螺栓两类。普通螺栓包括国家标准GB5780—2000规定的C级六角头螺栓和GB5782—2000规定的A和B级六角头螺栓。C级螺栓采用性能等级为4.6或4.8级的钢材。等级的前一个数字表示抗拉强度为400N/mm^2，后一数字则为屈强比，6和8分别表示屈服点为抗拉强度的0.6和0.8倍，即f_y = 240 N/mm^{2}或320N/mm^2。在建筑结构中通常都用相当于4.6级的Q235钢。A和B级螺栓采用性能等级为5.6、8.8、9.8和10.9级的钢材。8.8级者抗拉强度和屈服强度分别为800N/mm^{2}和640N/mm^2，已经属于高强度钢，不过螺栓在安置时不施加预应力，有别于通常所说的高强度螺栓，因此仍列为普通螺栓。C级螺栓和A、B两级的差别不仅在于材料等级不同，其加工精度和所要求的孔壁质量也有差异。公称直径18～30mm的螺栓，C级者直径公差为+0.84mm，B级者为+0、−0.25mm，A级者为+0、−0.33mm。因此，A、B级螺栓需要精密手段（如车床）加工做成，亦称精制螺栓，C级螺栓无需精密加工，亦称粗制螺栓。孔壁质量的差异是：A、B级螺栓要求Ⅰ类孔，而C级螺栓则要求Ⅱ类孔。前者应具有H12的精度，孔壁表面粗糙度不应大于12.5μm。对孔壁要求严格，目的是使螺栓杆和孔壁紧密贴合，螺栓受剪时所连接的零件几乎不会相互错动。为了达到这样的精密度，需要在装配好的构件上对各零件一起钻孔。如果在单个零件上分别钻孔，则或用精密的钻模套钻，或先做成直径较小的孔，待构件装配后再扩钻到设计孔径。鉴于A、B级螺栓实际上已是高强度螺栓，而螺栓和孔又都精密度高且造价昂贵，在建筑结构中已经由高强度螺栓取代而极少采用。

GB50017—2003规定，锚栓采用Q235钢或Q345钢制成。铆钉按国家标准《粗制半圆头铆钉》（GB863.1—86）和《粗制沉头铆钉》（GB865—86）生产，所用钢材为国家标准《标准件用碳素钢热轧圆钢》（GB/T715）规定的BL2和BL3号钢。BL3的化学成分和力学性能大体和Q235A相同，但硅和硫、磷含量稍低，延性稍好。BL2则比BL3强度略低而延性更好一些。铆钉生产属于锻造过程，所用钢材应符合热（冷）顶锻试验要求。为此把材料的铜含量限制在0.25%以内。

1.3.2 高强度螺栓

高强度螺栓应符合国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》（GB/T1231—91）或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件》（GB/T3633—1995）的规定。大六角头高强度螺栓的性能等级分为8.8和10.9两级，而扭剪型高强度螺栓则只有10.9一级。高强度螺栓所采用的钢号和性能见表1－12。40B和45号钢的碳含量高，做成的螺栓淬透性较差，在腐蚀性环境中比较容易出现应力腐蚀断裂，在直径大于22mm时不宜采用。

高强度螺栓所用的原材料，45号钢和35号钢属于优质碳素结构钢（GB699—88），其他三种属于合金结构钢（GB3077—88），它们的化学成分见表1－13。原材料的强度比表1－12所列数值低，需要经过热处理才能提高到符合对螺栓的要求。高强度螺栓的螺母用35号钢、45号钢或15MnVB钢制成并应满足强度和硬度要求。垫圈也用45号或35号钢制成，只需满足硬度要求（洛氏硬度HRC35～45）。

表 1－12　　高强度螺栓的等级、材料和性能

螺栓类别	性能等级	原材料	抗拉强度 σ_b (N/mm²)	屈服强度 $\sigma_{0.2}$ (N/mm²)	伸长率 δ_5 (%)	断面收缩率 ψ (%)	冲击韧性值 a_{ku} (J/cm²)	硬度（洛氏）HRC
			不小于					
大六角	8.8S	40B 45 号钢 35 号钢	830～1030	660	12	45	78	24～31
大六角	10.9S	35VB	1040～1240	940	10	42	50	33～39
大六角和扭剪型		20MnTiB						

注　各钢号适用的螺栓规格为：20MnTiB：≤M24，35VB：≤M30，40B：≤M24，45 号：≤M22，35 号：≤M20。

表 1－13　　高强度螺栓原材料的化学成分　　(%)

牌　号	C	Mn	Si	B	P	S	Cu	Ni	Cr
					不大于				
20MnTiB	0.17～0.24	1.30～1.60	0.17～0.37	0.0005～0.0035	0.035	0.035	0.30	0.30	—
40B	0.37～0.44	0.60～0.90	0.17～0.37	0.0005～0.0035	0.035	0.035	0.30	0.30	—
35VB	0.31～0.37	0.50～0.90	0.17～0.37	0.001～0.004	0.04	0.04	0.25	—	—
35	0.32～0.40	0.50～0.80	0.17～0.37	—	0.035	0.035	0.25	0.25	0.25
45	0.42～0.50	0.50～0.80	0.17～0.37	—	0.035	0.035	0.25	0.25	0.25

注　20MnTiB 的钛含量为 0.04～0.10。35VB 的钒含量为 0.05～0.12。

1.3.3　焊接材料

手工焊的焊条应符合国家标准《碳钢焊条》（GB/T5117—1995）或《低合金钢焊条》（GB/T5118—1995）的规定。碳钢焊条型号的划分反映熔敷金属的强度、施焊位置、药皮类型和电流种类，以字母 E 和四位数字表示，如 E4303。E 字代表焊条，其后的前两位数字表示以 kgf/mm² 计的熔敷金属的抗拉强度最小值，如 43 表示强度最低为 43kgf/mm²（420N/mm²）。第三位数字表示可以用的焊接位置，0 和 1 都是适用于各种焊接位置，包括平、立、仰、横焊，2 表示焊条适用于平焊和平角焊，4 表示焊条适用于向下立焊。第三位数字又和第四位数字一起表示药皮类型和电流种类，如 03 为钛钙型药皮，电流可以是交流或直流正反接。低合金钢焊条的型号除和碳钢焊条一样用 E 和四位数字外，还带有表示熔敷金属的化学成分分类的后缀。如 E5515－D3 的熔敷金属抗拉强度不低于 55kgf/mm²（540N/mm²），适用于各种焊接位置，药皮为低氢钠型，电源用直流反接，后缀 D3 表明系锰钼钢焊条。行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》（JGJ81—2002）规定，常用钢材焊接所需焊条的选配按表 1－14 进行。表中的 Exx15、Exx16、Exx18 和 Exx28 都是低氢型药皮的焊条，熔敷金属中扩散氢含量很低，因而具有良好的抗裂性能和力学性能，适用于重要结构。GB50017—2003 规范规定，直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构宜采用低氢型焊条，和表 1－14 一致。

表 1－14　　常用钢材手工电弧焊接焊条选配

钢材							手工电弧焊焊条				
牌号	等级	抗拉强度 σ_b（MPa）	屈服强度 σ_s（MPa）		冲击功		型号示例	熔敷金属性能			
			$\delta \leqslant 16$mm	$\delta > 50 \sim 100$mm	T（℃）	A_{kV}（J）		抗拉强度 σ_b（MPa）	屈服强度 σ_s（MPa）	延伸率 δ_5（%）	冲击功≥27J时试验温度（℃）
Q235	A	375～460	235	205*	—	—	E4303**	420	330	22	0
	B				20	27	E4303**、E4328、E4315、E4316				0
	C				0	27					－20
	D				－20	27					－30
Q295	A	390～570	295	235	—	—	E4303**	420	330	22	0
	B				20	34	E4315、E4316、E4328				－30
											－20
Q345	A	470～630	345	275			E5003**、	490	390	20	0
	B				20	34	E5003** E5015、E5016、E5018			22	－30
	C				0	34	E5015、E5016、E5018				
	D				－20	34					
	E				－40	27	由供需双方协议				由供需双方协议
Q390	A	490～650	390	330	—	—	E5015、E5016、E5515—D3、—G、E5516—D3、—G	490	390	22	－30
	B				20	34		540	440	17	
	C				0	34					
	D				－20	34	由供需双方协议				由供需双方协议
	E				－40	27					
Q420	A	520～680	420	360	—	—	E5515—D3、—G、E5516—D3、—G	540	440	17	－30
	B				20	34					
	C				0	34					
	D				－20	34					
	E				－40	27	由供需双方协议				由供需双方协议
Q460	C	550～720	460	400	0	34	E6015—D1、—G、E5516—D1、—G	590	490	15	－30
	D				－20	34					
	E				－40	27	由供需双方协议				由供需双方协议

注　表中钢材及焊材熔敷金属力学性能的数值均为最小值。

*　为板厚 $\delta > 60 \sim 100$mm 时的 σ_s 值。

**　用于一般结构。

自动和半自动埋弧焊的焊丝和焊剂应符合国家标准《熔化焊用钢丝》（GB/T14957—94）、《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》（GB/T5293—1999）和《低合金钢埋弧焊用焊剂》（GB12470—90）的规定。焊丝的牌号以字母 H 打头并代表焊丝，其后的数字和字母都表示其化学成分。焊丝可以是碳素结构钢或合金结构钢。前两位数字代表碳含量的平均值，如 H08MnA 的碳含量平均值为 0.08%，但不超过 0.10%。其后连以合金元素的化学符号，如 Mn、Mo 等。当锰含量超过 1.5%时，则加上“2”字。焊丝的硫磷含量一般不超过 0.035%。牌号后面带有字母 A 者，代表质量较高，硫磷含量限制在 0.030%以内。牌号后面为 E 和 C 字者，要求更严格，硫磷含量分别不超过 0.020%和 0.015%。

焊剂型号是根据各种钢丝与焊剂组合而形成的熔敷金属的力学性能而划分的，因而型号和焊丝联系在一起，如 F4A0－H08A。字母 F 表示焊剂，后面第一位数字代表焊缝金属抗拉强度的级别，4 级和 5 级的抗拉强度分别是 415～550N/mm^2 和 480～650N/mm^2，屈服强度分别不低于 330N/mm^2 和 400N/mm^2。第二位字母（或数字）表示试件的热处理状态，A（或 0）表示焊态，P（或 1）表示焊后热处理状态。第三位数字表示熔敷金属冲击功不小于 27J 时的最低试验温度，如 0 代表 0℃，2 代表－20℃并依此类推，但低合金钢埋弧焊用焊剂与此略有不同；0 代表无冲击功要求，1 代表试验温度 0℃，2 和更大数字则和碳钢相同。低合金钢焊剂还有一个不同于碳钢之处，即型号还有第四位数字，表示焊剂的渣系，如 1 代表氟碱型，2 代表高铝型。

《建筑钢结构焊接技术规程》规定的埋弧焊焊接材料选用原则见表 1－15。

表 1－15　　常用结构钢材埋弧焊焊丝、焊剂选配

钢材		焊剂型号—焊丝牌号示例
牌号	等级	
Q235	A、B、C	F4A0—H08A
	D	F4A2—H08A
Q295	A	F5004—H08A*、F5004—H08MnA**
	B	F5014—H08A*、F5014—H08MnA**
Q345	A	F5004—H08A*、F5004—H08MnA**、F5004—H10Mn2**
	B	F5014—H08A*、F5014—H08MnA**、F5014—H10Mn2** F5011—H08A*、F5011—H08MnA**、F5011—H10Mn2**
	C	F5024—H08A*、F5024—H08MnA**、F5024—H10Mn2** F5021—H08A*、F5021—H08MnA**、F5021—H10Mn2**
	D	F5034—H08A*、F5034—H08MnA**、F5034—H10Mn2** F5031—H08A*、F5031—H08MnA**、F5031—H10Mn2**
	E	F5041***
Q390	A、B	F5011—H08MnA*、F5011—H10Mn2**、F5011—H08MnMoA**
	C	F5021—H08MnA*、F5021—H10Mn2**、F5021—H08MnMoA**
	D	F5031—H08MnA*、F5031—H10Mn2**、F5031—H08MnMoA**
	E	F5041***
Q420	A、B	F6011—H10Mn2**、F6011—H08MnMoA**
	C	F6021—H10Mn2**、F6021—H08MnMoA**
	D	F6031—H10Mn2**、F6031—H08MnMoA**
	E	F6041***
Q460	C	F6021—H08MnMoA**
	D	F6031—H08Mn2MoVA**
	E	F6041***

*　薄板Ⅰ形坡口对接。

**　中、厚板坡口对接。

***　供需双方协议。

用气体保护焊焊接钢结构时，有关焊丝的规定参见《建筑钢结构焊接技术规程》。

1.4 高强钢丝和钢索

悬索结构和斜拉结构的钢索、桅杆结构的纤绳和预应力钢结构的预拉构件通常都采用由高强钢丝组成的平行钢丝束、钢绞线或钢丝绳。高强钢丝有光面钢丝和镀锌钢丝两种类型。钢绞线和钢丝绳也同样有镀锌和不镀锌的区分。

用于土木建筑结构的钢丝按 GB5223—85《预应力混凝土用钢丝》和 GB/T17101—1997《桥梁缆索用热镀锌钢丝》两种国家标准生产。前者有直径 3、4、5mm 三种规格，交货状态分为冷拉和矫直回火两类，化学成分应符合 GB699《优质碳素结构钢技术条件》（硫、磷含量均不大于 0.035%），经索氏体化处理后冷加工制成（参看本章 3.2.3 节）。后者有直径 5mm 和 7mm 两种规格。硫、磷含量均不得超过 0.03%，铜含量不得超过 0.20%，也应经过索氏体化处理。表 1－16 和表 1－17 分别给出矫直回火预应力混凝土用钢丝的力学性能和桥梁缆索用热镀锌钢丝的力学性能。钢丝强度的主要指标是它的抗拉强度，而不是

表 1－16　　矫直回火预应力钢丝的力学性能

公称直径（mm）	抗拉强度 σ_b（N/mm²）不小于	屈服强度 $\sigma_{0.2}$（N/mm²）不小于	伸长率（%）$L_0=100$mm 不小于	弯曲次数		松　弛		
				次数不小于	弯曲半径 R（mm）	初始应力相当于公称强度的百分数（%）	1000h 应力损失（%）不大于	
							Ⅰ级松弛	Ⅱ级松弛
3.0	1470 1570	1255 1330	4	3 3	7.5 7.5	70	8	2.5
4.0	1670	1410		3	10			
5.0	1470 1570 1670	1255 1330 1410		4 4 4	15 15 15			

注　1. Ⅰ级松弛即普通松弛级，Ⅱ级松弛即低松弛极。

2. 屈服强度 $\sigma_{0.2}$ 值不小于公称抗拉强度的 85%。

表 1－17　　热镀锌钢丝的力学性能

公称直径（mm）	抗拉强度（MPa）不小于	规定非比例伸长应力（MPa）			伸长率（%）$L_0=250$mm 不小于	弯曲次数		松弛性能		
		无松弛要求	Ⅰ级松弛要求	Ⅱ级松弛要求		次数（180°）不小于	弯曲半径（mm）	初始应力相当于公称抗拉强度的百分数（%）	1000h 应力损失（%）不大于	
		不小于	不小于	不小于					Ⅰ级松弛	Ⅱ级松弛
5.00	1570 1670 1770	1180 1250 1330	1250 1330 1410	1330 1410 1500	4.0	4	15	70	8	2.5
7.00	1570 1670	— —	— —	1330 1410	4.0	5	20			

注　钢丝按公称面积确定其载荷值，公称面积应包括锌层厚度在内。

屈服强度，由表可见两类钢丝的强度大体相同。高强钢丝的伸长率比较小，最低为4%，两表相同，但二者的标距 l_0 不同。镀锌钢丝平均直径大于预应力用钢丝，l_0 应大一些，但250mm和100mm并不正好对应。钢丝的弯曲试验不是一次性弯曲，而是重复多次直至钢丝开裂，弯曲半径根据钢丝直径不同而不同。试验按国家标准《金属线材反复弯曲试验方法》（GB238—84）进行。

高强钢丝（和钢索）还有一个不同于一般结构钢材的特点——松弛，亦即在保持长度不变的情况下所承受拉力随时间增加而略有降低。按照表1-16和表1-17，松弛性能分为两级。当钢丝控制应力为 $0.7f_u$ 时，1000h后的应力损失，对Ⅰ级松弛不大于8%；Ⅱ级松弛不大于2.5%，称为低松弛级。

平行钢丝束由7根、19根、37根或61根钢丝组成。它们的共同特点是，紧靠在一起时形成六边形截面，见图1-3（a）~图1-3（c）。为了做成圆形截面，可以在周边加一些小直径钢丝或填充材料，也可以把位置在角顶的六根钢丝改换成直径较小者。钢丝束内各钢丝受力均匀，弹性模量接近一般结构钢材。受力特别大的钢索，平行钢丝的数目可以达到上万根，索的直径可达1m。用来组成这类钢丝束的钢丝除圆形截面外，还有梯形和异形截面的钢丝，见图1-3（d）。

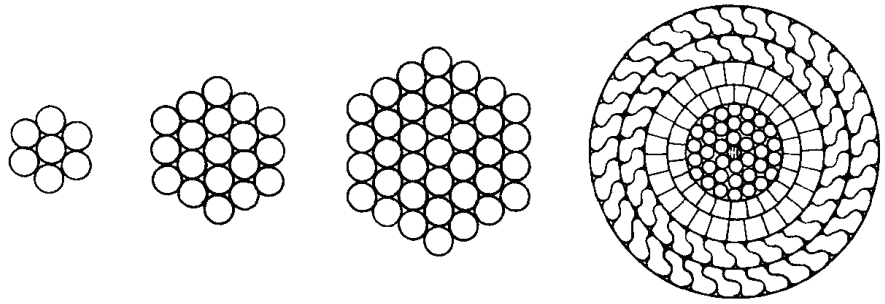


图1-3　平行钢丝束

钢绞线亦称单股钢丝绳，由多根钢丝捻成，钢丝根数和平行钢丝束相同，也是7根、19根和37根。7根者最简单，1根在中心，其余在周围同一方向缠绕。当为19根时，外围再加一层12根钢丝，捻向与内层钢丝相反。钢绞线受拉时，中央钢丝应力最大，其他各层钢丝的应力稍小。减小的程度和捻角的大小有关，大体和捻角的余弦平方成正比。由于各钢丝之间受力不均匀，钢绞线的抗拉强度比单根钢丝低10%~20%，弹性模量也有所降低。钢绞线也可几根平行放置在一起，以组成钢绞线束。

用于土木建筑的钢绞线按两种国家标准生产，即GB5224—85《预应力混凝土用钢绞线》和GB1200—88《镀锌钢绞线》。前一种全为7根钢丝捻成，共有9mm、12mm和15mm三种规格，化学成分应符合GB699—88《优质碳素结构钢技术条件》。在捻制后，Ⅰ级松弛的钢绞线应进行消除应力的热处理；Ⅱ级松弛的应进行能保证低松弛性能的热处理。后一种钢绞线有三种断面：1×3、1×7、1×9，分别由3根、7根和19根钢丝捻成，化学成分也符合GB699—88。

预应力钢绞线的力学性能见表1-18，测定伸长率的标距不小于600mm。镀锌钢绞线的标准不直接给出它的抗拉强度，而是由钢丝的破断拉力用下式计算钢绞线的破断拉力：

$$T_u = \alpha \Sigma T_1$$

式中 ΣT_1——钢丝破断拉力总和；

α——换算系数，对 1×19 结构取 0.9，1×3 和 1×7 结构取 0.92。

表 1-18　　预应力钢绞线的力学性能

钢绞线公称直径（mm）	强度级别 kgf/mm²（N/mm²）	整根钢绞线的破坏负荷 kgf（kN）	屈服负荷 kgf（kN）	伸长率（%）	1000h 松弛值（%）不大于			
					Ⅰ级松弛		Ⅱ级松弛	
					初始负荷			
		不小于			70%破断负荷	80%破断负荷	70%破断负荷	80%破断负荷
9.0	170（1670）	8560（83.89）	7280（71.30）	3.5	8.0	12	2.5	4.5
	180（1770）	9060（88.79）	7700（75.46）	3.5				
12.0	160（1570）	14310（140.24）	12160（119.17）	3.5				
	170（1670）	15210（149.06）	12930（126.71）	3.5				
15.0	150（1470）	21000（205.80）	17850（174.93）	3.5				
	160（1570）	22400（219.52）	19040（186.59）	3.5				

注　1. Ⅰ级松弛即普通松弛级，Ⅱ级松弛即低松弛级。

2. 屈服负荷是整根钢绞线破断负荷的 85%。

所用钢丝的力学性能见表 1-19。钢丝的强度级别有五个档次，范围 1175～1570N/mm²。钢丝直径比较小，在 1.0～4.0mm 之间。由于把镀锌层计入截面内，钢丝的强度和弹性模量略低于不镀锌者。如果在最后一次冷拉前镀锌，强度要比冷拉完成后再热镀锌高一些。GB1200—88 还要求对钢丝进行扭转试验，并规定扭转 360°的最低次数，但未要求做反复弯曲试验。扭转试验按国家标准《金属线材扭转试验方法》（GB239—84）进行。

表 1-19　　镀锌钢绞线内钢丝的力学性能

钢丝直径（mm）	直径允许偏差（mm）	抗拉强度（N/mm²）					伸长率 $L=200$mm（%）		360°扭转次数 $L=100d$		
							抗拉强度				
							1175、1270 N/mm²	1370、1470 1570 N/mm²	1175、1270 N/mm²	1370、1470 N/mm²	1570 N/mm²
		不小于					不小于				
1.00	±0.05	1175	1270	1370	1470	1570	2.0	2.0	18	16	14
1.20	±0.05						2.0	2.0	18	16	14
1.40	±0.05						2.0	2.0	18	16	14
1.60	±0.05						2.0	2.0	18	16	14
1.80	±0.06						3.0	3.0	16	14	12
2.00	±0.06						3.0	3.0	16	14	12
2.30	±0.06						3.0	3.0	16	14	12
2.60	±0.08						3.0	3.0	16	14	12
2.90	±0.08						3.0	3.0	14	12	10
3.20	±0.08						4.0	3.5	14	12	10
3.50	±0.10						4.0	3.5	14	12	10
3.80	±0.10						4.0	3.5	14	12	10
4.00	±0.10						4.0	3.5	14	12	10

钢丝绳大多由7股钢绞线捻成，以1股钢绞线为核心，外层的6股铰纲线绕同一方向缠绕。绳中每股钢绞线的捻向与股中钢丝捻向可以相反或相同，但以相反者居多。绳与股的捻向相反，则外层钢丝与绳的纵轴平行［如图1－4（a）所示］，受力时不易松开。钢丝绳的核心钢绞线也可以天然或合成纤维芯代替，如采用浸透防腐剂的麻绳。麻芯钢丝绳柔性较好，适合于需要弯曲的场合。钢芯绳承载力较高，适合于土建结构。钢丝绳的强度和弹性模量比钢绞线又有不同程度降低。其中纤维芯绳又略逊于钢芯绳。《高耸结构设计规范》（GBJ135—90）附表1.6规定，钢绞线（单股钢丝绳）的弹性模量为$1.8\times10^5N/mm^2$，钢芯钢丝绳（原文误为单股钢丝绳）为$1.4\times10^5N/mm^2$，麻芯钢丝绳为$1.2\times10^5N/mm^2$。

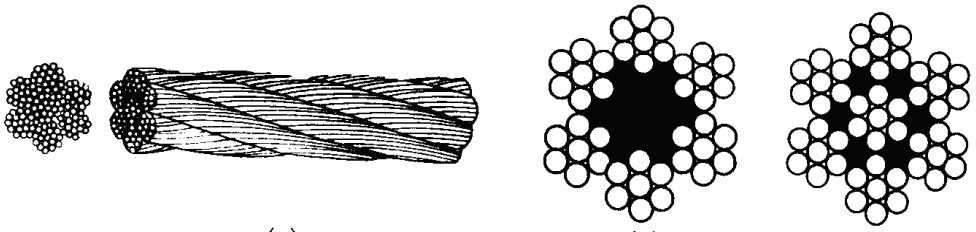


图1－4　钢丝绳

国家标准《钢丝绳》（GB/T8918—1996）包括有多种品种规格。常用于土建结构的是6×7和6×19。前一个数字6表示股数（芯股不计在内），后一数字表示每股中的钢丝数。图1－4（a）为6×19钢芯钢丝绳，用6×19＋IWS表示。图1－4（b）和图1－4（c）为6×7纤维芯和钢芯钢丝绳，分别用6×7＋FC和6×7＋IWS表示。制绳用钢丝有光面和镀锌两类，公称抗拉强度1470～1870MPa，质量应符合国家标准GB/T8919《制绳用钢丝》的规定。钢丝公称直径为0.5～4.4mm，要求同时满足最小反复弯曲次数和最小扭转次数的规定。钢丝绳的破断拉力由下式计算：

$$F_0 = k'd^2R_0\times10^{-3}$$

式中　F_0——钢丝绳最小破断拉力，kN；

d——钢丝绳公称直径，mm；

R_0——钢丝绳公称抗拉强度，MPa；

k'——最小破断拉力系数，其值为：6×7钢丝绳，纤维芯者0.332，钢芯者0.359；6×19钢丝绳，纤维芯者0.307，钢芯者0.332。

用于土建结构的钢丝绳还有按国家标准GB352—88《密封钢丝绳》生产的。它的特点是，除圆钢丝外还用异型钢丝，截面如图1－3（d）所示，因而比较密实。钢丝绳公称抗拉强度在1180～1770MPa之间。各种型式的钢丝均应满足各自的最小反复弯曲次数和最小扭转次数的规定。

2. 结构钢材的性能

结构钢材的性能包括三个方面，即：

（1）强度。有两个指标——屈服点和抗拉强度，由拉伸试验给出。

（2）延性和韧性。延性即经受变形的能力，以拉伸试验得出的伸长率作为主要指标，

也可用断面收缩率来判断，但目前只有厚度方向性能钢板用后一指标。韧性由冲击试验得出，表现钢材在有缺陷（缺口）条件下吸收能量的能力。在不同温度下进行冲击试验，可以得出钢构件的脆性转变温度。按照断裂力学，用断裂韧性来衡量钢材的韧性比冲击韧性更为合理，但建筑结构还没有条件采用。

（3）工艺性能。主要是能够经受冷加工的性能和适合于焊接的性能。前者可以由冷弯试验考察。可焊性是指采用一般焊接工艺就可完成合格的焊缝，无论在焊接过程中还是焊完后都不出现裂纹。当前钢结构趋于高强化，可焊性是需要特别关注的性能。

2.1 屈服点和屈服强度

屈服点是钢材强度的首要指标，钢构件的强度设计值均以屈服点为依据。在拉伸试验得出的应力—应变曲线上，先出现一个上屈服点，随即下降到以屈服平台为特征的下屈服点，见图 1－5（a）。上屈服点易受试件尺寸和试验机状况的影响，数值不稳定。因此，工程设计应以下屈服点为准。屈服点的数值随试验加荷速率不同而有所变化。加荷愈快，则测得的屈服点愈高。结构通常承受静态荷载，钢材拉伸试验自然应该缓慢加荷。但钢铁厂所做试验加荷很快，得到的屈服点偏高 10%～15%。

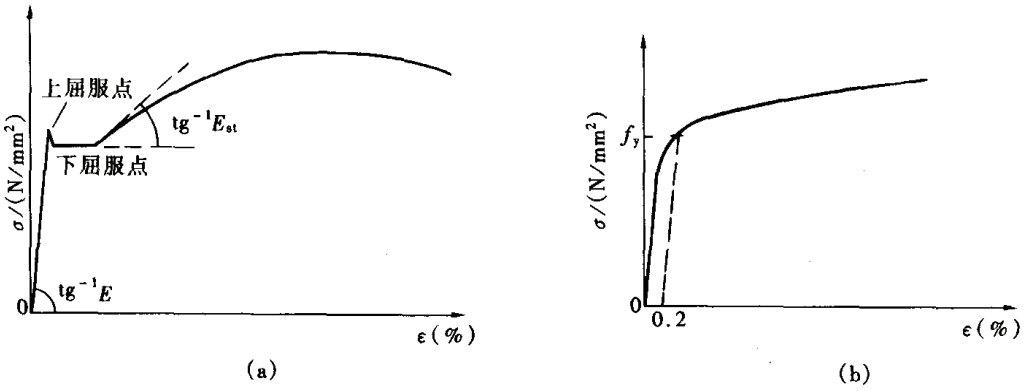


图 1－5　拉伸试验确定屈服点和屈服强度

在钢材标准中，屈服点的符号为 σ_s，而钢结构设计规范用 f_y，本手册用后者。

冷弯型钢用的冷轧钢板性能不同于热轧钢板，在拉伸试验中呈逐渐屈服而不是突然屈服。对这类钢材，以卸荷后的永久变形为 0.2% 的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为屈服点［如图 1－5（b）所示］，一般称为屈服强度。另一种更为简单易行的方法，是以加荷时应变达到 0.5% 的应力作为屈服的判据。它和按永久变形 0.2% 确定的点出入不大。虽然屈服强度多用 $\sigma_{0.2}$ 表示，但钢结构设计规范仍用 f_y。强度高于 Q460 级的钢材和冷轧低碳钢类似，也没有明显的屈服点。

需要指出的是，钢材的屈服属于非连续现象。在拉伸试验达到屈服应力时，试件内部陆续出现一些滑移面［如图 1－6（a）所示］，滑移面上的材料应变由开始屈服的 ε_y 跳到由屈服转入硬化的应变 ε_{st}［如图 1－6（b）所示］，而滑移面以外部分的应变仍停留在 ε_y。已经滑移的那部分材料变形模量由 E 下降到 E_{st}，尚未滑移部分则保持固有的变形模量 E，整个试件的变形模量则介于 E 和 E_{st} 之间。

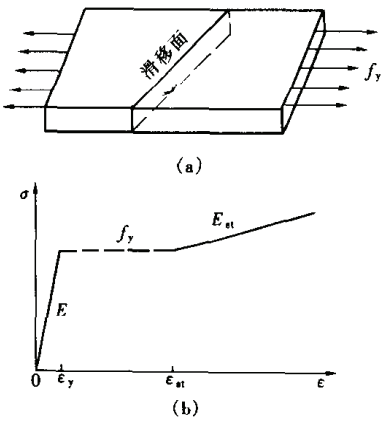


图 1－6　钢材屈服的非连续现象

滑移面出现愈多，模量愈接近 E_{st}。因此，应力—应变曲线的水平段并不真正体现材料的应力和应变的关系，严格地说应该画成虚线。如果认为在屈服平台阶段材料的变形模量为零，那么有些现象就不好解释。塑性设计的构件当截面达到塑性铰弯矩时，翼缘板虽然屈服，只要宽厚比适当，就不会出现局部屈曲，就是一例。

钢材标准所规定的屈服点是钢厂供货的下限。出厂的大部分钢材屈服点都高于标准值，有时高出很多.（参见第二章）。屈服点高则结构实际承载能力超过设计期望值，应该是好事。但也有例外的情况，比如处在高烈度地震区的框架结构，希望做成“强柱弱梁”和“强连接弱构件”。为了在强烈地震时既出现一些塑性铰而又不致倒塌，塑性铰应该位于梁端而不是在柱上。同时，连接不应该在梁端出现塑性铰之前破坏。如果梁材料的实际屈服点比标准值高出很多，则结构实际表现可能违背设计意愿。欧盟的地震区设计规范 Eurocode 8（1998 年稿）要求设计为主要吸收能量的构件，在定货时不仅应规定其屈服点的下限，还要规定它的上限，以免出现梁强于柱和连接的问题。日本已经生产屈服点在限定范围内变化的钢材 SN400B 和 SN490B（属于日本标准 JISG3136—94）。其屈服点上限为下限加上 120N/mm^2。如厚度为 12～40mm 的 SN400B 钢材，屈服点在 235～355N/mm^2 范围内变化。变化幅度定为 120N/mm^2，似乎还嫌大一些。

2.2 抗拉强度

在钢材标准中抗拉强度的符号是 σ_b，钢结构设计规范则规定为 f_u，本手册采用后者。

除了有少量螺栓孔的拉杆外，抗拉强度一般和构件（钢索除外）的承载极限没有直接联系。抗拉强度高于屈服点，显然提供了额外的安全保障。然而，从充分利用材料的塑性着眼，抗拉强度对承载极限有着重要意义。如果钢材是没有强化阶段的理想弹塑性体，梁既不可能达到塑性铰弯矩 M_p，更不可能实现塑性铰后的转动。作为理想弹塑性体［如图 1－7（a）所示］，梁截面进入部分塑性后弯曲应力的分布如图 1－7（b）所示，e 代表弹性核的一半高度。根据材料力学，此时的曲率为：

$$\Phi = \frac{h}{2e}\Phi_y \tag{1-1}$$

式中 Φ_y——边缘屈服时的曲率$2f_y/(hE)$，对一定高度的梁是个常数。

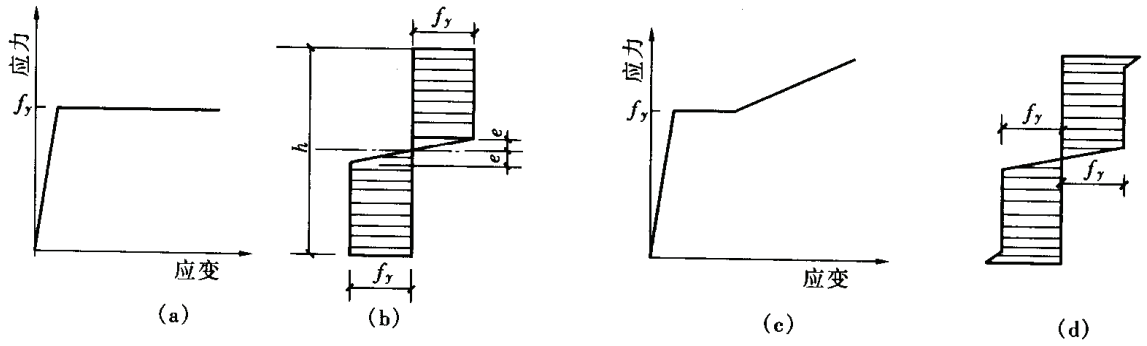


图 1－7 塑性铰弯矩和材料强化

当塑性发展到整个截面时 $e=0$，曲率将达到无限大，这显然是不可能的。对于有强化阶段的材料［如图 1－7（c）所示］，情况就不相同。e 足够小时应力分布将如图 1－7（d）所示，弯矩不仅可以达到塑性铰弯矩 M_p，还可以超过它。超静定结构采用塑性设计时，塑性铰截面需要能够转动以实现内力重分布。这种转动只有当截面近旁有一小段构件

全都达到或超过 M_p 才是可能的[1.1]。理论分析和实验都表明，材料的强屈比愈大，则塑性铰截面的转动能力愈大。GB50017 规范规定，用于塑性设计的钢材强屈比 f_u/f_y 不应小于 1.20。地震区的钢结构，材料也应满足这一要求。《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ99—98）就有此规定。钢结构设计规范推荐的钢材，强屈比如果按 f_u 和 f_y 的最低值计算，其值都大于 1.20，具体数值如下：

Q235 钢　　375/235 = 1.60
Q345 钢　　470/345 = 1.36
Q390 钢　　490/390 = 1.26
Q420 钢　　520/420 = 1.24

但是如果 f_y 超出最低值较多而 f_u 超出不多，则后两类不一定能达到 1.20。显然，强度更高的钢材就更难于满足要求。日本标准 JISG3136—94 对 SN400B 和 SN490B 钢特别规定，板厚在 12 ~ 100mm 范围内时，屈强比不大于 0.8。对于强度更高的钢材，日本工程界提出下列关系作为目标：[1.2]：

$$f_u/f_y = 1.08 + (148.5/f_y)$$

f_y 以 N/mm^2 计。当 f_y 为 685N/mm^2 时，$f_u/f_y = 1.30$，而日本已有的 HT780 钢的强屈比是 780/685 = 1.14。

2.3 伸长率

伸长率由拉伸试验得出，为试件拉断后的总伸长量和原始长度的比。伸长量由两部分组成：应力达到抗拉强度 f_u 之前，试件沿长度均匀变形，其变形量和长度有关；达到 f_u 之后则开始出现颈缩，变形集中在局部范围内，和长度无关。因此，伸长率随试件的标定长度不同而有些差别。当采用圆形截面试件时，标距取直径的 5 倍或 10 倍，所得伸长率分别以 δ_5 和 δ_{10}命名。δ_5 大约为 δ_{10}的 1.22 倍。我国的钢材标准都采用 δ_5。对于板状试件，标距应按截面积换算。圆形截面的直径 d 和截面积 A 的关系为 $d = 2\sqrt{A/\pi}$。板状试件的 δ_5 的标距应为 $5 \times 2\sqrt{A/\pi} = 5.65\sqrt{A}$，$A$ 为板状试件的截面积。从表 1 - 2 可知 Q235 钢的伸长率应不小于 26% ~ 21%，随钢材厚度而异。低合金结构钢的伸长率下限没有和厚度挂钩，对 Q345、Q390 和 Q420 钢分别为 21%、19% 和 18%，强度愈高则延性愈低。衡量伸长率用的标距，国际上并未统一，如美国取 50.8mm（2in）或 203mm（8in）为标距，其伸长率不能和 δ_5 或 δ_{10}等同。

GB50017 规范塑性设计一章对钢材的要求除强屈比外还有两点：伸长率 $\delta_5 \geqslant 15\%$ 和对应于抗拉强度 f_u 的应变 ε_u 不小于 20 倍屈服应变 ε_y，ε_u 和 ε_y 均见图 1 - 8。上一节分析的四种钢材都满足第一点。关于第二点，目前还缺少各钢号的典型应力—应变关系曲线的数据。图 1 - 9 为日本几种钢材的应力—应变曲线，图中标出了 f_u 的部位。如果认为钢材屈服前为完全弹性，ε_y 由 0.12%（Q235 钢）变化到 0.20%（Q420 钢），则 ε_u 都在 $20\varepsilon_y$ 以上。

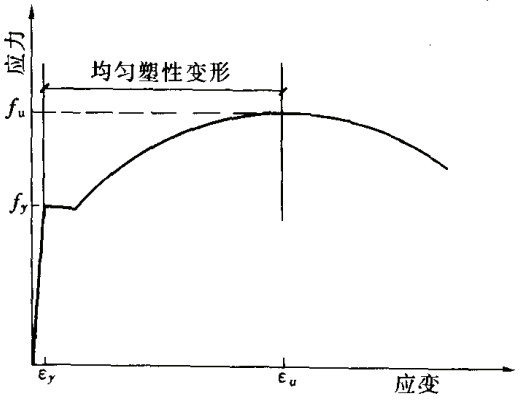


图 1 - 8　均匀和非均匀塑性变形

用于冷弯型钢的厚度不大于 4mm 的薄钢板和

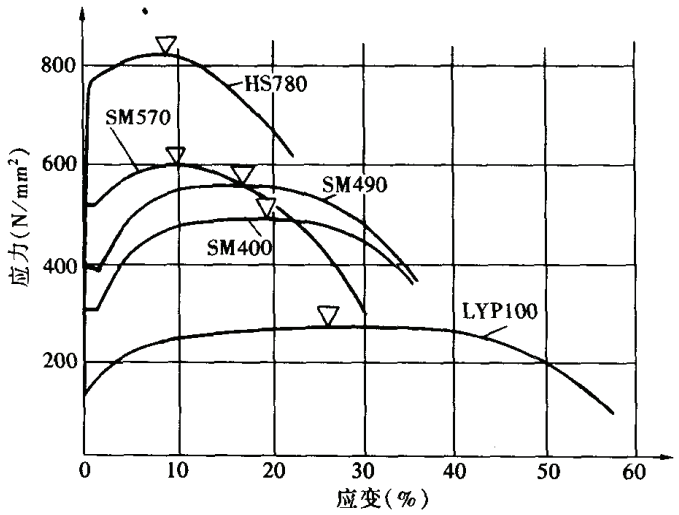


图 1－9　几种钢材的应力—应变曲线

钢带，热轧者的伸长率允许比 GB700 或 GB1591 的规定降低 3% ~ 5%，冷轧者降低 1% ~ 3%，分别见 GB912—1989 和 GB11253—1989 的规定。

2.4　冲击韧性和转变温度

钢材的韧性由冲击试验来检验。试验的一个特点是加荷速率高，属于动态加荷。另一个特点是试样受拉面切有缺口，以模拟构件因缺陷引起的应力集中状态。缺口造成的应力集中和三轴应力，使材料趋于变脆。因此，冲击韧性显示材料对缺陷的敏感性。冲击韧性试样有梅氏 U 形缺口试样和夏比 V 形缺口试样两类（见图 1－10）。我国早期颁布的钢材标准采用梅氏试样。但是鉴于 V 形缺口比 U 形缺口尖锐，更接近于构件断裂条件，且为近年来国际上普遍采用，1980 年我国制定了国家标准《金属夏比（V 形缺口）冲击试验方法》（GB2106）。此后颁行的钢材标准都采用夏比冲击试验。

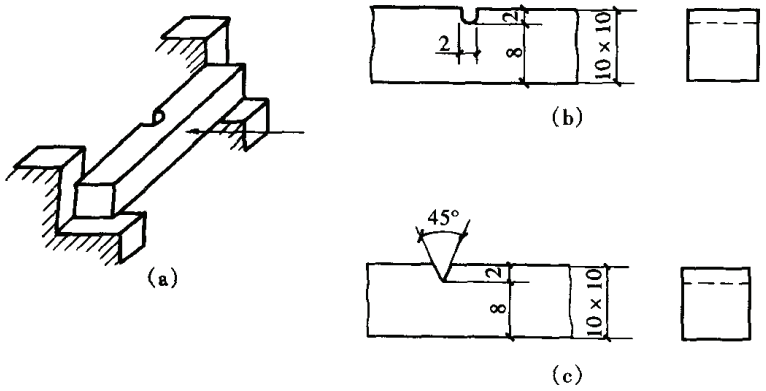


图 1－10　冲击韧性试验（单位：mm）

（a）试验简图；（b）梅氏 U 形缺口；（c）夏比 V 形缺口

夏比冲击试验用冲击功表示材料的韧性，以 J 计，符号为 A_{kv}，英语文献则用 C_v。梅氏冲击试验用单位截面积吸收的功表示，以 J/cm² 计，符号为 a_{ku}。虽然夏比冲击值也可化为单位面积功，但不同缺口形状对韧性的影响不同，两类冲击值不能换算。图 1－11 给出一种低合金结构钢两类冲击值的比较，图中的夏比韧性也化为单位面积值，可见梅氏试样测得的韧性显著高于夏比试样。国家标准《锅炉用碳素钢和低合金钢钢板》（GB713—86）同时规定有 V 形缺口冲击功和 U 形缺口冲击值，对应于 A_{kv} = 27J 的 a_{ku} 为 59J/cm²（钢板厚度不超过 60mm）。两种韧性的差额可以从这一组数字得到概念。

表 1－2 和表 1－5 分别给出碳素结构钢和低合金结构钢冲击韧性的标准值。Q235 钢为 27J，试验温度随钢材级别而不同。Q345 等低合金钢 B ~ D 级均为 34J，而 E 级为 27J，在 －40℃温度下试验。此值虽比前几级钢材低，但由于温度低到 －40℃，冲击性能还是优

于其他级别。

冲击韧性随试验温度降低而下降。开始时下降比较缓慢，随后变得迅速起来。降到一定温度后又重新趋缓。能量—温度曲线类似S形，其反弯点处的温度称为脆性转变温度，而曲线较陡的一段代表转变温度区（见图1-12）。试样冲击破坏为完全脆性时，其断口为平面并呈晶粒状。如果是韧性破坏，因剪应力使晶粒滑移，断口为剪切型并呈纤维状。常见的是混合断口，包括纤维状区和晶粒状区。

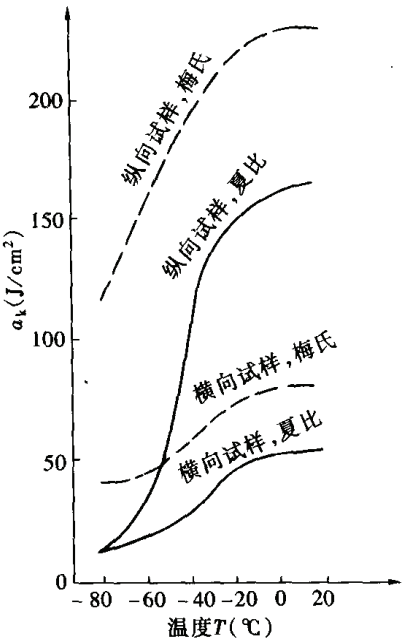


图1-11 夏比韧性和梅氏韧性比较

2.5 冷弯试验

冷弯试验属于工艺试验，目的在于考察钢材是否适合于冷加工。试样绕规定的弯心弯成180°而不出现裂纹，即为合格。在弯曲过程中，钢材经受很大变形。因此冷弯试验也是对材料塑性变形能力的检验和对冶金质量的检验。如果钢材有严重缺陷，会在弯曲过程中显露出来。冷弯试验既简单易行又有上述特点，重要结构的材料都应进行。钢材标准规定，除A级碳素结构钢外都应满足冷弯试验要求，A级Q235钢则在需方有要求时才进行冷弯试验。

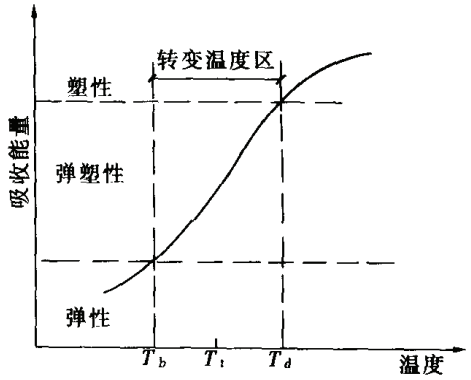


图1-12 冲击韧性和温度的关系

表1-3规定冷弯试样的宽度 B 为其厚度 a 的二倍。弯心直径 d 则随钢材厚度而有所不同。钢板和钢带的冷弯试样在横向割取，而型钢则在纵向取样。因此表1-3对纵向和横向试样分别做出规定。弯心直径由 a 变化到 $3a$。低合金结构钢冷弯试验的弯心尺寸规定得不如碳素结构钢细致，没有区分纵、横向，见表1-5。

2.6 可焊性

钢材的可焊性受碳含量和合金元素含量的影响。碳含量在0.12%～0.20%范围内的碳素钢，可焊性最好。碳含量再高可使焊缝和热影响区变脆。Q235B的碳含量就定在这一适宜范围。Q235A的碳含量略高于B级，且不作为交货条件，所以这一钢号不应用于焊接构件。提高钢材强度的合金元素大多也对可焊性有不利影响。衡量低合金钢的可焊性可以用下列公式计算其碳当量：

$$C_E = C + \frac{Mn}{6} + \frac{1}{5}(Cr + Mo + V) + \frac{1}{15}(Ni + Cu) \qquad (1-2)$$

此式是国际焊接学会（IIW）提出的，为我国行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》（JGJ81—2002）和国家标准《船体用结构钢》（GB712—88）所采用。当 C_E 不超过0.38%时，钢材的可焊性很好，Q345和强度等级更低的钢号属于此类。当 C_E 大于0.38%但未超过0.45%时，钢材淬硬倾向逐渐明显，焊接难度比较大，需要采取适当的预热措施并注意控制施焊工艺。预热的目的在于使焊缝和热影响区缓慢冷却，以免因淬硬而开裂（参见

3.3.2 节)。当 C_E 大于 0.45%时，钢材的淬硬倾向明显，焊接难度更大，需采用较高的预热温度和严格的工艺措施来获得合格的焊缝。除碳当量外，焊接难易程度还和钢材厚度、施工环境温度及构件变形受到约束的程度有直接关系。厚度小于 30mm 的钢材较易焊接；厚度 30～80mm 的钢材较难焊接；厚度大于 80mm 者焊接难度更大。因此，重要结构施焊时实际采用的焊接制度最好由工艺试验确定。综上所述，钢材可焊性的优劣实际上是指钢材在采用一定的焊接方法、焊接材料、焊接工艺参数及一定的结构型式等条件下，获得合格焊缝的易难程度[1.3]。可焊性稍差的钢材，要求更为严格的工艺措施。

3. 影响钢材性能的因素

3.1 钢材的组织

在分析影响钢材性能的因素之前，需要先了解钢材的内部组织。钢材是由众多的晶体组成的。这些微小的晶体亦称晶粒，形状并不规则。但晶粒中铁原子则规则地排列成空间格子，称为晶格。晶格由立方体的晶胞组成（见图 1－13），结构随温度而有所不同。在 910℃以下呈体心立方型，称为 α 铁［如图 1－14（a）所示］。它的晶胞共有 9 个原子，其中 8 个位于立方格子的节点上，各自属于相邻 8 个晶胞所共有，另外一个则位于立方体中心。当温度超过 910℃但低于 1390℃时，晶胞转变为面心立方型的 γ 铁［如图 1－14（b）所示］。它除了格子节点上 8 个原子外，每个正晶面中心还有一个原子，为两个相邻晶胞所共有。两种立方体的边长分别是 0.287nm 和 0.357nm。当温度下降至 910℃以下时，γ 铁转变为 α 铁，体积略有膨胀。

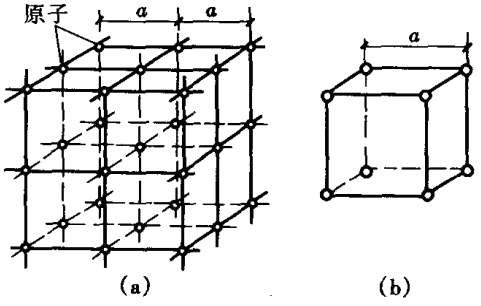


图 1－13　结晶格

钢是铁和碳的合金，二者的结合有两种不同方式，即形成固溶体和组成化合物。碳原子作为溶解质均匀地分布在铁原子（溶剂）之间，这就是铁碳固溶体。碳原子的直径为 0.118nm，比铁原子直径 0.252nm 小得多，有可能进入铁晶格的间隙中而不改变晶体的构造型式，只是晶格发生一点变形。γ 铁立方晶格的中心处空隙直径为 0.104nm，比碳原子直径小得不多。碳原子占据这一位置，形成的固溶体称为奥氏体。α 铁虽比 γ 铁疏松，但是空隙多而直径小，溶解碳原子的能力很差。在溶碳能力最高的 723℃温度下，仅约为 0.02%，在室温下更是微乎其微。这种溶有极少量碳的铁称为铁素体或纯铁体（F）。铁素体的强度和硬度都很低，但塑性和韧性很好。奥氏体的强度不高而塑性好，钢材的热加工都宜在奥氏体状态下进行。

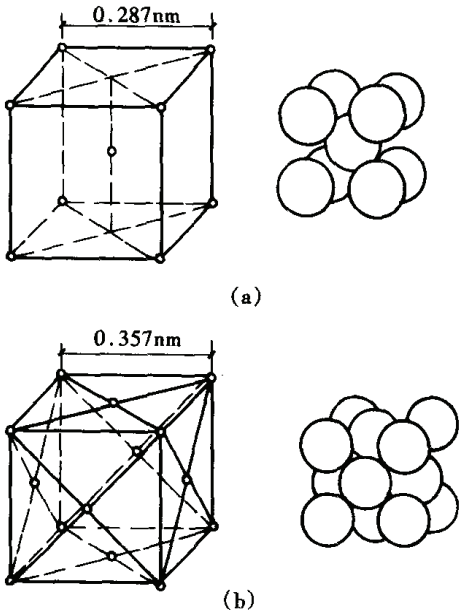
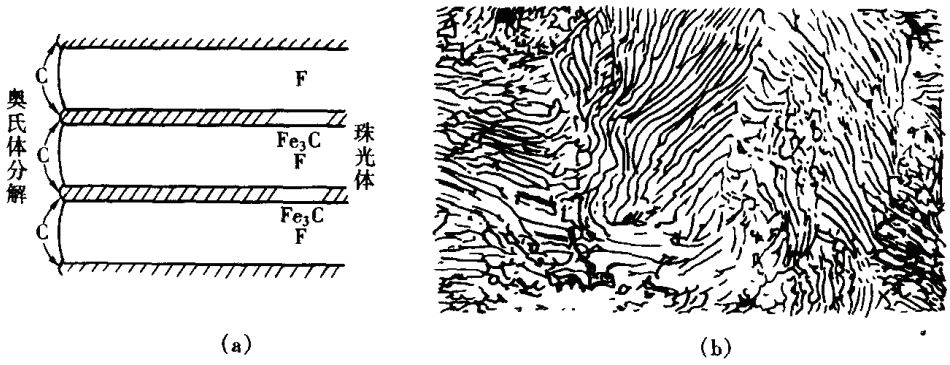


图 1－14　体心和面心立方晶格

随着温度下降，γ 铁的晶格逐渐向 α 铁转变，碳原子大部分从固溶体中析出，和铁原

子化合成碳化铁（Fe_3C），称为渗碳体。渗碳体的晶体结构十分复杂，晶格尺寸为0.51nm×0.45nm×0.67nm。渗碳体的硬度和强度高而塑性低。建筑结构用的低碳钢中渗碳体一般不单独存在，而是和铁素体一起形成一种混合物，称为珠光体（P）。在珠光体中，铁素体和渗碳体呈层状的交替分布。图1-15（a）示出珠光体由奥氏体生成的情况，而图1-15（b）则为其显微组织（放大300倍）。珠光体的强度和塑性都介于铁素体和渗碳体之间，强度比铁素体高，塑性比渗碳体好。建筑结构用钢的碳含量不超过0.22%，它在常温下的结构组成大部分是铁素体，小部分是珠光体。珠光体分布在铁素体的周围，如图1-16所示（放大100倍）。图中浅色部分是铁素体，而黑色部分则是珠光体。图1-17是钢的铁碳状态图，给出不同碳含量的钢在不同温度下的组成。碳含量大于0.8%的高碳钢和小于0.8%的中、低碳钢有很大区别。



(a)　　(b)

图1-15　珠光体的生成及其显微组织

图1-16　结构钢材的显微组织

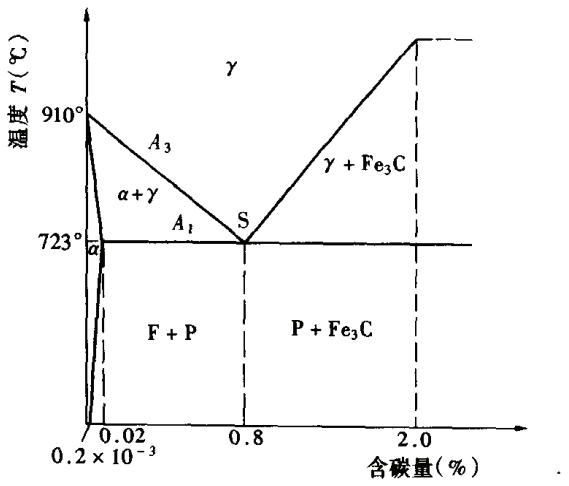


图1-17　钢的铁碳状态图

建筑结构用的低合金钢碳含量都在0.20%以内，相当于在低碳钢中加一些合金元素。它的组织仍然保持铁素体—珠光体型。主要合金元素为锰。锰可以固溶于铁素体中，其方式为锰原子在α铁的晶格中取代一部分铁原子，并保持体心立方格的构造型式不变，形成合金固溶体。原子取代的结果使晶格略有畸变，从而提高其屈服点。其他合金元素也有类似情况。合金元素在加热条件下容易溶于奥氏体，增加它的稳定性和过冷能力，从而增加珠光体在钢中所占百分比，并使珠光体的分散度增大，又使铁素体晶粒得到细化。

细化晶粒可以多方面改善钢材的性能。首先是提高它的屈服点，同时也提高钢材的延性和降低脆性转变温度。晶体的屈服是内部出现滑移的结果。图 1－18 表示晶粒产生塑性变形的机理。这种变形是在克服晶界上杂质和珠光体的阻碍才出现的。钢材的晶粒细化，则总的晶界面增大，从而对滑移的阻抗增大。钢材的强度即产生滑移所需的力，服从下列关系式：

$$f_y = \sigma_i + k/\sqrt{d} \qquad (1-3)$$

式中 σ_i——颗粒很大的单晶的屈服强度，对软钢为 $5N/mm^2$；

d——颗粒直径，mm；

k——材料常数，对软钢约为 $38N \cdot mm^{-3/2}$。

钢材的脆性转变温度也和 $d^{1/2}$有直接关系，见图 1－19。

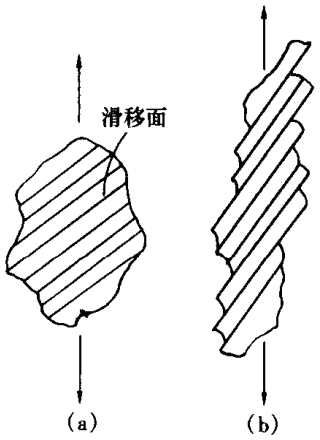


图 1－18 晶体的塑性变形
(a) 滑移前；(b) 滑移后

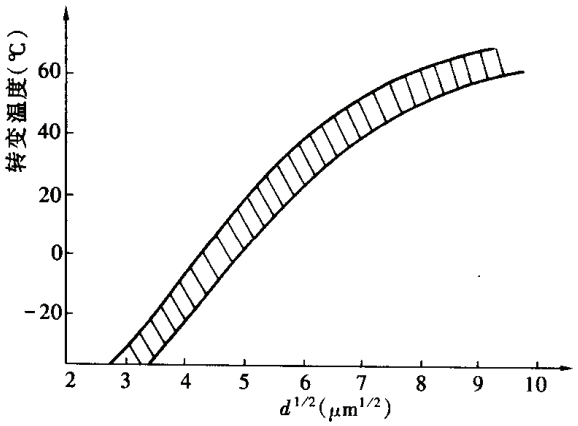


图 1－19 脆性转变温度和粒径的关系

3.2 成材过程对钢材性能的影响

3.2.1 熔炼和脱氧

熔炼决定钢材的化学成分，对钢材性能起最重要的作用。碳是提高钢材强度最有效的元素，但是随着碳含量增大，钢的塑性和韧性都下降。因此，用于钢结构的低碳钢和低合金钢，碳含量限制在 0.22%或 0.20%以内。低合金钢的合金元素为锰、钒、铌、钛和铬、镍。锰在钢中既有脱氧功能又和硫化合为 MnS 以减轻硫的有害作用。如果不加锰，则将生成更为有害的 FeS。因此，碳素结构钢总是含有少量的锰。硅是比锰更强的脱氧剂，在碳素结构钢中也有一定含量。

当锰用作提高钢材强度的合金元素时，含量大于 0.8%，但不超过 1.7%。锰提高钢材强度的机理已在上一节中论及。不过晶格畸变而强度提高的同时塑性略有降低。另一方面铁素体晶粒细化，在提高强度的同时使韧性改善且脆性转变温度下降。其他合金元素大多在提高强度的同时使其塑性降低，并且合金元素含量越多则塑性越低。合金元素钒、铌、钛也都起细化晶粒的作用，在 GB/T1591—94 中被称为细化晶粒元素。锰含量过高会向有害方面转变，主要是淬硬性提高，不利于焊接。GB/T1591—94 中各钢号锰含量都不超过 1.7%。

钢材中有害元素有硫、磷、氧、氮、氢等。硫、磷含量不多时，以硫化物和磷化物颗粒形式存在，两者分别使钢热脆和冷脆，不利于韧性。为此，GB/T1591—94 规定 Q345 等

低合金钢从A级到E级P和S的含量逐级减少0.005%，以提高其韧性。碳素结构钢Q235情况也类似。厚度方向性能钢板则硫含量规定更为严格，且从Z15到Z35逐级减小其含量，后者的硫含量仅为0.005%。硫化物还造成钢材的偏析和分层，它们的危害性曾在绪论中论及。加入稀土元素和硫化合，形成的硫化物为等轴颗粒，可减轻硫对厚度方向韧性的危害。

氧和氮也是促进钢材脆性的有害杂质，在金属熔化状态下从空气进入。氧可用下文所述的办法脱去。氧气转炉炼钢避免钢液和氮接触，可以控制钢的氮含量。GB700—88规定，氧气转炉炼钢的氮含量不应大于0.008%。钢的熔炼是把铁水中过多的碳和有害元素硫、磷脱去。在这一过程中不免有少量的铁也氧化，形成FeO。为此需要对钢液进行脱氧。锰是弱脱氧剂。如果仅用锰脱氧，得到的是沸腾钢。硅是较强的脱氧剂。有硅和锰一起，脱氧就比较充分，可得到镇静钢。GB700—88规定，Q235A、B级钢可以是沸腾钢、半镇静钢或镇静钢，C级只能是镇静钢，而D级则是特殊镇静钢。后者需要用铝补充脱氧。铝不仅进一步减少钢中的有害氧化物，而且能够细化晶粒，从而获得更高的室温冲击韧性和更低的冷脆倾向性。图1-20给出碳含量0.20%的两种钢板冲击韧性和温度的关系曲线。曲线1的钢板厚10mm，为用铝补充脱氧的特殊镇静钢，脆性转变温度低达-60℃。曲线2的钢板厚18mm，为沸腾钢，它的室温冲击韧性并不比曲线1低多少，但在负温度下就相差悬殊，脆性转变温度为-10℃。近年来连续浇铸钢坯逐渐取代传统浇铸方法，浇铸过程不再出现沸腾状态。沸腾钢已逐渐退出市场。

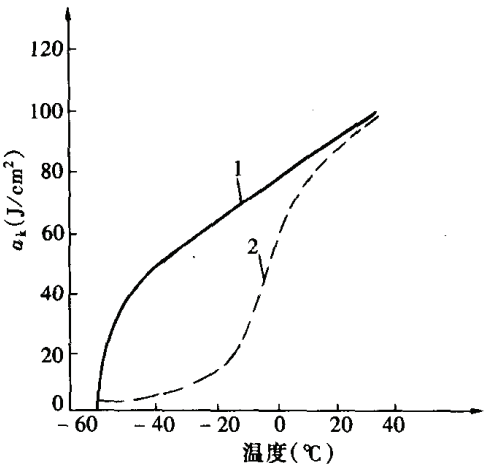


图1-20 冲击韧性比较

低合金结构钢Q345、Q390和Q420都是镇静钢。它们的C、D、E级都用铝补充脱氧。

3.2.2 轧制

辊轧是型钢和钢板的成型工序，它给这些钢材的组织和性能以很大影响。辊轧有热轧和冷轧之分，以前者为主。冷轧主要用于薄板。在绪论的3.1.1节已经提到，热轧使钢材组织更加致密，力学性能得到改善。钢材在轧制中晶粒细化的过程可以从图1-21中领略。辊轧次数多，压缩比大，钢材的性能就改善得多。这就是厚度较小的钢板屈服点高于厚度大者的原因。厚钢板不仅屈服点低，延性和韧性也低于较薄的板。国家标准GB700—88不仅按钢材厚度区分屈服点，还按厚度区分伸长率和冷弯试验的弯心直径。GB/T1591—94则只规定不同的屈服点和不同的弯心直径。热轧工槽钢和H型钢翼缘厚度大于腹板，因而屈服点低于腹板。这是设计者应该注意到的问题。

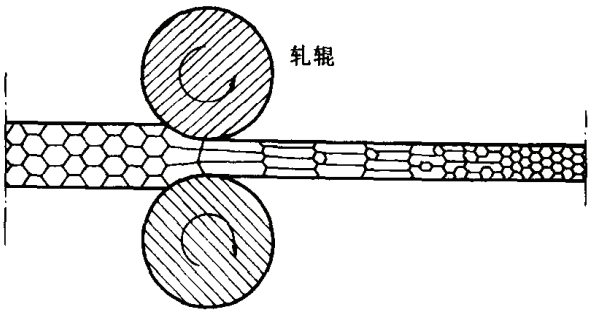


图1-21 热轧使钢材晶粒细化

热轧钢材的性能和停轧温度有关，将在下一节结合热处理进行论述。

热轧的另一个后果是不均匀冷却造成的残余应力，这在钢结构教科书中都有论述。热轧型钢残余应力分布的特点是厚度大的部分（如H型钢翼缘和腹板连接处）散热慢，最后冷却阶段因收缩受到约束而受拉，远离该部分的材料受压。

3.2.3 热处理

根据国家标准，碳素结构钢一般以热轧（包括控轧即控制轧制）状态交货。低合金高强度钢一般应以热轧、控轧、正火和正火加回火状态交货。Q420、Q460的C、D、E级钢还可按淬火加回火状态交货。正火、回火、淬火都属于热处理的一种方式。控轧则是利用热处理的原理获取正火的效果。淬火加回火也称为调质热处理。正火和调质热处理的目的都是通过改变钢材的组织来改善它的性能。

图1－17所示为铁碳状态图，含碳0.2%的低碳钢大约在温度下降到860℃（即临界点A_3）时开始由奥氏体分化出一部分铁素体，到温度降至723℃即临界点A_1以下时全部转变为铁素体加珠光体，直至温度降到室温不再有其他变化。这是缓慢降温的情况，相当于在加热炉内逐渐降温而退火。如果降温稍快一点，则上述转变会有些滞后，形成所谓过冷现象。其结果是铁素体所占比例略有提高且晶粒较细，而珠光体则层次较细。这些微观结构的变化都使钢材的屈服点提高，并改善其延性和韧性。把钢材加热至相变临界线A_3之上并保持一段时间然后在空气中冷却，就属于这种情况，称为正火处理。加热温度不应过高，因奥氏体的晶粒随时间而增大，温度越高则增大越甚。正火后有时再加以回火，即重新加热至650℃并保温一段时间，然后在空气中冷却。它能够消除内应力（残余应力）并进一步提高钢的塑性和韧性，但屈服点略微降低。根据上述原理，热轧钢材最好在临近A_3线而略高一点的温度辊轧完毕。前面说过，钢材的热加工都在奥氏体状态下即A_3线以上进行，但温度不宜过高。在较低的温度下经受较大的压缩变形，可得较细的晶粒。所谓“控制轧制”，就是辊轧的最后阶段保持在900～850℃之间，以得到正火的效果。但是，如果停轧温度过低，会出现带状组织，使钢材垂直于辊轧方向的韧性、塑性和冷弯性能过低。另一方面，停轧温度过高，不仅引起奥氏体晶粒增大，而且铁素体不以颗粒状析出，而是以叶片状形式沿一定位向析出，形成魏氏组织，其强度和韧性都比较低。带状组织和魏氏组织都可以通过正火处理加以消除。

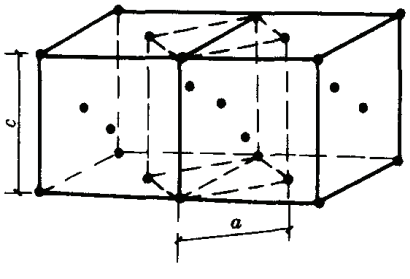


图1－22 奥氏体向马氏体转变

淬火是把钢材加热至A_3线以上，保温一段时间，然后放入水或油中快速冷却。在冷却速度很快的情况下，奥氏体来不及分解为铁素体和珠光体，而是转变为马氏体。马氏体是一种不稳定的组织，其晶格有如图1－22粗虚线所示的正方截面的棱柱体。它的高度c约为边长a的1.41倍，可看作由两个相邻的面心立方晶格的一部分组成，不过略有缩短。体心四角柱的马氏体的强度很高，硬度也高而塑性较差，不适用于建筑结构，需要对它进行高温回火处理，以改善其塑性和韧性。回火后马氏体分解为铁素体和粒状碳化铁的混合物，称为索氏体，塑性和韧性都比较好。强度虽不如马氏体，还是高于未经热处理的材料。正如GB/T1591所规定的那样，只有强度高（Q420和Q460）和韧性也要求高的钢材（C、D、E级）才需要淬火加回火处理。除了钢材成本提高外，调质钢还有一些不足之处，即对火工矫正处理较为敏感和焊口及热影响区脆化倾向性大。图1－23给出上

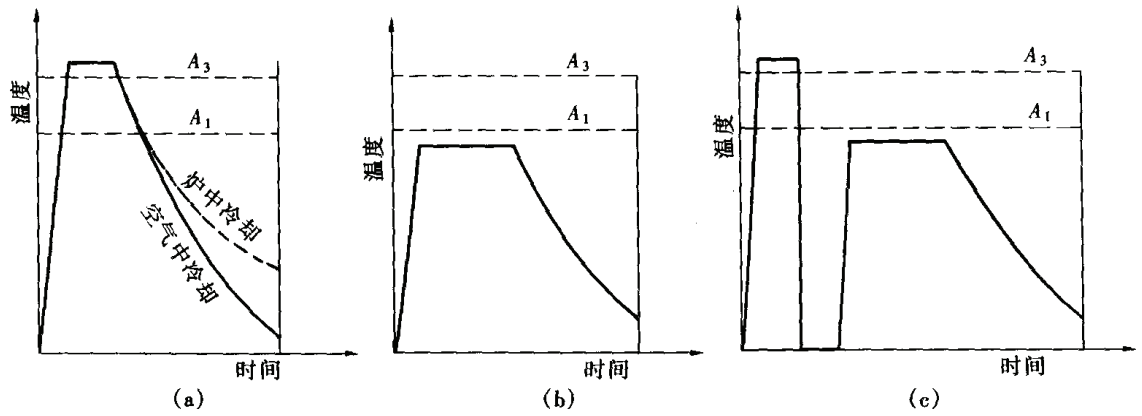


图 1-23　热处理的温度变化

(a) 正火；(b) 回火；(c) 调质

述几种热处理的温度变化示意图。

钢材由高温冷却，是否会生成马氏体而不是铁素体加珠光体，不仅取决于冷却速率，也和它的碳含量和合金元素含量有关。易于生成马氏体的特性称为可淬性或淬硬性。碳含量低于0.25%的低碳钢淬硬性很低。低合金结构钢碳含量虽不高于0.22%，却因锰和其他合金元素而提高其淬硬性。这是合金元素影响可焊性的原因。

3.2.4　冷弯成型

冷弯型钢是由薄钢板（钢带）经冷轧或模压等加工手段成型的。冷加工使钢材局部硬化且强度提高。图 1-24 所示为卷边槽钢屈服点变化的情况。截面弯角部分的屈服点大幅度提高，该处的抗拉强度也有所提高，但幅度不如屈服点大。弯角间的平板部分屈服点提高得很少，幅度和成型工艺有密切关系。压制成型者平板部分没有明显提高。

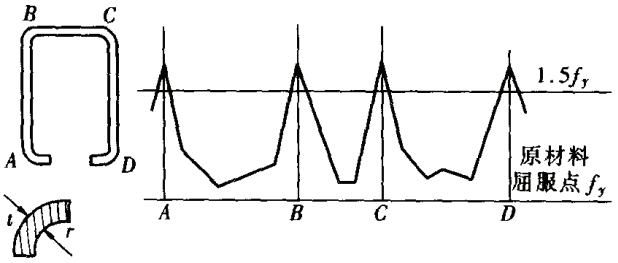


图 1-24　冷弯型钢屈服点提高

显然，圆角半径和板厚之比越小，材料经受的应变越大，屈服点提高的幅度也就越大。具体提高幅度可用下式表达：

$$f_{ye}/f_y = b/(r/t)^m$$

式中　f_{ye}、f_y——分别为冷加工后和加工前的屈服点；

b、m——常数。

此式不适用于 f_u/f_y 小于 1.2 和 r/t 大于 7 的情况。冷加工之所以能提高屈服强度，原因是存在高于它的抗拉强度 f_u。当材料受拉超过屈服平台达到图 1-25 的 C 点时，卸载后有残余应变 OC'。再次加载时屈服强度即为 C 点的纵坐标，比原来的 f_y 提高很多，但充其量只能达到 f_u。因此，材料强屈比越大，f_y 提高的幅度也就越大。b 和 m 可由以下两式表达：

$$b = 3.69(f_u/f_y) - 0.819(f_u/f_y)^2 - 1.79$$

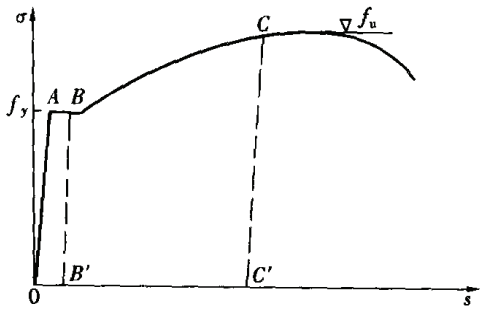


图 1-25　屈服点提高和应力—应变曲线

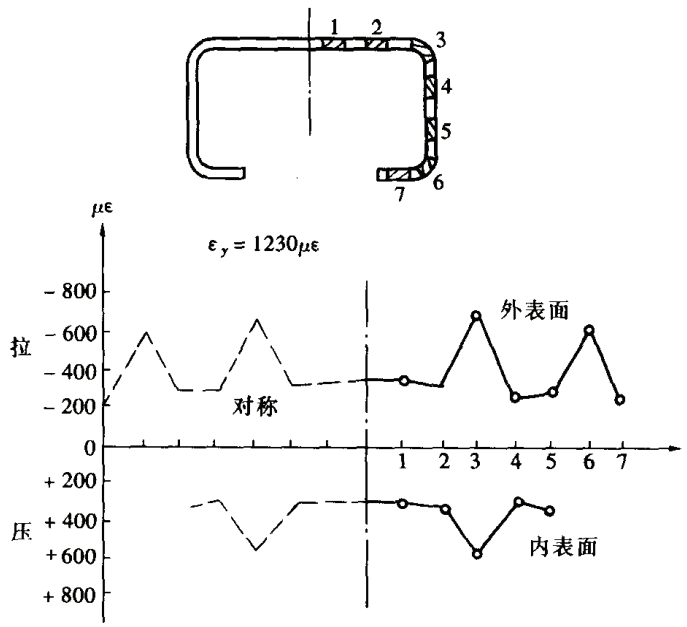


图 1 - 26　卷边槽钢的残余应力

$$m = 0.192(f_u/f_y) - 0.068$$

冷弯型钢用作轴心受拉和轴心受压构件时，其屈服点可以取整个截面的加权平均值，即：

$$f_{yp} = cf_{ye} + (1 - c)f_y$$

式中　c——截面中圆角所占面积和整个面积之比。

冷弯型钢也有残余应力，起因于常温塑性变形。残余应力分布不同于热轧型钢。制作冷弯薄壁型钢的原材料常常是卷板，加工成型时先要把板展平。此时薄板经受第一次塑性变形，并形成一定的残余应力。其后，在冷轧成型过程中转角部分又经受一次弯曲塑性变形，因此冷弯型钢的残余应力在截面上分布是弯曲型的，即沿壁板厚度是变化的。图1 - 26给出一个卷边槽钢纵向残余应力的实测结果。壁板外侧受拉而内侧受压，平板部分的残余应力基本相同，转角部分则有所提高，提高的幅度和转角处屈服点的提高大体相对应。残余应力沿厚度的变化可以近似地看成是线性的，外表面残余应力在（0.25 ~ 0.7）f_y 之间。在分析构件性能时可以取 $0.5f_y$。和卷边槽钢类似，冷成型焊接圆管和方管的残余应力也呈弯曲型分布，外侧受拉而内侧受压。冷弯成型造成的残余应力可以借助回火处理来消除。

3.3　外在因素对钢材性能的影响

3.3.1　冷加工和包辛格效应

冷弯型钢的成型过程实际上已经是对钢材的一种冷加工。除此之外钢材在金属结构厂加工成构件时还有一些工序会引起冷态塑性变形。把微弯的杆调直，只引起少量塑性变形。如果应变不超出屈服平台，则剩余变形不大（见图 1 - 25 中的 OB′），并且不提高屈服强度，材料的延性下降也不多。反之，剪切和冲孔使钢材产生严重的塑性变形，以致剪断的边缘和冲成的孔壁严重硬化，甚至会出现微细裂纹。比较重要的结构，剪断处需要刨边，冲孔则用较小的冲头，冲完再行扩钻。这些措施旨在把硬化部分除掉，以免裂纹进一步扩展。把钢板或其局部弯成圆柱面，在提高强度的同时使延性下降。弯曲半径相对于板厚越小，经受的应变越大。只有在应变不超过 2%或内面半径 r 和板厚度 t 之比不小于 25 时才可以忽略变形的影响。对于厚度较小的板，r/t 可以用得较小。下列数字可用于带有焊缝的板[1.9]：

当 $t \leqslant 8$ 时，$r/t \geqslant 1.5$；

当 $t \leqslant 12$ 时，$r/t \geqslant 3.0$；

当 $t \leqslant 16$ 时，$r/t \geqslant 10.0$。

钢材在冷拉至塑性变形后再受压，则压缩应力—应变关系和未曾预拉过的压杆有很大不同。随着拉伸屈服点提高，压缩屈服点有所下降，受压应力—应变关系较早就不再是直线，变形模量由 E 逐渐下降（见图 1 - 27）。这种现象称为包辛格效应。拉伸屈服点提高

得越多，压缩屈服点相应降低得也越多。因此，冷拉过的杆件受压承载力达不到常规值。先压后拉也产生类似的退化现象，不过在工程中很少遇到。

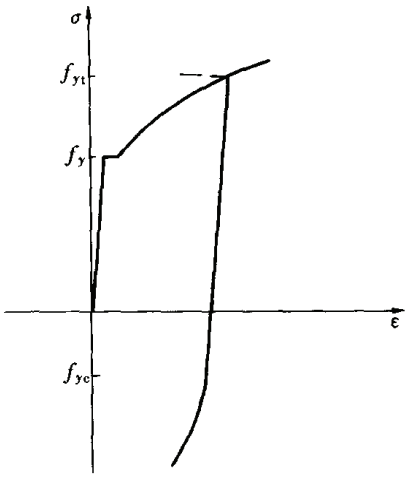


图 1－27　钢材的包辛格效应

3.3.2　焊接和气割

对钢材进行焊接，除了焊缝具有铸造组织，不同于轧制钢材外，焊缝旁的热影响区也发生组织变化。热影响区内按照受热程度分为几部分。温度达到 1100℃以上的部分称为过热区（见图 1－28），高温造成该区内奥氏体晶粒粗大。输入的线能量越大，停留在高温的时间越长，则晶粒越粗，其后果是强度和硬度提高，塑性和韧性降低。温度在 900～1100℃之间的部分是正火区，相当于经受正火处理。该区的力学性能很好，强度、塑性和韧性都较高。温度在 723～900℃之间的部分称为部分重结晶区。该区内晶粒粗细不均匀，一部分是经过重结晶的细小的铁素体和珠光体，另一部分是晶粒粗大的铁素体。由于晶粒粗细不匀，力学性能不大好。温度低于 723℃的部分钢材组织没有变化。热影响区的宽度不大，采用手工焊时不超过 6mm，而自动焊只有 2.5～3.0mm。不过该区属于焊接连接的薄弱部位，如果输入热量小而冷却速率很快，有可能出现淬硬现象导致裂纹。

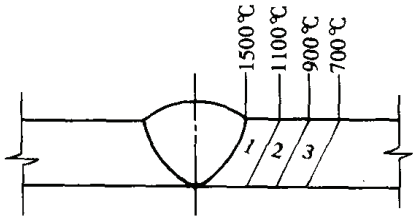


图 1－28　焊缝的热影响区

1—过热区；2—正火区；3—部分重结晶区

焊缝金属的组织虽然不同于轧制钢材，但只要采用厚药皮焊条或气体保护焊和埋弧自动焊，焊缝金属能在较厚的焊渣层保护下不受有害气体侵入且冷却缓慢，又从焊接材料吸收一些合金元素，可以获得力学性能不低于母材的焊缝。反之，如果保护作用不足，空气中的氮、氧可能侵入。同时，如果焊条受潮而又未烘干，还会有氢侵入。这些有害气体恶化熔融金属的成分。在冷却速率过快时也还可能出现淬硬效应。施焊的道数对此也有影响。单道焊快速冷却，造成只淬火不回火的后果。多道焊有所不同，后焊的焊道对前一焊层起加热作用，可使它转化为较细晶粒，性能得到改善。

对于焊接结构来说，重要的是避免用淬硬性较高的材料且焊接制度适当。淬硬性在性质上正好和可焊性相反。公式（1－2）给出的碳当量就是淬硬性的指标。碳含量虽不大于 0.20%而锰含量超过 1%时，淬硬性趋于提高。另一方面，控制焊后温度下降速率是保证淬硬性较高的钢材顺利焊接的必要条件。焊件厚度大时，焊弧的热量散失很快，降温迅速，比薄焊件不利。因此，厚钢材在施焊前后应进行预热和后热，使之降温缓慢。预热温度应根据焊接接头的坡口型式和实际尺寸、板厚及构件拘束条件确定。《建筑钢结构焊接技术规程》规定的厚度对碳素结构钢和低合金结构钢不同，二者分别为大于 40mm 和 25mm。预热温度在 60～140℃之间，后热温度由试验确定。如果施焊时环境温度低于 0℃，预热和后热的需要更为迫切，其加热方式应根据工艺试验来确定。

焊接使焊件产生残余应力和残余变形，一般钢结构教科书中都有论述。焊接构件残余

应力产生的特点是：焊缝及其附近的材料在高温下的膨胀受到相邻部分的约束而不能实现，因而受到压缩，冷却时的缩短趋势再次受到约束而产生拉应力。焊缝残余拉应力经常达到母材的屈服点，但高强度钢材除外。

氧气切割的热效应和电弧焊类似。切割边附近的金属在一定程度上变硬，并导致残余应力和残余变形。重要的结构应把气割边缘刨去2mm，但若边缘还要焊接，则没有刨去的必要。

3.3.3 应力状态的影响

钢材在两个垂直方向受拉，强度提高而延伸率降低。反之，在异号双向应力作用下，强度降低而延伸率增大。图1-29给出这两种应力状态和单向拉伸时应力—应变关系的对比。如果是三向受拉，塑性比双向受拉进一步降低，破坏将是脆性的。因此，三轴受拉对钢结构十分不利。在实际工程中，出现三轴拉应力的情况有：①在空间汇交于一点的三条互相垂直的焊缝产生的残余应力；②有缺口（缺陷或构造缺口）的厚板。图1-30给出带有缺口的薄板和厚板受拉时缺口截面的应力分布。薄板在厚度方向可以较自由地变形，属于平面应力状态，即只承受 σ_1 和 σ_2，而厚板当高额集中应力 σ_1 进入塑性而要求沿厚度方向收缩时，邻近材料的约束作用阻碍其收缩，导致平面应变状态，存在拉应力 σ_3。此外，厚度很大的钢板采用剖口焊对接时，也有可能产生厚度方向的残余应力。

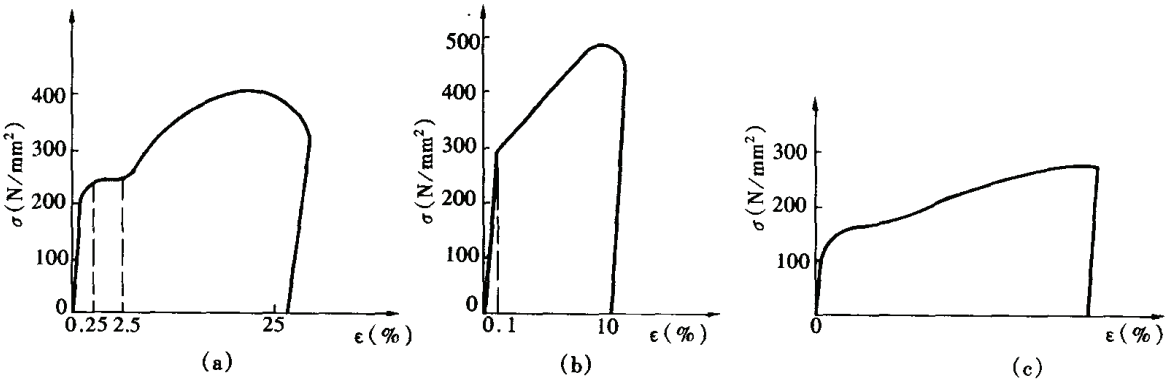


图1-29 不同应力条件下的应力—应变图

(a) 单向拉伸；(b) 双向拉伸；(c) 双向异号应力

结构承受动态荷载有两种情况。一是冲击作用，即加荷速率很高的情况。最典型的是爆炸的冲击力，强烈地震也属这种类型。另一种是随着时间做往复循环变化的荷载。

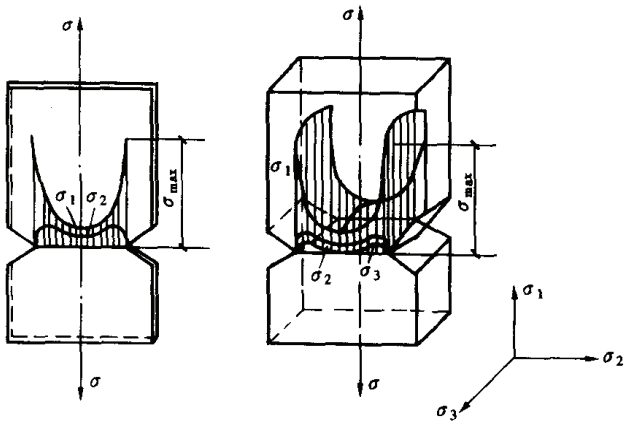


图1-30 缺口应力分布

在冲击性的快速加载作用下，结构钢材的强度有所提高。与此同时，塑性变形能力并未下降，并且反而也略有提高（见图1-31）。Q235级的钢材，当应变速率为 $0.1s^{-1}$ 时，屈服点提高24.5%，抗拉强度提高8.3%，总应变提高7.3%。高强度钢材提高的幅度要低一些。建筑结构钢材在冲击作用下能保持良好的强度和变形能力，这从一些灾害性事故可以得到证明。具体的证例有美

国纽约高 381m 的帝国大厦 1945 年遭到一架 B25 轰炸机的冲撞，第二次世界大战期间英国被炸弹命中的多层框架建筑和美国纽约世界贸易中心连接两座塔楼的低层部分 1993 年遭受炸药爆炸袭击的后果[1.1]，这些建筑都未倒塌。

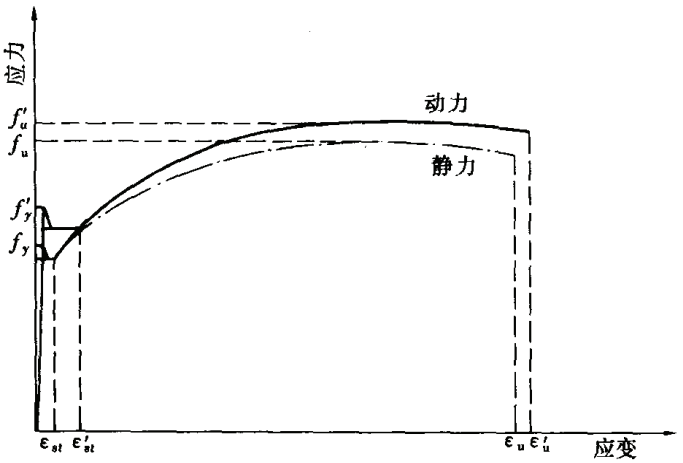


图 1－31　静力和动力本构关系比较

冲击性的动力荷载对钢材性能也有不利的一面，即脆性转变温度随加荷速率增大而提高。图 1－12 所示缺口韧性试验中能量和温度的关系曲线是在冲击性荷载作用下取得的。如果对带缺口的试件缓慢加荷，则所得曲线大体相当于图中曲线向左平移一段距离。

钢材在多次重复的循环荷载作用下滞回环丰满而稳定（见图 1－32）。这是一种极好的性能，为钢结构在地震作用下耗散能量提供了基础。不过在抗震设计中包辛格效应有明显影响。由图 1－32 可见，随着循环中拉力增大，切线模量 E_t 不断下降。

钢材在多次重复荷载作用下出现疲劳现象，将在第五章论述。

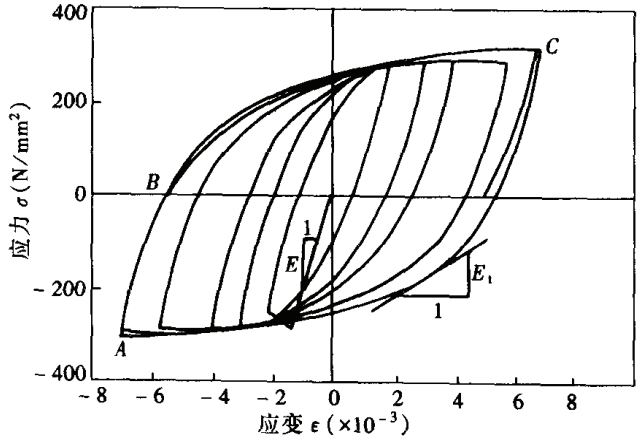


图 1－32　钢材在循环荷载作用下的滞回曲线

3.3.4　高温、环境及时间的影响

温度对钢材性能的影响包括低温和高温两个方面。钢材的韧性随温度降低而下降，已经在 2.4 节中提到。处于寒冷地区的钢结构应十分注意防止脆性断裂，将在本章 4.2 节和第五章论述。

钢材力学性能随温度升高的变化，总的倾向是强度和刚度都趋于降低。弹性模量在 200℃以上明显下降，屈服点在 300℃以上开始降低，这在钢结构教科书中都有所论述。这里要说明的是钢材在结构遭受火灾后的性能变化。据报导[1.4]，当火灾温度低于 700℃（即在临界点 A_1 之下时），钢材冷却后的拉伸性能一般可以恢复到常温时的水平，其原因是钢材在 A_1 线以下不产生组织变化。当受火温度为 800～1000℃时，钢材冷却后的残余强度为原有强度的 85%～100%。然而，如果构件在火灾时承受较大荷载，或荷载虽不很大而温度接近或达到 600℃，有可能因高温软化而导致受拉构件出现颈缩和/或受压和受弯构件弯曲或扭曲及板件局部屈曲。颈缩使该处截面积减小，弯曲、扭曲和凸曲使构件受力性能恶化。遇到这种情况显然应该考虑修复、加固或更换的必要性。参考文献［1.4］分析的皮带通廊桁架，最高受火温度为 800℃左右，在火灾最严重的区域取样试验，应力—应变曲线与正常 A3F 钢基本相同，只是屈服点比未受火区下降 6%。钢材受火温度可以由表面颜色判断。在 300～600℃之间者油漆脱落，表面呈棕红色。高于 600℃者油漆全部脱落，表面呈蓝色

或蓝青色。文献［1.5］把经受火灾后的构件分为三类。第一类保持挺直或略有不明显的变形；第二类有较明显但值得修复的变形。这两类构件的材料性能都没有什么变化；第三类变形严重，需要更换，但这类构件的变形大多发生在温度升高到700℃以前。高强度螺栓受火后强度并无变化，但若较长时间处于高温下，预拉力可能因徐变而有所损失。

文献［1.6］报道，直径140～410mm的圆管和宽度140～305mm的方管在填充素混凝土后用作轴心受压柱，可以在不包防护涂料的条件下耐火1～2h。如果混凝土内加设钢筋或钢纤维，则耐火时间可以提高到3h。

宝山钢铁公司研制出耐火钢和耐候耐火钢，在600℃时屈服点下降不超过1/3，其钢号和性能在4.4节介绍。

高温还出现在对构件加热矫正时，包括制作时的矫正和损伤变形后的矫正。GB 50205—2001规定："加热温度不应超过900℃。低合金结构钢在加热矫正后应自然冷却。"显然，加热温度不宜超过700℃，最好按650℃来控制[1.18]。经调质处理的高强度钢，为了不致消除回火的效应，温度应控制在回火温度之下，最好不超过590℃，并注意缓慢冷却。

腐蚀性环境对钢材有两种影响。一是锈蚀使钢材有效截面积减小，有损构件的承载能力。二是腐蚀性环境加速构件的裂纹开展，对承受循环荷载的构件会降低其疲劳寿命，即出现腐蚀疲劳，对承受静态荷载的构件则会降低脆断的临界应力，有可能导致应力腐蚀开裂（参见第五章）。防止锈蚀的方法或是借助于涂料，或是采用抗锈性强的耐候钢。

生物随时间而衰老，无机物也有老化现象。钢材的老化称为时效，表现为强度提高和变形能力降低。时效硬化的机理是固溶于铁素体中的氮随时间逐渐析出而形成氮化物，阻碍铁素体晶粒间的滑移。钢材的时效敏感性通常通过时效冲击试验来测定。其第一步是用人工方法加速时效的过程：先施加10%的冷工塑性变形，然后加热至250℃并保温1h，再在空气中冷却。把人工时效后的试样和未经时效的试样做冲击韧性对比试验，即可测得钢材的时效敏感性。1981年冶金工业部颁布的《桥梁用结构钢》标准，规定有时效冲击值。但其后的钢材国家标准除锅炉用钢板（GB 713—86）外均未对时效后冲击值做出规定。

既然时效敏感性主要取决于铁素体中固溶氮的含量，减少钢的含氮总量是减少时效敏感性的有效途径。GB 700—88规定，氧气转炉钢的氮含量不应大于0.008%，原因就在这里。钒和氮的亲和力很高，以钒为合金元素的钢中加入少量的氮不致提高其时效敏感性，反而有利于钢材的强度。氮和钒的化合物并不固溶于铁素体，不提高时效敏感性，条件是钒含量在氮含量的4倍以上。用于九江长江大桥的15MnVN钢，氮含量为0.010%～0.020%，钒含量为0.10%～0.20%（见国家标准GB 1591—88）。新的低合金结构钢标准（GB/T 1591—90）对应于15MnVN的钢号为Q420。该标准规定，经供需双方协商，Q420级钢可加入氮元素，其熔炼分析含量为0.010%～0.020%。

4. 钢材的选用

GB 50017—2003《钢结构设计规范》规定，承重结构的钢材宜选用Q235、Q345、Q390和Q420钢，其质量标准符合国家标准《碳素结构钢》和《低合金高强度结构钢》。据此，选用钢材主要解决两个问题：一是选定钢号，二是确定钢材等级。如果选用Q235A或Q235B，则还需确定采用何种脱氧方法。

4.1 确定钢材牌号

选用什么钢号应通过价格比较和了解市场供应情况做出决定。目前 Q235 钢用得较多，但跨度大、高度大或荷载重的结构采用 Q345 或强度更高的钢材往往会获得经济效益。用不同钢号做成的结构，其价格应包括材料、制作、运输和安装各项费用。相对价格比随同构件受力情况而有所区别。

对受拉构件来说，假设不同钢号的抗力分项系数相同，则相对材料价格比为：

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{p_2 f_{y1}}{p_1 f_{y2}} = \frac{p_2/f_{y2}}{p_1/f_{y1}}$$

式中 p_i、f_{yi}（$i=1$，2）——分别为钢材的单价和屈服点。

现在以 Q235 钢作为基准，用 Q345 钢和它比较，则有 $f_{y1}/f_{y2}=1/1.47$。p_2/p_1 常随市场供应情况而变动，取为 1.2～1.1，则有 $C_2/C_1=0.82\sim0.75$，即用 Q345 钢代替 Q235 钢作拉杆，材料费可降低 20%左右。

对梁来说，情况比较复杂。假设梁截面由强度控制且不利用材料的塑性，则梁翼缘充分发挥其承载潜力，而腹板弯曲应力却比较低。这样，把比较昂贵的高强度材料用于腹板显然经济效益不高。文献［1.7］建议，型钢梁的腹板高厚比按辊轧条件取最大值，此值和材料强度无关，则材料费之比为：

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{p_2}{p_1}\left(\frac{f_{y1}}{f_{y2}}\right)^{2/3}$$

焊接梁的腹板高厚比按板件不致屈曲的条件取最大值，强度高的材料高厚比要小一些，上式改为：

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{p_2}{p_1}\left(\frac{f_{y1}}{f_{y2}}\right)^{1/2}$$

按以上两式计算得到的构件价格比是：

轧制梁：　$C_2/C_1=0.93\sim0.85$，即 Q345 钢可节省材料费 10%左右；

焊接梁：　$C_2/C_1=0.99\sim0.91$，即节省材料费 5%左右。

为了充分发挥高强度钢材的作用，可在梁中采用异号钢混用的办法，如翼缘用 Q345 钢而腹板用 Q235 钢。图 1－33给出纯 Q235 钢梁和混用梁应力分布的对比，可见如果梁高度没有变化，则翼缘的费用降低幅度和拉杆一样，腹板单价未提高而作用发挥得更充分。

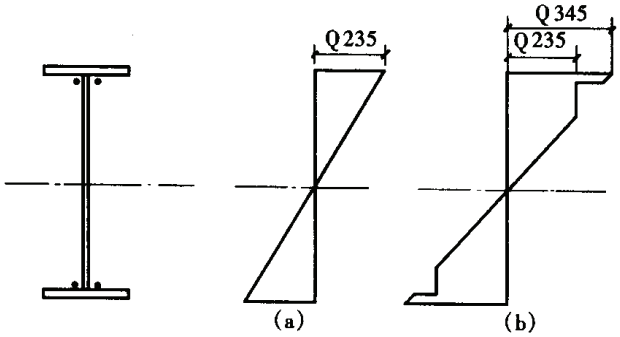


图 1－33　Q235 钢梁和混用梁应力分布比较

（a）Q235 钢梁；（b）混用梁

压杆采用高强度钢材，只有在长细比不大时才能获益。材料费之比由下式给出：

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{p_2}{p_1}\cdot\frac{\varphi_1 f_{y1}}{\varphi_2 f_{y2}}$$

按此式计算的结果如下：

$$当\ \lambda = 50,\quad C_2/C_1 = 0.89 \sim 0.81;$$

$$\lambda = 100,\quad C_2/C_1 = 1.07 \sim 0.98。$$

这就是说 $\lambda = 50$ 的压杆，用 Q345 钢可降低材料费 15%左右，而 $\lambda = 100$ 的杆用 Q345 钢就无利可图，甚至反而提高费用。

鉴于各类钢材的相对价格时常波动，设计师应随时了解市场的行情和供应情况。

由刚度而不是强度控制截面的构件显然应该采用 Q235 钢。在绪论中还曾提到过，由疲劳控制的构件也不宜用高强度钢。

4.2 确定钢材等级

选定钢号之后还需确定用什么等级。划分等级是以冲击韧性为准的，因此，问题的实质是要求什么样的韧性以防出现脆性断裂。前文已经述及，影响钢材韧性的因素有：加荷速率、缺口严重程度、气温、材料的淬硬性、脱氧程度、钢材厚度、热处理和应力状态等。可见防脆断是个高度综合性问题。GB 50017 对钢材冲击韧性的具体要求涉及下列区分：①是否需要验算疲劳；②是否为焊接结构；③气温高低；④不同的强度等级。此外还提到结构的重要性以及是否受拉和受弯。

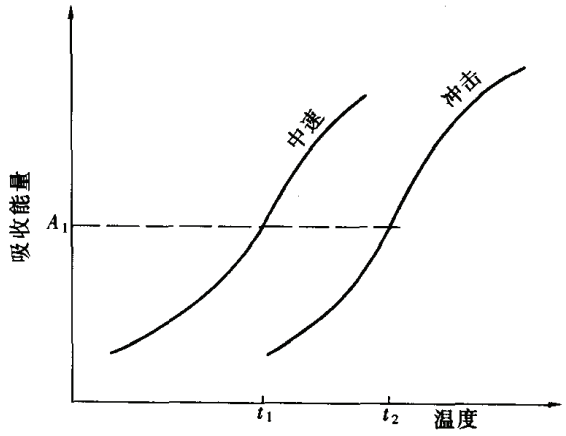


图 1-34　中速加荷和冲击加荷的差别

承受疲劳荷载的结构，内部的类裂纹缺陷有可能发展为裂纹并逐步扩展。如果材料的韧性不高，则裂纹扩展到一定程度即引发脆性断裂。采用韧性适当的材料，排除脆断的危险，则通过疲劳计算就可保证其使用寿命。GB 50017 规范规定，需要验算疲劳的焊接结构的钢材应具有常温冲击韧性合格保证，即要用 B 级钢。这类结构当采用 Q235 钢而温度低于 0℃但高于 -20℃时，应保证 0℃冲击韧性，即采用 C 级钢。这里，-20℃和 0℃之间存在的温度差距来源于加荷速率的差异。建筑结构所承受的动态荷载，加荷速率属于中等速率，不如冲击试验那么高，其温度—能量曲线位于冲击加荷的左侧，如图 1-34 所示。当处在 t_1 温度下的构件要求吸收能量不低于 A_1 时，相应的冲击试验温度为 $t_2 > t_1$。从断裂力学的角度分析，动力和静力断裂韧性—温度关系曲线的温度差距由下式计算[1.8]：

$$T = 119 - 0.12f_y$$

式中　T——温度，℃；

f_y——屈服点，N/mm^2。

对于 Q235 和 Q345 钢，T 分别为 90.8℃和 77.6℃。对中等加荷速率，温度差取其一半，即为 40℃左右。改用冲击韧性作为韧性判据，偏安全地取为 20℃。

高强度钢构件承受的应力高。按照断裂力学原理（参见第五章），构件的应力越高，要求材料韧性也越高。因此，GB/T 1591 所列各钢号的冲击功规定为 34J，而不是 Q235 钢的 27J。但是，像 Q390 和 Q420 这样的钢材，屈服点比 Q235 钢高出的幅度很大，仅把 A_{kv} 提高到 34J 还嫌不足。所以对这些钢号来说，在同样温度下钢材等级要高一级，即工作温

度和试验温度取得相同，不再有差距。

以上要求都是针对需要验算疲劳的焊接结构提出的。对需要验算疲劳的非焊接结构，钢材也应具有常温冲击韧性合格保证，即至少用 B 级钢。处于低温时，钢材等级比焊接结构降低一级。如：工作温度低于 -20℃时，对 Q235 钢要求 0℃冲击韧性合格（即 C 级钢）。

上述情况归纳于表 1-20 中。

表 1-20　　需要验算疲劳的结构对钢材等级的要求

钢　号	焊接结构			非焊接结构		
	>0℃	>-20℃且≤0℃	≤-20℃	>0℃	>-20℃且≤0℃	≤-20℃
Q235	B	C	D	B	B	C
Q345	B	C	D	B	B	C
Q390	B	D	E	B	C	D
Q420	B	D	E	B	C	D

GB 50017 还规定，重要的受拉或受弯的焊接结构，应和需要验算疲劳的焊接结构同样对待。按照以上规定，A 级钢材只能用于不需要验算疲劳的非重要结构。此外，GB 700—88规定，A 级钢的碳、锰含量不作为交货条件。这样，Q235A 的应用范围就只限于不需要验算疲劳的非重要的非焊接结构。

当采用 Q235B 时，还需要确定是否采用价格低廉的沸腾钢。GB 50017 规定下列情况的承重构件不宜采用沸腾钢：

（1）需要验算疲劳的结构，包括焊接结构和工作温度低于 -20℃的非焊接结构；

（2）不需要验算疲劳但直接承受动力作用，且工作温度低于 -20℃的结构；

（3）承受静力荷载的下列结构：工作温度低于 -20℃的受弯及受拉的重要承重结构和工作温度低于 -30℃的所有承重结构。

基于当前生产情况，连续浇铸法不生产沸腾钢，且成本不高，设计中可优先采用镇静钢。

为了防止脆性破坏，GB 50017 规范还指出应综合考虑各种有关因素，其中包括结构型式和钢材厚度，但规范并未对这两个因素做出具体规定。下面结合这两个方面介绍一些国外的规定。

美国 1978 年关于公路钢桥防脆断的规定，对钢材厚度以 38mm 和 51mm 分档。屈服点为 248N/mm^2 和 345N/mm^2 的钢材，冲击功下限为 34J，冲击试验温度一般为地区最低温度加 39℃；当厚度大于 38mm 时，对处于 -35～-51℃的地区只加 28℃；当厚度大于 51mm 时，对屈服点 345N/mm^2 的钢材还要把冲击功提高到 41J。上述规定未涉及不同应力的影响。

瑞士钢结构设计规范 SIA161（1979）规定，为了防止脆性断裂，对复杂的焊接构件、厚板、冷弯成型及存在残余应力的构件，应遵循瑞士钢结构中心的《钢材质量选择建议》[1.9]。这份文献把应力状态划分为强、中、弱三类，见图 1-35。图中焊缝不多且受约束较少的零件属于弱应力状态，都标以 A 字；集中多条焊缝包括有两条相互垂直焊缝的零件则属于强应力状态，都标以 C 字；介于二者之间的是中等应力状态，标以 B 字。除图示之外，加劲肋、隔板、支撑等都归于弱应力状态。在此基础上，结合构件的重要性和工作温度，按表 1-21 把构件分为五级。当构件破坏导致整个结构或其主要部分不再能够

正常使用，后果很严重时，称为第一类构件；如果构件破坏只造成局部性损害而不致危及整个结构或其主要部分，后果就不十分严重，称为第二类构件。最后确定钢材等级按表1－22进行。此表适用的厚度到50mm为止，适用的钢材屈服点为275N/mm^{2}和355N/mm^2。厚度更大的杆件，等级还需进一步提高。强度级别高于Q345的钢，厚度对韧性的影响缺乏资料。当要求板厚度大时，最好不用。文献［1.9］最初由欧洲钢结构协会提出，除瑞士外也通行于德国等其他欧洲国家。

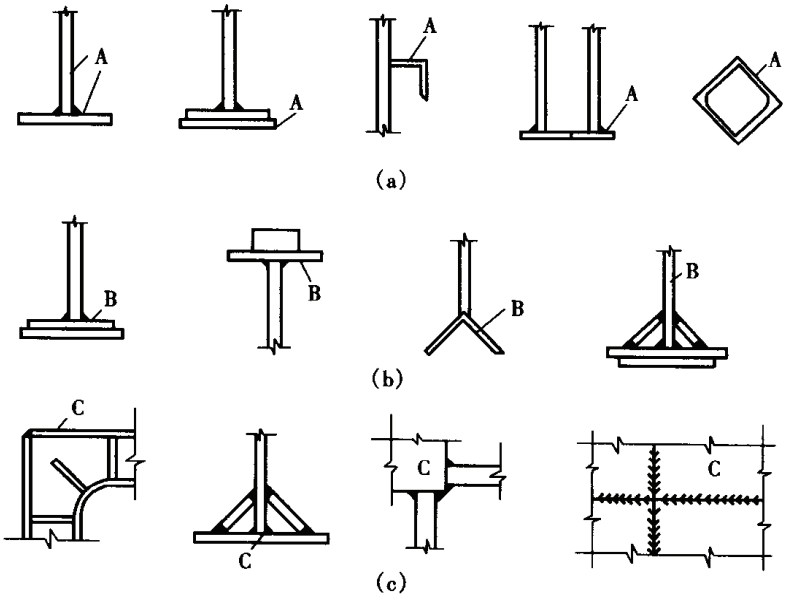


图1－35　应力状态分类

（a）弱应力状态；（b）中间应力状态；（c）强应力状态

表1－21　　构件等级

应力状态	构件重要性	使用荷载下受压		使用荷载下受拉	
		温度低到－10℃	温度低到－30℃	温度低到－10℃	温度低到－30℃
强	一类 二类	Ⅳ Ⅴ	Ⅲ Ⅳ	Ⅱ Ⅲ	Ⅰ Ⅱ
中	一类 二类	Ⅴ Ⅴ	Ⅳ Ⅴ	Ⅲ Ⅳ	Ⅱ Ⅲ
弱	一类 二类	Ⅴ Ⅴ	Ⅴ Ⅴ	Ⅳ Ⅴ	Ⅲ Ⅳ

表1－22　　确定钢材质量

构件等级	厚度不超过（mm）				
		10	20	30	40
Ⅰ	B－F	B－Z		C	D
Ⅱ	B－F		B－Z	C	D
Ⅲ	A	B－F*	B－Z	C	
Ⅳ	A	B－F		B－Z	C
Ⅴ	A		B－F	B－Z	C

*　当在偏析区焊接时宜用B－Z代替B－F。

欧盟规范试行本 EC3 - ENV - 1993 规定静态加荷构件的最大厚度由表 1 - 23 确定，不过桥梁、吊车梁等承受非冲击性荷载的构件也都归在静态加荷构件之列。表中 Fe360 和 Fe510 属于非合金结构钢，屈服点分别为 235N/mm^2 和 355N/mm^2。FeE355 属于焊接用细晶粒结构钢，屈服点也是 355N/mm^2。从表中所列冲击功看，Fe510 的韧性比同级的 Q345 略低，因为它的冲击功不是 34J 而是 27J。Fe510DD 也比 Q345E 略低，－20℃的冲击功为 40J，大约相当于在－30℃时为 27J。FeE355KG 和 Fe510DD 韧性相同，而 FeE355KT 则性能最佳，在－50℃低温下冲击功仍能达到 27J。试以－20℃温度下的焊接拉杆为例来选定钢材等级。当壁厚为 20mm 时，需要 Fe510D。若壁厚为 40mm 则需提高一级，即采用 Fe510DD。这本规范对 Fe510 的要求，除了冲击功低于 Q345 外，所用温度为最低服役温度，不同于 GB50017 的以最低日平均温度为准。

表 1－23　　静态加荷构件的最大厚度

材料牌号等级		冲击试验			最大厚度（mm）					
		温度（℃）	冲击功（J）		最低服役温度 0℃		最低服役温度－10℃		最低服役温度－20℃	
			钢材厚度 150mm 以下	钢材厚度 >150mm 但≤250mm	焊接拉杆	其他杆	焊接拉杆	其他杆	焊接拉杆	其他杆
Fe360	B	+20	27	23	41	150	30	108	22	74
	C	0	27	23	110	250	75	250	53	187
	D	－20	27	23	250	250	212	250	150	250
Fe510	B	+20	27	23	12	40	9	29	6	21
	C	0	27	23	29	106	21	73	16	52
	D	－20	27	23	73	250	52	177	38	150
	DD	－20	40	33	128	250	85	250	59	250
FeE355	KG	－20	40	33	128	250	85	250	59	250
	KT	－50	27	23	250	250	250	250	150	250

4.3　规范未规定的钢材

钢结构设计规范 GB50017 允许采用指定钢号 Q235、Q345 等以外的钢材牌号。这些钢材的来源有：①少数大钢厂按本厂标准生产的钢，如宝钢的 BB502 和 BB503 大体相当于 Q345B 和 Q345D；武钢的 WSM50C 大体相当于 Q345C。②国外产品，如表 1－11 所列。选用这些钢材必须全面了解其化学成分、力学性能和交货状态，并和国家标准进行比较。在各项性能指标均不低于国家标准某一牌号等级时，可按该牌号等级使用。当钢材的综合性能较好，仅某一项指标稍低一点，也可考虑采用。例如：延伸率低于规定值但差额不到 3%，或抗拉强度低于规定的下限 5%以内，都可以接受。屈服点如果低于规定值，当差额不到 5%，可以在把强度设计值折减的基础上进行核算，核算合格方能使用。冲击韧性值不容许降低[1.10]。

有时还可能以船体用钢、压力容器用钢或锅炉用钢来代替一般结构钢。船体用的一般强度钢、压力容器用的 20R 钢板和锅炉用 20g 钢板都大体相当于 Q235 钢；船体用的高强

度钢 AH36、DH36 和 EH36，压力容器用的 16MnR 钢和锅炉用的 16Mng 钢大体相当于 Q345 钢。

4.4 钢材的新品种

新制定的行业标准《高层建筑结构用钢板》（YB 4104—2000）已经实施。此新钢种包括四个牌号：Q235GJ、Q345GJ、Q235GJZ 和 Q345GJZ。前二者属于一般高层建筑用钢，后二者缀有 Z 字，属于厚度方向性能钢板，和表 1－8 相同，可以是 Z15、Z25 和 Z35。四个牌号都有 C、D、E 三个质量等级。E 级的冲击功要求在－40℃不低于 34J。这种钢的一个特点是，屈服点随厚度增大而下降不多。厚度 50～100mm 的钢板，f_y 只比 6～16mm 的钢板下降 20N/mm^2。此外，还有两个关于屈服点的特点：一是屈强比不大于 0.8，以保证结构的延性；二是对 f_y 既规定下限又规定上限，以符合抗震结构的需要。变动幅度是 110N/mm^2，比日本的 SN400B 和 SN490B 还小一点（参见本章 2.1 节）。YB 4104—2000 的技术要求详见资料篇。为了保证可焊性，规定了碳当量和焊接裂纹敏感性指数。碳当量的公式和式（1－2）略有不同。

铁路钢桥用的 14MnNbq 和 15MnVNq 钢冲击韧性极好。按《铁路桥梁钢结构设计规范》给出的技术条件，14MnNbq 在－40℃低温的纵向冲击功和纵向时效冲击功不低于 40J。这两种钢的技术条件见资料篇。

铁路桥梁部门和武汉钢铁公司共同研制出的用于芜湖长江大桥的 14MnNbq 钢，把两种冲击功进一步提高到 100J。为了保证高性能，降低了硫磷含量。芜湖长江大桥正桥钢梁所用 14MnNbq 钢板的化学成分和力学性能分别见表 1－24 和表 1－25[1.11]。和高层建筑用钢板类似，新桥梁钢的屈服点随厚度增大而下降得不多，14MnNbq 在厚度 6～60mm 范围内 f_y 在 370～340N/mm^2 之间变化。在低温地区建造重型露天结构，这种钢材应属首选。芜湖长江大桥裕溪河连续钢桁架用的钢材，则按标准的技术条件生产[1.12]。

武汉钢铁公司还研制出强度更高的控轧型桥梁钢 WQ490E，保证－40℃冲击功不低于 30J，实物性能平均达到 150J[1.16]。

表 1－24　　芜湖长江大桥正桥 14MnNbq 钢化学成分

C	Mn	Si	S	P	Nb
0.11～0.17	1.20～1.60	≤0.50	≤0.010	≤0.020	0.015～0.035

表 1－25　　芜湖长江大桥正桥 14MnNbq 钢力学性能

板　厚（mm）	σ_s（MPa）不小于	σ_b（MPa）	δ_5（%）不小于	冷　弯 180°	－40℃纵向冲击功（J）	应变时效冲击功，10%，纵向（J）
6～16	370	530～685	20	$d=2a$	≥100	≥100
17～25	355	510～665	19	$d=3a$	≥100	≥100
26～36	350	500～645	19	$d=3a$	≥120	≥120
37～60	340	490～625	19	$d=3a$	≥120	≥120

宝山钢铁公司开发出耐火钢系列和耐候耐火钢系列新产品，其耐火性能为在 600℃高温下屈服点下降幅度不大于标准值的 1/3。采用这种钢材可以减少或取消外涂防火材料。钢号和交货指标见资料篇（宝钢暂行标准号 BOB340－99－BJX）。钢材还可保证－40℃冲击功 27J 和屈强比不超过 0.80。

马鞍山钢铁公司生产的 Q235 热轧 H 型钢，实物质量有很大提高，硫、磷含量平均值为 0.021%和 0.022%，20℃冲击功平均值达到 150J[1.17]。

5. 钢材的验收

5.1 保证书和复验

钢结构用材的质量必须经过认真核实。首先，钢材应有质量证明书即钢厂出具的力学、工艺性能和化学成分的合格证明文件，以保证符合国家标准。GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》规定，属于下列情况之一的钢材应进行抽样复验：

(1) 国外进口钢材；

(2) 钢材混批；

(3) 板厚等于或大于 40mm，且设计有 Z 向性能要求的厚板；

(4) 建筑结构安全等级为一级，大跨度钢结构中主要受力构件所采用的钢材；

(5) 设计有复验要求的钢材；

(6) 对质量有疑义的钢材。

GB 50205 对钢材表面质量有附加的规定。当表面有锈蚀、麻点或划痕等缺陷时，其深度不得大于该钢材厚度允许偏差值的 1/2。钢材表面锈蚀等级应符合现行国家标准 GB 8923《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》规定的 A、B、C 级。钢材端边或断口处不应有分层、夹渣等缺陷。

复验结果往往会和保证书上的数据有些差别。对于化学成分，钢厂做的是熔炼分析，在浇注钢液时从钢水罐采取样锭，分析结果表示同一炉或同一罐钢液的平均化学成分。轧制成材后钢材中化学元素或多或少存在偏析现象。成品分析得出的数值可能超出规定的范围，其偏差量应符合国家标准《钢的化学分析用试样取样法及成品化学成分允许偏差》的规定，见表 1－26。对元素偏析比较严重的沸腾钢，GB 700—88 规定，对其成品化学成分偏差不作保证。因此，在焊接结构中不应对沸腾钢委以重任。

表 1－26　　成品钢材化学成分允许偏差

元　素	规定化学成分范围（%）	允许偏差（%）		元　素	规定化学成分范围（%）	允许偏差（%）	
		上偏差	下偏差			上偏差	下偏差
C		0.03* 0.02*	0.02	V	≤0.20	0.02	0.01
Mn	≤0.80 >0.80	0.05 0.10	0.03 0.08	Ti	≤0.20	0.02	0.02
Si	≤0.35 >0.35	0.03 0.05	0.03 0.05	Nb	0.015～0.050	0.005	0.005
S	≤0.050	0.005		Cu	≤0.40	0.05	0.05
P	≤0.050 规定范围时：0.05～0.15	0.005 0.01	0.01	Pb	0.15～0.35	0.03	0.03

* 0.03 适用于普通碳素结构钢；0.02 适用于低合金钢。

屈服点试验结果也会有差异，曾在本章 2.1 节中论及。如果保证书提供的屈服点接近规定的最低值，则缓慢加荷试验的结果很可能不合格。在这种情况下，复验是不可少的。复验合格的钢材均应按所属钢号的规定力学性能使用，不得用试验所得的高于规定值的数

据。

冲击试验按一组三个试样单值的算术平均值计算。允许其中一个试样单值低于规定值，但不得低于规定值的70%。

5.2 试验取样

钢的化学分析试样，必须在钢液或钢材具有代表性的部位采取。做成品分析时，型钢从整个横截面上刨取，或者从横截面上沿轧制方向钻取。钻孔时应对称均匀分布，也可从钢材外侧面的中间部位垂直于轧制方向用钻通的方法钻取。在钢板上取样，则剪下宽50mm的窄条，经过一次或多次折叠并压紧弯折处，然后沿剪切内边刨取，或自表面用钻通的方法钻取，详见《钢的化学分析用试样取样法及成品化学成分允许偏差》(GB 222—84)。

钢材的拉伸、冲击和弯曲试验取样，应服从国家标准《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—1998)。对于型钢，该标准规定应在腿部（即角钢肢和工槽钢翼缘）1/3处取样（见图1-36)。但腿部有斜度的型钢可以在腰部（即腹板）1/4处

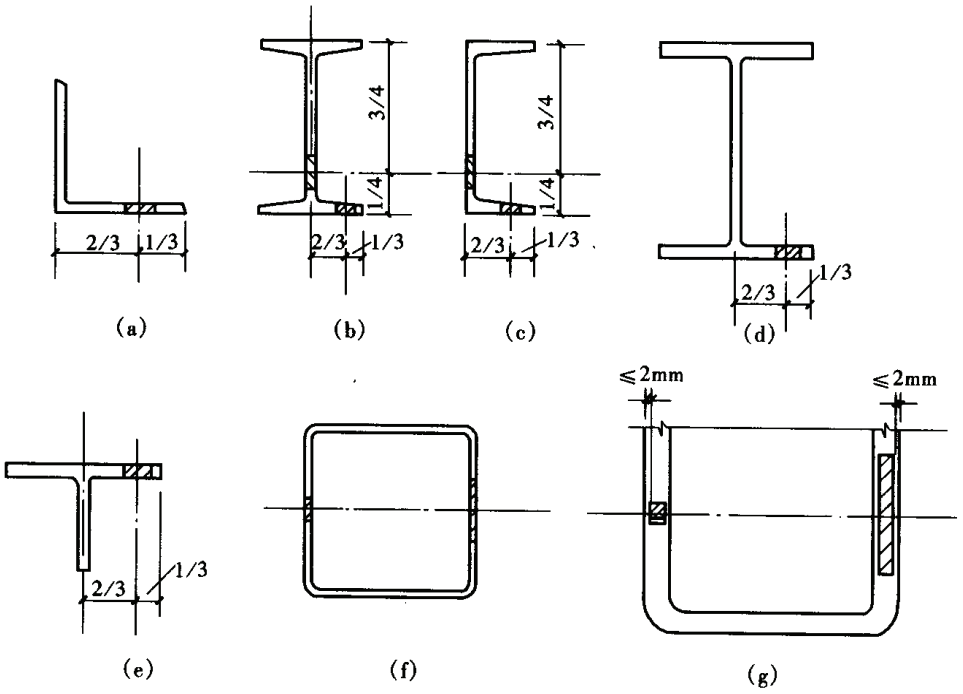


图1-36 型钢力学性能试验取样

取样，或经协商后从腿部取样［见图1-36（b)、(c)］进行机加工。方管和圆管的拉伸试样宜取整个横截面，也可在壁板中部截取纵向或横向试样［见图1-36（f)］冲击样坯则如图1-36（g）所示截取。对于钢板，应在宽度1/4处切取拉伸、弯曲或冲击样坯，取样方向应“由产品标准或供需双方协议规定”。GB 700和GB/T 1591钢材标准都规定，钢板和钢带拉伸和弯曲试验应取横向试样（见图1-37)。

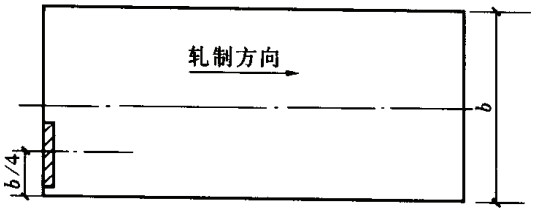


图1-37 钢板力学性能试验取样

按照取样应在有代表性部位的原则，工槽钢力学性能试样取自翼缘比取自腹板更为合

理，原因有二。一是翼缘在受弯构件中起主要作用，压杆承载力也取决于抗弯刚度；二是翼缘厚度大于腹板，性能也比腹板差。由于变厚度的样坯加工成试样比较费工，舍翼缘而取腹板，不利于构件的可靠性。当大号工槽钢用作重要构件时，最好从翼缘取样，尤其是冲击试样更要强调这一点。同样于 1998 年发布的国家标准《热轧 H 型钢和剖分 T 型钢》（GB/T 11263）规定拉伸、弯曲和冲击试验的样坯应从翼缘上沿轧制方向切取，但部位为 1/4 处，需要和 GB/T 2975 协调。

厚度方向性能钢板的样坯，按国家标准 GB 5315—85的规定，在钢板轧制方向上的任一端中部截取，其大小应能做 6 个拉力试样（见图1－38），其中 3 个为备用之需。试验用圆形试样，当板厚不大于 25mm 时直径取 6mm，大于 25mm时取 10mm。试样主体的长度应不小于直径的 1.5 倍。当板厚较小时，可采用在两端焊上夹持端的办法。由于试件长度小，拉伸变形主要出现在颈缩部分，用断面收缩率鉴别钢材厚度方向的性能。

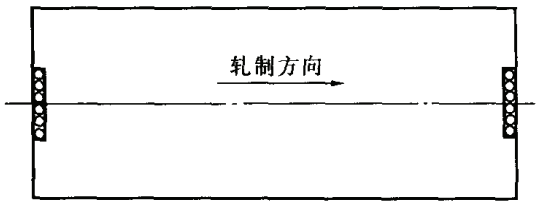


图 1－38　厚度方向性能钢板试件取样

虽然 GB 2975—82 曾规定钢板的冲击试验和拉伸试验一样，应垂直于轧制方向取样，但钢材标准 GB 700—88 和 GB/T 1591—94 都规定冲击试样的纵轴应平行于轧制方向，并且只给出纵向试件的冲击功。因此，尽管横向试件的冲击功低于纵向试件，在工程实践中还是用纵向试件。用钢板焊成的大型构件，钢板都以沿轧制方向受力为主。只有桁架一类结构的节点板才在不同方向受力。用于重型桁架节点板的钢板，同时做横向试件的冲击试验显然是有益的。国家标准《船体用结构钢》（GB 712—88）规定有横向冲击功值，可以作参照用，对应于纵向冲击功 27J 和 34J 的横向冲击功值分别为 20J 和 24J。

GB 700—88 和 GB/T 1591—94 都规定，冲击试样可保留一个轧制面，试样缺口的轴线应垂直于该轧制面，如图 1－39（a）、（b）所示。如果缺口轴线平行于轧制面，而试样内有夹杂物形成的局部分层，则所得冲击功将偏高。在摆锤冲击下，试件缺口处开裂并向内扩张，直至完全断开。但裂缝遇到分层时会停顿下来，然后重新从薄弱处开裂，而不是一断到底。新的取样标准 GB/T 2975—1998 规定，冲击样坯边缘距离轧制面不超过 2mm，如图 1－39（c）所示。这一规定和保留一个轧制面似乎并无矛盾。

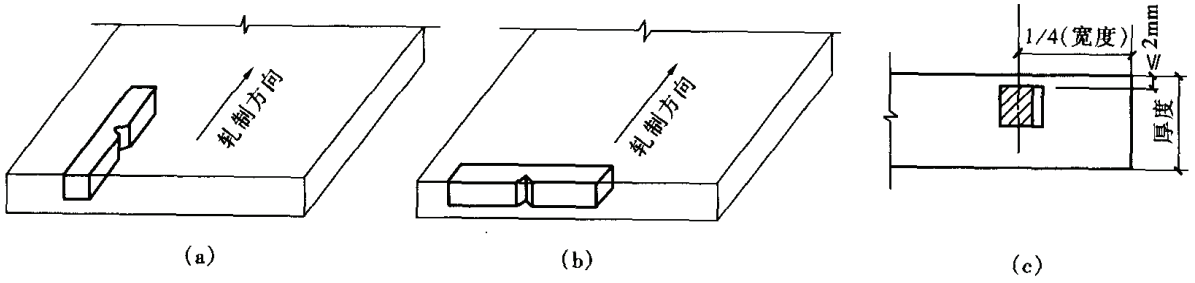


图 1－39　冲击试验试样位置

近年来国外一些钢结构工程发现宽翼缘工字钢（即 H 型钢）腹板和翼缘交接处出现裂纹。经过分析和试验研究，该交接区腹板加厚的部位冲击韧性极低，原因是在轧制成型后对翼缘做了冷校正。为此，文献［1.14］建议设计师应要求在腹板和翼缘交接区切取冲击韧性试样（非地震区无此需要）。但冷矫正开裂未必是普遍现象，文献［1.15］所分析

的试件即未出现脆性断裂。

5.3 分层的检查和处理

绪论中曾经指出，建筑钢材难免或多或少存在分层现象。然而，在结构钢标准和轧制钢材标准中，都未提到分层问题。施工质量验收规范 GB 50205—2001 规定钢材端边或断口处不应有分层、夹渣等缺陷，比较笼统。《建筑钢结构焊接技术规程》（JGJ 81—2002）的规定则比较具体，特别关注焊件坡口边缘上的夹层缺陷。当缺陷长度超过 25mm 时（见图 1－40），应采取刨除和焊接填满措施。当缺陷深度也大于 25mm 时，单个缺陷面积（$a \times d$）或聚集缺陷的总面积不超过被切割钢材总面积（$B \times L$）的 4%时为合格，否则该板不宜使用。对钢材内部夹层缺陷尺寸不超过边缘缺陷的规定时，若其距离坡口表面大于或等于 25mm 时不需要修补。b 小于此值则要修补。当夹层缺陷是裂纹时，如其长度 a 和深度 d 均在 50mm 以内，应用直径不超过 3.2mm 的低氢型焊条补焊，并修磨平整。如裂纹深度大于 50mm 或累计长度超过板宽的 20%时，该钢板不宜使用。

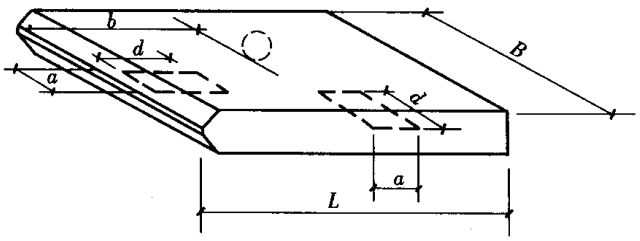


图 1－40　分层缺陷

要确定内部分层的单位面积和累计面积，必须用超声波探测。在什么情况下需要对钢材抽样探测或全部探测，目前还无章可循。根据绪论 3.2.3 节的分析，以下部位的钢板或型钢原则上需要探测：

（1）焊缝收缩可能造成层间撕裂的部位，如图 1－41 所示的重型焊接梁翼缘板的焊接处。焊缝收缩驱使翼缘板变形。当翼缘比较厚时，变形受到较大约束，而分层又不能承受较大的应变，遂使分层开裂。

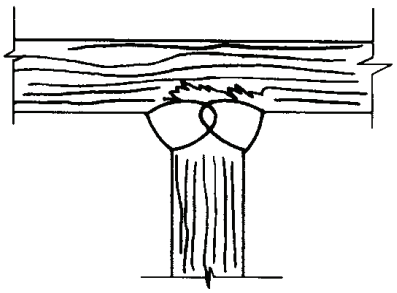


图 1－41　焊接收缩使翼缘板层间撕裂

（2）图 0－13（a）所示的重型柱，其翼缘板不仅在梁端弯矩作用下垂直于板面受拉，而且焊缝收缩使之产生同一方向的拉伸应变。因此，如果采用这种连接构造，则柱翼缘在连接区应重点探测。

（3）板厚度越大，出现层间撕裂的可能性越大。板厚到什么程度需要探测，可以参考《钢制焊接压力容器技术条件》（JB 741—80）的规定：厚度大于 38mm 的碳素结构钢和 16MnR 钢（相当于 Q345）和厚度大于 25mm 的其他低合金结构钢钢板应逐张进行超声波探伤检查。

5.4 连接材料

连接材料（包括焊接材料和紧固标准件）的供货单位应提供产品的合格证明文件、中文标志及检验报告等作为验收依据。此外，按照 GB 50205 的规定，重要钢结构采用的焊接材料应进行抽样复验。焊条和焊丝、焊剂的国家标准中都规定有相应的熔敷金属试验方法，包括拉伸试验、冲击试验和射线探伤试验等。GB 50205 还规定：高强度大六角头螺栓连接副应在施工现场进行扭矩系数复验，扭剪型高强度螺栓连接副则应复验预拉力。试验方法见该标准的附录 B。

参 考 文 献

[1.1] 陈绍蕃. 钢结构设计原理. 第二版. 北京：科学出版社，1998

[1.2] Fukumoto Y. New Constructional Steels and Structural Stability. In: Proceedings SSRC 50th Anniversary Conference. Bethlehem: Struct. Stability Res. Council, 1994. 211～225

[1.3] 何奋韬.《钢结构工程施工及验收规范》技术讲座（2）. 钢结构，1997，12（2）：53～60

[1.4] 陈小兵等. 火灾后钢桁架结构的损伤评估及处理. 钢结构，1998，13（1）：7～10

[1.5] Tide RHR. Integrity of Structural Steel after Exposure to Fire. AISC Engrg. J, 1998, 35（1）：26～38

[1.6] Kodur VKR and Mackinnon DH. Design of Concrete - Filled Hollow Structural Steel Columns for Fire Endurance. AISC Engrg. J, 2000, 37（1）：13～24

[1.7] Merritt FS. Structural Steel Designers' Handbook. New York: McGraw - Hill, 1972

[1.8] Barsom JM and Rolfe ST. Fracture and Fatigue Control in Structures. 2nd ed. Englewood Cliffs: Prentice - Hall, 1987

[1.9] CSCM Recommendation pour le Choix des qualites d'acier. Zurich: 1979

[1.10] 赵熙元主编. 建筑钢结构设计手册. 上册. 北京：冶金工业出版社，1995

[1.11] 赵世运. 芜湖长江大桥正桥钢梁材料和结构研究. 钢结构，1999，14（3）：57～58

[1.12] 曾小怀. 芜湖长江大桥裕溪河低建筑高度连续钢桁架设计. 钢结构，1999，14（3）：24～26

[1.13] 何奋韬.《钢结构工程施工及验收规范》技术讲座（1）. 钢结构，1997，12（1）：37～45

[1.14] Tide RHR. Evaluation of Steel Properties and Cracking in K - area of W Shapes. Engrg. Struct, 2000, 22（2）:128～134

[1.15] Barsom JM and Pellegrino JV Jr. Failure Analysis of a Column K - area Fracture. Modern Steel Construction, 2000, Sept: 62～67

[1.16] 郭爱民. 武钢新一代桥梁钢的研制及应用. 钢结构，2000，15（3）：53～56

[1.17] 顾建国. 马钢热轧 H 型钢实物质量与性能特点. 钢结构，2000，15（3）：57～60

[1.18] Avent R and Mukai DJ. What You Should Know about Heat Straightening Repair of Damaged Steel. AISC, Engrg. J. 2001, 38（1）：27～49

第二章　钢结构的可靠度和极限状态

1. 概率极限状态法的原理

1.1　容许应力法和概率极限状态法

一般地说，结构做得越强大，则可靠度越高。与此同时，造价自然随同提高。可靠度分析和设计的任务，就是在安全可靠和经济合理这两项要求之间寻求最佳的平衡点。

像认识其他事物一样，人们对可靠度的认识也是随科学和技术的发展而逐步深入的。传统的可靠度设计计算方法是安全系数法，现行的 GB 50017—2003《钢结构设计规范》则采用以概率理论为基础的极限状态设计法。二者的主要区别如下：

（1）安全系数法属于定值法，把影响结构可靠承载的各种因素如荷载和材料强度等，都取其平均值或标准值，并把它们看成一成不变的。概率极限状态法则认为这些影响因素都是不确定的，即具有不定性或随机性。设计工作不仅要考虑这些因素的平均值或标准值，还考虑它们的离散程度。

（2）安全系数法把可靠性绝对化，似乎采用了足够大的安全系数就可以保证结构绝对可靠。概率极限状态法则把失效概率控制在可以接受的足够小的程度。

（3）安全系数法大多停留在结构的弹性工作阶段，而概率极限状态法以到达结构的极限状态作为失效的准则。

（4）安全系数法的安全系数主要基于经验确定，因而无法统一衡量结构的可靠度，而概率极限状态法采用基于概率统计理论的可靠指标，为可靠度的可比性提供了共同基础。

1.2　结构应满足的要求

结构应具有适当的可靠度，使之能满足下列功能要求：

（1）在各种预期的作用下适用而耐久，即不超过正常使用极限状态。

（2）在建造过程和服役阶段均能承受极端的作用值和经常反复的作用值，即不超过承载能力极限状态。

（3）在水灾、滑坡、地震、火灾、爆炸、冲撞或发生人为错误的情况下，不致造成过大的损伤（结构的整体性要求）。

结构的可靠性分析应贯穿在勘察、设计、施工和使用的各个阶段。因此，除正确的设计计算外，还应对结构材料性能、施工质量和使用情况进行监督和控制，并实施适当的维护措施。

1.3　失效概率和可靠指标

可靠度设计应使由最经济的途径建成的结构能够满足各种预定的功能要求。结构满足功能要求的条件由下式表达：

$$g(x_1, x_2, \cdots, x_n) \geqslant 0 \tag{2-1}$$

式中　$g(*)$——结构的功能函数；

$x_i(i = 1,2,\cdots,n)$——基本变量，指结构上的各种作用、材料性能和几何参数等。

当把作用的综合效应和结构或构件的抗力作为基本变量时，上式简化为：

$$g(x_1, x_2) \geqslant 0 \tag{2-2}$$

或：

$$g = R - S \geqslant 0 \tag{2-2a}$$

式中 S——结构作用的综合效应；

R——结构的抗力。

当 $g=0$ 时，结构到达极限状态，而 $g<0$ 则结构处于失效状态。图 2-1（a）所示为结构的不同状态。

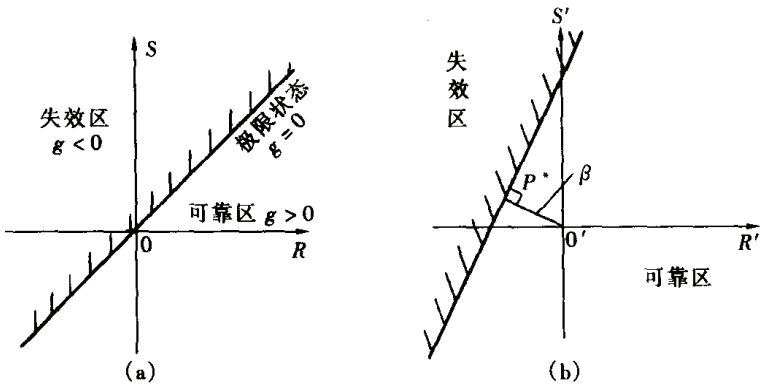


图 2-1 极限状态和设计验算点

以概率理论为基础，结构可靠度的定义是：结构在规定的时间（基准期）内和规定的条件下完成预定功能的概率。据此，可靠度由下式的概率来表示：

$$p_r = P(g \geqslant 0) \tag{2-3}$$

结构失效的概率则为：

$$p_f = 1 - p_r = P(g < 0) \tag{2-4}$$

当两个基本变量 R 和 S 相互独立且都服从正态分布时（参见 2.3.1 节），$g=R-S$ 也是正态随机变量，而 $(g-\mu_g)/\sigma_g$ 则是标准正态随机变量。p_f 可以表达为：

$$p_f = P\left(\frac{g-\mu_g}{\sigma_g} < \frac{-\mu_g}{\sigma_g}\right) \tag{2-5}$$

由此可见：

$$p_f = \Phi(-\mu_g/\sigma_g)$$

式中 $\Phi(\cdot)$——标准正态分布函数。

将上式改写为：

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{2-6}$$

并命名 β 为可靠指标，则有（参看 2.4 节）：

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{2-7}$$

式中 μ_R、μ_S——R 和 S 的均值；

σ_R、σ_S——R 和 S 的标准差。

图 2-2 给出 β 和 p_f 之间的关系。由图可见可靠指标 β 取值越大，则失效概率越小。表 2-1 给出二者的一些对应关系值。

表 2-1　　可靠指标和失效概率的对应关系

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2

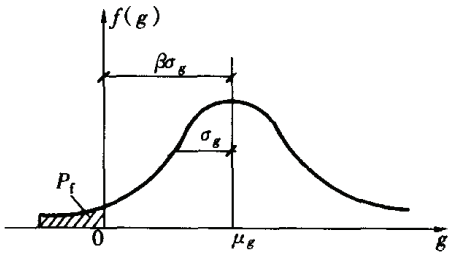


图 2-2　失效概率和可靠指标的对应关系

如果把变量 R、S 标准化，即用 $R'=(R-\mu_R)/\sigma_R$ 和 $S'=(S-\mu_S)/\sigma_S$ 代替 R 和 S，则代表极限状态的直线不再经过坐标系原点，倾角也不等于45°［如图2-1（b）所示］。由新的原点作此线的法线，通过数学运算可知 OP^* 即为可靠指标 β。法线垂足 P^* 称为设计验算点。

在传统的定值法中，当采用平均值时，安全系数为 $k=\mu_R/\mu_S$。它只涉及 R 和 S 的平均值。可靠指标不仅涉及这两个变量的平均值，还计入它们的标准差。设有两根构件处在相同的荷载条件下（即 μ_S 和 σ_S 相同），如果它们的抗力的均值 μ_R 也相同而 σ_R 不同，即分别等于 σ_{R1} 和 σ_{R2}，且 $\sigma_{R1}<\sigma_{R2}$则有：

$$\beta_1 > \beta_2$$

这就是说构件1的可靠度高于构件2。图2-3形象地给出这两种构件失效概率的比较。图中阴影区面积的大小反映失效概率的大小。可靠指标的表达式（2-7）是基于变量为正态分布得出的。通常结构自重和恒载都比较接近正态分布，不过材料抗力比较接近对数正态分布。因此，有的国家采用基于对数正态分布的可靠指标表达式：

$$\beta' = \frac{\mu_{\ln(R/S)}}{\sigma_{\ln(R/S)}} \tag{2-8}$$

此式可以近似地由下式代替：

$$\beta' = \frac{\ln\mu_R - \ln\mu_S}{\sqrt{\delta_R^2+\delta_S^2}} \tag{2-9}$$

$$\delta_R = \sigma_R/\mu_R$$

$$\delta_S = \sigma_S/\mu_S$$

式中　δ_R、δ_S——分别为 R 和 S 的变异系数。

由此可见，基本变量的概率分布形式会影响可靠指标的数值。当 $p_f \geqslant 10^{-3}$时，分布形式对它的影响并不大，而当 $p_f<10^{-5}$时，影响才比较大。由表2-1可知，按正态分布来分析，$p_f=10^{-3}$和 10^{-5}分别对应于 $\beta=3.1$ 和4.2。鉴于 β 值都不超过4.2，分布形式的影响并不很大。

【例2-1】　设某梁抵抗弯矩的平均值为 $\mu_R=120\text{kN}\cdot\text{m}$，变异系数 $\delta_R=0.095$，相应的标准差 $\sigma_R=11.4\text{kN}\cdot\text{m}$。荷载产生的弯矩平均值 $\mu_S=70\text{kN}\cdot\text{m}$，但其标准差的统计结果有两种不同情况，即：①$\delta_{S1}=0.15$，$\sigma_{S1}=10.5\text{kN}\cdot\text{m}$；②$\delta_{S2}=0.20$，$\sigma_{S2}=14.0\text{kN}\cdot\text{m}$。试计算两种情况的可靠指标。

将已知数值代入式（2-7）可得：

$$\beta_1 = \frac{120-70}{\sqrt{11.4^2+10.5^2}} = 3.23, \beta_2 = \frac{120-70}{\sqrt{11.4^2+14.0^2}} = 2.77$$

由式（2－6），相应的失效概率分别为 $p_{f1}=0.7\times10^{-3}$和 $p_{f2}=2.8\times10^{-3}$，可见离散程度的影响不可忽视。

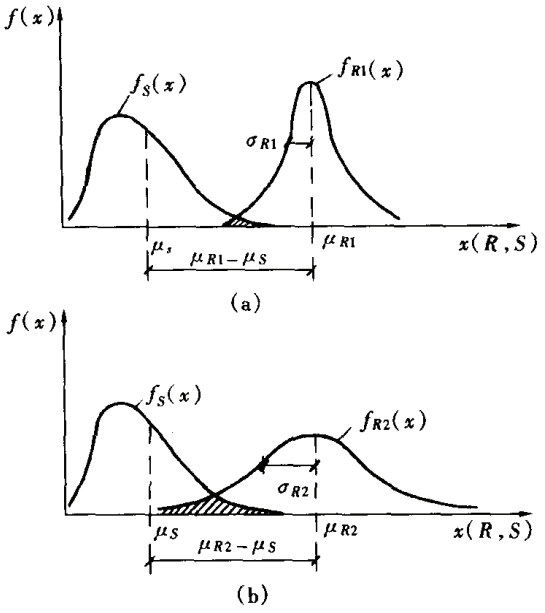


图 2－3　离散性对失效概率的影响

2. 随机变量的概率分布和统计参数

2.1　结构设计中的不定性

结构设计所涉及的因素，无论是人类活动造成的荷载，自然界施加的风、雪荷载，还是构件的尺寸和抗力，量值都具有不确定的特点，简称不定性。这些不定性可以划分成以下三类：

（1）物理不定性：作用在结构上的荷载，材料的性能和结构（构件）的尺寸，它们的不定性都属于这一类。

（2）统计不定性：具有物理不定性的各种因素要靠统计分析加以定量。统计分析时取得的观测样本越大，则准确度越高。实际上样本往往不够大，并且分析中还可能忽略某些相关性，从而使得到的参数也具有不定性。因此，统计不定性和资料不足有关。

（3）模型不定性：结构分析和设计用到的计算模型和结构的实际响应之间经常存在有差距，这也是一种不定性。它的成因有：计算中的简化假定，对边界条件不完全了解和有些因素被忽略等。

具体就构件抗力来说，不定性也可分为三个方面：

（1）材料性能的不定性，即材质的变异性及加工、受荷和环境等因素引起的材性变化。

（2）构件几何参数的不定性，主要指制作尺寸偏差引起的构件几何参数的变异性。

（3）构件的计算模型的不定性。

以上三种不定性可以分别用下列随机变量来表示：

$k_M=$ 构件材料性能值 / 材料性能的标准值

$k_A=$ 构件的几何参数 / 构件几何参数的标准值

$k_p=$ 构件的实际抗力值 / 构件按计算模型算得的抗力值

具有不定性因素的量值虽然是不确定的，但却服从统计规律，并可作为随机变量加以处理。钢材的力学性能如屈服点，在国家标准中只规定某一钢号在某一厚度范围内的下限（即废品极限值），而不是一个定值。因为钢材生产过程中的众多因素使它无法保证屈服点一成不变。这一炉钢和下一炉钢有区别；同一炉钢轧制成材后，各根型材的屈服点也不完全一致；甚至同一根钢材的不同部位的屈服点还有差别。对一些主要钢厂的钢材屈服点所做统计分析表明，它的变化可以用正态分布曲线或对数正态分布曲线来拟合。图2－4（a）为鞍山钢铁公司 1958 年生产的 3 号钢型材屈服点频率分布曲线[2.1]。图中同时给出了实测的频率分布和与之接近的正态及对数正态分布。两条理论曲线相差不多，其中对数正态分

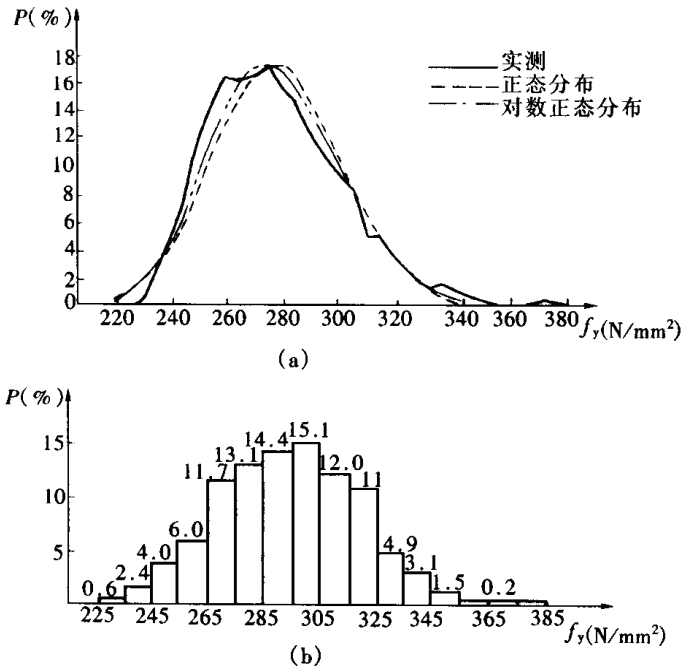


图 2-4　3 号钢屈服点频率分布

(a) 1985 年型材；(b) 1980 年钢板

板厚度直方图[2.2]。此图的分布大体符合正态分布。

布和实测分布更接近一些。3 号钢（第一组厚度）的屈服点应该不低于 235N/mm²。实测的数值绝大部分高于此值，但也有少数达不到规定的限值。图 2-4（b）示出鞍钢 1980 年生产的 3 号钢板屈服点频率分布直方图，情况和图2-4（a)的型材相同。

作用在结构上的恒载，包括结构和非结构构件的自重，都和按图纸算得的数额或多或少存在着差别，因为施工时做成的实际尺寸会和图纸有少量出入，材料的密度也和标准值不完全相同。例如，一座房屋各层混凝土楼板的设计厚度是 150mm，对各层各开间进行实测和统计分析，得到图 2-5 所示的楼

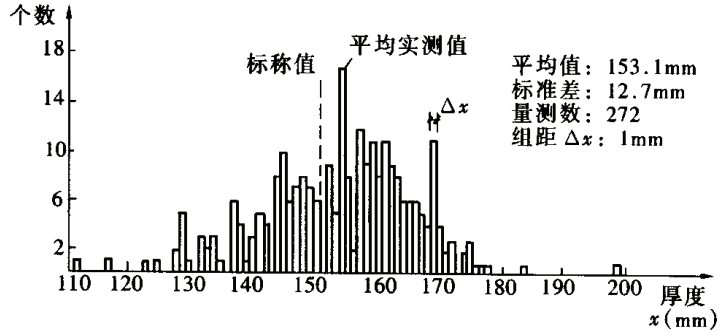


图 2-5　楼板实际厚度的直方图

作用在结构上的可变荷载，包括楼面活荷载、风荷载、雪荷载和吊车荷载等，情况比较复杂。它们不仅有随机性，并且还有随时间变化的特点。例如，某一地区的风压一年四季每天不同，从而可以画出一年中每天最大风压随时间变化的曲线。同时，不同年份的同一天的最大风压也不相同，它又是个随机变量。因此风压的概率模型是个随机过程。分析这类荷载的概率分布，必须积累长期的观测资料。观测期长短不同，所得结果也不相同。所以有必要规定一个观测期，通常即为设计基准期。有了设计基准期，再采取一些简化假设，就可以把随机过程的分析转变成为设计基

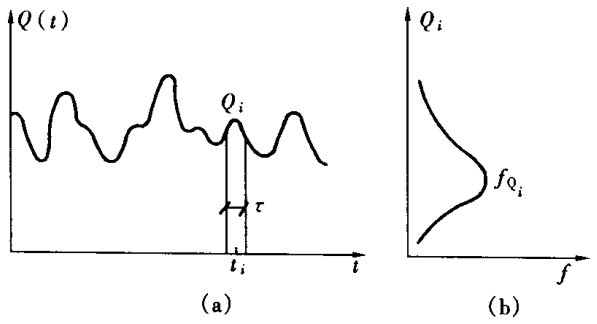


图 2-6　随时间连续变化的荷载

准期的最大荷载随机变量的分析。我国规定设计基准期为 $t=50$ 年。把它分为 50 个时段 τ，每段一年（单位观察期）。如图 2-6（a）所示，在每段中找出其最大值 Q_i 并认为各时段 Q_i 都具有图 2-6（b）所示的相同的概率密度，就可以得出任意时点的概率分布函数，进而找出基准期最大荷载概率分布函数及其统计参数。雪荷载和民用建筑楼面活荷载的概率分析和风荷载类似，不过楼面活荷载采用的时段长度有所不同。

在结构建成若干年后，可变荷载可能有变化。预测这种变化具有更大的不定性。

2.2 随机变量的特性

图 2-5 的直方图的纵坐标如果除以量测点数（272），可得出楼板厚度的频率。当量测总数很大时，它接近于概率。如果纵坐标再除以直方图的组距 Δx（图中为 1mm），就成为概率密度直方图。当 Δx 很小时，直方图趋近于连续型随机变量分布密度曲线。结构可靠度分析所涉及的基本变量的概率密度曲线和概率分布曲线虽然能够通过大量观测得到，但有必要用理论的概率分布函数取代观测所得的经验分布。测得的频率分布只是反映一部分现实情况，而理论函数具有更为普遍的意义，可以用来指导以后的工作。何况没有理论的概率分布函数就难于进行数学计算。

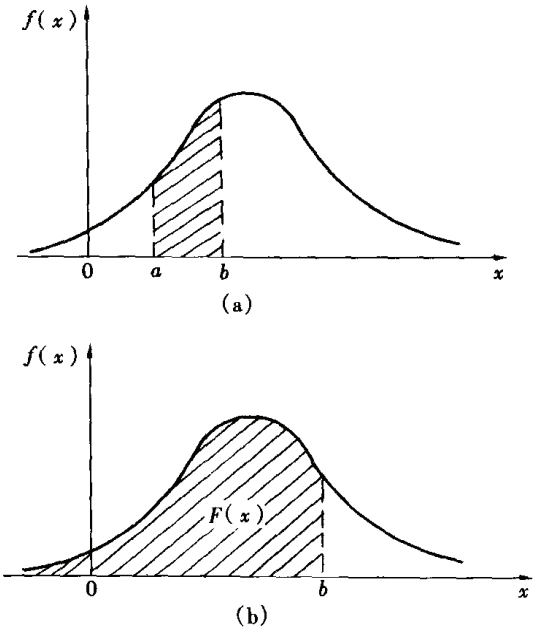


图 2-7　概率密度函数

通过以上分析可知，随机变量取值的统计规律性可以由概率密度函数来表现。随机变量 x 的密度函数通常用 $f(x)$ 表示。它的特性由下式表达：

$$P\{a \leqslant x < b\} = \int_a^b f(x)\mathrm{d}x \tag{2-10}$$

亦即变量落在由 $x=a$ 到 $x=b$ 的区间的概率由图 2-7（a）的阴影面积表示。当 $a=-\infty$ 时，图 2-7（b）的阴影面积为：

$$F(x) = P\{x < b\}$$

称：

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(x)\mathrm{d}x \tag{2-11}$$

为概率分布函数。它是一个非降函数，在 0 和 1 之间变化，见图 2-8。

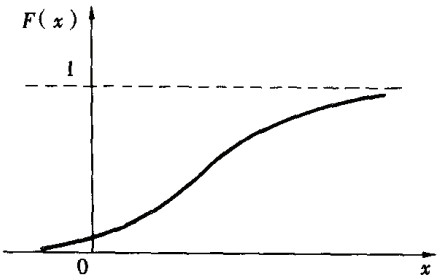


图 2-8　概率分布函数

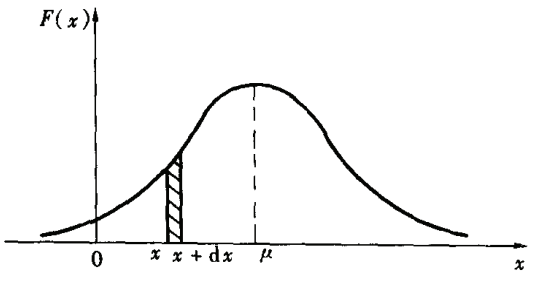


图 2-9　随机变量的一次矩

随机变量的特征可以由它的矩来表示。x 的一次矩为（如图 2-9 所示）：

$$E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)\mathrm{d}x \tag{2-12}$$

位于 $f(x)$ 曲线和横坐标轴之间的面积等于 1.0，所以一次矩 $E(x)$ 即为 x 的平均值 μ。

x 的 k 次矩为：

$$E(x^k) = \int_{-\infty}^{\infty} x^k f(x)\mathrm{d}x \tag{2-13}$$

当 $k=2$，并以 x 的均值作为坐标原点时，二次矩 $E(x^2)$ 即为 x 的方差 σ^2，σ 称为标准差。

2.3 常用的概率分布

2.3.1 正态分布和标准正态分布

经常遇到的一种理论概率分布是正态分布，它的密度函数和分布函数分别是：

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \tag{2-14}$$

和：

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{x}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]\mathrm{d}x \tag{2-15}$$

正态分布由 μ 和 σ 两个参数确定，它们分别代表随机变量的平均值和标准差。因此，正态分布的随机变量可以记为 $N(\mu,\sigma)$。图 2-10（a）给出密度函数的图像。密度函数最大值为：

$$f(\mu) = 1/(\sigma\sqrt{2\pi})$$

曲线在 $\mu\pm\sigma$ 处有反弯点，其纵坐标为：

$$f(\mu\pm\sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\mathrm{e}^{-1/2}$$

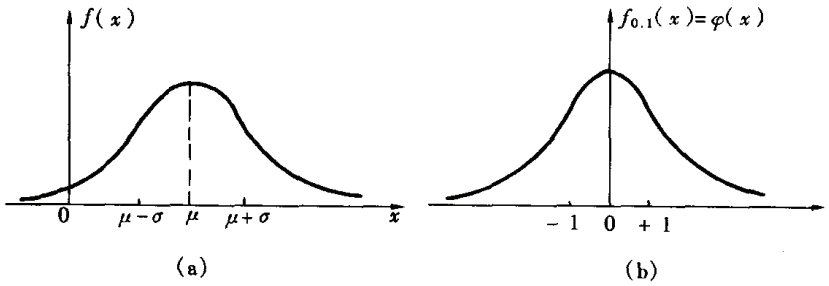


图 2-10　正态分布和标准正态分布的密度函数

当 $\mu=0$ 和 $\sigma=1$ 时，$f(x)$ 的图象对称于纵坐标轴［如图 2-10（b）所示］，称为标准正态分布。它的密度函数和分布函数分别是：

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) \tag{2-16}$$

和：

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{x}\exp(-x^2/2)\mathrm{d}x \tag{2-17}$$

对每一个 x 值，$\varphi(x)$ 和 $\Phi(x)$ 都不难算得或从有关书中的表格查到。因此，利用标准正态分布进行计算十分方便。密度函数的最大值是 $\varphi(0) = 1/\sqrt{2\pi} = 0.3989$，反弯点处则为

$\varphi(1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-1/2} = 0.2402$。由于 $\varphi(x)$ 对称于纵坐标轴，且和横坐标轴所包的面积为1.0，可知：

$$\Phi(x) = 1 - \Phi(-x)$$

当随机变量 X 服从 $N(\mu,\sigma)$，则 $Y = (X-\mu)/\sigma$ 服从 $N(0,1)$，Y 即为 X 的标准化变换。

概率理论分析表明，当某一随机变量 X 是许多相互独立的随机变量的和时，只要没有一个因素压倒其他因素而起主导作用，那么不论这些因素分布规律如何，X 总是近似地服从正态分布。结构的恒载往往是结构的许多组成部分的重力之和，这些部分的变异性是相互独立的。因此，恒载可以认为服从正态分布。此外，正态分布还适合于描述可变荷载在任意时点的值。

2.3.2 对数正态分布

对数正态分布的随机变量 X 呈偏态（见图2-11），但它的对数 $Y = \ln X$ 服从正态分布。所以有此名称。对数正态分布的密度函数是：

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2\right] \quad (x > 0) \tag{2-18a}$$

$$f(x) = 0 \qquad (x \leqslant 0) \tag{2-18b}$$

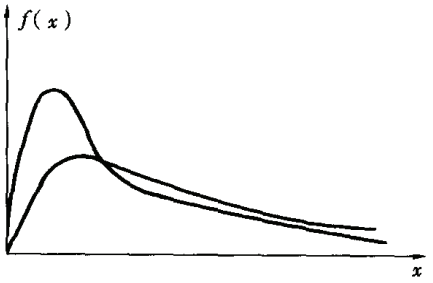


图2-11 对数正态分布的密度函数

式中 μ_Y、σ_Y——分别是正态分布变量 Y 的平均值和标准差。

对数正态分布的变量 X 的平均值和标准差分别是：

$$\mu_X = \exp(\mu_Y + \sigma_Y^2/2)$$

和：

$$\sigma_X = \mu_X[\exp(\sigma_Y^2) - 1]^{1/2}$$

当一个变量 X 的随机性由许多相互独立的随机因素的乘积所引起，且其中没有一个因素压倒其他而起主导作用时，该变量大体服从对数正态分布，因为 $\ln X$ 是一系列随机因素的对数之和，服从正态分布。如2.1节所述，影响构件抗力 R 的随机因素有材料性能的不定性，几何参数的不定性和计算模型的不定性。计算 R 时代表这三种不定性的随机变量要乘在一起。因此，R 一般服从对数正态分布。

2.3.3 韦布尔（Weibull）分布

韦布尔分布有三个参数 β、ϵ 和 k，其密度函数为：

$$f(x) = \frac{\beta}{k-\epsilon}\left(\frac{x-\epsilon}{k-\epsilon}\right)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{x-\epsilon}{k-\epsilon}\right)^{\beta}\right] \tag{2-19}$$

式中 $x \geqslant \epsilon$ 且 $\beta > 1$，$k > \epsilon$。当 $\epsilon = 0$ 时，密度函数成为：

$$f(x) = \frac{\beta}{k}\left(\frac{x}{k}\right)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{k}\right)^{\beta}\right] \quad (x \geqslant 0) \tag{2-19a}$$

称为二参数韦布尔密度函数。若上式中 β 取常值2.0，则有：

$$f(x) = \frac{2x}{k^2} \exp\left[-\left(\frac{x}{k}\right)^2\right] \tag{2-20}$$

称为瑞利（Rayleigh）密度函数。二参数韦布尔密度函数的图象见图2-12。

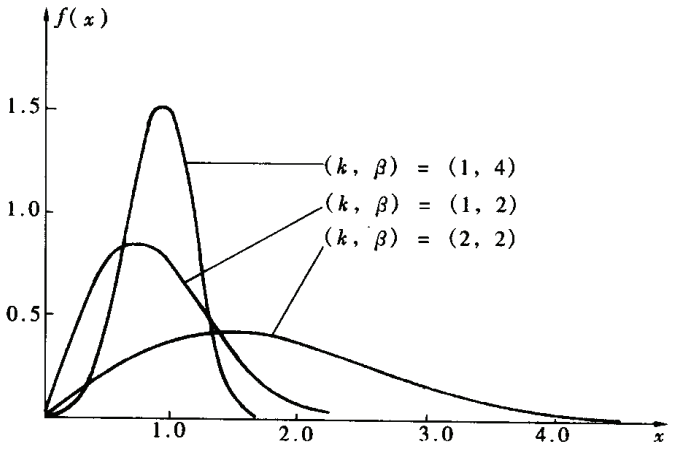


图 2-12　二参数韦布尔分布

韦布尔分布常用来模拟焊接连接节点等结构部件强度的分布。这些部件的特点是内部有许多缺陷，而最严重的缺陷控制着它的强度。三参数的韦布尔分布常用来解决疲劳和断裂问题。

2.3.4　极值渐近分布

随时间变化的变量如风荷载、雪荷载和楼面活荷载，需要确定其最大值的分布规律。最大值随机变量的确切分布不易确定。然而，当最大值是许多组遵从同一分布规律的随机变量的最大项时，就可用极值渐近分布来描述最大值的分布规律。极值的渐近分布有Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三种类型。经常用于模拟可变荷载在基准期内最大值分布的是极值Ⅰ型分布。它有两个参数 a 和 u，分布函数和密度函数分别是：

$$F(x) = \exp\{-\exp[-a(x-u)]\}$$

和：

$$f(x) = a \cdot \exp[-a(x-u)]\exp\{-\exp[-a(x-u)]\} \tag{2-21}$$

密度函数的图形见图 2-13。它的平均值和标准差分别是：

$$\mu = u + 0.5772/a$$

$$\sigma = \pi/(\sqrt{6}a)$$

极值Ⅰ型分布也称为 Gumbel 分布。

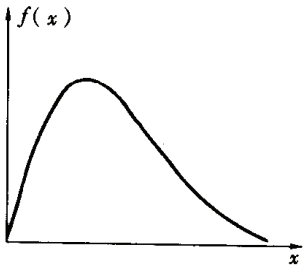


图 2-13　极值Ⅰ型分布

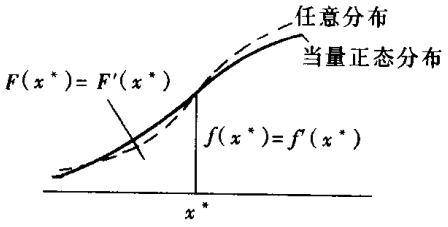


图 2-14　当量正态化

极值Ⅱ型分布多用于模拟水文和气象事件，这里不做论述。极值Ⅲ型分布用于分析最小值的分布规律时，就是 2.3.3 节的韦布尔分布。

2.3.5　分布模型的选用和正态化处理

常用的分布模型及其适用范围已在前文做了介绍。需要补充说明的是，分布模型只是接近于事件的实际分布而不是和具体事件一模一样。因此，两种或几种不同的分布模式都可以用来描述同一事件。图 2-4（a）的型钢屈服点的频率分布和正态分布及对数正态分布都偏离不多，就是一例。鉴于正态分布形式简单、应用方便，所以用得较多。我国规定的可靠指标计算公式就是基于正态分布得来的。然而和正态分布出入比较大的随机变量（如可变荷载），需要用其他分布模型。在可靠指标以正态分布为基础的条件下，非正态的基本变量需要通过适当处理使之当量正态化。转化的条件是在设计验算点 x^* 处概率分布

函数相等，密度函数也相等。设非正态分布的随机变量的分布函数为 $F(x)$，密度函数为 $f(x)$，变换后的当量正态分布为 $F'(x) = N(\mu', \sigma')$，根据上述条件，应有：

$$f(x^*) = f'(x^*) \qquad \text{即图 2-14 中 } x^* \text{ 处纵坐标相等}$$

$$F(x^*) = F'(x^*) \qquad \text{即图 2-14 中 } x^* \text{ 以左的尾部面积相等}$$

把当量正态分布函数变换为标准正态形式，则有：

$$F(x^*) = \Phi[(x^* - \mu')/\sigma']$$

式中 $\Phi(\cdot)$——标准正态分布函数。

当量正态分布的平均值为：

$$\mu' = x^* - \Phi^{-1}[F(x^*)]\sigma' \tag{2-22}$$

式中 $\Phi^{-1}(\cdot)$——标准正态分布函数的反函数。

又据密度函数相等的条件可得：

$$\sigma' = \varphi\{\Phi^{-1}[F(x^*)]\}/f(x^*) \tag{2-23}$$

式中 $\varphi(\cdot)$——标准正态分布密度函数。

可以利用标准正态分布的表格先由式（2-23）算出当量正态分布的标准差 σ'，再由式(2-22)计算它的平均值 μ'。μ'和 σ'就可用于可靠指标的计算。

2.4 统计参数

在可靠度分析中经常用到的不是概率分布函数，而是它的几个主要统计参数。如，由式（2-7）计算可靠指标时，不涉及分布函数，只要有 R 和 S 的平均值和标准差就够了。有时为了方便，还用到变异系数 $\delta = \sigma/\mu$。当分析的问题涉及到相互独立的随机变量时，上述参数具有如下特征（以两个相互独立的随机变量 X_1 和 X_2 为例）：

平均值：

$$\mu(X_1 \pm X_2) = \mu(X_1) \pm \mu(X_2) \tag{2-24}$$

$$\mu(X_1 \cdot X_2) = \mu(X_1) \cdot \mu(X_2) \tag{2-25}$$

标准差：

$$\sigma(X_1 \pm X_2) = [\sigma^2(X_1) + \sigma^2(X_2)]^{1/2} \tag{2-26}$$

$$\sigma(X_1 \cdot X_2) = [\sigma^2(X_1)\sigma^2(X_2) + \sigma^2(X_1)\mu^2(X_2) + \sigma^2(X_2)\mu^2(X_1)]^{1/2}$$

或近似地取：

$$\sigma(X_1 \cdot X_2) = [\sigma^2(X_1)\mu^2(X_2) + \sigma^2(X_2)\mu^2(X_1)]^{1/2} \tag{2-27}$$

变异系数：

$$\delta(X_1 \pm X_2) = \frac{\sigma(X_1 \pm X_2)}{\mu(X_1 \pm X_2)} = \frac{\sqrt{\sigma^2(X_1) + \sigma^2(X_2)}}{\mu(X_1) \pm \mu(X_2)} \tag{2-28}$$

$$\delta(X_1 \cdot X_2) = \frac{\sigma(X_1X_2)}{\mu(X_1X_2)} = \sqrt{\delta^2(X_1) + \delta^2(X_2)} \tag{2-29}$$

由以上公式可见，当随机变量为两个独立随机变量之和时，用平均值和标准差比较方便，而当随机变量为两个独立随机变量之积时，用平均值和变异系数比较方便。以构件抗力为例，据 2.1 节不定性的分析，可表达为：

$$R = k_M k_A k_P R_k$$

式中 R_k——按标准的材性、几何参数和抗力计算公式求得的构件抗力值，属于定值。

R 的统计参数可如下计算：

平均值：

$$\mu_R = \mu_{kM}\mu_{kA}\mu_{kP}R_k$$

变异系数：

$$\delta_R = [\delta_{kM}^2 + \delta_{kA}^2 + \delta_{kP}^2]^{1/2}$$

标准差：

$$\sigma_R = \mu_R\delta_R$$

描述材料性能不定性的随机变量需要分解为：

$$k_M = \frac{f_y}{f_t} \cdot \frac{f_t}{f_k} = k_0 \cdot k_f$$

式中 f_y——构件材料实际性能值；

f_t——材料试件测得的性能值；

f_k——材料性能的标准值，考虑了构件与试件材料的差异。

引进 f_t 的原因是：钢厂中材性试验加荷很快，结果偏高（参见第一章 2.1 节），致使实际构件和试验值有差异。为制订 GBJ 17—88 规范所做的工作表明，3 号钢（即现在的 Q235 钢）的 k_0 的统计参数是：

$$\mu_{k0} = 0.92, \quad \sigma_{k0} = 0.032, \quad \delta_{k0} = 0.032/0.92 = 0.035$$

试验所得 3 号钢屈服点平均值为 $f_{ym} = 274.7\text{N/mm}^2$，标准差 $\sigma_{fym} = 20.9\text{N/mm}^2$，规范规定的屈服点的标准值是 $f_k = 235\text{N/mm}^2$：

$$\mu_{kf} = 274.7/235 = 1.17$$

$$\delta_{kf} = 20.9/274.7 = 0.076$$

由此得：

$$\mu_{kM} = \mu_{k0}\mu_{kf} = 0.92 \times 1.17 = 1.076$$

$$\delta_{kM} = [\delta_{k0}^2 + \delta_{kf}^2]^{1/2} = [0.035^2 + 0.076^2]^{1/2} = 0.084$$

此外，有关构件几何参数的统计资料为：

$$\mu_{kA} = 1.00 \quad \delta_{kA} = 0.05$$

统计资料分析还表明，构件计算模式不定性的统计参数不尽相同，对 3 号钢拉杆有：

$$\mu_{kP} = 1.05 \quad \delta_{kP} = 0.07$$

因此，3 号钢拉杆抗力 R 的统计参数是：

$$\mu_R = \mu_{kM}\mu_{kA}\mu_{kP}R_k = 1.076 \times 1.0 \times 1.05R_k = 1.13R_k$$

$$\delta_R = [\delta_{kM}^2 + \delta_{kA}^2 + \delta_{kP}^2]^{1/2} = [0.084^2 + 0.05^2 + 0.07^2]^{1/2} = 0.12$$

3 号钢其他构件的 μ_R 变动在 1.11 ~ 1.21 之间，δ_R 在 0.122 ~ 0.147 之间；16Mn 钢（现 Q345）构件 μ_R 变动在 1.06 ~ 1.22 之间，δ_R 在 0.10 ~ 0.144 之间[2.3]。

3. 目标可靠指标

3.1 校准法

要把概率极限状态法用于工程设计，首先需要确定可靠指标 β 的取值。β 值不应不加区分地对各种结构采用统一的数值，而是通盘考虑结构或构件的重要性、失效后果、破坏性质（脆性或延性）和建造、维修费用，用优化方法确定。建筑物的重要性和失效后果往往是紧密联系的。如剧院和体育馆等大量人群聚集的大型建筑物，重要性都较高。因为结构一旦失效，可能危及大量生命，后果十分严重。GB 50068《建筑结构可靠度设计统一标准》按照破坏后果把建筑结构分成三个安全等级，见表 2 - 2。除了按破坏后果规定不同的安全等级之外，《统一标准》还在设计表达式中引进结构重要性系数。结构或构件失效，有脆性破坏和延性破坏之分。拉杆脆性断裂和屈服，分别是脆性破坏和延性破坏的典型（见图 2 - 15）。脆性破坏事前没有预兆，构件失效后立即退出工作，可能导致重大事故，因而需要采取比延性破坏更高的可靠指标。

表 2-2　　建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型	安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋	三级	不严重	次要的房屋
二级	严　重	一般的房屋			

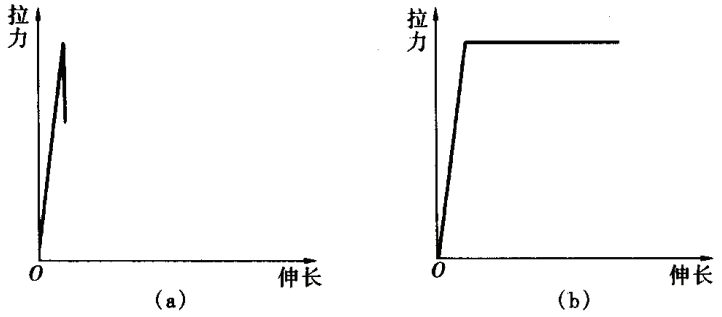


图 2-15　脆性破坏和延性破坏

(a) 脆性破坏；(b) 延性破坏

前述各种需要考虑的因素，有些目前还难以找到合理的定量分析方法，致使整体优化分析难于用到实际设计工作。同时，修订规范不应造成可靠度水平的过大波动。因此，在采用概率极限状态法的初始阶段，需要采用校准法来确定 β 值。所谓校准，就是算出按原规范设计的各类构件的可靠指标，确认和这些可靠指标相对应的失效概率在可以接受的范围内，从而确定一个适当的 β 值。一个构件的 β 值不仅和基本变量 R、S 的统计参数 μ_R、σ_R、μ_S、σ_S 有关，还和可变荷载效应与永久荷载效应的比值 ρ 有关。这是因为 ρ 的变化会影响 σ_S。表 2-3 给出 $\rho=0.25$、0.50、1.0 和 2.0 时校准所得 3 号钢（Q235）构件的 β 值及其平均值[2.3]。计算所用活荷载是办公楼的楼面活荷载。

表 2-3　　3 号钢各类构件校准的 β 值

构件类型		ρ				β 的平均值
		0.25	0.5	1.0	2.0	
轴心拉杆		3.46	3.45	3.22	3.01	3.29
轴心压杆		3.28	3.31	3.12	2.93	3.16
偏心受压	面内失稳	3.40	3.40	3.20	3.00	3.25
	面外失稳	3.36	3.43	3.28	3.10	3.29
型钢梁	塑性破坏	3.40	3.46	3.30	3.11	3.32
	弹性破坏	3.26	3.32	3.16	2.98	3.18
焊接梁	受弯破坏	3.41	3.42	3.22	3.02	3.27
	受剪破坏	2.82	2.96	2.90	2.78	2.87
	腹板受剪失稳	1.73	1.97	2.09	2.09	1.97

《建筑结构可靠度设计统一标准》所规定的 β 值，是在对钢、木、钢筋混凝土和砖石结构的各种构件校准的基础上综合考虑确定的数值，见表 2-4。这些规定值也称为目标可靠指标。对一般工业与民用建筑物，安全等级为二级，所用钢构件具有延性破坏特征

表 2-4　构件按承载能力极限状态设计时的可靠指标值

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

时，目标可靠指标取为3.2。此值和表2-3最后一列中前7个数字相当接近，这就是说经校准确定的可靠度水平和原规范的平均水平一致。但原规范的 β 对不同的 ρ 值变化较大。改用概率法后这一缺点能够在很大程度上得到克服。表2-3的最后一项腹板受剪失稳，实际没有达到承载能力极限状态，因为腹板还有屈曲后强度，故可另行考虑。除了受拉脆性断裂外，钢结构也还有脆性破坏的其他情况。比较典型的是管状压杆在长细比不大的范围内失稳后承载力急剧下降，即呈脆性型屈曲[2.4]。钢构件在低温条件下脆性断裂，主要通过正确选材、细部处理和控制施工质量加以防止，不涉及强度计算。

3.2　人身安全和经济因素

结构失效的可能后果有：人员伤亡、财物损失和给社会生活带来不便。其中，人身安全在可靠度分析中应占十分重要的地位。因结构破坏而造成死亡的概率，应降低到很低的水平。但这一水平又受到经济条件的制约。国际标准《结构可靠性总原则》（ISO 2394：1998）[2.5]建议，因结构破坏而每年酿成一名人员死亡的概率应控制在 10^{-6} 以下，即：

$$P(f/\text{年}) \cdot P(d/f) < 10^{-6}/\text{年} \tag{2-30}$$

式中左端第一个概率为每年建筑物倒塌的概率，第二个概率为建筑物倒塌时造成一人死亡的概率。为了避免人员大量死亡的恶性事故，还要求符合：

$$P(f/\text{年}) < AN^{-\alpha} \tag{2-31}$$

式中　N——意外死亡人数；

A 和 α——常数，A 取0.01或0.1，α 取2。

从经济观点出发，可靠度水平应在失效后果和安全措施费用之间求得平衡，亦即使由下式表达的建筑物寿命期总费用最低：

$$C_t = C_b + C_m + \Sigma P_f C_f \tag{2-32}$$

式中　C_b——建筑物造价；

C_m——维修和拆除的预期费用；

C_f——失效引起的开支；

P_f——寿命期内失效概率；

Σ——覆盖各类失效模式和荷载组合。

式（2-32）是最优化计算的目标函数，而式（2-30）或式（2-31）则为约束条件。式（2-32）中最后一项也可认为通过保险来解决。

基于经济因素的考虑，文献［2.5］建议的目标可靠指标和安全措施的相对费用有关，见表2-5。

表 2-5　目标可靠指标示例

安全措施相对费用	失效后果			
	轻微	小	中等	大
高	0	1.5	2.3	3.1
中等	1.3	2.3	3.1	3.8
低	2.3	3.1	3.8	4.3

4. 可靠度设计计算表达式

在现阶段，直接运用可靠指标来计算结构和构件还不现实。通用的办法是：以构件抗力和荷载效应的设计值来表达。其中，构件抗力设计值为抗力的标准值除以抗力分项系数，而荷载效应设计值则为它的标准值乘以荷载分项系数，再乘以必要的荷载组合系数。设计表达式的普遍形式是：

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi}\psi_{ci}S_{Qik}) \leqslant a_k f_k/\gamma_R \tag{2-33}$$

式中 γ_0——结构重要性系数，按安全等级、设计工作寿命确定，见表2-6；

γ_G、γ_{Qi}——永久荷载分项系数和第 i 个可变荷载分项系数；

S_{Gk}、S_{Qik}——永久荷载标准值的效应和第 i 个可变荷载标准值的效应；

ψ_{ci}——第 i 个可变荷载组合系数，一般情况下以效应最大的可变荷载作为第一个可变荷载 Q_1，相应的 ψ_{c1} 取 1.0，其他可变荷载的组合系数 ψ_{ci}（$i=2, 3\cdots$）小于 1.0；

γ_R——构件的抗力分项系数；

f_k——材料性能的标准值；

a_k——几何参数的标准值，$a_k f_k$ 即为构件抗力的标准值 R_k。

式（2-33）适用于计算承载能力极限状态的基本组合，对其他情况公式略有变化。

表 2-6　　结构重要性系数 γ_0

安全等级	设计工作寿命（年）	γ_0（不小于）	安全等级	设计工作寿命（年）	γ_0（不小于）
一级	≥100	1.1	三级	≤5	0.9
二级	50	1.0			

4.1 分项系数

4.1.1 两个基本变量的分项系数

当仅有两个基本变量，即极限状态由下式表达时：

$$R - S = 0$$

由式（2-7）可以得出：

$$\mu_R = \mu_S + \beta[\sigma_R^2 + \sigma_S^2]^{1/2} \tag{2-34}$$

把上式的等号改为大于或等于，并令：

$$\alpha_R = \sigma_R/[\sigma_R^2 + \sigma_S^2]^{1/2} \text{ 和 } \alpha_S = \sigma_S/[\sigma_R^2 + \sigma_S^2]^{1/2}$$

则上式可改写为：

$$(1 - \beta\alpha_R\delta_R)\mu_R \geqslant (1 + \beta\alpha_S\delta_S)\mu_S \tag{2-35}$$

还可简记为：

$$\mu_R/k_R \geqslant k_S\mu_S$$

此式中的 $k_R = 1/(1 - \beta\alpha_R\delta_R)$ 和 $k_S = 1 + \beta\alpha_S\delta_S$ 分别是对 R 和 S 的平均值而言的抗力分项系数和荷载分项系数，其中的 α_R 和 α_S 称为灵敏度系数。显然它们并不是定值。为了计算简便，文献［2.5］推荐一组标准化的 α_i 值，见表2-7。在工程设计中经常以 R 和 S 的标准值而不是平均值为计算对象。标准值由以下公式给出：

$$R_k = \mu_R - \eta_R\sigma_R = \mu_R(1 - \eta_R\delta_R)$$

$$S_k = \mu_S - \eta_S\sigma_S = \mu_S(1 + \eta_S\delta_S)$$

η_R 和 η_S 为确定标准值时所采用的保证度系数，分别由 R 和 S 的概率分布的某一分位数（如 0.05）确定，见图 2－16。

表 2－7　　标准化的 α_i 值

变　量	α_i
主导抗力参数	0.8
其他抗力参数	$0.4\times0.8=0.32$
主导荷载参数	0.7
其他荷载参数	$0.4\times0.7=0.28$

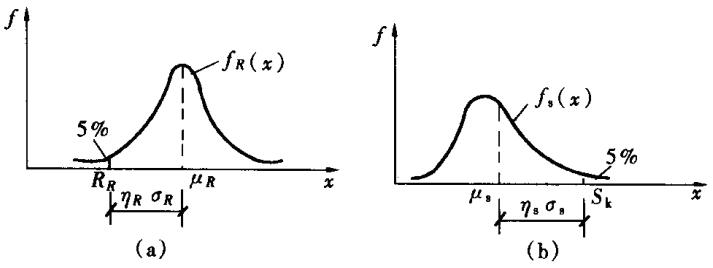


图 2－16　保证系数和分位数

按服从正态分布看待，对应于 0.05 分位数的 η 值是 1.645。但是采用 $R_k = \mu_R - 2\sigma_R$ 更容易保证需要的可靠度，何况构件抗力并不完全遵从正态分布。

利用以上关系，式（2－35）可以改写成：

$$\frac{1 - \beta\alpha_R\delta_R}{1 - \eta_R\delta_R}R_k \geqslant \frac{1 + \beta\alpha_S\delta_S}{1 + \eta_S\delta_S}S_k \tag{2-36}$$

或：

$$R_k/\gamma_R \geqslant \gamma_S S_k \tag{2-37}$$

其中：

$$\gamma_R = \frac{1 - \eta_R\delta_R}{1 - \beta\alpha_R\delta_R} \tag{2-38}$$

$$\gamma_S = \frac{1 + \beta\alpha_S\delta_S}{1 + \eta_S\delta_S} \tag{2-39}$$

式中　γ_R——对抗力标准值而言的分项系数；

γ_S——对荷载标准值而言的分项系数。

抗力分项系数的计算涉及系数 α_R，后者又和荷载的统计参数 σ_S 有关，反之也是一样。因此 γ_R 和 γ_S 的取值相互影响。不仅如此，当可变荷载和永久荷载的比值 ρ 变化时，分项系数也随同改变。考虑到永久荷载和可变荷载的概率分布有很大不同，需要对二者采用不同的分项系数，即把式（2－37）改为：

$$R_k/\gamma_R \geqslant \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \tag{2-40}$$

构件抗力分项系数和荷载效应的两个分项系数密切相关。根据优化原则，应使按分项系数算得的结果和目标可靠指标之间的误差最小。在制定 GB 17—88 规范时对 3 号钢和 16Mn 钢取 $\gamma_R = 1.087$，强度更高者取 1.111。现行规范则对高强度低合金钢一律取 1.111。设 $\eta_R = 2.0$、$\alpha_R = 0.8$ 和 $\delta_R = 0.12$，并取 $\gamma_R = 1.087$ 和 1.111 代入式（2－38），可得 $\beta = 3.13$ 和 3.29，都在 3.20 左右。

4.1.2　荷载的分项系数

上节曾经指出 γ_R 和 γ_S 之间不仅相互影响，并且还受到 $\rho = S_Q/S_G$ 的影响。把荷载分项系数一分为二后，γ_Q 和 γ_G 依然随同比值 ρ 变化。图 2－17 给出三个分项系数随 ρ 变化的情况，β 系数为 3.2。然而，从设计计算方便考虑，分项系数最好采用定值。这样一来，按式（2－40）设计的各种构件实际具有的可靠指标就会或多或少偏离目标可靠指标。为

了不致相差过多，需要分析三个分项系数如何配合，使这一偏离最小。

设 R_{kj}^* 为某一类构件在第 j 种荷载效应比值下按规定的目标可靠指标用概率方法确定的构件抗力标准值；R_{kj} 为同样条件下按所选分项系数及实用设计表达式确定的构件抗力，即：

$$R_{kj} = \gamma_R[\gamma_G S_{Gkj} + \gamma_Q S_{Qkj}] \qquad (2-41)$$

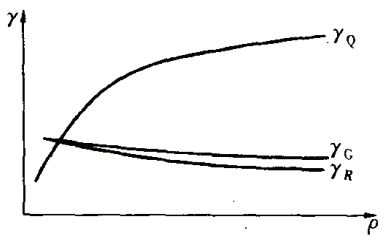


图 2-17　分项系数随 ρ 的变化

误差的分析应该具有普遍性，包括各类构件和不同荷载的组合和比值。同一构件在 j 种不同荷载效应比值下的误差平方和：

$$H = \Sigma_j(R_{kj}^* - R_{kj})^2$$

把误差平方和无量纲化，并推广到 i 类不同构件，则总体误差由下式表达：

$$I = \sum_i \sum_j \left\{\frac{R_{kij}^* - R_{kij}}{R_{kij}^*}\right\}^2 = \sum_i \sum_j \left(1 - \frac{R_{kij}}{R_{kij}^*}\right)^2 \qquad (2-42)$$

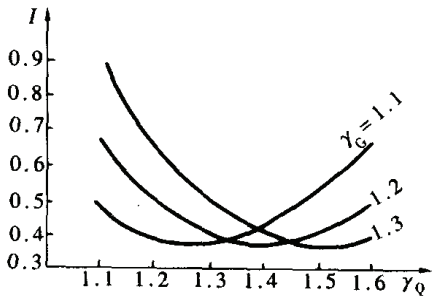


图 2-18　误差与分项系数取值的关系

I 随 γ_G 和 γ_Q 变化的规律由图 2-18 给出。1984 年的 GBJ 68—84《统一标准》参照荷载的统计资料决定采用中间曲线的最低点，即：

$$\gamma_G = 1.2 \text{ 和 } \gamma_Q = 1.4$$

新的《统一标准》对 γ_G 的取值除保留 1.2 处还规定有 1.35，适用于恒载居主导地位的情况。钢结构极少有这种情况。此外，标准还规定，当永久荷载效应对结构构件的承载能力有利时，对结构计算取 $\gamma_G = 1.0$，对倾覆和滑移验算则取 0.9。当可变荷载效应对结构构件承载能力有利时取 $\gamma_Q = 0$，即不予计入。

4.2　荷载组合系数

当结构除恒载外还承受两种或两种以上可变荷载时，它们不可能在同一时点同时以其设计基准期最大值出现。因此，荷载效应不是简单的叠加。图 2-19 给出两种可变荷载效应随时间变化的情况和两者的组合效应的变化曲线。由于图中 S_1 和 S_2 的最大值不发生在同一时点，组合效应的最大值低于 S_1 和 S_2 最大值之和，即：

$$(S_1 + S_2)_{max} < S_{1max} + S_{2max}$$

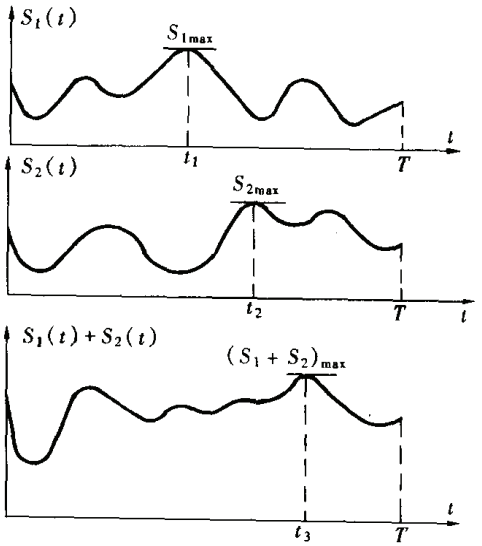


图 2-19　组合荷载效应

可变荷载属于随机过程，两种可变荷载效应的组合也同样是随机过程，并且它的统计规律分析更为复杂。一种简化方法是把两种可变荷载 Q_1 和 Q_2 都作为矩形波过程，即相当于把图 2-6（a）的曲线在每一时段 τ 即单位观察期中都用其最大值来代替。同时，还应满足以下条件：把 Q_1 和 Q_2 分别划分为 r_1 个等时段 τ_1 和 r_2 个等时段 τ_2，

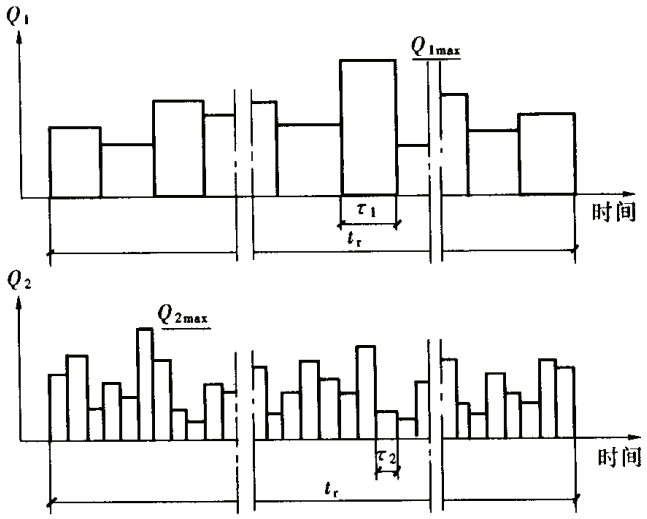


图 2-20　$Q_1(t)$ 和 $Q_2(t)$ 的矩形波过程

τ_1 大于 τ_2，且为 τ_2 的整倍数（见图 2-20）。对每一荷载确定三种变量，即：

（1）任意时点变量 Q^*，其概率分布函数为 $F_{Q^*}(Q)$；

（2）基准期最大值 Q_{max}，其概率分布函数应为：

$$F_{Q\max}(Q) = [F_{Q^*}(Q)]^r$$

（3）时段 τ_1 内的最大组合值 Q_c（下标 c 代表组合）。Q_1 为主导荷载时，Q_2 的取值为 Q_{2c}，其概率分布函数为：

$$F_{Q2c}(Q) = [F_{Q^*}(Q)]^{\tau_2/\tau_1}$$

三种分布曲线见图 2-21。

在仅有两种可变荷载相组合时，计算以下两种荷载组合效应：

视 Q_1 为主导荷载时，$S(Q_{1max}, Q_{2c})$

视 Q_2 为主导荷载时，$S(Q_{2max}, Q_{1c})$

组合效应应为二者的较大值：

$$S_{max} = \max\{S(Q_{1max}, Q_{2c}); S(Q_{1c}, Q_{2max})\} \tag{2-43}$$

设计规范用荷载系数 ψ_c 来考虑几种荷载最大值不同时出现的情况。Q_c 的设计值 $Q_{cd} = \psi_c Q_c$ 应为图 2-21 中分布的一个分位数。文献［2.5］建议分位数取 $\phi(0.4 \times 0.7\beta)$，则荷载组合系数为：

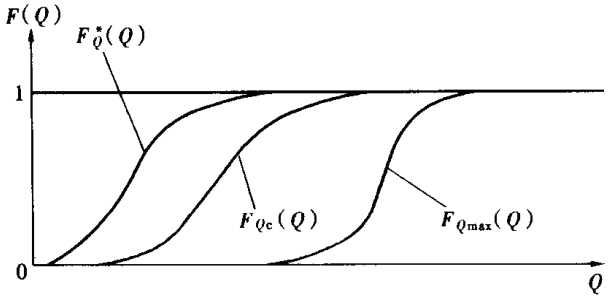


图 2-21　Q_2 的概率分布函数

$$\psi_c = \frac{Q_{cd}}{Q_{maxd}} = \frac{F^{-1}_{Q\max}[\phi(0.4 \times 0.7\beta)^r]}{F^{-1}_{Q\max}[\phi(0.7\beta)]} \tag{2-44}$$

上式是按正态分布分析的，若为 Gumbel 分布，ψ_c 的计算公式将有所不同。

5. 承载能力极限状态

承载能力极限状态对应于结构或构件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形。《统一标准》规定，当结构或构件出现下列状态之一时，应认为超过了承载能力极限状态：

（1）整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡（如倾覆等）。

（2）结构构件或连接因材料强度被超过而破坏（包括疲劳破坏）或因过度变形而不适于继续承载。

（3）结构转变为机动体系。

（4）结构或构件丧失稳定（如压屈等）。

(5) 地基丧失承载能力而破坏（如失稳等）。

承载能力极限状态绝大多数是不可逆的，并且一旦发生就导致结构失效。下面结合钢结构对上述各种极限状态进行分析。

5.1 拉杆

确定拉杆承载能力极限状态的因素兼有强度被超过和过度变形两个方面。传统的拉杆强度计算以截面屈服为准则，实际上是基于过度变形而不是真正的强度，因为屈服并不意味着破坏，材料还有承载潜力。当构件没有孔洞使其截面削弱时，屈服确实是承载能力的极限状态。然而当构件有孔洞时，鉴别净截面的承载能力就需要区分两种不同情况。一是沿杆件全长都分布有孔洞，如过去用得较多的铆接组合构件，以净截面屈服作为承载能力极限状态是合理的，因为所有这些被孔洞削弱的截面同时屈服，变形就很可观了。二是当今普遍用的轧制或焊接组合截面拉杆，在用高强度螺栓和其他构件连接时，只在端部有少量孔洞。这些削弱的截面同时屈服，对整个构件来说变形不能算过度。因此，这类构件应该有两种承载能力极限状态，即毛截面屈服和净截面拉断。由于到达这两种极限状态的后果不同，应该分别采用不同的可靠指标。GB 50017 规范仍然把净截面屈服作为惟一准则。但《钢结构检测评定及加固技术规程》（YB 9257—96）允许把净截面拉断作为评定强度的准则。国外的一些规范已经采用毛截面屈服和净截面拉断双重计算的方法，如美国AISC－LRFD－1999规范的计算公式是：

$$N \leqslant 0.9 f_y A$$

和：

$$N \leqslant 0.75 f_u A_e$$

式中 A、A_e——毛截面面积和有效净截面面积，后者是考虑剪切滞后效应而对净截面乘以降低系数得出的（参见绪论第 3.1.4 节）；

f_y、f_u——钢材的屈服点标准值和抗拉强度标准值。

前一个式子相当于采用抗力分项系数 1.11，后一个式子则为 1.33。欧洲规范的规定和美国大同小异。

5.2 轴心压杆和压弯构件

轴心压杆以丧失稳定为承载能力极限状态。杆端孔洞削弱并不影响杆件的稳定承载能力。失稳有弯曲屈曲、扭转屈曲和弯扭屈曲之分，详见第四章。压杆的板件屈曲称为局部屈曲。由于存在屈曲后强度，板件屈曲实际上并不一定构成承载能力的极限状态。但在设计中有时也作为极限状态看待。需要注意的是，有的压杆失稳具有脆性特征，需要高一级的可靠指标，即由 $\beta=3.2$ 提高到 3.7。有脆性失稳特征的构件，在建筑结构中主要是长细比不大的圆管和方管。据文献［2.6］分析，长细比≤70 的圆管和长细比小于 90 的方管，失稳时明显呈脆性特征。在可靠度分析的基础上，此文还建议对这些构件采用抗力分项系数 $\gamma_R=1.21$ 来代替 1.087 和 1.111。鉴于现行设计规范的计算公式不出现 γ_R，可以对呈脆性特征的压杆的强度设计值乘以 0.9 的折减系数。

失稳也是压弯构件的主要极限状态。在弯矩作用平面内失稳和在这一平面外失稳，性质有所不同，需要区别对待。当杆端弯矩大于中部时，构件有可能在失稳前在弯矩最大的端部形成塑性铰。在采用逐个构件设计方法并把钢材看成理想弹塑性体时，杆端塑性铰属于强度的极限状态。但是，从结构整体着眼，出现个别塑性铰未必就到达承载能力的极限

状态。如多次超静定的框架，一根杆件端部出现塑性铰后结构的整体刚度有所退化，但承载能力并未穷竭。只是在出现若干个塑性铰后，框架才最后丧失稳定。

5.3 受弯构件

受弯构件的承载能力极限状态有多种形式。简支梁当最大弯矩只出现在一个截面时，此截面受载到出现塑性铰，就达到了极限状态。当弯矩在梁中段相当长度内同时出现最大值时（如承受两个位置对称的集中荷载的简支梁），则此段弯矩达到塑性铰弯矩之前变形就已经变得过大。这就是说，极限状态由过度变形来控制[2.4]。丧失整体稳定也是受弯构件可能的承载能力极限状态之一，不过在工程设计中常采取一些措施使它不起控制作用。梁腹板有时设计得较薄，并利用它的屈曲后强度。此时它的承载能力极限状态是腹板形成塑性带，并且还可能同时在翼缘上出现若干个塑性铰。

5.4 塑性设计的构件和结构

塑性设计是指超静定梁和框架，以出现一系列塑性铰后转变为机动体系作为承载能力的极限状态。图 0－15 所示的单层单跨框架为三次超静定结构，在出现四个塑性铰后转变为机动体系。实现塑性设计除了对钢材性能有特殊要求外，还应避免构件发生出平面屈曲和板件局部屈曲。

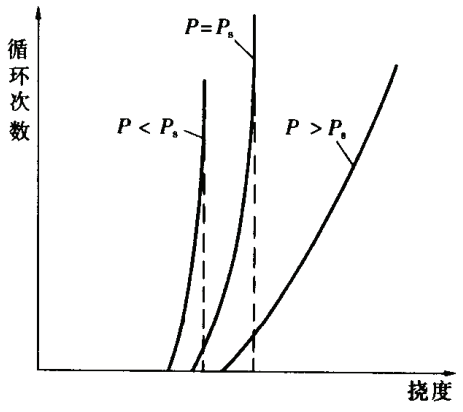


图 2－22　变形的稳定性

塑性设计还有一项需要关心的问题，即变形的稳定性。作用在结构上的可变荷载具有重复性。当第一次加载至产生一定数量塑性变形后卸载，会留下少量残余弯矩和残余变形，原因是卸载时应力—应变关系服从弹性规律，和加载阶段不同。第二次再加相同的荷载时，变形有可能大于第一次的变形。这样多次重复加载，变形持续增大，最终将丧失承载能力，亦即出现累积破坏。但是，如果荷载值不超出某一称为安定极限的 P_s 值，重复加载几次后变形就不再增大，如图 2－22 所示。安定极限由下式确定：

$$| M_{ir} + M_{imax} | = M_p$$

即在弯矩最大截面（包括正弯矩和负弯矩），荷载产生的弹性弯矩 M_{max} 和残余弯矩 M_r 之和刚好等于塑性铰弯矩 M_p。此式称为安定性定理。一般情况下，建筑结构的安定荷载和形成机动体系的极限荷载相差并不悬殊，而累积破坏只是出现在荷载多次超越安定极限的情况，它的概率要比形成机动体系低得多。因此在建筑结构的塑性设计中通常不需要做安定性分析[2.7]。然而，如果遇到可变荷载超越标准值的机会比较多的设计对象，则采用塑性设计时需要考虑安定性问题。有关这

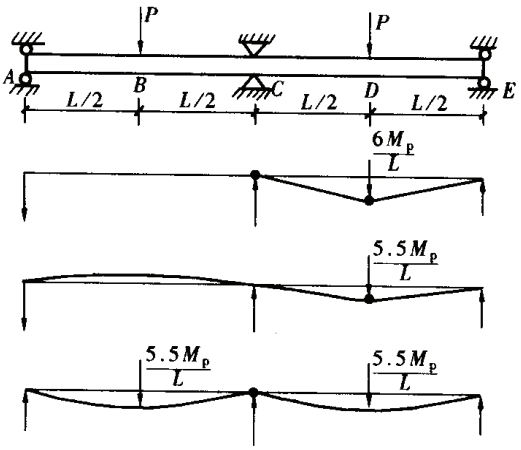


图 2－23　双跨连续梁

一问题的详细资料可参看文献［2.7］。下面介绍一个简单的算例，供读者了解。图 2－23 给出一根双跨连续梁，两跨长度相等，在跨度中央单独或同时承受集中荷载 P。当右跨加载到 $P_m = 6M_p/L$ 时，D 和 C 两个截面都出现塑性铰弯矩 M_p，形成机动体系。当右跨荷载 $P_1 = 5.5M_p/L$ 时只有 D 截面达到全塑性，此时 D 处的挠度 Δ 经无量纲化后为 $\delta = [EI/(M_pL^2)]\Delta = 0.146$。在左跨同样加上 P_1 时，D 截面弯矩减小而 C 截面弯矩达到塑性铰。卸去此荷载后 δ 增大为 0.235，比原来值增加 60%。第二次在左跨同样加、卸载后，挠度又增加 38%。如此继续下去，挠度还会继续增大。不断增大的原因是：每次在左跨加载使 C 截面产生不可逆转的新的塑性变形，而卸载又使 D 截面产生不可逆的新塑性变形。按安定定理计算，可得 $P_s = 5.06M_p/L$，则重复加、卸载的过程不会产生新的塑性变形，结构是安定的。P_s 和 P_m 的比值为 $5.06/6.0 = 0.84$。如果荷载设计值为标准值的 1.4 倍，则 P_s 等于荷载标准值的 $0.84 \times 1.4 = 1.18$ 倍。超过此值的机会并不很多。

5.5 抵抗疲劳的构件

疲劳破坏是个累积破损的过程，裂缝由萌生、逐渐扩展直至最后断裂。断裂意味着丧失承载能力。不过这种极限状态是长时间积累造成的，不同于前面各节所述超载造成的极限状态。如果构件对疲劳破损敏感的部位很容易检查，并且在发现后不难修复，那么构件的最终断裂可以通过正常维修而避免。因此，从可靠度设计的角度来看，疲劳破损有其区别于强度被超过而破坏的不同特点。国际标准 ISO 2394:1998 结合表 2－5 的目标可靠指标选用，提出下列建议：

对终极极限状态（即承载能力极限状态），取 3.1、3.8 和 4.3；

对疲劳极限状态取 2.3～3.1，视检查的可能性而定。

这样做法相当于把疲劳看成是介于承载能力极限状态和正常使用极限状态之间的第三种极限状态。英国的房屋钢结构设计规范 BS 5950—I—1990 把“疲劳引起的断裂”列为承载能力极限状态；同时又把“疲劳引起的可修复的损伤”列为正常使用极限状态。这种区分有其合理性。做出这样的区分要求把构件使用期间经常性的探伤检查作为一种制度来执行，发现裂纹就及时修复。但后一极限状态在该规范 2000 年修订本中未再出现。鉴于疲劳极限状态的复杂性，GB 50017 规范目前还保留用容许应力的方法验算疲劳。

5.6 连接的承载能力极限状态

计算连接时，无论角焊缝还是螺栓（摩擦型连接除外）都以剪断或拉断为准。剪断或拉断后连接即完全丧失承载能力，不像拉杆屈服后还有硬化阶段，压杆屈曲若不属于脆性型也并非完全突然失效。因此，连接的可靠指标应该高于构件。文献［2.8］建议对构件采用目标可靠指标值 3.0，而连接则提高到 4.5。后一数值是由与旧规范校准得出的。文献［2.9］按 $\beta = 4.5$ 计算连接的抗力分项系数，建议对角焊缝和高强度螺栓抗剪、拉（即二者的组合）取 $\Phi = 0.8$，相当于 $\gamma_R = 1/0.8 = 1.25$。欧洲钢结构设计规范 EC3 规定构件和连接的抗力分项系数分别取 1.1 和 1.25。后者和［2.9］的建议一致。国内对连接的承载能力试验做得较少，两次修订规范都未对它的可靠指标和抗力分项系数做出分析，而是把 TJ 17—74 规范所用数值换算得来。

5.7 结构和体系的承载能力极限状态

在对各类构件的承载能力有充分认识的基础上，需要进一步了解整体结构或体系的承载能力极限状态。这里有两个问题需要分析。一个是了解各构件之间相互协作的效应，考

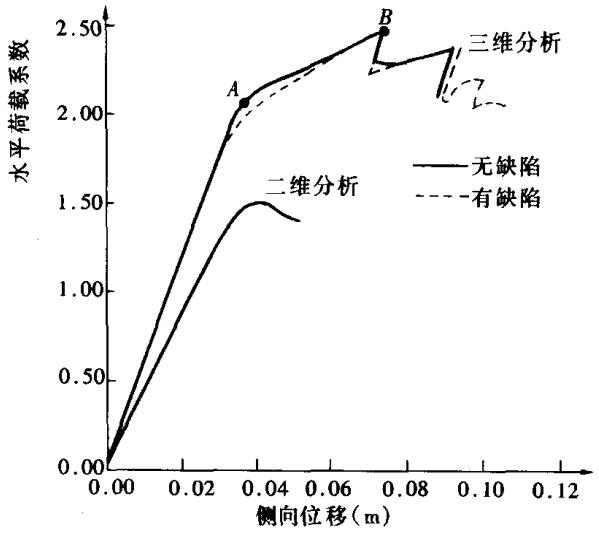


图 2-24 带撑框架的整体性

察是否可以利用和如何利用这种效应。比较典型且为设计师所熟知的有：钢筋混凝土楼板和钢梁的共同工作；由平面框、排架和支撑、屋面板组成的体系的空间工作等。另一个问题是分析单个构件失效对整体的影响。如果一根构件失效立即导致整个结构丧失承载能力，则结构的整体性不佳。反之，如果一根构件失效后出现内力重分布，结构仍然保持相当大的承载能力，甚至荷载还可增大，则属于整体性良好的结构。超静定次数很高的带支撑空间框架就属于后一类。图 2-24 给出这类结构荷载—位移曲线的一个例子[2.10]。在固定竖载和不断增大的水平荷载作用下，一根受压支撑在 A 点屈曲，荷载仍可增大，直至另一支撑屈曲才逐渐丧失承载能力。图 2-25（a）给出一钢管网架的荷载—挠度曲线，对承载能力起控制作用的杆件是一根压杆，此杆首先呈现脆性型屈曲。屈曲后下降的荷载虽然略有回升，但第二根压杆随即跟着屈曲，网架很快丧失承载能力[2.11]。另一网架设计成拉杆起控制作用，它的刚度随着拉杆屈服而逐渐下降［见图 2-25（b)］，但达到最大荷载后承载能力下降比较缓慢，整体性能比由压杆控制好得多。由此可见，需要对结构进行承载力的全过程分析，以了解它的整体性能。目前多层和多跨框架的全过程分析已有不少研究成果。分析计入了几何缺陷和残余应力的影响，所得结果较好地反映结构的真实性能，并为实用计算方法提供了标杆。在这些分析的基础上已经提出不止一种反映真实极限状态的实用设计计算方法。网架和输电塔架整体性能的研究也有很大进展。文献［2.12］不仅分析了塔架承载的全过程，还进行了整体结构失效概率的分析。文献［2.13］指出，要达到目标可靠指标 $\beta=3$，塔架主杆和横档的长细比 l/r 应分别不超过 110 和 115。

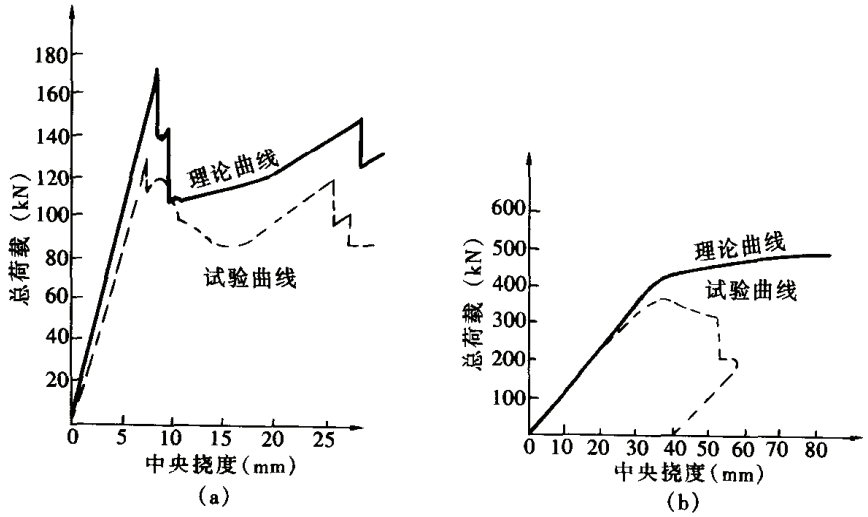


图 2-25 网架的整体性能

（a）压杆控制设计；（b）拉杆控制设计

6. 正常使用极限状态

6.1 正常使用极限状态的特点

正常使用极限状态对应于结构或构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值。《统一标准》规定当结构或构件出现下列状态之一时，应认为超过了正常使用极限状态：

（1）影响正常使用或外观的变形。

（2）影响正常使用或耐久性能的局部破坏（包括裂缝）。

（3）影响正常使用的振动。

（4）影响正常使用的其他特定状态。

正常使用极限状态可以理解为适用性极限状态。文献［2.14］把常见的适用性问题归纳为以下7类：

（1）由荷载、温度变化、潮湿、收缩和徐变引起的非结构构件（如顶棚、隔墙、外墙、窗）的局部损坏。

（2）荷载产生的挠度妨碍家具或设备（如电梯）的正常功能。

（3）明显的挠度使居住者感到不安。

（4）由剧烈的自然现象（如飓风、龙卷风）造成的非结构构件彻底损坏。

（5）结构因时效和服役而退化（如停车场结构因防冰盐而受损）。

（6）建筑物因活荷载、风或地震造成的运动，导致居住者身体或心理上不舒适感。

（7）使用荷载下的连接变形（如高强度螺栓滑移）。

按照国际标准ISO 2394，极限状态区分为可逆和不可逆两类。在第5节曾经指出承载能力极限状态绝大多数是不可逆的。正常使用极限状态则有可逆和不可逆两种情况。在弹性范围的变形或振动都属于可逆的。在引发变形或振动的原因消失后，结构即由极限状态恢复过来。反之，无论是结构本身的裂纹（如疲劳裂纹）和非结构构件的裂纹，都是不可逆的。即使卸去造成裂纹的荷载，也无法恢复原状。这本标准建议对两种正常使用极限状态采用不同的目标可靠指标：不可逆者 $\beta=1.5$；可逆者 $\beta=0$。相应的失效概率分别为6.68%和50%。

正常使用极限状态的另一个特点是，从适用的状态过渡到不符合要求的状态，界限并不十分明晰，而是存在一个范围。按照ISO 2394，可以定义一个适用度，以 μ 来表示。它是适用度参数 λ（如位移）的函数。$\mu\geqslant 1$时结构或构件完全适用，而 μ 下降到0则完全不适用。μ 在0和1之间，属于过渡阶段。由图2-26可见，当参数由 λ_1 增大到 λ_2 时，结构或构件由完全适用过渡到完全不适用。因此，规范规定的参数限值可以定位在 λ_1，也可以略大于 λ_1 而小于 λ_2。这里，工程经验判断应起一定作用。

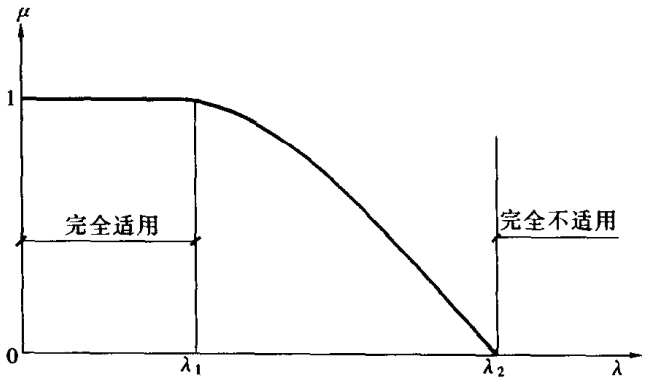


图2-26 适用度和参数限值

正常使用极限状态长期以来一直不如承载能力极限状态那样受到重视，认为只不过是

适当限制一下挠度和侧移。随着结构材料强度的提高，构件（包括围护结构和非承重构件）的轻型化和计算日益精密，正常使用极限状态的重要性不断提高。对这一极限状态的研究工作近年来比较活跃，正在逐步深入。下面对钢结构的几种适用极限状态进行分析。

6.2 变形

变形限制是设计人员都熟悉的正常使用极限状态。表 2－8 给出挠度和水平位移的相对值与适用性之间的关系[2.14]。

表 2－8　　不同挠度和水平位移下的适用性问题

相对挠度和位移	能见与否	问　　题
$\leqslant h/1000$	不能见	砖砌体开裂
$h/500$	不能见	间隔墙开裂
$h/300$，$l/300$	能见	建筑装修损坏，加筋墙开裂，顶棚及楼面损坏，围护结构渗漏
$l/200 \sim l/300$	能见	困扰观感，轻质隔墙和展示窗损坏
$l/100 \sim l/200$ $h/100 \sim h/200$	能见	面层损坏，门、窗和滑门等开启受阻

注　h—楼层高度；l—水平受弯构件跨度。

GB 50017 规范把结构或构件变形的容许值列在它的附录 A 中，并规定在有实践经验或有特殊要求时可根据不影响观感和正常使用的原则进行适当调整，体现了上节所述适用度有一个过渡范围的概念。具体规定详见设计篇各章。

规范规定计算正常使用极限状态的变形时应采用荷载的标准值。文献［2.14］认为采用荷载标准值要求过高，并建议对不可逆和可逆的正常使用极限状态分别按 8 年和 1 年参照期代替 50 年基准期来确定荷载。采用 8 年参照期，按楼板变形不超过 $l/360$ 计算，得到可靠指标 $\beta=1.5$，和 ISO 2394 的建议相同。为改善外观和使用条件，可以对横向构件预先起拱。拱矢一般相当于恒载标准值加 1/2 活载标准值所产生的挠度。

有些建筑物的屋面坡度很小，需要考察变形后是否能顺利排水。美国 AISC－LRFD－1999 规范给出考虑积水时简化计算的公式，可供设计小坡度的屋面结构时参考。屋盖结构符合下列条件时即可认为是稳定的，无需再做进一步考察：

$$C_p + 0.9C_s \leqslant 0.25 \tag{2-45}$$

$$I_d \geqslant 3940S^4 \tag{2-46}$$

$$C_p = 504L_sL_p^4/I_p$$

$$C_s = 504SL_s^4/I_s$$

式中　C_p——主要承重构件（梁、桁架）的柔度；

C_s——次要承重构件的柔度；

L_p、L_s——分别为主要构件和次要构件的长度，m；

S——次要构件的间距，m；

I_p、I_s——分别为主要构件和次要构件的惯性矩，mm^4；

I_d——次要构件所承钢屋面板单位宽度的惯性矩，mm^4/m。

当构件为格构式（桁架、桁条）时，其惯性矩应乘以 0.85 的降低系数。式（2－45）

的依据是，因积水而增加的构件应力不超过它在正常使用荷载下的25%。由于平均荷载系数都大于1.25，符合公式要求的屋面结构在积水时应力不致达到屈服点。

有关变形的另一个问题是如何控制承压型连接高强度螺栓滑移。GBJ 17—88规范规定的办法是：在（1/1.3）荷载设计值作用下，剪力不超过摩擦型高强度螺栓受剪承载力设计值，大体相当于在正常使用范围不出现滑移。但GB 50017—2003规范已把它删去。国外把这个问题作为正常使用极限状态来分析，并认为目标可靠指标可取在1.25和1.50之间。美国规范承压型和摩擦型高强度螺栓抗剪计算的抗力分项系数分别为1/0.75和1.0。二者之比为1.33，和1.3很接近。欧洲标准委员会的EC3—ENV—1993规范则明确规定，承压型连接高强度螺栓的滑移作为正常使用极限状态加以验算。

6.3 裂缝和腐蚀

钢结构可能出现的裂缝主要有层间撕裂和疲劳裂纹。在绪论的3.2.3节曾经指出，焊后冷却收缩是层间撕裂的主要原因，需要通过合理的连接构造设计和加强钢板验收检查加以防止。如果构造设计不恰当，或施焊工作未采取必要措施而导致焊后开裂，应该在施工验收时加以解决，因而不属于正常使用状态的问题。

疲劳裂纹是构件交付使用后经受一定次数的重复加载才出现的，而且局部性的裂缝并不立即导致构件失效，并不完全是正常使用极限状态的问题。但是，一旦发现疲劳裂缝应该立即修复和采取其他必要的技术措施。首先要分析开裂的原因，才能对症下药。如果由于没有及时检查，发现裂缝时破损已经相当严重，则需要考虑限制荷载和准备用新构件代换。

影响钢结构耐久性能的主要因素是锈蚀。它使钢材的有效厚度下降，从而降低结构的承载能力。一般条件下采用防锈涂料来保证耐久性，包括施工时的喷涂和使用期间维修喷涂。在有腐蚀性介质的环境中构件应该选用抗腐蚀性能高的截面，亦即截面的周长和面积之比最小的型钢或组合截面，且壁厚不宜太小。格构式杆件截面积小而缀材多，表面积大，不利于防腐。双角钢组合T形截面腐蚀速度为管形截面的2倍或普通工字钢的1.5倍，而且两角钢之间的缝隙难于进行防护。因此在中等腐蚀介质中应该用实腹或闭口截面。在强腐蚀介质的环境中则应该用耐候钢来做钢结构。国家标准《工业建筑防腐设计规范》（GB 50046—95）规定，抗腐蚀钢结构杆件的最小壁厚为：角钢组合桁架的弦杆、端斜杆及其节点板8mm，桁架其他杆件6mm，钢板组合构件6mm，闭口截面6mm。

6.4 振动

房屋结构的振动有楼板的竖向振动和高层建筑的风振。楼板的振动可以由人群的活动产生，也可以由坐落在楼板上的机械设备产生。后者应该在设计或选用设备时采取适当的隔振措施加以解决。这里只讨论前一因素。

《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ 99—98）对压型钢板组合楼板的振动采用限制其自振频率的办法。自振频率可按下式估算，但不得小于15Hz：

$$f = 1/(0.178\sqrt{w}) \tag{2-47}$$

式中 w——永久荷载产生的挠度，cm。

加拿大钢结构设计规范CAN/CSA—S16.1—94在其非强制性的附录中对楼板振动有较详细的规定：楼板振动区分为连续振动和暂时振动。前者起源于机械、车辆等周期性作用和跳舞一类的人群活动，并可因共振而放得很大。后者则由人的行走或物体坠落而造成，

并随时间而衰减。人们对楼板振动是否有不舒适感，取决于振动加速度的大小。楼板的自振频率和阻尼是重要的影响因素，其他如质量、刚度等也有影响。对持续 10 个循环以上的连续振动，当频率在 2～8Hz 范围内时，有感的界限是 0.5%g，g 是重力加速度（见图 2－27）。居住建筑中跨度较大的轻型楼板，人的活动可能产生频率为 1～4Hz 的周期力，因此楼板自振周期不应低于 5Hz。如果是重复性很强的有节奏活动的场所如舞蹈学校，则自振周期应在 8Hz 或更高一些。

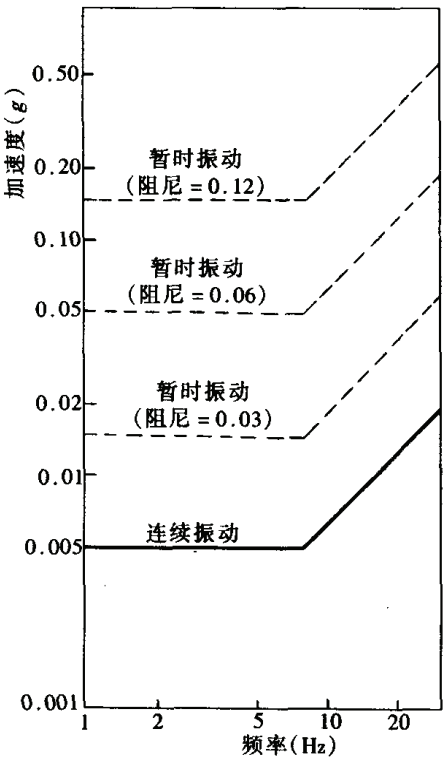


图 2－27　楼板振动的不舒适感界限

加拿大规范对跨度 7～20m、频率 3～10Hz 的支承在钢梁或钢桁条上的混凝土楼板，给出了频率计算公式。对于单向的简支楼板，频率为：

$$f_1 = 156\sqrt{\frac{EI_t}{qL^4}} \qquad (2-48)$$

式中　E——钢材弹性模量，MPa；

I_t——组合 T 形截面的惯性矩，计算时把混凝土换算为钢，其宽度取梁的间距，即使未按组合梁设计也这样做，mm^4；

L——跨长，mm；

q——T 形截面梁上的恒载，N/mm。

当单向体系支承在钢主梁上时，楼板的频率有所降低，可由下式计算其近似值 f：

$$1/f^2 = 1/f_1^2 + 1/f_2^2 \qquad (2-49)$$

式中　f_2——支承在和次梁相垂直的钢主梁上的楼板频率。

支承在柔性梁上的等跨连续梁按简支梁对待，因相邻跨振动方向相反。

阻尼由临界阻尼的百分数表示。不承受任何设施的楼板，不按组合结构设计时阻尼为 3%～4%，按组合结构设计时为 2%。楼板面层、防火涂层、管道和地毯、家具等可使阻尼提高约 3%。楼板上面或下面设置隔墙，对增大阻尼十分有效，尤其是双向设置时效果最为显著，但位于梁上和间距很大的隔墙除外。在设计计算中建议采用下列阻尼值：

裸楼板	3%
有吊顶、管道及家具的已完工楼板	6%
有隔墙的已完工楼板	12%

跨度大于 7m、频率不大于 10Hz 的楼板，加速度峰值可由下式计算：

$$a_0 = 60f/\{q_0BL\} \quad (\%g) \qquad (2-50)$$

式中　f——频率，Hz；

q_0——楼板及所承物的重量，kN/m^2；

L——跨度，m；

B——等效梁宽度，m。

承于刚性支座的桁条（梁）和混凝土板，L 为桁条跨长，B 可取为 $40t_c$（一侧有板则

为 $20t_c$），t_c 为混凝土板平均厚度。承于柔性主梁的桁条（梁）和混凝土板，当主梁频率比桁条低得多时，L 为主梁跨长，B 则近似地取承于主梁的楼板宽度。

图 2－27 适用于住宅、学校和办公楼。文献［2.15］给出各类建筑物的加速度限值，见表 2－9。

表 2－9　　楼板加速度限值

建筑物用途	加速度限值		
	频遇稳态加速度	罕遇暂时加速度	
		阻　尼（%）	加速度峰值
医院、实验室	$0.002g$	3	$0.005g$
		6	$0.01g$
		12	$0.02g$
旅馆、多套住宅公寓、办公室、学校、图书馆	$0.005g$	3	$0.02g$
		6	$0.05g$
		12	$0.10g$
餐厅、饭店、剧院、会堂、1～2 套住宅	$0.01g$	3	$0.05g$
		6	$0.10g$
		12	$0.20g$
商店及购物中心、制造业、仓库、通道、楼梯	$0.02g$	3	$0.05g$
		6	$0.10g$
		12	$0.20g$
舞厅、娱乐场所、体育馆、露天看台、特殊集会场所	$0.05g$	—	—

高楼在强风作用下的振动也会导致人的不舒适感，也同样由控制加速度来解决。因属特殊问题，将在第十六章论述。

此外，塔桅结构在强风作用下也要发生振动。由于这类结构一般没有人群活动，风振效应只结合承载能力极限状态来考察。

7. 现存结构的可靠度评定

7.1　评定的原则

现存建筑结构遇到下列情况之一时，需要进行可靠度评定：

（1）使用条件改变，如民用建筑功能改变，工业建筑生产规模扩大；

（2）事故或灾害导致结构损伤；

（3）长期服役和环境因素导致结构或构件承载能力退化；

（4）发现原设计或制造安装遗留较严重缺陷；

（5）年久失修或使用年限超过设计基准期。

对现存结构进行可靠度评定，首先需要对它的历史和现状了解清楚。历史方面，需要查阅原始设计资料、施工资料和交付使用后的事故损伤、修复、加固和改造的记录。设计资料包括工程地质勘察报告、设计图纸、设计变更资料、设计计算依据等。施工资料包括钢材质量证明书和复验记录、施工记录、施工变更、竣工图等。

现状方面需要了解结构、荷载和环境变化等方面的情况。如果原始设计资料和施工资料档案都齐全，除对偏离原始状态的部位如明显弯曲的杆件、局部凸曲的板件、节点处的裂纹、连接松动和严重锈蚀等做重点检测之外，一般只做校核性抽查。如果原始资料残缺，则除有明显问题的部位外，还应做较详尽的检测，包括结构布置、构件尺寸、梁和桁架挠度、焊接缺陷、螺栓紧固状态等，必要时还应对材质进行检验。使用荷载如楼面活荷载、吊车荷载、屋面积灰荷载的超额情况，也属必须掌握的现状。对于查明的各种情况应该分析其原因，是出于设计错误、材质低劣、施工不当、严重超载、地基沉陷、环境变迁还是意外事故。找出症结所在，才能妥善处理，不致再次出现问题。

7.2 评定的规定

结构或构件的鉴定评级按照国家标准《工业厂房可靠性鉴定标准》(GBJ 144—90)的规定,分为承载能力、构造连接、构件变形、偏差等几个方面进行。行业标准《钢结构检测评定及加固技术规程》(YB 9257—96) 则对各类钢构件的评定有较详细的规定。本节和下一节主要介绍这两份技术文件的规定。

结构可靠性评定的结论分为下列级别：

A 级（完好的）　　完全符合现行标准规定和设计要求；

B 级（适合工作的）　　结构有允许的偏差、缺陷和损伤；

C 级（部分适合工作的）　　通过消除偏差、缺陷和损伤或进行加固，可恢复结构原设计的工作性能；

D 级（不适合工作的）　　恢复原设计的工作性能在技术上不可能或经济上不合理，必须更换整个结构或其部分。

结构可靠性评定应包括下列内容：工程设计的质量评定；结构制造、安装质量评定；钢材质量对应现行标准的评定；实际作用与预期荷载的确定结果；考虑缺损、偏差后的强度、稳定、刚度和振动的验算结果；不允许偏差、缺损的顺序和调查结果；试验结果；结构可靠性评级；加固建议；继续使用的可能性说明。

在进行承载能力和正常使用极限状态的各项验算时，结构的计算简图应符合结构实际的几何形态和受力状态，计及全部构件几何形状及截面尺寸偏差、节点各方位的固定条件和荷载变化等。验算承载能力时，钢材强度设计值按下列两种情况分别采取：

(1) 档案资料中有钢材质量保证书或复验报告，符合当时的国家标准（或技术文件）规定时，钢材屈服强度取当时国家标准（或技术文件）规定的最小值，抗力分项系数取 1.1。

(2) 档案资料无钢材质量保证书或复验报告时，应以同类构件同一规格的钢材为一批，每批抽样不少于 3 个，进行力学性能试验，由试验结果的最低值确定屈服强度和抗拉强度。按钢材屈服强度确定其强度设计值时抗力分项系数 γ_{Rl} 取 1.2；需要由钢材抗拉强度确定强度设计值时则取 1.5。

有偏差的钢构件当偏差实测值未超过《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205）的规定范围时，构件应按现行《钢结构设计规范》（GB 50017）进行验算。当实测值超出规定时，则按下述规定作为缺损对待。

7.3 有缺损的钢构件的承载能力评估

考虑缺陷或损伤对构件承载能力的不利影响，可同时考虑由精确计算简图、材料性

能、荷载等几方面有利因素形成的承载潜力。

7.3.1 受到腐蚀的构件

当腐蚀削弱平均量超过构件壁厚25%时，应根据所处环境考虑构件强度的降低，把强度设计值除以降低系数 γ_{R2}，γ_{R2}的取值如下：

弱腐蚀介质环境	1.05
中腐蚀介质环境	1.10
强腐蚀介质环境	1.15

腐蚀介质强弱分类可参照《工业建筑防腐蚀设计规范》（GB 50046—95）确定。

7.3.2 有缺损构件的强度验算

截面有缺损（孔洞、切口、烧穿或磨损）的构件，应取削弱截面为计算截面，按现行《钢结构设计规范》计算其强度。

有孔洞削弱的受拉构件强度验算不满足要求时，可以改为以净截面拉断为判据，但以毛截面不屈服为条件（参看本章5.1节），即按下式进行验算：

$$\frac{N}{A_n} \leqslant \alpha_1 \frac{f_y}{\gamma_{R1}} \tag{2-51}$$

式中 N——轴向拉力；

A_n——扣除孔洞后的净截面面积；

α_1——系数，与扣孔率有关，当 $A_n/A \leqslant 0.75$ 时，$\alpha_1 = 1$；当 $A_n/A \geqslant 0.85$ 时，$\alpha_1 = 1.18$；当 $0.75 < A_n/A < 0.85$ 时，α_1 按线性插值确定。

α_1 系数的实质是抗拉强度和屈服强度之间的转换系数，即 $\alpha_1 = f_u/(f_y\gamma_{Ru})$，$\gamma_{Ru}$是考虑拉断比屈服危险而引进的附加分项系数，其值为 $1.5/1.2 = 1.25$。钢材标准规定的抗拉强度有一定的变化幅度。对Q235和Q345钢构件，统一取二者的 f_u/f_y 较低值的平均数1.48，可得 $\alpha_1 = 1.18$。当 A_n/A 等于此值的倒数0.85时，净截面拉断的强度和毛截面屈服相等。当 $A_n/A = 0.75$ 时，f_u/f_y 必须大于或等于 $1.25/0.75 = 1.67$，净截面拉断强度才不高于毛截面屈服，此值对应于Q345的 f_u/f_y 的中间值。考虑到 f_u/f_y 未必总能达到1.67，为安全计，取 $\alpha_1 = 1$，即仍以净截面屈服为控制条件。这里需要指出的是，式（2-52）只适用于仅有少量沿杆长分布的孔洞的构件。如果杆的全长中孔洞很多，系数 α_1 只能是1。

对有弯曲缺陷的拉杆，当弯曲矢度小于 $L/750$ 时可不考虑承载能力降低，否则按拉弯构件计算。

7.3.3 有缺损的轴压构件的稳定验算

局部截面有缺损，但剩余截面尚能保持依轴线对称时，可按下式近似计算其稳定性：

$$\frac{N}{\varphi A_n} \leqslant \frac{f_y}{\gamma_{R1}} \tag{2-52}$$

式中的稳定系数以构件原有截面按钢结构设计规范取用。应用这一近似公式以截面削弱不十分严重为前提，否则应采用更精确的计算方法。

有双向整体弯曲缺陷的双角钢受压腹杆，当无明显局部缺陷时，可按表2-10评定其承载能力。遇到非双角钢的压杆，则需要按压弯构件进行计算。

表 2－10　　有双向弯曲缺陷的双角钢受压腹杆的承载能力

$N/\varphi A$	相对弯曲	容　许　弯　曲						
f	$\Delta y/L$	1/400	1/500	1/700	1/800			
	$\Delta x/L$	0	1/1000	1/900	1/800			
$0.9f$	$\Delta y/L$	1/250	1/300	1/400	1/500	1/600	1/700	1/800
	$\Delta x/L$	0	1/1000	1/750	1/650	1/600	1/550	1/500
$0.8f$	$\Delta y/L$	1/150	1/200	1/250	1/300	1/400	1/500	1/800
	$\Delta x/L$	0	1/1000	1/600	1/550	1/450	1/400	1/350
$0.7f$	$\Delta y/L$	1/100	1/150	1/200	1/250	1/300	1/400	1/800
	$\Delta x/L$	0	1/750	1/450	1/350	1/300	1/250	1/250
$0.6f$	$\Delta y/L$	1/100	1/150	1/200	1/300	1/500	1/700	1/800
	$\Delta x/L$	0	1/300	1/250	1/200	1/180	1/170	1/170

注　Δy—平面外弯曲；Δx—平面内弯曲。

7.4　吊车梁系统的剩余疲劳寿命

吊车梁系统因结构型式或受力状态改变，需要重新评估疲劳性能时，可以根据结构控制部位实测的应力—时间变化关系得出应力谱来进行疲劳计算。测量工作应在正常生产状态下连续进行，并且不应少于 24h。疲劳强度的验算按《钢结构设计规范》第 6 章规定执行。继续使用的安全期按下式计算：

$$T = \frac{CT^*}{\varphi \Sigma n_i^* \Delta\sigma_i^\beta} - T_0 \tag{2-53}$$

式中　T^*——测量时间；

C、β——与构件和连接类别有关的参数，按设计规范确定；

T_0——该结构已经使用过的时间；

φ——附加安全系数，当测量时间为 24h 时取为 3.0；

$\Delta\sigma_i$——测量部位第 i 个级别的应力幅值，N/mm^2；

n_i^*——在测量时间 T^* 内 $\Delta\sigma_i$ 的作用次数。

式（2－53）是按线性累计损伤规律得出的，并认为在测量时间 $\Delta\sigma_i$ 内出现的频率 n_i^*/T^* 和在疲劳总寿命内出现的频率 $n_i/(T_0+T)$ 相同。YB9257—96 规范还对吊车梁与柱连接和制动结构评级做出规定，这里从略。

8. 保障可靠性的措施

保障钢结构的可靠性是贯穿勘察设计、制作安装到交付使用，直至失效拆除为止的整个过程的事。过程中的每一个阶段都需要控制质量以保障可靠性。勘察设计的质量控制应达到下列要求：

（1）勘察设计资料齐全，数据准确，结论可靠；

（2）设计中采用的基本假定和计算模型合理，数据运用正确；

（3）图纸和其他设计文件符合有关规定。

在绪论的 2.3 节提出的设计计算需要注意的问题和第 3 节提出的设计钢结构需要考虑

的因素，都是保障设计质量所不可忽视的。此外，还需要注意正确选用钢材。GB 50017规范专有一节对此做出规定。本手册第一章第4节结合这些规定做了分析。设计师在掌握选材原则的同时，应对设计对象功能要求和所处环境有充分了解，选出能够胜任而又不要求过高的适当钢材。遇到特别重要的结构、新型结构和处于恶劣环境的结构，更需要谨慎从事。

制作和安装的质量控制的第一步是钢材的验收，包括必要的复验。

国家制定有《钢结构工程质量检验评定标准》（GB 50221—95），以促进企业加强管理，确保工程质量。此标准和国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》配套执行。按照GB 50221，钢结构制作工程和安装工程应按分项工程、分部工程、制作项目或安装单位工程进行质量检验和评定，并提出工程质量保证资料。制作工程的资料包括钢材、连接材料和涂装材料的质量证明书或试验报告，高强度螺栓连接副预拉力或扭矩系数复验报告、摩擦面抗滑系数试验报告，一、二级焊缝探伤报告，高强度螺栓连接检查记录，隐蔽部位焊缝检验记录，主要构件验收记录和构件预拼装记录等。安装工程验收应提交全套质量评定资料。

钢结构工程竣工交付使用后，应有专人负责其维修工作。首先是进行定期检查，发现问题及时维修，并做出维修保养记录。在定期的维护性检查中，注意构件和主要连接节点有无局部损伤和锈蚀的情况。对局部损伤应及时予以修复。防锈应根据环境和工作特点规定表面涂装工程的维修年限。

定期检查和维修是保证结构耐久性的不可缺少的措施。钢结构，尤其是工业建筑或构筑物钢结构，投入使用十余年后，往往会出现不同程度的损伤，需要及时处理。否则损伤由小发展到大，必然影响结构的使用寿命。

参 考 文 献

[2.1] 冶金工业部建筑研究院．国产建筑钢材匀质系数及其确定方法．北京：冶金工业出版社，1960

[2.2] Thoft－Christensen P. and Baker MJ. Structural Reliability Theory and its Application. Berlin: Springer－Verlag, 1982

[2.3] 李继华，夏正中．钢结构安全度的概率分析．见：钢结构研究论文报告选集第二册．全国钢结构标准技术委员会，1983

[2.4] 陈绍蕃．钢结构设计原理．第二版．北京：科学出版社，1998

[2.5] ISO/TC98. General Principles on Reliability for Structures (ISO2394). 1998

[2.6] 江洪燕．方管、圆管截面轴心压杆的脆性屈曲：[硕士论文]．西安：西安建筑科技大学，1999

[2.7] Horne MR. Plastic Theory of Structures. Cambridge: The MIT Press, 1971

[2.8] Ravindra MR and Galambos TV. Load and Resistance Factor Design for Steel. J. Struct. Div. ASCE. 104, ST9.1978: 1337～1353

[2.9] Fisher JW et al. Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors. J. Struct. Div. ASCE. 104, ST9.1978: 1443～1457

[2.10] Liew JY and Tang LK. Advanced Plastic Hinge Analysis for The Design of Tubular Space Frames. Engrg. Struct. 2000, 22 (7): 769～783

[2.11] Schmidt LC et al. Ultimate Load Testing of Space Trusses. J. Struct. Div. ASCE. 108, ST6. 1982:

1324 ~ 1335

[2.12] Dagher HJ al.. Reliability of Transmission Structures Including Nonlinear Effects. J. Struct. Engrg. 1998, 124 (8): 966 ~ 973

[2.13] Alam MJ and Santhakumar AR. Reliability Analysis and Full - Scale Testing of Transmission Tower. J. Struct. Engrg. 1996, 122 (3): 338 ~ 344

[2.14] Galambos TV and Ellingwood B. Serviceability limit States: Deflection. J. Struct. Engrg. 1986, 112 (1): 67 ~ 84

[2.15] Ellingwood B and Tallin A. Structural Serviceability: Floor Vibrations. J. Struct. Engrg. 1984, 110 (2): 401 ~ 418

第三章　薄壁杆件的内力计算

由材料力学可以知道，杆件的截面越开阔，其力学性能越好，从而可以更有效地利用材料。因此，随着钢材和合金材料的强度日益提高，薄壁杆件的应用逐渐增多。航空、航海、航天、汽车等各行业都在大量应用薄壁杆件。建筑行业对薄壁杆件的应用也迅猛增加，冷弯成型的各种杆件及焊接、热轧薄壁杆件在钢结构工程中的运用比比皆是。薄壁杆件虽有类似于实体杆件的地方，但许多特性是实体杆件所没有的。这里着重介绍一些薄壁杆件力学性能的基本概念及基本计算方法，仅涉及线弹性范围，几何非线性和弹塑性不在此处介绍。

1. 概述

1.1　薄壁杆件的概念

一般来说，薄壁杆件是指杆件的几何特征——长度、截面轮廓尺寸（即横截面上的最大尺寸，如直径、高、宽等）和板件的厚度三者属于不同的量级。具体一些可以看作，当 l/b 和 $l/h \geqslant 10$，b/t 和 $h/t \geqslant 10$ 时，就可以认为是薄壁杆件（如图 3－1 所示）。因此，钢结构中的冷弯薄壁型钢和大部分热轧型钢都属于薄壁杆件。符合上述条件的某些钢和钢筋混凝土组合构件、钢筋混凝土薄壁构件以及筒体结构等也应属于薄壁杆件。

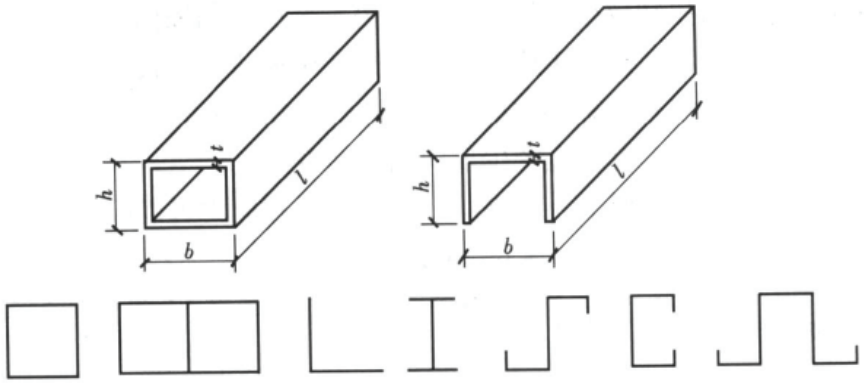


图 3－1　薄壁杆件

薄壁杆件依截面的组成又可分为开口和闭口截面杆，等截面和变截面杆。通常将与壁板两表面等距离的中间面称为中面，中面与杆件截面的交线称为中线，中线描述了横截面的形状，分析中常用中线表示横截面。

薄壁杆件是一个复杂的受力构件，常常是拉（压）、弯、扭的联合作用。开口薄壁杆件的抗扭性能特别弱，因此，这里着重介绍薄壁杆件的扭转。

1.2　自由扭转和约束扭转

一般地讲，扭转分为自由扭转和约束扭转。自由扭转指杆件受到扭转作用时，它的轴向位移（即翘曲）是自由而不受约束的，而约束扭转则是指杆件受到扭转作用时，它的轴向位移（即翘曲）受到约束。自由扭转也叫纯扭转、均匀扭转或圣维南扭转。

杆件在受到扭转作用时，它的轴向位移是否自由，常依杆件的支承情况和加载方式而定。如图3-2（a）所示，扭矩作用于杆端，杆件为自由扭转；图3-2（b）中扭矩不加于杆端，杆件为约束扭转，原因是未受扭的端段对中段的变形有约束作用。在工程实践中常见的情况是承受偏心荷载的梁。图3-2（c）中的简支梁在跨度中央承受集中荷载。当荷载有偏心 e 时，梁即受扭，虽然梁端截面翘曲完全自由，但中央截面却由于对称条件，其翘曲受到完全约束，其他截面的翘曲也受到不同程度的约束。

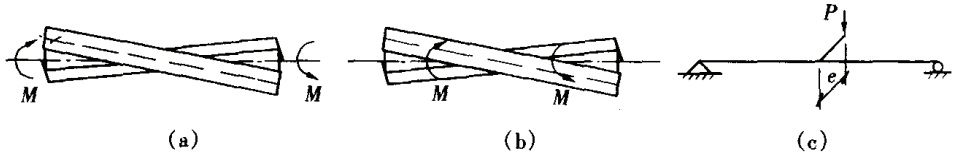


图3-2　受扭转作用的薄壁杆件

圆杆在自由扭转情况下，杆件不产生轴向应变和位移，且仍符合平截面假定，在截面上仅产生剪应力，不产生正应力。非圆形截面杆件在自由扭转时，与圆形截面杆件不同的是一般情况下它原来的各截面不再保持为平面，即在各截面产生凹进或凸出，即通常所谓的翘曲。这种现象也是薄壁杆件力学性能的特点之一。

图3-2（a）所示的工字形截面杆件，它的两端承受扭矩作用，杆件产生扭转变形后，原来平行于杆轴方向的纵向直线仍保持为直线，但各截面不再保持原来的平面而有翘曲。由于截面能自由翘曲，且各截面的翘曲相同，纵向纤维长度不改变，即无纵向应变，因而在截面上亦不产生正应力，只有剪应力，而且各截面上剪应力的分布是相同的。

约束扭转亦常称弯曲扭转或翘曲扭转。此时由于各截面的翘曲不同，产生相应的纵向应变，因而各截面上也相应地产生正应力，同时也产生剪应力。设有悬臂工字梁，左端固定，右端自由，若在自由端有扭矩 M_t 作用，就属于约束扭转。这时候，各截面不仅产生不同的翘曲变形，同时在两个翼缘上产生反向的弯曲变形。

在自由扭转和约束扭转作用下，杆件所产生的变形和应力可以归纳如表3-1所示。

表3-1　　杆件的变形和应力

扭转类别	截面型式	轴向位移 u	扭转角 ϕ	轴向应变 ϵ	扭转率 θ	正应力 σ	剪应力 τ
自由扭转	圆形截面	—	√	—	√（常数）	—	√
	一般截面	√（常数）	√	—	√（常数）	—	√
约束扭转	圆形截面	—	√	—	√	—	√
	一般截面	√	√	√	√	√	√

注　√表示产生；—表示不产生。

2. 薄壁杆件的弯曲

2.1　薄壁杆件的弯曲正应力

图3-3为一具有任意截面形状的薄壁杆件，o 为形心，$o-xyz$ 为通过形心的一任意直角坐标。在平截面假定的基础上，薄壁杆件的弯曲问题可以和实体构件一样来计算。x 轴和 y 轴位于横截面内。截面在绕 x 轴和 y 轴的弯矩 M_x、M_y 作用下，正应力为：

$$\sigma_z = \frac{\overline{M_x}}{I_x}y - \frac{\overline{M_y}}{I_y}x \tag{3-1}$$

$$\overline{M_x} = \frac{M_x + M_y I_{xy}/I_y}{1 - I_{xy}^2/I_x I_y}$$

$$\overline{M_y} = \frac{M_y + M_x I_{xy}/I_x}{1 - I_{xy}^2/I_x I_y} \tag{3-2}$$

式中 I_x、I_y——截面关于两个形心轴的惯性矩；

I_{xy}——惯性积。

当 x、y 轴为形心主轴时，$I_{xy}=0$，则：$\overline{M_x}=M_x$，$\overline{M_y}=M_y$

此时式（3-1）可以写成通常的形式：

$$\sigma_z = \frac{M_x}{I_x}y - \frac{M_y}{I_y}x \tag{3-3}$$

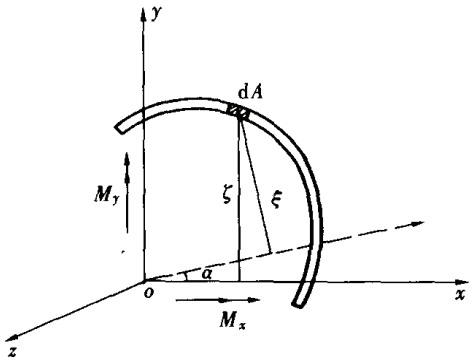


图 3-3 受弯的薄壁杆件

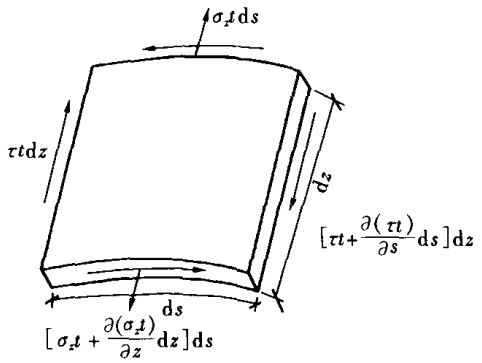


图 3-4 薄壁杆件上的单元体

2.2 开口薄壁杆件的弯曲剪应力

设横向荷载仅使薄壁杆件发生弯曲，则杆件任意截面处除产生式（3-1）或（3-3）给出的正应力外，还有由横向荷载 Q 引起的剪应力。

为求解此应力，在杆件上任取一曲面微元体 $ds \times dz$，如图 3-4 所示。

由 z 方向的平衡得：

$$\frac{\partial(\sigma_z t)}{\partial z} + \frac{\partial(\tau t)}{\partial s} = 0 \tag{3-4}$$

由于厚度 $t = t(s)$ 与 z 无关，又因为壁厚较小，可以认为剪应力沿壁厚均匀分布，所以上式写为：

$$\tau t = -\int_0^s t\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}ds + C_1(z) \tag{3-5}$$

一般称剪应力 τ 与壁厚 t 的乘积为剪力流，实际上它就是沿杆件轮廓线单位长度方向的剪力，常用 q 表示，即 $q = \tau t$，显然 $C_1(z)$ 为截面曲线坐标起始点处的剪力流。

把式（3-1）代入式（3-5），并注意弯矩和剪力之间的关系：

$$\left.\begin{aligned}\overline{Q_x} &= \frac{\partial \overline{M_y}}{\partial z} = \frac{Q_x - Q_y I_{xy}/I_x}{1 - I_{xy}^2/I_x I_y}\\ \overline{Q_y} &= \frac{\partial \overline{M_x}}{\partial z} = \frac{Q_y - Q_x I_{xy}/I_y}{1 - I_{xy}^2/I_x I_y}\end{aligned}\right\} \tag{3-6}$$

可以得到：

$$q = \tau t = -\frac{\overline{Q_y}}{I_x}\int_0^s ty\mathrm{d}s - \frac{\overline{Q_x}}{I_y}\int_0^s tx\mathrm{d}s + (\tau_1)_0 \tag{3-7}$$

由于 $t\mathrm{d}s = \mathrm{d}A$，所以：

$$\left.\begin{aligned}\int_0^s ty\mathrm{d}s &= \int_0^s y\mathrm{d}A = S_x\\ \int_0^s tx\mathrm{d}s &= \int_0^s x\mathrm{d}A = S_y\end{aligned}\right\} \tag{3-8}$$

式中 S_x、S_y——分别为截面上 o 点至 s 部分对于 x、y 轴的静矩。

由式（3-7）可求得截面上的剪力流：

$$q = \tau t = -\left(\frac{\overline{Q_y}}{I_x}S_x + \frac{\overline{Q_x}}{I_y}S_y\right) + (\tau t)_0 \tag{3-9}$$

当 x、y 轴为形心主轴时，$I_{xy}=0$，式（3-9）可以简化为：

$$q = \tau t = -\left(\frac{Q_y}{I_x}S_x + \frac{Q_x}{I_y}S_y\right) + (\tau t)_0 \tag{3-10}$$

对开口截面杆件，可把参考点（起始点）o 选在开口处，由剪力互等原理知 $\tau_0 = 0$，从而消除了 $(\tau t)_0$ 这一项。

2.3 单室闭口薄壁杆件截面中的剪应力

式（3-9）的推导是根据任意薄壁单元的平衡条件求得的，它既适合于开口截面，也适合于闭口截面。但在闭口截面中不存在已知的 $(\tau t)_0 = 0$ 这样的点，故需补充一个方程，即利用变形协调条件推出一个变形连续条件。

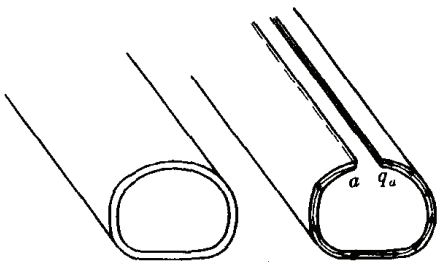


图 3-5 单室闭口截面

对图 3-5（a）所示闭口截面，假想在 a 处沿其母线方向切一口，如图 3-5（b）所示。假设此处的剪力流 q_a 为已知，它沿壁厚的中线均匀分布，则截面上任一点 s 处的剪力流 q 为由式（3-9）算得的剪力流 q_s 和 q_a 之和，即：

$$q = q_s + q_a \tag{3-11}$$

由于切口是假想的，根据变形连续条件，在切口处应无相对纵位移，亦即其剪应变沿闭口截面的周边积分一周必为零：

$$\oint \gamma\mathrm{d}s = 0 \tag{3-12}$$

$$\gamma = \tau/G$$

式中 γ——剪切变形；

$\oint$——表示沿截面积分一周。

把式（3-11）代入式（3-12）有：

$$\oint \frac{q_s}{Gt}\mathrm{d}s + q_a \oint \frac{\mathrm{d}s}{Gt} = 0 \tag{3-13}$$

从而得到：

$$q_a = -\oint \frac{q_s}{t}\mathrm{d}s \Big/ \oint \frac{\mathrm{d}s}{t} \tag{3-14}$$

利用式（3-9），可以得到闭口截面杆件由于弯曲而产生的剪力流：

$$q = q_s + q_a = \frac{\overline{Q_y}}{I_x}\left(-S_x + \oint \frac{S_x}{t}\mathrm{d}s \Big/ \oint \frac{\mathrm{d}s}{t}\right) + \frac{\overline{Q_x}}{I_y}\left(-S_y + \oint \frac{S_y}{t}\mathrm{d}s \Big/ \oint \frac{\mathrm{d}s}{t}\right) \tag{3-15}$$

当 x、y 轴为形心主轴时，$I_{xy}=0$，上式可以简化为：

$$q = q_s + q_a = \frac{Q_y}{I_x}\left(-S_x + \oint \frac{S_x}{t}\mathrm{d}s \Big/ \oint \frac{\mathrm{d}s}{t}\right) + \frac{Q_x}{I_y}\left(-S_y + \oint \frac{S_y}{t}\mathrm{d}s \Big/ \oint \frac{\mathrm{d}s}{t}\right) \tag{3-16}$$

多室闭口截面的剪力流计算方法与单室相同，就是切口多一些，未知的剪力流多一些，需要解联立方程组。

2.4 剪心

在 2.2 中计算弯曲剪应力时，曾假定横向荷载仅使薄壁杆件发生弯曲。这种情况只出现在荷载通过截面上的某一特定点时，此点即为剪心，实际上剪心就是截面上合剪力的作用点，也称弯心或扭转中心。本节介绍确定剪心位置的方法。

在弯曲剪力流公式式（3-9）、式（3-10）中，若令 Q_x 或 $\overline{Q_x}=0$ 则可见各处剪力流 q 值随剪力 Q_y 或 $\overline{Q_y}$ 成比例变化，但 q 在断面上的分布规律仅取决于面积矩 S_x，并不因剪力的大小及方向而改变，而 S_x 只和截面形状有关。由此可知全截面剪力流的合力作用线位置仅由截面的几何形状决定，属于截面的几何性质。

2.4.1 开口截面的剪心

设任意开口截面如图 3-6 所示，C 为形心，B 为剪心，过形心 C 建立坐标系 oxy，设 B 点在形心坐标系中的坐标为（x_b，y_b）。

假设截面在剪力 Q 作用下产生的剪力流为 q，则由合力矩定理有：

$$Q_y x_b - Q_x x_b = \int_0^l \rho q \mathrm{d}s \tag{3-17}$$

式中 l——截面的全长；

ρ——坐标原点 O 至剪力流切线的距离。

式（3-17）就是确定开口截面杆件剪心坐标的公式。

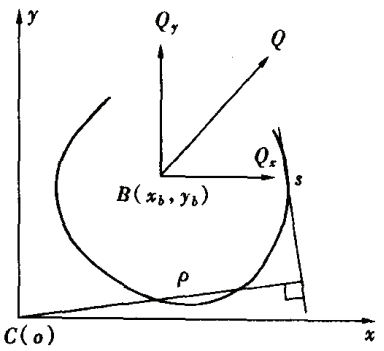


图 3-6 合力矩求剪心

利用剪心是截面的几何性质，而与外荷载的大小和类型无关这一特点，可分别令 Q_x、Q_y 为零求出剪心坐标 (x_b, y_b)，即：

$$\left.\begin{aligned} x_b &= \frac{1}{Q_y}\int_0^l q\rho \mathrm{d}s \\ y_b &= -\frac{1}{Q_x}\int_0^l q\rho \mathrm{d}s \end{aligned}\right\} \tag{3-18}$$

再将 q 的表达式（3-7）代入上式有：

$$\left.\begin{aligned} x_b &= \frac{1}{I_xI_y - I_{xy}^2}\left[- I_y\int_0^l\left(\rho ds\int_0^s ytds\right) + I_{xy}\int_0^l\left(\rho ds\int_0^s xtds\right)\right] \\ y_b &= \frac{1}{I_xI_y - I_{xy}^2}\left[I_x\int_0^l\left(\rho ds\int_0^s xtds\right) - I_{xy}\int_0^l\left(\rho ds\int_0^s ytds\right)\right] \end{aligned}\right\} \tag{3-19}$$

当 x、y 轴为形心主轴时，$I_{xy}=0$，上式可以简化，这里不再赘述。注意到式中 ρds，它是以 ds 为底、ρ 为高的微小三角形面积的 2 倍，如令 $d\omega = \rho(s)ds$，则有：

$$\omega = \int_0^s \rho(s)ds \tag{3-20}$$

由该式定义的 ω 称为扇性面积，也叫扇性坐标。由于 ω 实际上是扇性面积的 2 倍，故后一名称比较适当。它与变动的点 s 是一一对应的。可以规定沿 s 的正向（右手系走向）扇性坐标 ω 为正，反之为负。

故式（3-19）中的积分可简写为：

$$\left.\begin{aligned} \int_0^l(\rho ds\int_0^s xtds) &= \int_0^l(d\omega\int_0^s xtds) = -\int_0^l\omega xtds \\ \int_0^l(\rho ds\int_0^s ytds) &= \int_0^l(d\omega\int_0^s ytds) = -\int_0^l\omega ytds \end{aligned}\right\} \tag{3-21}$$

引用记号 $I_{\omega x} = \int_0^l \omega ytds$，$I_{\omega y} = \int_0^l \omega xtds$，由此定义的量称为关于 x 轴和 y 轴的扇性惯性积。把式（3-21）代回到式（3-19），得到弯曲中心的位置坐标：

$$\left.\begin{aligned} x_b &= \frac{I_yI_{\omega x} - I_{xy}I_{\omega y}}{I_xI_y - I_{xy}^2} \\ y_b &= -\frac{I_xI_{\omega y} - I_{xy}I_{\omega x}}{I_xI_y - I_{xy}^2} \end{aligned}\right\} \tag{3-22}$$

当 x、y 轴为形心主轴时，$I_{xy}=0$，上式可以简化。

对由直线板段组成的截面，剪心相对于截面形心的坐标可以表示为下式[3.1]：

$$\left.\begin{aligned} x_0 &= \eta_s + x_a = \frac{1}{I_x}\Sigma\left[- \frac{l_it_i}{6}(2y_i + y_{i+1})\right] + x_a \\ y_0 &= \zeta_s + y_a = \frac{1}{I_y}\Sigma\left[- \frac{l_it_i}{6}(2x_i + x_{i+1})\right] + y_a \end{aligned}\right\} \tag{3-23}$$

式中 I_x、I_y——分别为截面对 x、y 轴的惯性矩；

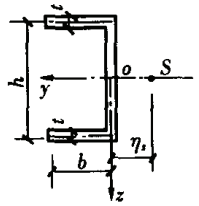
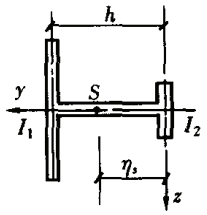
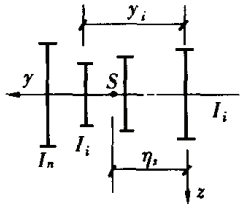
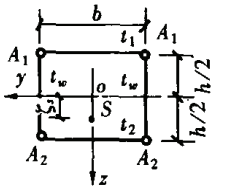
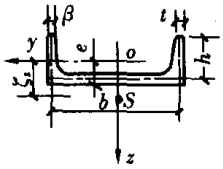
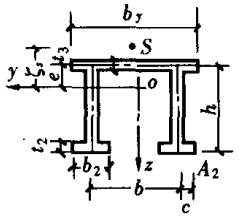
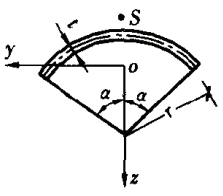
l_i、t_i——第 i 段板的长度、厚度；

x_i、y_i、x_{i+1}、y_{i+1}——第 i 段板两端在坐标系里的坐标。

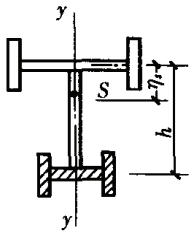
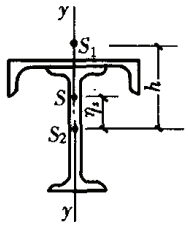
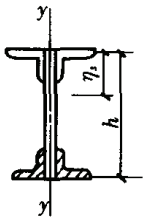
公式右端第一部分为剪心相对于任选点 A 的坐标，第二部分为任选点对于形心坐标系的坐标值。

表 3-2 给出了常用截面的剪心计算公式。

表 3-2　　常用截面剪心计算公式

项　次	截　面　型　式	剪力中心位置
1		$\eta_s = -\dfrac{hI_{yz}}{I_y}$ $I_{y,z}$——y 轴（对称轴）的上半部分面积的截面惯性积。 当 t 为常数，且较小时： $\eta_s = \dfrac{3b^2}{h+6b}$
2		$\eta_s = \dfrac{I_1 h}{I_1 + I_2}$ I_1, I_2——翼缘 1，2 绕 y 轴的截面惯性矩。
3		$\eta_s = \dfrac{\sum\limits_{i=2}^{n} I_i y_i}{\sum\limits_{i=1}^{n} I_i}$ I_i——第 i 个截面绕对称轴 y 的截面惯性矩。
4		$\zeta_s = h\left\{\dfrac{A_2 - A_1}{2(A_1+A_2)} - \dfrac{2b\left(\dfrac{A_2}{t_2} - \dfrac{A_1}{t_1}\right)}{(A_1+A_2)\left(\dfrac{b}{t_1} + \dfrac{b}{t_2} + \dfrac{2h}{t_\omega}\right)}\right\}$
5		$\zeta_s = \left(1 + \dfrac{A}{4}\cdot\dfrac{b^2}{I_z}\right)e$ e——形心距腹板中面的距离； A——截面面积； b——翼缘中面间距离。
6		$\zeta_s = 2h\dfrac{I_f}{I_z} - e\left(1 + \dfrac{b^2}{4}\cdot\dfrac{A}{I_z}\right)$ $I_f = \dfrac{t_2 b_2^3}{12} + A_2 C^2$ A_2——下翼缘的截面面积； C——下翼缘的形心距腹板中面的距离。
7		$\zeta_s = \left[\dfrac{\sin\alpha}{\alpha} - \dfrac{2(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)}{\alpha - \sin\alpha\cos\alpha}\right]r$

续表

项 次	截 面 型 式	剪 力 中 心 位 置
8		$\eta_s = \frac{I_{1y}h}{I_y}$ I_y——截面对 y 轴的惯性矩； I_{1y}——影线部分截面对 y 轴的惯性矩。
9		$\eta_s = \frac{I_{1y}h}{I_y}$ I_{1y}——槽形截面对 y 轴的惯性矩； h——槽形截面与工字形截面剪心之间的距离。
10		$\eta_s = \frac{I_{1y}h}{I_y}$ I_{1y}——影线部分截面对 y 轴的惯性矩。

根据截面内合成剪力必定通过剪心的概念，直观地可以得到如下的一些规律：

（1）由薄板相交于一点组成的截面，其交点即为剪心，如图 3－7（a）所示。

（2）截面有对称轴时，剪心一定在对称轴上，如图 3－7（b）所示。

（3）双轴对称截面和极对称的截面，如图 3－7（c）所示，其剪心与截面形心重合。

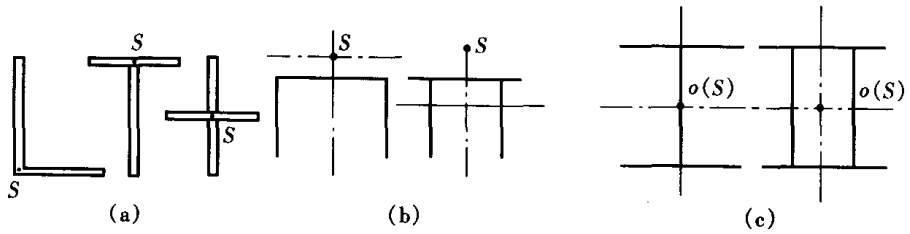


图 3－7　特殊截面的剪心

2.4.2　闭口截面的剪心

求解闭口截面的剪心坐标，方法与开口截面类似。将式（3－18）改写为：

$$\left.\begin{aligned} Q_y \hat{x}_b &= \int_s q(Q_y)\rho \mathrm{d}s \\ -Q_x \hat{y}_b &= \int_s q(Q_x)\rho \mathrm{d}s \end{aligned}\right\} \tag{3-24}$$

式中　$\hat{x}_b$、$\hat{y}_b$——闭口截面剪心的位置坐标；

$q(Q_y)$ 或 $q(Q_x)$ ——表示剪力流是由 Q_y 或 Q_x 确定的。对于闭口截面 $q = q_s + q_a$，将其代入式（3-24），并分别令 $Q_y = 1$ 和 $Q_x = 1$，则有：

$$\left.\begin{aligned}\hat{x}_b &= \int_s q_s(Q_y = 1)\rho ds + q_a(Q_y = 1)\oint_s \rho ds \\ \hat{y}_b &= -\int_s q_s(Q_x = 1)\rho ds - q_a(Q_x = 1)\oint_s \rho ds\end{aligned}\right\} \tag{3-25}$$

式中右端第一项为开口截面剪心的坐标，分别用 (x_b, y_b) 表示，第二项表示开口截面闭合时剪心的移动，用 $(\Delta x_b, \Delta y_b)$ 表示，于是式（3-25）可写成：

$$\left.\begin{aligned}\hat{x}_b &= x_b + \Delta x_b \\ \hat{y}_b &= y_b + \Delta y_b\end{aligned}\right\} \tag{3-26}$$

式（3-26）中的 (x_b, y_b) 用开口截面公式计算。注意到 $\oint_s \rho ds = 2\Omega$ 为闭口截面中线所围面积 Ω 的 2 倍，可得：

$$\left.\begin{aligned}\Delta x_b &= 2\Omega q_a(Q_y = 1) \\ \Delta y_b &= -2\Omega q_a(Q_x = 1)\end{aligned}\right\} \tag{3-27}$$

对于多室闭口截面，计算方法与此类似，但在式（3-25）右边的第二项为对各室求和。

【例 3-1】 如图 3-8（a）所示箱形截面梁，选坐标系为形心主轴坐标系；设 $Q_x = 0, Q_y = Q$，求剪力流并确定剪心。

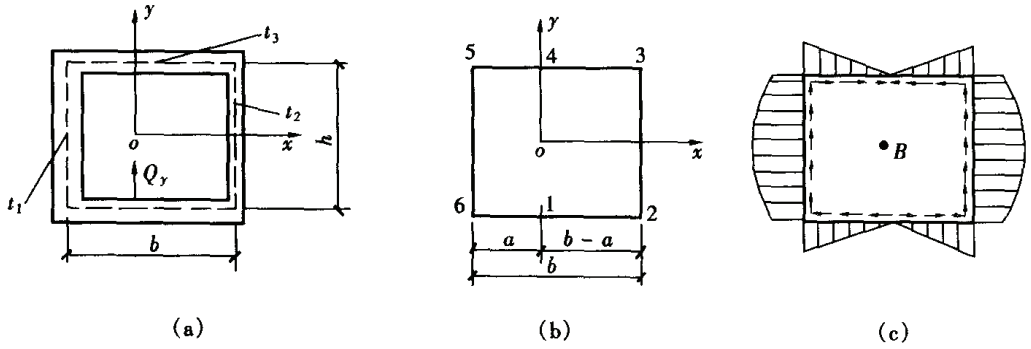


图 3-8 单室箱型截面

解： 截面关于 x 轴对称，但对 y 轴不对称，y 轴距左边腹板中线的距离为：

$$a = \frac{b(t_2 h + t_3 b)}{2t_3 b + (t_1 + t_2)h} \tag{3-28}$$

（1）求剪力流。

对箱形截面积分要分段进行；为方便起见，用数字标在截面上，见图 3-8（b），设 1 点是切口点，于是由式（3-10）可得：

$$q_s = -\frac{Q}{I_x}S_x = -\frac{Q}{I_x}\int_0^s ty ds \tag{3-29}$$

分段积分求出各段剪力流：

$$\left.\begin{aligned}
q_{s1\sim2} &= \frac{Q}{I_x}\cdot\frac{ht_3}{2}x && (0\leqslant x\leqslant b-a)\\
q_{s2\sim3} &= \frac{Q}{I_x}t_3\frac{h}{2}(b-a)+\frac{Qt_2}{I_x}\cdot\left(\frac{h^2}{4}-y^2\right) && \left(-\frac{h}{2}\leqslant y\leqslant\frac{h}{2}\right)\\
q_{s3\sim5} &= \frac{Q}{I_x}\cdot\frac{ht_3}{2}x && (-a\leqslant x\leqslant b-a)\\
q_{s5\sim6} &= -\frac{Q}{I_x}t_3\frac{ha}{2}-\frac{Qt_1}{I_x}\left(\frac{h^2}{4}-y^2\right) && \left(-\frac{h}{2}\leqslant y\leqslant\frac{h}{2}\right)\\
q_{s6\sim1} &= \frac{Q}{I_x}\cdot\frac{ht_3}{2}x && (-a\leqslant x\leqslant 0)
\end{aligned}\right\} \quad (3-30)$$

为求出超静定剪力流 q_a，首先作积分：

$$\oint_s\frac{\mathrm{d}s}{t}=\frac{h}{t_1}+\frac{h}{t_2}+2\frac{b}{t_3}$$

$$\begin{aligned}
\oint_s\frac{q_s}{t}\mathrm{d}s &= 2\int_0^{b-a}\frac{Qh}{2I_x}x\mathrm{d}x+\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\frac{Q}{I_x}\left(\frac{h^2}{4}-y^2\right)\mathrm{d}y+\frac{Qh^2(b-a)t_3}{2I_xt_2}\\
&\quad -2\int_0^{a}\frac{Qh}{2I_x}x\mathrm{d}x-\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\frac{Q}{I_x}\left(\frac{h^2}{4}-y^2\right)\mathrm{d}y-\frac{Qh^2at_3}{2I_xt_1}\\
&= \frac{Qhb^2}{2I_x}\left(1-2\frac{a}{b}\right)+\frac{Qh^2bt_3}{2I_xt_2}\left[1-\left(1+\frac{t_2}{t_1}\right)\frac{a}{b}\right] \qquad (3-31)
\end{aligned}$$

于是：$q_a=\dfrac{\oint\frac{q_s}{t}\mathrm{d}s}{\oint\frac{\mathrm{d}s}{t}}=-\dfrac{Qhb}{2\left(\frac{h}{t_1}+\frac{h}{t_2}+2\frac{b}{t_3}\right)I_x}\left\{b\left(1-2\frac{a}{b}\right)+h\left[\frac{t_3}{t_2}\left(1-\frac{a}{b}\right)-\frac{t_3}{t_1}\frac{a}{b}\right]\right\}$

而总的剪力流 $q=q_s+q_a$，所以可将式（3-31）加在式（3-30）的各项上以求得各段上的合剪力流 q。剪力流示意图如图 3-8（c）所示。在式（3-31）中，如令 $t_2=t_1$，即截面关于 y 轴亦对称，则 $q_a=0$。

（2）求剪心位置。

计算公式为：$\hat{x}_b=x_b+\Delta x_b=\dfrac{I_{\omega x}}{I_x}+2\Omega q_a$

先求出各量如下：$\Omega=hb$，　$I_x=\dfrac{bt_3}{6}(3h^2+t_3^2)+\dfrac{h(t_1+t_2)}{12}(h^2+3t_3^2)$

扇性坐标为：$\omega_{12}=\dfrac{h}{2}x$　　$(0\leqslant x\leqslant b-a)$

$\omega_{23}=h(b-a)+(b-a)y$　　$\left(-\dfrac{h}{2}\leqslant y\leqslant\dfrac{h}{2}\right)$

$\omega_{35}=2h(b-a)-\dfrac{1}{2}hx$　　$(-a\leqslant x\leqslant b-a)$

$\omega_{56}=2h(b-a)+ah-ay$　　$\left(-\dfrac{h}{2}\leqslant y\leqslant\dfrac{h}{2}\right)$

$$\omega_{61} = 2hb + \frac{h}{2}x \qquad (-a \leqslant x \leqslant 0)$$

由式（3-21），对截面分段积分，有：

$$I_{\omega x12} = -\frac{1}{8}h^2t_3(b-a)^2$$

$$I_{\omega x23} = \frac{1}{12}h^3t_2(b-a)$$

$$I_{\omega x35} = h^2t_3(b-a)b - \frac{1}{8}h^2t_3[(b-a)^2 - a^2]$$

$$I_{\omega x56} = -\frac{1}{12}h^3t_1a$$

$$I_{\omega x61} = -h^2t_3ba + \frac{1}{8}h^2t_3a^2$$

$$I_{\omega x} = \Sigma I_{\omega x} = \frac{1}{4}h^2bt_3\left\{3b\left(1-2\frac{a}{b}\right) + \frac{1}{3}h\left[\frac{t_2}{t_3}\left(1-\frac{a}{b}\right) - \frac{t_1}{t_3}\frac{a}{b}\right]\right\}$$

最后算得：$x_b = \dfrac{I_{\omega x}}{I_x}$

当 $t_1 = 2t_2 = 2t_3, h = 2b$ 时，$a = \dfrac{3}{8}b$，$I_x = 4b^3t_3 + \dfrac{5}{3}bt_3^3$，$I_{\omega x} = \dfrac{2}{3}t_3b^4$

因此：

$$x_b = \frac{2b^3}{12b^2 + 5t_3^2}$$

$$q_a = -\frac{9Qb^2t_3}{40(4b^3t_3 + 5bt_3^3/3)} = -\frac{27Qb}{40(12b^2 + 5t_3^2)}$$

$$\Delta x_b = 2\Omega q_a = \frac{27Qb^3}{10(12b^2 + 5t_3^2)} = -\frac{27b^3}{10(12b^2 + 5t_3^2)} \quad (Q = 1)$$

剪心坐标：$\hat{x}_b = x_b + \Delta x_b = -\dfrac{7b^3}{10(12b^2 + 5t_3^2)}$，$\hat{y}_b = 0$

3. 自由扭转的正应力和剪应力

3.1 基本方程

对任意截面的等直杆，在两端面上受有一对大小相等、方向相反的扭矩作用。由三维弹性理论，从几何、物理、平衡三方面入手可得自由扭转的控制方程。

采用刚周边假定，由自由扭转的特性可知，在杆件受扭时，横截面上各点沿轴线方向的位移 w 与 z 坐标无关，即各截面变形相同，仅为 (x,y) 的函数，两截面的相对转角为 φ，所以可以把 w 用函数 $\Phi(x,y)$ 来表示，Φ 称为翘曲函数或扭转函数。截面上某点的位移的三个分量分别可表示为：

$$\left.\begin{aligned} u &= -\theta zy \\ v &= \theta zx \\ w &= \theta\Phi(x,y) \\ \theta &= \varphi/l \end{aligned}\right\} \qquad (3-32)$$

式中 θ——单位长度的扭转角，亦称扭率。

把式（3-32）代入几何方程可得：

$$\left.\begin{aligned}\gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = 0\\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \theta\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} - y\right)\\ \gamma_{zy} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = \theta\left(\frac{\partial \Phi}{\partial y} + x\right)\end{aligned}\right\} \tag{3-33}$$

可见，承受扭矩的杆件，只有两个剪应变 γ_{zx} 和 γ_{zy} 不为零。把式（3-33）代入物理方程可得：

$$\left.\begin{aligned}\tau_{zx} &= G\gamma_{zx} = G\theta\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} - y\right)\\ \tau_{zy} &= G\gamma_{zy} = G\theta\left(\frac{\partial \Phi}{\partial y} + x\right)\end{aligned}\right\} \tag{3-34}$$

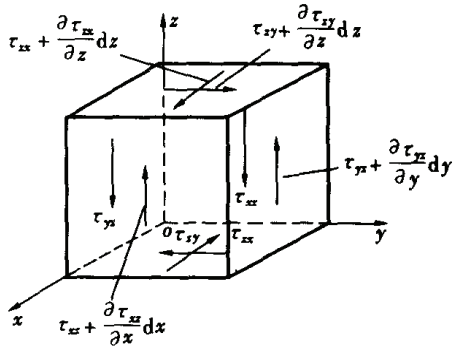


图 3-9　空间微元体

所以在自由扭转中，6 个应力分量中只有 τ_{zx} 和 τ_{zy} 不为零。在杆中截取一微元体，其上应力分量如图 3-9 所示。由平衡条件可得平衡方程：

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= 0\\ \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0\\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} &= 0\end{aligned}\right\} \tag{3-35}$$

把式（3-34）代入（3-35）可得用位移或扭转函数表示的扭转方程：

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0 \tag{3-36}$$

按式（3-36）结合边界条件，就可求解扭转问题。得到位移后，即可用式（3-34）求得应力。

也可用应力函数 Ψ 表示平衡方程，为此引入：

$$\left.\begin{aligned}\tau_{zx} &= \frac{\partial \Psi}{\partial y}\\ \tau_{zy} &= -\frac{\partial \Psi}{\partial x}\end{aligned}\right\} \tag{3-37}$$

经过简单运算，可得用应力函数表示的扭转方程：

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = -2G\theta \tag{3-38}$$

引入记号 $\nabla^2 \Psi = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2}$，则式(3-38)为：

$$\nabla^2 \Psi = -2G\theta \tag{3-39}$$

3.2　边界条件

与前面基本方程对应，边界条件也可由扭转函数、应力函数表示，下面直接给出结

果。

3.2.1 用应力表示的边界条件

侧面边界条件：

$$\tau_{zx}l + \tau_{zy}m = 0 \tag{3-40}$$

端面边界条件：

$$\iint_A (\tau_{zy}x - \tau_{zx}y)\mathrm{d}x\mathrm{d}y = M_t \tag{3-41}$$

3.2.2 用扭转函数表示的边界条件

侧面边界条件：

$$\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} - y\right)l + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial y} + x\right)m = 0 \tag{3-42}$$

端面边界条件：

$$\theta = \frac{M_t}{GI_t} = \frac{M_t}{D_t} \tag{3-43}$$

式中 I_t——截面抗扭惯性矩。

$$I_t = \iint_A \left(x^2 + y^2 + x\frac{\partial \Phi}{\partial y} - y\frac{\partial \Phi}{\partial x}\right)\mathrm{d}x\mathrm{d}y$$

$$D_t = GI_t$$

3.2.3 用应力函数表示的边界条件

侧面边界条件：

$$l\frac{\partial \Psi}{\partial y} - m\frac{\partial \Psi}{\partial x} = 0 \tag{3-44}$$

对单连域上：

$$\Psi = 0 \tag{3-45}$$

端面边界条件：

$$2\iint_A \Psi \mathrm{d}x\mathrm{d}y = M_t \tag{3-46}$$

边界条件中的 l、m 为方向余弦。完成由控制方程和边界条件组成的定解问题，便可得出自由扭转杆件上各点的位移、应力等。工程中常用的方法并非直接求解控制方程，而是采用一些数值方法或比拟的方法求解。

3.3 扭转问题的薄膜比拟

研究发现，用扭转应力函数表示的扭转方程式（3-38）和受均匀内部压力的薄膜的平衡方程具有相同的形式，因此，可以建立两个不同问题之间物理量的对应关系，或者称为“比拟”。

现设有一均匀薄膜，张在一个与所研究扭转杆截面形状完全相同的平面边界上，如图 3-10 所示。当薄膜承受微小的均匀法向压力 p 时，其上各点要发生微小挠度 h。在膜的微单元体 $\mathrm{d}x\mathrm{d}y$ 上，在压力 p 作用下，微元边界上将产生均匀的张力与之平衡。这一张力在整个膜上是常量，方向与膜相切。设单位宽度上的张力为 T，则由 z 方向的平衡可得：

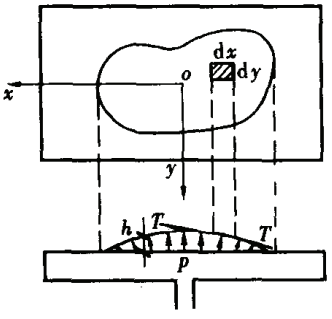


图 3-10 薄膜比拟

$$\left.\begin{aligned}\nabla^2 h &= -\frac{p}{T} \quad (\text{在膜内})\\ h &= 0 \quad (\text{在单连域,边界上})\end{aligned}\right\} \tag{3-47}$$

此外，薄膜鼓起部分体积的2倍为

$$2V = 2\iint_A h\,\mathrm{d}x\,\mathrm{d}y \tag{3-48}$$

以上两式分别和式（3-39）、式（3-45）和式（3-46）相似。这就是说，应力函数 Ψ 可以由观察薄膜得知其变化。剪应力可以由薄膜变形的斜率得到，而扭矩则对应于薄膜边界平面上的体积的2倍。

3.4 狭截面杆的扭转

3.4.1 狭矩形截面杆的扭转

扭转方程为：

$$\nabla^2 \Psi = -2G\theta \tag{3-49}$$

对于横截面为狭矩形的杆件（如图3-11所示），这里高为 l，宽为 t，根据和薄膜变形相比拟，可以看出，在 y 方向 Ψ 为常数，只在 $y = \pm \frac{l}{2}$ 处才与 y 有关。由于 $l \gg t$，可以认为 Ψ 和 y 无关；因此，方程（3-49）变为：

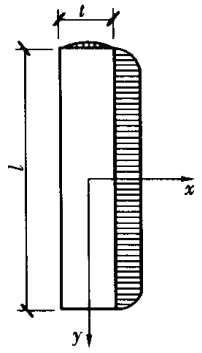


图3-11 狭长截面的薄膜比拟

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} = -2G\theta \tag{3-50}$$

边界条件为：

$$\Psi = 0 \quad \left(x = \pm \frac{t}{2}\right) \tag{3-51}$$

解之并考虑边界条件得：

$$\Psi = G\theta\left(\frac{t^2}{4} - x^2\right) \tag{3-52}$$

将式（3-52）代入式（3-37），得应力：

$$\left.\begin{aligned}\tau_{zx} &= 0\\ \tau_{zy} &= -2G\theta x\end{aligned}\right\} \tag{3-53}$$

将式（3-52）代入式（3-46），进一步可得：

$$2\iint G\theta\left(\frac{t^2}{4} - x^2\right)\mathrm{d}x\,\mathrm{d}y = \frac{1}{3}G\theta l t^3 = M_t \tag{3-54}$$

所以扭率为：

$$\theta = \frac{3M_t}{Glt^3}$$

此式可以写成：

$$\theta = \frac{M_t}{GI_t}$$

其中 $I_t = \frac{lt^3}{3}$，即为狭长截面的自由扭转惯性矩，也叫圣维南扭转常数。

$$\tau_{zy} = -\frac{6M_t}{lt^3}x = -\frac{2M_t}{I_t}x \tag{3-55}$$

剪应力 τ_{zy} 沿板厚呈三角形分布（如图 3-12 所示），最大值 $\tau_{max} = \frac{M_t t}{I_t}$。

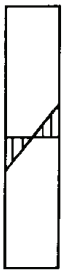


图 3-12 剪应力分布

3.4.2 狭曲形截面杆件的扭转

对于图 3-13 所示的截面杆件的自由扭转，也可结合薄膜比拟法类似于上节来分析，只不过此处用曲线坐标方便一些，得出的结果与上节一样，即可将狭曲形截面杆按拉直的狭矩形截面杆计算。

3.4.3 开口组合薄壁杆件的扭转

许多工程上的开口薄壁杆件可视为由若干个狭矩形截面杆组合而成，如 T 形、H 形等，其抗扭惯性矩 I_t 可由薄膜比拟得到：

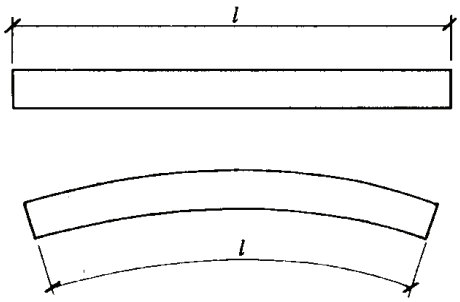


图 3-13 狭曲型截面

$$I_t = \frac{1}{3}\Sigma l_i t_i^3 \tag{3-56}$$

鉴于型钢板件相连处有圆角使厚度局部增大，在计算抗扭惯性矩时，需要引入一个形状修正系数 α，角钢取 1.00，槽钢取 1.12，T 型钢取 1.15，工字型钢取 1.20，热轧 H 型钢取 1.29，则：

$$I_t = \frac{\alpha}{3}\Sigma l_i t_i^3 \tag{3-57}$$

式中 l_i——各狭矩形的边长；

t_i——各段的板厚。

把扭矩按各段的扭转刚度进行分配，可得各段的剪应力：

$$\tau_i = \frac{M_t t_i}{I_t} \tag{3-58}$$

由上式可见，在组合截面上壁厚越大处剪应力越大。

3.5 闭口薄壁杆件的扭转

3.5.1 单室薄壁杆件的自由扭转

根据平衡条件，可得出外扭矩与任意闭口截面剪力流的关系（如图 3-14 所示）：

$$M_t = \oint_s \rho q \mathrm{d}s = 2q\Omega \tag{3-59}$$

式中 Ω——杆壁中线所围的面积。

由式（3-59）可得：

$$\tau = \frac{M_t}{2\Omega t} \tag{3-60}$$

显然，闭口截面杆壁最薄处，剪应力最大。

扭率：

$$\theta = \frac{M_t}{4G\Omega^2}\oint \frac{\mathrm{d}s}{t} \tag{3-61}$$

当壁厚相等时：

$$\theta = \frac{M_t l}{4G\Omega^2 t} \tag{3-62}$$

抗扭惯性矩：

$$I_t = \frac{4\Omega^2 t}{l} \quad \text{（等壁厚）} \tag{3-63}$$

$$I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad \text{（变壁厚）} \tag{3-64}$$

把 I_t 的计算公式和式（3-57）相比较，可以看出闭口截面抗扭的优越性；抗扭刚度的提高往往不只是一个数量级。

3.5.2 多室薄壁杆件的自由扭转

对于多室闭合截面杆件在扭矩 M_t 的作用下，截面上的剪力流不能简单的用单室闭口截面杆件的公式（3-60）计算，因为对多室闭口截面，剪力流是超静定的，必须考虑变形协调条件才能求解。

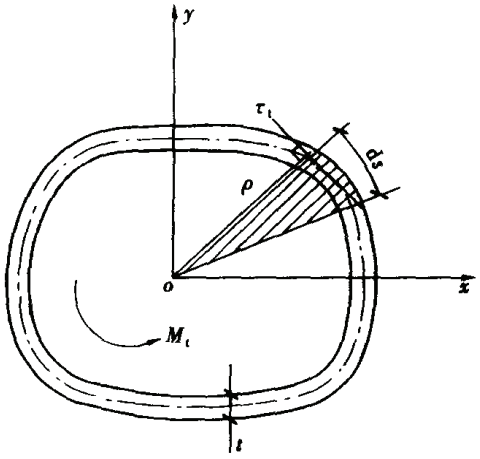


图 3-14 闭口截面剪力流

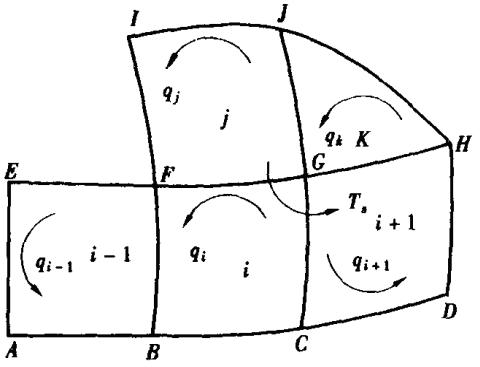


图 3-15 多室薄壁截面

图 3-15 为 n 室闭口截面；在扭矩 M_t 作用下，每一闭口有剪力流 q_i（称为循环剪力流），在各室相关的壁上，显然剪力流应为相邻两室循环剪力流之差。比如在 i 及 $i+1$ 室相关的 CG 壁上，剪力流：

$$q_{i,i+1} = q_i - q_{i+1} \tag{3-65}$$

由变形协调有：

$$\oint \frac{q}{Gt} ds = \theta \oint \rho ds \tag{3-66}$$

在多室截面中各室的扭率 θ 均相同，对第 i 室有：

$$\sum_i q_{i,j} \int_{i,j} \frac{ds}{Gt} = 2\Omega_i \theta \tag{3-67}$$

式中 $\sum_i$ ——对属于 i 室的各壁求和；

$q_{i,j}$——室 i 和室 j 相邻边界壁的剪力流；

$\int_{i,j}$ ——沿室 i 和室 j 相邻边界壁的积分；

Ω_i ——i 室壁厚中心线所围成的面积；

θ——扭率。

考虑到 i 室任意壁的剪力流 $q_{i,j}$ 均可由循环剪力流来表示［见式（3－65）］，则式(3－66)可以写为：

$$\frac{q_i}{G}\oint\frac{\mathrm{d}s}{t}-\sum_i^j\frac{q_j}{G}\int_{i,j}\frac{\mathrm{d}s}{t}=2\Omega_i\theta \tag{3-68}$$

式中 $\oint$ ——绕 i 室的周线积分；

$\sum_i^j$ ——所有与 i 室相邻的边界壁相加之和。

当截面由 n 个室组成时，则式（3－68）为 $i=1,2,\cdots\cdots n$ 个方程。

为方便记：

$$\bar{q}_i=\frac{q_i}{G\theta} \tag{3-69}$$

则式（3－68）可以写为：

$$\bar{q}_i\oint\frac{\mathrm{d}s}{t}-\sum_i^j\bar{q}_j\int_{i,j}\frac{\mathrm{d}s}{t}=2\Omega_i\quad(i=1,2,\cdots n) \tag{3-70}$$

式（3－70）即为关于未知数 $\bar{q}_i$ 的 n 元一次联立方程式。当截面的形状、尺寸及材料已定时，可以求出 $\bar{q}_i$，称为第 i 室的扭转函数。但由于 θ 未知，故循环剪力流仍无法求出。为此考虑 M_t 和 n 个循环剪力流对扭转中心所产生扭矩的平衡，可得：

$$M_t=\sum_{i=1}^n\oint\rho q_i\mathrm{d}s=2\sum_{i=1}^n q_i\Omega_i \tag{3-71}$$

用扭转函数 $\bar{q}_i$ 表示则为：

$$M_t=2G\theta\sum_{i=1}^n\bar{q}_i\Omega_i \tag{3-72}$$

考虑到：

$$M_t=GI_t\theta=GI_t\frac{\mathrm{d}\varphi}{\mathrm{d}z} \tag{3-73}$$

可见扭转常数：

$$I_t=2\sum_{i=1}^n\bar{q}_i\Omega_i \tag{3-74}$$

扭转率：

$$\theta=\frac{M_t}{2G\sum_i^n\bar{q}_i\Omega_i}=\frac{M_t}{GI_t} \tag{3-75}$$

从而可得各室的循环剪力流：

$$q_i=\bar{q}_i\frac{M_t}{I_t}$$

综上所述，当薄壁多室闭合截面杆件上有扭矩 M_t 并满足自由扭转条件时，其应力和转角可按上述过程进行计算。

4. 开口薄壁杆件的约束扭转

在分析开口薄壁杆件的约束扭转中，会出现一些新的截面几何特征量，这里先集中介绍。

4.1 开口薄壁截面的扇性几何性质

4.1.1 扇性坐标

定义：

$$\omega=\int_0^s\rho(s)\mathrm{d}s \tag{3-76}$$

为扇性坐标或扇性面积，其中 $\rho(s)$ 为从形心到杆件截面上任意一点的切线距离。显然，当起点给定，并规定一个 s 的正方向时，则截面上任一点的位置都可由式（3-76）惟一确定。它也表明把 ω 称为扇性坐标是适宜的。

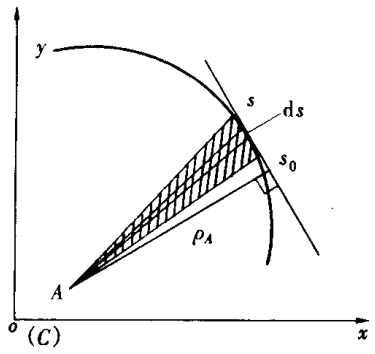


图 3-16　扇性坐标

不选形心而选任意一点 A，同样可构成小三角形，也可定义一个扇性坐标来确定截面上的任意一点；在图 3-16 中，坐标原点为形心，而 A 是任选的一点，称为极点，s_0 为曲线坐标 s 的起始点；s 是截面中线上的某一任意点。ρ_A 是 A 到过 s 点处中线的垂距，定义积分：

$$\omega = \int_0^s \rho_A(s)\mathrm{d}s \tag{3-77}$$

为横截面中线上以 s_0 为起始点时 s 点关于极点 A 的扇性坐标，用 ω_a 表示以便与关于形心 C 定义的扇性坐标 ω_c 区别。ω 的正负号规定为：当 ρ 自起点作逆时针旋转时为正，反之为负，这与右手系规定是一致的。

通过简单的几何关系，可建立起两个扇性坐标 ω_a 和 ω_c 的关系：

$$\omega_a = \omega_c - x_a(y - y_0) + y_a(x - x_0) \tag{3-78}$$

式中　x_a、y_a ——任意点 A 在坐标系中的坐标；

y_0、x_0 ——计算起始点 s_0 的坐标。可以看出：扇性坐标是横截面上的一个几何特征量，它与外力大小无关。

为方便工程应用，考虑直角坐标下的扇性坐标计算，根据高等数学知 $\rho\mathrm{d}s = x\mathrm{d}y - y\mathrm{d}x$，所以，$\omega = \int_0^s \rho(s)\mathrm{d}s = \int_{y_0}^{y} x\mathrm{d}y - \int_{x_0}^{x} y\mathrm{d}x$，对于由直线板段组成的截面，应用直角坐标计算更方便。对于任意直线板段 $i \sim i+1$，记节点 i 及 $i+1$ 处的 ω 分别为 ω_i 和 ω_{i+1}，则可以按下面的公式计算。

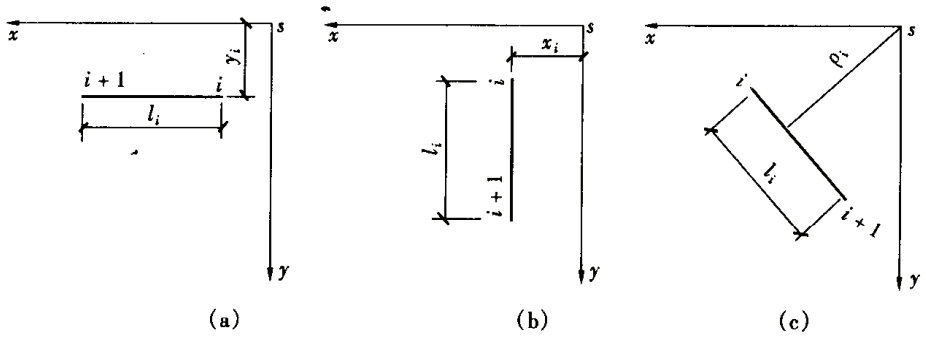


图 3-17　直角坐标中的 ω 计算

（1）板段 $i \sim i+1$ 沿 x 轴正向前进时［如图 3-17（a）所示］：

$$\omega_{i+1} = \omega_i + y_i l_i \tag{3-79}$$

沿 x 轴负向前进时：

$$\omega_{i+1} = \omega_i - y_i l_i \tag{3-80}$$

式中　l_i——节点 i 处的 y 坐标。

（2）板段 $i \sim i+1$ 沿 y 轴正向前进时［如图 3-17（b）所示］：

$$\omega_{i+1} = \omega_i - x_i l_i \tag{3-81}$$

沿 y 轴负向前进时：

$$\omega_{i+1} = \omega_i + x_i l_i \tag{3-82}$$

式中 l_i——节点 i 处的 x 坐标。

(3) 板段 $i \sim i+1$ 以 o 为中心反时针方向向前进时［如图 3-17 (c) 所示］：

$$\omega_{i+1} = \omega_i - \rho_i l_i \tag{3-83}$$

以 o 为中心顺时针方向向前进时：

$$\omega_{i+1} = \omega_i + \rho_i l_i \tag{3-84}$$

式中 ρ_i——由 o 至板段 $i \sim i+1$ 的垂直距离；

l_i——板段 $i \sim i+1$ 的长度，依此可依次计算各节点的扇性坐标值。

4.1.2 扇性静矩

在薄壁杆件的计算中还常遇见扇性面积的下列积分，类似于截面的静矩和惯性积等：

$$\left.\begin{aligned} S_\omega &= \int_A \omega \mathrm{d}A \\ I_{\omega x} &= \int_A \omega y \mathrm{d}A = \int_0^l \omega y t \mathrm{d}s \\ I_{\omega y} &= \int_A \omega x \mathrm{d}A = \int_0^l \omega x t \mathrm{d}s \end{aligned}\right\} \tag{3-85}$$

把它们分别定义为横截面的扇性静矩（量纲 $[L]^4$），关于 x 轴的扇性惯性积（量纲 $[L]^5$），关于 y 轴的扇性惯性积（量纲 $[L]^5$）。

与前类似，对由直线板段组成的截面，在直角坐标中计算较为简便。经过简单推导，不难得出如下结果（见图 3-18）：

$$S_\omega = S_i + t_i l_i \left(\omega_i - \frac{1}{2}\rho_i \Delta s\right) \tag{3-86}$$

式中 t_i——第 i 段板的板厚；

Δs——板段 $i \sim i+1$ 离开 i 点的距离；

S_i——节点 i 处的静矩值。

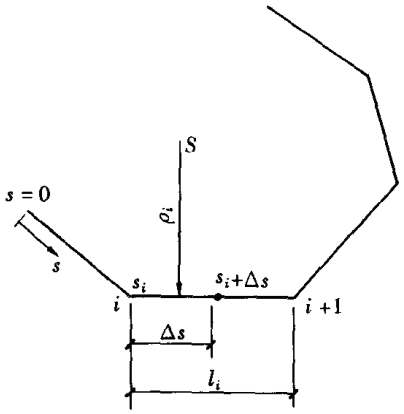


图 3-18 直角坐标中的静矩计算

显然，节点 $i+1$ 处的静矩为：

$$S_\omega = S_i + t_i l_i \left(\omega_i - \frac{1}{2}\rho_i l_i\right) \tag{3-87}$$

这样计算要方便很多。

在研究梁的弯曲时，如取坐标轴为形心主轴，则截面静矩和惯性积为零，即：

$$S_x = \int_A y \mathrm{d}A = 0,\ S_y = \int_A x \mathrm{d}A = 0,\ I_{xy} = \int_A xy \mathrm{d}A = 0$$

类似的，在约束扭转中定义：满足扇性静矩和扇性惯性积为零的扇性坐标称为主扇性坐标，用 ω_b 表示。依定义有：

$$\left.\begin{aligned} S_{\omega b} &= \int_A \omega_b \mathrm{d}A = 0 \\ I_{\omega_b x} &= \int_A \omega_b y \mathrm{d}A = 0 \\ I_{\omega_b y} &= \int_A \omega_b x \mathrm{d}A = 0 \end{aligned}\right\} \tag{3-88}$$

上面的积分是在整个截面上进行的。为了满足式（3-88），可调节极点 $A(x_a, y_a)$ 的两个坐标和确定扇性坐标的坐标起点 $s_0(x_0, y_0)$。满足式（3-88）的极点称为主扇性极点，常用 B 表示，式（3-88）中的下标 b 表示该量是关于主极点 B 的。

经过一系列推导，可得关于主扇性极点 B 的主扇性坐标 ω_b 与任选极点 A 的扇性坐标 ω_a 之间的转换公式：

$$\omega_b = \omega_a + a_y x - a_x y + \beta \tag{3-89}$$

式中 a_y、a_x ——极点 B 与极点 A 的相对坐标差；

β——常数。

$$\left.\begin{aligned} a_x &= x_b - x_a \\ a_y &= y_b - y_a \end{aligned}\right\} \tag{3-90}$$

在形心坐标系中，主扇性极点坐标为：

$$\left.\begin{aligned} x_b &= \frac{I_y I_{\omega x} - I_{xy} I_{\omega y}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \\ y_b &= -\frac{I_x I_{\omega y} - I_{xy} I_{\omega x}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \end{aligned}\right\} \tag{3-91}$$

$$\beta = -\frac{S_\omega}{A} \tag{3-92}$$

式中 A——横截面面积；

S_ω、$I_{\omega x}$、$I_{\omega y}$ ——对应于形心极点的扇性静矩等。把 β 等代入式（3-89）可求出主扇性面积。

如果所选坐标系为形心惯性主轴坐标系，极点 A 任选，则主扇性面积及主扇性极点的坐标为：

$$\omega_b = \omega_a - \frac{I_{\omega a y}}{I_y} x - \frac{I_{\omega a x}}{I_x} y - \frac{S_{\omega a}}{A}$$

$$\left.\begin{aligned} x_b &= x_a + \frac{I_{\omega a x}}{I_x} \\ y_b &= y_a - \frac{I_{\omega a y}}{I_y} \end{aligned}\right\} \tag{3-93}$$

由此可见，主扇性极点纯属于截面的几何性质。

假设极点 A、B 重合，则 $a_x = a_y = 0$，由式（3-89）知：

$$\omega_b = \omega_a + \beta$$

显然 $\beta = \omega_b - \omega_a$ 为极点相同、起始点不同的两个主扇性面积之差。按 $\int_A \omega_b \mathrm{d}A = 0$ 确定的

起始点称为扇性零点。扇性零点不止一个，距主扇性极点最近的一个称为主扇性零点。

4.1.3 扇性惯性矩

定义积分：

$$I_\omega = \int_A \omega^2 \mathrm{d}A \tag{3-94}$$

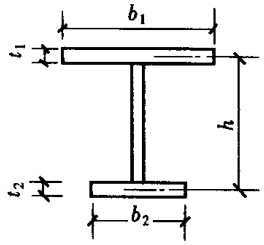
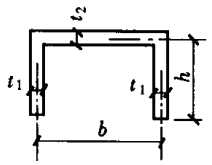
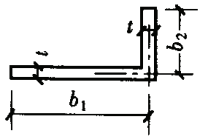
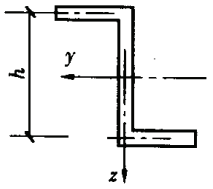
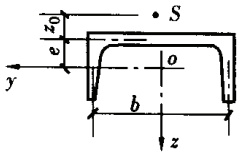
为扇性惯性矩。

当截面由直线板段组成时，亦不难推出如下公式：

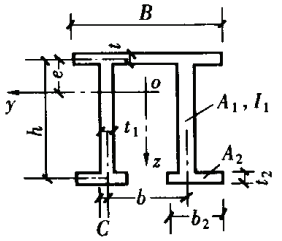
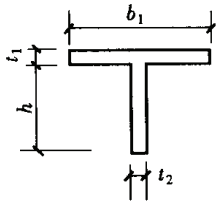
$$I_\omega = \frac{1}{3}\Sigma(\omega_i^2 + \omega_i\omega_{i+1} + \omega_{i+1}^2)t_i l_i \tag{3-95}$$

式中各符号的意义同前。为方便，在表 3-3 中列出了一些工程中常用截面的扇性惯性矩 I_ω 的实用计算公式。

表 3-3　　I_ω 的实用计算公式

序　号	截　面　型　式	计　算　公　式
1		$I_\omega = \dfrac{I_1 I_2}{I_1 + I_2}h^2$ 式中　$I_1 = \dfrac{t_1 b_1^3}{12}$，$I_2 = \dfrac{t_2 b_2^3}{12}$
2		$I_\omega = \dfrac{I_1 + 2I_2}{2I_1 + I_2} \cdot \dfrac{I_1 h^2}{3}$ 式中　$I_1 = \dfrac{t_1 h b^2}{4}$，$I_2 = \dfrac{t_2 b^3}{12}$
3		$I_\omega^* = \dfrac{t^3}{36}(b_1^3 + b_2^3)$
4		$I_\omega = \dfrac{h^2}{4}I_z - \dfrac{I_{yz}^2}{A}$ 式中　I_z——关于 z 轴的截面惯性矩； I_{yz}——截面的惯性积。
5		$I_\omega = \dfrac{b^2}{4}[I_y - Ae(z_0 - 2e)]$ 式中　A——截面面积； I_y，I_z——关于形心主轴 y 及 z 轴的截面惯性矩。 $z_0 = e\left(1 + \dfrac{Ab^2}{4I_z}\right)$

续表

序号	截面型式	计算公式
6		$I_\omega = \frac{b^2}{4}\left[I_y + e^2A\left(1 - \frac{b^2}{4}\cdot\frac{A}{I_z}\right)\right] + 2h^2I_{2s} - 2bch^2A_2 + b^2heA\frac{I_{2s}}{I_z} - 4h^2\frac{I_{2s}^2}{I_z}$ 式中 $I_1 = A_1\left(\frac{b}{2}\right)^2$ $I_2 = \frac{t_2b_2^3}{12} + A_2\left(\frac{b}{2} + C\right)^2$ $I_3 = \frac{tB^3}{12}$ $I_z = 2I_1 + 2I_2 + I_3$ $I_{2s} = \frac{t_2b_2^3}{12} + A_2C^2$
7		$I_\omega^* = \frac{t_1^3b_1^3}{144} + \frac{t_2^3h^3}{36}$
8		$I_\omega^* = \frac{t^3h^3}{144}$

注 I_ω^* 表示次扇性惯性矩（次翘曲常数）。

如果 ω_b 是主扇性坐标，则：

$$I_{\omega b} = \int_A \omega_b^2 \mathrm{d}A \tag{3-96}$$

称为主扇性惯性矩。

当极点改变时，扇性惯性矩的变换式为：

$$I_{\omega b} = I_{\omega a} - a_xI_{\omega ax} + a_yI_{\omega ay} + \beta S_{\omega a} \tag{3-97}$$

4.2 约束扭转

开口薄壁杆件扭转分析以如下两个假定为基础：

（1）刚周边假设，在扭转时，杆件横截面在原来 oxy 平面上的投影保持不变，或说周边上任何两点间的距离在原平面上的投影等于原长。

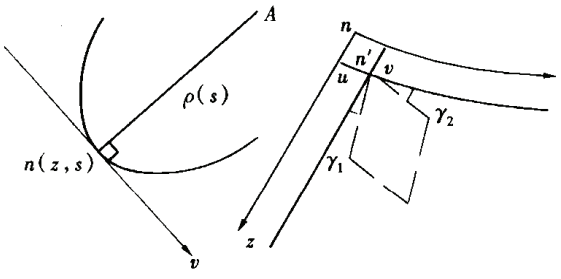


图 3-19 剪应变

（2）中面无剪切变形假设，即中面上的剪应变为零。

图 3-19 为一薄壁杆件的横截面，当受扭矩作用发生转角 φ 时，其中线上所有各点发生切向位移：

$$v(z,s) = \rho(s)\varphi(z) \tag{3-98}$$

式中　$\rho(s)$——剪心至中线上点 n 切线的距离。

$v(z,s)$ 沿杆轴向的变化率为：

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \rho(s)\theta(z)$$

式中　$\theta(z)$——杆件的扭转率。

在点 n 处的微元体发生相对剪切应变为：

$$\gamma_{zs} = \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial z} \tag{3-99}$$

由假定（2）知 $\gamma_{zs} = 0$，则：

$$\frac{\partial u}{\partial s} = -\rho\theta \tag{3-100}$$

从而可得中线上任一点的翘曲值：

$$u(z,s) = -\int_0^s \theta(z)\rho ds + u_0(z) = -\theta(z)\omega(s) + u_0(z) \tag{3-101}$$

式中　$\omega(s)$——以剪心为极点，任意点为起点的点 n 的扇性坐标；

$u_0(z)$——积分起点处的轴向位移，可看作截面沿 z 的平动。

$-\theta(z)\omega(s)$ 反映截面上因翘曲产生的轴向位移，对一个截面，$\theta(z)$ 是一个常数。明显可见，扇性坐标 $\omega(s)$ 反映了翘曲的形式及分布规律。

4.2.1　扇性法向应力

由式（3-101）知轴向位移 $u(z,s)$ 沿杆轴的变化率为：

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \varepsilon(z,s) = -\varphi''(z)\omega(s) + u_0'(z) \tag{3-102}$$

当扭矩作用下翘曲受到约束而不能实现时，截面上各点必然产生法向应力，其值为：

$$\sigma_\omega(z,s) = E\varepsilon(z,s) = -E[\varphi''(z)\omega(s) - u_0'(z)] \tag{3-103}$$

因它与扇性几何性质有关，故把 σ_ω 称为扇性法向应力，又因它是翘曲受到约束而产生，也称为翘曲正应力，$u_0'(z)$ 为未定函数。

由截面的平衡，如果选择扇性零点（起点），使 $\omega(s)$ 成为主扇性坐标 $\omega_b(s)$，则 $u_0'(z) = 0$，这表明主扇性坐标零点处的轴向位移在各断面上为常数，即该点的 $\varepsilon = 0$，$\sigma_\omega = 0$。因此，式（3-103）变成为：

$$\sigma_\omega(z,s) = -E\theta'(z)\omega_b(s) = -E\varphi''(z)\omega_b(s) \tag{3-104}$$

可以看出：薄壁杆件在约束扭转下的横截面产生的法向应力按主扇性坐标 $\omega_b(s)$ 的规律分布。由于壁厚很小，σ_ω 可作为沿壁厚均匀分布。

4.2.2　扇性剪应力

为了确定杆件中面上任一点的剪应力 $\tau_\omega(z,s)$，从杆件中面上取出一个 $dz \times ds$ 的微元，如图 3-20 所示。

由 z 方向的平衡可得：

$$\frac{\partial \tau_\omega \cdot t}{\partial s} ds + \frac{\partial \sigma_\omega}{\partial z} t ds = 0 \tag{3-105}$$

把式（3-104）代入上式有：

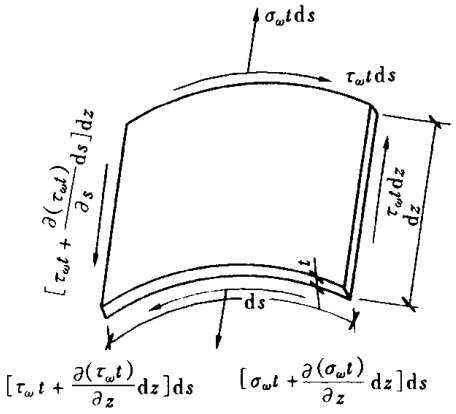


图 3-20　薄壁杆件上的微元体

$$\frac{\partial \tau_\omega \cdot t}{\partial s}\mathrm{d}s = E\varphi'''\omega_b(s)t\mathrm{d}s$$

对上式积分得扇性剪力与扭矩之间的关系：

$$\tau_\omega(z,s) = \frac{1}{t}\int_0^s E\varphi'''(z)\omega_b(s)t\mathrm{d}s + \tau_0(z) \tag{3-106}$$

积分常数表示中线上 $s=0$ 处的剪应力；如果把此点选在截面开口处自由端，则 $\tau_0(z)=0$，从而：

$$\tau_\omega(z,s) = \frac{1}{t}E\varphi'''(z)S_\omega(s) \tag{3-107}$$

其中 $S_\omega = \int_0^s \omega_b t\mathrm{d}s$ 为横截面上某点处的扇性静矩。可以看出，当 z 为常数，横截面上的约束扭转剪应力 τ_ω 按各点的主扇性静矩的规律分布。

4.2.3　双力矩

像初等梁理论中定义绕 x 轴的弯矩 $M_x = \int_A \sigma_z y\mathrm{d}A$ 一样，这里定义：

$$B(z) = \int_A \sigma_\omega \cdot \omega_b \mathrm{d}A \tag{3-108}$$

为弯曲扭转双力矩或弯扭双力矩。可以看作是力和以主扇性坐标 ω_b 为力臂所组成的力矩，简称为双力矩。

把式（3-104）代入式（3-108）有：

$$B(z) = -E\varphi''(z)\int_A \omega_b^2\mathrm{d}A = -EI_{\omega b}\varphi''(z) \tag{3-109}$$

由上式可得：

$$\varphi''(z) = -\frac{B(z)}{EI_{\omega b}} \tag{3-110}$$

从而 σ_ω 可写成：

$$\sigma_\omega(z,s) = \frac{B(z)}{I_{\omega b}}\omega_b(s) \tag{3-111}$$

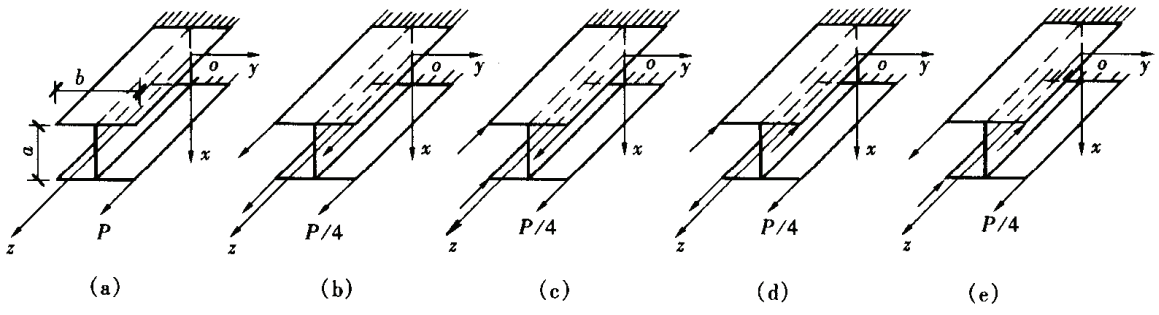


图 3-21　双力矩示意图

为了更直观地了解双力矩的物理意义，可将图 3-21（a）所示工字钢在一个角上承受集中力 P 的受力状态视为图 3-21（b）~图 3-21（e）四种受力状态的叠加。图 3-21（b）是轴向受拉，拉力为 P；图 3-21（c）为 P 对 x 轴的弯矩；图 3-21（d）是 P 对 y 轴的弯矩。在平截面假定下，初等材料力学认为，杆件只承受轴力 P 和弯矩 M_x、M_y，然

而这三种状态的力相加并不等于原加的力 P，必须加上图 3-21（e）的四个 $\frac{P}{4}$ 才能实现平衡。这四个力组成了双力矩，其值为 $\frac{Pa}{4}\cdot b$ 或 $P\cdot\frac{ab}{4}$，前一个表达式表示弯矩 $\frac{Pa}{4}$ 再对 b 取矩，故称双力矩；后一式表示荷载 P 乘以 A 点的扇性坐标 $\frac{ab}{4}$，即可得到双力矩 B。作用在翼缘两反方向弯曲使杆件出现扭转变形和相应的扭矩，亦即翘曲扭矩或弯曲扭矩。

4.2.4 翘曲扭矩

从前面讨论知，双力矩对应于约束扭转正应力。这里讨论的翘曲扭矩（也称为弯曲扭转力矩）则对应于约束扭转剪应力，类似于梁理论中定义截面的横向剪力 $Q_y=\int\tau t\mathrm{d}y$，这里定义：

$$M_\omega(z)=\int_A\tau_\omega t\,\mathrm{d}\omega \tag{3-112}$$

为翘曲扭矩。经过推导可得：

$$M_\omega(z)=-EI_\omega\varphi'''(z) \tag{3-113}$$

$$M_\omega(z)=\frac{\mathrm{d}B}{\mathrm{d}z} \tag{3-114}$$

$$\tau_\omega(z,s)=-\frac{M_\omega(z)}{I_\omega t}S_\omega(s) \tag{3-115}$$

4.2.5 截面上的总扭矩

开口截面杆件约束扭转时，截面上的剪应力由两部分组成。一是自由扭转剪应力 τ_s，一是约束扭转剪应力 τ_ω；自由扭转剪应力形成扭矩 M_t，约束扭转剪应力形成弯曲扭矩 M_ω；截面上的总扭矩为二者之和，即：

$$M_z(z)=M_\omega(z)+M_t(z) \tag{3-116}$$

其中自由扭矩 M_t 由式（3-73）知：

$$M_t=GI_t\theta=GI_t\frac{\mathrm{d}\varphi}{\mathrm{d}z}=GI_t\varphi' \tag{3-117}$$

图 3-21 所示偏心受拉构件在没有外加扭矩的情况下出现扭转，按式（3-116）则 M_t 和 M_ω 应相互平衡。自由扭矩和翘曲扭矩虽然相互平衡，二者的扭转效应并不相同，所以仍然存在扭转变形。

4.2.6 约束扭转微分方程

至此，关于截面的几何性质的量 I_x、I_y、I_ω、ω、I_t、S_ω 均可以求出；内力 Q、M 也可根据外力求出。但新的内力 B、M_t、M_ω 尚属未知，从前文得知，这些新的内力均与扭转角 φ 有关，故有必要建立扭转角函数和内力之间的关系。

设薄壁杆件受均布扭矩 m 的作用，现取其一段分析。

如图 3-22 所示，由平衡条件 $\Sigma M_z=0$ 有：

$$\frac{\mathrm{d}M_z}{\mathrm{d}z}=-m \tag{3-118}$$

把式（3-116）代入式（3-118）有：

$$\frac{dM_t}{dz} + \frac{dM_\omega}{dz} = -m \tag{3-119}$$

把 M_t 及 M_ω 的表达式代入式（3-119）有：

$$EI_\omega\varphi^{\mathrm{III}} - GI_t\varphi'' - m = 0 \tag{3-120}$$

这就是开口薄壁杆件约束扭转微分方程。结合边界条件，求解可得扭转角函数 φ，进一步可求出：

$$M_t = GI_t\varphi' \tag{3-121}$$

$$B = -EI_\omega\varphi'' \tag{3-122}$$

$$M_\omega = -EI_\omega\varphi''' \tag{3-123}$$

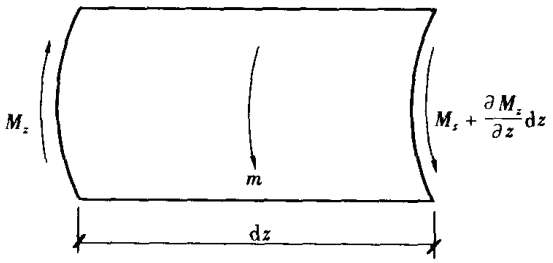


图 3-22　薄壁杆件微段的平衡

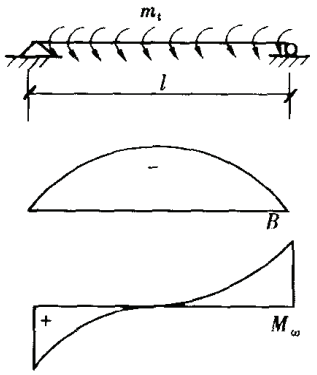


图 3-23　均布扭矩作用

注意式（3-122），扭转微分方程还可写为：

$$B'' - k^2B = -m \tag{3-124}$$

这就是约束扭转中的双力矩微分方程。其中：

$$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}} \tag{3-125}$$

求解微分方程式（3-124）并考虑边界条件，便可得出对应问题的解答。

比如在均布扭转荷载 m_t 作用下（如图 3-23 所示），方程的通解为：

$$B = C_1\mathrm{sh}kx + C_2\mathrm{ch}kx - \frac{m_t}{k^2} \tag{3-126}$$

式中　C_1、C_1——由边界条件确定的常数。

考虑到在杆件两端 $B = 0$ 的边界条件，可得：

$$B = -\frac{m_t}{k^2}\left[\frac{\mathrm{sh}kx + \mathrm{sh}k(l-x)}{\mathrm{sh}kl} - 1\right]$$

由 $\frac{dB}{dz} = M_\omega(z)$ 即可求得 M_ω。

再比如在集中扭转荷载 M_T 作用下（如图 3-24 所示），方程的解为：

$$B = -\frac{M_T}{k}\cdot\frac{\mathrm{sh}k(l-a)}{\mathrm{sh}kl}\mathrm{sh}kx \qquad (0 \leqslant x \leqslant a)$$

$$B = -\frac{M_T}{k}\cdot\frac{\mathrm{sh}ka}{\mathrm{sh}kl}\mathrm{sh}k(l-x) \qquad (a \leqslant x \leqslant l)$$

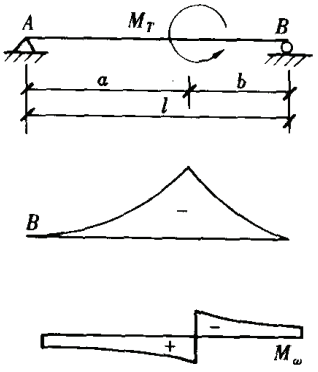
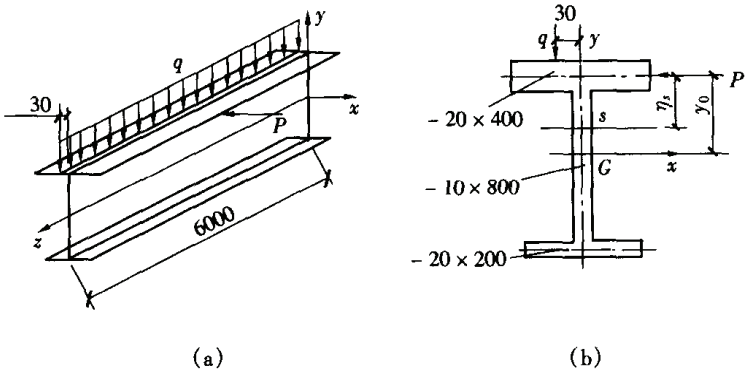


图 3-24　集中扭矩作用

对于其他类型荷载作用情况也不难求解，进而可进一步求得其他量。

【例 3-2】 设有如图 3-25 所示单轴对称工字形截面简支梁（在两端支承处，截面不能绕 z 轴转动），跨长为 6m，均布垂直荷载 $q = 82\text{kN/m}$，距主轴 y 有偏心距 30mm，同时在上翼缘上表面处跨中作用有集中水平荷载 $P = 12\text{kN}$。已知 $E = 206 \times 10^3\text{N/mm}^2$，$G = 79 \times 10^3\text{N/mm}^2$。试计算梁的最大正应力和剪应力。



(a) (b)

图 3-25 偏心均布荷载作用下的简支梁（单位：mm）

解：

(1) 截面几何性质计算：

截面形心位置：

$$y_0 = \frac{80 \times 1 \times 41 + 20 \times 2 \times 82}{40 \times 2 + 80 \times 1 + 20 \times 2} = 32.8\text{cm}$$

$$I_x = \frac{1 \times 80^3}{12} + 80 \times 32.8^2 + 40 \times 49.2^2 + 80 \times 8.2^2 = 230950\text{cm}^4$$

$$I_y = \frac{2}{12}(40^3 + 20^3) = 10670 + 1330 = 12000\text{cm}^4$$

$$W_{x上} = \frac{230950}{33.8} = 6833\text{cm}^3$$

$$W_{x下} = \frac{230950}{50.2} = 4601\text{cm}^3$$

$$W_{y上} = \frac{12000}{20} = 600\text{cm}^3$$

$$W_{y下} = \frac{12000}{10} = 1200\text{cm}^3$$

$$I_t = \frac{1}{3}(40 \times 2^3 + 80 \times 1^3 + 20 \times 2^3) = 187\text{cm}^4$$

剪力中心位置的确定依据：$\eta_s = \dfrac{I_1}{I_1 + I_2}h$

对所给截面为 $h = 82\text{cm}$，$I_1 = 1330\text{cm}^4$，$I_2 = 10670\text{cm}^4$，故参照表 3-2 有：

$$\eta_s = \frac{1330}{1330 + 10670} \times 82 = 9.09\text{cm}$$

扇性坐标 ω 的计算：以剪力中心 s 为扇性坐标原点，扇性坐标起点（$s = 0$）选在对称轴 y 轴上，则直接可得主扇性坐标 ω_s，如表 3-4 所示。其相应各点在截面上的位置如

图 3－26 所示。

表 3－4 ω_s 值

板 段	$-\int_0^s r_s ds$ (cm²)	点 i	ω_{si} (cm²)
0－1	9.09×20=181.8	1	181.8
0－2	－9.09×20=－181.8	2	－181.8
5－3	72.91×10=729.1	3	729.1
5－4	－72.91×10=－729.1	4	－729.1

主扇性惯性矩 I_ω 的计算：应用计算公式 $I_\omega = \dfrac{I_1 I_2}{I_1 + I_2} h^2$，代入有关数据，即得：

$$I_\omega = \frac{1330 \times 10670}{1330 + 10670} \times 82^3 = 7952000\text{cm}^6$$

扇性静矩 S_ω 的计算：应用计算公式 $S_{i+1} = S_i + l_i t_i \left(\omega_i - \dfrac{1}{2} \rho_i l_i \right)$ 进行计算，如表3－5所示。

表 3－5 S_ω 值 (cm⁴)

板段	S_i	ω_i	$-\frac{1}{2}\rho_i l_i$	(3)+(4)	$l_i t_i$	$S_{i+1}=(5)\times(6)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1－0	0	181.8	$-\frac{1}{2}\times 9.09\times 20=-90.9$	90.9	40	3636
2－0	0	－181.8	$\frac{1}{2}\times 9.09\times 20=90.9$	－90.9	40	－3636
3－5	0	729.1	$-\frac{1}{2}\times 72.91\times 10=-364.55$	364.6	20	7292
4－5	0	－729.1	$\frac{1}{2}\times 72.91\times 10=364.55$	－364.6	20	－7292

(2) 内力的计算：

1) 弯矩的计算［见图 3－27 (a)］：

$$M_x = \frac{ql^2}{8} = \frac{1}{8} \times 82 \times 6^2 = 369\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{Pl}{4} = \frac{1}{4} \times 12 \times 6 = 18\text{kN} \cdot \text{m}$$

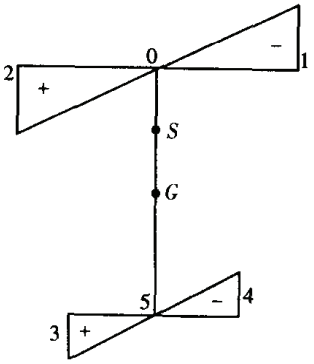


图 3－26 扇性坐标位置

2) 扭矩的计算［见图 3－27 (b)］：

偏心荷载引起的扭矩：$m_t = 82 \times 0.03 = 2.46\text{kN} \cdot \text{m/m}$

支座处的扭矩：$T_m = \dfrac{1}{2} \times 2.46 \times 6 = 7.38\text{kN} \cdot \text{m}$

水平荷载引起的扭矩：

$$M_T = 12 \times 0.1009 = 1.211\text{kN} \cdot \text{m}$$

支座处的扭矩：

$$T_M = \frac{1}{2} \times 1.211 = 0.606\text{kN} \cdot \text{m}$$

式中角标 m 代表均布扭矩 m_t 的作用，角标 M 代表集中荷载引起的扭矩 M_T 的作用。

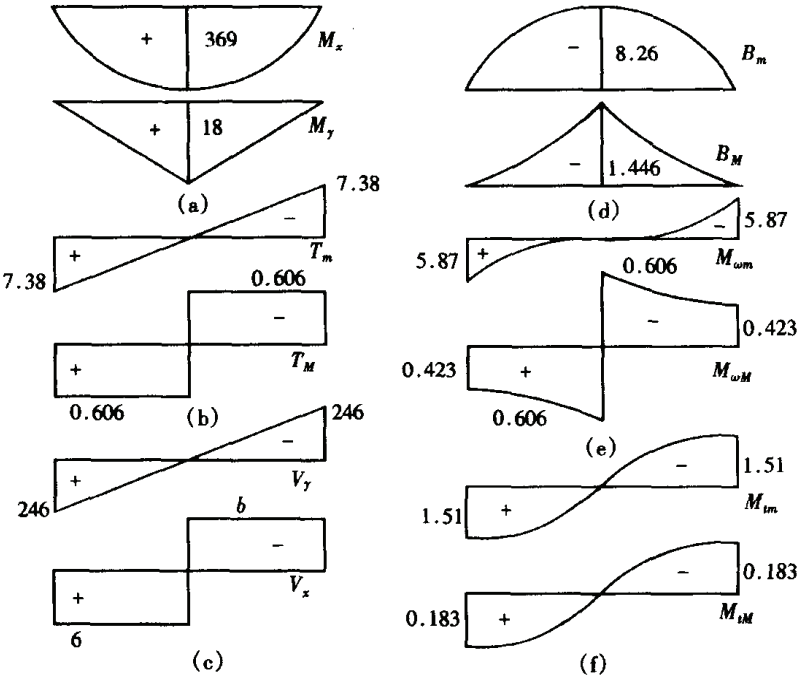


图 3－27　截面内力

3）剪力的计算［见图 3－27（c）］：

$$V_y = \frac{1}{2} \times 82 \times 6 = 246\text{kN}$$

$$V_x = \frac{1}{2} \times 12 = 6\text{kN}$$

4）双力矩的计算［见图 3－27（d）］：

为了便于后面计算应用，首先算出 α 及有关双曲线函数如下：

$$\alpha = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}} = \sqrt{\frac{79 \times 10^5 \times 187}{206 \times 10^5 \times 7952000}} = 0.003/\text{cm}$$

$$\alpha^2 = 0.003^2 = 9 \times 10^{-6}/\text{cm}^2$$

有关双曲线函数值，如表 3－6 所示。

表 3－6　　双曲线函数值

x（cm）	αx	shαx	chαx	x（cm）	αx	shαx	chαx
0	0	0	1.0000	$0.4l = 240$	0.72	0.7838	1.2706
$0.1l = 60$	0.18	0.1810	1.0162	$0.5l = 300$	0.90	1.0265	1.4331
$0.2l = 120$	0.36	0.3678	1.0655	$l = 600$	1.80	2.9422	3.1075
$0.3l = 180$	0.54	0.5666	1.1494				

m_t 作用下，当 $z = l/2$ 时，双力矩 B 得最大值：

$$B_m = -\frac{m_t}{\alpha^2}\left(1 - \frac{1}{\text{ch}\dfrac{\alpha l}{2}}\right) = -\frac{2.46}{9 \times 10^{-6}} \times \left(1 - \frac{1}{1.4331}\right)$$

$$= -8.26 \times 10^4 \text{kN} \cdot \text{cm}^2 = -8.26 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

M_T 作用下，B 的最大值为 $\alpha = b = \frac{l}{2}$，在 $x = \frac{l}{2}$ 时得：

$$B_M = -\frac{M_T}{\alpha} \cdot \frac{\text{sh}\frac{\alpha l}{2}}{\text{sh}\alpha l} \cdot \text{sh}\frac{\alpha l}{2} = -\frac{121.1}{0.003} \times \frac{1.0265^2}{2.9422}$$

$$= -1.446 \times 10^4 \text{kN} \cdot \text{cm}^2 = -1.446 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

5）弯曲扭转力矩计算［见图 3-27（e）］：

m_t 作用下，当 $x = 0$ 及 $x = l$ 时 $M_{\omega m}$ 得最大值，以 $x = 0$ 代入得：

$$M_{\omega m} = -\frac{m_t}{\alpha} \cdot \frac{\text{ch}\alpha x - \text{ch}\alpha(l - x)}{\text{sh}\alpha l} = -\frac{2.46}{0.003} \times \frac{1 - 3.1075}{2.9422}$$

$$= 587.37 \text{kN} \cdot \text{cm} = 5.87 \text{kN} \cdot \text{m}$$

M_T 作用下：$M_{\omega M} = M_T \frac{\text{sh}\frac{\alpha l}{2}}{\text{sh}\alpha l} \text{ch}\alpha x \quad \left(0 \leqslant x < \frac{l}{2}\right)$

当 $x = 0$ 时，得：

$$M_{\omega M} = 121.1 \times \frac{1.0265}{2.9422} = 42.25 \text{kN} \cdot \text{cm} = 0.423 \text{kN} \cdot \text{m}$$

当 $x = \frac{l}{2}$ 时：

$$M_{\omega M} = 42.25 \times 1.4331 = 60.55 \text{kN} \cdot \text{cm} = 0.606 \text{kN} \cdot \text{m}$$

6）自由扭转力矩计算（见图 3-27（f）］：

m_t 作用下，在 $x = 0$ 及 $x = l$ 处 T_{tm} 得最大值。在 $x = 0$ 处：

$$M_{tm} = \frac{M_t}{\alpha}\left(\frac{\alpha l}{2} - \text{th}\frac{\alpha l}{2}\right) = \frac{2.46}{0.003}\left(0.9 - \frac{1.0265}{1.4331}\right)$$

$$= 150.65 \text{kN} \cdot \text{cm} = 1.51 \text{kN} \cdot \text{m}$$

M_T 作用下，当 $x = 0$ 时 M_M 得最大值：

$$M_{tM} = M_T\left(\frac{1}{2} - \frac{\text{sh}\frac{\alpha l}{2}}{\text{sh}\alpha l}\right) = 121.1 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{1.0265}{2.9422}\right)$$

$$= 18.30 \text{kN} \cdot \text{cm} = 0.183 \text{kN} \cdot \text{m}$$

（3）应力计算：

1）弯曲正应力（跨中截面）［见图 3-28（a）］：

M_x 作用下，

上翼缘：$\sigma = \frac{369 \times 10^6}{6833 \times 10^3} = 54.0 \text{N/mm}^2 \quad (-)$

下翼缘：$\sigma = \frac{369 \times 10^6}{4601 \times 10^3} = 80.2 \text{N/mm}^2 \quad (+)$

M_y 作用下，

上翼缘左：$\sigma = \frac{18 \times 10^6}{600 \times 10^3} = 30.0 \text{N/mm}^2 \quad (+)$

下翼缘左：$\sigma = \dfrac{18 \times 10^6}{1200 \times 10^3} = 15.0\text{N/mm}^2$ （+）

M_y 作用下，翼缘右侧与左侧成反对称，受压力作用。

2）弯曲扭转正应力（跨中截面）[见图 3-28（b)]：

点 1：$\sigma_\omega = \dfrac{(-8.26-1.446)\times 10^9 \times 181.8 \times 10^2}{795.2 \times 10^{10}} \times 181.8 = -22.2\text{N/mm}^2$

点 2：$\sigma_\omega = 22.2\text{N/mm}^2$

点 3：$\sigma_\omega = -0.1221 \times 729.1 = -89.0\text{N/mm}^2$

点 4：$\sigma_\omega = 89.0\text{N/mm}^2$

3）弯曲剪应力（支座截面）[见图 3-28（c)]：

V_y 作用下，

0 点：$q_b = -\dfrac{V_z}{I_y}(z_i + z_{i+1}) \cdot \dfrac{l_i t_i}{2} = -\dfrac{-246}{230950 \times 10^4} \times (32.8 + 32.8) \times \dfrac{20 \times 2 \times 10^6}{2}$

$= 139.7\text{N/mm}$

$\tau_b = \dfrac{139.7}{20} = 6.99\text{N/mm}^2$

G 点：$q_b = 2 \times 139.7 - \dfrac{-246}{230950 \times 10^4} \times (32.8 + 0) \times \dfrac{32.8 \times 1 \times 10^6}{2}$

$= 279.4 + 57.3 = 336.7\text{N/mm}$

$\tau_b = \dfrac{336.7}{10} = 33.67\text{N/mm}^2$

5 点：$q_b = -\dfrac{-246}{230950 \times 10^4}(-49.2 - 49.2) \times \dfrac{10 \times 2 \times 10^6}{2} = -104.8\text{N/mm}$

$\tau_b = -\dfrac{104.8}{20} = -5.24\text{N/mm}^2$

V_x 作用下，

0 点：$q_b = -\dfrac{-6}{12000 \times 10^4}(0 + 20) \times \dfrac{20 \times 2 \times 10^6}{2} = 20.0\text{N/mm}$

$\tau_b = \dfrac{20.0}{20} = 1.0\text{N/mm}^2$

5 点：$q_b = -\dfrac{-6}{12000 \times 10^4}(0 + 10) \times \dfrac{10 \times 2 \times 10^6}{2} = 5.0\text{N/mm}$

$\tau_b = \dfrac{5.0}{20} = 0.25\text{N/mm}^2$

4）自由扭转剪应力（支座截面）[见图 3-28（d)]：

翼缘表面：$\tau_{max} = \dfrac{M_t t}{I_t} = \dfrac{(150.65 + 18.30) \times 2 \times 10^5}{187 \times 10^4} = 9.03 \times 2 = 18.1\text{N/mm}^2$

腹板表面：$\tau_{max} = 9.03 \times 1 = 9.03\text{N/mm}^2$

5）弯曲扭转剪应力（支座截面）[见图 3-28（e)]，依式（3-115）有：

上翼缘：$\tau_\omega = \dfrac{M_\omega S_\omega}{I_\omega t} = \dfrac{(587.37 + 42.25) \times 3636 \times 10^8}{7952000 \times 2 \times 10^7}$

$= 0.396 \times 10^{-3} \times 3636 = 1.44\text{N/mm}^2$

下翼缘：$\tau_\omega = 0.396 \times 10^{-3} \times 7292 = 2.89\text{N/mm}^2$

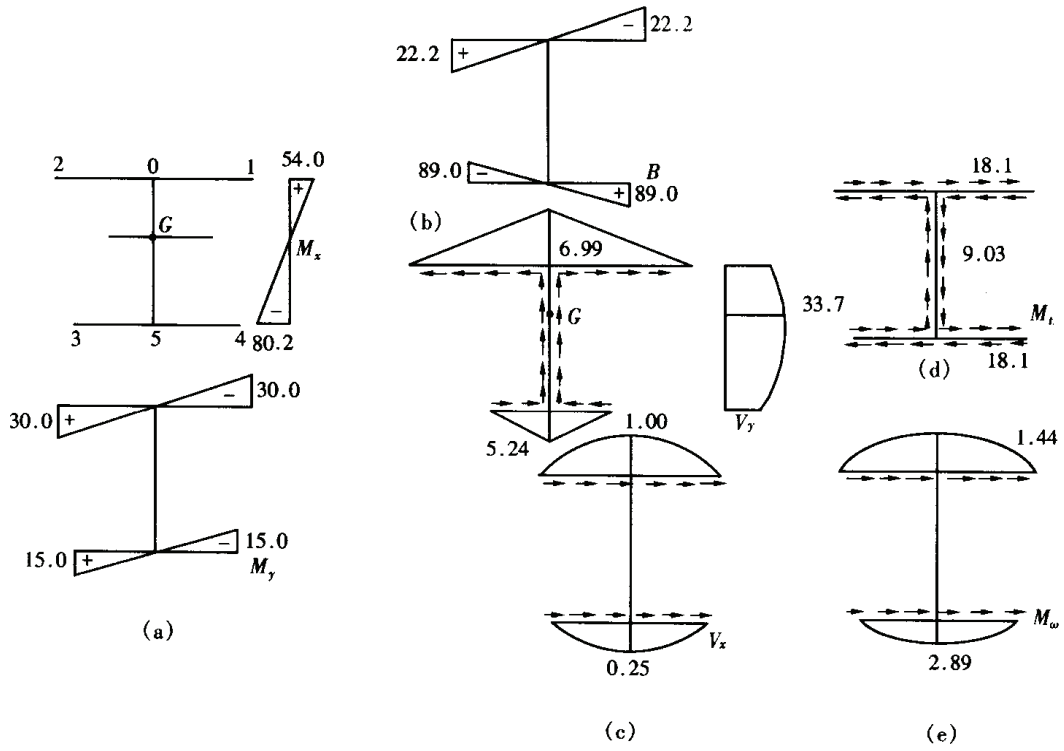


图 3－28　应力图

由上述计算结果可见，梁截面上最大受拉正应力为 $\sigma = 154.2\text{N/mm}^2$ 发生在点 4，最大受压力为 $\sigma = -106.2\text{N/mm}^2$，发生在点 1。弯曲扭转正应力在点 4 处占总应力的百分比很大，达 57.7%。

梁截面上的最大剪应力发生在腹板上点 G，在腹板的左侧外表面处，其值为 42.70N/mm^2。上翼缘的最大剪应力在点 0，为 27.53N/mm^2。下翼缘的最大应力在点 5 处，其值为 25.98N/mm^2，均发生在翼缘的外表面处。

在剪应力中，弯曲扭转剪应力的数值较小，影响不大。例如，在点 0，弯曲扭转剪力仅占总剪应力的 5.2%，在点 5 占 11.1%，而自由扭转剪应力则占主要地位。

5. 闭口薄壁杆件的约束扭转

闭口截面的剪应力分布不同于开口截面，在研究闭口截面杆件的约束扭转时，必须根据其自身的受力特点做出假定，然后从几何、物理、平衡三方面分析，从而建立其分析理论。

5.1　几何分析

在刚周边假设下，可知下列应变为零：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_s &= 0\\ \varepsilon_n &= 0\\ \gamma_{sn} &= 0\end{aligned}\right\} \tag{3-127}$$

另一应变 γ_{zn} 对分析无影响，一直未予考虑。如此，在闭口截面约束扭转中，只存在两个应变分量：ε_z 和 γ_{zs}。

图 3－29 所示为一受扭的闭口截面杆件，取 $oxyz$ 为形心主轴坐标，即 o 点为形心 C，

考虑任一点 N 的位移。

根据刚周边假设，截面在 oxy 平面内将绕一固定极点 B 转动。在截面转动微小角度的同时还要产生翘曲。设中线的法向、切向和轴向位移分别为 u_n、v_s 和 w 表示，则有：

$$\left.\begin{aligned} u_n &= \rho_n(s)\varphi(z) \\ v_s &= \rho_0(s)\varphi(z) \\ w &= w(z,s) \end{aligned}\right\} \quad (3-128)$$

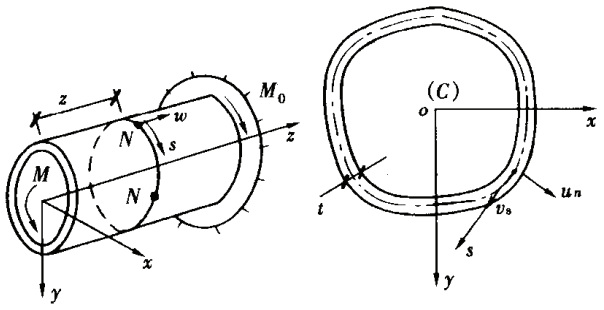


图 3-29　薄壁闭合截面

则应变为：

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{zs} &= \frac{\partial v_s}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial s} \end{aligned}\right\} \quad (3-129)$$

5.2　物理方程

与前面开口截面类似有：

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{\sigma_z}{E} \\ \gamma_{zs} &= \frac{\tau}{G} \end{aligned}\right\} \quad (3-130)$$

5.3　平衡方程

在开口截面分析中取微元是任意的，并不限于开口，因此这里仍然可用：

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial s} = 0 \quad (3-131)$$

5.4　翘曲位移与应变

由几何、物理方程，并选一起始点 $N_0(s=0)$，则有 N 点的纵向位移：

$$w(z,s) = w_0(z,0) + \int_0^s \frac{\tau}{G}\mathrm{d}s - \varphi'(z)\int_0^s \rho_0 \mathrm{d}s = w_0(z,0) + \int_0^s \frac{\tau}{G}\mathrm{d}s - \varphi'(z)\omega_s \quad (3-132)$$

考虑到位移的惟一性，绕截面一周积分有：

$$\varphi'(z) = \theta = \frac{1}{\oint_s \rho_0 \mathrm{d}s}\oint_s \frac{\tau}{G}\mathrm{d}s = \frac{1}{2\Omega}\oint_s \frac{\tau}{G}\mathrm{d}s \quad (3-133)$$

式中 τ 是未知的，Ω 为所围面积，约束扭转时 τ 应包括 τ_ω 和 τ_s，这里先令 $\tau = \tau_s$，则可得到：

$$\varphi'(z) = \frac{M_z}{GI_t} \quad (3-134)$$

$$I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{\mathrm{d}s}{t}}$$

式（3-134）就是纯扭转的扭率公式。

纵向位移还可写成：

$$w(z,s) = w_0(z,0) + 2\varphi'\Omega \frac{\int_0^s \frac{ds}{t}}{\oint \frac{ds}{t}} - \varphi'\omega \tag{3-135}$$

引用符号：$\bar{s} = \int_0^s \frac{ds}{t}, \bar{s}_0 = \oint_s \frac{ds}{t}, \bar{\rho} = \frac{2\Omega}{\oint_s \frac{ds}{t}} = \frac{2\Omega}{\bar{s}_0}, \bar{\omega} = \omega - \bar{\rho} \cdot \bar{s}$

则式（3-135）可写成：

$$w(z,s) = w_0(z,0) - \varphi'\bar{\omega} \tag{3-136}$$

式（3-136）中引入的符号中，$\bar{s}$称为弧的约化长度，表示单位厚度的弧长，大小与 N 点位置有关；$\bar{s}_0$称为截面中线的约化长度，$\bar{\rho}$称为闭口截面的平均半径；$\bar{\omega}$称为广义扇性面积。

应当指出，在式（3-136）的推导中，忽略了 τ_ω 的影响，所以实质上该式是纯扭转闭口薄壁杆件的翘曲位移（纵向位移）公式。

对约束扭转显然不能再用自由扭转时的扭率 φ'，需要用 $\bar{\varphi}'$ 代替 φ'，二者之间的关系服从式（3-154）（见 5.5.3 节）。这样一来：

$$w(z,s) = w_0(z,0) - \bar{\varphi}'\bar{\omega} \tag{3-137}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = w_0'(z,0) - \bar{\varphi}''\bar{\omega} \tag{3-138}$$

5.5 约束扭转应力

5.5.1 扇性正应力

当翘曲受到约束而不能实现时，杆件在扭矩作用下产生正应力。把式（3-138）代入式（3-130）有：

$$\sigma_z = E[w_0'(z,0) - \bar{\varphi}''\bar{\omega}] \tag{3-139}$$

此应力由约束扭转引起，故改用 σ_ω 表示，即：

$$\sigma_\omega = E[w_0'(z,0) - \bar{\varphi}''\bar{\omega}] \tag{3-140}$$

由截面自相平衡可得：

$$\int_A \sigma_\omega \bar{\omega} \mathrm{d}A = B \tag{3-141}$$

定义满足：

$$\left.\begin{aligned} \int_A \bar{\omega}_b \mathrm{d}A &= 0 \\ \int_A \bar{\omega}_b y \mathrm{d}A &= 0 \\ \int_A \bar{\omega}_b x \mathrm{d}A &= 0 \end{aligned}\right\} \tag{3-142}$$

的扇性坐标 $\bar{\omega}_b$ 为广义主扇性坐标，对应的极点 B 为主扇性极点；对应的起点 N_0 为扇性零点。此时：

$$\sigma_\omega = -E\bar{\varphi}''\bar{\omega}_b \tag{3-143}$$

如果极点不选在扭心，式（3-142）不满足，引用符号：

$$\left.\begin{aligned} \bar{S}_\omega &= \int_A \bar{\omega}\mathrm{d}A \\ \bar{I}_{\omega_x} &= \int_A \bar{\omega}y\mathrm{d}A \\ \bar{I}_{\omega_y} &= \int_A \bar{\omega}x\mathrm{d}A \end{aligned}\right\} \tag{3-144}$$

分别称为广义扇性静矩和广义扇性惯性积。

把式（3-143）代入式（3-141）并引用记号：

$$\bar{I}_{\omega_b} = \int_A \vec{\omega}_b^2\mathrm{d}A \tag{3-145}$$

则有：

$$\sigma_\omega = \frac{B\bar{\omega}_b}{\bar{I}_{\omega_b}} \tag{3-146}$$

式中 $\bar{I}_\omega$ ——广义扇性惯性矩。

5.5.2 约束扭转剪应力

由平衡方程式（3-131）可得：

$$\tau - \tau_0 = -\int_0^s \frac{\partial\sigma_z}{\partial z}\mathrm{d}s \tag{3-147}$$

经过推导得：

$$\tau = \frac{M_z}{2\Omega t} - \frac{\bar{M}_\omega\bar{S}^0_{\omega b}}{\bar{I}_{\omega b}t} \tag{3-148}$$

$$\bar{S}^0_{\omega b} = S^0_{\omega b} - \frac{\oint_A S^0_{\omega b}\mathrm{d}\omega}{2\Omega}$$

$$\bar{M}_\omega = \frac{\mathrm{d}B}{\mathrm{d}z}$$

$$S^0_{\omega b} = \int_0^s \bar{\omega}_b\mathrm{d}A$$

式中 $\bar{S}^0_{\omega b}$ ——折算主扇性静矩；

$\bar{M}_\omega$ ——闭口截面的弯曲扭矩；

$S^0_{\omega b}$ ——0 至 s 部分的主扇性静矩。

经过分析，可知在闭口截面约束扭转中，存在三种剪应力，三者沿壁厚均为常量。

（1）纯扭转剪应力 τ_t，其剪力流 $\tau_t \cdot t$ 沿中线不变：

$$\tau_t = \frac{M_z}{2\Omega t} \tag{3-149}$$

（2）约束扭转附加剪应力 $\tau_{\omega 1}$，由于 $\oint_A S^0_{\omega b}\mathrm{d}\omega$ 为常数，所以剪力流 $\tau_{\omega 1} \cdot t$ 沿中线不变：

$$\tau_{\omega 1} = \frac{M_{\omega}^{-} \oint_{A} S_{\omega b}^{0} \mathrm{d}\omega}{2 I_{\omega b}^{0} \Omega t} \tag{3-150}$$

(3) 约束扭转附加剪应力 $\tau_{\omega 2}$，由于 $S_{\omega b}^{0}$ 沿中线变化，其剪力流沿中线也变化：

$$\tau_{\omega 2} = \frac{M_{\omega}^{-} S_{\omega b}^{0}}{I_{\omega b}^{0} t} \tag{3-151}$$

5.5.3 闭口截面扭转微分方程

显然在外扭矩作用下，如果知道内力素 B 和 M_{ω}^{-}，就可求出约束扭转的正应力和剪应力。为此，类似于开口截面的情况，需要求解闭口截面扭转微分方程。

经过推导可得：

$$E\bar{\varphi}^{\mathrm{IV}} \cdot \frac{2\Omega}{S_0} \oint \bar{S}_{\omega b}^{0} \frac{\mathrm{d}s}{t} - \varphi'' \frac{4G\Omega^2}{S_0} = -m(z) \tag{3-152}$$

式中 $m(z)$——分布扭矩强度。

令 $I = \oint \bar{S}_{\omega b}^{0} \frac{\mathrm{d}s}{t} = \frac{I_{\omega b}^{-}}{\rho} = \frac{I_{\omega b}^{-} \bar{S}_0}{2\Omega}$，并注意到，$I_{\mathrm{t}} = \frac{4\Omega^2}{\bar{S}_0}$，则式(3-152)可以写为：

$$EI_{\omega b}^{-} \bar{\varphi}^{\mathrm{IV}} - GI_{\mathrm{t}} \varphi'' = -m(z) \tag{3-153}$$

其中含有两个未知数 $\bar{\varphi}$ 和 φ，为求解之，需补充变形协调条件，经推导得到：

$$\varphi' - \bar{\varphi}' \mu = \frac{M_z}{GI_{\rho}} \tag{3-154}$$

$$I_{\rho} = \oint \rho_s^2 \mathrm{d}A$$

$$\mu = 1 - \frac{I_{\mathrm{t}}}{I_{\rho}}$$

式中 I_{ρ}——截面的方向性惯性矩，cm^4；

μ——翘曲系数。

把式（3-154）代入式（3-153）可得：

$$\varphi^{\mathrm{IV}}(z) - \mu \frac{GI_{\mathrm{t}}}{EI_{\omega b}^{-}} \varphi''(z) = -\frac{m(z)\mu}{EI_{\omega b}^{-}} \tag{3-155}$$

或改写为：

$$\varphi^{\mathrm{IV}}(z) - k^2 \varphi''(z) = -\frac{m(z)\mu}{EI_{\omega b}^{-}} \tag{3-156}$$

$$k = \sqrt{\frac{GI_{\mathrm{t}}}{EI_{\omega b}^{-}} \mu}$$

式中 k——闭口薄壁杆件的弯曲扭转特性系数；

m——外荷载的强度。式（3-156）为闭口薄壁杆件约束扭转时的扭转微分方程。鉴于 k 值比开口截面大得多，闭口截面的约束扭转应力衰减得比开口截面要快。

参 考 文 献

[3.1] 郭在田. 薄壁杆件的弯曲与扭转. 北京：中国建筑工业出版社，1989

[3.2] N. W. Murray. Introduction to the Theory of Thin－walled Structures. Oxford Eng: Science Series, 1984

[3.3] 包世华，周坚. 薄壁杆件结构力学. 北京：中国建筑工业出版社，1991

[3.4] 黄剑源. 薄壁结构的扭转分析（上册）. 北京：中国铁道出版社，1983

[3.5] 李明昭，周竞欧. 薄壁杆结构计算. 北京：高等教育出版社，1992

[3.6] 曹富新，杨春秋. 工程薄壁结构计算. 北京：中国铁道出版社，1993

第四章　钢结构的稳定问题

1. 稳定不同于强度的特点

强度问题是指构件或结构在稳定平衡状态下由荷载所引起的最大应力（或内力）是否超过建筑材料的极限强度，因此是一个应力问题。稳定问题与强度问题不同，它主要是要找出外荷载与构件或结构内部抵抗力间的不稳定平衡状态。现取压杆为例加以说明。弹性直杆受压失稳的临界力，由欧拉公式给出：

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

压力达到 N_E 时杆件不能继续保持稳定的平衡，原因是它的弯曲刚度在压力达到 N_E 时退化为零。设想一根微弯的杆件，其初始弯曲呈正弦曲线的半个波形。在压力 N 作用下，如图 4－1（a）所示，平衡微分方程为：

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} + N\left(y + v_0\sin\frac{\pi x}{l}\right) = 0$$

式中　E——杆件的弹性模量；

I——杆件的截面惯性矩；

l——杆件长度；

v_0——杆件的初始挠度。

由此式可以解得杆件在 N 力作用下杆中央的挠度：

$$v = \frac{v_0}{1 - N/N_E}$$

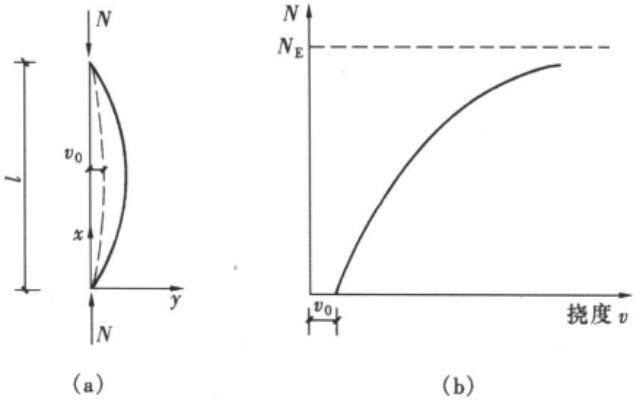


图 4－1　有初弯曲压杆的失稳

v 与 N 的关系曲线示于图 4－1（b）。曲线的斜率反映了杆件的弯曲刚度，随着 N 不断增大，刚度逐渐退化，直至在 N 趋近于 N_E 时趋近于零。由此可见，失稳是构件整体刚度问题。不仅一根杆件是这样，框架和桁架等杆件组合体失稳同样属于结构整体刚度问题。

强度和稳定之间的原则区别是：强度计算解决某一截面的承载能力，而稳定计算解决整个杆件的承载能力。当杆件截面有螺栓（铆钉）孔使之受到削弱时，在强度计算中必须加以考虑。但少数截面上有孔对杆件整体刚度影响不大，在稳定计算中无需考虑。

丧失稳定和强度破坏性质不同，计算方法必然有差异。众所周知，残余应力在截面上

自身平衡，对强度没有影响，但在计算稳定临界力时不能忽视。此外，稳定问题在计算上还有以下特点：

（1）稳定问题必须采用二阶分析来代替应力计算所用的一阶分析，即分析时不能忽视变形对外力效应的影响。

针对未变形的结构来分析它的平衡，即平衡方程按结构变位前的轴线建立时，称为一阶分析，也称几何线性分析。针对已变形的结构来分析它的平衡，即平衡方程按结构变位后的轴线建立时，称为二阶分析，也称几何非线性分析。在分析结构内力以求解它的强度时，对绝大部分结构，除由柔索组成的结构外，都用一阶分析，所得结果已足够精确。对于求解超静定结构的内力，虽然需要考虑变形协调条件，也并没有全面考虑变形对外力效应的影响。如图 4－2 所示的框架，作弯矩图时并没有考虑 P_1 和 P_2 因为侧移 Δ 所产生的弯矩 $P_1\Delta$ 和 $P_2\Delta$。

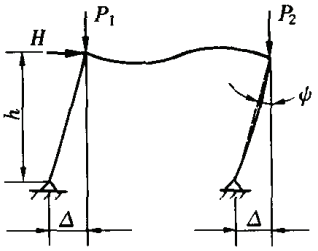


图 4－2　水平荷载使框架侧移 Δ

分析结构的稳定问题则不同，必然要涉及到结构变形后的位形和变形对外力效应的影响，即应该用二阶分析。例如，在分析完善直杆轴心受压屈曲的欧拉临界力时，要按屈曲后微弯曲的位形建立其平衡微分方程。计算梁弯扭屈曲的临界弯矩，必须分析梁弯扭屈曲后发生侧弯和扭转变形时的平衡关系。对于非完善的实际压杆按第二类稳定问题去分析，也要涉及到变形和变形使压力产生的附加弯矩。

（2）静定和超静定结构的区分在稳定分析中没有意义。

当结构的反力和内力都只需根据静力平衡条件即可求得时，为静定结构；而当结构的反力和内力只凭静力平衡条件是无法确定的，或是不能全部确定时为超静定结构。这是为求解应力问题时做出的划分。在稳定计算中，静定和超静定的区分就失去了意义，因为无论何种结构都要针对变形后的位形进行分析。如图 4－3 所示的两个左边支座不同的杆，当承受横向荷载时，图 4－3（a）为静定梁，图 4－3（b）为超静定梁。超静定梁必须考虑变形协调条件才能求解。但当这两个杆承受轴向压力而计算其临界力时，就可以采用同一个微分方程：

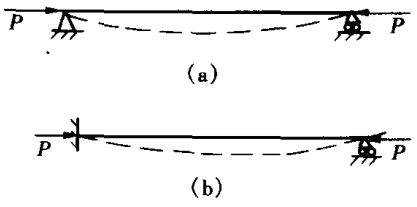


图 4－3　不同支承条件的压杆

$$EIv^{\mathrm{IV}} + Pv'' = 0$$

进行计算，只是边界条件不同罢了。

（3）叠加原理不适用于稳定问题的分析。

当应力问题满足一定的条件时，就可以应用叠加原理。条件为：①变形必须是很小的，即荷载与因荷载所产生的变形呈线性关系；②材料服从虎克定律，即应力与应变呈线性关系。也就是只要是几何和物理线性问题就可以使用叠加原理。弹性稳定问题荷载与变形之间一般是非线性关系，非弹性稳定问题属于几何和物理双重非线性问题，两者都不符合叠加原理的应用条件。因此进行稳定计算时，叠加原理不再适用。

在实际设计中，除了要弄清稳定问题在性质和计算上不同于强度的特点外，为了保证结构不丧失稳定，还应注意以下几点：

（1）实用计算方法所依据的简图的适用性。稳定计算的常用方法往往是依据一定的简

化假设或典型情况得出的，设计者必须确知所设计的结构符合这些假设时才能正确应用。比如框架柱稳定计算所用的计算长度系数是针对横梁不承受轴力的情况得出的，若横梁承受较大的轴压力，在采用这些数据时不加以修正，就会得出不安全的后果。因此，所用计算方法的前提假设和具体计算对象应该相一致。当二者有出入时，设计者应对简图差异造成的后果心中有数，以免造成事故隐患。

（2）结构稳定计算和结构布置方案相符合。

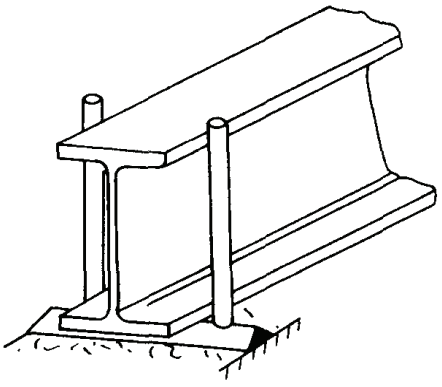


图 4－4　简支梁理想支座

在确定桁架、塔架等的杆件出平面稳定时，应该注意这个问题。在计算这些杆件的平面外稳定性时，要根据结构布置方案是否确实能够对桁架或塔架节点提供平面外位移约束来确定杆件的计算长度。

（3）结构稳定计算和构造设计的一致性。

设计结构的细部构造和构件的稳定计算必须相互配合，使两者一致。在稳定计算时，构造上常有不同于强度的要求或特殊考虑。例如，简支梁的不动铰支座，就强度来说只要能阻止位移并允许梁端在平面内转动，但就整体稳定而言，还要能阻止梁绕纵轴转动。如果梁支座不能有效阻止扭转，则稳定承载力将有所降低[4.1]。简支梁的理想支座如图4－4所示。

2. 稳定的分类和屈曲后的行径

结构失稳是指在外力作用下结构的平衡状态开始丧失稳定性。失稳可以分为以下几种类型：

2.1　分支点失稳

这类失稳也称第一类稳定问题。它的特征是结构在到达临界状态前的变形形式和到达临界状态后的变形形式不同。即荷载到达临界荷载时，其荷载变形曲线呈现分岔现象，如图 4－5 所示。分支点失稳的特征是在平衡的基本状态Ⅰ附近存在着另一个相邻的平衡状态Ⅱ，而在分支点处将要发生稳定性质的变换。在图中示出了实曲线的稳定分支与虚曲线的不稳定分支在分支点处的变换。完善直杆轴心受压的弯曲屈曲［见图 4－5（b)］，压弯杆的弯扭屈曲［见图 4－5（a)］，完善平板中面受压时的弯曲屈曲和在腹板平面内受荷的梁的侧扭屈曲都属于这一类。完善的轴压杆屈曲前只发生轴向压缩变形，屈曲后出现弯曲或弯扭变形。根据构件屈曲后的行为，平衡分岔失稳还可分为稳定分岔失稳和不稳定分岔失稳。

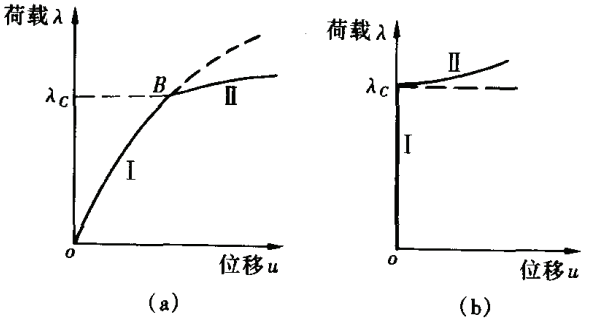


图 4－5　分支点失稳

2.1.1　稳定分岔失稳

如图 4－6 所示，四边简支的薄板在其中面均匀压力 p 的作用下达到屈曲，这时板并未丧失承载能力，压力 p 可以继续增加。就是说薄板在屈曲波形出现后，仍可以继续增

加荷载，屈曲后薄板的平衡状态是稳定的，板的极限荷载远超过屈曲荷载，还有屈曲后强度可以利用。

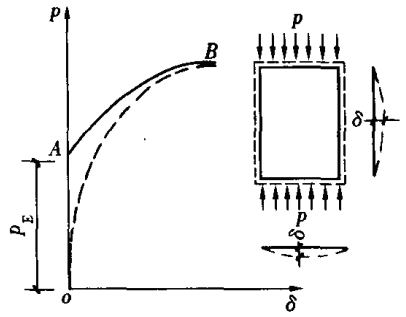


图 4-6　四边简支薄板屈曲

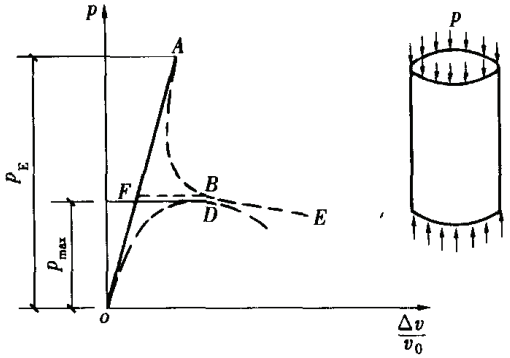


图 4-7　圆柱壳的屈曲

2.1.2　不稳定分岔失稳

如图 4-7 所示，圆柱壳承受轴压时，当荷载达到临界值，薄壳立即产生极大的弯曲应力，从而形成很深的翘曲波形。从其荷载变形曲线可以看出，圆柱壳承受轴压屈曲后只能在远比屈曲荷载低的条件下维持平衡。

2.2　极值点失稳

这类失稳也称第二类失稳问题。在极值点失稳过程中，没有明显的分支点（分岔点），但是存在一个最大荷载值（极值点），达到最大荷载后，变形会迅速增加，而荷载迅速下降，如图 4-8 所示。荷载有偏心的受压构件和压弯构件在弯矩作用平面内的弹塑性稳定就属于这种情况。从开始加荷到达到极值点 A，平衡是稳定的，从 A 点到 B 点平衡是不稳定的直到压溃。整个过程构件的变形都是既压又弯，没有出现两种变形状态的分岔点，荷载变形曲线是一条光滑曲线。A 点的荷载是构件所能承受的最大荷载，也就是构件失稳的极限荷载。

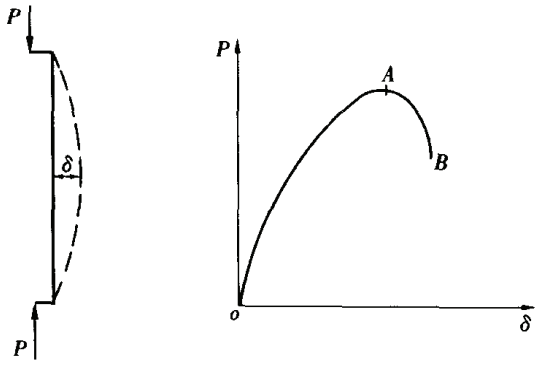


图 4-8　偏心受压杆和压弯杆的失稳

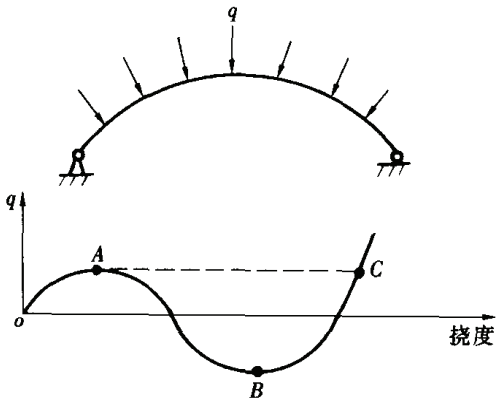


图 4-9　跃越失稳

2.3　跃越失稳

这类稳定问题的特点是，结构由一个平衡状态突然跳到另一个平衡状态，其间出现很大的变形。如图 4-9 所示的受径向均布压力的双铰扁拱就属于这一类型。其平衡状态曲线的 OA 段是稳定的，到 A 点时平衡状态发生一明显的跳跃，突然过渡到另一具有较大位移的平衡状态 C，拱突然由上凸而越过水平线变成下凹。因此 AB 段是不稳定的，BC 段虽然是稳定的，但实际结构已经破坏而不能被利用。第 6 章 7.2.4 节将对扁拱越跃屈曲作

具体分析。

以上分析都是针对没有几何缺陷的直杆。如果杆件存在初弯曲，情况就有所不同。无论是杆件、板件还是筒壳，在一开始受到均匀分布的轴力时就有弯曲变形，不再会有分岔点出现。图 4-6 及图 4-7 中的虚曲线属于有几何缺陷的板和壳。由图 4-6 可见，缺陷使板的承载能力下降不多，即板对缺陷不很敏感。相反，缺陷使圆柱壳的承载能力大幅度下降，这类壳体对缺陷十分敏感。

3. 扭转在屈曲中的作用

等截面钢构件以弯曲的形式屈曲，是大家所熟悉的。本节专门阐述有扭转变形的屈曲。钢构件直接承受扭矩的情况很少，但是作为薄壁构件，它的抗扭刚度比较弱。因此，钢构件在压力作用下丧失稳定，有可能出于扭转刚度不足而呈现扭转屈曲，也可能由于其截面形状而在失稳时弯曲变形和扭转变形同时发生，呈弯扭屈曲。工程史上不乏因忽视扭转这一因素而造成破坏事故的例子。钢构件的扭转受两种刚度制约，即自由扭转刚度 GI_t 和约束扭转刚度 EI_ω，I_t 和 I_ω 分别是抗扭惯性矩和扇性惯性矩。

3.1 轴心压杆的扭转屈曲

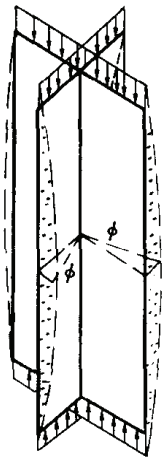


图 4-10 轴压杆扭转屈曲

截面剪心和形心重合的构件，如双轴对称的轴心压杆，失稳时弯曲变形和扭转变形并不耦合，失稳形式或是弯曲屈曲，或是扭转屈曲。

发生扭转屈曲时的平衡微分方程是：

$$EI_\omega \varphi''' + (Ni_0^2 - GI_t)\varphi' = 0 \tag{4-1}$$

式中 φ——扭转角；

i_0——截面关于剪心的极回转半径。

解此方程可以得到扭转屈曲临界力：

$$N_\phi = \frac{1}{i_0^2}\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2}\right) \tag{4-2}$$

在工程实践中，出现扭转屈曲可能性比较大的是十字形截面杆，其扭转失稳变形如图 4-10 所示。这种截面抗扭性能差，因为它的扇性惯性矩 I_ω 很小，可以看作零，式（4-2）成为 $N_\phi \approx GI_t/i_0^2$。如果截面很薄，$I_t$ 值也不大，扭转屈曲临界力很低。短杆的 N_ϕ 很容易低于 $N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$，即弯曲屈曲临界力，因为 GI_t/i_0^2 并不随杆长度的减小而增大。

3.2 轴心压杆的弯扭屈曲

非对称和单轴对称截面的轴心压杆，如图 4-11 所示。由于剪心偏离形心，屈曲时弯曲和扭转变形耦合。对于无对称轴的构件，描述扭转的平衡方程为：

$$EI_\omega \varphi^{\mathrm{IV}} + (Ni_0^2 - GI_t)\varphi'' - Nx_0 v'' + Ny_0 u'' = 0$$

式中 x_0，y_0——截面剪切中心的坐标；

u——剪切中心在 x 方向的位移；

v——剪切中心在 y 方向的位移。

除此之外，还需要利用弯曲平衡方程组：

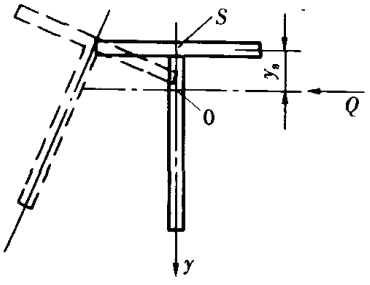


图 4-11 单轴对称截面轴压杆的弯扭屈曲

$$EI_x v^{\mathrm{IV}} + N(v'' - x_0\varphi'') = 0$$

$$EI_y u^{\mathrm{IV}} + N(u'' + y_0\varphi'') = 0$$

式中 I_x、I_y——分别为截面对 x 轴、y 轴的惯性矩。

对于两端简支的轴心受压构件，可以得到构件的屈曲方程为：

$$(N_x - N)(N_y - N)(N_\phi - N) - N^2(N_x - N)(y_0/i_0)^2 - N^2(N_y - N)(x_0/i_0)^2 = 0$$

其中

$$N_x = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2}, N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}, N_\phi = \frac{1}{i_0^2}\left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t\right)$$

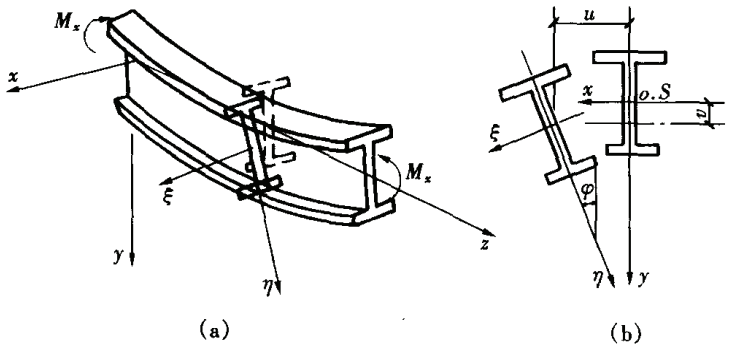
对于单轴对称的简支轴心受压构件，设 y 轴为对称轴，可以得到其弯扭屈曲荷载为：

$$N_{y\phi} = \frac{(N_y + N_\phi) - \sqrt{(N_y + N_\phi)^2 - 4N_yN_\phi[1 - (y_0/i_0)^2]}}{2[1 - (y_0/i_0)^2]} \tag{4-3}$$

1989 年施行的设计规范 GBJ 17—88 没有明显给出轴心压杆弯扭屈曲的计算公式，而是把各种单轴对称的构件弯扭屈曲视为弯曲屈曲来归入适当的类别。如单角钢压杆和双角钢组合 T 形截面压杆属于 b 类，轧制或焊接 T 形截面及槽形截面属于 C 类。但这样做虽然可以避免比较复杂的弯扭屈曲计算，却容易造成设计者对弯扭屈曲的忽视，而且没有较精确的衡量构件的承载力，造成一些情况下可靠度不足。现在修订的新规范所采用的计算方法是把按弹性稳定理论算得的弯扭屈曲临界力换算成长细比较大的弯曲屈曲杆件，再按换算长细比从规范表格中查得相应的稳定系数。所得的换算长细比公式，和常用的单角钢和双角钢组合 T 形截面简化公式见第七章 1.2.5 节。

3.3 梁的弯扭屈曲

当梁承受外荷载时，如果没有适当的支撑体系阻止它侧向弯曲和扭转，当荷载达到某一数值时，梁将突然发生侧向弯曲和扭转，并丧失继续承载的能力。这就是梁的弯曲扭转屈曲或梁丧失整体稳定，如图 4-12 所示。描述单轴对称梁在纯弯曲作用下的弯扭屈曲平衡方程组为：



(a) (b)

图 4-12 梁丧失整体稳定现象

$$EI_x v'' + M_x = 0$$

$$EI_y u'' + M_x\varphi = 0$$

$$EI_\omega \varphi''' - (2\beta_y M_x + GI_t)\varphi' + M_x u' = 0$$

$$\beta_y = \frac{\int_A y(x^2 + y^2)\mathrm{d}A}{2I_x} - y_0$$

式中 M_x——梁所受到的纯弯矩；

β_y——不对称截面参数。

解此方程可得纯弯构件的弯扭屈曲临界弯矩：

$$M_{cr}=\frac{\pi^2 EI_y}{l^2}\left[\beta_y+\sqrt{\beta_y^2+\frac{I_\omega}{I_y}\left(1+\frac{GI_t l^2}{\pi^2 EI_\omega}\right)}\right]$$

3.4 偏心支撑的影响

设置支撑是减小压杆计算长度，提高它的承载能力的有效办法。比如在压杆的高度中央 x 方向设置一根水平支撑（如图 4－13 所示），可使杆绕 y 轴失稳时的计算长度减小一半，从而使两个主轴 x 和 y 的惯性矩相差很大的工字形截面柱在两个方向屈曲的临界力比较接近，并使杆的稳定承载力有较大提高。

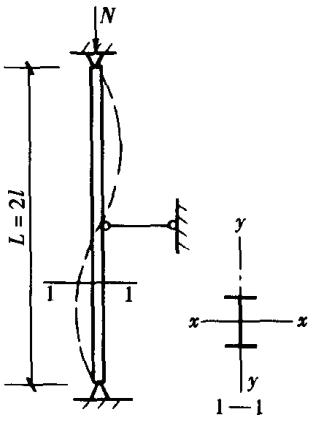


图 4－13 带支撑的压杆

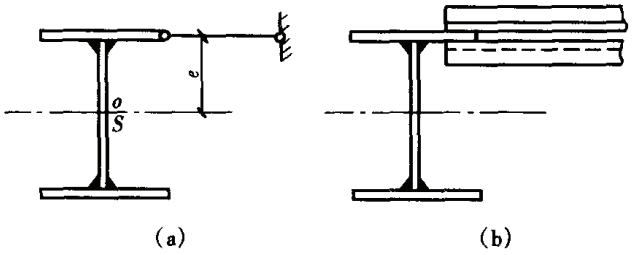


图 4－14 偏心连接的支撑

在现实工程中，被撑压杆有时候可能出现扭转，使支撑起不到把压杆计算长度减少一半的作用。如图 4－14 所示的工字形截面，支撑连在一个翼缘上。当杆件趋于侧向弯曲时，使支撑受力，此力偏离截面剪心，促使压杆扭转，对构件承载能力很不利。当支撑偏心不大时，增大其刚度仍可望把压杆计算长度减少一半。但在偏心过大时，即使增大支撑刚度也无法使压杆计算长度减少一半（参见本章 8.1.3 节）。

在工程中，当墙架柱的一个翼缘和墙板连接，使该翼缘的侧向位移受到约束时（见图 4－15），该柱不能绕 y 轴弯曲屈曲，但却能够绕 A 点扭转屈曲，这种失稳形式称为定轴扭转屈曲。柱在弹性范围的临界力是：

$$P_{\phi A}=\frac{\pi^2(EI_\omega+a^2EI_y)/l^2+GI_t}{i_0^2+a^2}$$

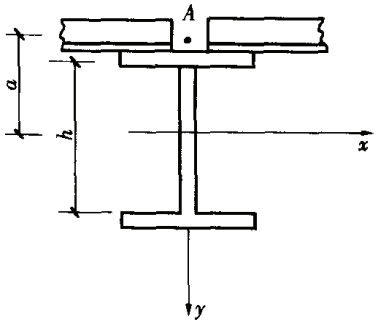


图 4－15 一个翼缘受约束的柱

对于双轴对称的工字形截面柱，公式可改写为：

$$P_{\phi A}=\frac{P_y(h^2/4+a^2)+GI_t}{i_0^2+a^2}$$

式中 a——转动中心 A 至剪心 C 的距离；

P_y——绕 y 轴的欧拉临界力。

通常 GI_t 比 $P_y(h^2/4+a^2)$ 小得较多，所以 $P_{\phi A}$ 比 P_y 增大的幅度并不显著。

墙板对柱绕 A 点转动的约束较弱，在上式中没有加以考虑。如果柱和墙板之间还有墙梁，而墙梁有较大刚度可以对柱绕 A 点转动起约束作用，则柱的定轴扭转屈曲临界力由下式计算：

$$P_{\phi A}=\frac{1}{r_s^2}\left[P_y\left(\frac{h^2}{4}+a^2\right)+\sqrt{\frac{4nK_tEI_y}{l}\left(\frac{h^2}{4}+a^2\right)}\right]$$

$$r_s^2=a^2+i_0^2$$

式中 l——柱高度；

n——在柱高度范围内的墙梁道数；

K_t——墙梁提供的转动约束刚度。

此式经过简化，有近似性，因而忽略了 GI_t 项。

对于抗扭刚度弱的构件，如十字形截面的压杆，当在杆中央设置支撑使其计算长度减小一半时，必须验算一下扭转屈曲临界力是否小于计算长度为 $L/2$ 时的弯曲屈曲临界力。

对于轴心受压构件设置支撑应尽量避免偏心连接，这样才能起到减少其计算长度的目的。如果无法避免，就应考虑偏心带来的不利影响或设置附加的抗扭支撑（如图 4－16 所示）。

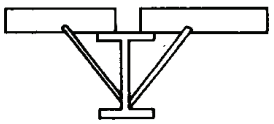


图 4－16　抗扭支撑

相反，对于梁来说，支撑设置在受压翼缘平面内十分有效，这是因为梁屈曲时扭转变形是主要的，支撑如果通过剪心，对防扭不起作用。综合以上分析可知，防止弯曲屈曲的支撑应尽量通过剪心，而防止扭转屈曲的支撑则应远离剪心。对屈曲时既弯又扭的构件应该对构件失稳变形倾向和刚度加以考察和分析，做出恰当处理。

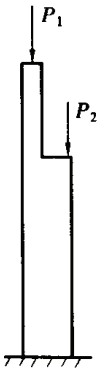


图 4－17　变轴力阶形柱

4. 变截面杆和变轴力杆的稳定

在实际的设计中，有时会遇到变截面的柱子或梁，因为等截面的杆往往不是承担荷载最经济的形式。比如工业厂房框架柱，当吊车起重量较大时就可以采用阶型柱，此时柱子的轴力也是变化的，如图 4－17 所示。

图 4－18 所示的桁架，在均布荷载作用下，上弦各节间的内力不同。对跨度不大的桁架通常都不变化弦杆截面，这是一个等截面变轴力杆的问题。又如斜拉桥的桥塔及桥梁（见图 4－19），也是变轴力及变截面杆的实际应用。

4.1　变截面和变轴力的压杆

这类问题比较复杂，对于图 4－17 所示的截面及轴力变化次数少的柱可以通过对柱的每一段分别列出平衡方程，根据整个柱两端和各柱段连接处的边界条件确定它的临界荷载。对于截面和轴力变化比较复杂的构件，就需要用各种近似方法去求解，比如能量法就是其中较好的方法之一。用能量法求解稳定问题，首先要列出构件的总势能表达式，然后假定出符合构件边界条件的变形曲线并代入总势能方程，根据势能驻值原理即可得到临界荷载。若用平衡方程的办

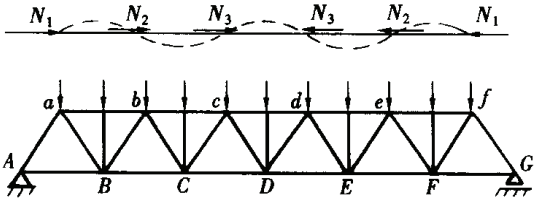


图 4－18　桁架上弦杆的内力

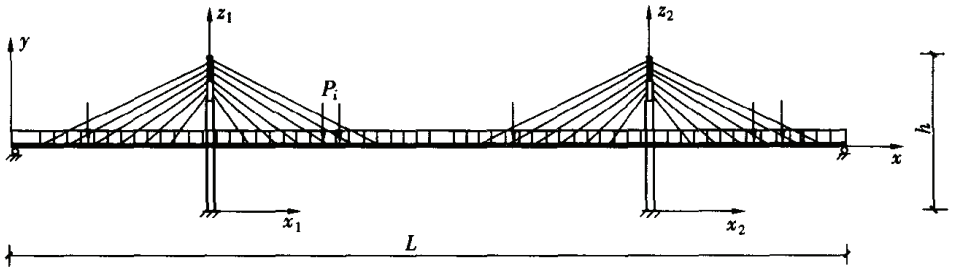


图 4－19　斜拉桥

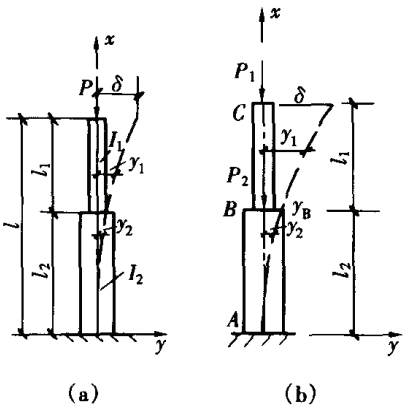


图 4－20　变截面悬臂柱

法求图 4－20（a）的荷载 P 的临界值，必须对柱的每一段分别列出平衡微分方程。设 I_1 及 I_2 为柱的较细及较粗截面的惯性矩，两段的方程为：

$$\left.\begin{aligned} EI_1 y''_1 &= P(\delta - y_1) \\ EI_2 y''_2 &= P(\delta - y_2) \end{aligned}\right\} \tag{4-4}$$

利用柱的固定端边界条件，即 $x=0$ 时，$\begin{cases} y_2 = 0 \\ y'_2 = 0 \end{cases}$，并令 $k_1^2 = \dfrac{P}{EI_1}$，$k_2^2 = \dfrac{P}{EI_2}$，方程式（4－4）的解为：

$$y_1 = \delta + C\cos k_1 x + D\sin k_1 x$$

$$y_2 = \delta(1 - \cos k_2 x)$$

积分常数 C 与 D 可由边界条件：$\begin{cases} x = l \text{ 时}, & y_1 = \delta \\ x = l_2 \text{ 时}, & y_1 = y_2 \end{cases}$ 得到 $C = -D\operatorname{tg} k_1 l$；$D = \dfrac{\delta \cos k_2 l_2 \cos k_1 l}{\sin k_1 l_1}$。再利用边界条件 $x = l_2$ 时，$y'_1 = y'_2$的条件，并代入积分常数 C 和 D 后得到超越方程：

$$\operatorname{tg} k_1 l_1 \operatorname{tg} k_2 l_2 = \frac{k_1}{k_2} \tag{4-5}$$

对已知比值 I_1/I_2 及 l_1/l_2 的每一特殊情况，可以用试算法由方程式（4－5）得出临界荷载。

如果在变截面处加一压力，使上、下段柱的压力分别为 P_1 和 P_2，如图 4－20（b）所示，则式（4－4）变为：

$$\begin{cases} EI_1 y''_1 = P_1(\delta - y_1) \\ EI_2 y''_2 = P_1(\delta - y_2) + P_2(y_B - y_2) \end{cases}$$

式中　y_B——变截面处的挠度，即 $x = l_2$ 时的挠度。

这时，临界力方程式（4－5）成为：

$$\frac{P_1}{P_1 + P_2} \operatorname{tg} k_1 l_1 \operatorname{tg} k_2 l_2 = \frac{k_1}{k_2} \tag{4-6}$$

其中：

$$k_1^2 = \frac{P_1}{EI_1}, \quad k_2^2 = \frac{P_1 + P_2}{EI_2} \tag{4-7}$$

如果令 $N_1 = P_1, N_2 = P_1 + P_2, N_1$ 和 N_2 分别为上、下柱的轴力。式(4-6)和式(4-7)成为：

$$\frac{N_1}{N_2}\mathrm{tg}k_1 l_1 \mathrm{tg}k_2 l_2 = \frac{k_1}{k_2} \tag{4-8}$$

$$k_1^2 = \frac{N_1}{EI_1}, \quad k_2^2 = \frac{N_2}{EI_2} \tag{4-9}$$

从式（4-9）出发，将其写成欧拉公式的形式，并考虑式（4-8），即可得到下柱计算长度系数 μ 应该满足的公式：

$$\sqrt{\frac{N_1 I_1}{N_2 I_2}}\mathrm{tg}\frac{\pi}{\mu}\mathrm{tg}\frac{\pi}{\mu}\frac{l_1}{l_2}\sqrt{\frac{N_1 I_2}{N_2 I_1}} - 1 = 0$$

将 l_1 和 l_2 用 H_1 和 H_2 代替，即可得到下面的公式：

$$\eta_1 k_1 \mathrm{tg}\frac{\pi}{\mu}\mathrm{tg}\frac{\pi\eta_1}{\mu} - 1 = 0$$

此式即 GB 50017—2003 规范表 D-3 的公式。

若用能量法求图 4-20（a）的临界力 P，可假定构件的挠曲线为：

$$y = \delta\left(1 - \cos\frac{\pi x}{2l}\right) \tag{4-10}$$

此式符合边界条件 $y(0) = 0, y'(0) = 0$ 和 $y(l) = \delta$。任一截面的弯矩为：$M = -P(\delta - y) = -P\delta\cos\frac{\pi x}{2l}$。应变势能：

$$U = \int_0^{l_2}\frac{M^2\mathrm{d}x}{2EI_2} + \int_{l_2}^{l}\frac{M^2\mathrm{d}x}{2EI_1} = \frac{P^2\delta^2}{2EI_2}\left[\frac{l_2}{2} + \left(\frac{l_1}{2}\right)\frac{I_2}{I_1} - \frac{l}{2\pi}\left(\frac{I_2}{I_1} - 1\right)\sin\frac{\pi l_2}{l}\right]$$

外力势能：

$$V = \frac{P}{2}\int_0^l (y')^2\mathrm{d}x = \frac{\pi^2 P\delta^2}{16l}$$

由 $U = V$ 得到：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_2}{4l^2}\frac{1}{\frac{l_2}{l} + \frac{l_1}{l}\frac{I_2}{I_1} - \frac{1}{\pi}\left(\frac{I_2}{I_1} - 1\right)\sin\frac{\pi l_2}{l}}$$

当 $l_1 = l_2 = \frac{l}{2}$，$I_2 = 2I_1$ 时，此近似解 $P_{cr} = 2.087\frac{\pi^2 EI_2}{l^2}$ 和精确解 $P_{cr} = 2.07\frac{\pi^2 EI_2}{l^2}$ 相差不到 1%，即所假定的构件挠曲线是足够精确的。

下面给出一些变截面杆和变轴力杆临界力的表达式：

（1）两端铰接变截面杆，中部和两端截面的惯性矩分别为 I_2 和 I_1（见图 4-21）：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_2}{l^2}\frac{1}{\frac{a}{l} + \frac{l-a}{l}\frac{I_2}{I_1} - \frac{1}{\pi}\left(\frac{I_2}{I_1} - 1\right)\sin\frac{\pi a}{l}}$$

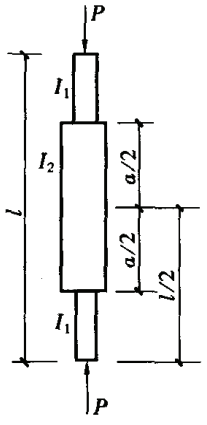


图 4-21 两端铰接变截面杆

（2）两端铰支，截面变化服从下式（见图 4－22）：

$$I = I_{max}\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$P_{cr} = \mu \frac{\pi^2 EI_{max}}{l^2}$$

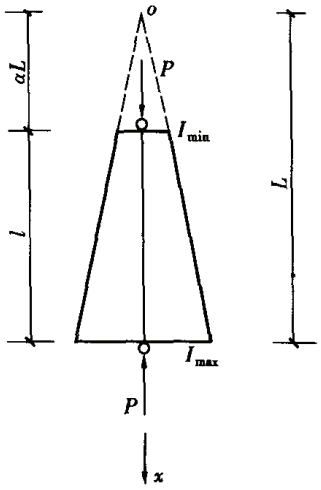


图 4－22　截面线性变化杆

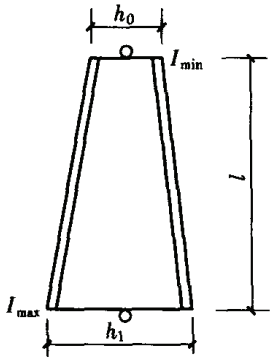


图 4－23　工字形截面楔形杆

α 与 μ 的关系见表 4－1。

表 4－1　　α 与 μ 的关系

α	0.1	0.15	0.20	0.40	0.60	0.80
μ	0.173	0.219	0.263	0.438	0.617	0.801

（3）两端铰支，工形截面，腹板宽度线性变化，两端承受集中力 P（见图 4－23）：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2}$$

$$\mu = 1.0 - 0.375\gamma + 0.08\gamma^2(1.0 - 0.0775\gamma)$$

$$\gamma = \frac{h_1}{h_0} - 1 \leqslant 0.268\frac{l}{h_0} \text{ 或 } \gamma \leqslant 6.0$$

式中　γ——构件楔率。

（4）两端固定的变截面柱（见图 4－24）：

$$P_{cr} = 4 \times (2.5421)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{0.655\pi^2 EI}{(l/2)^2}$$

（5）上端铰支下端固定的变截面柱（见图 4－25）：

$$P_{cr} = 4 \times (1.7742)^2 \frac{EI}{l^2} = 2 \times (2.509)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{0.638\pi^2 EI}{(l/\sqrt{2})^2}$$

（6）两端固定的变截面柱（见图 4－26）：

$$P_{cr} = 4 \times (3.8133)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{1.47\pi^2 EI}{(l/2)^2}$$

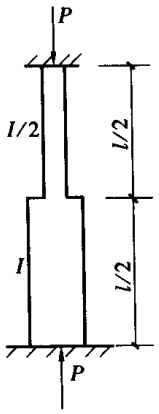


图 4-24　两端固定阶形柱（一）

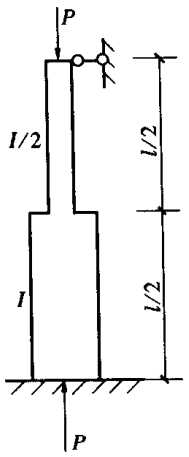


图 4-25　上端铰支下端固定阶形柱（一）

(7) 上端铰支下端固定的变截面柱（见图 4-27）：

$$P_{cr} = 4 \times (2.9333)^2 \frac{EI}{l^2} = 2 \times (4.15)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{1.75\pi^2 EI}{(l/\sqrt{2})^2}$$

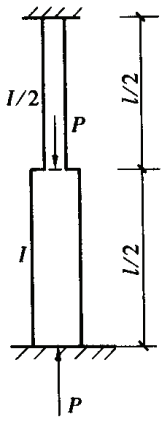


图 4-26　两端固定阶形柱（二）

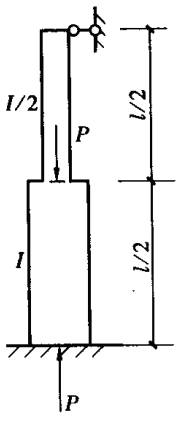


图 4-27　上端铰支下端固定阶形柱（二）

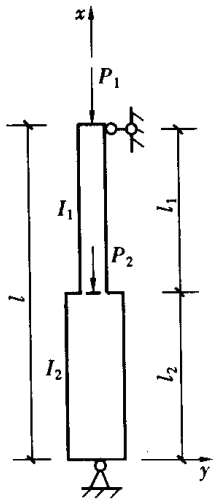


图 4-28　两端铰支阶形柱

(8) 两端铰支的杆在上端受压力 P_1，在杆中截面有一 P_2 作用（见图 4-28）：

杆上下两部分的截面惯性矩各为 I_1 和 I_2。令 $\frac{P_1 + P_2}{P_1} = m$，$\frac{I_2}{I_1} = n$，$l_1 = l_2 = \frac{l}{2}$，有：

$$(P_1 + P_2)_{cr} = \frac{\frac{\pi^2 EI_2}{l^2}(m+1)}{m + \frac{m}{6}\left(\frac{m-1}{m}\right)^2 - \frac{8}{\pi^2}(m-1) + n\left[\frac{1}{m} + \frac{m}{6}\left(\frac{m-1}{m}\right)^2 + \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{m-1}{m}\right]}$$

当 $n = 1$ 时，公式简化为：

$$(P_1 + P_2)_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \frac{1.9129m(m+1)}{(m^2 + 1.8258m + 1)}$$

令 $\lambda = \frac{1}{m} = \frac{P_1}{P_1 + P_2}$，则公式变为：

$$(P_1 + P_2)_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \frac{1.9129(1+\lambda)}{(\lambda^2 + 1.8258\lambda + 1)}$$

计算长度系数 $\mu = \sqrt{\dfrac{\lambda^2 + 1.8258\lambda + 1}{1.9129(1+\lambda)}}$，经数据拟合，即为 GB 50017—2003 规范中公式（5.3.1）的 $\mu = 0.75 + 0.25\dfrac{N_2}{N_1}$，两式的计算结果比较见表 4-2。

表 4-2　　计算结果比较

$\lambda = \frac{N_2}{N_1}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$\sqrt{\frac{\lambda^2+1.8258\lambda+1}{1.9129\ (1+\lambda)}}$	0.7528	0.7824	0.8115	0.8402	0.8682	0.8957	0.9226	0.9489	0.9747
$0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}$	0.775	0.8	0.825	0.85	0.875	0.9	0.925	0.95	0.975

（9）两端固定，中点受集中力 P 作用（见图 4-29）：

$$P_{cr} = 4 \times (4.3128)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{7.5\pi^2 EI}{l^2} = \frac{1.88\pi^2 EI}{(l/2)^2}$$

（10）上端铰支下端固定，中点受集中力 P 作用（见图 4-30）：

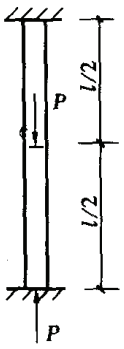


图 4-29　中点受力的两端固定柱

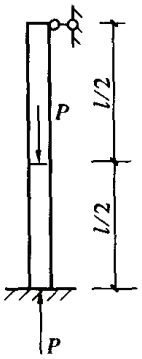


图 4-30　中点受力的上端铰支下端固定柱

$$P_{cr} = 4 \times (3.4401)^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{4.8\pi^2 EI}{l^2} = \frac{2.4\pi^2 EI}{(l/\sqrt{2})^2}$$

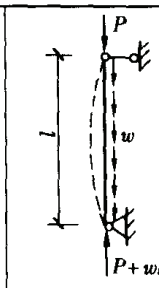
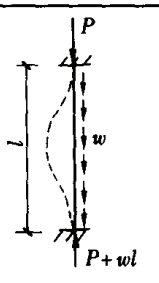
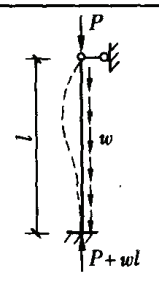
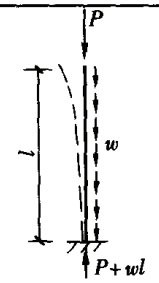
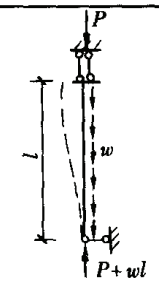
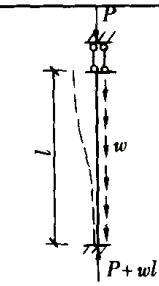
（11）各种边界条件下，荷载 w 沿杆轴均匀分布，上端作用压力 P：

$$P_{cr} = \beta \frac{EI}{l^2} - wl$$

$$\gamma = \frac{P}{wl}$$

其中，β——γ 的函数，如表 4-3 所示。

表 4-3　　有集中和分布轴压力的杆 β 值

边界条件						
β	$\frac{16.7}{1+1.36\gamma}+9.87$	$\frac{46.1}{1+2.4\gamma}+39.48$	$\frac{40.6}{1+2.6\gamma^{1.35}}+19.74$	$\frac{5.38}{1+2.7\gamma}+2.47$	$\frac{1}{1+1.43\gamma}+2.47$	$\frac{9.06}{1+1.78\gamma}+9.87$

4.2　变截面梁

梁的弯矩经常沿其长度变化，适应这一变化把梁做成变截面的可以节省钢材，显然截面变化会影响梁的稳定承载能力。

既变化弯矩又变化截面的梁，稳定分析很复杂。为了简化计算，可以先从变截面的纯弯构件算出临界弯矩的折减系数，然后把它用于变弯矩的梁。无论是承受集中荷载还是分布荷载的简支梁，两端部分的弯矩都比中部小。不难理解：在等弯矩［如图 4-31（b）所示］的梁中，把梁端长度为 a 的范围内的截面减小，所起的削弱作用要比在端部弯矩减小［如图 4-31（c）所示］的梁中为大。后者采用前者的折减系数将偏于安全。

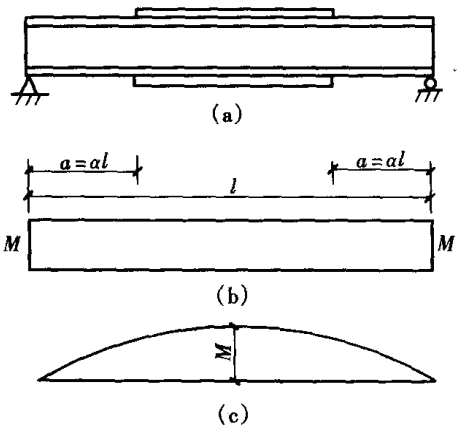


图 4-31　变截面简支梁

图 4-32（a）所示两端简支变翼缘截面的纯弯构件，在其两端距离为 al 的范围内改变截面尺寸。端部的截面如图 4-32（b）所示，其对 y 轴的惯性矩、扇性惯性矩和抗扭惯性矩分别为 I_{sy}、$I_{s\omega}$和 I_{st}。中部的截面如图 4-32（c）所示，其几何性质分别为 I_y、I_ω 和 I_t。

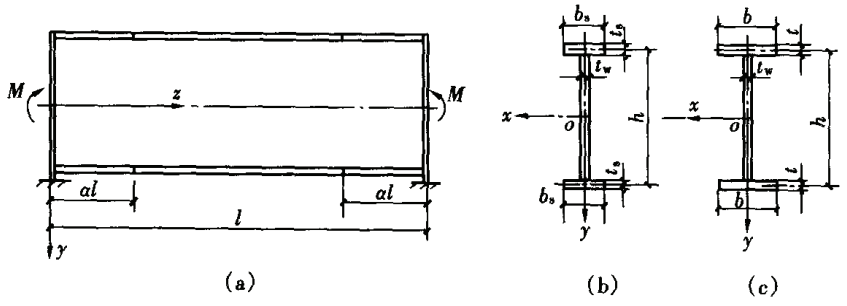


图 4-32　变翼缘的梁

此梁的临界弯矩为：

$$M_{cr}=\gamma\frac{\pi}{l}\sqrt{EI_y\left(\frac{\pi^2EI_\omega}{l^2}+GI_t\right)} \tag{4-11}$$

其中：

$$\gamma=1-2\alpha\left(1-\frac{I_{sy}}{I_y}\right) \tag{4-12}$$

γ 称为变截面受弯构件弹性弯扭屈曲临界弯矩折减系数。对于截面双轴对称的受弯构件，折减系数 γ 只与截面几何性质有关。

对于等高度的单轴对称工字形简支变翼缘截面受弯构件，折减系数可以近似地写作：

$$\gamma = 1 - 2\alpha\left(1 - \frac{M_{scr}}{M_{ccr}}\right) \tag{4-13}$$

式中 M_{scr}、M_{ccr}——分别为用端部截面和用中部截面按等截面受弯构件计算得到的弹性弯扭屈曲临界弯矩。

$$M_{scr}/M_{ccr} = \varphi_{sb}W_{sx}/\varphi_{cb}W_{cx}$$

式中 φ_b——受弯构件稳定系数；

W_x——对 x 轴的截面模量。

算出 γ 值后得到 $\varphi_b = \gamma\varphi_{cb}$。如果 φ_b 大于 0.6，说明梁弯扭屈曲时已进入弹塑性阶段，必须用弹塑性的稳定系数 $\varphi'_b = 1.07 - 0.282/\varphi_b$。

对于图 4-33（a）所示两端简支的阶形受弯构件，在其两端的长度为 αl 范围内改变截面高度和翼缘尺寸，端部和中部截面尺寸如图 4-33（b）和图 4-33（c）所示。弹性屈曲临界弯矩仍用式（4-11）计算，但折减系数为：

$$\gamma = 1 - 2.4\alpha\left[1 - \left(0.6 + 0.4\frac{h_s}{h_c}\right)\frac{A_s}{A_c}\right] \tag{4-14}$$

式中 h_s、A_s——分别是构件的最小截面高度和翼缘的截面面积；

h_c、A_c——危险截面的高度和翼缘的截面面积。

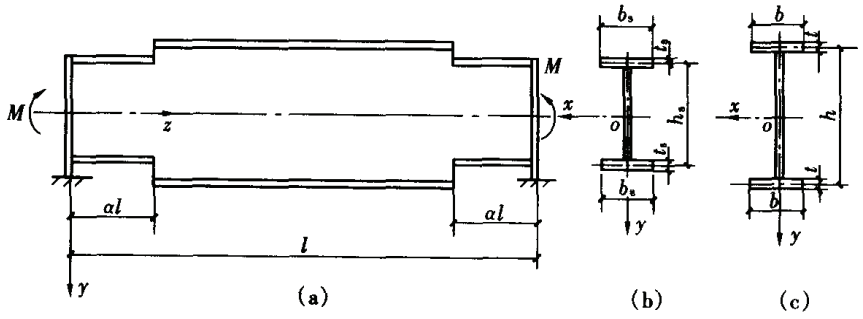


图 4-33 变高度和变翼缘的梁

所谓危险截面，是指沿构件的全长比值 M/M_P 最大的截面。这里的 M_P 是塑性铰弯矩。式（4-14）是澳大利亚钢结构设计规范规定的计算公式。

楔形受弯构件按承受不利的弯矩图形计算其临界弯矩，如图 4-34（a）所示弯矩呈

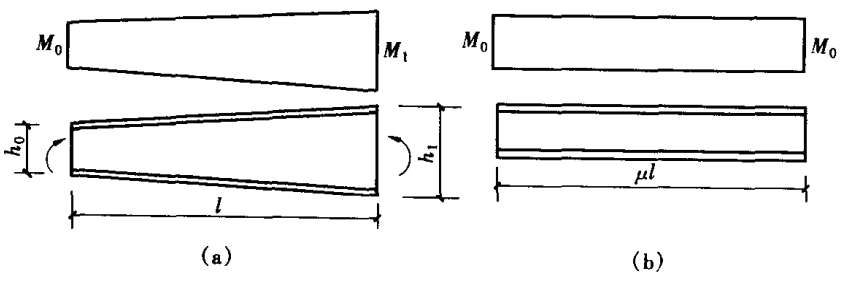


图 4-34 楔形变截面梁

线性变化时，设$\frac{M_0}{W_{x0}}=\frac{M_1}{W_{x1}}$，并按小头截面及其弯矩化为等截面等弯矩梁，其等效长度为μl，如图4-34（b）所示。等效长度系数对侧向弯曲和扭转并不相同，分别取为μ_s和μ_w，则临界弯矩为：

$$M_{cr0}=\sqrt{\frac{\pi^2 EI_{y0}GI_{t0}}{(\mu_s l)^2}+\frac{\pi^4 EI_{y0}EI_{\omega 0}}{(\mu_w l)^4}}$$

式中I_{y0}、I_{t0}和$I_{\omega 0}$均以小头截面为准，等效计算长度系数为：

$$\mu_s=1+0.023\gamma\sqrt{lh_0/A_f}$$

$$\mu_w=1+0.00385\gamma\sqrt{l/i_{y0}}$$

$$\gamma=h_1/h_0-1$$

式中 γ——构件楔率；

h_0、A_f——分别为小头的截面高度和受压翼缘截面积；

i_{y0}——小头受压翼缘与腹板受压区1/3高度组成的截面绕y轴的回转半径。

5. 构件失稳的相关性

若干个构件彼此相互连接就形成了结构，当结构中的一根构件失稳变形时就会牵动和它刚性相连的其他构件。因此进行构件的稳定性分析时，不能不考虑其他构件对它的约束作用，也就是必须要考虑构件失稳的相关性。这种相关性反映结构失稳的整体性。考虑构件失稳的相关性有两种方法。一种是根据其他构件的约束作用，确定出所分析构件的计算长度，然后计算此构件的稳定性。也就是由此构件的计算长度来体现其他构件的约束效应，这是一种简化的方法。另一种就是从整体结构着眼进行稳定性分析。目前通行的做法还是长期沿用的逐个构件设计法，其计算长度一般都经过简化，因而只有在符合一定条件时才是精确的。在一些比较特殊的情况下应该从结构的整体稳定性来进行分析。

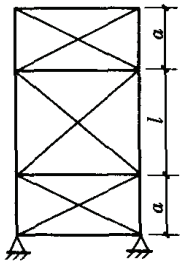
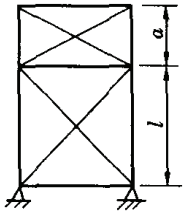
5.1 柱段的计算长度

当一根柱由侧向支撑而分为数段，且各段长度相等时，则各段同时失稳，相互之间没有支持作用，计算长度即为几何长度。但是当各段长度不相等时，短段将对长段起支持作用，长段的计算长度系数小于1。表4-4给出三种不同情况的计算长度系数。

表4-4　　长度为l的柱段计算长度系数

柱	框架柱平面外支撑	a/l				
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
EI	l, a, l	0.76	0.82	0.88	0.94	1.0

续表

柱	框架柱平面外支撑	a/l				
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
EI		0.57	0.65	0.75	0.87	1.0
EI		0.74	0.79	0.84	0.91	1.0

5.2 桁架杆件的计算长度

桁架的压杆承载能力计算来源于两端铰支的情况，实际上桁架节点具有一定刚性，同一节点上各杆之间的夹角在桁架变形过程中保持不变，致使某个杆受压屈曲时受到其他杆件的约束。

5.2.1 受压弦杆

一、桁架平面内

桁架腹杆的刚度通常比弦杆小得多，它对弦杆的约束作用很小，所以把弦杆看成不动铰支座上的连续压杆（如图 4－35 所示）。在桁架节点荷载作用下，上弦杆各节间所受压力不等。如果各节间的截面均按各自的内力进行选择，则上弦杆各节间将会同时失稳，相互没有约束作用。如果弦杆按内力最大的节间 ab 选定截面，通用于整个上弦，则截面有富裕的节间在 ab 杆屈曲时就会起支持作用。理论分析表明，计算长度系数和节间数目有关，可由下式计算：

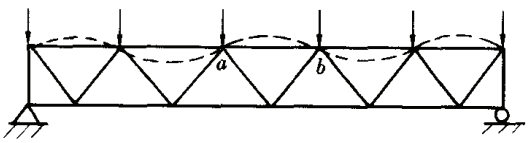


图 4－35　桁架受压弦杆

$$\mu = \sqrt{1 - \frac{5}{4n}}$$

式中 n 为节间数。当 n 不超过 7 时，μ 不小于 0.9；当 n 超过 12 时，约束效应就不显著。GB 50017 规范规定，受压弦杆在桁架平面内的计算长度取其几何长度，即不计约束作用。国外有的技术文献对此有不同的规定。对近年来应用较多的方管桁架，国际管结构开发研究委员会（CIDECT）规定，弦管截面保持不变的情况下取计算长度系数 0.9。

二、桁架平面外

弦杆在平面外的计算长度取决于支撑布置情况，即计算长度是侧向支承点间距。

当受压弦杆在侧向支承点间有多个节间，且内力不等时（如图 4－36 所示），设 $N_1 > N_2$，此时若用轴力 N_1 及 l_1 来验算弦杆平面外稳定性，其计算长度系数 μ 将小于 1.0。N_2 比 N_1 小得越多，μ 就越小。μ 的计算公式为：

$$\mu = 0.75 + 0.25N_2/N_1 \quad (4-15)$$

此公式也可用于 N_2 为拉力的情况，此时 N_2 用负号，但 μ 值不得小于 0.5。

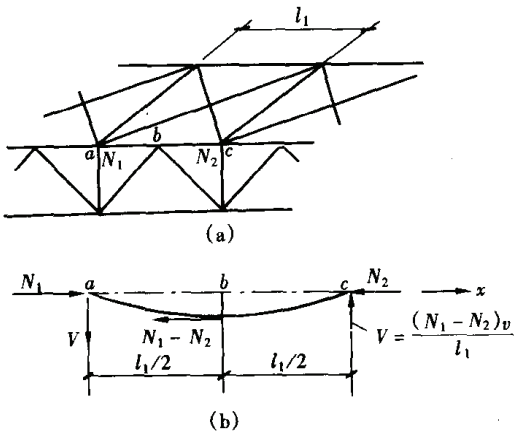


图 4－36　侧向支承点间内力有变化的受压弦杆

5.2.2　单系腹杆

一、桁架平面内

所谓单系腹杆就是非交叉或非再分的腹杆。受压腹杆上端与受压弦杆相连，下端与受拉弦杆相连（如图 4－37 所示）。受拉的下弦杆不仅截面和刚度常比腹杆大，而且拉力使弯曲刚度增强，因而所起约束作用较强。略去受压弦杆和其他腹杆的影响，只考虑受拉弦杆有约束作用，就可得出腹杆在桁架平面内的计算长度系数。我国 GB 50017 规范取 $\mu = 0.8$。显然连接腹杆两端的拉杆数越多，拉杆的线刚度比腹杆的线刚度大得越多，且拉杆的拉力值越大，则受压腹杆越不易屈曲。我国薄钢规范规定桁架腹杆的计算长度取节点间距离，原因是腹杆和弦杆顶接，不用节点板。但 CIDECT 的文件规定，当管状腹杆周边都有焊缝和弦杆相连时，取 $\mu = 0.75$。

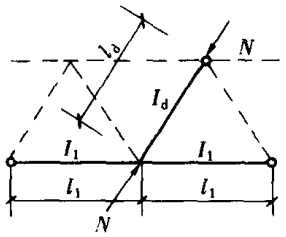


图 4－37　单系受压腹杆的约束条件

桁架的支座斜杆和支座竖杆，下端只与一个节间的下弦相连，且其线刚度较大，不一定小于下弦杆的线刚度，因此杆端约束效应不大，取 $\mu = 1.0$。

二、桁架平面外

桁架节点的节点板在垂直于桁架平面方向的刚度很小，相当于板铰。又因为弦杆刚度大，可作为腹杆的侧向支承点，所以腹杆上、下端相当于铰接。故桁架腹杆在桁架平面外的计算长度系数即取 $\mu = 1.0$。方管桁架的腹杆，采用和弦杆直接焊接的连接方式，由于方管弦杆抗扭刚度大，CIDECT 的《设计指南》规定腹杆在平面外也取 $\mu = 0.75$，但我国 GB 50018 规范规定一律取 $\mu = 1.0$。

三、桁架斜平面

单角钢或双角钢十字形截面腹杆，其两个主轴不在桁架平面内，也不在垂直于桁架平面的平面外。其端部所受约束介于桁架平面内外的两种情况之间，取计算长度系数 $\mu = 0.9$。

5.2.3　交叉腹杆

一、桁架平面内

当腹杆为交叉体系时，在桁架平面内，受压腹杆（abc）的约束条件可以看成如图4－38所示。和它在

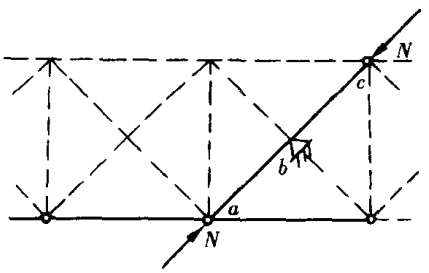


图 4－38　交叉腹杆的约束条件

b 点相交的斜杆受拉，对 abc 杆起铰支点作用。bc 段的 c 点与受压弦杆相连，只能视为铰接。虽然 ab 段在 a 点受到受拉弦杆的约束，因而比 bc 段要强，但在设计中常予以忽略。这样交叉受压斜腹杆的计算长度应取为上节点至交叉点的距离。

二、桁架平面外

交叉腹杆在交叉点处有两种做法：一是两杆均不中断，在交叉点互相连接；二是一杆连续，另一杆中断但用节点板相连。此两种做法，分别见图 4－39（a）和图 4－39（b）。对于第一种做法，如图 4－40 所示，相交叉的 bod 杆可以看成是所分析杆 aoc 的弹性支承杆。aoc 杆可视为两端铰接，中间有弹性支座的压杆。弹性支座的刚度由支承杆的线刚度和受力情况所决定。在图 4－40 左下侧的简图中，当 $v=1$ 时，C 力即为弹性支座刚度。它的大小既和 bod 的线刚度有关，也和轴力的性质及大小有关。GB 50017 规范规定，截面相同的两交叉腹杆，当支承杆受拉时，被支承杆的计算长度为：

$$l_0 = l\sqrt{\frac{1}{2}\left(1-\frac{3}{4}\frac{N_0}{N}\right)} \geqslant 0.5l \tag{4-16}$$

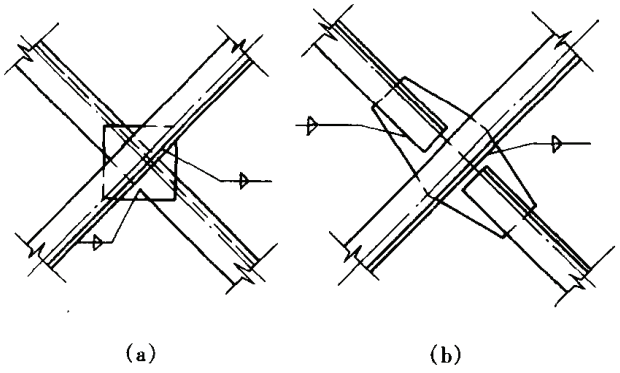


图 4－39　交叉腹杆节点构造

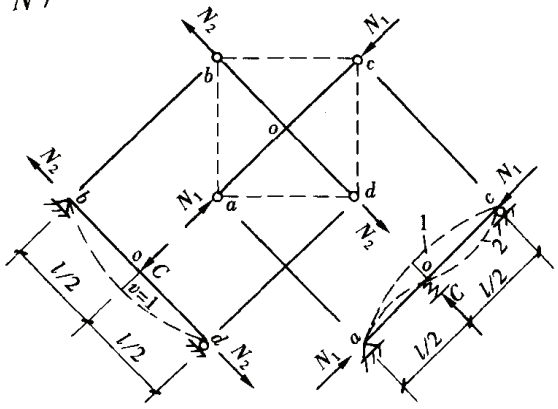


图 4－40　交叉腹杆均不中断

当支承杆受压时，被支承杆的计算长度为：

$$l_0 = l\sqrt{\frac{1}{2}\left(1+\frac{N_0}{N}\right)} \tag{4-17}$$

上两式中　N——所计算杆的内力，取绝对值；

N_0——支承杆的内力，取绝对值。

当支承杆受拉且 $N_0=N$ 时，由式（4－16）得 $l_0=0.5l$。当 $N_0=0$ 时，式（4－16）和（4－17）均给出 $l_0=0.7l$。当支承杆受压且 $N_0=N$ 时，由式（4－17）得 $l_0=l$。但是支承杆压力 $N_0<N$ 时，它对被支承杆还有支持作用，$l_0<l$。

图 4－39（b）所示为支承杆 bod 在交叉点中断，aoc 杆连续的情况。连接构造在桁架平面外相当于板铰，如图 4－41 所示。aoc 杆仍是中央有弹性支座的杆，不过弹簧刚度要按中间有铰的简图去算，比图 4－40 有所减弱。对于这种情况，GB 50017 规范规定，当支承杆受拉时，所计算杆的计算长度为：

$$l_0 = l\sqrt{1-\frac{3}{4}\frac{N_0}{N}} \geqslant 0.5l \tag{4-18}$$

当支承杆受压时，所计算杆的计算长度为：

$$l_0 = l\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12}\frac{N_0}{N}} \tag{4-19}$$

N 与 N_0 的意义与前面相同。当 $N_0 = N$ 时，由式(4-18)应取 $l_0 = 0.5l$。当 $N_0 = 0$ 时，则 $l_0 = l$，因为在没有拉力时，*bod* 杆是个机构，不能提供任何支承作用。当 $N_0 > 0$ 时，*bod* 杆是个不稳定构件，反过来要求 *aoc* 杆给以支承。所以实际上当两杆都受压时，*bod* 是被支承杆，而 *aoc* 是支承杆，此时 *aoc* 的计算长度大于几何长度 l。

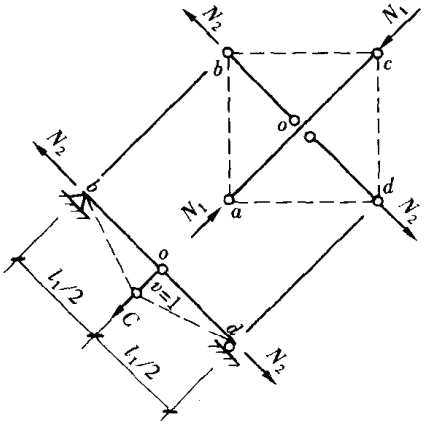


图 4-41　支承杆中断的交叉腹杆

还有一种情况，就是拉杆连续而压杆在交叉点中断。此时，如果拉杆有足够刚度，压杆的计算长度就可取为 $0.5l$，拉杆的刚度既和它的截面惯性矩有关，也和拉力大小有关。满足下列两条件之一时，拉杆即具有足够刚度：

$$T \geqslant N$$

$$EI_1 \geqslant \frac{3TL^2}{4\pi^2}\left(\frac{N}{T} - 1\right)$$

式中　T、N——分别为拉杆和压杆的内力，不带正负号；

I_1——拉杆的出平面弯曲的惯性矩。

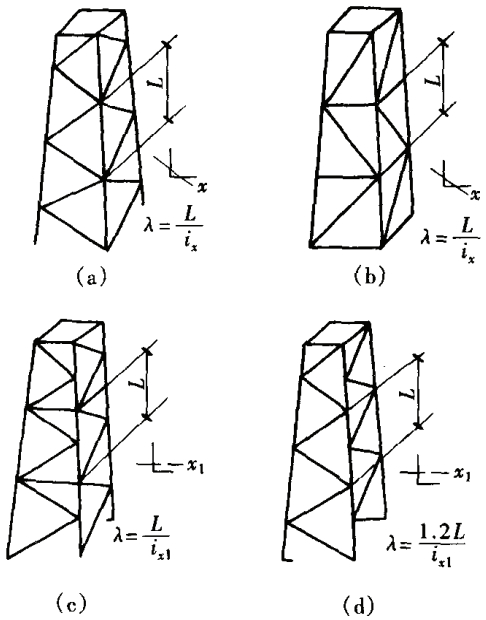


图 4-42　塔架主杆计算长度及回转半径

5.3　塔架杆件的计算长度

塔架属于空间桁架，输电塔这类塔架杆件常用单角钢做成，其四根主杆的两肢都和腹杆相连。

5.3.1　主杆

塔架主杆的计算长度与和它相连的腹杆体系的节点位置有关。图 4-42（a）和图 4-42（b）所示的主杆所连两个面腹杆的节点完全重合，计算长度取两相邻节点的间距 L。确定长细比时取截面的最小回转半径 i_x。图 4-42（c）所示的主杆所连两个面腹杆的节点只有一部分重合，计算长度取共同节点的间距 L，回转半径为平行于肢边轴的回转半径 i_{x1}。图 4-42（d）所示主杆所连两个面腹杆完全没有共同节点，这时计算长度取 $1.2L$，回转半径取平行于肢边轴的回转半径 i_{x1}。以上对绕平行轴失稳的计算长度没有考虑弯扭屈曲的影响，还应按 GB 50017 的规定调整为换算长细比。

5.3.2　腹杆

塔架腹杆与平面桁架腹杆有些差别。桁架腹杆有一端和受拉弦杆相连，从而在该端受到显著的约束。塔架腹杆则有可能两端所连的主杆都受压。所以，塔架腹杆一般不考虑弦

杆的约束作用。对于单系腹杆，计算长度即为几何长度。

对于交叉腹杆，当两杆一拉一压且绝对值相等或很接近时，相交点无论在面内和面外都可以起支点作用。这时，压杆的长细比取 L_2/i_x，见图 4－43。当两杆内力相差较多时，不论是一拉一压或是都承受压力，除按 L_2/i_x 验算受压大的杆段外，还要把两根杆合在一起作为压杆进行验算。验算时取长细比 $\lambda = L_1/i_{x1}$，两杆抗压承载力之和应该大于两杆内力的代数和（拉力取负）。

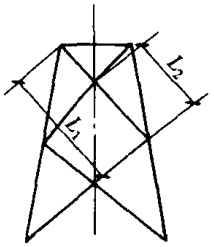
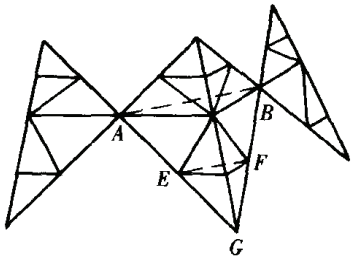


图 4－43　交叉斜杆的计算长度



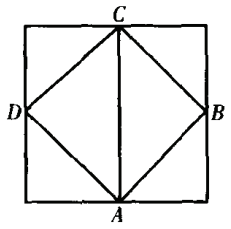


图 4－44　有再分杆的塔架腹杆

当塔架腹杆体系有再分杆时，再分杆能否减小斜腹杆的计算长度，要看是否形成了几何不变体系，这点与平面桁架不同。如图 4－44 所示，如果 *E*、*F* 两点没有杆件相连接，则 *AG* 杆的中点 *E* 仍可出平面移动，再分杆只是减少主斜杆 *AG* 在面内的计算长度，而不能减小其平面外计算长度。设置 *EF* 杆后，形成了以 *G* 为顶点的倒置三角锥，属于几何不变体系，为减小 *AG* 杆出平面计算长度提供了条件。但是，计算长度究竟减小到什么程度还要看相邻面的 *BG* 杆的受力情况。如果 *BG* 杆和 *AG* 杆承受同样大小的压力，则相互之间没有支援作用，*AG* 杆的计算长度还是不能减小。只有 *BG* 杆受拉或承受较小压力，*AG* 杆的计算长度才能减小。

交叉杆中有一杆断开用节点板相连，有损于杆的弹簧刚度。塔架交叉腹杆节点处有水平杆时（如图 4－44 所示），连接构造有两种做法，即斜杆不连续［如图 4－45（b）所示］或水平杆不连续［如图 4－45（a）所示］。构造方式不同，斜杆抗压承载能力就有差别。根据试验，斜杆连续的做法比不连续者承载能力要高很多。

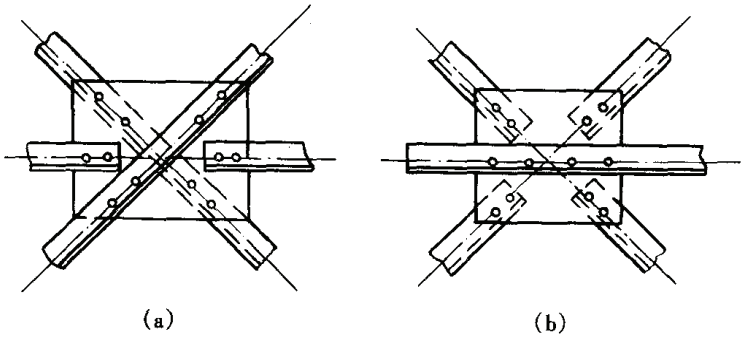


图 4－45　带水平杆的交叉斜杆
（a）水平杆不连续；（b）斜杆不连续

5.4　框架柱的计算长度

框架柱的计算长度应根据整个框架达临界状态的条件来确定。框架的失稳形式有无侧移失稳［如图 4－46（a）所示］和有侧移失稳［如图 4－46（b）所示］两种类型。有侧移失稳发生在仅依靠框架本身的弯曲刚度以抵抗水平位移的框架，无侧移失稳发生在框架中

设有特殊构件（如剪力墙、支撑架、电梯井等）能阻止发生水平位移，并且其侧移刚度（产生单位侧倾角的水平力）S_b 满足 $S_b \geqslant 3\ (1.2\Sigma N_b - \Sigma N_0)$ 的情况。其中 ΣN_b 和 ΣN_0 分别为层间所有框架柱按无侧移框架和有侧移框架计算轴压杆的稳定承载力之和。在确定框架柱的计算长度时，一般采用了这些假定：①材料是完全弹性的；②框架只承受竖向荷载，并都作用在节点上；③框架中的所有柱子是同时丧失稳定的；④当柱子开始失稳时，相交于同一节点的横梁对柱子提供的约束弯矩，按柱子的线刚度之比分配给上、下柱子；⑤无侧移失稳时，横梁两端的转角大小相等方向相反；有侧移失稳时，横梁两端的转角不但大小相等而且方向亦相同。根据这些假定，即可取出图 4－47（b）和图 4－47（c）分别对应于框架无侧移失稳和有侧移失稳体系的计算简图。经过推导和计算，即可得到规范中的有侧移框架柱和无侧移框架柱的计算长度系数 μ 的表格（GB 50017—2003 规范附表 D－1 和 D－2，见资料篇 Z3.3 节）。根据相交于柱上端的横梁线刚度与柱线刚度之和的比值 K_1 以及相交于柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值 K_2，即可从表中查得柱计算长度系数 μ 值。由图 4－47 有：

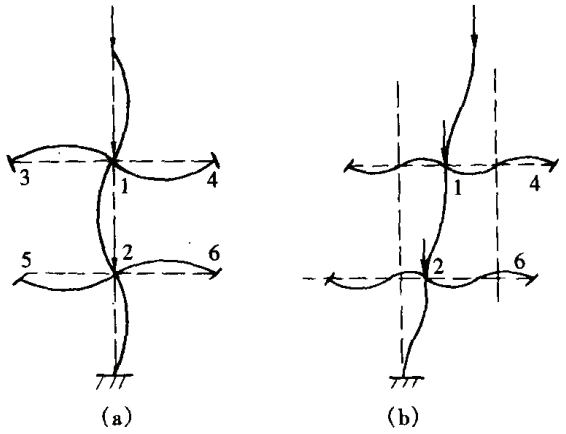


图 4－46　框架的失稳形式

（a）无侧移失稳；（b）有侧移失稳

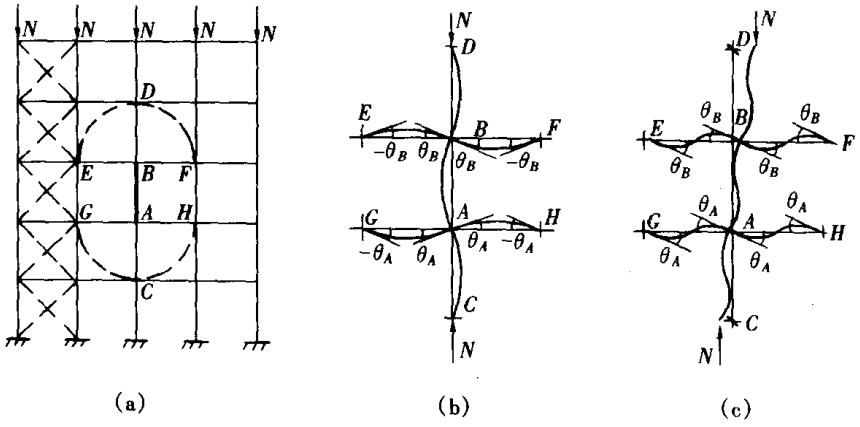


图 4－47　框架柱的计算简图

（a）计算框架柱 *AB* 的子结构；（b）有侧移失稳；（c）无侧移失稳

$$K_1 = \frac{I_{BE}/l_{BE} + I_{BF}/l_{BF}}{I_{AB}/h_{AB} + I_{BD}/h_{BD}} = \frac{\Sigma_B(I_B/l)}{\Sigma_B(I_C/h)}$$

$$K_2 = \frac{I_{AG}/l_{AG} + I_{AH}/l_{AH}}{I_{AB}/h_{AB} + I_{AC}/h_{AC}} = \frac{\Sigma_A(I_B/l)}{\Sigma_A(I_C/h)}$$

所取的计算简图，只考虑了和所计算柱直接相连的梁的约束作用，并做了一些简化假设，近似程度有时不够理想。为了提高精确度，必要时还应该考虑以下问题：①横梁远端支承条件的变异；②材料非弹性的影响；③同一楼层中各柱间的相互影响；④各楼层间相

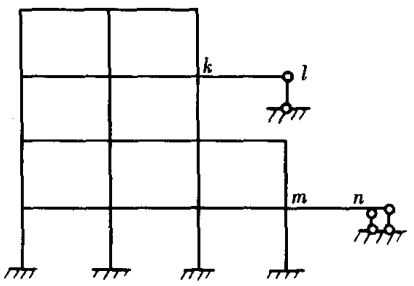


图 4－48　横梁远端的支承条件

互的影响。

5.4.1　横梁远端支承条件的变异

在推导框架柱的计算长度时，根据假定和计算简图，横梁远端均系弹性支承。当框架中存在远端为铰支的横梁（图 4－48 中梁 kl）或远端为固定的横梁（图 4－48 中梁 mn），必须根据实际支承条件，对横梁的线刚度进行修正，才能得到比较合理的计算长度系数 μ。

在无侧移失稳的体系中，当横梁两端出现相等而反向的单位转角时，$M = 2E\dfrac{I}{l}$。如果梁远端铰支，近端发生单位转角时，$M = 3EI/l$，相应的横梁的线刚度修正系数 $\gamma = 3/2$；当横梁的远端为固定时，则修正系数 $\gamma = 2$，如图 4－49 所示。

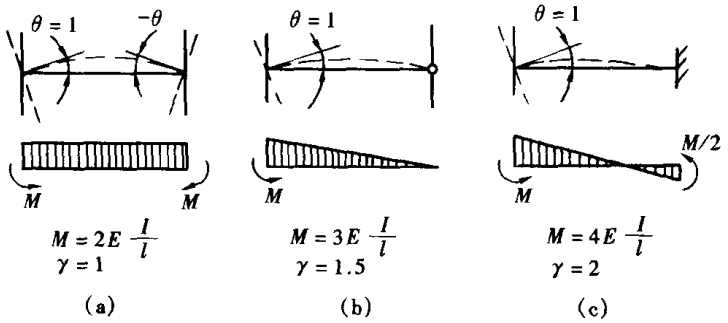


图 4－49　无侧移失稳梁线刚度修正系数

在有侧移失稳的体系中，当横梁两端出现相等而同向的单位转角时，$M = 6EI/l$。如果横梁的远端为铰支时，近端发生单位转角时，$M = 3EI/l$，横梁的线刚度应乘以修正系数 $\gamma = 1/2$；当横梁远端为固定时，则修正系数 $\gamma = 2/3$，如图 4－50 所示。

5.4.2　横梁弯矩和轴力的影响

通常分析框架柱的稳定，都假定荷载作用在柱轴线上，相当于把横梁上的荷载集中于两端，忽略了横梁弯矩的影响。因此柱在失稳前没有弯矩，且梁不承受轴力。参考文献［4.2］等对单跨单层框架进行的弹性分析表明，无侧移对称失稳时，横梁弯矩的影响较大；有侧移反对称失稳时则影响不大。所以单跨框架最常见的有侧移失稳，其梁上荷载的弯矩影响可以忽略。但若框架顶部有水平支撑防止侧移时，梁上荷载的弯矩影响不能忽略。原因是框架对称失稳的变形模式和屈曲前变形十分接近，横梁荷载还使它产生较大的轴线压力。用分岔屈曲的临界值代替实际的极值点失稳的极限荷载偏高较多（如图 4－51 所示）。而对称的屈曲前变形和反对称失稳的变形模式完全不同，所以影响很小。

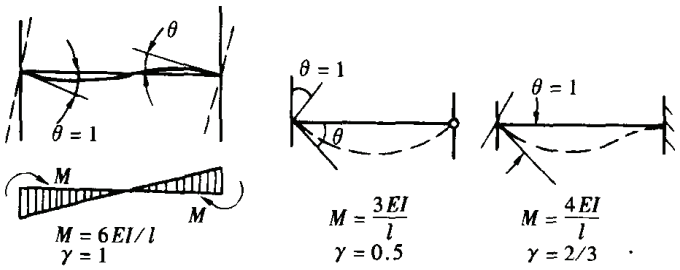


图 4－50　有侧移失稳梁线刚度修正系数

虽然在一般情况下，没有支撑的框架总是有侧移失稳，跨度很大而高度不大的门式刚

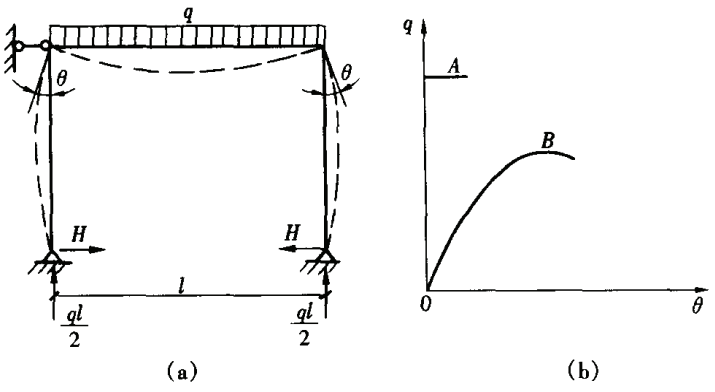


图 4－51　无侧移框架

架却有可能在横梁荷载作用下发生对称的跃越屈曲。据文献［4.4］分析，当横梁与柱的线刚度比小于或等于 0.2 时，就会出现跃越失稳。设计这类门式刚架，最好做整体的稳定分析。

横梁的轴线压力使它的弯曲刚度下降，对柱的约束能力降低。GB 50017 规范规定，与柱刚性连接的横梁所受轴压力 N_b 较大时，其线刚度应乘以折减系数 α_N。

横梁远端与柱刚接的无侧移框架：$\alpha_N = 1 - N_b/N_{Eb}$

横梁远端与柱刚接的有侧移框架：$\alpha_N = 1 - N_b/(4N_{Eb})$

横梁远端铰支：$\alpha_N = 1 - N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固：$\alpha_N = 1 - N_b/(2N_{Eb})$

其中：$N_{Eb} = \pi^2 EI_b/l^2$

式中 I_b——梁截面惯性矩。

5.4.3　材料非弹性的影响

在推导计算长度时假定材料是完全弹性的，即以柱子的应力未超过比例极限为前提。但是很多框架柱的长细比都不大，屈曲时已进入非弹性阶段，而梁还在弹性范围工作。对于这类结构，在计算 K_1 和 K_2 时，应乘以 $\frac{1}{\tau}$。$\tau = E_t/E$ 是钢的切线模量与弹性模量之比。E_t/E 可取为 $\varphi f_y/\sigma_E$，不过这种方法比较粗糙，精确分析应着眼于框架的弹塑性极限承载力（参见第六章第 4 节）。

5.4.4　同一楼层中各柱间的相互影响

简化计算假定所有柱子同时丧失稳定，并把每一根柱子从框架中分离出来孤立地研究，完全未考虑同层各柱之间的相互影响。然而各柱要同时失稳，它们的 $h\sqrt{N/EI}$ 值必须完全相同。如果相差较大，这种假定的误差就较大。许多计算说明，对于无侧移框架可以不考虑同层各柱间的相互影响。而有侧移框架柱，必须加以考虑。另一方面，无侧移框架上下层各柱的相互作用比较显著。

如图 4－52（b）所示框架，左柱承受荷载 P 而右柱承受 $\alpha P < P$，两柱的 $h\sqrt{N/EI}$ 显然并不相等。P 的临界值比左右柱同时承受荷载 P 的临界值要高，如图 4－52（a）所示，图 4－52（b）中

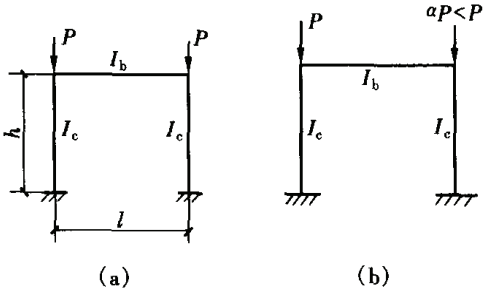


图 4－52　各柱的相互作用

左柱的计算长度相应减小，这是因为荷载较小的右柱对左柱起支援作用。当然，与此同时，右柱的计算长度相应增大。

此例充分说明框架柱丧失稳定属于框架的整体稳定问题，应将框架作为整体来分析，才能求出各柱的 μ 值。为了避免框架整体稳定分析的复杂计算，文献［4.1］建议对有侧移的单层框架，先按各柱 $h\sqrt{N/EI}$ 相同的条件找出系数 μ，然后再加以调整。如图4－53所示的不对称有侧移框架，由规范附表中可查得不考虑相互作用的柱 Z_1、Z_2、Z_3 的计算长度系数 μ'_1、μ'_2和 μ'_3。其临界力分别为：$P'_1=\dfrac{\pi^2EI_1}{(\mu'_1h_1)^2}$

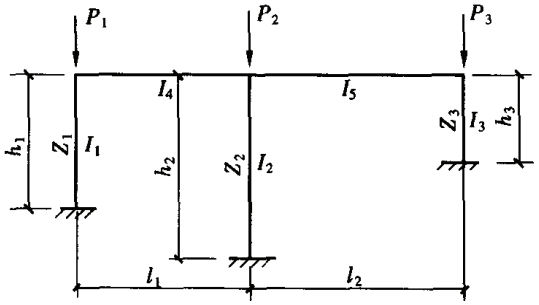


图 4－53　框架柱的相互作用

$$P'_2=\frac{\pi^2EI_2}{(\mu'_2h_2)^2}$$

$$P'_3=\frac{\pi^2EI_3}{(\mu'_3h_3)^2}$$

设考虑各柱相互作用的计算长度系数为 μ_1、μ_2 和 μ_3，则临界力为：

$$P_1=\frac{\pi^2EI_1}{(\mu_1h_1)^2}$$

$$P_2=\frac{\pi^2EI_2}{(\mu_2h_2)^2}$$

$$P_3=\frac{\pi^2EI_3}{(\mu_3h_3)^2}$$

令两者临界力的总和相等，即 $\Sigma P'_i=\Sigma P_i$，可以得到：

$$\mu_1=\frac{1}{h_1}\sqrt{\frac{I_1\Sigma P_i}{CP_1}}$$

$$\mu_2=\frac{1}{h_2}\sqrt{\frac{I_2\Sigma P_i}{CP_2}}$$

$$\mu_3=\frac{1}{h_3}\sqrt{\frac{I_3\Sigma P_i}{CP_3}}$$

写成通式为：

$$\mu_i=\frac{1}{h_i}\sqrt{\frac{I_i\Sigma P_i}{CP_i}} \tag{4-20}$$

其中：

$$C=\sum_{i=1}^{n}\frac{I_i}{(\mu_i\cdot h_i)^2}$$

如果框架所有的柱子长度相等，则：

$$\mu_i=\sqrt{\frac{I_i\Sigma P_i}{\overline{C}P_i}}$$

其中：

$$\overline{C}=\sum_{i=1}^{n}\frac{I_i}{(\mu'_i)^2}$$

如果不作同层各柱临界力之和相等的假设，则可以得到理论上精确的计算长度系数[4.3]：

$$\mu_i = \sqrt{\frac{\pi^2 I_i}{N_i}\left[\frac{\Sigma N_i + \Sigma(C_i N_i)}{\Sigma \beta_i I_i}\right]}$$

其中：

$$C_i = \beta_i \frac{\mu_i'^2}{\pi^2} - 1$$

$$\beta_i = \frac{6(K_1 + K_2 + 6K_1K_2)}{1 + 2(K_1 + K_2) + 3K_1K_2}$$

对柱脚铰接的单层框架：$\beta_i = \dfrac{6K_1}{1+2K_1}$

对柱脚嵌固的单层框架：$\beta_i = \dfrac{6\ (1+6K_1)}{2+3K_1}$

不过许多计算表明式（4－20）的误差不大。除了上述在规范给出的 μ 系数修正的方法外，也可以直接计算系数：

$$\mu_i = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_i}{N_i \cdot h_i^2}\left(\Sigma \frac{N_i}{h_i}\right)\left(\frac{1}{5\Sigma\eta_i} + \frac{\Delta}{\Sigma H}\right)}$$

$$\eta_i = (3 + 4.8m_i + 4.2m_i^2)EI_i/h_i^3$$

$$m_i = M_A/M_B$$

式中 ΣH——柱顶水平荷载之和；

Δ——在 ΣH 作用下的层间位移，按一阶分析计算；

m_i——第 i 根柱两端弯矩之比，$|M_A| < |M_B|$，当有反弯点时 m_i 为正，曲率不反向时为负。

【例 4－1】 如图 4－54 所示的单层框架，柱脚铰接，试确定各柱的计算长度系数。

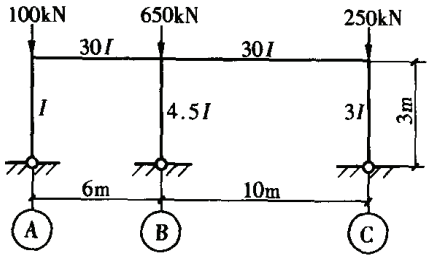


图 4－54 单层框架计算例题

解：先由规范表查出不考虑相互作用的各柱计算长度系数 μ'。

$$\left.\begin{aligned}
&\text{柱 A: } K_1 = \frac{30/6}{1/3} = 15 \quad K_2 = 0 \quad \mu_1' = 2.03 \\
&\text{柱 B: } K_1 = \frac{\frac{30}{6} + \frac{30}{10}}{4.5/3} = 5.333 \quad K_2 = 0 \quad \mu_2' = 2.07 \\
&\text{柱 C: } K_1 = \frac{30/10}{3/3} = 3 \quad K_2 = 0 \quad \mu_3' = 2.11
\end{aligned}\right\} \Sigma\mu' = 6.21$$

各柱的 $h\sqrt{N/EI}$ 的相对值分别为 $\sqrt{100} = 10$，$\sqrt{\dfrac{650}{4.5}} = 12$ 和 $\sqrt{\dfrac{250}{3}} = 9.1$，相差较为悬殊，需要加以调整。

$$\Sigma N = 100 + 650 + 250 = 1000\text{kN}$$

$$\overline{C} = \sum_{i=1}^{n} \frac{I_i}{(\mu_i')^2} = \frac{1}{2.03^2} + \frac{4.5}{2.07^2} + \frac{3}{2.11^2} = 1.967$$

则可得到修正后各柱计算长度系数：

$$\mu_1=\sqrt{\frac{1\times1000}{1.967\times100}}=2.25 \qquad (精确值\ 2.26)$$

$$\mu_2=\sqrt{\frac{4.5\times1000}{1.967\times650}}=1.88 \qquad (精确值\ 1.88)$$

$$\mu_3=\sqrt{\frac{3\times1000}{1.967\times250}}=2.47 \qquad (精确值\ 2.48)$$

5.4.5 各楼层间的相互影响

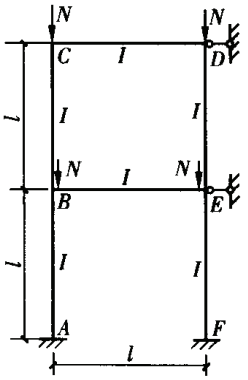


图 4－55 单跨双层框架

在多层框架中，不但同一楼层间各柱相互影响，各楼层间的柱也会相互影响。因为各层柱也未必符合 $h\sqrt{N/EI}$ 相同的假设。图 4－55的双层框架是结构和荷载都对称的框架，失稳时无侧移。同一层柱的 $h\sqrt{N/EI}$ 相同，但一层柱和二层柱的 $h\sqrt{N/EI}$ 却不相同。先按传统方法计算：

上层柱：$K_1=1$，$K_2=0.5$，可得 $\mu'_1=0.813$

下层柱：$K_1=0.5$，$K_2=\infty$，可得 $\mu'_2=0.656$

柱的承载能力分别为：

上层：$$N=\frac{\pi^2EI}{(0.813l)^2}=1.51N_E$$

下层：$$2N=\frac{\pi^2EI}{(0.656l)^2}=2.32N_E$$

二者之和为 $(1.51+2.32)\ N_E=3.83N_E$，两柱压力总和实际上是 $N+2N=3N$，因此 N 的最大值 $N=\dfrac{3.83N_E}{3}=1.28N_E$，此值和框架弹性稳定计算的结果一致。修正的计算长度系数是：

上层：$N=\dfrac{\pi^2EI}{(\mu_1l)^2}=1.28N_E$　$\mu_1=\sqrt{\dfrac{1}{1.28}}=0.884$

下层：$2N=\dfrac{\pi^2EI}{(\mu_2l)^2}=2\times1.28N_E$　$\mu_2=\sqrt{\dfrac{1}{2\times1.28}}=0.628$

5.4.6 具有和梁非刚性连接柱的框架

多跨框架有时只有一部分柱和梁刚接，组成抗侧力体系，而另一部分柱上下两端均为铰接，成为摇摆柱。如图 4－56 的框架结构的两个边柱即为摇摆柱。提供侧向刚度的柱需要对摇摆柱起扶持作用，这时框架柱的计算长度系数应乘以增大系数：

$$\eta=\sqrt{1+\Sigma N_l/\Sigma N_f} \qquad (4-21)$$

式中　ΣN_f——提供侧向刚度的各柱轴压力之和；

ΣN_l——各摇摆柱轴压力之和。

摇摆柱的计算长度取其几何长度。条件是框架的侧移刚度 S 不小于 $\Sigma\dfrac{N_l}{h}$。

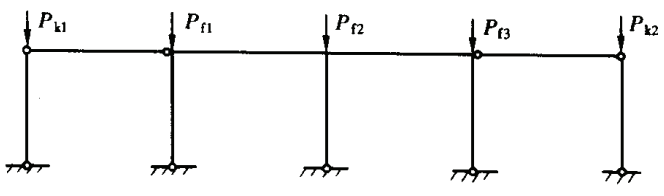


图 4－56 有摇摆柱的框架

近年来梁和柱半刚性连接的框架

逐渐在设计中出现。计算这类框架稳定的方法详见第六章第5节。

5.4.7 山形门式框架柱

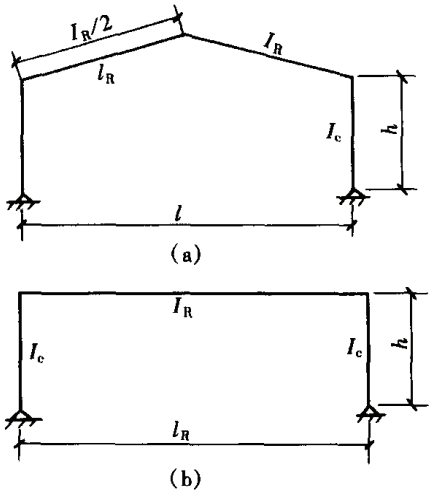


图4-57 山形门式框架

山形门式框架斜梁的轴力比水平横梁的轴力要大，GB 50018规定，当刚架梁为等截面构件时，可以把框架化作跨长为斜梁总长度的矩形框架（如图4-57所示），按矩形框架来确定柱计算长度。这种计算方法对承受均布荷载的斜梁，和当斜梁倾角在10°以内时误差不大，但对山尖处有较大集中荷载的情况和当斜梁倾角在20°以上时误差较大，偏于不安全。对于山尖处承受集中荷载的山形门式框架，D.J.Fraser给出立柱的计算长度系数公式如下：

柱脚铰支时：$\mu = 2 + 0.45\dfrac{I_c l}{h I_R}$

柱脚嵌固时：$\mu = 1 + \left(0.1 + 0.07\dfrac{I_R}{I_C}\right)\left(\dfrac{I_C l}{I_R h}\right)^{3/2}$

式中 I_C、h——分别为柱的截面惯性矩和高度；

I_R、l——分别为斜梁惯性矩和框架的跨度。

当前山形门式刚架的梁和柱大多都用变截面构件，如图4-58所示，此时可利用刚架侧移刚度来确定柱计算长度。框架在柱顶水平荷载作用下的二阶侧移，等于一阶侧移乘以放大系数：

$$\alpha_r = \frac{1}{1 - \Sigma P/Sh} \tag{4-22}$$

式中 ΣP——总荷载；

S——框架侧向刚度，即 H/Δ_0，Δ_0 为没有竖向荷载时水平力 H 产生的侧移，即一阶侧移；

h——框架柱的高度。

当 $\Sigma P = Sh$ 时，侧移无限增大，意味着框架失稳。对单跨对称框架，令 $Sh = \dfrac{2\pi^2 EI_C}{(\mu h)^2}$，可得柱计算长度系数 $\mu = \sqrt{\dfrac{2\pi^2 EI_C}{Sh^3}}$，由于框架失稳时柱弯曲，需要计及轴力对挠度的效应，上式调整为 $\mu = \sqrt{\dfrac{24EI_C}{Sh^3}}$，此式来源于薄钢规范GB 50018。考虑到铰接柱脚实际上有一定的转动约束，而刚接柱脚实际上难以做到完全不能转动，GB 50018规范还规定可对这两种情况分别引进系数0.85和1.20，此时可得：

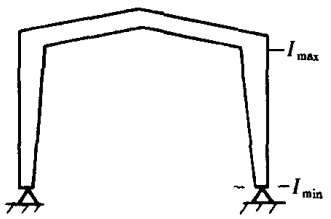


图4-58 变截面框架柱

柱脚铰接框架：$\mu = 0.85\sqrt{\dfrac{1.2}{S}\times\dfrac{20EI_C}{h^3}} = 4.16\sqrt{EI_C/Sh^3}$

柱脚刚接框架：$\mu = 1.20\sqrt{\dfrac{1.2}{S}\times\dfrac{20EI_C}{h^3}} = 5.88\sqrt{EI_C/Sh^3}$

以上两式也适用于中间柱为摇摆柱的多跨对称框架的边柱，不过还应乘以放大系数：

$$\eta' = \sqrt{1 + \Sigma N_1 / 1.2 \Sigma N_f}$$

公式右端符号与式（4－21）相同，式中增加了 1.2 的系数是因为摇摆柱在框架失稳时并不弯曲。

6. 板件屈曲和屈曲后强度

从设计和分析的角度，钢构件无论是焊接组合截面、热轧型钢或冷弯型钢，大多都可看作由板件组成（如图 4－59 所示）。这些板件的特点之一是厚度远远小于板件的宽度，即属于薄板；特点之二是通常只在板的中面内受力，包括拉、压和剪切。由于这些特点，钢构件中的板件有可能在压应力和剪应力作用下屈曲，常称为钢构件的局部失稳。本章主要介绍板件屈曲和屈曲后强度的有关问题。

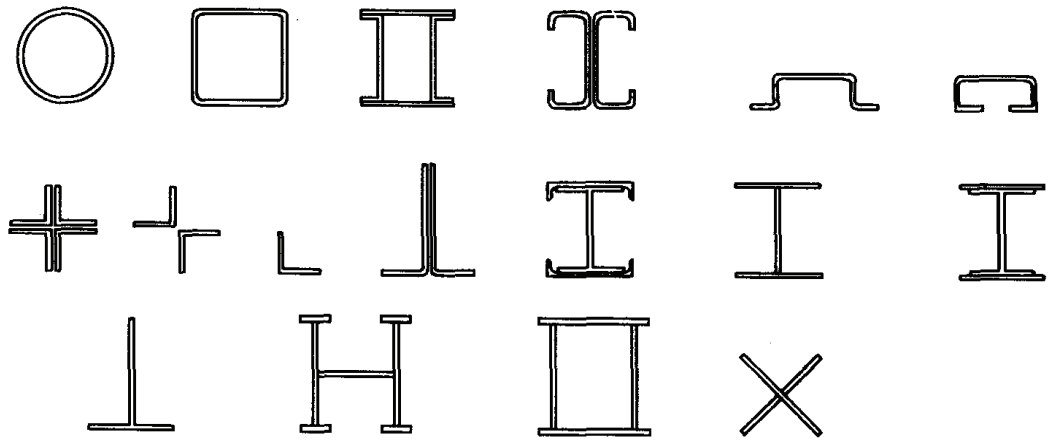


图 4－59　由板件组成的钢构件

6.1　矩形板屈曲的控制方程与边界条件

6.1.1　控制方程

矩形板在横向荷载作用下的控制微分方程是大家熟知的：

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y)/D$$

其中：

$$D = Et^3/12(1-\nu^2)$$

式中　E——材料的弹性模量；

t——板厚；

ν——材料的泊松比；

w——板的挠度；

q（x，y）——薄板的单位面积上的横向荷载。

矩形板的控制微分方程与梁的挠度控制方程 $d^4w/dx^4 = q(x)/EI$ 有所不同，主要表现在左边不仅增加了 $\partial^4 w/\partial y^4$ 项而且还增加了交叉项 $\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$，右边则没有大的变化，其主要原因为梁是一维问题而板是二维问题，梁中线的斜率仅沿梁长度方向变化，而板中面上各点的挠度要随两个方向变化，并且在板弯曲时每个窄条总是伴随有扭转变形。

当板还承受面内荷载时，平衡方程的右端不仅有 $q(x, y)$，还要有薄膜力 N_x、N_y、N_{xy}的效应。经过与上式类似的推导可得[4.5]：

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D}\left[q(x,y) + N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] \quad (4-23)$$

其中 N_x、N_y、N_{xy}是板内单位长度上的薄膜力，也是中面内力，通常以拉为正。但在研究稳定问题时以压为正方便些，在式（4-21）中令 $q(x,y) = 0$，可得板的稳定控制方程，即：

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D}\left(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \quad (4-24)$$

如果记：

$$\nabla^4 = \nabla^2 \nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)^2 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}$$

$$F(N,w) = -\left(N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)$$

或：

$$tF(\sigma,w) = F(N,w) = -t\left(\sigma_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \sigma_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2\tau_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)$$

则式（4-24）可变为：

$$D\nabla^4 w + F(N,w) = 0$$

或：

$$D\nabla^4 w + tF(\sigma,w) = 0$$

6.1.2 边界条件

边界条件有简支、固定、自由等。假定板的 OA 边为固定，OC 边为简支，AB、BC 边为自由（如图 4-60 所示），则在 OC 边，板的挠度 w 应为零，弯矩 M_y 也应等于零，所以边界条件为：

$$w\Big|_{y=0} = 0, M_y\Big|_{y=0} = 0$$

用挠度 w 表示为：

$$w\Big|_{y=0} = 0, \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\Big|_{y=0} = 0 \quad (4-25)$$

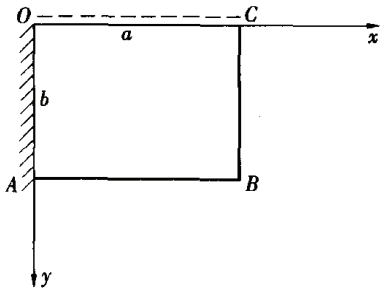


图 4-60 矩形板的边界条件

在 OA 边（$x=0$），板的挠度为零，弹性曲面的斜率也为零；所以边界条件是：

$$\left.\begin{aligned} w\Big|_{x=0} &= 0 \\ \frac{\partial w}{\partial x}\Big|_{x=0} &= 0 \end{aligned}\right\} \quad (4-26)$$

在 AB 边（$y=b$）或 BC 边（$x=a$），板的弯矩 M 及剪力 Q 均为零，后者指横向剪力 Q_y 和扭矩 M_{yx}的综合效应。以 AB 边为例有：$M_y\Big|_{y=b} = 0, Q_y - \frac{\partial M_{yx}}{\partial x}\Big|_{y=b} = 0$。用挠度表示则为：

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\Big|_{y=b} = 0$$

$$\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]_{y=b} = 0 \quad (4-27)$$

6.2 四边简支矩形板在单向均匀受压下的屈曲

设有四边简支矩形薄板，在两对边受有单位长度上为 P_x 的均布压力，如图4-61所示，则 $N_x = P_x, N_y = 0, N_{xy} = 0$，代入控制方程（4-24）有：

$$D\nabla^4 w + P_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \tag{4-28}$$

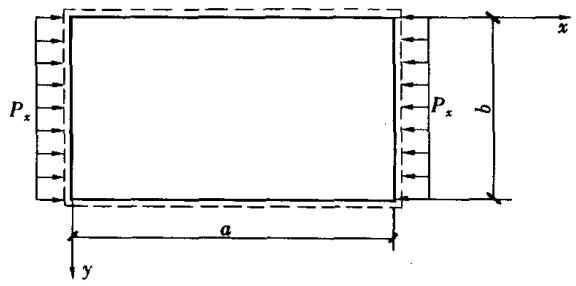


图 4-61 四边简支板

取满足边界条件的挠度表达式为：

$$w = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} A_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b} \tag{4-29}$$

式中 A_{mn}——待定系数；

m——板屈曲后微曲曲面沿 x 方向的半波数；

n——沿 y 方向的半波数。

把式（4-29）代入式（4-28）得：

$$\sum\sum A_{mn}\left[D\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2 - P_x\frac{m^2}{\pi^2 a^2}\right]\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b} = 0 \tag{4-30}$$

由于 $\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$ 不恒为零，所以，欲满足上式，必须是 $A_{mn}[\ \ ]=0$，但如果 $A_{mn}=0$，则挠度为零，对应于薄板的平面平衡状态。现在要找的是能使板维持微曲面平衡的最小荷载，因此，纵向荷载 P_x 的临界值应当满足如下的屈曲条件：

$$D\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2 - P_x\frac{m^2}{\pi^2 a^2} = 0$$

即：

$$P_x = \frac{Da^2\pi^2}{m^2}\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2 = \frac{D\pi^2}{b^2}\left(\frac{mb}{a}+\frac{n^2 a}{mb}\right)^2 \tag{4-31}$$

分析 n 与 P_x 的关系可知，当 n 取 1 时，对应的 P_x 为最小，也就是说，屈曲后，薄板沿 y 方向只有一个正弦半波，于是得临界荷载为：

$$P_x = \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2}\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{1}{b^2}\right)^2 = \frac{\pi^2 D}{b^2}(mb/a + a/mb)^2 \tag{4-32}$$

令 $\frac{dP_x}{dm} = 0$，得 $m = a/b$，代入式（4-32）有：$(P_x)_{cr} = 4\frac{D\pi^2}{b^2}$

m 是沿 x 方向的半波数，故只能取整数，所以上式只适用于 a/b 等于整数的情况，此时沿 x 方向有 m 个半波，半波之长为 b，故屈曲面的底边呈正方形。

当 a/b 不是整数时，为方便，记：

$$k = (mb/a + a/mb)^2$$

k 称为屈曲系数，则式（4-33）可改写作：

$$(P_x)_{cr} = k\frac{\pi^2 D}{b^2} \tag{4-33}$$

可以看出，屈曲系数 k 不仅与 m 有关，还与边长之比 $\alpha = a/b$ 有关。当 m 值给定后，k 是 α 的函数，α 可称为边长比。以 α 为横坐标，k 为纵坐标，依次作 $m=1$、2、…时的

α—k 曲线，每根曲线有实、虚两部分，起决定作用的为实线部分，因为，对于某一给定的 a/b 值，实线部分的值小于其他曲线所给的值。当 α 为整数时，$k=4$ 是 k 的最小值。对于工程中的板，一般均有 $a/b \geqslant 1.0$，从图 4-62 中可见，k 值在 4.0 及 4.5 之间，也就是说，临界荷载总是在 $4.0\pi^2 D/b^2$ 和 $4.5\pi^2 D/b^2$ 之间。一般地，工程上常取 $k=4.0$，显然这样是偏于安全的。

四边简支板，无论无载边 a 有多长，其临界荷载均不小于 $4.0\pi^2 D/b^2$。但当无载边是自由边时，就成了压杆，其临界荷载 $N_{cr}=\pi^2 EI/a^2$ 与 a^2 成反比。这两种情况在承载力上差异如此之大，原因显然为无载边的约束所致。当无载边简支时，它是永远不能自由弯曲的，始终保持为直线，这种约束条件大大提高了板的稳定性。简支板的无载边不管如何加长，只不过半波数 m 大一些罢了，并不能削弱板的稳定性。而无载边自由时，它的弯曲没有任何约束，两加载端距离越长，承载力越低也就不难理解了。所以对四边简支板的稳定起决定作用的是承载边 b。这是式（4-33）中出现 b^2 的原因。

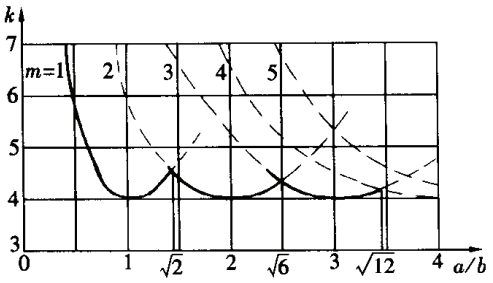


图 4-62　屈曲系数

由式（4-33）可知板的屈曲应力：

$$\sigma_{cr}=(P_x)_{cr}/t=k\frac{\pi^2 D}{tb^2}=\frac{k}{12(1-\nu^2)}\frac{\pi^2 E}{(b/t)^2} \tag{4-34}$$

从上式可知，屈曲应力与板的宽厚比 b/t 的平方成反比，而与板的长度没有关系。因此工程中常用限制板件宽厚比的方法来保证板的稳定。对于其他荷载及边界条件的板，其屈曲应力的表达式也有与式（4-34）类似的形式。

6.3　加载边简支、另两边任意的矩形薄板在均布压力下的屈曲

工程中经常会遇到可简化为两加载边简支，另两边为其他约束的矩形薄板在均布压力下的屈曲问题。设矩形薄板两对边为简支，另两边为任意边，在简支边上受有均布压力，其屈曲控制方程如前所述为：

$$D\nabla^4 w+P_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}=0 \tag{4-35}$$

取挠度的表达式为一分离变量的形式[4.5]：

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}w_m=\sum_{m=1}^{\infty}Y_m(y)\sin\frac{m\pi x}{a} \tag{4-36}$$

将式（4-36）代入式（4-35），并记 $\lambda_m=m\pi/a$，可得 Y_m 的解答为：

$$Y_m=c_1\mathrm{ch}\alpha y+c_2\mathrm{sh}\alpha y+c_3\cos\beta y+c_4\sin\beta y \tag{4-37}$$

其中：

$$\alpha=\sqrt{\lambda_m\left(\sqrt{\frac{P_x}{D}}+\lambda_m\right)}\quad \beta=\sqrt{\lambda_m\left(\sqrt{\frac{P_x}{D}}-\lambda_m\right)} \tag{3-38}$$

于是式（4-36）可以写为：

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}w_m=\sum_{m=1}^{\infty}(c_1\mathrm{ch}\alpha y+c_2\mathrm{sh}\alpha y+c_3\cos\beta y+c_4\sin\beta y)\sin\frac{m\pi x}{a} \tag{4-39}$$

从式（3-38）可得：

$$\alpha^2-\beta^2=2\lambda_m^2,\quad \alpha^2+\beta^2=2\lambda_m^2\sqrt{P_x/D} \tag{4-40}$$

进而：

$$P_x = \frac{D}{4\lambda_m^4}(\alpha^2 + \beta^2)^2 \tag{4-41}$$

式（4-39）的四个常数 c_1、c_2、c_3、c_4，由无载边的约束情况决定。

6.3.1 另两边一边简支一边自由的情况

所论板如图4-63（a）所示。将一边简支、一边自由的边界条件代入式（4-39），可

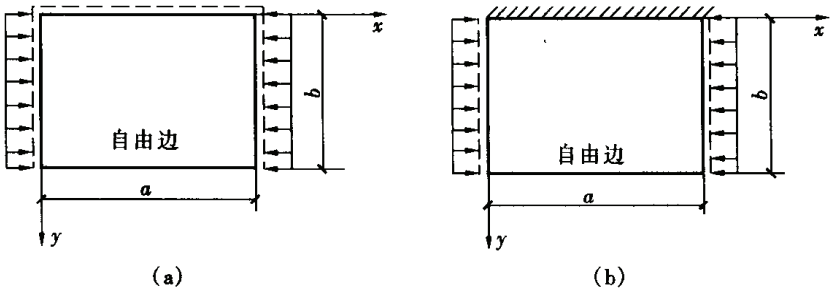


图4-63 有自由边的板

得关于 c_1 至 c_4 的方程组。由方程组的系数行列式为零，即可得到齐次方程的非零解的条件亦即稳定方程：

$$\beta(\alpha^2 - \nu\lambda_m^2)[\beta^2 + (2-\nu)\lambda_m^2]\text{th}\alpha b = \alpha(\beta^2 + \nu\lambda_m^2)[\alpha^2 - (2-\nu)\lambda_m^2]\text{tg}\beta b$$

注意到 $\alpha^2 + \beta^2 = 2\lambda_m^2\sqrt{P_x/D}$，稳定方程可化为：

$$\frac{\left(\alpha^2 - \nu\dfrac{m^2\pi^2}{a^2}\right)^2}{\left(\beta^2 + \nu\dfrac{m^2\pi^2}{a^2}\right)^2} = \frac{\alpha\,\text{tg}\beta b}{\beta\,\text{th}\alpha b}$$

计算结果表明：最小的 P_x 总是对应于 $m=1$，表示屈曲后板沿 x 方向只有一个正弦半波，此时临界荷载仍可表示成为：

$$(P_x)_{cr} = k\frac{\pi^2 D}{b^2} \tag{4-42}$$

k 值与泊松比 ν 及边长有关。当 $\nu=0.3$ 时，屈曲系数见表4-5。当 $a/b>5$ 时，可用下式近似计算 k：

$$k = \left[\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2}\right] \tag{4-43}$$

钢结构通常用 $\nu=0.3$，此时式（4-43）为：

$$k = \left(\frac{b}{a}\right)^2 + 0.425 \tag{4-44}$$

表4-5 一边简支一边自由的屈曲系数

a/b	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0
k	3.150	1.954	1.402	1.102	0.922	0.805	0.725	0.668	0.533	0.486	0.464

6.3.2 另两边一边固支一边自由的情况

所论板如图4-63（b）所示，其挠曲面仍可同前节取式（4-39），利用 $y=0$ 及 $y=b$ 处的边界条件可得稳定方程为：

$$2st + (s^2 + t^2)\text{ch}p\cos q = \frac{1}{\alpha\beta}(\alpha^2 t^2 - \beta^2 s^2)\text{sh}p\sin q \tag{4-45}$$

其中：$s = \alpha^2 - \mu\lambda^2$，$t = \beta^2 + \mu\lambda^2$，$p = \alpha b$，$q = \beta b$

对边长比 a/b 和泊松比均为已知的情况，针对不同的 m 值，由式（4-45）可求出 P_x/D，从而得到相应的稳定系数 k，表 4-6 给出了 $\nu = 0.3$ 时的 k 值。和一边自由一边简支板不同的是，屈曲时可以是多个半波。

表 4-6　　一边固支一边自由的屈曲系数

a/b	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
k	2.144	1.653	1.421	1.315	1.281	1.293	1.336	1.404	1.491

6.4　非均布纵向应力作用下四边简支板的屈曲

在工程中还会遇到如图 4-64 所示的板的稳定问题，简单而实用的方法是能量法。设受压为正，离开板上边缘距离为 y 处的应力 σ 的大小可用下列直线关系来表示：

$$\sigma = \sigma_1\left(1 - \frac{\xi y}{b}\right), \xi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

显然，$\xi = 0$ 对应于均布压应力，$\xi = 2$ 表示纯弯曲，而 $0 < \xi < 2$ 则表示弯压的组合作用。

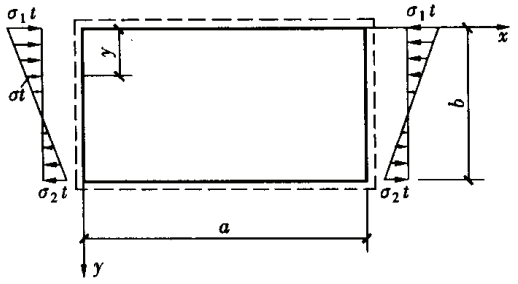


图 4-64　非均匀压应力作用下的板

与四边简支矩形板在均布压力作用下类似，纵向受压的板在纵向会屈曲成为 n 个相等的半波，并形成与 x 轴垂直的横波节线，所以每个屈曲半波代表一块四边简支的板，它可以作为一个独立的单元来进行研究。因此，可采用下式表示板的屈曲形式并用能量法求解：

$$w = \sin\frac{\pi x}{a}\sum_{i=1}^{n} f_i \sin\frac{i\pi y}{b} \tag{4-46}$$

应变能：

$$U = \frac{\pi^4}{8}Dab\sum_{i=1}^{n} f_i^2\left(\frac{1}{a^2} + \frac{i^2}{b^2}\right)^2 \tag{4-47}$$

外力功：$V = \dfrac{\sigma_1 t}{2}\int_0^a\int_0^b\left(1 - \xi\dfrac{y}{b}\right)\left(\dfrac{\partial w}{\partial x}\right)^2 \mathrm{d}x\mathrm{d}y$

$$= \frac{\pi^2\sigma_1 t}{8}\frac{b}{a}\sum_{i=1}^{n} f_i^2 - \frac{\sigma_1 t}{4}\xi\frac{\pi^2}{ab}\left[\frac{b^2}{4}\sum_{i=1}^{n} f_i^2 - \frac{8b^2}{\pi^2}\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\frac{ijf_j}{(i^2 - j^2)^2}\right] \tag{4-48}$$

从极值条件：

$$\frac{\partial(V + U)}{\partial f_i} = 0 \quad (i = 1,2,3,\cdots,n)$$

可得 n 个方程：

$$\left[(1 + i^2\alpha^2)^2 - \alpha^2 k\left(1 - \frac{\xi}{2}\right)\right]f_i - \frac{8}{\pi^2}\xi\alpha^2 k\sum_j \frac{ijf_j}{(i^2 - j^2)^2} = 0 \quad (i = 1,2,3,\cdots,n)$$

其中 $\alpha = a/b$，$k = \sigma_1 b^2 t/\pi^2 D$，总和 $\sum_j$ 只包括那些能够满足 $i + j$ 为奇数的条件 j 值。

选取适当个 n，可得联立方程，求解之有 k 值（如图 4-65 所示），从而由下式算出

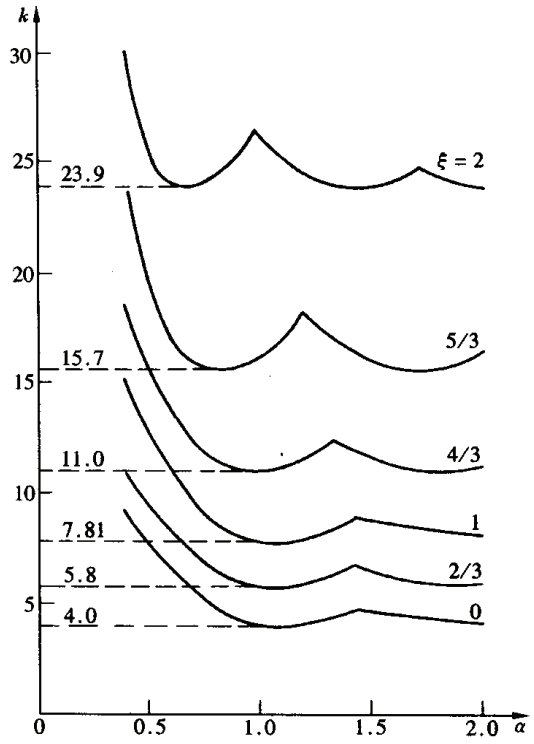


图 4－65　加载边荷载线性变化板的屈曲系数

临界应力为：

$$\sigma_{1c} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

图 4－65 给出了屈曲系数 k 随 ξ 和 α 变化的情况。对纯弯曲的板 $\xi = 2$，k 可取最低值为 23.9，当 ξ 在 0 和 2 之间变化时 k 的最低值由下式计算：

$$k = \frac{16}{[(2-\xi)^2 + 0.112\xi^2]^{0.5} + 2 - \xi} \tag{4-49}$$

6.5　矩形板在剪力作用下的屈曲

梁的腹板一般是很薄的，在支座处主要是受剪力作用。需要防止它在剪力产生的斜向压力作用下的屈曲。

6.5.1　四边简支板在均布剪力作用下的稳定

一、当 $a \gg b$ 时

对 $a \gg b$ 的狭长板（如图 4－66 所示），试验表明，板失效后，沿长边每隔一定长度 l，就出现一条倾斜的节线［如图 4－67（a）所示］，两相邻节线之间的区域称为节间，如某节间上凸，则相邻节间必下凹，形成凹凸相间的屈曲曲面。根据这种情况，取如下挠度试函数[4.6]：

$$w = f \cdot \sin\frac{\pi y}{b}\sin\frac{\pi}{l}(x - my) \tag{4-50}$$

在 $y=0$，b 处 $w=0$，满足 a 边的边界条件，在 $x - my = 0$ 处，$w=0$，这就是节线，其中 m 是节线的斜率，l 是节线间的长度，确定参数 m 和 l，使 N_{xy} 为最小是这一节的主要内容。

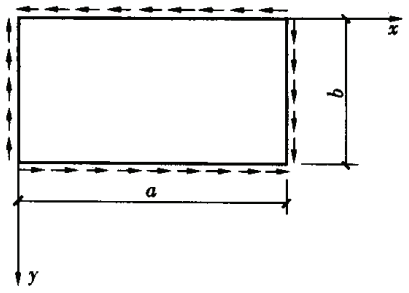


图 4－66　均布剪力作用下的矩形板

把式（4－50）代入能量表达式有：

$$U = \frac{D}{2}\int_0^l\int_0^b\left\{(\nabla^2 w^2)^2 - 2(1-\nu)\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right)^2\right]\right\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y$$

$$= \frac{\pi^4 D}{8lb}\left[\left(\frac{l}{b}\right)^2 + 6m^2 + 2 + \left(\frac{b}{l}\right)^2(1+m^2)^2\right]f^2 \tag{4-51}$$

$$V = N_{xy}\int_0^l\int_0^b \frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial w}{\partial y}\mathrm{d}x\mathrm{d}y = \frac{N_{xy}\pi^2 mb}{4l} = f^2 \tag{4-52}$$

由能量守恒令：

$$U = V \tag{4-53}$$

得：

$$N_{xy} = \frac{\pi^2 D}{2mb^2}\left[\left(\frac{l}{b}\right)^2 + 6m^2 + 2 + \left(\frac{b}{l}\right)^2(1+m^2)^2\right] \tag{4-54}$$

由

$$\frac{\partial N_{xy}}{\partial m} = 0 \quad 及 \quad \frac{\partial N_{xy}}{\partial l} = 0$$

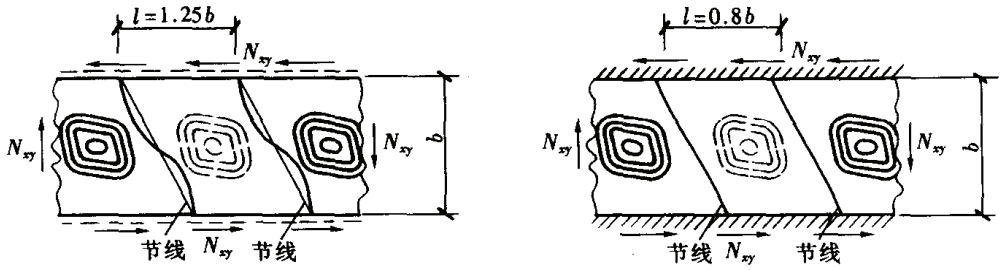


图 4－67　剪力作用下板的节线

得：$m=1/\sqrt{2}$，$l=1.22b$

代入式（4－54）有：
$$N_{xy}=4\sqrt{2}\frac{\pi^2 D}{b^2}=5.65\frac{\pi^2 D}{b^2}$$

由于所设 w 与实际有一定差别，试验所得节线如图 4－67（a）所示，$l=1.25b$。N_{xy}也存在一定误差，此问题的精确解为 $N_{xy}=5.34\pi^2 D/b^2$，图 4－67（b）给出两纵边固支的情况。

二、当 a 接近或略大于 b 时

这种情况适用于有加劲肋的情形。对于如图 4－66 所示板，求精确解并不是件容易的事情，这里仍应用能量法求临界荷载，当然也可用其他方法如有限元法、加权残数法等求解。取挠度试函数为双重三角级数：

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}a_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b} \tag{4-55}$$

与上面类似列出一个六阶的稳定系数行列式并令其等于零，即可得出 $\varphi=\varphi(\alpha)$，从而由 $\varphi=\dfrac{\pi^4 D}{32ab^2N_{xy}}$算出临界荷载。一般讲，所取项数越多，结果越精确，但工作量也大大增加了。当取六项时与取五项所得结果已很接近，取五项时误差为 1%，现把取六项的计算结果以系数 k 的形式列于表 4－7。有了 k 便可由标准形式 $\tau_{cr}=k\dfrac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\dfrac{t}{b}\right)^2$ 计算临界荷载了。也可按 $\tau_{cr}=\eta\dfrac{9\pi^4 D(1+\alpha^2)^2}{32\alpha^3 b^2 h}$计算，式中 $\eta=\left(1+\dfrac{81}{625}+\dfrac{81}{25}\dfrac{(1+\alpha^2)^2}{(1+9\alpha^2)^2}+\dfrac{81}{25}\dfrac{(1+\alpha^2)^2}{(9+\alpha^2)^2}\right)^{-1/2}$称为修正系数，这是二级近似的结果。

表 4－7　　均布剪力作用下矩形板的屈曲系数

a/b	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	5.0	∞
k	9.34	8.47	7.79	7.57	7.30	6.90	6.64	6.47	6.04	5.71	5.34

为了工程应用方便，下面给出稳定系数的近似计算式：

（1）四边简支板：
$$k=\begin{cases}4.00+\dfrac{5.34}{\alpha^2} & \alpha\leqslant 1\\ 5.34+\dfrac{4.00}{\alpha^2} & \alpha\geqslant 1\end{cases} \tag{4-56}$$

（2）四边固定板：
$$k=\begin{cases}5.6+\dfrac{8.98}{\alpha^2} & \alpha\leqslant 1\\ 8.98+\dfrac{5.6}{\alpha^2} & \alpha\geqslant 1\end{cases} \tag{4-57}$$

(3) 两对边固定（长边）另两边简支板：

$$k=\begin{cases}\dfrac{8.98}{\alpha^2}+5.61-1.99\alpha & \alpha\leqslant 1\\ 8.98+\dfrac{5.61}{\alpha^2}-\dfrac{1.99}{\alpha^3} & \alpha\geqslant 1\end{cases} \tag{4-58}$$

(4) 两对边固定（短边）另两边简支板：

$$k=\begin{cases}\dfrac{5.34}{\alpha^2}+\dfrac{2.31}{\alpha}-3.44+8.39\alpha & \alpha\leqslant 1\\ 5.34+\dfrac{2.31}{\alpha}-\dfrac{3.44}{\alpha^2}+\dfrac{8.39}{\alpha^3} & \alpha\geqslant 1\end{cases} \tag{4-59}$$

6.6 复合应力作用下矩形板的屈曲

6.6.1 双向受压矩形板

对如图 4-68 所示矩形板，显然 $N_x=P_x$，$N_y=\beta P_x$，$N_{xy}=0$，设挠曲面：

$$w=\sum\sum A_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

代入控制方程式（4-24），两边同除 $\sin\dfrac{m\pi x}{a}\sin\dfrac{n\pi y}{b}$，可得：

$$p_x=\frac{\pi^2 D}{a^2}\frac{(m^2+n^2\alpha^2)^2}{m^2+\beta n^2\alpha^2} \tag{4-60}$$

对于任何已知的比值 $\alpha=a/b$ 及 $\beta=P_y/P_x$，都可由式（4-60）中令 m 及 n 取不同的整数求不同的 P_x 值，从而得到最小的 P_x，即临界荷载 $(P_x)_{cr}$，当 P_y 为拉时 β 取负值，式(4-60)仍然适用。

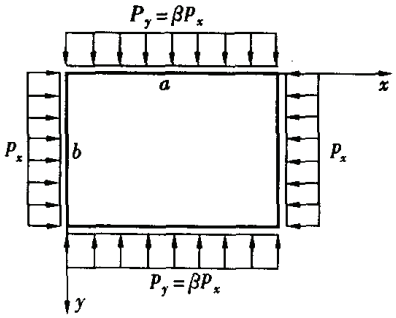


图 4-68 双向受压矩形板

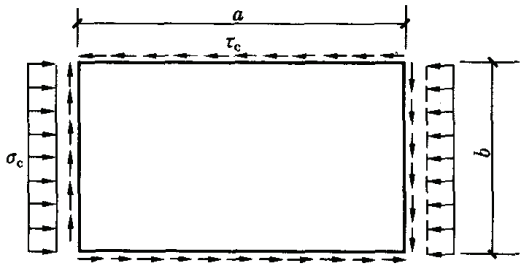


图 4-69 剪应力和均布压应力作用下的板

6.6.2 剪应力和均布纵向压力共同作用下的简支板

对一块承受剪应力 τ_{xy} 和均匀压应力 σ_c 的简支板（如图 4-69 所示），可由能量法求出解。显然，板所能承受的屈曲应力 σ_c 与板中剪应力 τ_{xy} 的大小有关。当 τ_{xy} 减小时，σ_c 就会增加；另一方面，对临界剪应力 τ_c 而言，当压应力减小时，临界剪应力 τ_c 就会提高，两者之间是相互关联的。当 $\alpha=a/b\geqslant 1$ 时，可用相关公式表示如下[4.7]：

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_c^*}+\left(\frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right)^2=1 \tag{4-61}$$

式中 σ_c^*——纯压时的临界应力；

τ_c^*——纯剪时的临界应力。

当 $\alpha > 1$ 时，σ_c、τ_c 的相关曲线示于图 4－70。

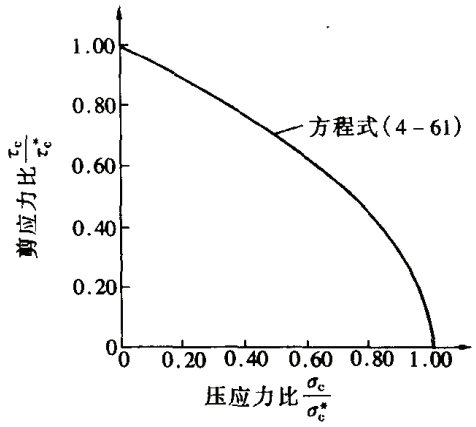


图 4－70　复合应力作用下板屈曲的相关曲线

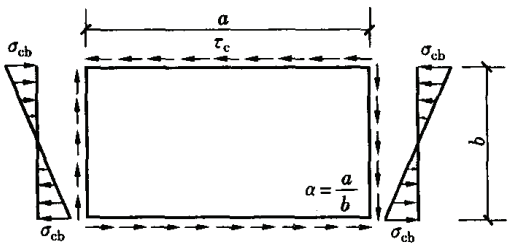


图 4－71　剪应力和弯曲应力作用下的简支板

6.6.3　剪应力和弯曲应力作用下的简支板

对四边简支板，在弯曲和纯剪下（如图 4－71 所示），其屈曲应力表现为 α 的函数，但可用下式很好地反映其相关性[4.7]：

$$\left(\frac{\sigma_{cb}}{\sigma_{cb}^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right)^2 = 1 \tag{4－62}$$

式中　σ_{cb}^*、τ_c^*——纯弯和纯剪的屈曲应力；

σ_{cb}、τ_c——实际的弯曲正应力和剪应力。

6.6.4　在压、弯、剪应力作用下的简支板

在压、弯、剪联合作用下简支板的屈曲（如图 4－72 所示），可把上列二式综合起来表示其相关性[4.7]：

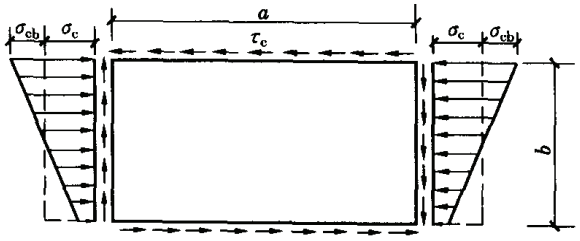


图 4－72　压、弯、剪联合作用下简支板的屈曲

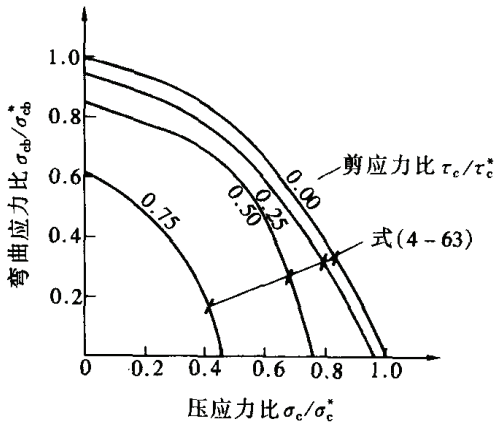


图 4－73　复合应力作用下简支板屈曲的相关曲线

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_c^*} + \left(\frac{\sigma_{cb}}{\sigma_{cb}^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right)^2 = 1 \tag{4－63}$$

此式虽然按 a/b 大于 1 的情况得出，也可安全地用于其他情况。式（4－63）也可由图 4－73 表示。

6.7　有孔洞的板的屈曲

工程中还常常遇到要在板上开孔洞的问题，如为了铺设各种管道、管线又不减小层

高，往往在梁的腹板上开圆形或矩形的孔洞，因此，这些有孔洞板的屈曲问题就应当加以考虑。一般地讲，板上开孔洞不仅改变了应力分布，而且也改变了屈曲模式。目前这方面的研究成果还不多，对受压和受剪板，只有正方形板的资料。

6.7.1 压应力下的板的屈曲

图 4－74 给出了开有圆孔洞（屈曲系数 k_{pc}）和方孔洞（屈曲系数 k_{ps}）的方形简支板屈曲系数与无孔洞板屈曲系数的比，包括理论分析得到的曲线和试验点[4.7]。按两端为均匀应力算得的结果和试验点符合较好。对给定尺寸的孔洞，方孔洞的临界应力降低的幅度要比圆孔洞的大。通过恰当地加强孔洞，有可能使有孔洞板的临界应力超过无孔洞的板。图 4－74（a）为 d/b 之比对屈曲系数的影响和试验与理论分析之间的比较；图 4－74（b）为 h_g/b 之比对屈曲系数的影响和试验与理论分析之间的比较（两条理论曲线分别来自不同作者）。

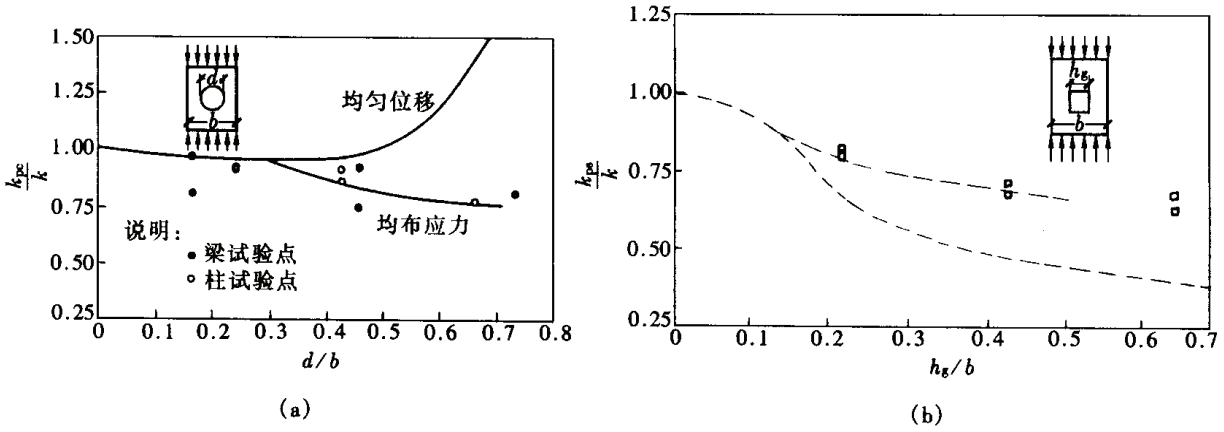


图 4－74 有孔洞板与无孔洞板屈曲系数的比

6.7.2 剪应力下正方形板的屈曲

通过有限元分析，可得正方形板的屈曲应力和开圆孔尺寸 d/b 之间的关系[4.9]：

$$\tau_{cp} = \tau_c\left(1 - \frac{d}{b}\right) \tag{4-64}$$

式中 τ_{cp}、τ_c——分别是有洞和无洞时的临界应力。边界条件可为固定，也可为简支，图 4－75 给出了在剪应力作用下四边简支、固定板中间有孔的临界应力屈曲系数。

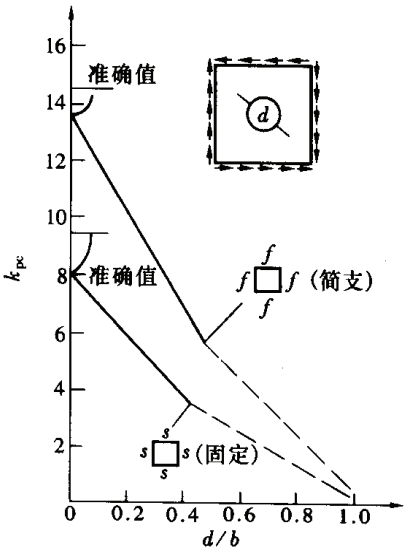


图 4－75 剪应力下有孔方板的屈曲系数

6.7.3 有孔洞板在组合荷载作用下的屈曲

用有限元法和能量法分析 $\alpha > 1.5 \sim 2.5$ 的板，可求得有洞板在剪力和弯矩组合作用下的屈曲解答：

$$\left(\frac{\tau_c}{\tau_{cp}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{cb}}{\sigma_{cbp}}\right)^2 = 1.0 \tag{4-65}$$

式中 τ_c、σ_{cb}——分别为最大剪应力和弯曲应力的临界值；

τ_{cp}、σ_{cbp}——有孔洞板的纯剪临界应力和纯弯曲临界应力。

6.8 正交异性板的屈曲

一块板，如果在各个方向上的弹性都一样，就称为各向同性体；如果在各个方向上的弹性并不完全相同，就称为各向异性体。现在要处理的是一种特殊的各向异性体，即正交各向异性（简称为正交异性）材料，这种材料的每一点处都有三个互相正交的弹性主方向，分别为第一、第二和第三弹性主方向，常用直角坐标的 x 方向、y 方向和 z 方向去代表它们。三个弹性主向有各自的弹性模量和泊松比。板是二维体系，只有两个弹性主向（x、y 方向），各自拥有自己的弹性模量 E_x、E_y 和泊松比 ν_x、ν_y，如图 4-76 所示。一般常取板的 a 边和 b 边分别平行于第一和第二弹性主向。工程中，用较密的纵向、横向加劲肋加强的板可看作正交异性板。

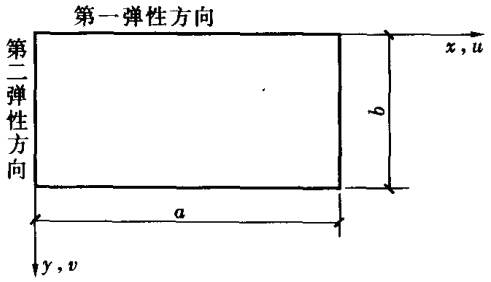


图 4-76 正交异性板的主方向

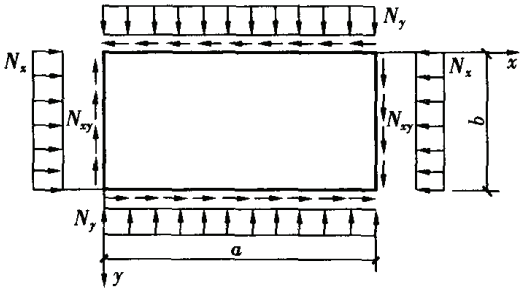


图 4-77 受到轴向压力和剪力作用的板

正交异性板的屈曲计算基于如下小挠度控制方程（如图 4-77 所示）[4.7]：

$$D_1\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2D_3\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+D_2\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}+N_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+N_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+2N_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}=0 \quad (4-66)$$

其中：
$$D_1=\frac{(EI)_x}{1-\nu_x\nu_y},D_2=\frac{(EI)_y}{1-\nu_x\nu_y},D_3=\frac{1}{2}(\nu_yD_1+\nu_xD_2)+2(GI)_{xy}$$

式中 N_x、N_y、N_{xy}——板单位宽度上的平面内力；

$(EI)_x$、$(EI)_y$——板单位宽度上在 x、y 方向上的弯曲刚度；

ν_x、ν_y——泊松比；

$(GI)_{xy}$——扭转刚度。

方程式（4-66）的解法与前面各向同性板的解法完全一样，边界条件也没有不同，下面主要介绍一些结果。

6.8.1 在 x 方向均匀受压，加载边简支，未加载边转动弹性约束

在这种情况下（见图 4-77），仅有 N_x，边界 $x=0$，a 为简支，在 $y=0$，b 是转动弹性约束，转动刚度系数 k_φ（每单位转角单位长度上的力矩）。用 ε 表示 $k_\varphi b/D_2$，考虑边界条件求解方程式（4-66），可得精确解：

$$\frac{N_xb^2}{\pi^2D_3}=\left(\frac{b}{a/m}\right)^2\frac{D_1}{D_3}+2+f_1\left[\varepsilon,\left(\frac{a/m}{b}\right)^2\frac{D_2}{D_3}\right] \quad (4-67)$$

式中 f_1——如图 4-78 所示给出的函数；

m——x 方向的半波数。

如果 $\left(\frac{a/m}{b}\right)^2\frac{D_2}{D_3}>0.4$，则方程式（4-67）可十分近似地表示为：

$$\frac{N_x b^2}{\pi^2 D_3} = \left(\frac{b}{a/m}\right)^2 \frac{D_1}{D_3} + 2 + f_2(\epsilon) + \left(\frac{a/m}{b}\right)^2 \frac{D_2}{D_3} f_3(\epsilon) \tag{4-68}$$

式中 f_2、f_3——如图 4-79 所示给出的函数。

通过把不同的整数 m 值代入式（4-67）或式（4-68）可得最小的 N_x。

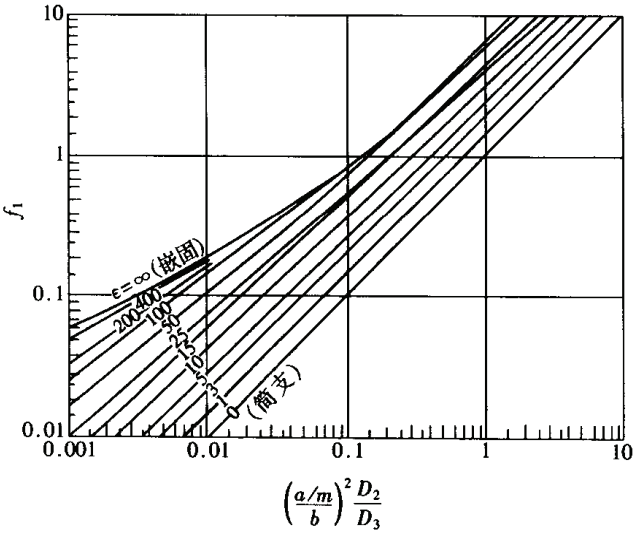


图 4-78 方程式（4-67）中的 f_1

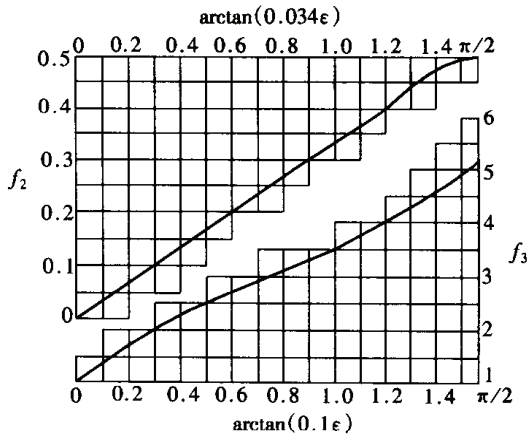


图 4-79 方程式（4-68）中的 f_2、f_3

在求最小 N_x 的过程中应当注意，对于大多数实际的约束，k_φ 不是固定的，而是边界转动半波长 a/m 的函数。k_φ 也与轴向荷载有关，因此需要采用试错法求 N_x。当未加载边也为简支时，由图 4-78 可知 $f_1 = \left(\frac{a/m}{b}\right)^2 \frac{D_2}{D_3}$，此时：

$$\frac{N_x b^2}{\pi^2} = \left(\frac{b}{a/m}\right)^2 D_1 + 2D_3 + \left(\frac{a/m}{b}\right)^2 D_2 \tag{4-69}$$

当未加载边固定时，可以从图 4-78 看出，f_1 与 $\left(\frac{a/m}{b}\right)^2 \frac{D_2}{D_3}$ 的关系曲线位于最上方。

6.8.2 双向压缩

当所有边界简支时，可求出精确的解答：

$$\frac{1}{n^2}\frac{N_x b^2}{\pi^2 D_3} + \frac{1}{m^2}\frac{N_y a^2}{\pi^2 D_3} = \left(\frac{b/n}{a/m}\right)^2 \frac{D_1}{D_3} + 2 + \left(\frac{a/m}{b/n}\right)^2 \frac{D_2}{D_3} \tag{4-70}$$

式中 m、n——分别为 x 和 y 方向的屈曲半波数。

必须考察不同的 n 和 m 的组合，直到对给定的 N_y 得到最小的 N_x，对给定的 N_x 得到最小的 N_y，或者对给定的 N_x 和 N_y 之间的比，使 N_x 和 N_y 同时最小。Libove 通过研究发现[4.10]，要找到最小的值，这两个整数中至少要有一个为 1，因此仅仅组合 $m=1$，$n=1$、2、3…和 $n=1$，$m=1$，2，3…即可，若下列条件满足：

$$\frac{N_y b^2}{\pi^2 D_2} < 1 \tag{4-71}$$

则足以保证由 $n=1$ 的情况控制。此时，把 N_y 看作为给定的，则屈曲时的 N_x 为[4.11]：

$$\frac{N_x b^2}{\pi^2 D_3} = 2 + (k-2)\left[\frac{D_1 D_2}{D_3^2}\left(1 - \frac{N_y b^2}{\pi^2 D_2}\right)\right]^{\frac{1}{2}} \tag{4-72}$$

式中 k 按图 4-80 中的曲线 1 取值。

6.8.3 x 方向压缩且边界固定，y 方向有限压缩且简支

对于边界 $x=0$，a 固定，另两边简支而没有 N_{xy} 作用的情况，N_y 可以是满足式（4-71）不同值，此时给定 N_y，则引起板屈曲的 N_x 可以用式（4-72）确定，式中 k 按图4-80 中的曲线 2 取值[4.11]。

6.8.4 加载边简支，未加载边固定

讨论仅有 N_x 的情况，边界 $x=0$，a 简支，另两边固定，在 6.8.1 节中取当 $\varepsilon=\infty$ 可得到精确解。Wittrick 给出了近似结果[4.11]：

$$\frac{N_x b^2}{\pi^2\sqrt{D_1 D_2}} = k - c\left(1 - \frac{D_3}{\sqrt{D_1 D_2}}\right) \tag{4-73}$$

这里 $c=2.4$ 而 k 从图 4-80 中的曲线 3 取值。因为方程（4-73）实际上等于方程（4-68），所以受到同样条件的约束，即 $\left(\frac{a/m}{b}\right)^2\left(\frac{D_2}{D_3}\right)>0.4$。

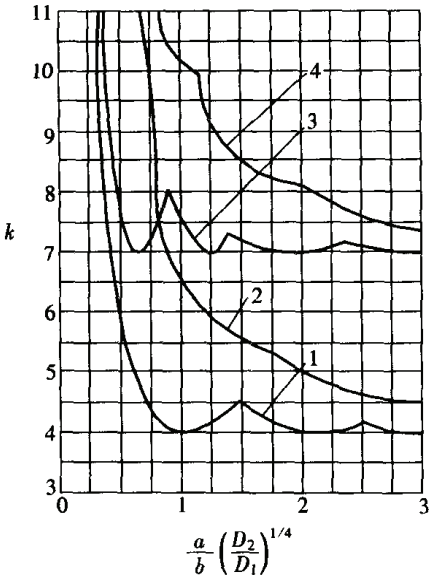


图 4-80 正交异性板的屈曲系数
1—两边简支；2—加载边简支，侧边嵌固；3—侧边简支加载边嵌固；4—两边嵌固

6.8.5 四边固定

在此情况下，仍可用文献［4.11］给出的近似式（4-73），只不过取 $c=2.46$ 而 k 从图 4-80 中的曲线 4 取值即可。

6.8.6 剪力作用下各种边界条件正交异性矩形板的屈曲的情况

在剪力 N_{xy} 作用下，矩形正交异性板屈曲的理论值可用图 4-81 表示[4.12]，他们分别适用于不同的边界条件。

在图 4-81 中，k_s 代表 $N_{xy}b^2/\pi^2 D_1^{1/4} D_2^{3/4}$。为了利用上述图中数据，必须知道方程式（4-66）中弹性常数的值，这种弹性常数最好用试验确定（可参考 Libove and Batdorf[4.13]、Becker and Gerard[4.14]的方法），如果板的构造比较简单，常数也可以从理论上估算。例如厚度为 t 的板，剪切模量为 G，x 方向的加劲肋扭转刚度为 C_1，间距为 b_1，y 方向的加劲肋扭转刚度为 C_2，间距为 a_1，其 x 方向的抗弯刚度 $(EI)_x$ 可取作一个 x 方向的加劲肋和相应的宽度为 b_1 的板组合而成的杆件的抗弯刚度除以 b_1，y 方向的 $(EI)_y$ 可类似处理，而 ν_x 和 ν_y 常可取为零，造成的误差并不大，这样一来：

$$D_3 = 2(GI)_{xy} = \frac{Gt^3}{6} + \frac{1}{2}\left(\frac{C_1}{b_1} + \frac{C_2}{a_1}\right) \tag{4-74}$$

注意：式中系数 1/2 有时被错误地忽略。

6.9 加劲板的屈曲

从上面的分析可以发现，有效地提高受压和受弯板件稳定性的途径是减小它的宽厚比。受剪板件的稳定性则不仅和它的宽厚比有关，还和长宽比有关。构件腹板的宽度通常

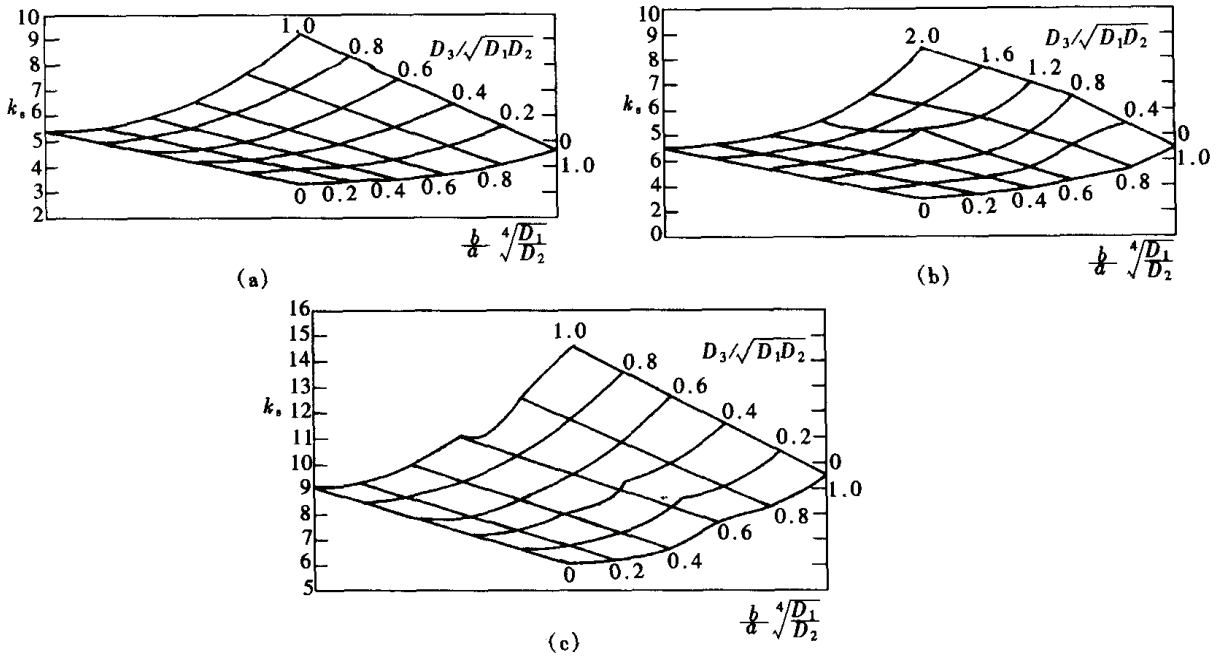


图 4－81　正交异性板的剪切屈曲系数

（a）所有边界简支；（b）边界 $y=0$ 和 $y=b$ 简支，其他边固定；（c）所有边固定

和构件的宽（高）度基本相同，减小板件宽厚比只有加设纵向加劲肋。对受剪的腹板来讲，则设置横向加劲肋以减小长宽比 α 是加强稳定性的常用办法。高度和宽度都很大的构件如钢板剪力墙，则纵横两个方向都设置加劲肋。当加劲肋排列紧密时，可作为正交异性板用上一节的办法检验其稳定性。但多数情况下加劲肋排列并不紧密，不能简化为正交异性板，需要把板和肋组合在一起做整体分析。

加劲板的失稳通常为两种方式：一种为整体屈曲，即加劲肋与板一起屈曲；另一种为局部屈曲，加劲肋形成节线，而加劲肋之间的板屈曲。后一方式要求加劲肋有足够的刚度。

6.9.1　轴压下在中线上有一个纵向加劲肋加强的板

现研究一块长为 a 宽为 b 厚度为 t 的简支矩形板，该板在中线上被一纵向加劲肋所加强，如图 4－82 所示。加劲肋面积为 A，惯性矩为 I。假定加劲肋的中线位于板的中间平面内，因此惯性距 I 是对在这一平面内的加劲肋的轴计算的，不计其抗扭刚度（因为矩形截面的窄条抗扭性能较弱）。板和肋作为一个整体，有两种可能的屈曲形式[4.15]，如图 4－82（b）和图 4－82（c）所示。一种是图 4－82（b）所示的屈曲变形，加劲肋随同板一起出平面弯曲，它只起弹性支座的作用，属不完全加劲，当加劲肋的刚度比较小时出现这种情况；另一种是图 4－82（c）所示的屈曲变形，板件横向出现两个半波，加劲肋的轴线为节线，保持着直线，这种在加劲肋刚度足够大时出现的情况属完全加劲。针对这几种屈曲模式，可以通过分析加劲肋的抗弯刚度与宽度为 b 的板的抗弯刚度的比值 $\gamma=\dfrac{EI}{bD}$ 来确定分析

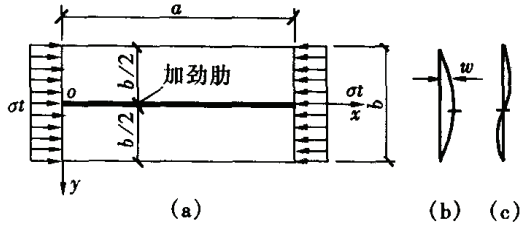


图 4－82　有一个中央加劲肋的板及屈曲模式

哪种模式是恰当的。反对称的模式显然出现在比值 γ 大于某一数值 γ_0 的情况，也就是肋的刚度达到一定程度时才会出现反对称模式，应当注意：此时反对称屈曲的临界应力与 γ 无关，而是等于宽度为 $b/2$ 的简支板的临界应力；当 γ 的数值小于 γ_0 时，就会出现对称的屈曲模式，这时加劲肋和板一起发生挠曲；当 γ 等于 γ_0 时，两种模式都可能出现，因此可以只研究 $\gamma < \gamma_0$ 时的对称屈曲情况，以及如何求出 γ_0。显然 γ_0 是保证加劲板发生反对称屈曲所必需的加劲肋的最小抗弯刚度。故而现在分析图 4－82（b）所示的对称屈曲。

板和肋之间的相容条件为[4.16]：①板和肋的弯曲变形相等；②从板到肋传递的剪切荷载在加劲肋上平衡；③在肋、板相交处板的斜率为零。

加劲肋在端部压力 σA 和单位长度横向荷载 q 作用下的平衡方程式为：

$$EI\frac{\partial^4 w^*}{\partial x^4} + A\sigma\frac{\partial^2 w^*}{\partial x^2} - q = 0 \tag{4-75}$$

显然，如果加劲肋变形为一个正弦半波，则解为：

$$w^* = c_5 \sin\frac{\pi x}{a} \tag{4-76}$$

式中 a——肋的长度；

c_5——一个系数。

把式（4－76）代入式（4－75）有

$$c_5\left(\frac{m\pi}{a}\right)^2\left[EI\left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 - A\sigma\right]\sin\frac{m\pi x}{a} - q = 0 \tag{4-77}$$

板的挠度根据 6.3 节可用式（4－39）表示为下式。因为临界荷载对应板变形的一个半波，所以取了 $m=1$：

$$w = (c_1 \mathrm{ch}\alpha y + c_2 \mathrm{sh}\alpha y + c_3 \cos\beta y + c_4 \sin\beta y)\sin\frac{\pi x}{a}$$

按照上面的相容条件，在 $y=0$ 处有：

$$\partial w/\partial y = 0 \tag{4-78}$$

$$Q_1 - Q_2 = q \tag{4-79}$$

式中 Q_1、Q_2——与加劲肋相连处板在单位长度内的剪力（如图 4－83 所示）。

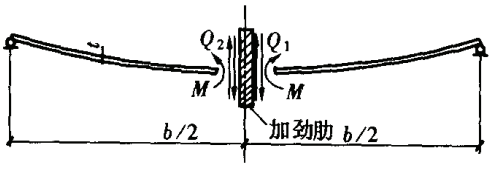


图 4－83 加劲肋受力图

还有：

$$w^* = w \tag{4-80}$$

和：

$$\frac{\partial w^*}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial x} \tag{4-81}$$

板在 $y=\frac{b}{2}$ 处简支，故有：

$$w = 0 \tag{4-82}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \tag{4-83}$$

利用以上各式形成的方程组，令未知数的系数行列式为零，即可解得加劲板的临界应力。

图 4-84 给出了随参数 $\gamma=\frac{EI}{bD}$ 变化的 $k\left(k=\frac{\sigma tb^2}{\pi^2 D}\right)-\alpha\left(\alpha=\frac{a}{b}\right)$ 曲线[4.15]，对称屈曲模式发生在加劲肋刚度不很大时。当加劲肋刚度足够大时屈曲模式成为反对称的。临界应力等同于一个宽为 $b/2$ 的简支板，对于长板（$\alpha=\infty$），临界应力为：

$$\sigma_{cr}=\frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}(t/b/2)^2=\frac{16\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}(t/b)^2 \tag{4-84}$$

也就是 $k_{min}=16$。保证加劲肋的轴线保持挺直这种模式屈曲的加劲肋最小刚度值由图 4-85中给出的 γ_0 决定。当 γ 大于或等于某一特定 γ_0 值时，加劲肋的作用就是完全的。图 4-85 中 $\delta=\frac{A}{bt}$。当 $\alpha\leqslant\sqrt{8\ (1+2\delta)\ }-1$ 时，加劲肋的最小刚度 $\gamma_0=-\frac{\alpha^4}{2}+[8\ (1+2\delta)\ -1]\ \alpha^2+\delta+\frac{1}{2}$。因此起完全加劲肋作用的惯性矩应达到[4.3]。$I\geqslant\gamma_0\frac{Db}{E}=\gamma_0\frac{t^3 b}{12(1-\nu^2)}=0.092\gamma_0 bt^3$。

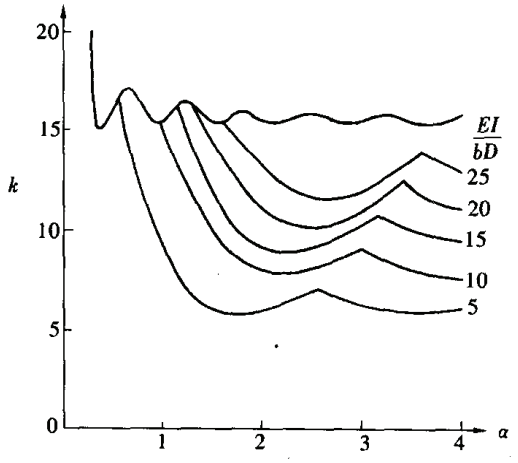


图 4-84 有中央加劲肋简支板的屈曲

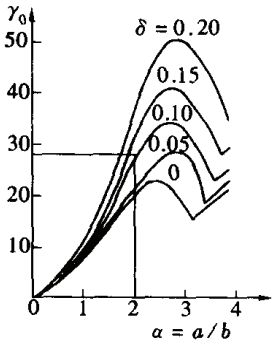


图 4-85 有效加劲肋的最小刚度

【例 4-2】 单向受压板幅长 $a=2.4$m，宽 $b=1.2$m，厚 $t_f=10$mm，在宽度中央上下两侧设置了纵向加劲肋（10mm × 80mm），试核对加劲肋是否能起完全加劲作用？

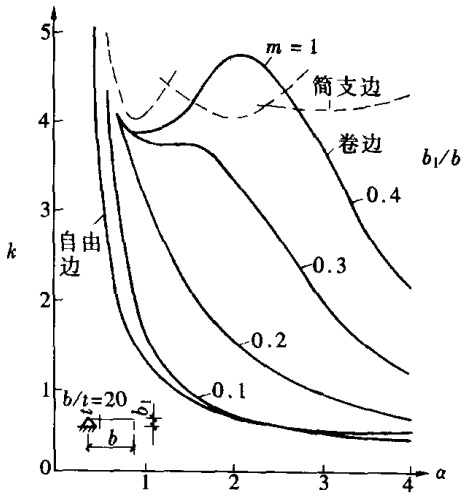


图 4-86 边缘有纵向加劲肋简支板的屈曲系数

解： $\alpha=a/b=2$

$$\delta=A/bt=2\times 8/120\times 1=0.133$$

$$\gamma=I/0.092bt^3=17^3/12\times\frac{1}{0.092\times 120\times 1^3}=37$$

由图 4-85 可查得 $\gamma_0=29<37$，表明此设计的加劲肋能起到完全加劲作用。

6.9.2 一个边缘有纵向加劲肋的板

在实际工程中，带卷边的冷弯型钢的翼缘就属于这类板，见图 4-86。一边简支、另边卷边板的屈曲条件可用类似于上一节的方法求解。图 4-86 给出了 $b/t=20$ 的板的解，图中 b_1 为卷边宽

度。分析认为加劲肋对称放置，也就是弯曲的中性轴位于板的平面内，和卷边的实际情况略有差异。

当卷边尺寸恰当时，可以起完全加劲作用，即形成简支边，k 系数由图 4－86 中的虚曲线给出。图 4－87 给出了一边固定、另边卷边板当 $A/bt=0.1$ 时曲线 $k-\alpha$ 随 EI/bD 的变化。

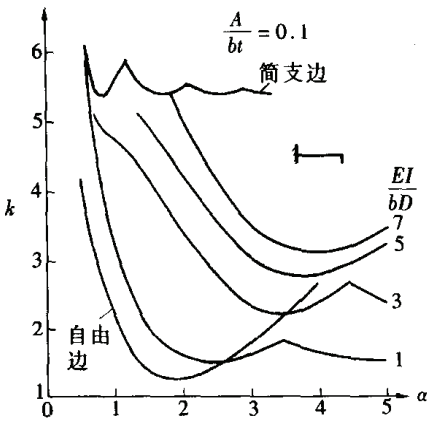


图 4－87　边缘有纵向加劲肋固支板的屈曲系数

6.9.3　两个等间距设置的加劲肋

此时可能的屈曲模式如图 4－88 所示，当 $\delta=\frac{A}{bt}=0$ 和 0.1，$\gamma=\frac{EI}{bD}=5$ 和 10 时的结果示于图 4－89。对非常短的板，不对称模式是重要的；对于长板，最小 k 值与屈曲成单一横向半波的对称形式对应，用能量法和考虑板的加劲肋相互作用的相容条件的平衡方程都可解决这一问题。铁摩辛柯用能量法给出的式子为[4.5]：

$$k=\left[\frac{(1+\alpha^2)^2+3\gamma}{\alpha^2(1+3\delta)}\right] \tag{4-85}$$

注意：当 I 和 A 均为零时，$k=1/\alpha^2+\alpha^2+2$，此 k 为未加劲四边简支板的结果。

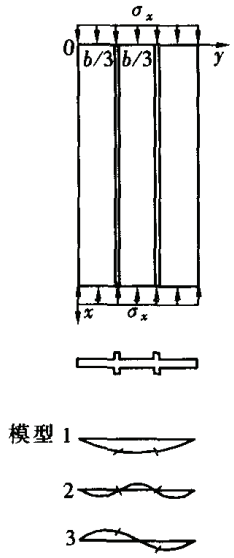


图 4－88　两个相等间距加劲肋的屈曲模式

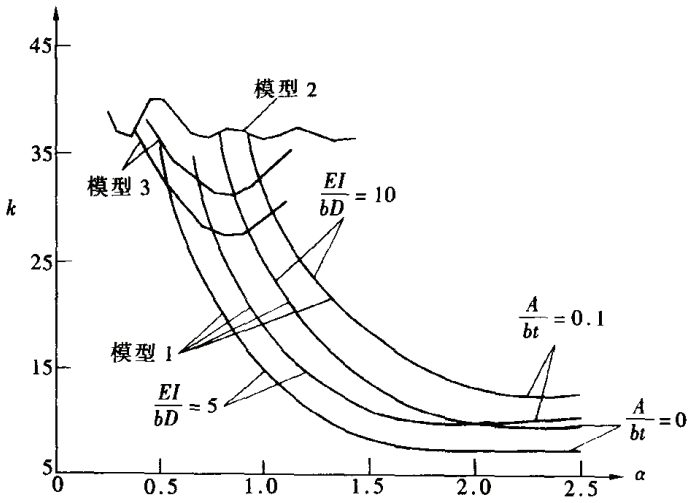


图 4－89　两个相等间距加劲肋板的屈曲系数

6.9.4　三个或者更多的肋

当有多个纵向加劲肋加强板时，这个板可看作正交异性板，纵向受压时临界应力可由式（4－69）给出（取 $m=1$），即：

$$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2}{b^2t}\left(\frac{D_1}{\alpha^2}+2D_3+D_2\alpha^2\right) \tag{4-86}$$

当边长之比 $\alpha=a/b=\sqrt[4]{D_1/D_2}$ 时，σ_{cr} 最小，此时：

$$\sigma_{cr} = \frac{2\pi^2}{b^2 t}\left(\sqrt{D_1 D_2} + D_3\right) \tag{4-87}$$

只设纵向加劲肋的板件，弯曲刚度为 EI_x，间距为 c，如图 4-90（a）所示。

$$D_1 = \frac{EI_x}{c} + \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}, D_2 = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}, D_3 = D_2$$

则由式（4-87）可得：

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2\left\{\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\left(1 + 12(1-\nu^2)\frac{I_x}{ct^3}\right)^{\frac{1}{2}}\right\} \tag{4-88}$$

花括号内的各项是一个当纵向加劲肋等间距 c 布置，而且在屈曲时加劲肋没有形成节线时简支板临界应力增加因子，如果加劲肋形成了节线，则：

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{c}\right)^2 \tag{4-89}$$

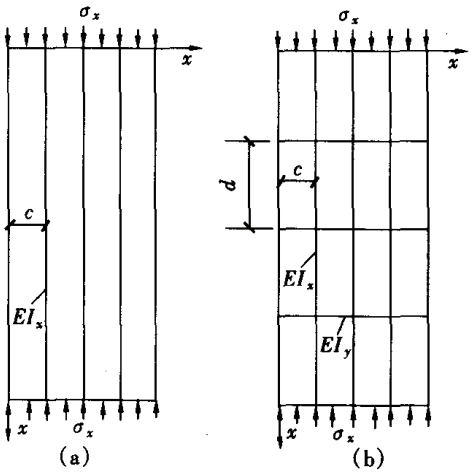


图 4-90　较多加劲肋加强的板

作为设计，临界应力可取式（4-88）和式（4-89）两者中较小者。

6.9.5　横向和纵向加劲肋

正交异性板理论还可用于板整体屈曲分析。如果在纵向加劲肋间距为 c，在横向加劲肋间距为 d，如图 4-90（b）所示，当板的弯曲刚度与加劲肋的相比可以忽略时有：

$$D_1 = EI_x/c, D_2 = EI_y/d, D_3 = 0$$

式（4-87）变为：

$$\sigma_{cr} = \frac{2\pi^2 E}{b^2 t}\left(\frac{I_x I_y}{cd}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{4-90}$$

如果在屈曲时，加劲肋形成节线，在加劲肋间板的屈曲可由下式计算：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left[\left(\frac{c}{d}\right)^2 + \left(\frac{d}{c}\right)^2 + 2\right] = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{c}{d} + \frac{d}{c}\right)^2 \tag{4-91}$$

前面的边长比 α 在这里变为 d/c。

6.9.6　梁腹板的纵向加劲肋

图 4-91 所示为梁腹板在受压区域设置一道加劲肋的情况。需要确定加劲肋的恰当位置以获得最高的临界应力，还要确定它的刚度使能在腹板屈曲时形成节线。

对四边简支板，Rockey 推证了加劲肋的最佳位置是在从受压边算起板宽的 1/5 处，且为了在加劲肋处产生节线，EI/bD 的值为[4.15]：

$$\frac{EI}{bD} = 43.4 + 381\left(\frac{A}{bt}\right) + 1080\left(\frac{A}{bt}\right)^2 \tag{4-92}$$

相应的弹性屈曲应力为：

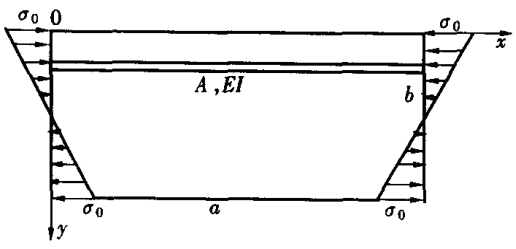


图 4-91　线性变化压应力作用下的加劲肋板

$$(\sigma_c)_{cr} = 129\frac{\pi^2 D}{b^2 t} \tag{4-93}$$

以上这些结果仅适用于加劲肋的扭转刚度可忽略的情况。

6.9.7 剪力作用下的横向加劲肋

在前面讨论了板受剪时临界应力与比值 a/b 和 b/t 有关，当把一块足够长的简支板用足够刚劲、间距为 d 的横向加劲肋划分为较小的区格，如图 4-92 所示，每个区格可近似的作为简支处理，于是起决定作用的宽厚比 d/t 或 b/t 显著地减少而临界应力会大幅度地增加。

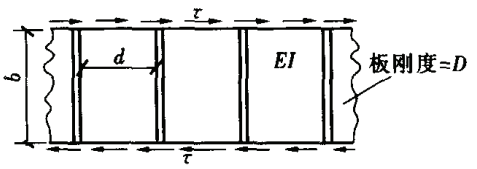


图 4-92 剪力作用下有横向加劲肋的板

显然，加劲肋本身必须有一定刚度，以使加劲肋处形成一条直的节线，否则加劲肋将和板一起发生屈曲和变形。不难想象，当加劲肋的刚度增加时，加劲板的屈曲强度也随着增加，直到加劲肋的刚度 I 达到某一值 I_0，以后再增加 I 并不能增加板的屈曲强度。当板上设置有达到这样的惯性矩 I_0 的加劲肋时，每两肋之间的板可以作为一块简支板处理。《钢结构设计规范》对梁横向加劲肋和纵向加劲肋的尺寸都有具体规定，见第七章 4.2.6 节。

6.10 板的屈曲后强度

众所周知，压杆在弹性屈曲发生后，几乎不再有继续承载的能力，所以对压杆均以屈曲发生时所对应的荷载为压杆所能承受的最大荷载。对于板也常把板发生屈曲时所对应的荷载视为临界荷载。然而较薄的板在屈曲发生后仍可继续承担相当的荷载（如图 4-93 所示），只不过此时变形大一些罢了。这种发生屈曲后仍可继续承担一定荷载的特性，称为屈曲后强度，冷弯薄壁结构就较多地利用了这一强度。焊接钢梁的腹板有时也加以利用。下面介绍描述板屈曲后性能的控制方程及其解，这些方程经常被称为卡门方程。

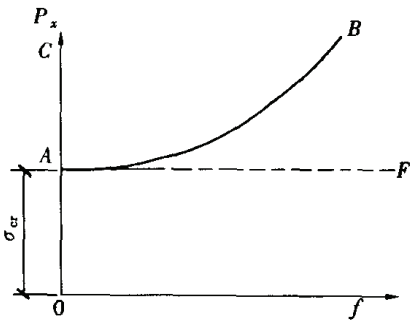


图 4-93 板的屈曲后强度

6.10.1 控制方程

板屈曲后的形态要用如下方程组来描述[4.5,4.16]：

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = t\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right) \tag{4-94}$$

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = E\left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right)^2 - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right] \tag{4-95}$$

式中符号意义同前，而 φ 为应力函数：

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}$$

σ_x、σ_y 以拉为正，压为负。式（4-94）为平衡方程，式（4-95）为相容方程。显然卡门方程组为非线性且相互耦合的，寻求各种情况下的一般解往往十分困难，工程中常用数值或半解析法求解。

6.10.2 四边简支矩形板单向受压的屈曲后性能

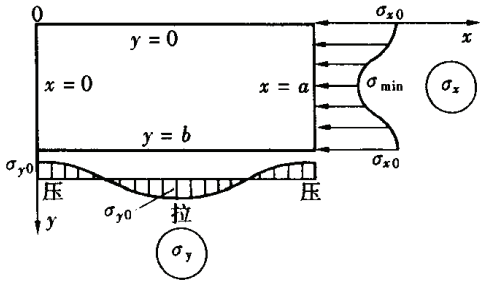


图 4-94 屈曲后板的应力分布

对图 4-94 所示板的屈曲后性能，可用式（4-94）和式（4-95）来求解。分析此二式可以发现，平衡方程的右边不仅是非线性的而且是相互耦合的，而相容方程的右边虽为非线性的但只含挠度项，故可设一个满足边界条件的挠度试函数，代入相容方程后可得关于 φ 的微分方程。解出 φ，可求出各应力。至此，得出了满足条件的 w 及应力函数 φ，但他们不一定满足平衡方程。这样当把 w 及 φ 代入平衡方程后会有一定的误差，可用各种方法使误差最小，这就形成了各种加权残数法，从而可得压力—挠度关系，以一级近似为例，说明如下：

取挠度试函数为：

$$w = f\sin\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b} \tag{4-96}$$

相容方程的通解为：

$$\varphi = E\frac{f^2}{32}\left[\left(\frac{a}{b}\right)^2\cos\frac{2\pi x}{a} + \left(\frac{b}{a}\right)^2\cos\frac{2\pi y}{b}\right] - \frac{1}{2}p_x y^2 - \frac{1}{2}p_y x^2 \tag{4-97}$$

式中 p_x、p_y——分别表示每一板边应力的平均值，此处以压为正。

应力分量的表达式为：

$$\sigma_x = \frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} = -E\frac{\pi^2}{8}\left(\frac{f}{a}\right)^2\cos\frac{2\pi y}{b} - p_x \tag{4-98}$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} = -E\frac{\pi^2}{8}\left(\frac{f}{b}\right)^2\cos\frac{2\pi x}{a} - p_y \tag{4-99}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2\varphi}{\partial x\partial y} = 0 \tag{4-100}$$

从式（4-98）、式（4-99）不难发现，应力 σ_x 沿每一个纵向纤维是常数，而 σ_y 沿每一横向纤维也是常数，应用伽金法，可得：

$$p_x\frac{t}{\alpha^2} + p_y t = \frac{D\pi^2}{b^2}\left(1 + \frac{1}{\alpha^2}\right)^2 + Et\frac{\pi^2 f^2}{16b^2}\left(1 + \frac{1}{\alpha^4}\right) \tag{4-101}$$

式中 α——边长比，即 a/b。

在钢结构工程中，板件两纵边在平行于 y 轴的方向可以自由伸缩，此时 $p_y = 0$，于是上式给出：

$$p_x = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2\frac{\pi^2 D}{b^2 t} + E\frac{\pi^2}{16b^2}\left(\frac{1}{\alpha^2} + \alpha^2\right)f^2 \tag{4-102}$$

可见平均应力与中点挠度存在二次抛物线的关系，见图 4-94。

显然，当 $f = 0$ 时，对应小挠度理论的临界应力：

$$\sigma_{cr} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2\frac{\pi^2 D}{b^2 t} \tag{4-103}$$

图 4－93 中的抛物线 AB 表明，在屈曲后的加载过程中，曲线迅速远离水平线 AF，从板失稳到板破坏过程中增加的应力很大，这种应力叫做板的屈曲后强度，它对薄壁结构非常重要。

板在失稳前的应力可由式（4－98）的 f 等于零而得，即 $\sigma_x = -p_x$，为一平面应力问题，但失稳后有了挠度，由式（4－102）可知其值为：

$$f^2 = \frac{16b^2(p_x - \sigma_{cr})}{E\pi^2(\alpha^2 + \alpha^{-2})} \tag{4-104}$$

把它代入式（4－98）和式（4－99），此处改取压应力为正，注意到 $p_y = 0$，有：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{2(p_x - \sigma_{cr})}{1 + \alpha^4}\cos\frac{2\pi y}{b} + p_x \\ \sigma_y &= \frac{2(p_x - \sigma_{cr})}{(\alpha^2 + \alpha^{-2})}\cos\frac{2\pi x}{a} \end{aligned}\right\} \tag{4-105}$$

从上列表达式可见：①σ_x、σ_y 都不再是均匀分布；②σ_x 与 x 无关，即从 $x = 0$ 到 $x = a$ 的所有横截面上的正应力分布相同；③σ_y 与 y 无关，分布从 $y = 0$ 到 $y = b$ 的所有平行于 x 轴的截面上的正应力分布相同，如图 4－95 所示，以 $y = 0$ 或 $y = b$ 代入式（4－105）第一式得最大压应力：

$$\sigma_{x0} = p_x + (p_x - \sigma_{cr})\frac{2}{1 + \alpha^4} \tag{4-106}$$

以 $y = \frac{b}{2}$ 代入式（4－105）第一式得最小压应力：

$$\sigma_{min} = p_x - (p_x - \sigma_{cr})\frac{2}{1 + \alpha^4} \tag{4-107}$$

对于正方形的板，$\alpha = 1$，式（4－106）成为 $\sigma_{x0} = 2p_x - \sigma_{cr}$

σ_y 的绝对值的最大值为：

$$\sigma_{y0} = \frac{2(p_x - \sigma_{cr})}{\alpha^2 + \alpha^{-2}} \tag{4-108}$$

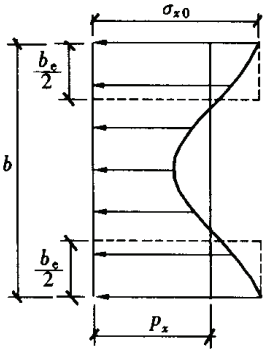


图 4－95　屈曲后板的有效宽度

在平行于 x 轴的截面上，靠近两端部分 σ_y 是压应力，中段部分出现拉应力，注意这是在仅有 p_x 作用下而出现的 σ_y，且有部分为拉。拉力可遏制挠度增大，这正是屈曲后强度增大的原因。从 σ_x 的分布来看，靠近 $y = 0$、$y = b$ 的纵向板条承担了主要的压力，中间 $y = \frac{b}{2}$ 及其附近部分的板条承担得较少，这是由于两承载边保持直线，靠近支承梁的板条挠曲缩短量小，压应力相应较大而中央的板条因挠曲而缩短的量大，压应力必然很小。显然，承载极限出现在 σ_{x0} 达到失效应力（如屈服极限）的时刻。对于正方形板，令 $\sigma_{x0} = f_y$，则有 $p_x = \frac{1}{2}(f_y + \sigma_{cr})$ 和 $\frac{p_x}{\sigma_{cr}} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{1}{\sigma_{cr}/f_y}\right)$。由此可见，$\frac{\sigma_{cr}}{f_y}$ 越小，则强度比临界应力提高越多。为计算简便，把上述应力分布化成均布的，如按 σ_{x0} 均布，但这样就必须有一个折算板宽也叫有效宽度 b_e（如图 4－95 所示），使其总的合力等于原来的合力，即：

$$\sigma_{x0} b_e = p_x b$$

由此得：$b_e = \dfrac{p_x}{\sigma_{x0}} b = \zeta b$　或　$b_e = \dfrac{p_x}{f_y} b$

ζ 称为板宽的折减系数。

7. 板件的相关屈曲

上一节分析的是各种独立的板件，然而实际构件中板件都是相互连接起来成为一个整体承担外来荷载的，从而在屈曲时彼此相互影响。承载力较大的板对承载力较小的板会提供一定的支持，从而降低其单独存在时的承载力，而承载力较低的板由于得到承载力较大的板的支持，较单独存在时承载力会有一定的提高，这就是板件屈曲的相关性，它和杆件屈曲相关性一样，是失稳整体性的表现。

7.1 轴心受力构件的板件相关屈曲

当轴心受压构件屈曲时，不难观察到各个板件的公共边保持直线；各相邻板件之间的夹角保持不变；各个板同时屈曲且波长一致。但是也有少数例外，比如，许多平板连接起来形成一个开口截面，而相邻板之间的夹角很大形成一个近于壳的形式，屈曲时公共边就不再保持直线了；还有，板的厚度变化很大，屈曲时波长也会不同。但就工程中存在的情况，薄壁构件截面常常由一块板冷弯而成，相邻板的夹角为直角或接近直角，板件经常呈现相关屈曲，如图 4－96 所示。

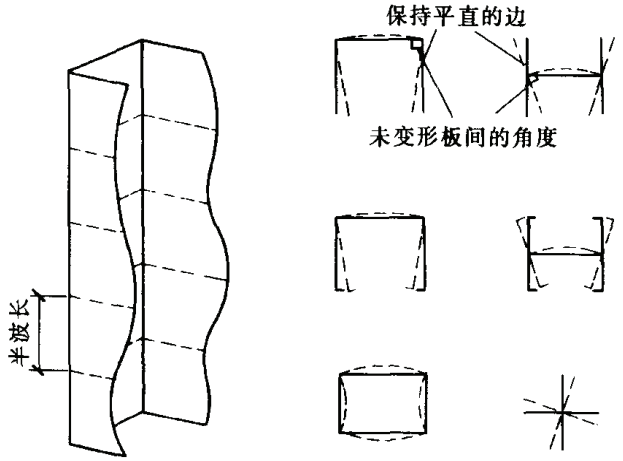


图 4－96　横截面纵向屈曲模式

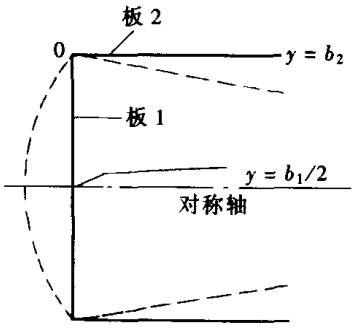


图 4－97　槽形截面的相关屈曲

这种相关屈曲问题的解法常常可用建立平衡方程式或用能量法来解决，现以图 4－97 所示槽形截面为例进行说明。图 4－97 的截面腹板、翼缘厚度均为 t，两翼缘等宽。为方便，把腹板称为板 1，翼缘称为板 2。

由于对称，可讨论截面的一半，如果以腹板翼缘的公共边为 $y=0$，且两板各自有其坐标系，则有如下条件[4.15]：

对板 1，$y=0$ 为公共边，$y=\dfrac{b_1}{2}$ 为对称面；

对板 2，$y=0$ 为公共边，$y=b_2$ 为自由边。

依次考虑每一块板，公共边保持为直线，即没有横向变形，这样有：

$$[w_{y=0}]_1 \text{ 和 } [w|_{y=0}]_2 = 0$$

两板在屈曲后之间的夹角与屈曲前相同，因此：

$$\left[\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=0}\right]_1 - \left[\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=0}\right]_2 = 0$$

在 ox 轴上有弯矩的平衡，因此又有：

$$\left[-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{y=0}\right]_1 + \left[-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{y=0}\right]_2 = 0$$

在板 2 的自由边，弯矩和剪力为零，即：

$$\left[-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{y=b}\right]_2 = 0$$

$$\left[-D\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\partial y}\right)_{y=b}\right]_2 = 0$$

在板 1 的对称面上，斜率和剪力为零，故有：

$$\left[\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=\frac{b}{2}}\right]_1 = 0, \quad \left[-D\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2\partial y}\right)_{y=\frac{b}{2}}\right]_1 = 0$$

应当注意，剪力的表达式在自由边和对称面处是不一样的。

因为两板的屈曲波长一样，所以按照 6.3 节内容，可以取如下两个变形曲面：

$$w_1 = [A_1\mathrm{ch}\alpha y + A_2\mathrm{sh}\alpha y + A_3\cos\beta y + A_4\sin\beta y]_1\sin\frac{m\pi x}{a}$$

$$w_2 = [A_1\mathrm{ch}\alpha y + A_2\mathrm{sh}\alpha y + A_3\cos\beta y + A_4\sin\beta y]_2\sin\frac{m\pi x}{a}$$

把前面的 8 个边界条件和变形协调条件应用在上面两个变形曲面中可得关于 $[A_1, \cdots, A_4]_1$ 和 $[A_1, \cdots, A_4]_2$ 的 8 个齐次方程。

显然，方程组系数 A_i 的非零解是系数行列式等于零，通过计算可得如图 4－98 所示的屈曲系数 k_1，从而可得计算屈曲应力：

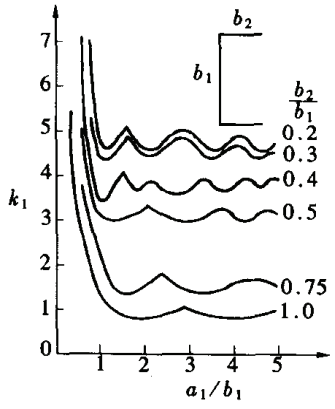


图 4－98　槽形截面腹板屈曲系数

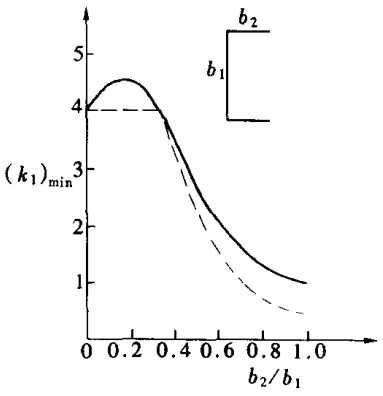


图 4－99　槽形截面最小屈曲系数

$$\sigma_{cr} = \frac{k_1\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_1}{b_1}\right)^2 \qquad (4-109)$$

k_1 值从属于比值 b_2/b_1 和 a_1/b_1，a_1 为屈曲半波长。屈曲应力也可由板 2 算得，此时有 $k_2 = k_1(b_2/b_1)^2$。

这些曲线中最有现实意义的是每条曲线的 $(k_1)_{min}$。通过计算，各种 b_1/b_2 比值下 k_1 的最小值 $(k_1)_{min}$在图 4-99 中给出。杆件截面屈曲成若干半波所对应的临界荷载与杆长无关，即：

$$\sigma_{cr} = \frac{(k_1)_{min}\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_1}{b_1}\right)^2 \tag{4-110}$$

图中虚线为不计相互约束时的腹板屈曲系数，其曲线部分由 $(k_1)_{min} = 0.5\ (b_1/b_2)^2$ 算得。

用类似的方法可得出翼缘、腹板厚度不相同的槽形截面和箱形截面的最小屈曲系数，如图 4-100 和图 4-101 所示。相关屈曲也可用另外的表达式来考虑，单个的简支板的屈曲应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}$$

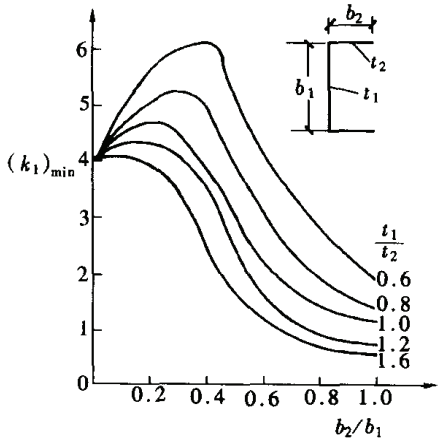


图 4-100　厚度变化的槽形截面腹板屈曲系数

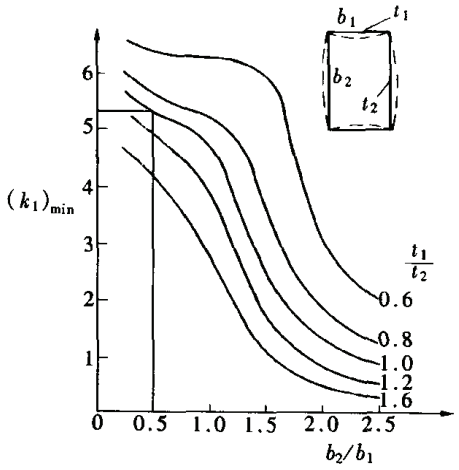


图 4-101　箱形截面的屈曲系数

引进嵌固系数 χ 就可表示由板组成的构件之间的相互约束，即考虑相互约束的板件的临界应力可表示为[4.14]：

$$\sigma_{cr} = \chi\frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \tag{4-111}$$

以均匀受压的箱形截面为例，其组成板件均有 $k=4$，当 $t_1 = t_2$，$b_2/b_1 = 0.5$ 时，可由图 4-101查出 $k_1 = 5.2$，则 $\chi = 5.2/4 = 1.3$，b_1 板的临界应力为：

$$\sigma_{cr} = 1.3 \times 4\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\frac{1}{(b_1/t_1)^2} = \frac{5.2\pi^2}{12(1-\nu^2)}\frac{1}{(b_1/t_1)^2}$$

相应的，b_2 板的屈曲系数等于 $k_2 = k_1\ (b_2/b_1)^2 = 5.2 \times 0.5^2 = 1.3$，相当于 $\chi = 1.3/4 = 0.325$，说明 b_2 板屈曲时受到了 b_1 板的约束（嵌固系数大于 1），屈曲推迟；而 b_1 板对 b_2 板提供了约束，屈曲提前（嵌固系数小于 1）。χ 小于 1.0 的意义是：窄板由于对宽板提供约束，它本身的临界应力下降到低于四边简支板的临界应力。由此可以得出，受到约束的弱者受益，而提供约束的强者受损，此时对强者而言，χ 称为约束影响系数更为恰当。

7.2 梁的翼缘和腹板之间的约束

受弯构件板件之间也有约束，不过情况要复杂一些，因为约束程度不仅从属于它们的宽厚比大小，还和它们的应力状态有关。在梁段单纯受弯时，翼缘和腹板作为一个整体来分析，受压翼缘和腹板的屈曲变形如图 4－102 所示，受拉翼缘不屈曲，并对腹板起约束作用。所得以翼缘为准的屈曲系数 k_f 见图 4－102 中曲线。临界应力为：

$$\sigma_{cr} = k_f \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_f}{b_1}\right)^2$$

对于常用的工字形梁来说，b_1/h_0 在 0.1～0.2 之间，而 t_f/t_w 往往大于或至少等于 1.5。由图 4－102 可见，这时总是翼缘对腹板起约束作用，因为 $k_1 < 0.5$，设 $b_1/h_0 = 0.1$，$t_f/t_w = 2.0$，则 $k_f = 0.08$ 即：

$$\sigma_{cr} = 0.08 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_f}{b_1}\right)^2$$

以 $b_1 = 0.1h_0$ 和 $t_f = 2t_w$ 代入，则有：$\sigma_{cr} = 32 \dfrac{\pi^2 E}{12\ (1-\nu^2)}\left(\dfrac{t_w}{h_0}\right)^2$

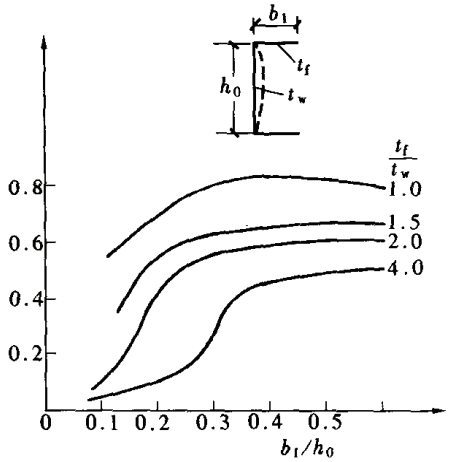


图 4－102　受弯梁段的局部屈曲

腹板的嵌固系数为 $\chi = 32/23.9 = 1.34$。如果 t_f/t_w 再增大，或梁受压翼缘上有刚度较大的钢筋混凝土板阻止其屈曲，则腹板可以达到两纵边嵌固的程度。此时 $k_w = 39.6$，$\chi = 1.66$。

简支梁支座处的梁段，腹板主要受剪而翼缘正应力很小。这时更应该是翼缘对腹板起约束作用，而且约束程度较大。但是腹板嵌固系数如何随二者的尺寸关系变化，目前还未见有发表的资料。

8. 增强杆件稳定性的支撑

杆件的稳定承载力都和杆件的计算长度有关。显然，当其他条件一定时，杆件的计算长度越短，其稳定承载力越高。工程中通过设置支撑来减小杆件的计算长度，是提高杆件的稳定承载力常用的方法。

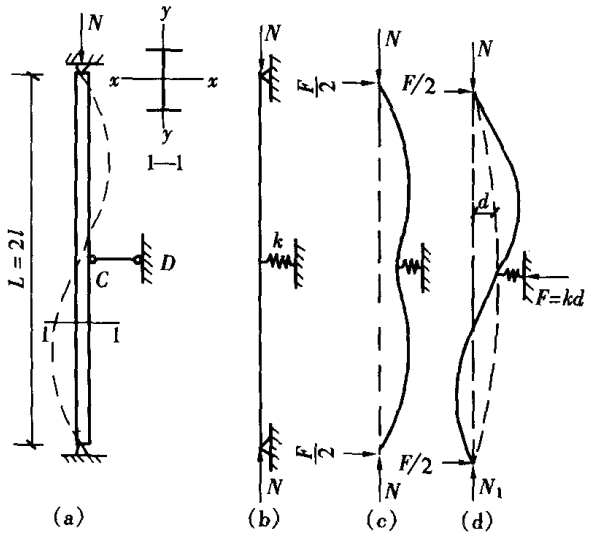


图 4－103　带支撑的压杆

如 4－103（a）所示的工形截面柱，绕弱轴 $y-y$ 弯曲的刚度远远小于绕强轴 $x-x$ 弯曲的刚度。如果不设置图中所示的支撑杆 CD，绕弱轴屈曲的临界力 N_y 将远远低于绕强轴屈曲的临界力 N_x，使杆件不能充分发挥其承载潜力。设置有效支撑杆后，弱轴屈曲临界力的计算长度将减少一半［见图 4－103（a）中虚线］，承载能力将提高到 4 倍，可使钢材的利用比较充分。

支撑相当于一个弹性支座［见图 4－103（b）］。如果它的弹簧刚度很弱，则所起的作用不大，不能把 N_y 提高很多［见图 4－103（c）］，起不到一个有效支撑的作用。因此，必须对支撑所具有的刚度做出分析，提出要求，使之能起到刚性支撑的作用。此外，撑杆还应满足一定的强度要求。

8.1 压杆的支撑

8.1.1 单根压杆的支撑

图 4－103（a）所示支撑需要的刚度，可以由完善的受压直杆来分析。当支撑刚度足够时，杆轴线呈两个半波屈曲，弹性支座处是反弯点［见图 4－103（a）中虚线］，相当于一个铰。计算时取图 4－103（d）所示的简图，设弹簧因受力而移动一个很小距离 d，它的刚度为 k，则弹簧所受的力为 $F = kd$。由压杆在反弯点处弯矩为零的条件可得：

$$N_{cr}d = \frac{F}{2}l = \frac{kd}{2}l$$

因此：

$$k = \frac{2N_{cr}}{l} \tag{4-112}$$

当弹簧刚度等于或大于式（4－112）所给值时，完善杆将呈一个全波。

当需要压杆沿长度等距离设置两道支撑，使之呈 3 个半波屈曲［见图 4－104（a）］时，则计算简图有两种不同的可能图形，即两个弹簧向同一个方向压缩［见图 4－104（b）］和向相反方向压缩［见图 4－104（c）］。仍设弹簧刚度系数为 k，并有无限小压缩量 d，则两种情况分别为：

$$\left.\begin{aligned} k &= \frac{N_{cr}}{l} \\ \text{和}\quad k &= \frac{3N_{cr}}{l} \end{aligned}\right\} \tag{4-113}$$

显然弹簧刚度至少应达到式（4－113）所给的两值之较大者，否则不可能实现把杆计算长度减少到原长三分之一的目的。

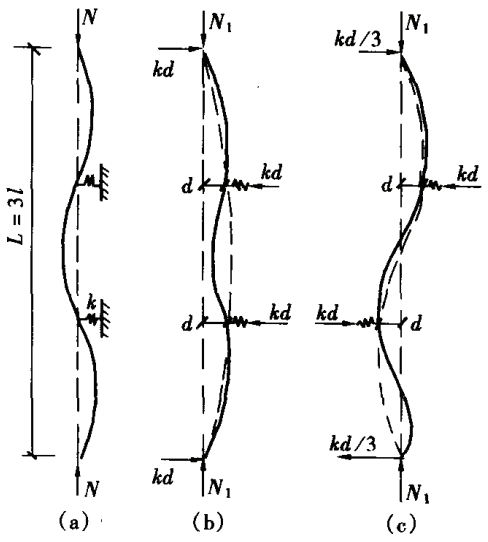


图 4－104　在三分点具有支撑的压杆

同样，当把一根压杆用三道水平支撑分为四段时，中点弹簧和两个四分点弹簧压缩方向不同是最不利情况。此时可算得：

$$k = \frac{3.41N_{cr}}{l} \tag{4-114}$$

同样道理，当长度为 $L = nl$ 的压杆沿长度有 $n-1$ 道等间距设置的支撑时，支撑的刚度应至少达到[4.3]

$$k_n = \frac{N_{cr}}{l} \cdot 2\left(1 + \cos\frac{\pi}{n}\right) \tag{4-115}$$

才能把计算长度减小为 l。可以看出 n 无限增大时，kl/N_{cr} 趋近于 4.0。因此，对于完善直杆，不论设置几道支撑，只要它的刚度不小于 $k =$

$4N_{cr}/l$，就可以起刚性支座的作用。

以上刚度系数 k 的计算过程并未限定压杆在弹性范围失稳，因此式（4－112）～式（4－115）可以用于非弹性失稳的杆。但是由于压杆总是存在几何缺陷，支撑所应具有的实际刚度要比上述计算的刚度为高。对于支撑的承载能力要求，也应由有缺陷的压杆来分析。

对图 4－105（a）给出的有初曲的轴心压杆，它在中央高度处的初始挠度为 d_0。如果弹簧刚度足够大，则 N 增加到 N_{cr} 时杆件呈两个半波屈曲，此时杆件所增加的挠度记为 d。假定杆件屈曲成为两个半波后中点处弯矩为零可得：

$$\frac{k_1 d}{2} l = N_{cr}(d_0 + d)$$

要求弹簧刚度不小于：

$$k_1 = \frac{2N_{cr}}{l}\left(\frac{d_0}{d} + 1\right) \tag{4-116}$$

弹簧受力为：

$$F = k_1 d = \frac{2N_{cr}}{l}(d_0 + d) \tag{4-117}$$

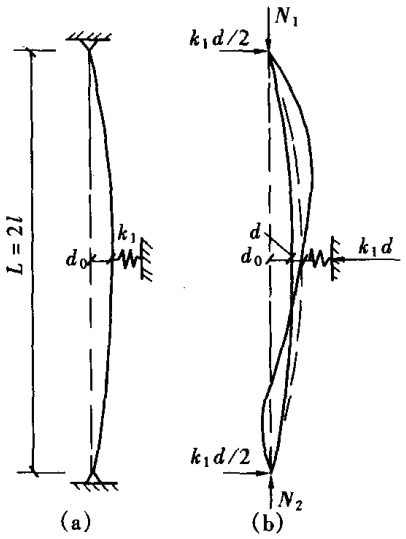


图 4－105　有缺陷的带支撑压杆

把式（4－112）的 k 值代入上式有：

$$F = k(d_0 + d)$$

利用式（4－116）可得：

$$F = kd_0 \frac{k_1}{k_1 - k} \tag{4-118}$$

比较式（4－112）和式（4－117）可见，从受力平衡条件出发，有缺陷杆要求的支撑刚度 k_1 为无缺陷杆所要求的 k 的 $\left(\frac{d_0}{d} + 1\right)$ 倍。这里 d 是屈曲前因荷载而产生的挠度。如果不计缺陷影响而取弹簧刚度 $k_1 = k$，则由式（4－118）可知撑杆内力将达到无限大。显然从工程使用角度，d 值宜小不宜大，可以考虑取 $d = d_0$。这样中央有一道支撑的压杆，支撑刚度至少应为：

$$k_1 = \frac{4N_{cr}}{l} \tag{4-119}$$

亦即至少应为完善直杆所需 k 的 2 倍。实际上由于 d_0 的存在，中点弯矩并不等于零。更精确的表达式为：

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= \frac{2N_{cr}}{l}\left(1 + \eta\frac{d_0}{d}\right) \\ F &= \frac{2d_0}{l}\left(\eta + \frac{d}{d_0}\right)N_{cr} \end{aligned}\right\} \tag{4-120}$$

当杆初曲呈正弦曲线时，$\eta = 4/3$。

确定撑杆内力需要取适当的 d_0 值。单层钢柱的初挠度按 GB 50205—2001《钢结构工

程施工质量验收规范》，选取应不超过 $L/1000$（且不超过 10mm）。考虑到还可能存在初始倾斜和偶然偏心对杆件的不利影响，计算中取 $d_0 = L/500$。与 N_{cr}对应的受荷挠度 d 可以由解析法算出，这里偏于安全地取 $d = d_0$，则由公式（4－117）并考虑式（4－120）得撑杆内力：

$$F = \frac{1.87}{100} N_{cr}$$

在实际结构中，撑杆刚度大于其最低值 k 的 2 倍，挠度 d 小于 d_0。因此，GB 50017—2003 规范规定的单根柱中央一道支撑的支撑力为 $F_{bl} = \frac{N}{60}$，即柱承载力的 1.67%。当单根柱设置 m 道等间距支撑时，各支撑点的支撑力 F_{bm}为：

$$F_{bm} = \frac{N}{30(m+1)} \tag{4-121}$$

此式也适用于撑杆间距不等但与平均间距相比相差不超过 20% 的情况。

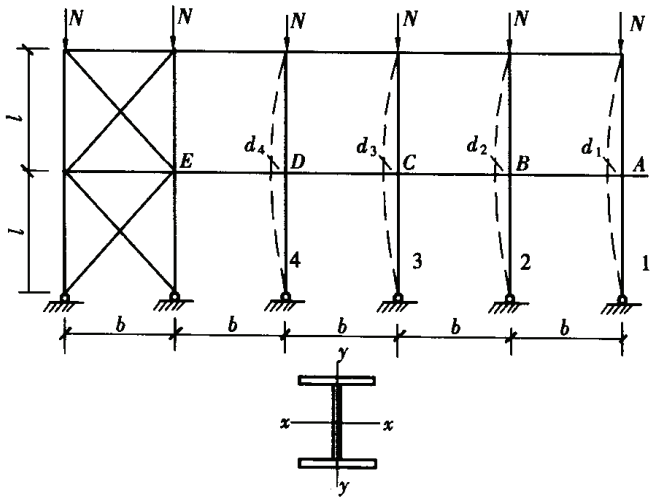


图 4－106　柱列的支撑

8.1.2　多根压杆的支撑

对工程实践中遇到如图 4－106 所示的柱列，当需要减少压杆在柱列平面内的计算长度时，撑杆要对不止一根压杆起减小计算长度的作用。可在一端（如左端）两柱间组成斜撑体系，而在其他柱间相应设置水平撑杆。这样，水平支撑杆在 E 点可以看作具有不动支点。显而易见，AB 杆只对右边第一根柱起支撑作用，而 DE 杆则对四根柱都起支撑作用。对支撑多根柱的撑杆，若仍按单根柱的情况计算其需要的截面，则显然是不够的。

设各柱承受相同的轴线压力 N 并同时发生屈曲，则由于撑杆变形，各柱虽然都呈两个半波屈曲，但它们的支撑点的位移 d_1、d_2、d_3、d_4 各不相同，因而各撑杆所受的力也不相同：

$$F_{AB} = \frac{EA_b}{b}(d_1 - d_2), F_{BC} = \frac{EA_b}{b}(d_2 - d_3),$$

$$F_{CD} = \frac{EA_b}{b}(d_3 - d_4), F_{DE} = \frac{EA_b}{b} d_4$$

式中　A_b——撑杆的截面积。

对位移后的支撑连接点取矩，可得方程组：

$$(1-\alpha)d_1 + \alpha d_2 = 0$$

$$\alpha d_1 + (1-2\alpha)d_2 + \alpha d_3 = 0$$

$$\alpha d_2 + (1-2\alpha)d_3 + \alpha d_4 = 0$$

$$\alpha d_3 + (1-2\alpha)d_4 = 0$$

式中 $\alpha=\dfrac{EA_b l}{2bN_{cr}}$。使这一方程组的系数行列式等于零，可以解得 $\alpha=8.29$。柱数不同于4时，可以用同样方法算得 α，见表4-8。

整个撑杆的不动点在 E，总长为 nb，轴向变形刚度为：

$$k_n=\frac{EA_b}{nb}=\frac{2N_{cr}}{l}\times\frac{\alpha}{n} \tag{4-122}$$

和式（4-112）相比，可见 k_n 是只撑一根柱时的 α/n 倍。α/n 的数值亦列于表4-8中。当 $n=4$ 时，k_n 为一根柱的2.07倍而不是4倍。α/n 还可以近似地用 $0.4n+0.6$ 表达，也列于表4-8中。

表4-8　　多柱体系撑杆刚度和内力系数

n	2	3	4	5	6	7	8	9	10
α	2.618	5.06	8.29	12.34	17.21	22.87	29.35	36.6	44.8
刚度系数 α/n	1.309	1.69	2.07	2.47	2.87	3.27	3.67	4.07	4.48
$0.4n+0.6$	1.400	1.80	2.20	2.60	3.00	3.40	3.80	4.20	4.60
$0.6\ (1+0.6n+0.075n^2)$	1.50	2.09	2.76	3.53	4.38	5.33	6.36	7.49	8.70
$0.4+0.6n$	1.60	2.20	2.80	3.40	4.00	4.60	5.20	5.80	6.40

一般柱列各柱都有几何缺陷，但不可能同时达到最大值。这里假定缺陷的分布符合正态分布，并认为柱子实际缺陷有95%落在 $|d|<L/500$ 范围内，则可把柱列中各柱的初曲矢度都取为 $d_0=\dfrac{L}{500\sqrt{n}}$ 且弯曲方向相同，式中 n 为柱列中待撑柱数。

在计及柱几何缺陷的同时也考虑撑杆的几何缺陷，利用柱列—支撑体系的屈曲条件、屈曲平衡条件和变形协调条件，可得撑杆内力的较精确的计算式。经简化后得到：

$$\frac{100F_n}{N_{cr}}=0.4(n+4)+0.16(n^2+1.5n)\frac{b}{L}\left(\frac{\alpha}{\lambda_b^2}\right) \tag{4-123}$$

或：

$$\frac{100F_n}{N_{cr}}=1+0.5n+0.16(n^2+1.5n)\frac{b}{L}\left(\frac{\alpha}{\lambda_b^2}\right) \tag{4-124}$$

在通常设计中 $\lambda_b\geqslant 125$，且 b/L 在0.4～0.7之间，此时 F_n 由下式计算：

$$F_n/F_1=0.6(1+0.6n+0.075n^2) \tag{4-125}$$

式中　F_1——支撑单根柱的撑杆内力。

对于不同的 n 值，式（4-125）的比值在表4-8中可以找到。观察比值和对撑杆刚度的要求可以看出，内力比值比撑杆刚度要求的 α/n 高，尤其是 n 值大时，F_n/F_1 越来越接近 n。因此建议 n 值最好不要超过8。根据上式算得的 F 力，即可按轴心受压来确定撑杆所需截面。当柱列各柱的轴线压力不同时，可对式（4-125）的 n 值进行折减，即代以：

$$n_e=1+\frac{1}{2}\sum_{i=2}^{m}\frac{N_i}{N_1}\left(1+\frac{N_i}{N_1}\right) \tag{4-126}$$

GB 50017—2003规范考虑柱脚约束等有利因素，规定柱列在高度中央附近设置一道支撑时，支撑力为：

$$F_{bn}=\frac{\Sigma N_i}{60}\left(0.6+\frac{0.4}{n}\right) \tag{4-127}$$

和比值相当的内力系数为 $0.4+0.6n$，也列在表 4－8。

【例 4－3】 图 4－106 所示柱列，设 $L=2l=12\text{m}$，$b=5\text{m}$，各柱承受压力均为 2200kN，其截面为 H 形，由两块 400mm×20mm 翼缘板和 350mm×10mm 腹板组成，截面积为 195cm²。求撑杆截面。

解：先按规范规定的支撑长细比 $\lambda_b \leqslant 200$ 选截面。取双角钢 70×5 组成的“十”字形截面，截面积为 $A_b=13.74\text{cm}^2$，最小回转半径 $r_{min}=2.73\text{cm}$，其长细比 $\lambda_b=500/2.73=183$。此截面能承受力为：

$$F_b = A_b f\varphi = 13.74\times 21.5\times 0.22 = 65\text{kN}$$

按（GB 50017—2003）规范公式计算［即式（4－127）］，由于支撑需要撑 4 根柱，其内力为：

$$F_4 = \frac{4\times 2200}{60}(0.6+0.4/4) = 102.7\text{kN} > 65\text{kN}$$

可见超过所选截面的承载能力。为此，改选两个 80×6 的角钢，截面积 $A_b=18.8\text{cm}^2$，可承压力 110.8kN＞102.7kN，满足要求。但是，如果所撑的 4 根柱并不同时承受最大荷载，则截面还可减小。

8.1.3 影响支撑有效性的因素

在以上的分析中，有两个前提值得注意：一是认为压杆总是呈弯曲屈曲，二是认为支撑的轴线通过压杆截面的剪心 S［如图 4－107（b）所示］，双轴对称截面 S 即为截面形心。如果不符合这两个前提，支撑作用就不能充分发挥。

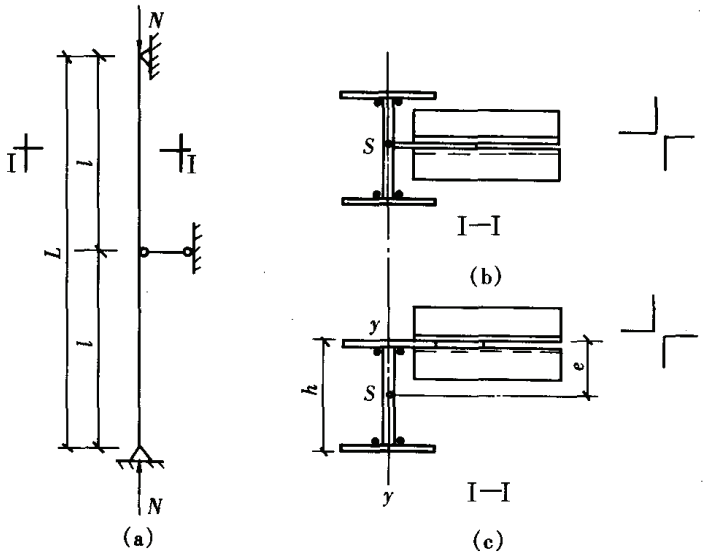


图 4－107　中心连接的支撑和偏心连接的支撑

在本章 3.4 节曾经述及当支撑的轴线偏离剪心 S，如图 4－107（c）所示，压杆绕 y 轴屈曲时将伴随有扭转变形，亦即呈弯扭屈曲，其承载力达不到欧拉力 $N_{Ey2}=\dfrac{\pi^2 EI_y}{(L/2)^2}=4N_{Ey1}$。另一方面，如果压杆抗扭刚度不高，而 $N_\varphi=\dfrac{1}{i_0^2}\left(GI_t+\dfrac{\pi^2 EI_\omega}{L^2}\right)<N_{Ey2}$，则设置中心支撑后临界力最多只能提高到 N_φ。

分析表明：支撑偏离压杆的剪心，对减小压杆弯曲屈曲计算长度的作用就要下降。因此，偏心连接支撑的刚度应比式（4－112）要求的增大，才能把计算长度减小一半。偏心距离 e 越大，要求刚度增大得越多。刚度增大系数还和截面的极回转半径 i_0 及参数 a 有关：

$$\alpha_1 = \left(\frac{GI_t L^2}{\pi^2 EI_\omega}\right)^{1/2} = \frac{L}{5.07}\sqrt{\frac{I_t}{I_\omega}} \tag{4-128}$$

表 4－9 给出了工形截面要求的偏心支撑刚度增大系数。表中空缺部分表示不论刚度增大到什么程度，都不能使计算长度减小一半。当支撑连于工形柱翼缘而偏心率 $e/h = 0.5$ 时，就很难使计算长度减小一半。

表 4－9　　工形截面压杆偏心支撑的刚度增大系数

i_0/h	e/h	α_1						
		1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5
0.39	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.1	2.032	1.192	1.100	1.065	1.047	1.036	1.029
	0.2		2.803	1.571	1.325	1.221	1.163	1.128
	0.3			5.490	2.231	1.685	1.462	1.347
	0.4				51.96	3.607	2.283	1.829
	0.5						8.201	3.42
0.47	0.0			1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.1			1.579	1.140	1.076	1.051	1.038
	0.2				1.960	1.396	1.242	1.170
	0.3					2.763	1.780	1.487
	0.4						4.526	2.396
	0.5							11.15
0.55	0.0					1.0	1.0	1.0
	0.1					1.298	1.100	1.059
	0.2					12.21	1.575	1.285
	0.3						5.599	1.898
	0.4							8.912
	0.5							

十字形截面的压杆抗扭刚度比较低，在加设支撑而使弯曲屈曲临界力大为提高后，有可能出现扭转屈曲。这是在企图把压杆计算长度减小一半时需要注意的另一个问题。此时通过压杆剪心的支撑，对防止扭转屈曲不起任何作用。因此，当十字形截面杆在高度中央设置无偏心支撑时，临界力只能提高到 N_φ 而不是 N_{Ey2}。如果把支撑做成偏心连接的，它对防止扭转变形能起到一定作用，但防止压杆侧向变形的能力却降低了。后一不利效应超过前一有利效应，其结果是临界荷载甚至比 N_φ 还低。偏心率 e/h 越大则情况越不利。从表 4－9 中可见当偏心率为 0.4 时，要达到支撑有效，需要的支撑刚度是无偏心时的 8.9 倍。

【例 4－4】

设工形截面压杆（如图 4－108 所示）长 10m，两端铰支，在杆长度中央设置支撑以减小其绕 y 轴屈曲的计算长度。如果支撑连接有偏心，是否能把计算长度减小到 5m?

解：先计算此压杆截面的特性，得：

$$A = 3 \times 1.4 \times 25 = 105\text{cm}^2$$

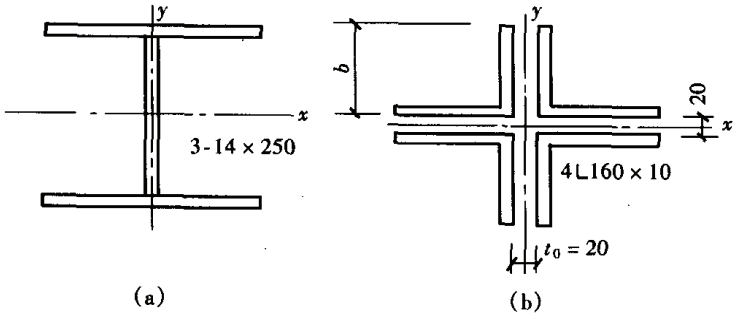


图 4-108　压杆截面

$$I_y = \frac{2.8 \times 25^3}{12} = 3645.8\text{cm}^4$$

$$I_x = 1.4 \times \frac{25^3}{12} + 2 \times 35 \times 13.2^2 = 14019.7\text{cm}^4$$

$$i_y = 5.89\text{cm}, \quad i_x = 11.56\text{cm}$$

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 = 168.3\text{cm}^2$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times 3 \times 25 \times 1.4^3 = 68.6\text{cm}^4$$

计算长度为 10m 时，弯曲屈曲临界力和扭转屈曲临界力分别为：

$$N_{Ey1} = \frac{\pi^2 \times 20600 \times 3645.8}{1000^2} = 741.3\text{kN}$$

$$N_\varphi = \frac{1'}{168.3}\left(7900 \times 68.6 + 741.3 \times \frac{26.4^2}{4}\right) = 3987.5\text{kN}$$

算式中已利用了工形截面 $I_\omega = I_y \frac{h^2}{4}$ 的关系，因而 $\frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2} = N_{Ey1}\frac{h^2}{4}$。由于 N_φ 大于 $N_{Ey2} = \frac{\pi^2 EI_y}{(L/2)^2} = 4N_{Ey1}$，因此设置中心支撑可以把计算长度减小一半。但是，如果支撑连于压杆的一个翼缘，则有 $e/h = 0.5$，$i_0/h = \frac{\sqrt{168.3}}{26.4} = 0.49$，以及

$$\alpha_1 = \frac{L}{5.07}\sqrt{\frac{I_t}{I_\omega}} = \frac{L}{5.07} \cdot \frac{2}{h}\sqrt{\frac{I_t}{I_y}} = \frac{1000}{5.07} \times \frac{2}{26.4}\sqrt{\frac{68.6}{3645.8}} = 2.05$$

由表 4-9 可知增大系数落入空缺区内，说明连于一个翼缘的支撑不能把压杆的计算长度减小一半。从表 4-9 中可以看出，支撑连接的最大偏心不应超过 $0.3h = 7.9\text{cm}$，最好不超过 7cm，才能把计算长度减小一半。

【例 4-5】　设十字形截面压杆［如图 4-108（b）所示］长 6.7m，两端铰支，轴心受压。在长度中央设置支撑以减小绕 x 轴和 y 轴屈曲的计算长度。问能否把计算长度减小一半？

解：先计算压杆的截面特性：

$$A = 4 \times 31.5 = 126\text{cm}^2, I_t = \frac{8}{3}bt^3 = \frac{8}{3}15.5 \times 1^3 = 41.33\text{cm}^4$$

$$I_x = I_y = 4(779 + 31.5 \times 5.31^2) = 6668.7\text{cm}^4, i_x = i_y = 7.28\text{cm}, i_0^2 = 105.9\text{cm}^2$$

$$I_\omega = \frac{2}{3}(t_0 + t)^2 tb^3 + \frac{2}{9}t^3 b^3 = 23171\text{cm}^6$$

t_0 为两角钢之间的缝隙宽度。

计算长度为 6.7m 时，弯曲屈曲临界力和扭转屈曲临界力分别为：

$$N_{Ey1} = \frac{\pi^2 \cdot 20600 \times 6668.7}{670^2} = 3020\text{kN}, N_{\varphi 1} = \frac{20600}{105.9}\left(\frac{41.33}{2.6} + \frac{\pi^2 \cdot 23171}{670^2}\right) = 3191\text{kN}$$

算式中的 2.6 为 E/G 比值。如果在长度中央的支撑不能防止该点扭转，临界力只能提高到 $N_{\varphi 1}$。即使支撑能够阻止杆件在该点扭转，由于 I_ω 值很小，当计算长度减小一半时 $N_{\varphi 2}$ = 3490kN，只比 N_{Ey1} 增大 15.5%。因此，支撑对减小此压杆的计算长度基本上不起作用。

开口冷弯薄壁型钢的受压构件有可能 $N_{\varphi 1} < N_{Ey1}$，对于这种由扭转屈曲控制承载力的压杆，设置偏心连接的支撑，对提高其承载力是有效的，而且偏心越大则越有效。即使偏心很大，承载力还很不容易达到 N_{Ey1}。

8.2 梁的支撑

8.2.1 支撑杆和支撑梁的刚度

梁整体失稳时兼有弯曲和扭转两种变形。如果只设置轴线通过剪心的防止侧移的支撑，由于不能有效地防止扭转，就很难完全防止梁丧失稳定。对简支梁来说，设置在上翼缘平面的侧向支撑最有效。因此，梁的稳定支撑的设置，与上节分析的轴心压杆的情况有重大区别。

设置在简支梁上翼缘平面的侧向支撑也应具有一定的刚度和承载能力，才能起侧向固定支点的作用。运用弹性稳定理论，对跨度中央有侧向支撑杆的均匀受弯梁的稳定性进行分析，可得出双轴对称工形截面梁跨中侧向支撑的临界刚度 k_b。当杆刚度达到或超过此值时，梁屈曲时的计算长度减小到 $l = L/2$，见图 4－109（a）。无量纲化的临界刚度 $\overline{k}_b = k_b \frac{L^3}{EI_y}$，见表 4－10。这里 I_y 为梁截面关于 y 轴的惯性矩，表 4－10 中 α_1 是按式（4－128）计算的，对双轴对称工形截面可简化为：

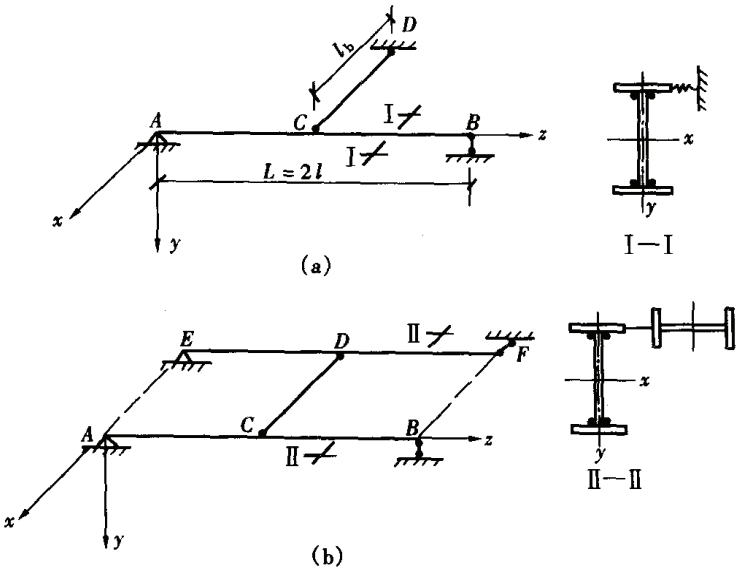


图 4－109　梁的侧向支撑

$$\alpha_1 = \frac{L}{2.53h}\sqrt{I_t/I_y}$$

式中　h——梁上下翼缘中至中的距离。

表 4-10　　侧向支撑的临界刚度 $\bar{k}_b$

α_1	1	2	3	4	5	6	7	8
$\bar{k}_b$	79.3	82.2	87.3	92.8	98.1	102.8	106.9	110.5

考虑到实际工程中的梁难免有出平面的初始弯曲，设计时赋予支撑杆的刚度至少应为由表 4-10 得出的 2 倍。由 $EA_b/l_b \geqslant 2k_b$ 即可得出支撑所需截面：

$$A_b \geqslant 2\bar{k}_b \frac{I_y l_b}{L^3} \tag{4-129}$$

当然，支撑杆的长细比不应超过规范规定的容许长细比限值。

由表 4-10 可见，在 α_1 由 1 至 8 的很大范围内 $\bar{k}_b$ 的变化不大。现取中间值 $\bar{k}_b = 98.7 = 10\pi^2$，则需要撑杆刚度：

$$k_b = 10\pi^2 \frac{EI_y}{L^3} \tag{4-130}$$

把梁受压翼缘可以看成是个单独的压杆，当计算长度为 $L/2$ 时，其绕 y 轴的欧拉临界力为：

$$N_{cr}^f = \frac{\pi^2 EI_y/2}{(L/2)^2} = \frac{2\pi^2 EI_y}{L^2}$$

实际上梁下翼缘受拉，对上翼缘侧向屈曲起约束作用，故 N_{cr}^f 应该还要大一些，可近似地取为 $N_{cr}^f = 2.5\pi^2 EI_y/L^2$。以此代入式（4-130）可得：

$$k_b = \frac{4N_{cr}^f}{L}$$

此式和式（4-112）完全相同。这就是说，把梁计算长度减小一半的支撑，其刚度要求和把受压翼缘看作轴心压杆完全一样。因此在设计中梁跨度中央上翼缘处设一道支撑时，可以按式（4-117）求其应能承受的力。式中的 N_{cr} 代以梁翼缘所受压力。考虑到梁腹板也有一部分受压，按下式计算 N_{cr} 更为稳妥：

$$N_{cr} = (A_f + 20t_w^2)\sigma \tag{4-131}$$

式中　A_f——梁受压翼缘截面积；

t_w——梁腹板厚度；

σ——梁边缘纤维压应力。

梁受压翼缘设两道或两道以上支撑时，也可采用相应的压杆支撑的计算公式。

GB 50017 规范对减少梁受压翼缘自由长度的支撑轴力的规定，也是将受压翼缘视为轴心压杆。

当梁的侧向支撑由跨长相同的水平放置的支撑梁提供时［如图 4-109（b）所示］，支撑梁的刚度为 $48EI_b/L^3$（I_b 为水平支撑梁绕强轴的惯性矩）。使之等于 k_b 的 2 倍，则有：

$$48EI_b/L^3 \geqslant 2\bar{k}_b \frac{EI_y}{L^3}$$

$$I_b \geqslant \frac{\bar{k}_b}{24} I_y \tag{4-132}$$

当支撑梁与被支撑梁之间的连接杆 CD 有一定长度和柔性时，则应考虑此杆变形的影响，支撑梁和连接杆的总柔度为 $\frac{l_b}{EA_b} + \frac{L^3}{48EI_b}$，二者的综合刚度应不小于表 4-10 所给出的 2 倍，即：

$$\left(\frac{l_b}{EA_b} + \frac{L^3}{48EI_b}\right)^{-1} \geqslant 2\bar{k}_b \frac{EI_y}{L^3}$$

或：

$$\frac{24A_bI_b}{48l_bI_b + A_bL^3} \geqslant \bar{k}_b \frac{I_y}{L^3} \tag{4-133}$$

横向荷载作用于梁上翼缘时的临界弯矩比梁只承受端弯矩的临界弯矩有所下降，原因是作用点高的荷载促使梁扭转。因此，荷载作用点高时对支撑的要求也要提高。对作用于上翼缘的均布荷载，A_b 应为公式（4-129）的 2 倍；对作用于上翼缘的跨中集中荷载，A_b 应为公式（4-129）的 3.3 倍。

【例 4-6】 跨长 10m 的双轴对称工形截面梁，材料 Q235 钢，截面为：翼缘板 16×400，腹板 8×1000。在跨度中央设置侧向支撑，使受压翼缘的自由长度与宽度之比 $l_1/b_1 = 500/40 = 12.5 < 13$，以保证梁整体稳定。撑杆长 5m，要求确定以下两种荷载情况的撑杆截面：①梁承受均匀弯矩；②梁承受作用于上翼缘的集中荷载。

解：（1）先按容许长细比选支撑截面，要求它的回转半径不小于 $i_b = 500/200 = 2.5\text{cm}$，用长肢合并的双角钢 100×63×6，两肢间缝隙 10mm，两主轴回转半径为 $i_x = 3.21\text{cm}$，$i_y = 2.63\text{cm} > 2.5\text{cm}$。

梁的参数为：

$$I_t = 126.3\text{cm}^4, I_y = 17067\text{cm}^4 \text{ 和 } \alpha_1 = \frac{L}{2.53h}\sqrt{\frac{I_t}{I_y}} = \frac{1000}{2.53 \times 101.6}\sqrt{\frac{126.3}{17067}} = 0.33$$

表 4-10 中 α_1 的最小值为 1.0。偏于安全地取和此值对应的 $\bar{k}_b = 79.3$，则由公式（4-128）可得

$$A_b \geqslant 2 \times 79.3 \frac{I_y l_b}{L^3} = 2 \times 79.3 \frac{17067 \times 500}{1000^3} = 1.35\text{cm}^2$$

长肢合并双角钢 100×63×6 的截面积为 19.24cm^2，远远大于需要值。

（2）当梁承受作用于上翼缘的跨中集中荷载时，$\bar{k}_b$ 应为表 4-10 中的数值乘以 3.3，即需要撑杆截面积 $A_b \geqslant 3.3 \times 1.35 = 4.46\text{cm}^2$，仍然小于 19.24cm^2。

（3）验算支撑的承载力。先按式（4-131）计算梁上翼缘及部分腹板所承受的力

$$N_{cr} = (1.6 \times 40 + 20 \times 0.8^2)21.5 = 1651\text{kN}$$

按 GB 50017 规范有 $F = 1651/60 = 27.5\text{kN}$

撑杆的长细比为 $\lambda_1 = 500/2.63 = 190$，查得 $\varphi = 0.204$

有：

$$\frac{27.5}{19.24 \times 0.204} = 7.0\text{kN/cm}^2 < 21.5\text{kN/cm}^2$$

对于没有刚性铺板的平行梁系，有效的支撑方式是在两个相邻梁的上翼缘之间设置斜撑体系，并用系杆撑住其他梁，以减小梁的自由长度（如图 4－110 所示）。斜撑和 *AB*、*CD* 两梁的上翼缘组成刚度很大的水平桁架，可以锚固住撑杆 *EFG*。但是，需要注意的是：*AB*、*CD* 两梁在其重力荷载作用下应略有多余的承载力，以便承受 *EFG* 传来的支撑力。水平支撑桁架在其平面内的弯曲刚度应满足式（4－133）的要求，桁架还应能承受由撑杆传来的力。计算桁架惯性矩时应考虑腹杆变形的影响。撑杆 *EF* 所承受的力应按所撑桁架桁数由式（4－127）计算。

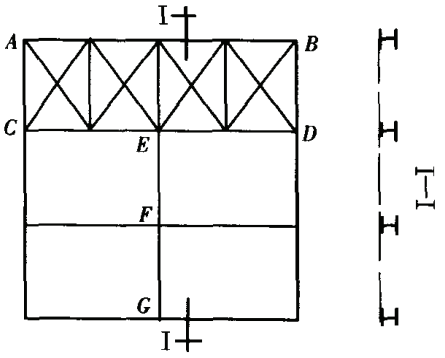


图 4－110　梁上翼缘平行的支撑体系

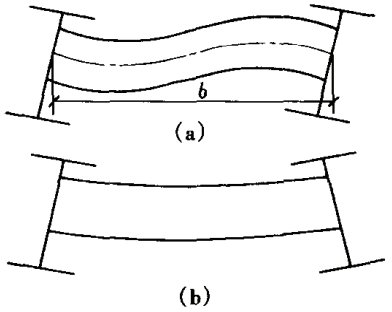


图 4－111　梁的两种屈曲模式
(a) 同方向扭转；(b) 反方向扭转

8.2.2　借助次梁相互约束

当次梁和两根主梁刚性连接时，主梁可以有如图 4－111 所示的两种形式屈曲，其中 4－111（a)为同方向扭转，图 4－111（b）为反方向扭转。无论哪一种形式，次梁都要发生弯曲变形，它的弯曲刚度对主梁扭转提供约束。两主梁反向扭转时，次梁还受到压缩变形，它的轴向变形刚度对主梁提供侧移约束。当次梁轴向刚度较大时，屈曲形式如图 4－111（a）所示。次梁的轴向刚度为 $k = EA_b/b$（A_b 和 b 分别为其截面积和长度)。把 k 除以 EI_y/L^3 并无量纲化，则有：

$$\overline{k} = kL^3/EI_y = \frac{A_b}{A}\cdot\frac{L}{b}\lambda_y^2$$

式中　EI_y——主梁截面的弱轴转动刚度；

A——主梁截面的截面积；

λ_y——主梁截面的侧向长细比。

次梁的转动刚度为：$k_z = 6EI_b/b$（I_b 为其惯性矩），除以 GI_t/L 加以无量纲化则有：

$$\overline{k}_z = 6\frac{EI_bL}{GI_tb}$$

此时把主梁屈曲半波长度减小一半所需的 $\overline{k}_z$ 至少为：

$$\overline{k}_z = \frac{4\pi(8+\alpha_1^2)\sqrt{4+\alpha_1^2}}{3\alpha_1^2} \tag{4-134}$$

使次梁提供的刚度为需要值的 2 倍，则有：

$$I_b = \frac{\pi(8+\alpha_1^2)\sqrt{4+\alpha_1^2}}{5.85\alpha_1^2}\cdot\frac{b}{L}I_t \tag{4-135}$$

式中 α_1 由公式（4－128）计算；而 I_t 为主梁的扭转惯性矩。

式（4－134）是由两个并列主梁得出的。当并列梁数为三个或更多时，次梁所需刚度比式（4－134）略小。

如果次梁和主梁连接并非完全刚性，前者对后者扭转变形的约束作用将下降。如果连接接近铰接，约束作用微不足道，那么次梁所提供的约束也就不存在了。

在建筑工程中，通常在主、次梁组成的梁格体系上有刚性铺板。此时铺板可以起到防止主梁失稳的作用而不必依靠次梁。次梁也就无需和主梁组成刚性连接。由于刚性连接构造比较复杂，只有必须依靠次梁来减少主梁计算长度时才考虑这样做。

8.3 框架的支撑

8.3.1 防止框架有侧移失稳所需的支撑

通过设置侧向支撑以防止框架侧移，可以提高框架的稳定承载力。这种支撑需要的刚度可以用和轴心压杆支撑类似的简化方法来计算。设图 4－112（a）的撑杆长度为 l_b，截面积为 A_b，则它的刚度是 $k = EA_b/l_b$。当框架失稳时顶部出现微小的位移 d，撑杆出现内力 kd。

$$kd = H + \frac{\Sigma N_i \cdot d}{h}$$

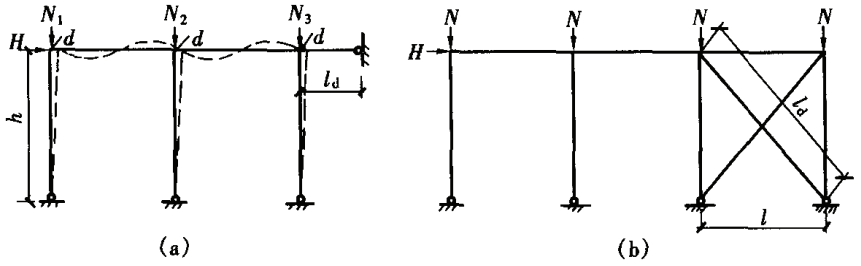


图 4－112 有抗侧移支撑的单层框架

考虑到以上计算没有计及柱子的初始倾斜等缺陷的不利影响，对上式最后一项乘以系数 $\eta \geqslant 2$，则撑杆刚度应为：

$$k = \frac{H}{d} + \frac{\eta \Sigma N_i}{h} \tag{4－136}$$

此式也可以改写为撑杆所需的最小截面：

$$A_b = \frac{Hl_b}{Ed} + \frac{\eta \Sigma N_i \cdot l_b}{Eh} \tag{4－137}$$

位移值 d 可以由撑杆承受 kd 力后达到其承载能力来计算。当撑杆受压时：

$$\frac{kd}{A_b} = \varphi f$$

则：

$$d = \frac{l_b f}{E}\varphi$$

式中 φ——撑杆受压时的稳定系数。

代入公式（4－136），则有：

$$A_b = \frac{H}{f\varphi} + \frac{\eta \Sigma N_i l_b}{Eh} \tag{4－138}$$

在工程中，撑杆常由设置在一跨框架中的斜撑来实现［见图 4－112（b)］，此时斜撑应具有的最小截面为：

$$A_b = \frac{l_d}{l} \cdot \frac{H}{f\varphi} + \frac{\eta l_d^3}{l^2 h} \cdot \frac{\Sigma N_i}{E} \tag{4-139}$$

式中 l_d——斜撑的长度。

采用十字交叉斜撑且按拉杆设计时，则式（4－139）中的 $\varphi = 1$。当十字交叉的两杆共同工作时，则按压杆设计，$\varphi \neq 1$，杆截面取由公式（4－139）计算所得的一半。从公式（4－139）可见，仅按水平荷载 H 来设计斜撑的截面是不够的。

对多层框架，每层都应设置横撑或斜撑。当图 4－112 的框架不承受水平荷载时，式（4－136）可以改写成：

$$S = \eta \Sigma N_i$$

$$S = kh$$

式中 S——框架柱有出现单位侧倾角需要的柱顶水平力，即侧倾刚度。

因此，把框架由有侧移失稳的结构转变为无侧移失稳结构需要的支撑结构侧移刚度为：

$$S_b \geqslant \eta_b \Sigma N_b - \eta_0 \Sigma N_0$$

式中 ΣN_b、ΣN_0——分别为按无侧移和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴压杆稳定承载力之和；

η_b、η_0——分别为对应于 ΣN_b 和 ΣN_0 的增大系数。

取 $\eta_b = 3.6$ 和 $\eta_0 = 3.0$，即得 GB 50017 规范要求支撑结构侧倾刚度的计算公式：

$$S_b \geqslant 3(1.2\Sigma N_b - \Sigma N_0)$$

8.3.2 高大框架结构的支撑平台梁

有些单层框架结构如火电厂悬挂式锅炉车间的构架（如图 4－113 所示），高度非常大。最高的高达 80m，这类框架结构的柱子在车间的纵向（z 轴方向）可依靠柱 CC' 和 DD' 之间的斜撑和纵向构件来减少其自由长度。在车间横向，位于车间端部的柱 AA' 和 DD' 可以依靠端部的横向支撑体系减小其计算长度，但中部框架柱 BB' 和 CC' 只能依靠平台梁来提供位移约束用以减少其计算长度。因此这些平台梁必须具有足够的刚度，才能阻止柱屈曲时在和它们的连接点处出现横向位移（x 轴方向），平台梁所应具有的最小刚度

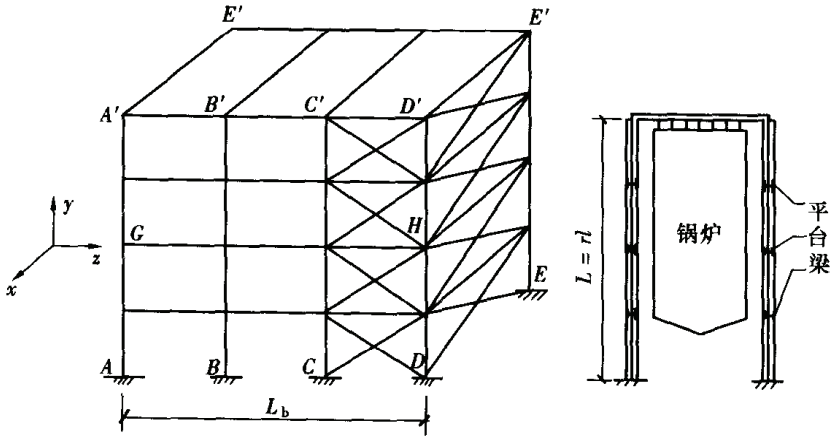


图 4－113 高大锅炉车间的框架

为[4.3]：

$$EI_b = \frac{6(n+1)NL_b^3}{\pi^4 l}\left(1+\cos\frac{\pi}{r}\right) \tag{4-140}$$

式中 I_b、L_b——平台梁的惯性矩和跨长；

l、r——柱段长度和柱段数，$rl = L$ 为柱的总高度；

n——柱列中间柱子数；

N——一根柱子所承受的总荷载。

式（4-140）已经考虑了构件存在几何缺陷，并且为构件可能进入非弹性范围做了修正，因此可以在设计时直接应用。图 4-113 中所示的情况 $r=4$，$n=2$。

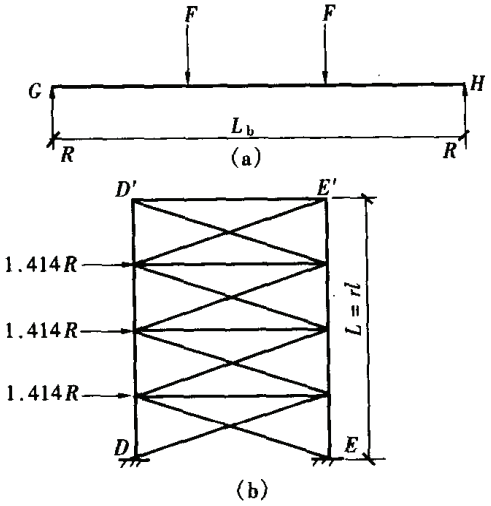


图 4-114 作用于平台梁和端部横向支撑上的支撑力

除刚度之外，平台梁还应满足强度要求。它作为水平放置的梁，除承受水平荷载作用外，还承受因柱起约束作用而由柱传来的支撑力。

$$F = \frac{5}{r\sqrt{n}} \cdot \frac{N}{100} \tag{4-141}$$

图 4-113 所示平台梁的支撑力作用情况见图 4-114（a），该梁在支撑力作用下有支座反力 R，传给端部横向支撑架 $DD'E'E$ 和 $AA'F'F$。由于 F 力和柱的初始挠度有关，而初始挠度属于随机变量，端部横向支撑架所承受的支撑力不是 $2R$ 而是 $\sqrt{2}R$。

确定支撑斜杆的内力和截面时还应考虑风荷载作用的效应。

参 考 文 献

[4.1] 陈绍蕃. 钢结构设计原理. 第二版. 北京：科学出版社，1998

[4.2] Lu L-W. Stability of frames under primary bending moments. Proc. ASCE, 89, ST3. 1963

[4.3] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计指南. 第二版. 北京：中国建筑工业出版社，2004

[4.4] 张耀春等. 截面为三角形的空间格构式刚架体系的整体稳定性试验研究及平面内稳定分析. 见：钢结构研究 3（钢结构 2000 年增刊）

[4.5] Timoshenko. S. P, Gere. J. M. Theory of elastic stability. McGraw-Hill, 1961

[4.6] 周承倜. 弹性稳定理论. 重庆：四川人民出版社，1981

[4.7] T. V. Galambos. Guide to stability design criteria for metal structures. 5th ed. John Wiley & sons Inc., 1998

[4.8] Yang H. T. Y. A Finite Element Formulation for Stability Analysis of Doubly Curved Thin Shell Structures, Doctoral Thesis, Cornell University, Ithaca, N. Y

[4.9] Rocky, K. C et al. The Behavior of Square Shear Webs Having a Circle Hole. Thin-walled steel structures, 1969

[4.10] Libove, C. Buckle pattern of Biaxially compressed simply Supported Orthotropic Rectangular Plates, J. Compos. Mater., Vol. 17, No. 1, pp45-48, 1983

[4.11] Wittrick, W. H (1952), Correlation Between Some Stability Problems for orthotropic and Isotropic Plates Under Bi - axial and Uni - axial Direct Stress, Aeronant, Q., vol. 4, pp83 - 99

[4.12] Johns, D. J. (1971) Shear Buckling of Isotropic and Orthotropic Plates: A Review, Tech. Rep. R&M No. 3667, British Aeronautical Research Council, London

[4.13] Libove, C., and Batdorf, S.B. (1948), A General Small - Deflection Theory for Flat Sandwich Plates, NACA Rep. No. 899

[4.14] Becker, H., and Gerard, G. (1963), Measurement of Torsional Rigidity of Stiffened Plates,. NACA Tech. Note No. D - 2007

[4.15] H. G. Allen and P. S. Bulson, Background to Buckling, McGRAW - HILL Book Company Limited, England, 1980

[4.16] Bleich, F., Buckling Strength of Metal Structures, McGraw - Hill, New York

第五章　抗脆断和抗疲劳设计的理论基础

1. 钢结构脆性破坏及其原因

1.1　脆性断裂破坏

从宏观上讲，脆性破坏的主要特征表现为断裂时伸长量极其微小（例如生铁在单向拉伸断裂时为0.5%～0.6%）。如果结构的最终破坏是由于其构件的脆性破坏导致的，那么我们称结构发生了脆性破坏。对于脆性破坏的结构，几乎观察不到构件的塑性发展过程，往往没有破坏的预兆，因而脆性破坏的后果经常是灾难性的。工程设计的任何领域，无一例外地都要力求避免结构的脆性破坏（如在钢筋混凝土结构中避免设计超筋梁），其道理就在于此。断口所在的断裂面记录了极为丰富的断裂过程的信息，用低倍放大仪器（如25倍以下的放大镜）和高性能的显微仪器（如透射电子显微镜、扫描电子显微镜等）对其进行宏观分析和微观分析是金属断口学的研究范畴[5.2]。当然，这种研究还经常辅以材料的化学成分、金相组织等的分析。这些分析结果对于揭示脆性破坏机理，进而寻求设计对策都极具价值。

脆性破坏不仅仅指单向拉伸时的脆性断裂，依照断裂发生时的应力状态区分，有时将断裂面法向与最大正应力方向平行的断裂称为正断型断裂，而将断裂面法向与最大剪应力方向垂直的断裂称为剪断型断裂。更常见的是按照断裂原因进行分类，见诸于文献的大致可分为过载断裂、非过载断裂、应力腐蚀断裂、疲劳断裂、腐蚀疲劳断裂和氢脆断裂几类。

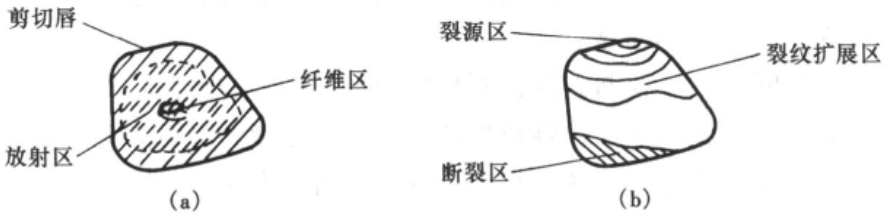


图5－1　断裂面宏观形貌

(a) 过载断裂；(b) 疲劳断裂

1.1.1　过载断裂

由于过载，强度不足而导致的断裂。这种断裂破坏发生的速度通常极高（可高达2100m/s）[5.4]，后果极其严重。过载断裂面宏观形貌如图5－1（a）所示，具有典型的断口特征。断裂萌生起始于三向应力区，呈粗糙的纤维状，常可发现夹杂物混于其间。裂纹快速不稳定扩展时，常伴有放射状花纹，构成放射区。断裂破坏最终以剪切唇的形状发生，剪切唇与最大剪应力方向平行，表面平滑显现灰色。在钢结构中，过载断裂只出现在高强钢丝束、钢绞线和钢丝绳等脆性材料做成的构件。

1.1.2　非过载断裂

塑性很好的钢构件在缺陷、低温等因素影响下突然呈脆性断裂，在钢结构中时有发生，这是本章主要讨论的一个方面，在下一节中阐述。

1.1.3 应力腐蚀断裂

在腐蚀性环境中承受静力或准静力荷载作用的结构，在远低于屈服极限的应力状态下发生的断裂破坏称为应力腐蚀断裂。它是腐蚀和非过载断裂的综合结果。对腐蚀介质的敏感程度取决于材料的化学成分。碳素钢对碱溶液和硝酸较敏感，而奥氏体和铁素体不锈钢对氯化物水溶液（尤其是在42%的MgCl沸腾水溶液中）很敏感。一般认为，强度越高则对应力腐蚀断裂越敏感。对于常见碳钢和低合金钢而言，屈服强度大于700MPa时，才表现出对应力腐蚀断裂比较敏感。据一项1974年的调查报告[5.5]称，我国铁路桥梁的高强度螺栓在十几年间约有五千分之一发生了应力腐蚀断裂。此后采用20MnTiB钢和35VB代替40B钢，情况大有改善。

1.1.4 疲劳断裂与腐蚀疲劳断裂

在交变荷载作用下，裂纹的失稳扩展导致的断裂破坏称为疲劳断裂。疲劳断裂有高周和低周之分。循环周数在10^5以上者称为高周疲劳，属于钢结构中常见的情况。低周疲劳断裂前的周数只有几百或几十次，每次都有较大的非弹性应变。典型的低周疲劳破坏产生于强烈地震作用下。

如图5－1（b）所示，疲劳断裂面由界线颇为分明的裂源区、裂纹扩展区和断裂区构成。疲劳断裂的起点位于裂源区，裂源可以不限于一个（在低周疲劳断裂中，经常可以发现位于不同平面内的数个裂源），它们总是出现在具有应力集中的结构表面或材料的缺陷处（如冶炼缺陷、轧制缺陷、加工缺陷等）。它们的共同作用，导致疲劳主裂纹的生成。裂源亦可出现于构件内部，如存在气孔处。裂源区常呈细结晶状态。

裂纹扩展区断口平滑，表面常比较光亮（高周疲劳断裂中尤为明显），且伴有与扩展方向垂直的贝壳纹状迹线。这些迹线是裂纹稳定扩展过程中裂纹前缘线（亦称裂纹前缘休止线）的记录，裂纹前缘线的形态和疏密取决于交变荷载谱和裂纹前缘的材料性能。在低周疲劳断裂中贝壳纹状迹线不明显。

构件最后的突然断裂发生在断裂区，断裂区的断口形貌与单向拉伸类似：材料的延性越强，纤维状越显著；而脆性越强，颗粒状则越明显。细微的分析表明，介于裂纹扩展区和断裂区之间存在一个短暂的过渡区，其主要特征是断裂方向被急剧增多的二次裂纹所偏转，同时断口表面的粗糙度增加。

环境介质导致或加速疲劳裂纹的萌生和扩展即称为腐蚀疲劳。

1.1.5 氢脆断裂

氢可以在冶炼和焊接过程中侵入金属（内部氢脆），亦可以在使用期间经由电化学反应或表面吸附侵入金属（外部氢脆）。无论混入的氢以何种方式（氢分子状态，稳定氢化物状态或原子间隙固溶形式）存在于金属材料中，都造成金属材料韧性降低而可能导致氢脆断裂。焊条在使用前需要烘干，就是为了防止氢脆断裂。

1.2 钢结构脆性破坏

历史上，钢结构的脆性破坏屡有发生。破坏时应力并未达到材料的抗拉强度，甚至还低于屈服点。尤其是在焊接结构大量取代铆接结构的过程中，脆断发生频率一度增高。其中不乏后果严重者[5.5]。究其原因，有如下一些：

（1）焊缝缺陷的存在，使裂纹萌生的概率增大。

（2）焊接结构中数值可观的残余应力，作为初应力场，与荷载应力场的叠加可导致驱

动开裂的不利应力组合。

(3) 焊缝连接通常使得结构的刚度增大，结构的变形，包括塑性变形的发展受到更大的限制。尤其是三条焊缝在空间相互垂直时。

(4) 焊缝连接使结构形成连续整体，没有止裂的构造措施，则可能一裂到底。

(5) 对选材在防止脆性破坏中的重要性认识不足。

除此之外，对于大型复杂结构、工作条件恶劣（如海洋工程）的结构的认识不足等都是造成脆性破坏发生的因素。

与铆接结构类似，焊接结构的脆性破坏经常在气温较低的情况下发生。

在金属结构中，只有在极个别的情况下，可以简单地通过选择塑性性能良好的材质来避免脆性破坏发生。对于一个设计师来说，要切记：如果处理不当，即便选用了塑性性能优良的材质，结构也可能发生脆性破坏。GB 50017 规范的 8.7 节“提高寒冷地区结构抗脆断能力的要求”为此对若干构造和施工问题做了规定。

2. 脆断和疲劳研究的断裂力学方法

在成功地引入断裂力学之前，对非过载的断裂无从解释，对疲劳断裂则实验一直是研究问题的惟一手段。研究内容始终聚焦于疲劳寿命与疲劳强度。疲劳实验结果通常表达为 $S-N$ 或 $\Delta\sigma-N$ 关系曲线。横坐标 N 标记断裂时的周数；纵坐标 $\Delta\sigma$ 记录实验的名义应力幅值，亦有（尤见于早期的文献以及一些特定的研究工作中[5.9]）取纵坐标 S 为某名义应力（最大应力、平均应力等）。这两者与诸多随机因素有关，导致实验结果的随机分散性。通常在给定的存活率下，整理绘制 $\Delta\sigma-N$ 曲线。图 5-2 (a) 是两条曲型的 $\Delta\sigma-N$ 曲线。其中曲线 L 呈现出明显的疲劳极限；而曲线 M 不存在水平渐近线，$\Delta\sigma$ 的增加将导致 N 的减少，铝合金一类材料的 $\Delta\sigma-N$ 曲线常呈这种类型。$\Delta\sigma-N$ 曲线上的点 (N, $\Delta\sigma$) 通常称为在疲劳寿命 N 时具有疲劳应力幅 $\Delta\sigma$。$\Delta\sigma-N$ 曲线在双对数坐标系中通常呈现相关性颇高的线性 [见图 5-2 (b)]。

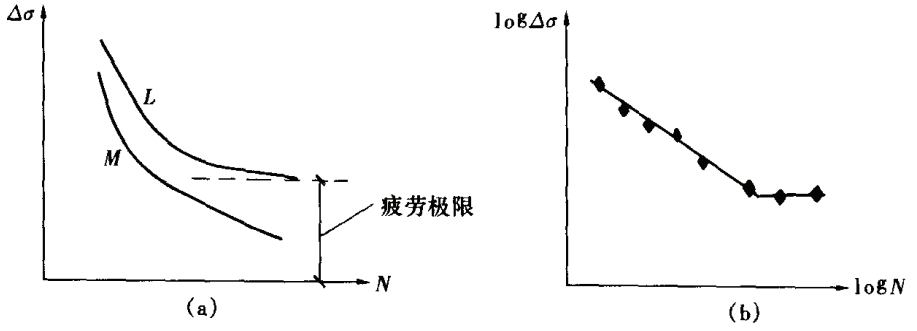


图 5-2 $\Delta\sigma-N$ 曲线

制作一条 $\Delta\sigma-N$ 曲线的费用昂贵，且无法有效地描述影响疲劳问题的诸多细部结构，以及不能清楚地区分裂纹发生和发展的各阶段，是 $\Delta\sigma-N$ 曲线的严重局限性。在低周疲劳情形，裂纹处存在较大塑性区，仅用应力或应力幅不能刻画裂纹的力学状态，不便于用 $\Delta\sigma-N$ 曲线描述，因而常以塑性应变幅代之。

2.1 应力强度因子与断裂韧性

按照线性弹性理论，任何几何形状的物体，处于任何荷载状况下，其裂纹尖端附近的

应力场 σ 都具有关于 $r^{1/2}$（r 是离开裂纹尖端的距离，在平面问题的情形如图 5－3 所示）的奇异性，表现为相同的结构型式：

$$\sigma = \frac{K_i}{\sqrt{2\pi r}} f^i(\theta) \tag{5-1}$$

式中 $f^i(\theta)$ ——与 r 无关（仅与 θ 有关，见图 5－3）的函数；

K_i——称为应力强度因子，与物体的几何形状、边界条件以及裂纹尺度 a 有关，而与 r 和 θ（见图 5－3）无关的参数。

应力强度因子一般地可用广义力 X 和一称为形状函数的 $Y(a)$（反映几何形状、边界条件以及裂纹尺度（a）表示成如下形式：

$$K_i = X \cdot Y(a) \tag{5-2}$$

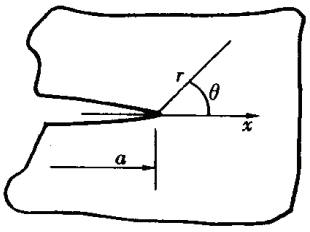


图 5－3　平面裂纹端部坐

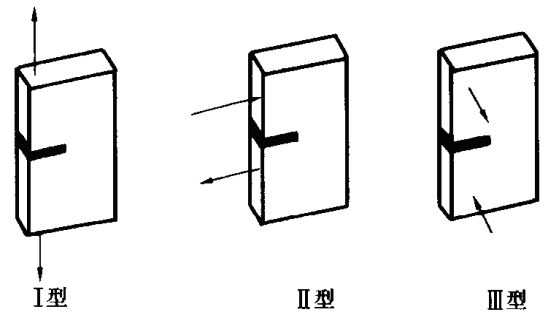


图 5－4　平面裂纹的基本开裂形式

因此，在裂纹尖端附近存在所谓的“应力强度因子主导区”，在该区内，应力场和位移场完全由应力强度因子来刻画。平面裂纹尖端的位移场常分为如图 5－4 所示的张裂型（Ⅰ型）、滑裂型（Ⅱ型）和撕裂型（Ⅲ型）三种基本类型，相应的应力强度因子分别记为 $K_Ⅰ$、$K_Ⅱ$ 和 $K_Ⅲ$。带有长度为 $2a$ 的贯穿中心裂纹的无限大板（见图 5－5），在无限远处承受垂直于裂纹面的均匀拉伸作用（面密度 σ_0）是典型的Ⅰ型裂纹（亦称 Griffith 裂纹），其应力强度因子具有最简单的形式：

$$K_Ⅰ = \sigma_0 \sqrt{\pi a} \tag{5-3}$$

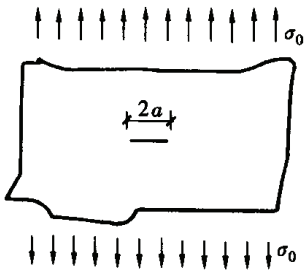


图 5－5　典型的Ⅰ型裂纹

裂纹端部应力场的奇异性必然导致裂纹端部塑性区的存在。在小区域屈服的条件下（裂纹尖端的塑性区尺寸较之裂纹长度或其他特征尺寸而言为小量），利用这三种基本裂纹类型，通过叠加的方式可求得复杂情形下的平面裂纹的应力强度因子。显然，寻求各种更复杂裂纹的应力强度因子的问题，本质上是求解含各式各样裂纹的弹性力学的奇异解。这些解可以在标准的断裂力学教程或手册[5.6,5.7]中找到，其中大多数是数值求解（如有限元法、边界元法等）的结果，只在少数情形是封闭的解析解。

断裂力学理论认为，存在一个称为断裂韧性的材料常数 $K_{Ⅰc}$，在小区域屈服的条件下，裂纹失稳扩展的条件可用应力强度因子表示：

$$K_i \geqslant K_{Ic} \tag{5-4}$$

式中 K_{Ic}——表征断裂性能的材料常数，称断裂韧性。

平面应变状态的Ⅰ型裂纹是最常见的裂纹，也是最危险的平面裂纹，其断裂时的应力强度因子值不仅具有工程实用价值（从某种意义上讲，它提供了Ⅰ型裂纹断裂韧性的最小值），而且在不同材料之间具有稳定的可比性，因而颇具典型意义，记为 K_{Ic}，为数不少的国家都颁行了 K_{Ic}的测试标准（如我国的国家标准 GB/T 4164—1984《金属材料平面应变断裂韧性 K_{Ic}试验方法》）。动态或冲击加载时发生断裂的平面应变状态的Ⅰ型裂纹的断裂韧性记为 K_{Id}。

在假定裂纹的扩展方向后，应力强度因子与 Griffith 的能量释放率 G 可以通过能量理论建立起关系。对于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型三种基本裂纹，假定裂纹的扩展方向保持不变时，其关系如下：

$$G_{\mathrm{I}} = K_{\mathrm{I}}^2/E_1 \quad G_{\mathrm{II}} = K_{\mathrm{II}}^2/E_1 \quad G_{\mathrm{III}} = (1+\nu)K_{\mathrm{III}}^2/E \tag{5-5}$$

式中 ν——泊松比；

E_1——有效弹性模量。

有效弹性模量依平面应力问题和平面应变问题分别如下计算：

$$\text{平面应力：}E_1 = E \quad \text{平面应变：}E_1 = E/(1-\nu^2)$$

式中 E——弹性模量。

实验表明，Ⅰ型裂纹基本上可以保持原扩展方向不变；其余裂纹往往不符合上述假定，仅仅可看作是能量释放率 G 的近似估计。文献指出[5.8]，荷载约低于全塑性屈服荷载的一半时，小区域屈服的条件仍然满足。大多数高强度合金材料在发生脆性断裂时，满足小区域屈服的条件。设由 A、B 两种钢材制成的构件带有长度 $2a = 4\text{mm}$ 的裂纹（Griffith 裂纹），且同在应力水平 $\sigma = 800\text{N/mm}^2$ 的常温条件下工作，A 钢和 B 钢的屈服应力分别为 $\sigma_A = 2059\text{N/mm}^2$ 和 $\sigma_B = 1667\text{N/mm}^2$，而断裂韧性分别为 $K_A = 1470\text{N/mm}^{3/2}$和 $K_B = 2450\text{N/mm}^{3/2}$，材料可靠指标相同，则两构件的强度储备可作如下评估：

$$n_A = \frac{\sigma_A}{\sigma} = \frac{2059}{800} = 2.57 > 2.08 = \frac{1667}{800} = \frac{\sigma_B}{\sigma} = n_B$$

相应的，考察对式（5-4）的满足程度：

$$K = \sigma\sqrt{\pi a} = 800 \times \sqrt{2\pi} = 2005.30$$

$$K_A/K = 0.73 \quad K_B/K = 1.22$$

仅从强度条件看，A 钢比 B 钢的安全储备大，但是 A 钢已不满足式（5-4），裂纹将发生失稳扩展。综合考虑之，显然，B 钢要优于 A 钢。进行式（5-4）的校核，有时称为剩余强度计算。

土建结构钢材主要是韧度高而强度低的材料，小区域屈服的条件不能满足，应当用弹塑性断裂力学理论处理。Rice 提出的 J 积分，由于（在一些假定条件下）与积分路线无关，因而可以绕开裂纹尖端复杂的弹塑性应力应变场的求解，用来度量裂纹尖端应力应变场的综合强度，进而建立大范围屈服条件下的断裂准则。应用较广的是 Wells 提出的裂纹尖端张开位移理论（CTOD 理论或 COD 理论），该理论引用 Dugdale 模型（裂纹尖端塑性区简化计算模型），将断裂准则表达为有效裂纹尖端张开位移 CTOD（Crack Tip Opening

Displacement）的形式：

$$\text{CTOD} \geqslant \delta_c \tag{5-6}$$

上式中的 δ_c 是作为一个材料固有临界值来处理的。δ_c 的测试见国家标准 GB/T 2358—1994《金属材料裂纹尖端张开位移 COD 试验方法》。在实际应用时，构件的裂纹尖端张开位移 CTOD 大多数是采用经专门机构认可的半理论半经验的表达式。CTOD 与 J（其测试见国家标准 GB/T 2038—1991《金属材料延性断裂韧度 J_{Ic} 试验方法》积分的关系为：

$$\text{CTOD} = J/f_y \tag{5-7}$$

式中 f_y——裂纹前端的屈服应力。

在小区域屈服情形，Griffith 能量释放率 G 等于 J：

$$J = G \tag{5-8}$$

由式（5-5）和式（5-8）有 J 与 K_I 的关系：

$$K_I = \sqrt{JE_1} \tag{5-9}$$

COD 理论已经广泛用于压力容器、锅炉、管道和桥梁的设计、制造及检验。芜湖长江大桥正桥钢梁采用 14MnNbq 钢，厚度为 32mm 及 50mm 的钢板。-40℃的启裂值 δ_i 分别为 0.499mm 和 0.455mm。一般要求 $\delta_i > 0.15$mm 即可[5.13]。J 积分也开始用于压力容器焊接接头的可靠性评定[5.14]。

2.2 裂纹扩展

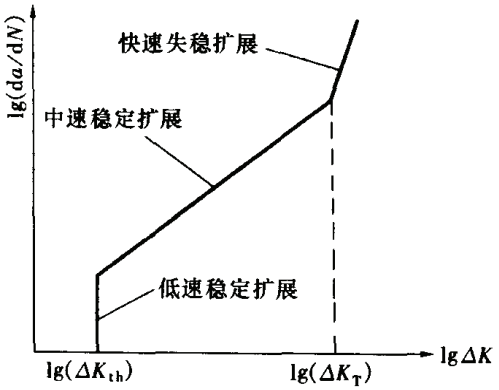


图 5-6 金属材料裂纹扩展典型曲线

裂纹扩展的研究不仅有理论上的意义，而且对疲劳寿命的评估具有实际价值。在小区域屈服的条件下，裂纹的力学行为可由应力强度因子惟一决定。影响裂纹扩展速率 da/dN 的主要因素有荷载特性、结构几何形状和裂纹长度等，而应力强度因子幅值 ΔK 可以综合反映这些因素，因此，裂纹扩展速率经常表达为应力强度因子幅值这个单一变量的函数。图 5-6 给出了在等幅交变荷载下，金属材料裂纹扩展速率与应力强度因子幅值 ΔK 的典型曲线在双对数坐标系中的情形。

在曲线的低速（约 $da/dN < 10^{-7}$mm/周，其中 a 是裂纹长度，N 是循环周数）稳定扩展阶段，存在一个应力强度因子幅值 ΔK_{th}，当 $\Delta K < \Delta K_{th}$时，裂纹不扩展，ΔK_{th}称为“下门槛值”，钢材的屈服强度越高，ΔK_{th}表现得越高。许多钢材的 ΔK_{th}值在如下范围内[5.4]：

$$7.56 \times 10^{-4}\text{mm}^{1/2} \leqslant \frac{\Delta K_{th}}{E} \leqslant 9.07 \times 10^{-4}\text{mm}^{1/2} \tag{5-10}$$

一个保守的估计是 Barsom 建议的，表达为交变应力比 R（$R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$）的函数：

$$\Delta K_{th} = 222.6(1 - 0.85R) \quad (\text{N/mm}^{3/2}) \tag{5-11}$$

快速失稳扩展起点的横坐标 ΔK_T 称为“上门槛值”，其偏于安全的一个估计式为：

$$\Delta K_T = 0.2\sqrt{Ef_y} \quad (\text{N/mm}^{3/2}) \tag{5-12}$$

式中 E——弹性模量，N/mm²；

f_y——屈服强度，N/mm^2。

在等幅交变荷载情形，在多种描述中速稳定扩展阶段曲线的公式中，Paris 公式应用较广：

$$da/dN = c(\Delta K)^{\beta} \tag{5-13}$$

式中 c、β——材料常数。

试验研究表明，在等幅交变荷载情形，对于屈服强度在 552～2086N/mm^2 范围内的高强度马氏体钢，在常温空气环境中的中速稳定扩展速率受钢材的机械和冶金特性影响甚微，其上限可表达为：

$$da/dN = 2.25 \times 10^{-9}(\Delta K)^{2.25} \tag{5-14}$$

其中，裂纹长度 a 以 mm 计，应力强度因子幅值 ΔK 以 $N/mm^{3/2}$ 计。对于屈服强度在 200～500N/mm^2 范围内的铁素—珠光体钢，中速稳定扩展速率可表达为：

$$da/dN = 8.58 \times 10^{-11}(\Delta K)^{3.0} \tag{5-15}$$

式中各物理量的单位同式（5-14）。对于奥氏体不锈钢，中速稳定扩展速率的表达式：

$$da/dN = 2.94 \times 10^{-12}(\Delta K)^{3.25} \tag{5-16}$$

式中各物理量的单位亦同式（5-14）。

以上的讨论是针对金属本体进行的。在焊接钢结构中，由于残余应力和加工工艺因素的影响，裂纹扩展的力学行为要复杂得多。但是，大量实验表明，焊接金属和热影响区中的中速稳定扩展速率小于或等于相应的金属本体的中速稳定扩展速率。

除上述的 Paris 公式之外，还有一些中速稳定扩展的公式，如 Walker 公式、Forman 公式、Hartman 公式等，大多数是考虑交变应力比 R 的影响而对 Paris 公式进行修正得出的，常用于讨论变幅荷载作用下裂纹扩展。

3. 影响疲劳破损的因素

任何处于重复和交变应力场中的结构都可能发生疲劳破损。统计表明，在包括飞机、车辆等在内的金属结构中，约 80%～90%的破坏事故与疲劳和断裂有关。就土木工程结构而言，疲劳破损常见于桥梁和吊车梁之类的结构中。概而言之，影响构件疲劳破损的因素既有作为外因的疲劳荷载，又有作为内因的断裂韧性，还有描写缺陷处应力状态的应力集中程度。

焊接结构中经常存在的高额残余拉应力对疲劳破损的影响及处理在 5.2 节讨论。

3.1 疲劳荷载

疲劳荷载既可以是诸如吊车荷载、地震荷载之类的明显作用，又可以像在压力容器中那样，表现为温度的周期变化。

等幅交变荷载是最常见的疲劳荷载，其幅值 $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ 对疲劳寿命影响明显。如图 5-7 所示，在保持试件其他参数不变的情况下，增加荷载幅值，试件的疲劳寿命呈减少趋势。

在同样的荷载幅值作用下，试件的疲劳寿命随初始裂纹长度的增大而减少（如图 5-8 所示）。试验研究表明，荷载比（或应力比）R 对中速稳定扩展阶段的裂纹扩展速率的影响较小，而对下门槛值 ΔK_{th} 的影响可以式（5-11）计之。

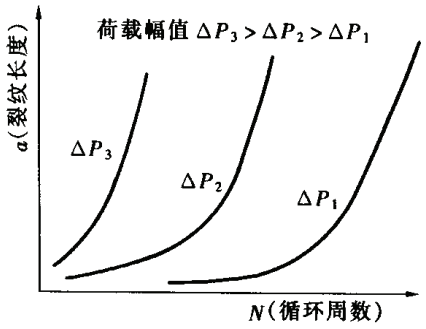


图 5-7　荷载幅值与疲劳寿命

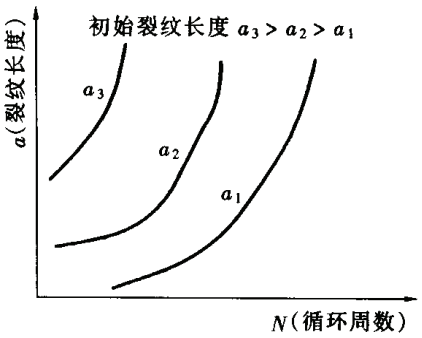


图 5-8　初始裂纹长度与疲劳寿命

在常温空气环境中的等幅交变荷载的频率和波形对裂纹扩展速率的影响不大。各种钢在 $R=0.1$ 的条件下的试验结果显示，Ⅰ型裂纹的 ΔK_{th} 与荷载的频率无关。一些研究指出，交变荷载的频率在 3～80Hz 范围内不影响疲劳强度；频率高达 15000Hz 时，疲劳强度约增加 10%～20%；频率极低时，疲劳强度可减少 10%。

已发表的大量试验结果表明，如果将单个或数个高拉伸荷载叠加于等幅疲劳荷载，疲劳裂纹扩展速率则明显地降低，这种裂纹扩展速率的降低以即刻迟滞（见图 5-9）或延迟迟滞（见图 5-10）呈现。如果有多次这样的高载，则每次均产生迟滞现象。即刻迟滞在由高载降为低载时，扩展速率立即降到极小值，之后逐渐恢复到等幅荷载扩展的水平；延迟迟滞则在历经一个迟滞期后，才降到极小值。一般认为，迟滞现象的出现是残余应力、裂纹闭合以及裂纹尖端钝化的综合作用的结果。由于迟滞现象的存在，在计算疲劳寿命时，应该计及疲劳荷载的顺序效应，否则，计算结果会过于保守。但目前的设计方法没有加以考虑。

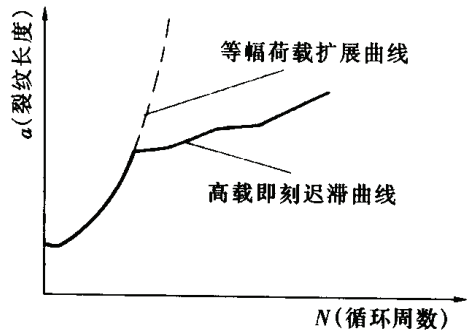


图 5-9　即刻迟滞现象

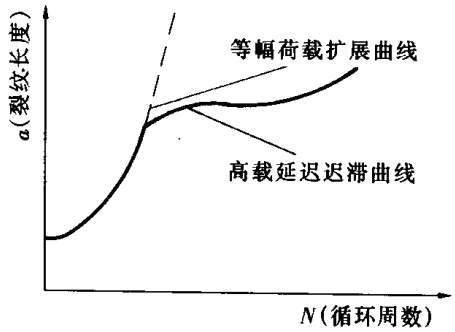


图 5-10　延迟迟滞现象

3.2　断裂韧性和冲击韧性

在断裂力学成功引入工程应用之前，表示材料韧性有多种指标，依测试方法不同有夏比冲击试验（V 形切口试件，结果以 A_{KV} 表示），落锤试验（结果以 NDT 表示），动态撕裂试验（结果以 DT 表示）等[5.4]。测试所得指标的物理意义各异，各自从某个侧面描述了材料韧性特征。这些常规韧性指标的共同不足是不能反映厚度，加荷速度以及应力集中程度等因素的影响。断裂力学引入的指标 K_{Ic}（K_{Id}）、δ_c 等不同程度地弥补了常规韧性指标的不足之处。

国家标准 GB/T 4164—1984 推荐图 5-11 所示的两种试件用于断裂韧性指标 K_{Ic} 的测试。两者的共同特点是不但有切口，而且还有预制裂纹。其中三点弯曲试件加工制作较

易，且对试验设备的吨位要求较低，但裂纹扩展余地不大，不宜于在研究裂纹扩展过程的问题中使用。紧凑拉伸试件可以弥补三点弯曲试件的不足，但加工制作稍微复杂些，且对试验设备的吨位要求要高些。为了逼近平面应变状态，要求试件的几何尺度满足：

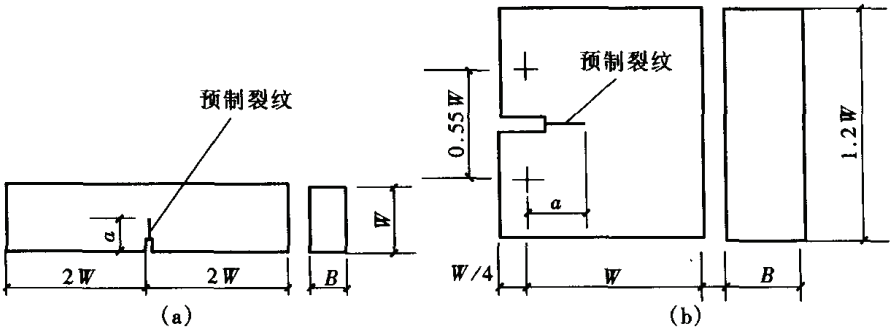


图 5－11　断裂韧性测试试件

(a) 三点弯曲试件；(b) 紧凑拉伸试件

$$\left.\begin{matrix} B \\ a \\ (W-a) \end{matrix}\right\} \geqslant 2.5\left(\frac{K_{Ic}}{f_y}\right)^2 \tag{5-17}$$

式中的 K_{Ic}在设计试件时可参照力学特性相近的材料进行预估，或按本章后面的有关公式，由试件材料的其他韧性指标进行 K_{Ic}的预估。还可以按标准中所附表格依 f_y/E 值确定试件的几何尺寸。落锤试验装置如图 5－12 所示，试件受拉表面堆焊一段裂纹源焊道，在焊道中心位置加工有裂纹源缺口。在不同温度下，用有导向的自由落锤冲击试件，以确定试件刚发生断裂的最高温度 NDT（称为无韧性温度）。中间终止台的设置是用于限制试件的挠度。试件和终止台的几何尺度及试验细则参见国家标准 GB 6803《铁素体钢的无塑性转变温度落锤试验方法》。

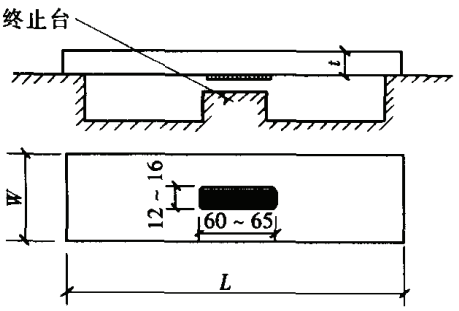


图 5－12　落锤试验

金属材料大都有随着屈服极限的提高，断裂韧性降低的趋向。而在环境温度降低时，屈服极限和强度极限均呈上升态。因此，随着温度的降低，除 Cu、Al、Ni 和奥氏体钢等外，断裂韧性亦随着降低，称为冷脆现象。本质上讲，冲击功与材料断裂时吸收的能量与环境温度密切相关。在规定恰当的韧性指标，如夏比冲击功 A_{KV}后，通过冲击试验可确定所谓的（韧脆）转变温度（亦称冷脆温度）T_k。当温度 $T > T_k$ 时，认为材料呈韧性断裂，反之呈脆性断裂。在压力容器、船舶以及海洋工程等领域广泛使用的韧性指标 A_{KV}为 20J。国际标准组织在关于结构钢材的文件（ISO 630—1980）中，要求屈服点为 235～355N/mm^2 的钢材取 A_{KV}不低于 27J。在国家标准 GB 700—88《碳素结构钢》和 GB 1591—94《低合金高强度结构钢》中，分别具体规定两类结构钢的 A_{KV}在纵向取样的试验中不低于 27J 和 34J。图 5－13 给出典型结构钢的温度对断裂能量吸收的影响。依照弹性断裂（平面应变的纯脆性断裂）、弹塑性断裂和塑性断裂的特征可将吸收能量分为三个区域。三个区域的划分当然与脆性及韧性断裂的认定标准有关。

一般在研究中按应变速率（$d\varepsilon/dt$）将加载速率分为缓慢加载（$d\varepsilon/dt \approx 10^{-5}/s$）、中速加载（$d\varepsilon/dt \approx 10^{-3}/s$）和动力加载（$d\varepsilon/dt \approx 10/s$）。金属材料的应变速率敏感区大约在 $10^{-3}/s \sim 10^{3}/s$ 之间。在图 5－13 中给出不同加载速率与温度及断裂能量吸收的典型关系。冲击荷载作用下转变温度显著提高的特性，使得同样的钢材在承受动力荷载时的使用温度比承受静力荷载时高得多。中低强度钢的断裂韧性对加载速率的变化较敏感，低强度钢的断裂韧性一般随加载速率的增加而降低（如图 5－14 所示），中等强度钢的断裂韧性在某个加载速率降低到最低点后，重新回升。加载速率对韧性的影响明显地反映在转变温度的变化上（如图 5－13 所示）。以 20J 为准则的大量试验结果表明：对于同一种钢材，冲击加载的转变温度和缓慢弯曲加载的转变温度之差 T_s（以℃计）与屈服强度 f_y（以 N/mm² 计）之间存在良好的线性关系[5.4]：

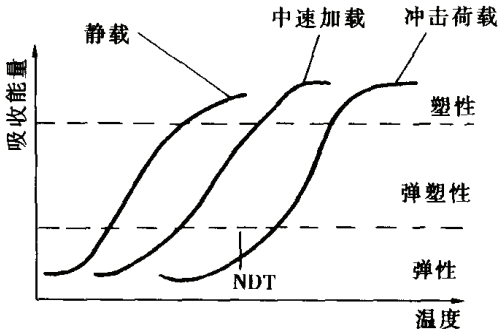


图 5－13　温度与断裂吸收能量

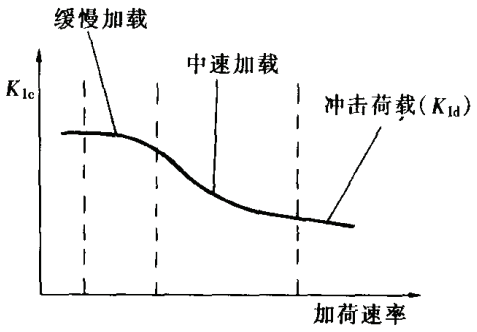


图 5－14　加荷速率与断裂韧性

$$\left.\begin{aligned} T_s &= 119 - 0.12 f_y \quad (f_y < 965\text{N/mm}^2) \\ T_s &= 0 \qquad\qquad\quad (f_y \geqslant 965\text{N/mm}^2) \end{aligned}\right\} \tag{5-18}$$

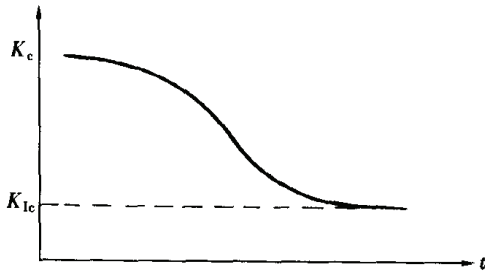


图 5－15　断裂韧性与厚度

前已述及，材料断裂韧性的测试结果受试件厚度的影响。除了像材料强度指标一样，有冶炼、轧制等造成的内部组织的差别导致厚度的影响外，更主要的原因是：随着厚度的增加，试件裂纹尖端的应力场越来越接近于平面应变状态（参见 1.3.3 节）。因此，如图 5－15 所示，K_{Ic} 实际上是断裂韧性 K_c—厚度 t 曲线的水平渐近线。关于脆性断裂与弹塑性断裂区域的一个粗略划分标准就是以厚度 t 表达的[5.4]：K_{Ic}/σ_{ys} 或 $K_{Id}/\sigma_{yd} < (t/2.5)^{1/2}$，则为脆性断裂（弹性平面应变）。$\sigma_{ys}$、$\sigma_{yd}$ 分别为材料屈服强度，动态屈服强度；式（5－17）即由此而来。

钢材的化学成分，冶金质量等因素亦对断裂韧性有不同程度的影响。合金元素 Ni 一般可提高断裂韧性（亦有在高温回火后 K_{Ic} 降低的报道）；稀土元素可显著提高断裂韧性。S、P、Sn、Sb 等杂质元素和夹杂物一般都有害于断裂韧性，在冶炼过程中降低其含量，提高钢材的纯净度可以改善钢材的韧性。钢材轧制导致断裂韧性的各向异性也很强烈，不同方向取样测得的断裂韧性 K_{Ic} 可以差一倍以上。从显微结构看，密排、细晶粒、对称性强的钢材具有较高的断裂韧性。

在不同物理内涵的韧性指标之间建立关系，不仅具有其理论意义，而且可以借助于这

些关系，通过做一些常规的或试验手段相对简单的指标测试，来推出通过复杂试验手段才能获得的指标。对屈服强度在 758 ~ 1700N/mm^2 范围（相应的 A_{KV}和 K_{Ic}的范围是 21 ~ 120J 和 3000 ~ 8500N/mm$^{3/2}$）的 11 种钢材的试验结果进行分析后提出了一个 $K_{Ic} - A_{KV}$关系[5.4]：

$$\left(\frac{K_{Ic}}{f_y}\right)^2 = \frac{645}{f_y}\left(A_{KV} - \frac{f_y}{102}\right) \tag{5-19}$$

式中 K_{Ic}——断裂韧性，N/mm$^{3/2}$；

A_{KV}——冲击韧性，J。

上式虽然是由屈服强度高于 750N/mm^2 的钢材得出的，但是由于它反映两个韧性指标在上平台范围（图 5 - 13 的塑性区内）的关系，而该区的韧性对不同屈服强度的钢材保持常量，公式也适用于 $f_y < 750$N/mm^2 的钢材，不过公式中的屈服强度宜用动态试验值。对屈服强度在 261 ~ 427N/mm^2 范围（相应的拉伸强度为 4711 ~ 586N/mm^2）的钢材，断裂韧性与 δ_c 还有一个值得指出的关系式：

$$K_c = \sqrt{mE\sigma_{flow}\delta_c} \tag{5-20}$$

式中 K_c——平面问题（对应于平面应力和平面应变，m 分别取 1.2 和 1.6）的断裂韧性，N/mm$^{3/2}$；

σ_{flow}——材料的屈服强度和强度极限的算术均值，N/mm^2。δ_c 以 mm 计。

文献［5.4］还就全区段 $K_{Ic} - A_{KV}$关系以及 K_{Id} - NDT - DT - A_{KV}关系的建立也进行了广泛的讨论，提出了有益的建议。在 NDT 温度下，K_{Id}（N/mm$^{3/2}$）与动态屈服强度 σ_{yd}（N/mm^2）之间推荐了一个简明关系：

$$K_{Id} = 3.0\sigma_{yd} \tag{5-21}$$

基于大量结构钢试验结果，对动态屈服强度提出了一个很好的工程近似公式：

$$\sigma_{yd} = \sigma_s + \alpha \tag{5-22}$$

其中 α 是一常数，范围为 140 ~ 200。对于低强度（275 ~ 400N/mm^2）钢，α 取较高值；而对于高强度（500 ~ 830N/mm^2）钢，α 取较低值。土木工程常用钢材可取 170。

3.3 应力集中

冶炼、轧制以及冷热加工均可以在构件的表面或内部留下几何缺陷，这些缺陷经常导致应力集中出现。构件或零件间的相互连接形成的应力集中，有时更为严重。大量疲劳破坏的事故及试验研究表明，裂源总是与应力集中形影不离。应力集中系数 ξ 越大（相应地，应力集中程度越高），构件的抗疲劳性能越差。有效应力集中系数 K_f 常用来刻画抗疲劳性能的降低程度，它是构（试）件无应力集中的疲劳强度与相应构（试）件存在应力集中的疲劳强度之比。显然，K_f 的可靠而直接的获得方法是疲劳试验。对于几何缺陷造成的应力集中，K_f 和 ξ 之间有一些近似的推荐关系：

Neuber 公式：

$$K_f = 1 + \frac{\xi - 1}{1 + \sqrt{\eta/\rho}} \tag{5-23}$$

Peterson 公式：

$$K_f = 1 + \frac{\xi - 1}{1 + p/\rho} \tag{5-24}$$

式中 ρ——缺陷根部的半径；

p——特征长度，屈服强度为 345N/mm² 的钢材取 10mm；

η——材料常数，见表 5－1。

表 5－1　钢材材料常数 η

强度（N/mm²）	500	1000	2000
η（mm）	0.25	0.08	0.0002

构造引起的应力集中，对钢结构疲劳设计影响最大，将在 6.1 节论述。

4. 防止脆性断裂

在弹性范围内，构件不致出现非过载脆性断裂的条件是：

$$K_{\mathrm{I}} = \sqrt{\pi a}\sigma \leqslant K_{\mathrm{Ic}} \tag{5-25}$$

为了满足这一条件，需要从三个方面着手：

（1）正确选用钢材，使之具有足够的韧性 K_{Ic}。

（2）尽量减小初始裂纹的尺寸，使构件在使用寿命期间裂纹不致达到临界值。同时避免在构造处理中形成类似于裂纹的间隙。

（3）注意在构造处理上缓和应力集中，以减小真实应力。

除此之外，结构型式也对防止脆性断裂有一定影响。

4.1　钢材选择

钢材是否具有足够的韧性，目前是通过夏比冲击韧性试验来衡量的，具体选材方法已经在 1.4.2 节论述过。不采用冲击韧性 K_{Ic}而代之以 A_{KV}，其原因是土建结构钢材大多是低强度高塑性的材料。对这种材料，进行冲击韧性试验要求厚度很大的试样，实际上难以做到，况且这种材料裂纹尖端处屈服区并非很小，式（5－25）在定量上不完全准确。用冲击韧性作为韧性指标，试验简单易行，在工程界有较多的应用经验。另外，提高冲击韧性的有效措施对提高断裂韧性也同样行之有效。A_{KV}随温度变化的趋势，也和 K_{Ic}大体相同。因此，以 A_{KV}作为钢材韧性指标还会持续一段时间。

冲击韧性的一个重要缺点是不能反映钢材厚度的影响，厚板的韧性低于薄板。但冲击试验的试样尺寸对厚度 12mm 以上的板都相同。因此试验所得冲击功不完全反映厚板的真实韧性。第一章介绍的美国、瑞士和欧盟的选材规定，考虑了厚度影响。英国钢结构设计规范（BS 5950：Part1：1990）要求在最低服役温度下夏比冲击功不低于下式：

$$C_{\mathrm{V}} = A_{\mathrm{KV}} = \frac{f_y t}{710K}$$

式中　f_y——材料最低屈服强度，N/mm²；

t——切取试件处的材料厚度，mm；

K——系数，在构件焊接处当荷载设计值作用下的拉伸应力不超过 100N/mm² 时取 2，超过时取 1。

这一公式要求冲击功和板厚成正比增大，而钢材标准都未对厚板的韧性提供更高的保证。有鉴于此，设计重要的低温地区露天结构时，尽量避免用厚度大的钢板。GB 50017 规范规定：“在工作温度等于或低于－30℃的地区，焊接构件宜采用较薄的组成板件。”低温地区必须用厚板时，应提高对冲击韧性的要求或是进行全厚度韧性试验，如带缺口的静力拉伸试验或落锤试验，以考察其实际韧性。

4.2　初始裂纹

对于焊接结构来说，减小初始裂纹尺寸主要是保证焊缝质量，限制和避免焊接缺陷。

焊缝表面不得存在裂纹。焊缝的咬边［见图 5－16（a）］，实际上相当于表面裂纹。GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》规定质量等级为一级的焊缝不允许有咬边，二级和三级焊缝则咬边深度分别不超过 $0.05t$（及 0.5mm）和 $0.1t$（及 1mm）。角焊缝的焊瘤［见图 5－16（b）］也起类似于裂纹的作用。GB 50205 规定，不论焊缝质量等级为哪一级，都不允许焊瘤存在。除了表面缺陷外，内部也可能有气孔和未焊透等缺陷，亦可萌生裂纹。内部缺陷由超声波探伤法检测，按国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级法》评定。质量等级一级和二级的焊缝，检验等级应为 B 级，评定等级则应分别为Ⅱ级和Ⅲ级。质地优良的焊缝只有通过严格的质量管理和验收制度才能实现。某糖厂存放废液的焊接罐体结构，在验收合格后不久突然脆性断裂，经事后检查，才发现焊缝质量存在严重问题。

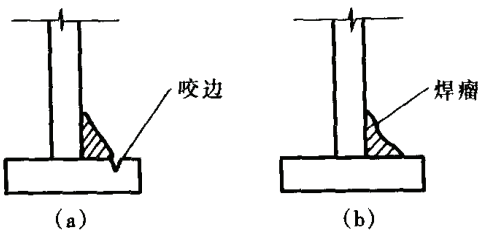


图 5－16　咬边和焊瘤

因构造处理不当而在结构中存在的间隙，相当于宽大的初始裂纹，必须注意防止，详见 4.4 节。

4.3　应力

式（5－25）的应力是构件中的真实应力。它不仅和荷载大小有关，也和有无应力集中以及约束造成的残余应力的影响有关。减缓应力集中问题将在 6.1 节结合疲劳问题论述。因收缩受到约束而产生高额残余应力曾在绪论的 3.4 节论及，类似的情况在抗脆断设计中必须避免。

4.4　结构型式与构造细节

在设计工作的结构选型和结构布置阶段，就应该注意防止断裂的问题。由于赘余构件的断裂一般不会导致整体结构的失效，因此超静定结构对于减少断裂的不良后果一般是有利的。当然，要同时考虑由于地基不均匀沉陷、超静定结构可能会导致严重不利的内力重分布等问题。静定结构采用多路径传递荷载亦有异曲同工的作用。用一根独立的简支受弯构件作为跨越结构是单路径结构；而用横向构件连接的数根并联简支受弯构件作为跨越结构就是多路径结构。对于多路径结构，并联构件中的任一个发生断裂，一般都不会立即引发整体结构的坍塌。这是因为在正确设计和正常使用的情况下，断裂发生后的重分布内力一般达不到足以使结构整体坍塌的程度。澳大利亚 Kings 桥的垮塌就是一个例证[5.4]，该桥由四根梁构成，在一次暴风中其中一根遭到破坏，桥由剩下的三根梁几乎支持了整整一年，才在第二根梁破坏后垮塌。内力重分布是否构成严重不利态势在这里起举足轻重的作用。Pt. Pleasant 桥由两根工字梁组成，其中一根发生脆性破坏后，严重的偏心和超载立即导致另一根梁以及整座桥的破坏。

实际上，单路径和多路径是相对的。就整个结构而言，有单路径和多路径结构之分；就单个构件而言，同样有单路径构件和多路径构件之分。甚至就构件的各部分元件而言，亦有单路径元件和多路径元件之分。显然，就防止断裂而言，多路径组织要优于单路径组织。一个由单个角钢构成的拉杆是单路径构件，而由两个以上角钢和钢板构成的组合截面拉杆则是多路径构件。焊接受弯构件的受拉翼缘可以作成单层的［见图 5－17（a）］，也可以作成多层的［见图 5－17（b）］。前者的受拉翼缘是单路径元件，而后者属于多路径

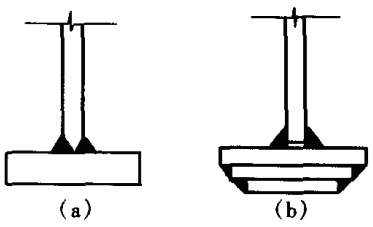


图 5－17　翼缘设计方案
(a) 单层方案；(b) 多层方案

元件。当弯矩很大，需要选取较厚的翼缘时，从抗断裂的角度看，后者要比前者有利。这不仅是因为单层厚板翼缘脆断的可能性比多层薄板翼缘大得多，还在于前者一旦开裂，即一裂到断，后者在一层板开裂后，不会波及其他板层。顺便指出，在图 5－17（b）中，翼缘和腹板采用不焊透的焊缝连接，有利于阻止裂缝的发展。

但是，设置这种构造间隙并不是无条件的，因为构造间隙并不总是起有利于构件抵抗断裂的作用。只有在上述这种梁翼缘和腹板之间无垂直于间隙的拉力时才允许。否则，构造间隙的类裂纹作用十分有害。在它近旁的高度应力集中，高额的焊接残余应力，以及因热塑变形而时效硬化导致的基体金属的脆性提高，经常扮演诱发裂纹的角色。图 5－18 中是一些典型例子。其中图 5－18（a）是在一渔船甲板上因阻止木地板滑动而焊有窄钢板条的情形，窄钢板条相互之间的对接处没有焊接，而只是将窄钢板条焊于甲板，对接间隙因而相当于一条预裂纹，在低温－16℃时，甲板于间隙处开裂，并向两旁扩展。图 5－18（b）是一用拼接角钢连接的输电塔的受拉主杆，在低温－50℃时，断裂发生于间隙处（低温收缩引起的导线张力增大是断裂的外因）。图5－18(c)是一具有支撑环的储液罐，支撑环的拼接焊缝以及罐与支

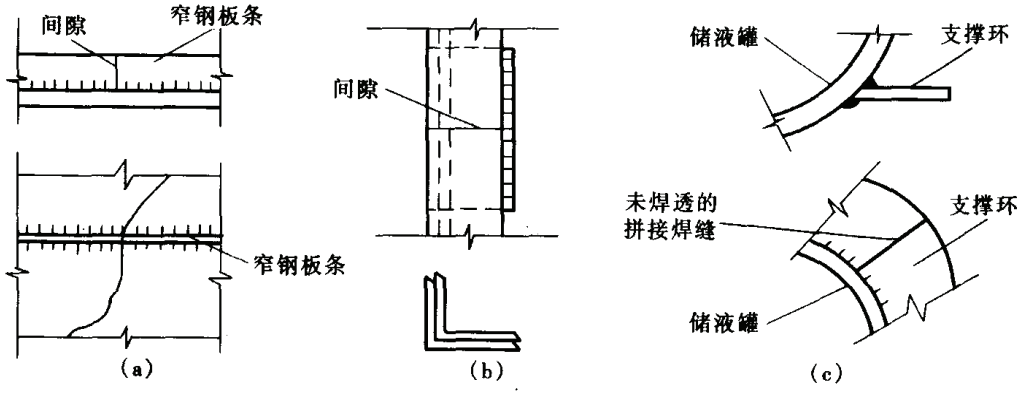


图 5－18　间隙导致裂纹

撑环的连接焊缝均未焊透，在低温－20℃时，裂纹从拼接焊缝处扩展到罐体。低温地区的结构必须避免这种构造设计。在板的拼接中，不宜留狭长的拼接间隙，而要采用两面剖口的对接焊缝，或者采用图 5－19 所示的构造方案。其中图 5－19（a）是将拼接间隙拉开，图 5－19（b）是将焊缝终止于离拼接间隙 30mm 处。总之，如果没有特殊需要采取诸如图 5－19 之类的构造措施，低温地区的焊缝一般应取焊透形式，也不应在构造上留有类似裂纹的间隙。

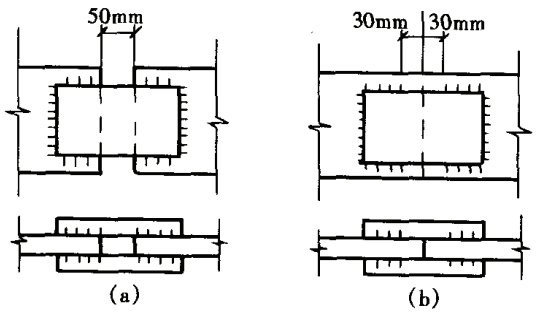


图 5－19　低温地区板的拼接构造方案

多路径结构使局部破坏不至于殃及整体结构的坍塌。在航海和航空结构中应用较广的止裂元件亦是为了将裂缝的扩展限制于局部，以免一裂到底，祸及整体。20 世纪 40、50 年代在船舶结构上曾广泛采用的铆接外板

止裂元件[5.4]，随铆接结构的衰落现在已很少看到了。代之而起的是用高韧性材料做成的板内止裂元件和板外止裂元件，其构造如图 5－20 所示。图中止裂元件与主材的对接焊缝要求采用双面剖口型。

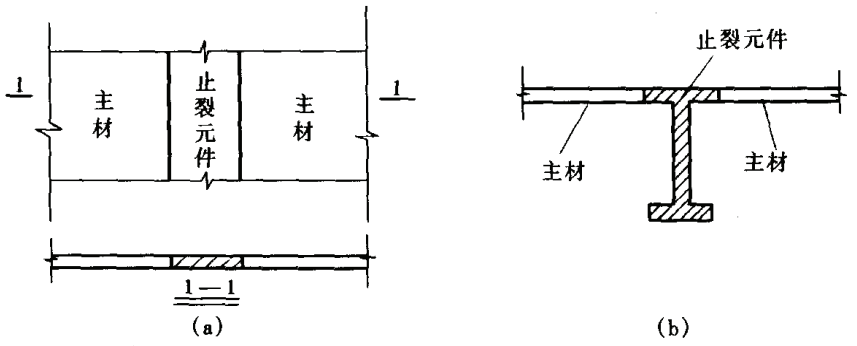


图 5－20　止裂元件的使用

(a) 板内止裂元件；(b) 板外止裂元件

另外，在梁、柱等构件的端部经常要处理如图 5－21 所示的角形连接，端竖板如果存在分层缺陷，构造不当会引起层间撕裂。因此，宜采用图 5－21（a）、图 5－21（b）所示的角形连接构造，而避免采用图 5－21（c）、图 5－21（d）所示的构造方式。

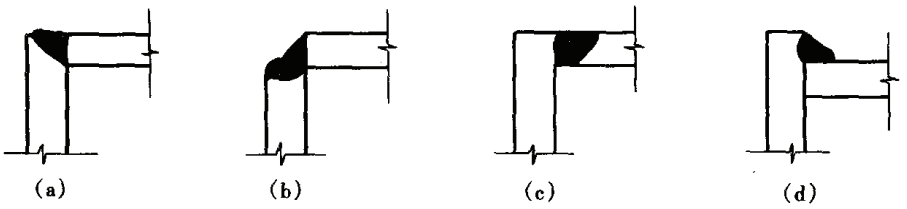


图 5－21　角形连接构造

由于工地施焊条件不如工厂，安装焊缝出现缺陷的机会比工厂焊缝多，GB 50017 规范规定，在工作温度等于或低于－20℃的地区安装连接宜采用螺栓连接。

5. 疲劳设计准则

5.1　安全寿命法和破损安全法

疲劳破损的过程本质上是微裂纹的萌生、稳定扩展、失稳扩展以及最终断裂的过程。金属结构本体内不可避免的微小材质缺陷（包括分层之类的轧制缺陷）本身就是微裂纹。金属结构表面的尖锐凹凸和刻痕（包括切割、焰割、冲孔等冷热加工导致的表面不平整），焊接结构的焊缝缺陷（咬边、气孔、欠焊、夹渣等）本身就是微裂纹或极易萌生微裂纹处。从这个意义上讲，钢结构疲劳破损的过程仅包括稳定扩展、失稳扩展以及最终断裂。从断裂力学的角度看，对结构或构件的无限寿命的要求，某种意义上相当于要求其应力强度因子幅值必须远低于下门槛值。要使结构或构件在工作期间满足如此低的应力强度因子幅值，势必导致造价过高，只有在停工代价巨大或停工检测不便时，才考虑进行传统的无限寿命设计。

广泛使用的是有限寿命设计，其大致可分为两类：安全寿命法和破损安全法。

对影响结构疲劳破损的关键构（部）件进行疲劳寿命分析，在此基础上，引入安全系

数得到关键构（部）件的安全寿命。一旦这些关键构（部）件的使用期限达到安全寿命，即行予以报废或更换，以避免整个结构的破坏。这就是安全寿命法的设计思想。很显然，由于影响疲劳寿命的因素很多，而且离散性颇大，安全系数取值足够大才能得出可资使用的安全寿命。

与安全寿命法不同，按照破损安全法设计的结构，允许其发生局部破损或构（部）件发生破坏，但后果不危及整个结构，且在大多数情形要求具有可修复性和构（部）件的可更换性。事实上，这是一种不局限于疲劳问题的设计思想，对于可能发生脆性断裂或可能出现应力腐蚀开裂的问题都适用。文献［5.4］中列举了四种破损安全法设计例子，其中三种是在4.2节中讨论过的超静定结构，多路径结构以及采用止裂元件。考虑到按照安全寿命法设计的构（部）件无需进行定期检测，而只需作按期更换，文献［5.4］的作者将定期检测所有承受疲劳荷载的构（部）件并更换有裂纹者作为第四种例子列出。

实际上，在许多设计领域，安全寿命法和破损安全法是融为一体使用的。结构和构件设计成多路径体系，构（部）件按大幅度减小的安全系数进行安全寿命法设计，定期（间隔小于安全寿命）检测所有承受疲劳荷载的构（部）件，并及时更换裂纹达到控制容限者，已经渗入到许多设计领域。安全寿命法和破损安全法在公路钢桥、焊接船体、核电站工作平台、军用飞机结构等诸多设计领域的应用概况可参见文献[5.4]。

建筑结构的疲劳破坏主要发生于吊车梁、吊车桁架、工作平台等有限的几种结构范围内，而且破坏后果一般不危及大量生命。有鉴于此，建筑结构的疲劳设计采用所谓使用寿命法。此法采用比安全寿命法低的安全系数，并承认在达到安全使用寿命前有可能出现疲劳裂纹，在结构达到安全使用寿命时并不立即报废，而是通过定期检查及时发现敏感部位的裂纹，加以控制和修复。

5.2 应力幅准则

前已述及，在断裂力学成功引入之前，$S-N$ 曲线几乎一直是惟一的结构疲劳设计依据。而且在相当长的一段时间内，把应力比 R 作为影响结构疲劳性能的主要因素来处理。有限寿命设计的本质在于承认构件是在带裂纹的情况下工作，亦即是在应力强度因子幅值超过下门槛值的状态下工作，疲劳寿命的计算在裂纹稳定扩展阶段进行。根据断裂力学理论，影响裂纹稳定扩展速率的主要因素是应力强度因子幅值。式（5-3）给出了Ⅰ型裂纹的应力强度因子，实际上，应力强度因子的一般表达式为：

$$K = \sigma \cdot g(a) \tag{5-26}$$

即应力强度因子是应力的线性函数。因此，对于给定的构（试）件，应力强度因子幅值可用应力幅表达：

$$\Delta K = \Delta\sigma \cdot g(a) \tag{5-27}$$

因此，对于给定的构（试）件，主要影响应力强度因子幅值的是应力幅。在常幅交变荷载下，设裂纹的初始尺寸为 a_1，稳定扩展阶段结束时为 a_2，引用式（5-27），由式（5-13）得该区段的疲劳寿命为：

$$N = \frac{1}{c}\int_{a_1}^{a_2}\frac{\mathrm{d}a}{(\Delta K)^{\beta}} = (\Delta\sigma)^{-\beta}\frac{1}{c}\int_{a_1}^{a_2}\frac{\mathrm{d}a}{[g(a)]^{\beta}} = C(\Delta\sigma)^{-\beta} \tag{5-28}$$

其中：

$$C = \frac{1}{c}\int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{[g(a)]^{\beta}} \tag{5-29}$$

以应力幅作为影响疲劳性能的主要因素而建立的疲劳校核准则称应力幅准则：

$$\Delta\sigma \leqslant [\Delta\sigma] \tag{5-30}$$

依照式（5-28），容许应力幅 $[\Delta\sigma]$ 可计算如下：

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{N}\right)^{1/\beta} \tag{5-31}$$

这就是现行《钢结构设计规范》（GB 50017）中的容许应力幅计算公式。规范依据疲劳性能由高到低的排列，把常见的钢结构构件和连接分为八个类别（见表5-2），分别给出了各个类别用于计算容许应力幅的 β 和 C 的值（见表5-3）。显然，由式（5-31）确定的容许应力幅是建立在分类试验的基础上的，应力集中、残余应力等因素均已计入，在计算 $\Delta\sigma$ 时无需再考虑这些因素。但是，在有些情形须慎重考虑，例如遇到横向对接焊缝上开有孔洞时（如图5-22所示），应当在计算 $\Delta\sigma$ 中考虑应力集中。

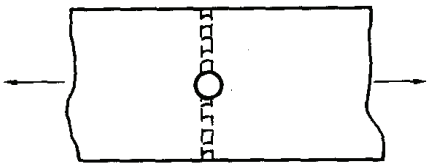
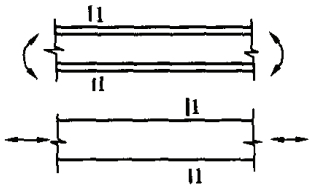
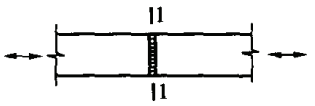
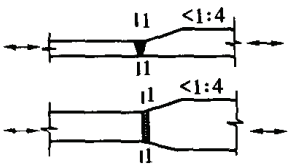
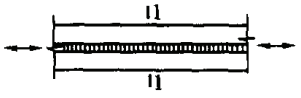
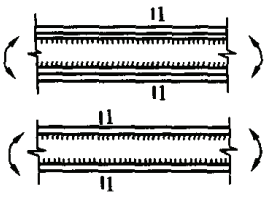
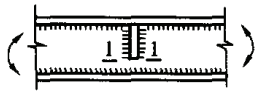
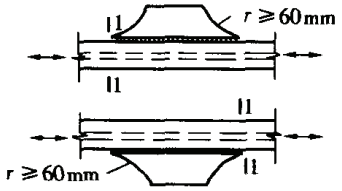
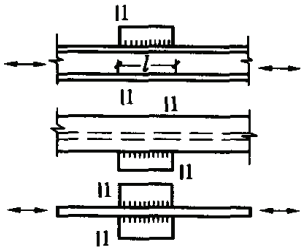
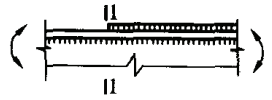
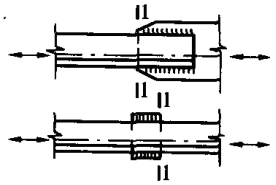
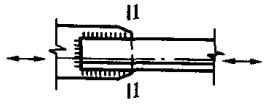
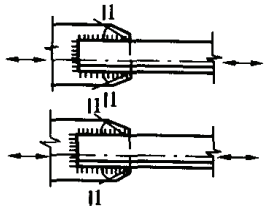
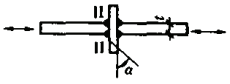


图5-22　焊缝上开设孔洞

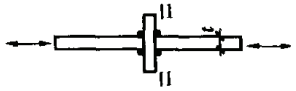
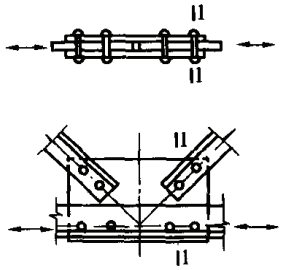
表5-2　　疲劳计算的构件和连接分类

项　次	简　　图	说　　明	类别
1		无连接处的主体金属 1. 轧制型钢 2. 钢板 （a）两边为轧制边或刨边 （b）两侧为自动、半自动切割边（切割质量标准应符合《钢结构工程施工质量验收规范》）	 1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 1. 符合《钢结构工程施工质量验收规范》的一级焊缝 2. 经加工、磨平的一级焊缝	 3 2
3		不同厚度（或宽度）横向对接焊缝附近的主体金属。焊缝加工成平滑过渡并符合一级焊缝标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属，焊缝符合二级焊缝标准	2
5		翼缘连接焊缝附近的主体金属 1. 翼缘板与腹板的连接焊缝 a. 自动焊、二级焊缝 b. 自动焊、三级焊缝，外观缺陷符合二级 c. 手工焊、三级焊缝，外观缺陷符合二级 2. 双层翼缘板之间的连接焊缝 a. 自动焊、三级焊缝，外观缺陷符合二级 b. 手工焊、三级焊缝，外观缺陷符合二级	 2 3 4 3 4

续表

项　次	简　　图	说　　明	类别
6		横向加劲肋端部附近的主体金属 1. 肋端不断弧（采用围焊） 2. 肋端断弧	 4 5
7		梯形节点板用对接焊缝焊于梁翼缘、膜板以及桁架构件处的主体金属，过渡处在焊后铲平。磨光、圆滑过滤，不得有焊接起弧、灭弧缺陷	5
8		矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属，l > 150mm	7
9		翼缘板中断处的主体金属（板端有正面焊缝）	7
10		向正面角焊缝过渡处的主体金属	6
11		两侧面角焊缝连接端部的主体金属	8
12		三面围焊的角焊缝端部主体金属	7
13		三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主体金属（节点板计算宽度按应力扩散角 θ 等于 30°考虑）	7
14		K形坡口对接与角接组合焊缝处的主体金属，两板轴线偏离小于 0.15t，焊缝为二级，焊趾角 $\alpha \leqslant 45°$	5

续表

项 次	简 图	说 明	类别
15		十字接头角焊缝处的主体金属，两板轴线偏高小于 0.15t	7
16	角焊缝	按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3
19		高强度螺栓摩擦型连接处的主体金属	2

注 1. 所有对接焊缝均需焊透。所有焊缝的外形尺寸均应符合现行国家标准 GB 10854《钢结构焊缝外形尺寸》的规定。

2. 角焊缝应符合 GB 50017 第 8.2.7 条和 8.2.8 条的要求。

3. 第 16 项中的剪应力幅 $\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_{min}$，其中 τ_{min}的正负值为：与 τ_{max}同方向时，取正值；与 τ_{max}反方向时，取负值。

4. 第 17、18 项中的应力应以净截面面积计算，第 19 项应以毛截面面积计算。

表 5-3　　参 数 C，β

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C ($\times 10^{12}$)	1940	861	3.26	2.18	1.47	0.96	0.65	0.41
β	4	4	3	3	3	3	3	3

对于表 5-2 中未有规定的连接（构造细部），如果采用表中相近的类别能保证安全，则可以为之。否则，或通过试验获取资料，或通过有限元法计算出在应力集中处的应力分布，采用“几何应力幅”处理。

应力幅准则在国际标准中是以极限状态法表达的：

$$\gamma_f \Delta\sigma \leqslant \Delta\sigma_R / \gamma_r \tag{5-32}$$

式中 γ_f、γ_r——分别为荷载分项系数和抗力分项系数，可由国家规范规定。当制作和安装的质量都符合要求时，γ_f 和 γ_r 可取为 1.0；

$\Delta\sigma_R$——对应于寿命 N 的疲劳强度。

欧盟规范 EC3 亦采用式（5-32），规定：荷载分项系数 γ_f 取 1.0；对易于定期检查和维修的结构，若构件失效不危及整个结构时抗力分项系数 γ_r 取 1.0，对于关键性结构，失

效危及整个结构者取 1.25。国标标准对构造细部分类比较细致，包括一些 GB 50017 规范未收入的情况。为了便于参考，把国际标准构造细部分类的表格列在资料篇中（表 Z5.1 ~ 表 Z5.7），此表细部类别一栏的数字是 $N=2\times10^6$ 的疲劳强度值，性质和 GB 50017 的 $[\Delta\sigma]_{2\times10^6}$相类似，且取值稍低一些。因此，可以在设计中参考采用。国际标准还附有各类细部的施工要求，必须符合要求，才能用表中数据。

【例 5-1】 某连接节点，如图 5-23 所示，钢材为 Q235，预期寿命为 $N=2\times10^6$ 次，轴心受拉构件的最大拉力和最小拉力的设计值为 $F_{max}=500kN$ 和 $F_{min}=350kN$，试对该节点进行疲劳校核。

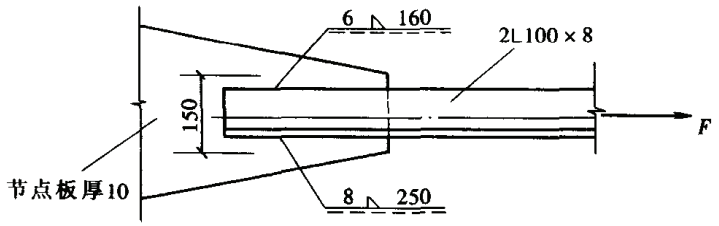


图 5-23 承受疲劳荷载的节点（单位：mm）

解：疲劳校核包括主体金属和焊缝两部分。

（1）主体金属的疲劳校核要针对构件和节点板分别进行：

节点板疲劳校核：

由表 5-2，类别为 7（表 5-2）的第 13 项）；查表 5-3 得 $C=0.65\times10^{12}$，$\beta=3$；由式（5-31）得

$$[\Delta\sigma]=\left(\frac{0.65\times10^{12}}{2\times10^6}\right)^{1/3}=68.75N/mm^2$$

疲劳校核截面位于距节点板边缘 160mm 处（偏于安全地假定角钢中的拉力在该处已完全传到节点板上），计及应力在节点板内的扩散（扩散角 30°），则：

$$\Delta\sigma=\frac{(500-350)\times10^3}{(150+2\times160\text{tg}30°)\times10}=44.81N/mm^2<[\Delta\sigma]\text{(满足)}$$

构件疲劳校核：

由表 5-2，类别为 8［（表 5-2）的第 11 项］；查表 5-3 得 $C=0.41\times10^{12}$，$\beta=3$；由式（5-31）得

$$[\Delta\sigma]=\left(\frac{0.41\times10^{12}}{2\times10^6}\right)^{1/3}=58.96N/mm^2$$

两角钢的截面积为 $2\times156mm^2$，故：

$$\Delta\sigma=\frac{(500-350)\times10^3}{2\times1564}=47.96N/mm^2<[\Delta\sigma]\text{(满足)}$$

（2）由表 5-2，焊缝的疲劳校核类别亦为 8（表 5-2）的第 11 项），要针对角钢的肢尖焊缝和肢背焊缝分别进行：

肢背焊缝疲劳校核：

$$\Delta\tau=\frac{0.7\times(500-350)\times10^3}{2\times0.7\times8\times(250-10)}=39.06N/mm^2<[\Delta\sigma]\text{(满足)}$$

肢尖焊缝疲劳校核：

$$\Delta\tau = \frac{0.3 \times (500 - 350) \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times (160 - 10)} = 35.71\text{N/mm}^2 < [\Delta\sigma]\text{(满足)}$$

5.3 非焊接构件和厚板件

式（5－28）两边取对数，有：

$$\lg N = \lg c - \beta \lg(\Delta\sigma) \tag{5-33}$$

大量文献表明，对非焊接构件和连接，这种 N 与 $\Delta\sigma$ 的双对数线性关系和试验结果符合较好。然而，应力幅准则是由存在高额残余拉应力的焊接构件或连接得出的，对于非焊接构件，情况有所不同。原冶金工业部建筑研究总院完成的试验结果指出，几组焊接试件的双对数直线斜率在 $-3 \sim -3.5$ 之间；无焊缝带孔试件中 $R = 0 \sim 0.2$ 者，试验点都落在斜率为 -3.38 直线附近，而 $R = -1$ 的点都高出较多。可见，$R < 0$ 时应力幅准则偏于安全多些。一般而言，对于 $R < 0$ 的焊接结构，高额残余应力对疲劳性能的影响大些，而在 $R > 0$ 时影响不大。有鉴于此，对于非焊接结构，国际标准《钢结构材料与设计》（ISO/DIS 10721）规定，对于 $R < 0$ 的非焊接零件，在运用应力幅准则时引用有效应力幅 $\Delta\sigma_e$ 以代替应力幅：

$$\Delta\sigma_e = \sigma_{max} - 0.6\sigma_{min} \tag{5-34}$$

其中，拉应力取正值，压应力取负值。对于纯剪应力幅，该文件规定用单一斜率 -5 的式（5－33）计算。GB 50017 规范中，则对非焊接结构，不区分 R 的正负，统一采用下列有效应力幅：

$$\Delta\sigma_e = \sigma_{max} - 0.7\sigma_{min} \tag{5-35}$$

显然，上式在 $R > 0$ 时偏于安全。

另外，鉴于厚度很大的板的质量不如中、小厚度的板，而大量用于试验研究的试件板厚不超过 13～20mm，国际标准组织的钢结构设计标准对厚度大于 25mm 的材料，横向角焊缝连接和对焊连接处的容许应力幅 $[\sigma]$ 降低为：

$$[\sigma]_c = [\sigma]\sqrt[4]{25/t} \tag{5-36}$$

式中 t——材料厚度，mm。

5.4 变幅疲劳荷载

实际结构承受的荷载呈现为随机荷载谱。用有限个形式简单的“谱段”逼近真实的随机谱是处理随机谱问题的常用方法。设随机荷载谱用 M 个常幅交变荷载“谱段”逼近，裂纹的初始尺寸记为 a_0。第 i 个常幅交变荷载“谱段”的应力幅为 $\Delta\sigma_i$，该段历经周数 n_i 结束时的裂纹尺寸记为 a_i，依照式（5－28）：

$$n_i = \frac{1}{c}\int_{a_{i-1}}^{a_i} \frac{da}{(\Delta K_i)^\beta} = (\Delta\sigma_i)^{-\beta}\frac{1}{c}\int_{a_{i-1}}^{a_i} \frac{da}{[g(a)]^\beta}$$

稳定扩展全过程由第 i 个常幅交变荷载“谱段”构成时的疲劳寿命为 N_i：

$$N_i = \frac{1}{c}\int_{a_0}^{a_M} \frac{da}{(\Delta K_i)^\beta} = (\Delta\sigma_i)^{-\beta}\frac{1}{c}\int_{a_0}^{a_M} \frac{da}{[g(a)]^\beta} = C(\Delta\sigma_i)^{-\beta} \tag{5-37}$$

则有：

$$\sum_{i=1}^{M}\frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^{M}\int_{a_{i-1}}^{a_i} \frac{da}{[g(a)]^\beta} \Big/ \int_{a_0}^{a_M} \frac{da}{[g(a)]^\beta} \tag{5-38}$$

上式称为线性累积损伤准则（亦称 Miner 规则或 Palmgren－Miner 规则）。它的成立除了断

裂力学理论的一般假定外，还有个需指出的前提：用来逼近真实随机谱的“谱段”的先后顺序不影响疲劳寿命的计算。对于焊接结构，一般是安全的[5.5]。

由式（5－38），ISO/DIS10721 直接要求按下式进行变幅疲劳校核：

$$D = \sum_{i=1}^{M} \frac{n_i}{N_i} < 1 \tag{5-39}$$

其中 D 称为疲劳损伤。对于同时承受 σ 和 τ 的部位，其校核公式为：

$$D_{\Delta\sigma} + D_{\Delta\tau} \leqslant 1 \tag{5-40}$$

式中 $D_{\Delta\sigma}$、$D_{\Delta\tau}$——分别是和 σ 和 τ 对应的疲劳损伤。

利用式（5－28），可引进所谓的等效应力幅 $\Delta\sigma_e$：

$$\sum_{j=1}^{M} n_j = C(\Delta\sigma_e)^{-\beta}$$

由上式和式（5－37）消去 C 得：

$$N_i = \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_i}\right)^{\beta} \sum_{j=1}^{M} n_j$$

将上式代入式（5－28），得：

$$\Delta\sigma_e = \left[\sum_{i=1}^{M} n_i(\Delta\sigma_i)^{\beta} \Big/ \sum_{i=1}^{M} n_i\right]^{1/\beta} \tag{5-41}$$

这就是现行 GB 50017 规范中提供的等效应力幅计算公式。对变幅疲劳的结构，在使用寿命期 间的荷载频率分布、应力幅水平以及频次分布总和所构成的设计应力谱给出后，即可按上式将其折算为等效常幅疲劳，以 $\Delta\sigma_e$ 代替 $\Delta\sigma$ 用式（5－30）校核。国外带盖板钢梁的疲劳试验结果表明：等效应力幅方法是可行的，试验点都在置信下限以上[5.5]。

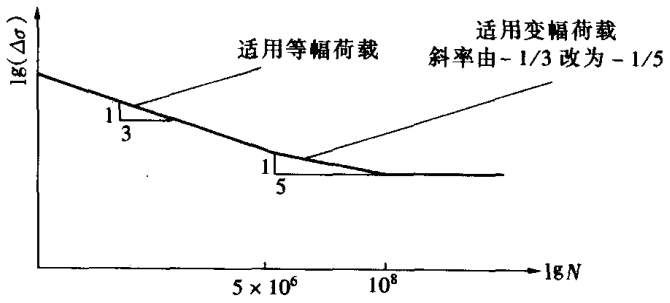
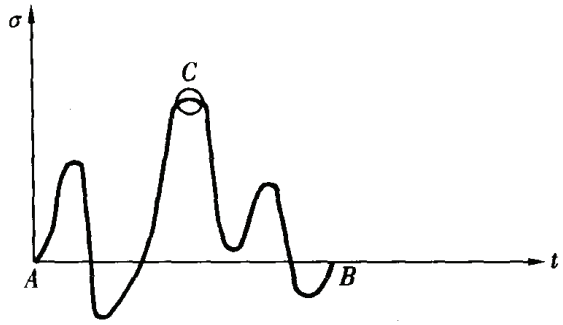


图 5－24　修改斜率

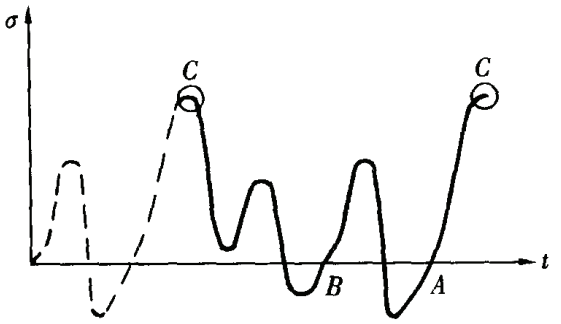
尽管与等效应力幅相应的应力强度因子幅值可能出现小于 ΔK_{th} 的情形，考虑到实际荷载的随机性，还是有部分强度因子幅值大于 ΔK_{th}，驱使疲劳裂纹扩展。有鉴于此，为安全计，或者在规范中对结构的疲劳极限不作任何规定，或者在 $N > 5 \times 10^6$ 的范围修改双对数直线式（5－33）的斜率。现行 GB 50017 采取了前者，国际标准 ISO/DIS 10721 采用后者（如图 5－24 所示），并以 10^8 周作为疲劳极限。尽管在高额残余拉应力的区域施加的应力循环完全在压力范围内时，仍可以使疲劳裂纹扩展，但是，裂纹扩展使残余拉应力得到足够释放后，就不会再发展。因此，现行 GB 50017 规范规定：在应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳。

由真实随机应力谱来计算等效应力幅本质上涉及到频谱分析，工程上有不少简便的计数法可用来处理这一类问题，如简单变程计数法、跑道计数法、变程—均值计数法等。常用者有雨流计数法和水库计数法，它们也是国际标准组织的钢结构设计标准中推荐的方法。雨流计数法可参见文献［5.5］，水库计数法作频谱分析的过程如图 5－25 所示。



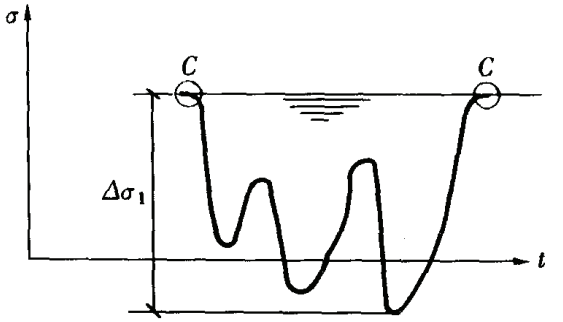
步骤1

确定时域 $A \leqslant t \leqslant B$ 段的最大波峰应力所在点 C



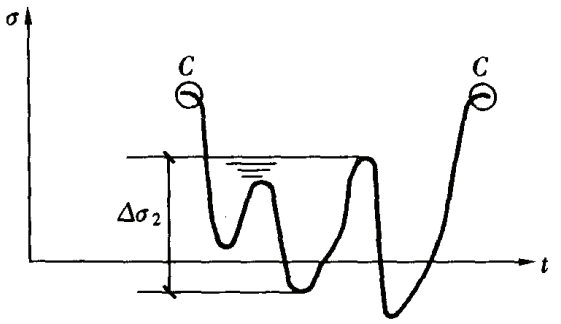
步骤2

将时域 $A \leqslant t \leqslant C$ 段的应力历程平移至 $A \leqslant t \leqslant B$ 段的尾端



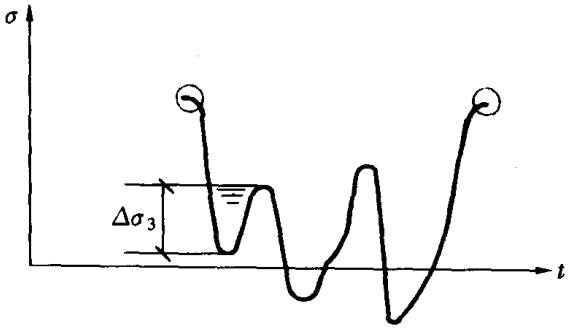
步骤3

给形成的“水库”“注水”、最大水深即 $A \leqslant t \leqslant B$ 移的最大应力幅值 $\Delta\sigma_1$



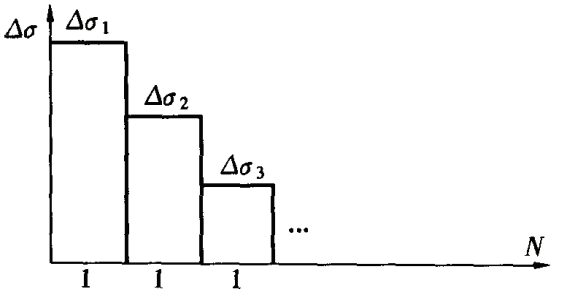
步骤4

在最深处排水、找到与新水平面相应的最大水深，即 $A \leqslant t \leqslant B$ 段的次大应力幅值 $\Delta\sigma_2$



步骤5

重复步骤4直到把水全部排完，就依大到小找到了 $A \leqslant t \leqslant B$ 段的所有应力幅值



最后得到的应力频谱

图 5-25　水库计数法作频谱分析的过程

【例 5-2】　某焊接双层翼缘板吊车梁，焊缝符合二级标准。在容许应力幅 $[\Delta\sigma]_{2\times10^6}$ 下经历 $n_1 = 10^6$ 次循环后，因荷载增大致使应力幅提高了 20%，试由翼缘连接附近的主体金属的疲劳性能评估吊车梁的剩余寿命。

解：由表 5-2 和表 5-3 可知，翼缘连接附近的主体金属的疲劳校核类别为 3，且：

$$[\Delta\sigma]_1 = [\Delta\sigma]_{2\times10^6} = \left(\frac{3.26\times10^{12}}{2\times10^6}\right)^{1/3} = 118(\mathrm{N/mm^2})$$

故提高后的应力幅为：

$$[\Delta\sigma]_2 = 118\times1.2 = 141.6(\mathrm{N/mm^2})$$

与上列应力幅 $[\Delta\sigma]_2$ 相应的寿命为：

$$N_2 = \frac{C}{[\Delta\sigma]_2^{\beta}} = \frac{3.26\times10^{12}}{141.6^3} = 1.15\times10^6$$

记剩余寿命为 n_2，依据式（5－39），有：

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = \frac{10^6}{2\times10^6} + \frac{n_2}{1.15\times10^6} < 1$$

解之，得

$$n_2 < 5.75\times10^5$$

6. 改善结构疲劳性能的措施

显然，改善结构疲劳性能应当从影响疲劳寿命的主要因素入手。除了前述的正确选材外，在设计中，应采用合理的构造细节，减小应力集中程度，从而使结构的尺寸由静力（强度、稳定）计算而不是由疲劳计算来控制。除此之外，在施工过程中，要严格控制质量，并采用一些有效的工艺措施，减少初始裂纹的数量和尺寸。当然，无论是为降低应力幅而增大截面尺寸，还是采用高韧性材料或加强施工质量控制，都会提高造价，须权衡轻重，力求最佳。

6.1 疲劳结构的构造设计

无论是从抗脆断或抵抗疲劳的角度出发，都要求设计者选择应力集中程度低的构造方案。应力集中通常出现于结构表面的凹凸处和截面的突变（包括孔洞造成的截面突变）处。因此在板的拼接中，能采用对接焊缝时就避免采用拼接板加角焊缝的方式。焊于构件的节点板宜有连续光滑的过渡段，如图 5－26（a）所示，圆弧半径不小于 60mm。如果用梯形节点板加此圆弧过渡段，在表 5－2 中列为 5 类，而没有圆弧过渡段的矩形节点板则为 7 类。前者的疲劳强度比后者高 30%。如果节点板与构件的连接改为高强度螺栓，则既可免除过渡段加工的麻烦，又可改善疲劳性能。摩擦型高强度螺栓的连接在表 5－2 中列为 2 类，$[\Delta\sigma]$ 比 7 类高一倍多。但是要注意必须针对引起应力集中的实际原因来采取对策。如图 5－26（b）所示的圆弧过渡并不能有效地减小应力集中程度，因为在纵剖面

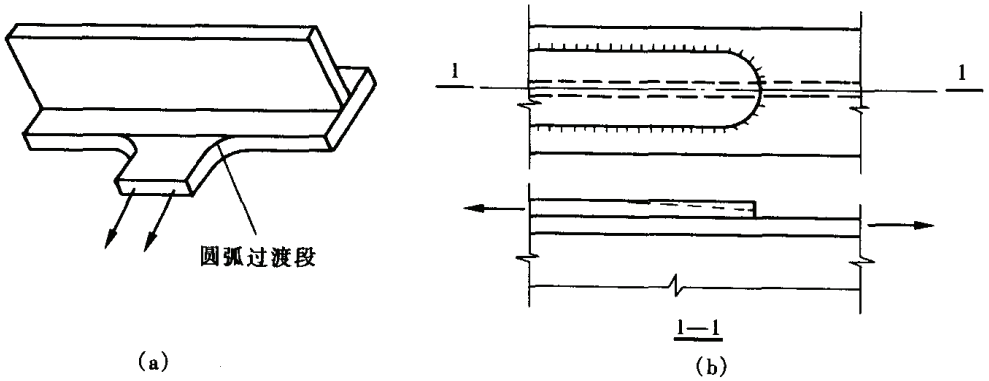


图 5－26　连续光滑过渡段的设计

1－1的截面突变处没有设置光滑过渡段，如果按纵剖面图上虚线所示，将厚度改成渐变，效果会显著得多。如果节点板与构件的连接改为高强度螺栓，则既可免除过度段加工的麻烦，又可改善疲劳性能。

应力不均匀亦可由不当的细部构造所致。图5－27所示的梁柱焊接连接，如果在构造上设置了虚线所示的横加劲肋，那么可认为梁翼缘应力是均匀的，来进行疲劳校核。反之，构造上未设置虚线所示的横加劲肋时，由于柱翼缘的变形，平截面假定不再成立，不能把梁翼缘应力看作是均匀的。这种应力不均匀的情形，设计规范一般都不考虑，应当用可靠的方法（如有限单元法）确定应力分布，以应力峰值确定应力幅来进行疲劳校核。显然，为避免繁重的计算，以设置横加劲肋为好。在梁端板通过螺栓与柱翼缘连接的情形，如果螺栓间距较大而端板抗弯刚度不足时，类似问题亦可出现（如图5－28所示）。没有构造措施纠正这种状况时，梁端截面的疲劳校核应当计及应力集中系数 $\zeta = \sigma_{max}/\sigma_p$。

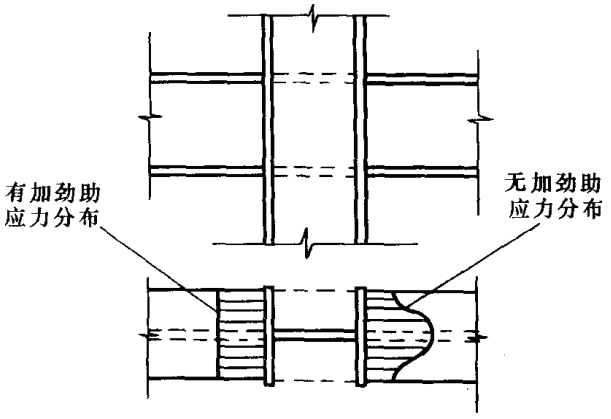


图5－27　梁端不同应力分布

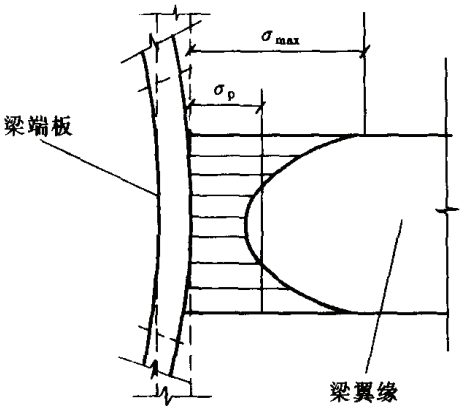


图5－28　梁翼缘与端板连接焊缝的应力分布

要尽量避免多条焊缝相互交汇而导致高额残余拉应力的情形。尤其是三条在空间相互垂直的焊缝交于一点时，将造成三轴拉应力的不利状况。为此，如图5－29（a）所示，在设计承受疲劳荷载的受弯构件时，常不将横向加劲肋与构件的受拉翼缘连接而保持一段距离。一般取50～100mm（见GB 50017规范8.5.6条），如果是重级工作制吊车梁，则要求通过对加劲肋端部进行疲劳校核来确定这段距离。对于连接横向支撑处的横向加劲肋，可以把横向加劲肋和受拉翼缘顶紧不焊，且将加劲肋切角，保持腹板与加劲肋50～100mm不焊［如图5－29（b）所示］。

应力集中不可避免时，尽可能地将其设置于低应力区亦是抗疲劳构造设计的措施之一。采用多层翼缘的变截面焊接梁时，外层翼缘切断处的应力集中总是存在的。在图5－30中，A 是理论切断点，按静力计算要求的切断点是 B（长度 l_1 按现行GB 50017规范8.4.10条确定）。从疲劳校核的角度看，如果在 B 点处切断的应力幅不能满足，可以延伸长度 l_1 到 C 点处切断［如图5－30（a）所示］使得在 C 点处的应力幅满足疲劳校核的条

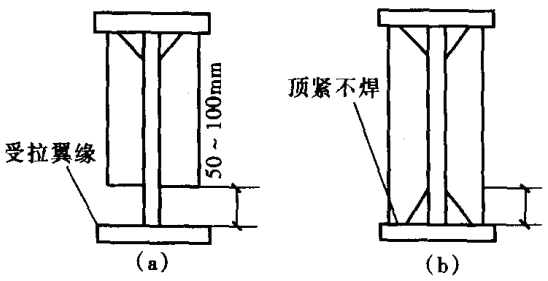


图5－29　横向加劲肋端部处理

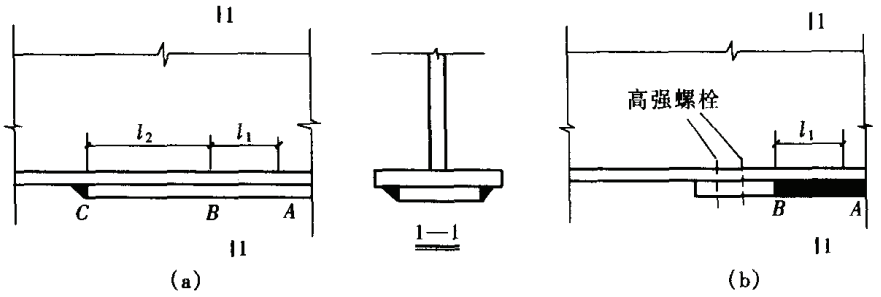


图 5－30　外层翼缘切断处理

件，此举显然要比增大梁截面可取。图 5－30（b）中，是将焊缝延伸到按静力计算要求的 B 点后，改用摩擦型高强螺栓来传递层间剪力的方案。摩擦型高强螺栓抗剪连接具有较好的疲劳性能，可大大提高梁的抗疲劳能力（国外的试验表明，提高一倍多[5.5]）。螺栓数量以传递翼板全部内力为原则来决定。在施工中，宜先按装高强螺栓，尔后施焊纵向角焊缝。这种尽可能由强度计算而不是由疲劳校核来控制构件尺寸的思路，应该渗透在结构设计中。

除此之外，设计中忽视一些约束的存在以及一些次内力的效应，可能导致疲劳裂纹的产生[5.5]。

6.2　改善疲劳性能的工艺措施

除了冷热加工环节外，承受疲劳荷载的构件在运输、安装甚至于临时堆放的每一个施工环节都可能由于操作不当而造成构件疲劳性能的损伤。例如，构件在长途运输中没有正确的支垫和固定，则由于振动可以诱发裂纹；安装现场在构件的受拉区临时焊接小零件，亦会增加构件的裂纹萌发源等。因此，在整个施工过程中对承受疲劳荷载的构件做好严格的质量管理是很有意义的。另外，在承受疲劳荷载的构件加工完毕后，可以采取一些工艺措施来改善疲劳性能。这些措施包括缓和应力集中程度、消除切口以及在表层形成压缩残余应力。

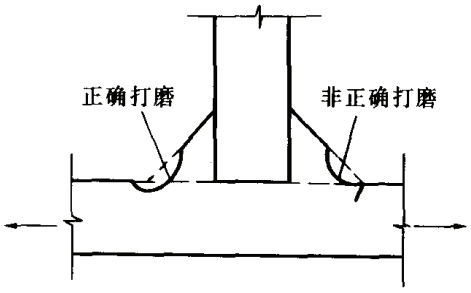


图 5－31　角焊缝打磨

焊缝表面的光滑处理经常能有效地缓和应力集中，表面光滑处理最普通的方法是打磨。打磨掉对接焊缝的余高，在焊缝内部没有显著缺陷时，可将疲劳强度由表 5－2 的 3 级提高到 2 级。打磨角焊缝焊趾，可以改善它的疲劳性能。但是必须如图 3－31 所示正确打磨，把板磨去厚约 0.5mm 一层。这是因为焊缝的趾部经常存在咬边形成的切口，并且还有焊渣浸入。正确打磨应将这些焊接缺陷除去，这样做虽然使钢板截面稍有削弱，影响并不大。对于纵向受力角焊缝，则可打磨它的端部，使截面变化比较缓和。打磨后的表面不应存在明显的刻痕。消除切口、焊渣等焊接缺陷，还可运用气体保护钨弧使角焊缝趾部重新熔化的方法。由于钨极弧焊不会在趾部产生焊渣浸入，只要使重新熔化的深度足够，原有切口、裂缝以及侵入的焊渣都可以消除，从而使疲劳性能得到改善。这种方法在不同应力幅情况下疲劳寿命都能同样提高。

残余压应力是抑止减缓裂纹扩展的有利因素。通过工艺措施，有意识地在焊缝和近旁

金属的表层形成压缩残余应力，是改善疲劳性能的一个有效手段。常用方法是锤击敲打和喷射金属丸粒。其机理是：被处理的金属表层在冲击性的敲打作用下趋于侧向扩张，但被周围的材料所约束，从而产生残余压应力。同时，敲击造成的冷工硬化也使疲劳强度提高，冲击性的敲打还使尖锐的切口得到缓解。梁的疲劳试验已验表明，这种工艺措施宜在构件安装就位后承受恒载作用下进行。否则，恒载产生的拉应力抵消残余压应力，削弱敲打效果。

上述各种措施对疲劳性能的提高效果，因连接构造不同而异。文献［5.5］指出：这些措施对 f_y 高于 $400N/mm^2$ 的高强钢结构，要比普通碳素钢更为有效。原因有二：①高强钢材试件的疲劳强度高于低碳钢，原因是它的裂纹形成阶段比后者长。若把焊接结构的初始缺陷消除，效果将十分可观。②高强钢材焊接后的残余拉应力比低碳钢高。施加残余压应力以改善连接的疲劳性能，也优于低碳钢。

7. 低周疲劳

在本章第 1 节已经阐明，疲劳断裂有高周疲劳和低周疲劳之分。当每次荷载循环中材料经受的应变超过了弹性范围，发生疲劳破坏所对应的循环数相对较小，这就是低周疲劳，工程上常以 10^5 次循环作为高周疲劳的下限。而低周疲劳断裂发生的循环数常在 10^4 次以下，多为几千、几百甚或几十次，在断裂处可见明显的塑性变形。

为了预防疲劳破坏的发生，非常重要的一点就是建立损伤准则。对钢结构来说，低周疲劳发生在很少情况下，主要是强烈地震。因此，时至今日，人们对低周疲劳的了解还不像对高周疲劳那样深入。在低周疲劳中由于施加的应变很大，构件的材性及几何形状都在改变，增加了问题的复杂性。然而，要在分析中考虑实际的应力应变分布困难很大。所以，常常仍然采用基于初始条件的名义值。在这个基础上，找出应变和达到失效的循环数之间的关系。材料进入塑性后应变发展很快而应力并不增大或是缓慢增大。因此，在低周疲劳中起决定作用的是应变而非应力。

7.1 低周疲劳准则

7.1.1 常幅循环

钢结构在常幅循环荷载下的低周疲劳损伤准则可由 Manson - Coffin 假说来表示，即由塑性应变的往复或塑性应变幅所造成损伤的积累所致[5.19]：

$$D = N\left(\frac{\Delta\varepsilon_P}{\varepsilon_P}\right)^a = 1 \tag{5-42}$$

式中 N——循环到断裂的次数；

$\Delta\varepsilon_P$——塑性应变幅度（amplitude 为通常所说的应变幅 strain range 的一半，见图 5 - 32）；

ε_f——单调拉伸时的极限应变（见图 5 - 32）。

$\varepsilon_P = 0.88\varepsilon_f$（对延性裂纹）；$\varepsilon_P = 0.67\varepsilon_f$（对宏观裂纹）；$a \approx 2$，由试验确定。式（5 - 42）用双对数坐标表示斜率为 - 1/2 的直线，如图 5 - 33 所示。

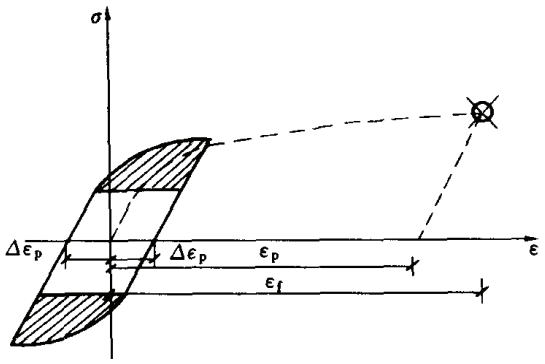


图 5-32　损伤累积

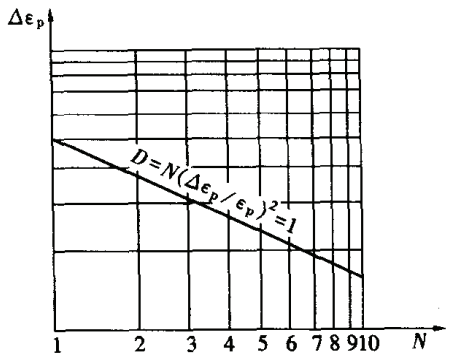


图 5-33　疲劳损伤累积

Manson-Coffin 假说没有计及平均塑性应变 ε_{pm} 的影响。对于某些构造细部，$\varepsilon_{pm}\neq 0$［见图 5-34（a）］和 $\varepsilon_{pm}=0$［见图 5-34（b）］的效应是有区别的。此时可把式（5-42）修正为下式：

$$D = N\left(\frac{\Delta\varepsilon_p}{\varepsilon_p}\right)^2\left(1-\frac{|\varepsilon_{pm}|}{\varepsilon_f}\right)^{-a} = 1 \tag{5-43}$$

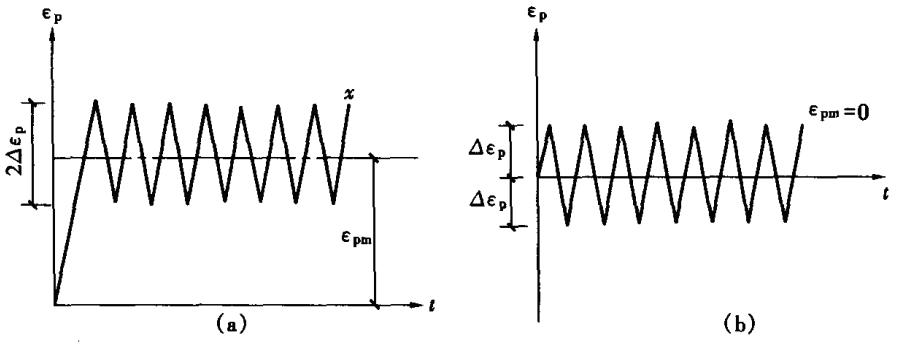


图 5-34　有平均应变的损伤累计

式中第二个括弧即为平均塑性应变影响系数。

在分析比较复杂的节点的低周疲劳时，塑性应变很难精确测定。为此，可以用塑性变形或耗散的能量来代替应变。当用耗散的能量表示时，低周疲劳的准则由下式表达：

$$D = N\left(\frac{\Delta e}{e}\right)^b = 1 \tag{5-44}$$

Δe 为一个滞回环耗散能量的二分之一；e 和 b 的值由试验确定。此式既涉及应变又涉及应力。但如果材料可简化为理想弹塑性体，则此式应和式（5-42）等价。

7.1.2　随机循环荷载

钢结构受到随机循环荷载作用时的低周疲劳损伤准则可采用和高周疲劳类似的线性累计损伤规则来表示，也就是：

$$D = \sum_{i=1}^{N}\left(\frac{\Delta\varepsilon_{pi}}{\varepsilon_p}\right)^a \tag{5-45}$$

式中　N——直到断裂的循环数；

$\Delta\varepsilon_{pi}$——第 i 对塑性应变幅度。

$\varepsilon_p=0.88\varepsilon_f$（对延性断裂）；$a\approx 2$，一般可由试验确定。

线性累积损伤的一个不足之处是没有考虑加载顺序的影响。不同的加载顺序，如先施加大的应变幅度再施加小应变幅度，其效应和把这一顺序颠倒过来并不相同。文献（5－20）基于试验研究指出，对梁与柱用顶、底角钢的连接，低周疲劳破坏准则可以由基于能量的线性累积损伤规则表达，即

$$D = \sum_{i=1}^{N} \frac{\Delta W_i}{W_i} = 1 \qquad (5-46)$$

式中 ΔW_i——第 i 时段的能量增量；

W_i——第 i 时段的总能量。

此式相当于把式（5－44）的指数 b 取为 1。采用以能量为基础的线性累积损伤公式既可把加载的顺序效应直接计入，又无需进行应变幅的计数工作。

参 考 文 献

[5.1] T. R. Gurney. FATIGUE OF WELDED STRUCTURES. 2nd ed. London: Cambrideg University Press, 1979

[5.2] 上海交通大学金属断口分析编写组. 金属断口分析. 北京：国防工业出版社，1983

[5.3] 周顺深. 钢脆性和工程结构脆性断裂. 上海：上海科学技术出版社，1979

[5.4] J. M. Barsom, S. T. Rolfe. Fracture and Fatigue Control in Structures. 2nd ed. Prentice－Hall. Inc., 1987

[5.5] 陈绍蕃. 钢结构设计原理. 第二版. 北京：科学出版社，1998

[5.6] G. C. Sih. Handbook of Stress Iniensity Factors for Researchers and Engineers. Bethlehem: Lehigh University Pr., 1973

[5.7] 中国航空研究院. 应力强度因子手册. 北京：科学出版社，1981

[5.8] 黄克智，余寿文. 弹塑性断裂力学. 北京：清华大学出版社，1985

[5.9] 郭成喜. 焊接结构疲劳强度的 WEIBULL 评估. 舰船性能研究，1992，1

[5.10] Aashto. Guide Specification for Fracture Critical Non－Redundant Steel Bridge Members, 1978

[5.11] British Standard Inst., EUROCODE 3, DESIGN OF STEEL STRUCTURES, Part1. 1, DD ENV, 1993－01－01, 1992

[5.12] S. T. Rolfe, Fracture. Fatigue Control in Steel Structures. Eng. J. AISC, lst Quarter, 1972

[5.13] 赵世运. 芜湖长江大桥正桥钢梁材料和结构研究. 钢结构 1999，14（3）：57～58

[5.14] 霍立兴，韩伟基. 中国钢结构设计的安全性评定. 钢结构 1998，13（3）：1～7

[5.15] 郭仲衡. 非线性弹性理论. 北京：科学出版社，1980

[5.16] 武际可，王敏中. 弹性力学引论. 北京：北京大学出版社，1981

[5.17] 余天庆，钱济成. 损伤理论及其应用. 北京：国防工业出版社，1993

[5.18] 楼志文. 损伤力学基础. 西安：西安交通大学出版社，1991

[5.19] Council on Tall Buildings. Structural Design of Tall Steel Buildings. Vol. SB of Monograph on Planning and Design of Tall Buildings. ASCE. New York: 1979

[5.20] Mander, J. B et al.. Low Cycle Variable Amplitude Fatigue Modeling of Top－and－Seat Angle Connections. Engineering J. AISC. 1995, 32（2）：54～62

[5.21] 郭成喜. 关于钢结构疲劳性能的一个注记. 建筑结构，2000，39（9）

第六章 框架和拱的计算

1. 框架分析的一般说明

内力分析是结构设计的基础，是为后续的结构和构件设计服务的，其结果的精确程度不仅直接影响设计质量，而且一般地要受现行结构设计标准的约束。在计算机内力分析越来越多地介入结构设计的今天，设计师尤其需要注意这一点。

框架分析的基础是梁理论。梁理论（杆是梁的特例）本质上是棱柱形弹性体的力学近似，引用所谓的平截面假定是这种近似的主要特征。基于这种近似，梁理论将复杂的位移边界条件简化为一组定义于梁两端截面形心的广义位移（见图 6－1），这组广义位移通常表示为矢量：

$$U = [w_{x1} \quad w_{y1} \quad w_{z1} \quad \varphi_{x1} \quad \varphi_{y1} \quad \varphi_{z1} \quad w_{x2} \quad w_{y2} \quad w_{z2} \quad \varphi_{x2} \quad \varphi_{y2} \quad \varphi_{z2}]^{\mathrm{T}} \tag{6-1}$$

式中 w_{x1}, w_{y1}, w_{z1}——梁左端截面形心处的位移分别在 x, y, z 轴方向的分量；

w_{x2}, w_{y2}, w_{z2}——梁右端截面形心处的位移分别在 x, y, z 轴方向的分量；

$\varphi_{x1}, \varphi_{y1}, \varphi_{z1}$——梁左端截面分别绕 x, y, z 轴的角变形分量；

$\varphi_{x2}, \varphi_{y2}, \varphi_{z2}$——梁右端截面分别绕 x, y, z 轴的角变形分量。

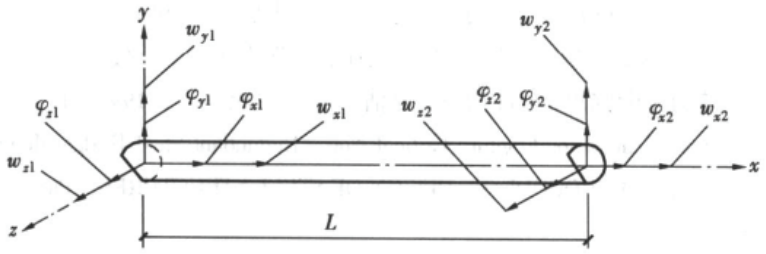


图 6－1 梁两端的广义位移

相应地，引用一组与 U 共轭的广义力 P 来简化力的边界条件：

$$P = [V_{x1} \quad V_{y1} \quad V_{z1} \quad M_{x1} \quad M_{y1} \quad M_{z1} \quad V_{x2} \quad V_{y2} \quad V_{z2} \quad M_{x2} \quad M_{y2} \quad M_{z2}]^{\mathrm{T}} \tag{6-2}$$

式中 V_{x1}, V_{y1}, V_{z1}——梁左端截面的内力分别在 x, y, z 轴方向的分量；

V_{x2}, V_{y2}, V_{z2}——梁右端截面的内力分别在 x, y, z 轴方向的分量；

M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}——梁左端截面的内力矩分别绕 x, y, z 轴的分量；

M_{x2}, M_{y2}, M_{z2}——梁右端截面的内力矩分别绕 x, y, z 轴的分量。

在经典（Euler）梁弯曲理论中，以挠度作为单一参数来描述梁的变形。联系 U 和 P 的单元刚度矩阵 $[k]$ 的完整形式为[6.1]：

$$
\begin{bmatrix}
\frac{EA}{L} & & & & & & & & & & & \\
 & \frac{12EI_z}{L^3} & & & & & & & & & & \\
 & & \frac{12EI_y}{L^3} & & & & & & 对称 & & & \\
 & & & \frac{GI_t}{L} & & & & & & & & \\
 & & -\frac{6EI_y}{L^2} & & \frac{4EI_y}{L} & & & & & & & \\
 & \frac{6EI_z}{L^2} & & & & \frac{4EI_z}{L} & & & & & & \\
-\frac{EA}{L} & & & & & & \frac{EA}{L} & & & & & \\
 & \frac{12EI_z}{L^3} & & & & -\frac{6EI_z}{L^2} & & \frac{12EI_z}{L^3} & & & & \\
 & & -\frac{12EI_y}{L^3} & & \frac{6EI_y}{L^2} & & & & \frac{12EI_y}{L^3} & & & \\
 & & & -\frac{GI_t}{L} & & & & & & \frac{GI_t}{L} & & \\
 & & -\frac{6EI_y}{L^2} & & \frac{2EI_y}{L} & & & & \frac{6EI_y}{L^2} & & \frac{4EI_y}{L} & \\
 & \frac{6EI_z}{L^2} & & & & \frac{2EI_z}{L} & & -\frac{6EI_z}{L^2} & & & & \frac{4EI_z}{L}
\end{bmatrix} \tag{6-3}
$$

式中　　E，G——梁材料的弹性模量，剪切模量；

A，I_t，I_y，I_z——梁截面面积，抗扭惯性矩，关于 y、z 轴的惯性矩；

杆梁系统结构分析的基本方法，常按所采用的未知参数的不同而分为两类：力法和位移法（当然有时也采用混合法：未知参数中既有位移又有内力的情况）。一般而言，位移法较力法更适宜于矩阵数据的自动化处理，因而几乎在所有的有限元计算软件中都采用位移法，而力法则通常适合于手工计算[6.1~6.3]。式（6-3）就是位移法的经典单元刚度矩阵。

大多数工程结构在正常工作情形一般都处于线弹性小应变状态，因此结构的线弹性应力分析是设计师必不可少的工作。用式（6-3）这种经典刚度矩阵构筑的有限元软件，如果功能齐全（包括三维空间杆梁体系处理功能、预先指定位移处理功能、温度应力处理功能、多种非节点荷载处理功能、多荷载工况处理功能以及简单的前后信息处理功能等），原则上可以解决大多数土木工程结构设计中的线弹性小应变内力分析问题。对于杆梁系统中的曲梁（杆），一般可用数段直梁（杆）逼近之。通常情形下，有限元计算结果给出节点位移（包括线位移和角位移）和单元内（应）力。前者是在总体坐标系中给出的，而后者则是在局部坐标系中给出的。结构设计规范中，正常使用条件下的变形校核一般是针对构件规定的，当构件的局部坐标系与总体坐标系不平行时，应该先作位移矢量的坐标转换，再行校核。同理，引用有限元内力计算结果进行连接设计时，如果构件的局部坐标系

与总体坐标系不平行时，亦应先作内力矢量的坐标转换，然后作设计和校核。必要时，在构件或连接的设计中，可以采用平面应力单元、板壳单元甚或三维实体单元等进行详细的局部应力和应变场分析。一些大型有限元分析软件包具有比较强的荷载组合功能，原则上可以完成复杂的荷载组合。但是，除一些极个别的结构设计专用程序外，按特定规则进行荷载组合，并不是一个全自动处理过程，经常需要人为的干预。这是设计师应当了解的。

须指出，经典梁理论并不能很好地描述粗短梁，在振动问题中表现尤其明显，处理粗短梁问题宜采用双参数的 Timoshenko 梁理论[6.4]。

经典刚度矩阵适用于一阶分析。当需要进行二阶分析，如计算稳定承载力时，要考虑轴线压力使杆件抗弯刚度和抗扭刚度的下降而引入几何刚度矩阵（亦称初应力矩阵），相应于有限元法平面（$z=0$）框架的广义位移

$$[w_{y1} \quad \varphi_{z1} \quad w_{y2} \quad \varphi_{z2}]^{\mathrm{T}}$$

经典单元几何刚度矩阵为[6.5]：

$$[k_{\mathrm{G}}] = \frac{N}{30L}\begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ 3L & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ -36 & -3L & 36 & -3L \\ 3L & -L^2 & -3L & 4L^2 \end{bmatrix} \tag{6-4}$$

式中 N——杆件的轴线压力。

钢构件从本质上讲，都属于薄壁构件，它的特点是在承受扭矩时截面翘曲往往受到约束，从而产生双力矩（或称双弯矩）。工形和 H 形截面在双轴受弯和受压时也会产生双力矩。因此薄壁构件的广义位移还应包括截面翘曲，广义力还应包括双力矩。文献 [6.6] 将端部截面翘曲和双力矩作为第七个广义位移和广义力，给出如下单元刚度矩阵：

$$[k]_{14\times14} = \begin{bmatrix} [k_{AA}]_{7\times7} & [k_{AB}]_{7\times7} \\ [k_{BA}]_{7\times7}^{\mathrm{T}} & [k_{BB}]_{7\times7} \end{bmatrix} \tag{6-5}$$

其中

$$[k_{AA}]_{7\times7} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & & & & & & \frac{6EI_z}{L^2} \\ & \frac{12EI_y}{L^3} & & & & -\frac{6EI_y}{L^2} & \\ & & \frac{EA}{L} & & & & \\ & & & \frac{12EI_\omega}{L^3} & \frac{6EI_\omega}{L^2} & & \\ & -\frac{6EI_y}{L^2} & & & \frac{4EI_y}{L} & & \\ & & & \frac{6EI_\omega}{L^2} & \frac{4EI_\omega}{L} & & \\ \frac{6EI_z}{L^2} & & & & & \frac{4EI_z}{L} & \end{bmatrix}$$

$$[k_{AB}]_{7\times7}=\begin{bmatrix}
-\frac{12EI_z}{L^3} & & & & & -\frac{6EI_z}{L^2} & \\
& -\frac{12EI_y}{L^3} & & & \frac{6EI_y}{L^2} & & \\
& & -\frac{EA}{L} & & & & \\
& \frac{6EI_y}{L^2} & & & \frac{2EI_y}{L} & & \\
-\frac{6EI_z}{L^2} & & & & & \frac{2EI_z}{L} & \\
& & & & & & -\frac{12EI_\omega}{L^3} \quad -\frac{6EI_\omega}{L^2} \\
& & & & & & -\frac{6EI_\omega}{L^2} \quad \frac{2EI_\omega}{L}
\end{bmatrix}$$

$$[k_{BB}]_{7\times7}=\begin{bmatrix}
\frac{12EI_z}{L^3} & & & & & -\frac{6EI_z}{L^2} & \\
& \frac{12EI_y}{L^3} & & & \frac{6EI_y}{L^2} & & \\
& & \frac{EA}{L} & & & & \\
& \frac{6EI_y}{L^2} & & & \frac{4EI_y}{L} & & \\
-\frac{6EI_z}{L^2} & & & & & \frac{4EI_z}{L} & \\
& & & & & & \frac{12EI_\omega}{L^3} \quad -\frac{6EI_\omega}{L^2} \\
& & & & & & -\frac{6EI_\omega}{L^2} \quad \frac{4EI_\omega}{L}
\end{bmatrix}$$

上列诸矩阵中的 I_ω 代表截面扇性惯矩。须注意，与单元刚度矩阵式（6－5）相应的广义位移并非简单地在式（6－1）中增加第七个广义位移，而是：

$$U=[w_{y1}\quad w_{z1}\quad w_{x1}\quad \varphi_{y1}\quad \varphi_{z1}\quad \varphi_{x1}\quad \varphi'_{x1}\quad w_{y2}\quad w_{z2}\quad w_{x2}\quad \varphi_{y2}\quad \varphi_{z2}\quad \varphi_{x2}\quad \varphi'_{x2}]^{\mathrm{T}} \tag{6-6}$$

其中 $\varphi'_x=\mathrm{d}\varphi_x/\mathrm{d}x$ 为扭率。除了式（6－5）的矩阵元素不是按惯常的形式给出外，还应指出，和扭角及扭率有关的各项忽略了 GI_t，因此原则上仅能用于 GI_t 很小的开口截面，普遍式子见文献［6.6］。

GB50017－2003 规范规定，有侧移框架的内力宜采用二阶弹性分析，即考虑侧移与竖向荷载产生的效应，各构件杆端弯矩可用下列近似公式进行计算：

$$M_{\mathrm{II}} = M_{\mathrm{Ib}} + \alpha_2 M_{\mathrm{Is}} \tag{6-7}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma P\Delta}{Hh}} \quad \text{或} \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma P}{\Sigma P_{\mathrm{cr}}}}$$

$$M_{\mathrm{Is}} = M_{\mathrm{I}} - M_{\mathrm{Ib}}$$

$$P_{\mathrm{cr}} = \pi^2 EI/(\mu h)^2$$

式中 M_{Ib}——框架上端有假想侧向支撑时的构件弯矩；

M_{Is}——侧移弯矩；

M_{I}——无侧向支撑时的实际结构的一阶弯矩；

ΣP——楼层各柱轴压力设计值之和；

Δ——层间侧向位移；

H——产生位移 Δ 的水平力；

h——楼层高度；

μ——有侧移失稳时的计算长度系数。

2. 框架内力分析的近似方法

在结构比较简单或初步设计阶段（尤其是在多方案比较时），常用手工计算进行内力分析。更一般地说，设计中遇到的超静定结构，在进行计算机分析之前，必须作截面的初始选择。除了经验之外，手工计算是选择初始截面的常用手段，尤其是在处理没有资料可以参考的新型结构的情形。超静定次数较低时，手工计算可采用力法、位移法等经典结构分析方法，亦可采用力矩分配法之类的逐次逼近法。高次超静定结构在手工计算时，常采用一些近似结构分析方法。

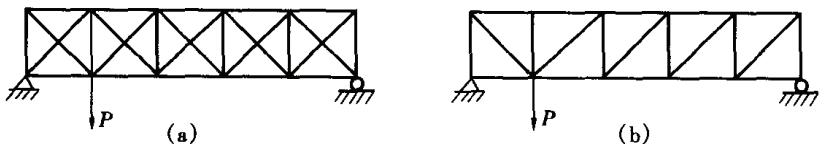


图 6-2 桁架的近似

一般而言，近似结构分析方法本质上都是根据结构的特点引入某些假定，通过降低超静定次数（或完全转化为静定结构）来达到简化结构分析的目的[6.3]。对于图 6-2（a）所示的超静定桁架，如果其斜杆的长细比很大，以至于抗压能力可忽略不计，显然可以图 6-2（b）所示的静定结构描述而进行手工近似计算。反之，斜杆的刚度不可忽略时，则可将节间剪力以某种比例关系（如平均）分配于交叉的两斜杆，其一受拉，另一受压。不论在哪种场合，都将其简化为可手工计算的近似结构。

对于承受竖向荷载的超静定框架结构，通常从寻找横梁的反弯点入手进行分析。众所周知，两端绝对固定的单跨梁在均布竖向荷载作用下，其反弯点到梁端的距离约为跨度的五分之一。图 6-3（a）所示的框架结构中，横梁两端的约束介于理想铰接和绝对固定之间，亦即其反弯点到梁端的距离在 0 与 0.2L（横梁跨度）之间。一般地可假定反弯点到

梁端的距离为 $0.1L$ 进行手工计算[6.3]。如此就可将图 6-3（a）所示的框架近似为图6-3（b)所示的静定结构处理。

承受横向荷载的超静定框架结构，常用门架法和悬臂法进行手工近似分析[6.3]。

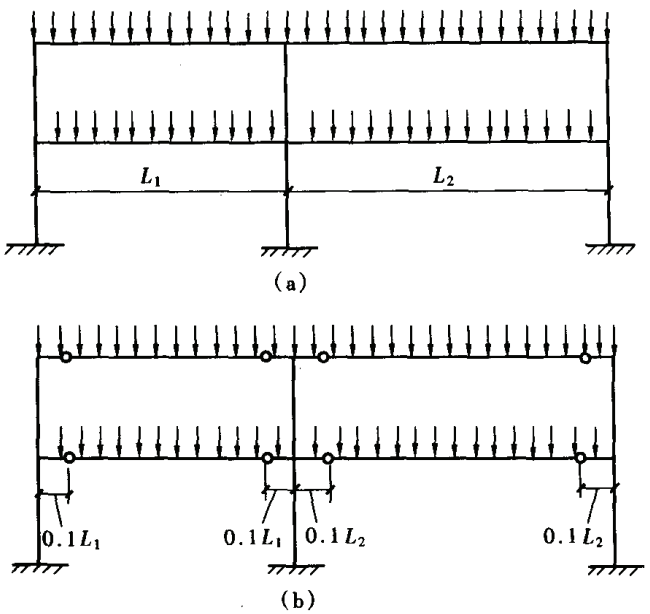


图 6-3　承受竖向荷载的框架

2.1　门架法

具有固定柱脚的框架在横向荷载作用下可采用门架法进行处理。门架法建立在如下假设基础上：

（1）柱反弯点位于其高度的中点；

（2）梁反弯点位于其跨度的中点；

（3）柱的水平剪力按内外柱之比为 2:1 的比例关系分配之。

【例 6-1】　采用门架法确定图 6-4 所示框架各构件的内力。

解：根据假设 1 和 3，将上层柱在其反弯点处截断，得脱离体如图 6-5（a）所示，由脱离体的平衡，得：

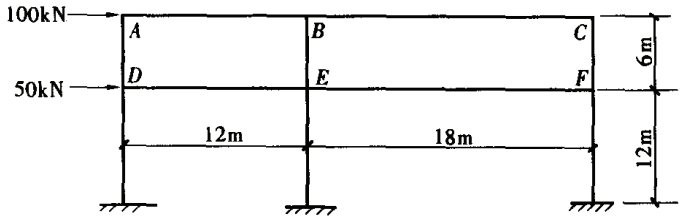


图 6-4　承受横向荷载的框架

$$H + 2H + H = 100, H = 25(\text{kN})$$

利用求得的 H 值，根据假设 1 和 2，在梁、柱反弯点处分割，依次考察节点 A、B、C 的脱离体平衡，得上层柱各构件的轴力和剪力如图 6-5（b）所示。同理，由下层柱脱离体［如图 6-6（a）所示］的平衡，得：

$$H + 2H + H = 150, H = 37.5(\text{kN})$$

依次考察节点 D、E、F 的脱离体平衡，得下层柱各构件的轴力和剪力如图 6-6（b）所示。

结构各构件的内力计算结果见图 6-7。

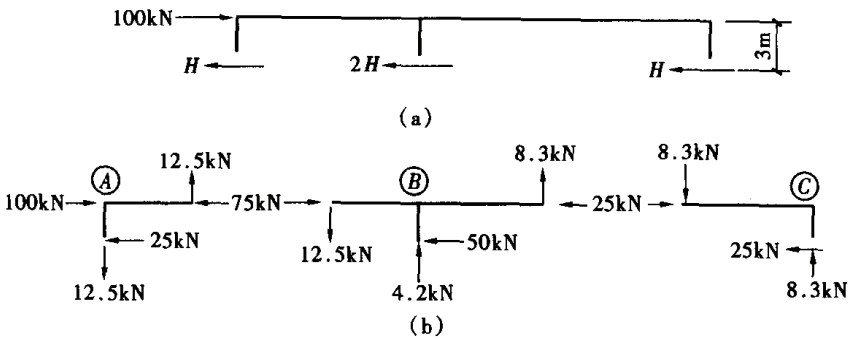


图 6-5　上层柱脱离体

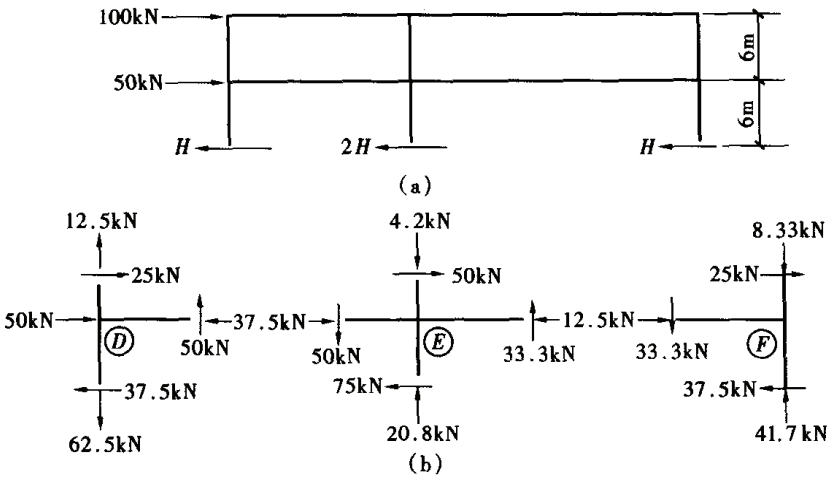


图 6-6　下层柱脱离体

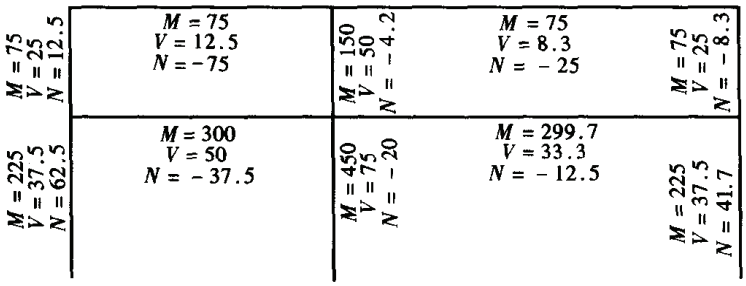


图 6-7　门架法内力计算结果

（弯矩 M 单位：kN·m；剪力 V 单位：kN；轴力单位：kN）

显然，门架法可直接计算感兴趣的特定框架层的内力。

2.2　悬臂法

将框架在水平荷载作用下的性能作悬臂梁的力学比拟，就是所谓的悬臂法[6.3]。悬臂法建立在如下假设基础上：①柱反弯点位于其高度的中点；②梁反弯点位于其跨度的中点；③在任一垂直于柱的水平截面内，各柱中的轴向应力与到该层全部柱横截面的形心的距离成正比。设水平截面内含 n 个柱，则第 i 个柱的轴力的绝对值 N_i 可表达为：

$$N_i = N_1 A_i s_i / A_1 s_1 (i = 2,3,\cdots,n) \tag{6-8}$$

式中　A_i，s_i——分别表示第 i 个柱的截面积和截面形心到该层全部柱横截面形心的距离。

【例 6-2】　图 6-8 所示框架的中柱截面积是边柱截面积的两倍，采用悬臂法确定框架各构件的内力。

解：全部柱横截面的形心离开左柱（柱 1）截面形心的距离为：

$$s_1 = \frac{2 \times 8 + 1 \times 14}{1 + 2 + 1} = 7.5(\text{m})$$

于是，中柱（柱 2）和右柱（柱 3）截面形心离开全部柱横截面形心的距离分别为：

$$s_2 = 8 - s_1 = 0.5(\text{m}), s_3 = 8 + 6 - s_1 = 6.5(\text{m})$$

由式（6-8），得：

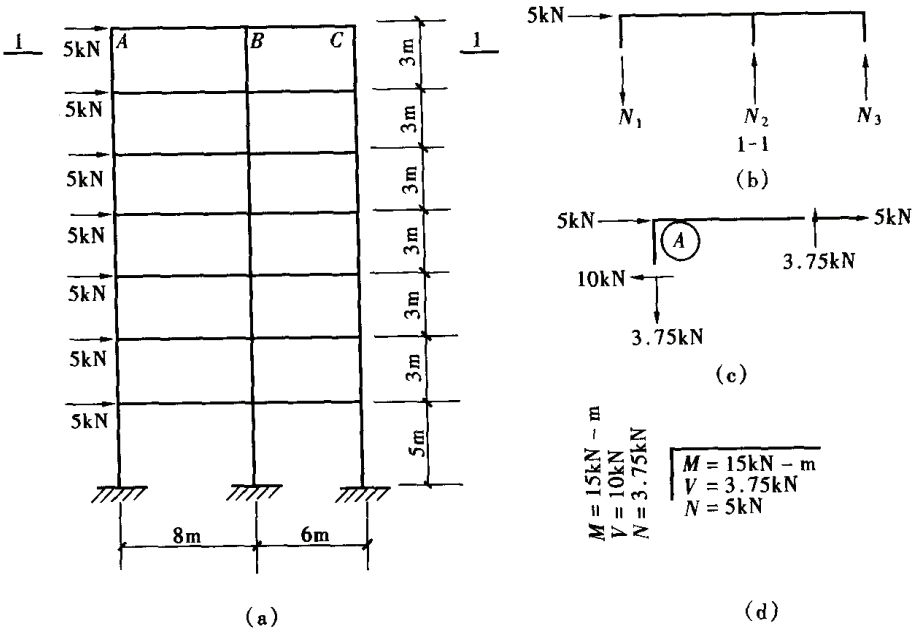


图 6-8　悬臂法内力计算结果

$$N_2 = 2 \times \frac{0.5}{7.5} N_1 = \frac{2}{15} N_1, N_3 = 1 \times \frac{6.5}{7.5} N_1 = \frac{1}{15} N_1$$

根据假设 1，剖面Ⅰ－Ⅰ置于柱反弯点处，得脱离体如图 6-8（b）所示，由脱离体的平衡，得：

$$N_1 = \frac{5 \times 1.5}{8 \times 2/15 + 14 \times 1/15} = 3.75(\text{kN})$$

过相应梁柱的反弯点，作节点 A 的脱离体如图 6-8（c）所示，由此得相交于节点 A 的梁柱的内力如图 6-8（d）所示。剩下的计算类似门架法，不再赘述。

3. 变截面框架内力分析方法

处理变截面杆梁体系比较便利的方法是在应变能表达式（其中 N、M、V 和 T 分别为轴力、弯矩、剪力和扭矩，E 和 G 表示弹性模量和剪切模量）[6.1]：

$$U = \frac{1}{2}\int_L \left(\frac{N^2}{EA} + \frac{M^2}{EI} + \frac{V^2}{GA_r} + \frac{T^2}{GI_t} \right) \mathrm{d}x \tag{6-9}$$

中计及横截面面积 A、惯性矩 I、折算面积 A_r 和极矩 I_t 沿杆梁轴线的变化，亦即在上列积分中将 A、I、A_r 和 J 作为 x 的函数处理，运用最小位能原理之类的能量理论建立分析方法。一般情况下，积分很难表达为封闭形式，而是用数值积分方法处理。

在变截面刚架的手工计算中，大多引用形形色色的等效系数，将变截面构件化作等截面构件处理。在图 6-9 中，L 是楔形柱小端截面形心之间的距离，等效惯性矩 I_e 的计算如下：

$$I_e = K_e I_0 \tag{6-10}$$

式中　I_0——小端截面惯性矩；

　　K_e——等效惯性矩系数。

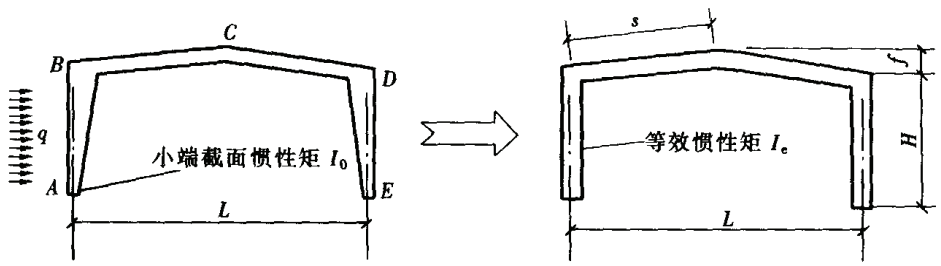


图 6-9　变截面刚架的计算

实腹式工字形截面楔形柱等效惯性矩系数：

$$K_e = 1 + 0.75(2 + \beta)(\alpha - 1) + 0.375(1 + 2\beta + 1.5\sqrt{\beta}) \times (\alpha - 1)^2 + 0.2(\beta - 0.55\sqrt{\beta})(\alpha - 1)^3$$

$$\beta = t_w h_{0w}^3/(12I_0)$$

格构式楔形柱等效惯性矩系数

$$K_e = 1 + 1.56(\alpha - 1) + 0.4(\alpha - 1)^2$$

式中　α——楔形柱大端截面高度 h_1 和小端截面高度 h_0 之比；

h_{0w}——楔形柱小端截面的腹板高度；

t_w——楔形柱截面的腹板厚度；

如果楔形构件不直接承受横向荷载，可直接引用上述等效惯性矩，作为等截面刚架进行计算。对于楔形构件承受横向荷载的状况，须先决定楔形构件的固端弯矩，再按下文给出的公式进行刚架计算。通常，引用系数 k 来表达楔形构件的固端弯矩：

$$M^F = \kappa M^0$$

式中　M^F——楔形构件的固端弯矩；

M^0——相应的等截面构件的固端弯矩；

κ——楔形构件的固端弯矩修正系数；

楔形柱常以小端铰接、大端和横梁刚接的形式用于框架结构中，对于这种边界条件的楔形构件在横向均布荷载作用下的固端弯矩修正系数可由表 6-1 查得。

表 6-1　　楔形的固端弯矩修正系数

格构式构件										
α	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0
κ	1.079	1.140	1.191	1.233	1.269	1.301	1.328	1.353	1.376	1.396
实腹式工字形截面构件										
β \ α	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0
0.10	1.083	1.150	1.206	1.254	1.296	1.333	1.367	1.398	1.426	1.452
0.14	1.085	1.154	1.212	1.262	1.306	1.345	1.381	1.413	1.443	1.471
0.18	1.087	1.158	1.218	1.269	1.315	1.356	1.393	1.427	1.458	1.487
0.22	1.089	1.162	1.223	1.276	1.324	1.366	1.405	1.440	1.472	1.503

续表

实腹式工字形截面构件										
β \ α	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0
0.26	1.091	1.165	1.228	1.283	1.332	1.376	1.415	1.452	1.485	1.517
0.30	1.093	1.169	1.233	1.290	1.340	1.385	1.425	1.463	1.497	1.529
0.34	1.094	1.172	1.238	1.296	1.347	1.393	1.435	1.473	1.509	1.541
0.38	1.096	1.175	1.243	1.302	1.354	1.401	1.444	1.483	1.519	1.553
0.42	1.098	1.179	1.247	1.308	1.361	1.409	1.452	1.492	1.529	1.563

楔形构件在其他一些情形的固端弯矩修正系数可参见文献［6.29］。

用若干等截面单元组成的阶梯形单元集合来逼近变截面构件（如图 6－10 所示），可以使用任何具有简单等截面梁系结构分析的有限元程序完成变截面构件的分析。

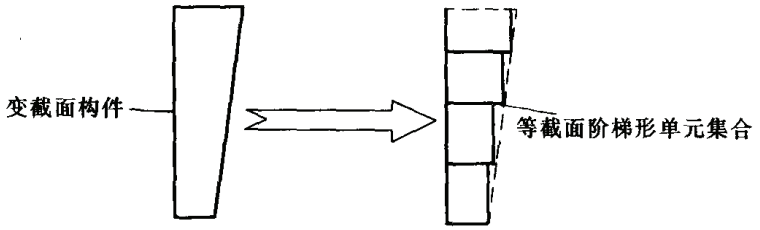


图 6－10　变截面构件处理

在一些有限元程序中，已经有直接用数值积分导出的变截面单元可资使用。

4. 框架的稳定性和极限承载能力

4.1　框架的承载能力极限状态

精确的框架极限承载力应当在考虑几何和力学缺陷的前提下，依据整体框架非线性弹塑性分析的结果作出。众所周知，这种严格意义上的非线性弹塑性分析是相当复杂的。目前，常见的框架结构分析方法可归纳为如下几类：一阶和二阶弹性分析，一阶和二阶刚塑性分析以及一阶和二阶弹塑性分析[6.20]。忽略变形对平衡方程的影响而进行结构分析通常称为一阶分析，反之，按照变形后的构形（但不考虑构件的大挠度）建立平衡方程的结构分析称为二阶分析。前述的内力分析属于一阶弹性分析，而通常的弹性稳定分析则一般为二阶弹性分析。图 6－11（a）所示为一承受竖向和水平荷载的典型框架，参数 α 是一比例常数，在整个加载过程中保持不变。图 6－11（b）标出一阶和二阶弹性分析、一阶和二阶刚塑性分析方法所得的荷载 P 和位移 Δ（柱顶位移）关系曲线[6.13]，其中 P_E 和 P_P 分别代表欧拉临界荷载和一阶刚塑性荷载。显然，图中由 OA 和 AB 两直线构成的折线给出了一阶弹塑性分析的结果，而 OCD 曲线构成了二阶弹塑性分析的结果。真实结构的塑性分布并不是简单地限于几个截面上，而是沿构件长度存在一个塑性区，其物理特性也不是由两条直线描述的简单弹塑性。因此，真实结构弹塑性分析的 P—Δ 曲线如曲线 OEF 所示。即便是在水平荷载不存在时，实际结构由于制造安装偏差的存在，其 P—Δ 曲线亦具有曲线 OEF 的性态，即具有极值失稳性质。

求解反映框架真实性能的荷载位移曲线 OEF，必须计及结构的几何缺陷，包括杆件

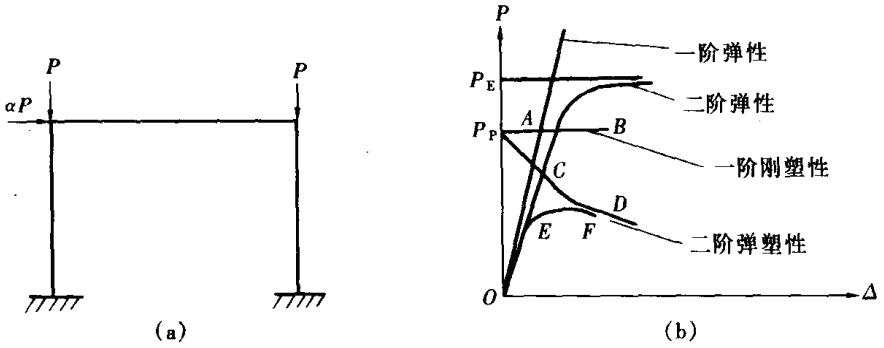


图 6-11　框架分析的类别

(a) 单跨框架；(b) 荷载位移曲线

的初弯曲和柱的初倾斜；还必须计及构件内部的残余应力和材料的塑性性能。在计算过程中考虑二阶效应，除 P—Δ 效应外，还有轴力使柱刚度降低作用。多层多跨框架在陆续出现多个塑性铰后，刚度逐渐下降，最终达到 OEF 曲线的最高点时，刚度完全消失。在此之前，塑性不仅出现在塑性铰截面，其附近也有部分材料进入塑性，而且塑性铰旁还有部分材料进入硬化阶段。因此求解极值失稳点的计算十分复杂，用于实际设计还有一定困难。但是它代表框架稳定计算的发展方向。澳大利亚在其 AS4100—1990 设计规范的附录中已经提出框架的“先进的结构分析方法”，要求计及材料性能、残余应力、几何缺陷、二阶效应、安装程序以及与基础的相关作用。采用这样的分析方法，设计时只需要验算构件强度，即截面承载力和连接的承载力。但是在这本规范的正文中，还未见有关先进分析法的具体指示。

目前，钢结构设计中，实际处理框架的稳定性和极限承载能力的方法大致上可分为两大类。一类称计算（有效）长度法，是将几何缺陷（初挠度、初偏心等）、残余应力对轴向抗力的影响表达为计算长度的函数（通常称为柱曲线），进而引入压弯构件的相关方程中进行构件设计。我国规范 GB 50017（多条柱曲线）和美国规范 LRFD[6.7]（单一柱曲线）就是采用这种方法。另一类称假想水平力法，是在理想框架（无几何缺陷和残余应力）的二阶分析中引用假想水平力考虑初倾斜等的影响，而在相关方程中统一取计算长度为构件的实际长度。加拿大 CSAS16.1-M94 标准[6.8]、英国 BS595-1：2000 标准[6.9]都可归入这一类。欧洲规范 Eurocode 3[6.10]与第二种方法类似，也在理想框架的二阶分析中引用假想水平力，但在相关方程中按无侧移框架取计算长度为构件的实际长度。假想水平力的取值，需要通过和典型框架极限承载力校准来确定。

4.2　框架稳定的计算长度法

相对来讲，单个构件的计算比较简单，对单个构件的力学性能的研究亦比较深入。引入计算长度反映构件之间的相互约束作用，将单个构件的研究成果用于框架设计，这就是计算长度法的主旨。借助于各种计算长度的计算图表或公式，设计师把框架设计分解为单个构件的设计，简化了设计过程，这是计算长度法广泛使用的根本所在。显然，计算长度的取值不仅影响结构设计的经济性，而且直接影响整个结构设计的安全性，应该引起设计师足够的重视和慎重对待。

计算长度的计算大致可归纳为子结构法（包括按楼层调整的子结构法）和楼层法。

4.2.1 子结构法及其调整

子结构法是一种确定计算长度的常用近似方法。在这种方法中，将所关注构件及其相邻构件从框架里取出，建立一子结构，通过对此子结构进行弹性稳定性分析来确定所关注构件的计算长度。多层多跨框架的子结构已在第四章的5.4节阐述，它是由所计算柱 AB 连同与其两端相连接的6个构件（横梁 AG、AH、BE 与 BF，柱子 AC 与 BD）从框架中取出组成的（如图6-12所示）。GB 50017规范的附录D的表D-1和表D-2给出的多层多跨框架柱的计算长度就是对这种子结构分析的结果。为了简化计算，在分析中除了只考虑节点荷载外，还设定各柱的刚度参数：

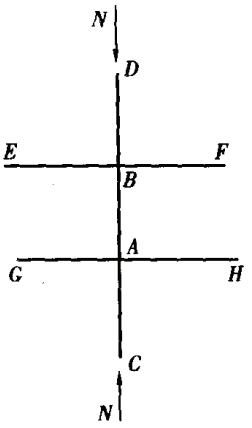


图6-12 分析计算长度的子结构

$$\Phi = h/\sqrt{N/EI}$$

相同，且在荷载作用下同时失稳，而且分别就有无侧移作了如下变形模式的假定：

（1）无侧移子结构：横梁两端的转角大小相等，方向相反，即：

$$\theta_E = \theta_F = -\theta_B, \theta_G = \theta_H = -\theta_A$$

（2）有侧移子结构：横梁两端的转角大小相等，方向相同，即：

$$\theta_E = \theta_F = \theta_B, \theta_G = \theta_H = \theta_A$$

由弹性稳定理论解得两种子结构的临界条件为：

无侧移子结构：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2\right]\frac{\pi}{\mu}\sin\frac{\pi}{\mu} - 2\left[(K_1 + K_2)\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 + 4K_1K_2\right]\cos\frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0$$

有侧移子结构：

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2\right]\sin\frac{\pi}{\mu} + 6(K_1 + K_2)\frac{\pi}{\mu}\cos\frac{\pi}{\mu} = 0$$

式中 μ——构件计算长度与其几何长度之比，称计算长度系数；

K_1，K_2——分别为相交于柱上下两端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

$$K_1 = \frac{\Sigma(I_b/l)}{\Sigma(I_c/h)} = \frac{I_{BE}/l_{BE} + I_{BF}/l_{BF}}{I_{AB}/l_{AB} + I_{BD}/l_{BD}}$$

$$K_2 = \frac{\Sigma(I_b/l)}{\Sigma(I_c/h)} = \frac{I_{AG}/l_{AG} + I_{AH}/l_{AH}}{I_{AB}/l_{AB} + I_{AC}/l_{AC}}$$

由 K_1 和 K_2 可借助GB 50017规范的附表D-1和D-2确定计算长度系数 μ，不必求解上列超越方程。系数 μ 亦可由下列近似代数表达式计算：

无侧移子结构：

$$\mu = \frac{3 + 1.4(K_1 + K_2) + 0.64K_1K_2}{3 + 2(K_1 + K_2) + 1.28K_1K_2}$$

有侧移子结构：

$$\mu = \sqrt{\frac{1.6 + 4(K_1 + K_2) + 7.5K_1K_2}{K_1 + K_2 + 7.5K_1K_2}}$$

当所处理结构与上述子结构不同时，系数 μ 要作相应的调整和修正，GB 50017 规范对此作出了规定，包括：

（1）梁远端为铰接或嵌固者，见第四章 5.4.1 节；

（2）梁轴力较大者，见第四章 5.4.2 节；

（3）有摇摆柱时，见第四章 5.4.6 节；

GB 50017 规范还指出，考虑各构件之间的相互支持，可对系数 μ 进行折减（和增大），但未提供具体办法。本手册第四章 5.4.4 节和 5.4.5 节对此作了分析，下一节所述的楼层法属于考虑同一层各柱相互支持作用的方法。

此外，有侧移框架的梁和柱的长细比较小时（$\leqslant 35$），需要考虑剪力使弯曲刚度降低的影响。此时，框架梁的线刚度可乘以折减系数[6.21]：

$$\alpha_{sb} = \left(1 + \frac{12\eta_b EI_b}{GA_b l_b^2}\right)^{-1}$$

式中 E，G，A_b，I_b，l_b——梁的弹性模量，剪切模量，截面积，惯性矩和长度；

η_b——梁截面剪切形状系数，对于常见梁截面见表 6－2。

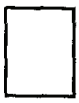
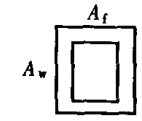
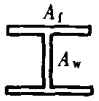
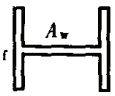
柱的计算长度系数 μ 应乘以下列增大系数：

$$\alpha_{sc} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \eta_c EI_c}{GA_c(\mu l_c)^2}}$$

式中 A_c，I_c，l_c——柱的截面积，惯性矩和长度；

η_c——柱截面剪切形状系数，见表 6－2；

表 6－2　　截 面 形 状 系 数

截面形状						
形状系数	1.2	$(A_f + A_w)/A_w$	10/9	2	$(2A_f + A_w)/A_w$	$0.6(2A_f + A_w)/A_f$

显然，如果框架构件为格构式时，它们的弯曲刚度亦因剪力而降低。此时，柱的计算长度系数应乘以下列增大系数：

缀条柱：

$$\text{当 } \lambda > 40 \text{ 时} \quad \alpha_{sc} = \sqrt{1 + 300/\lambda^2}; \text{当 } \lambda \leqslant 40 \text{ 时} \quad \alpha_{sc} = 1.1$$

缀板柱：

$$\alpha_{sc} = \sqrt{1 + \lambda_1^2/\lambda^2}$$

4.2.2　楼层法

众所周知，纵向力 P 的作用表现为放大构件的一阶位移和一阶内力。一般地，这种放大作用可引用如下的放大系数 m 来表达：

$$m = \frac{1}{1 - P/P_{cr}}$$

式中 P_{cr}——P 的临界值。取构件两端为铰接的欧拉临界值 P_E 为参照，则构件计算长度系数 μ 可表达为：

$$\mu = \sqrt{\frac{P_E}{P}\left(1 - \frac{1}{m}\right)} \tag{6-11}$$

对于图 6-13 所示的单层框架，在水平荷载单独作用下的侧移记为 Δ_0，则可通过逐渐逼近法[6.12,6.13,6.16]求得其在垂直和水平荷载共同作用下的侧移 Δ 的近似解：

$$\Delta = m\Delta_0 = \frac{1}{1 - \Sigma P_i / Sh}\Delta_0$$

其中 S 是框架柱顶刚度，而放大系数：

$$m = \frac{1}{1 - \Sigma P_i / Sh}$$

这一系数就是第四章 5.4.7 节的 α_r。考虑到框架柱可能存在的 P—δ 效应，将放大系数修改为[6.13]：

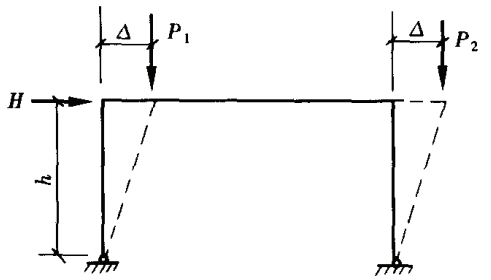


图 6-13 在垂直和水平荷载作用下的框架

$$m = \frac{1}{1 - \Sigma \alpha P_i / Sh} \tag{6-12}$$

其中系数 α 在 P—δ 效应存在时取 1.2。将式（6-12）代入式（6-11），就得到第 j 个柱的计算长度系数：

$$\mu_j = \sqrt{\frac{P_{Ej}\Sigma \alpha P_i}{P_j Sh}} \tag{6-13}$$

式中 P_{Ej}、P_j——分别代表第 j 个柱的欧拉临界值和轴压力。

在有摇摆柱存在时，仅考虑非摇摆柱的 P—δ 效应，则第 j 个非摇摆柱的计算长度系数为：

$$\mu_{fj} = \sqrt{\frac{P_{Ej}(\Sigma P_{hi} + \Sigma 1.2 P_{fi})}{P_{fj} Sh}} \tag{6-14}$$

式中 P_{Ej}——第 j 个非摇摆柱的欧拉临界值；

P_{hi}、P_{hj}——第 i 个和第 j 个摇摆柱的轴压力；

P_{fi}——第 i 个非摇摆柱的轴压力。

摇摆柱得到扶持，其计算长度系数取 $\mu = 1$。

式（6-13）和式（6-14）计算简单，且一般地比子结构法精度为高。将图 6-13 中的侧移 Δ 理解为层间水平相对位移，公式就可用于计算多层多跨框架柱的计算长度系数。

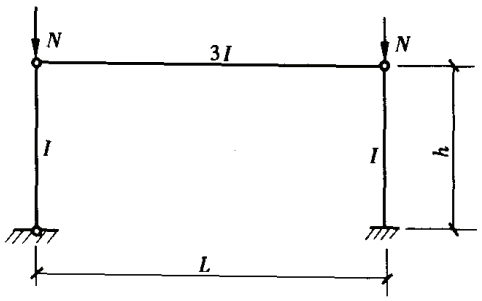


图 6-14 三铰框架

变截面门式刚架柱的计算长度也可用式(6-13)确定，详见第四章 5.4.7 节。

【例 6-3】 试确定图 6-14 所示三铰框架各构件的计算长度系数。

解：右柱系非摇摆柱，依照式（6-14），其计算长度系数为：

$$\mu_R = \sqrt{\frac{P_E(N + 1.2N)}{NSh}}$$

注意此时有：

$$Sh = 3EI/h^2, P_E = \pi^2 EI/h^2$$

则：

$$\mu_R = \sqrt{\frac{2.2\pi^2}{3}} = 2.69$$

此值与整体求解该框架稳定性所得结果相同。左边摇摆柱的计算长度按其几何长度计算，故：

$$\mu_L = 1.0$$

如果把右柱简单地作为一端固定、另端自由来考虑，取其计算长度系数为2.0，则将过高估计其临界力81%。

【例6-4】 图6-15（a）所示框架柱应如何确定计算长度。

解： 框架属于有侧移失稳。*A*列柱脚虽然刚接，但两道横（斜）梁都和它铰接，可以偏于安全地忽略其抗侧移刚度，认为是摇摆柱。*B*列柱也是摇摆柱，故确定计算长度时只考虑*CD*跨框架。

（1）用子结构法确定计算长度时，采用图6-15（b）所示的简图。如果*C*、*D*两列柱惯性矩和荷载都相同，框架有侧移失稳时横梁*EF*丝毫不起作用，当两柱的*N*（轴力）/*I*（惯性矩）不相同时，横梁*EF*会起一些作用，仍然可以把它略去。用子结构法求得*C*、*D*两列各层柱计算长度系数后，第2层和第3层柱的计算长度系数应乘以放大因子：

$$\sqrt{1 + \frac{P_1}{P_2 + P_3}}$$

而第1层柱的计算长度系数则应在乘以上列因子的同时再乘以放大因子：

$$\sqrt{1 + \frac{P_5}{P_6}}$$

*B*列柱的计算长度系数取1.0。*A*列柱则可近似作为中间有支点的两端铰接柱，按第四章表4-4确定其计算长度系数。若$h_1 = 0.8h_2$，则*A*列柱的计算长度为$0.91h_2$。

（2）用楼层法时，需要把不参与抵抗侧移的构件上的荷载移到*CD*跨框架上，同时在此框架的各层施加和竖向荷载成比例的水平荷载［见图6-15（c）］：

$$H_3 = 0.01(P_1 + P_2 + P_3), H_2 = 0.01 \times 2P_4, H_1 = 0.01 \times 2(P_5 + P_6)$$

由一阶弹性分析（不包括竖向荷载）算得相应的位移Δ_1、Δ_2和Δ_3［见图6-15（c）］后，各层的侧移刚度为：

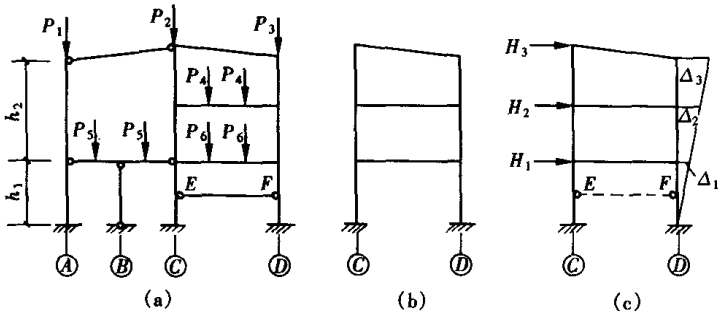


图6-15 复杂框架

$$S_1 = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{\Delta_1}, S_2 = \frac{H_2 + H_3}{\Delta_2 - \Delta_1}, S_3 = \frac{H_3}{\Delta_3 - \Delta_2}$$

已知诸 S_i 后即可由式（6－14）求得各层柱的计算长度系数。如 C 列 3 层柱的计算长度系数为：

$$\mu_{C3} = \sqrt{\frac{P_{EC3}}{P_2} \times \frac{P_1 + 1.2(P_2 + P_3)}{S_3 h_{C3}}}$$

如果 C、D 两柱的 N/I 相差较大，可以考虑在计算侧移时把 EF 梁加上［如图 6－15（c）虚线表示］。

A、B 两列柱的计算长度的确定同子结构法。

4.3 框架稳定的假想水平力法（概念荷载法）

4.3.1 原理

显然，正确处理计算长度问题有时并不容易，况且计算长度是通过弹性稳定性分析而得，由此来计算框架的稳定承载力往往不能确切反映实际状况。在改变这种状况的众多研究中，假想水平力法越来越广泛地为工程界所关注，并已由加拿大和欧洲等设计标准[6.8]采纳。

假想水平力法的基本原理如图 6－16 所示。初始倾斜率 ψ 使框架遭受力矩 $M = Ph\psi$ 的作用，将这种作用转化为等效水平力 $H = M/h = P\psi$ 对无初始倾斜框架的作用，这种从整体等价效应出发而引入的水平力 H 称为假想水平力。

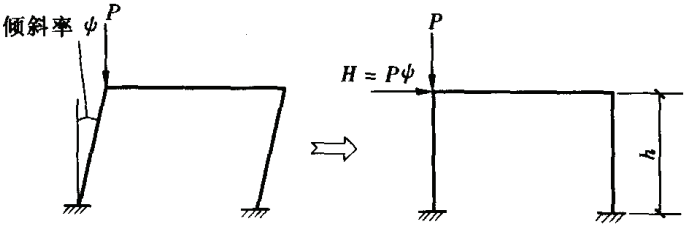


图 6－16 假想水平力法的基本原理

规定恰当的假想水平力，使其综合反映几何缺陷（初挠度、初偏心、初侧移等）和塑性铰邻域塑性变形的不利影响，在此假想水平力和实际荷载的共同作用下把原框架当作理想框架（无缺陷）进行二阶弹性分析，用由此而得的内力进行构件设计显然无需再考虑各构件的计算长度（因为确定计算长度的过程本质上是二阶弹塑性分析的过程），亦即总取 $\mu = 1$。此法既免去了确定计算长度的复杂过程，又更好地反映框架的承载力。当然，假想水平力的确定必须通过与精确的二阶弹塑性分析结果的校准来确定。

假想水平力法已经通过了一系列基准校核。校核表明，在一个相当宽的构件长细比范围内，由实用分析法得到的极限承载力非保守结果不超过 5%。尽管校核采用的是宽翼缘工字钢 W8×31（美国标准，截面公称高度 203mm，每米重量 46kg），但对于绕强轴弯曲的其他宽翼缘截面，极限承载力误差不超过 6%，而绕弱轴弯曲时，极限承载力偏于保守的最大误差达 26%[6.15]。

文献［6.15］给出了构筑假想水平力法的一些细节，包括斜柱［如图 6－17（a）所示］，斜梁［如图 6－17（b）所示］以及柱轴力较大时考虑 P—δ 效应的处理［如图 6－17（c）所示］。

显然，这种施加假想水平力对理想框架进行弹性二阶分析的方法，不失为介于现行设计方法和精确分析之间的一种实用方法。弹性二阶分析亦可通过放大系数由一阶分析的结

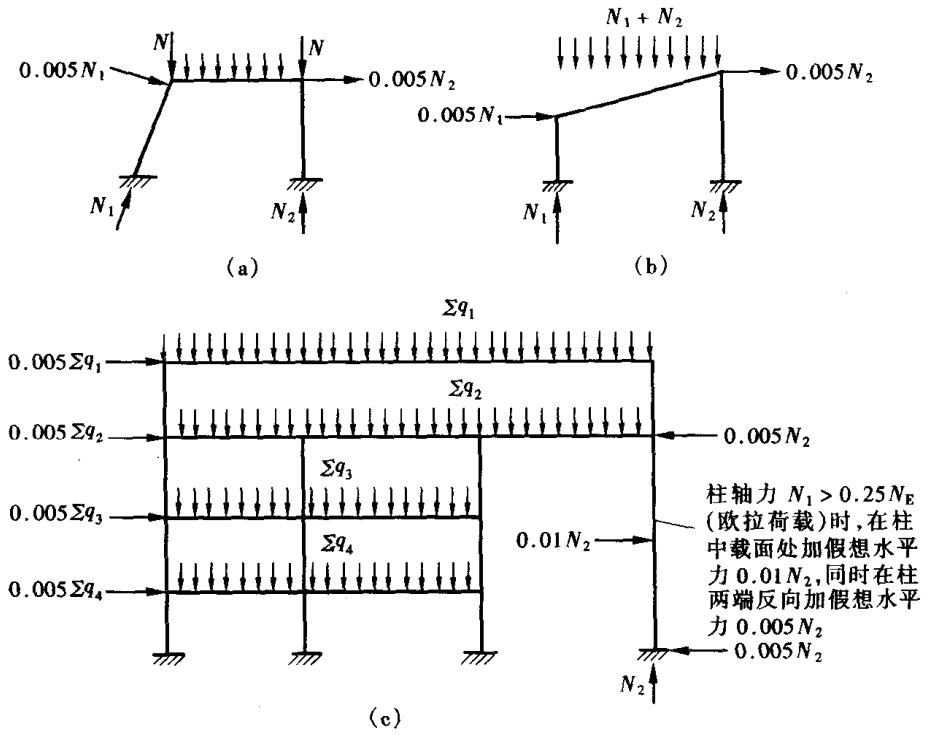


图 6-17　假想水平力的施加

(a) 具有斜柱的框架（假想水平力垂直于斜柱施加）；(b) 具有斜梁的框架；(c) 一般多层框架

果近似求得，计算较为简便。由此而得的内力用于校核平面内稳定的相关方程时，计算长度取几何长度。与传统方法相比，这种方法要更经济些[6.13]。假想水平力如果和简化的二阶弹塑性分析（假定塑性只出现在塑性铰截面）结合，有望逼近先进的结构分析法。二阶弹塑性分析处于发展之中，还没有积累足够的工程应用经验，宜在简单的低层框架中先行使用。

4.3.2　假想水平力的取值

如上所述，正确取值的假想水平力反映的因素很多，甚至于包括材料强度[6.24]等因素。经过校准计算，文献［6.25］建议，假想水平力系数（初始倾斜率）ψ 取：

$$\psi = 0.005k_y, k_y = 22\sqrt{f_y/E}$$

文献［6.26］认为，框架层数越多则构件缺陷的影响越小，且每层柱的数目并无显著影响，故而建议：

$$\psi = \frac{1}{175}\sqrt{0.2 + 1/n_s}$$

式中　n_s——框架的层数。

欧洲规范 Eurocode 3)[6.10]规定假想水平力系数为：

$$\psi = r_1 r_2/200 = 0.005 r_1 r_2$$

其中：

$$r_1 = \sqrt{0.2 + 1/n_s}, \quad r_2 = \sqrt{0.5 + 1/n_c}$$

式中　n_c——框架一层的柱数。

ψ 的取值介于 0.0016～0.005 之间。在计算 ψ 时，如果柱子的垂直荷载小于该层柱子垂直

荷载均值，则其不应计入 n_c；如果柱子在结构上未贯穿 n_s 计及的所有楼层，则其亦不应计入 n_c。同样，如果楼层（包括屋顶）未与 n_c 计及的所有柱子相连接，则其不应计入 n_s。

该规范还对涉及 P—δ 效应和 P—Δ 的构件直线度和楼层相对垂直度作了规定：一般情形，取 $\delta/L=0.001$，对于中空截面的构件，取 $\delta/L=0.002$；取 $\Delta/h=0.002$。

加拿大设计标准（CSA－S16.1－M94）[6.8]规定：在假想水平力比实际横向水平荷载大时，取假想水平力系数为：

$$\psi = 0.005$$

否则取 ψ 为零。该标准规定构件初弯曲和楼层初倾斜的容许值不得超过：$\delta/L=\Delta/h=0.001$。

澳大利亚设计标准（AS4100—1990）的规定有些类似加拿大标准：假想水平力只和恒载及楼面活荷载组合，假想水平力系数为：

$$\psi = 0.002$$

该标准规定：构件的初弯曲不得超过 $\delta=3\text{mm}$ 或 $\delta/L=0.001$；楼层初倾斜不得超过 $\Delta/h=0.002$。但同时对整体初倾斜还有较严格规定。

各设计标准 ψ 的差异除了明显的因素（如加拿大设计标准没有像欧洲规范那样考虑对多层多跨框架进行折减）之外，主要源于采用的分析方法不同，加拿大设计标准规定的假想水平力荷载用于二阶弹性分析，而澳大利亚设计标准规定的假想水平力荷载要用于二阶塑性分析[6.27]。

我国规范 GB 50017 规定以下假想水平力系数计算公式配合二阶弹性分析使用：

$$\psi = \frac{\alpha_y}{250}\sqrt{0.2+1/n_s}$$

式中 α_y——钢材强度影响系数，Q235 钢取 1.0，Q345 钢取 1.1，Q390 钢取 1.2，Q420 钢取 1.25。

5. 半刚性框架

5.1 M—θ 关系

在荷载作用下，汇交于同一节点的诸构件相互之间不产生相对角位移时，该节点在力学上称之为刚性节点。换言之，汇交于同一刚性节点的诸构件端部的角位移，在变形过程中始终取同一值。反之，汇交于同一节点的诸构件，其端部角位移在变形过程中相互之间无任何约束，则该节点称为铰节点（柔性节点）。众所周知，刚性节点和铰节点都是实际节点的力学理想化，工程实际中相当多的节点并不能简单地抽象为刚性节点或铰节点，而是介于两者之间，称为半刚性节点。

一般而言，梁的上下翼缘和腹板与柱直接焊接或用高强螺栓连接时，可作为刚性节点处理；仅以梁的上下翼缘与柱可靠连接宜作半刚性节点处理；而仅以梁腹板与柱连接时，常可作柔性节点处理。图 6－18（a）～图 6－18（c）是常见的柔性节点；图 6－18（d）～图 6－18（f）是常见的半刚性节点；图 6－18（g）中的梁上、下翼缘用两段 T 形钢与柱连接的方式刚度很大，可视为刚性节点。

节点力学特性一般用 M—θ 关系描述：

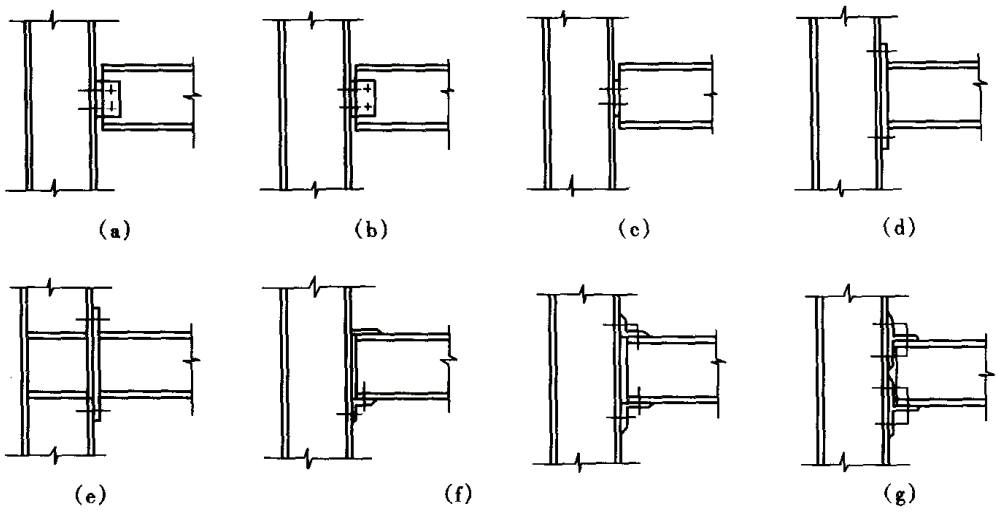


图 6-18　框架梁柱节点构造

(a) 单角钢腹板连接；(b) 双角钢腹板连接；(c) 腹端板连接；(d) 翼端板连接；(e) 翼端板连接，设加劲肋；(f) 角钢或钢板翼缘连接；(g) T形钢翼缘连接

$$M = f(\theta)$$

式中　M——作用于节点的弯矩；

θ——构件端部相互之间的角位移。

$f(\theta)$ 曲线的一般形式如图 6-22 (b) 的虚线所示。图 6-19 是欧洲规范[6.10]分别就无侧移框架和有侧移框架中，区分节点类别的规定。图中纵坐标为 $m = M/M_p$，横坐标为 $\alpha = \theta EI/(M_p L)$，$M_p$ 为梁塑性铰弯矩。刚性与半刚性的分界线为：

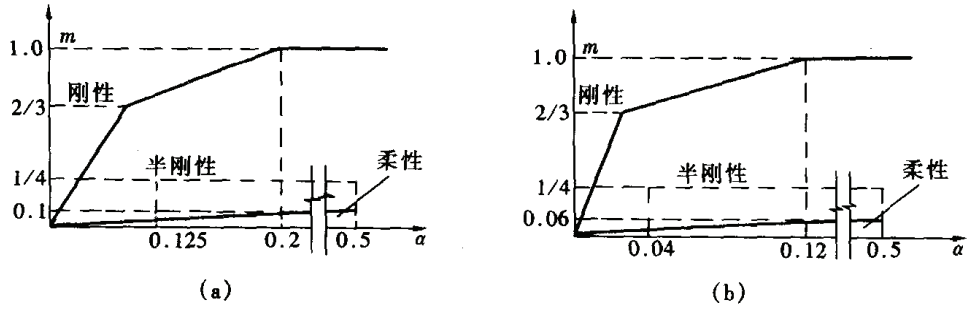


图 6-19　节点类别区分

(a) 无侧移框架；(b) 有侧移框架

无侧移框架：

$$m = \begin{cases} 8\alpha & (m \leqslant 2/3) \\ (20\alpha + 3)/7 & (2/3 < m \leqslant 1) \end{cases}$$

有侧移框架：

$$m = \begin{cases} 25\alpha & (m \leqslant 2/3) \\ (25\alpha + 4)/7 & (2/3 < m \leqslant 1) \end{cases}$$

半刚性与柔性的分界线统一为 $m = 0.5\alpha$。文献 [6.22] 在讨论半刚性节点时以如下方式引

入系数 Z：

$$M = \theta/Z = R_k\theta \qquad (6-15)$$

它本质上是半刚性节点的柔性度量，而 R_k 称为连接刚度。显然，当 $Z\to\infty$ 和 $Z\to 0$ 时，节点力学特性分别趋向于柔性节点和刚性节点。

【例 6-5】 图 6-20 所示柱子的轴线系某几何对称多跨框架的对称轴，其所受荷载亦是对称的，试讨论该半刚性框架梁的节点连接性能。

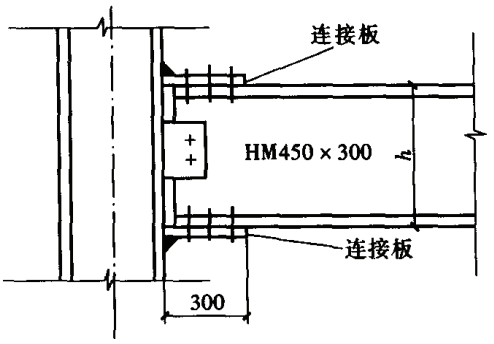


图 6-20 某多跨框架中部的半刚性节点

解：由于力学对称性，柱端的转角 $\varphi = 0$，梁端转角 ψ 与相对转角 θ 之间有关系（见图 6-21）：

$$\psi = \varphi - \theta = -\theta$$

亦即：在这种情形，相对转角 θ 的绝对值等于梁端转角的绝对值。转角 θ 可计算如下[6.30]：

$$\theta = \frac{\delta}{0.5h}$$

式中 h——梁高度（如图 6-20 所示）；

δ——在弯矩 M 作用下梁翼缘的纵向位移。

弯矩 M 为：

$$M = \frac{\delta E h A_f}{L_f}$$

式中 E——弹性模量；

A_f——单个翼缘的毛截面积；

L_f——连接板（如图 6-20 所示）的有效长度，可以取其几何长度的一半计之[6.30]。

由此可得：

$$R = \frac{1}{Z} = \frac{M}{\theta} = \frac{h^2 E A_f}{2L_f}$$

将热轧宽翼缘 H 型钢 HM450×300 的有关数据代入上式，得：

$$R = \frac{1}{Z} = \frac{440^2 \times 206000 \times 18 \times 300}{2 \times 150} = 7.1787 \times 10^{11}(\text{N}\cdot\text{mm})$$

当梁跨长 L 为 6m 时，R 与梁线刚度之比为 $RL/EI = 37.3$，相当于 $m = 37.3\alpha$，如按欧洲规范，可以作为刚性连接处理。

$M-\theta$ 曲线可以用公式来模拟。Kishi 及其合作者提出下列三参数公式：

$$M = \frac{R_{ki}\theta}{[1 + (\theta/\theta_0)^n]^{1/n}}$$

$$\theta_0 = M_u/R_{ki}$$

式中 R_{ki}——连接的初始刚度；

n——形状因子；

θ_0——塑性转角参照值；

M_u——连接的极限弯矩。

相应的切线刚度的计算公式为：

$$R_{kt} = \frac{R_{ki}}{[1 + (\theta/\theta_0)^n]^{(n+1)/n}}$$

此式只能用于对连接加载（M 增大）的计算，卸载（M 减小）时的刚度则接近初始刚度。

文献［6.28］载有大量的 $M-\theta$ 关系曲线，可资参阅。Kishi 和 Chen 在美国 PURDUE 大学计算中心建立的梁柱连接数据库中，按七种类型，广泛收集整理了从 1936 年到 1985 年间公开发表的 303 个试验的数据，亦可查阅。

5.2 半刚性框架分析

图 6-21 是一个具有半刚性节点的典型构件，其中 φ 表示柱端转角，实线表示梁变形曲线，而虚线则为梁端与柱刚接（亦即相对转角 θ 为零）时的构件变形。依照标明的弯

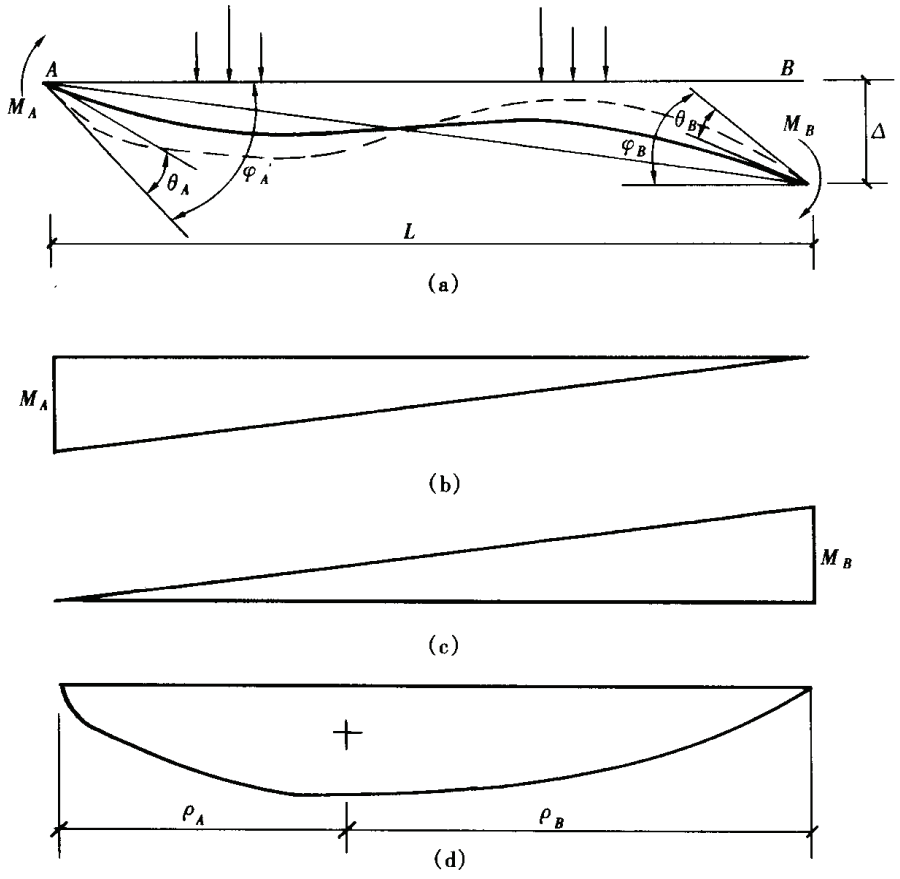


图 6-21 具有半刚性节点的构件

(a) 典型构件荷载和变形；(b) 端弯矩 M_A 导致的弯矩；(c) 端弯矩 M_B 导致的弯矩；(d) 横向荷载导致的弯矩

矩图，用力矩—面积（或共轭梁）法不难算得 B 端相对于 A 端的垂直位移：

$$\Delta = L(\varphi_A - \theta_A) - \left(\frac{M_A L^2}{3EI} - \frac{M_B L^2}{6EI} + \frac{S_M \rho_B}{EI}\right)$$

式中 S_M——横向荷载导致的弯矩图的面积；

ρ_B——该弯矩图形心离开 B 端的距离［见图 6－21（d)］。引用式（6－15)，上式变为：

$$\frac{2L_A}{L}M_A - M_B = \frac{6EI}{L}\left(\varphi_A - \frac{\Delta}{L}\right) - \frac{6S_M\rho_B}{L^2} \tag{6-16}$$

其中采用记号：

$$L_A = L + 3EIZ_A = L(1 + 3u_A), \quad L_B = L + 3EIZ_B = L(1 + 3u_B) \tag{6-17}$$

上式中引入的两参数：

$$u_A = \frac{EI}{LR_{kA}}, \quad u_B = \frac{EI}{LR_{kB}} \tag{6-18}$$

分别是构件线刚度与两端的连接刚度之比，称为构件 A 端和 B 端连接的相对柔度。同理，由计算 A 端相对于 B 端的垂直位移，可得：

$$\frac{2L_B}{L}M_B - M_A = \frac{6EI}{L}\left(\varphi_B - \frac{\Delta}{L}\right) + \frac{6S_M\rho_A}{L^2} \tag{6-19}$$

联立式（6－16）和式（6－19）解出 M_A 和 M_B，有：

$$\left.\begin{aligned} M_A &= 6EI\frac{L(\varphi_B - \Delta/L) + 2L_B(\varphi_A - \Delta/L)}{4L_AL_B - L^2} + \frac{6S_M(L\rho_A - 2L_B\rho_B)}{L(4L_AL_B - L^2)} \\ M_B &= 6EI\frac{L(\varphi_A - \Delta/L) + 2L_A(\varphi_B - \Delta/L)}{4L_AL_B - L^2} - \frac{6S_M(L\rho_B - 2L_A\rho_A)}{L(4L_AL_B - L^2)} \end{aligned}\right\} \tag{6-20}$$

引用线刚度 $i = EI/L$，可将式（6－20）用相对柔度表达成典型形式：

$$\left.\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{1 + 3u_B}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 4i\varphi_A + \frac{1}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 2i\varphi_B \\ &\quad - \frac{1 + 2u_B}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 6i\frac{\Delta}{L} + \frac{\rho_A - 2(1 + 3u_B)\rho_B}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times \frac{2S_M}{L^2} \\ M_{BA} &= \frac{1 + 3u_A}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 4i\varphi_B + \frac{1}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 2i\varphi_A \\ &\quad - \frac{1 + 2u_A}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times 6i\frac{\Delta}{L} - \frac{\rho_B - 2(1 + 3u_A)\rho_A}{1 + 4u_A + 4u_B + 12u_Au_B} \times \frac{2S_M}{L^2} \end{aligned}\right\} \tag{6-21}$$

这就是用于分析两端半刚接且 $u_A \neq u_B$ 时的基本转角位移方程。不难看出，当 $Z_A = Z_B = 0$（亦即 $R_{kA} \to \infty$，$R_{kB} \to \infty$）时，$L_A = L_B = L$（亦即 $u_A = u_B = 0$），式（6－21）就退化为熟知的两端刚接的转角位移方程，而该式含 S_M 的项就是固端弯矩。在 $u_A = u_B = u$ 的两端半刚接情形，转角位移方程为：

$$\left.\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{1+3u}{1+8u+12u^2}\times 4i\varphi_A + \frac{1}{1+8u+12u^2}\times 2i\varphi_B \\ &\quad - \frac{1+2u}{1+8u+12u^2}\times 6i\frac{\Delta}{L} + \frac{\rho_A - 2(1+3u)\rho_B}{1+8u+12u^2}\times\frac{2S_M}{L^2} \\ M_{BA} &= \frac{1+3u}{1+8u+12u^2}\times 4i\varphi_B + \frac{1}{1+8u+12u^2}\times 2i\varphi_A \\ &\quad - \frac{1+2u}{1+8u+12u^2}\times 6i\frac{\Delta}{L} - \frac{\rho_B - 2(1+3u)\rho_A}{1+8u+12u^2}\times\frac{2S_M}{L^2} \end{aligned}\right\} \tag{6-22}$$

对于仅在近端存在半刚接的情形，有：

远端刚接：

$$\left.\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{1}{1+4u_A}\left(4i\varphi_A + 2i\varphi_B - 6i\frac{\Delta}{L} + \frac{2S_M(\rho_A - 2\rho_B)}{L^2}\right) \\ M_{BA} &= \frac{2i\varphi_A}{1+4u_A} + \frac{4(1+3u_A)i\varphi_B}{1+4u_A} - \frac{6(1+2u_A)i}{1+4u_A}\frac{\Delta}{L} - \frac{\rho_B - 2(1+3u_A)\rho_A}{(1+4u_A)L^2}\times 2S_M \end{aligned}\right\} \tag{6-23}$$

远端铰接：

$$M_{AB} = \frac{3}{1+3u_A}\left(i\varphi_A - i\frac{\Delta}{L} - \frac{S_M\rho_B}{L^2}\right) \tag{6-24}$$

式（6-21）~式（6-24）是一组完整的半刚性框架力学分析的转角位移方程。顺便指出，上列所有方程中的角位移都是柱端转角 φ，据此建立的位移法典型方程将以柱端转角 φ 和梁端相对线位移 Δ 为其未知量。

当构件承受轴压力时，注意到图 6-21 中标明的梁端转角与相对转角之间的关系，可直接由经典的具有轴压力 P 的转角位移方程写出下列表达式：

$$\left.\begin{aligned} M_A &= i\left[C(\varphi_A - \theta_A) + S(\varphi_B - \theta_B) - (C+S)\frac{\Delta}{L}\right] \\ M_B &= i\left[S(\varphi_A - \theta_A) + C(\varphi_B - \theta_B) - (C+S)\frac{\Delta}{L}\right] \end{aligned}\right\} \tag{6-25}$$

式中 C 和 S 是熟知的稳定函数（亦称为抗弯刚度系数）：

$$C = \frac{v(\mathrm{tg}v - v)}{\left(2\mathrm{tg}\frac{v}{2} - v\right)\mathrm{tg}v}, S = \frac{v(v - \sin v)}{\left(2\mathrm{tg}\frac{v}{2} - v\right)\sin v} \tag{6-26}$$

参数：

$$v = L\sqrt{\frac{P}{EI}} \tag{6-27}$$

式（6-22）~式（6-27）是分析具有轴压力 P 的半刚性框架的一般方程。在轴压力 $P\to 0$ 时，$C\to 4$，$S\to 2$，式（6-25）变为：

$$\left.\begin{aligned} M_A &= i\left[4(\varphi_A - \theta_A) + 2(\varphi_B - \theta_B) - 6\frac{\Delta}{L}\right] \\ M_B &= i\left[2(\varphi_A - \theta_A) + 4(\varphi_B - \theta_B) - 6\frac{\Delta}{L}\right] \end{aligned}\right\} \tag{6-28}$$

由上列两式消去（$\varphi_B - \theta_B$）项后与式（6-16）比较，可知除了含 S_M 的项外，式（6-28）与式（6-21）是一致的。

半刚性节点可视作角弹簧，其弹性刚度由 $M-\theta$ 曲线的切线描述。M 和 θ 之间呈非线性关系，连接刚度随弯矩增大而逐渐减小。因此，式（6-21）中的 u_A 和 u_B 都不是常量，致使半刚性框架内力计算和稳定分析颇为复杂。

即使刚度变化有公式可循，分析计算工作量还是很大，需要寻求适用于日常设计的简化方法。简化方法之一是把 $M-\theta$ 曲线用图 6-22（b）的折线 OEF 代替，连接刚度就可以取为常量，即线段 OE 的斜率 R_k。E 点由控制 θ_E 不过大来确定。这样，框架内力可利用式（6-21）~式（6-25）由转角位移法求解，框架位移亦不难求得。

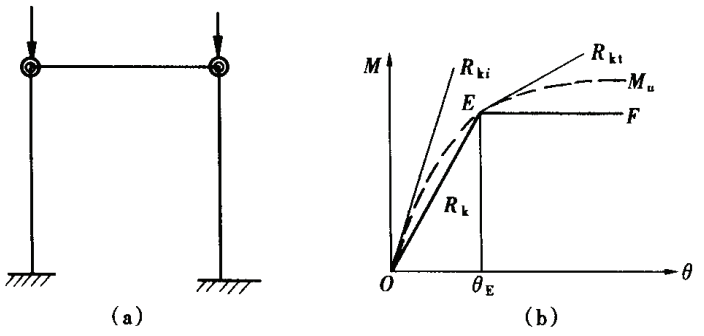


图 6-22　具有半刚性节点的框架及其 $M-\theta$ 曲线

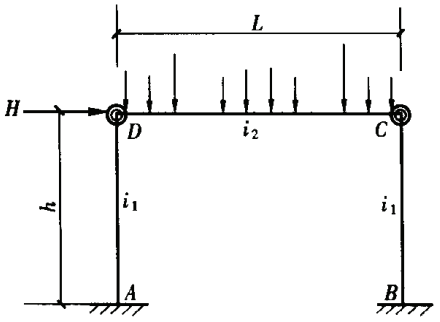


图 6-23　具有半刚性节点的框架

【例 6-6】　如图 6-23 所示框架，设 D 和 C 两节点均为 $R_k = 10EI/L$ 的半刚性连接，柱梁的线刚度分别为 i_1 和 i_2，试分别就下列情形分析内力：①梁承受任意形式的横向对称荷载；②框架节点 D 作用有水平荷载 H。

解：由式（6-18），得：

$$u_D = u_C = u = 0.1$$

有关参数的计算：

$$1/(1+8u+12u^2) = 0.521$$

$$(1+2u)/(1+8u+12u^2) = 0.625$$

$$(1+3u)/(1+8u+12u^2) = 0.677$$

（1）由于对称性，$\rho_A = \rho_B = L/2$，记 $\varphi_C = -\varphi_D = \varphi$，$M_0 = S_M/L$，则：

$$M_{DC} = 0.677 \times 4i_2\varphi - 0.521 \times 2i_2\varphi + (0.521 - 0.677 \times 2)M_0 = 1.666i_2\varphi - 0.833M_0$$

建立节点 D 的基本平衡方程：

$$(4i_1 + 1.666i_2)\varphi - 0.833M_0 = 0$$

解之

$$\varphi = \frac{0.833}{4i_1 + 1.666i_2}M_0$$

$$M_{DA} = \frac{3.332i_1}{4i_1 + 1.666i_2}M_0, M_{AD} = \frac{1.666i_1}{4i_1 + 1.666i_2}M_0$$

$$Q_A = \frac{M_{AD} + M_{DA}}{h} = \frac{4.998i_1}{4i_1 + 1.666i_2} \times \frac{M_0}{h}$$

式中 Q_A——柱底剪力。

显然，无论梁承受何种形式的对称荷载，柱子的弯矩和剪力因为半刚性节点的存在都只有刚性节点相应值的：

$$\frac{3.332i_1 + 1.666i_2}{4i_1 + 1.666i_2}$$

在 $i_1 = i_2$ 时，其值为0.882，降幅达12%。

(2) 框架节点 D 作用有水平荷载 H 时，建立的位移法典型方程为：

$$(4i_1 + 2.708i_2)\varphi_D + 1.042i_2\varphi_C - 6i_1\psi = 0$$

$$1.042i_2\varphi_D + (4i_1 + 2.708i_2)\varphi_C - 6i_1\psi = 0$$

$$6i_1\varphi_D + 6i_1\varphi_C - 24i_1\psi = -hH$$

其中记 $\psi = \Delta/h$，Δ 是柱顶水平位移。解之得：

$$\varphi_C = \varphi_D = \frac{0.25hH}{i_1 + 3.75i_2}, \quad \Delta = \frac{2i_1 + 1.875i_2}{12i_1(i_1 + 3.75i_2)}h^2H$$

柱底和柱顶截面弯矩：

$$M_A = -\frac{0.5i_1 + 0.938i_2}{i_1 + 3.75i_2}hH, \quad M_D = \frac{0.938i_2}{i_1 + 3.75i_2}hH$$

它们与刚性节点框架的比分别为：

$$\frac{(2i_1 + 3.75i_2)(i_1 + 6i_2)}{2(i_1 + 3.75i_2)(i_1 + 3i_2)} \text{和} \frac{3.75(i_1 + 6i_2)}{6(i_1 + 3.75i_2)}$$

在 $i_1 = i_2$ 时，其值分别为1.059和0.921，半刚性节点的存在使得柱脚弯矩稍有增加，而柱顶弯矩则有所减少。

验算框架稳定时若用子结构法，只需把梁的线刚度乘以表6-3给出的修正系数 ξ，然后按照常规方法去做[6.23]。远端铰接和刚接的梁，不必再引进其他修正系数。

表6-3　　修正系数 ξ

构件力学特征	无侧移框架	有侧移框架
两端具有等刚度半刚性节点	$1/(1+2u)$	$1/(1+6u)$
近端半刚性连接，远端铰接	$1.5/(1+3u)$	$0.5/(1+3u)$
近端半刚性连接，远端嵌固	$2/(1+4u)$	$0.67/(1+4u)$
两端具有不等刚度半刚性节点	$(1+6u_B)/\kappa$	$(1+2u_B)/\kappa$

注　下标 A 和 B 分别表示梁的近端和远端：$\kappa = 1/(1+4u_A+4u_B+12u_Au_B)$。

有侧移框架的屈曲计算还有另一种简化方法。当框架失稳侧移时，横梁一端的弯矩减小，另一端增大。可以近似地假定：卸载端连接刚度为初始刚度 R_{ki}，而加载端连接刚度偏于安全地取为零，梁的惯性矩或线刚度的修正系数为：

$$\xi = \frac{1}{2(1+3u_i)}, \quad u_i = \frac{EI}{R_{ki}L} \tag{6-29}$$

梁惯性矩折减后，可以用子结构法或楼层法确定柱计算长度。

【例 6－7】 如图 6－24 所示框架，设 D 和 C 两节点均为 $R_k = 10EI/L$ 的半刚性连接，柱梁的线刚度均为 i，试分析其计算长度。

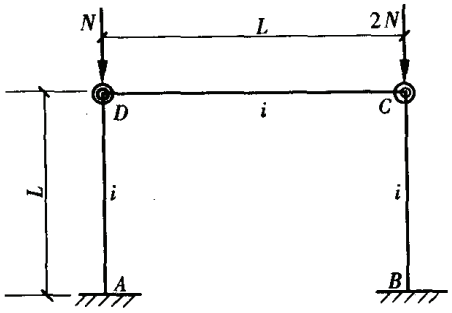


图 6－24 具有半刚性节点的框架

解：由式（6－18），得：

$$u_D = u_C = u = 0.1$$

$$\frac{1}{1+6u} = 0.625$$

（1）子结构法计算

节点为刚性连接时，柱计算长度系数为（见 GB 50017 规范附表 D－2）：

$$\mu_0 = 1.17$$

在节点为半刚性连接时，梁柱线刚度之比为 $K_1 = 0.625i/i = 0.625$，由此得柱计算长度系数为（见 GB 50017 规范附表 D－2）：

$$\mu_1 = 1.17 + \frac{1.30 - 1.17}{0.5} \times (1 - 0.625) = 1.27$$

μ_1 比 μ_0 约增大 8%。由于两柱荷载不同，μ_1 还可按第四章式（4－20）进行调整，可得左柱为 1.56 及右柱为 1.10。

（2）楼层法计算

柱的欧拉临界荷载为 $P_E = \pi^2 EI/h^2 = \pi^2 i/h$。节点为刚性连接时，柱顶侧向刚度为 $S = 16.8i/h^2$，依照式（6－14），柱计算长度系数为：

左柱：

$$\mu_{2L} = \sqrt{\frac{1.2P_E(N+2N)}{NSh}} = \sqrt{\frac{3.6\pi^2}{16.8}} = 1.45$$

右柱：

$$\mu_{2R} = \sqrt{\frac{1.2P_E(N+2N)}{2NSh}} = \sqrt{\frac{1.8\pi^2}{16.8}} = 1.03$$

节点为半刚性连接时，引用例 6－6 的结果，柱顶侧向刚度为：

$$S = \frac{H}{\Delta} = \frac{12i(1+3.751)}{(2+1.875)h^2} = 14.71\frac{i}{h^2}$$

其计算长度系数为：

左柱：

$$\mu_{3L} = \sqrt{\frac{1.2P_E(N+2N)}{NSh}} = \sqrt{\frac{3.6\pi^2}{14.71}} = 1.55$$

右柱：

$$\mu_{3R} = \sqrt{\frac{1.2P_E(N+2N)}{2NSh}} = \sqrt{\frac{1.8\pi^2}{14.71}} = 1.10$$

由于半刚性连接的存在，柱的计算长度系数分别增大约 7%。若柱由 Q235 钢制作，和梁刚性连接时长细比为 60，则计算长度系数增大 7% 只使稳定系数下降 2.6%，很接近刚性连接；若刚性连接时长细比为 100，则计算长度系数 7% 的增大将使稳定系数下降 8%。

6. 框架的空间工作效应

以计算单元的方式将一个三维空间结构分割为平面结构（框架、桁架等）来进行分析，是结构设计的传统方法。由于完全忽略了相邻结构的约束作用和贡献，给出的结果一般偏于保守。考虑结构的空间工作效应，对于经济合理地进行结构设计大有裨益。

通俗地讲，由于纵向构件的“捆绑”效应，作用于任何一榀横向框架上的荷载（例如吊车的横向刹车力），并不是由该横向框架单独承受的，而是由以该横向框架为中心的一族横向框架共同来抵抗的。毫无疑义，“捆绑”效应的强弱，决定了这一族横向框架的数量。一般地，“捆绑”作用主要由纵向支撑、纵向墙梁等纵向构件担当，在屋面板形成刚性盘体时也可起“捆绑”作用。在这种情形下共同参与抵抗荷载的横向框架有 5～6 个，且可以用具有弹性支座的四跨连续梁（如图 6－25 所示）描述纵向构件的“捆绑”效应[6.17]。引进以刚度比的形式度量“捆绑”效应的参数：

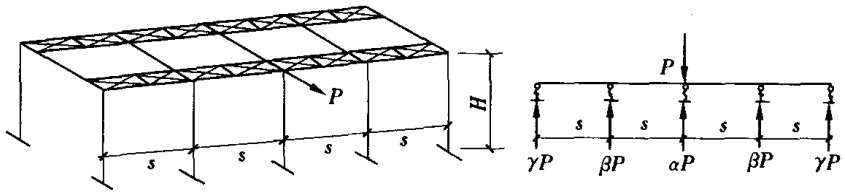


图 6－25　空间效应

$$\zeta = \frac{s^3 \Sigma I_H d}{H^3 \Sigma I_r}$$

式中　ΣI_H——阶形刚架柱下部截面惯性矩总和；

ΣI_r——参与“捆绑”的纵向构件的截面惯性矩总和，一般地，$\Sigma I_H / \Sigma I_r = 0.25 \sim 0.5$；

d——折算系数，其将变截面的阶形刚架柱折算成等效（按位移等价原则）的等截面刚架柱。

横梁与柱刚接时（记 λ 和 μ 分别为阶形刚架柱上下两段长度之比和截面惯性矩之比）：

$$d = \frac{1+\lambda\mu}{(1+\mu\lambda^2)^2 + 4\mu\lambda(1-\lambda)^2}$$

横梁与柱铰接时：

$$d = \frac{4}{1+\mu\lambda^3}$$

弹性支座反力系数 α、β 的一些数值计算结果见表 6－4[6.18]。

表 6-4　　系　数　α、β

ζ	横梁与柱刚接		横梁与柱铰接	
	α	β	α	β
0.000	0.200	0.200	0.200	0.200
0.005	0.222	0.207	0.206	0.202
0.01	0.240	0.215	0.211	0.204
0.02	0.272	0.226	0.221	0.208
0.03	0.298	0.235	0.231	0.212
0.04	0.320	0.242	0.240	0.214
0.05	0.339	0.248	0.248	0.218
0.06	0.356	0.252	0.257	0.221
0.07	0.370	0.257	0.264	0.224
0.08	0.382	0.260	0.272	0.226
0.09	0.394	0.263	0.279	0.229
0.10	0.404	0.267	0.285	0.231
0.15	0.444	0.272	0.315	0.241
0.20	0.472	0.277	0.339	0.248
0.25	0.495	0.274	0.359	0.253
0.30	0.514	0.272	0.376	0.258
0.40	0.542	0.267	0.404	0.265
0.50	0.565	0.261	0.426	0.269
0.60	0.585	0.254	0.444	0.272
0.70	0.602	0.247	0.460	0.273
0.80	0.617	0.241	0.472	0.274
0.90	0.631	0.234	0.484	0.274
1.00	0.644	0.226	0.495	0.274

系数 γ 可由显然的关系式确定之：

$$\gamma = (1 - \alpha - 2\beta)/2$$

由此可以看出，图 6-25 作用于横向框架上的力充其量为 $0.65P$，其他部分由相邻的四榀横向框架承担，空间作用可见一斑。

利用压型钢板做成的围护结构充任纵向构件而形成的空间工作称为蒙皮效应。受力蒙皮主要用于低层建筑和高层建筑的楼板和墙板，设计中利用这些元件平面内的抗剪强度和刚度，传递内力和承受荷载。一些国家已经制定了相应的规程，计及这种效应。欧洲规范的《冷弯壁构件和压型钢板的补充规定》（ENV1993-1-3）规定，只要满足一些基本的构造要求，钢制屋面板、墙板和楼板原则上都可以当作参与结构体系整体工作的受力蒙皮。这些构造要求择其要者有：受力蒙皮要和纵向构件可靠连接，形成房屋全长的深梁，纵向构件起深梁翼缘的作用，蒙皮作为梁抗剪腹板，把其平面内的横向荷载传到两端框架或中间的加劲框架；受力蒙皮之间亦要可靠连接；连接可以用铆钉、自攻螺钉、射钉、焊接或其他紧固件，紧固件间距不得大于 500mm；所有连接要和受力蒙皮边缘保持足够距离，以免其过早撕裂。该规范要求受力蒙皮主要用于抵抗风、雪以及通过其本身作用的荷载，亦可用于抵抗一些小的瞬变荷载（如轻型吊车或起重设备的制动力），但不得用于抵抗永久性的外部荷载（如设备荷载）。受力蒙皮首先以其主要的受弯工作方式设计，为了确保这一功能，要求蒙皮效应的剪应力不得超过 $0.25f_y/1.1$。蒙皮的抗剪能力取决于最弱

的连接撕裂强度，包括受力蒙皮接缝、受力蒙皮和构件沿波谷连接以及受力蒙皮和纵向边缘构件连接，要求其他任何失效形式的抗剪能力都至少应当超过上述最小值25%，而在剪力和风吸力组合作用时受力蒙皮和檩条连接的抗剪能力至少应当超过上述最小值40%。

就现代计算技术而言，整体空间结构的分析手段（至少是强度分析手段）已经相当成熟，整架飞机或整条船舶的有限元分析已经有不少文献可供参考。针对土木工程的特点，综合考虑稳定问题的整体性和空间作用，建立更为先进的设计方法势在必行。《冷弯薄壁型钢技术规范》（GB50018）已经在基本设计规定一章中对考虑受力蒙皮作用做了原则规定，允许在单层房屋的设计中应用。要求由试验或可靠的分析方法获得蒙皮组合体的强度和刚度参数，对结构进行整体分析和设计。参与蒙皮组合体的各构件及其连接，除考虑直接作用的荷载产生的内力外，还必须考虑由整体分析算得的附加内力进行承载力验算。此外，还规定必须在建成的建筑物的显眼位置设立永久性标牌，标明在使用和维护过程中不得随意拆卸压型钢板，拆卸压型钢板时必须设置临时支撑。

7. 拱的内力和稳定计算

7.1 拱的内力

7.1.1 拱在受力方面的特点

（1）拱在竖向荷载作用下对支座产生水平推力，因而对基础要求较高。如果基础条件很差，则宜加设拉杆来承受推力。

（2）拱是以受压为主的结构，在相同荷载作用下，拱的弯矩比同样跨度的梁减小很多。如图6-26（a）所示双铰抛物线拱，在跨中和四分点处承受集中荷载时的弯矩图，正负弯矩多次交替出现，拱顶截面的弯矩仅为$0.026PL$，而同样跨度的简支梁跨中弯矩则为$0.5PL$，拱弯矩只是梁弯矩的1/19。

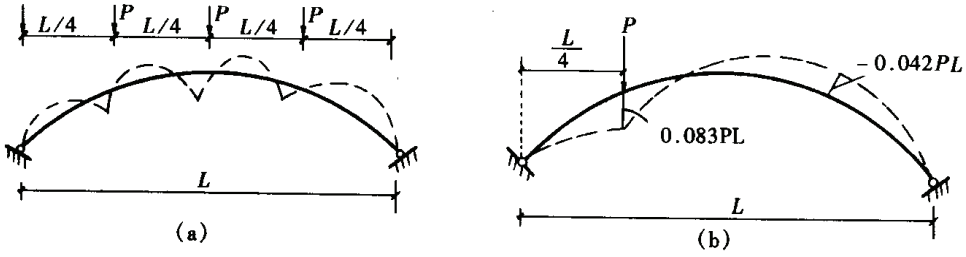


图6-26 双铰拱弯矩图

对拱受力最不利的情况是在跨四分点处承受集中荷载的状态［见图6-26（b)］，这时相同跨度相同荷载梁的弯矩仍是拱的2.25倍。

在下列特殊情况下，拱只承受压力而没有弯矩：①圆弧拱承受径向均匀分布荷载者；②抛物线拱沿水平线承受均匀分布竖向荷载者；③悬链线拱沿拱轴线承受均匀分布压力者。

（3）拱承受偏于一边的荷载的能力低于承受对拱顶截面对称的荷载。如图6-26（b）所示，拱在左四分点承受集中荷载时，该点的弯矩为$0.083PL$。此时右四分点处的弯矩为$-0.042PL$。因此，当左右两个四分点都作用有集中荷载P时，拱最大弯矩将减少一半。拱轴力当然相应增加，也只增加了1/3。如果把图6-26（b）的集中荷载均匀分布在左半跨，左四分点的弯矩减小为$0.031PL$，右四分点弯矩为$-0.031PL$，弯矩图是反对称分布。

当右半跨也施加同样的均布荷载时，拱的任一截面弯矩都为零。

7.1.2 拱的内力计算

拱的内力用结构力学的方法求解。三铰拱属于静定结构，其内力分析很简单，双铰拱和无铰拱是超静定结构，常用力法求解其内力。例如，在分析双铰拱时，以水平推力为赘余力，可得水平力计算公式如下：

$$H = -\frac{\int \frac{yM\mathrm{d}S}{EI}}{\int \frac{y^2\mathrm{d}S}{EI} + \int \frac{\cos^2\alpha\,\mathrm{d}S}{EA}} \tag{6-30}$$

式中 M——基本结构在荷载作用下的弯矩；

y——拱轴线的纵坐标，坐标原点在左支座处；

$\mathrm{d}S$——拱轴线的微段长度。

当积分运算有困难时，用求和的方法代替积分，则上式成为：

$$H = -\frac{\Sigma \frac{yM\Delta S}{EI}}{\Sigma \frac{y^2\Delta S}{EI} + \Sigma \frac{\cos^2\alpha\Delta S}{EA}} \tag{6-31}$$

上式也适用于变截面拱，此时各微段的 I 取段内的平均值。对大多数拱来说，轴力压缩变形的效应较小，以上两式右端分母的第二项可以略去，但扁拱除外。当拱矢与跨度之比超过 0.2 时，轴压变形的效应可以忽略不计。上文结合图 6-26 所给出的弯矩值都是按忽略轴压变形效应算得的。

计算拱内力时，一般采用一阶分析，即以结构受外荷载前的位形为基础。然而，对于大跨度拱，当拱肋厚度相对于跨长和矢高很小时，变形影响较大，要求采用二阶分析，即以承载后出现位移的位形为基础。弹性拱的二阶分析不难在计算机上实现。

处在温度升降幅度大的环境中的超静定拱，还应计算温度应力。

7.2 拱的平面内稳定

拱在其平面内失稳涉及第四章第 2 节所述的所有三种形式：分支点失稳、极值点失稳和跃越失稳。分支点失稳出现于没有几何缺陷的无弯矩或有对称分布弯矩的拱。

当拱的轴线与所受荷载的索多边形（即压力线）重合时，在不考虑轴向变形影响下，拱的所有截面上将只有轴向压力。这些单纯受压又没有几何缺陷的拱，和完善的受压直杆一样，在失稳前的平衡状态只有压缩而没有弯曲变形。当荷载逐渐增加至临界值时，平衡就出现了有弯曲变形的分岔，拱开始屈曲。无铰拱和双铰拱屈曲时总是以反对称形式失稳，如图 6-27（a）、图 6-27（b）

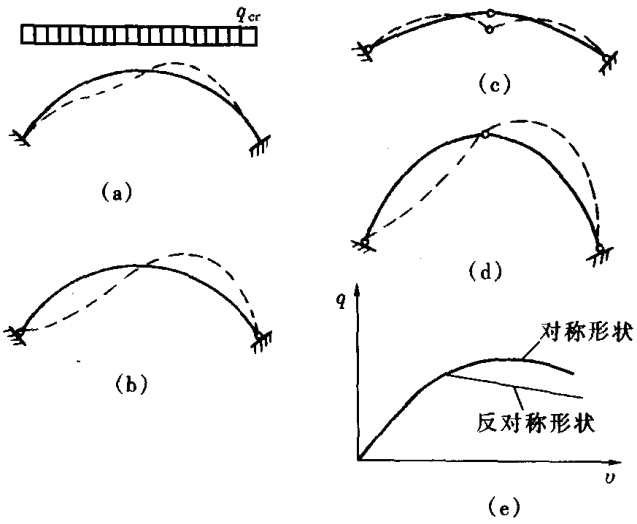


图 6-27 拱平面内分支点失稳形式

所示，这与直杆不同。三铰拱的最不利屈曲形式视矢高比而定，矢高比较小时是对称的，矢高比较大时，反对称的屈曲更为不利，见图 6－27（c）、图 6－27（d）。反对称失稳时，拱的挠曲线在临界荷载前后发生急剧变化，如图 6－27（e）所示。

实际工程中的拱往往在受压的同时还承受弯矩。在对称荷载作用下，开始受荷可能出现带有对称弯曲变形的平衡状态。当荷载增加到临界值时，对称变形突然变成非对称变形，即出现平衡位形的分岔。在此分岔点（B 点）之后，荷载往往下降，如图 6－28 所示。由于对称荷载作用下，正负弯矩频繁交替［见图 6－26（a）］，对称弯曲变形对拱的反对称屈曲的临界荷载值影响很小。所以在研究拱的平面内屈曲时，可以近似地假设拱轴线与压力线是吻合的，采用分支点屈曲理论。同时，正如 7.1 节所述明的，对称荷载作用下拱的弯矩小于非对称荷载。对称荷载作用下的分岔屈曲荷载临界值高于非对称荷载下极值点屈曲的临界值，所以只是在不可能出现非对称荷载的特殊情况才有现实意义。

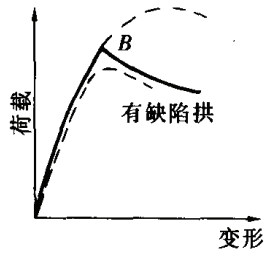


图 6－28　压弯拱分岔点失稳的荷载变形曲线

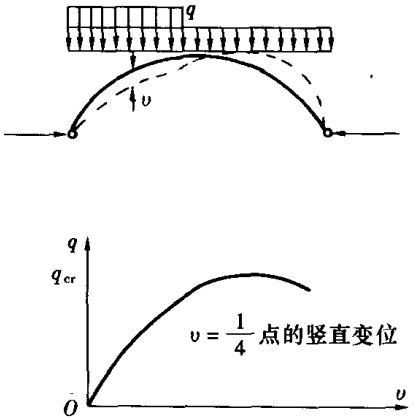


图 6－29　拱平面内极值点失稳形式

极值点失稳形式如图 6－29 所示。在非对称荷载作用下，拱在发生竖向变位的同时也产生了水平变位。随着荷载的增加，两个方向的变位在变形形式没有改变的情况下持续增加。当荷载达到了临界值时不能再增大，而变形却迅速增加，直至破坏。和弯矩分布一样，非对称荷载对拱的稳定也比对称荷载更不利。拱肋承受全跨恒载加半跨活载作用的能力低于承受全跨恒载加全跨活载作用的能力。求解极值点失稳的极限荷载，需要采用非线性分析方法。

7.2.1　承受均布径向荷载的圆拱

如图 6－30 所示的圆拱，在均布径向荷载 q 作用下在平面内丧失稳定，失稳后的变形曲线如图中虚线所示。根据弹性理论，圆弧形曲杆分岔屈曲的微分方程为：

$$\frac{\mathrm{d}^2 v}{\mathrm{d}\phi^2}+v=-\frac{MR^2}{EI} \tag{6-32}$$

式中　M——屈曲后截面中出现的弯矩。

对于双铰圆拱 $M=qRv$，式中符号见图 6－30。

根据公式（6－32），考虑不同边界条件，即可求出各种等截面圆拱的屈曲临界荷载。

（1）双铰拱：

图 6－31 所示的双铰拱，其临界荷载为：

$$q_{cr} = \frac{EI_x}{R^3}\left(\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1\right) \tag{6-33}$$

式中 EI_x——拱平面内的抗弯刚度；

α——拱的开角的一半。

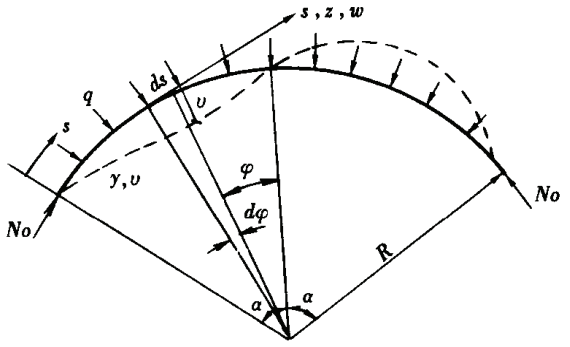


图 6-30 圆拱

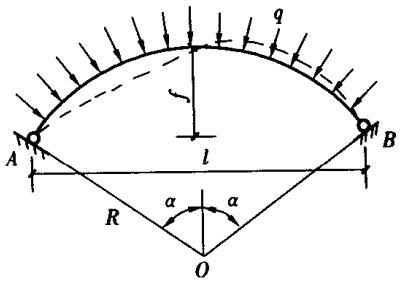


图 6-31 双铰圆拱

当 $\alpha = \frac{\pi}{4}$时，可得 $q_{cr} = 15EI_x/R^3$。

式（6-33）还可写成中心受压直杆的欧拉公式的标准形式：

$$N_{cr} = q_{cr}R = \frac{\pi^2 EI_x}{R^2\alpha^2}\left(1 - \frac{\alpha^2}{\pi^2}\right) = \frac{\pi^2 EI_x}{S_0^2}$$

拱的屈曲长度 S_0 为：

$$S_0 = \frac{R\alpha}{\sqrt{1 - \frac{\alpha^2}{\pi^2}}}$$

当 $\alpha = \frac{\pi}{4}$时，$S_0 = 1.03R\alpha$，即略大于拱轴长度的一半。

（2）无铰拱：

图 6-32 所示的无铰拱的临界荷载为：

$$q_{cr} = \frac{EI_x}{R^3}(k^2 - 1) \tag{6-34}$$

式中 k 值由已知 α 角值代入 $\mathrm{tg}k\alpha = k\mathrm{tg}\alpha$ 中求出。例如，当 $\alpha = \frac{\pi}{4}$时，可得 $k = 5.78$，$q_{cr} = 32.4\frac{EI_x}{R^3}$。此值接近双铰拱临界荷载的 2 倍而不是 4 倍。原因是两种拱屈曲时都在拱顶出现反弯点。因此，双铰拱的一半相当于两端铰支的曲杆，而无铰拱的一半则相当于一端铰支另端固定的曲杆。

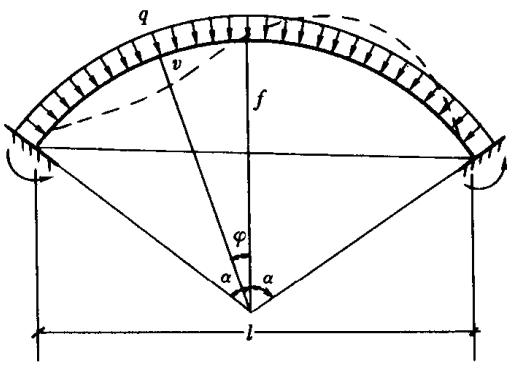


图 6-32 无铰圆拱

（3）三铰拱：

三铰拱在径向荷载作用下的平面内屈曲可能具有如图 6-33（a）所示的反对称和如图 6-33（b）所示的对称两种形式。当为反对称屈曲

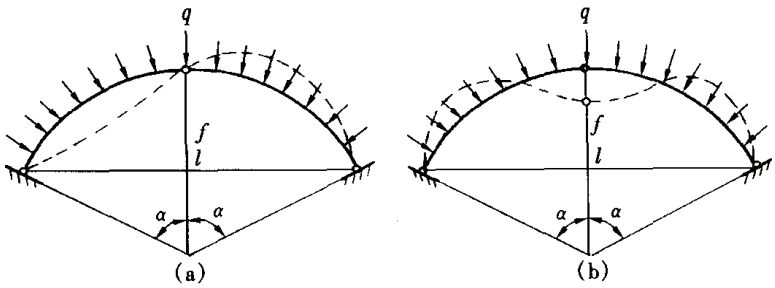


图 6－33　三铰圆拱

时与双铰拱完全相同，其临界荷载 q_{cr}可按式（6－33）计算。当为对称屈曲时，相应的临界荷载可写为：

$$q_{cr} = \frac{EI_x}{R^3}\left(\frac{4\omega^2}{\alpha^2} - 1\right) = k_3 \frac{EI_x}{R^3} \tag{6-35}$$

ω 为下列稳定方程的最小根：

$$\frac{\mathrm{tg}\omega - \omega}{4\omega^3} = \frac{\mathrm{tg}\alpha - \alpha}{\alpha^3}$$

当 $\alpha = \pi/4$ 时，$k_3 = 12$，$q_{cr} = 12\dfrac{EI_x}{R^3}$，比双铰拱略低。上述三类承受均布径向荷载的圆拱，临界荷载都可由下式表达：

$$q_{cr} = k_c \frac{EI_x}{l^3}$$

式中　l——拱跨度。

系数 k_c 由表 6－5 给出[6.32]。

表 6－5　　等截面圆拱在径向均布荷载下的稳定系数 k_c

f/l	α	双　铰　拱	无　铰　拱	三　铰　拱
0.1	22°37′	28.4	58.9	22.2
0.2	43°36′	39.3	90.4	33.5
0.3	61°55′	40.9	93.4	34.9
0.4	77°19′	32.8	80.7	30.2
0.5	90°	24.0	64.0	24.0

由表 6－5 可见，矢跨比 $f/l \approx 0.3$ 时，临界荷载值最大。

7.2.2　抛物线拱

图 6－34 为承受沿水平线均匀分布的竖向荷载的抛物线拱，其轴向压力沿拱轴是变化的［见图 6－34（b）］。虽然没有弯矩，但拱的曲率是变化的，平衡微分方程是变系数的，一般只能用数值法求解。抛物线拱，无论是三铰、双铰或无铰拱，临界荷载都可以写为：

$$q_{cr} = k_p \frac{EI_x}{l^3}$$

式中稳定系数 k_p 可由表 6－6 查得[6.32　6.33]。

表 6-6　　等截面抛物线拱稳定系数 k_p

f/l	双铰拱（反对称屈曲）	无铰拱（反对称屈曲）	三铰拱	
			对称屈曲	反对称屈曲
0.1	28.5	60.7	22.5	28.5
0.2	45.4	101.0	39.6	45.4
0.3	46.5	115.0	47.3	46.5
0.4	43.9	111.0	49.2	43.9
0.5	38.4	97.4	—	38.4

和圆拱一样，抛物线三铰拱反对称屈曲时同双铰拱临界荷载相同。在实际计算中，三铰拱的屈曲系数应选择表 6-6 中对称屈曲和反对称屈曲的较小值。也就是在 $f/l<0.3$ 时，用对称屈曲的 k_p 值，当 $f/l\geqslant 0.3$ 时，用反对称屈曲的 k_p 值。

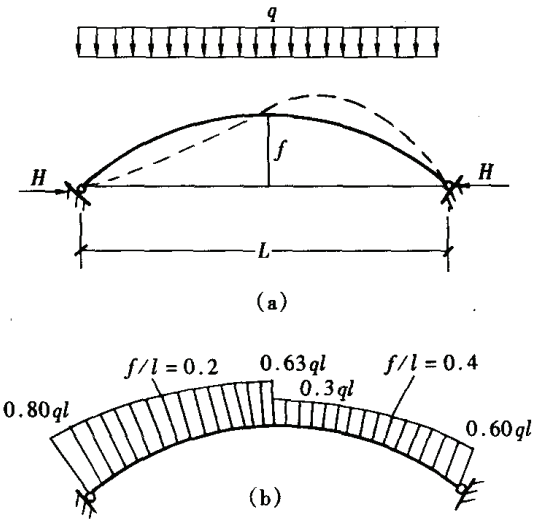


图 6-34　双铰抛物线拱

7.2.3　拱在平面内的计算长度

以上对临界荷载的分析，都未考虑拱的初始几何缺陷和残余应力，而这两种不利因素对拱的稳定的影响都是不可忽视的。这方面的研究工作虽有进展，目前还没有可以直接用于设计的成果。鉴于拱是受压为主的构件，可以采用通过计算长度系数把拱转换为等效受压直杆的办法，化为直杆后按计算长度查得稳定系数后进行稳定验算，就把上述两种不利因素的影响都包括在内了。由于曲杆和直杆不尽相同，这种换算有近似性。不过目前在设计中都采用这种方法。不论拱两端的约束情况如何，拱的轴线取什么形式，拱的临界轴压力总是可以转换成拱的计算长度。承受静水压力的圆拱，沿拱轴各个截面上的轴向压力为一常量。承受沿水平方向均布竖向荷载的抛物线拱，拱所受的轴线压力沿拱轴是变化的。所以通常取拱的 1/4 跨度截面处的轴线压力作为求计算长度的依据，这样拱的临界压力可以写为：

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EI_x}{(\mu_s S)^2}$$

式中　S——拱轴长度的一半；

μ_s——拱的计算长度系数，见表 6-7[6.33]。

从表 6-7 可以看出，对于相同矢跨比，相同类型（无铰、双铰或三铰拱）的抛物线、悬链线和圆拱的计算长度系数几乎相等。即在相当大的范围内，拱形状的改变并不显著影响四分点处的压屈轴力。对于设计来说，可以认为计算长度系数只取决于拱的类型和矢跨比，与拱轴形状基本无关。无铰拱的 μ_s 在 0.68～0.72 之间；双铰拱的 μ_s 在 1.01～1.24 之间，且大多数小于 1.15；三铰拱的 μ_s 在 1.10～1.15 之间。在初步设计估算拱截面时，三者可分别取 0.70、1.10 和 1.15。

表 6-7　　计算长度系数 μ_s

μ_s \ f/l		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
双铰拱	圆　拱	1.01	1.07	1.06	1.11	1.15
	抛物线拱	1.02	1.04	1.10	1.12	1.15
	悬链线拱	1.01	1.04	1.10	1.17	1.24
无铰拱	圆　拱	0.70	0.70	0.70	0.71	0.71
	抛物线拱	0.70	0.69	0.70	0.71	0.72
	悬链线拱	0.70	0.69	0.68	0.72	0.73
三铰拱	圆　拱	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15
	抛物线拱	1.14	1.11	1.10	1.12	1.15

由表 6-7 查取计算长度系数，然后按设计规范验算稳定承载力，比直接计算弹性稳定临界力更好地反映实际。德国钢结构设计规范 DIN18800-2-1990 给出和表 6-7 相同的各类纯压拱的计算长度系数，由曲线查取，见资料篇 Z3.5 节。和表 6-7 不同的是，计算承载能力时以拱脚截面的轴力为准，因此 μ_s 值有所区别，按此文献的规定计算，拱截面要比上述算法略大，在实际设计中可供参考。

7.2.4　扁拱的跃越屈曲

对于矢高比较大的拱可以不考虑压缩变形的影响。扁拱的矢高比很小，截面上的压力较大（见图 6-34 矢跨比为 0.2 和 0.4 时的压力），不能略去压缩变形的影响。压缩变形有可能使扁拱在达到临界荷载时发生跃越屈曲，即由原来向上拱起的位形突然越过水平线转为下垂的位形，如图 6-35 所示。

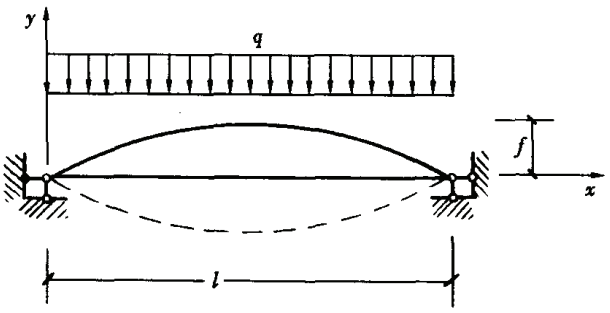


图 6-35　扁拱的跃越屈曲

图 6-35 是一双铰扁拱，承受沿水平线均匀分布的竖向荷载。在承受荷载前，拱轴可以假定为一正弦曲线：

$$y = f\sin\frac{\pi x}{l} \tag{6-36}$$

式中　f——表示拱高。

承受荷载之后，拱轴方程变为：

$$y_2 = \frac{1}{1-\alpha_H}f(1-\beta)\sin\frac{\pi x}{l} \tag{6-37}$$

$$\alpha_H = \frac{Hl^2}{\pi^2 EI_x}$$

式中　α_H——水平推力 H 与欧拉荷载的比值。

扁拱的屈曲方程为：

$$(1-\beta)^2 = (1-m\alpha_H)(1-\alpha_H)^2 \tag{6-38}$$

$$\beta = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EI_x f}$$

$$m = \frac{4I_x}{Af^2} = \left(\frac{2i}{f}\right)^2$$

式中 β——不计水平推力 H 影响时，拱顶在荷载作用下的挠度与扁拱受荷前矢高 f 的比；

A——拱的截面面积；

i——拱截面在竖向平面内的回转半径。

式（6-38）也可以写为：

$$\frac{1-\beta}{1-\alpha_H} = \pm\sqrt{1-m\alpha_H}$$

从式（6-36）和式（6-37）可以看出，上式左边等于 y_2/y，即变形后拱轴线纵坐标与变形前拱轴线纵坐标的比值，反映受荷后拱顶处挠度的变化。图 6-36 示出了当 $m=\frac{1}{2}$ 和 $m=1$ 时上式所表示的曲线。当 $m=1$ 时，随着荷载持续增加，挠度由小到大，表明拱是稳定的。当 $m=\frac{1}{2}$ 时，在 A 点前拱是稳定的，A 点以后，只有荷载下降，才能保持平衡，拱变为不稳定了，这一段和极值点失稳类似。虽然变到下垂位置后承载能力重新上升，但在实际工程中不能加以利用。

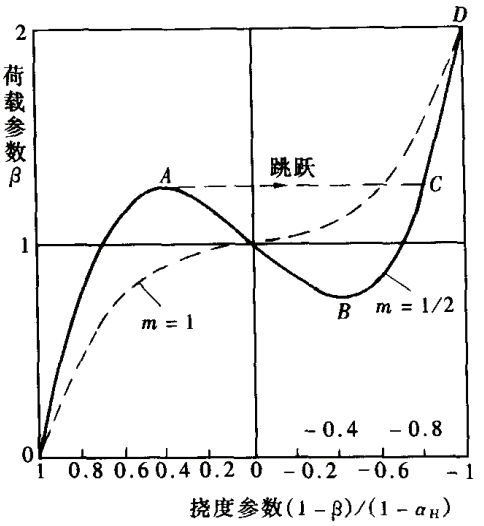


图 6-36 扁拱的荷载—挠度曲线

在荷载不下降的情况下，变形由 A 直接跳到 C 点，这就是第四章中所说的跃越失稳（也称跳跃失稳）。

当 $m \geqslant 1$ 时，方程式（6-38）只有一个实根，拱是稳定的。当 $m<1$ 时，α_H 有三个实根，即有三种平衡形式。跃越屈曲都发生在 $m<1$ 时。可以求出 β 的极大值为：

$$\beta = 1+\sqrt{\frac{4(1-m)^3}{27m^2}} \qquad (6-39)$$

即当 β 达到式（6-39）的值时，拱开始跃越屈曲。如 $m=\frac{1}{2}$ 时，可得 $\beta=1.272$，相应挠度参数 $\frac{1-\beta}{1-\alpha_H}=0.408$，如图 6-36 所示。

7.2.5 有弯矩拱极值点屈曲的近似计算

实际工程中的拱往往在受压的同时还要承受弯矩，并且弯矩分布往往是非对称的。实际设计时虽然尽量使恒载压力线与拱轴线重合，但非对称加载和施工偏差导致的初始变形等因素，使实际拱的稳定大部分属于第二类失稳，即极值点失稳。如果用分支点屈曲理论会过高地估计拱的临界力。正确的分析应考虑拱的变形影响和材料弹塑性影响（包括残余应力效应），按几何非线性和材料非线性理论来求得拱的失稳极限荷载。一般采用有限元等数值计算方法求解，但计算很复杂。因此，在设计工作中常采用简化方法。

如果借用直杆在轴压力和弯矩作用下平面内稳定的计算公式结合 7.2.3 节的计算长度来算，精确度稍差一些。适合于拱的简化方法是用极限轴力和极限弯矩的相关公式，内力计算只要求一阶分析。对于双铰拱，通常验算四分点处的截面，当 $N_{max}/N_y > n_{cr}$时：

$$a\left(\frac{M_{max}}{M_y}\right)^2 + b\left(\frac{M_{max}}{M_y}\right) + c\left(\frac{N_{max}}{N_y}\right) \leqslant 1$$

当 $N_{max}/N_y \leqslant n_{cr}$时：

$$\alpha\left(\frac{M_{max}}{M_y}\right) + \beta\left(\frac{N_{max}}{N_y}\right) \leqslant 1$$

其中：$n_{cr} = (1 - bm_{cr} - am_{cr}^2)/c$

当 $(am_p^2 + bm_p - 1) \geqslant 0$ 时，$m_{cr} = m_p - \sqrt{(am_p^2 + bm_p - 1)a}$

当 $(am_p^2 + bm_p - 1) < 0$ 时，$m_{cr} = m_p$

$$m_p = 1.172 - 0.0469\bar{\lambda}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2s}{\pi i}\sqrt{f_y/E}$$

$$a = 2.509 - 1.689\bar{\lambda}$$

$$b = -1.213 + 1.605\bar{\lambda} - 0.135\bar{\lambda}^2$$

$$c = (1.824 - 0.014\bar{\lambda} + 0.376\bar{\lambda}^2)\left(0.82 + 1.2\frac{h}{l}\right)$$

$$\alpha = 1/m_p$$

$$\beta = (m_p - m_{cr})/m_p m_{cr}$$

N_y 和 M_y 分别为受压屈服荷载和边缘屈服弯矩，N_{max}和 M_{max}为由荷载设计值引起的四分点处的轴力和弯矩。设计时应以强度设计值 f 代替 f_y。以上公式是针对双铰拱得出的，用于无铰拱时需要把跨度和矢高都乘以等效长度系数 $\mu = 0.716 - 0.249\frac{f}{l}$，化成等效的双铰拱，并以等效拱四分点的 N_{max}和 M_{max}代入公式。

7.3 拱的平面外稳定

拱的侧向刚度常比较小，如果不设支撑，在荷载达到一定数值时，很可能先离开其受载的平面发生空间弯扭形式的失稳，称为拱的侧倾或侧屈。

7.3.1 承受均布径向荷载的常截面圆弧拱

图 6-37 所示截面为狭长矩形的圆拱承受均布径向荷载，其侧倾弹性平衡方程为：

$$\frac{d^4\theta}{d\phi^4} + (2 + \omega)\frac{d^2\theta}{d\phi^2} + (1 - \omega\lambda)\theta = 0 \qquad (6-40)$$

$$\lambda = \frac{EI_y}{GI_t}$$

$$\omega = \frac{qR^3}{EI_y}$$

式中 λ——刚度比；

ω——本征参数；

θ——截面的扭转角；

ϕ——截面与左支座间的夹角。

(1) 铰支拱端：

铰支拱端的边界条件：当 $\phi = \begin{Bmatrix} 0 \\ 2\alpha \end{Bmatrix}$ 时，$\theta = 0$。根据边界条件，由式（6-40）即可求出其临界力为：

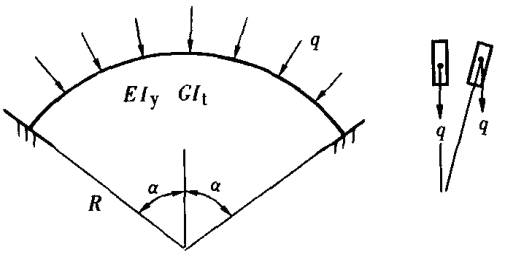


图 6-37 径向荷载作用下圆弧拱的侧倾

$$N_{cr} = q_{cr}R = \frac{\pi^2 EI_y}{(2R\alpha)^2} \cdot \frac{\left[1 - \left(\frac{2\alpha}{\pi}\right)^2\right]^2}{1 + \lambda\left(\frac{2\alpha}{\pi}\right)^2} \tag{6-41}$$

相应的侧倾形式是一个半波的对称变形，$\theta = A\sin\frac{\pi\phi}{2\alpha}$。

(2) 固定拱端：

固定拱端的边界条件：当 $\phi = \begin{Bmatrix} 0 \\ 2\alpha \end{Bmatrix}$ 时，$\theta = \theta' = 0$。根据边界条件，由式（6-40）求出的临界力为：

$$N_{cr} = q_{cr}R = \frac{\pi^2 EI_y}{(R\alpha)^2} \cdot \frac{\left[1 - \left(\frac{\alpha}{\pi}\right)^2\right]^2}{1 + \lambda\left(\frac{\alpha}{\pi}\right)^2} \tag{6-42}$$

7.3.2 开口薄壁常截面圆拱

式（6-40）只适用于实体截面或闭口截面的拱。对于开口薄壁截面圆拱，还应考虑约束扭转的效应，当承受如图 6-37 所示的均布径向荷载时，侧倾弹性平衡方程为：

$$-\mu\frac{d^6\theta}{d\phi^6} + \left(1 + \frac{\mu}{\lambda}\right)\frac{d^4\theta}{d\phi^4} + (2 + \omega)\frac{d^2\theta}{d\phi^2} + (1 - \omega\lambda)\theta = 0 \tag{6-43}$$

其中 $\mu = \frac{EI_\omega}{GI_t R^2}$。当 $I_\omega = 0$ 时，上式简化为式(6-40)。可以求出铰支拱端的临界压力为：

$$N_{cr} = q_{cr}R = \frac{\pi^2 EI_y}{(2R\alpha)^2} \cdot \beta \tag{6-44}$$

其中

$$\beta = \frac{\mu R^2\left[\left(\frac{\pi}{2\alpha}\right)^2 + \frac{1}{\lambda}\right] + \left[1 - \left(\frac{2\alpha}{\pi}\right)^2\right]^2}{1 + \lambda\left(\frac{2\alpha}{\pi}\right)^2}$$

7.3.3 抛物线拱

铅垂荷载作用下的抛物线拱，曲率和压力沿拱轴是变化的，只能用数值法求近似解。承受均布铅垂荷载的两端固定抛物线拱，临界荷载可以写成：

$$q_{cr} = k_y \frac{EI_y}{l^3} \tag{6-45}$$

系数 k_y 见表 6-8。式（6-45）和表 6-8 也可用于承受均布铅垂荷载的圆弧拱。

表 6-8　　临界荷载系数 k_y

f/l \ λ	0.7	2.0	100
0.1	28.5	28	16
0.2	41.5	39	15
0.3	40.0	37	13

表中 $\lambda = 2$ 是闭口截面的代表值，100 是开口截面的代表值。但是系数 λ 只涉及自由扭转刚度而没有考虑约束扭转的影响，对开口截面来说 k_y 值偏于保守。对于开口截面的圆弧拱，临界荷载可以改按下式计算[6.12]：

$$q_{cr} = m_1 \frac{EI_y}{(2\alpha)^2 R^3} \tag{6-46}$$

式中　2α——拱的开角；

m_1——系数，由图 6-38 查得。图中 $\eta = GI_t/EI_y$，I_ω 为翘曲惯性矩。此图适用于 $f/l = 0.2$。

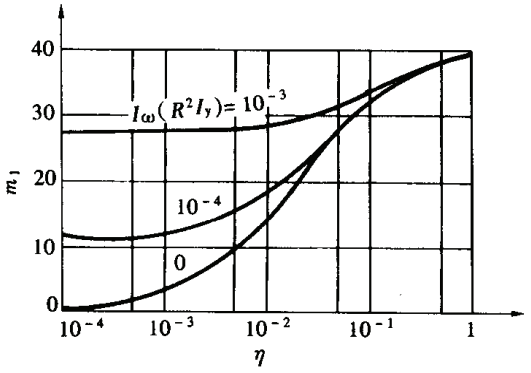


图 6-38　考虑约束扭转刚度的圆弧拱稳定系数

抛物线拱还缺少同类资料。

7.3.4　平面外稳定的实用计算方法

式（6-41）～式（6-46）都是弹性无缺陷拱的临界荷载，并且没有计入抗力分项系数，不能直接用于设计计算。在实际设计中还需要借助于计算长度。以开口薄壁圆拱为例，式（6-44）可改写为：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{(2S)^2/\beta}$$

拱的弧长 $2S$ 是它的几何长度，计算长度则为 $l_0 = 2S/\sqrt{\beta}$。对于箱形截面的拱，等效长细比可取为：

$$\lambda_e = \mu_e \mu_1 \frac{2S}{i_y} \tag{6-47}$$

式中　μ_e——端部约束系数，拱端出平面自由转动时取 1.0，完全固定时取 0.5；

μ_1——荷载作用系数，荷载作用于拱肋时取 1.0，荷载由吊杆传来时取 0.65；

$2S$——拱的弧长。

德国钢结构设计规范采用以跨长为准的等效长细比计算纯压拱的侧屈，其公式为[6.12]：

$$\lambda_e = \mu_1 \mu_2 \frac{L}{i_y} \tag{6-48}$$

式中　μ_1——由荷载作用方式确定的系数，见表 6-9；

μ_2——由矢跨比和截面变化规律决定的系数，见表 6－10。

表 6－9　系　数　μ_1

荷载性质	μ_1
方向不变	1
吊杆荷载	$1-0.35q_h/q$
立柱荷载	$1+0.54q_c/q$

注　q 为总荷载，q_h 为吊杆所传荷载，q_c 为立柱所传荷载。

表 6－10　系　数　μ_2

h/l	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4
I_y = 常数	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$I_y = I_{yc}\sec\theta$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

注　I_{yc}为拱顶截面惯性矩，θ 为拱轴线倾角。

式（6－48）给出的等效长细比大于式（6－47），原因是适用范围不限于箱形截面拱。因此，采用开口截面时，宜用式（6－48），而采用箱形截面时则可用式（6－47）。

受有弯矩的拱如何计算出平面稳定，目前资料还很少，德国钢结构规范只对 I 字形截面圆拱有规定，引用压弯直杆的弯扭屈曲的相关公式进行计算。相关公式中的轴力项稳定系数 φ_y 按上述计算长度或等效长细比求出；弯矩项的稳定系数 φ_b 则按纯弯曲圆拱来确定。这类拱弹性弯扭屈曲临界弯矩是：

$$M_{cr} = -\frac{EI_y + c}{2R} \pm \sqrt{\left(\frac{EI_y - c}{2R}\right)^2 + \frac{\pi^2 EI_y c}{R^2(2\alpha)^2}}$$

其中：

$$c = \frac{\pi^2 EI_\omega}{R^2(2\alpha)^2} + GI_t$$

当拱内侧受拉时，公式根号前取正号。

按照德国规范，稳定系数如下计算：

$$\varphi_b = \left(\frac{1}{1+\bar{\lambda}_b^{2n}}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_{pL}/M_{cr}}$$

式中　M_{pL}——截面全塑性弯矩。

指数 n 对轧制 H 型钢取 2.5，焊接工形截面取 2.0。

德国规范的 φ_b 系数和我国规定有出入，按 GB 50017 规范则应先从下式求解等效计算长度 L_1：

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_1}\sqrt{EI_y\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L_1^2}\right)}$$

然后由等效长细比 $\lambda = \frac{L_1}{i_y}$确定 φ_b。

7.4　带支撑拱

为了增加拱的抗侧倾能力，不使平面外稳定控制截面设计，通常在两相邻拱之间设置支撑。支撑配置有两种方式：仅用横撑和兼用横撑和斜撑。横撑类似于格构式压杆的缀条，但和缀条不尽相同。当拱在切平面内弯曲时，横撑靠它的弯曲刚度 EI_{by} 提供约束（如图 6－39 所示）；当拱扭转时横撑靠弯曲刚度 EI_{bz} 提供约束。目前只有承受径向均布荷载的带横撑圆弧拱有临界荷载计算公式：

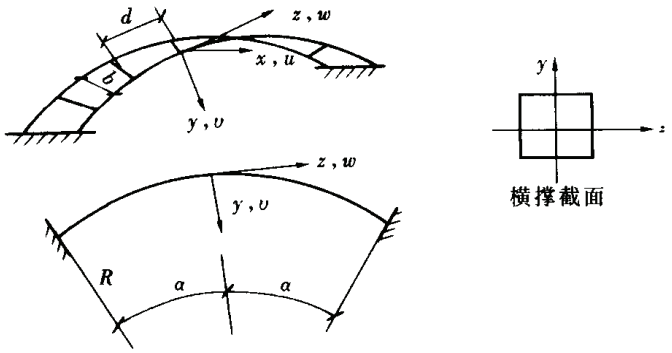


图 6-39　以横撑相连的双拱

$$N_{cr} = q_{cr}R = \frac{6EI_{by}}{bd}\left[\frac{1}{1+\dfrac{dI_{by}}{2bI_y}}\right]^2 + \frac{12EI_y}{d^2}\left[\frac{1}{1+\dfrac{2bI_y}{dI_{by}}}\right]^2 \zeta_1 + \frac{EI_y}{R^2}\left(\frac{\pi}{\alpha}\right)^2 \zeta_2$$

其中　$\zeta_1 = \dfrac{1+2(\lambda-1)\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^2+3\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^4}{1+3\lambda\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^2}$

$$\zeta_2 = \frac{1+(2\lambda-2+\mu')\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^2+\left(3+\dfrac{\mu'}{\lambda}\right)\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^4}{1+(3\lambda+\mu')\left(\dfrac{\alpha}{\pi}\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{EI_y}{GI_t}$$

$$\mu' = \frac{18EI_{bz}}{GI_t}\cdot\frac{R^2}{bd}$$

式中　b，d——分别为两拱之间的距离和横撑间距；

I_{by}，I_{bz}——分别为横撑截面绕 y，z 轴的惯性矩。

当两拱之间设有斜撑及横撑组成完整的桁架体系时，拱的侧倾一般可以防止。如果需要验算，可以考虑把两相临节点间的拱段作为直杆看待。

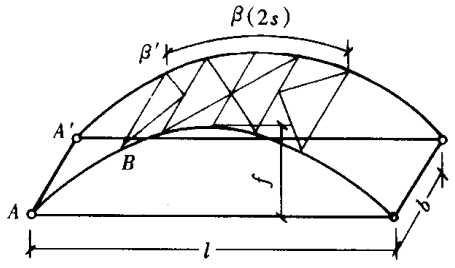


图 6-40　穿式拱桥

有时支撑只能在拱环的部分范围内设置，图 6-40 所示穿式拱桥即是一例。此时，无撑部分拱肋可按式（6-47）等效长细比乘以系数 μ_β 来验算出平面稳定，即：

$$\lambda_e = \mu_e\mu_1\mu_\beta 2S/i_y$$

$$\mu_\beta = 1-\beta+\frac{2i_y\beta}{\mu_e b}$$

式中　b——两拱之间的距离。

β 见图 6-40，桥门处拱段在平面外的无撑长度 AB 与其全弧长 $2S$ 的比为 $(1-\beta)/2$，式中的 μ_β 取值考虑了中央带撑部分所起的约束作用。

参 考 文 献

[6.1] A. Ghali, A. M. Neville & Y. K. Cheung, Structural Analysis, International Textbook Company, 1972 (胡人礼译, 结构分析, 人民铁道出版社, 1978)

[6.2] J. J. Connor, Analysis of Structural Member Systems, The Ronald Press Company, 1976 (牟彪等译, 结构杆系分析, 人民交通出版社, 1986)

[6.3] H. I. Laursen, Structural Analysis, McGraw Book Company, 1988 (邹汉道等译, 结构分析, 科学出版社, 1995)

[6.4] 胡海昌. 弹性力学的变分原理及其应用. 北京: 科学出版社, 1982

[6.5] R. D. Cook, Concepts and Applications of Finite Element Analysis, John Wiley & Sons, 1974

[6.6] W. F. Chen and T. Atsuta, Theory of Beam - Columns, Vol. 2, McGRAW - HILL, 1977

[6.7] Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings, AISC, Inc., Chicago, Illinois, 1999

[6.8] Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSA - S16.1 - M94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994

[6.9] BS5950 - 1: 2000. Structural Use of Steelwork in Building - Part 1. Code of practice for desigh-rolled and welded sections, British Standards Institution, UK, 2000

[6.10] ENV 1993 - 1 - 1 Eurocode 3, Design of Steel Structures, Part 1. 1 - General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 1992

[6.11] The Task Committee on Effective Length of the Technical Committee on LRFD of the Technical Division of The Structural Engineering Institute of the ASCE, Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design, ASCE, New York, 1997

[6.12] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计指南. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996

[6.13] 陈绍蕃. 钢结构设计原理 (第二版). 北京: 科学出版社, 1998

[6.14] 陈骥. 钢结构稳定理论与应用. 北京: 科学技术文献出版社, 1994

[6.15] J. Y. Richard Liew et al., Notional - Load Plastic - Hinge Method for Frame Design, J. Struct. Engrg. 120, 5, 1994

[6.16] [日] 笹川和郎. 结构的弹塑性稳定内力. 王松涛等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992

[6.17] [苏] E. И. 别列尼亚. 金属结构. 颜景田译. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 1988

[6.18] 钟善桐主编. 钢结构. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988

[6.19] 张中权等. 冷弯薄壁型钢结构设计手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996

[6.20] 吕烈武等. 钢结构构件稳定理论. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983

[6.21] 李国强等. 钢结构框架体系弹性及弹塑性分析与计算理论. 上海: 上海科学技术出版社, 1998

[6.22] J. E. Lothers Advanced Design in Structural Steel, PRENTICE - HALL, INC., ENGLEWOOD CLIFFS, N. J., 1960

[6.23] J. E. Christopher & R. Bjorhovde, Semi - Rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers, *Engineering Journal*, Vol. 36, No. 1, 1999

[6.24] Clarke MJ & Bridge RQ, Application of the Notional Load Approach to the Design of Multistory Steel Frames, *SSRC Proc*. 1995

[6.25] Clarke MJ & Bridge RQ, The Design of Steel Frames Using the Notional Load Approach, *Proc*. 5th *International Colloquium*., *N*. *American Session*, 1996

[6.26] De Luka A A Proposal for Introduction of Equivalent Frame Geometrical Imperfections into Eurocode 3 Provisions, *SSRC Proc.*, 1994

[6.27] Kennedy DJ et al., Limit State Design of Beam – Columns the Canadian Approach and some Comparisons, *J. Constr. Steel Res.*, 25, 1993

[6.28] W. F. Chen, Yoshiaki Goto, J. Y. Richard Liew, Stability Design of Semi – Rigid Frames, JOHN WILEY & SONS, IEC, New York, 1996

[6.29] Valerian Leontovich, M. S., Frames and Arches, McGRAW – HILL, 1959

[6.30] Nathan Kotlyar, P. E. Formulas for Beams with Semi – rigid Conections, Engineering Journal, Fourth Quarter, *AISC*, 1996

[6.31] Eric M. Lui., Column Effective Length Factor for Semi – rigid Frames, Steel Structures, Vol. 6 No. 1, *JSSSS*, 1995

[6.32] 夏志斌，潘有昌. 结构稳定理论. 北京：高等教育出版社，1988

[6.33] 李国豪等. 桥梁结构稳定与振动. 修订版. 北京：中国铁道出版社，1996

第七章 钢构件的计算

1. 轴心受力构件

1.1 轴心受拉构件

轴心受拉构件需要进行强度和刚度计算。制造和安装产生的初弯曲和残余应力不会降低轴心受拉构件的承载力，因为有初弯曲的杆受拉后逐渐拉直，只不过要使拉杆变形增大。残余应力在截面上总是相互平衡的，只要钢材具有一定的塑性，外力使整个截面达到屈服后，拉、压残余应力自行抵消，不过，在截面部分屈服后拉杆的刚度有所降低。对于有孔的拉杆，在孔洞附近有应力集中现象。只要材料有足够的塑性和韧性，在应力高峰处材料屈服后，应变增大而不断裂，应力分布逐渐平缓。残余应力和应力集中不降低拉杆的静力强度，都是依靠钢材的塑性。

有孔拉杆的极限状态应该是毛截面屈服和净截面拉断。在第二章 5.1 节已经做过讨论。

为了方便设计，我国规范对有孔拉杆按净截面屈服计算，即 $\sigma = \dfrac{N}{A_n} \leqslant \dfrac{f_y}{\gamma_r} = f$。

设计拉杆的拼接应尽量使截面的各部分能够直接传力。图 7－1 所示的工字形截面拼接时翼缘和腹板都有各自的拼接板，这样传力直接，净截面全部有效。但当构件在节点和其他构件相连，难以做到截面各部分都直接连接时，如图 7－2 所示，双角钢截面只各连角钢的一个肢，工字形截面只连接翼缘，净截面的强度就不能完全发挥出来。这时就要考虑剪切滞后效应，对截面积 A 或净截面面积 A_n 乘以折减系数：

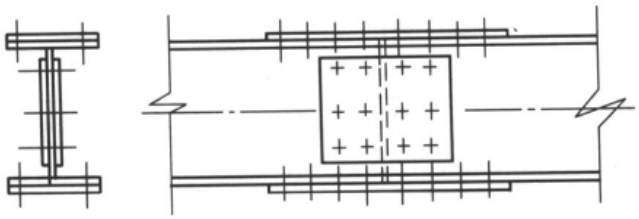


图 7－1 工字形截面杆的拼接

$$\eta = 1 - \frac{a}{l} \tag{7-1}$$

式中 a——图 7－2 所示连接截面形心至节点板的距离；

l——连接长度。

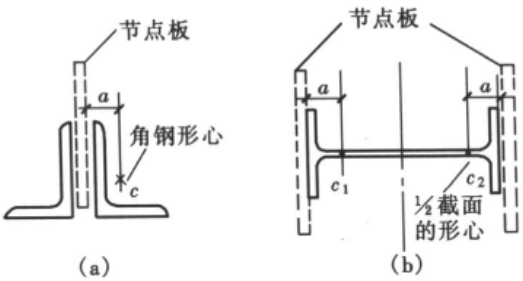


图 7－2 部分直接连接的杆件

图 7－3 所示连于节点板一侧的单角钢拉杆，只有一个肢和节点板相连，节点板传来的力不通过角钢截面形心，形成偏心受拉，绕截面的两个主轴都有弯矩存在。当拉力较大时，会出现如图 7－4 所示的变形。变形逐渐增大，杆中部的偏心距逐渐减小。试验证明，弯矩的存在使杆件的承载能力降低，但降低幅度并不

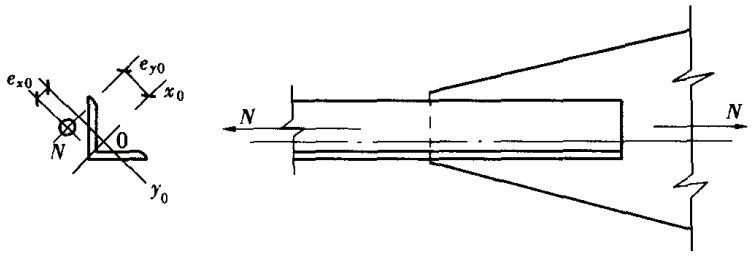


图 7－3　单肢连接的单角钢拉杆

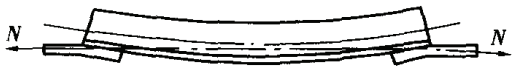


图 7－4　单角钢拉杆单肢连接时的变形

很大。设计时可以当作轴心拉杆计算，但要将构件及其连接的强度设计值乘以 0.85（见 GB 50017规范 3.4.2 条）。

拉杆的长细比不应过大，承受静力荷载者不致明显弯曲，承受动力荷载者不致明显振动。具体规定见表 7－1。

表 7－1　　受拉构件的容许长细比

项　次	构　件　名　称	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		直接承受动力荷载的结构
		一般建筑结构	有重级工作制吊车的厂房	
1	桁架的杆件	350	250	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	200	—
3	其他拉杆、支撑、系杆等（张紧的圆钢除外）	400	350	—

注　1. 承受静力荷载的结构中，可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。

2. 在直接或间接承受动力荷载的结构中，单角钢受拉构件长细比的计算方法与表 7－4 注 2 相同。

3. 中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。

4. 在设有夹钳或刚性料耙等硬钩吊车的厂房中，支撑（表中第 2 项除外）的长细比不宜超过 300。

5. 受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250。

6. 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比不宜超过 300（承受静力荷载或间接承受动力荷载）或 250（直接承受动力荷载）。

1.2　轴心受压构件

轴心受压构件应进行强度、刚度、整体稳定和局部稳定的计算。轴心受压构件如果截面有孔洞等削弱时，和轴心受拉构件一样计算其强度。一般来说，除了非常短粗的杆，整体稳定是决定其截面的最重要因素。

1.2.1　理想轴心受压铰接直杆的临界力

理想的轴心受压细长直杆，杆端铰接时（见图 7－5）在弹性范围的临界力由欧拉公式给出：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

临界应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

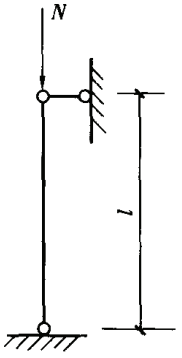


图 7－5　轴心压杆

式中　E——钢材的弹性模量；

λ——杆的长细比。

对于长细比不很大的压杆，往往是荷载到达欧拉荷载以前杆中的应力已超过比例极限，此时必须考虑材料的非弹性性能，可以采用切线模量公式：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$$

式中　E_t——切线模量。

1.2.2　轴心压杆的整体稳定计算公式

为了保证轴心压杆的整体稳定，规范规定应该满足下式：

$$\frac{N}{\varphi A} \leqslant f$$

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}$$

式中　φ——整体稳定系数；

A——毛截面面积。

按此公式进行轴心压杆稳定计算，其关键是如何确定临界应力 σ_{cr}或 φ 系数随长细比 λ 变化的规律。

实际的轴心受压柱和理想柱的受力性能有很大差别，因为实际工程中的杆件不可避免地存在各种各样的缺陷，包括几何缺陷和力学缺陷。几何缺陷可能是初始弯曲和初始扭曲。同时截面也不是完全对称，制造偏差和构件安装偏差都可以使荷载作用线偏离杆件轴线形成初始偏心。力学缺陷包括屈服点在整个截面上并非均匀以及存在残余应力。在这些缺陷中，对压杆受力性能影响最大的是残余应力、初弯曲和初偏心。规范就是考虑了这些缺陷的影响，确定出设计轴心压杆的 φ 系数。

1.2.3　缺陷的影响

一、初弯曲

初弯曲的存在使轴心压杆丧失稳定的性质发生了改变。直杆在荷载达到临界力时突然弯曲或扭转属于平衡分岔问题。有初弯曲的杆则在开始加载就有挠度，一直到最后破坏变形形式保持不变，其受力性质实质上已成为压弯构件，失稳形式属于极限承载力问题，如图 7-6 所示。

二、初偏心

类似于初弯曲，杆在开始加载就有挠度，失稳也属于极限承载力问题，如图 7-7 所示，初弯曲对中等长细比的杆不利影响较大；初偏心则对短杆的不利影响较大，即杆件越长影响越小。

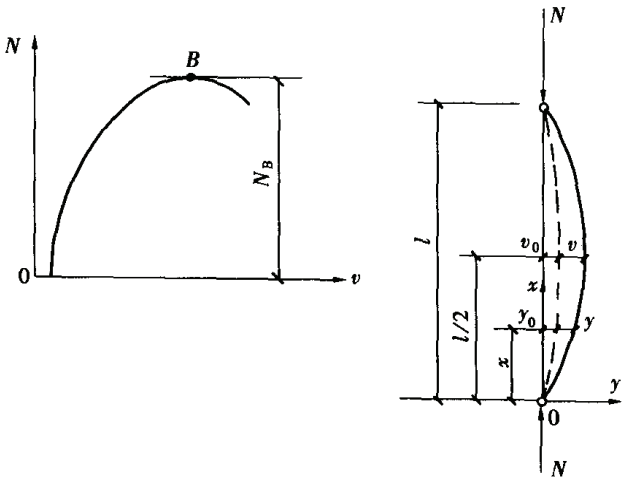


图 7-6　具有初弯曲的轴心压杆

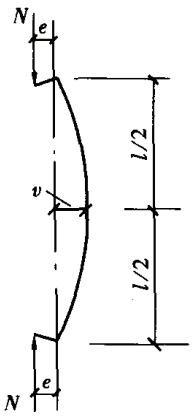


图 7-7 有初偏心的压杆

三、残余应力

钢构件在制造和加工过程中由于局部热塑性变形、不均匀冷却或冷加工等影响，在未受荷载前，截面上已存在应力，称为残余应力。它在压杆截面上的分布变化多端。由轧制后的冷却、焰割、焊接等过程产生的残余应力和材料厚度和截面组成形式有关，如图 7-8 所示。从图 7-8（c）可以看到，厚板焊成的截面残余应力不仅高于薄板焊接截面，而且还有沿板厚变化的特点。残余应力对压杆性能的影响程度，主要取决于残余压应力的大小、变化情况、分布宽度以及在截面上占据的部位。残余压应力使压杆的部分截面提早屈服并发展塑性。在杆件达临界状态时，截面由变形模量不同的两部分组成。屈服区的模量 $E=0$，而弹性区的模量仍为 E，只有弹性区才能继续有效承载，从而削弱杆件的刚度。设想图 7-9 所示的两个尺寸相同的工形截面（腹板由虚线示出），二者的翼缘残余压应力的最大值和分布宽度也相同，只是所处部位不同。在轴心压力引起的应力叠加后，屈服区为 $(1-k)b$。杆件关于 x 轴的刚度削弱两图相同，并于 y 轴的削弱图 7-9（a）比图 7-9（b）要严重得多。由此可以看出对于同一个截面的不同的屈曲轴，刚度削弱的程度也不同。

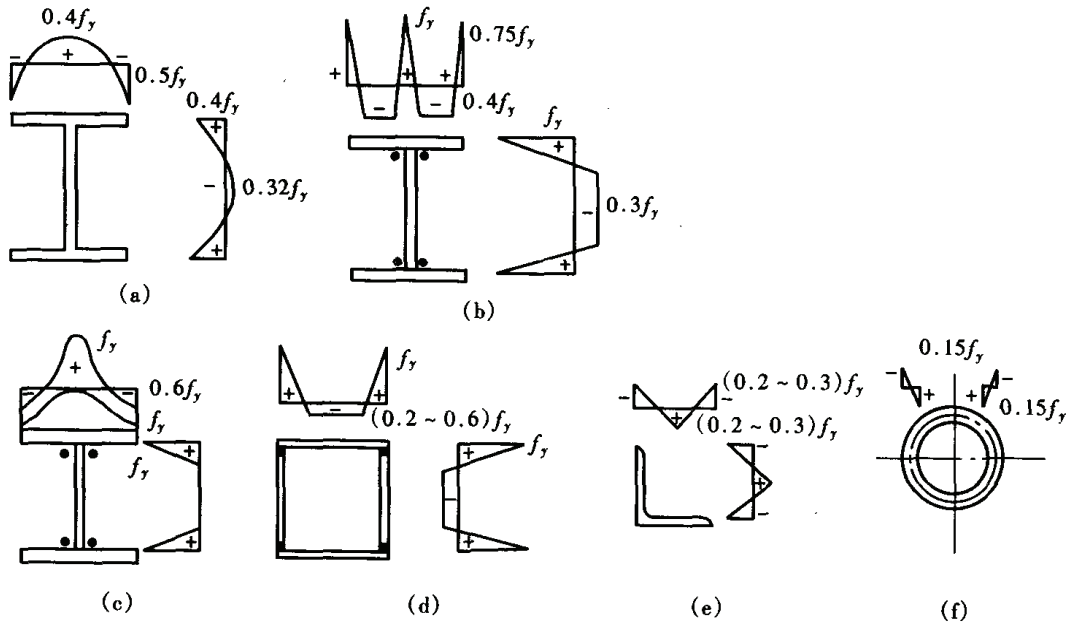


图 7-8 典型截面的残余应力

（a）轧制 H 型钢；（b）焊接 H 型钢，板边焰割；（c）厚翼缘板焊接工形截面；（d）焊接箱形截面；（e）等边角钢；（f）轧制钢管

1.2.4 φ 曲线的确定

实际的轴心受压柱不可避免地存在着几何缺陷和力学缺陷，一经压力作用就产生挠度。按照概率统计理论，影响柱承载力的几个不利因素，其最大值同时出现于一根柱子的可能性是极小的。理论分析表明，确定实用的柱稳定系数，可只考虑影响最大的两种缺陷。由热轧钢板和型钢作成的钢结构，其轴心压杆的 φ 系数是计入初弯曲和残余应力效

应，采用极限承载力理论确定的。由于各类钢构件截面上的残余应力分布情况有很大的差异，其影响又随压杆的屈曲方向而不同，初弯曲的影响也与截面形式和屈曲方向有关。因此，各种不同截面和不同的屈曲方向的 φ 系数形成相当宽的分布带。1989 年实施的 GBJ 17—88 规范把压杆分为 a、b、c 三类截面，分别采用不同的 φ 系数。大多数常用截面都属 b 类；a 类只含轧制工字钢之宽高比不超过 0.8 者绕强轴屈曲和轧制钢管对任意轴屈曲；c 类则包括大多数单轴对称截面绕对称轴屈曲，无对称轴的截面和板件厚度大于 40mm 的焊接实腹截面。然而，厚度大于 40mm 的 H 形截面的抗压性能实际上有可能低于由 c 类 φ 系数确定的承载能力。主要原因是它们的残余应力较高，并且沿板件厚度变化。随着高层建筑的兴起，有必要另增一类比 c 类更低的 φ 系数。1998 年施行的行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》为此增添了 d 类截面 φ 系数，现行钢结构设计规范 GB 50017 在此基础上做了一些调整。

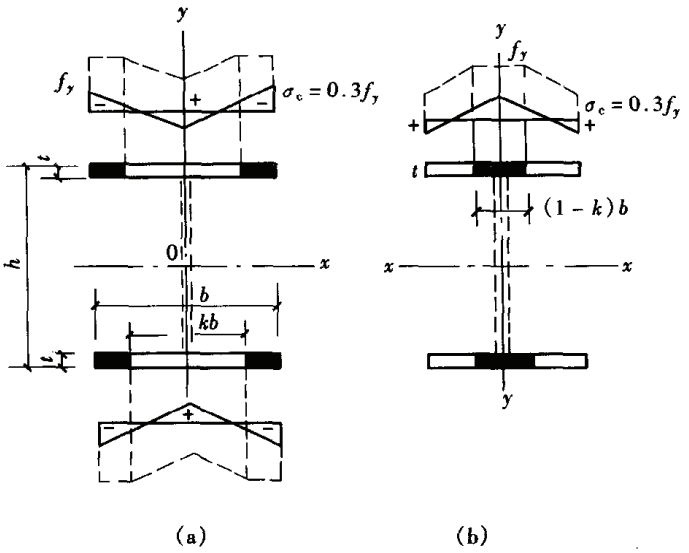


图 7－9　残余应力的不同分布区域

四类截面的 φ 系数在设计规范中用表格的形式给出，见资料篇表 Z3.1.1～表 Z3.1.4。系数的计算公式附在表格后面，图 7－10 示出 φ 系数随 $\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 变化的情况。截面分类分别列于表 7－2 和表 7－3。

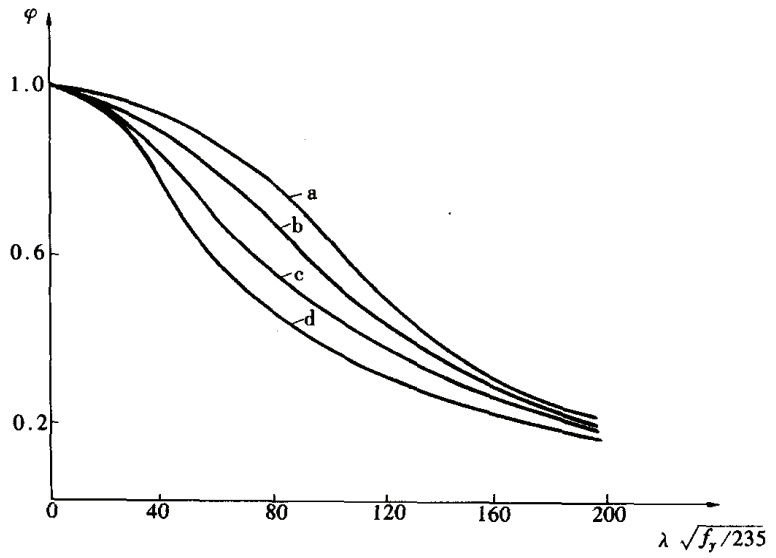


图 7－10　压杆稳定系数 φ

表 7-2　　轴心受压构件的截面分类（板厚 $t<40$mm）

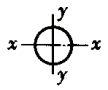
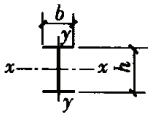
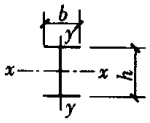
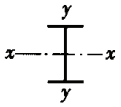
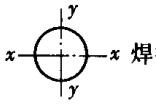
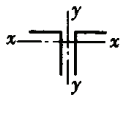
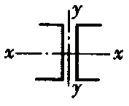
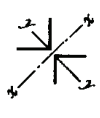
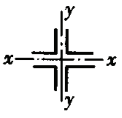
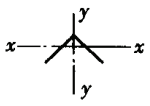
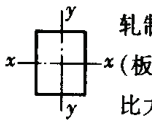
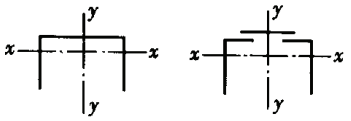
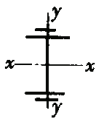
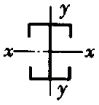
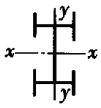
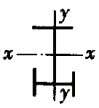
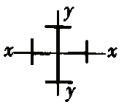
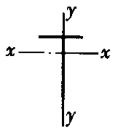
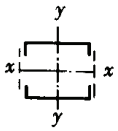
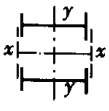
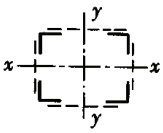
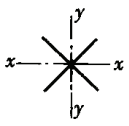
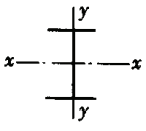
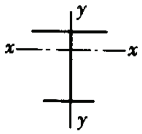
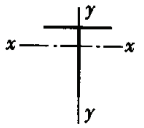
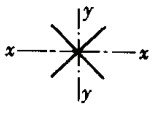
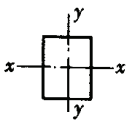
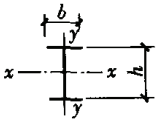
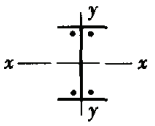
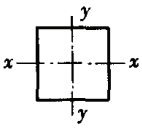
截面型式	对 x 轴	对 y 轴
 轧制	a类	a类
 轧制，$b/h\leqslant 0.8$	a类	b类
 轧制，$b/h>0.8$  焊接，翼缘为焊切边  焊接	b类	b类
    轧制  轧制等边角钢		
 轧制，焊接（板件宽厚比大于20）  轧制或焊接		
     焊接  轧制截面和翼缘为焊切边的焊接截面		
   格构式  焊接、板件边缘焰切		
   焊接，翼缘为轧制或剪切边	b类	c类
 焊接，板件边缘轧制或剪切  焊接，板件宽厚比≤20	c类	c类

表 7-3　　轴心受压构件的截面分类（板厚 $t \geqslant 40\text{mm}$）

截面型式		对 x 轴	对 y 轴
 轧制工字形或 H 形截面	$t < 80\text{mm}$	b 类	c 类
	$t \geqslant 80\text{mm}$	c 类	d 类
 焊接工字形截面	翼缘为焰切边	b 类	b 类
	翼缘为轧制或剪切边	c 类	d 类
 焊接箱形截面	板件宽厚比 > 20	b 类	b 类
	板件宽厚比 ≤ 20	c 类	c 类

冷弯薄壁型钢的残余应力主要由冷加工形成，它的分布和热轧及焊接构件完全不同。GB 50018 规范采用单一的 φ 系数曲线，见资料篇表 Z3.2.1 和表 Z3.2.2，数值和 GB 50017 的 b 类截面 φ 系数相当接近。

1.2.5　多种失稳形态的考虑

制定 φ 曲线是以弯曲失稳为依据的，可是绕截面主轴弯曲失稳并不是轴心压杆的惟一形式。双轴对称截面的轴心受压柱可能发生扭转屈曲；单轴对称截面轴心受压构件绕截面对称轴失稳时，因为截面的剪心和形心不重合而发生弯扭屈曲。目前考虑扭转屈曲和弯扭屈曲的计算方法是把按弹性稳定理论算得的临界力换算成长细比较大的弯曲屈曲杆件，再按换算长细比从规范表格中查得相应的稳定系数。

轴心压杆扭转屈曲和弯扭屈曲临界力的理论公式已分别在第四章 3.1 节和 3.2 节论述。这里给出实用计算方法。对于可能出现扭转屈曲的轴压构件如冷弯 Z 形截面或组合十字形截面，可以按下式求得换算长细比：

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{Ai_0^2}{I_\omega/l^2 + GI_t/(\pi^2 E)}} = \sqrt{\frac{Ai_0^2}{I_\omega/l^2 + I_t/25.7}} \tag{7-2}$$

对于十字形截面，I_ω 可取为零，其扭转屈曲临界应力为：

$$\sigma_{Ez} = \frac{GI_t}{Ai_0^2} = 0.384E\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

此值和板的局部屈曲临界应力：

$$\sigma_c = \frac{0.425\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

等价（泊桑比 $\nu = 0.3$）。因此，只要板件满足局部稳定要求，杆件就不会扭转失稳。

单轴对称轴心压杆的临界力由式（4-3）给出，该式可以转化为长细比之间的关系式，即弯扭屈曲的换算长细比为：

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}}\left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4(1 - e_0^2/i_0^2)\lambda_y^2\lambda_z^2}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{7-3}$$

其中：$\lambda_z = i_0\sqrt{A/(I_t/25.7 + I_\omega/l_{0y}^2)}$

对于 $I_\omega = 0$ 的构件：

$$\lambda_z = 5.07 i_0 \sqrt{A/I_t}$$

式中 λ_y——构件对对称轴的长细比；

e_0——截面形心至剪心的距离。

为了简化计算，常用的单角钢截面和双角钢组合T形截面可采用下列简化公式计算：

(1) 等边单角钢截面［如图7-11（a）所示］：

$$\text{当 } b/t \leqslant 0.54 l_{0y}/b \text{ 时：} \lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + \frac{0.85 b^4}{l_{0y}^2 t^2}\right] \tag{7-4}$$

$$\text{当 } b/t > 0.54 l_{0y}/b \text{ 时：} \lambda_{yz} = 4.78 \frac{b}{t}\left[1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{13.5 b^4}\right] \tag{7-5}$$

式中 b，t——分别为角钢肢宽度和厚度。

(2) 等边双角钢截面［如图7-11（b）所示］：

$$\text{当 } b/t \leqslant 0.58 l_{0y}/b \text{ 时：} \lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + \frac{0.475 b^4}{l_{0y}^2 t^2}\right] \tag{7-6}$$

$$\text{当 } b/t > 0.58 l_{0y}/b \text{ 时：} \lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t}\left[1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{18.6 b^4}\right] \tag{7-7}$$

(3) 长肢相并的不等边双角钢［如图7-11（c）所示］：

$$\text{当 } b_2/t \leqslant 0.48 l_{0y}/b_2 \text{ 时：} \lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + \frac{1.09 b_2^4}{l_{0y}^2 t^2}\right] \tag{7-8}$$

$$\text{当 } b_2/t > 0.48 l_{0y}/b_2 \text{ 时：} \lambda_{yz} = 5.1 \frac{b_2}{t}\left[1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{17.4 b_2^4}\right] \tag{7-9}$$

(4) 短肢相并的不等边双角钢［如图7-11（d）所示］：

$$\text{当 } b_1/t \leqslant 0.56 l_{0y}/b_1 \text{ 时：} \lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + \frac{0.19 b_1^4}{l_{0y}^2 t^2}\right] \approx \lambda_y \tag{7-10}$$

$$\text{当 } b_1/t > 0.56 l_{0y}/b_1 \text{ 时：} \lambda_{yz} = 3.7 \frac{b_1}{t}\left[1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{52.7 b_1^4}\right] \tag{7-11}$$

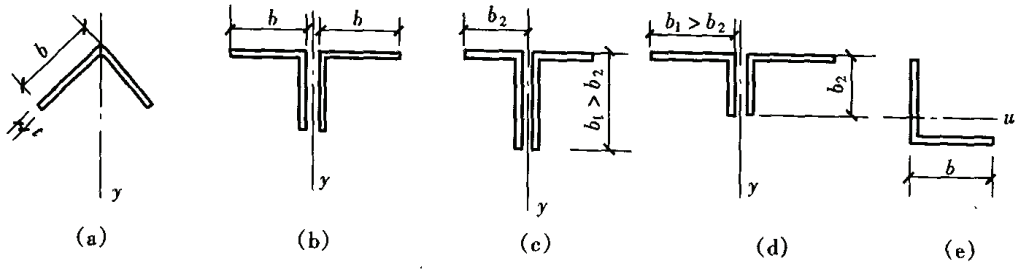
单轴对称的轴心压杆在绕非对称主轴以外的任一轴失稳时也是弯扭屈曲。当等边单角钢构件绕平行轴失稳时［图7-11（e）的 u 轴］，可用下式计算其换算长细比：

$$\text{当 } b/t \leqslant 0.69 l_{0u}/b \text{ 时：} \lambda_{uz} = \lambda_u \left[1 + \frac{0.25 b^4}{l_{0u}^2 t^2}\right] \tag{7-12}$$

$$\text{当 } b/t > 0.69 l_{0u}/b \text{ 时：} \lambda_{uz} = 5.4 b/t \tag{7-13}$$

其中：

$$\lambda_u = l_{0u}/i_u$$



(a) (b) (c) (d) (e)

图7-11 由角钢组成的截面

单面连接的单角钢压杆，当按 GB 50017 规范 3.4.2 条规定对强度设计值乘以下列折减系数时，可不考虑弯扭效应：

等边角钢：折减系数 $0.6+0.0015\lambda$（但不大于 1.0）；

短边相连的不等边角钢：折减系数 $0.5+0.0025\lambda$（但不大于 1.0）；

长边相连的不等边角钢：折减系数 0.7。

λ 为长细比，对中间无联系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算。当 $\lambda<20$ 时，取 $\lambda=20$。

以上几组简化公式式（7－4）～式（7－13），每组都有两个式子，第一个公式以 λ_y 为基础，适用于 l_{0y}/b 较大的情况，此时绕 y 轴弯曲是屈曲时的主导变形；第二个公式以 b/t 为基础，适用于 l_{0y}/b 较小的情况，此时扭转变形在屈曲时居于主导地位。属于第一种情况的杆长度较大，设计时宜选宽厚比较大的角钢，使 λ_y 尽量小一些。反之，属于第二种情况的杆长度较小，所选角钢宽厚比不宜过大，否则承载能力因扭转而下降很多。

设以两根 160×10 的等边角钢组合成压杆，角钢之间的填板厚 10mm，材料为 Q235 钢，当对对称轴的计算长度为 6m 时：

$$0.58\frac{l_{0y}}{b}=0.58\frac{600}{10}=21.75>\frac{b}{t}=16$$

相应的弯扭屈曲换算长细比为：

$$\lambda_{yz}=\lambda_y\left(1+\frac{0.475b^4}{l_{0y}^2t^2}\right)=\frac{600}{6.92}\left(1+0.475\frac{16^4}{600^2\times1^2}\right)=94.2$$

此值比 $\lambda_y=86.7$ 增大不多。当计算长度减小一半时：

$$0.58\frac{l_{0y}}{b}=10.88<16$$

相应的弯扭屈曲换算长细比为：

$$\lambda_{yz}=3.9\frac{b}{t}\left(1+\frac{l_{0y}^2t^2}{18.6b^4}\right)=3.9\times16\left(1+\frac{300^2}{18.6\times16^4}\right)=67.0$$

比 $\lambda_y=43.4$ 增加 54%。显然，在这种情况下采用宽厚比稍小的角钢更合适些。

无任何对称轴且无对称极的截面不宜用作轴心受压构件。当采用这类截面时其弯扭屈曲的换算长细比应按弹性稳定理论计算确定。

开口冷弯薄壁型钢，因壁薄而抗扭性能低。1975 年颁发的 TJ 18—75《冷弯薄壁型钢结构技术规范》就已经对单轴对称开口截面弯扭屈曲的计算做出规定并采用换算长细比的方法。现行规范 GB 50018 的计算公式是：

$$\lambda_\omega=\lambda_x\sqrt{\frac{S^2+i_0^2}{2S^2}+\sqrt{\left(\frac{S^2+i_0^2}{2S^2}\right)^2-\frac{i_0^2-\alpha e_0^2}{S^2}}}\qquad(7-14)$$

其中：$S^2=\frac{\lambda_x^2}{A}\left(\frac{I_\omega}{l_\omega^2}+\frac{GI_t}{\pi^2E}\right)$，$l_\omega=\beta l$

α、β 为和端部约束条件有关的系数，当开口截面杆件两端铰支且端截面自由翘曲时，$\alpha=\beta=1.0$；两端铰支而端截面翘曲完全受到约束时，$\alpha=0.72$，$\beta=0.5$。两端嵌固且端截面翘曲完全受到约束时，$\alpha=1.0$，$\beta=0.5$。式（7－14）也可用于有缀板的开口截面

(如卷边槽钢)，此时 $l_\omega = \beta a$，a 为缀板中心线的最大间距，$\beta = 1.0$，$\alpha = 0.8$。

1.2.6 格构式压杆

一、剪切变形对虚轴稳定性的影响

轴心受压构件整体弯曲后，沿杆长各截面上将存在弯矩和剪力。剪力使挠度增加，导致临界力降低。弹性杆考虑剪力影响时的临界力计算公式为：

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E/S}$$

式中 N_E——杆件作为实腹柱看待时的欧拉临界力；

S——缀材体系的抗剪刚度，即产生单位剪切角所需的剪力。

实腹式压杆的腹板抗剪刚度比较大，剪切变形对临界力的影响不到1%，可以忽略不计。但对格构式构件，当绕虚轴发生弯曲失稳时，因为剪力要由比较柔弱的缀材负担，剪切变形较大，它对构件临界力的降低作用不能忽略。我国规范用换算长细比来考虑此不利影响，即将格构式构件绕虚轴（x 轴）的临界力换算成为临界力相同的实腹式构件。

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2} \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2 S}} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_{0x}^2}$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \pi^2 EA/S}$$

式中 λ_{0x}——换算长细比。

(1) 双肢缀条柱［如图7-12（a）所示］的换算长细比为：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{\pi^2}{\sin^2\alpha\cos\alpha}\frac{A}{A_1}} \tag{7-15}$$

式中 A——整个柱的毛截面面积；

λ_x——整个柱对虚轴的长细比；

A_1——一个节间内两侧斜缀条正截面面积之和；

α——斜缀条与柱轴线之间的夹角。

因为 α 角的常用范围在40°~70°之间，规范将式（7-15）简化为：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27\frac{A}{A_1}} \tag{7-16}$$

因此，当 α 角不在40°~70°范围时，应按式（7-15）计算。式（7-15）和式（7-16）是针对不设横缀条［如图7-12（a）、图7-12（c）所示］或横缀条不受力［如图7-12（b）、图7-12（d）所示］的情况得出的。严格地说此二式不适用于横缀条受力的场

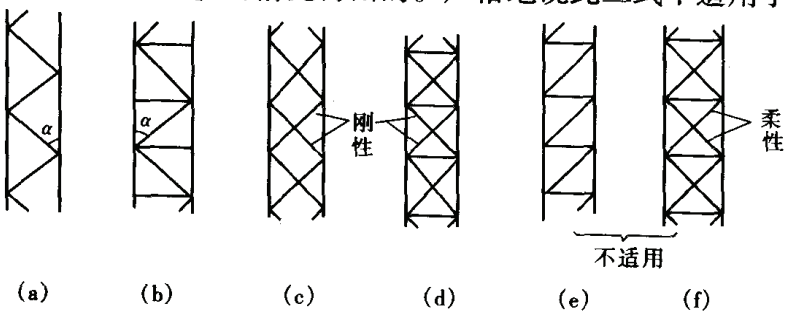


图7-12 缀条形式

合［如图 7－12（e）、图 7－12（f）所示］，不过这后二种缀条体系很少在设计中应用。

（2）双肢缀板柱（见图 7－13）的换算长细比为：

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\frac{\pi^2}{12}\left(1+\frac{2a}{l_1}\cdot\frac{I_1}{I_b}\right)\lambda_1^2} \tag{7-17}$$

$$\lambda_1=l_{01}/i_1$$

式中 λ_x——整个柱对虚轴的长细比；

I_1/l_1——分肢线刚度；

I_1——分肢弱轴惯性矩；

l_1——缀板中心距；

I_b/a——两侧缀板线刚度之和；

I_b——缀板惯性矩；

a——分肢轴线间距离；

λ_1——分肢长细比；

i_1——分肢弱轴的回转半径；

l_{01}——缀板间净距离。

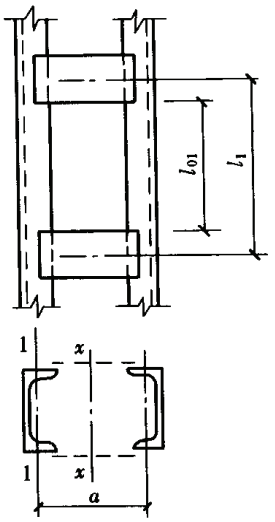


图 7－13 缀板柱

一般缀板线刚度远远大于分肢线刚度，上式可简化为我国规范采用的公式：

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2} \tag{7-18}$$

规范 8.4.1 条明确规定，同一截面处缀板的线刚度之和不得小于较大分肢线刚度的 6 倍。如果在某些特殊情况无法满足 $I_b l_1/aI_1\geqslant 6$ 的规定时，则 λ_{0x}用式（7－17）计算。

（3）四肢缀条柱一般用四个角钢做成（见图 7－14）。在截面形状保持不变的前提下，采用图 7－12（a）～图 7－12（d）的缀条布置并规定斜缀条与柱轴线夹角 $\alpha=40°\sim70°$，则换算长细比仍可按式（7－16）计算。但四肢柱的整体刚度比双肢柱差，不一定能够做到截面形状保持不变，各分肢的受力也不均匀，因此规范将系数由 27 增大到 40，计算公式为：

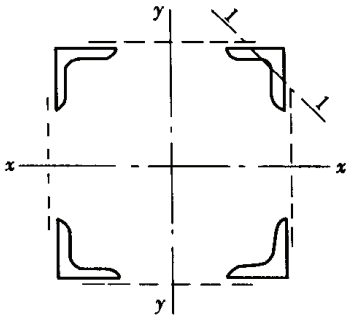


图 7－14 四肢柱截面

$$\left.\begin{aligned}\lambda_{0x}&=\sqrt{\lambda_x^2+40\frac{A}{A_{1x}}}\\ \lambda_{0y}&=\sqrt{\lambda_y^2+40\frac{A}{A_{1y}}}\end{aligned}\right\} \tag{7-19}$$

式中 A_{1x}、A_{1y}——分别为垂直于 x 轴和 y 轴的两侧斜缀条截面积之和。

当 α 角不在 40°～70°范围时，应像双肢柱那样按式（7－15）计算，并将式中右侧第二项乘以增大系数 1.5。

（4）四肢缀板柱的换算长细比为：

$$\left.\begin{aligned}\lambda_{0x}&=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2}\\ \lambda_{0y}&=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}\end{aligned}\right\} \tag{7-20}$$

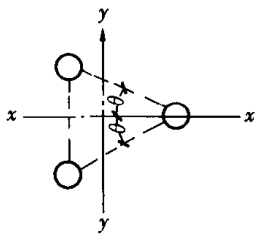


图 7－15　三肢柱截面

同样，考虑四肢缀板柱比双肢缀板柱刚度差，λ_1 采用分肢对角钢最小刚度轴 1－1 的长细比（见图 7－14）。

（5）三肢缀条柱一般由三个圆管做成（见图 7－15）。它的换算长细比由下列二式计算：

$$\left.\begin{aligned}\lambda_{0x} &= \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{(1.5-\cos^2\theta)A_1}}\\ \lambda_{0y} &= \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1\cos^2\theta}}\end{aligned}\right\} \tag{7-21}$$

式中　A_1——构件截面中各斜缀条毛截面面积之和；

θ——构件截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角。

二、轴心受压构件的剪力

图 7－16 给出两端铰支的轴心受压柱，在未受力前有初挠度 v_0，压力 N 作用下挠度增大为 $\frac{v_0}{(1-N/N_E)}$。设挠曲线为正弦曲线 $y = v\sin\frac{\pi z}{l}$，则剪力是余弦分布，最大值在杆端，其值为 $V = \frac{\pi}{l}\cdot\frac{Nv_0}{1-N/N_E}$。取 $\frac{v_0}{l} = \frac{1}{750} + \frac{0.05}{\lambda}$ 及 $\frac{N}{N_E} = \frac{\phi f_y\lambda^2}{\pi^2 E}$，就可以算得 V 和轴力 N 的比值。设计规范把 V 的计算公式简化为：

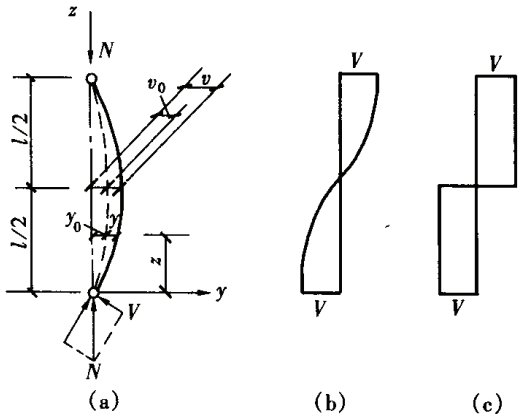


图 7－16　剪力计算

$$V = \frac{Af}{85}\sqrt{f_y/235} \tag{7-22}$$

此式略偏安全。在格构式构件中，缀板、缀条及其连接的受力都按此剪力计算，并假定 V 值沿杆长度保持不变。

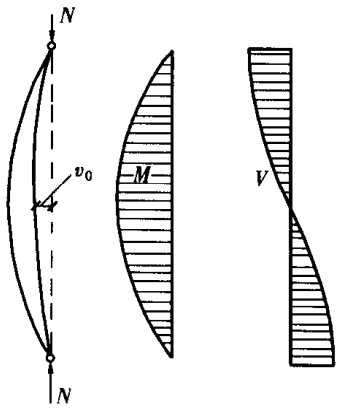


图 7－17　压杆弯矩和剪力分布

三、格构柱的分肢验算

传统的观念从理想直杆出发，认为分肢长细比不超过整体长细比时，分肢就不会先于整体失稳。然而现实的压杆多少有一些初始弯曲，柱在受压后，两分肢受力不等，凹侧分肢受力必然大于凸侧分肢。随着荷载的增大和挠度的增大，两分支受力差别越来越严重。因此需要做分肢验算，以保证单肢不先于整体失稳。仍设初弯曲是半个波的正弦曲线，在轴力 N 作用下产生弯矩 M 和剪力 V。弯矩按正弦曲线变化，在杆中央最大，杆端为零；剪力按余弦曲线分布，最大值在两端，杆中央为零（见图 7－17）。所以，单肢验算应在杆中央和杆端分别进行。

对于缀板柱，除了两分肢压力不等，分肢内还有剪力产生的弯矩。在剪力最大的端部应验算分肢与端缀板连接处的强度。在柱中部节间，弯矩最大，引起的分肢轴力最大，而剪力为零，应按轴心压杆验算其稳定。

（一）缀板柱端部分肢强度验算

假定分肢长度中点为反弯点，一个分肢的内力为［见图 7－18（c）］：

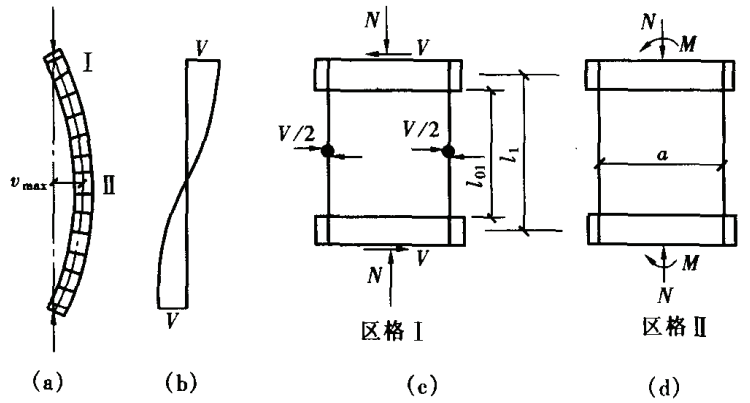


图 7－18　缀板柱分肢验算

$$N_1 = \frac{N}{2}, \quad M_1 = \frac{1}{4}Vl_{01}$$

式中　l_{01}——缀板间净距离。

分肢强度应满足

$$\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{\gamma W_1} \leqslant f \tag{7-23}$$

式中　A_1———一个分肢截面积；

W_1——分肢对弱轴的截面模量；

γ——塑性发展系数，对槽钢分肢的腹板取 1.05，翼缘自由边取 1.2。

（二）缀板柱中部节间稳定验算

缀板柱中部区格如图 7－18（d）所示，分肢轴力为：

$$N_1 = \frac{N}{2} + \frac{Nv_{max}}{a}$$

柱长度中点挠度为：$v_{max} = \dfrac{v_0}{1 - N/N_E} = \dfrac{Vl}{\pi N}$

则：

$$N_1 = \frac{N}{2} + \frac{lV}{\pi a}$$

V 由式（7－22）计算，验算稳定：

$$\frac{N_1}{\varphi_1 A_1} \leqslant f \tag{7-24}$$

式中　φ_1——分肢对自身弱轴的稳定系数，计算长度取缀板间净距离。

缀板柱的分肢一般由端节间强度［式（7－23）］控制设计。通过实际构件计算可知，当分肢长细比 $\lambda_1 \leqslant 0.5\lambda_{max}$（当 $\lambda_{max} < 50$ 时，取 $\lambda_{max} = 50$），且 $\lambda_1 \leqslant 40$ 时，一般可以保证分肢不先于整体失去承载能力，可不必验算分肢的强度和稳定。λ_{max}为柱两方向长细比的较大者。因此，设计规范只规定分肢长细比的限值，而不规定分肢承载力的验算。

对于缀条柱，剪力由缀条承担，分肢只需要按式（7－24）计算稳定。规范规定，分肢长细比 λ_1 不应大于 $0.7\lambda_{max}$。满足这一条件，分肢即不先于整体失去稳定。

对于格构式柱，不仅柱的整体有缺陷，分肢也有局部缺陷，两种缺陷并存有一个相关

作用问题，这种作用会使绕虚轴的承载力进一步降低。当分肢长细比和整体长细比相等时，相关作用结果使承载力下降最多。而分肢长细比在满足规范规定的条件下取得小一些，有利于减小缺陷的相关作用。顺便指出，因为优化设计的结构对缺陷最为敏感，所以在设计中运用优化准则时不能忽视缺陷的影响。

四、缀条的次应力

在计算缀条和分肢内力时，通常将缀条柱看作节点铰接的结构来分析。但是柱肢实际上是沿整个杆长连续的，焊接的缀条端部连接也有一定的刚性，致使缀条在柱压力下会产生次应力。文献［7.1］的分析表明，对于单系缀条体系，不论是否有横杆，都可以认为各节点为铰接，次应力的影响很小。对于带有横缀条的双斜杆缀条体系，在柱肢受压缩时，缀条不可能保持原有长度不变，它的次应力不可忽视。取一个节间进行分析计算，可以得到斜缀条的次应力为：

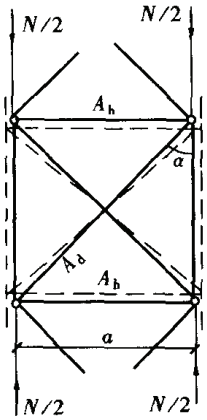


图 7－19　双系缀条次应力

$$\sigma_d = \frac{\cos^2\alpha}{1 + 2\dfrac{A_d}{A_h}\sin^3\alpha}\sigma_c$$

式中　σ_d——斜缀条的次应力；

σ_c——柱肢在$\dfrac{N}{2}$作用下的压应力；

A_d——一根斜缀条的截面积；

A_h——一根横缀条的截面积；

α——斜缀条与柱轴线的夹角（如图 7－19 所示）。为了减小次应力，横缀条的截面积宜比斜缀条取小一些。

五、用填板连接的组合压杆

用填板连接的双角钢构件或双槽钢构件，如图 7－20 所示，是缀板式组合构件的一种极端情况。两肢相距很近，填板的线刚度很大，但绕虚轴（y 轴）弯曲时，分肢变形和两肢受力不等的问题仍然存在。我国规范规定，这类压杆可按实腹式构件进行计算，但填板间的距离对受压构件不能超过 $40i$。i 为单肢的回转半径，按图 7－21（a）～图 7－21（b）所示的形心轴计算。此规定适用于填板和肢件用焊缝相连的情况。如果填板和肢件用普通螺栓连接，由于连接的滑动，承载能力达不到实腹压杆的数值。用螺栓连接的双角钢压杆绕虚轴（y 轴）的换算长细比可以取为：

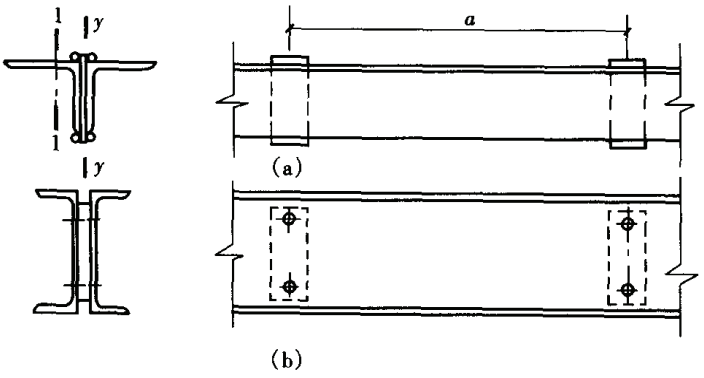


图 7－20　填板式组合构件

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.5\lambda_{1\min}^2}$$

式中　$\lambda_{1\min}$——一个角钢在相邻填板之间按最小回转半径［见图 7－21（c）］计算的长细比。计算 λ_y 时，两角钢之间的缝隙只取它的实际尺寸的 1/5 作为有效缝隙值。

1.2.7 轴心压杆的计算长度和容许长细比

轴心压杆的计算长度已经在第四章 5.1～5.3 节进行论述，这里不再重复。

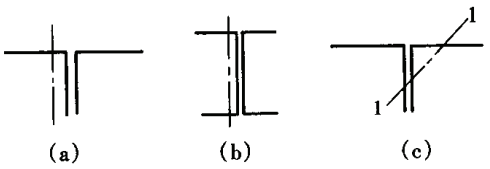


图 7－21　计算单肢回转半径时的轴线

轴心压杆的容许长细比比拉杆更为严格，原因是细长的杆初弯曲容易增大，有损于稳定承载能力，具体规定见表 7－4。

表 7－4　　受压构件的容许长细比

项　次	构　件　名　称	容许长细比
1	柱、桁架和天窗架中的杆件	150
	柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	
2	支撑（吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外）	200
	用以减小受压构件长细比的杆件	

注　1. 桁架（包括空间桁架）的受压腹杆，当其内力等于或小于承载能力的 50%时，容许长细比值可取为 200。

2. 计算单角钢受压构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径，但计算在交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时，可采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

3. 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受压弦杆和端压杆的容许长细比值宜取为 100，其他受压腹杆可取为 150（承受静力荷载或间接承受动力荷载）或 120（直接承受动力荷载）。

2. 受弯构件

受弯构件应进行强度、刚度、整体稳定和局部稳定四个方面的计算。

2.1　受弯构件的强度

2.1.1　弯曲正应力

梁截面上的正应力分布有如图 7－22 所示的三个阶段。当梁的最外纤维达到材料的屈服点之前，截面上应力是线性分布，梁处于弹性工作阶段［见图 7－22（a)］。此阶段的最大弯矩为：

$$M_e = W_n f_y \tag{7-25}$$

式中　f_y——钢材屈服强度；

W_n——弹性净截面模量。

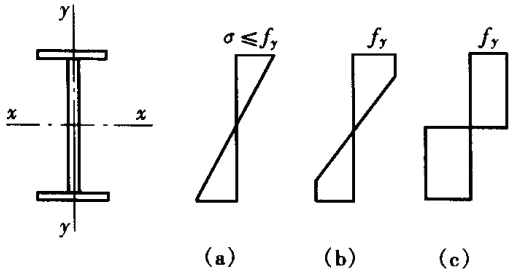


图 7－22　梁的正应力分布

若荷载在边缘屈服后继续增加，塑性变形由截面边缘不断向内扩展，但中间仍为弹性［见图 7－22（b)］，梁处于弹塑性工作阶段。

若荷载再继续增加，直到整个截面全部进入塑性，梁截面呈现塑性铰［见图 7－22（c)］，这时的弯矩为：

$$M_p = W_{pn} f_y \tag{7-26}$$

式中　W_{pn}——塑性净截面模量。

塑性模量与弹性模量之比称为截面的形状系数 γ_F，即：

$$\gamma_F = W_{pn} / W_n$$

它标志着利用塑性所获得的抗弯能力的提高。工字形截面对强轴的截面形状系数与腹

板截面积和翼缘截面积之比有关。腹板在整个截面所占比重越大，发展塑性的能力越大。工字形截面对强轴的截面形状系数见表 7－5，其他截面的 γ_F 值见表 7－6。

表 7－5　　工字形对强轴的截面形状系数 γ_F 值

A_w/A_1	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5
γ_F	1.16～1.18	1.14～1.16	1.11～1.13	1.09～1.12	1.06～1.08

注　A_1 为一个翼缘截面积；A_w 为腹板截面积。如用于箱形截面，则 A_w 取为两腹板截面积之和。

表 7－6　　截面形状系数 γ_F 值

截面型式				$t \leqslant d$	
γ_F	≈1.5	1.5	1.7	1.27	2.0

利用塑性可以获得较大的经济效益，但同时必须考虑是否会因过度的塑性变形使梁不适于继续承载。梁截面出现塑性后，其跨中挠度与荷载分布情况有关。图 7－23 所示跨度中央承受一个集中荷载的梁，由于出现塑性的区域不大，挠度比完全弹性的梁增大不多。当塑性深度发展到弹性核只占截面高度的 1/10 时，最大弯矩 $M_{max} = 1.116M_y$，已很接近塑性铰弯矩 $M_p = 1.117M_y$，M_y 为边缘屈服时的弯矩。这时出现的塑性区段长度为 $2a$，只占跨度的很小部分。跨中挠度 $v = 1.28v_y$，比边缘屈服的挠度只大 28%。图 7－24 所示在左右四分点上承受两个相同荷载 P 的梁，情况要严重很多。在与图 7－23 的弹性核高度相同的情况下，出现的塑性区段长度却达到 $\frac{l}{2} + 2b$，已超过跨度的一半。跨中挠度达到 $8.4v_y$，比边缘屈服时大 740%。因过度的塑性变形而不适于继续承载，是一种承载能力极限状态。所以当梁有相当大的一段同时达到最大弯矩时，塑性发展应该加以限制。规范规定采用小于截面形状系数的塑性发展系数，原因就在这里。

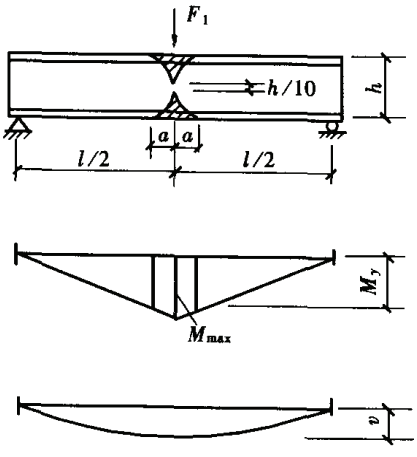


图 7－23　承受一个集中荷载的梁的挠度

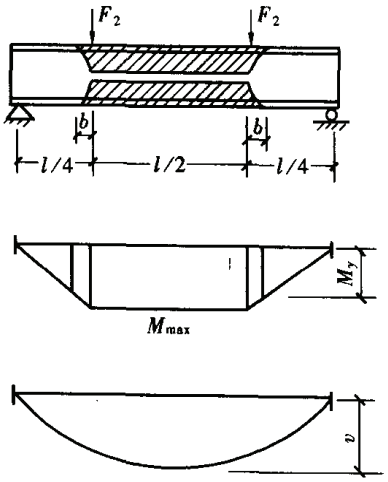


图 7－24　承受两个集中荷载的梁的挠度

实际设计中为了避免过大的塑性变形，把梁的极限弯矩取在式（7－25）和式（7－26）之间。GB 50017 规范允许考虑截面有一定程度的塑性发展，即对式（7－25）的 W_n 乘以塑性发展系数 γ，抗弯强度计算公式为：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f$$

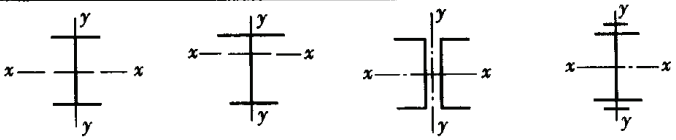
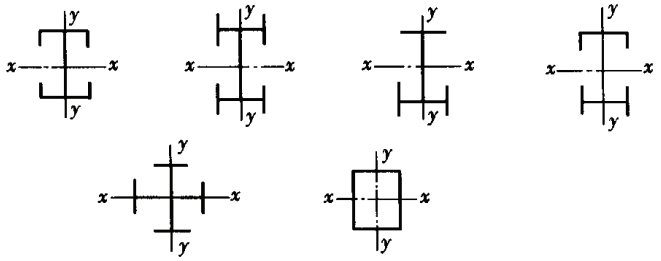
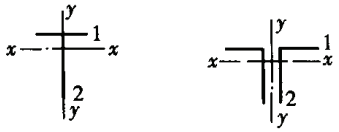
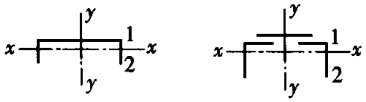
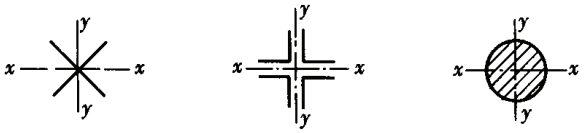
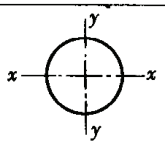
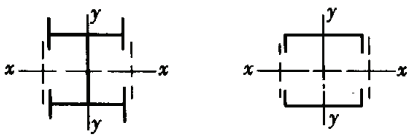
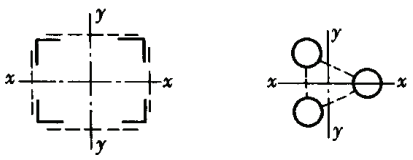
式中 M_x、M_y——分别为绕 x 轴和 y 轴的弯矩（对工字形截面，x 轴为强轴，y 轴为弱轴）；

W_{nx}，W_{ny}——分别为 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x、γ_y——截面塑性发展系数，见表 7-7。对工字形截面，$\gamma_x = 1.05$，$\gamma_y = 1.20$，对箱形截面则 $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$；

f——钢材的抗弯强度设计值。

表 7-7　　截面塑性发展系数 γ_x、γ_y

项　次	截　面　型　式	γ_x	γ_y
1		1.05	1.2
2			1.05
3		$\gamma_{x1} = 1.05$ $\gamma_{x2} = 1.2$	1.2
4			1.05
5		1.2	1.2
6		1.15	1.15
7		1.0	1.05
8			1.0

梁截面上的部分塑性，对翼缘的局部稳定有不利影响。翼缘的悬伸宽厚比应不超过 $13\sqrt{235/f_y}$。因此，当梁受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$时，应取 $\gamma_x = 1.0$（γ_y 仍可取为 1.2）。对于直接承受动荷载的梁，不考虑截面塑性发展，取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$。

冷弯型钢由于壁薄，不利用塑性在截面上的发展。弯曲正应力的验算公式为：

$$\sigma = M_{max}/W_{enx} \leqslant f$$

GB 50018 规范还给出荷载偏离截面弯心的强度验算公式：

$$\sigma = \frac{M}{W_{enx}} + \frac{B}{W_{\omega}} \leqslant f$$

式中 B——与所取弯矩同一截面的双力矩，可按资料篇表Z3.7.1给出的公式计算，当构件受压翼缘上有牢固相连的铺板，能阻止该翼缘侧向变位和梁扭转时，取 $B = 0$；

W_{ω}——与弯矩引起的应力同一验算点处的毛截面扇性模量。

2.1.2 剪应力

梁的抗剪强度计算公式为：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leqslant f_v$$

式中 V——计算截面沿腹板平面作用的剪力；

S——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；

I——毛截面惯性矩；

t_w——腹板厚度；

f_v——钢材抗剪强度设计值。

根据畸变能屈服准则，当梁截面剪应力达到受剪屈服强度 $f_{vy} = f_y/\sqrt{3}$时即进入塑性。梁通常受有弯矩和剪力的共同作用，梁截面上兼有正应力 σ 和剪应力 τ 时，屈服准则是

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = f_y \tag{7-27}$$

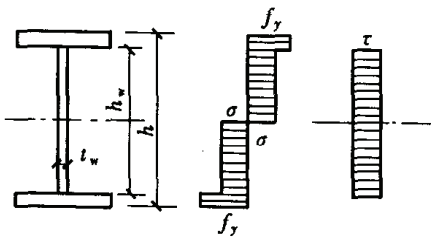


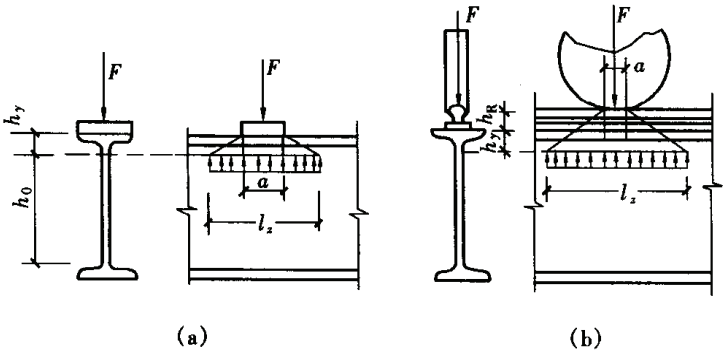
图 7-25 截面完全屈服时的应力分布

因此，当截面上存在剪应力时，至少有一部分正应力还未达到 f_y 时就已进入塑性。梁截面完全进入塑性时，其正应力和剪应力分布的精确计算比较复杂，常采用一些简化的分布图形进行分析。如图 7-25 所示为其中一种，假设翼缘不承担剪应力，其正应力达到 f_y，腹板上正应力则为低于 f_y 的 σ，并同时受有剪应力 τ，σ 和 τ 的联合作用满足屈服条件。

由于梁材料不是理想弹塑性体，而是具有硬化阶段，极限剪应力可达 f_{vy}的 1.2～1.6 倍。因此，实际上剪应力对梁的极限弯矩的影响并不大。多数设计规范对于塑性开展的梁并未对剪应力值作特殊限制，我国规范的塑性设计一章就是如此。

2.1.3 局部承压强度

当梁上翼缘承受固定集中荷载处未设支承加劲肋时［见图 7-26（a)］，或有移动的集中荷载（如吊车轮压）时［见图 7-26（b)］，应验算腹板计算高度上边缘的局部压应力。



(a) (b)

图 7-26 局部压应力

腹板的计算高度 h_0，对轧制型钢梁，为腹板和上、下翼缘相连处两内弧起点间的距离［见图 7-26 (a)］；对焊接组合梁，取等于腹板高度［见图 7-27 (a)］；对铆接或高强度螺栓连接的组合梁，为上、下翼缘与腹板连接的栓钉线间最近距离［见图 2-27 (b)］。

梁的局部承压强度的计算公式为：

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leqslant f \tag{7-28}$$

式中 F——集中荷载设计值，对动力荷载应考虑动力系数；

ψ——集中荷载增大系数，对重级工作制吊车梁，$\psi = 1.35$；其他梁，$\psi = 1.0$；

t_w——腹板厚度；

l_z——集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度，按下式计算；

$$l_z = a + 5h_y + 2h_R \tag{7-29}$$

a——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度，对吊车梁可取为 50mm；

h_y——梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离；

h_R——轨道的高度，梁上无轨道时 $h_R = 0$。

在梁的支座处，当不设置支承加劲肋时，也应按公式（7-28）计算腹板计算高度下边缘的局部压应力，ψ 取 1.0。支座集中反力的假定分布长度，应根据支座具体尺寸按式（7-29）计算，并取 $h_R = 0$。

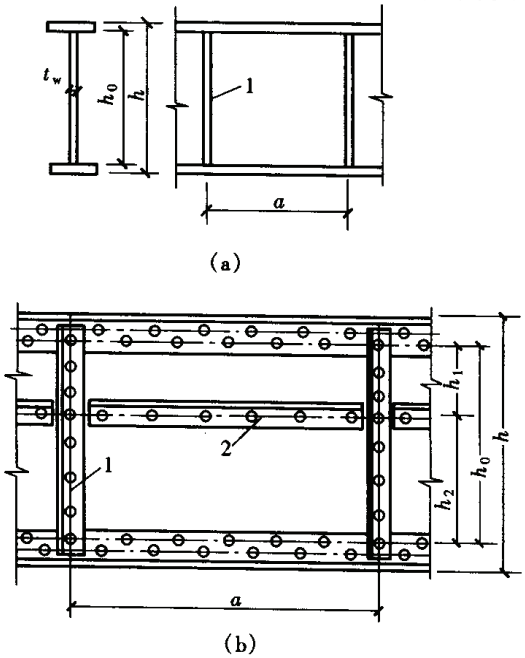


图 7-27 腹板的计算高度

2.1.4 折算应力

在弯曲正应力和剪应力均较大处，有时还有局部压应力作用，应验算其折算应力。这种情况可能发生在弯矩 M 和剪力 V 均较大的截面，如图 7-28 所示的简支梁 1—1 截面处，或在变截面梁的翼缘截面改变处，连续梁的中间支座处，以及悬臂梁、固端梁、框架梁的支座等处。由图 7-28 可见，在集中荷载 F 稍左一点的 1—1 截面将同时产生最大弯矩和最大剪力，在不设横向加劲肋时，还有局部压应力，应按下式验算其折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3\tau^2} \leqslant \beta_1 f$$

式中 σ、τ、σ_c——分别为同一截面上梁腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力和局部压应力，如图 7－29 所示，σ 和 σ_c 以拉应力为正值，压应力为负值；

β_1——计算折算应力的强度设计值增大系数，当 σ 与 σ_c 异号时，取 $\beta_1 = 1.2$；当 σ 与 σ_c 同号或 $\sigma_c = 0$ 时，取 $\beta_1 = 1.1$。

引入系数 β_1 是考虑验算折算应力只是梁的局部区域，而且几种应力在同一处都以较大值出现的几率较小，因此将强度设计值适当提高。当 σ 和 σ_c 同号时，其塑性变形能力低于 σ 和 σ_c 异号时的数值，所以对前者取 $\beta_1 = 1.10$，后者取 $\beta_1 = 1.20$。当 $\sigma_c = 0$ 时，也取 $\beta_1 = 1.1$。

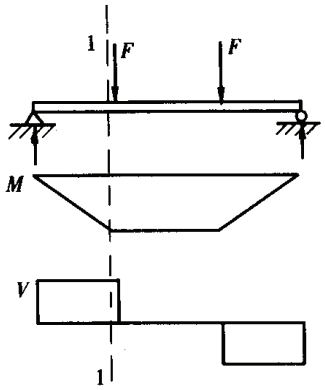


图 7－28 弯矩和剪力同为最大的截面

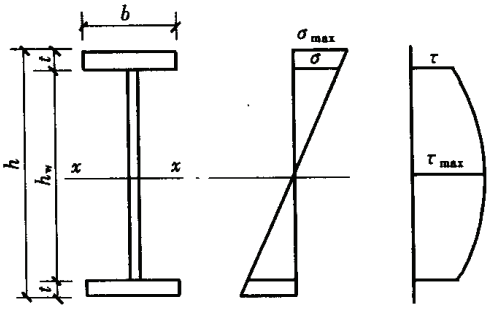


图 7－29 折算应力验算

2.2 梁的整体稳定

钢梁一般做成高而窄，在最大刚度平面内受弯，这样可以更有效地发挥材料的作用。但对于高而窄的截面形式，梁绕截面两主轴的惯性矩相差很大。如果没有适当的侧向支撑体系阻止它侧向弯曲和扭转，在最大刚度平面内承受横向荷载或力矩时，当荷载达到一定数值，可能产生侧向位移和扭转，导致梁丧失承载能力。

2.2.1 弹性稳定的计算公式

在第四章的 3.3 节已经给出承受纯弯曲的单轴对称梁的临界弯矩：

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}\left[\beta_y + \sqrt{\beta_y^2 + \frac{I_\omega}{I_y}\left(1 + \frac{GI_t l^2}{\pi^2 EI_\omega}\right)}\right] \tag{7-30}$$

如果弯矩沿梁的长度变化，则临界弯矩 M_{cr} 和弯矩变化方式有关。如果弯矩由横向荷载产生，则 M_{cr} 还和荷载作用点的高低部位有关。单轴对称截面简支梁（见图 7－30），弹性临界弯矩的普遍性计算公式为：

$$M_{cr} = \beta_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l_1^2}\left[\beta_2 a + \beta_3\beta_y + \sqrt{(\beta_2 a + \beta_3\beta_y)^2 + \frac{I_\omega}{I_y}\left(1 + \frac{l_1^2 GI_t}{\pi^2 EI_\omega}\right)}\right] \tag{7-31}$$

$$\beta_y = \frac{1}{2I_x}\int_A y(x^2 + y^2)\mathrm{d}A - y_0$$

$$y_0 = -\frac{I_1 h_1 - I_2 h_2}{I_y}$$

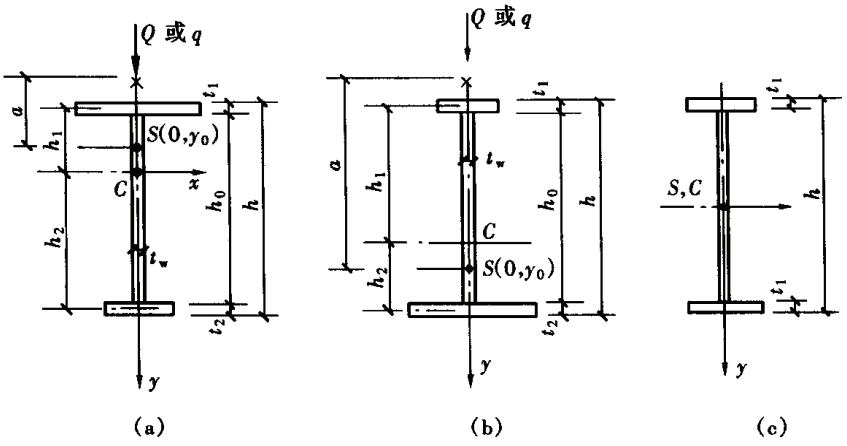


图 7－30　单轴对称截面梁

式中　β_y——截面不对称影响的有量纲参数，当为双轴对称时，$\beta_y=0$；

y_0——剪力中心 S 的纵坐标；

a——荷载在截面上的作用点与剪力中心之间的距离，当荷载作用点在剪力中心以下时，取正值，反之取负值；

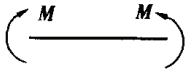
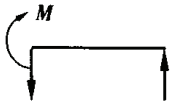
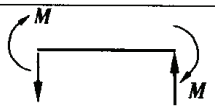
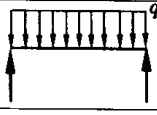
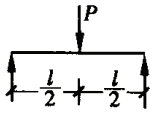
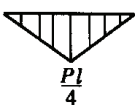
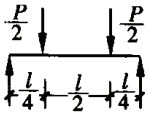
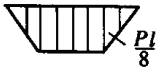
I_1 和 I_2——分别为受压翼缘和受拉翼缘对腹板轴线（y 轴）的惯性矩；

l_1——梁受压翼缘侧向支承点间的距离；

h_1 和 h_2——分别为受压翼缘和受拉翼缘形心至整个截面形心的距离；

β_1、β_2、β_3——依荷载类型而定的系数，其值见表 7－8。β_1 用于调整弯矩梯度的效应；β_2 用于调整荷载作用点高低的效应；β_3 则只用于一部分单轴对称梁。

表 7－8　　简支梁弯扭屈曲临界弯矩公式中的系数

荷　载	弯矩图	系　数		
		β_1	β_2	β_3
		1.0	—	1.0
		1.77	—	1.0
		2.56	—	—
		1.13	0.46	0.53
		1.35	0.55	0.41
		1.04	0.42	0.57

由式（7－31）可见，影响梁整体稳定临界弯矩的因素主要有：

（1）侧向弯曲刚度 EI_y，约束扭转刚度 EI_ω 和自由扭转刚度 GI_t。这些刚度值越大，临界弯矩值越高。

（2）截面的形状和尺寸。高而窄的截面较矮而宽的截面容易丧失整体稳定。加强受压翼缘的工字形截面 $\beta_y>0$，加强受拉翼缘时 $\beta_y<0$，后者较前者容易失稳。

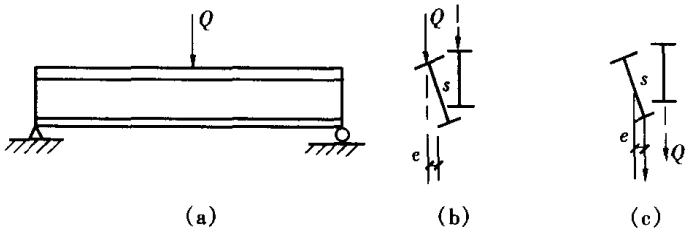


图 7－31　荷载作用位置对整体稳定的影响

（3）荷载类型及其在截面上的作用点位置。当梁受纯弯曲时，弯矩图为矩形，最为不利，$\beta_1=1.0$；当梁全跨受均布荷载时，弯矩图为抛物线，$\beta_1=1.13$；当梁跨中受一个集中荷载时，弯矩图为三角形，$\beta_1=1.35$；弯矩图与矩形相差越大，情况越有利。横向荷载的临界值和它沿梁高的作用位置有关。荷载作用在上翼缘时，如图7－31（b）所示，在梁产生微小侧向位移和扭转的情况下，荷载 Q 使梁加速屈曲，公式（7－31）中的 a 为负值，临界弯矩较小；当荷载作用在下翼缘时，如图7－31（c）所示，荷载 Q 有利于阻止梁的扭转，延缓梁的屈曲，公式（7－31）中的 a 为正值，临界弯矩较大。

（4）梁受压翼缘侧向支承点距离 l_1 越小，越不容易侧扭屈曲。

2.2.2　整体稳定系数

单向弯曲梁整体稳定的计算公式为：

$$\sigma=\frac{M_x}{W_x}\leqslant\frac{\sigma_{cr}}{\gamma_R}=\frac{\sigma_{cr}}{f_y}\cdot\frac{f_y}{\gamma_R}=\varphi_b f$$

即：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x}\leqslant f$$

$$\sigma_{cr}=\frac{M_{cr}}{W_x}$$

$$\varphi_b=\frac{\sigma_{cr}}{f_y}$$

式中　M_x——最大弯矩；

W_x——按受压最大纤维确定的毛截面模量；

σ_{cr}——临界应力；

φ_b——梁的整体稳定系数。

对于双轴对称工字形等截面纯弯简支梁，在式（7－30）中取 $\beta_y=0$ 可得：

$$\varphi_b=\frac{M_{cr}}{W_x f_y}=\frac{\pi^2 EI_y}{l^2 W_x f_y}\sqrt{\frac{GI_t l^2}{EI_y\pi^2}+\frac{I_\omega}{I_y}}\qquad(7-32)$$

为了简化计算，扭转惯性矩 I_t 可以近似为：

$$I_t = \frac{1.25}{3}(b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3 + h_0 t_w^3) \approx \frac{1}{3}(b_1 t_1 + b_2 t_2 + h_0 t_w) t_1^2 = \frac{1}{3} A t_1^2 \quad (7-33)$$

式中 A——梁的全截面面积；

t_1——受压翼缘的厚度。

$$I_\omega = \frac{I_1 I_2}{I_y} \cdot h^2 = \frac{1}{4} I_y h^2$$

式中 h——梁截面的总高度。

将上述关系式以及 $E = 206 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 和 $E/G = 2.6$ 代入式（7-32）就可得到工字形截面简支梁的整体稳定系数：

$$\varphi_b = \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} \cdot \frac{235}{f_y}$$

式中 λ_y——梁对 y 轴的长细比。

对于单轴对称工字形截面纯弯简支梁，仍由式（7-30）出发，近似地取：

$$\beta_y \approx -y_0 = \frac{I_1 h_1 - I_2 h_2}{I_y} \approx \frac{h}{2} \cdot \frac{I_1 - I_2}{I_y}$$

即略去了与 y_0 相比数值不大的积分项，同时取 $h_1 = h_2 = \frac{h}{2}$。

令 $\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{I_1}{I_y}$，则有 $\eta_b = \frac{I_1 - I_2}{I_y} = 2\alpha_b - 1$，可得 β_y 的近似值：$\beta_y = 0.5\eta_b h$

利用关系式 $I_\omega = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 = \alpha_b(1-\alpha_b) I_y h^2$ 和 I_t 的近似关系式（7-33），可以得到单轴对称工字形截面简支梁的整体稳定系数：

$$\varphi_b = \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} + \eta_b\right] \frac{235}{f_y} \quad (7-34)$$

式中 η_b——截面不对称影响系数，对于双轴对称的工字形截面，$\eta_b = 0$。

根据常用的截面尺寸分析，对受压翼缘加强的单轴对称工字形截面梁，β_y 更接近于 $0.4\eta_b h$。因此，对于这类截面改取 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$，对受拉翼缘加强的单轴对称工字形截面梁，仍用 $\eta_b = 2\alpha_b - 1$。

对于承受横向荷载的简支梁，其整体稳定系数 φ_b 的表达式比上式多一个系数 β_b：

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} + \eta_b\right] \frac{235}{f_y} \quad (7-35)$$

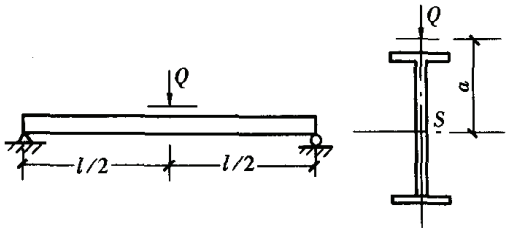


图 7-32 承受中央集中荷载的梁

系数 β_b 的值与多种因素有关，以跨中受一个集中荷载的双轴对称工字形梁（见图7-32）为例，当荷载 Q 的作用点和截面剪心 S 相距为 a 时，因为 $\beta_y = 0$，式（7-31）表示的弹性临界弯矩成为：

$$M_{cr} = \beta_1 N_y \left[\beta_2 a + \sqrt{(\beta_2 a)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{GI_t}{N_y}} \right]$$

$$= \beta_a N_y a + \sqrt{(\beta_a N_y a)^2 + \beta_1^2 i_0^2 N_\phi N_y} \qquad (7-36)$$

其中：$\beta_a = \beta_1 \beta_2$，$N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}$，$N_\phi = \frac{1}{i_0^2}\left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t \right)$

当梁承受纯弯曲时，式（7-30）所表示的临界弯矩可以写为如下形式，改用 M_{cro}表示：

$$M_{cr0} = \sqrt{i_0^2 N_\phi N_y}$$

设 $N_\phi = \alpha^2 N_y$，上式可简化为：

$$M_{cr0} = \alpha i_0 N_y \qquad (7-37)$$

承受集中荷载的梁的 β_b 系数应为式（7-36）的 M_{cr}与式（7-37）的 M_{cr0}之比，即：

$$\beta_b = \frac{M_{cr}}{M_{cr0}} = \frac{\beta_a a}{\alpha i_0} + \sqrt{\left(\frac{\beta_a a}{\alpha i_0} \right)^2 + \beta_1^2}$$

由表 7-8 可以查得 $\beta_1 = 1.35$，$\beta_2 = 0.55$，则 $\beta_a = 0.74$。因此 β_b 值仅仅取决于$\frac{a}{\alpha i_0}$。对双轴对称的工形截面：

$$\alpha^2 = \frac{N_\phi}{N_y} = \frac{1}{i_0^2}\left(\frac{h^2}{4} + \frac{GI_t l^2}{\pi^2 EI_y} \right) = \frac{1}{i_0^2}\left(\frac{h^2}{4} + \frac{I_t \lambda_y^2}{2.6\pi^2 A} \right)$$

当 $a = \frac{h}{2}$时，仍设 $I_t = \frac{1}{3} A t_1^2$，就可得出 $\frac{a}{\alpha i_0}$ 是$\frac{\lambda_y t_1}{h}$ 的函数。由于 i_y 和受压翼缘宽度 b_1 的比基本上是个常数，所以 β_b 也是 $\xi = \frac{l t_1}{h b_1}$ 的函数。因此，设计规范就把 β_b 和 ξ 相联系，见表 7-9。计算表明，对于跨中无侧向支承的梁，当 $\xi \leqslant 2$ 时，β_b 是 ξ 的线性函数，当 $\xi > 2$ 时，β_b 可以取为常数，其值和 $\xi = 2$ 时相同。跨中无侧向支承的简支梁，两端承受不等端力矩作用时，β_b 和 ξ 无关，由下式计算，即：

$$\beta_b = 1.75 - 1.05 \frac{M_2}{M_1} + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leqslant 2.3$$

式中 M_1 和 M_2 为梁的端力矩，使梁产生同向曲率（无反弯点）时，M_1 和 M_2 取同号，产生反向曲率（有反弯点）时，取异号，$|M_1| \geqslant |M_2|$。

上述计算 φ_b 的公式只适用于跨间无侧向支承的简支梁。对有侧向支承的梁，可用能量法分别求出各种支承和荷载情况的 φ_b 值，并求出相应支承情况纯弯曲下的 φ_b 值，二者的比值就是 β_b 值。当跨度中点有一个侧向支承时［见图 7-33（a）］，在自由长度 l_1 范围内，弯矩一端为最大，另一端为零，φ_b 值大于纯弯曲时的 φ_b 值，则 β_b 大于 1.0。当跨度中部有两个或更多的侧向支承点时［见图 7-33（b）］，梁中部区段的弯矩分布与纯弯曲很接近，但此中部区段的侧扭屈曲总是受两端区段的约束（除非中段长度比端段小得较

多），由理论计算的 β_b 值也是大于 1.0。

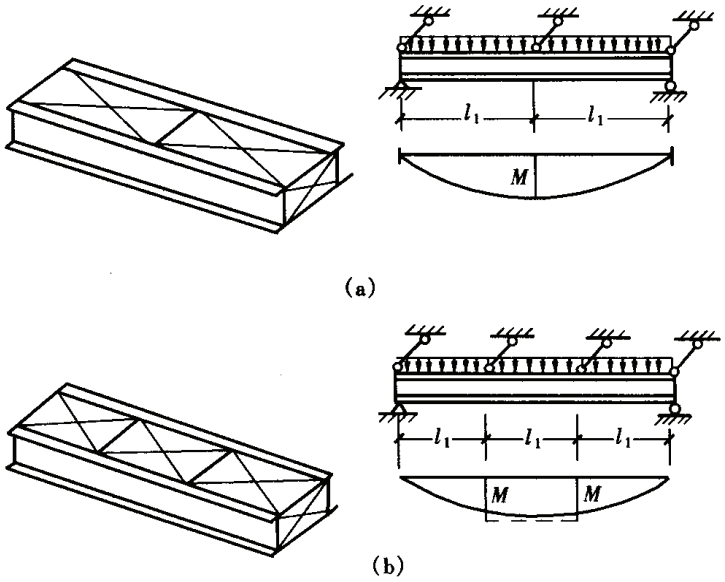


图 7－33　跨中有侧向支承的梁

各种不同条件下的 β_b 系数都列在表 7－9 中。

表 7－9　　工字形截面简支梁的系数 β_b

项次	侧向支承	荷　载		$\xi \leqslant 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69+0.13\xi$	0.95	图 7－30(a)、(c)的截面
2			下翼缘	$1.73-0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73+0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23-0.28\xi$	1.67	
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		图 7－30 中的所有截面
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面高度上任意位置		1.75		
8	跨中有不少于两个等距离侧向支承点	任意荷载作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		
10	梁端有弯矩，但跨中无荷载作用			$1.75-1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right)+0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$，但 $\leqslant 2.3$		

注　1. ξ 为参数，$\xi = l_1 t_1 / b_1 h$。l_1 和 b_1 分别为受压翼缘的自由长度和宽度。

2. M_1、M_2 为梁的端弯矩，使梁产生同向曲率时 M_1 和 M_2 取同号，产生反向曲率时取异号，$|M_1| \geqslant |M_2|$。

3. 表中项次 3、4 和 7 的集中荷载是指一个或少数几个集中荷载位于跨中央附近的情况，对其他情况的集中荷载，应按表中项次 1、2、5、6 内的数值采用。

4. 表中项次 8、9 的 β_b，当集中荷载作用在侧向支承点处时，取 $\beta_b = 1.20$。

5. 荷载作用在上翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向指向截面形心；荷载作用在下翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向背向截面形心。

6. 对 $\alpha_b > 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面，下列情况的 β_b 值应乘以相应的系数：项次 1，当 $\xi \leqslant 1.0$ 时，乘以系数 0.95。项次 3，当 $\xi \leqslant 0.5$ 时，乘以系数 0.90；当 $0.5 < \xi \leqslant 1.0$ 时，乘以系数 0.95。

表 7－9 同样适用于轧制 H 型钢和焊接工形截面简支梁。

对轧制普通工字钢简支梁，GB 50017 规范附录表 B－2 直接给出了各种型号工字钢的 φ_b 系数，可按梁的自由长度、荷载类别及其作用位置和跨中侧向支承点设置情况直接查用。

GB 50017 规范对轧制槽钢简支梁给出了下列简化的稳定计算公式：

$$\varphi_b = \frac{570bt}{lh} \cdot \frac{235}{f_y} \tag{7-38}$$

式中 h、b、t——分别为槽钢高度、宽度和翼缘平均厚度。

考虑到槽钢的剪心和形心不重合，容易出现扭转，不易精确计算其临界弯矩，这里忽略腹板的抗弯和抗扭作用，把截面看成由两块翼缘板组成的截面。近似地取 $I_y = \frac{1}{6}tb^3$，$W_x = bth$，$I_t = \frac{2}{3}bt^3$ 和 $I_\omega = 0$，并代入 E、G 的数值，即可由式（7－32）得出式（7－38）。

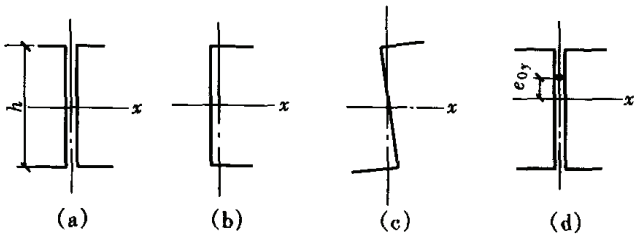


图 7－34 冷弯薄壁型钢梁截面

以上的 φ_b 系数都是按无缺陷的弹性杆得出的。梁和压杆一样，稳定性能受到残余应力和几何缺陷的不利影响。残余应力使部分材料提前进入塑性，留在下一节论述。梁对几何缺陷的敏感性不如轴心压杆，在设计规范的公式中未予考虑。

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GB 50018）规定，截面为图 7－34（a）～图 7－34（c）所示的简支梁，当绕 x 轴弯曲时，其整体稳定系数按下式计算：

$$\varphi_{bx} = \frac{4320Ah}{\lambda_y^2 W_x}\xi_1\left(\sqrt{\eta^2 + \zeta} + \eta\right)\frac{235}{f_y} \tag{7-39}$$

$$\eta = 2\xi_2 e_a / h$$

$$\zeta = \frac{4I_\omega}{h^2 I_y} + \frac{0.156 I_t}{I_y}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2$$

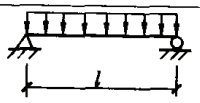
式中 λ_y，l_0——梁在弯矩作用平面外的长细比和侧向计算长度；

A，h——梁的毛截面面积和截面高度；

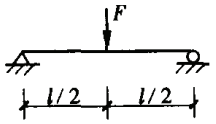
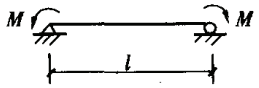
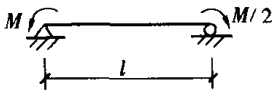
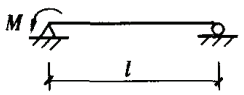
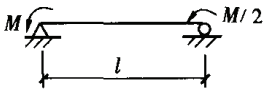
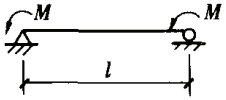
e_a——横向荷载作用点到弯心的垂直距离，当荷载方向指向弯心时 e_a 为负；

ξ_1，ξ_2——系数，按表 7－10 采用。

表 7－10　　两端及跨间侧向均为简支的受弯构件的 ξ_1、ξ_2 值

序号	弯矩作用平面内的荷载及支承情况	跨间无侧向支承		跨中设一道侧向支承		跨间有不少于两个等距离布置的侧向支承	
		ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2
1		1.13	0.46	1.35	0.14	1.37	0.06

续表

序号	弯矩作用平面内的荷载及支承情况	跨间无侧向支承		跨中设一道侧向支承		跨间有不少于两个等距离布置的侧向支承	
		ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2
2		1.35	0.55	1.83	0	1.68	0.08
3		1.00	0	1.00	0	1.00	0
4		1.32	0	1.31	0	1.31	0
5		1.83	0	1.77	0	1.75	0
6		2.39	0	2.13	0	2.03	0
7		2.24	0	1.89	0	1.77	0

式（7－39）和式（7－31）同样来源于弹性稳定理论，不过后者用临界弯矩表达，而前者用稳定系数表达。式（7－39）的系数 ξ_1 和 ξ_2 就是式（7－31）的 β_1 和 β_2，由于前式适用于两个翼缘同宽的截面，没有系数 β_3。

当冷弯型钢梁采用两翼缘不等宽的截面［见图 7－34（d）］或是两翼缘虽然等宽，但受压翼缘的截面非全部有效时，式（7－39）的系数 η 应修正为：

$$\eta = 2(\xi_2 e_a + \beta_y)/h$$

式中 β_y 为非对称参数，和式（7－31）中的 β_y 相同，只是符号略有差别，即：

$$\beta_y = \frac{1}{2I_x}\int_A y(x^2 + y^2)\mathrm{d}A - e_{0y}$$

GB 50018 规范还规定，当荷载偏离弯心时，应考虑双力矩的影响，按下式验算梁的整体稳定性：

$$\frac{M_{max}}{\varphi_{bx} W_{ex}} + \frac{B}{W_\omega} \leqslant f \tag{7-40}$$

式中 B——与所取弯矩同一截面的双力矩；

W_ω——毛截面扇性模量。

当梁受压翼缘上有与之牢固相连的刚性铺板时，可不验算整体稳定。

2.2.3 非弹性阶段的整体稳定系数

如果梁的侧向弯曲长细比 λ_y 不是很大，整体失稳时往往处于非弹性阶段，临界应力

有很明显的降低，前面公式算得的稳定系数 φ_b 不再适用。

求解梁的非弹性整体稳定问题计算较为复杂，需要借助于数值分析方法。当梁承受弯矩时，梁的受拉和受压翼缘有残余拉、压应力的区域，都会分别提前进入塑性工作。即使是双轴对称截面，弹性区也呈单轴对称分布，截面中和轴和剪心位置还会随弯矩增大而改变。

在修订 GBJ 17—88 规范时，根据一批梁的试验结果进行计算机模拟分析，确定出相应残余应力分布图形。考虑残余应力后，在截面的弹性区采用弹性模量 E 和剪切模量 G，在塑性区采用应变硬化模量 $E_{st}=0.03E$，$G_{st}=0.25G$。根据计算结果可以得出无量纲化的临界弯矩 M_{cr}/M_p 和正则化的长细比 $\overline{\lambda}=\sqrt{M_p/M_e}$ 关系曲线（M_p 是全塑性弯矩，M_e 是不计残余应力影响的弹性临界弯矩）。非弹性曲线和弹性曲线相交在 $\varphi_b=0.6$ 处，因此规范规定当 $\varphi_b>0.6$ 时，应用下式算出的 φ'_b 代替 φ_b：

$$\varphi'_b = 1.07 - 0.282/\varphi_b \leqslant 1.0 \tag{7-41}$$

冷弯型钢的残余应力不同于热轧和焊接截面，因此稳定系数的非弹性修正也有所区别，GB 50018 规范规定，公式（7-39）中的 φ_b 系数的适用范围是 $\varphi_b \leqslant 0.7$。超过 0.7 时改用下式代替：

$$\varphi'_b = 1.091 - \frac{0.274}{\varphi_b} \tag{7-42}$$

2.2.4 整体稳定系数 φ_b 的近似计算

在实际的设计工作中，φ_b 系数经常用于压弯构件平面外稳定的计算，而不是用于梁的稳定计算。鉴于 φ_b 的计算比较复杂，宜进一步进行简化。GB 50017 规范规定，对于受均布弯矩作用的构件，当 $\lambda_y \leqslant 120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，整体稳定系数 φ_b 可按下列近似公式计算：

（1）工字形截面（含 H 型钢）：

双轴对称时：$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235}$ (7-43)

单轴对称时：$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_x}{(2\alpha_b + 0.1)Ah} \cdot \frac{\lambda_y^2}{14000} \cdot \frac{f_y}{235}$ (7-44)

（2）T 形截面（弯矩作用在对称轴平面，绕 x 轴）：

1）弯矩使翼缘受压时：

双角钢 T 形截面：$\varphi_b = 1 - 0.0017\lambda_y \sqrt{f_y/235}$

剖分 T 型钢和双板组合 T 形截面：

$$\varphi_b = 1 - 0.0022\lambda_y \sqrt{f_y/235}$$

2）弯矩使翼缘受拉且腹板宽厚比不大于 $18\sqrt{235/f_y}$ 时：

$$\varphi_b = 1 - 0.0005\lambda_y \sqrt{f_y/235}$$

这些近似公式都已经过非弹性修正，所以当由它们算得的 φ_b 值大于 0.6 时，不需要换算成 φ'_b 值。当按公式（7-43）和式（7-44）算得的 φ_b 值大于 1.0 时，取 $\varphi_b=1.0$。

2.2.5 影响整体稳定的几种因素

一、梁端支承

简支梁端部构造应能保证梁端弯曲和翘曲不受约束，但同时还应保证梁端不能扭转，以符合分析简支梁的整体稳定时所取的边界条件。理想的简支支座构造是图 7－35 所示的夹支铰支座。虽然在实际工程中，难以做成这种方式，设计者必须注意防止梁支座处的侧移和扭转。防止梁截面扭转的一个有效方法是不仅把下翼缘连于支座，在上翼缘端部也用板连于支承构件来制止侧向移动。厂房结构中的吊车梁就常采用这种做法（见图 7－36）。对于高度不大而翼缘又不很窄的梁，可依靠支座加劲肋在其平面内的抗弯刚度来防止扭转[见图 7－37（a)]。图 7－37（b）的构造只能依靠腹板的弯曲刚度来抵抗扭转，而腹板的

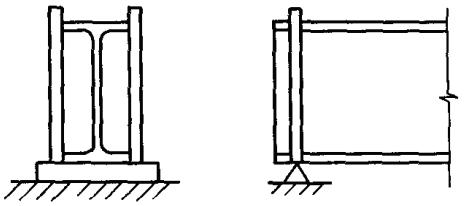


图 7－35　理想简支支座

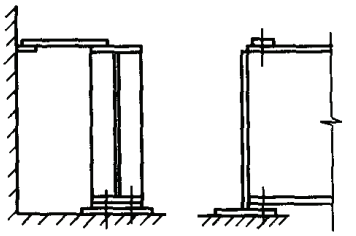


图 7－36　梁上翼缘的侧向支点

弯曲刚度很弱，梁端截面在梁失稳时可能出现图中所示的变形，不能实现梁端扭转角为零的边界条件。英国 BS 5950—1990 规范规定，这种梁的计算长度应为跨长加 2 倍梁高。当荷载作用于上翼缘时，则取 1.2 倍的跨长加上 2 倍的梁高。虽然如此，对短而高的梁还是偏于不安全。

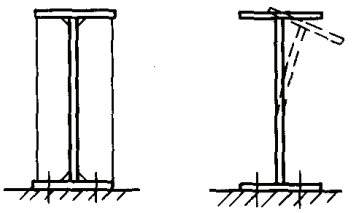


图 7－37　支座加劲肋抗扭

二、梁端约束

当梁端的支承并非完全简支而是对侧向弯曲和端部翘曲有约束时，临界弯矩有所提高，在临界弯矩 M_{cr}或稳定系数 φ_b 的计算中，需要引进计算长度系数。对弯曲约束和翘曲约束分别取系数 k_y 和 k_z，则双轴对称梁临界弯矩的表达式和 φ_b 系数表达式分别为：

$$M_{cr} = \beta_b \frac{\pi}{k_y l}\sqrt{EI_y\left[GI_t + EI_\omega \frac{\pi^2}{(k_z l)^2}\right]} \tag{7-45}$$

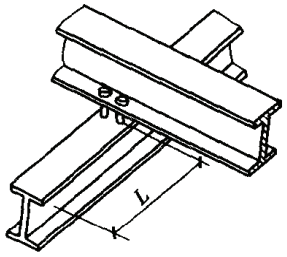
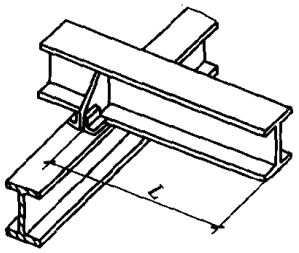
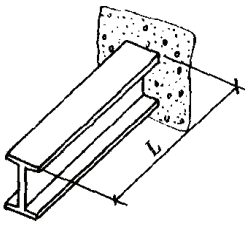
和：

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2}\cdot\frac{Ah}{W_x}\sqrt{\left(\frac{k_y}{k_z}\right)^2 + \left(\frac{\lambda_y t}{4.4h}\right)^2}\cdot\frac{235}{f_y} \tag{7-46}$$

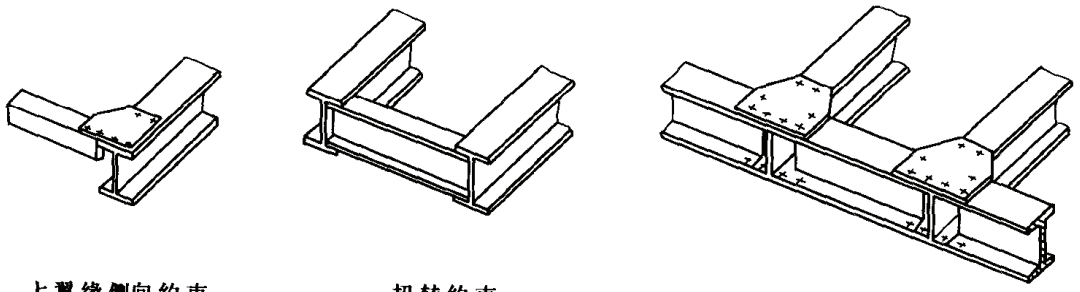
对于端部完全嵌固的理想条件，k_y 和 k_z 可取得相同，均为 0.5。对与柱连接的梁，需要按照侧向弯曲和端部翘曲受到约束的具体情况确定这两个系数。

设计规范规定，独立的悬臂梁也可用式（7－35）计算临界弯矩。计算时 l 取悬伸长度，β_b 按 GB 50017 规范表 B－4 取用。该表是按支承端为嵌固的情况确定的，当用于由邻跨延伸出来的伸臂梁时，必须在构造上采取措施，加强支座处抗扭能力。然而采用措施后也未必能达到完全嵌固的程度。表 7－11 为英国规范 BS 5950－1:2000 规定的悬臂梁计算长度

表 7-11　　悬伸长度为 L 的悬臂梁计算长度

约束条件		荷载作用在	
端部	梢部	下翼	上翼
支座处连续，仅有侧向约束 	自由端	3.0L	7.5L
	仅上翼缘有侧向约束	2.7L	7.5L
	仅有扭转约束	2.4L	4.5L
	兼有侧向和扭转约束	2.1L	3.6L
支座处连续，有侧向及扭转约束 	自由端	1.0L	2.5L
	仅上翼缘有侧向约束	0.9L	2.5L
	仅有扭转约束	0.8L	1.5L
	兼有侧向和扭转约束	0.7L	1.2L
完全嵌固 	自由端	0.8L	1.4L
	仅上翼缘有侧向约束	0.7L	1.4L
	仅有扭转约束	0.6L	0.6L
	兼有侧向和扭转约束	0.5L	0.5L

梢部约束构造



上翼缘侧向约束　　扭转约束　　侧向及扭转约束

的部分数据，可供设计参考。表中不仅有梢部自由的梁，也有梢部有约束的梁。

三、与梁连牢的刚性铺板

有刚性铺板（各种钢筋混凝土板和钢板）密铺在梁的受压翼缘上，并与之牢固相连，能阻止梁受压翼缘的侧向位移和梁扭转时，可不计算梁的整体稳定性。各类钢筋混凝土楼

板在自身平面内刚性很大，现浇板和梁翼缘之间的黏结足以阻止梁侧向位移；而预制板则需要在梁翼缘上焊剪力件，并把预制板间的空隙用砂浆填实，从而使板和梁牢固相连。如果压型钢板铺于钢梁上，上面再浇混凝土，则应有一定数量的连接件将压型钢板固定于梁的翼缘。对于仅铺有压型钢板的梁，因钢板对梁侧弯扭转的约束效果较差，除必须安排适当的连接件外，还有必要考查压型钢板在其平面内是否具有足够的剪切刚度。

德国钢结构设计规范 DIN 18800-2-1990 规定，阻止梁失稳所需的压型钢板剪切刚度为：

$$S \geqslant \left(EI_\omega \frac{\pi^2}{l^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{h^2}{4} \right) \frac{70}{h^2}$$

式中的 I_ω、I_t、I_y、l、h 均为梁的几何量。S 需要由试验确定。当 S 达不到上式的要求时，压型钢板仍能起一点约束作用，弹性临界弯矩可由下式计算：

$$M_{cr} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_y}{l^2} + S \right) \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t + S \frac{h}{2} \right)} + S \frac{h}{2}$$

四、侧向支撑

当梁上没有铺板时，为了防止整体失稳降低承载能力，可以加设一些支撑来提供对扭转和侧向弯曲的约束。在条件许可的情况下，支撑应该设置在上翼缘平面内，这样可以有效地防止梁侧移和扭转。若支撑设置在梁形心处，只能阻止梁的侧移而不能防止扭转。若支撑只设在受拉翼缘效果就更差。悬臂梁因上翼缘受拉与简支梁有所不同，最好在上、下翼缘平面都设支撑。当工字形截面简支梁受压翼缘的侧向自由长度 l_1 与其宽度 b_1 之比不超过 GB 50017 规范所规定的数值时，见表7－12，可以不作稳定计算。如果没有特殊需要，支撑体系都设计成等节间的，亦即侧向支承点是等间距的。表 7－9 列有这种情况的 β_b 系数。由于简支梁端部弯矩较小，当把梁分成几个等段时，弯矩大的区段受到弯矩小的区段的约束，因此 β_b 大于 1.0。当如图 7－38 所示的梁承受两个集中荷载，并在荷载作用点处设有侧向支撑，失稳时形成三跨连续的格局。因为中跨长度 l_2 大于边跨长度 l_1，且中跨承受均匀弯矩而边跨承受变化弯矩，边跨对中跨失稳所起约束作用比等间距更大一些。此时若按等间距取 β_b，显然偏于安全。但实际计算时，邻跨的约束往往被忽略，按最不利的一跨单独计算，其稳定承载能力即作为梁的承载能力。如果需要做更精确的计算，则可以和框架柱那样根据相邻构件的刚度来找出计算长度系数 k。

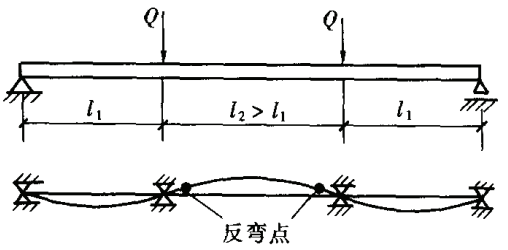


图 7－38　有侧向支撑时的梁屈曲波形

表 7－12　H 型钢或等截面工字形简支梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b_1 值

钢　号	跨中无侧向支承点的梁		跨中受压翼缘有侧向支承点的梁，不论荷载作用于何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q345	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

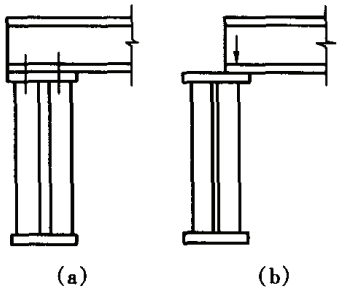


图 7－39　次梁支于主梁顶面

五、次梁对主梁稳定的影响

主梁所承受的荷载由次梁传来。如果设计得当，次梁可以对主梁失稳起相当大的约束作用。反之，如果设计不当，则反而起不利作用。当次梁连于主梁侧面且连接有一定刚度时，主梁的扭转不仅由它自身的抗扭刚度来抵抗，还由次梁的抗弯刚度来抵抗，这就大大提高了主梁的稳定承载能力。当次梁支于主梁顶面时，主梁的扭转受到次梁的约束，但次梁受荷变形而在支座处有转角，又会使主梁受扭。如果主梁在次梁支承处没有加劲肋，主梁腹板还可能受压变形。所以设计时应使次梁在主梁上的支承面遍及主梁翼缘宽度，如图 7－39（a）所示，这对主梁约束作用大。若次梁只支承在主梁一部分宽度上，如图 7－39（b）所示，则约束的有利作用几乎没有，而不利作用却存在。还应在主梁承受次梁处设置支承加劲肋，不设加劲肋的主梁当其腹板受压变形时会降低梁的稳定承载力。

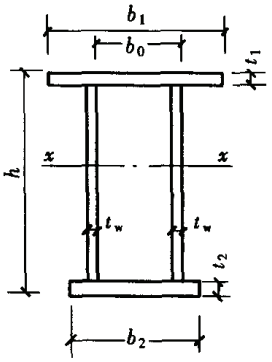


图 7－40　箱形梁截面

2.2.6　箱形梁和双向弯曲梁的整体稳定

一、箱形截面梁

箱形截面梁（见图 7－40）常用于重型吊车梁、大跨度屋面托梁及悬吊锅炉构架大梁等。由于闭口截面的抗扭刚度较大，在一般的截面尺寸下，只要满足强度条件和刚度条件，大多无需计算整体稳定。设计规范规定，当箱形梁满足以下条件可不需计算整体稳定性：

$$\frac{h}{b_0} \leqslant 6$$

$$\frac{l}{b_0} \leqslant 95\frac{235}{f_y}$$

式中　l——受压翼缘侧向自由长度；

b_0——两腹板间距离；

h——截面高度。

二、双向弯曲梁

在两个主平面内受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leqslant f$$

式中　W_x、W_y——按受压纤维确定的对 x 轴（强轴）和对 y 轴毛截面模量；

φ_b——绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数。

双向受弯梁整体稳定计算非常复杂，上式是一个经验公式。公式左侧第二项分母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。

3. 拉弯和压弯构件

3.1　拉弯构件和压弯构件的强度

拉弯构件和压弯构件既承受轴心力又承受弯矩，兼起柱和梁两重作用。压弯构件的承

载能力的极限状态通常由丧失整体稳定性来确定，但当杆端弯矩大于跨中弯矩时，有可能和拉弯构件一样，因弯矩最大的截面出现塑性铰而达到强度极限。

当构件为工字形截面，在轴心力 N 和绕强轴弯矩 M_x 的作用下出现全截面塑性时，其应力分布如图 7－41 所示。根据力的平衡条件，可求得 N 和 M_x 的关系式。

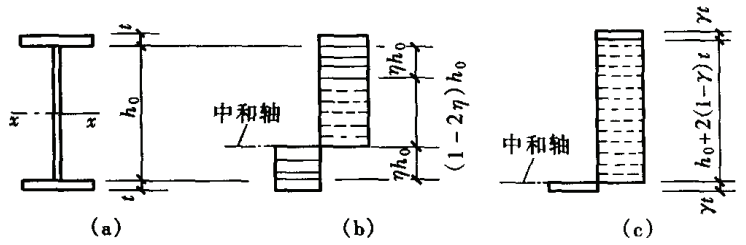


图 7－41　拉弯（压弯）构件截面全塑性应力分布

（1）当中和轴在腹板内时：

$$N = (1 - 2\eta)A_w f_y$$

$$M_x = [A_1(h_0 + t) + \eta(1 - \eta)h_0 A_w]f_y$$

式中　A_w——腹板的截面积；

A_1——一个翼缘的截面积。

令 $\alpha = A_1/A_w$，则全截面面积 $A = (1 + 2\alpha)A_w$。

在轴力作用下截面完全屈服时：$N_p = Af_y$

在弯矩作用下截面完全屈服时：

$$M_{px} = W_{px}f_y = [A_1(h_0 + t) + \frac{1}{4}A_w h_0]f_y$$

由此可得 N 和 M_x 的相关公式：

$$\frac{(1 + 2\alpha)^2 h_0}{4\alpha(h_0 + t) + h_0}\left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \frac{M_x}{M_{px}} = 1$$

当腹板高度和翼缘厚度之比相对较大时，上式可简化为：

$$\frac{(1 + 2\alpha)^2}{1 + 4\alpha}\left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \frac{M_x}{M_{px}} = 1$$

（2）当中和轴在翼缘内时，由同样方式可得 N 和 M_x 的相关公式。忽略翼缘厚度的简化公式是：

$$\frac{N}{N_p} + \frac{1 + 4\alpha}{2(1 + 2\alpha)} \cdot \frac{M_x}{M_{px}} = 1$$

对应于不同的 $\alpha = A_1/A_w$ 值的 M_x/M_{px}和 N/N_p 的相关曲线如图 7－42 所示。曲线都向上凸，α 越小曲线越高，并以矩形截面为最高限。

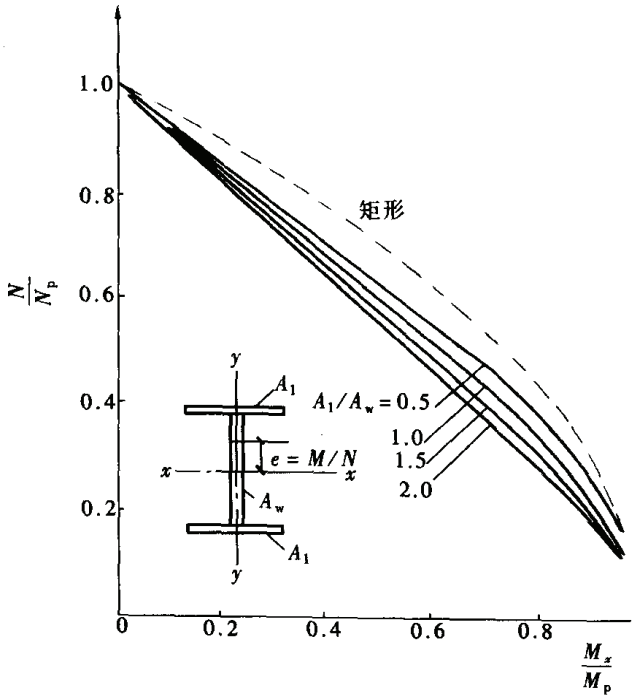


图 7－42　工形截面压弯构件强度相关曲线
（弯矩绕强轴作用）

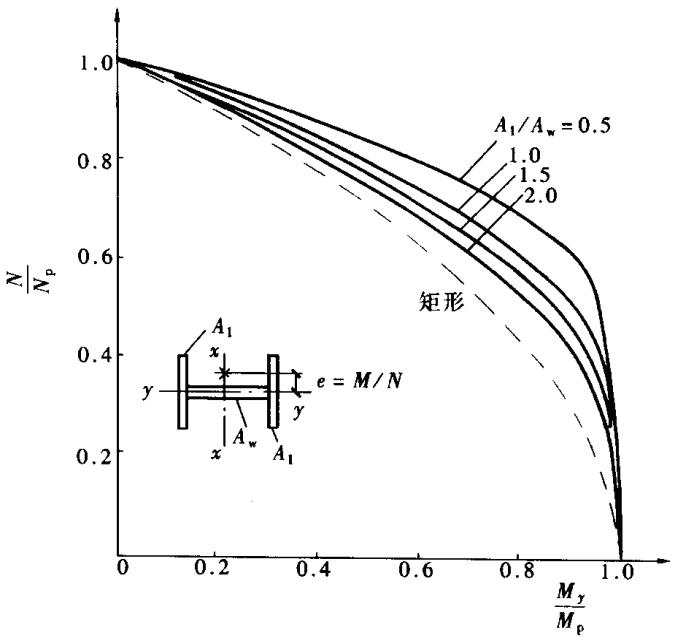


图 7－43　工形截面压弯构件强度相关曲线
（弯矩绕弱轴作用）

用同样方法还可求出工字形截面在轴力 N 和绕弱轴弯矩 M_y 作用下的相关公式，相关曲线如图 7－43 所示。曲线向上凸的程度比强轴受弯时更甚，同样也是 α 越小曲线越高。

当杆件在轴力和绕其两主轴的弯矩作用下达到全截面塑性时，轴力 N 和两弯矩 M_x、M_y 之间的关系比较复杂。截面中和轴的位置和倾角都随 N、M_x、M_y 值的不同而变化。可以采用给定一系列中和轴，计算相应的 N、M_x 和 M_y 的方法，从这些结果中整理出它们之间的相关关系，这种相关关系是一个曲面。图 7－44 由实线表示的曲面为 H 形截面杆的强度相关关系。为了便于设计，将相关曲面简化成接近它的线性公式：

$$\frac{N}{N_p} + 0.85\frac{M_x}{M_{px}} + 0.6\frac{M_y}{M_{py}} = 1$$

为了使 $N=0$ 时与双向受弯梁的强度计算公式一致，用上式时还需附加一个条件：

$$\frac{M_x}{M_{px}} + \frac{M_y}{M_{py}} \leqslant 1$$

简化公式所表达的曲面如图 7－44 的虚线所示。

GB 50017 规范对一般压弯构件只是偏于安全而有限地利用塑性，强度验算公式是：

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f \quad (7-47)$$

塑性发展系数 γ_x 和 γ_y 对工字形截面分别取 1.05 和 1.20。此式相当于用 $\frac{1}{1.05}=0.95$ 代替 0.85，用 $\frac{1}{1.2}=0.83$ 代替 0.6，同时还把截面塑性模量换为弹性模量。

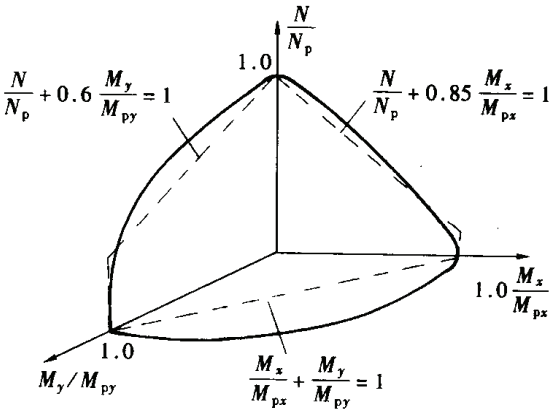


图 7－44　H 形截面杆强度相关曲面

塑性发展系数值与截面形式、塑性发展深度、翼缘与腹板截面积比值以及应力状态有关。规范规定的上述塑性发展系数，相当于单轴受弯时塑性深度不超过截面高度的 $\frac{1}{8}$。对格构式构件的虚轴，不能考虑塑性深入截面，取 $\gamma=1.0$。对需要计算疲劳的构件也取 $\gamma=1.0$。

3.2 弯矩作用平面内的稳定性

3.2.1 失稳的性质和计算公式

绕一个主轴受弯的压弯构件有两种可能失稳的形式，即弯矩作用平面内的弯曲失稳（平面形式失稳）和弯矩作用平面外的弯扭失稳（空间形式失稳）。双轴受弯的压弯构件则总是呈既弯又扭的空间变形失稳。平面失稳和空间失稳形式是属于两种不同性质的问题，应分别进行分析。

压弯构件在弯矩作用平面内失稳的性质，可以用图 7－45 来说明。设作用在杆件上的轴力 N 和端弯矩 M 按比例增大。荷载施加以后出现挠度 v，并造成附加弯矩 Nv，v 和 M 之间的关系是非线性的，即存在几何非线性。如果材料始终保持弹性，则图 7－45（b）中荷载—变形曲线为趋近于欧拉临界力 N_E 的 $OAGD$ 曲线。但在实际上，曲线到达 A 点后材料有一部分开始屈服，使该杆件的刚度逐渐降低，从 A 点起曲线转向 $ABCF$ 曲线，其最高点为 B。荷载达到 B 点后即不能继续增加，继续维持杆件平衡所需要的荷载下降，到 C 点出现塑性铰。因为荷载和位移之间的非线性关系和构件的一部分材料进入塑性，平面内失稳是几何和物理双重非线性问题。荷载挠度曲线的最高点 B 表示构件失稳的临界状态，B 点以前为稳定平衡状态，B 点以后构件就处于不稳定平衡状态，B 点对应的荷载即为临界荷载或称为构件的极限承载力。因此求解弯矩作用平面内的稳定问题需要逐段描绘荷载—挠度曲线，是极值问题而不是屈曲的特征值问题。

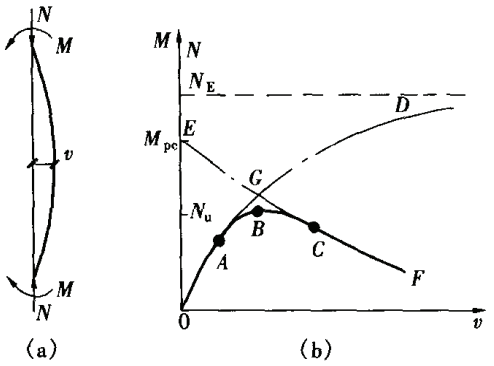


图 7－45　压弯构件的平面内失稳

因为涉及几何和物理双重非线性，并且实际的构件还存在几何缺陷和残余应力，平面内稳定问题需要应用数值计算法来完成。目前国际上比较通行的设计公式是和强度计算类似的 N 和 M 之间的相关关系式。稳定分析的计算结果可以整理成 $\frac{N}{N_p}$ 和 $\frac{M}{M_p}$ 之间的相关曲线族，如图 7－46（a）所示，对应于每一长细比 λ_x 值有一条曲线。还可以整理成如图

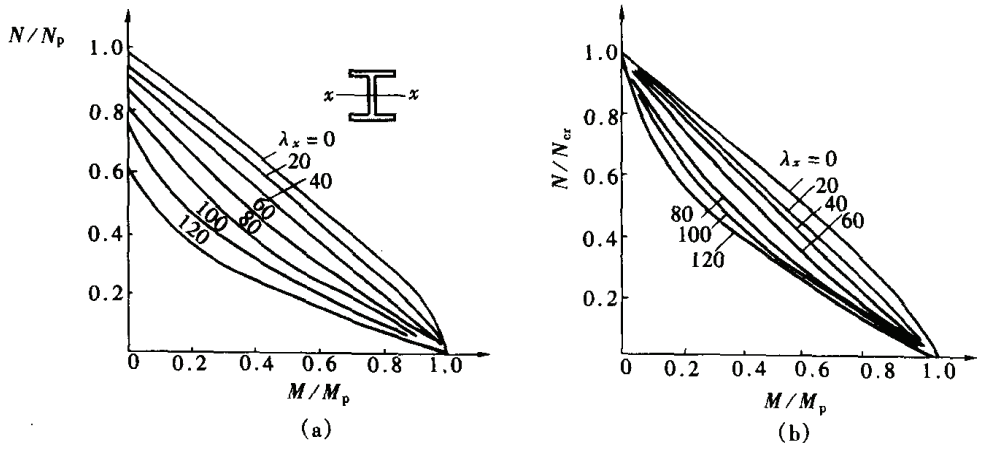


图 7－46　压弯构件平面内失稳的相关曲线族

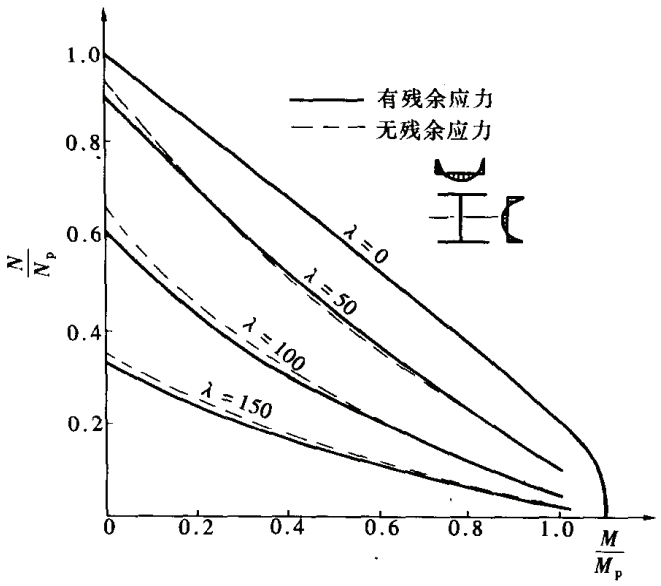


图 7-47　残余应力对平面内稳定的影响

7--46（b）所示的 $\frac{N}{N_{cr}}$ 和 $\frac{M}{M_p}$ 之间的相关曲线族，此曲线更便于用来确定平面稳定计算的实用公式。N_{cr} 为轴压临界荷载。由图可见，构件的长细比越大，相关曲线下凹越甚。残余应力对压弯构件平面内稳定影响，可以从图 7-47 所示相关曲线看出。由图可见，弯矩越大，残余应力的不利影响越小，对于 $\lambda=50$ 的短粗杆件，在相当范围内还起有利影响。

平面内稳定计算的相关公式为：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \tag{7-48}$$

$$N'_{Ex}=\frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2}$$

式中　N，M_x——所计算构件段范围内的轴压力和最大弯矩；

W_{1x}——按受压最大纤维确定的毛截面模量；

γ_x——塑性发展系数，取值与强度计算相同；

β_{mx}——等效弯矩系数；

N'_{Ex}——考虑抗力分项系数的欧拉临界力。

3.2.2　等效弯矩系数 β_{mx}

式（7-48）中的 β_{mx} 称为等效弯矩系数，它使该式可适用于各种不同的弯矩图形，图 7-46 中的承受均匀弯矩的杆件是建立该计算公式的基准，$\beta_{mx}=1$。引入系数 β_{mx} 的物理意义，是把变化的弯矩化为等效的均匀弯矩。所谓等效，是指对杆件平面内失稳的效应相同，但实际上是按照二阶弹性分析的最大弯矩进行等效。如图 7-48 所示，两端弯矩不等的构件，二阶最大弯矩为 M_{max}^{II}，等效构件承受均匀弯矩 $\beta_{mx}M_1$，其二阶最大弯矩 M_{max}^{II} 和前者相等。通过考虑挠度影响的二阶分析，可得到弹性等效弯矩系数：

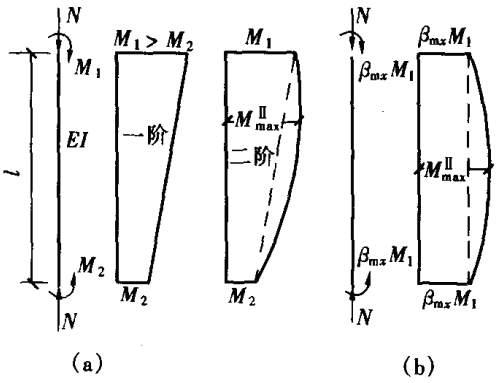


图 7-48　等效弯矩系数
（a）原构件；（b）等效构件

$$\beta_{mx}=\sqrt{\frac{1-2(M_2/M_1)\cos\phi+(M_2/M_1)^2}{2(1-\cos\phi)}}$$

$$\phi=l\sqrt{\frac{N}{EI}}$$

当 M_1 和 M_2 使构件产生同向曲率时，二者取同号，产生反向曲率时取异号。上式经过简化，并考察非弹性范围的适用性后，规范GB 50017的 β_{mx} 系数由下式计算：

$$\beta_{mx} = 0.65 + 0.35\frac{M_2}{M_1} \qquad (7-49)$$

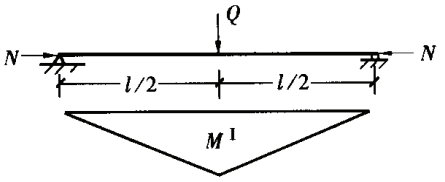


图 7-49 跨中承受集中荷载的简支压弯构件

当构件承受横向荷载而没有端弯矩时，可以先算二阶最大弯矩和相应的一阶最大弯矩的比值 $\alpha = M^{\mathrm{II}}/M^{\mathrm{I}}$，然后把它和均匀受弯的梁相比，求出 β_{mx} 值。如跨中承受集中荷载 Q 的简支压弯构件（见图 7-49），其二阶弯矩为 $M^{\mathrm{II}} = M^{\mathrm{I}} + Nv^{\mathrm{II}}$。$v^{\mathrm{II}}$ 为二阶分析的挠度，可用近似式：

$$v^{\mathrm{II}} = \frac{v^{\mathrm{I}}}{1 - N/N_{\mathrm{E}}}$$

式中 v^{I} 为一阶挠度，因此可得：

$$M^{\mathrm{II}} = \frac{M^{\mathrm{I}}}{1 - N/N_{\mathrm{E}}}\left[1 + \left(\frac{v^{\mathrm{I}}}{M^{\mathrm{I}}}N_{\mathrm{E}} - 1\right)\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}\right]$$

对于跨中承受一个集中荷载的梁，$M^{\mathrm{I}} = \frac{Ql}{4}$，$v^{\mathrm{I}} = \frac{Ql^3}{48EI}$。所以 $\alpha = \frac{M^{\mathrm{II}}}{M^{\mathrm{I}}} = \left[1 + \left(\frac{\pi^2}{12} - 1\right)\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}\right]\frac{1}{1 - N/N_{\mathrm{E}}} = \left(1 - 0.18\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}\right)\frac{1}{1 - N/N_{\mathrm{E}}}$

当简支压弯构件承受均匀弯矩 M 时：

$$M^{\mathrm{I}} = M, \quad v^{\mathrm{I}} = \frac{Ml_1^2}{8EI}$$

$$\alpha = \frac{M^{\mathrm{II}}}{M^{\mathrm{I}}} = \left[1 + \left(\frac{\pi^2}{8} - 1\right)\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}\right]\frac{1}{1 - N/N_{\mathrm{E}}} = \left(1 + 0.23\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}\right)\frac{1}{1 - N/N_{\mathrm{E}}}$$

上两式相比，即可得到：

$$\beta_{mx} = \frac{1 - 0.18N/N_{\mathrm{E}}}{1 + 0.23N/N_{\mathrm{E}}} \doteq 1 - 0.2\frac{N}{N_{\mathrm{E}}}$$

此即为规范中中央有集中荷载的无侧移框架柱和两端支承构件的等效弯矩系数，修订后的规范 GB 50017 简化为 $\beta_{mx} = 1.0$。

当构件同时承受横向荷载和端弯矩时，弯矩图有三种情况：①不改变正负号；②正负号改变一次；③正负号改变两次。对于第一种情况 $\beta_{mx} = 1.0$；对于②、③两种情况，因都有正负弯矩区对稳定比较有利，取 $\beta_{mx} = 0.85$。

以上对 β_{mx} 系数的分析都是针对无侧移框架柱和两端支承构件做出的。对于有侧移框架，要区分两种情况，一种是内力按一阶分析计算的，此时，分析 β_{mx} 系数时应该计入柱上的竖载对柱顶侧移产生的二阶效应，式（7-49）不再适用，应取 $\beta_{mx} = 1$。当内力按二阶分析计算时，因为已经计入了竖载—侧移效应，就可以和无侧移框架柱用同样的 β_{mx} 系数。

3.2.3 单轴对称截面的补充计算

单轴对称的截面，当弯矩作用在对称轴平面内并使它的较大翼缘受压时，可能在较小翼缘一侧先受拉屈服，从而使塑性深入截面，构件刚度削弱，承载能力急剧降低。所以除

应按式（7－48）计算外，还需要按下式计算其平面内稳定性：

$$\left|\frac{N}{A}-\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{2x}(1-1.25N/N'_{Ex})}\right|\leqslant f \tag{7-50}$$

式中 W_{2x}——对较小翼缘的毛截面模量；

γ_x——与 W_{2x}相应的塑性发展系数。

3.2.4 冷弯薄壁压弯构件

GB 50018 规范规定的压弯构件平面内稳定计算是以边缘屈服代替失稳准则的，因为对薄壁构件而言二者区别不大。计算公式为：

$$\frac{N}{\varphi A_e}+\frac{\beta_m M}{(1-\varphi N/N'_E)W_e}\leqslant f \tag{7-51}$$

式中 A_e——有效截面面积；

W_e——对最大受压边缘的有效截面模量。

此式不引进截面塑性发展系数 γ_x，并以有效截面特性 A_e 和 W_e 为准。此外，N'_E和 β_m 都和 GB 50017 规范略有区别，它们的计算公式分别是：

$$N'_E=\frac{\pi^2 EA}{1.165\lambda^2},\quad \beta_m=0.6+0.4M_2/M_1$$

上式适用于端部无侧移且无中间横向荷载的构件，其他情况 $\beta_m=1.0$。

3.3 弯矩作用平面外的稳定性

3.3.1 弹性弯扭屈曲

压弯构件通常是绕截面的强轴受弯，如果侧向没有足够支承以阻止其产生侧向位移和扭转时，构件往往达不到面内失稳的极限荷载，即图 7－45（b）的 B 点，而是在这之前以侧向弯曲和扭转的形式丧失稳定。如果弯扭失稳发生在图 7－45（b）中的 A 点以前，即为在弹性范围内丧失稳定性。根据弹性稳定理论，受均匀弯矩的双轴对称工字形截面，如果忽略弯矩作用平面内挠度的影响，压弯构件弯扭屈曲相关公式为：

$$\left(1-\frac{N}{N_{Ey}}\right)\left(1-\frac{N}{N_\phi}\right)-\left(\frac{M}{M_0}\right)^2=0 \tag{7-52}$$

$$N_{Ey}=\frac{\pi^2 EI_y}{l^2}$$

$$N_\phi=\frac{1}{i_0^2}\left(GI_t+\frac{\pi^2 EI_\omega}{l_\omega^2}\right)$$

$$M_0=\sqrt{i_0^2 N_{Ey}N_\phi}$$

式中 N_{Ey}——欧拉临界力；

N_ϕ——轴心压杆扭转屈曲临界力；

M_0——纯弯曲梁的临界弯矩。

根据公式（7－52）画出的 $\frac{N}{N_y}$ 和 $\frac{M}{M_0}$ 之间的相关曲线如图7－50所示。从图上可以看出，

构件的抗扭性能和抗侧向弯曲性能相比越强，则相关曲线越高。对于一般钢构件如热轧工形、H 形和焊接工形构件，N_ϕ 都大于 N_{Ey}。因此偏于安全地取 $\frac{N_\phi}{N_y}=1$，就得到线性相关公式：

$$\frac{N}{N_{Ey}}+\frac{M}{M_0}=1 \qquad (7-53)$$

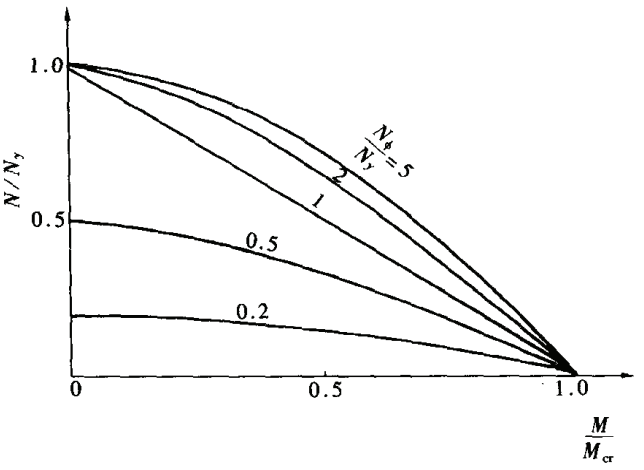


图 7-50　压弯构件弹性弯扭屈曲相关曲线

单轴对称的工字形截面，其形心 O 和剪心 S 不重合，它们之间的距离为 y_0，如图 7-51 所示。由稳定理论可以得出这类压弯构件的弹性弯扭屈曲临界力的计算公式：

$$(N_{Ey}-N)(N_\phi-N-2\beta_y M/i_0^2)-(M-Ny_0)^2/i_0^2=0 \qquad (7-54)$$

其中：$i_0^2=(I_x+I_y)/A+y_0^2$

$$\beta_y=\frac{1}{2I_x}\int_A(x^2+y^2)y\mathrm{d}A-y_0$$

当 $M=0$ 时，相应的 N 即为受轴心力的弯扭屈曲临界力 N_0 的表达式：

$$(N_{Ey}-N_0)(N_\phi-N_0)-N_0^2y_0^2/i_0^2=0 \qquad (7-55)$$

当 $N=0$ 时，相应的 M 即为单轴对称截面梁受纯弯曲时的临界弯矩 M_0：

$$M_0^2+2\beta_y N_{Ey}M_0-i_0^2N_{Ey}N_\phi=0 \qquad (7-56)$$

从式（7-54）~式（7-56）就可以求出 N/N_0 和 M/M_0 的相关关系。对于图 7-51 的工字形截面，当 $\lambda_y=100$ 时，其相关曲线如图 7-52 所示，无论宽翼缘还是窄翼缘受压都在直线式之上。

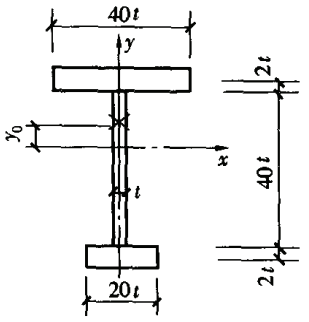


图 7-51　单轴对称截面

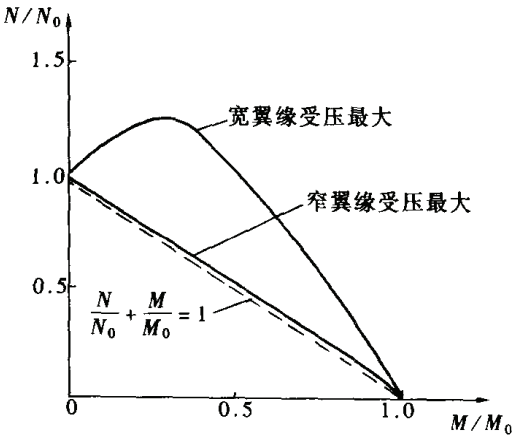


图 7-52　单轴对称截面的弹性弯扭屈曲相关曲线

3.3.2　弹塑性弯扭屈曲

对于进入非弹性的压弯构件，可以引入切线模量的概念，并计及残余应力的影响，采用数值计算法进行计算。分析计算表明，双轴对称截面的偏心压杆在非弹性范围，同样可以采用直线相关公式：

$$\frac{N}{N_{cy}} + \frac{M}{M_0} = 1 \tag{7-57}$$

式中 N_{cy}——按切线模量计算的轴压临界力。

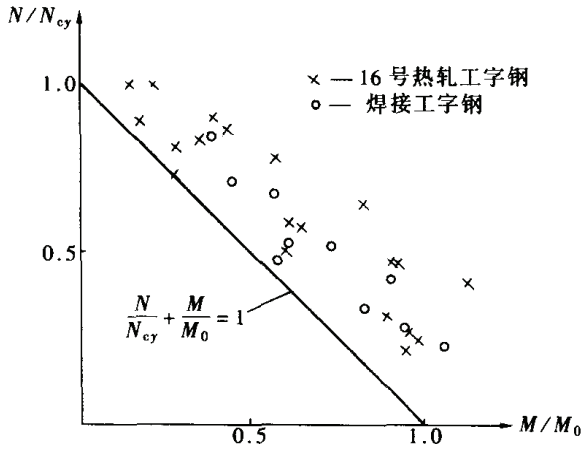


图 7-53 双轴对称截面弯扭屈曲试验值

图 7-53 为式（7-57）与试验结果的比较，试件包括热轧工字钢和焊接工字形截面，除一个试验点位于直线上以外，其他各点都高于直线。

单轴对称截面偏心压杆处在弹性范围内时，弯矩使宽翼缘受压比使窄翼缘受压有利，图 7-52 的两条相关曲线充分证明这一点。但是 T 形截面压弯构件在非弹性范围弯扭屈曲时，弯矩使翼缘受压往往反而不利。原因是翼缘受压部分进入塑性，整个截面绕 y 轴的弯曲刚度大为削弱。反之，若弯矩使腹板边缘有一部分应力达到屈服，绕 y 轴的弯曲刚度没有什么降低。

单轴对称截面弯扭屈曲临界状态的 N 和 M 相关关系可以用以下直线式表达：

$$\frac{N}{N_{y\phi}} + \frac{M}{M_0} = 1 \tag{7-58}$$

式中 $N_{y\phi}$——杆件轴心受压时的弯扭屈曲临界力。

此式和试验资料相比较，情况和双轴对称截面类似。

3.3.3 绕弱轴受弯时的压弯构件

压弯构件通常设计成绕截面强轴受弯，有时也会有例外。如图 7-54 所示的有非节点荷载的桁架上弦，当弦杆截面由两个等肢角钢组成时，即为绕弱轴弯曲。如果桁架上弦的侧向支撑点间距较大时也可能出现弯扭屈曲。目前对弱轴受弯的压弯构件弯扭屈曲研究得还不多。文献［7.1］建议计算压弯构件弯扭屈曲绕弱轴弯曲者和绕强轴弯曲者同样对待。

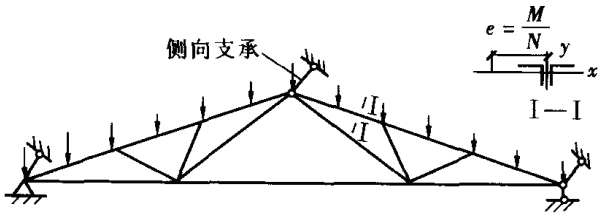


图 7-54 弱轴受弯的压弯构件

3.3.4 规范公式

压弯构件弯矩作用平面外的稳定计算，利用直线式（7-53）、式（7-57）和式（7-58），并引入等效弯矩系数 β_{tx} 和抗力分项系数后得：

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leqslant f \tag{7-59}$$

式中 φ_y——对 y 轴的轴心压杆稳定系数，单轴对称截面按本章 1.2.5 节所述换算长细比 λ_{yz} 确定（计算 λ_{yz} 需用的资料见资料篇 Z3.8 节）。

φ_b——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，工字形（含 H 型钢）和 T 形截面可按本章 2.2.4 节给出的 φ_b 近似计算公式确定，箱形截面 $\varphi_b = 1.0$；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩；

η——调整系数，箱形截面 $\eta=0.7$，其他截面 $\eta=1.0$；

β_{tx}——等效弯矩系数，与弯矩作用平面内的 β_{mx}取值基本相同。

式（7-59）的不足之处在于当构件上作用有横向荷载时，没有区分荷载作用点在截面的弯曲受拉侧还是受压侧。和梁失稳一样，荷载作用于截面上的部位对稳定承载能力有显著影响。

在 GB 50018 规范中，双轴对称截面和单轴对称截面的压弯构件的平面外稳定计算公式不同。双轴对称截面的平面外稳定计算公式为：

$$\frac{N}{\varphi_y A_e}+\frac{M_x}{\varphi_b W_{ex}}\leqslant f \tag{7-60}$$

此式没有等效弯矩系数，W_{ex}是对截面主轴 x 的最大受压边缘的有效截面模量。对闭口截面，公式左侧第二项应乘以系数 0.7。

单轴对称开口截面的压弯构件，当弯矩作用于对称平面内时，采用换算长细比的办法用轴心受压公式计算：

$$\frac{N}{\varphi A_e}\leqslant f$$

式中的 φ 按下式算得的弯扭屈曲的换算长细比λ_ω查表求得。

$$\lambda_\omega=\lambda_x\sqrt{\frac{s^2+a^2}{2s^2}+\sqrt{\left(\frac{s^2+a^2}{2s^2}\right)^2-\frac{a^2-a(e_0-e_x)^2}{s^2}}} \tag{7-61}$$

$$a^2=e_0^2+i_x^2+i_y^2+e_x\left(\frac{U_y}{I_y}-2e_0-2\xi_2 e_a\right)$$

$$U_y=\int_A x(x^2+y^2)\mathrm{d}A$$

$$e_x=\frac{M_{max}}{N}$$

式中 λ_x——绕对称轴的长细比；

e_x——等效偏心距，当偏心在截面弯心一侧时 e_x 为负，反之为正；

ξ_2——横向荷载作用位置影响系数，见表 7-10；

e_a——横向荷载作用点到弯心的距离，当荷载方向指向弯心时 e_a 为负。

在 GB 50018 规范中还给出另一组计算公式，适用于单轴对称开口截面当弯矩作用在非对称主平面内时。图 7-55 所示冷弯槽钢就是具体的例子，公式为：

$$\frac{N}{\varphi_x A_e}+\frac{\beta_m M_x}{(1-\varphi_x N/N'_{Ex})W_{ex}}+\frac{B}{W_\omega}\leqslant f \tag{7-62}$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_e}+\frac{M_x}{\varphi_{bx} W_{ex}}+\frac{B}{W_\omega}\leqslant f \tag{7-63}$$

式中 φ_x——对 x 轴的轴心压杆稳定系数，按式（7-14）的换算长细比确定。

3.4 格构式压弯构件

根据作用于构件的弯矩和压力以及使用要求，格构式压弯构件可以设计成双轴对称或单轴对称的截面，截面在弯矩作用平面内的宽度应比较大。

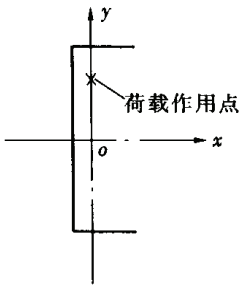


图 7－55　单轴对称开口截面绕对称轴弯曲

3.4.1　弯矩绕虚轴作用

弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件应该保证弯矩作用平面内的整体稳定和分肢的稳定。

一、弯矩作用平面内的稳定

因为截面中部空心，不能考虑塑性的深入发展，受压最大一侧肢件的腹板屈服时构件即丧失整体稳定，图 7－56（c）所示的截面就是这样。但是图 7－56（d）所示的截面却有所不同，在受压最大一侧的肢件翼缘的外伸部分开展部分塑性后才失稳。弯矩作用平面内的稳定计算公式为：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}\left(1-\varphi_x\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \tag{7-64}$$

$$W_{1x}=I_x/y_0$$

式中　I_x——对 x 轴（虚轴）的毛截面惯性矩。

y_0 的取值如下：当距 x 轴最远的纤维属于肢件的腹板时，如图 7－56（c）所示，y_0 取由 x 轴到压力较大分肢腹板边缘的距离；当距 x 轴最远的纤维属于肢件翼缘的外伸部分时，如图 7－56（d）所示，y_0 取由 x 轴到压力较大分肢轴线的距离。φ_x 和 N'_{Ex} 由换算长细比 λ_{0x} 确定。等效弯矩系数 β_{mx} 的取法与实腹式压弯构件相同。

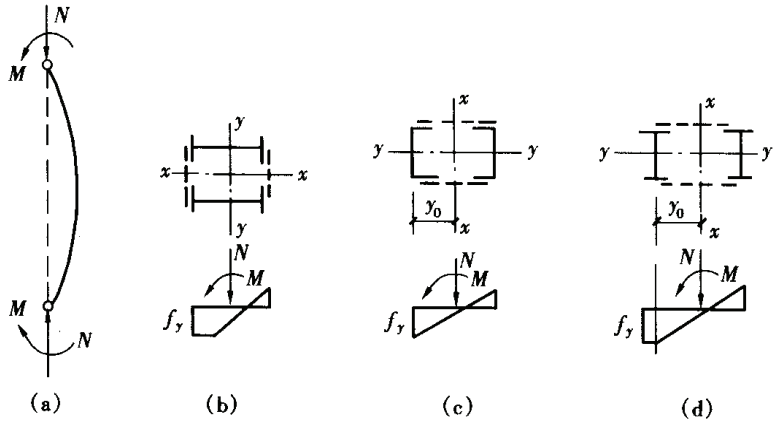


图 7－56　格构式压弯构件计算简图

二、分肢的稳定性

计算分肢的稳定性是将构件看作一个平行弦桁架，对单肢像桁架的弦杆一样验算其稳定性。分肢的轴线压力按图 7－57 的计算简图来确定。

分肢 1：
$$N_1=\frac{M_x}{a}+Ny_2/a$$

分肢 2：
$$N_2=N-N_1$$

缀条式压弯构件的分肢按轴心受压构件计算。分肢的计算长度在缀材平面内取缀条体系的节间长度，平面外取柱平面外支承点间距离。只要分肢的两个方向的稳定性有了保证，就不必计算整个构件在平面外的稳定性。

压弯构件整体弯曲后，轴力会产生附加弯矩，使截面的弯矩比一阶分析的弯矩大。但上两式给出的分肢轴心力却没有考虑附加弯矩的影响。设计时最好使分肢的承载力留有一

定余地，避免分肢先于整体失稳。

格构式压弯构件的缀材应按构件的实际剪力和式(7－22)所计算的剪力取两者中较大值计算。

3.4.2 弯矩绕实轴作用

弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件［如图 7－56（b）所示］，其弯矩作用平面内和平面外的稳定计算均和实腹式构件相同。但在计算弯矩作用平面外的稳定时，长细比应取换算长细比。此种截面抗扭刚度较好，可取 $\varphi_b = 1.0$。

3.5 双向弯曲压弯构件的稳定

3.5.1 实腹式双向弯曲压弯构件

双轴受弯的压杆开始受力后就不仅绕截面的两主轴弯曲，同时还会扭转，失稳时呈现既弯又扭的空间失稳形式，并属于极限承载力问题。因为双轴弯曲的中和轴有倾角，再加上扭转这一因素，极限承载力计算非常复杂。规范 GB 50017 规定的计算方法只适用于弯矩作用在两个主平面的双轴对称工字形和箱形截面。规范公式采用了与单向弯曲相衔接的两个相关公式，引入抗力分项系数和等效弯矩系数，并考虑截面塑性部分深入，实际上就是单轴受弯压弯构件公式的延伸和组合，即：

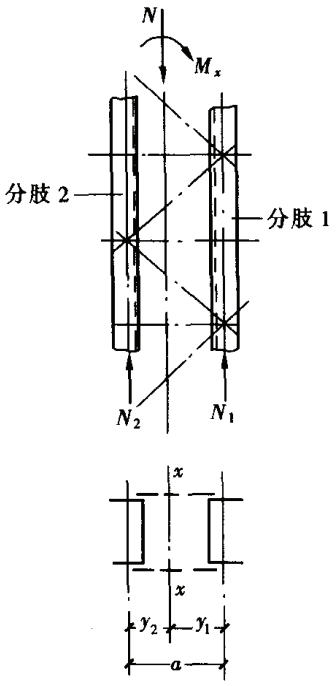


图 7－57 单肢计算简图

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x}(1 - 0.8N/N'_{Ex})} + \eta \frac{\beta_{ty} M_y}{\varphi_{by} W_{1y}} \leqslant f \tag{7－65}$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_{bx} W_{1x}} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_{1y}(1 - 0.8N/N'_{Ey})} \leqslant f \tag{7－66}$$

式中的下标 x 和 y 分别代表截面的强轴和弱轴。研究表明，对 H 形和工字形截面，绕弱轴的弯曲起决定作用，即式（7－66）是通常起控制作用的公式。φ_{bx} 和 φ_{by} 为均匀弯曲梁的整体稳定系数，对工字形截面（含 H 形钢），φ_{bx} 可按规范规定的近似公式计算，φ_{by} 可取 1.0；对箱形截面，取 $\varphi_{bx} = \varphi_{by} = 1.0$。式（7－65）对于 $\lambda_x > \lambda_y$ 的情况可能起决定作用。

式（7－65）和式（7－66）与焊接工字形截面的理论计算承载力相比较，符合较好，和现有 H 形截面的试验资料比较，偏于安全稍多。

GB 50018 规范规定的双轴对称截面双向压弯构件稳定计算公式，也是单轴受弯的压弯构件公式的延伸和组合：

$$\frac{N}{\varphi_x A_e} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - \dfrac{N}{N'_{Ex}}\varphi_x\right) W_{ex}} + \frac{M_y}{\varphi_{by} W_{ey}} \leqslant f \tag{7－67}$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_e} + \frac{M_x}{\varphi_{bx} W_{ex}} + \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - \dfrac{N}{N'_{Ex}}\varphi_y\right) W_{ey}} \leqslant f \tag{7－68}$$

3.5.2 格构式双向压弯构件

弯矩作用在两个主平面内的双肢格构式压弯构件，其稳定性分两次进行计算。

首先计算整体稳定，计算公式为在式（7－64）的基础上增加 M_y 项（$\varphi_{by}=1$），即：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}\left(1-\varphi_x\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}+\frac{\beta_{ty}M_y}{W_{1y}}\leqslant f \tag{7-69}$$

式中 φ_x 和 N'_{Ex}按换算长细比λ_{0x}计算。$W_{1x}=I_x/y_0$，y_0 是从 x 轴到压力较大分肢轴线距离或到压力较大分肢腹板边缘距离中的大者。

其次计算分肢稳定。在 N 和 M_x 作用下，将分肢作为桁架弦杆计算其轴力 N_1 和 N_2。M_y 按式（7－70）和式（7－71）分配给两个分肢。分肢再分别按承受 N_1 和 M_{y1}与 N_2 和 M_{y2}作为单向弯曲实腹式压杆计算稳定性：

$$M_{y1}=\frac{I_1/y_1}{I_1/y_1+I_2/y_2}\cdot M_y \tag{7-70}$$

$$M_{y2}=\frac{I_2/y_2}{I_1/y_1+I_2/y_2}\cdot M_y \tag{7-71}$$

式中 I_1、I_2——分肢 1、分肢 2 对 y 轴的惯性矩；

y_1、y_2——M_y 作用的主轴平面至分肢 1、分肢 2 轴线的距离。

缀条计算同格构式单向压弯构件。

3.6 弱支撑框架柱的面内稳定

框架柱失稳有有侧移和无侧移两种形式，相应的柱计算长度确定方法已在第四章中论及。这里需要补充的是，设有支撑的框架当支撑较弱而不能满足无侧移条件 $S_b\geqslant 3(\Sigma N_b-\Sigma N_0)$ 时（参见第四章 5.4 节）柱稳定计算特点。柱在框架平面内的稳定性仍按式(7－48)计算，其中轴压稳定系数按下式计算：

$$\varphi=\varphi_0+(\varphi_1-\varphi_0)\frac{S_b}{3(1.2\Sigma N_{bi}-\Sigma N_{0i})} \tag{7-72}$$

式中 φ_1，φ_0——分别是按无侧移和有侧移框架柱计算长度查得的轴压稳定系数。

4. 构件中的板件计算

钢结构的大型梁柱，不论采用工字形截面还是其他形式的截面，通常都由板件焊接而成。为了用料经济，板件宜用得宽而薄。如果这些板件过薄，则在面内压力作用下，有可能发生屈曲而失去稳定。板件局部失稳的构件还可能继续维持着整体稳定的平衡状态，但部分板件屈曲会影响构件的承载力。保证板件局部失稳不先于整体失稳的办法，是对其宽厚比加以限制。由于板件失稳后还存在屈曲后强度，设计中有时允许板件先于构件失稳。

4.1 轴心受压构件的板件宽厚比限值

4.1.1 均匀受压板的屈曲应力

均匀受压板的屈曲问题已经在第四章第 6 节做过分析，其临界应力由式（4－34）计算，即：

$$\sigma_{cr}=\frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{7-73}$$

式中 t，b——分别为板件厚度和加载边的宽度。

对于四边简支的板，屈曲系数 $k=4$。从式（7－73）可以看出，减小板的长度并不能

提高板的临界力，而减小板的宽度则十分明显地提高板的临界力。

当受压板的一个非加载边为自由边时（见图 7－58），临界应力要低得多，若其三个支承边为简支时，板屈曲时总是呈单个半波，其临界应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b_1}\right)^2 \qquad (7-74)$$

屈曲系数 $k = 0.425 + \left(\frac{b_1}{a}\right)^2$。当 a 比 b_1 大得多时，可以取 $k = 0.425$。

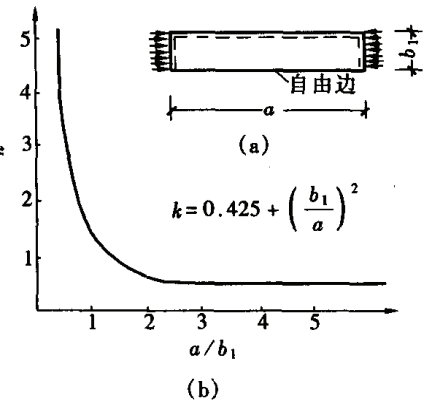


图 7－58　三边简支板的屈曲系数

轴心受压构件总是由几块板件连接而成的。这样，任一板件常常不能像简支板那样单独屈曲，而是强者对弱者起约束作用。这种受到约束的板边缘称为弹性嵌固边缘，具有弹性嵌固边的板屈曲应力比简支板要高，即：

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (7-75)$$

式中　χ——体现约束作用的系数，称为嵌固系数。

弹性嵌固的程度取决于相互连接的板件的刚度。对于工字形截面轴心压杆，一个翼缘的面积常接近于腹板面积的 2 倍，翼缘的厚度也比腹板大得多。虽然翼缘的一个纵边自由，但因宽厚比小，仍然能对腹板起嵌固作用。计算腹板的屈曲应力时考虑了残余应力的影响后，可用嵌固系数 $\chi = 1.3$。相反，计算翼缘屈曲应力时，则需引进小于 1.0 的系数。

对于截面没有残余应力的板件，当板屈曲前压应力 σ_x 超过了钢材的比例极限而进入弹塑性状态时，板件受力方向的变形应遵循切线模量 $E_t = \eta E$ 的变化规律。但在与压应力相垂直的方向，材料的弹性性质没有变化，仍保持弹性模量 E。这样，在弹塑性状态受力的板成为正交异性板，它的屈曲应力可以用下式确定：

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi\sqrt{\eta}k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (7-76)$$

4.1.2　悬伸板的宽厚比

轴心受压构件中，工字形和 T 形截面的翼缘板属于三边简支一边自由的板，取屈曲系数的最低值 $k = 0.425$，并且不再乘 χ 系数，根据等稳定原则，使板件稳定临界应力等于构件整体稳定临界应力，即：

$$\frac{0.425\sqrt{\eta}\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 = \varphi f_y$$

引进由试验资料得出的 η 系数，可以得到：

$$\frac{b}{t} \leqslant (10 + 0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (7-77)$$

式中 λ 取构件两个方向长细比的较大者。当 $\lambda < 30$ 时，取 $\lambda = 30$；当 $\lambda \geqslant 100$ 时，取 $\lambda = 100$。f_y 的单位为 N/mm^2。

T 形截面的腹板，其支承边受到较厚的翼缘板约束，宽厚比可以比翼缘外伸部分大些。GBJ 17—88 规范为了简化，统一用式（7－77）计算。然而，自从热轧 T 型钢问世后，

情况发生了变化，这种钢材用作桁架弦杆十分有利，值得在工程中推广。但腹板宽厚比如果继续用式（7－77）来限制，将使许多规格不能应用。实际上，从稳定理论分析，可以证明腹板局部屈曲的临界应力高于T形截面杆绕对称轴弯扭屈曲的临界应力。因此，只要杆件弯扭屈曲验算能够满足，无需顾虑腹板局部屈曲问题。但是，考虑到用作桁架受压弦杆的T型钢当上面直接连有刚性铺板时不作弯扭屈曲验算，还有需要对腹板宽厚比作出限制。此时腹板和翼缘相连接的边成为嵌固边，考虑缺陷的影响后，剖分T型钢均匀受压时的腹板宽厚比限值由下式给出：

$$\frac{h}{t_w} \leqslant (15 + 0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7-78}$$

式中 λ 和式（7－77）相同，取两个方向长细比的较大者，且取值在30～100之间。

焊接T形截面的几何缺陷和残余应力都可能比热轧剖分T型钢不利，采用略为严格一些的宽厚比限值：

$$\frac{h}{t_w} \leqslant (13 + 0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7-79}$$

4.1.3 工字形截面的腹板宽厚比

工字形截面腹板的 $k=4$，$\chi=1.3$。根据等稳定原则：

$$\frac{1.3\sqrt{\eta}\times 4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 = \varphi f_y$$

由此可得：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (25 + 0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7-80}$$

λ 取值也和式（7－77）相同。

4.1.4 箱形截面的翼缘和腹板

轴心受压构件中，箱形截面的合理尺寸是采用四块相同宽厚比的板组成。各板之间不存在相互约束作用，可都视为简支板，$k=4$，$\chi=1.0$。因此，板件的容许宽厚比一般应比工形截面腹板小一些。设计规范规定取式（7－80）的最小值，即：$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，$\frac{b_0}{t} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。

4.1.5 不满足宽厚比限值的板

截面高度较大的柱，按式（7－80）确定的腹板厚度 t_w 比较大，显得不经济。这时可以采用稍薄的腹板，允许它在柱丧失稳定之前屈曲。设计时认为腹板中部不参加受力，只取边缘各 $20t_w\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 的部分参加承受荷载，如图7－59（a）所示。这种方法属于有效宽度法，它同样适用于其他截面中的四边支承板。

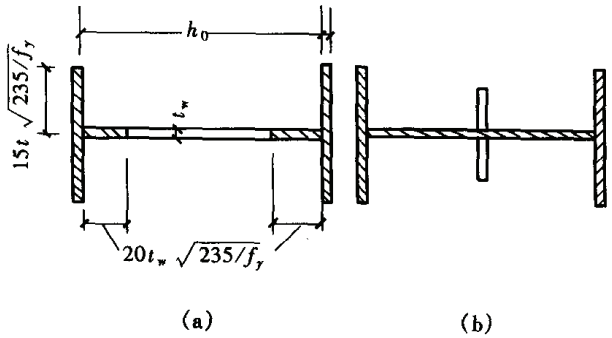


图7－59 不满足宽厚比限值的腹板

另一种方法是对宽厚比大的工字形受压构件的腹板或其他四边支承板，设置纵向加劲肋，使宽厚比保持在限值以内，见图7－59（b）。

4.2 梁的局部稳定

4.2.1 翼缘板的局部稳定

梁通常有铺板或支撑保证它不致整体失稳，翼缘板的强度一般能够得到充分的利用。同时，翼缘在抗弯工作中居于举足轻重的地位，所以常采用限制翼缘宽度比的办法来保证其局部稳定性。

工字形梁的受压翼缘与轴心压杆的翼缘相似，可视为三边简支、一边自由的板，在两短边（简支边）的均匀压力下工作。其临界应力可用式（7-76）表达：

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi\sqrt{\eta}k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b_1}\right)^2$$

取翼缘的平均应力为 $0.95f_y = \sigma_{cr}$，$\chi k = 0.425$，$\eta = 0.4$，$\nu = 0.3$，及 $E = 206 \times 10^3$ N/mm^{2}代入上式可得：

$$\frac{b_1}{t} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

当截面允许部分塑性深入，即在强度计算中取 $\gamma_x = 1.05$ 时，翼缘板纵向已全部进入塑性，应变较大，η 应取更小的值。取 $\eta = 0.25$ 可以得到：

$$\frac{b_1}{t} \leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

如图 7-60 所示的箱形梁，受压翼缘板在腹板之间为两边简支，$k = 4.0$，$\chi = 1.0$。如果不区分梁强度计算是否允许出现部分塑性，一律取 $\eta = 0.25$，可以得到容许宽厚比为：

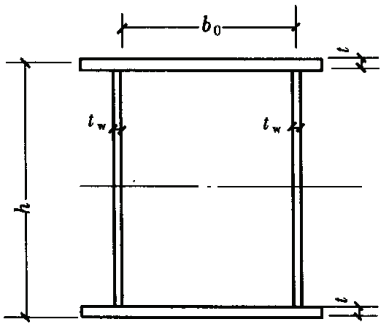


图 7-60 箱形梁受压翼缘宽厚比

$$\frac{b_0}{t} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

式中 b_0——受压翼缘板在两腹板之间的宽度，当受压翼缘板设有纵向加劲肋时，则取腹板与纵向加劲肋之间的宽度。

4.2.2 梁腹板的设计原则

梁腹板因抗弯需要而设计得高而薄。为了保证其局部稳定，可设置加劲肋来加强。最常见的是横向加劲肋（见图 7-61），它的作用是增强抗剪能力。纵向加劲肋的作用是增加抵抗弯曲压应力的能力，而短加劲肋主要用于上翼缘有行动荷载的梁。加劲肋把梁腹板划分成区格。这些加劲肋的配置应由计算确定。

高而薄的梁腹板，无论在剪应力作用下屈曲，还是在弯曲压应力作用下屈曲，都还有继续承载的潜力。利用腹板的屈曲后强度，可以获得节约材料（如采用更薄的板）或节约工时（如省去纵向加劲肋使构造简化）的效果。然而，如果梁所承受的活荷载有疲劳效应，从而使腹板多次重复失稳，则反复凸曲变形会导致疲劳破损。虽然疲劳现象只是和标准值荷载相联系，只要在标准值荷载作用下腹板不致屈曲，仍有可能利用它的屈曲后强度，但 GB 50017

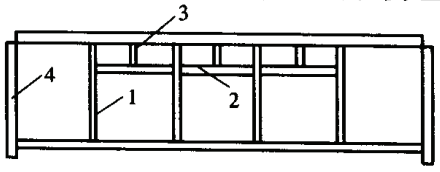


图 7-61 梁的加劲肋
1—横向加劲肋；2—纵向加劲肋；3—短加劲肋；4—支承加劲肋

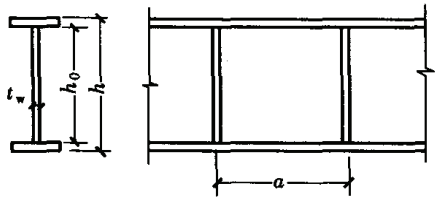


图 7-62　设有横向加劲肋的区格

规范规定直接承受动力荷载的吊车梁及类似构件不考虑屈曲后强度。

4.2.3　单项应力的临界值

梁腹板承受的应力有弯曲正应力、剪应力和横向局部压应力。这三种应力在弹性范围的临界值都可以用式（7-75）的形式来表达。对仅用横向加劲肋的区格（见图 7-62），式中板件宽度 b 都取腹板的计算高度 h_0，而系数 k 和 χ 则随应力性质而有所不同，即：

$$\sigma_{cr},\tau_{cr}\text{ 或 }\sigma_{c,cr}=\frac{\chi k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \tag{7-81}$$

对弯曲正应力，$k=23.9$，χ 按翼缘扭转受到完全约束和未受约束分别取为 1.66 和 1.23，后者相当于受压边缘完全嵌固。

对剪应力，当 $a/h_0\leqslant 1$ 时：$k=4+5.34\left(\frac{h_0}{a}\right)^2$

当 $a/h_0>1$ 时：$k=5.34+4\left(\frac{h_0}{a}\right)^2$

式中　a——横向加劲肋间距，嵌固系数取 $\chi=1.23$。

对局部压应力，当 $0.5\leqslant\frac{a}{h_0}\leqslant 1.5$ 时：$k=\left(4.5\frac{h_0}{a}+7.4\right)\frac{h_0}{a}$

当 $1.5\leqslant\frac{a}{h_0}\leqslant 2$ 时：$k=\left(11-0.9\frac{h_0}{a}\right)\frac{h_0}{a}$

$$\chi=1.81-0.255\frac{h_0}{a}$$

屈曲系数和嵌固系数的乘积可简化为：

当 $0.5\leqslant\frac{a}{h_0}<1.5$ 时：$\chi k=10.9+13.4\left(1.83-\frac{a}{h_0}\right)^3$

当 $1.5\leqslant\frac{a}{h_0}\leqslant 2$ 时：$\chi k=18.9-5\frac{a}{h_0}$

显然，各项临界应力都不应超过钢材的屈服强度，并且还应考虑残余应力使材料提前进入塑性的情况。为此，GB 50017 规范对三种临界应力都采用分为三段的计算公式，并用通用高厚比来表达，以适应不同钢种的计算，通用高厚比亦称正则化宽厚比，由下式给出：

$$\lambda=\sqrt{f_y/\sigma_{cr}}\quad\text{或}\quad\lambda=\sqrt{f_{yv}/\tau_{cr}}$$

它和压杆稳定计算的通用长细比 $\lambda_n=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{f_y/E}$ 具有同样性质。

在式（7-81）中取 $E=206000\text{N/mm}^2$ 和 $\nu=0.3$，然后代入上列计算公式，可得受压板件的通用高厚比：

$$\lambda=\frac{h_0/t_w}{28.1\sqrt{\chi k}}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{7-82}$$

对于受弯腹板，$k=23.9$，$\chi=1.66$ 和 1.23，通用高厚比为：

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{177}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \text{ 和 } \lambda_b = \frac{h_0/t_w}{153}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{7-83}$$

前者用于受压翼缘扭转受到约束时，后者则用于未受约束时。当工形截面梁两翼缘不相同时，需要用 $2h_c$ 代替 h_0，h_c 为腹板弯曲受压区的高度。

GB 50017 规范规定的弯曲正应力临界值的三个计算公式是：

当 $\lambda_b \leqslant 0.85$ 时：$\sigma_{cr} = f$ (7-84)

当 $0.85 < \lambda_b \leqslant 1.25$ 时：$\sigma_{cr} = [1 - 0.75(\lambda_b - 0.85)]f$ (7-85)

当 $\lambda_b > 1.25$ 时：$\sigma_{cr} = 1.1f/\lambda_b^2$ (7-86)

在弹性范围，按照通用高厚比的定义，临界应力等于 $\sigma_{cr} = f_y/\lambda_b^2$。近似取 $f_y = 1.1f$，即为式（7-86）。这里没有用抗力分项系数对临界应力进行折减，是考虑弹性板有较大的屈曲后强度。

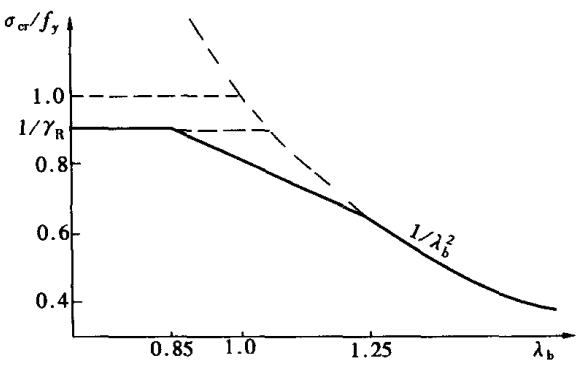


图 7-63 梁腹板临界正应力

对没有缺陷的理想板件，当 $\lambda_b = 1$ 时，临界应力等于屈服强度。考虑到残余应力和几何缺陷的不利影响，把式（7-84）的应用范围，也就是塑性范围，限制为 $\lambda_b \leqslant 0.85$，式（7-85）是弹性和塑性之间的过渡段，采用了比较简单的直线式。在梁整体稳定计算中当临界应力达到 $0.6f_y$ 时即开始进入塑性，相当于 $\lambda = \sqrt{1/0.6} = 1.29$。考虑到腹板局部屈曲受残余应力的影响不如整体屈曲大，把弹性范围的中止点取在 $\lambda_b = 1.25$。图 7-63 给出临界应力随通用长细比变化的情况。

剪应力临界值的三个计算公式是：

当 $\lambda_s = 0.8$ 时，$\tau_{cr} = f_v$ (7-87)

当 $0.8 < \lambda_s \leqslant 1.2$ 时，$\tau_{cr} = [1 - 0.59(\lambda_s - 0.8)]f_v$ (7-88)

当 $\lambda_s > 1.2$ 时 $\tau_{cr} = 1.1f_v/\lambda_s^2$ (7-89)

通用高厚比 λ_s 由下式计算：

当 $a/h_0 \leqslant 1.0$ 时，$\lambda_s = \dfrac{h_0/t_w}{41\sqrt{4 + 5.34(h_0/a)^2}}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ (7-90)

当 $a/h_0 > 1.0$ 时，$\lambda_s = \dfrac{h_0/t_w}{41\sqrt{5.34 + 4(h_0/a)^2}}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ (7-91)

局部压应力的临界值由下列公式计算：

当 $\lambda_c \leqslant 0.9$ 时，$\sigma_{c,cr} = f$ (7-92)

当 $0.9 < \lambda_c \leqslant 1.2$ 时，$\sigma_{c,cr} = [1 - 0.79(\lambda_c - 0.9)]f$ (7-93)

当 $\lambda_c > 1.2$ 时，$\sigma_{c,cr} = 1.1f/\lambda_c^2$ (7-94)

通用高厚比 λ_c 由下式计算：

当 $0.5 \leqslant \dfrac{a}{h_0} \leqslant 1.5$ 时 $\lambda_c = \dfrac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9 + 13.4(1.83 - a/h_0)^3}}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ (7-95)

当 $1.5 < \frac{a}{h_0} \leqslant 2.0$ 时　$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{18.9 - 5a/h_0}}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$　　(7 - 96)

4.2.4　设有纵向加劲肋时梁腹板区格的临界应力

纵向加劲肋设在腹板受压区，至受压翼缘距离应在 $\frac{h_0}{4} \sim \frac{h_0}{5}$ 之间。单轴对称工形梁则在 $\frac{h_c}{2} \sim \frac{h_c}{2.5}$ 之间。取平均值 $h_1 = 0.225h_0$ [见图 7 - 64 (a)]，则位于纵肋上面区格的压应力由 σ 按直线减少到 0.55σ，此时四边简支板的屈曲系数 $k = 5.13$，代入式 (7 - 82) 并分别取 $\chi = 1.0$ 和 1.4，则有：

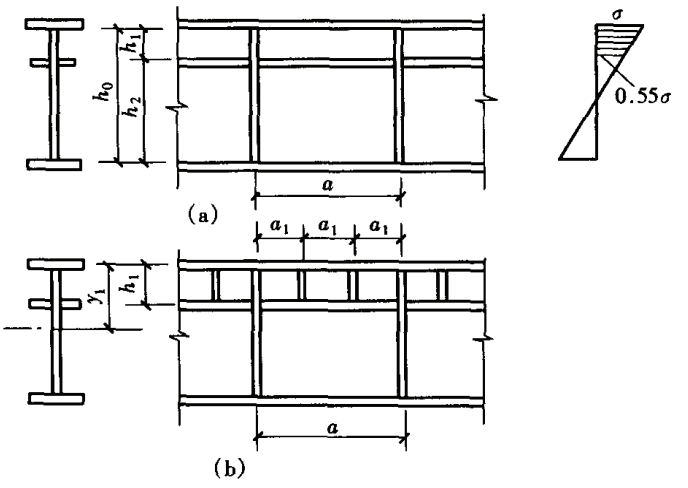


图 7 - 64　设有纵向加劲肋和短加劲肋的区格

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{64}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (7 - 97)$$

和　$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{75}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (7 - 98)$$

分别适用于受压翼缘扭转未受约束和受到约束的情况。相应的临界应力 σ_{cr1} 由式 (7 - 84) ~ 式 (7 - 86) 计算，计算时用 λ_{b1} 代替 λ_b。

同理，位于纵肋下面区格的临界正应力也由式 (7 - 84) ~ 式 (7 - 86) 计算，在式 (7 - 82) 中取 $k = 47.6$ 和 $\chi = 1$，得：

$$\lambda_{b2} = \frac{h_2/t_w}{194}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

由纵向加劲肋划分的上下两个区格，在剪力作用下的应力分布状态和没有纵肋者并无本质区别。因此，这两个区格的临界剪应力都按式 (7 - 87) ~ 式 (7 - 91) 计算，计算时上区格用 h_1 代替 h_0，下区格则用 h_2 代替 h_0。

从局部压应力来看，上区格上边缘承受竖向压应力 σ_c，到纵向加劲肋处下降为 $0.3\sigma_c$，分布情况和未设纵肋的区格不同。但下区格的上边缘压应力在下边缘处衰减为零的情况和未设纵肋的区格相同。因此，下区格的横向压应力的临界值 $\sigma_{c,cr2}$ 由式 (7 - 92) ~ 式 (7 - 96) 计算，计算时以 h_2 代替 h_0。上区格矮而宽，在上边缘承受局部压应力时，可以看作竖向受压的板柱，有效宽度近似取为 $2h_1$，则临界应力由下式给出：

$$\sigma_{c,cr1} = \frac{2\pi^2 E}{(1 - \nu^2)\lambda_{c1}^2}$$

板柱长细比为：$\lambda_{c1} = \frac{h_1}{t_w/\sqrt{12}}$

代入 λ_{c1} 和 E、ν 值得到：$\sigma_{c,cl} = 37.2 \times 10^4\left(\frac{t_w}{h_1}\right)^2$　(N/mm²)

当梁上翼缘扭转受到约束时，板柱上端成为固定端，λ_{c1} 应乘以计算长度系数 0.7。局部压应力临界值按通用高厚比表达时仍可按式 (7 - 84) ~ 式 (7 - 86) 计算，不过把式中

的 λ_b 改为：

受压翼缘扭转未受约束时：$\lambda_{c1} = \dfrac{h_1/t_w}{40}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ (7－99)

受压翼缘扭转受到约束时：$\lambda_{c1} = \dfrac{h_1/t_w}{56}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ (7－100)

如果在上区格加设短加劲肋［见图 7－64（b)]，则上区格不再是宽度比高度大很多的板。短加劲肋间距 a_1 对局部压应力的临界值有影响，该值可由式（7－81）计算，式中 χ 取 1.0 和 1.4，屈曲系数取：

$$k = 1.6 + \frac{2a_1}{h_1} \geqslant 4$$

因此，设置短加劲肋后计算 $\sigma_{c,cr1}$ 的通用高厚比改为：对 $a_1/h_1 \leqslant 1.2$ 的区格，

当梁受压翼缘扭转未受约束时：

$$\lambda_{c1} = \frac{a_1/t_w}{73}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (7-101)$$

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\lambda_{c1} = \frac{a_1/t_w}{87}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (7-102)$$

对 $a_1/h_1 > 1.2$ 的区格，上式右侧乘以 $\dfrac{1}{\sqrt{0.4 + 0.5a_1/h_1}}$。

4.2.5 多项应力组合下的屈服条件

除纯弯曲梁段外，腹板的区格经常同时承受弯曲正应力和剪应力，吊车梁的腹板则还承受局部压应力。因此，验算梁腹板区格的稳定性需要考虑三种应力的联合作用。

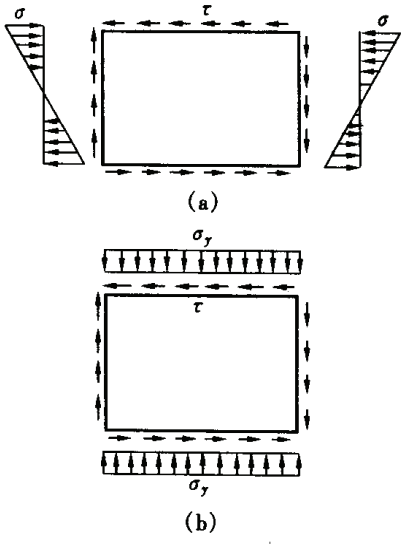


图 7－65 应力联合作用下的腹板

复合应力作用下的板件屈曲问题，已经在第四章 6.6 节论述过。当弯曲正应力和剪应力同时作用时［如图7－65（a）所示]，临界条件是：

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leqslant 1$$

当单向均匀压应力和剪应力同时作用时［如图7－65（b）所示]，临界条件可以偏安全地取为：

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leqslant 1$$

参照以上两式和国外设计规范，GB 50017 规范对三种应力并存的仅设横向加劲肋的腹板区格采用下列局部稳定验算公式：

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leqslant 1 \quad (7-103)$$

其中：

$$\sigma = \frac{Mh_c}{I}$$

$$\tau = V/(h_w t_w)$$

$$\sigma_c = F/(t_w l_z)$$

式中 σ——区格平均弯矩产生的腹板计算高度边缘的弯曲压应力；

τ——区格平均剪力产生的腹板平均剪应力；

σ_c——腹板边缘的局部压应力；

F——吊车轮压设计值；

$\sigma_{cr}, \tau_{cr}, \sigma_{c,cr}$——各种应力单独作用下的临界应力，按本章 4.2.3 节公式计算。

当腹板设有纵向加劲肋时，下区格受力情况和仅设横向加劲肋者近似，区格局部稳定的验算公式在形式上也相似，即：

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{c2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c,cr2}} \leqslant 1.0 \qquad (7-104)$$

式中 σ_2——区格腹板上纵向加劲肋处压应力的平均值；

σ_{c2}——区格腹板在纵向加劲肋处的横向压应力，取为 $0.3\sigma_c$；

各项临界应力的计算参看 4.2.4 节。

纵向加劲肋上面的区格矮而宽，为适应其特点，区格局部稳定的验算公式采用：

$$\frac{\sigma}{\sigma_{crl}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{crl}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,crl}}\right)^2 \leqslant 1.0 \qquad (7-105)$$

式中应力 σ，τ 和 σ_c 均同式（7-103），三项临界应力的计算详见 4.2.4 节。

4.2.6 加劲肋的设置

GB 50017 规范对设置横向加劲肋的规定是：

当 $\frac{h_0}{t_w} \leqslant 80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，对有局部压应力（$\sigma_c \neq 0$）的梁，应按构造配置横向加劲肋，但对无局部压应力的梁，可不配置加劲肋。当 $\frac{h_0}{t_w} > 80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，应配置横向加劲肋并满足区格局部稳定验算要求。

从式（7-87）看，$\lambda_s \leqslant 0.8$ 时，临界剪应力可以达到强度设计值 f_v。在梁不设横向加劲肋时，式（7-96）中的 a 可以取同号剪力区的长度，在对称荷载条件下即为半跨长度。以 $a = 5h_0$ 代入此式，并使 $\lambda_s \leqslant 0.8$，则有：$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 77\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

和规范规定的 $80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 很接近。

规范对设置纵向加劲肋的规定是：

当 $\frac{h_0}{t_w} > 170\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（受压翼缘扭转受到约束，如连有刚性铺板、制动板或焊有钢轨时）或 $\frac{h_0}{t_w} > 150\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（受压翼缘扭转未受到约束时），或按计算需要时，应在弯曲应力较大区格的受压区增加配置纵向加劲肋。

从式（7-84）看，$\lambda_b < 0.85$ 时，临界应力可以达到强度设计值 f。以式（7-83）的

λ_b 代入，可得：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 150\sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad 和 \quad \frac{h_0}{t_w} \leqslant 130\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

考虑到梁腹板边缘应力低于最大应力，吊车梁因同时承受水平力而更是如此，规范把150和130分别放大为170和150。同时，高厚比的这两个限值并不是硬性规定。如果计算需要，在限值以内的腹板也要设纵向加劲肋。

短加劲肋在 σ_c 很大的梁中根据计算需要配置。

规范还规定，在任何情况下 $\frac{h_0}{t_w}$ 均不应超过 $250\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。

设计规范对腹板加劲肋的构造要求介绍如下：

加劲肋宜在腹板两侧成对配置，也允许单侧配置，如图7-66所示。单侧配置可节省钢材和减轻制造工作量，但支承加劲肋、重级工作制吊车梁的加劲肋不应单侧配置。加劲肋可用钢板或型钢做成，焊接梁的加劲肋一般用钢板。

横向加劲肋的间距最小为 $0.5h_0$，最大为 $2h_0$，但对无局部压应力的梁，当 $\frac{h_0}{t_w} \leqslant 100$ 时，可以采用 $2.5h_0$。纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离应在 $\frac{h_c}{2.5} \sim \frac{h_c}{2}$ 范围内。

加劲肋应有足够的刚度才能作为腹板的不动支承，因此对其截面尺寸或截面惯性矩应有一定要求。

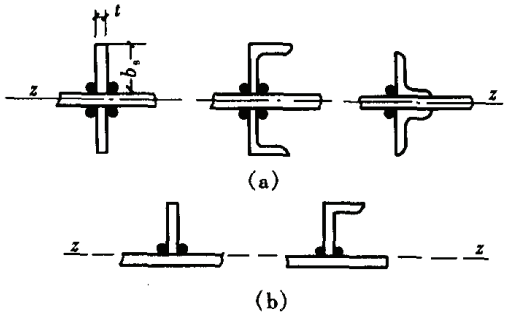


图7-66　加劲肋的型式

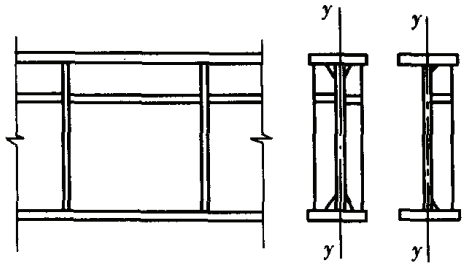


图7-67　加劲肋构造

仅设置横向加劲肋时，在腹板两侧成对配置的钢板加劲肋的截面尺寸应符合下列要求：

外伸宽度：
$$b_s \geqslant \frac{h_0}{30} + 40\text{mm} \tag{7-106}$$

厚度：
$$t \geqslant b_s/15 \tag{7-107}$$

在腹板一侧配置的钢板横向加劲肋，其外伸宽度应大于按公式（7-106）算得的1.2倍，厚度不应小于其外伸宽度的1/15。

在同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板中，应在其相交处将纵向加劲肋断开，横向加劲肋保持连续，如图7-67所示。这时横肋对纵肋起支承作用，它的截面尺寸除应满足式（7-106）和（7-107）以外，其绕 z 轴（见图7-66）的惯性矩还应满足：

$$I_z \geqslant 3h_0t_w^3$$

纵向加劲肋截面绕 y 轴（见图7-67）的惯性矩应满足下列公式要求：

当 $a/h_0 \leqslant 0.85$ 时：

$$I_y \geqslant 1.5 h_0 t_w^3 \tag{7-108}$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时：

$$I_y \geqslant \left(2.5 - 0.45\frac{a}{h_0}\right)\left(\frac{a}{h_0}\right)^2 h_0 t_w^3 \tag{7-109}$$

当配置有短加劲肋时，短加劲肋的最小间距为 $0.75h_1$。短加劲肋外伸宽度应取为横向加劲肋外伸宽度的 0.7～1.0 倍，厚度不应小于短加劲肋外伸宽度的 1/15。

用型钢做成的加劲肋，其截面相应的惯性矩不得小于上述对于钢板加劲肋惯性矩的要求。在腹板两侧成对配置的加劲肋，惯性矩以梁腹板中心线为轴线进行计算。在腹板一侧配置的加劲肋则应以与加劲肋相连的腹板边缘为轴线。

梁的横向加劲肋除一般中间加劲肋外还有支承加劲肋，包括承受梁端反力的支座加劲肋和承受梁固定集中荷载的中间支承加劲肋。这些加劲肋除防止梁腹板失稳外，还有传递集中荷载的任务。因此，这些支承加劲肋除了满足上述刚度要求外，还需进行下列验算：

（1）稳定性计算。

支承加劲肋按承受固定集中荷载或梁支座反力的轴心受压构件，计算其在腹板平面外的稳定性。此受压构件的截面面积 A 包括加劲肋和加劲肋每侧 $15t_w\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 范围内的腹板面积（见图 7－68），计算长度取 h_0。图 7－68（b）的加劲肋虽然截面单轴对称，不必考虑扭转因素，原因是荷载作用在截面剪心。

（2）承压强度计算。

梁支承加劲肋的端部承压面积按其所承受的固定集中荷载或支承反力计算。当加劲肋的端部刨平顶紧时，应用下式计算其端面承压应力：

$$\sigma = N/A_{ce} \leqslant f_{ce}$$

式中 f_{ce}——钢材端面承压的强度设计值；

A_{ce}——端面承压面积。

对于图 7－68（b）所示的突缘支座，若用上式计算其端部承压应力时，支承加劲肋向下的伸出长度不得大于 $2t$。

（3）支承加劲肋与腹板间的连续焊缝应按承受全部集中力计算，并假定应力沿焊缝均匀分布。

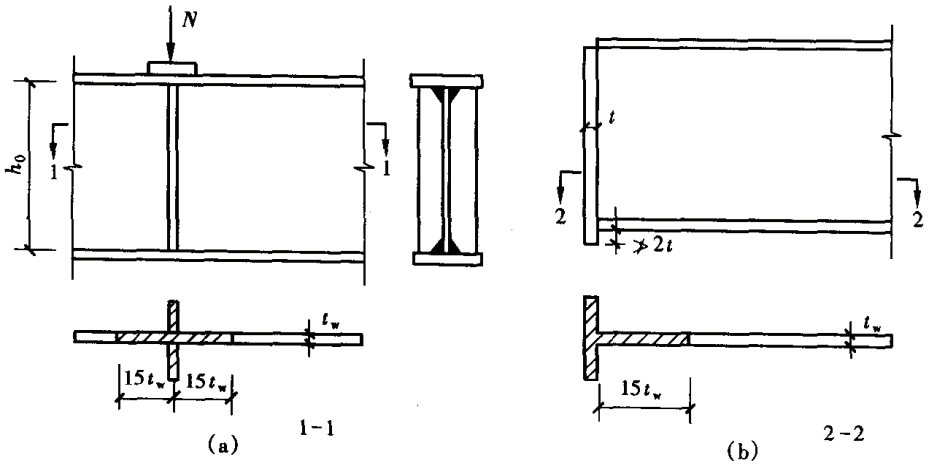


图 7－68　支承加劲肋

4.3 梁的屈曲后强度

梁腹板受弯屈曲和受剪屈曲后都存在继续承载的潜力。下面分别论述受弯和受剪屈曲后强度的计算方法，然后讨论二者的综合效应。

4.3.1 腹板受弯屈曲后强度

在第四章 6.10 节中得出四边简支板单向均匀受压时的有效宽度计算公式：

$$b_e = \frac{p_x}{f_y} b$$

式中 p_x——板达到承压极限时的平均压应力，其值和板的临界应力及 f_y 有关。

板的有效宽度还可换一种方式表达，考虑到：

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

和：

$$f_y = \frac{4\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b_e}\right)^2$$

可得：

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \tag{7-110}$$

此式同样适用于受弯板的受压区，式中 σ_{cr} 为弯曲正应力的临界值，公式右侧是腹板通用高厚比的倒数，故可改写为：

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\lambda_b}$$

鉴于存在几何缺陷和残余应力的不利效应，上式应乘以折减系数 $\left(1-\frac{0.2}{\lambda_b}\right)$。GB 50017 规定的腹板受压区有效高度系数 $\rho = b_e/b$ 的计算公式是：

当 $\lambda_b \leqslant 0.85$ 时：

$$\rho = 1.0 \tag{7-111}$$

当 $0.85 < \lambda_b \leqslant 1.25$ 时：

$$\rho = 1 - 0.82(\lambda_b - 0.85) \tag{7-112}$$

当 $\lambda_b > 1.25$ 时：

$$\rho = \frac{1}{\lambda_b}\left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b}\right) \tag{7-113}$$

式中 λ_b 按式（7-83）计算，这三个公式依次适用于塑性、弹塑性和弹性范围，它们的分界点和式（7-84）~式（7-86）相同。

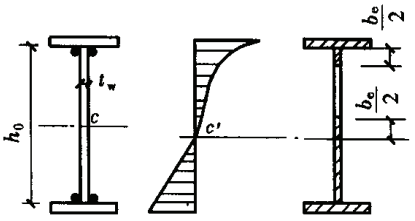


图 7-69 腹板受弯屈曲后的有效截面

腹板只分担梁弯矩的一部分，腹板屈曲后的梁抗弯承载力需要由整个截面来确定。屈曲后的腹板，截面非全部有效，但只是在受压区扣除一部分截面。这样一来，梁的有效截面成为单轴对称的（见图 7-69），计算它的截面模量比较复杂。由于腹板分担的弯矩份额比较小，可以采用简化的近似方法。如图 7-70 所示，假定腹板受拉区也和受压区一样扣除一部分，以保持截面对称。同时，在计算被扣除部分对腹板 x 轴的惯性矩时，忽略该部分对自身轴线的惯性矩。这样，腹板有效截面的惯性矩是：

$$I_{xwe} = I_{xw} - 2(1-\rho)h_c t_w\left[\frac{1}{2}\rho h_c + \frac{1}{2}(1-\rho)h_c\right]^2 = I_{xw} - \frac{(1-\rho)}{2}h_c^3 t_w$$

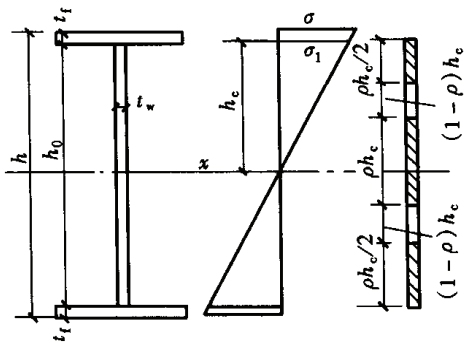


图 7－70　腹板有效惯性矩的近似计算

$$I_{xw} = \frac{2h_c^3 t_w}{3}$$

式中　I_{xw}——腹板全截面的惯性矩。

整个截面的有效惯性矩为：

$$I_{xe} = I_{xf} + I_{xw} - \frac{(1-\rho)}{2} h_c^3 t_w$$

$$= I_x\left[1 - \frac{(1-\rho)}{2I_x} h_c^3 t_w\right] = \alpha_e I_x$$

梁惯性矩的折减系数 α_e 就是截面模量的折减系数。因此，腹板屈曲后梁的抗弯承载能力设计值是：

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f \tag{7-114}$$

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x} \tag{7-115}$$

4.3.2　腹板受剪屈曲后的强度

梁腹板在剪力作用下产生斜向的主拉应力和主压应力［如图 7－71（a）所示］。当主压应力增大到临界值时，腹板立即屈曲，但是此时主拉应力还未达到屈服强度，腹板还可通过拉力场承受继续增加的剪力，如图 7－71（b）所示。拉力场效应的计算，有不同的假定，如认为拉力带只在横向加劲肋之间分布［如图 7－71（c）所示］，或是在横向加劲肋之间和梁翼缘之间分布［如图 7－71（d）所示］。相应地，对腹板受剪屈曲后承载力计算有不同的计算方法。精确的算法比较复杂。GB 50017 采用便于实际应用的简化算法，相当于承载力的下限。抗剪承载力的设计值仍然按通用高厚比计算，公式是：

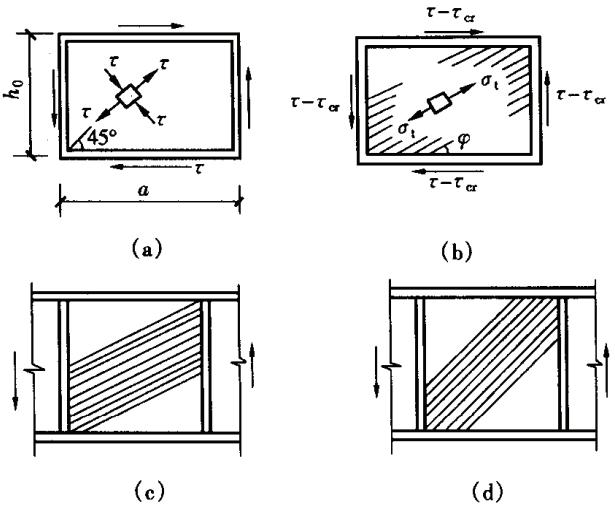


图 7－71　梁腹板受剪屈曲后的拉力场

当 $\lambda_s \leqslant 0.8$ 时，　$V_u = h_w t_w f_v$　　(7－116)

当 $0.8 < \lambda_s \leqslant 1.2$ 时，　$V_u = h_w t_w f_v[1 - 0.5(\lambda_s - 0.8)]$　　(7－117)

当 $\lambda_s > 1.2$ 时，　$V_u = h_w t_w f_v / \lambda_s^{1.2}$　　(7－118)

式中 h_w 为腹板高度，λ_s 按式（7－90）、式（7－91）计算。

4.3.3　弯剪联合作用下梁的屈曲后承载力

当梁受弯而边缘屈服时，腹板还可承受较大的剪力。在本章 2.12 节曾经指出，从强度看，剪应力对梁的极限弯矩影响并不大。腹板高厚比很大的梁在利用屈曲后强度时也是如此。如果区格的剪力不超过 $0.5V_u$，梁的抗弯承载力 M_{eu} 并不因存在剪力而下降。当剪力超过 $0.5V_u$ 时，梁截面承受的弯矩 M 和剪力 V 应符合下式：

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M - M_f}{M_{eu} - M_f} \leqslant 1 \tag{7-119}$$

式中 M_f——梁两翼缘所承担的弯矩设计值。

M_f 由下式计算：

$$M_f = \left(A_{f1}\frac{h_1^2}{h_2} + A_{f2}h_2\right)f \tag{7-120}$$

式中 A_{f1}，A_{f2}——分别为较大和较小翼缘的截面积；

h_1，h_2——分别为这两个翼缘的形心至梁中和轴的距离。

此式适用于单轴对称工形截面梁。当两翼缘相同时，公式简化为：

$$M_f = A_f hf \tag{7-121}$$

式中 A_f——一个翼缘的截面积；

h——翼缘中至中距离。

式（7-119）实质上是梁腹板弯剪的相关公式。因为剪力完全由腹板负担，而公式左端第二项的分子和分母分别是腹板分担的弯矩和腹板所能承担的最大弯矩。

4.3.4 利用屈曲后强度时的加劲肋

梁腹板在剪力作用下屈曲后，以拉力带的形式继续抵抗剪力，相当于桁架的斜腹杆。此时横向加劲肋起类似桁架竖杆的作用。拉力带的水平分力在相邻区格腹板之间传递和平衡，而竖向分力则需要由中间横向加劲肋承担。因此，中间加劲肋不仅需要满足式(7-106)和式（7-107）的要求，还需要作为轴心压杆进行验算，其轴心压力为：

$$N_s = V_u - \tau_{cr}h_w t_w \tag{7-122}$$

如果是中间支承加劲肋，则上式右端还加上作用在肋上的集中力 F。

简支梁的支座加劲肋只有一侧有拉力带，还必须考虑拉力带水平分力 H 的效应。设拉力带的倾角为 ϕ，其值由下式确定（见图7-72）：

$$\text{tg}2\phi = \frac{h_w}{a} = \frac{1}{\alpha},\quad \text{tg}\phi = \sqrt{1+\alpha^2} - \alpha$$

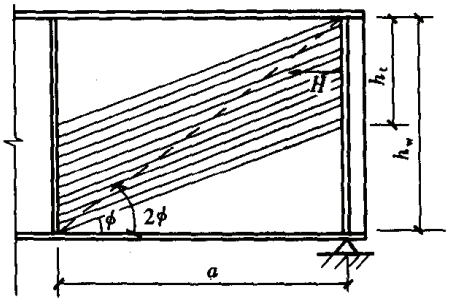


图7-72 作用在支座加劲肋上的水平力

拉力带在支座加劲肋上的分布宽度为：

$$h_t = h_w - a\text{tg}\phi = h_w(1 - \alpha\text{tg}\phi)$$

拉力带的竖向分力是：

$$V_t = (\tau_u - \tau_{cr})t_w h_t = (\tau_u - \tau_{cr})t_w h_w(1 - \alpha\text{tg}\phi)$$

水平分力则是：

$$H = V_t/\text{tg}\phi$$

代入 $\text{tg}\phi$ 后整理可得：

$$H = (V_u - \tau_{cr}t_w h_w)\sqrt{1+\alpha^2} \tag{7-123}$$

H 力在支座加劲肋上作用的位置可假定为作用在距腹计算高度上边缘 $h_0/4$ 处。仅在支座处设置加劲肋不足以承担支座反力和 H 力的共同作用时，可以把梁端略加延伸，并焊以封头板Ⅱ作为附加的加劲板（见图7-73）。此板的截面积可由下式计算确定：

$$A_c = \frac{3h_0 H}{16ef} \tag{7-124}$$

上式是把加劲肋Ⅰ和封头板Ⅱ作为跨长 h_0、高度 e 的梁翼缘，共同承受弯矩 $\frac{3}{16}Hh_0$ 得出的。

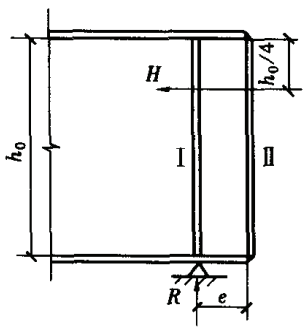


图 7-73 带封头板的支座加劲肋

还有一种设计手法，就是缩小第一道中间横向加劲肋至支座加劲肋的距离，使端区格的通用高厚比 $\lambda_s \leqslant 0.8$，这时 $\tau_{cr} = f_v$，从而有 $H = 0$。

4.4 冷弯薄壁型钢构件的受压板件

冷弯薄壁型钢是适合于利用屈曲后强度的构件，GB 50018 规范对薄壁构件的受压板件只给出有效宽度的计算公式，而不另外给出临界应力的计算公式。该规范的公式具有高度综合性，适合于加劲板件（两纵边都有支承的板件）、非加劲板件（一纵边自由的板件）和部分加劲板件（一纵边有卷边）三种不同类型的板（见图 7-74），并且可以考虑相邻板件的约束作用。公式以有效宽厚比为对象，具体公式如下：

当 $\dfrac{b}{t} \leqslant 18\alpha\rho$ 时，
$$\frac{b_e}{t} = \frac{b_c}{t} \tag{7-125}$$

当 $18\alpha\rho < \dfrac{b}{t} \leqslant 38\alpha\rho$ 时，
$$\frac{b_e}{t} = \left(\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{b/t}} - 0.1\right)\frac{b_c}{t} \tag{7-126}$$

当 $\dfrac{b}{t} \geqslant 38\alpha\rho$ 时，
$$\frac{b_e}{t} = \frac{25\alpha\rho}{b/t} \cdot \frac{b_c}{t} \tag{7-127}$$

其中：
$$\alpha = 1.15 - 0.15\psi$$
$$\psi = \sigma_{min}/\sigma_{max}$$
$$\rho = \sqrt{\frac{205 k_1 k}{\sigma_1}}$$

式中 b，t——板件宽度和厚度；

b_e——板件有效宽度；

α——计算系数，当 $\psi < 0$ 时取 $\alpha = 1.15$；

ψ——压应力分布不均匀系数；

σ_{max}——受压板件边缘的最大压应力，取正值，N/mm^2；

σ_{min}——受压板件另一边缘的应力，以压应力为正，拉应力为负，N/mm^2；

b_c——板件受压区宽度，当 $\psi \geqslant 0$ 时 $b_c = b$；当 $\psi < 0$ 时，$b_c = \dfrac{b}{1-\psi}$；

ρ——计算系数；

σ_1——对轴心受压构件的各板件都取 φf，φ 为构件稳定系数，对压弯和受弯构件中压应力最大的板件取 f，其余板件的最大压应力按 ψ 推算；

k——板件受压稳定系数，即屈曲系数；

k_1——板组约束系数。

在式（7-110）中代入受压板的临界应力 $\sigma_{cr} = 0.9kE\left(\dfrac{t}{b}\right)^2$，可以得到：

$$\frac{b_e}{b} = 30\sqrt{\frac{205k}{f_y}} \cdot \frac{1}{b/t}$$

若在上式中代入 $f_y = 1.165f = 1.165\sigma_1$，则公式变为：$\dfrac{b_e}{b} = \dfrac{27.8\rho}{b/t}$

规范规定的式（7－127）相当于对上式乘以折减系数0.9，以考虑缺陷的不利效应。式（7－125）～式（7－127）分别对应于式（7－111）～式（7－113）。

GB 50018规范规定三类板件的稳定系数由下列公式计算：

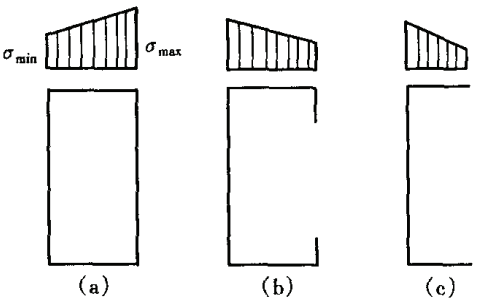


图7－74　非均匀受压的板件

（1）加劲板件，见图7－74（a）：

当 $1 \geqslant \psi > 0$ 时，$k = 7.8 - 8.15\psi + 4.35\psi^2$　　（7－128）

当 $0 \geqslant \psi \geqslant -1$ 时，$k = 7.8 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$　　（7－129）

（2）部分加劲板件，见图7－74（b）：

当最大压应力作用于支承边，

$$k = 5.89 - 11.59\psi + 6.68\psi^2 \tag{7-130}$$

当最大压应力作用于卷边处：

$$k = 1.15 - 0.22\psi + 0.045\psi^2 \tag{7-131}$$

（3）非加劲板件，见图7－74（c）：

当最大压应力作用于支承边时，区分三种情况：

当 $1 \geqslant \psi \geqslant 0$ 时，$k = 1.70 - 3.025\psi + 1.75\psi^2$　　（7－132）

当 $0 \geqslant \psi > -0.4$ 时，$k = 1.70 - 1.75\psi + 55\psi^2$　　（7－133）

当 $-0.4 \geqslant \psi \geqslant -1$ 时，$k = 6.07 - 9.51\psi + 8.33\psi^2$　　（7－134）

当最大压应力作用于自由边时：

$$k = 0.567 - 0.213\psi + 0.071\psi^2 \tag{7-135}$$

上列三种腹板在 $\psi < -1$ 时，一律用 $\psi = -1$ 时的 k 系数。

约束系数 k_1 由下列公式计算：

当 $\xi \leqslant 1.1$ 时，$k_1 = 1/\sqrt{\xi}$　　（7－136）

当 $\xi > 1.1$ 时，$k_1 = 0.11 + \dfrac{0.93}{(\xi - 0.05)^2}$　　（7－137）

$$\xi = \frac{c}{b}\sqrt{\frac{k}{k_c}} \tag{7-138}$$

式中　b——计算板件的宽度；

c——与计算板件邻接的板件的宽度，如果计算板件两边均有邻接板件时，取压应力较大一边的邻接板件的宽度；

k——计算板件的稳定系数；

k_c——邻接板件的稳定系数。

k_1 系数不得超过规定的上限 k_1'，对于加劲板件 $k_1' = 1.7$，对于部分加劲板件 $k_1' = 2.4$；对于非加劲板件 $k_1' = 3.0$

4.5　压弯构件的板件稳定

4.5.1　非均匀受压并受剪的板件的临界应力

压弯构件的腹板在压力、弯矩和剪力联合作用下的弹性受力状态如图7－75（a）所

示，其屈曲条件用下式表示：

$$\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5\right]\frac{\sigma}{\sigma_0} + \left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 = 1 \tag{7-139}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

$$\tau_0 = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2$$

$$\sigma_0 = k_\sigma \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2)h_0^2}$$

式中 τ、σ——分别是压弯构件在剪力作用下腹板的平均剪应力和在弯矩与轴力的共同作用下腹板边缘的最大压应力；

α_0——与腹板上下边缘的最大压应力和最小压应力有关的应力梯度；

τ_0——腹板仅受剪应力作用时的屈曲剪应力；

k_τ——弹性屈曲系数，取柱子横向加劲肋最大间距 $a = 3h_0$，则有此系数的最小值 $k_\tau = 5.34 + \dfrac{4}{(a/h_0)^2} = 5.784$；

σ_0——腹板仅受弯矩和轴力联合作用时的屈曲应力；

k_σ——弹性屈曲系数，与应力梯度 α_0 有关。

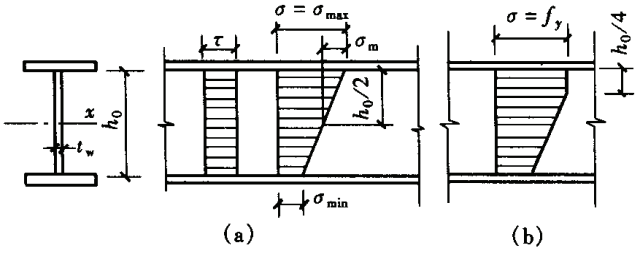


图 7-75 压弯构件腹板受力状态

k_σ 可按第四章 6.4 节给出的下列公式计算：

$$k_\sigma = \frac{16}{[(2-\alpha_0)^2 + 0.112\alpha_0^2]^{1/2} + 2 - \alpha_0}$$

式（7-139）和式（4-63）在形式上不同，但当 $\alpha_0 = 2$ 和 $\alpha_0 = 0$ 时，分别退化为式（4-62）和式（4-61）。

对给定尺寸的腹板，如果 τ 和 σ 的关系及 α_0 都属已知，即可由式（7-139）求得压、弯、剪共同作用下的 σ 的临界值。一般压弯构件的剪力都不大，可以假定剪应力 τ 等于 $0.3\sigma_m$，σ_m 为弯曲压应力即（$\sigma_{max} - \sigma_{min}$）/2，由此得 $\tau/\sigma = 0.15\alpha_0$。此时 σ 的临界值可以由下式表达：

$$\sigma_{cr} = k_e \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2)h_0^2}$$

屈曲系数 k_e 随 α_0 而变化，这是弹性范围的情况。当压弯构件的截面由弯矩作用平面内稳定控制时，受压较大区有一部分进入塑性，如图 7-75（b）所示，屈曲系数较之弹性范围有所下降。此时 $\sigma_{cr} = f_y$，屈曲系数为小于 k_e 的 k_p，它也是 α_0 的函数。对应于一定的塑性区深度，k_p 可以由塑性理论算得。算得不同应力梯度之下的 k_p 后，即可由上式求出腹板高厚比 h_0/t_w 的限值和 α_0 的关系。

4.5.2 工字形截面腹板的宽厚比

压弯构件在弹塑性阶段失去整体稳定时，腹板的屈曲临界应力与塑性深度 μh_0 有关，

设计规范取塑性区深度 $\mu h_0 = h_0/4$，由 α_0 和此 μ 值就可求出 k_p 值。h_0/t_w 限值与 α_0 关系，可近似用折线表示，即：

当 $0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6$ 时，$\dfrac{h_0}{t_w} = 16\alpha_0 + 50$

当 $1.6 < \alpha \leqslant 2.0$ 时，$\dfrac{h_0}{t_w} = 48\alpha_0 - 1$

实际上，对于长细比小的压弯构件，在弯曲作用平面内失稳时，截面的塑性深度超过 $0.25h_0$，而对于长细比大的压弯构件，塑性深度却不到 $0.25h_0$。有时构件截面的边缘纤维刚开始屈服，而腹板还处于弹性状态。所以规范将上述高厚比仅用于构件长细比 $\lambda = 50$ 的情况。当 $\lambda \neq 50$ 时，将 $\dfrac{h_0}{t_w}$ 和构件长细比挂钩，并引进钢种换算参数，则有：

$$\text{当 } 0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6 \text{ 时，} \frac{h_0}{t_w} \leqslant (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7-140}$$

$$\text{当 } 1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0 \text{ 时，} \frac{h_0}{t_w} \leqslant (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7-141}$$

式中 λ——构件在弯矩作用平面内的长细比，当 $\lambda < 30$ 时取 $\lambda = 30$，当 $\lambda > 100$ 时取 $\lambda = 100$；当 $\alpha_0 = 0$ 时，公式和轴心受压构件的腹板高厚比一致。

4.5.3 箱形截面腹板的宽厚比

箱形截面压弯构件腹板的受力情况与工字形截面的腹板一样，但考虑到两块腹板的受力状况可能有差别，且因为箱形截面腹板与翼缘的连接往往用单面角焊缝，腹板的嵌固条件不如工字形截面，为了安全，箱形截面压弯构件腹板的 h_0/t_w 不应超过公式(7-140)右边乘以 0.8 后的值，但不小于 $40\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$。

4.5.4 T 形截面腹板的宽厚比

对于弯矩作用在腹板平面内的 T 形截面压弯构件，其腹板的受力状况因弯矩作用方向的不同而有所区别。当荷载偏心作用在形心下面时，最大压应力 σ_{max} 在腹板的自由边；当荷载偏心作用在形心上面时，σ_{max} 在腹板与翼缘相接处。第一种情况比第二种情况更为不利。对于第二种情况，腹板高厚比可以偏于安全地采用和轴心压杆相同的限值，即式(7-78)。对于第一种情况，设计规范对腹板宽厚比的规定是：

当 $\alpha_0 \leqslant 1$ 时，$\dfrac{h_0}{t_w} \leqslant 15\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$

当 $\alpha_0 > 1$ 时，$\dfrac{h_0}{t_w} \leqslant 18\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$

4.5.5 翼缘的宽厚比

压弯构件到达极限状态时截面总有一部分进入塑性，因此，翼缘的容许宽厚比取为与发展部分塑性的梁翼缘一致。对悬伸翼缘板：

$$\frac{b}{t} \leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

当强度和稳定计算中取 $\gamma_x = 1.0$ 时，$\dfrac{b}{t}$ 可放宽至 $15\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$。

箱形截面翼缘板在两腹板之间的宽度 b_0 与厚度 t 之比应满足下式要求：

$$\frac{b_0}{t} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

这与轴心受压构件和梁的要求一致。

参 考 文 献

[7.1] 陈绍蕃．钢结构设计原理，第二版．北京：科学出版社，1998

第八章　钢结构的连接和节点

1. 概述

（1）钢结构是由钢板、型钢通过必要的连接组成构件，各构件再通过一定的安装连接而形成整体结构。选定合适的连接方案是钢结构设计中很重要的环节，连接设计不合理将影响结构的造价、安全和寿命。

（2）连接部位应有足够的强度，被连部件应保持正确的相互位置，以满足传力和使用要求。好的连接方案应符合安全可靠、构造简单、节省钢材和施工方便的原则。

（3）钢结构的连接方法可分为焊接、铆接、普通螺栓连接和高强度螺栓连接。

（4）焊接是钢结构最主要的连接方法，其优点是构造简单、节约钢材、加工方便、易于采用自动化操作、连接的密封性好、刚度大。缺点是焊接残余应力和残余变形对结构有不利影响，同时焊接结构的低温冷脆问题比较突出。目前除少数直接承受动载结构的某些连接不宜采用焊接外，焊接可广泛用于工业与民用建筑钢结构。

（5）铆钉连接的优点是塑性和韧性较好、传力可靠、质量易于检查，适用于直接承受动载结构的连接。缺点是构造复杂、用钢量多，目前已很少采用。

（6）普通螺栓连接的优点是施工简单、拆装方便。缺点是用钢量多。适用于安装连接和需要经常拆装的结构。

（7）高强度螺栓连接分为摩擦型连接和承压型连接，其优点是连接紧密、受力性能好、耐疲劳、安装简单、便于养护和加固。缺点是施工费用较高。摩擦型高强度螺栓连接可广泛用于桥梁结构、工业与民用建筑钢结构。承压型高强度螺栓连接只适用于承受静载的结构。

2. 焊接连接

2.1　常用焊接方法

（1）钢结构中一般采用的焊接方法有电弧焊、电渣焊、气体保护焊和电阻焊等。

（2）电弧焊的质量比较可靠，是最常用的一种焊接方法。电弧焊可分为手工电弧焊、自动或半自动埋弧焊。

1）手工电弧焊是通电后在涂有焊药的焊条与焊件间产生电弧，由电弧提供热源，使焊条熔化，滴落在焊件上被电弧所吹成的小凹槽熔池中，并与焊件熔化部分结成焊缝。由焊条药皮形成的熔渣和气体覆盖熔池，防止空气中的氧、氮等有害气体与熔化的液体金属接触而形成脆性易裂的化合物。焊缝质量随焊工的技术水平而变化，常用钢材手工电弧焊接推荐焊条参见第一章表 1－14。

2）自动或半自动埋弧焊是将光焊条埋在焊剂层下，通电后，由于电弧的作用使焊条和焊剂熔化，熔化后的焊剂浮在熔化金属表面上保护熔化金属，使之不与外界空气接触，有时焊剂还可供给焊缝必要的合金元素，以改善焊缝质量。自动焊的焊缝质量均匀，塑性好，冲击韧性高。半自动焊除由人工操作前进外，其余过程与自动焊相同，焊缝质量介于

自动焊与手工焊之间。常用钢材自动和半自动埋弧焊焊丝、焊剂参见表 1－15。

（3）电渣焊是利用电流通过熔渣所产生的电阻来熔化金属，焊丝作为电极伸入并穿过渣池，使渣池产生电阻热，将焊件金属及焊丝熔化，沉积于熔池中，形成焊缝。电渣焊一般在立焊位置进行，目前多用管状焊条丝极。行业标准 JGJ81 规定：焊接钢板厚度为 20～60mm 范围时，可用 1 根管状焊条和 1 根填充丝，60～100mm 范围内各用 2 根，板厚大于 100mm 则各用 3 根。管状焊条周围有涂层，厚 1.5～3.0mm，管材用 15 号或 20 号冷拔无缝钢管，填充丝采用 H08A，H08MnA 等（见表 1－15），直径为 3.2mm。

（4）气体保护焊是用焊枪中喷出的惰性气体代替焊剂，焊丝可自动送入，如 CO_2 气体保护焊是以 CO_2 作为保护气体，使被熔化的金属不与空气接触，电弧加热集中，熔化深度大，焊接速度快，焊缝强度高，塑性好。CO_2 气体保护焊采用高锰、高硅型焊丝，具有较强的抗锈蚀能力，焊缝不易产生气孔，适用于低碳钢、低合金钢的焊接。气体保护焊既可用手工操作，也可进行自动焊接。气体保护焊在操作时应采取避风措施，否则容易出现焊坑、气孔等缺陷。常用钢材 CO_2 气体保护焊焊丝参见资料篇。

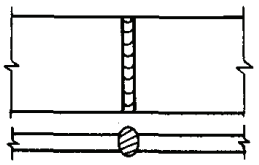
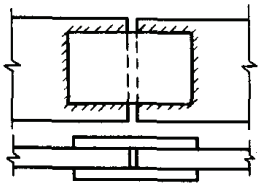
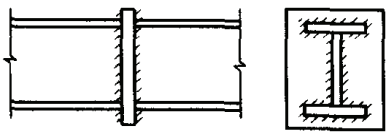
（5）电阻焊是利用电流通过焊件接触点表面的电阻所产生的热量来熔化金属，再通过压力使其焊合。在一般钢结构中，电阻焊只适用于板叠厚度不大于 12mm 的焊接。对冷弯薄壁型钢构件，电阻焊可用来缀合壁厚不超过 3.5mm 的构件，如把两个冷弯槽钢或 C 形钢组合成为工形截面构件。

2.2 焊接连接型式及焊缝种类

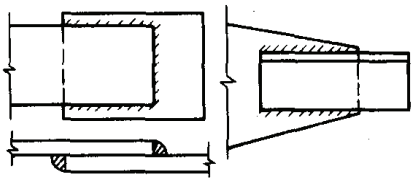
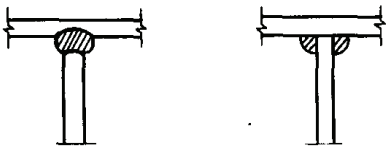
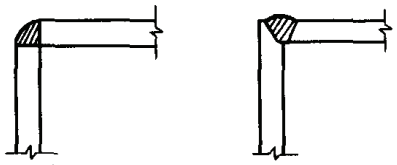
2.2.1 连接型式

焊缝连接型式按被连接件间的相对位置分为平接、搭接、T 形连接和角接四种，其基本型式见表 8－1。

表 8－1　　焊接连接基本型式

连接型式	简　图	说　明
平　接		对接焊缝平接连接的特点是用料经济，传力均匀平缓，承受动载性能较好，当符合一、二级焊缝质量标准时，焊缝可与母材等强，但是焊件边缘需要加工，对被连接两板的间隙和坡口尺寸要求较严格
		用拼接板和角焊缝的平接连接特点是施工简便，所连两板的间隙大小无需严格控制，但连接传力不均匀，费料
		采用顶板和角焊缝的平接连接，施工简便，用于受压构件较好。受拉构件为避免顶板层间撕裂，不宜采用

续表

连接型式	简　图	说　明
搭　接		角焊缝搭接连接，构造简单，施工方便，但传力不均匀，费料
T形连接		图（a）所示为焊透的对接焊缝T形连接，受力性能较好；图（b）为角焊缝T形连接，施工方便，受力性能较差
角　接		图（a）为角焊缝角接连接，图（b）为对接焊缝角接连接

2.2.2　焊缝种类

（1）根据焊缝的填充情况，对接焊缝分为焊透的对接焊缝和不焊透的对接焊缝，如图8－1所示。

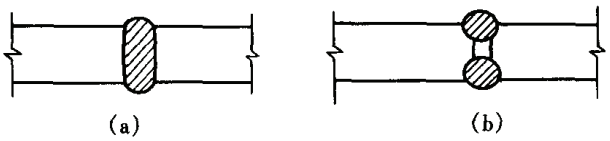


图8－1　对接焊缝

（a）焊透的对接焊缝；（b）不焊透的对接焊缝

（2）对接焊缝按所受力的方向可分为对接正焊缝和对接斜焊缝，如图8－2所示。

（3）角焊缝长度方向垂直于力作用方向的称为正面角焊缝，平行于力作用方向的称为侧面角焊缝，如图8－3所示。

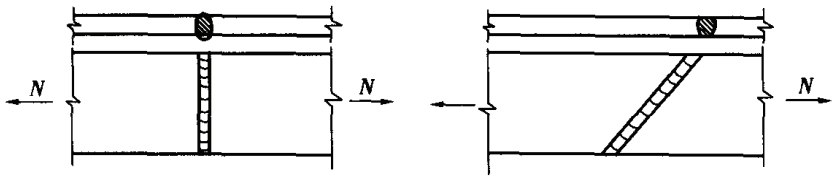


图8－2　对接正焊缝和对接斜焊缝

（4）焊缝按施焊位置分为平焊（俯焊）、立焊、横焊、仰焊几种（见图8－4）。俯焊的施焊方便，质量最易保证。立焊、横焊的质量及生产效率比俯焊的差一些。仰焊的操作条件最差，焊缝质量不易保证，应尽量避免采用仰焊焊缝。

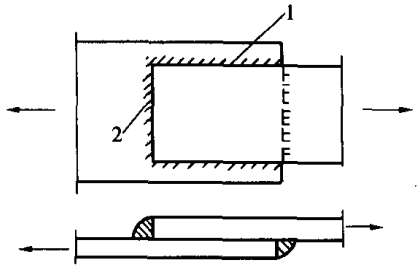


图8－3　角焊缝

1—侧面角焊缝；2—正面角焊缝

2.2.3　焊缝代号

（1）在钢结构施工图上要用焊缝代号标明焊缝型式、尺寸和辅助要求。GB324—88《焊缝符号表示方法》规定：焊缝符号由指引线和表示焊缝截面形状的

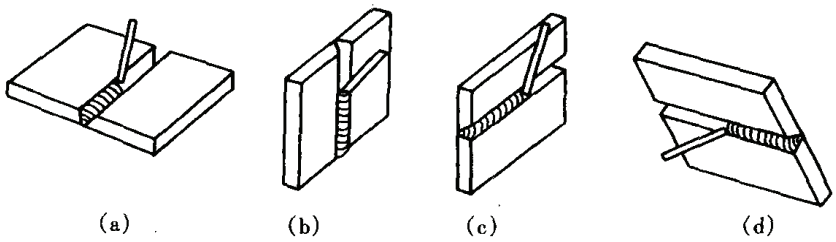


图 8-4　焊缝施焊位置

(a) 俯焊；(b) 立焊；(c) 横焊；(d) 仰焊

基本符号组成，必要时可加上辅助符号、补充符号和焊缝尺寸符号。

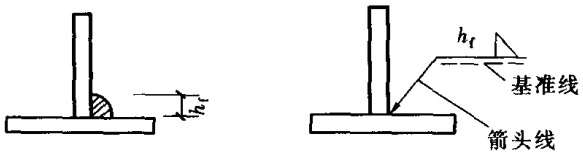


图 8-5　指引线的画法

(2) 指引线一般由箭头线和基准线(一条为实线，另一条为虚线) 所组成。基准线一般应与图纸的底边相平行，特殊情况下也可与底边相垂直，如图 8-5 所示。

(3) 基本符号用以表示焊缝截面形状，符号的线条宜粗于指引线，常用的某些基本符号如表 8-2 所示。

表 8-2　　常用焊缝基本符号

名称	封底焊缝	对接焊缝					角焊缝	塞焊缝与槽焊缝	点焊缝
		I 形焊缝	V 形焊缝	单边 V 形焊缝	带钝边的 V 形焊缝	带钝边的 U 形焊缝			
符号									

注　单边 V 形与角焊缝的竖边画在符号的左边。

(4) 辅助符号用以表示焊缝表面形状特征，如对接焊缝表面余高部分需加工使之与焊件表面齐平，则需在基本符号上加一短划，此短划即为辅助符号，见表 8-3。

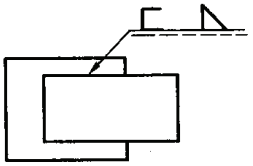
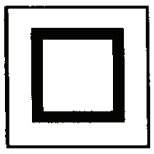
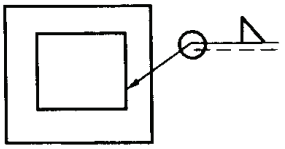
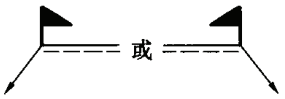
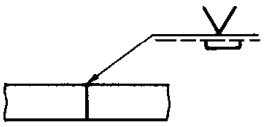
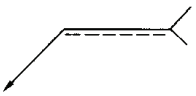
(5) 补充符号是为了补充说明焊缝的某些特征而采用的符号，如带有垫板、三面或四面围焊及工地施焊等。钢结构中常用的辅助符号和补充符号摘录于表 8-3。

(6) 手工电弧焊和埋弧焊焊接接头坡口形状和尺寸参见资料篇。

表 8-3　　焊缝符号中的辅助符号和补充符号

	名称	焊缝示意图	符号	示例
辅助符号	平面符号			
	凹面符号			

续表

	名称	焊缝示意图	符号	示　例
补充符号	三面围焊符号			
	周边焊缝符号			
	现场焊符号			
	焊缝底部有垫板的符号			
	尾部符号			

注　1. 现场焊的旗尖指向基准线的尾部。

2. 尾部符号用以标注需说明的焊接工艺方法和相同焊缝数量符号。

2.2.4　焊接方法和接头的代号和标记

JGJ81—2002《建筑结构焊接技术规程》规定的各类焊接方法、接头型式和坡口形状等的代号和尺寸标记均见资料篇。

2.3　焊缝的构造要求

2.3.1　一般规定

（1）为便于焊接操作，提高焊缝质量，宜选用平焊或横焊的焊接位置。

（2）焊缝的布置应对称于构件截面中和轴。

（3）焊缝金属强度应与母材强度相对应。当不同强度的钢材相连接时，可采用与低强度钢材相对应的焊接材料。

（4）为减少焊接应力、应力集中和焊接残余变形，应采取下列措施：

1）采用刚性较小的接头型式。

2）避免焊缝密集和三向焊缝相交，为此可使次要焊缝中断，主要焊缝连续通过。

3）尽量减少焊缝的数量和尺寸，焊缝长度和焊脚尺寸应由计算确定，不得随意增大。在容许范围内宜采用较小焊脚尺寸，并加大焊缝长度，使需要的焊缝总面积不变，以免焊缝过厚引起过大的残余应力。

4）在薄壁结构中宜采用接触点焊（电阻焊）代替电弧焊。

（5）对较厚的板件（大于25mm）在T形接头、角接接头和十字形接头中应采取防止层状撕裂的措施，避免拉力垂直作用于板厚方向，并减少沿板厚方向作用的残余应力，使焊接收缩应力不与板面垂直。

2.3.2 对接焊缝构造要求

（1）对接焊缝的坡口型式应按国家标准GB985—88和GB986—88采用。当焊件厚度 t 很小，$t \leqslant 6$mm时，可采用不切坡口的I形缝。对一般厚度（$t = 6 \sim 20$mm）的焊件，可采用有斜坡口的带钝边单边V形缝或Y形缝。对较厚的焊件（$t > 20$mm）应采用带钝边U形缝或带钝边双单边V形（也称K形）缝或双Y形（也称X形）缝。对于Y形缝和带钝边U形缝的根部还需清除焊根并进行补焊。对于没有条件清根和补焊者，要事先加垫板［见图8－6中的（g）、（h）、（i）］，以保证焊透。

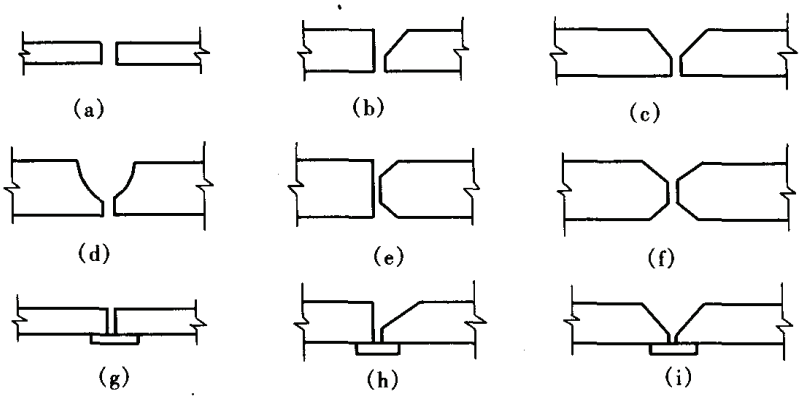


图8－6 对接焊缝坡口型式

（a）I形缝；（b）带钝边单边V形缝；（c）Y形缝；（d）带钝边U形缝；（e）带钝边双单边V形缝；（f）双Y形缝；（g）、（h）、（i）加垫板的焊缝

（2）在钢板宽度或厚度有变化的连接中，为减少应力集中，应从板的一侧或两侧做成坡度不大于1:2.5的斜坡［见图8－7（a）、（b）、（c）］，形成平缓过渡。若板厚相差不大于4mm时，可不做斜坡［见图8－7（d）］。焊缝的计算厚度取较薄板的厚度。

（3）对接焊缝的起弧和落弧点常因不能熔透而出现焊口，形成类裂纹和应力集中。为消除焊口影响，施焊时应在焊缝两端设置引弧板，将焊缝的起弧、落弧点延伸至引弧板上（见图8－8），焊后将引弧板切除，并用砂轮将表面磨平。

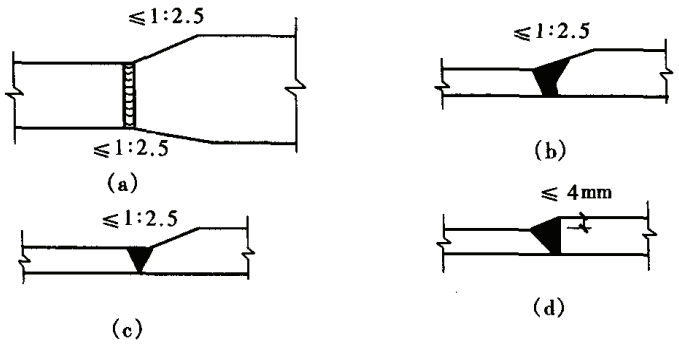


图8－7 不同宽度或厚度的钢板对接

（a）钢板宽度不同；（b）、（c）钢板厚度不同；（d）不做斜坡

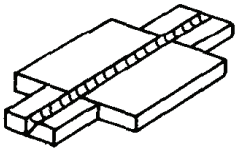


图 8-8 引弧板

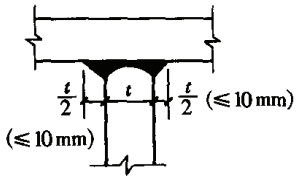


图 8-9 焊透的 T 形对接焊缝

(4) 对焊透的 T 形对接焊缝，其构造要求如图 8-9 所示。

(5) 采用对接焊缝拼接钢板时，纵横两方向的对接焊缝可采用十字形交叉或 T 形交叉，当为 T 形交叉时，交叉点的距离不得小于 200mm，且拼接的长度和宽度均不得小于 300mm（见图 8-10）。

(6) 在直接承受动载的结构中，为提高疲劳强度，应将对接焊缝的表面磨平，打磨方向应与应力方向平行。垂直于受力方向的焊缝应采用焊透的对接焊缝，不宜采用不焊透的对接焊缝。

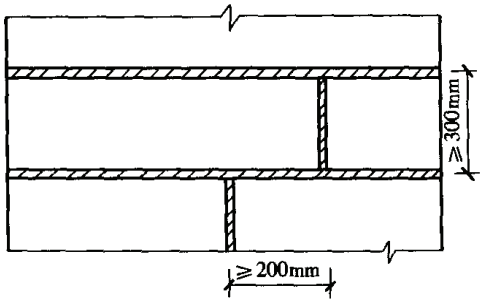


图 8-10 钢板拼接焊缝示意图

2.3.3 角焊缝的构造要求

(1) 当板件仅用两条侧焊缝连接时，为了避免应力传递的过分弯折而使板件应力过分不均，宜使 $l_w \geq b$ [见图 8-11 (a)]，同时为了避免因焊缝横向收缩时引起板件拱曲太大 [见图 8-11 (a)]，宜使 $b < 16t$（$t > 12$mm 时）或 200mm（$t \leq 12$mm 时），t 为较薄焊件厚度。当 b 不满足此规定时，应加正面角焊缝或加槽焊或塞焊 [见图 8-11 (b)、(c)]。

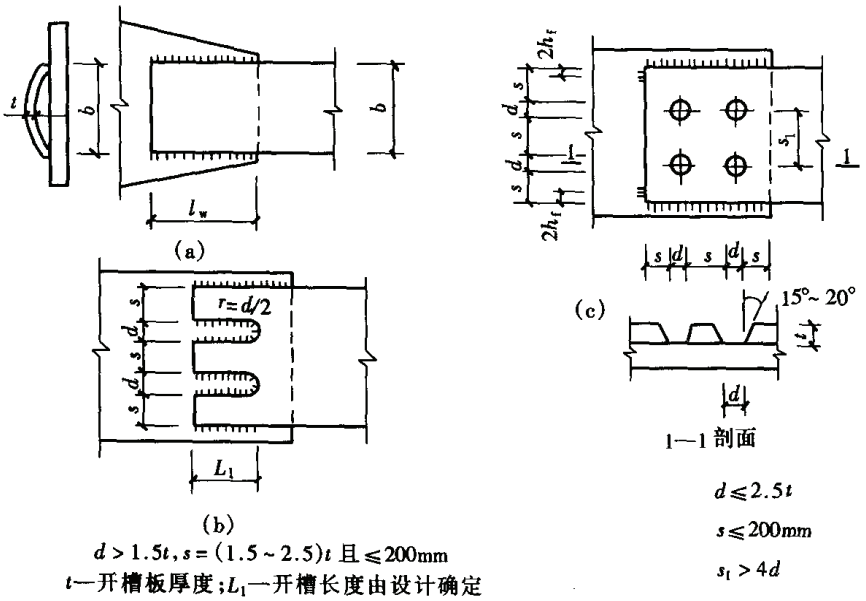


图 8-11 由槽焊、塞焊防止板件拱曲

(2) 杆件与节点板的连接焊缝可采用两面侧焊，也可采用三面围焊，所有围焊转角处必须连续施焊，当角焊缝的端部在构件转角处时，可连续作长度为 $2h_f$ 的绕角焊 [见图 8

-11（c），h_f为焊缝厚度），以免落弧缺陷发生在应力集中较大的转角处。

（3）搭接连接不能只用一条正面角焊缝传力［见图8-12（a)］，并且搭接长度不得小于焊件较小厚度的5倍，同时不得小于25mm。

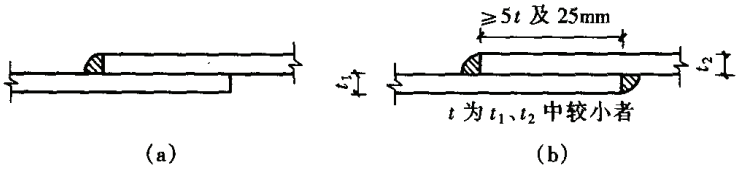


图8-12　搭接连接要求

（4）角焊缝两焊脚边的夹角α一般为90°［直角角焊缝，图8-13中（a)、（b)、(c)］，也可用斜角角焊缝［见图8-13（d)、(e)、(f)、(g)］，但夹角α大于135°或小于60°者，除钢管结构外，不宜用作受力焊缝。各种角焊缝焊脚尺寸h_f均示于图8-13。图8-13（b）的不等边角焊缝以较小焊脚尺寸为h_f。

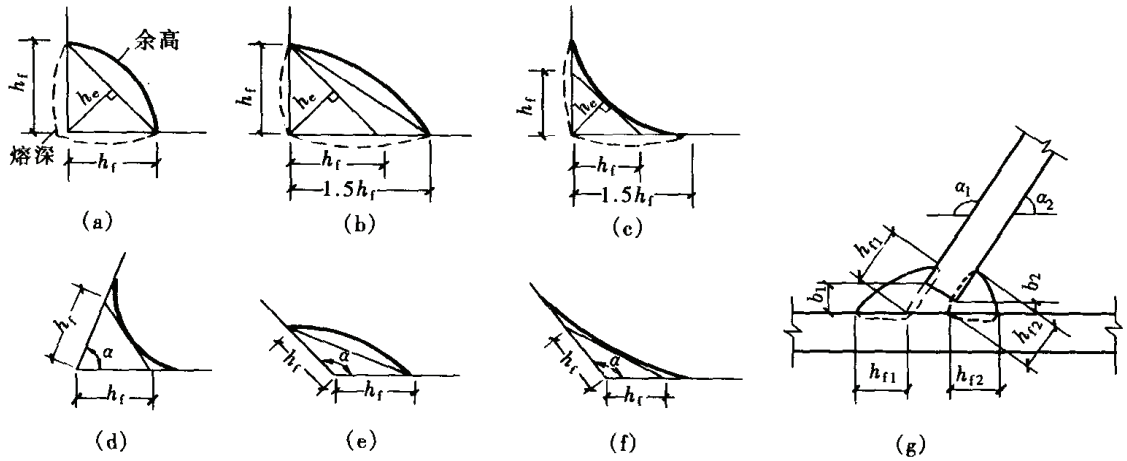


图8-13　角焊缝截面图

（5）在直接承受动力荷载的结构中，为减缓应力集中，角焊缝表面应做成直线形或凹形［见图8-13（c)、(d)］。焊缝直角边的比例：对正面角焊缝宜为1:1.5，长边顺内力方向，侧面角焊缝可为1:1（见图8-14）。

（6）为保证焊缝的最小承载力，并防止焊缝因冷却过快而产生裂纹，角焊缝的焊脚尺寸h_f不得小于$1.5\sqrt{t}$，t为较厚焊件厚度（单位取mm)；对自动焊，最小焊脚尺寸可减小1mm；对T形连接的单面角焊缝，应增加1mm；当焊件厚度小于4mm时，则取与焊件厚度相同。

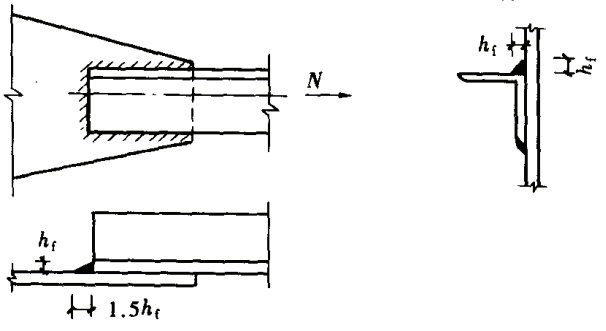


图8-14　直接承受动力荷载的角焊缝焊脚尺寸

（7）为避免焊接热影响区过大，产生脆裂及焊缝收缩时产生较大的焊接变形和残余应力，角焊缝的焊脚尺寸不宜大于较薄焊件厚度的1.2倍［见图8-15（a)］（钢管结构除外）。板件厚度为t的边缘焊缝最大h_f尚应符合下列要求：

1）当$t>6$mm时，$h_f=t-$（1~2mm）

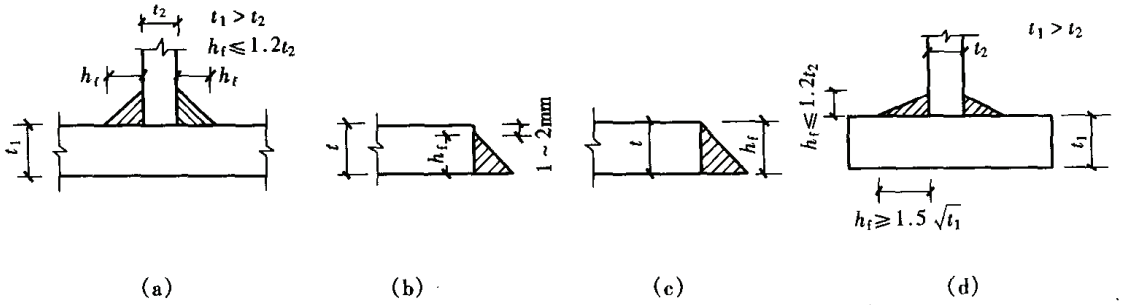


图 8－15　角焊缝最大 h_f

[见图 8－15（b）]

2）当 $t \leqslant 6$mm 时，$h_f \leqslant t$ [见图 8－15（c）]

当两焊件厚度相差悬殊，用等焊脚尺寸无法满足最大、最小焊缝厚度要求时，可用不等焊脚尺寸，按满足图 8－15（d）所示要求采用。

（8）角焊缝过短，起落弧坑相距太近，使焊缝不够可靠，且应力集中严重。力的偏心效应对短焊缝影响也较大。因此，侧面角焊缝和正面角焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm。

（9）侧面角焊缝的应力沿其长度分布是不均匀的，两端大，中间小。为避免侧面角焊缝两端过高峰值应力的不利影响，侧面角焊缝计算长度不宜大于 $60h_f$，如大于 $60h_f$，其超过部分在计算中不予考虑。但内力若沿侧面角焊缝全长分布，其计算长度不受此限。例如，梁及柱翼缘与腹板的连接焊缝，屋架中弦杆与节点板的连接焊缝，梁的支承加劲肋与腹板的连接焊缝。

（10）在次要构件或次要焊缝连接中，可采用间断角焊缝（见图 8－16）。间断焊缝的间断距离 L 不宜太长，以免连接不紧密，潮气侵入引起锈蚀。对受压构件 $L \leqslant 15t$，受拉构件 $L \leqslant 30t$，t 为较薄构件的厚度。

2.4　焊缝的质量检查及质量要求

图 8－16　间断角焊缝

（1）焊缝应根据设计要求的质量等级，按现行 GB50205—95《钢结构工程施工及验收规范》规定要求进行质量检查。焊缝质量检查标准分为三级，其中三级焊缝只要求通过外观检查，即检查焊缝实际尺寸是否符合设计要求和有无看得见的裂纹、咬边等缺陷，焊缝缺陷如图 8－17～图 8－20 所示。对于重要结构或要求焊缝金属强度等于焊件金属强度的对接焊缝（即质量等级为一级或二级的焊缝），必须进行一级或二级质量检验，即在外观检查的基础上再做无损检验，如超声波探伤、X 射线等方法检查焊缝内部缺陷。

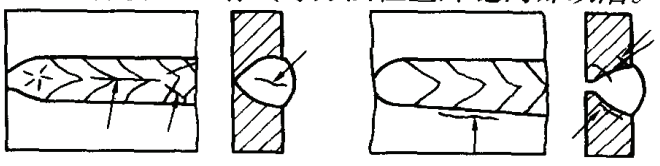


图 8－17　焊缝裂纹分布示意图

（a）热裂纹；（b）冷裂纹

（2）经检查的焊缝质量应达到设计所要求的质量等级，如达不到要求时应对缺陷进行修理、补焊。

（3）焊缝质量与施焊条件有关，对施焊条件较差的高空安装焊缝，其强度设计值应乘以折减系数 0.9。

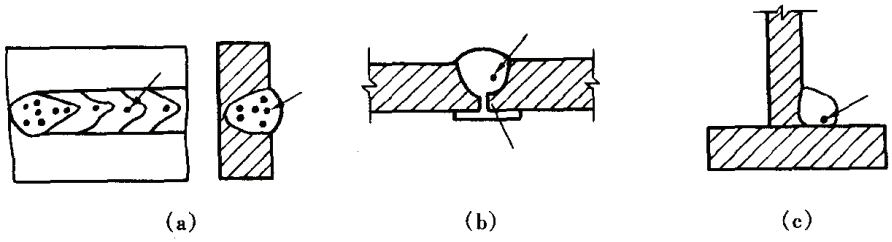


图 8－18　气孔

(a) 均匀分布气孔；(b) 焊根处气孔；(c) 焊趾处气孔

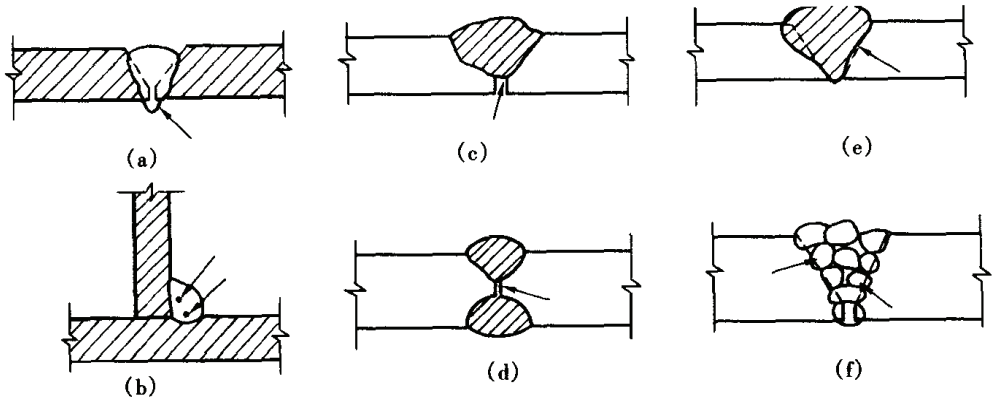


图 8－19　烧穿、夹渣、未焊透

(a) 烧穿；(b) 夹渣；(c)、(d) 根部未焊透；(e) 边缘未熔合；(f) 焊缝层间未熔合

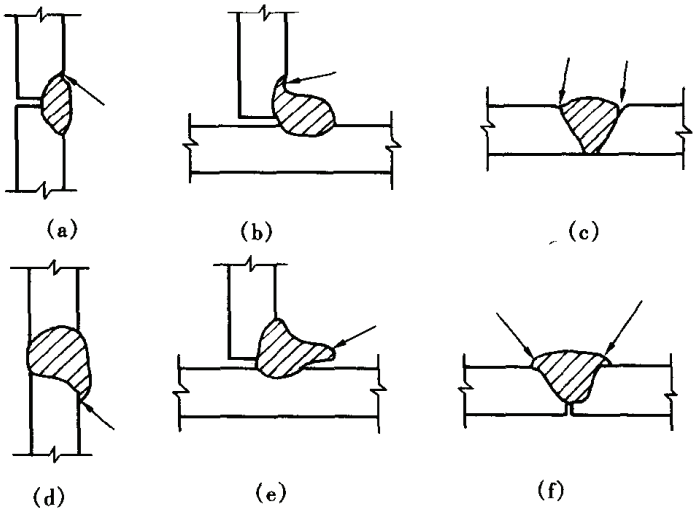


图 8－20　咬边、焊瘤

(a) 横焊缝的咬边；(b) 平角焊缝的咬边；(c) 平对接焊缝的咬边；
(d) 横焊缝的焊瘤；(e) 平角焊缝的焊瘤；(f) 平对接焊缝的焊瘤

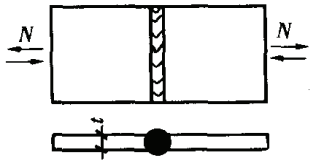
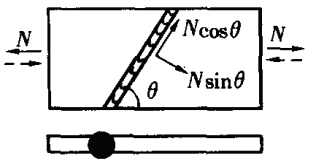
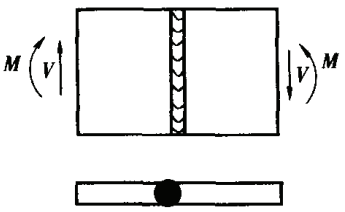
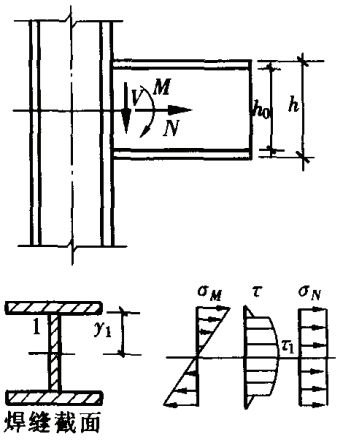
2.5　焊透的对接焊缝计算

(1) 对接焊缝的应力分布基本上与焊件原来的情况相同，可用计算焊件强度的方法进行计算，其计算公式见表 8－4。公式中 N、M、V 分别为轴心拉压力、弯矩、剪力设计值。

（2）焊缝计算长度，当采用引弧板时取焊缝实际长度；未采用引弧板时焊缝计算长度为实际焊接长度减去 2t。

（3）对接焊缝的抗拉、抗压、抗剪设计强度 f_t^w、f_c^w、f_v^w 可由资料篇中表（22.1.3）查得。采用质量等级为一、二级焊缝时，$f_t^w = f_c^w = f$，采用三级焊缝时，$f_t^w = 0.85f$，$f_c = f$，f 为母材强度设计值。

表 8-4　　常用对接焊缝连接计算公式

受力方式	计算简图	计算公式	说　明
1. 轴心受拉或轴心受压		正应力 $\sigma = \frac{N}{A_w} \leqslant f_t^w$ 或 f_c^w（8-1） 对图示矩形板 $A_w = l_w \cdot t$	l_w——焊缝计算长度； t——连接件较小厚度，不考虑余高
2. 轴心受拉或轴心受压（斜焊缝）		正应力 $\sigma = \frac{N\sin\theta}{l_w \cdot t} \leqslant f_t^w$ 或 f_c^w （8-2） 剪应力 $\tau = \frac{N\cos\theta}{l_w \cdot t} \leqslant f_v^w$　（8-3）	l_w——斜焊缝的计算长度； 当 $\mathrm{tg}\theta \leqslant 1.5$ 时可不计算焊缝强度
3. 弯剪共用作用		最大正应力 $\sigma = \frac{M}{W_w} \leqslant f_t^w$ 或 f_c^w（8-4） 最大剪应力 $\tau = \frac{VS_w}{I_w t} \leqslant f_v^w$　（8-5）	W_w——焊缝截面抵抗矩； I_w——焊缝截面对其中和轴的惯性矩； S_w——焊缝截面在计算剪应力处（最大剪应力处）以上部分对中和轴的面积矩
4. 轴力、弯矩、剪力共同作用		最大正应力 $\sigma = \frac{N}{A_w} + \frac{M}{W_w} \leqslant f_t^w$ 或 f_c^w （8-6） 最大剪应力 $\tau = \frac{VS_w}{I_w t_w} \leqslant f_v^w$　（8-7） 折算应力 $\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leqslant 1.1 f_t^w$ （8-8） 式中 $\sigma_1 = \sigma_1^M + \sigma_1^N$，$\tau_1 = \frac{VS_{w1}}{I_w t_w}$ $\sigma_1^M = \sigma^M \frac{h_0}{h} = \frac{M \cdot y_1}{I_w}$，$\sigma_1^N = \frac{N}{A_w}$	A_w——焊缝截面积； y_1——焊缝截面 1 点至中和轴距离； S_{w1}——焊缝截面在 1 点以上部分对中和轴的面积矩； h——I 形截面高度； h_0——腹板高度

2.6　不焊透的对接焊缝计算

（1）在钢结构设计中遇到板件较厚而板件间连接受力较小时，可采用不焊透的对接焊缝（见图 8-21）。当在垂直于焊缝长度方向受力时，因未焊透处的应力集中会带来不利影响，对直接承受动载的连接一般不宜采用未焊透的对接焊缝。但当平行于焊缝长度方向受力时，可以采用。

（2）不焊透的对接焊缝只起类似于角焊缝的作用，设计时应按角焊缝计算公式（8-

10）计算，取 $\beta_f=1.0$，仅在垂直于焊缝长度的压力作用下，可取 $\beta_f=1.22$。

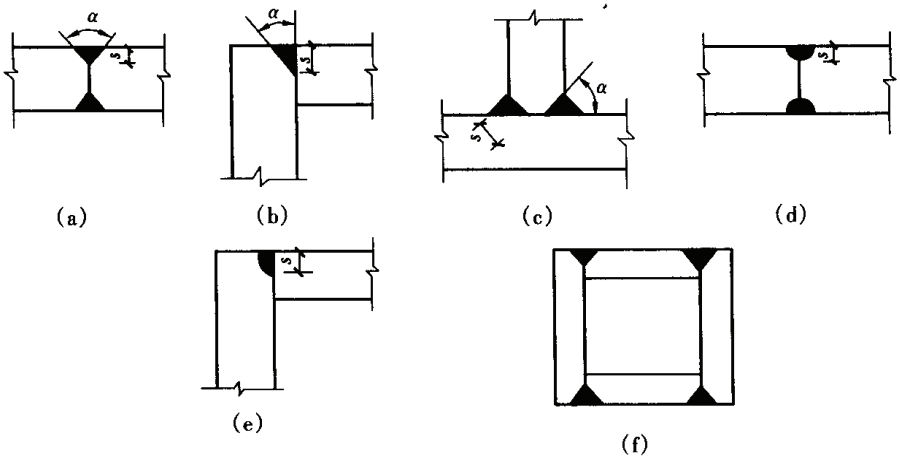


图 8-21　不焊透的对接焊缝

(a)、(b)、(c) V形坡口；(d) U形坡口；(e) J形坡口；(f) 焊缝只起联系作用的坡口焊缝

V形坡口［见图 8-21 (a)］，当 $\alpha\geqslant 60°$时，$h_e=s$

当 $\alpha<60°$时，$h_e=0.75s$

单边 V 形和 K 形坡口［见图 8-21 (b)、(c)］，$\alpha=45°\pm5°$，$h_e=s-3\text{mm}$

U、J 形坡口，$h_e=s$

有效厚度 h_e 不得小于 $1.5\sqrt{t}$，t 为坡口所在焊件的较大厚度（单位 mm），s 为坡口根部至焊缝表面（不考虑余高）的最短距离；α 为 V 形坡口的夹角。

(3) 当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最短距离 s 时［见图 8-21 中 (b)、(c)、(e)］，其抗剪强度设计值按角焊缝的强度设计值乘以 0.9 采用。

2.7　角焊缝计算

2.7.1　基本计算公式

(1) 角焊缝的型式及焊脚尺寸取值见图 8-22。角焊缝的最小截面和两边焊脚成 $\alpha/2$ 角（直角角焊缝为 45°），称为有效截面或计算截面。实验证明，多数角焊缝破坏都发生在这一截面。有效截面的厚度用 h_e 表示，不计余高和熔深，称为角焊缝的有效厚度（见图 8-13）。

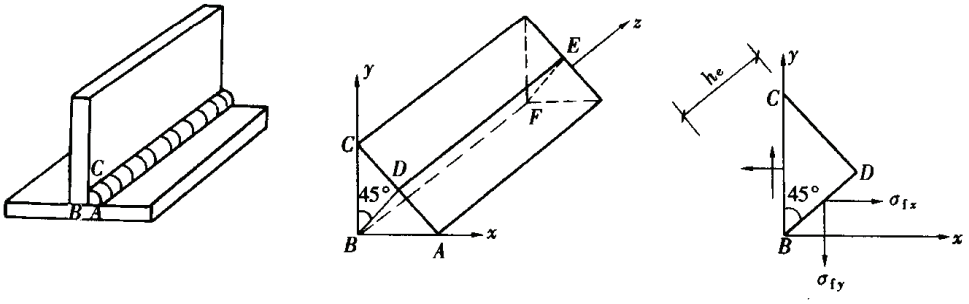


图 8-22　角焊缝应力

(2) 角焊缝有效截面上作用的应力可以归结为垂直于焊脚 BC 和 AB 的应力 σ_{fx} 和 σ_{fy} 及焊缝长度方向的剪应力 τ_{fz}，三者应满足下式的强度要求：

$$\sqrt{\frac{2}{3}(\sigma_{fx}^2+\sigma_{fy}^2-\sigma_{fx}\sigma_{fy})+\tau_{fz}^2}\leqslant f_f^w \tag{8-9}$$

式中 f_f^w——角焊缝的强度设计值；

σ_{fx}——角焊缝有效截面危险点垂直于焊脚 CB（也垂直于焊缝长度）的应力；

σ_{fy}——角焊缝有效截面危险点垂直于焊脚 BA（也垂直于焊缝长度）的应力；

τ_{fz}——角焊缝有效截面危险点平行于焊缝长度方向的应力。

（3）当 σ_{fx}（或 σ_{fy}）=0 时，即只具有平行和垂直于焊缝长度方向的力同时作用于焊缝时，去掉脚标 x（或 y）、z，计算式（8-9）简化为：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2+\tau_f^2}\leqslant f_f^w \tag{8-10}$$

式中 σ_f——角焊缝有效截面危险点垂直于焊缝长度（也垂直于某一焊脚边）方向的应力；

τ_f——角焊缝有效截面危险点平行于焊缝长度方向的应力；

β_f——正面角焊缝强度设计值增大系数，对承受静力荷载和间接承受动力荷载的直角角焊缝，取 $\beta_f=1.22$；对直接承受动力荷载的角焊缝，取 $\beta_f=1.0$；对斜角角焊缝，不论静载或动载，一律取 $\beta_f=1.0$。

式（8-10）为角焊缝的基本设计公式。

（4）对于直角角焊缝，有效厚度 $h_e=0.7h_f$，其中 h_f 为较小焊脚尺寸［见图 8-13（a）、（b）、（c）］。T 形接头的斜角角焊缝［见图 8-13（g）］，α 角应在 135°和 60°之间。当两板间隙 b_1、b_2 不超过 1.5mm 时，$h_e=h_f\cos\frac{\alpha}{2}$，当间隙 b_1、b_2 大于 1.5mm，但不超过 5mm 时，$h_e=(h_f-b/\sin\alpha)\cos\frac{\alpha}{2}$，式中 a 和 b 对钝角焊缝取 α_1 和 b_1，锐角焊缝取 α_2 和 b_2［见图 8-13（g）］。

（5）圆钢与平板，圆钢与圆钢之间的焊缝，其有效厚度 h_e 按下式计算（见图 8-23）

圆钢与平板：
$$h_e=0.7h_f \tag{8-11}$$

圆钢与圆钢：
$$h_e=0.1(d_1+2d_2)-a \tag{8-12}$$

式中 d_1，d_2——分别为大小圆钢直径，mm；

a——焊缝表面至两个圆钢公切线距离。

（6）角焊缝的计算长度 l_w 为焊缝实际长度减去 $2h_f$，以考虑施焊时起、落弧处弧坑的影响。对圆孔或槽孔内的焊缝，焊缝计算长度取有效厚度中心线实际长度。

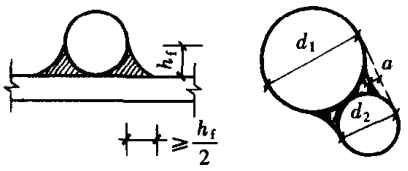


图 8-23 圆钢与平板、圆钢与圆钢间焊缝

2.7.2 角焊缝基本设计公式在常用连接方式、受力状态下的应用

（1）受轴心力焊件的拼接板连接。

当焊件受轴心力、且轴力通过连接焊缝群形心时，焊缝有效截面上的应力可认为是均匀分布的。用拼接板将两焊件连成整体，需要计算拼接板和连接一侧（左侧或右侧）角焊缝的强度。

1）图 8－24（a）所示为矩形拼接板，侧面角焊缝连接。此时，外力与焊缝长度方向平行，公式（8－10）中垂直于焊缝长度方向的应力 $\sigma_f=0$，设计公式简化为：

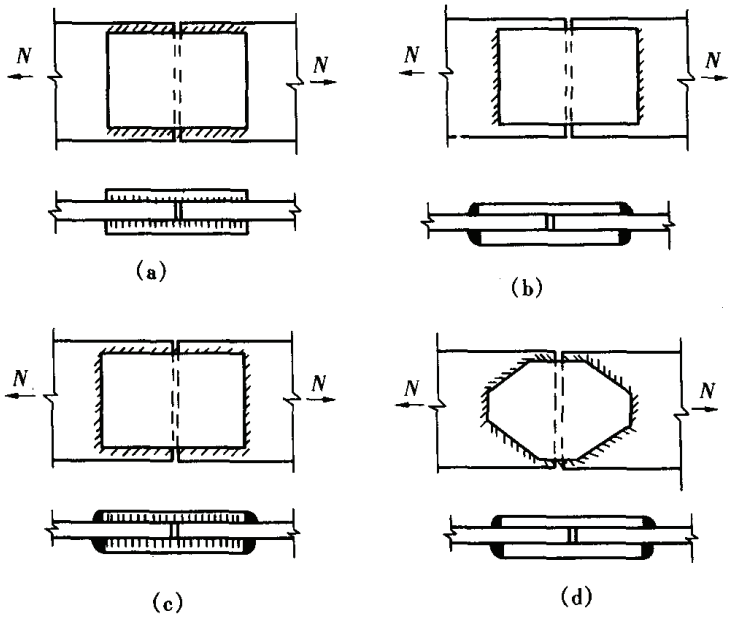


图 8－24　轴心力作用下角焊缝连接

（a）矩形拼接板侧焊缝连接；（b）矩形拼接板正面角焊缝连接；（c）矩形拼接板三面围焊连接；（d）菱形拼接板围焊连接

$$\tau_f=\frac{N}{h_e\Sigma l_w}\leqslant f_f^w \tag{8-13}$$

式中　f_f^w——角焊缝的强度设计值，见资料篇中表 22.1.3；

h_e——角焊缝的有效厚度；

Σl_w——连接一侧角焊缝的计算长度之和。

2）图 8－24（b）所示为矩形拼接板，正面角焊缝连接。此时，外力与焊缝长度方向垂直，公式（8－10）中平行于焊缝长度方向的应力 $\tau_f=0$，设计公式简化为：

$$\sigma_f=\frac{N}{h_e\Sigma l_w}\leqslant\beta_f f_f^w \tag{8-14}$$

3）图 8－24（c）所示为矩形拼接板，三面围焊。可先按式（8－14）计算正面角焊缝所承担的内力 N_1，再由 $N—N_1$ 按式（8－13）计算侧面角焊缝。

正面角焊缝所能承担的内力 N_1 为：

$$N_1=\beta_f f_f^w h_e\Sigma l_{w1}$$

式中　Σl_{w1}——连接一侧正面角焊缝的计算长度之和。

侧面角焊缝强度计算：

$$\frac{N-N_1}{h_e\Sigma l_{w2}}\leqslant f_f^w$$

式中　Σl_{w2}——连接一侧侧面角焊缝的计算长度之和。

如三面围焊受直接动载，由于 $\beta_f = 1.0$，则按轴力由连接一侧角焊缝有效截面面积平均承担计算：

$$\frac{N}{h_e \Sigma l_w} \leqslant f_f^w \tag{8-15}$$

式中 Σl_w——连接一侧所有焊缝的计算长度之和。

4）为使传力线平缓过渡，减小矩形拼接板转角处的应力集中，可改用菱形拼接板[见图 8-24（d）]。菱形拼接板正面角焊缝长度较小，为使计算简化，可忽略正面角焊缝及斜焊缝的 β_f 增大系数，不论何种荷载均按式（8-15）计算。

（2）受轴心力角钢的连接。

1）当用侧面角焊缝连接角钢时，虽然轴心力通过角钢截面形心，但肢背焊缝和肢尖焊缝到形心的距离 $e_1 \neq e_2$ [见图 8-25（a)]，受力大小不等。设肢背焊缝受力为 N_1，肢尖焊缝受力为 N_2，由平衡条件得：

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= \frac{e_2}{e_1 + e_2} = K_1 N \\ N_2 &= \frac{e_1}{e_1 + e_2} = K_2 N \end{aligned}\right\} \tag{8-16}$$

式中 K_1，K_2——角钢肢背、肢尖焊缝内力分配系数，见表 8-5。

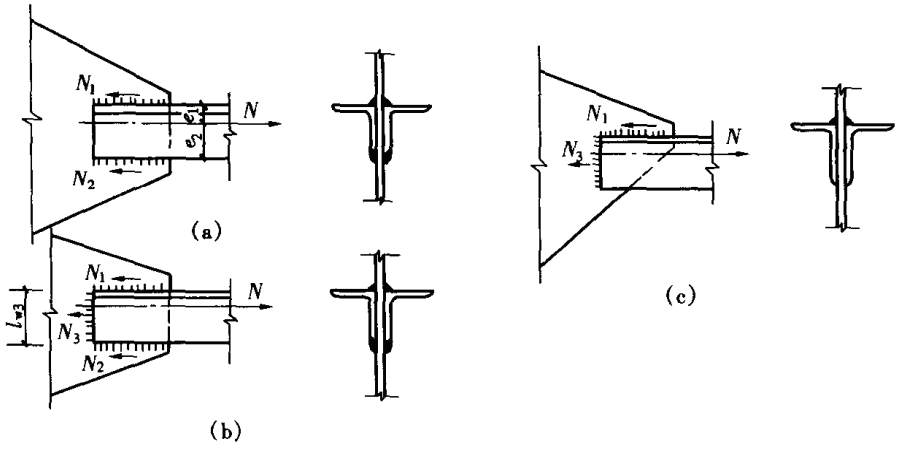


图 8-25 角钢角焊缝受力分配

（a）两面侧焊；（b）三面围焊；（c）L 形焊

按式（8-13）验算肢背、肢尖焊缝强度：

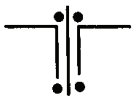
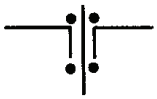
$$\frac{N_1}{h_{e1} \Sigma l_{w1}} \leqslant f_f^w$$

$$\frac{N_2}{h_{e2} \Sigma l_{w2}} \leqslant f_f^w$$

式中 h_{e1}，h_{e2}——分别为肢背、肢尖焊缝有效宽度；

Σl_{w1}，Σl_{w2}——分别为肢背、肢尖焊缝计算长度之和。

表 8-5　　角钢角焊缝的内力分配系数

连接情况	连接型式	分配系数	
		K_1	K_2
等肢角钢一肢连接		0.7	0.3
不等肢角钢短肢连接		0.75	0.25
不等肢角钢长肢连接		0.65	0.35

2）当采用三面围焊［见图 8-25（b）］时，可先选定正面角焊缝的焊脚尺寸 h_f，算出它所能承担的内力：

$$N_3 = 0.7h_f\Sigma l_{w3}\beta_f f_f^w$$

再通过平衡关系解得：

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= e_2N/(e_1+e_2) - N_3/2 = K_1N - N_3/2 \\ N_2 &= e_1N/(e_1+e_2) - N_3/2 = K_2N - N_3/2 \end{aligned}\right\} \tag{8-17}$$

对于 L 形的角焊缝［见图 8-25（c）］，同理求得 N_3 后，可得：

$$N_1 = N - N_3 \tag{8-18}$$

根据上述方法求得 N_1、N_2 以后，再按式（8-13）计算侧面角焊缝。

（3）弯矩作用下角焊缝计算。

当力矩作用平面与焊缝群所在平面垂直时，焊缝受弯（见图 8-26）。弯矩在焊缝有效截面上产生和焊缝长度方向垂直的应力 σ_f（$\tau_f=0$），如同弯曲应力呈三角形分布，边缘应力最大，图 8-26（b）给出焊缝有效截面，设计公式为：

$$\frac{\sigma_f}{\beta_f} = \frac{M}{W_w\beta_f} \leqslant f_f^w \text{ 或 } \frac{M}{W_w} \leqslant \beta_f f_f^w \tag{8-19}$$

式中　W_w——角焊缝有效截面的抵抗矩。

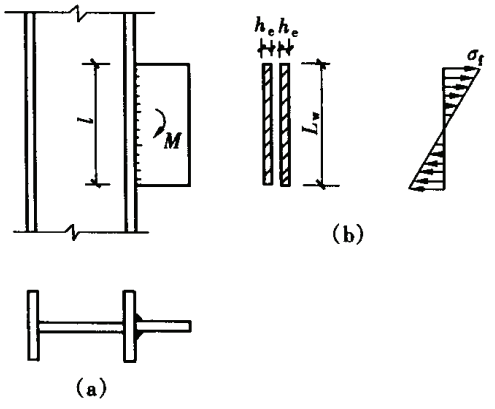


图 8-26　弯矩作用下角焊缝应力

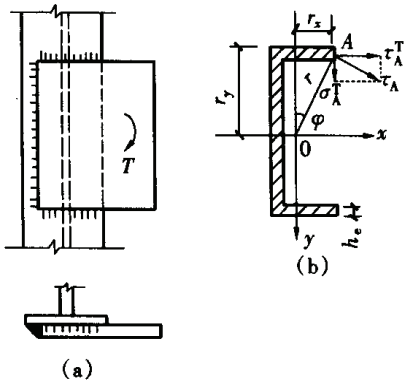


图 8-27　扭矩作用下角焊缝应力

(4) 扭矩作用下角焊缝计算。

1) 焊缝群受扭。

当力矩作用平面与焊缝群所在平面平行时，焊缝受扭（见图 8－27）。传统的计算方法采取下述假定：被连接件在扭矩作用下绕焊缝有效截面的形心 O 旋转，焊缝有效截面上任一点的应力方向垂直于该点与形心 O 的连线，应力大小与其到形心距离 r 成正比。按前述假定，焊缝有效截面上距形心最远点应力最大，为：

$$\tau_A = \frac{T \cdot r}{J} \tag{8-20}$$

$$J = I_x + I_y$$

式中 J——焊缝有效截面绕形心 O 的极惯性矩；

I_x、I_y——分别为焊缝有效截面绕 x、y 轴的惯性矩；

r——距形心最远点到形心的距离；

T——计算扭矩。

式（8－20）给出的应力与焊缝长度方向成斜角，记为 τ_A 只是权宜之计，把它分解到 x 轴方向（沿焊缝长度方向）、y 轴方向（垂直焊缝长度方向）的分应力为：

$$\tau_A^T = \tau_A \cos\phi = \frac{Tr_y}{J};\quad \sigma_A^T = \tau_A \sin\phi = \frac{Tr_x}{J}$$

r_x、r_y 如图 8－27（b）所示。将 $\tau_f = \tau_A^T$，$\sigma_f = \sigma_A^T$ 代入式（8－10），得设计公式为：

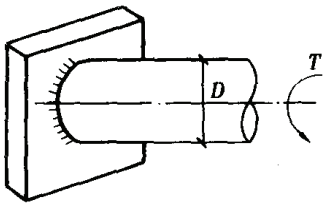


图 8－28 环形焊缝受扭

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_A^T}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_A^T)^2} \leqslant f_f^w \tag{8-21}$$

上述算法并不反映焊缝承载能力的极限状态，因为式（8－20）只对圆形截面才是精确的。研究工作表明这种方法算得的结果偏于保守，因为只有一点应力达到限值。

2) 环焊缝受扭。

扭矩作用下环形角焊缝有效截面上剪应力为切线方向（环向），与焊缝长度方向平行（见图 8－28），式（8－10）简化为：

$$\tau_f = \frac{T \cdot D/2}{J} \leqslant f_f^w \tag{8-22}$$

式中 J——焊缝环形有效截面极惯性矩，焊缝有效厚度 $h_e < 0.1D$ 时，$J \approx 0.25\pi h_e D^3$；

D——可近似地认为是管的外径。

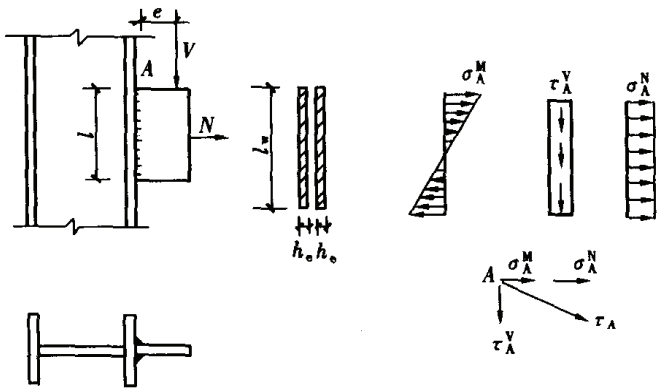


图 8－29 受弯、受剪、受轴心力的角焊缝应力

(5) 弯矩、剪力、轴力共同作用下角焊缝计算。

将连接（见图 8－29）所受水平力 N、垂直力 V 平移到焊缝群形

心，得到一弯矩 $M = V \cdot e$，剪力 V 和轴力 N。弯矩作用下，焊缝有效截面上的应力为三角形分布，方向与焊缝长度方向垂直。剪力 V 在焊缝有效截面上产生沿焊缝长度方向均匀分布的应力。N 力产生垂直于焊缝长度方向均匀分布的应力。三种应力状态叠加后，危险点 A 的受力状态如图 8－29 所示。

$$\sigma_A^M = \frac{M}{W_w};\quad \tau_A^V = \frac{V}{h_e \Sigma l_w};\quad \sigma_A^N = \frac{N}{h_e \Sigma l_w}$$

公式（8－10）中，$\sigma_f = \sigma_A^M + \sigma_A^N$；$\tau_f = \tau_A^V$。焊缝设计公式为：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_A^M + \sigma_A^N}{\beta_f}\right)^2 + \tau_A^{V^2}} \leqslant f_f^w \tag{8-23}$$

（6）扭矩、剪力、轴力共同作用下角焊缝计算。

计算步骤如下：

1）求出焊缝有效截面的形心 O（如图 8－30 所示）；

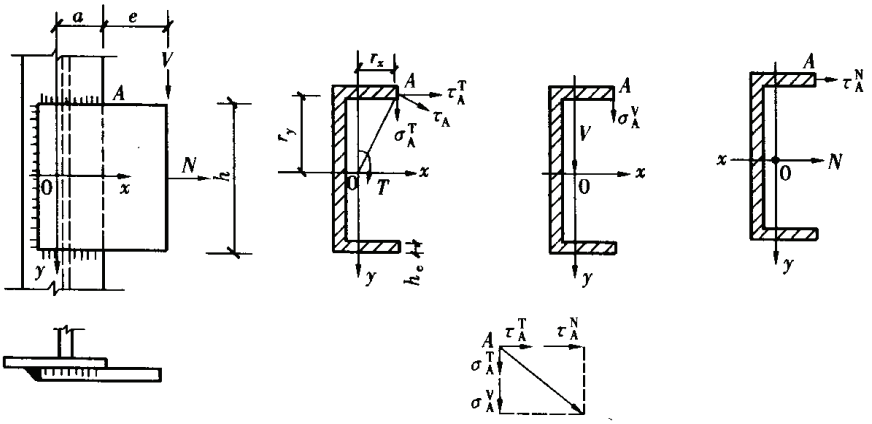


图 8－30　受扭、受剪、受轴心力的角焊缝应力

2）将连接所受外力平移到形心 O，得一扭矩 $T = V(a + e)$，剪力 V，轴力 N；

3）计算 T、V、N 单独作用下危险点 A 的应力：

$$\sigma_A^V = \frac{V}{h_e \Sigma l_w};\quad \tau_A^N = \frac{N}{h_e \Sigma l_w};\quad \tau_A^T = \frac{Tr_y}{J};\quad \sigma_A^T = \frac{Tr_x}{J}$$

4）验算危险点焊缝强度：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_A^T + \sigma_A^V}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_A^T + \tau_A^V)^2} \leqslant f_f^w \tag{8-24}$$

（7）塞焊计算。

塞焊设计公式为（如图 8－31 所示）：

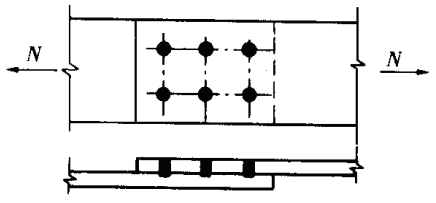


图 8－31　塞焊

$$\frac{4N}{n\pi d^2} \leqslant f_f^w \tag{8-25}$$

式中　f_f^w——角焊缝强度设计值；

n——塞焊点数；

d——孔径。

2.8 喇叭形焊缝

（1）喇叭形焊缝可分为单边喇叭形焊缝（如图 8－32 所示）和喇叭形焊缝（如图 8－33 所示）。单边喇叭形焊缝的焊脚尺寸 h_f 不得小于被连接板件的厚度。

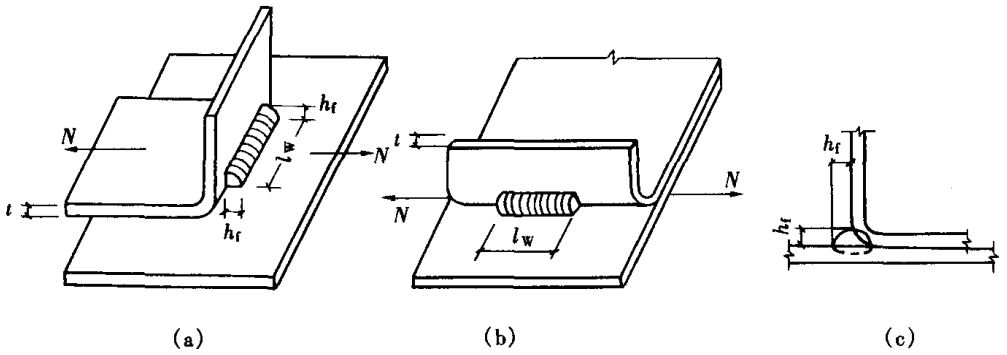


图 8－32　单边喇叭形焊缝

（2）当连接板的最小厚度不大于 4mm 时，喇叭形焊缝的强度应符合下列规定：

1）当通过焊缝形心的作用力垂直于焊缝轴线方向时，焊缝的抗剪强度计算公式为［见图 8－32（a）］：

$$\tau=\frac{N}{tl_w}\leqslant 0.8f \tag{8-26}$$

2）当通过焊缝形心的作用力平行于焊缝轴线方向时，焊缝的抗剪强度计算公式为［见图 8－32（b）］：

$$\tau=\frac{N}{tl_w}\leqslant 0.7f \tag{8-27}$$

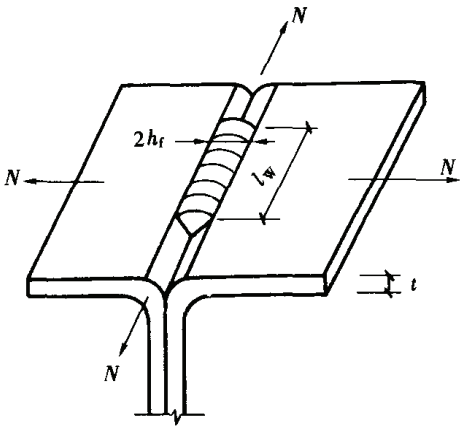


图 8－33　喇叭形焊缝

式中　N——轴心拉力或轴心压力；

t——被连接板件的最小厚度；

l_w——焊缝的有效长度；

f——被连接板件钢材的抗拉强度设计值。

（3）当连接板的最小厚度大于 4mm 时，纵向受剪的喇叭形焊缝的强度除按式（8－27）计算外，尚应按式（8－28）做补充验算：

$$\tau=\frac{N}{h_f l_w}\leqslant 0.7f_f^w \tag{8-28}$$

式中　h_f——焊脚尺寸，如图 8－32 和图 8－33 所示；

f_f^w——角焊缝的强度设计值。

（4）在组合结构中，组合件间的喇叭形焊缝可采用断续焊缝。断续焊缝的长度不得小于 $8t$ 和 40mm，断续焊缝间的净距不得大于 $15t$（受压构件）或 $30t$（受拉构件），t 为焊件的最小厚度。

2.9 电阻点焊

电阻点焊可用于冷弯薄壁型钢构件的缀合或组合连接，每个焊点的抗剪承载力设计值按表 8－6 采用。

表 8－6　　电阻点焊的抗剪承载力设计值

相焊板件中外层较薄板件的厚度 t（mm）	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_V^S（kN）	相焊板件中外层较薄板件的厚度 t（mm）	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_V^S（kN）
0.4	0.6	2.0	5.9
0.6	1.1	2.5	8.0
0.8	1.7	3.0	10.2
1.0	2.3	3.5	12.6
1.5	4.0		

2.10 焊缝计算实例

2.10.1 对接焊缝计算实例

【例 8－1】 截面为 14mm × 140mm 的 Q235B 钢板，承受轴心拉力，需用手工焊在制造厂内拼接，工厂有超声波探伤设备。

解： 根据工厂实际条件，拼接宜采用质量等级为二级的正对接焊缝，焊缝抗拉强度和母材等强。施焊时用引弧板，使焊缝沿板宽度全部有效。参照表 8－2，厚度 14mm 的板采用带钝边的单边 V 形缝，尺寸如图 8－34 所示。焊条为 E43 型，焊接时补焊焊根。

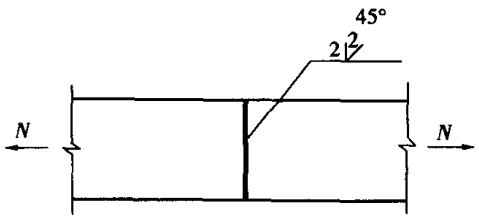


图 8－34　例 8－1 示意图

【例 8－2】 工字形截面的焊接梁，全长 8m，承受均布荷载。翼缘板 14mm × 300mm，供应的钢板长度为 4m。工厂没有探伤设备，试确定翼缘拼接焊缝的部位。

解： 在工厂没有探伤设备的条件下，焊缝的质量等级只能是三级。受压翼缘的对接焊缝和母材等强，可以设在跨度中央弯矩最大的截面。受拉翼缘的对接焊缝为母材强度的 85%。设置拼接焊缝有两种可能的方案，一是采用对接斜焊缝，使接头和母材等强，二是把拼接焊缝设在距端部 2m 处，共两道。然而在跨中做成 45°斜对接焊缝，每块板的长度需要 4150mm，而供应的钢板只有 4m。因此上翼缘在中央设一道正对接焊缝，下翼缘在距两端 2m 处设两道正对接焊缝，如图 8－35 所示。在承受均布荷载的条件，1/4 跨处的弯矩为跨中弯矩的 75%，即小于 85%。此题如果梁截面由整体稳定控制，而不是由强度控制，且稳定系数 $\phi_b \leqslant 0.85$，则下翼缘也可在中央设一道正对接焊缝。

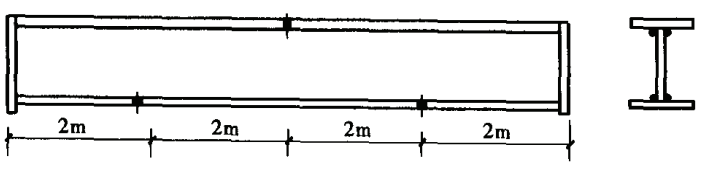


图 8－35　例 8－2 示意图

【例 8-3】 计算图 8-36 所示对接焊缝，已知牛腿翼缘宽度为 120mm，厚度为 12mm，腹板高 200mm，厚 10mm。牛腿承受竖向力设计值 $P = 150\text{kN}$，$e = 150\text{mm}$，钢材采用 Q345，焊条 E50 型，施焊时无引弧板，焊缝质量标准为三级。

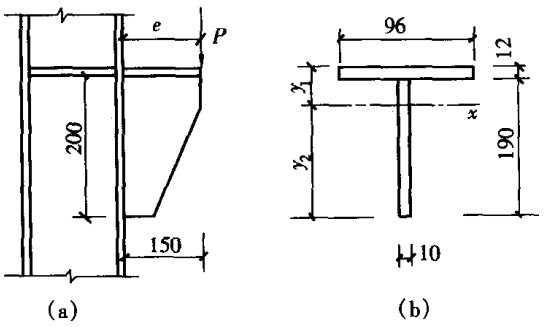


图 8-36 例 8-3 示意图

(a) T 形牛腿对接焊缝连接；(b) 焊缝有效截面

解：焊缝有效截面形心轴计算：

$$y_1 = \frac{9.6\times1.2\times0.6+19.0\times1.0\times10.7}{9.6\times1.2+19.0\times1.0} = 6.89\text{cm}$$

$$y_2 = 19.0+1.2-6.89 = 13.31\text{cm}$$

焊缝有效截面惯性矩：

$$I_w = \frac{1}{12}\times19.0^3+19.0\times1\times3.81^2+\frac{9.6}{12}\times1.2^3+9.6\times1.2\times6.29^2 = 1304.5\text{cm}^4$$

P 力在焊缝形心处产生剪力 $V = P = 150\text{kN}$ 和弯矩 $M = P\cdot e = 150\times0.15 = 22.5\text{kN}\cdot\text{m}$

验算翼缘边缘焊缝拉应力：

$$\sigma_t = \frac{My_1}{I_w} = \frac{22.5\times68.9\times10^6}{1304.5\times10^4} = 118.8\text{N/mm}^2 < f_f^w = 265\text{N/mm}^2$$

验算腹板下端焊缝压应力：

$$\sigma_c = \frac{My_2}{I_w} = \frac{22.5\times133.1\times10^6}{1304.5\times10^4} = 229.5\text{N/mm}^2 < f_c^w = 310\text{N/mm}^2$$

为简化计算，可认为剪力由腹板焊缝单独承担，剪应力按均匀分布考虑：

$$\tau = \frac{V}{A_w} = \frac{150\times10^3}{190\times10} = 78.9\text{N/mm}^2$$

腹板下端点正应力最大，剪应力在腹板上均匀分布，故需验算腹板下端点的折算应力。由于该点正应力为压应力，强度设计值取 $1.1f_c^w$。

$$\sigma = \sqrt{229.5^2+3\times78.9^2} = 267\text{N/mm}^2 < 1.1f_c^w = 1.1\times310 = 341.0\text{N/mm}^2$$

焊缝强度满足要求。腹板上端点处焊缝受拉，经验算折算应力未超过 $1.1f_c^w$。

2.10.2 角焊缝计算实例

【例 8-4】 图 8-37 所示用拼接板的角焊缝连接，主板截面为 14mm×400mm，承受轴心力设计值 $N = 920\text{kN}$（静载），钢材为 Q235，采用 E43 系列型焊条，手工焊。试按 (a) 用侧面角焊缝，(b) 用三面围焊两种情况，确定焊缝尺寸并设计拼接板尺寸。

解：(1) 拼接板截面选择：根据拼接板和主板承载能力相等原则，拼接板钢材亦采用 Q235，两块拼接板截面面积之和应不小于主板截面面积。考虑到拼接板要侧面施焊，取拼接板宽度为 360mm。

拼接板厚度 $t_1 = 40\times1.4/(2\times36) = 0.78\text{cm}$，取 8mm，每块拼接板截面为 8mm×360mm。

(2) 焊缝验算：查表得出直角角焊缝强度设计值 $f_f^w = 160\text{N/mm}^2$，设 $h_f = 6\text{mm} < t_1 = 8\text{mm}$。

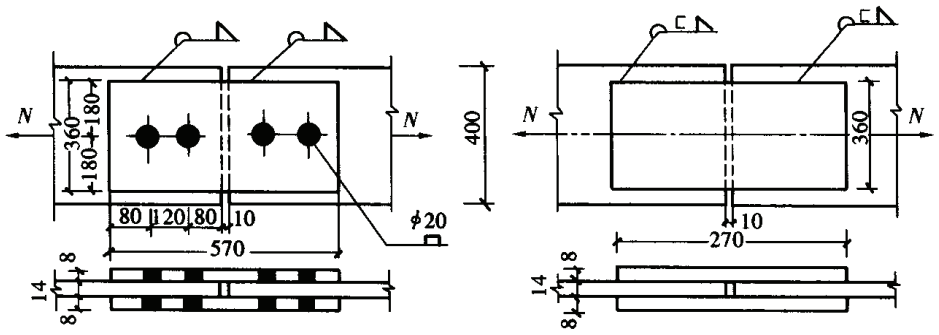


图 8－37　例 8－4 示意图

（a）采用侧面角焊缝时：

因 $t_1 < 12\text{mm}$ 而 $b > 200\text{mm}$，连接每一侧加直径为 20mm 的塞焊点 4 个，其设计强度与角焊缝相同，塞焊承担力为：

$$N_1 = 4 \times \frac{\pi d^2}{4} f_f^w = 3.14 \times 2^2 \times 10^2 \times 160 = 201\text{kN}$$

侧面角焊缝所需的长度为：

$$l_w = (N - N_1) / (4 \times 0.7 h_f \cdot f_f^w) + 1.2$$
$$= (920 - 201) / (4 \times 0.7 \times 0.6 \times 16) + 1.2 = 27.95\text{cm}$$

取 $l_w = 28\text{cm}$，被拼接两板间留出缝隙 10mm，拼接板长度为：

$$L = 2l_m + 1 = 28 \times 2 + 1 = 57\text{cm}$$

（b）采用三面围焊：

正面角焊缝承担力为：

$$N_2 = 0.7 h_f \Sigma l_{w2} \cdot \beta_f \cdot f_f^w = 0.7 \times 0.6 \times 2 \times 36 \times 1.22 \times 10^2 \times 160 = 590.28\text{kN}$$

侧面角焊缝实际长度为：

$$l_{w1} = (N - N_2) / (4 \times 0.7 h_f f_f^w) + 0.6$$
$$= (920 - 590.28) / (4 \times 0.7 \times 0.6 \times 16) + 0.6 = 12.9\text{cm}$$

取 13cm。

拼接板长度为：$L = 2l_{w1} + 1 = 2 \times 13 + 1 = 27\text{cm}$

由此可见，三面围焊的方案，拼接板尺寸较小，从受力情况看也优于侧焊加塞焊。

【例 8－5】　图 8－38 所示角钢和节点板采用两边侧焊缝连接，轴力设计值 $N = 660\text{kN}$（静载），角钢为 2L110×10，节点板厚度 $t_1 = 12\text{mm}$，钢材为 Q235B·F，焊条 E43 系列，手工焊，试确定所需角焊缝尺寸 h_f 和焊缝长度。

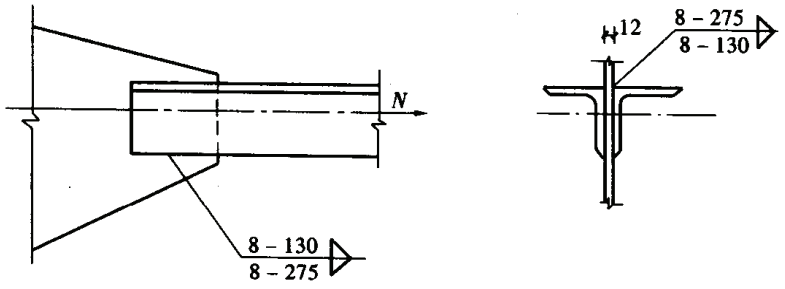


图 8－38　例 8－5 示意图

解：角焊缝的强度设计值：$f_f^w = 160N/mm^2$

最小 h_f：$h_f \geqslant 1.5\sqrt{t} = 1.5\sqrt{12} = 5.2mm$

角钢肢尖最大 h_f：$h_f \leqslant t - (1 \sim 2)\ mm = 10 - (1 \sim 2) = 9 \sim 8mm$

角钢肢背最大 h_f：$h_f \leqslant 1.2t = 1.2 \times 10 = 12mm$

角钢肢尖及肢背焊缝都取 $h_f = 8mm$，满足构造要求。

焊缝受力：$N_1 = K_1 N = 660 \times 0.7 = 462kN$

$N_2 = K_2 N = 660 \times 0.3 = 198kN$

所需焊缝长度：$l_{w1} = \dfrac{N_1}{2 \times 0.7 h_f \cdot f_f^w} = \dfrac{462 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 257.8mm$

$$l_{w2} = \frac{N_2}{2 \times 0.7 h_f \cdot f_f^w} = \frac{198 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 110mm$$

焊缝实际长度：$l_1 = l_{w1} + 16mm = 257.8 + 16 = 273.8mm$，取 275mm。

$l_2 = l_{w2} + 16mm = 110 + 16 = 126mm$，取 130mm。

【例 8-6】 计算图 8-39 所示节点板和预埋钢板间的角焊缝，钢材用 Q235B·F，焊条 E43 系列，手工焊，承受静力荷载设计值 $P = 540kN$。

解：（1）将偏心力 P 平移至焊缝形心，并分解为：

水平力：$N = \dfrac{1.5P}{\sqrt{1.5^2 + 1}}$

$= 0.832 \times 540 = 449.3kN$

垂直力：$V = \dfrac{P}{\sqrt{1.5^2 + 1}}$

$= \dfrac{540}{1.083} = 299.5kN$

弯矩：$M = N \cdot e = 449.3 \times 0.02 = 8.986kN \cdot m$

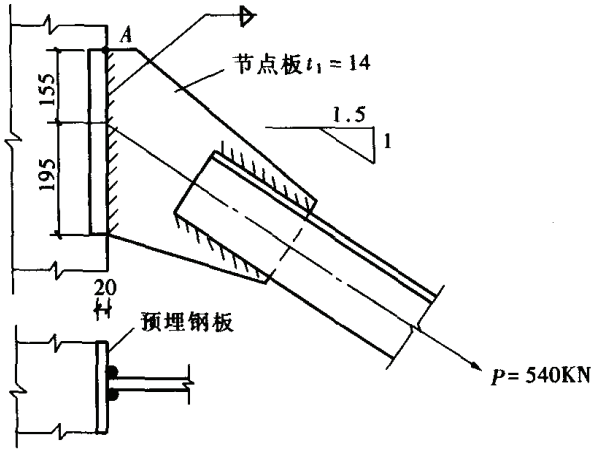


图 8-39 例 8-6 示意图

（2）$h_{fmax} = 1.2t_1 = 1.2 \times 14 = 16.8mm$，$h_{fmin} = 1.5\sqrt{t} = 1.5\sqrt{20} = 6.7mm$

取 $h_f = 10mm$。

（3）计算角焊缝有效截面危险点 A 的应力：

$$\sigma_A^N = \frac{N}{2 \times 0.7 h_f l_w} = \frac{449.3 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 10 \times (350 - 20)} = 97.3N/mm^2$$

$$\sigma_A^M = \frac{M}{W_w} = \frac{8.986 \times 10^6 \times 6}{2 \times 0.7 \times 10 \times 330^2} = 35.36N/mm^2$$

$$\tau_A^V = \frac{V}{2 \times 0.7 h_f l_w} = \frac{299.5 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 10 \times (350 - 20)} = 64.8N/mm^2$$

（4）A 点验算：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_A^N + \sigma_A^M}{\beta_f}\right)^2 + \tau_A^{V^2}} = \sqrt{\left(\frac{97.3 + 35.36}{1.22}\right)^2 + 64.8^2}$$

$= 126.58N/mm^2 < f_f^w = 160N/mm^2$

焊缝强度满足要求。

【例 8-7】 图 8-40 所示牛腿与钢柱连接，钢材为 Q235B·F，采用 E43 系列型焊条，手工焊，连接尺寸及静载设计值如图所示，试验算焊缝。

解： 设焊缝为周边围焊，转角处连续施焊，没有起弧落弧所引起的焊缝缺陷，且假定剪力仅由牛腿腹板焊缝承担。取 $h_f = 8\text{mm}$，并对工字形翼缘端部绕转部分焊缝忽略不计，焊缝有效面积如图 8-40（b）所示。

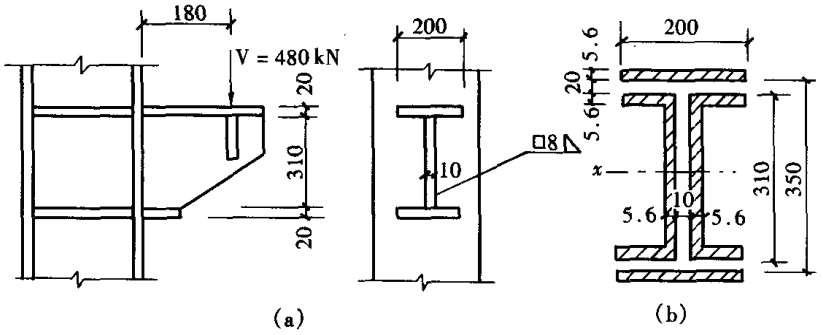


图 8-40 例 8-7 示意图

腹板竖向焊缝有效截面面积为：

$$A_w = 0.7 \times 0.8 \times 31 \times 2 = 34.72\text{cm}^2$$

全部焊缝对 x 轴的惯性矩为：

$$I_w = 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 20 \times 17.78^2 + 4 \times 0.7 \times 0.8 \times (9.5 - 0.56) \times 15.22^2 + 0.7 \times 0.8 \times 31^3 \times 2/12 = 14500\text{cm}^4$$

焊缝最外边缘的抵抗矩为：

$$W_{w1} = 14500/18.06 = 802.9\text{cm}^3$$

翼缘和腹板连接处的抵抗矩为：

$$W_{w2} = 14500/15.5 = 935.5\text{cm}^3$$

V 力在焊缝形心处产生剪力 $V = 480\text{kN}$，弯矩 $M = 480 \times 0.18 = 86.4\text{kN·m}$。

在弯矩 M 和剪力 V 共同作用下，角焊缝的危险点有两点：①焊缝边缘；②翼缘、腹板交接处。

（1）在弯矩 M 作用下角焊缝边缘强度验算：

$$\sigma_1^M = \frac{M}{W_{w1}} = \frac{86.4 \times 10^3}{802.9} = 107.6\text{N/mm}^2 < \beta_f f_f^w = 1.22 \times 160 = 195.2\text{N/mm}^2$$

（2）弯矩、剪力共同作用下牛腿翼缘和腹板交接处焊缝强度验算：

$$\sigma_2^M = \frac{M}{W_{w2}} = \frac{86.4 \times 10^3}{935.5} = 92.36\text{N/mm}^2$$

$$\tau_2^V = \frac{V}{A_w} = \frac{480 \times 10}{34.72} = 138.25\text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_2^M}{\beta_f}\right)^2 + \tau_2^{V^2}} = \sqrt{\left(\frac{92.36}{1.22}\right)^2 + 138.25^2} = 157.62\text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\text{N/mm}^2$$

由以上计算可见，翼缘焊缝应力较低，焊脚尺寸由腹板焊缝控制，基于这一情况可假

定腹板焊缝只承担剪力 V，而弯矩完全由翼缘焊缝承担，以减少焊脚尺寸。

【例 8-8】 图 8-41 所示一钢管柱，外径 $D=203\text{mm}$，壁厚 $t=6\text{mm}$，与底板用周边角焊缝相连接，$h_f=7\text{mm}$。静载设计值：轴心压力 $N=300\text{kN}$，弯矩 $M=16\text{kN}\cdot\text{m}$，剪力 $V=10\text{kN}$。钢材为 Q235B·F，手工焊，E43 型焊条。试验算此焊缝强度。

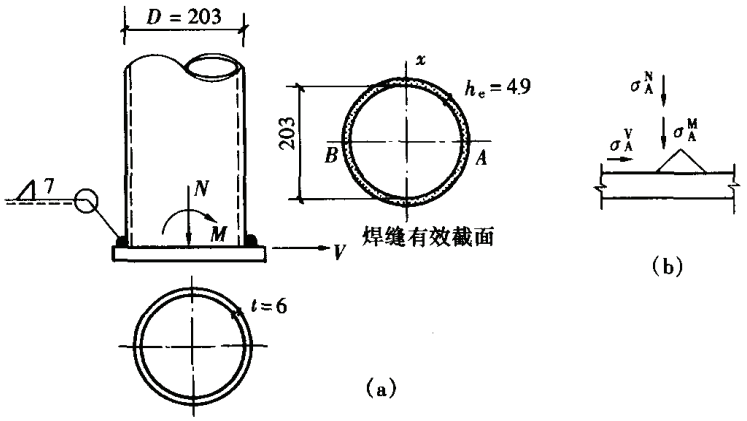


图 8-41 例 8-8 示意图

解：(1) 焊缝有效截面几何特性：

面积：$A_w\approx\pi(D+h_e)\,h_e=3.14\times(20.3+0.49)\times0.49=32\text{cm}^2$

绕 x 轴惯性矩：

$$I_{wx}\approx\frac{\pi}{64}[(D+2h_e)^4-D^4]=\frac{3.14}{64}[(20.3+2\times0.49)^4-20.3^4]=1730\text{cm}^4$$

(2) 危险点应力计算，M 作用下 A 点压应力最大：

$$\sigma_A^M=\frac{M}{I_{wx}}\left(\frac{D}{2}+h_e\right)=\frac{16\times10^3\times(10.15+0.49)}{1730}=98.4\text{N/mm}^2$$

N 作用下，假定应力均匀分布：

$$\sigma_A^N=\frac{N}{A_w}=\frac{300\times10}{32}=93.8\text{N/mm}^2$$

V 作用下，假定应力均匀分布：

$$\sigma_A^V=\frac{V}{A_w}=\frac{10\times10}{32}=3.1\text{N/mm}^2$$

(3) A 点强度验算，角焊缝危险点 A 有垂直于两个焊脚方向的应力［如图 8-41 (b) 所示］，需采用公式 (8-9) 验算焊缝强度，式中 $\sigma_{fx}=\sigma_A^N+\sigma_A^M$，$\sigma_{fy}=\sigma_A^V$。

$$\sqrt{\frac{2}{3}[(\sigma_A^N+\sigma_A^M)^2+\sigma_A^{V^2}-\sigma_A^V(\sigma_A^N+\sigma_A^M)]}$$

$$=\sqrt{\frac{2}{3}(192.2^2+3.1^2-3.1\times192.2)}$$

$$=155.7\text{N/mm}^2<f_f^w=160\text{N/mm}^2$$

焊缝满足强度要求。

【例 8-9】 图 8-42 所示为一支托板与柱搭接连接，$l_1=310\text{mm}$，$l_2=400\text{mm}$，作用力设计值 $V=200\text{kN}$，钢材为 Q235B，焊条 E43 型，手工焊，作用力距柱边缘的距离为 $e=300\text{mm}$，支托板厚度为 12mm，试设计角焊缝。

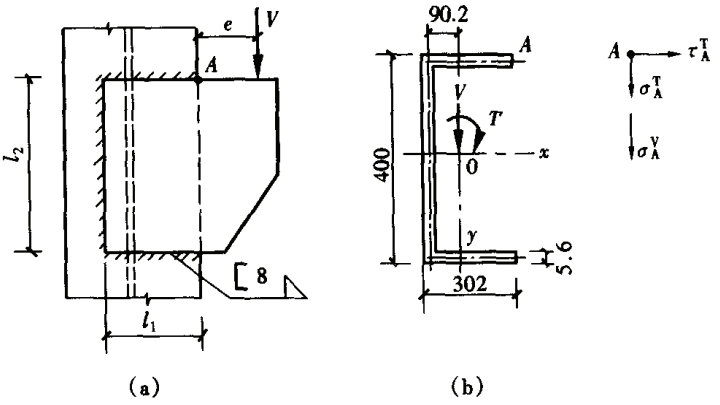


图 8-42　例 8-9 示意图

解：取三边焊脚尺寸相同 $h_f = 8\text{mm}$，并近似地按支托与柱的搭接长度来计算角焊缝的有效截面。因水平焊缝和竖焊缝在转角处连续施焊，计算焊缝长度时仅在水平焊缝端部减去 8mm，竖焊缝不减少。焊缝有效截面如图 8-42（b）所示。

计算焊缝有效截面和形心位置：$A_w = 0.7 \times 0.8 \times [2 \times (30.2 - 0.56) + 40] = 55.6\text{cm}^2$

$$\begin{aligned}\bar{x} &= 2 \times 0.7 \times 0.8 \times (30.2 - 0.56) \times [(30.2 - 0.56)/2 + 0.28] \\ &\quad /0.7 \times 0.8 \times [2 \times (30.2 - 0.56) + 40] \\ &= 9.02\text{cm} = 90.2\text{mm}\end{aligned}$$

计算焊缝有效截面惯性矩：

$$I_{wx} = 0.7 \times 0.8 \times [40^3/12 + 2 \times (30.2 - 0.56) \times (20 - 0.28)^2] = 15896\text{cm}^4$$

$$\begin{aligned}I_{wy} &= 0.7 \times 0.8 \times [40 \times 9.02^2 + 2 \times 29.64^3/12 + 2 \times 29.64 \\ &\quad \times (29.64/2 - 9.02 + 0.28)^2] = 5480\text{cm}^4\end{aligned}$$

$$J = I_{wx} + I_{wy} = 15896 + 5480 = 21376\text{cm}^4$$

V 力在焊缝形心处产生剪力 $V = 200\text{kN}$，扭矩 $T = V(e + l_1 - \bar{x}) = 200 \times (30 + 31 - 9.02) = 10396\text{kN} \cdot \text{cm}$。

焊缝有效截面危险点为 A 点［如图 8-42（b）所示］：

$$\tau_A^T = \frac{T \cdot r_y}{J} = \frac{10396 \times 10^4 \times 200}{21376 \times 10^4} = 97.3\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_A^T = \frac{T \cdot r_x}{J} = \frac{10396 \times (302 - 2.8 - 90.2)}{21376} = 101.6\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_A^V = \frac{V}{A_w} = \frac{200 \times 10^3}{55.6 \times 10^2} = 36\text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_A^T + \sigma_A^V}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_A^T)^2} = \sqrt{\left(\frac{101.6 + 36}{1.22}\right)^2 + 97.3^2} = 149\text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\text{N/mm}^2$$

焊缝强度满足要求。

此例也可用简化方法计算，令支托板与柱间的两条水平焊缝承受扭矩 T，需焊脚尺寸：

$$h_{f1} = \frac{10396}{40 \times 30.2 \times 0.7 \times 16} = 0.77\text{cm}$$

竖向焊缝承受剪力 V，需焊脚尺寸：

$$h_{f2}=\frac{200}{38.9\times0.7\times16}=0.46\text{cm}$$

通过简化计算，可知 8mm 角焊缝满足要求，且竖向焊缝受力较小，可考虑将焊脚尺寸减至 7mm，则两条水平焊缝可承担扭矩为：

$$T_1=40\times30.3\times0.7\times0.7\times16=9502\text{kN}\cdot\text{cm}$$

竖向焊缝需要承受的扭矩为：

$$T_2=T-T_1=10396-9502=894\text{kN}\cdot\text{cm}$$

在剪力 V 和扭矩 T_2 共同作用下，竖向焊缝还可满足强度要求：

$$\sqrt{\left(\frac{894\times6}{1.22\times0.7\times0.7\times39^2}\right)^2+\left(\frac{200}{39\times0.7\times0.7}\right)^2}=12\text{kN/cm}^2=120\text{N/mm}^2<160\text{N/mm}^2$$

2.10.3 斜角角焊缝计算实例

【例 8-10】 图 8-43 所示一方管与工字钢翼缘板的连接，方管截面为 150mm × 150mm × 6mm，Q235B·F 钢。围焊中沿工字钢轴线方向为两条直角角焊缝，其他两条为斜角角焊缝，其夹角 α 各为 120°和 60°。直角角焊缝的焊脚尺寸 $h_f=5$mm。手工焊，E43 型焊条。试按焊缝强度求此方管斜杆所能承受的最大静载拉力设计值 N。

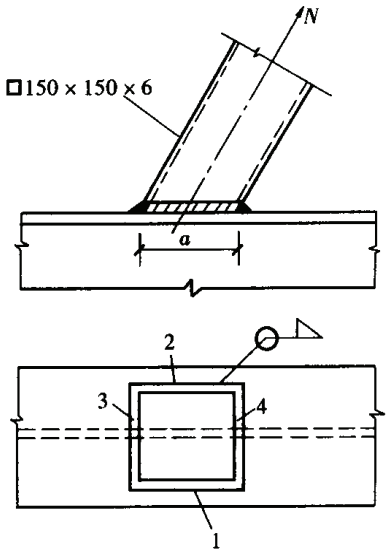


图 8-43 例 8-10 示意图

解：(1) 直角角焊缝 1 和 2 所能承受的力 N_1 和 N_2：

方管斜截面边长 $a=150/\sin60°=173.2$mm，考虑方管圆角的影响，近似取每条焊缝的计算长度 $l_w=0.95a=164.5$mm。

在 N_1 力作用下，焊缝 1 的应力为：

$$\sigma_f=\frac{N_1\sin60°}{0.7h_fl_w}=\frac{0.866N_1}{0.7\times5\times164.5}=1.504\times10^{-3}N_1\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau_f=\frac{N_1\cos60°}{0.7h_fl_w}=\frac{0.5N_1}{0.7\times5\times164.5}=0.868\times10^{-3}N_1\ (\text{N/mm}^2)$$

在 σ_f、τ_f 共同作用处，焊缝 1 应满足强度要求：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2+\tau_f^2}\leqslant f_f^w,\quad N_1\times10^{-3}\sqrt{\left(\frac{1.504}{1.22}\right)^2+0.868^2}\leqslant160$$

解得 $N_1=106.1$kN，同理 $N_2=106.1$kN。

(2) 斜角角焊缝 3 和 4 所能承受的力 N_3 和 N_4：

$$l_w=0.95\times150=142.5\text{mm},\quad h_f=5/\sin60°=5.8\text{mm}$$

角焊缝 3 为正面斜角角焊缝，因管端斜切，根部间隙不超过 1.5mm，

$\alpha=120°$，$h_e=h_f\cos60°=5.8\times0.5=2.9$mm，$\beta_f=1.0$

由 $N_3/h_el_w\leqslant f_f^w$，得 $N_3=h_el_wf_f^w=2.9\times142.5\times160\times10^{-3}=66.1$kN

角焊缝 4 为正面斜角角焊缝，$\alpha=60°$，$h_e=h_f\cos30°=0.866\times5.8=5.0$mm，

$$N_4 = h_e l_w f_f^w = 5.0 \times 142.5 \times 160 \times 10^{-3} = 114\text{kN}。$$

（3）整个围焊可承受的拉力设计值为：

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 106.1 \times 2 + 66.1 + 114 = 392.3\text{kN}$$

2.10.4 不焊透的对接焊缝计算实例

【例 8－11】 试计算图 8－44 所示梁端加劲肋端部坡口焊缝，梁的反力设计值 R = 1000kN，钢材为 Q235，手工焊，焊条 E43 型。

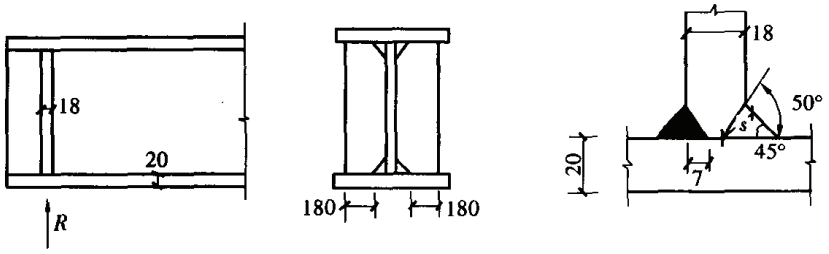


图 8－44 例 8－11 示意图

解：试采用不焊透的 K 形坡口焊缝，假定开口深度为 7mm，开口坡度为 50°，焊缝底边长度为：$7 + 7\text{tg}50° = 7 + 8.3 = 15.3\text{mm}$

坡口根部至焊缝表面的最短距离为：$S = 15.3 \times \sin 45° = 10.8\text{mm}$

对 K 形坡口：$h_e = S - 3 = 7.8\text{mm} > 1.5\sqrt{t} = 1.5\sqrt{20} = 6.7\text{mm}$

$$\sigma_f = \frac{R}{\beta_f h_e \Sigma l_w} = \frac{1000 \times 10^3}{1.22 \times 7.8 \times 4 \times (180 - 20)} = 164.2\text{N/mm}^2 > 0.9 \times 160\text{N/mm}^2$$

焊缝强度不满足要求，需要用全焊透坡口焊。坡口尺寸按资料篇表 24.2.1 采用。

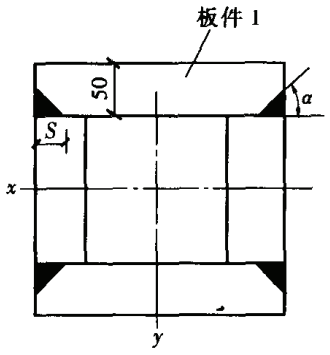


图 8－45 例 8－12 示意图

【例 8－12】 箱形截面压弯柱尺寸如图 8－45 所示，构件最大实际剪力设计值为 600kN，采用单面 V 形坡口不焊透对接焊缝相连，坡口角 $\alpha = 45°$，钢材为 Q235B，手工焊，E43 型焊条，试确定 S 值，并验算焊缝强度。

解：当熔合线处焊缝截面边长等于最短距离 S 时，抗剪强度设计值应按角焊缝强度设计值乘以 0.9，本例题中单边 V 形坡口属这一情况，$f_f^w = 0.9 \times 160 = 144\text{N/mm}^2$。

柱子板件之间焊缝需承担剪力，对压弯构件，计算此焊缝强度的剪力 V 应取构件中的最大实际剪力和 $V_1 = \dfrac{Af}{85}\sqrt{\dfrac{f_y}{235}}$ 中的较大值。查附表，对 Q235 钢，50mm 厚钢板，$f = 200\text{N/mm}^2$，$f_y = 215\text{N/mm}^2$。

柱截面面积：$A = 40 \times 40 - 30 \times 30 = 700\text{cm}^2$

$$V_1 = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{700 \times 10^2 \times 200}{85}\sqrt{\frac{215}{235}} = 157.5\text{kN} < 600\text{kN}$$

焊缝强度按构件实际最大剪力 $V = 600\text{kN}$ 计算。

不焊透的对接焊缝最小焊缝有效厚度为 $h_{emin} = 1.5\sqrt{t} = 1.5\sqrt{50} = 10.6\text{mm}$。

$\alpha = 45°$的单边 V 形坡口，$h_e = s - 3$，则 $S \geqslant 10.6 + 3 = 13.6\text{mm}$，采用 $S = 15\text{mm}$，$h_e = 15 - 3 = 12\text{mm}$，

柱截面惯性矩：$I_x = \frac{1}{12} \times 40^4 - \frac{1}{12} \times 30^4 = 145833\text{cm}^4$

板件 1 对 x 轴的面积矩：$S_x = 40 \times 5 \times 17.5 = 3500\text{cm}^3$

焊缝强度验算：

$$\frac{VS_x}{2h_e I_x} = \frac{600 \times 10^3 \times 3500 \times 10^3}{2 \times 12 \times 145833 \times 10^4} = 60\text{N/mm}^2 < f_f^w = 144\text{N/mm}^2$$

焊缝强度满足要求。

3. 普通螺栓和铆钉连接

3.1 概述

（1）普通螺栓的产品等级分为 A、B 级和 C 级，性能等级分为 4.6，4.8 和 5.6，8.8 等级别，已在第一章 1.3.1 节介绍。A、B 两级的区别只是尺寸不同，其中 A 级包括 $d \leqslant 24$ 且 $L \leqslant 150\text{mm}$ 的螺栓，B 级包括 $d > 24$ 或 $L > 150\text{mm}$ 的螺栓，d 为螺杆直径，L 为螺杆长度。C 级螺栓加工粗糙，尺寸不够准确，只要求Ⅱ类孔，成本低，栓径比孔径小 1.5～2.0mm。由于螺杆与螺孔之间存在着较大的间隙，当传递剪力时，连接变形较大，但传递拉力的性能仍较好，所以 C 级螺栓广泛用于需要拆装的连接，承受拉力的安装连接，不重要的连接或作安装时的临时固定。A、B 级螺栓需要机械加工，尺寸准确，要求Ⅰ类孔，栓径和孔径的公称尺寸相同，容许偏差为 0.18～0.25mm 间隙。这种螺栓连接传递剪力的性能较好，变形很小，但制造和安装比较复杂，价格昂贵，目前在钢结构中较少应用。

（2）Ⅰ类孔的精度要求在连接板组装时孔口精确对准，孔壁平滑，孔轴线与板面垂直。质量达不到Ⅰ类孔要求的都为Ⅱ类孔。

（3）铆钉一般采用 ML2 或 ML3 号钢制成。铆钉直径是指铆合前的钉杆直径，计算直径是指钉孔直径（铆合后的钉杆直径）。钉孔直径比钉杆直径大 1mm。铆合工艺分热铆和冷铆两种，热铆的铆钉冷却后产生拉紧力，使连接板产生挤压力，抗剪性能较好。冷铆是用挤压机使钉杆变形，填塞钉孔，这种铆钉的拉紧力很小。在建筑钢结构中一般采用热铆。铆合板件的总厚度不宜超过铆钉直径的 5 倍。

（4）铆钉按钉头的形状可分为半圆头铆钉、高头铆钉、埋头铆钉和半埋头铆钉四种（如图 8－46 所示）。半圆头铆钉应用较为普遍，当构件表面有平整要求时，可采用埋头或半埋头铆钉。埋头或半埋头铆钉不得用于沿钉杆轴向受拉的连接中。

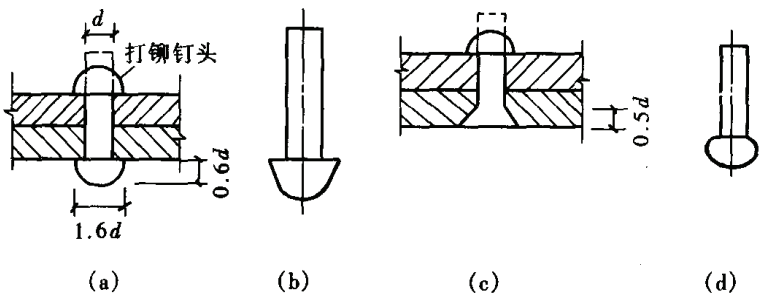


图 8－46 铆钉型式

（a）半圆头铆钉；（b）高头铆钉；（c）埋头铆钉；（d）半埋头铆钉

3.2 普通螺栓（铆钉）连接构造要求

（1）板件接头用双面或单面拼接板来连接（见图 8－47），双面拼接板能保证对称传力，应优先采用。单面拼板或搭接接头是偏心连接，弯曲对螺栓（铆钉）工作将产生不利影响。因此，单面拼板连接螺栓（铆钉）数量应按计算值增加 10%。连接不等厚度的钢板，要用填板弥补厚度差，填板应延伸至拼接板外，同时穿过填板的螺栓（铆钉）数量应比计算值增加 10%。

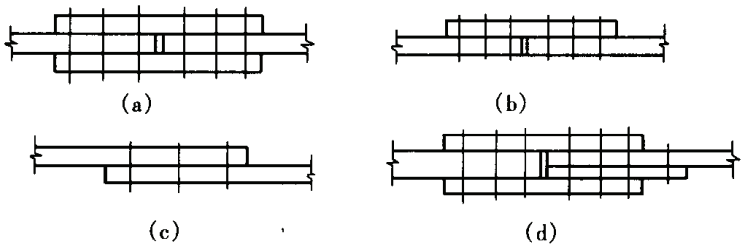


图 8－47　板件接头

（2）型钢的接头可用拼接板连接，工字钢及槽钢用板材拼接板，角钢一般用截面相同的角钢或钢板拼接。拼接板截面的总面积应不小于被连接杆件的截面积，并且拼接板面积的分布应与被连接杆件截面面积的分布大致相对应，如图 8－48 所示。

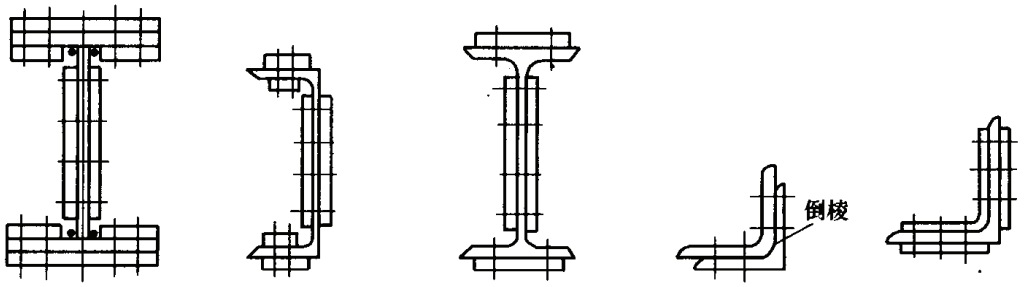


图 8－48　型钢的螺栓（铆钉）接头

（3）如构件连接的长度受限，部分螺栓可布置在附加的短角钢上，短角钢两肢中的一肢上的螺栓数量应比计算值增大 50%。图 8－49（a）连接计算需要 7.5 个螺栓，现在设置 8 个，其中短角钢上为 3 个，短角钢的伸出肢上则因力的偏心而增加（2.5 个的）50%，用 4 个。图 8－49（b）则把 50% 加在和板连接的肢上。

（4）每一杆件在节点上或拼接连接的一侧，永久性的螺栓数量不宜少于 2 个。对格构

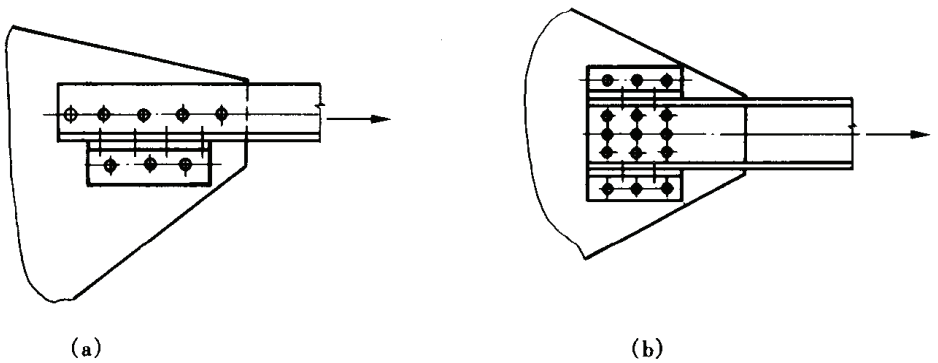


图 8－49　附加短角钢连接

式构件的缀条端部连接，可采用1个螺栓。

（5）为便于施工，同一结构构件范围内的螺栓宜采用同一直径，并使整个建筑物里螺栓直径的种类最少。

（6）连接的构造方案应使构件之间的传力路线最短，同时要保证施工方便。

（7）螺栓（铆钉）在构件上的布置和排列，可以是并列或错列，应满足受力、构造和施工要求。受力要求：为避免钢板端部不被剪断，螺栓（铆钉）的端距不应小于$2d_0$，d_0为螺栓（铆钉）孔径（见图8-50）。对受拉构件各排螺栓（铆钉）的栓距和线距不应过小，否则螺栓（铆钉）周围应力集中相互影响较大，且第一排过密时，对钢板截面削弱过多。对受压构件沿作用力方向的栓距不宜过大，以免被连接板件发生凸曲现象。构造要求：若栓距及线距过大，构件接触面不够紧密，潮气侵入缝隙而发生锈蚀。施工要求：保证有一定的空间便于转动螺栓扳手。根据以上要求，《钢结构设计规范》（GB50017）规定的螺栓（铆钉）最大、最小间距见图8-50、图8-51及表8-7、表8-8。

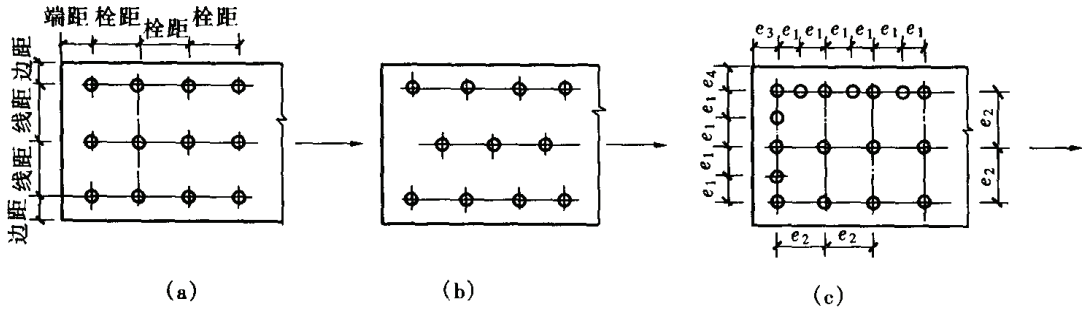


图8-50　钢板上的螺栓（铆钉）排列

（a）并列；（b）错列；（c）容许距离

图8-51　型钢上螺栓（铆钉）排列

表8-7　　螺栓和铆钉的最大、最小容许距离

名　称	位置和方向			最大容许距离（取两者的较小值）	最小容许距离
中心间距	任意方向	外　排		$8d_0$或$12t$	$3d_0$
		中间排	构件受压力	$12d_0$或$18t$	
			构件受拉力	$16d_0$或$24t$	
中心至构件边缘的距离	顺内力方向			$4d_0$或$8t$	$2d_0$
	垂直内力方向	切割边			$1.5d_0$
		轧制边	高强度螺栓		
			其他螺栓或铆钉		$1.2d_0$

注　1. d_0为螺栓孔或铆钉孔的直径，t为外层较薄板件厚度。

2. 钢板边缘与刚性构件（如角钢、槽钢等）相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的数值采用。

表 8-8　　角钢上螺栓或铆钉线距　　(mm)

单行排列	角钢肢宽	40	45	50	56	63	70	75	80	90	100	110	125
	线距 e	25	25	30	30	35	40	45	45	50	55	60	70
	钉孔最大直径	12	13	15	15	17	21.5	21.5	21.5	23.5	23.5	26.5	26.5
双行错列	角钢肢宽	125	140	160	双行并列			角钢肢宽		140	160	180	200
	e_1	55	60	60				e_1		55	60	65	80
	e_2	90	105	125				e_2		115	130	140	160
	钉孔最大直径	23.5	26.5	26.5				钉孔最大直径		20.5	23.5	26.5	26.5

(8) 铆钉连接铆合板件的总厚度不宜超过铆钉直径的 5 倍，当超过 5 倍时，一般可采用增加铆钉个数或其他措施解决。但不管采取何种措施，铆合总厚度不得超过铆钉直径的 7 倍。当铆合总厚度在 $5d_0$ 至 $7d_0$ 之间时，若未采用其他特殊措施，则总厚度较 $5d_0$ 每超过 2mm，铆钉数目应按计算增加 10%（至少应增加 1 个）。

3.3 普通螺栓（铆钉）连接的基本计算公式

(1) 螺栓（铆钉）连接在外力作用下，单个螺栓（铆钉）的受力状态有三种情况：①受剪；②受拉；③受拉、剪联合作用，所以单个螺栓（铆钉）的受力可分解为受剪、受拉两种基本形式。

(2) 抗剪螺栓（铆钉）连接：抗剪螺栓（铆钉）连接在受力以后，首先由构件间的摩擦力抵抗外力，普通螺栓（铆钉）连接的摩擦力很小，构件间不久就出现滑移，栓（钉）杆和孔壁发生接触，使栓（钉）杆受剪，同时栓（钉）杆和孔壁间互相接触挤压。图 8-52 表示受剪螺栓（铆钉）连接的五种可能破坏形式，其中对螺栓（铆钉）杆被剪断，孔壁挤压及板被拉断要进行计算。对于钢板剪断和栓（钉）杆弯曲破坏两种形式，通过限制端距 $e_3 \geqslant 2d_0$ 和限制板叠厚度不超过 $5d$ 两项构造措施来防止。

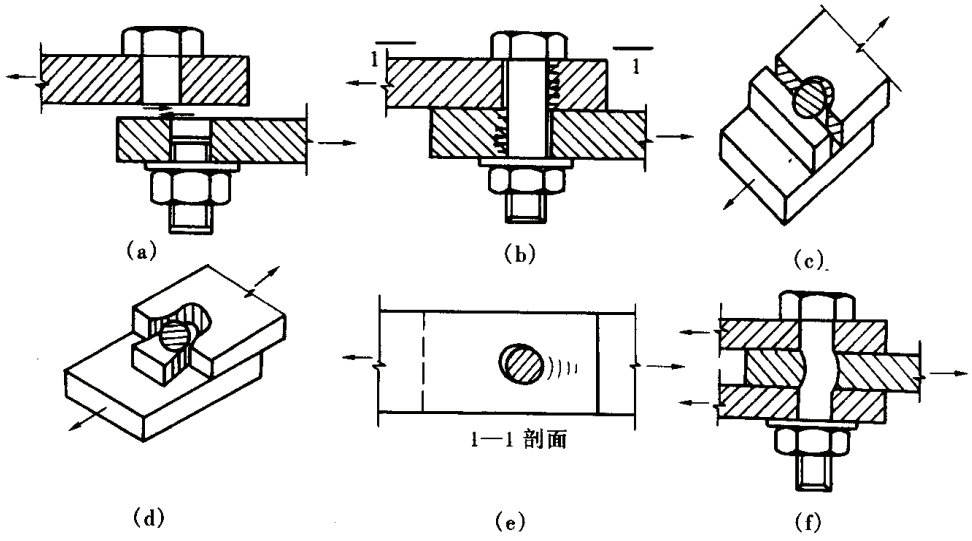


图 8-52　螺栓连接的破坏情况

(a) 螺栓杆剪断；(b) 孔壁挤压；(c) 钢板被拉断；(d) 钢板剪断；(e) 螺栓弯曲

(3) 当连接处于弹性阶段时，螺栓群中各螺栓所承受剪力不等，两端大而中间小（见图 8－53）。超过弹性阶段出现塑性变形后，内力重分布使各螺栓受力趋于均匀。但当构件节点处或拼接缝一侧螺栓很多，且沿受力方向的排列长度 l_1 过大时，端部的螺栓会因受力过大而首先破坏，随后依次向内发展逐个破坏。因此 GB50017《钢结构设计规范》规定当 l_1 大于 $15d_0$ 时，应将螺栓的承载力乘以折减系数 $\beta = 1.1 - l_1/150d_0$；当 $l_1 > 60d_0$ 时，折减系数为 0.7，d_0 为孔径。在设计时，当外力通过螺栓群中心时，可认为所有螺栓受力相同。

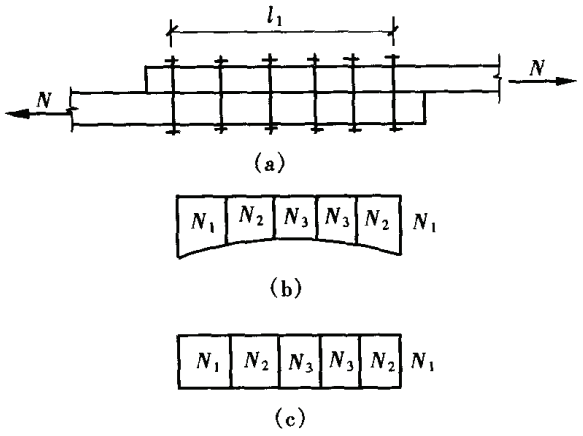


图 8－53　螺栓受剪力状态

(a) 受剪螺栓；(b) 弹性阶段受力状态；(c) 塑性阶段受力状态

(4) 抗拉螺栓（铆钉）连接中，外力趋向于将被连接构件拉开，而使螺栓（铆钉）受拉，最后的破坏形式是螺栓（铆钉）杆被拉断。

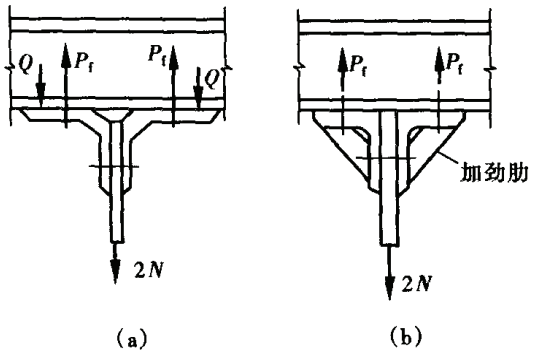


图 8－54　抗拉螺栓连接

(5) 在采用螺栓的 T 形连接中，借助附件（如角钢）才能实现（见图 8－54）。当角钢刚度不大时，受拉后垂直于拉力作用方向的角钢肢会发生较大的变形，并起杠杆作用，在该肢外侧端部产生撬力 Q，因此螺栓杆实际所受拉力 $P = N + Q$。由于确定 Q 力比较复杂，在计算中对普通螺栓连接一般不计 Q 力，而用降低螺栓强度设计值的方法解决。规范规定普通螺栓抗拉强度设计值 f_t^b 是取同样钢号钢材抗拉强度设计值 f 的 0.8 倍（即 $f_t^b = 0.8f$），以考虑 Q 力的影响。如果在构造上采取一些措施加强角钢刚度，可使其不产生撬力或产生撬力甚小，例如在角钢两肢间设置加劲肋就是增大刚度的一种有效办法。

(6) 单个抗剪螺栓（铆钉）的设计承载力。

1) 抗剪：
$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \tag{8-29}$$

2) 孔壁承压：
$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b \tag{8-30}$$

抗剪设计承载力：
$$N_{min}^b = (N_v^b,\ N_c^b)_{min} \tag{8-31}$$

式中　n_v——螺栓（铆钉）受剪面数，单剪 $n_v = 1$，双剪 $n_v = 2$，四面剪 $n_v = 4$ 等；

d——螺栓杆直径，对铆接为孔径 d_0；

Σt——连接一侧承压构件的较小总厚度，见图 8－55，对四面剪 Σt 取 $(a + c + e)$ 和 $(b + d)$ 中的较小值；

f_v^b，f_c^b——分别为螺栓抗剪、承压强度设计值，对铆钉取 f_v^r，f_c^r。

(7) 单个抗拉螺栓（铆钉）的设计承载力：

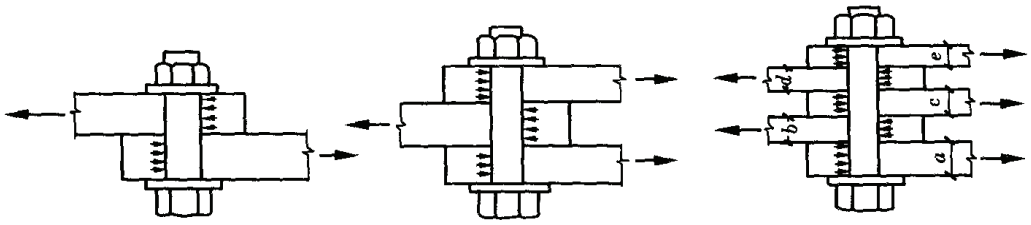


图 8－55　抗剪螺栓连接

(a) 单剪；(b) 双剪；(c) 四面剪

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \tag{8-32}$$

式中　d_e——普通螺栓或锚栓螺纹处的有效直径，其取值见资料篇中表 21.7.1，对铆钉连接取孔径 d_0；

f_t^b——普通螺栓或锚栓的抗拉强度设计值，对铆钉取 f_t^r。

(8) 剪力、拉力共同作用时，单个螺栓（铆钉）设计承载力：

$$\sqrt{\left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2 + \left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2} \leqslant 1 \tag{8-33}$$

$$N_v \leqslant N_c^b \tag{8-34}$$

式中　N_v，N_t——分别为一个螺栓（铆钉）所承受的剪力、拉力。

N_c^b 按式（8－30）计算，N_t^b 按式（8－32）计算，N_v^b 按式（8－29）计算。式（8－33）、式（8－34）应同时满足。满足式（8－33）时，说明螺栓（铆钉）不会因受拉、受剪破坏；满足式（8－34）时，孔壁挤压破坏不会发生。

3.4　螺栓与铆钉连接的计算

3.4.1　受轴力连接

当外力通过螺栓（铆钉）群形心时，假定诸螺栓（铆钉）平均分担剪力，图 8－56 接头一侧所需要的螺栓数目为：

$$n = N / N_{min}^b \tag{8-35}$$

式中　N——轴心力设计值；

N_{min}^b——单个螺栓（铆钉）抗剪设计承载力，见式（8－31）。

螺栓（铆钉）连接中，力的传递可由图 8－56 说明：左侧主板所承担的力 N 通过左侧螺栓（铆钉）传至两块拼接板，再由两块拼接板通过右侧螺栓（铆钉）传至右侧板件。主板、拼接板的内力分布如图 8－56（c）所示，主板在截面 1－1 处承受全部 N 力，在截面 1－1 和 2－2 之间只承受 $2/3N$，因为 $1/3N$ 已通过第一列螺栓（铆钉）传给拼接板。由于螺栓（铆钉）孔削弱了板件截面，为防止板件在净截面处被拉断，需验算板件净截面强度：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{8-36}$$

式中　N——所验算截面的内力；

A_n——所验算截面的净截面面积。

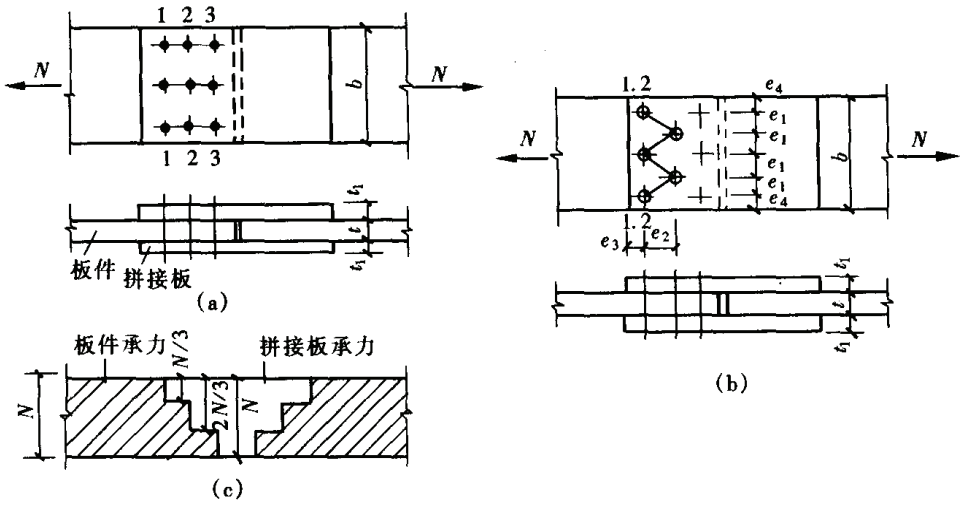


图 8-56　力的传递及净截面面积计算

净截面面积计算方法分析如下：

图 8-56（a）所示的螺栓（铆钉）并列排列，从左半部分来看，主板及拼接板截面 1-1、2-2、3-3 的净截面面积均相同。但对主板来讲，截面 1-1 受力为 N，截面 2-2 受力为 $N\left(1-\frac{n_1}{n}\right)$，截面 3-3 受力为 $N\left(1-\frac{n_1+n_2}{n}\right)$，截面 1-1 受力最大，其净截面面积为：

$$A_n = t\ (b - n_1 d_0) \tag{8-37}$$

对于拼接板来讲，截面 3-3 受力最大，其净截面面积为：

$$A_n = 2t_1\ (b - n_3 d_0)$$

式中　n——连接左半部分螺栓（铆钉）总数；

n_1、n_2、n_3——分别为截面 1-1、2-2、3-3 上螺栓（铆钉）数；

d_0——螺栓（铆钉）孔径。

图 8-56（b）所示的螺栓（铆钉）错列排列，对于主板不仅需要考虑截面 1-1（正交截面）破坏的可能，此时按式（8-37）计算净截面面积，还需要考虑沿折线截面 2-2 破坏的可能，此时：

$$A_n = t\ [2e_4 + (n_2 - 1)\sqrt{e_1^2 + e_2^2} - n_2 d_0] \tag{8-38}$$

式中　n_2——折线截面 2-2 上的螺栓（铆钉）数。

3.4.2　螺栓（铆钉）群在扭矩作用下的抗剪计算

承受扭矩的螺栓（铆钉）连接，一般可先布置好螺栓（铆钉），再计算受力最大螺栓（铆钉）所承受的

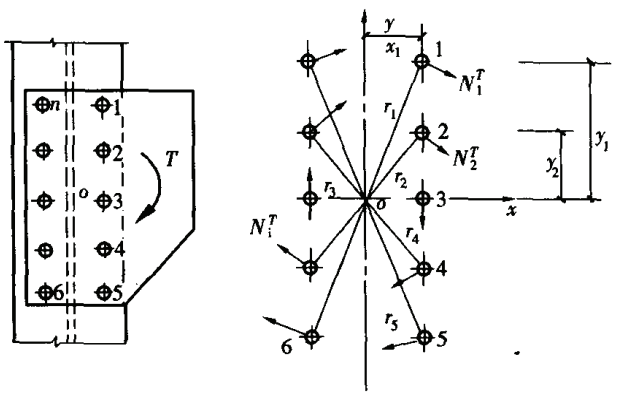


图 8-57　螺栓（铆钉）群受扭矩计算

剪力和单个螺栓（铆钉）抗剪设计承载力 $N_{\min}^{b}$（$N_{\min}^{r}$）进行比较。计算时假定被连接件在扭矩作用下绕螺栓（铆钉）群形心 O 转动（如图 8－57 所示），各螺栓（铆钉）所受剪力大小与其至螺栓（铆钉）群形心的距离成正比，剪力的方向与其和螺栓（铆钉）群形心的连线相垂直。按照上述假定，距离螺栓（铆钉）群形心 O 最远的螺栓（铆钉）所受剪力最大，为危险螺栓（铆钉），所受剪力及强度验算公式为：

$$N_1^T = \frac{T \cdot r_1}{\Sigma r_i^2} = \frac{T \cdot r_1}{(\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2)} \leqslant N_{\min}^{b} \tag{8-39}$$

式中 N_1^T——危险螺栓（铆钉）所受剪力；

T——连接所受扭矩设计值；

r_1，r_i——分别为危险螺栓（铆钉）和第 i 个螺栓（铆钉）至螺栓（铆钉）群形心的距离；

x_i，y_i——分别为第 i 个螺栓（铆钉）在以形心 O 为原点的坐标系中的 x，y 坐标。

当螺栓（铆钉）布置成狭长带（$y_1 > 3x_1$）时，$r_1 \approx y_1$，Σx_i^2 与 Σy_i^2 相比可忽略不计，式（8－39）可简化为：

$$N_1^T = \frac{T \cdot y_1}{\Sigma y_i^2} \leqslant N_{\min}^{b} \tag{8-40}$$

3.4.3 螺栓（铆钉）群在扭矩、剪力、轴力共同作用下的抗剪计算

螺栓（铆钉）群在复杂荷载作用下的计算可用叠加原理，扭矩、剪力、轴力共同作用下可以看成三种荷载情况单独作用的叠加，如图 8－58 所示。

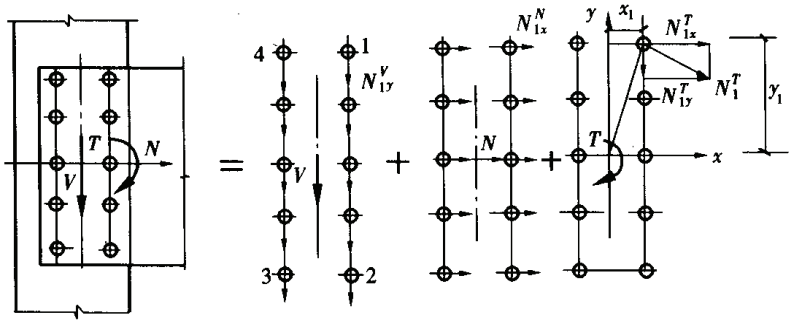


图 8－58 螺栓（铆钉）群受复杂荷载计算

轴力、剪力作用下各螺栓（铆钉）均匀受力，单个螺栓（铆钉）受力为：

$$N_{1y}^V = V/n, \quad N_{1x}^N = N/n$$

式中 n——螺栓（铆钉）数量；

N_{1y}^V——1 号螺栓（铆钉）由剪力 V 引起的沿 y 方向剪力；

N_{1x}^N——1 号螺栓（铆钉）由水平力 N 引起的沿 x 方向剪力。

扭矩 T 作用下，离螺栓（铆钉）群形心最远的 1、2、3、4 号螺栓（铆钉）受力最大，但三种受力状态叠加后，1 号螺栓（铆钉）最危险，受力为：

$$N_{1x}^T = \frac{T \cdot y_1}{(\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2)}, \quad N_{1y}^T = \frac{T \cdot x_1}{(\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2)}$$

式中 N_{1x}^T，N_{1y}^T——分别为 1 号螺栓（铆钉）在扭矩作用下沿 x，y 方向的分力。

1 号螺栓（铆钉）的合剪力及强度验算为：

$$\sqrt{(N_{1x}^{T}+N_{1x}^{N})^2+(N_{1y}^{T}+N_{1y}^{V})^2}\leqslant N_{\min}^{b}\ (N_{\min}^{r})$$

3.4.4 螺栓（铆钉）群在轴力作用下的抗拉计算

当拉力通过螺栓（铆钉）群形心时（如图 8－59 所示），所需要的螺栓（铆钉）数目为：

$$n = N/N_t^b \tag{8-41}$$

式中 N——轴拉力设计值；

N_t^b——单个螺栓（铆钉）的抗拉设计承载力，按式（8－32）计算。

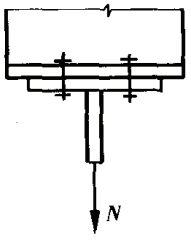


图 8－59 螺栓（铆钉）群的抗拉计算

3.4.5 螺栓（铆钉）群在弯矩作用下的抗拉计算

普通螺栓（铆钉）连接的连接板表面挤压力很小，弯矩作用下很难保持密合，在图 8－60 所示弯矩作用下，上部螺栓（铆钉）受拉，与螺栓（铆钉）群拉力相平衡的压力产生于两连接件之间的接触面上。精确确定中和轴位置的计算比较复杂，通常近似假定在最下排（如弯矩反向，为最上排）螺栓（铆钉）轴线上，即除最下排（或最上排）外，其余螺栓（铆钉）在弯矩作用下受拉，所受拉力大小与其到中和轴的距离成正比。

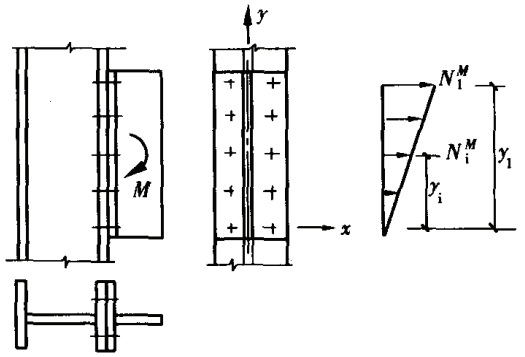


图 8－60 弯矩作用下螺栓（铆钉）抗拉计算

由平衡条件得出受力最大的螺栓（铆钉）在弯矩 M 作用下所受拉力及强度验算公式为：

$$N_1^M=\frac{M\cdot y_1}{\Sigma y_i^2}\leqslant N_t^b \tag{8-42}$$

式中 M——弯矩设计值；

y_1——距离中和轴最远的螺栓（铆钉）距中和轴的距离（图 8－60）；

Σy_i^2——所有螺栓（铆钉）至中和轴距离的平方和；

N_t^b——单个螺栓（铆钉）的抗拉设计承载力，按式（8－32）计算。

3.4.6 螺栓（铆钉）群同时承受剪力和拉力的计算

图 8－61 所示连接承受的竖向力 V 在螺栓（铆钉）群形心处引起弯矩 $M = V\cdot e$ 和剪力 V。

在弯矩作用下危险螺栓（铆钉）所受拉力为：

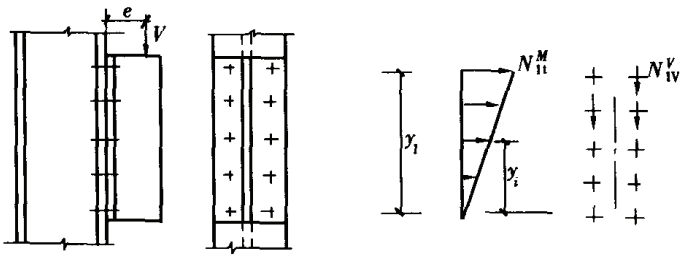


图 8－61 螺栓（铆钉）同时承受剪力和拉力

$$N_{1t}^{M}=\frac{M\cdot y_1}{\Sigma y_i^2}$$

危险螺栓（铆钉）所受剪力为：

$$N_{1v}^{v}=\frac{V}{n}$$

式中　n——螺栓（铆钉）数量。

拉、剪共同作用下螺栓（铆钉）强度验算：

$$\sqrt{\left(\frac{N_{1v}^{v}}{N_{v}^{b}}\right)^2+\left(\frac{N_{1t}^{M}}{N_{t}^{b}}\right)^2}\leqslant 1$$

$$N_{1v}^{v}\leqslant N_{c}^{b}$$

3.5　普通螺栓与铆钉连接计算实例

【例 8－13】　试设计角钢铆钉连接，见图 8－62，采用直径 20mm 铆钉，孔径 $d_0=21$mm，铆钉材料 ML2，角钢为 $L80\times5$，承受设计拉力 $N=130$kN，拼接角钢用相同截面，切棱，材料为 Q235。

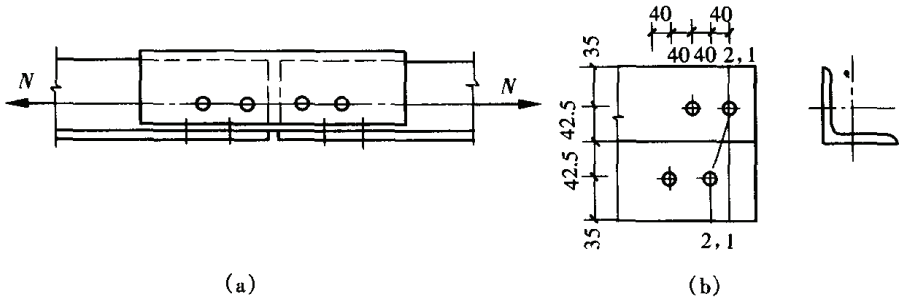


图 8－62　例 8－13 示意图

(a) 铆钉布置；(b) 角钢展开

解：(1) 铆钉计算：

忽略连接的偏心，铆钉按均匀受剪计算，受剪面数为 $n_v=1$，单个铆钉的抗剪和孔壁承压承载力设计值为：

抗剪　$N_v^r=n_v\cdot\frac{\pi d_0^2}{4}\cdot f_v^r=\frac{3.14\times2.1^2\times10^2}{4}\times155\times10^{-3}=53.6$kN

孔壁承压　$N_c^r=d_0\Sigma t\cdot f_c^r=2.1\times0.5\times365\times10^{-1}=38.3$kN

单个铆钉设计承载力为较小值 38.3kN，连接所需铆钉数为：

$$n\geqslant\frac{130}{38.3}=3.4\text{ 个，取 }4\text{ 个}$$

铆钉布置见图 8－62 (a)。

(2) 构件净截面强度验算：

角钢毛截面面积为：$A=7.91$cm^2

把角钢按厚度中央展开，如图 8－62 (b) 所示，

1－1 截面净面积：$A'_n=7.91-2.1\times0.5=6.86$cm^2

2－2 截面净面积：$A''_n=(2\times3.5+\sqrt{4^2+8.5^2}-2\times2.1)\times0.5=6.10$cm^2

$$\sigma = \frac{N}{A_n''} = \frac{130 \times 10^3}{6.10 \times 10^2} = 213.1\text{N/mm}^2 < 215\text{N/mm}^2$$

构件强度满足要求。

【例 8-14】 计算图 8-63 所示一拉杆与工形柱翼缘的连接，材料为 Q235 钢，采用 M22C 级普通螺栓，N = 200kN。

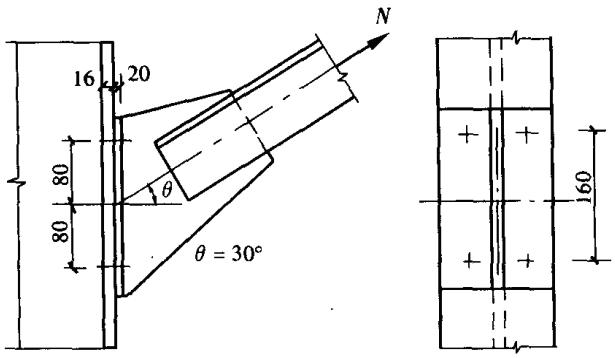


图 8-63 例 8-14 示意图

解： 布置 4 个螺栓，N 力作用于形心 O 点处水平分力（螺栓杆轴向拉力）、垂直分力（剪力）为：

$$H = 200 \times \cos 30° = 173.2\text{kN}$$

$$V = 200 \times \sin 30° = 100\text{kN}$$

螺栓同时受剪、拉，拉力、剪力由螺栓平均负担，单个螺栓受力为：

剪力：$N_v = V/n = 100/4 = 25\text{kN}$

拉力：$N_t = H/n = 173.2/4 = 43.3\text{kN}$

单个螺栓的抗剪、抗拉与孔壁承压设计承载力为：

$$N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b = \frac{3.14 \times 2.2^2 \times 10^2}{4} \times 140 \times 10^{-3} = 53.2\text{kN}$$

$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b = 2.2 \times 1.6 \times 305 \times 10^{-1} = 107.36\text{kN}$$

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} \cdot f_t^b = A_e \cdot f_t^b = 303.4 \times 170 \times 10^{-3} = 51.58\text{kN}$$

螺栓同时承受拉力和剪力的强度验算：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{25}{53.2}\right)^2 + \left(\frac{43.3}{51.58}\right)^2} = 0.96 < 1$$

$$N_v = 25\text{kN} < N_c^b = 107.36\text{kN}$$

螺栓强度满足要求。

【例 8-15】 试设计图 8-64 所示钢板的对接接头，钢板为 18mm × 600mm，钢材 Q235-A·F，承受弯矩设计值 48kN·m，剪力 V = 250kN，轴力 N = 320kN，采用 C 级螺栓，直径 d = 20mm，孔径 d_0 = 21.5mm。

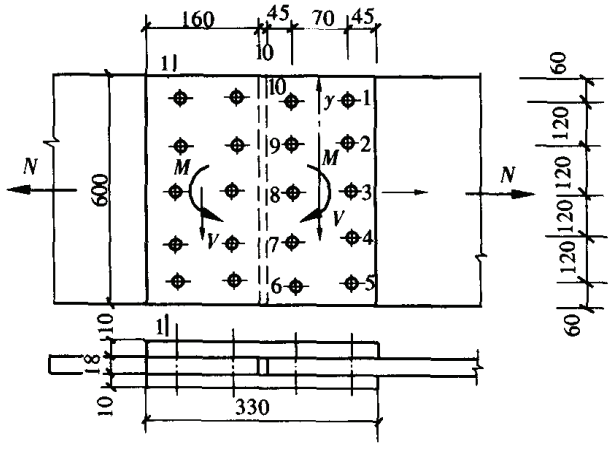


图 8-64 例 8-15 示意图

解：（1）确定拼接板尺寸：

采用两块 10mm × 600mm 拼接板，其截面积为 60 × 1 × 2 = 120cm²，大于被拼接钢板的截面积 60 × 1.8 = 108cm²。

（2）螺栓计算：

先布置好螺栓（如图 8-64 所示），再进行验算。单个螺栓抗剪设计承载力

为：

$$N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b = 2 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 140 \times 10^{-1} = 87.96\text{kN}$$

$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b = 2 \times 1.8 \times 305 \times 10^{-1} = 109.8\text{kN}$$

$$N_{min}^b = 87.96\text{kN}$$

在 M、V、N 共同作用下 1 号螺栓所受剪力最大。扭矩 M 作用下，1 号螺栓的竖向、水平分力为：

$$N_{1x}^M = M \cdot y_1 / (\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2) = 48 \times 24 \times 10^2 / [10 \times 3.5^2 + 4 \times (12^2 + 24^2)] = 38.37\text{kN}$$

$$N_{1y}^M = M \cdot x_1 / (\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2) = 48 \times 3.5 \times 10^2 / 3002.5 = 5.6\text{kN}$$

V、N 作用下，1 号螺栓承受的剪力为：

$$N_{1y}^V = V/n = 250/10 = 25\text{kN}$$

$$N_{1x}^N = N/n = 320/10 = 32\text{kN}$$

1 号螺栓在 M、N、V 共同作用下的合剪力及强度验算：

$$\sqrt{(N_{1x}^M + N_{1x}^N)^2 + (N_{1y}^M + N_{1y}^V)^2} = \sqrt{(38.37 + 32)^2 + (5.6 + 25)^2} = 76.74\text{kN} < N_{min}^b = 87.96\text{kN}$$

（3）钢板净截面强度验算：

两块拼接板截面积大于被拼接板，被连接板 1－1 截面面积最小，但受力最大，应校核这一截面强度，几何参数为：

$$A_n = 1.8 \times (60 - 5 \times 2.15) = 88.65\text{cm}^2$$

$$I = 1.8 \times 60^3/12 = 32400\text{cm}^4$$

净截面惯性矩 $I_n = 32400 - 1.8 \times 2.15 \times (12^2 + 24^2) \times 2 = 26827\text{cm}^4$

$$W_n = 26827/30 = 894.23\text{cm}^3$$

$$S = 1.8 \times 60^2/8 = 810\text{cm}^3$$

钢板截面边缘正应力 $\sigma = M/W_n + N/A_n = 48 \times 10^3/894.23 + 320 \times 10/88.65 = 89.77\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$

钢板靠近截面形心处剪应力 $\tau = V \times S/(I \times t) = 250 \times 810 \times 10/(32400 \times 1.8) = 34.72\text{N/mm}^2 < f_v = 125\text{N/mm}^2$

钢板截面靠近形心处的折算应力：

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{320 \times 10}{88.65}\right)^2 + 3 \times 34.72^2} = 70.14\text{N/mm}^2 < 1.1f = 1.1 \times 215 = 236.5\text{N/mm}^2$$

螺栓及钢板净截面强度均满足要求。

【例 8－16】 图 8－65 所示梁用普通 C 级螺栓与柱翼缘连接，螺栓直径 20mm，连接承受设计剪力值 $V = 258\text{kN}$，弯矩 $M = 38.7\text{kN·m}$。梁端竖板下设支托。钢材为 Q235－A·F，焊条 E43 型，手工焊，设计此连接。

解：（1）假定支托只起安装作用，螺栓同时承受拉力和剪力。

螺栓排列及弯矩作用下螺栓所受拉力分布如图 8－65（b）所示，剪力由 10 个螺栓平均分担，由附表 21.7.1 查得螺栓的有效截面积 $A_e = 2.45\text{cm}^2$。

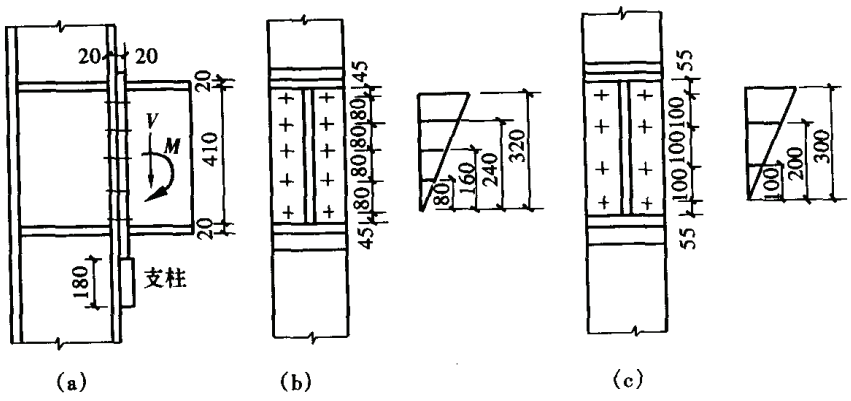


图 8－65　例 8－16 示意图

(a) 连接构造；(b) 支托不受力螺栓布置；(c) 支托承受剪力螺栓布置

单个螺栓的设计承载力为：

$$N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b = \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 140 \times 10^{-1} = 43.98\text{kN}$$

$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b = 2 \times 2 \times 305 \times 10^{-1} = 122\text{kN}$$

$$N_t^b = A_e \cdot f_t^b = 2.45 \times 170 \times 10^{-1} = 41.65\text{kN}$$

弯矩作用下上排螺栓的最大拉力为：

$$N_t^b = \frac{M \cdot y_1}{\Sigma y_i^2} = \frac{38.7 \times 32 \times 10^2}{2 \times (8^2 + 16^2 + 24^2 + 32^2)} = 32.25\text{kN}$$

作用于一个螺栓的剪力：

$$N_v = V/n = 258/10 = 25.8\text{kN}$$

剪力和拉力共同作用下螺栓强度验算：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{25.8}{43.98}\right)^2 + \left(\frac{32.25}{41.65}\right)^2} = 0.97 < 1$$

$$N_v = 25.8 < N_c^b = 122\text{kN}$$

螺栓强度满足要求。

(2) 假定剪力 V 由支托承受，螺栓只承受弯矩 M，故螺栓数可减少，螺栓排列及弯矩作用下螺栓所受拉力分布如图 8－65 (c) 所示。

$N_t = M \cdot y_1 / \Sigma y_i^2 = 38.7 \times 30 \times 10^2 / 2 \times (10^2 + 20^2 + 30^2) = 41.46\text{kN} < N_t^b = 41.65\text{kN}$

支托和柱翼缘采用两条侧面角焊缝相连，h_f 取 10mm。

$\tau_f = \alpha V / h_e \Sigma l_w = 1.35 \times 258 \times 10/2 \times 0.7 \times (18-2) = 155.49\text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\text{N/mm}^2$

式中　α——考虑 V 力对焊缝的偏心影响，其值取 1.25～1.35。

4. 高强度螺栓连接

4.1　概述

(1) 高强度螺栓连接和普通螺栓连接的主要区别是：普通螺栓扭紧螺帽时螺栓产生的预拉力很小，由板面挤压力产生的摩擦力可以忽略不计；普通螺栓连接抗剪时是依靠栓杆承压和栓杆抗剪来传力，而高强度螺栓除了其材料强度高之外，施工时还给螺栓施加很大

的预拉力，使被连接构件的接触面之间产生挤压力，由此在板面之间垂直于螺栓杆方向产生很大的摩擦力，这种挤压力和摩擦力对连接的传力有很大影响。栓杆预拉力、摩擦面抗滑移系数和钢材种类都直接影响到高强度螺栓连接的承载力。

（2）高强度螺栓连接从受力特征分为高强度螺栓摩擦型连接、高强度螺栓承压型连接和高强度螺栓承受拉力的连接。

高强度螺栓摩擦型连接单纯依靠被连接构件间的摩擦阻力传递剪力，以剪力等于摩擦力为承载能力的极限状态，适用于重要结构和承受动力荷载的结构。高强度螺栓承压型连接以螺栓或钢板破坏为承载能力的极限状态，可能的破坏形式和普通螺栓相同，其计算方法与构造要求亦与普通螺栓相同。高强度螺栓承压型连接不得用于直接承受动力荷载的结构。

（3）我国现有两种高强度螺栓连接副，大六角头高强度螺栓连接副（GB1228—1231）和扭剪型高强度螺栓连接副（GB3632—3633）。两种高强度螺栓在设计中可以通用。

（4）高强度螺栓应采用钻成孔，摩擦型的孔径比螺栓公称直径大 1.5～2.0mm，承压型的孔径则大 1.0～1.5mm。

（5）高强度螺栓连接副所使用的材料性能必须符合现行国家标准的要求，高强度螺栓性能表示方法是采用螺栓杆强度级别，级别划分的小数点前数字乘以 100 是螺栓热处理后的最低抗拉强度，小数点后数字是屈强比（屈服强度 f_y 与抗拉强度 f_u 的比值），如 8.8s 级钢材的最低抗拉强度是 800/mm^2，屈服强度是 $0.8\times800=640$N/mm^2。螺栓杆材料及其性能已在表 1－12 给出。螺杆材料选用和螺帽、垫圈材料见表 8－9。

表 8－9　　高强度螺栓等级和材料选用表

螺栓种类	螺栓等级	螺杆材料	螺帽材料	垫圈材料	选用规格（mm）
大六角头型	8.8s	40B 钢	35 号钢 45 号钢 15MnVB	45 号钢、35 号钢 硬度 HRC35～45	$d\leqslant24$
		45 号钢			$d\leqslant22$
		35 号钢			$d\leqslant20$
	10.9s	35VB	45 号钢、35 号钢 15MnVB	45 号钢、35 号钢 硬度 HRC35～45	$d\leqslant30$
		20MnTiB			$d\leqslant24$
扭剪型	10.9s	20MnTiB	35 号钢 45 号钢 15MnVB	45、35 号钢 硬度 HRC35～45	$d\leqslant24$

（6）高强度螺栓不宜重复使用，特别是 10.9s 级螺栓不得重复使用。

（7）高强度螺栓的预拉力是通过扭紧螺帽实现的。大六角头高强螺栓施加预拉力，有两种方法：

1）扭矩法。采用可直接显示扭矩的特制扳手，根据事先测定的扭矩系数，按式（8－43）施加扭矩。此法往往由于螺纹条件、螺帽下的表面情况以及润滑情况等因素的变化，使扭矩和拉力间的关系变化幅度较大：

$$T=Kd\ (P+\Delta P) \tag{8-43}$$

式中　K——扭矩系数，按现行国家标准测定；

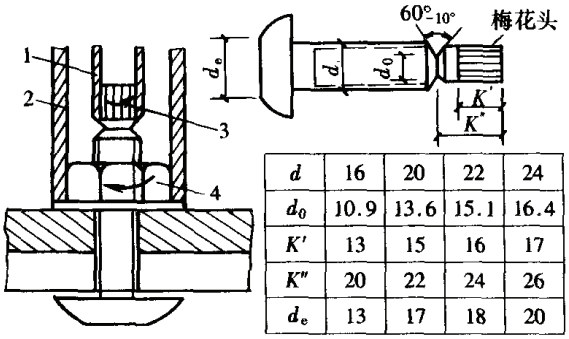
d——螺栓直径；

P——设计预拉力；

ΔP——预拉力损失值，一般取 P 的 10%。

2）转角法。分初拧与终拧两步。初拧是先用普通扳手使被连接构件相互紧密贴合。终拧就是以初拧的贴紧位置为起点，根据按螺栓直径和板叠厚度所确定的终拧角度，用强有力的扳手旋转螺帽，拧至预定角度值时，螺栓的拉力即达到了所需要的预拉力数值。方法的可靠性取决于初拧的松紧度和终拧角度的正确性。

（8）扭剪型高强度螺栓施加预拉力的方法是拧断螺栓梅花头切口处截面（见图 8－66 d_0 直径处），即认为已达到设计预拉力。这种施加预拉力方法简单、准确。



d	16	20	22	24
d_0	10.9	13.6	15.1	16.4
K'	13	15	16	17
K''	20	22	24	26
d_e	13	17	18	20

图 8－66　扭剪型高强度螺栓

1—内套筒；2—外套筒；3—紧固反扭矩；4—紧固扭矩

（9）高强度螺栓的设计预拉力值由材料强度和螺栓有效截面确定，并且考虑了①在扭紧螺栓时扭矩使螺栓产生的剪力将降低螺栓的承拉能力，故对材料屈服强度除以系数 1.2；②施工时为补偿预拉力的松弛要对螺栓超张拉 5% ~ 10%，故乘以系数 0.9；③材料抗力变异系数取 0.9；由于以抗拉强度为准，再引进一个附加安全系数 0.9。GB50017—2003《钢结构设计规范》的预拉力设计值由式（8－44）计算：

$$P = 0.9 \times 0.9 \times 0.9 f_u A_e / 1.2 = 0.608 f_u A_e \qquad (8-44)$$

式中　f_u——高强度螺栓的抗拉强度；

A_e——高强度螺栓的有效截面面积，和同直径的普通螺栓相同，见资料篇。

根据热处理后螺栓的最低 f_u 值，对 10.9 级取 1040N/mm^2，8.8 级取 830N/mm^2，按式（8－44）计算预拉力值 P，并取 5kN 倍数，即得表 8－10 所示数值。

表 8－10　　高强度螺栓的设计预拉力 P 值　　（kN）

螺栓强度等级	螺栓的公称直径（mm）					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8s	80	125	150	175	230	280
10.9s	100	155	190	225	290	355

（10）普通钢结构和冷弯薄壁型钢结构高强度螺栓连接摩擦面抗滑移系数 μ 值分别如表 8－11 及表 8－12 所示。试验证明构件摩擦面涂红丹后抗滑移系数甚低（在 0.14 以下），经处理后仍然较低，故摩擦面应严格避免涂染红丹。连接在潮湿或淋雨状态下进行拼装也会降低 μ 值，故应采取防潮措施并避免雨天施工，以保证连接处表面干燥。

表 8－11　　摩擦面抗滑移系数

构件接触面处理方法	构件钢号		
	Q235	Q345，Q390	Q420
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.50
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

表 8-12　冷弯型钢摩擦面抗滑移系数

构件接触面处理方法	构件钢号	
	Q235	Q345
喷砂（丸）	0.40	0.45
热轧钢材轧制表面清除浮锈	0.30	0.35
冷轧钢材轧制表面清除浮锈	0.25	—

（11）采用砂轮打磨处理摩擦面时，打磨范围不应小于螺栓孔径的4倍，打磨方向宜与构件受力方向垂直。

（12）高强度螺栓的排列和普通螺栓相同，亦要考虑沿受力方向螺栓排列长度 $l_1 > 15d_0$ 时对设计承载力的不利影响，螺栓承载力折减方法与普通螺栓相同。

（13）特殊情况下，摩擦型高强度螺栓可与焊缝共同受力，形成混合连接。混合连接的强度可取为两种强度之和。对摩擦型高强度螺栓与焊缝形成的混合连接，焊缝的破坏强度应高于摩擦型高强度螺栓的极限强度，其比例宜控制在1～3之间。施工顺序一般可采用先栓后焊的形式，此时高强度螺栓的强度应计及焊缝影响，做一定的折减。文献［8.1］建议先初拧60%，焊接后终拧。如采用先焊后栓，且板层间又夹不紧时，宜采用大直径螺栓，并需将螺栓的抗剪承载力设计值折减。

（14）构件借助填板与另一构件连接时，填板表面应做与被连接件相同的表面处理。如采用承压型高强度螺栓连接，所需螺栓数目应按计算增加10%。

（15）搭接或用拼接板的单面连接，承压型高强度螺栓数目应按计算增加10%。

（16）对于构件端部连接，当连接长度受限，采用短角钢连接型钢（角钢或槽钢）的外伸肢时（如图8-49所示），在短角钢两肢中的一肢上所用的高强度螺栓数量应按计算增加50%。

（17）摩擦型高强度螺栓必要时可以采用放大孔，其抗剪承载力设计值应乘以折减系数0.85。孔径的放大限值为：

1）螺栓直径 $d \leqslant 22\text{mm}$ 时，孔径与螺栓公称直径差 $\leqslant 4\text{mm}$；

2）螺栓直径 $d = 24\text{mm}$ 时，孔径与螺栓公称直径差 $\leqslant 6\text{mm}$；

3）螺栓直径 $d \geqslant 27\text{mm}$ 时，孔径与螺栓公称直径差 $\leqslant 8\text{mm}$。

（18）当环境温度 $t = 100 \sim 150℃$ 时，高强度螺栓的设计承载力应降低10%。

（19）对沿螺栓杆轴方向受拉的T形连接，当T形件翼缘刚度较小时，受拉使翼缘弯曲变形，在其端部产生撬力（见图8-54），使螺栓所受拉力增大。关于撬力的影响，在设计时对普通螺栓连接，无论撬力大小，一律用降低抗拉设计强度的方法处理。而对高强度螺栓，最好能计算细致一些，国际标准ISO/DIS10721和一些国外规范都规定要计算撬力 Q，并和外力相加作为螺栓的设计拉力，计算公式为式（8-45）。如果不计算撬力，则应设置加劲肋（如图8-54所示），或增大T形件翼缘厚度（不小于2倍螺栓直径）。

$$T = (N + \Sigma F)/n \tag{8-45}$$

式中　n——螺栓总数；

ΣF——撬力之和；

N——外荷载拉力；

T——单个螺栓实际所承受的设计拉力。

GB50017—2003规范规定单个高强度螺栓抗拉承载力设计值取 $N_t^b = 0.8P$，实际上是和普通螺栓同样对待，这和目前还缺少公认的、便于应用的撬力计算公式有关。

4.2 单个高强度螺栓承载力设计值

4.2.1 摩擦型连接

(1) 抗剪承载力设计值。高强度螺栓摩擦型连接承受剪力的设计准则是外力不得超过摩擦阻力，单个螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$N_V^b = \alpha_R n_f \mu P \tag{8-46}$$

式中 n_f——单个螺栓的传力摩擦面数；

μ——摩擦面的抗滑移系数，见表 8-11 和表 8-12。

P——高强度螺栓预拉力；

α_R——抗力分项系数的倒数，普通钢结构取 0.9，冷弯薄壁型钢结构最小板厚 $t \leqslant 6mm$ 时，取 0.8。

(2) 抗拉承载力设计值。单个螺栓的抗拉承载力设计值为：

$$N_t^b = 0.8P \tag{8-47}$$

式中 P——高强度螺栓预拉力。

(3) 同时承受剪力和拉力的单个螺栓承载力设计值。对高强度螺栓摩擦型连接，随着螺栓杆拉力的增大，板件间的挤压力由 P 减至 $(P - N_t)$，每个螺栓的抗剪承载力也随之减小。另外由试验知，抗滑移系数随板件间挤压力的减小而降低。考虑这一影响时，对同时承受剪力和拉力的高强度螺栓摩擦型连接，抗滑移系数 μ 仍用原值，而将 N_t 增大为 $1.25N_t$。

每个螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$\frac{N_V}{N_V^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leqslant 1 \tag{8-48}$$

式中 N_V、N_t——一个高强度螺栓所承受的剪力和拉力；

N_V^b、N_t^b——单个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值。

4.2.2 高强度螺栓承压型连接

(1) 抗剪承载力设计值。螺栓的极限承载力由杆身抗剪和孔壁承压决定，单个螺栓抗剪承载力设计值仍按式 (8-29)、(8-30)、(8-31) 计算，只是 f_V^b、f_c^b 用高强度螺栓的强度设计值。

(2) 抗拉承载力设计值。单个螺栓的抗拉承载力设计值计算方法同普通螺栓，仍按式 (8-32) 计算，只是 f_t^b 用高强度螺栓的强度设计值。

(3) 同时承受剪力和拉力的螺栓承载力设计值。对同时承受剪力和拉力的螺栓应同时满足式 (8-49) 和式 (8-50)：

$$\sqrt{\left(\frac{N_V}{N_V^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1 \tag{8-49}$$

$$N_V \leqslant N_c^b / 1.2 \tag{8-50}$$

式中 N_V，N_t——连接中所验算螺栓承受的剪力、拉力；

N_V^b，N_c^b，N_t^b——承压型连接中单个螺栓的抗剪、孔壁承压、抗拉承载力设计值。

式中的 1.2 为折减系数。高强度螺栓承压型连接施加预拉力后，连接板孔前较高的三向应力使板的局部挤压强度大大提高。因此，N_c^b 比普通螺栓高，但当螺栓受拉，板件间

的挤压力随外拉力增大而减小，螺栓的 N_c^b 也随之降低，且随着外拉力而变化。为计算简便取折减系数 1.2，考虑 N_c^b 值降低的影响。

4.2.3 高强度螺栓连接的计算

（1）连接受轴力作用（螺栓受剪）。

1）螺栓计算。连接一侧所需螺栓数目为：

$$n = N/N_{min}^b \tag{8-51}$$

式中 N——作用于螺栓群的轴心力设计值；

N_{min}^b——摩擦型按式（8-46）计算，承压型按式（8-29）、式（8-30）、式（8-31）计算，计算承压型 N_{min}^b 时用高强度螺栓的 f_v^b、f_c^b。

2）构件净截面强度计算。对承压型连接，构件净截面强度验算与普通螺栓连接计算方法相同。对摩擦型连接，要考虑一部分剪力由孔前接触面传递，见图 8-67（b）。GB50017—2003 规范规定孔前传力占螺栓传力的 50%，被连接板 1-1 截面的内力为：

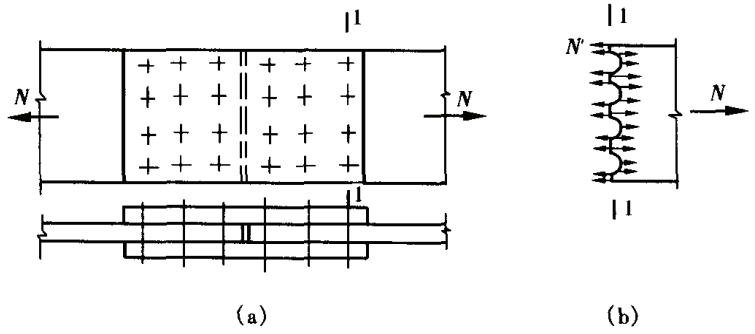


图 8-67 高强度螺栓摩擦型连接的孔前传力

（a）连接构造；（b）孔前传力

$$N' = N\ (1 - 0.5n_1/n) \tag{8-52}$$

式中 n_1—计算截面上的螺栓数；

n——连接一侧的螺栓总数。

得出 N' 以后，构件净截面强度仍按式（8-36）计算。

（2）连接受扭矩及扭矩、剪力共同作用。扭矩作用时及扭矩、剪力共同作用时，高强度螺栓的受力计算与普通螺栓相同。验算危险螺栓强度时，代入高强度螺栓的抗剪承载力设计值（承压型和摩擦型连接不同）。

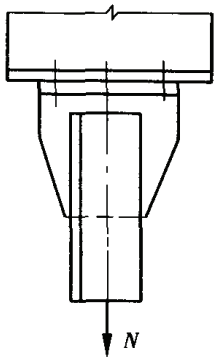


图 8-68 高强度螺栓承受拉力的连接

（3）抗拉连接。连接在外拉力 N（设计值，计入撬力影响）作用下（见图 8-68），高强度螺栓受拉，所需螺栓数目为：

$$n = N/N_t^b \tag{8-53}$$

式中 N_t^b——单个高强度螺栓的抗拉承载力设计值（摩擦型与承压型连接不同）。

（4）抗弯连接。图 8-69 所示连接受弯矩作用，由于高强度螺栓施加预拉力很大，被连接构件的接触面一直保持紧密贴合。弯曲中和轴在截面高度中央，可以认为就在螺栓群形心轴线上（这种情况以板不被拉开为条件）。边缘受拉力最大的螺栓拉力应满足如下强度条件：

$$N_{t1}^{M} = My_1/\Sigma y_i^2 \leqslant N_t^b \qquad (8-54)$$

按式（8－54）计算螺栓数量偏于保守，连接的实际承载能力并未充分发挥。当弯矩进一步增大时，受拉区接触面挤压力逐渐减小甚至消失。螺栓群的中和轴下移，并不妨碍螺栓有效承载，只要变形不过大，像普通螺栓群一样把中和轴定在最下排螺栓处，应该是可行的。如果连接兼承剪力，则第二种方法只宜用于承压型连接。

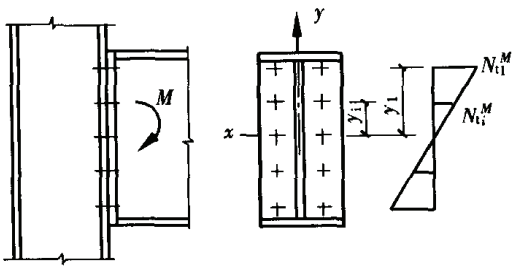


图 8－69　高强度螺栓受弯连接

4.2.4　高强度螺栓连接计算实例

【例 8－17】　设计用高强度螺栓的双拼接板连接。承受轴心拉力设计值 $N = 1450\text{kN}$，钢板截面为 20mm × 340mm，钢材为 Q345，采用 8.8 级的 M22 高强度螺栓，连接处构件接触面用喷砂处理。

解：（1）采用摩擦型连接。

单个螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$N_V^b = 0.9n_f\mu P = 0.9 \times 2 \times 0.5 \times 150 = 135\text{kN}$$

所需螺栓数为：$n = \dfrac{N}{N_V^b} = 1450/135 = 10.7$（个），用 12 个

螺栓排列如图 8－70（a）所示。

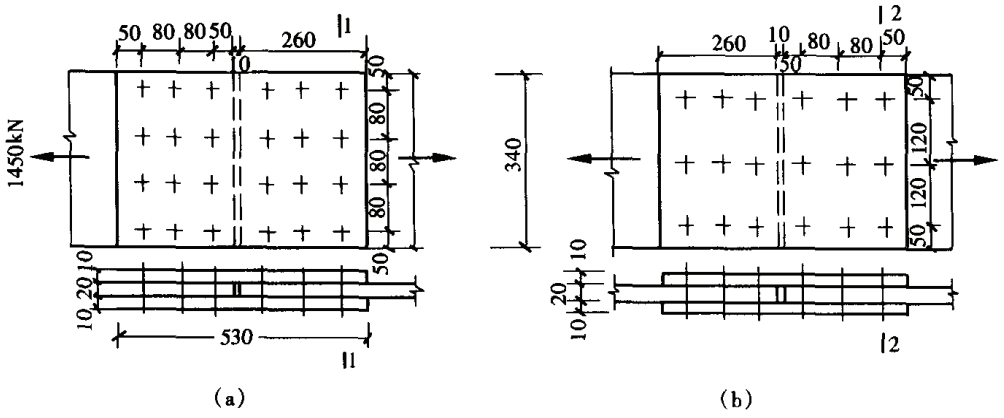


图 8－70　例 8－17 示意图

（a）摩擦型连接；（b）承压型连接

构件净截面强度验算：主板 1－1 截面最危险。

$$N' = N\ (1-0.5n_1/n) = 1450 \times\ (1-0.5 \times 4/12) = 1208.3\text{kN}$$

$$A_n = t\ (b - n_1 d_0) = 2 \times\ (34 - 4 \times 2.4) = 48.8\text{cm}$$

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} = \frac{1208.3}{48.8} \times 10 = 247.6\text{N/mm}^2 < f = 295\text{N/mm}^2$$

（2）采用承压型连接。

单个螺栓的抗剪承载力：

$$N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b = \frac{2 \times 3.14 \times 2.2^2}{4} \times 250 \times 10^{-1} = 190\text{kN}$$

$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b = 2.2 \times 2 \times 590 \times 10^{-1} = 259.6\text{kN}$$

所需螺栓数为 $n = \dfrac{N}{N_V^b} = 1450/190 = 7.68$ 个，用 9 个

螺栓排列如图 8－70（b）所示。

构件净截面验算：主板 2－2 截面最危险。

$$A_n = t\ (b - n_1 d_0)\ = 2 \times\ (34 - 3 \times 2.4)\ = 53.6\text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1450}{A_n} = 1450 \times 10/53.6 = 270\text{N/mm}^2 < 295\text{N/mm}^2$$

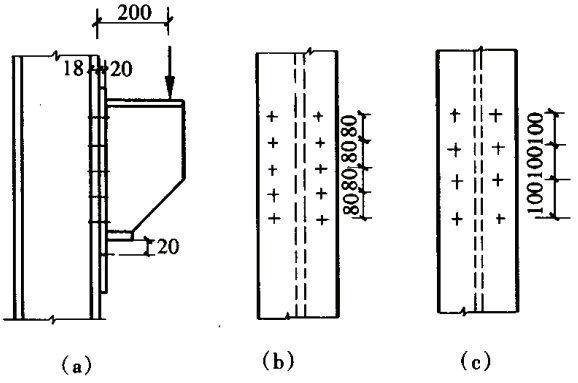


图 8－71　例 8－18 示意图

【例 8－18】　设计图 8－71 所示的牛腿与柱的连接。采用 10.9 级高强度螺栓，螺栓直径 M20，构件接触面喷砂后生赤锈，结构钢材为 Q345，作用力设计值 270kN，支托起安装作用。

解：连接受弯、剪共同作用，$M = 270 \times 20 = 5400\text{kN} \cdot \text{cm}$，$V = 270\text{kN}$。

（1）按摩擦型连接设计。

螺栓布置如图 8－71（b）所示，连接中受力最大螺栓承受的拉力及剪力为：

$$N_t = N_1^M = \frac{My_1}{\Sigma y_i^2} = \frac{270 \times 20 \times 16}{2 \times\ (2 \times 8^2 + 2 \times 16^2)} = 67.5\text{kN}$$

$$N_V = \frac{N}{n} = \frac{270}{10} = 27\text{kN}$$

单个高强度螺栓受剪、受拉承载力设计值为：

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 155 = 69.75\text{kN}$$

$$N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 155 = 124\text{kN}$$

拉剪共同作用下，受力最大螺栓的承载力验算：

$$\frac{N_v}{N_V^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{27}{69.75} + \frac{67.5}{124} = 0.931 < 1$$

（2）按承压型连接设计。

螺栓布置如图 8－71（c）所示，单个螺栓的抗剪、孔壁承压、抗拉承载力设计值分别为：

$$N_v^b = n_v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_v^b = \frac{2 \times 3.14 \times 2^2}{4} \times 310 \times 10^{-1} = 97.4\text{kN}$$

$$N_c^b = d \cdot \Sigma t \cdot f_c^b = 2 \times 1.8 \times 590 \times 10^{-1} = 212.4\text{kN}$$

$N_t^b = A_e f_t^b = 2.45 \times 50 = 122.5\text{kN}$，此值和 $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 155 = 124\text{kN}$ 十分接近。

危险螺栓所受拉力按中和轴在最下一排螺栓处计算：

$$N_t = N_1^M = \frac{M \cdot y_1}{\Sigma y_i^2} = \frac{5400 \times 30}{2 \times\ (10^2 + 20^2 + 30^2)} = 57.9\text{kN}$$

危险螺栓所受剪力为：

$$N_V = \frac{N}{n} = \frac{270}{8} = 33.75\text{kN}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N_V}{N_V^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{33.75}{97.4}\right)^2 + \left(\frac{57.9}{122.5}\right)^2} = 0.59 \leqslant 1$$

$$N_V = 33.75 < N_c^b/1.2 = \frac{212.4}{1.2} = 177\text{kN}$$

如果把最上一排螺栓移至牛腿上翼缘以上，则传力情况更好。弯矩可以由上翼缘上、下面四个螺栓受拉和下翼缘附近板件接触面受压来平衡，剪力由其余四个螺栓承担。

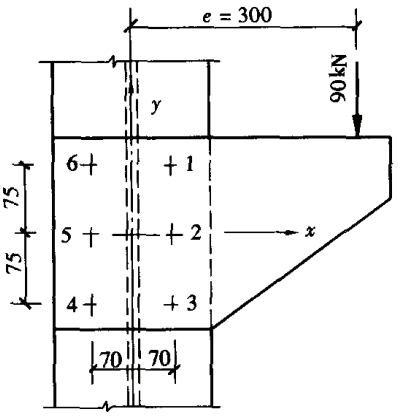


图 8－72　例 8－19 示意图

【例 8－19】　图 8－72 所示连接的钢材为 Q345，采用 10.9 级高强度螺栓摩擦型连接。螺栓直径 M = 20mm，孔径 d_0 = 22mm，连接承受作用力设计值 90kN，偏心距 e = 300mm，接触面喷砂后生赤锈处理。验算图示螺栓布置是否满足强度要求。

解：作用于螺栓群形心的竖向剪力 V 和扭矩 T 分别为：

$$V = 90\text{kN},\quad T = 90 \times 0.3 = 27\text{kN}\cdot\text{m}$$

扭剪共同作用下，危险螺栓为螺栓 1 和螺栓 3：

$$N_{1x}^T = \frac{T \cdot y_1}{\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2} = \frac{27 \times 10^3 \times 75}{6 \times 70^2 + 4 \times 75^2} = 39.02\text{kN}$$

$$N_{1y}^T = \frac{T \cdot x_1}{\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2} = \frac{27 \times 10^3 \times 70}{6 \times 70^2 + 4 \times 75^2} = 36.42\text{kN}$$

$$N_{1y}^V = \frac{V}{n} = \frac{90}{6} = 15\text{kN}$$

单个螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$N_V^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.50 \times 155 = 69.75\text{kN}$$

1 号螺栓强度验算：

$$\sqrt{(N_{1x}^T)^2 + (N_{1y}^T + N_{1y}^V)^2} = \sqrt{39.02^2 + (36.42 + 15)^2} = 64.55\text{kN} < N_V^b = 69.75\text{kN}$$

5. 节点构造及设计原则

5.1　概述

在钢结构设计工作中，构件或零件之间连接节点的设计是一个重要环节，应引起高度的重视。设计时应根据连接节点的位置及其所要求的强度和刚度，合理地确定连接方式及节点的细部构造和计算方法。构件相互连接之处往往形成应力集中或局部应力，处理不好就会影响结构的承载能力。近年来随着研究工作的深入和分析、试验手段的完善，对许多有局部性应力的构造细节的性能逐渐有了较清楚的了解，并得出一些计算公式，但有的还有待进一步研究。目前，有些细部还不易精确计算，长期以来依靠由经验积累的知识去处理。在处理构造细节时，不论是否做计算，设计者都应对力的传递过程及其影响详加审

查，才不至于出差错，造成结构或其局部的破坏。

除了保证结构正常工作之外，连接构造应便于施工，使制造安装质量得到保证，降低成本。

5.2 等截面拉、压杆拼接

（1）等截面的轴心受力构件的拼接型式较简单，在制造工厂完成的拼接可以采用直接对焊的方法［见图 8－73（a)］或拼接板加角焊缝的办法［见图 8－73（b)］。如果焊缝质量能达到一、二级质量标准，无论受拉、受压都可采用直接对焊的办法，否则，受拉要采用拼接板加角焊缝的办法。采用后一方案时，构件的翼缘和腹板都应有自己的拼接板和焊缝，使传力尽量直接、均匀，避免应力过分集中。确定腹板拼接板宽度时，要留够施焊纵焊缝时操作焊条所需的空间。此外，α 角不应小于 30°［α 角如图 8－73（b）所示］。

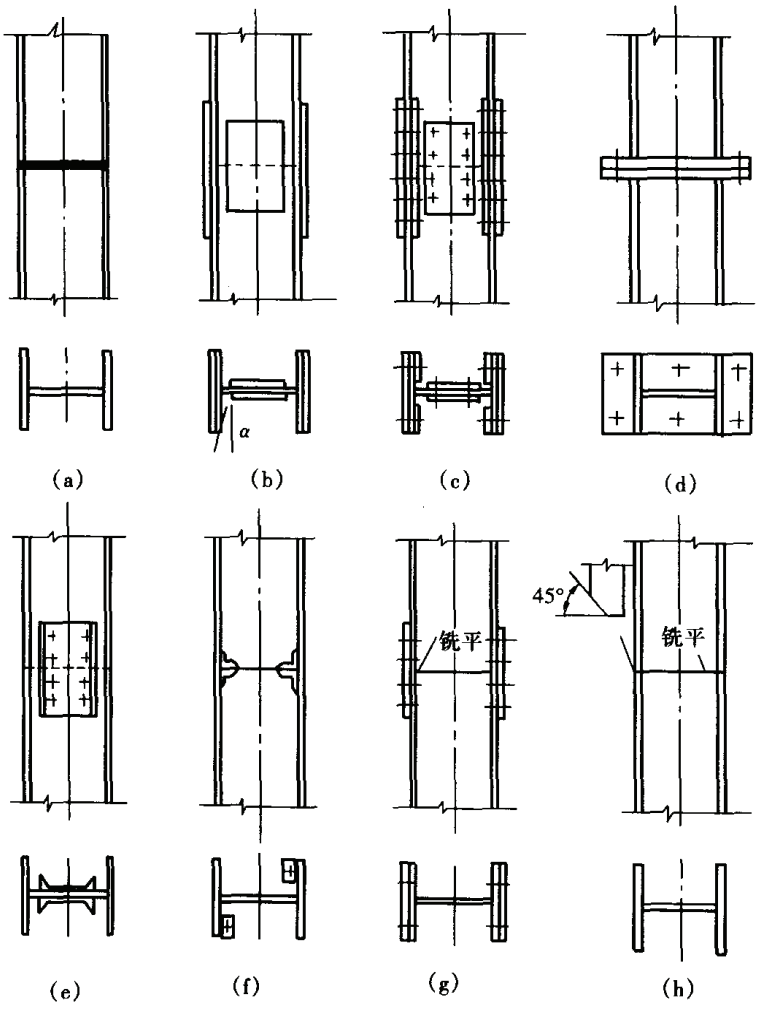


图 8－73 等截面拉压杆的拼接

（2）对于工地拼接，拉杆可以用拼接板加高强螺栓［如图 8－73（c)］或端板加高强螺栓［如图 8－73（d）所示］。压杆可以采用焊接，如图 8－73（e)、（f）所示。用焊接时，上段构件要事先在工厂做好坡口，下段（或上、下两段）带有定位零件（槽钢或角钢），保证施焊时位置正确。受压构件还可以通过上、下段接触面刨平、顶紧直接承压传力［如图 8－73（g)、（h）所示］，同时辅以少量焊缝和螺栓，使不能错动。这种方案适用于板件很厚的重型柱，接触面要求平整并和轴线垂直。因此，制造时必须保证应有的精

度。接触面只能传递压力，若构件有可能出现拉力和剪力，它们要靠焊缝或螺栓及拼板来传递，需加以计算。

（3）拉、压杆的拼接宜按等强度原则来计算，亦即拼接材料和连接件都能传递断开截面的最大内力，如翼缘的拼接板及其焊缝（或螺栓）能传递 $N_f = A_f \cdot f$，即翼缘截面积乘以强度设计值。压杆的拼接还应注意避免因连接变形降低构件刚度，从而造成容易屈曲的弱点。用高强螺栓时宜用摩擦型连接。主要依靠接触面直接承压传力的拼接，接头宜尽量接近杆的支撑点，其距离不超过杆件计算长度的 20%，以免因截面转动而对杆的承载能力产生较大影响。

（4）拼接不仅要保证断开截面的强度，也要保证构件的整体刚度，包括绕截面两个主轴的弯曲刚度和绕纵轴的扭转刚度。这个原则也普通适用于其他各类构件的拼接。

5.3 变截面柱拼接

（1）变截面柱有截面微小变化和较大变化两种不同情况。变化较小的柱是腹板保持不变，仅改变翼缘厚度，如图 8－74（a）所示。对此情况，可采用直接对焊，与不变截面

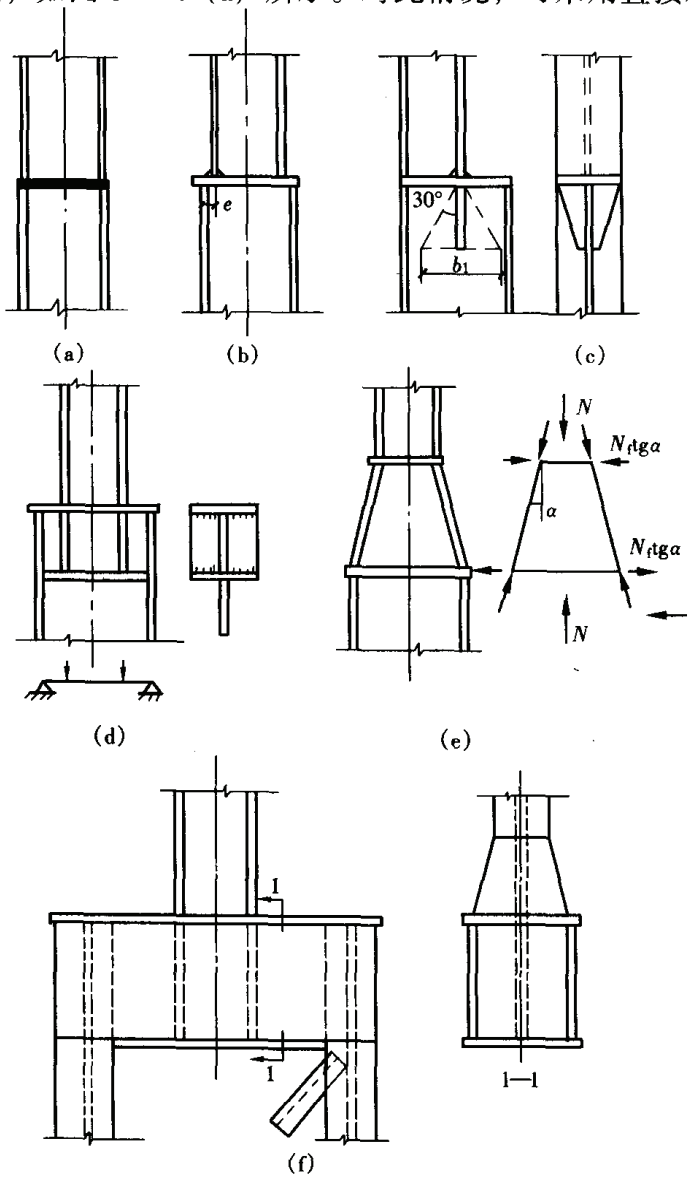


图 8－74　变截面柱的拼接

柱的拼接没有什么区别。当腹板宽度变化但变化不大时，可采用上下两段柱共同焊于一块平板的做法，如图 8－74（b）所示。设上柱翼缘所能承受的最大内力为 N_f，则板必须能承受弯矩 $N_f \cdot e$ 和剪力 N_f，并由此确定板的厚度。如果构件受拉，则不宜采用此种方案，以免造成平板层间撕裂。

（2）截面变化较大而一侧翼缘外表平齐者［如图 8－74（c）所示］，也在上下段之间加设平板，但平板之下应有加劲肋和上段的另一翼缘对齐，否则平板弯矩太大，所需板厚较大。加劲肋承受上段翼缘的 N_f 力，并通过焊缝将此力传给下段的腹板。同时假设 N_f 以每侧 30°角扩散到腹板上，若下段柱腹板厚度为 t_1，N_f 力分布宽度为 b_1，则 $\frac{N_f}{(b_1 \times t_1)}$ 不应超过腹板的强度设计值。

（3）截面变化较大而中线上下一致的柱，两段的拼接有如图 8－74（d）、（e）所示的两种做法。前一做法（图 8－74（d）和图 8－74（c）有些相似，不同的是在下柱竖向加劲肋下端加上一对水平加劲肋，它和下柱腹板及上水平板组成了工字形截面的梁，将上段两翼的内力传给下段的两翼，从而避免下段柱腹板负担过重。图 8－74（e）的做法是在上、下段之间加一变截面段，它和上、下段之间都设水平板相连。上板承受因翼缘倾斜而出现的水平压力 $N_f \mathrm{tg}\alpha$，下板则承受水平拉力 $N_f \mathrm{tg}\alpha$。当柱下段为格构式柱时，它的上部应设置实腹的肩梁，肩梁可以做成单腹板或双腹板的，前者在构造上和图 8－74（d）类似，后者是箱形截面［如图 8－74（f）所示］，具有很好的出平面刚度和扭转刚度，可用于有重型吊车的厂房柱，在纵向力作用下可保证上、下段形成一个连续构件。肩梁可按简支梁计算其抗弯、抗剪强度及相应的连接焊缝。

5.4 梁的拼接

（1）梁和拉、压杆受力方式虽然不同，但构造上却有很大的共同点。图 8－75（a）为全用对接焊缝的拼接，焊缝质量应达到一、二级标准。图 8－75（b）中翼缘用对接焊缝，腹板用拼接板和螺栓。图 8－75（c）则全部用拼接板及高强螺栓，适用于工地拼接。图 8－75（d）的两段梁都焊有端板，工地拼装更为方便。受压区可只设少量螺栓，靠两板承压传力，受拉区则应有足够螺栓。由于螺栓还承受剪力，故宜采用抗滑螺栓。

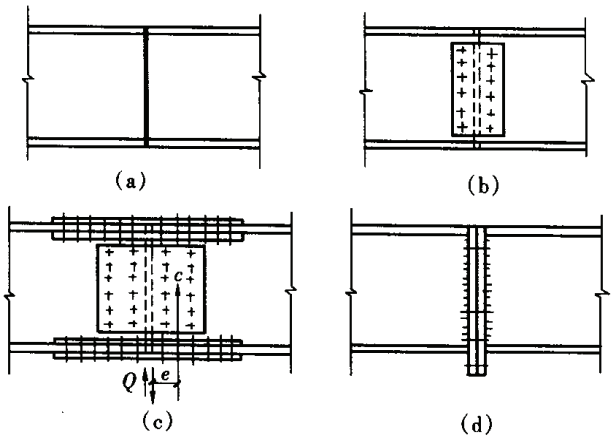


图 8－75　梁的拼接

（2）计算梁的拼接有两种可能的方法：一是等强设计，翼缘、腹板上拼接材料和连接件所能传递的力不低于翼缘和腹板所能传递的最大内力（这种拼接可以设置在梁的任一截面）。例如对图 8－75（c）所示连接方案，应使翼缘拼接板的净截面面积不小于翼缘板的净截面面积。连接一侧翼缘上高强螺栓的数量应按翼缘板净截面面积 A_n 所能承受的轴向力 $N = A_n f$ 计算，f 为钢材的强度设计值。

另一方法是按构件具体内力进行计算，弯矩在翼缘与腹板之间按其刚度成正比分配，翼缘、腹板计算内力可分别按下式确

定：

翼缘 $$N_f=\frac{M_f}{h_1},\quad M_f=M\cdot\frac{I_f}{I} \tag{8-55}$$

腹板 $$M_w=M\frac{I_w}{I},\quad V_w=V \tag{8-56}$$

式中 I——梁毛截面惯性矩；

I_f、I_w——分别为梁翼缘截面绕梁形心轴的惯性矩和腹板截面惯性矩；

M、V——拼接截面的弯矩和剪力，即弯矩由翼缘、腹板分担，剪力由腹板承担。

由于腹板螺栓群重心 C 偏离断开截面［见图 8－75（c）］，计算腹板螺栓还应加上偏心力矩 $V\cdot e$，即 $M_w=M\frac{I_w}{I}+V\cdot e$。

承受静力荷载的梁按具体内力计算时，还可稍加简化，即翼缘的拼接担负全部弯矩，腹板的拼接只担负剪力及其偏心力矩。图 8－75（d）的拼接可把弯矩化成作用在梁上、下翼缘的一对力偶，其下翼缘的拉力可以由最下面两行螺栓承受，剪力则由全部螺栓共同承受。

5.5 端板连接中板的厚度

设有端板的杆件拼接［如图 8－73（d）和图 8－75（d）所示］，在拉力作用下螺栓受拉而端板受弯。端板的弯曲是由分散的集中力引起的，应力分布较复杂，在设计时可将板化为等效的梁来计算弯矩，确定需要的板厚。弯矩可以按弹性计算，也可以按塑性极限状态考虑。按弹性计算，板的厚度大而变形小，在不希望螺栓产生撬力的场合比较合适。按塑性计算可以充分利用板的承载力，此时应计入撬力。

图 8－76（a）所示的一边嵌固、三边自由的板，垂直于板面有荷载 P，其分布长度和宽度 c_y 和 c_x 在 $0\leqslant\frac{c_y}{l}\leqslant0.4$ 和 $0\leqslant\frac{c_x}{l}\leqslant0.2$ 范围内变化时，用有限元法计算板单位宽度的最大弯矩为 m_y。由平衡条件，等效梁的宽度 b_e 应符合下列关系：

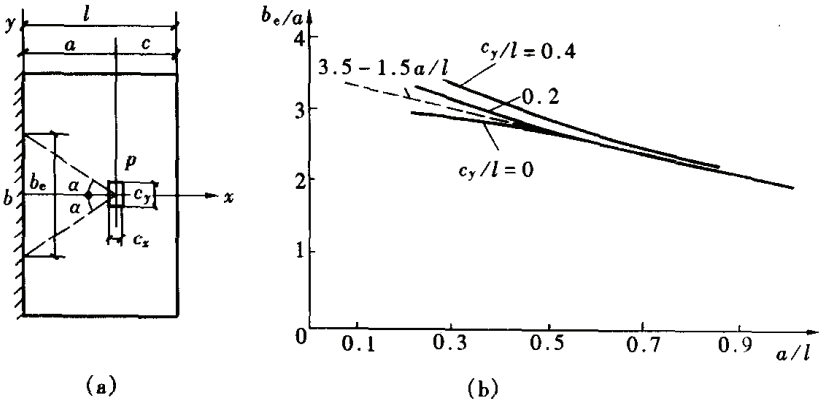


图 8－76 按弹性计算的板有效宽度

$$m_y\cdot b_e=p\cdot a \quad 或 \quad \frac{b_e}{a}=\frac{p}{m_y}$$

计算结果表明 c_x 的影响不大，$\frac{b_e}{a}$随 a/l 和$\frac{c_y}{l}$而变化，如图 8－76（b）所示。由图可见，在实际设计中可以采用下列简化公式：

$$\frac{b_e}{a}=3.5-1.5\frac{a}{l} \tag{8-57}$$

当 P 力作用在板边，即 $a=l$ 时，$b_e=2a$，分布角 $\alpha=45°$。当 $0.3\leqslant\frac{a}{l}<1.0$ 时，α 角可按下式近似计算：

$$\alpha=\frac{\pi}{3}\left(1-\frac{a}{4l}\right) \tag{8-58}$$

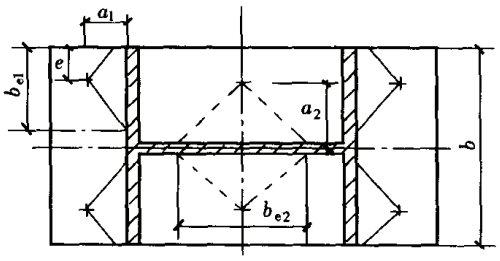


图 8-77　拉杆端板拉力的传布

图 8-77 给出拉杆拼接端板上拉力传布情况。四个角上螺栓的 b_{e1} 比中间螺栓的 b_{e2} 小，但力臂 a_1 也比 a_2 小，这样需要分别计算 $\frac{b_{e1}}{a_1}$ 和 $\frac{b_{e2}}{a_2}$ 及相应的弯矩。注意此时 $\frac{b_{e1}}{a_1}$ 不能直接取用式（8-57）计算值，应为该式算得数值的一半加上螺栓边距 e。

在允许塑性发展时，应该考虑撬力的作用，达到极限状态时受弯板成为机构。欧盟规范 EC3 将端板连接偏于安全地等效为 T 形连接件，如图 8-78 所示。

T 形连接在拉力作用下达到极限状态时，翼缘（端板）和腹板连接处发生位移，翼缘边缘仍然接触并有撬力 Q［见图 8-79(b)］。所以半个翼缘板的支承情况是一纵边可沿 T 力作用方向移动，另一纵边为简支，在螺栓连接处有弹性支座，简化成等效宽度为 b_e 的梁［见图 8-79(a)］。当宽度 b 不大时，$b_e=b$，梁两个截面达到极限弯矩 $M_{pl}=m_u\cdot b$，此时：

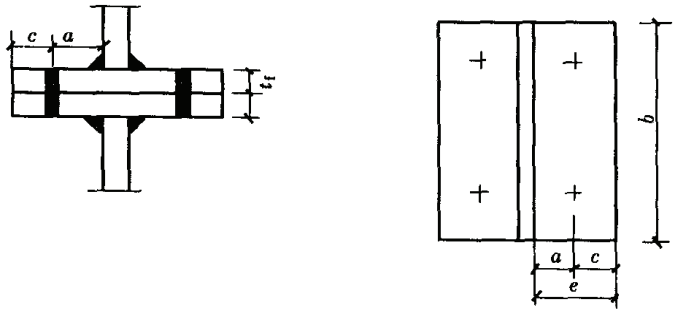


图 8-78　T 形连接件尺寸

$$T_u\cdot\frac{a}{2}=m_u\cdot b=M_{pl}\text{ 或 }T_u=2m_u\frac{b}{a} \tag{8-59}$$

$$M_{pl}=0.25b\cdot t_f^2\cdot f$$

$$m_u=0.25t_f^2 f$$

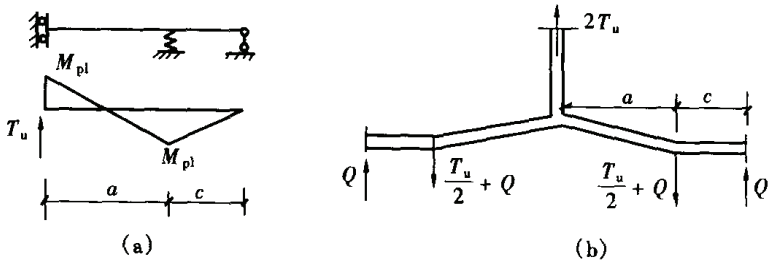


图 8-79　T 形连接件翼缘（端板）破坏模式

(a) 单个翼缘板（端板）支承情况；(b) 翼缘板（端板）受力及变形

式中　M_{pl}——等效梁塑性弯矩；

f——钢材强度设计值；

m_u——单位宽度板的极限弯矩。

相应的撬力：

$$Q = \frac{T_u a}{2c} \tag{8-60}$$

式（8-59）中忽略了孔直径的影响。若宽度 b 很大，$b_e < b$，可按式（8-61）计算 b_e：

$$\frac{b_e}{a} = 9 - 6\frac{a}{l} \tag{8-61}$$

【例 8-20】 图 8-80 所示梁用端板及螺栓和柱相连，假设只承受弯矩 M。M 化为一对力偶 $N = \frac{M}{h_1} = 360\text{kN}$，其拉力由 A、B 两行共四个螺栓承受，这两行螺栓就和 T 形构件的连接螺栓相似，因此可简化为 T 形连接件加以计算。钢材强度设计值 $f = 200\text{N/mm}^2$，螺栓抗拉强度设计值为 $f_t^b = 350\text{N/mm}^2$，试确定梁端板厚度及螺栓。

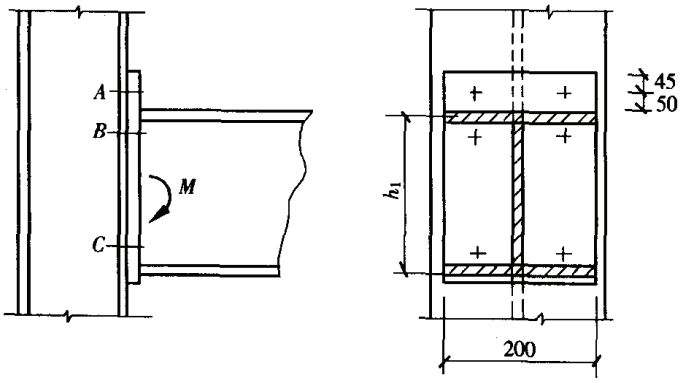


图 8-80 例 8-20 示意图

解：已知对一个螺栓来讲，$T = \frac{N}{4} = 90\text{kN}$，$a = 50\text{mm}$，$c = 45\text{mm}$，$b = 100\text{mm}$，按式（8-57）和式（8-61）分别算得：

$$b_e = \left(3.5 - 1.5 \times \frac{50}{100}\right) \times 50 = 137.5\text{mm} > b$$

$$b_e = \left(9 - 6 \times \frac{50}{95}\right) \times 50 = 292\text{mm} > b$$

弹性及弹塑性情况都取 $b_e = b = 100\text{mm}$。

板按弹性工作时，单位宽度的弯矩：

$$m_y = P\frac{a}{b} = 90 \times \frac{50}{100} = 45\text{kN·mm/mm}$$

按弹性计算需板厚：

$$t_f = \sqrt{\frac{6 \times 45000}{200}} = 36.7\text{mm}$$

可取 $t_f = 40\text{mm}$，螺栓没有撬力，需截面积：

$$\frac{90000}{350} = 257.1\text{mm}^2$$

取螺栓直径 $d = 22\text{mm}$，有效截面面积为 303.4mm^2。

板按承载能力极限计算时：

$$m_u = \frac{T_u \cdot a}{2b} = \frac{90 \times 50}{2 \times 100} = 22.5\text{kN·mm/mm}$$

按塑性抵抗矩计算，需板厚 $t_f = \sqrt{\frac{4 \times 22500}{200}} = 21.2\text{mm}$

取 $t_f = 22\text{mm}$，

撬力：$$Q = \frac{T_u \cdot a}{2c} = 90000 \times \frac{50}{90} = 50\text{kN} = 0.556T_u$$

螺栓实际拉力：$P_u = 90 + 50 = 140\text{kN}$

需截面积：$\frac{140000}{350} = 400\text{mm}^2$，要求直径为 27mm 螺栓，端板厚度小于螺栓直径，比较柔弱，致使撬力过大。

5.6 梁与梁的连接

主次梁相互连接的构造和次梁的计算简图有关。次梁可以简支于主梁，也可以在和主梁连接处做成连续的。就主次梁相对位置的不同，连接构造可以区分为叠接和侧面连接。

5.6.1 次梁为简支梁

（1）叠接。次梁直接放在主梁上（如图 8－81 所示），用螺栓或焊缝固定其相互位置，不需计算。为避免主梁腹板局部压力过大，在主梁相应位置应设支承加劲肋。叠接构造简单，安装方便。缺点是主次梁所占净空大，不宜用于楼层梁系。

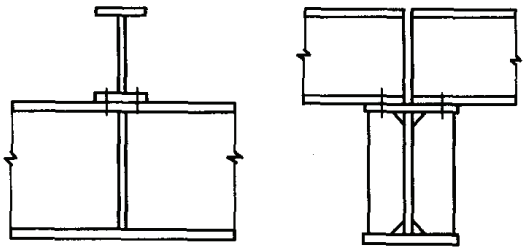


图 8－81　叠接

（2）侧面连接。图 8－82 给出几种典型的主次梁简支连接，其中前三个图的次梁都是只连腹板，不连翼缘，不同的是有的用连接角钢，有的用连接板或利用主梁加劲肋。图 8－82（b）的连接板较宽，使次梁不必切去部分翼缘，但在运输时要防止板碰弯。图 8－82（d）在次梁下翼缘下面有承托角钢，以便利安装。承托虽然能够传递次梁的全部支座压力，但为了提供扭转约束，腹板上部还需要有连接角钢，可只在一侧设置。图 8－82（c）需将次梁上、下翼缘的一侧局部切除。考虑到连接处有一定的约束作用，并非理想铰接，可将次梁反力 R 加大 20%～30%进行连接计算。当用螺栓连接不能满足需要时，也可采用工地焊缝连接［见图 8－82（e）］，此时螺栓只起临时固定作用。图 8－82（a）为主次梁用短角钢螺栓连接，需将次梁上翼缘局部切除，次梁腹板每侧各放置一个短角钢，其中一侧的短角钢应预先固定在主梁腹板上，以便次梁就位。当计算次梁与短角钢之间的连接螺栓 B 时，可将短角钢视为与次梁一体。因此螺栓 B 应承担次梁支座反力 R 和力矩 $M = R \cdot e$ 的共同作用，而短角钢与主梁腹板间的连接螺栓 A 则只承担次梁反力 R 的作用。也可以反过来看作短角钢与主梁成为一体，则螺栓 B 只承受反力 R 的作用，而螺栓 A 应承受 R 和 $M = R \cdot e$ 的共同作用。此时，螺栓 A 既受拉又受剪。若采用图 8－82（e）所示焊缝连接，其计算方法与上面相似，即焊缝 1 和焊缝 2 也应分别承担 R 或 R 和 $M = R \cdot e$ 的共同作用。图 8－82（a）的次梁还需核算腹板在拉剪联合作用下破坏的可能性，连接节点处板件在拉、剪作用下的强度可按式（8－62）计算。

图 8－83（a）、（b）给出拉剪联合作用下工字钢腹板撕裂的两种情况。图中粗虚线表示破坏面，腹板强度计算公式是：

$$\frac{N}{\Sigma(\eta_i A_i)} \leqslant f \tag{8-62}$$

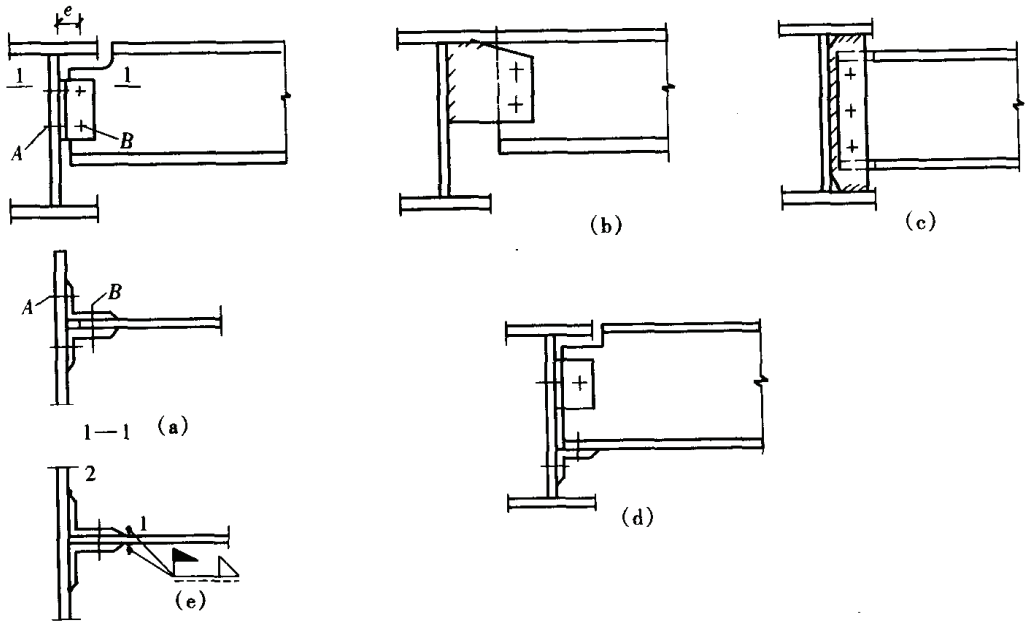


图 8－82　侧面连接

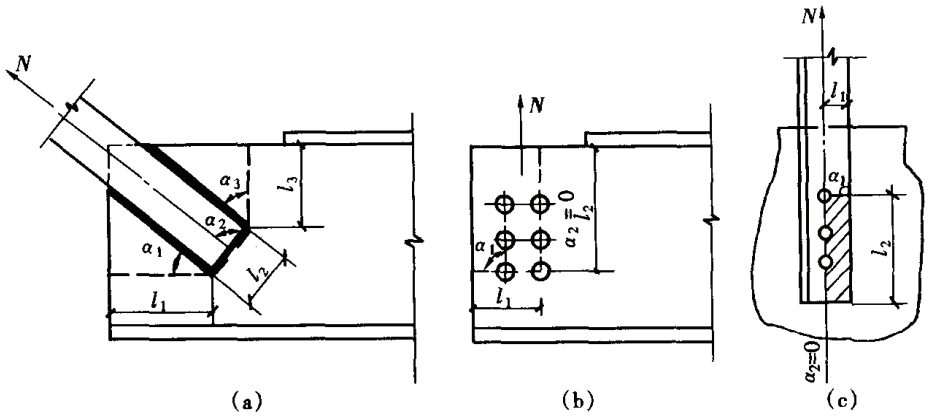


图 8－83　板件的拉、剪撕裂

(a) 焊缝连接；(b) 螺栓（铆钉）连接

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1 + 2\cos^2\alpha_i}} \tag{8-63}$$

$$A_i = tl_i$$

式中　N——作用于板件的拉力；

A_i——第 i 段破坏面的截面积，当为螺栓（铆钉）连接时取净截面面积；

t——板件厚度；

l_i——第 i 破坏段的长度，应取板件中最危险的破坏线的长度（见图 8－83）；

η_i——第 i 段的拉剪折算系数；

α_i——第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角。

5.6.2　次梁为连续和半连续连接

（1）叠接。次梁连续通过，不在主梁上断开。当次梁需要拼接时，拼接位置可设在弯

矩较小处。主梁和次梁之间可用螺栓或焊缝固定它们之间的相互位置。

(2) 侧面连接。连续连接的要领是将次梁支座压力传给主梁，而次梁端弯矩则传给邻跨次梁，相互平衡。图 8-84 (a)、(c) 为螺栓连接构造，次梁上、下翼缘设连接板，使翼缘的力能直接传递。图 8-84 (a) 所示为次梁的腹板连接在主梁的加劲肋上。下翼缘的连接板分成四块，焊在主梁腹板的两侧，或是做成连续板，在主梁腹板上开孔穿过去。图 8-84 (c) 所示为次梁的腹板与主梁采用短角钢相连。

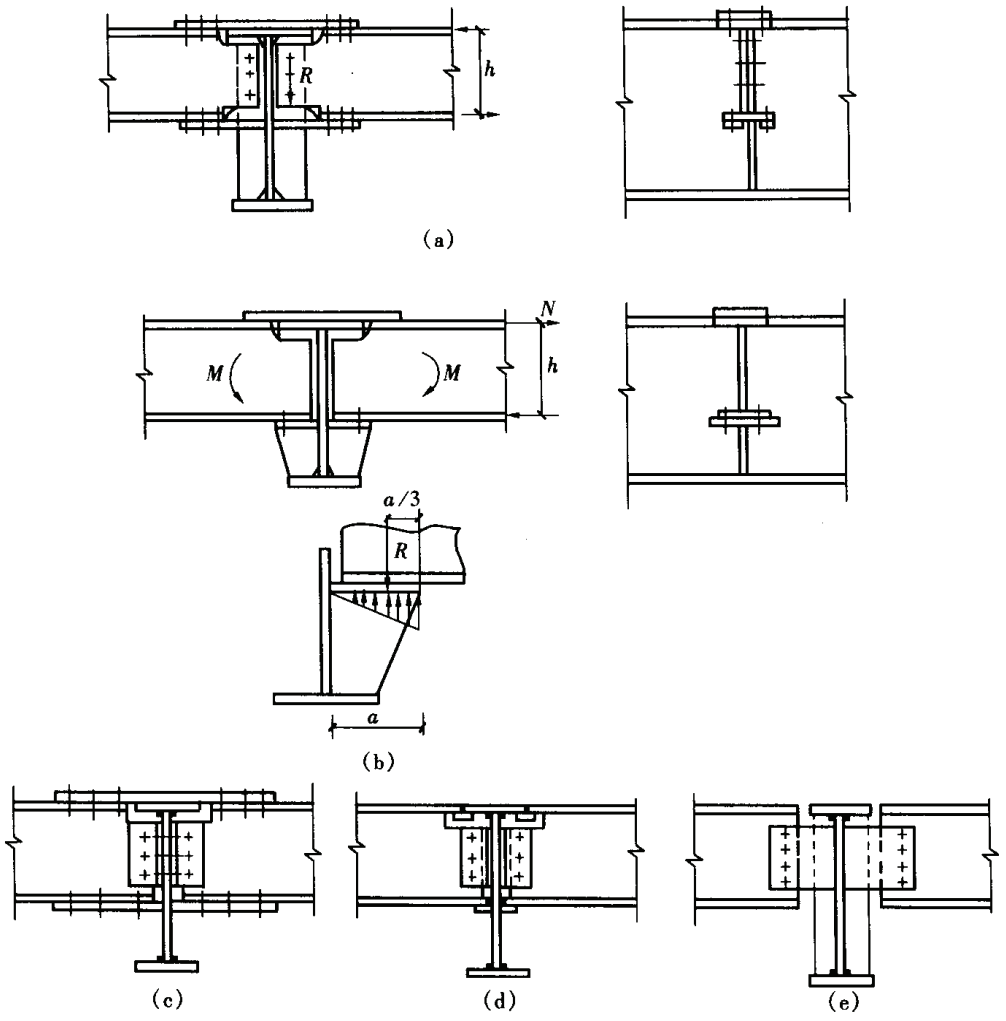


图 8-84 梁与梁的连续和半连续连接

图 8-84 (b) 的焊接方案则是次梁支承在主梁的支托上。次梁的上翼缘设置连接板，下翼缘的连接板由支托的平板代替，通过平板与主梁间焊缝传力。计算时，次梁支座的弯矩可用力偶 $N=\frac{M}{h}$ 来代替。次梁上下翼缘与连接板的焊缝应满足传递 N 力的要求。次梁支座压力 R 通过承压传给支托，再由焊缝传给主梁。竖向压力 R 在支托上的作用位置可视为距支托肋板外边缘 $a/3$ 处。

图 8-84 (d) 的连接构造两翼缘都用对接焊缝来实现直接传力，次梁翼缘要开剖口，梁端切割要求很精确。施焊时下面要设小垫板，以保证焊缝焊透。

鉴于简支连接往往能够传递部分弯矩，如图 8-84 (e) 所示连接，可将次梁腹板连

接做得强一些，利用连接的抗弯能力减小次梁跨中弯矩。连接所能传递的弯矩由连接螺栓和焊缝算得。设计次梁时将这一弯矩从跨中弯矩扣除。

5.7 梁与柱的连接

梁柱连接节点设计的基本原则是必须能安全地传递所连构件的作用力，同时刚度、延性满足设计要求。设计时应注意以下几点：①连接的设计应与结构内力分析时的假定相一致；②结构的荷载、内力组合应能提供连接的最不利受力工况；③连接的构造应传力直接，各零件受力明确且满足平衡条件，尽可能避免严重的应力集中；④连接的计算模型应能考虑刚度不同零件间的变形协调；⑤连接的构造应便于制作、安装，检修方便，综合造价低。

梁柱连接按转动刚度的不同可分为柔性连接（铰接）、刚接、半刚接三类。连接的转

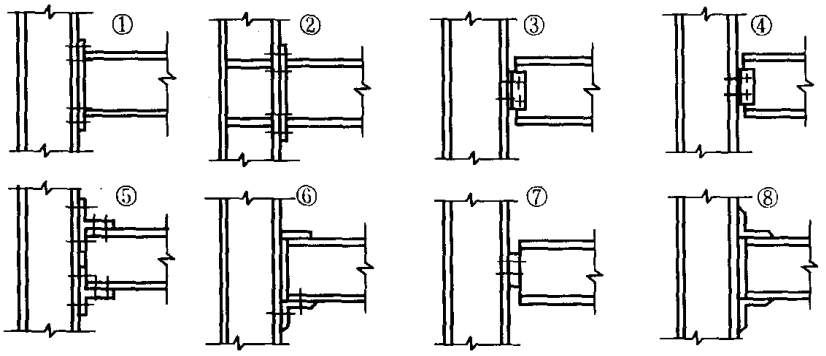


图 8-85 梁柱连接

动刚度和连接的构造方式有直接关系。图 8-85 给出 8 种不同的连接构造，它们的 $M—\theta$ 关系示于图 8-86，其中用两段 T 形钢连接的⑤转动刚度最好，可以认为是刚性连接。用端板的连接有①和②，刚性次之。梁上、下翼缘用角钢或角钢和钢板连于柱者有⑥和⑧，刚性再次之，这四种连接可认为是半刚性的。仅将梁腹板用单角钢③、双角钢④或端板⑦连于柱的，转动刚度很小，属于柔性连接。

欧盟规范 EC3 在特定情况下对三类连接推荐了界定办法，如图 8-87 所示，图中 K_b 为本层间全部顶部梁 I_b/L_b 的平均值，K_c 为本层全部柱 I_c/L_c 的平均值，I_b、L_b 为梁截面惯性矩及梁长，I_c、L_c 为柱截面惯性矩及柱高。连接的 $\overline{m}—\overline{\theta}$ 曲线在折线①之上的为刚接，$\overline{m}-\overline{\theta}$ 曲线在直线②之下的为柔性连接（铰接），连接的 $\overline{m}-\overline{\theta}$ 曲线在①、②线之间的为半刚接。图中 $\overline{m}=M/M_{pd}$，$\overline{\theta}=EI_b\theta/L_bM_{pd}$，$M_{pd}$ 为所连梁的塑性弯矩设计值，θ 为连接的转角。

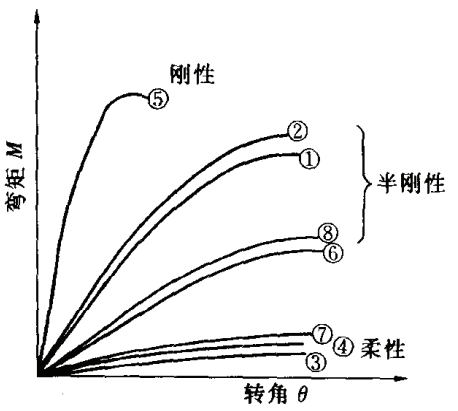


图 8-86 梁柱连接的 $M—\theta$ 曲线

梁柱连接的实际 $m—\theta$ 曲线应与结构整体分析和构件计算中的假定相一致。$M—\theta$ 关系曲线给出连接的抗弯能力、转动刚度和转动延性三个主要参数。如果连接有初始转动（螺栓滑动、安装间隙等引起），也由此曲线显示。设计者不仅要掌握连接的承载力，还要了解它的变形性能，主要是图 8-86 中 $m—\theta$ 曲线所显示的转动刚度和延性。不仅

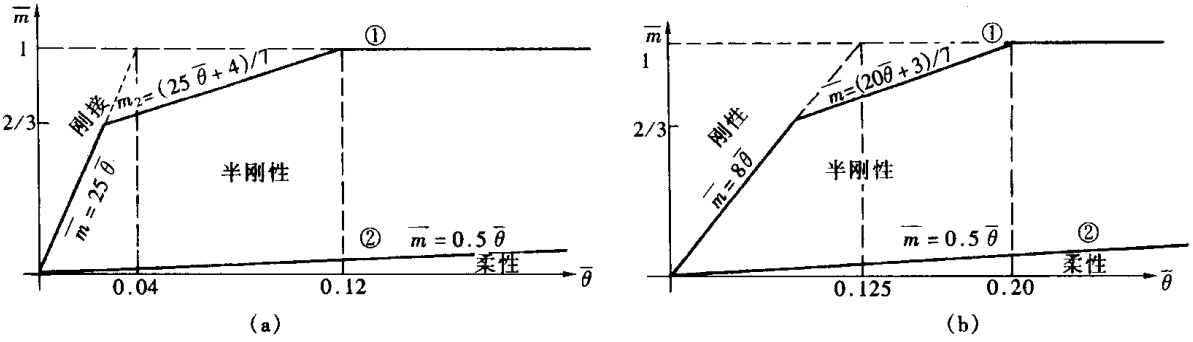


图 8－87　欧盟规范 EC3 推荐界定方法

（a）有侧移框架，满足 $K_b/K_c \geqslant 0.1$；（b）无侧移框架

柔性连接应该具有很好的转动能力，刚性连接框架的抗震设计也要求在出现塑性铰后具有一定的转动延性。

5.7.1　柔性连接

柔性连接只能承受很小的弯矩。这种连接是为了实现简支梁的支承条件。欧盟规范 EC3 规定连接传递弯矩小于所连梁塑性弯矩的 25%，并且转动刚度小于 $0.5EI_b/L_b$ 时（I_b、L_b 为梁截面惯性矩及梁长），即认为是柔性连接。图 8－88 给出了几种典型的梁柱柔性连接，包括用连接角钢、端板和承托三种方式。连接角钢、端板都是只将梁的腹板和柱相连。连接角钢也可用焊于柱上的板代替。连接角钢和端板可放在梁高度中央［见图 8－88（a）］或偏上放置［见图 8－88（b）、（c）］。偏上的好处是梁端转动时上翼缘处变形小，对梁上的铺板影响小。当梁用承托连于柱腹板时，宜用厚板作为承托构件［见图 8－88（d）］，以免柱腹板承受较大弯矩。在需要用小牛腿时，则应如图 8－88（e）所示做成工字形截面，并把它的两块翼缘都焊于柱翼缘，使偏心力矩 $M=R\cdot e$ 以力偶的形式传给柱翼缘。梁上翼缘连有小角钢，旨在防止梁端截面扭转，它不可避免地使梁端具有一点抗弯能力。

梁柱柔性连接在工程中也广泛应用，多层或高层框架可以做成一部分梁和柱参与承受侧力的体系，另一部分柱只承受竖向荷载。和后一部分柱相连的梁都可以简支于柱。

用角钢连于柱腹板的梁［见图 8－88（a）］通常以柱腹板中央作为梁的支承点。这时和柱腹板相连的 A 列螺栓可以认为只承受剪力，而和梁腹板相连的 B 列螺栓除 R 力外还承受力矩 $M=R\cdot e$，也可以换过来，认为梁支点在 B 列螺栓的中线上，让 A 列螺栓承受 R 和 M，这样一来，柱腹板受弯是很不利的。

角钢连于柱翼缘的梁［见图 8－88（b）］，通常认为支点在柱翼缘表面。A、B 列螺栓受力情况和连于柱腹板时的相同，传给柱的荷载是偏心的，计算柱子内力时应予考虑。用角钢连接时，应做下列验算：

（1）螺栓验算，包括 A 列和 B 列。

（2）角钢验算，主要是抗剪和剪拉联合作用［类似图 8－83（c）角钢阴影部分拉脱］。

（3）当梁切去一部分时，梁削弱截面的抗剪和抗弯计算。

柔性连接保证梁端能转动，可由下列措施实现：

（1）控制连接角钢的厚度，梁腹板不超过 10mm 者，角钢厚度 8mm，其他情况用

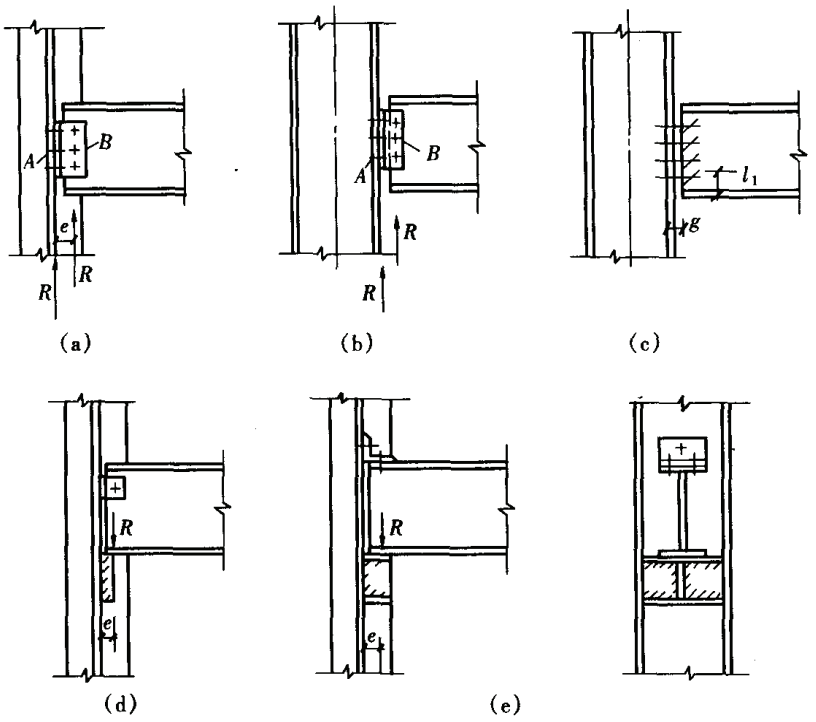


图 8－88　梁与柱的柔性连接

10mm。

（2）B 列采用不加预拉力的高强螺栓，使能滑动，甚至可以采用短槽孔，不过这样做法意味着以 B 列为支点。

（3）梁端和柱之间留有空隙，使梁有转动的余地，当连接角钢或连接板偏上时，下翼缘纵向位移较大，缝隙宽度 g 应不小于图 8－88（c）中 l_1 的 1/33。

图 8－89 给出了单板连接的 m—θ 曲线。连接板用单行 8.8 级或 10.9 级高强螺栓相连。这种连接能承受一定弯矩。随着荷载增大，螺栓滑移，板受剪面和孔壁出现塑性变形，反弯点逐渐向梁端移动，到承载最后阶段，反弯点和连接焊缝之间仍有一段距离［如图 8－89（a）所示］，由下式给出：

$$e_w = 2.5\ (n-1)\ (\text{cm}) \tag{8-64}$$

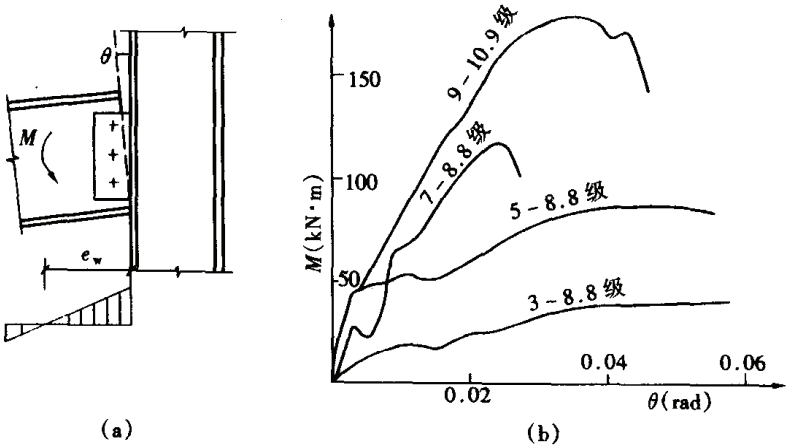


图 8－89　梁柱柔性连接的特性

式中　n——螺栓数。

由图 8－89（b）可见，螺栓数越少，连接延性越好。为保证连接的转动延性，应使连接板受剪屈服先于焊缝屈服和螺栓失效。为此，板厚 t_p 和栓径 d_b 及焊脚尺寸 h_f 之间建议满足下列关系：

$$t_p \leqslant \frac{d_b}{2} + 1.5\text{mm},\quad h_f \geqslant 0.75t_p \tag{8-65}$$

5.7.2　半刚性连接

梁柱的半刚性连接可以采用在梁端焊上端板，用高强螺栓连接［如图 8－90（a）、（b）所示］，或是用连于翼缘的上、下角钢和连于腹板的角钢和高强螺栓［如图 8－90（c）所示］。端板在大多数情况下伸出梁高度之外（或是上边伸出，下边不伸出）。梁端弯矩化作力偶，其拉力经上翼缘传出。受拉螺栓布置在依受拉翼缘对称的位置，共四个。压力可以通过端板与柱翼缘承压传力，压力区螺栓可少量设置，和拉力区的螺栓一起传递剪力。图 8－90（a）的虚线表示必要时可设柱加劲肋。图 8－90（c）的做法为上下角钢一起传递弯矩，腹板上的角钢则传递剪力。

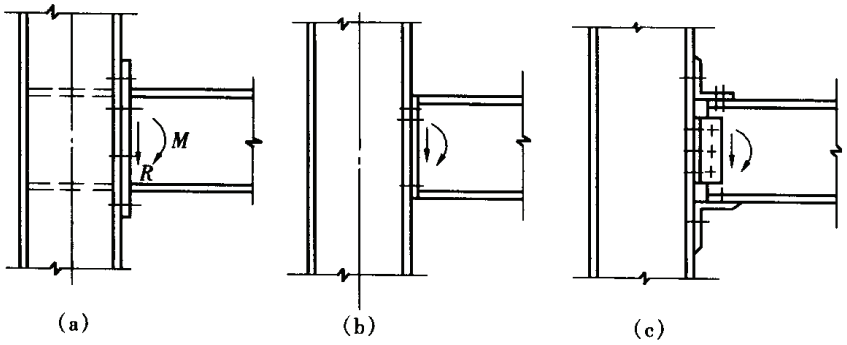


图 8－90　梁柱半刚性连接

端板厚度的计算曾在本章第 5.5 节论述，计算时只考虑了翼缘拉力的作用。当梁端存在剪力时，端板的厚度不受影响。螺栓则在其拉力确定后还要算出剪力（梁端剪力由全部螺栓共同分担），然后按相应公式计算螺栓。端板和梁的连接焊缝也要经过计算。连接的刚度和端板的厚度有直接关系，端板厚度大，节点刚度大。柱翼缘的刚度及柱是否设有加劲肋也对刚度有影响。当连接的转动刚度较大时，图 8－90（a）的构造甚至可以看成是刚性连接。设计这类连接时最好由端板形成机构控制。螺栓断裂之前端板先形成机构，使连接具有较好的延性，不致在突然超载时（如地震作用）导致螺栓断裂。

用上下角钢的连接和端板连接有些类似，但不尽相同。受拉一侧的连接角钢在弯矩作用下不仅竖肢变形，水平肢也变形，如图 8－91 所示，连接的刚度比用端板者稍低。文献［8.2］提出了这类连接所能承受的最大弯矩为：

$$M_u = \frac{lt^2}{2} f_y \left(\frac{h+g}{l} - 1 \right) \tag{8-66}$$

式中　f_y——钢材屈服强度；

l、t——分别为角钢的长度和厚度；

g——螺栓线至角钢背的距离；

h——梁高度。

式（8－66）是确定角钢尺寸的依据，具体应用时以钢材强度设计值 f 代替式中 f_y。角钢水平肢按摩擦型连接设计高强螺栓，竖肢用抗拉高强螺栓都需要经过计算。由于角钢竖肢撬力的存在，竖肢上螺栓宜只设一行，因增加第二行不起多大作用。角钢水平肢则宜用两行螺栓。

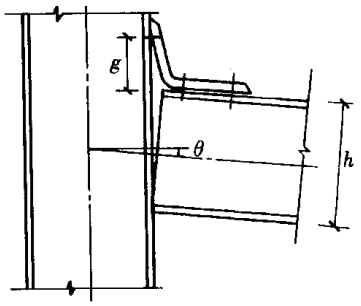


图 8－91　受拉侧角钢变形示意图

5.7.3　梁柱刚性连接

梁性刚性连接可以做成完全焊接的［如图 8－92（a）所示］，栓接的［如图 8－92（b）所示］及兼用焊接和螺栓的［如图 8－92（c）所示］。

完全焊接时，梁翼缘用剖口焊缝连于柱翼缘。为保证焊透，施焊时梁翼缘下面需设小衬板，衬板反面与柱翼缘相接处宜适当角焊缝外焊。为施焊方便，梁腹板还要切去两角。这种构造方式简单，但安装精度及焊缝质量要求很高。同时这种构造使柱翼缘在其厚度方向受拉，容易造成层间撕裂。采用时应特别慎重。在柱翼缘较厚时，应对它进行超声波探

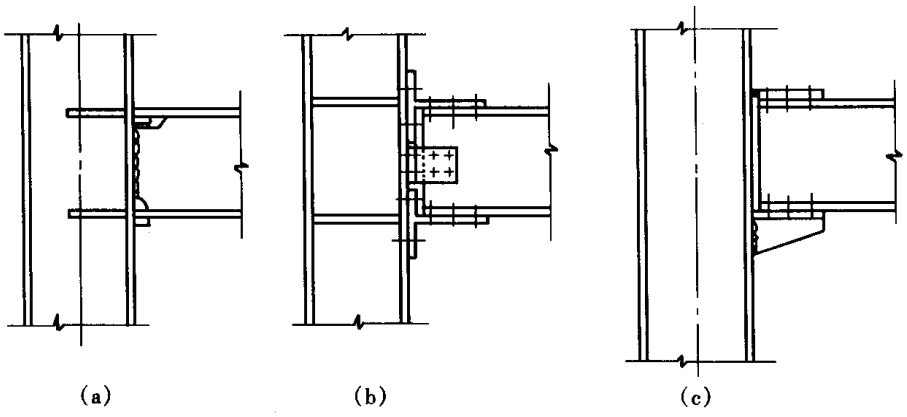


图 8－92　梁柱刚性连接

伤检查，若在节点部位有分层，即不能用。此外，1994 年美国地震表明这种连接的抗震性能较差。

完全栓接的刚性连接，采用两块 T 形短段传递梁端弯矩，腹板上的角钢传递剪力。连接附加零件较多，但工地安装方便。

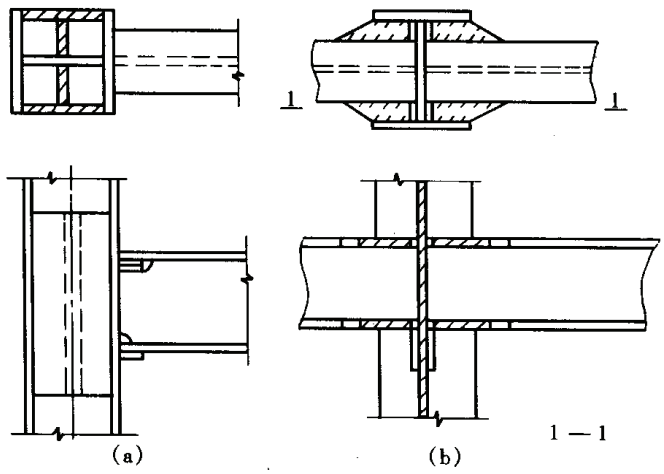


图 8－93　防止柱翼缘层间撕裂的连接构造

对于全焊的刚性连接，为了避免柱翼缘出现层间撕裂的危险，可采用两段 T 形构件加强柱翼缘的办法，如图 8－93（a）所示。在梁翼缘传来的拉力作用下，柱翼缘不是在厚度方向受拉，而是受弯。对连于柱腹板的梁［如图 8－93（b）所示］，梁翼缘不和柱腹板直接相焊，而是事先用对接焊缝焊上窄板，使能和柱翼缘焊接，从而避免腹板在厚度方向受拉。

刚性连接的计算，除梁翼缘和腹板都直接焊于柱者外，经常让梁翼缘的连接传递全部弯矩，腹板的连接件则只传递剪力，也可以由支托传递剪力。

四块板焊成的箱形截面柱和梁的连接可以采用和图 8－92（a）类似的全焊连接。柱内宜在梁上下翼缘平面设置横隔板。构件制作时，横隔板可以和柱的三块壁板先焊起来，和第四块壁板的连接只能从外面用熔化嘴电渣焊来解决。

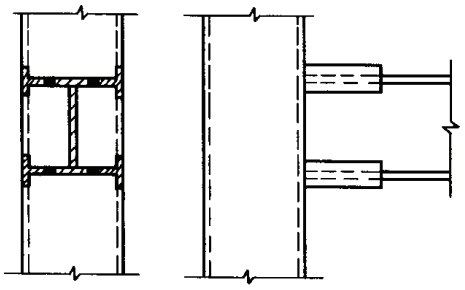


图 8－94　冷弯方管柱和梁的刚性连接

当柱为冷弯方管时，梁也可以直接焊于柱壁。但梁宽通常比柱宽度小，在不用加劲板（柱横隔板）的情况下，梁端弯矩会使柱壁板受弯而产生较大变形，满足不了刚性连接的要求。对冷弯方管柱，设置内横隔很不方便，可采用从外部加劲的做法，梁端两侧焊上短 T 形钢或短角钢，使其宽度与柱宽相同，这样梁端弯矩可以有很大一部分直接传到与梁腹板平行的柱壁，使与梁相连的柱壁变形大为减小（见图 8－94）。

5.7.4　无加劲肋柱在节点区的计算

设计梁柱的刚性和半刚性连接时，需要解决柱是否应设置加劲肋及如何设置的问题。图 8－92 给出三种不同情况：不设加劲肋［图 8－92（c）］，在腹板全宽上设两道加劲肋［图 8－92（b）］和在腹板部分宽度上设置加劲肋［图 8－92（a）］。后一种加劲肋只适用于单侧有梁相连的柱。

不设加劲肋的柱在达到极限状态时可能出现的破坏形式是腹板在梁翼缘传来的压力作用下屈服或屈曲，以及翼缘在梁翼缘传来的拉力作用下弯曲而出现塑性铰或连接焊缝被拉开。图 8－95 表示腹板压屈和翼缘弯曲的情况。此外，梁翼缘传来的力还使柱腹板受剪，这些都需要验算。

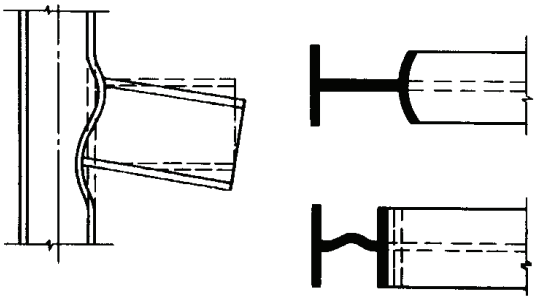


图 8－95　无加劲肋柱的极限状态

梁受压翼缘传来的力是否足以使柱腹板屈服，要在柱腹板与翼缘连接焊缝（或轧制 H 形钢圆角）的边缘处计算。当梁翼缘与柱翼缘采用坡口焊缝对接时，柱腹板承压的有效宽度是：

$$b_e = t_b + (5t_c + r_c) \tag{8-67}$$

式中符号见图 8－96（a）。

如果只考虑 C 力的作用，在梁柱钢材标号相同的情况下，按照等强条件，柱腹板厚度应不小于：

$$t_w \geqslant \frac{A_{fc} f_b}{b_e f_c} \tag{8-68}$$

式中　A_{fc}——梁受压翼缘截面积；

f_b——梁钢材抗压强度设计值；

f_c——柱钢材抗压强度设计值。

当柱宽度较大时，柱腹板受压区可能在边缘未屈服前屈曲。根据此时临界应力来确定腹板厚度，目前还没有通用方法。较简单的算法是按单向受压、四边简支板临界应力公式计算[见图 8－96（b)]，计算时偏于安全地取板长度 $a=\infty$，则临界应力为：

$$\sigma_c=\frac{\pi^2E}{12\ (1-\mu^2)}\left(\frac{t_w}{h_c}\right)^2 \qquad (8-67)$$

令 σ_c 等于材料的屈服点 f_y，并经适当修正，可得出不致在屈服前先屈曲的宽厚比：

$$h/t_w\leqslant\sqrt{\frac{\pi^2E}{12\ (1-\mu^2)\ f_y}}=\frac{430}{\sqrt{f_y}} \qquad (8-68)$$

式中屈服点 f_y（N/mm²），若代入 Q235 钢的 $f_y=235\text{N/mm}^2$，则得：

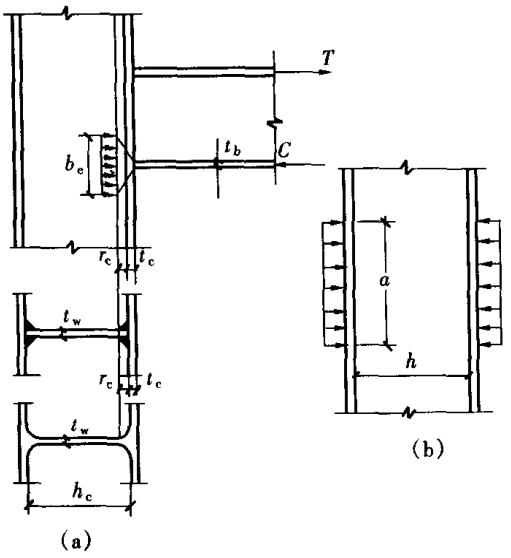


图 8－96　柱腹板受压区计算

$$h/t_w\leqslant 28$$

对于其他钢号的材料，上式应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。GB50017 规范规定的计算公式是：

$$h/t_w\leqslant 30\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (8-69)$$

以上推证比较粗糙，没有考虑腹板纵向压应力的影响，也未考虑柱翼缘对腹板的约束作用。

如果柱腹板受压区的计算结果不会出现屈服，那么受拉区自然也不会屈服。因此柱受拉区只需验算翼缘及其焊缝。

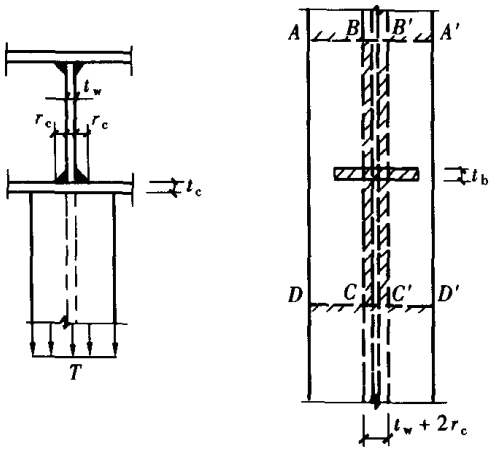


图 8－97　柱受拉区计算

柱翼缘在梁翼缘传来的拉力作用下有如两块承受线荷载的三边嵌固板，其纵向嵌固边位于角焊缝（或圆角）边缘。单块板（*ABCD*）（见图 8－97）所能承受的拉力可以近似地取为 $3.5t_c^2f_c$，两嵌固边之间的部分（即 *CC′* 范围内）可以认为受拉屈服，因此梁翼缘传来的拉力应满足下式：

$$T\leqslant f_c\ [7t_c^2+t_b\ (t_w+2r_c)]\ /\gamma_R \qquad (8-70)$$

取抗力分项系数 $\gamma_R=1.25$，并经简化得出：

$$t_c\geqslant 0.4\sqrt{\frac{T}{f_c}} \qquad (8-71)$$

若采取等强原则，$T=f_bA_{fl}$，则得：

$$t_c\geqslant 0.4\sqrt{A_{fl}f_b/f_c} \qquad (8-72)$$

式中　A_{fl}——梁受拉翼缘的截面积。

如果以上关于压力或拉力作用的计算不能满足，就需要对柱腹板设置横向加劲肋。加劲肋既加强腹板，也加强翼板。如果仅仅是拉力作用的验算不满足，则在端板连接中可以

仅用小板对柱翼缘加强，如图 8－98（a）所示。这种方式比腹板加劲肋省工、省料。

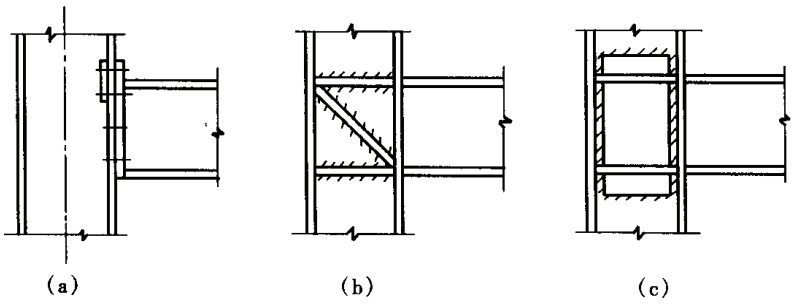


图 8－98　几种加劲方案

当柱单侧和梁相连时，柱腹板承受剪力 T［见图 8－96（a）］。当柱两侧和梁相连，而两梁高度不等或端弯矩不等时，也使柱腹板受剪。此外除梁端弯矩和梁端剪力使柱腹板受剪外，柱的弯矩和剪力也使柱腹板受剪。若节点域剪力很大，超过柱腹板的承载能力，则需要采取另外的措施来加强它。图 8－98（b）、（c）给出了两种可行的方案，其一是加设斜向加劲肋，其二是在腹板两侧或一侧焊上补强板来加厚。

参　考　文　献

[8.1]　郭寓岷等．焊接—高强螺栓混合连接性能与工艺研究．钢结构，1996，11（3）

[8.2]　陈绍蕃．钢结构设计原理．第二版．北京：科学出版社，1998

第九章　钢结构的抗震性能

1. 概述

结构钢的塑性、韧性好，是抗震性能很好的材料，但在强烈地震作用下仍有钢结构局部破坏，甚至倒塌的事件发生。结构抗震性能的优劣取决于它吸收和耗散能量的能力。韧性好的钢材制作的钢结构并不一定能满足延性要求，主要原因是：在地震作用下，结构在极短的时间内，经受较大的循环应变作用。循环塑性、低周疲劳会使材料的性能发生变化，构件的整体屈曲、板件的局部屈曲将引起构件承载力的劣化乃至断裂。强震下的高应力及应力集中也会引起焊缝的断裂及螺栓连接的净截面拉断、连接部位板材的层间撕裂。只有设计者能很好地处理这些问题，设计出的钢结构才能有足够的强度和延性。

结构的延性是指它在经受塑性变形的过程中仍能保持一定承载能力的性能。延性分为三个层次：材料的延性，构件的延性和结构的延性，可分别由下列公式表达：

材料延性：$\mu_\varepsilon = \varepsilon_m/\varepsilon_y$

构件延性：$\mu_\theta = \theta_m/\theta_y$

结构延性：$\mu_\delta = \delta_m/\delta_y$

式中 ε_m、θ_m 和 δ_m 分别为循环加载条件下材料最大应变，构件最大转动能力和结构最大水平位移。ε_y、θ_y 和 δ_y 分别为材料、构件和结构开始屈服时的应变、转角和水平位移。在一般情况下，三者之间的关系是 $\mu_\varepsilon > \mu_\theta \geqslant \mu_\delta$。

JGJ99—98《高层民用建筑钢结构技术规程》规定："抗震结构钢材的强屈比不应小于1.2，应有明显的屈服台阶，伸长率应大于20%，应有良好的可焊性。"Q235 和 Q345 钢都符合上述要求，而强度更高的钢号则伸长率不符合要求。

在绪论的 3.3 节中已经对塑性设计框架构件的转动能力作了论述，不过转动能力的定义和上列公式的 μ_θ 略有不同。塑性设计通常只限于一、二层框架，出现的塑性铰数不多，抗震结构的转动能力应比塑性设计更高一些。结构的延性不仅和所用材料及结构型式有关，也和连接构造的设计有关。

JGJ99—98 规程还对地震区高层建筑的结构，按不同类别规定有层间侧移的延性比，即层间最大允许位移与弹性位移之比，数值为 2.0～3.5。

2. 受压板件的局部屈曲

结构塑性变形是吸收和耗散能量的有效手段，因此钢结构抗震设计和塑性设计有许多共同点，但将塑性设计的板件宽厚比限值作为抗震设计的依据还不足以满足要求。循环塑性下，板件的局部屈曲对构件的承载力及延性将产生较大影响，抗震设计对压杆板件宽厚比的限制应更加严格。

2.1　单调加载情况

图 9－1 所示为轴心受压方管截面短柱单调加载的应力—应变曲线，曲线 A、B、C、D 对应不同的壁板宽厚比 b/t。曲线 D、C 由于壁板宽厚比小而无局部屈曲发生，构件具

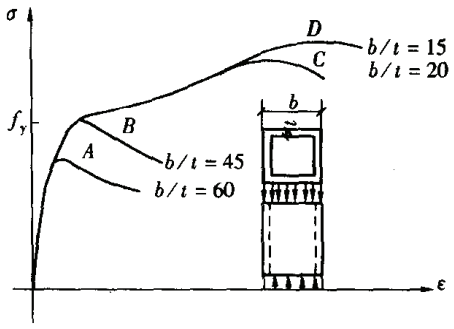


图 9－1　局部屈曲对轴压柱的影响

有较高的承载力和较好的延性。材料强化使应力超过了屈服点 f_y。$b/t=60$ 时，由于过早地发生局部屈曲，构件承载力降低，延性也较差，最大应力远未达到屈服点 f_y，曲线已开始下降。

图 9－2 所示的底部嵌固上端自由，具有不同翼缘宽厚比的工形截面压弯杆的弯矩—转角曲线可进一步说明问题。构件的轴力 P 为常数，水平力 H 使构件绕 x 轴弯曲。图中 M_{pc}为按理想弹塑性钢材应力—应变关系截面在轴压力 P 作用下所能承受的最大弯矩，θ_{pc}为对应的转角，P_y 为截面屈服轴力。从图中三条曲线的比较可见翼缘局部屈曲对构件的抗弯能力、延性的影响。

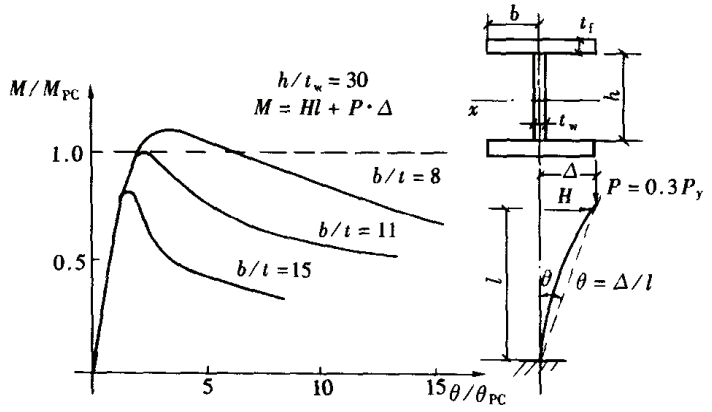
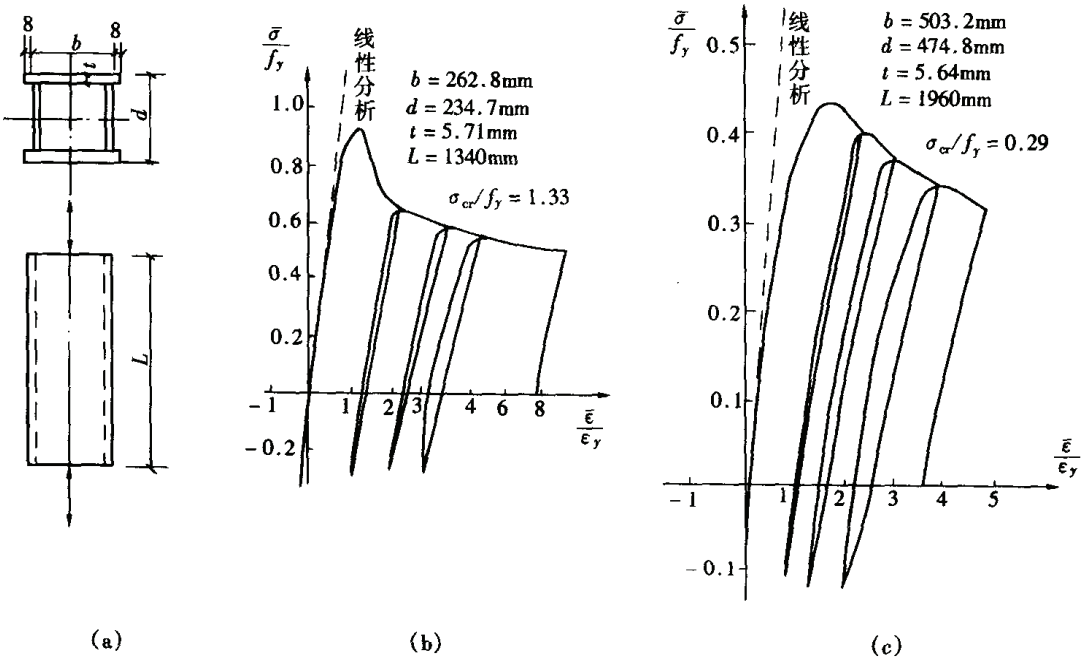


图 9－2　压弯构件弯矩—转角关系

2.2　循环荷载情况

图 9－3 所示为箱形截面短柱在轴向拉压循环荷载作用下的滞回曲线。短柱尺寸如图



(a)　　(b)　　(c)

图 9－3　拉压循环荷载短柱滞回曲线

9-3（a）所示，图9-3（b）、（c）分别为 $b/t=42$ 及 $b/t=85$ 短柱截面的应力—应变滞回曲线。图中 $\bar{\sigma}$ 为截面平均应力，f_y 为屈服应力，$\bar{\varepsilon}$ 为截面平均应变，ε_y 为屈服应变，以压为正。σ_{cr}/f_y 为壁板弹性屈曲应力与屈服应力的比值。壁板受压屈曲要产生一定的挠曲变形，当荷载卸去时，板件的挠曲变形不能完全恢复。第二次加载时，残留的挠曲变形相当于板件的“初始缺陷”，短柱承压能力降低，板件挠曲进一步增大。如此循环作用，板件挠曲逐渐加大，承载力逐步降低。对比图9-3（b）和图9-3（c）可见，由于局部屈曲的影响，壁板宽厚比较大的短柱在循环荷载作用下，后期承载力退化较快。

图9-4为有限元计算得出的方管截面短柱在拉压循环荷载作用下的滞回曲线。短柱的几何尺寸、整体稳定 φ 系数、循环加载方案见表9-1。短柱整体稳定 φ 系数由GB50017《钢结构设计规范》查出，实际上都可看作1.0，即所计算短柱均不会整体失稳。图9-4中的 $\bar{\sigma}$、$\bar{\varepsilon}$、f_y、ε_y 定义与图9-3相同，σ 以压应力为正。加载由应变控制，以 ε_y 的倍数计，进入弹塑性后同一应变值循环三周。图9-5为上述短柱滞回曲线的包络图比较。

表9-1　　方管截面短柱几何尺寸及循环加载方案

构件编号	截面宽度 b（mm）	壁板厚度 t（mm）	柱长度 L（mm）	$\varphi=\sigma_u/f_y$	加载方案
SC-1	600	30	1800	0.998	$\pm0.5\varepsilon_y$（一周）
SC-2	600	30	3000	0.995	$\pm1.0\varepsilon_y$，$\pm2.0\varepsilon_y$（三周）
SC-3	600	20	1800	0.998	$\pm4.0\varepsilon_y$，$\pm6.0\varepsilon_y$（三周）
SC-4	600	20	3000	0.995	$\pm8.0\varepsilon_y$，$\pm10.0\varepsilon_y$（三周）
SC-5	600	10	1800	0.998	
SC-6	600	10	3000	0.995	

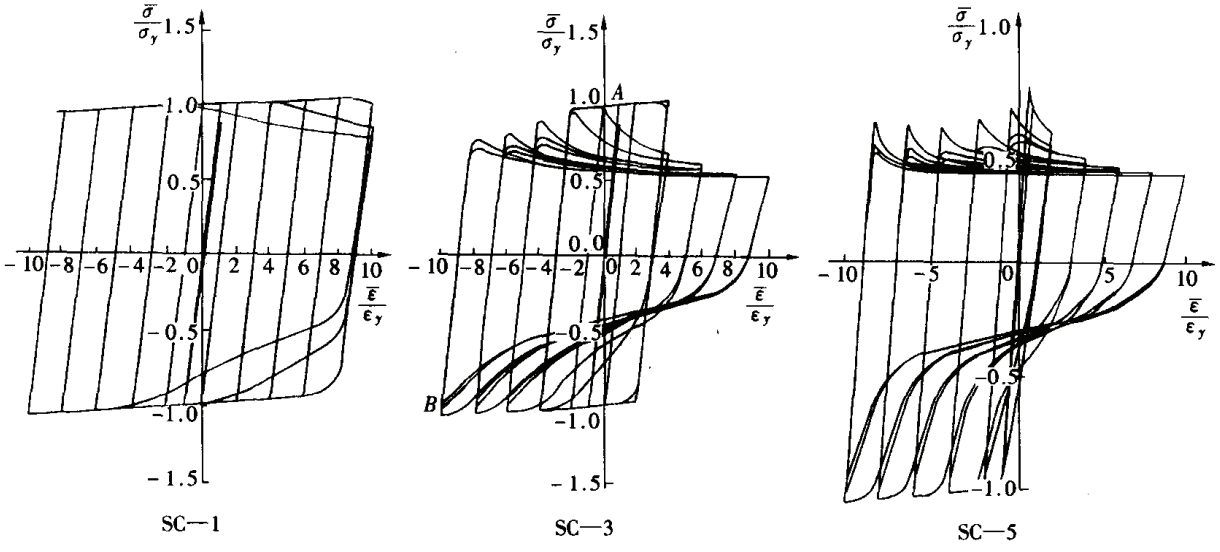


图9-4　方管截面短柱拉压滞回曲线

由图9-4可见，弹性范围内循环加载曲线的斜率与弹性模量相同，其包络面积基本为零，没有能量消耗；塑性范围内循环加载时，对于同一应变幅值，随着循环次数的增加，无论在受压侧或受拉侧，最大承载能力均有所降低，在第三个循环后趋于稳定，即循环加载使构件强度有所弱化；随着应变幅值的增加，受压承载力逐渐下降，而受拉承载力

却稍有增加，这主要是由于材料应变硬化的缘故；受拉卸载时的切线刚度与弹性模量相差不多，而受压卸载时的切线刚度则相差较大，主要是壁板局部屈曲挠度的影响。

从图 9－4 还可看出：壁板宽厚比小者，循环加载中无局部屈曲发生，排除包辛格效应的影响后，其承载力退化不明显，滞回环饱满稳定，耗能能力强；壁板宽厚比大者，随着荷载循环次数的增加，抗压承载力逐步退化，滞回环不饱满，耗能较差。

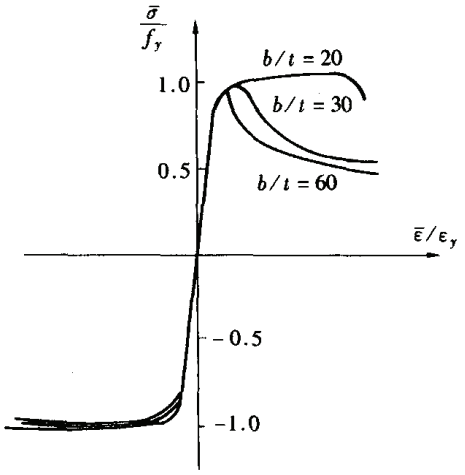


图 9－5　滞回包络线的比较

在柱子不发生整体失稳的前提下，由图 9－5 可以看出，滞回性能的劣化主要由壁板局部屈曲引起。引入板的屈曲参数：

$$\lambda_{pl}=(b/t)\sqrt{12(1-\nu^2)f_y/\pi^2kE} \quad (9-1)$$

对四边简支，长宽比大于 1 的板，式中 $k=4$。

方管截面短柱在循环荷载作用下的受压最大承载力可用下式表示：

$$\bar{\sigma}/f_y=a_1/(\lambda_{pl})a_2 \quad (9-2)$$

式中 a_1、a_2 与循环应变幅值有关，由有限元计算得出参数 a_1、a_2 与 $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_y$ 的关系曲线如图 9－6 所示。

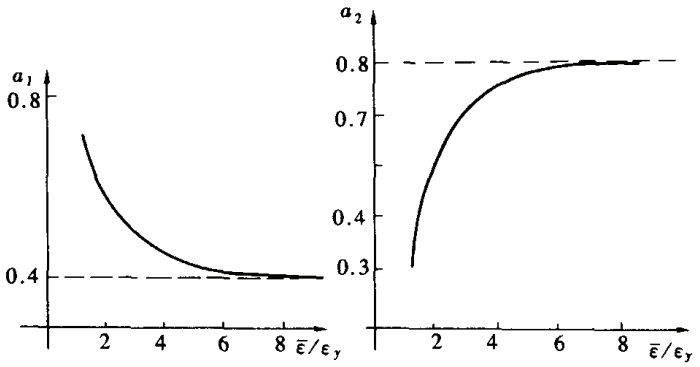


图 9－6　循环应变幅值与拟合参数 a_1、a_2 的关系

由图 9－6 可见：参数 a_1、a_2 随循环应变幅值的增大而趋于一常数 $a_1=0.4$，$a_2=0.8$，即随着循环应变幅值的增大，短柱的极限强度只与 λ_{pl} 有关。此时方管截面短柱的抗压强度为：

$$\bar{\sigma}/f_y=0.4/(\lambda_{pl})^{0.8} \quad (\leqslant 1.0) \quad (9-3)$$

如令 $\bar{\sigma}/f_y=1$，可得 $\lambda_{pl}=0.32$，对应 $b/t=18$。取 $b/t=18$ 意味着在大应变循环荷载作用下，方管截面短柱的承载力基本不退化。我国现行的 GB50011《建筑抗震设计规范》对 9 度震区的高层钢结构轴心受压箱形截面支撑杆的板件宽厚比限值为 $b/t\leqslant 19$。当箱形截面为矩形时，板件屈曲存在相互约束，我国的设计规范目前没有考虑这种相关关系。

3. 梁

3.1　单调加载

梁的弯矩转角关系与侧向长细比 $\lambda_y=l_b/i_y$ 和板件宽厚比有关。l_b 为梁侧向支撑点间

距，i_y 为截面绕弱轴 y 的回转半径。图 9－7 所示为翼缘、腹板宽厚比限值符合塑性设计要求的工形截面梁的 M—θ 关系。图中 θ 为梁端转角，M_p 为梁截面塑性弯矩，θ_p 为与 M_p 对应的梁端转角。图 9－7（a）所示为纯弯曲（对称弯曲）梁在弯曲平面内的弯矩—转角关系。λ_y 较小的 A 梁，弯矩达到了 M_p，并显示出较大的转动能力。λ_y 稍大一些的 B 梁，在弯矩还未达到 M_p 之前，出现了侧向弯扭屈曲，未形成充分的抗弯能力和转动能力。$\lambda_y = 100$ 的梁，由于较早发生侧向弯扭屈曲，抗弯及变形能力都很差。梁的侧向弯扭屈曲临界弯矩值与弯矩沿梁长度的分布形式有关，图 9－7（b）显示了承受反对称弯曲梁的 M—θ 关系。当弯矩沿梁长度变化，且中部弯矩很小时，即使 M 达到 M_p，塑性也只发生在局部长度内，使梁的稳定承载力提高。图 9－7（b）中的反对称弯曲梁在大变形范围内保证弯矩达到 M_p 的 λ_y 比纯弯曲梁增大很多。当 λ_y 很小时，由于钢材的强化，弯矩略超过了 M_p。试验及分析证明：梁的侧向长细比 λ_y 越大，梁的转动能力越小。非纯弯曲梁的转动能力比纯弯曲梁要大。

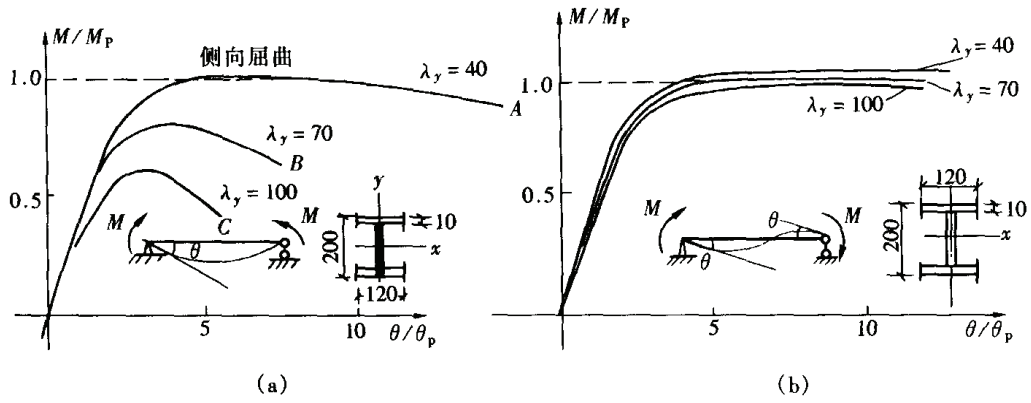


图 9－7　单调荷载下梁的弯矩—转角关系

3.2　循环荷载

影响梁滞回性能的主要因素是构件长细比和板件宽厚比。侧向长细比和板件宽厚比均较小的工形截面悬臂梁绕强轴弯曲的实测滞回曲线如图 9－8 所示，滞回环饱满、稳定，延性较好。由图 9－8 可见：在避免梁早期发生整体失稳和板件局部失稳的前提下，梁在最初的数次循环中，随着变形的增大，抗弯能力是逐渐增加的，这是由于翼缘屈服后钢材的应变硬化所致。在初始的循环中，卸载曲线的斜率大体与初始加载点的斜率相同，此后斜率发生变化。反向加载时，包辛格效应使梁的刚度软化。当塑性循环次数增加到一定程度后，对应同一变形的抗弯能力明显下降，表现出滞回性能的劣化，这是由于循环塑性下材料的损伤、侧向屈曲、局部屈曲相关影响所致。

长细比 λ_y 对梁滞回性能的影响如图 9－9 所示，图中 v 为平面内位移，v_y 为截面边缘屈服位移，M_p 为截面塑性弯矩。图 9－9（b）为 $\lambda_y = 176$ 的工形截面悬臂梁有限元分析得到的滞回曲线。加载由位移控制，第一级荷载加到构件受力最大纤维屈服，以后每级荷载循环三周。图 9－9（c）为梁的平面外位移与弯矩 M 的滞回曲线。因梁的长细比较大，弯矩尚小于截面塑性弯矩时，梁已出现侧向弯扭变形，产生出平面位移 u。在循环次数和平面内所施位移不大的情况下，出平面位移骤然增大，所承受的弯矩不断减小，滞回性能劣化很严重，最终导致破坏，塑性发展不充分，延性不好。为便于对比，图 9－9（a）绘出

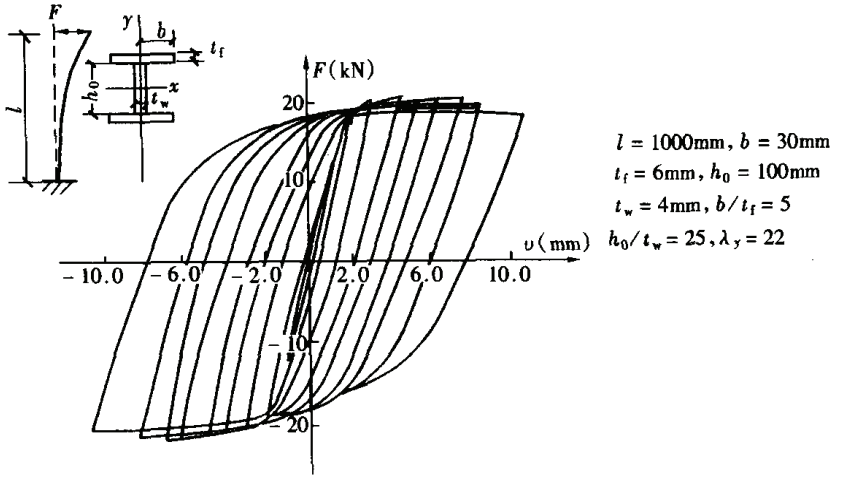


图 9-8　无弯扭屈曲、局部屈曲梁的滞回曲线

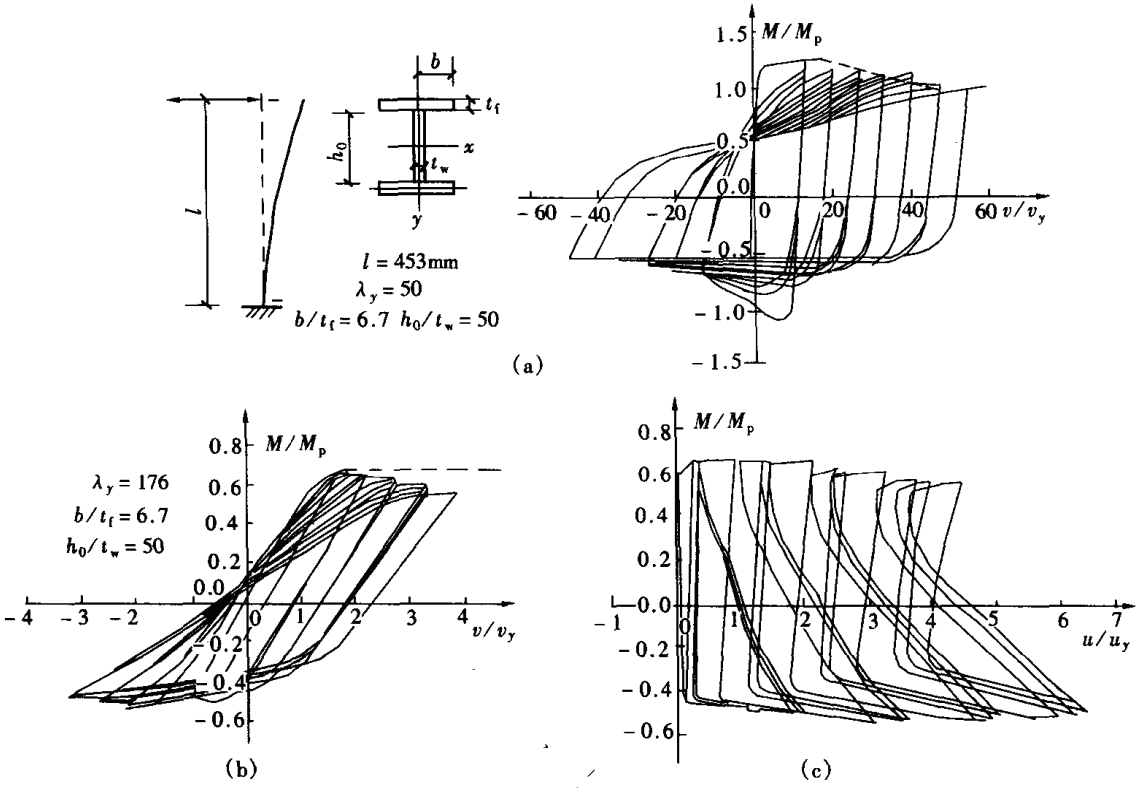


图 9-9　梁长细比对滞回性能的影响

了截面尺寸相同，$\lambda_y = 50$ 梁的滞回曲线，由图 9-9（a）、（b）的对比可见：随着长细比的增加，梁的抗弯能力递减，这一点与单调加载曲线（图中虚线）的规律一致；λ_y 较小的梁，滞回曲线包络线与单调加载曲线相差不多，由于应变硬化，最大弯矩超过 M_p；λ_y 较大的梁，最大弯矩远低于 M_p，且随着循环加载次数的增加，梁抗弯能力比单调加载降低的幅度越来越大。

翼缘局部屈曲对梁滞回性能的影响如图 9-10 所示。图 9-10（a）、（b）两悬臂梁只是翼缘宽厚比不同，图 9-10（a）梁的 $b/t_f = 6.7$，图 9-10（b）梁的 $b/t_f = 12$。$b/t_f = 6.7$ 梁在循环塑性下，翼缘局部屈曲较迟，初始的数个循环内，抗弯能力没有下降，表现

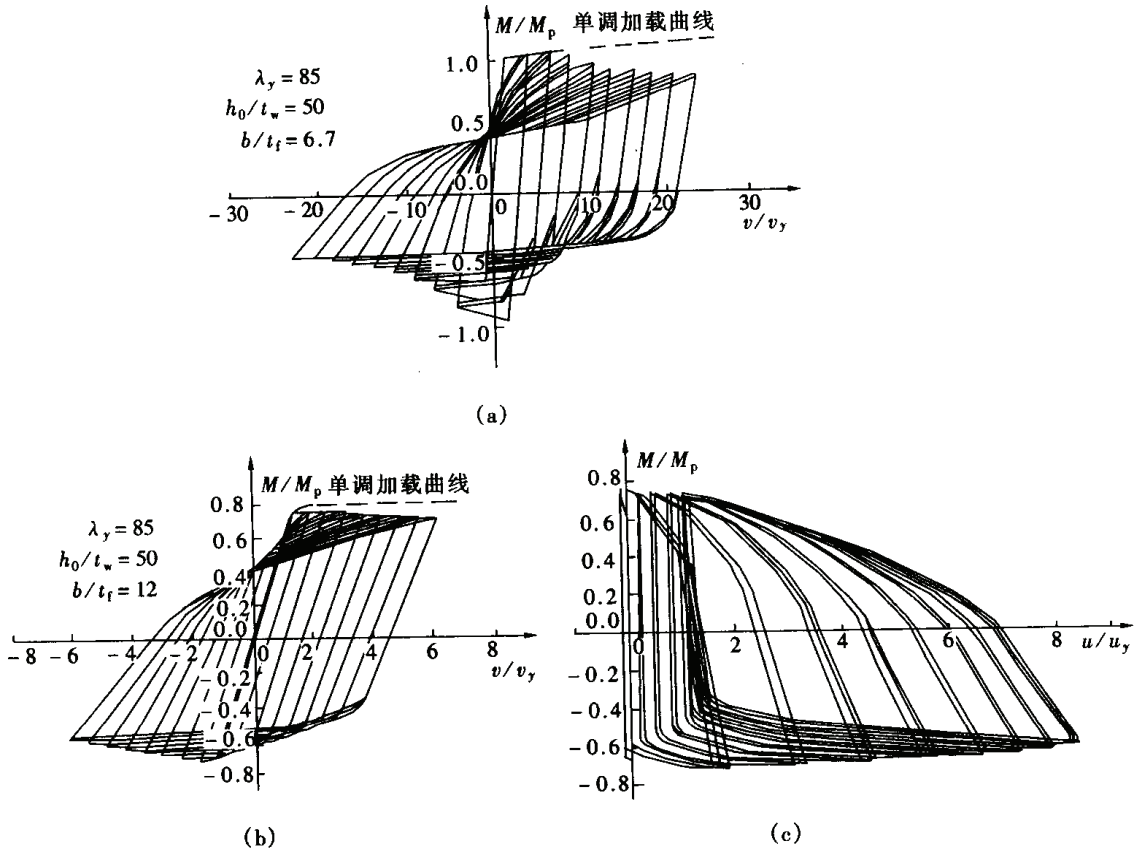


图 9－10　翼缘局部屈曲对梁滞回性能的影响

在滞回曲线的包络线与单调加载曲线相重合。随着循环位移的加大，翼缘局部屈曲使梁的平面外刚度减小，承载力逐步降低，直至梁失稳破坏。

$b/t_f = 12$ 梁翼缘较早局部屈曲，最大弯矩低于 M_p，即使在初始的数个循环内抗弯能力也低于单调加载曲线。图 9－10（c）为图 9－10（b）梁的弯矩与平面外位移滞回关系，图中 u 为梁的平面外位移，u_y 为梁截面边缘屈服的位移。可见由于局部屈曲的影响，极少的几个循环之后，梁即出现平面外位移，且随循环次数的增加，平面外位移发展很快，其承载能力及变形能力均明显低于 $b/t_f = 6.7$ 梁。

在框架结构中，为保证陆续出现多个塑性铰，梁较早出现的塑性铰要有一定的转动能力。现行 GB50011《建筑抗震设计规范》要求高层钢结构框架梁柱构件出现塑性铰的截面处，其上下翼缘均应设置侧向支承。相邻两支承点之间构件的长细比应符合下列规定：

$$\text{当 } -1 \leqslant M_1/W_{px} \cdot f \leqslant 0.5 \text{ 时，} \lambda_y \leqslant \left(60 - 40\frac{M_1}{W_{px} \cdot f}\right)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{9-4}$$

$$0.5 < M_1/W_{px} \cdot f \leqslant 1 \text{ 时，} \lambda_y \leqslant \left(45 - 10\frac{M_1}{W_{px} \cdot f}\right)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{9-5}$$

$$\lambda_y = l_1/i_y$$

式中　λ_y——弯矩作用平面外的长细比；

l_1——侧向支承点间距离；

i_y——截面回转半径；

M_1——与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩，当长度 l_1 内为同向曲率时，$M_1/W_{px}f$ 为正，当为反向曲率时，$M_1/W_{px}f$ 为负；

f——钢材强度设计值。

GB50011《建筑抗震设计规范》要求梁的板件宽厚比限值应分别符合表 9－2 及表 9－3 的规定。表中度数为抗震设防烈度。

表 9－2　　高层钢结构框架梁板件宽厚比限值

板件名称	6 度	7 度	8 度	9 度
工形梁和箱形梁翼缘外伸部分	11	10	9	9
箱形梁翼缘在两腹板间的部分	36	32	30	30
工字形梁和箱形梁腹板	$85\sim120\rho$	$80\sim110\rho$	$72\sim100\rho$	$72\sim100\rho$

注　1. 表中所列数值适用于 Q235 钢，其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

2. 表中 $\rho = N/Af$，N 为梁的轴向力，A 为梁截面面积，f 为钢材抗拉强度设计值。

表 9－3　　单层厂房及多层框架梁板件宽厚比限值

	板件名称	7 度	8 度	9 度
工形梁 槽形梁 箱形梁	翼缘外伸部分	11	10	9
	两腹板间翼缘	36	32	30
	腹板（$N_b/A_f<0.37$）	$85\sim120\rho$	$80\sim110\rho$	$72\sim100\rho$
	腹板（$N_b/A_f\geqslant0.37$）	40	39	35

注　1. 表中所列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他钢号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

2. $\rho = N_b/Af$，N_b 为梁轴力，A 为梁截面面积，f 为钢材抗拉强度设计值。

4. 压弯构件

4.1　单调加载

承受常轴力，绕强轴受弯的工形截面短柱的弯矩—曲率关系示于图 9－11，曲线按理想弹塑性体算得。其中 M_p 为单纯受弯时的截面塑性弯矩，ϕ_y 为对应的曲率，P_y 为无弯矩时截面屈服轴力。如构件及板件均不发生失稳，弯矩达到极限弯矩后曲率增加，弯矩保持不变。当存在轴力时，极限弯矩低于 M_p，轴力越大，极限弯矩越低。

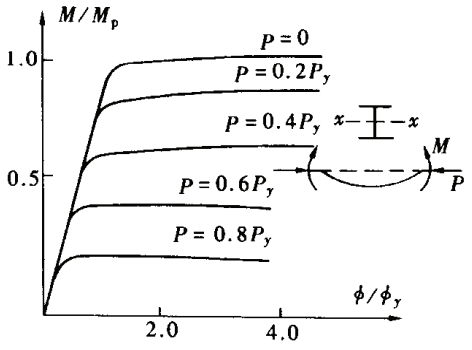


图 9－11　工形截面短柱 M—P—ϕ 关系

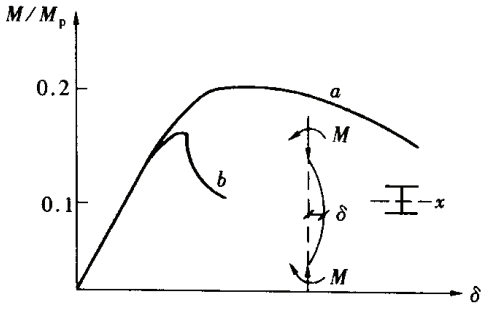


图 9－12　压弯构件稳定承载力

除截面强度破坏之外，细长的压弯杆一般是平面内压溃破坏，或是平面外弯扭屈曲。图 9－12 曲线表示了压弯构件从受力开始到破坏的全过程。该压弯构件承受常压力 P 的

同时在两端受到弯矩 M 的作用。曲线 a 所示构件在侧向（x 方向）设有足够的支承，构件只能在弯矩作用平面内绕 x—x 轴弯曲，当荷载达到某一数值时，构件在弯矩作用平面内丧失稳定（压溃失稳）。这类问题称为弯矩作用平面内的稳定问题。

单轴受弯的压弯构件通常是绕截面强轴受弯，如不设置侧向支承，构件往往达不到面内失稳极限荷载，而是在这之前出现侧向弯扭屈曲，丧失承载能力。曲线 b 所示的压弯构件就属于这种情况。从 b 曲线可见，荷载尚未达到弯矩作用平面内的稳定极限承载力时，构件已发生平面外弯扭失稳，出现显著的侧向位移和扭转。平面外弯扭屈曲不仅降低了构件的承载力，还降低了延性。

4.2 循环荷载

试验及分析表明，除杆件长细比和板件宽（高）厚比外，轴压比也是影响压弯构件滞回性能的重要因素。

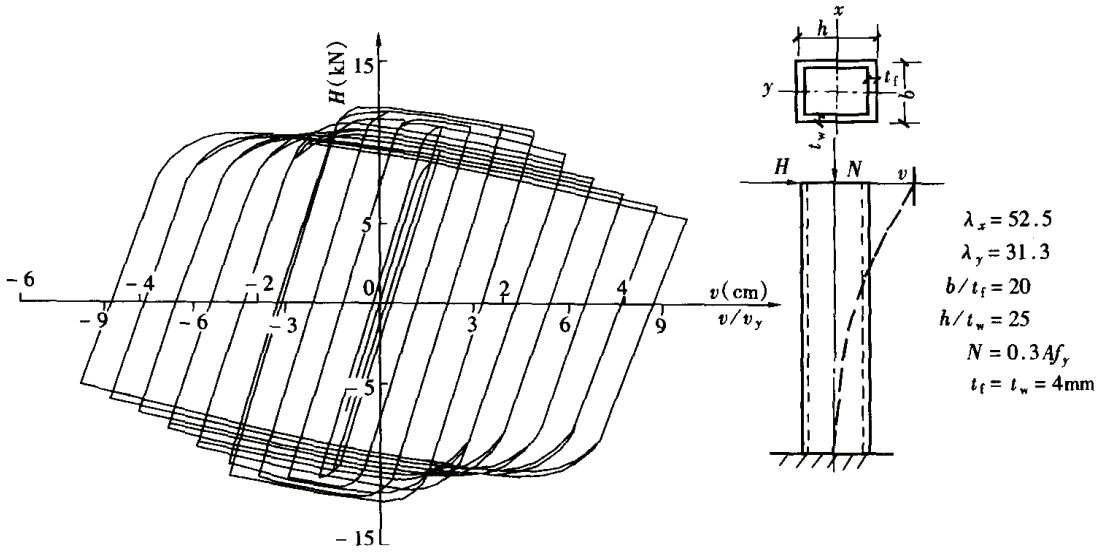


图 9－13　侧向有支承的箱形截面压弯杆滞回曲线

图 9－13 为侧向有支承的箱形截面压弯构件在常轴力和水平循环荷载作用下的滞回曲线，v_y 为构件受力最大纤维屈服时杆上端点水平位移。该构件的板件宽厚比不大，循环过程中局部屈曲较晚，其滞回曲线饱满，变形对称，延性好，构件塑性发展充分。构件抗弯刚度及承载力降幅均较缓慢。构件经历较大变形循环后，仍保持一定的承载力水平。$v/v_y = 10$ 时，其承载力也只是降低了一半。图 9－14 中实线为图 9－13 滞回曲线的包络线，虚线为其单调加载曲线。从两条曲线的比较来看，初始的数个循环中，由于应变强化，其最大弯矩值高于单调加载曲线，但随着位移的增加，循环加载包络线低于单调加载曲线，且差距逐渐加大。这是由于循环塑性及板件局部屈曲引起了

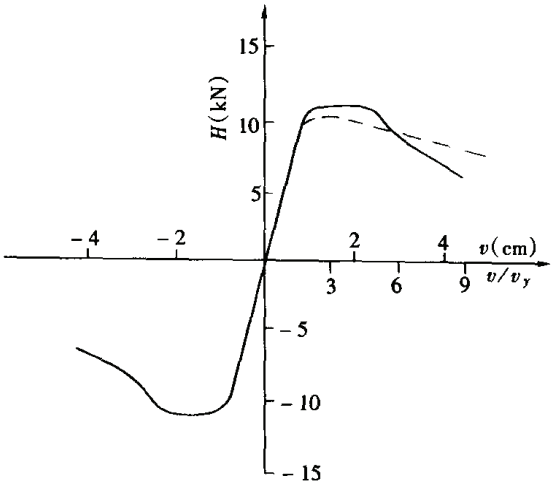


图 9－14　侧向有支承的箱形截面压弯杆滞回曲线包络线

承载力及刚度的退化。

对侧向未加约束的工形截面压弯杆，在最初的一两个循环内，位移增加时强度增加。弯扭失稳发生后，出平面位移迅速增大，承载力迅速退化，平面内变形发展不充分，延性很差［见图 9－15（a）］。图中 M 为构件悬臂端弯矩，A 为构件截面积，f_y 为钢材屈服强度。图 9－15（b）为其平面外位移—弯矩关系曲线，可见弯扭失稳会严重劣化压弯构件的滞回性能。

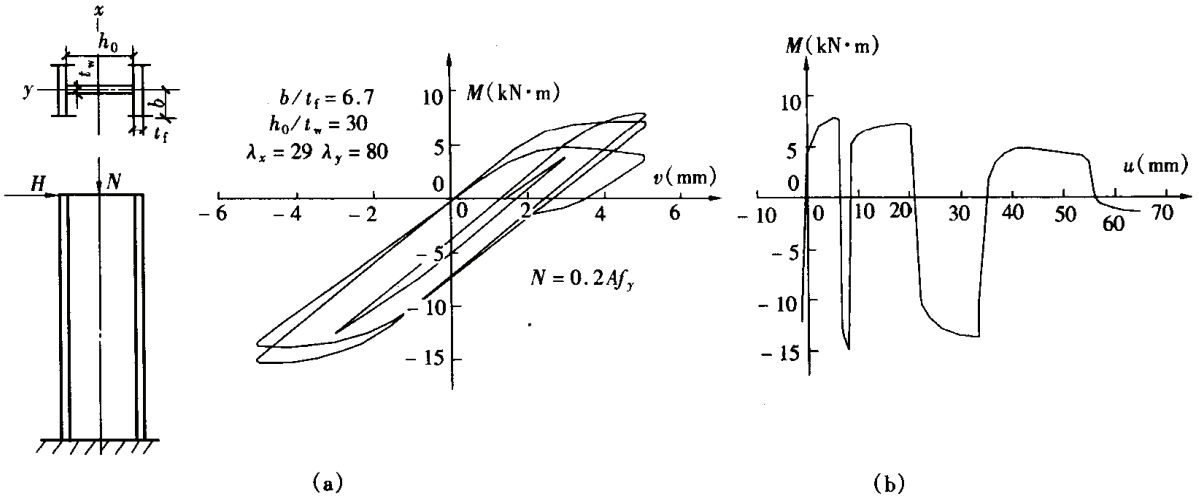


图 9－15　由于弯扭失稳破坏的工形截面压弯杆滞回曲线

（a）M—v 关系曲线；（b）M—u 关系曲线

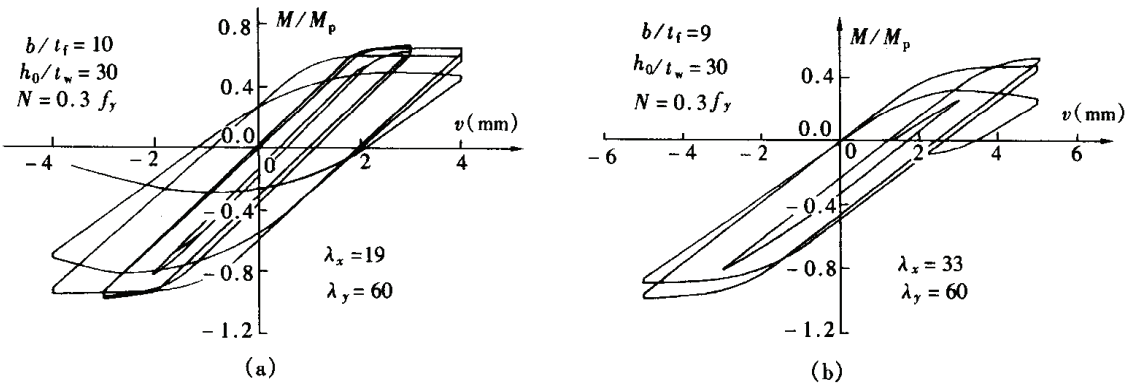


图 9－16　平面内长细比 λ_x 对工形截面压弯构件滞回性能的影响

（a）a 构件；（b）b 构件

构件平面内长细比变化对滞回性能的影响如图 9－16 所示，图中 b/t_f、h_0/t_w 分别为翼缘、腹板宽厚比，λ_x、λ_y 分别为构件平面内、外长细比。a、b 两构件除平面内长细比 λ_x 不同外，其他几何参数及轴压比基本相同，但滞回性能的区别是明显的。尽管 b 构件 $\lambda_x=33$，长细比不是很大，但由于 P—Δ 效应要大一些，其抗弯能力及耗能明显不如 $\lambda_x=19$ 的 a 构件。因 a、b 两构件的轴压比和平面外长细比均较大，经数个循环后，虽均为平面外弯扭失稳破坏，但 $\lambda_x=33$ 构件循环加载次数少于 $\lambda_x=19$ 构件。如果 λ_x 进一步增大，P—Δ 效应加剧，压弯构件滞回性能的劣化会更严重。

图 9－17 所示的箱形截面悬臂杆加载方式及轴压比都和图 9－13 的杆相同，但滞回性

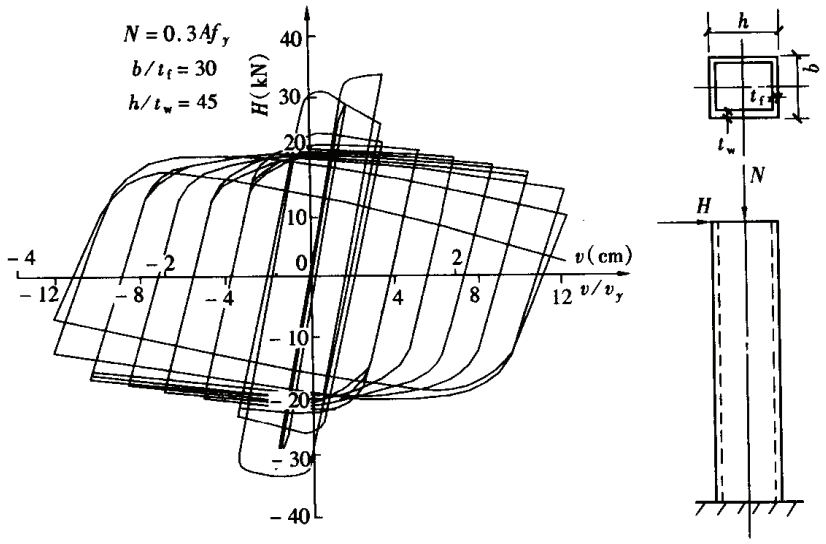


图 9－17　板件宽厚比对箱形截面压弯构件滞回性能的影响

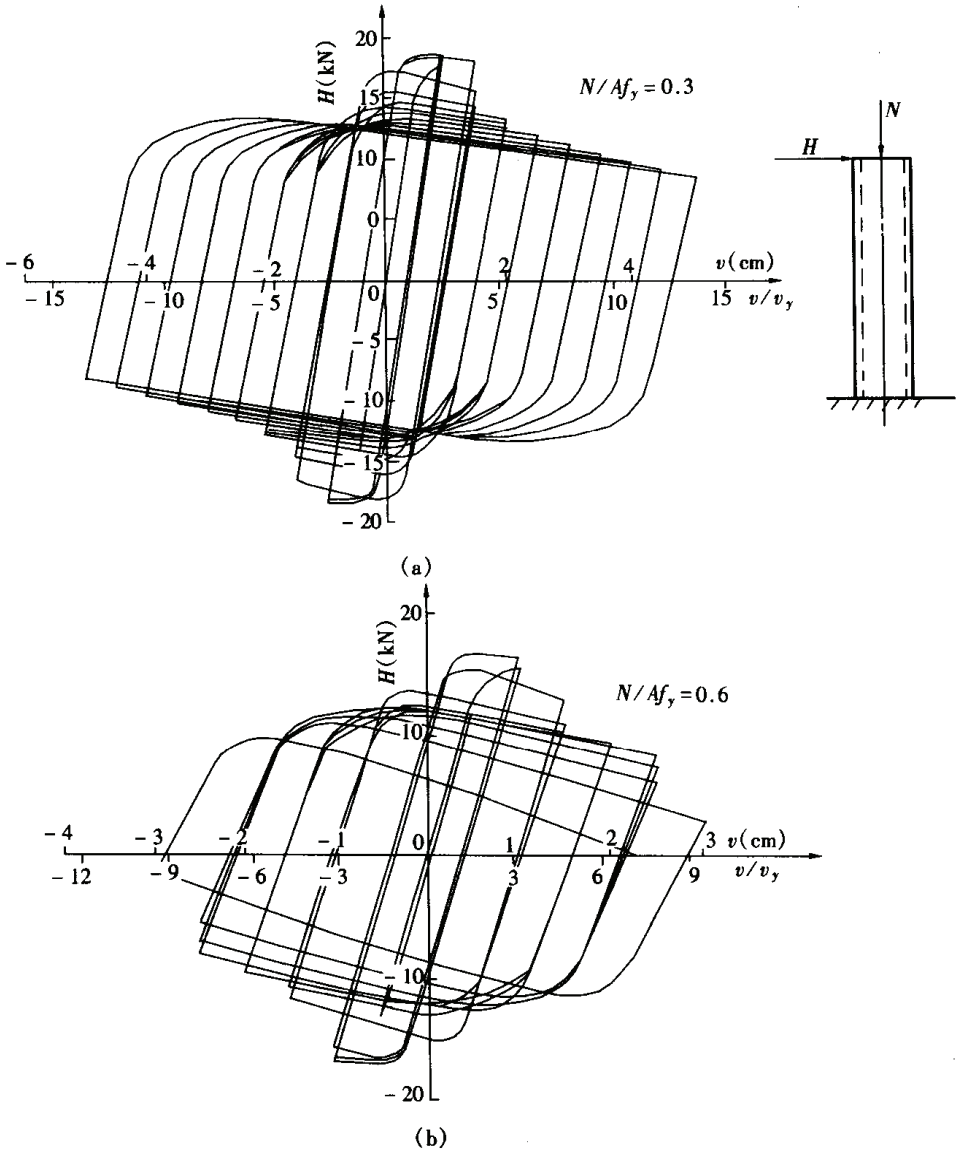


图 9－18　轴压比对压弯杆滞回性能的影响

能明显不同，原因是二者的板件宽厚比相差较多。板件宽厚比较小的压弯杆（图 9－13）无局部屈曲影响，循环过程中承载力降幅较缓慢，延性发展充分，耗能较好。板件宽厚比较大的构件在循环过程中发生板件局部屈曲。随着位移的增加，板件反复屈曲造成构件强度退化，直至丧失承载能力。板件宽厚比越大，承载力降低得越迅速。

轴压比对压弯构件滞回性能的影响如图 9－18 所示，a、b 两构件的截面尺寸、板件宽厚比、长细比均相同，只是轴压比不同。$N/Af_y=0.3$ 构件塑性发展充分，延性较好，在 $v/v_y=13$ 时，其承载力才下降一半。而 $N/Af_y=0.6$ 构件，由于轴力较大，板件屈曲影响严重，构件强度退化较快，当 $v=2\text{cm}$ 时，承载力已降低很多，塑性发展不充分，延性较差，耗能明显低于 $N/Af_y=0.3$ 构件。由 a、b 两构件对比可见：轴压比越大，抗弯能力越低，滞回性能劣化越严重，延性也越差。

由于平面内、平面外长细比、轴压比、板件宽厚比对压弯构件滞回性能都有较大影响，GB50011《建筑抗震设计规范》要求抗震设计中框架柱的长细比、板件宽厚比应分别符合表 9－4 及表 9－5 的规定。

表 9－4　　抗震设计框架柱长细比限值

类　别	6　度	7　度	8　度	9　度
＞12 层	120	80	60	60
≤12 层	120	120	120	100
单　层	120	120	120	120

注　表中数值适用于 Q235 钢，其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

表 9－5　　抗震设计框架柱板件宽厚比

类　别	名　　称	6　度	7　度	8　度	9　度
＞12 层	工形截面翼缘外伸部分	13	11	10	9
	工形截面腹板	43	43	43	43
	箱形截面壁板	39	37	35	33
≤12 层	工形截面翼缘外伸部分	同非抗震	13	12	11
	箱形截面壁板		40	36	36
	工形截面腹板		52	48	44
单　层	工形截面翼缘外伸部分	同非抗震	13	11	10
	箱形截面两腹板间翼缘		38	36	36
	箱形截面腹板		70（58＊）	65（52＊）	60（48＊）

注　表中所列数值适用于 Q235 钢，其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

＊表示用于 $N_c/Af\geqslant 0.25$，N_c 为轴力，A 为截面积，f 为钢材抗拉强度设计值。

高层钢结构框架梁柱构件出现塑性铰的截面处，其上下翼缘均应设置侧向支承，以控制平面外长细比。梁在两相邻支承点之间的长细比应符合本章式（9－4）、式（9－5）的规定。

控制框架柱的轴压比不宜过大是抗震设计应注意的一个问题，如何控制，目前尚缺少统一的准则，部分文献建议轴压比 $N/Af_y\leqslant 0.6$。

5. 支撑构件

房屋结构中抗侧力的支撑杆件在地震荷载作用下，属于循环拉压的轴力构件。图 9－19 所示为理想弹塑性材料的柔性支撑杆滞回曲线，N 为杆件轴力，δ 为对应的伸长，H 和 Δ 分别为支撑的水平荷载和对应的水平位移。由于柔性杆件只能受拉［见图 9－19（b）、（c）］，支撑承受的水平荷载为杆力的水平分量［见图 9－19（d）］。从图 9－19（d）的滞回环可见，只有杆件的塑性伸长才能耗散能量。如果支撑不经受塑性变形［见图 9－19（e）］，它不能耗散能量。柔性杆件支撑耗能能力很低。当支撑设计为能承受压力的刚性杆时，情况有所改善。

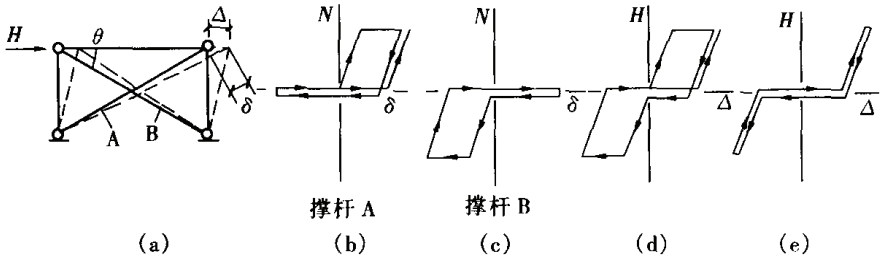


图 9－19　柔性撑杆滞回曲线

刚性支撑杆的滞回曲线比较复杂，图 9－20 为一工字钢撑杆轴力 N 与轴向变形 δ 关系曲线。N 以压为正，试件 $\lambda=45$，先施加压力，然后卸载并转为拉力。经第一次循环后再次受压，屈曲荷载下降较多。以后的循环中屈曲荷载继续下降，但下降幅度减小。同一位移幅值下，随着循环次数增加，无论是受压还是受拉，承载力均有所下降，但在第三次循环后渐趋稳定。受拉卸载时切线刚度与弹性模量相差不多，受压卸载时切线刚度相差较大。第一次循环后，屈曲荷载大幅度下降，除包辛格效应使切线模量低于原始的弹性模量外，还有一个原因是构件第一次屈曲后在其中央出现塑性，产生较大挠度，以致经过受拉再卸载为零时，仍留有残余挠度。构件第二次受压时残余挠度即为构件的初始缺陷，撑杆成为压弯构件，其屈曲荷载降低。残余挠度随加载幅值的增加而不断增大。

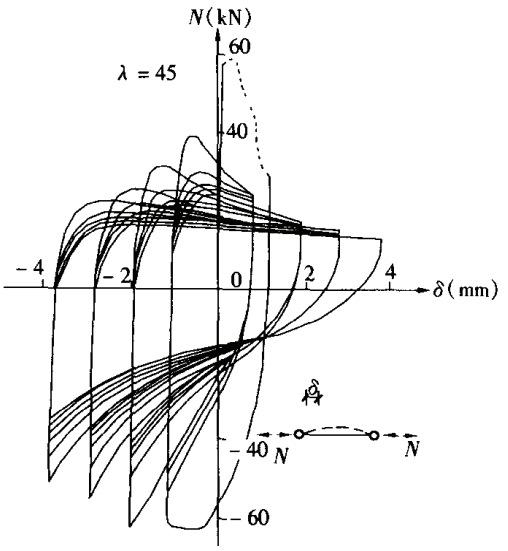


图 9－20　工字钢撑杆 N—δ 滞回曲线

图 9－21 给出刚性支撑杆单个循环轴向 P—δ 曲线［图 9－21（a）］。构件跨中挠曲变形 σ/f_y—Δ 曲线［见图 9－21（b）］和图 9－21（a）中 $A\sim G$ 点所对应的构件挠曲线见图 9－21（c）。由图可见，滞回环有以下几个显著特征：屈曲前阶段 OA，撑杆受压在 A 点开始屈曲；AB 段构件屈曲后侧向挠度增大，P—Δ 效应造成杆件中部塑性发展，轴压力下降很快；BC 段为弹性卸载，构件在大变形下的刚度小于初始刚度，曲线 BC 斜率小于 OA 段。C 点处轴向力为零，但杆件留有较大的残余挠度［见图 9－21（b）］；对撑杆逐渐施加

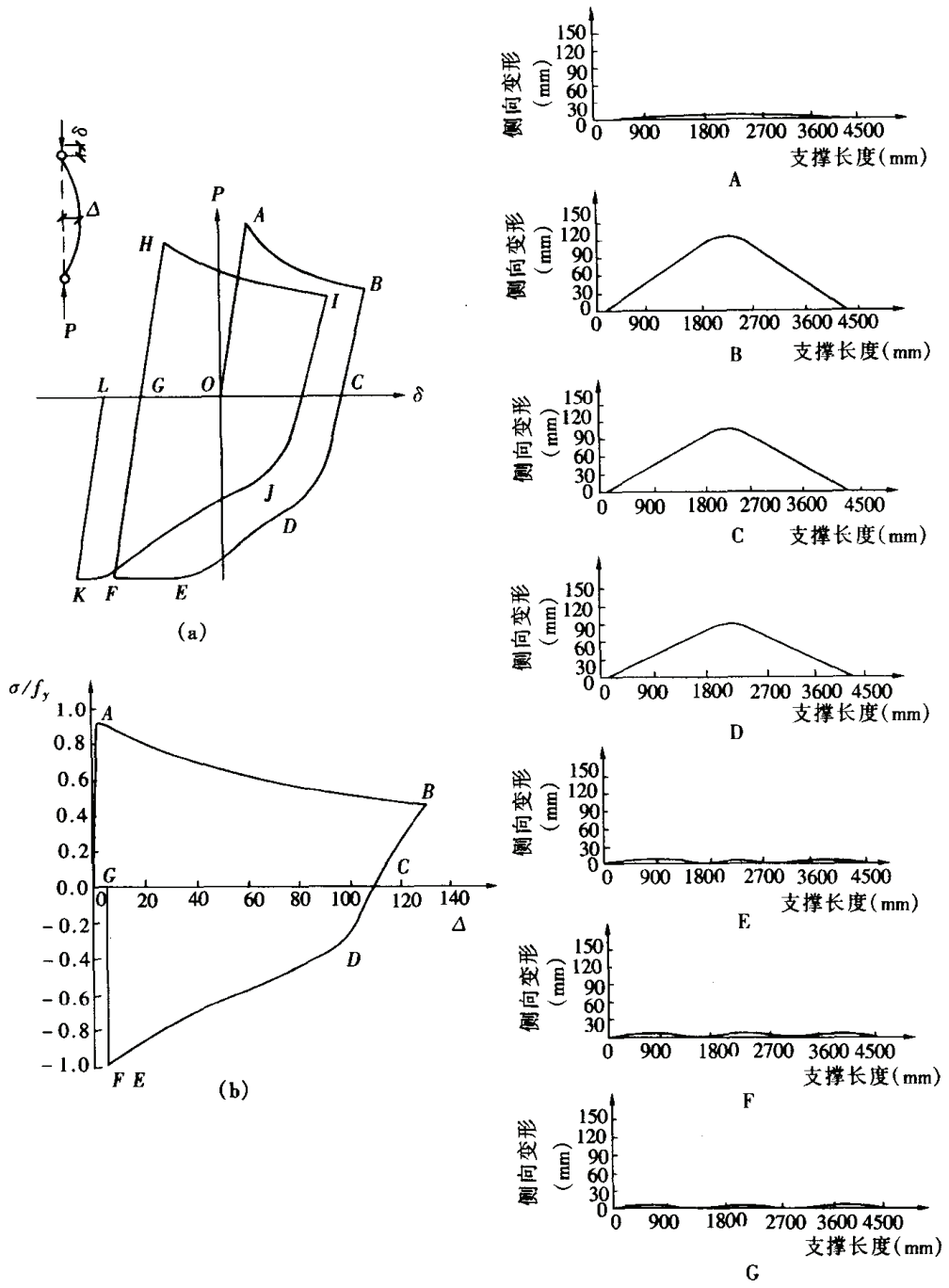


图 9-21　单个循环支撑杆滞回曲线及挠曲变形

拉力，如图 *CD* 段，由于包辛格效应，构件刚度软化，曲线斜率在此段内略有降低；*DE* 段内构件逐渐进入塑性屈服，在 *E* 点处被拉直（中部仍残留一点挠曲）并完全屈服；持续拉伸到 *F* 点，应变硬化使图 9-21（a）的 *EF* 段曲线呈现一正向斜率；从 *F* 点开始卸载到 *G* 点，一个循环结束。*G* 点处轴向力为零，但残余应力、残余变形继续存在，*O* 点偏移到 *G* 点，这将对随后的滞回性能产生影响。

滞回曲线的形状和杆件长细比有密切关系，短粗的杆件滞回环饱满、耗能能力强。细长的杆件第一次受压屈曲后塑性铰转动和残余挠度较大，屈曲荷载退化程度比短粗杆严重，滞回环变窄，能耗下降。图 9-22 给出了长细比 $\lambda = 20$、60、100 的工形截面轴心受

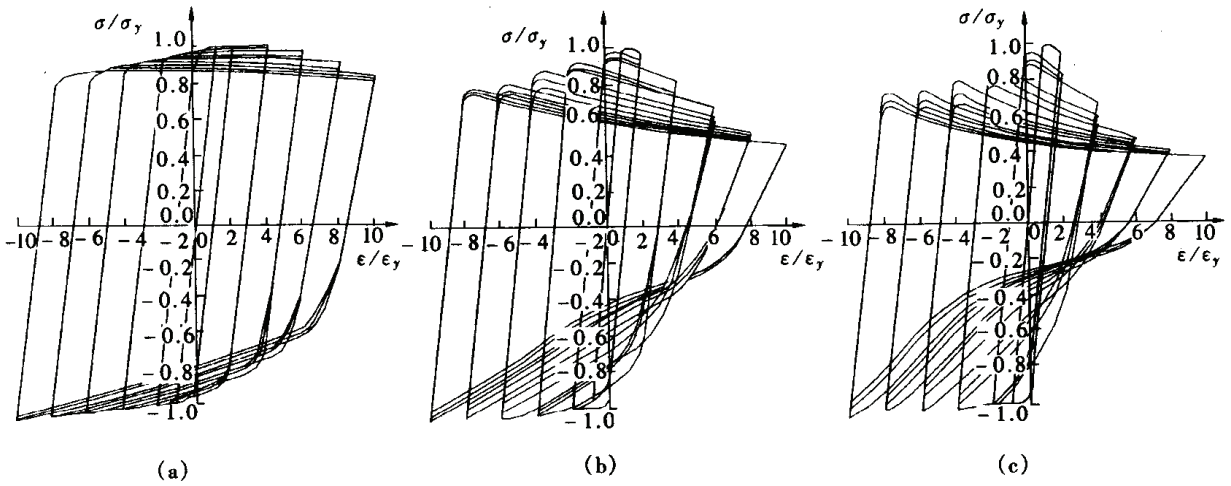


图 9－22　工形截面支撑杆滞回曲线

(a) $b_1/t=5$，$\lambda=20$；(b) $b_1/t=5$，$\lambda=60$；(c) $b_1/t=5$，$\lambda=100$

力杆的滞回曲线，σ 以压应力为正，b_1/t 为翼缘外伸宽厚比。由图 9－22 可见 $\lambda=100$ 的杆件抗压性能明显较差，耗能能力比 $\lambda=20$ 的杆件低很多。有鉴于此，GB50011《建筑抗震设计规范》对支撑杆件的长细比限值规定很严（尤其是高层建筑），见表 9－6。

滞回曲线的形状还和板件宽厚比有关。图 9－23 所示为翼缘宽厚比变化的工形轴心受力构件的滞回曲线，σ/f_y 为轴向应力与屈服强度的比值，以压为正。$\varepsilon/\varepsilon_y$ 为轴向应变与屈服应变的比值。图 9－23 三个构件除翼缘宽厚比不同外，其他条件均相同。由图中明显可见，由于板件局部屈曲的影响，翼缘宽厚比较大时，构件的屈曲荷载退化较快，滞回环变窄，能耗低于翼缘宽厚比较小构件。GB50011《建筑抗震设计规范》规定支撑杆件的长细比、板件宽厚比应符合表 9－6 的限值。

表 9－6　　钢框架支撑抗震设计长细比及板件宽厚比

名称			类别		6 度	7 度	8 度	9 度
中心支撑	长细比		>12 层		120	120	90	60
			≤12 层	压杆	150	150	120	120
				拉杆	200	200	150	150
	板件宽厚比	外伸翼缘	>12 层		9	8	8	7
			≤12 层			13	11	9
		工形截面腹板	>12 层		25	23	23	21
			≤12 层			33	30	27
		箱形截面腹板	>12 层		23	21	21	19
			≤12 层			31	28	25
		圆管外径与壁厚比	>12 层		42	40	40	38
偏心支撑	长细比		多、高层			120	120	120
	支撑板件宽厚比		多、高层		同非抗震弹性设计			
	消能段板件宽厚比	外伸翼缘	多、高层			8	8	8
		腹 $\rho\leqslant0.14$	多、高层			90 (1－1.65ρ)	90 (1－1.65ρ)	90 (1－1.65ρ)
		板 $\rho>0.14$	多、高层			33 (2.3－ρ)	33 (2.3－ρ)	33 (2.3－ρ)

注　1. $\rho=N/Af$；

2. 表中所列数值适用于 Q235 钢，其他钢号一般应乘以 $\sqrt{235/f_y}$，但圆管径厚比应乘以 $235/f_y$。

不同截面支撑杆件的试验结果表明，双轴对称截面杆件的滞回性能优于单轴对称截

面，实腹杆件优于填板组合的双肢杆件。单轴对称截面可能出现弯扭屈曲使拉压承载力下降。组合构件的填板如果不是排列很密，容易出现单肢屈曲，也使抗压承载力下降。

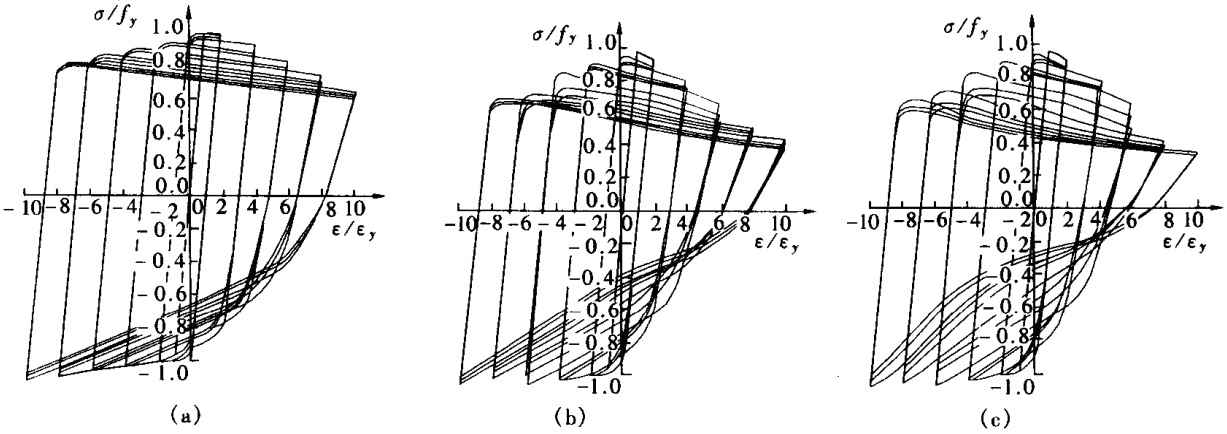


图 9－23　板件宽厚比对轴心受力构件滞回性能的影响

（a）$b_1/t=5$，$\lambda=40$；（b）$b_1/t=8$，$\lambda=40$；（c）$b_1/t=10$，$\lambda=40$

6. 连接

梁柱连接为框架结构的关键部位，对框架的抗震性能影响较大。按强柱弱梁设计在罕遇地震作用下梁端出现塑性铰时，为使结构仍能保持整体完整，要求抗弯连接的承载力要高于所连构件本身的截面全塑性受弯承载力，同时连接的延性要与梁塑性铰变形相适应，并有较强的耗能能力和较小的强度退化。连接的滞回性能和材料韧性、节点细部构造、施工质量等多种因素有关。

图 9－24 为梁柱全焊连接的滞回曲线。当板件宽厚比、节点域厚度、焊缝质量符合要求时，全焊连接滞回环饱满稳定。随着变形的增加，滞回曲线逐渐上升，连接的极限承载力超过梁的全截面塑性弯矩，刚度较大，延性基本能满足要求。但常规的梁柱全焊刚性连接的最大塑性转角很难达到 0.03rad。经试验观察，全焊连接梁腹板参与传力较好。连接的可能破坏形式为梁翼缘与柱面焊缝（或热影响区内）发生断裂或为梁翼缘在循环塑性下局部屈曲。

循环荷载作用下连接的节点域具有较稳定的滞回性能，允许节点域发展塑性变形可以降低对梁端塑性转动的要求，但过弱的节点域会导致连接的承载力过低，且连接可能会因节点域平面外变形过大而丧失承载能力。

柱中的轴压力对连接的强度、刚度、延性都有影响。柱轴力较小时，影响不大。柱轴力大于 $0.5N_y$（N_y 为柱截面屈服轴力）时，连接的强度、刚度、延性都急剧劣化。

对接焊缝的强度对连接的性能也有比较大的影响，焊缝金属强度过低会在焊缝处过早发生脆性破坏，使梁翼缘不能充分发展塑性。但过度提高焊缝强度对增加连接的延性帮助不大。

焊接衬板在柱翼缘表面形成人工裂缝，造成应力集中，降低连接的延性。移去焊接衬板或将衬板与柱翼缘之间用角焊缝补焊对连接的延性都有一定程度的改善。图 9－25（a）、（b）两个连接的几何参数、材料均相同，图 9－25（a）未对焊接衬板进行处理，图

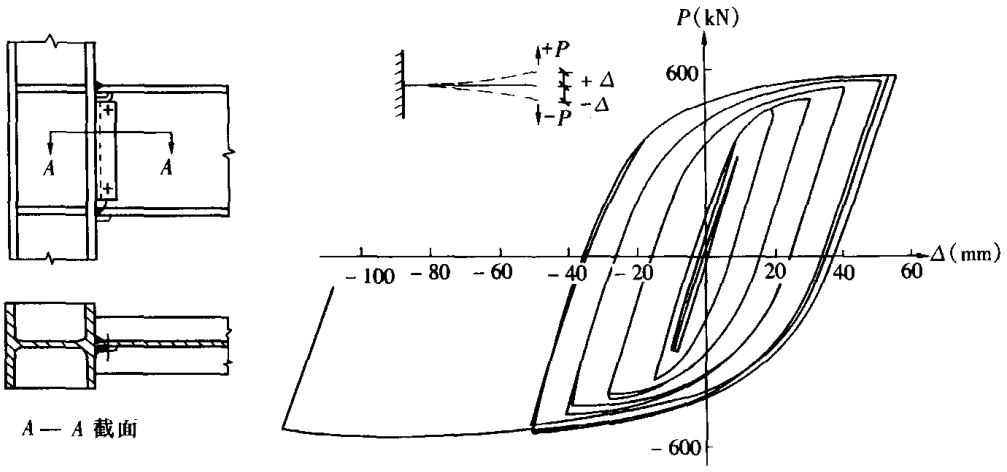


图 9-24　梁柱全焊连接滞回曲线

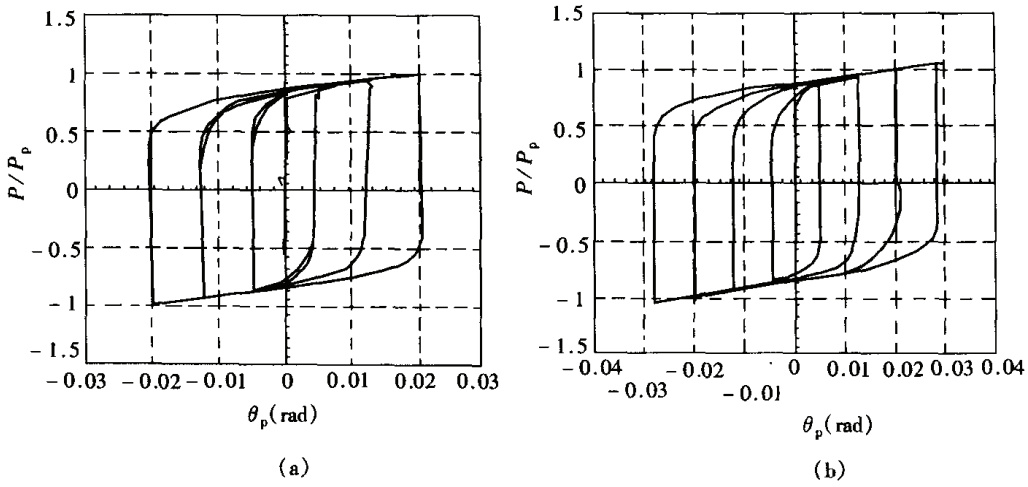


图 9-25　衬板补焊对连接滞回性能的影响

(a) 衬板未经处理的滞回曲线；(b) 衬板角焊缝补焊滞回曲线

9-25 (b) 对梁上下翼缘的焊接衬板与柱翼缘进行了角焊缝补焊，可见连接的承载力、延性都有明显改善。

梁翼缘与柱用全熔透坡口焊接，腹板与柱用高强螺栓连接节点的滞回曲线如图 9-26 所示，其特性与全焊连接相近，延性及刚度较好。因数次荷载循环后，高强螺栓产生滑移，承载力较全焊连接略低，但也超过了梁截面的全塑性弯矩。连接在梁翼缘与柱翼缘焊缝处或热影响区内发生断裂，裂纹位于梁翼缘或柱翼缘。经试验观察，栓孔在循环挤压下成明显椭圆状。

由于梁端腹板切角形成几何不连续，有限元分析表明：在距柱表面 0.5 倍梁高区域内，梁截面的剪应力分布与经典分布差异较大，梁翼缘承担的剪力不可忽略。特别是螺栓滑移后，相当大的剪力会转移到对接焊缝上，促使对接焊缝超载破坏。梁的剪跨比越小，剪力所占比例越大，这一现象越突出。

当梁钢材的屈服强度较高时，梁端进入塑性较晚，也使薄弱点转向梁翼缘的对接焊缝，连接的变形能力降低。为增进连接的延性，要防止梁钢材的实际屈服强度过多地高于

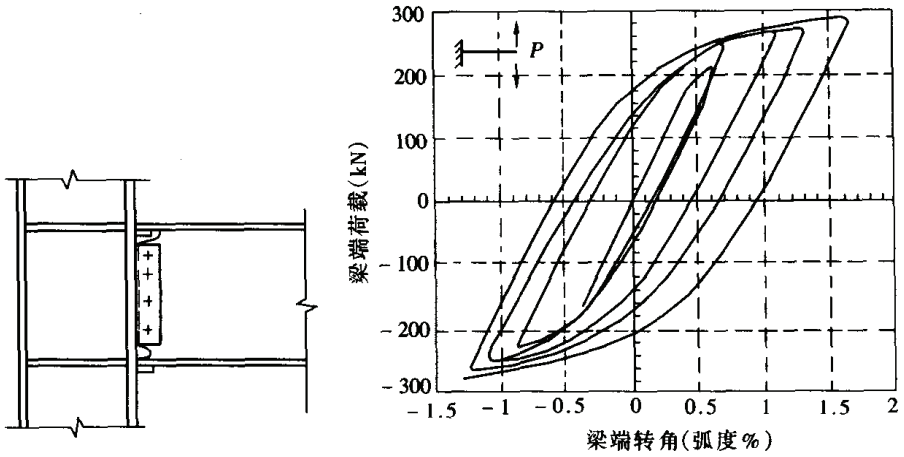


图 9-26　梁翼缘焊接、腹板高强螺栓连接滞回曲线

名义屈服强度。

柱翼缘越厚，对节点域的约束越强，使节点域的剪切变形减小，连接的刚度和强度提高，延性降低。

工字形柱与梁刚接时，梁柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝，并在梁翼缘对应位置设置柱横向加劲肋，加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度。梁腹板宜采用摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱相连接。悬臂梁段与柱应采用全焊接连接。

翼缘焊接、腹板栓接的梁柱刚性连接，应符合下列要求（见图 9-27）：

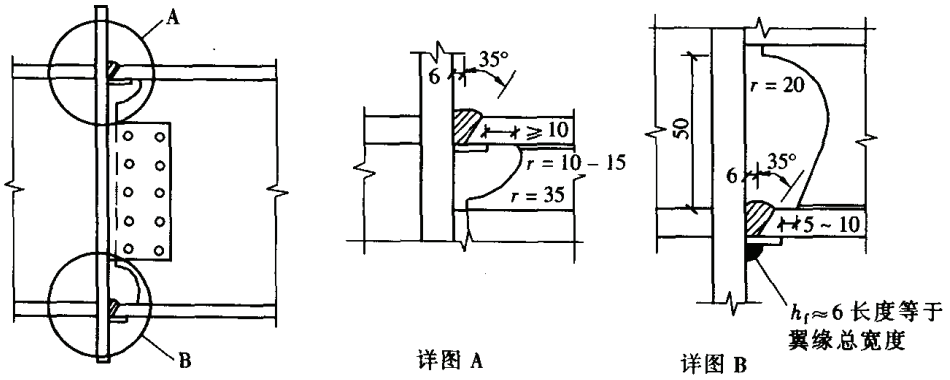


图 9-27　梁柱栓焊连接构造

（1）腹板角部设置半径为 35mm 的扇形切角，与梁翼缘连接处应做成半径为 10～15mm 的圆弧，其端部与梁翼缘的全熔透焊缝应隔开 10mm 以上。

（2）下翼缘焊接衬板的反面与柱翼缘或壁板相连处，应采用角焊缝连接，角焊缝应沿衬板全长焊接，焊脚尺寸宜取 6mm。也可将下翼缘处的衬板割除，然后清根，再用角焊缝补强。

（3）9 度地震区宜采用能将塑性铰自梁端外移的骨式连接［见图 9-31（a）］。

（4）当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面塑性截面模量的 70%时，腹板的连接螺栓不得小于 2 列；当计算仅需 1 列时，仍应布置 2 列，且此时螺栓总数不得少于计算值的 1.5 倍。

箱形柱在与梁翼缘对应位置设置的隔板应采用全熔透对接焊缝与壁板相连，隔板不应小于梁翼缘厚度。工字形柱的横向加劲肋与柱翼缘应采用全熔透对接焊缝连接，与腹板可采用角焊缝连接。但当工字形柱在弱轴方向与梁刚接时，与腹板应采用全熔透对接焊缝连接。不过，两个方向都与梁刚接的柱，最好采用箱形截面。

梁柱连接还有一个需要关注的问题，就是柱腹板在节点域的行为。试验表明：在地震作用下，如果工字形柱与梁连接的节点域厚度太小，将使框架的水平位移增大，承载力降低。而节点域厚度过大时，将使其不能吸收地震能量，所以应注意节点域厚度和细部构造的合理性。当节点域板厚适当，且细部构造合理时，节点的承载力及延性均较好，由板域剪切屈服引起的连接强度退化并不明显。

为保证节点有足够的强度和延性，梁柱连接细部构造应避免应力集中和层间撕裂。焊缝应能传递所连构件的最大内力，焊接质量应有可靠保证，焊缝金属冲击韧性应满足设计要求。我国对 8 度乙类建筑和 9 度地区焊缝，金属冲击韧性要求在 -20℃时不低于 27J，美国 AISC1997 年钢结构抗震规范要求焊条（丝）在 -29℃试验的冲击韧性不低于 27J。

梁端设置外伸端板的梁柱螺栓连接的弯矩—转角试验滞回曲线如图 9-28（b）所示。试件的梁柱均为焊接 H 型钢，梁截面为 200mm × 150mm × 6mm × 10mm，柱截面为 200mm × 200mm × 12mm × 8mm，柱腹板与梁翼缘对应高度设置了横向加劲肋，加劲肋宽度为 90mm，厚度与梁翼缘相同，柱的轴压力为 $0.2N_y$，N_y 为柱的轴压屈服荷载。端板厚度为 20mm，10.9 级 M20 高强螺栓，排列尺寸如图 9-28（a）所示。

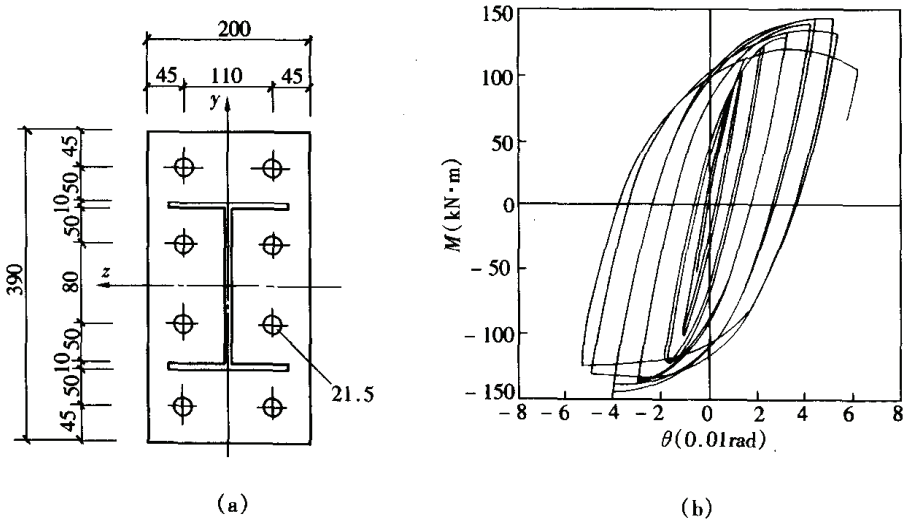


图 9-28　外伸端板连接弯矩—转角滞回曲线

当端板较薄时，循环荷载作用下连接的可能破坏方式为梁翼缘与端板间的焊缝撕裂。端板厚度适宜时，破坏方式为梁端形成塑性铰。

连接的滞回性能主要取决于端板厚度、节点域柱腹板厚度、螺栓排列、梁截面高度等因素。螺栓排列较密时，连接抗弯能力较大，但延性降低。螺栓排列疏散时，延性提高，但抗弯能力降低。增加端板厚度可以补偿螺栓排列疏散引起的抗弯能力损失，但螺栓排列间距较大时会使内排螺栓受力过大，提前破坏。试验还证明，端板连接滞回性能与梁截面的尺寸也有关。当端板厚度较大、螺栓排列较密时，端板连接的抗弯能力接近为刚接，大多数情况属于半刚性连接。

梁与柱的铰接可仅将梁腹板用双角钢（或连接板）与柱相连。图 9－29 所示为梁腹板与柱采用双角钢连接的滞回曲线，P 为悬臂梁端循环荷载，Δ 为对应的位移。短角钢与梁腹板角焊缝连接，与柱子为高强螺栓连接。柔性连接的抗弯能力很小，其滞回曲线呈对称状。

试验研究和有限元分析表明，腹板双角钢栓接在循环荷载作用下有很好的变形能力。螺栓级别相同时，采用较小直径的螺栓能明显地改善连接的延性，而刚度和强度降低不大。螺栓直径相同时，采用较低级别的高强螺栓能提高连接的延性，但强度、刚度有所降低。螺栓中心线到角钢肢背的距离 g（见图 9－29）越小，连接的刚度、抗弯能力增大，延性下降。螺栓的排列对连接滞回性能也有较大的影响，螺栓间距、端距大的连接延性提高。增大角钢厚度、连接的刚度，强度较显著增加，但延性劣化。角钢长度的变化对连接滞回性能有明显影响，角钢长度减小，连接抗弯刚度降低，也减小了对螺栓伸长变形的要求，连接强度降低，变形能力提高。

梁腹板角钢栓接在循环荷载作用下的破坏形式为角钢塑性撕裂破坏。

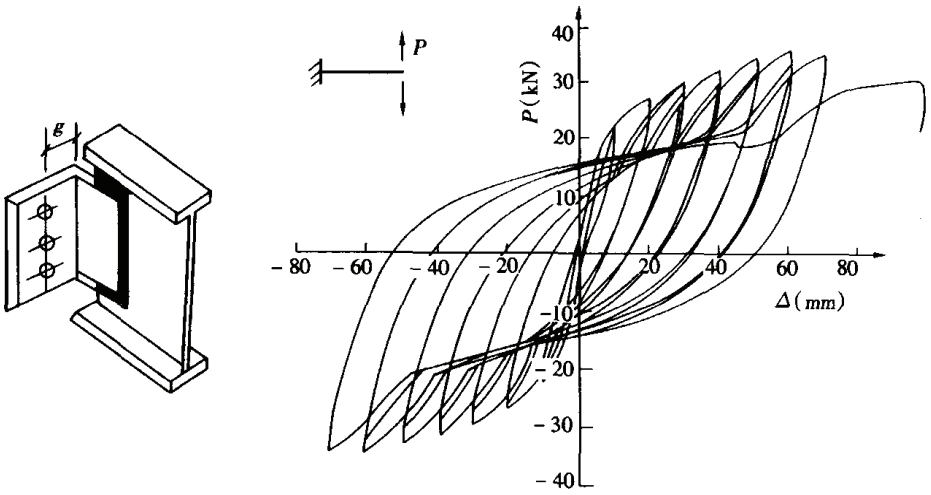


图 9－29　梁柱双角柔性连接滞回曲线

在近年来的数次强烈地震作用下，有相当一部分按传统观念、构造、计算方法设计建造的多高层钢框架梁柱连接发生了较严重的破坏。如 1994 年 Northridge 6.8 级地震后，震中附近 150 多座钢结构多、高层框架的部分梁柱刚性连接（梁翼缘与柱坡口焊接，腹板与柱高强螺栓连接）在梁下翼缘与柱坡口焊缝处发生了脆性断裂［如图 9－30 所示］。经分析，产生断裂的主要原因是：①焊缝金属的冲击韧性较低；②焊接缺陷；③未移除的焊缝衬板与柱翼缘接触面在构造上与裂缝相似，在地震作用下产生较大的应力集中；④梁翼缘及腹板切口端部的应力集中。针对 Northridge 震害，美国钢结构协会对梁柱刚性连接提出了三种改进构造，如图 9－31 所示。图 9－31（a）为局部削弱梁截面，梁上下翼缘部分切除，在截面削弱处形成塑性铰，使梁的实际截面塑性弯矩低于连接的极限

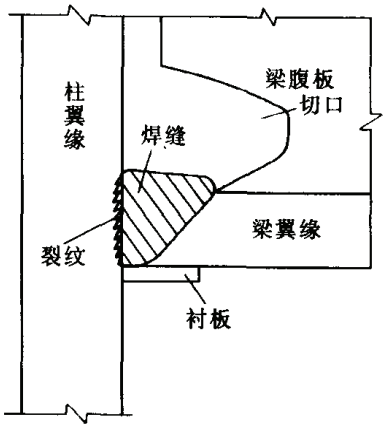


图 9－30　典型破坏示意图

承载力。图 9－31（b）、（c）均为连接部位加强，限制梁塑性铰不在节点区形成。

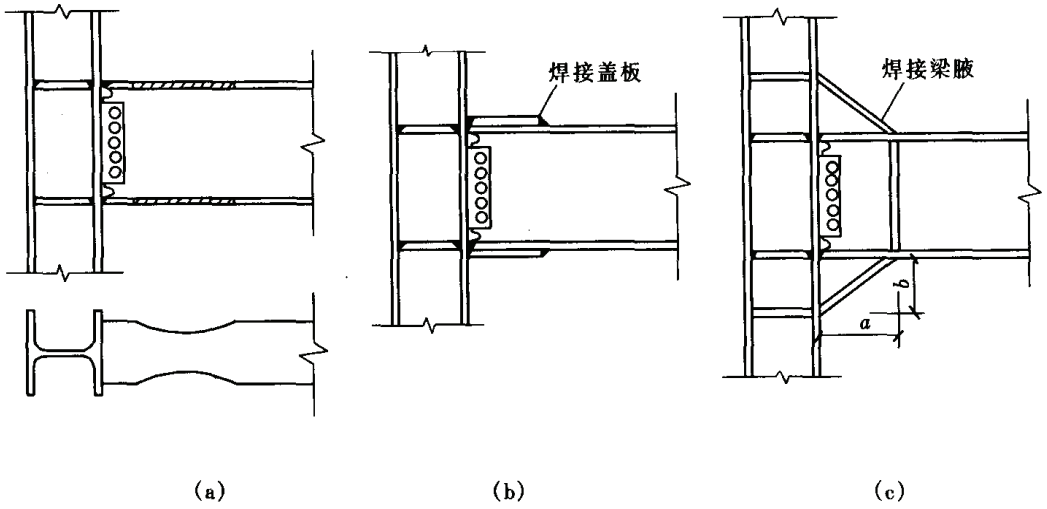


图 9－31　改进节点型式

（a）削减梁截面节点（骨式节点）；（b）焊接盖板节点；（c）焊接梁腋节点

骨式节点根据削弱形状的不同，分为直线型、锥型和圆弧形三种，如图 9－32 所示。其中直线型节点制作比较便利，锥形节点和弯矩图的形状相匹配，在性能上二者都较普通节点有很大改善，但由于截面的突然变化造成应力集中，易引起脆性破坏。圆弧形节点可减小应力集中的程度，构造也较简单。

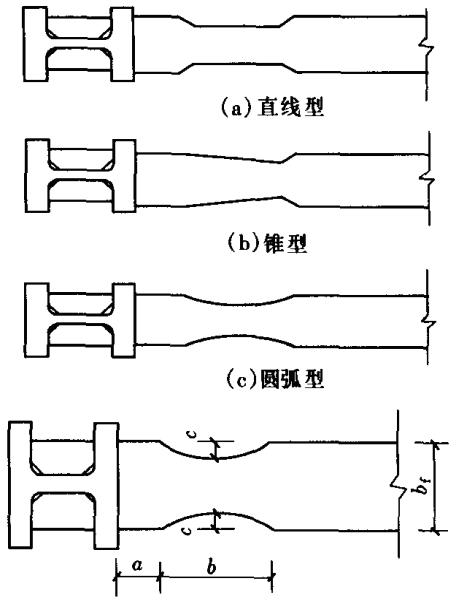


图 9－32　骨式节点型式及圆弧形骨式节点削弱部位几何参数

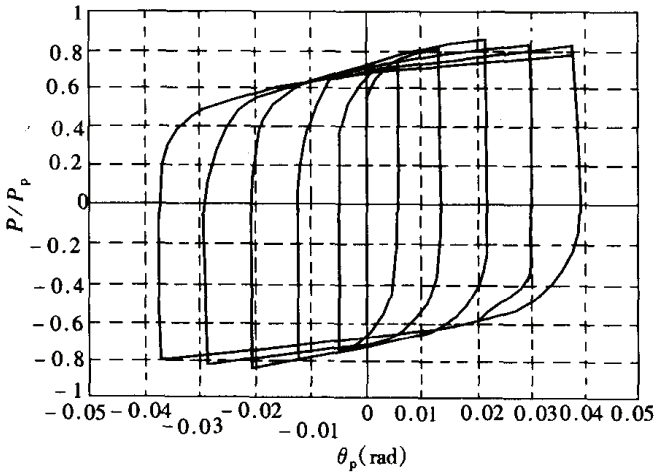


图 9－33　圆弧形骨式节点滞回曲线

有限元分析得到的圆弧形骨式节点的滞回曲线如图 9－33 所示。θ_P 为连接的塑性转角，P 为悬臂梁端作用的荷载，P_P 为未削弱的梁截面达到全塑性弯矩时对应的 P 值。骨式节点较大地提高了连接的延性，且刚度和强度降低不大，一般情况下刚度降低约 8%，承载力降低 15%。圆弧形骨式节点的三个切割参数 a、b、c（见图 9－32）对连接的滞回

性能有较大影响。减小参数 a 能在很大程度上减轻梁翼焊缝的应力水平，延缓对接焊缝的破坏。但 a 过小，切割会造成节点热影响区材质劣化，同时也使削弱部位过早地进入塑性而降低连接的强度和刚度。a = （0.5 ~ 0.85）b_f 为宜，b_f 为梁翼缘宽度。随着削弱部位长度 b 的加大，梁端塑性区加长，梁的转动能力增加。但 b 值大到一定程度后，梁塑性转动能力提高开始不明显。且由于塑性铰的外移，增大翼缘对接焊缝受力，b = （0.65 ~ 0.85）d_b 为宜，d_b 为梁高。其他参数不变时，削弱部位深度 c 越大，节点延性越好，但刚度、强度降低较大，c = （0.15 ~ 0.25）b_f 为宜。

焊接盖板节点是在不降低梁承载力的前提下，使梁端塑性铰避开节点区。梁下翼缘盖板通常为矩形，且比梁翼缘稍宽。上翼缘盖板为矩形或楔形。盖板与柱翼缘和梁翼缘分别采用对接焊缝和三面角焊缝相连。有限元分析表明，盖板的长度在 0.85 倍的梁高范围内较合适，盖板厚度宜取 0.5 ~ 0.8 倍的梁翼缘厚度。

同焊接盖板节点相似，焊接梁腋节点也是通过在梁端局部加大梁截面的方式来提高连接的抗弯承载力和变形能力。加腋节点的形式通常为三角形加腋，构造如图 9 - 31 所示。加腋翼缘通过坡口焊缝与梁柱的翼缘焊接，加腋腹板采用角焊缝与梁、柱的翼缘相连，与加腋翼缘对应位置柱腹板也设置加劲肋。由于楼板的限制，有时仅能在梁下翼缘加腋，仅在梁下翼缘加腋若无楼板的约束作用，节点的延性仍达不到要求。而梁上下翼缘同时加腋，能保证在加腋区外形成塑性铰。加腋节点由于加腋翼缘的支撑作用，改变了节点区力的传递机理，形成了双节点域，连接的强度、刚度、延性大大增加。循环荷载作用下加腋节点极限承载力的增加幅度为 20% ~ 30%，塑性转角为常规刚性连接的 2 倍。有限元分析表明，加腋长度 a 在 0.65 倍的梁高范围内较适宜，加腋高度 b 的最小值可取为 0.25 倍梁高。

7. 框架

7.1 有侧移框架（纯框架）

以纯框架作为抗侧力体系时，在强烈地震下会出现若干塑性铰，这和塑性设计的框架有类似之处，但地震的反复作用又使它和塑性设计的框架具有不同的特点。

地震作用下框架的 P—Δ 效应较大，图 9 - 34 显示了同一框架在无 P—Δ 效应和有此效应时水平荷载—位移的滞回曲线。前者滞回环是稳定的，后者在极值点后曲线有负斜

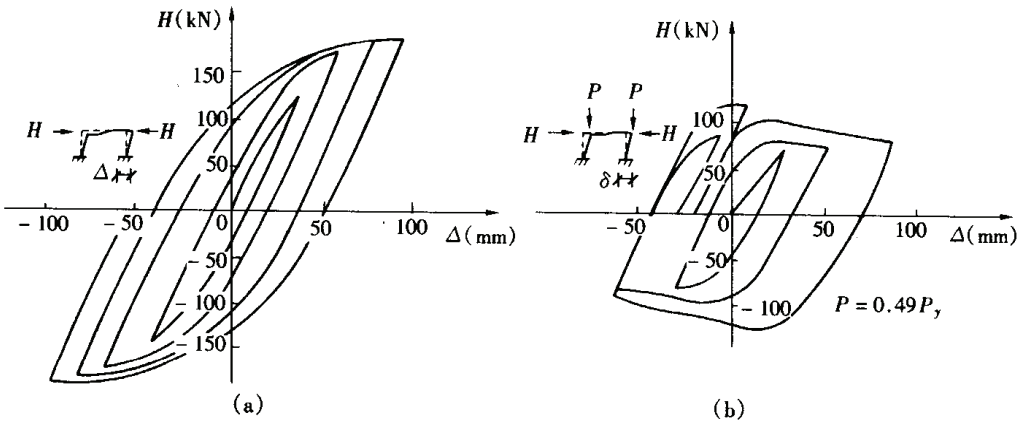


图 9 - 34　框架滞回曲线与 P—Δ 效应

率。滞回曲线的负斜率是框架性能退化的一个表征，它使框架越来越倒向一侧，甚至造成倒塌。框架在循环荷载作用下的滞回性能和压弯构件有很大的相近之处，考察压弯构件在循环荷载作用下的破坏机理对了解框架性能有直接帮助。框架柱的轴压比、板件宽厚比、侧向支承布置都是抗震设计应注意的问题。

7.2 偏心支撑框架

高烈度震区的高层钢结构设计应满足两个标准：①在正常使用状态和常遇地震作用下，结构应具有较强的刚度；②罕遇地震时，结构需要延性好，耗能能力强。纯框架结构具有很好的延性和耗能能力，但用于高层建筑往往侧向刚度不够。如果要使纯框架结构获得足够的水平刚度，则梁柱的截面尺寸会过大，造成强度上的浪费。设置轴线交汇的中心支撑和框架共同抵抗侧力，可大大增加结构的水平刚度。如果支撑设计得在强烈地震作用下不发生屈曲，则造成结构地震力过大，不够经济合理。如允许支撑屈曲，受压杆的重复压屈会使整个结构的水平刚度、承载力劣化。同时，支撑两侧柱子的压缩和拉伸变形会引发支撑产生更大的内力。往复水平地震作用下，支撑杆从受压屈曲状态变为拉伸状态，这将对结构产生冲击性作用力，使支撑及其节点、相邻的构件产生较大的附加应力。采用图9－35所示的偏心支撑框架结构能够满足上述两个抗震设计标准。利用耗能梁段发展塑性，耗散地震能量，协调两方向撑杆的变形关系（如图9－36所示），则支撑杆可以按不屈曲设计，设计合理的偏心支撑结构能使耗能梁段在正常使用阶段或小震情况下保持在弹性范围，使结构在弹性阶段呈现较好的刚度。在强震作用下，通过耗能梁段的非弹性变形耗能，有效地限制了支撑杆中的轴向力，使支撑不屈曲，从而综合了框架和中心支撑框架体系的优点。

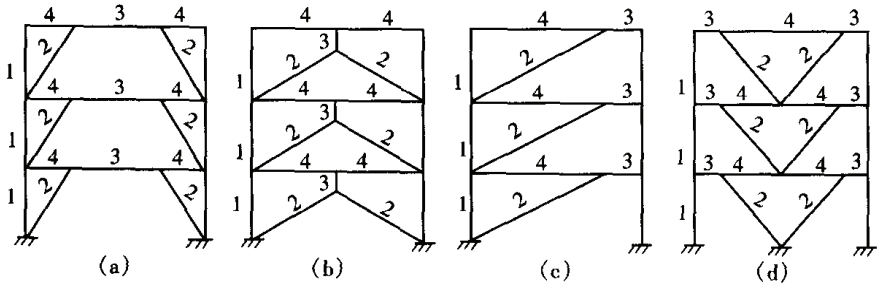


图9－35　偏心支撑框架形式

1—柱，2—支撑，3—耗能梁段，4—框架梁

偏心支撑框架的刚度与耗能梁段的长度 e 有关，图9－37给出了偏心支撑框架结构侧向刚度随 e 的变化关系。$e=L$ 时，结构的刚度最小，相当于纯框架。$e/L<0.5$ 时，随着 e 的减小，体系的刚度迅速增加。$e=0$ 时，刚度最大，相当于中心支撑体系。为获得尽可能大的刚度，耗能梁段需要非常短，但也不能过短，否则会导致耗能梁段的过早破坏。耗能梁段的变化也影响结构的特征周期。图9－38所示为一个五层的偏心支撑框架的特征周期随着耗能梁段长度变化的情况。应用偏心支撑的这个特征，通过改变耗能梁段的长

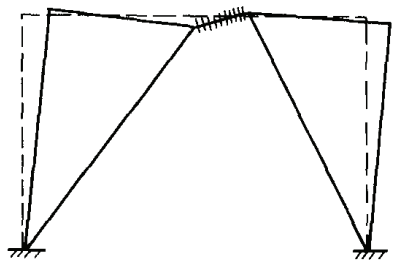


图9－36　偏心支撑框架体系的塑性变形

度改变结构的特征周期，从而避开某一地区的卓越周期。耗能梁段的长度还影响结构的强度，图 9－39 为一个三层的偏心支撑框架无量纲化的极限强度 P_u 与 e/L 的关系。随着 e/L 的减小，强度急剧增加，直至达到耗能梁段的塑性剪切承载力，即图中的水平段。显然耗能梁段越短，结构承载力越高。

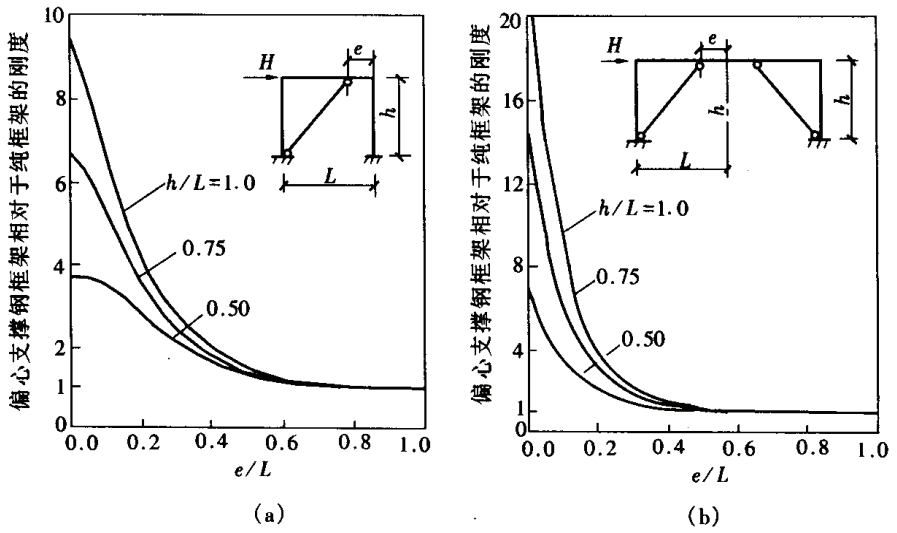


图 9－37　耗能梁段长度变化对偏心支撑结构的侧向刚度的影响

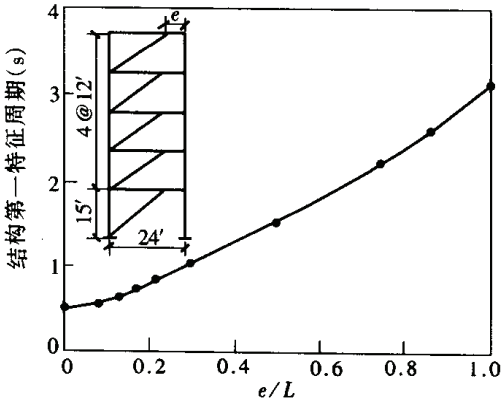


图 9－38　耗能梁段长度对偏心支撑结构特征周期的影响

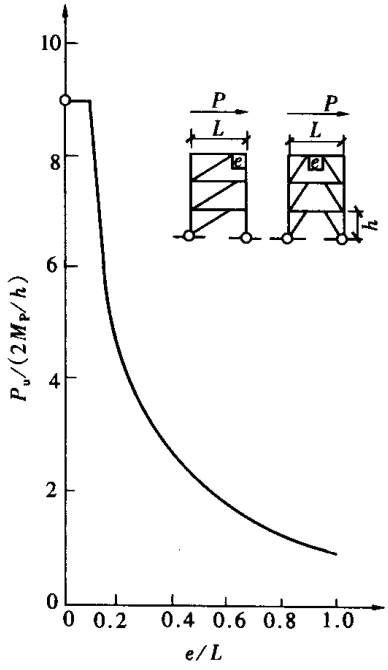


图 9－39　耗能梁段长度改变对偏心支撑结构强度的影响

图 9－40 定性地给出了两种偏心支撑结构在水平荷载作用下框架梁的内力分布。由图中可见，耗能梁段承受很高的剪力和弯矩，但轴力不大。如果耗能梁段较短，随着结构水平荷载的增加，梁段主要因剪切屈服形成塑性铰。如耗能梁段较长，则梁段主要由端部弯曲屈服形成塑性铰。试验及有限元分析表明，剪切屈服型耗能梁段能够为偏心支撑结构体系提供较好的耗能性能。将图 9－40（b）的耗能梁段从整体结构中分离出来，如图 9－41

所示。图中 $M_a = M_b = M$，假定材料为理想弹塑性，也不考虑 $M—V$ 的相关作用，由平衡条件可得 $Ve = 2M$，则 $e = 2M_p/V_p$ 是剪切屈服型与弯曲屈服型耗能梁段的分界。M_p 是耗能梁段的全截面塑性弯矩，V_p 是耗能梁段全截面屈服剪力。试验证明，耗能梁段的应变强化是不能忽略的，实际工程中，剪切耗能梁段的长度可取 $e \leqslant 1.6M_p/V_p$。

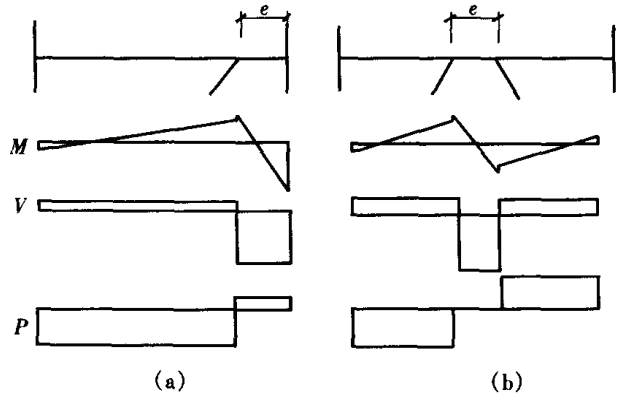


图 9-40　典型耗能梁段水平荷载作用下的内力

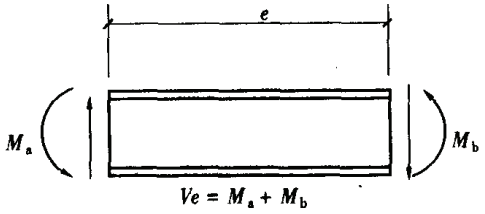


图 9-41　耗能梁段的静力平衡

分析偏心支撑结构体系耗能破坏机构，可以预估耗能梁段所需的转动能力。按刚塑性假定，图 9-42 显示了纯框架和两种偏心支撑框架的破坏机构。图中 θ 代表整个框架的侧移转角，纯框架梁端塑性铰转动也为 θ，偏心支撑框架耗能梁段的转动能力定义为 γ，由几何关系得：

$$\gamma = \frac{L}{e}\theta \tag{9-6}$$

公式（9-6）只适用于图 9-42（b）、（c）两种形式的偏心支撑，不能用于其他形式的偏心支撑结构。

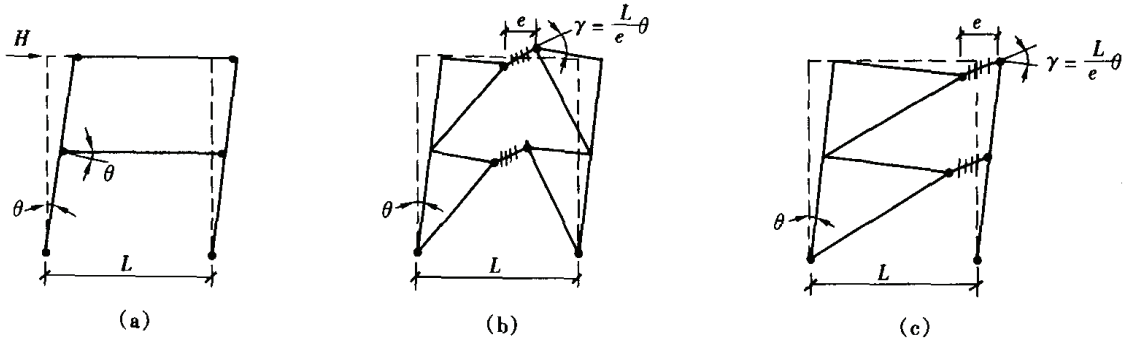


图 9-42　耗能破坏机构

图 9-43 给出了一个三层偏心支撑框架 $H—\Delta$ 滞回曲线，曲线稳定而饱满，是抗震性能优越的证明。

有限元分析表明，支撑与梁采用刚接构造时，支撑杆承受弯矩，支撑截面的大小对结构滞回性能影响很大，支撑的强弱成为结构耗能的关键因素。单斜杆偏心支撑［见图 9-35（c）］与梁采用铰接构造的耗能能力优于支撑与梁采用刚接，铰接支撑杆的截面可设计得小一些，满足《高层民用建筑钢结构设计规程》即可。K 形［如图 9-35（a）所示］、Y 形［如图 9-35（b）所示］偏心支撑与梁刚接构造的耗能能力优于铰接方案，这时支撑

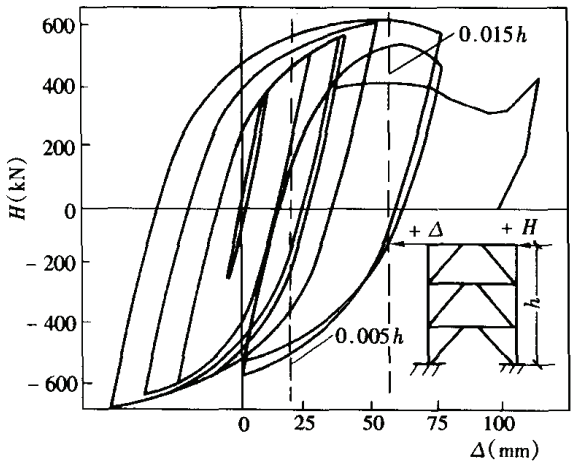


图 9-43 偏心支撑框架的滞回曲线

的刚度要设计得大一些，支撑杆的刚度大约是与之连梁刚度的 0.9～1.1 倍较合理。

耗能梁段长度不宜过大也不宜过小。耗能梁段长度过小容易引起耗能梁段腹板过早地达到极限强度。耗能梁段过长，其他构件容易进入塑性。剪切屈服型耗能梁段偏心支撑钢框架的耗能能力优于弯曲屈服型。对于支撑与梁采用铰接的单斜杆偏心支撑钢框架、支撑与梁采用刚接的 K 形、Y 形偏心支撑钢框架，耗能梁段长度在 1.0～1.3 倍的 M_p/V_p 范围时，耗能能力较好。耗能梁段长度的选取还和框架梁柱截面大小有关。梁柱截面大，耗能梁段长度可适当加长，反之耗能梁段长度要适当减小。

结构跨度的改变对结构耗能有一定的影响。结构跨度太大或太小对结构耗能都不利。单斜杆偏心支撑适用于较小跨度的框架，框架高跨比在 0.6～0.8 范围内较合理。K 形偏心支撑适用于较大跨度的框架，框架高跨比在 0.45～0.75 范围内较合适。Y 形偏心支撑适用于跨度更大一些的框架，高跨比在 0.3～0.7 范围内较合理。

支撑与梁之间夹角大小对框架刚度和耗能能力有一定影响，支撑与梁的夹角大于 40° 时，结构的耗能性能较好，且节点构造也合理。

剪切耗能梁段腹板厚度的改变对结构刚度和耗能能力影响较大。腹板加厚，结构刚度增加。有限元分析表明，剪切耗能梁段腹板厚度在满足《高层民用建筑钢结构设计规程》的基础上，宜选择高厚比尽可能大的腹板，这样对结构耗能有利。

在《高层民用建筑钢结构设计规程》规定的范围内，剪切耗能梁段翼缘厚度的改变、耗能梁段加劲肋间距及加劲肋厚度的改变对结构刚度及耗能能力影响不大。

Y 形偏心支撑钢框架方便结构施工及震后修复，但抗侧移刚度要弱一些。Y 形偏心支撑耗能梁段截面越大，结构抗侧移刚度越大，但耗能梁段截面太大或太小都会降低结构的耗能能力。有限元分析表明，耗能梁段截面与梁的截面接近时，结构的耗能能力较好。

偏心支撑钢框架的柱子和非耗能梁段应在耗能梁段发展塑性及应变硬化过程中基本上处于弹性，即不出现塑性铰。

第十章　设计工作中的结构试验

在设计工作中，采用新结构型式、运用新的结构设计方法或缺乏足够的理论模型与数据而不能按规范处理时，都要进行结构试验。另外，按现有设计公式可能导致十分保守的结果，寻求比较经济的解决方式时也可能涉及到结构试验。

1. 模型和荷载设计

一般地讲，在不计随机因素影响的情形，任何试验结果都只是在特定试验条件和环境下，特定物理现象的反应。将这种试验结果应用于其他的试验条件或环境下，通常要借助于量纲分析与相似理论[10.1~10.5]作缜密的分析。设计工作中涉及到的结构试验问题通常是针对具体工程项目进行的，工程背景十分明确，试验结果要直接应用于该工程项目的设计或施工，量纲分析与相似理论的指导作用尤其显得重要。

对于一般的小变形线弹性的静力问题，弹性体的平衡方程可表达为[10.6]：

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = 0 \quad (i,j = 1,2,3) \tag{10-1}$$

式中　σ_{ij}，f_i——应力分量和体积力密度。

设另一弹性体以如下相似关系与其联系：

$$x'_i = C_l x_i, \sigma'_{ij} = C_\sigma \sigma_{ij}, f'_i = C_f f_i \tag{10-2}$$

其中 C_l、C_σ 和 C_f 分别称为几何、应力和体积力相似系数，代入平衡方程有：

$$\frac{C_\sigma}{C_l C_f}\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = 0 \quad (i,j = 1,2,3) \tag{10-3}$$

比较式（10-1）和式（10-3）得相似指标[10.3,10.4]：

$$\frac{C_\sigma}{C_l C_f} = 1 \tag{10-4}$$

可见，相似系数并非可以任意选取，它们之间存在相互制约的关系。由上式可得两个相似弹性体应力之间的转换关系：

$$\sigma'_{ij} = C_\sigma \sigma_{ij} = C_l C_f \sigma_{ij} \tag{10-5}$$

如果不考虑体积力，则：

$$\frac{C_\sigma}{C_l} = 1, \sigma'_{ij} = C_\sigma \sigma_{ij} = C_l \sigma_{ij} \tag{10-6}$$

显然，如果模型的体积力密度与实际结构的体积力密度相差悬殊（如用非金属材料作试件），则不应当忽略 C_f。对弹性体的几何方程，物理方程和边界条件可进行类似的讨论[10.1~10.3]。按照相似第三定理，只有满足在这些讨论中得出的所有相似指标间的关系[类似式（10-4）]，模型与实际结构才是严格意义上的相似。两个严格相似弹性体要求泊松比完全相等，如果模型与原型不能满足这一要求，则存在一些误差[10.5]。

在具体工程实践中，并不总要从问题的微分或积分方程入手，尤其是在物理量之间的函数关系已经清楚时，通常直接应用相似理论于这种函数关系。众所周知，压弯构件的强度校核公式为：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{10-7}$$

在试验中，如果模型采用与原型不同的材料，且取轴向力、弯矩、净截面积、净截面抵抗矩和强度设计值分别为 N'、M'_x、A'_n、W'_{nx}和f'，则模型满足强度校核的表达式为：

$$\frac{N'}{A'_n} \pm \frac{M'_x}{\gamma_x W'_{nx}} \leqslant f' \tag{10-8}$$

将几何相似系数、力的相似系数和强度设计值相似系数分别记为 C_l 和 C_N 和 C_s，则：

$$N' = C_N N, M'_x = C_l C_N M_x, A'_n = C_l^2 A_n, W'_{nx} = C_l^3 W_{nx}, f' = C_s f$$

把上式代入式（10-8），有：

$$\frac{C_N}{C_l^2 C_s}\left(\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}\right) \leqslant f$$

由上式就得到式（10-7）表达的原型的物理现象在模型上再现的相似指标：

$$\frac{C_N}{C_l^2 C_s} = 1 \tag{10-9}$$

在这种情况下，只有两个相似系数可以任意选取，第三个相似系数由式（10-9）决定。当然，在原型和模型的强度设计值相同的情况下（$C_s = 1$），几何相似系数和力的相似系数只可以任意选取其中之一。

模型制作材料的选择决定了体积力密度相似系数。荷载相似系数的确定主要取决于加载系统的功率。几何相似系数主要考虑试验设备或试验场地的限制。需要指出，在模型设计中，有时取单一的几何相似系数是困难的。例如大跨度的轻型构件，在按单一的几何相似系数设计模型时，其板件厚度可能只有十分（甚至百分）之几毫米，使模型制作非常困难甚至变成不可能。在这种情形，可取两个几何相似系数，其中一个用于描述跨度、宽度等，另一个用于描述厚度，然后按上述方法对其运用相似理论。即便如此，在很多复杂情形，由于受加载装置、试件材料、加工手段、测试技术及试验场地等的限制，完全满足相似准则仍是相当困难的，这时就要进行变态模型设计[10.5]。通常是按照试验的主要目的，首先满足主要物理参数的相似准则，放松甚至略去一些次要物理参数对相似准则的满足。

将试验得到的数值结果用于实际结构，一般要通过相似系数进行物理参数的转换。例如，对于变截面梁的振动：

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right) + A\rho\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \tag{10-10}$$

式中 $E(x)$，$I(x)$，$A(x)$ ——分别为梁的弹性模量，惯性矩和截面积。

分别记几何相似系数、弹性模量相似系数、时间相似系数和质量密度相似系数为 C_l、C_E、C_t 和 C_ρ，则不难得到相似指标：

$$\frac{C_t^2 C_E}{C_l^2 C_\rho} = 1 \tag{10-11}$$

在这种研究中，原梁的自振频率往往是研究者所特别关注的。由于频率与周期成倒数关

系，由模型试验的自振频率 f 换算原型的自振频率 f' 为：

$$f' = C_f f = \frac{f}{C_t} = C_l \sqrt{\frac{C_\rho}{C_E}} f \tag{10-12}$$

其中引用了式（10-11）。在一些简单情形，常见物理参数的转换有现成表格可查[10.3,10.5]。

2. 与设计相关的结构试验

按照试验目的不同，设计中遇到的结构试验可分为不同的类别。欧洲钢结构规范[10.7]将普通钢结构试验（不包括钢混组合结构和构件，也不包括波动荷载情形。）分为性能试验（验收试验）、承载力试验（针对需要的极限荷载）、破坏试验（确定极限抗力）和质量检验试验四类。

2.1 性能试验（验收试验）

这种试验的目的是检验结构或构件的性能，系非破坏试验，具有验收性质。性能试验所采用的荷载取：

$$F_{\text{test}} = 1.0 \times \text{试验时的实际自重} + 1.15 \times \text{其余永久荷载} + 1.25 \times \text{可变荷载} \tag{10-13}$$

当然，如上节所述，试验中实际施加的荷载还要乘以荷载相似系数。式（10-13）的超载程度大约相当于承载能力极限状态下超载额的一半[10.7]。荷载应分级施加，并在每级加载后测读主要变形。若某级变形呈明显的非线性增大，应及时减小荷载级差。达到式（10-13）的荷载值至少保持一个小时方可卸载，以考察是否发生徐变。卸载亦分级进行，并记录每级变形。性能试验有可能导致永久性的局部损伤，这种损伤并不一定表示结构的破坏，但是试验之前对此要有预见和认同。

鉴于在式（10-13）规定的荷载下，大多数正确设计的结构或构件处于线弹性工作状态，因此要求结构或构件在性能试验中应该大体上表现出线性力学性能，且在卸载后，残余变形不应超过最大变形的 20%。否则，性能试验允许重作一次。在第二次试验中，除了结构或构件应该大体上表现出线性力学性能外，新产生的残余变形不应超过第二次试验所记录到的最大变形的 10%。

2.2 承载力试验

这种试验是针对极限荷载进行的，目的是验证结构或构件的强度设计值。承载力试验之前，应当先完成并通过性能试验。承载力试验的荷载，应按承载能力极限状态的要求施加。欧洲规范的荷载分项系数为：恒载 1.35，活载 1.5；我国规范则分别取 1.2 和 1.4。鉴于承载力与材料的屈服点密切相关，而材料实际屈服点往往不同于标准值，承载力试验所采用的荷载应调整为：

$$F_{\text{test}.s} = \gamma_{M1} F_{\text{Sd.ult}} f_{\text{ym}} / f_y \tag{10-14}$$

式中 $F_{\text{Sd.ult}}$——按承载力极限状态确定的荷载设计值；

γ_{M1}——抗力分项系数，对于结构或构件常可取 1.1，对于连接取 1.25；

f_{ym}——由材性试验得出的平均屈服点，确定此值时应考虑结构各构件（或板件）的重要性；

在这种荷载作用下，结构或构件应无破裂、失稳或部件的破损，且在卸载后，位移至少减小20%。

2.3 破坏试验

破坏试验在完成并通过承载力试验后进行，目的是测定结构或构件的实际极限抗力，从而确定抗力设计值。只有破坏试验才能揭示结构或构件的实际破坏模式和抗力。首先以逐级加载的方式将荷载加到 $F_{test.s}$，然后根据荷载—变形的实际情况决定继续加载的荷载增量。当试件不能再承受继续增大的荷载时，即达到极限抗力荷载 $F_{test.R}$。此时一般存在较大的永久变形。有时由变形过大而认定达到极限荷载。为了确定抗力设计值，试件的数量一般要求不少于3个。

如果所有试验结果与平均值的偏离都不超过10%，则依据破坏方式，遵循对脆性破坏的可靠指标要求较高的原则，按下述相应公式来确定设计抗力 F_{Rd}：

(1) 结构或构件呈延性破坏，则：

$$F_{Rd} = 0.9F_{test.R.min}(f_y/f_{ym})/\gamma_{M1} \tag{10-15}$$

式中 $F_{test.R.min}$——试验结果的最小值。

(2) 结构或构件呈突然脆性断裂破坏，则：

$$F_{Rd} = 0.9F_{test.R.min}(f_y/f_{um})/\gamma_{M1} \tag{10-16}$$

式中 f_{um}——材性试验得出的平均拉伸强度。

(3) 结构或构件呈突然失稳，则：

$$F_{Rd} = 0.75F_{test.R.min}(f_y/f_{ym})\gamma_{M1} \tag{10-17}$$

(4) 在构件呈延性失稳破坏时，则：

$$F_{Rd} = 0.9F_{test.R.min}[\varphi f_y/(\varphi_m f_{ym})]/\gamma_{M1} \tag{10-18}$$

式中 φ 和 f_y——相对应的屈曲系数；

φ_m——对应于 f_{ym} 的屈曲系数。

如果个别试验结果与平均值的偏离超过10%，则试件的数量要不少于6个，而且要用统计方法来确定抗力设计值。

2.4 质量检验试验

这是对已经通过性能试验或承载力试验并进入批量生产的构件进行质量控制的试验，和设计没有直接联系。试验以随机抽查的方式进行，抽检构件数量每批不少于2个。最大位移不应超过性能试验相应值的120%，且残余变形不应超过相应值的105%。

美国冷弯型钢构件设计规范1989年增订版则将试验分为如下三类[10.7]。

(1) 确定结构性能的试验。

通过这种试验来确定无法按规范条文计算承载力的新型构件或连接的性能。试验所得强度 R 要满足下列条件：

1) 构件承载力控制时，$R \geqslant 1.5D + 2L$ (10-19)

2) 构件变形控制时，$R \geqslant D + 1.5L$ (10-20)

3) 构件连接破坏时，$R \geqslant 2.5(D + L)$ (10-21)

式中 D，L——分别为永久荷载和可变荷载的效应。

试件要求不少于3个，如果所有试件的试验值与平均值的偏差均不超过平均值的

10%，则 R 取试验的平均值；否则，要求至少再做 3.个同类型的试验，并取全部试验中最低的 3 个值的平均值作为 R。

（2）检验结构性能的试验。

通过这种试验来检验按规范条文设计的结构、构件或连接的性能。试验所得的安全度不应低于规范所用的安全系数。该规范对焊接连接取安全系数为 2.50，螺栓连接取 2.00～2.52，其余一般取安全系数为 1.67。

（3）冷弯型钢及其材料性能试验。

通过这种试验来测定材料受拉、受压和受弯时的屈服点。

3. 抗力设计值的统计评估

基于试验模型的设计，其可靠性和合理性很大程度上取决于依据试验结果对结构抗力作出的评估的准确性。国际标准化组织在《结构可靠性总原则》（ISO2394：1998）中[10.8]提供了对试验结果作统计评估，进而确定材料和结构元件抗力设计值的两类方法。其一称为直接评估法，另一种是基于分析模型的评估法。在事先已有分析模型时用后一方法，否则用前一方法。

3.1 直接评估法

包括经典法、贝叶斯法和概率统计法。这里仅介绍经典法和贝叶斯法。

在经典法中，直接取设计抗力公式为：

$$R_{\mathrm{d}} = \frac{R_{\mathrm{k,est}}\eta}{\gamma_{\mathrm{m}}\gamma_{Rd}} \tag{10-22}$$

式中 γ_{m}——材料的分项系数，采用时要考虑失效模式；

η——换算系数的平均值，换算系数是考虑试验条件与实际条件不同而引入的修正系数（故亦称修正系数），由 η 反映的因素有：尺寸效应、时间效应、边界条件、温度条件和工艺条件；

γ_{Rd}——试验模型的不定性系数，它是换算系数的随机性参数，一般不小于 1.0；

$R_{\mathrm{k.est}}$——由试验结果通过统计方法确定的抗力下限的估算值，计算时一般要求置信度不小于 0.75，在缺乏资料的情形，可取为正态分布的 0.05 分位数。

在缺乏其他资料时，抗力下限的估算值可按下式计算：

$$R_{\mathrm{k.est}} = m_R - k_s s_R \tag{10-23}$$

式中 m_R，s_R，k_{s}——分别为试验样本均值、试验样本标准差以及取决于样本大小和置信度的系数。

表 10－1 给出了置信度为 0.75 时，分位值为 0.10、0.05 和 0.01 时的 k_s 值，这是按非中心 t 分布给出的。

表 10－1　　标准差未知时的 k_s 值（置信度为 0.75）

分位值	试验次数								
	3	4	6	8	10	20	30	100	∞
0.10	2.50	2.13	1.86	1.74	1.67	1.53	1.47	1.38	1.28
0.05	3.15	2.68	2.34	2.19	2.10	1.93	1.87	1.76	1.64
0.01	4.40	3.73	3.24	3.04	2.93	2.70	2.61	2.46	2.33

在某些情况下，抗力分布的标准差 σ_R 可以认为是已知的，此时：

$$R_{k,est} = m_R - k_\sigma \sigma_R \tag{10-24}$$

系数 k_σ 可从表 10-2 查用。

表 10-2　　标准差已知时的 k_σ 值（置信度为 0.75）

分位值	试验次数								
	3	4	6	8	10	20	30	100	∞
0.10	1.67	1.62	1.56	1.52	1.50	1.43	1.40	1.35	1.28
0.05	2.03	1.98	1.92	1.88	1.86	1.79	1.77	1.71	1.64
0.01	2.72	2.66	2.60	2.56	2.54	2.48	2.45	2.39	2.33

上列方法是建立在相对保守的样本分布为正态分布的基础上的，考虑其他分布（如 Weibull 分布或对数正态分布），可能导致更经济的结果，但是样本容量要足够大时才是可行的。另一方面，在上述方法中，仅在由式（10-23）和（10-24）确定 $R_{k.est}$ 时考虑了统计的随机性，设计值在某些情形可能是过于乐观的。

在试验状况与标准设计状况差异过大，选择具有足够置信度的分项系数困难时，宜采用如下的贝叶斯法提供的公式来估算设计值：

$$R_d = \eta_d (m_R - t_{\nu d} s_R \sqrt{1 + 1/n}) \tag{10-25}$$

式中　η_d——换算系数的设计值；

n——试验数目；

$t_{\nu d}$——t 分布系数，见表 10-3。表中 $v = n - 1$，$\beta_R = \alpha_d \beta_t$，$\beta_t$ 是目标可靠指标，α_d 是一阶可靠性方法的灵敏度系数[10.9]，在 R 的不定性为控制因素时，取 $\alpha_d = 0.8$，否则取 $\alpha_d = 0.3$（参见第二章 4.1.1 节）。

将式（10-25）的结果表达为分项系数法时，有两种途径：

（1）取 $\beta_R = 1.64$，由式（10-25）算得特征值 R_k，然后由 $\gamma_m = R_k / R_d$ 得到分项系数。

（2）按通常方法取定分项系数 γ_m，再由 $R_k = \gamma_m R_d$ 得到特征值 R_k。此时 R_k 可能具有不同于 0.95 的超越概率。

表 10-3　　$t_{\nu d}$ 值

β_R	$\phi(-\beta_R)$	v								
		1	2	3	5	7	10	20	30	∞
1.28	0.10	3.08	1.89	1.64	1.48	1.42	1.37	1.33	1.31	1.28
1.64	0.05	6.31	2.92	2.35	2.02	1.89	1.81	1.72	1.70	1.64
2.33	0.01	31.8	6.97	4.54	3.37	3.00	2.76	2.53	2.46	2.33
2.58	0.005	63.7	9.93	5.84	4.03	3.50	3.17	2.84	2.75	2.58
3.08	0.001	318	22.33	10.21	5.89	4.78	4.14	3.55	3.38	3.09

【例 10-1】　试件数（样本容量）$n = 3$，试验样本平均值 m_R 和试验样本标准差 s_R 分别为 100kN 和 15kN，试确定分位值为 0.05 时，此试验结果的下限估算值。

解：在 $n = 3$ 时，由表 10-1 得 $k_s = 3.15$，代入式（10-23）：

$$R_k = m_R - k_s s_R = 100 - 3.15 \times 15 = 52.75\text{kN}$$

另外，$v = n - 1 = 2$，由表 10－3 得 $t_{v\mathrm{d}} = 2.92$，代入式（10－26）右端的括号内得：

$$R_k = m_R - t_{v\mathrm{d}} s_R \sqrt{1 + 1/n} = 100 - 2.92 \times 15 \sqrt{1 + 1/3} = 49.42\text{kN}$$

两种方法所得结果相近。

式（10－25）是基于 R 为标准差和均值都未知的正态分布。贝叶斯法对于标准差颇为敏感，为安全和经济起见，在处理试验样本标准差 s_R 时，可将其过大和过小的值合理地删去，或者恰当地选择一个已知标准差的先验分布（例如，用最大似然法[10.9]）。对于这种标准差已知的先验分布[10.10]，在式（10－25）中应以其代替试验样本标准差 s_R，并在表 10－3 中取 $v = \infty$ 计算。其他类型的先验分布可采用概率统计法处理。

3.2 基于分析模型的评估法

如果结构性能关于随机向量 X 的分析模型 $g(X, W)$ 已知，可以引入由试验确定的系数 θ，构成结构性能分析模型：

$$Y = \theta g(X, W) \tag{10-26}$$

其中 W 是由一组可测定值（非随机）变量组成的向量。θ 涉及模型不定性，在无确切的资料时，可认为 θ 服从对数正态分布，即 $\theta' = \ln\theta$ 服从正态分布。于是，相应于试验样本：

$$\theta_i = Y_i / g(X, W_i) \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \tag{10-27}$$

我们得到样本 θ'_i：

$$\theta'_i = \ln[Y_i / g(X, W_i)] \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \tag{10-28}$$

其抽样服从 t 分布[10.8]。由此得到随机变量 θ 的设计值：

$$\begin{aligned} \theta_{\mathrm{d}} &= \exp\theta'_{\mathrm{d}} = \exp(m_{\theta'} \pm t_{v\mathrm{d}} s_{\theta'} \sqrt{1 + 1/n}) \\ &= \exp m_{\theta'} \exp(\pm t_{v\mathrm{d}} s_{\theta'} \sqrt{1 + 1/n}) \end{aligned} \tag{10-29}$$

上式中的 $t_{v\mathrm{d}}$ 按表 10－3 取值。

参 考 文 献

[10.1] [苏] Л.И. 谢多夫. 力学中的相似方法与量纲理论. 沈青，倪锄非，李维新译. 北京：科学出版社，1982

[10.2] 陈健华. 实验应力分析. 北京：中国铁道出版社，1984

[10.3] 张如一，陆耀桢. 实验应力分析. 北京：机械工业出版社，1984

[10.4] 庄德思. 实验应力分析的若干问题及方法. 北京：科学出版社，1979

[10.5] 成学明. 船体结构试验技术与数据处理. 上海：上海交通大学出版社，1990

[10.6] 钱伟长. 变分法及有限元. 北京：科学出版社，1980

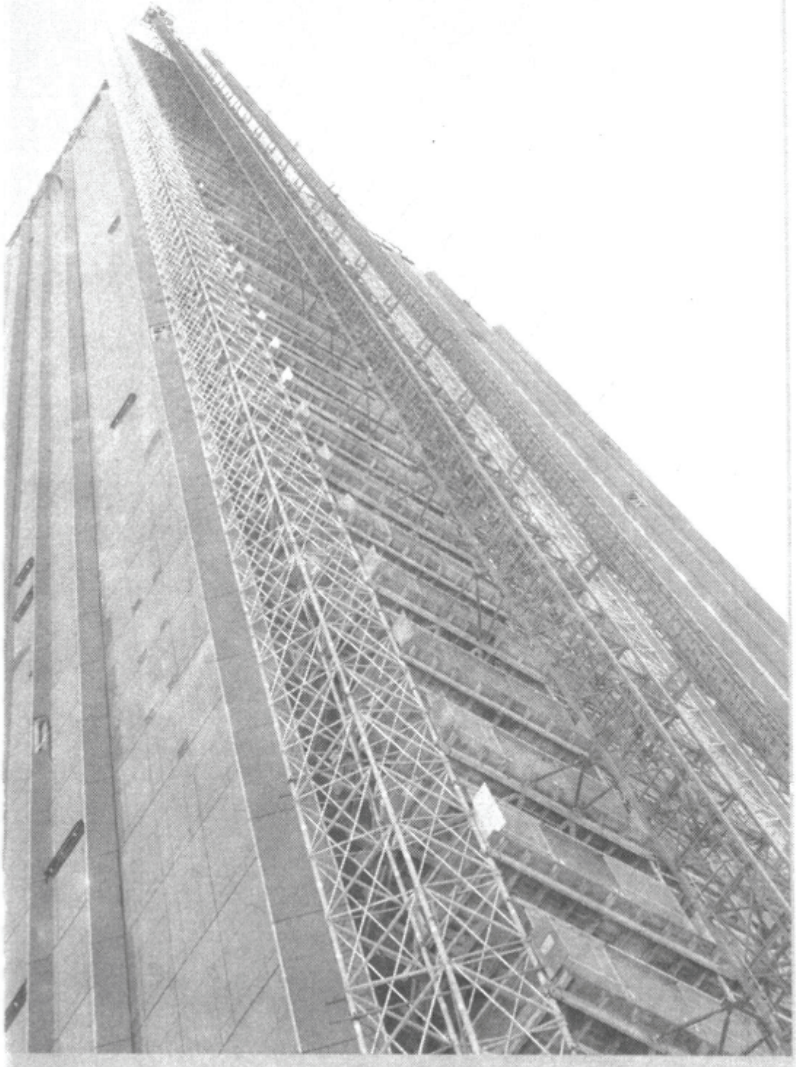
[10.7] 陈绍蕃. 钢结构设计原理. 第二版. 北京：科学出版社，1998

[10.8] 邵卓民. 结构概率极限状态设计法的进展. 建筑结构，1998（10）

[10.9] 复旦大学. 概率论. 北京：人民教育出版社，1980

[10.10] G.N.Smith. Probability and Statistics in Civil Engineering. Collings，1986

资料篇



Z1 钢结构材料

Z1.1 钢材的行业标准和企业标准

Z1.1.1 高层建筑结构用钢板（YB4104—2000）

钢的牌号及化学成分

牌号	质量等级	厚度（mm）	化学成分（%）								
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Al
Q235GJ	C	6～100	≤0.20	≤0.35	0.60～1.20	≤0.025	≤0.015	—	—	—	≥0.015
	D E		≤0.18								
Q345GJ	C	6～100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.02～0.15	0.015～0.060	0.01～0.10	≥0.015
	D E		≤0.18								
Q235GJZ	C	>16～100	≤0.20	≤0.35	0.60～1.20	≤0.020	见表1-8	—	—	—	≥0.015
	D E		≤0.18								
Q345GJZ	C	>16～100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.020	见表1-8	0.02～0.15	0.015～0.060	0.01～0.10	≥0.015
	D E		≤0.18								

钢板力学性能和工艺性能

牌号	质量等级	屈服点 σ_s（MPa）钢板厚度（mm）				抗拉强度 σ_b（MPa）	伸长率 δ_5（%）不小于	冲击功 A_{kv} 纵向		180°弯曲试验钢板厚度（mm）		屈强比 σ_s/σ_b 不大于
		6～16	>16～35	>35～50	>50～100			温度（℃）	不小于（J）	≤16	>16～100	
Q235GJ	C	≥235	235～345	225～335	215～325	400～510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJ	C	≥345	345～455	335～445	325～435	490～610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q235GJZ	C	—	235～345	225～335	215～325	400～510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJZ	C	—	345～455	335～445	325～435	490～610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				

注 Z为厚度方向性能级别Z15、Z25、Z35的缩写，具体在牌号中注明。

Z1.1.2 铁路桥梁用钢（按行业标准 TB10002.2—99《铁路桥梁钢结构设计规范》）

14MnNbq 钢化学成分 （%）

钢　种	C	Si	Mn	P	S	Nb
14MnNbq	0.11～0.17	0.20～0.60	1.20～1.60	≤0.025	≤0.015	0.010～0.035

注　可加入稀土等微量元素。

14MnNbq 钢力学性能

钢　种	交货状态	板　厚 (mm)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	δ_5 (%)	冷　弯 180°	纵向 -40℃ A_{kv} (J)	纵向应变时效 A'_{kv} (J)
14MnNbq	正火	6～16	≥370	530～685	≥20	$d=2a$	≥40	≥40
		17～25	≥355	510～665	≥19	$d=3a$		
		26～36	≥350	500～645				
		37～60	≥340	490～625				

注　1. 夏比（V 形缺口）冲击功，按 3 个试样的算术平均值计算，允许其中一个试样比表中的规定值低，但不得低于规定值的 85%。

2. 夏比（V 形缺口）低温冲击试验结果不符合表中规定时，应从同一张钢板上再取 3 个试样进行试验，前后 2 组 6 个试样的平均值不得低于规定值，允许有 2 个试样小于规定值，但其中小于规定值 85% 的试样只允许有 1 个。

各级 15MnVNq 钢化学成分 （%）

钢材等级	适用杆件	原钢材标准代号	C	Si	Mn	P	S	V	N
15MnVNq—C	受拉、受弯及疲劳的焊接构件	鞍铁协 87—11—13	≤0.16	0.2～0.6	1.3～1.7	≤0.02	≤0.015	0.10～0.16	0.01～0.015
15MnVNq—B	受压的焊接构件	YB（T）10—81	≤0.18	0.2～0.6	1.3～1.7	≤0.035	≤0.035	0.10～0.20	0.01～0.02
15MnVNq—A	除上述两类构件外的其他构件	YB168—70	0.12～0.20	0.2～0.6	1.2～1.7	≤0.04	≤0.045	0.16～0.25	0.014～0.022

各级 15MnVNq 钢力学性能

钢种等级	适用杆件	原钢材标准代号	交货状态	板厚 (mm)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	δ_5 (%)	横向 -40℃ A_{ku} (J/cm²)	横向应变时效 A'_{ku} (J/cm²)	180° 冷弯 $d=3a$
15MnVNq—C	受拉、受弯及疲劳的焊接构件	鞍铁协 87—11—13	正火	≤25	430	580	≥19	70	70	完好
				26～60	420	560				
15MnVNq—B	受压的焊接构件	YB（T）10—81	正火	≤25	430	580	≥19	40	40	完好
				26～60	420	560				
15MnVNq—A	除上述两类构件外的其他构件	YB168—70	正火	10～25	450	600	≥18	30	30	完好
				26～38	420	560	≥17			
				40～50	400	540	≥17			

注　14MnNbq 及 15MnVNq 均已纳入国家标准，自公布之日起按该标准执行。

桥梁用结构钢国家标准中：牌号
- Q345q　相当于 16Mnq
- Q370q　相当于 14MnNbq
- Q420q　相当于 15MnVNq

Z1.1.3 宝山钢铁公司耐火钢和耐候耐火钢（BQB340—99.B5X）

宝钢耐火钢和耐候耐火钢的交货指标

钢号	特性	化学成分（%）						机械性能				强度级
		C	Si	Mn	S	Cu	Cr	σ_s（MPa）	σ_b（MPa）	δ_5（%）	冷弯	普钢牌号
B310 FR	耐火	≤ 0.08	≤ 0.30	≤ 0.40	≤ 0.030	—	0.20/ 0.70	≥ 195	≥ 320	≥ 33	0 a	Q195 SPCC
B390 FR	耐火	≤ 0.10	≤ 0.40	0.20/ 0.50	≤ 0.030	—	0.30/ 0.80	≥ 235	≥ 390	≥ 26	1 a	Q235 SS400
B490 FR	耐火	≤0.12	0.20/ 0.75	0.20/ 0.50	≤ 0.030	—	0.40/ 0.90	≥ 340	≥ 490	≥ 23	2 a	16Mn，Q345 SM490
B530 FR	耐火	≤ 0.14	0.20/ 0.75	0.40/ 1.00	≤ 0.030	—	0.50/ 1.00	≥ 390	≥ 530	≥ 19	3 a	Q390，SM530 15MnV
B310 RNQ	耐候耐火	≤ 0.08	≤ 0.30	≤ 0.40	≤ 0.030	0.10/ 0.35	0.20/ 0.70	≥ 195	≥ 320	≥ 33	0 a	Q195 SPCC
B390 RNQ	耐候耐火	≤ 0.10	≤ 0.40	0.20/ 0.50	≤ 0.030	0.10/ 0.35	0.30/ 0.80	≥ 235	≥ 390	≥ 26	1 a	Q235 SS400
B490 RNQ	耐候耐火	≤ 0.12	0.20/ 0.75	0.20/ 0.50	≤ 0.030	0.20/ 0.50	0.40/ 0.90	≥ 340	≥ 490	≥ 23	2 a	16Mn，Q345 SM490
B530 RNQ	耐候耐火	≤ 0.14	0.20/ 0.75	0.40/ 1.00	≤ 0.030	0.20/ 0.50	0.50 /1.00	≥ 390	≥ 530	≥ 19	3 a	Q390，SM530 15MnV

注 1 成分中可另添加 P、Ni、Mo、Re、Nb、V、Ti 等一种或几种。

注 2 用户有要求时，可满足冲击指标：通常板厚≥12mm，横向样，-40℃，A_{kv}≥27J。

注 3 用户有要求时，可满足抗震指标：通常板厚≥12mm，横向样，屈强比≤0.80。

Z1.1.4 武汉钢铁公司高性能桥梁钢

武钢高性能桥梁系列钢企业标准

钢种	C（%）	Si（%）	Mn（%）	P（%）	S（%）	微合金化元素	C_{eq}（%）	σ_s（MPa）	σ_b（MPa）	δ_5（%）	A_{kv}（J）
WQ400	≤0.18	≤0.35	≤0.70	≤0.025	≤0.020	Ti	—	≥235	≥400	≥22	常温≥30
WQ490D 控轧	≤0.15	≤0.35	≤1.50	≤0.020	≤0.015	Nb	≤0.42	≥340	≥490	≥18	-20℃≥30
WQ490E 控轧	≤0.13	≤0.35	≤1.50	≤0.020	≤0.010	Nb + Ti	≤0.42	≥340	≥490	≥20	-40℃≥30
WQ530D 正火或控轧	≤0.16	≤0.35	≤1.60	≤0.020	≤0.015	Nb	≤0.43	≥370	≥530	≥18	-20℃≥40
WQ530E 正火或控轧	≤0.16	≤0.35	≤1.60	≤0.020	≤0.010	Ni + Nb	≤0.43	≥370	≥530	≥20	-40℃≥40
WQ570D 控轧	≤0.18	≤0.35	≤1.60	≤0.020	≤0.010	Nb + V	≤0.44	≥420	≥570	≥17	-20℃≥30
14MnNbq 正火	≤0.17	≤0.35	≤1.60	≤0.020	≤0.010	Nb	≤0.43	≥370	≥530	≥18	-40℃≥40

Z1.2 国外钢材标准

Z1.2.1 欧洲标准

欧洲标准 Euronorm（简称 EN）是由欧盟国家组成的欧洲标准委员会（CEN）组织制定的。钢材标准有下列几种：

EN10025：1998 热轧非合金结构钢产品

EN10113：1993 热轧细晶粒可焊结构钢产品

EN10210：1994 热成型非合金和细晶粒结构用钢管

EN10219：1997 冷成型焊接非合金和细晶粒结构用钢管

欧盟各国采用这些标准，并冠以各该国家标准的缩写字母即成为国家标准，如：

英国标准　BS EN10025

德国标准　DIN EN10025

法国标准　NF EN10025

上述标准在初次制定后先经过试用。试用期间在代号前加小写字母 pr，意为“预颁”，如：prEN10025。

欧洲标准有如下特点：

（1）EN10025 名为“非合金结构钢”，但它的锰含量上限比我国碳素结构钢高。我国 Q235 钢锰含量最高为 0.80%，而 EN10025 的 S235 钢锰含量最高可达 1.40%。该标准的 S355 钢的锰含量不大于 1.60%，硅含量不大于 0.55%，和我国的低合金高强度结构钢 Q345 相同。因此，欧洲标准未把锰和硅列在合金元素之内。

（2）EN10025 的钢号用屈服强度前面加字母 S（或 E）表示。质量按冲击韧性分级，不用 A、B、C、D，而是代之以 JR、J0、J2、K2。前三级分别相当于我国碳素结构钢的 B、C、D 级，V 形缺口冲击功 27J，试验温度为 +20℃、0℃和 -20℃。K2 级在 -20℃试验温度下冲击功提高到 40J 和 33J，以厚度 150mm 分界。这些钢材都适合于冷弯和冷拉，不过需要进行冷变形加工的钢材应在定货时说明，其钢号后面应再加字母 C。

（3）EN10025 的交货条件对板材和型材有所不同，分别由 EN10025 - 2 和 EN10025 - 3 两份文件加以规定。二者的差别是：板材的最大厚度为 400mm，型材则为 250mm；板材的硫、磷含量的限值低于型材，差额一般为 0.005%，但 JR 级钢为 0.010%。在力学性能方面，宽度等于和大于 600mm 的板材拉伸试验采用横向试件，其延伸率比纵向试件略低。冲击韧性则一律用纵向试件。

（4）EN10113 名为热轧细晶粒可焊结构钢，含有细化晶粒的铝和其他多种合金元素，包括 Nb、V、Ti、Cr、Ni、Mo 和 Cu，大体相当于我国 C、D、E 级的低合金高强度钢。

（5）EN10113 细晶粒钢分为两类：一类为正火钢，按正火状态或相当于正火的控轧状态交货，钢号后面缀以字母 N；另一类为控温控轧钢（thermo-mechanical rolled steels），钢号后面缀以字母 M。后一类除控制终轧温度外，还提高轧后冷却速度，以获得需要的性能。控温控轧钢碳含量和碳当量都低于正火钢，因而焊接性能优于正火钢。

（6）EN10113 未对板材和型材规定不同的化学成分和力学性能。惟一例外的是 S × × × M 钢的屈服点，对板材来说厚度大于 63mm 者要继续下降，而型材则大于 150mm 才再下降。

（7）细晶粒钢优于非合金钢的一个特点是，可以提供在 -50℃时纵向试件 V 形缺口冲击功不低于 27J 的钢材。这种钢材的牌号在 N 或 M 之后再加上字母 L。此外，通过定货时协议，也可提供横向试件 V 形缺口冲击功的保证。

（8）结构用钢管的标准分为热成型和焊接冷成型两类，二者都包括圆管和方管（矩形管）。钢管的钢号和板材、型材相同，但在后面缀以字母 H，如 S235JRH、S355J2H、S355NH、S420MLH。前二者属于非合金结构钢，后二者则为细晶粒可焊结构钢。不过 EN10210 和 EN10219 均有各自的化学成分和力学性能的规定，和型钢的同类数据有细小的差别。细晶粒热成型管材只有正火钢（N），而细晶粒冷成型管材则兼有正火钢和控温控轧钢。热成型管材最大壁厚 65mm，冷成型者厚度不超过 40mm（圆管）和 24mm（方管）。

欧洲钢号和各国原用钢号对照表

钢号 按 EN10025－2 及 EN10025－3		可比较的原用钢号												
		EN10025：1990＋A1：1993		EN 10025：1990	德国 DIN 17100	法国 NF A 35－501	英国 BS 4360	西班牙 UNE 36－080	意大利 UNI 7070	比利时 NBN A 21－101	瑞典 SS14	葡萄牙 NP 1729	奥地利 M3116	挪威
S185	1.0035	S185	1.0035	Fe310－0	St33	A33		A310－0	Fe320	A320	1300－00	Fe310－0	St320	
		S235JR	1.0037	Fe360B	St37－2	E24－2			Fe360B	AE235－B	1311－00	Fe360－B		NS12 120
		S235JRG1	1.0036	Fe360BFU	USt 37－2			AE235 B－FU					USt360B	NS12 122
S235JR	1.0...	S235JRG2	1.0038	Fe360BFN	RSt37－2		40B	AE235B－FN			1312－00		RSt360B	NS12 123
S235J0	1.0114	S235J0	1.0114	Fe360C	St37－3U	E24－3	40C	AE235C	Fe360C	AE235C		Fe360－C	St360C St360CE	NS12 124
		S235J2G3	1.0116	Fe360D1	St37－3N	E24－4	40D	AE235D	Fe360D	AE235－D		Fe360－D	St360D	NS12 124
S235J2	1.0...	S235J2G4	1.0117	Fe360D2										
S275JR	1.0044	S275JR	1.0044	Fe430B	St44－2	E28－2	43B	AE275B	Fe430B	AE225－B	1412－00	Fe430－B	St430B	NS12 142
S275J0	1.0143	S275J0	1.0143	Fe430C	St44－3U	E28－3	43C	AE275C	Fe430C	AE255－C		Fe430－C	St430C St430CE	NS12 143
		S275J2G3	1.0144	Fe430D1	St44－3N	E28－4	43D	AE275D	Fe430D	AE255－D	1414－00	Fe430 D	St430D	NS12 143
S275J2	1.0...	S275J2G4	1.0145	Fe430 D2	—						1414－01			
S355JR	1.0045	S355JR	1.0045	Fe510B	—	E36－2	50B	AE355B	Fe510－B	AE355－B		Fe510－B		
S355J0	1.0553	S355J0	1.0553	Fe510C	St52－3U	E36－3	50C	AE355C	Fe510－C	AE355－C		Fe510－C	St510C	NS12 153
		S355J2G3	1.0570	Fe510D1	St52－3N		50D	AE355D	Fe510－D	AE355－D		Fe510－D	St510D	NS12 153
S355J2	1.0...	S355J2G4	1.0577	Fe510D2	—									
		S355K2G3	1.0595	Fe510DD1	—	E36－4	50DD			AE355－DD		Fe510－DD		
S355K2	1.0...	S355K2G4	1.0596	Fe510DD2	—									
E295	1.0050	E295	1.0050	Fe490－2	St50－2	A50－2		A490	Fe490	A490－2	1550－00 1550－01	Fe490－2	St490	
E335	1.0060	E335	1.0060	Fe590－2	St60－2	A60－2		A590	Fe590	A590－2	1650－00 1650－01	Fe590－2	St590	
E360	1.0070	E360	1.0070	Fe690－2	St70－2	A70－2		A690	Fe690	A690－2	1655－00 1655－01	Fe690－2	St690	

Z1.2.1.1 热轧非合金结构钢 prEN10025—1998

板材化学成分表（熔炼分析）

钢号		脱氧方法	含量（%）max							
			C			Mn	Si	P	S	N
			板厚（mm）							
按 EN10027－1及 CR 10260	按 EN 10027－2		≤16	>16 ≤40	>40					
S185	1.0035	不规定	—	—	—	—	—	—	—	—
S235JR	1.0...	FN 非沸	0.17	0.17	0.20	1.40	—	0.030	0.030	0.012
S235J0	1.0114	FN 非沸	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.030	0.030	0.012
S235J2	1.0...	FF 镇静	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.025	0.025	—
S275JR	1.0044	FN 非沸	0.21	0.21	0.22	1.50	—	0.030	0.030	0.012
S275J0	1.0143	FN 非沸	0.18	0.18	0.18	1.50	—	0.030	0.030	0.012
S275J2	1.0...	FF 镇静	0.18	0.18	0.18	1.50	—	0.025	0.025	—
S355JR	1.0045	FN 非沸	0.24	0.24	0.24	1.60	0.55	0.030	0.030	0.012
S355J0	1.0553	FN 非沸	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.030	0.030	0.012
S355J2	1.0...	FF 镇静	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.025	0.025	—
S355K2	1.0...	FF 镇静	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.025	0.025	—
E295	1.0050	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.040	0.040	0.012
E335	1.0060	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.040	0.040	0.012
E360	1.0070	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.040	0.040	0.012

板材力学性能表

钢号		屈服点最低值（N/mm²）									抗拉强度（N/mm²）				
		板厚（mm）									板厚（mm）				
按 EN10027－1及 CR10260	按 EN 10027－2	≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤200	>200 ≤250	>250 ≤400	<3	≥3 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤250	>250 ≤400
S185	1.0035	185	175	175	175	175	165	155	145	—	310 ~ 540	290 ~ 510	280 ~ 500	270 ~ 490	—
S235JR	1.0...	235	225	215	215	215	195	185	175	—	360 ~ 510	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	—
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175	—	360 ~ 510	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	—
S235J2	1.0...	235	225	215	215	215	195	185	175	165	360 ~ 510	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	320 ~ 470
S275JR	1.0044	275	265	255	245	235	225	215	205	—	430 ~ 580	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	—
S275J0	1.0143	275	265	255	245	235	225	215	205	—	430 ~ 580	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	—
S275J2	1.0...	275	265	255	245	235	225	215	205	195	430 ~ 580	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	380 ~ 540

续表

钢号		屈服点最低值（N/mm²）									抗拉强度（N/mm²）				
按 EN10027-1及CR10260	按 EN 10027-2	板厚（mm）									板厚（mm）				
		≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤200	>200 ≤250	>250 ≤400	<3	≥3 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤250	>250 ≤400
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	—	510 ~ 680	490 ~ 630	470 ~ 630	450 ~ 630	—
S355J0	1.0553	355	345	335	325	315	295	285	275	—	510 ~ 680	490 ~ 630	470 ~ 630	450 ~ 630	—
S355J2	1.0...	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 ~ 860	490 ~ 630	470 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630
S355K2	1.0...	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 ~ 680	490 ~ 630	470 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630
E295	1.0050	295	285	275	265	255	245	235	225	—	490 ~ 660	470 ~ 610	450 ~ 610	440 ~ 610	—
E335	1.0060	335	325	315	305	295	275	265	255	—	590 ~ 770	570 ~ 710	550 ~ 710	540 ~ 710	—
E360	1.0070	360	355	345	335	325	305	295	285	—	690 ~ 900	670 ~ 830	650 ~ 830	640 ~ 830	—

钢号		取样位置①	伸长率（%）min										
			$L_0 = 80mm$					$L_0 = 5.65\sqrt{S_0}$					
			板厚(mm)					板厚(mm)					
按 EN10027-1及CR10260	按 EN 10027-2		≤1	>1 ≤1.5	>1.5 ≤2	>2 ≤2.5	>2.5 <3	≥3 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤250	>250 ≤400 仅用于J2和K2
S185	1.0035	l	10	11	12	13	14	18	17	16	15	15	—
		t	8	9	10	11	12	16	15	14	13	13	
S235JR	1.0...	l	17	18	19	20	21	26	25	24	22	21	—
S235J0	1.0114												
S235J2	1.0...	t	15	16	17	18	19	24	23	22	22	21	21(l和t)
S275JR	1.0044	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17	—
S275J0	1.0143												
S275J2	1.0...	t	12	13	14	15	16	20	19	18	18	17	17(l和t)
S355JR	1.0045	l	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17	—
S355J0	1.0553												
S335J2	1.0...												
S355K2	1.0...	t	12	13	14	15	16	20	19	18	18	17	17(l和t)
E295	1.0050	l	12	13	14	15	16	20	19	18	16	15	—
		t	10	11	12	13	14	18	17	16	15	14	
E335	1.0060	l	8	9	10	11	12	16	15	14	12	11	—
		t	6	7	8	9	10	14	13	12	11	10	
E360	1.0070	l	4	5	6	7	8	11	10	9	8	7	—
		t	3	4	5	6	7	10	9	8	7	6	

① l表示纵向取样，t表示横向取样，后者用于宽度≥600mm的板材。

板材冲击功

钢号		温度(℃)	冲击功(J)不小于		
			板厚(mm)		
按 EN 10027-1 及 CR 10260	按 EN 10027-2		≤150	>150 ≤250	>250 ≤400
S235JR	1.0...	20	27	27	—
S235J0	1.0114	0	27	27	—
S235J2	1.0...	-20	27	27	27
S275JR	1.0044	20	27	27	—
S275J0	1.0143	0	27	27	—
S275J2	1.0...	-20	27	27	27
S355JR	1.0045	20	27	27	—
S355J0	1.0553	0	27	27	—
S355J2	1.0...	-20	27	27	27
S355K2	1.0...	-20	40	33	33

型材化学成分(熔炼分析)

钢号		脱氧方法	含量 (%)max							
			C			Mn	Si	P	S	N
			板厚(mm)							
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2		≤16	>16 ≤40	>40					
S185	1.0035	不规定	—	—	—	—	—	—	—	—
S235JR	1.0...	FN 非沸	0.17	0.17	0.20	1.40	—	0.040	0.040	0.012
S235J0	1.0114	FN 非沸	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.035	0.035	0.012
S235J2	1.0...	FF 镇静	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.030	0.030	—
S275JR	1.0044	FN 非沸	0.21	0.21	0.22	1.50	—	0.040	0.040	0.012
S275J0	1.0143	FN 非沸	0.18	0.18	0.18	1.50	—	0.035	0.035	0.012
S275J2	1.0...	FF 镇静	0.18	0.18	0.18	1.50	—	0.030	0.030	—
S355JR	1.0045	FN 非沸	0.24	0.24	0.24	1.60	0.55	0.040	0.040	0.012
S355J0	1.0553	FN 非沸	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.035	0.035	0.012
S355J2	1.0...	FF 镇静	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.030	0.030	—
S355K2	1.0...	FF 镇静	0.20	0.20	0.22	1.60	0.55	0.030	0.030	—
E295	1.0050	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.012
E335	1.0060	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.012
E360	1.0070	FN 非沸	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.012

型材力学性能

钢号		屈服点(N/mm^2)不小于								抗拉强度(N/mm^2)			伸长率(%)min				
		板厚(mm)								板厚(mm)			$L_0=5.65\sqrt{S_0}$ 板厚(mm)				
按 EN10027-1 及 CR 10260	按 EN 10027-2	≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤200	>200 ≤250	≤100	>100 ≤150	>150 ≤250	≤40	>40 ≤63	>63 ≤100	>100 ≤150	>150 ≤250
S185	1.0035	185	175	175	175	175	165	155	145	290 ~ 510	280 ~ 500	270 ~ 490	18	—	—	—	—
S235JR	1.0...	235	225	215	215	215	195	185	175	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	26	25	24	22	21
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	26	25	24	22	21
S235J2	1.0...	235	225	215	215	215	195	185	175	340 ~ 510	330 ~ 470	320 ~ 470	26	25	24	22	21
S275JR	1.0014	275	265	255	245	235	225	215	205	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	22	21	20	18	17
S275J0	1.0143	275	265	255	245	235	225	215	205	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	22	21	20	18	17
S275J2	1.0...	275	265	255	245	235	225	215	205	410 ~ 580	400 ~ 540	380 ~ 540	22	21	20	18	17
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	450 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630	22	21	20	18	17
S355J0	1.0553	355	345	335	325	315	295	285	275	450 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630	22	21	20	18	17
S355J2	1.0...	355	345	335	325	315	295	285	275	450 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630	22	21	20	18	17
S355K2	1.0...	355	345	335	325	315	295	285	275	450 ~ 630	450 ~ 630	450 ~ 630	22	21	20	18	17
E295	1.0050	295	285	275	265	255	245	235	225	470 ~ 610	450 ~ 610	440 ~ 610	20	19	18	16	15
E335	1.0060	335	325	315	305	295	275	265	255	570 ~ 710	550 ~ 710	540 ~ 710	16	15	14	12	11
E360	1.0070	360	355	345	335	325	305	295	285	670 ~ 830	650 ~ 830	640 ~ 830	11	10	9	8	7

型材冲击功

钢号		温度(℃)	冲击功(J)不小于	
			板厚(mm)	
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2		≤150	>150 ≤250
S235JR	1.0...	20	27	27
S235J0	1.0114	0	27	27
S235J2	1.0...	-20	27	27
S275JR	1.0044	20	27	27
S275J0	1.0143	0	27	27
S275J2	1.0...	-20	27	27
S355JR	1.0045	20	27	27
S355J0	1.0553	0	27	27
S355J2	1.0...	-20	27	27
S355K2	1.0...	-20	40	33

Z1.2.1.2 热轧细晶粒可焊结构钢(EN10113.1993)

欧洲钢号和各国原用钢号对照表

钢号		可比较的原用钢号					
按 EN10027-1 及 ECISS-IC10	按 EN10027-2	EURONORM 113-72	德国	法国	英国	意大利	瑞典
S275N	1.0490	FeE275KGN	StE285	—	—	FeE275KGN	—
S275NL	1.0491	FeE275KTN	TStE285	—	40EE	FeE275KTN	—
S355N	1.0545	FeE355KGN	StE355	E355R	—	FeE355KGN	2134-01
S355NL	1.0546	FeE355KTN	TStE355	E355FP	50EE	FeE355KTN	2135-01
S420N	1.8902	FeE420KGN	StE420	E420R	—	—	—
S420NL	1.8912	FeE420KTN	TStE420	E420FP	—	—	—
S460N	1.8901	FeE460KGN	StE460	E460R	—	FeE460KGN	—
S460NL	1.8903	FeE460KTN	TStE460	E460FP	55EE	FeE460KTN	—
S275M	1.8818	FeE275KGTM	—	—	—	FeE275KGTM	—
S275ML	1.8819	FeE275KTTM	—	—	—	FeE275KTTM	—
S355M	1.8823	FeE355KGTM	StE355TM	—	—	FeE355KGTM	—
S355ML	1.8834	FeE355KTTM	TStE355TM	—	—	FeE355KTTM	—
S420M	1.8825	FeE420KGTM	StE420TM	—	—	—	—
S420ML	1.8836	FeE420KTTM	TStE420TM	—	—	—	—
S460M	1.8827	FeE460KGTM	StE460TM	—	—	FeE460KGTM	—
S460ML	1.8838	FeE460KTTM	TStE460TM	—	—	FeE460KTTM	—

正火钢化学成分(熔炼分析)

钢号		含量(%)													
按 EN10027-1 及 ECISS-1C10	按 EN 10027-2	C max.	Si max.	Mn	P max.	S max.	Nb max.	V max.	Al(总) min.	Ti	Cr	Ni	Mo	Cu	N
										max.					
S275N	1.0490	0.18	0.40	0.50~1.40	0.035	0.030	0.05	0.05	0.02	0.03	0.30	0.30	0.10	0.35	0.015
S275NL	1.0491	0.16			0.030	0.025									
S355NL	1.0545	0.20	0.50	0.90~1.65	0.035	0.030	0.05	0.12	0.02	0.03	0.30	0.50	0.10	0.35	0.015
S355NL	1.0546	0.18			0.030	0.025									
S420N	1.8902	0.20	0.60	1.00~1.70	0.035	0.030	0.05	0.20	0.02	0.03	0.30	0.80	0.10	0.70	0.025
S420NL	1.8912				0.030	0.025									
S460N	1.8901	0.20	0.60	1.00~1.70	0.035	0.030	0.05	0.20	0.02	0.03	0.30	0.80	0.10	0.70	0.025
S460NL	1.8903				0.030	0.025									

正火钢室温力学性能

钢号		抗拉强度(N/mm^2)		上屈服点(N/mm^2)min.						伸长率(%)min. ($L_0=5.65\sqrt{S_0}$)
		板厚(mm)		当板厚为(mm)						
按 EN10027-1 及 ECISS-IC10	按 EN10027-2	≤100	>100 ≤150	≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤150	
S275N	1.0490	370 ~ 510	350 ~ 480	275	265	255	245	235	225	24
S275NL	1.0491									
S355N	1.0545	470 ~ 630	450 ~ 600	355	345	335	325	315	295	22
S355NL	1.0546									
S420N	1.8902	520 ~ 680	500 ~ 650	420	400	390	370	360	340	19
S420NL	1.8912									
S460N	1.8901	550 ~ 720	—	460	440	430	410	400	—	17
S460NL	1.8903									

正火钢纵向冲击功最低值

钢号		冲击功(J)不小于						
		温度(℃)						
按 EN10027-1 及 ECISS-IC10	按 EN10027-2	+20	0	-10	-20	-30	-40	-50
S275N	1.0490	55	47	43	40	—	—	—
S355N	1.0545							
S420N	1.8902							
S460N	1.8901							
S275NL	1.0491	63	55	51	47	40	31	27
S355NL	1.0546							
S420NL	1.8912							
S460NL	1.8903							

正火钢横向冲击功最低值

钢号		冲击功(J)不小于						
		温度(℃)						
按 EN10027-1 及 ECISS-IC10	按 EN10027-2	+20	0	-10	-20	-30	-40	-50
S275N	1.0490	31	27	24	20	—	—	—
S355N	1.0545							
S420N	1.8902							
S460N	1.8901							
S275NL	1.0491	40	34	30	27	23	20	16
S355NL	1.0546							
S420NL	1.8912							
S460NL	1.8903							

控温控轧钢化学成分(熔炼分析)

钢号		含量(%)											
按 EN10027－1及 ECISS－IC10	按 EN10027－2	C max.	Si max.	Mn max.	P max.	S max.	Nb max.	V max.	Al(总) min.	Ti max.	Mo max.	Ni max.	N max.
S275M	1.8818	0.13	0.50	1.50	0.035	0.030	0.05	0.08	0.02	0.05	0.20	0.30	0.015
S275ML	1.8819				0.030	0.025							
S355M	1.8823	0.14	0.50	1.60	0.035	0.030	0.05	0.10	0.02	0.05	0.20	0.30	0.015
S355ML	1.8834				0.030	0.025							
S420M	1.8825	0.16	0.50	1.70	0.035	0.030	0.05	0.12	0.02	0.05	0.20	0.30	0.020
S420ML	1.8836				0.030	0.025							
S460M	1.8827	0.16	0.60	1.70	0.035	0.030	0.05	0.12	0.02	0.05	0.20	0.45	0.025
S460ML	1.8838				0.030	0.025							

控温控轧钢室温力学性能

钢号		抗拉强度(N/mm^2)	上屈服点(N/mm^2)min. 厚度(mm)			伸长率(%)min. ($L_0=5.65\sqrt{S_0}$)
按 EN10027－1及 ECISS－IC10	按 EN10027－2		≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	
S275M	1.8818	360 ~ 510	275	265	255	24
S275ML	1.8819					
S355M	1.8823	450 ~ 610	355	345	335	22
S355ML	1.8834					
S420M	1.8825	500 ~ 660	420	400	390	19
S420ML	1.8836					
S460M	1.8827	530 ~ 720	460	440	430	17
S460ML	1.8838					

控温控轧钢纵向冲击功最低值

钢号		冲击功(J)不小于 温度(℃)						
按 EN10027－1及 ECISS－IC10	按 EN10027－2	+20	0	－10	－20	－30	－40	－50
S275M	1.8818	55	47	43	40	—	—	—
S355M	1.8823							
S420M	1.8825							
S460M	1.8827							
S275ML	1.8819	63	55	51	47	40	31	27
S355ML	1.8834							
S420ML	1.8836							
S460ML	1.8838							

控温控轧钢横向冲击功最低值

钢号		冲击功(J)不小于						
按 EN10027－1及 ECISS－IC10	按 EN10027－2	温度(℃)						
		+20	0	－10	－20	－30	－40	－50
S275M	1.8818	31	27	24	20	—	—	—
S355M	1.8823							
S420M	1.8825							
S460M	1.8827							
S275ML	1.8819	40	34	30	27	23	20	16
S355ML	1.8834							
S420ML	1.8836							
S460ML	1.8838							

Z1.2.1.3 非合金钢和细晶粒钢热成型管材(EN10210—1994)

非合金钢管材化学成分(熔炼分析)

钢号		脱氧方法	钢材类别	含量(%) max.						
				C		Si	Mn	P	S	N
按 EN10027－1及 IC10	按 EN10027－2			厚度(mm)						
				≤40	>40 ≤65					
S235JRH	1.0039	FN 非沸	BS 普	0.17	0.20	—	1.40	0.045	0.045	0.009
S275J0H	1.0149	FN 非沸	QS 优	0.20	0.22	—	1.50	0.040	0.040	0.009
S275J2H	1.0138	FF 镇	QS 优	0.20	0.22	—	1.50	0.035	0.035	—
S355J0H	1.0547	FN 非沸	QS 优	0.22	0.22	0.55	1.60	0.040	0.040	0.009
S355J2H	1.0576	FF 镇	QS 优	0.22	0.22	0.55	1.60	0.035	0.035	—

非合金钢管材力学性能

钢号		屈服点 (N/mm^2) min			抗拉强度 (N/mm^2)		伸长率 $L_0=5.65\sqrt{S_0}$ (%)min				冲击功	
		厚度(mm)			厚度(mm)		厚度(mm)					
按 EN10027－1及 IC10	按 EN10027－2	≤16	>16 ≤40	>40 ≤65	<3	≥3 ≤65	≤40	>40 ≤65	≤40	>40 ≤65	温度(℃)	最低平均值(J)
							纵向		横向			
S235JRH[1)]	1.0039	235	225	215	360～510	340～470	26	25	24	23	20	27
S275J0H[1)]	1.0149	275	265	255	430～580	410～560	22	21	20	19	0	27
S275J2H	1.0138										－20	27
S355J0H[1)]	1.0547	355	345	335	510～680	490～630	22	21	20	19	0	27
S355J2H	1.0576										－20	27

细晶粒正火钢管材化学成分(熔炼分析)

钢号		脱氧方法	钢材类别	含量(%)						
按 EN10027-1 及 IC10	按 EN10027-2			C max.	Si max.	Mn	P max.	S max.	Nb max.	V max.
S275NH	1.0493	特镇 GF	QS 优	0.20	0.40	0.50~1.40	0.035	0.030	0.050	0.05
S275NLH	1.0497						0.030	0.025		
S355NH	1.0539	特镇 GF	QS 优	0.20	0.50	0.90~1.65	0.035	0.030	0.050	0.12
S355NLH	1.0549			0.18			0.030	0.025		
S460NH	1.8953	特镇 GF	SS 特优	0.20	0.60	1.00~1.70	0.035	0.030	0.050	0.20
S460NLH	1.8956						0.030	0.025		

钢号		脱氧方法	钢材类别	含量(%)						
按 EN10027-1 及 IC10	按 EN10027-2			Al(总) min.	Ti max.	Cr max.	Ni max.	Mo max.	Cu max.	N max.
S275NH	1.0493	特镇 GF	QS 优	0.020	0.03	0.30	0.30	0.10	0.35	0.015
S275NLH	1.0497									
S355NH	1.0539	特镇 GF	QS 优	0.020	0.03	0.30	0.50	0.10	0.35	0.015
S355NLH	1.0549									
S460NH	1.8953	特镇 GF	SS 特优	0.020	0.03	0.30	0.80	0.10	0.70	0.025
S460NLH	1.8956									

细晶粒正火钢管材力学性能

钢号		屈服点 (N/mm^2) min.			抗拉强度 (N/mm^2)	伸长率 $L_0=5.65\sqrt{S_0}$ (%) min.		冲击功	
按 EN10027-1 及 IC10	按 EN10027-2	厚度(mm)			厚度(mm)	厚度(mm)		温度(℃)	最低平均值(J)
		≤16	>16 ≤40	>40 ≤65	≤65	≤65 纵向	≤65 横向		
S275NH	1.0493	275	265	255	370~510	24	22	-20	40
S275NLH	1.0497							-50	27
S355NH	1.0539	355	345	335	470~630	22	20	-20	40
S355NLH	1.0549							-50	27
S460NH	1.8953	460	440	430	550~720	17	15	-20	40
S460NLH	1.8956							-50	27

Z1.2.1.4 非合金钢和细晶粒钢冷成型焊接管材 (EN10219—1997)

非合金钢管材化学成分 (熔炼分析)

钢号		脱氧方法	类别	含量(%) max.					
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2			C	Si	Mn	P	S	N
S235JRH	1.0039	FF 镇	BS 普	0.17	—	1.40	0.045	0.045	0.009
S275JOH	1.0149	FF 镇	QS 优	0.20	—	1.50	0.040	0.040	0.009
S275J2H	1.0138	FF 镇	QS 优	0.20	—	1.50	0.035	0.035	—
S355JOH	1.0547	FF 镇	QS 优	0.22	0.55	1.60	0.040	0.040	0.009
S355J2H	1.0576	FF 镇	QS 优	0.22	0.55	1.60	0.035	0.035	—

非合金钢管材力学性能

钢号		屈服点 (N/mm^2) min.		抗拉强度 (N/mm^2)		伸长率 $L_0 = 5.65\sqrt{S_0}$ (%) min.	冲击值	
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2	厚度 (mm)		厚度 (mm)		厚度 (mm)	温度 (℃)	最低平均值 (J)
		≤16	>16~40	<3	≥3~40	≤40		
S235JRH[2])	1.0039	235	225	360~510	340~470	24	20	27
S275JOH[2])	1.0149	275	265	430~580	410~560	20	0	27
S275J2H	1.0138						-20	27
S355JOH[2])	1.0547	355	345	510~680	490~630	20	0	27
S355J2H	1.0576						-20	27

细晶粒正火钢管材化学成分（熔炼分析）（用于壁厚≤40mm）

钢号		脱氧方法	类别	含量 (%)						
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2			C max.	Si max.	Mn	P max.	S max.	Nb max.	V max.
S275NH	1.0493	特镇 GF	QS 优	0.20	0.40	0.50~1.40	0.035	0.030	0.050	0.05
S275NLH	1.0497						0.030	0.025		
S355NH	1.0539	特镇 GF	QS 优	0.20	0.50	0.90~1.65	0.035	0.030	0.050	0.12
S355NLH	1.0549			0.18			0.030	0.025		
S460NH	1.8953	特镇 GF	特优 SS	0.20	0.60	1.00~1.70	0.035	0.030	0.050	0.20
S460NLH	1.8956						0.030	0.025		

钢号		脱氧方法	类别	含量 (%)						
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2			Al (总) min.	Ti max.	Cr max.	Ni max.	Mo max.	Cu max.	N max.
S275NH	1.0493	特镇 GF	QS 优	0.020	0.03	0.30	0.30	0.10	0.35	0.015
S275NLH	1.0497									
S355NH	1.0539	特镇 GF	QS 优	0.020	0.03	0.30	0.50	0.10	0.35	0.015
S355NLH	1.0549									
S460NH	1.8953	特镇 GF	特优 SS	0.020	0.03	0.30	0.80	0.10	0.70	0.025
S460NLH	1.8956									

细晶粒控温控轧钢管材化学成分（熔炼分析，用于壁厚≤40mm）

钢号		脱氧方法	类别	含量 (%)					
按 EN10027-1 及 CR10260	按 EN10027-2			C max.	Si max.	Mn max.	P max.	S max.	Nb max.
S275MH	1.8843	特镇 GF	SS 特优	0.13	0.50	1.50	0.035	0.030	0.050
S275MLH	1.8844						0.030	0.025	
S355MH	1.8845	特镇 GF	SS 特优	0.14	0.50	1.50	0.035	0.030	0.050
S355MLH	1.8846						0.030	0.025	
S420MH	1.8847	特镇 GF	SS 特优	0.16	0.50	1.70	0.035	0.030	0.050
S420MLH	1.8848						0.030	0.025	
S460MH	1.8849	特镇 GF	SS 特优	0.16	0.60	1.70	0.035	0.030	0.050
S460MLH	1.8850						0.030	0.025	

续表

钢号		脱氧方法	类别	含量（%）					
按 EN10027－1及 CR10260	按 EN10027－2			V max.	Al（总）max.	Ti max.	Ni max.	Mo max.	N max.
S275MH	1.8843	特镇	SS 特优	0.08	0.020	0.050	0.30	0.20	0.020
S275MLH	1.8844	GF							
S355MH	1.8845	特镇	SS 特优	0.10	0.020	0.050	0.30	0.20	0.020
S355MLH	1.8846	GF							
S420MH	1.8847	特镇	SS 特优	0.12	0.020	0.050	0.30	0.20	0.020
S420MLH	1.8848	GF							
S460MH	1.8849	特镇	SS 特优	0.12	0.020	0.050	0.30	0.20	0.025
S460MLH	1.8850	GF							

细晶粒正火钢管材力学性能（用于壁厚≤40mm）

钢号		屈服点（N/mm^2）min.		抗拉强度（N/mm^2）	伸长率 $L_0=5.65\sqrt{S_0}$（%）min.	冲击值	
按 EN10027－1及 CR10260	按 EN10027－2	厚度（mm）		厚度（mm）	厚度（mm）	温度（℃）	最低平均值（J）
		≤16	>16～40	≤40	≤40		
S275NH	1.0493	275	265	370～540	24	－20	40
S275NLH	1.0497					－50	27
S355NH	1.0539	355	345	470～630	22	－20	40
S355NLH	1.0549					－50	27
S460NH	1.8953	460	440	550～720	17	－20	40
S460NLH	1.8956					－50	27

细晶粒控温控轧钢管材力学性能（用于壁厚≤40mm）

钢号		屈服点（N/mm^2）min.		抗拉强度（N/mm^2）	$L_0=5.65\sqrt{S_0}$（%）min.	冲击值	
按 EN10027－1及 CR10260	按 EN10027－2	厚度（mm）		厚度（mm）	厚度（mm）	温度（℃）	最低平均值（J）
		≤16	>16～40	≤40	≤40		
S275MH	1.8843	275	265	360～510	24	－20	40
S275MLH	1.8844					－50	27
S355MH	1.8845	355	345	450～610	22	－20	40
S355MLH	1.8846					－50	27
S420MH	1.8847	420	400	500～660	19	－20	40
S420MLH	1.8848					－50	27
S460MH	1.8849	460	440	530～720	17	－20	40
S460MLH	1.8850					－50	27

Z1.2.2 美国钢材

美国的钢材标准由美国试验与材料学会制定，钢材牌号都冠以该学会的缩写 ASTM。常用于结构工程的碳素结构钢为 ASTMA36，$f_y=250N/mm^2$，它的特点是：通过调整化学成分，使不同厚度的钢板保持同样的屈服强度。高强度低合金结构钢有：ASTM A242，

ASTM A588 和 ASTM A572。前二者的 f_y 都是 345N/mm^2，但 A242 的屈服强度在厚度大于 19mm 后逐渐下降，而 A588 则在不超过 100mm 的厚度范围内始终保持不低于 345N/mm^2。这两种钢都有一定的耐腐蚀性。A588 的合金元素种类多，耐腐蚀性更好一些。它的化学成分分为四类，由不同的厂商生产。A572 的特点是在一种钢号中包含四种不同的强度等级，钢号的全称应该是：A572 Gr42，A572 Gr50，A572 Gr60，A572 Gr65，后两位数字代表以千磅/平方英寸表示的屈服强度。相应的 f_y 分别是 289、345、413N/mm^2 和 448N/mm^2。美国还有一种桥梁结构用钢 ASTM A709，包括强度等级 Gr36 和 Gr50。前者为碳钢，后者则含有合金元素 Nb 和 V。

碳素结构钢 ASTM A36－94 化学成分和力学性能

化学成分（%）						力学性能			
						拉伸试验			
厚度（mm）	C 不大于	Si	Mn	P	S	屈服强度不小于（N/mm^2）	抗拉强度（N/mm^2）	伸长率	
				不大于				试样（mm）	%不小于
≤19.05	0.25	≤0.40	—	0.04	0.05	250	400～550	标距=200	20
>19.05～38.10	0.25	≤0.40	0.80～1.20	0.04	0.05				
>38.10～63.50	0.26	0.15～0.40	0.80～1.20	0.04	0.05			标距=50	23
>63.50～101.6	0.27	0.15～0.40	0.85～1.20	0.04	0.05				

低合金高强度结构钢 ASTM A242－93a 化学成分和力学性能

化学成分（%） 不大于					力学性能				
					拉伸试验				
C	Mn	P	S	Cu	厚度（mm）	屈服强度不小于（N/mm^2）	抗拉强度不小于（N/mm^2）	伸长率	
								试样（mm）	%不小于
0.15	1.00	0.15	0.05	0.20	≤19.05	345	480	标距=200	18
					>19.05～38.10	315	460		
					>38.10～101.6	290	435		

低合金高强度结构钢 ASTM A588－94 化学成分和力学性能

类别	化学成分（%）												力学性能			
													拉伸试验			
	C 不大于	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Zr	Nb	屈服强度不小于（N/mm^2）	抗拉强度不小于（N/mm^2）	伸长率	
				不大于											试样（mm）	%不小于
GradeA	0.19	0.30～0.65	0.80～1.25	0.04	0.05	0.25～0.40	≤0.40	0.40～0.65	—	0.02～0.10	—	—	345	485	标距=200 标距=50	18 21
GradeB	0.20	0.15～0.50	0.75～1.35	0.04	0.05	0.20～0.40	≤0.50	0.40～0.70	—	0.01～0.10	—	—				
GradeC	0.15	0.15～0.40	0.80～1.35	0.04	0.05	0.20～0.50	0.25～0.50	0.30～0.50	—	0.01～0.10	—	—				
GradeK	0.17	0.25～0.50	0.50～1.20	0.04	0.05	0.30～0.50	≤0.40	0.40～0.70	≤0.10	—	—	0.005～0.05				

低合金高强度结构钢 ASTM A572－94 化学成分和力学性能

强度等级	化学成分（%）										力学性能			
											拉伸试验			
	厚度（mm）	C 不大于	Si	Mn	P	S	1型	2型	3型	4型	屈服强度不小于（N/mm²）	抗拉强度不小于（N/mm²）	伸长率	
				不大于			Nb	V	Nb（0.05%）+V	N不大于（+V）			试样（mm）	%不小于
Grade 42	≤38.10	0.21	≤0.40	1.35	0.04	0.05	0.005～0.05	0.01～0.15	0.02～0.15	0.015	290	415	标距=200	20
	>38.10		0.15～0.40										标距=50	24
Grade 50	≤38.10	0.23	≤0.40	1.35	0.04	0.05	0.005～0.05	0.01～0.15	0.02～0.15	0.015	345	450	标距=200	18
	>38.10		0.15～0.40										标距=50	21
Grade 60	≤31.80	0.26	≤0.40	1.35	0.04	0.05	0.005～0.05	0.01～0.15	0.02～0.15	0.015	415	520	标距=200	16
													标距=50	18
Grade 65	≤12.70	0.26	≤0.40	1.35	0.04	0.05	0.005～0.05	0.01～0.15	0.02～0.15	0.015	450	550	标距=200	15
	>12.70～31.80	0.23		1.65									标距=50	17

桥梁结构钢 ASTM A709－94 化学成分和力学性能

强度等级	化学成分（%）										力学性能			
											拉伸试验			
	厚度（mm）	C 不大于	Si	Mn	P	S	1型	2型	3型	4型	屈服强度不小于（N/mm²）	抗拉强度（N/mm²）	伸长率	
					不大于		Nb	V	Nb（0.05%）+V	N（+V）			试件（mm）	%不小于
Grade 36	≤19.05	0.25	≤0.40	—	0.04	0.05	—	—	—	—	250	400～550	标距=200 标距=50	20
	>19.05～38.10	0.25	≤0.40	0.80～1.20	0.04	0.05	—	—	—	—				23
	>38.10～63.50	0.26	0.15～0.40	0.80～1.20	0.04	0.05	—	—	—	—				
	>63.50～90.00	0.27	0.15～0.40	0.85～1.20	0.04	0.05	—	—	—	—				
Grade 50	≤38.10	0.23	≤0.40	≤1.35	0.04	0.05	0.005～0.05	0.01～0.15	0.02～0.15	≤0.015	345	≥450	标距=200	18
	>38.11		0.15～0.40										标距=50	21

Z1.2.3 日本钢材

日本生产的焊接结构用钢属于 JIS G3106 系列，它的牌号以抗拉强度为准，包括 SM400、SM490、SM520 和 SM570。相应的屈服强度为 245、325、365N/mm² 和 460N/mm²。钢板厚度大于 16mm 者，屈服强度逐渐下降。另有一种优质结构钢系列 JIS G3136，包括 SN400 和 SN490，它们的强度分别和 SM400 及 SM490 相同。优质表现在把屈服点的浮动范围限制在 120N/mm² 以内，并且屈强比限制不超过 0.8。这些都是为了保证建成的结构具有较好的延性和抗震性。

焊接结构用钢 JIS G3106－95 化学成分和力学性能

钢号	厚度范围(mm)	化学成分(%)不大于					力学性能										
							拉伸试验								弯曲试验		
							屈服点或屈服强度(N/mm^2)不小于				抗拉强度(N/mm^2)	伸长率			试验温度(℃)	Charpy冲击功(J)不小于	试样
							钢板厚度(mm)										
		C	Si	Mn	P	S	≤16	>16~40	>40~75	>75~100		钢板厚度(mm)	试样号	%不小于			
SM 400A	≤50	0.23	—	2.5*C	0.035	0.035	245	235	215	215	400~510	>6~16 >16~50 >40	1A 1A 4	18 22 24	—	—	4号平行轧延方向
	>50~200	0.25															
SM 400B	≤50	0.20	0.35	0.60~1.40											0	27	
	>50~200	0.22															
SM 400C	≤100	0.18	0.35	1.40											0	47	
SM 490A	≤50	0.20	0.55	1.60	0.035	0.035	325	315	295	295	490~610	>6~16 >16~50 >40	1A 1A 4	17 21 23	—	—	
	>50~200	0.22															
SM 490B	≤50	0.18	0.55	1.60											0	27	
	>50~200	0.20															
SM 490C	≤100	0.18	0.55	1.60											0	47	
SM 490YA	≤100	0.20	0.55	1.60	0.035	0.035	365	355	335	325	490~610	>6~16 >16~50 >40	1A 1A 4	15 19 21	—	—	
SM 490YB															0	27	
SM 520B	≤100	0.20	0.55	1.60	0.035	0.035	365	355	335	325	520~640	>6~16 >16~50 >40	1A 1A 4	15 19 21	0	27	
SM 520C															0	47	
SM 570	≤100	0.18	0.55	1.60	0.035	0.035	460	450	430	420	570~720	>6~16 >16~50 >40	5 5 4	19 26 20	-5	47	

建筑结构用钢 JIS G3136－94 化学成分和力学性能

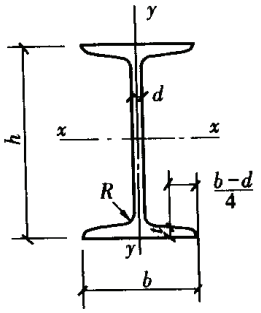
钢号	厚度范围(mm)	化学成分(%)不大于						力学性能					
								屈服点或屈服强度(N/mm^2)				抗拉强度(N/mm^2)	屈强比不大于(%)
								钢板之厚度(mm)					
		C	Si	Mn	P	S	碳当量Ceq	≤12	>12~16	>16~40	>40~100		
SN 400A	≤100	0.24	—	—	0.050	0.050	—	≥235	≥235	≥235	≥215	400~510	—
SN 400B	≤50	0.20	0.35	0.60~1.40	0.030	0.015	0.36	≥235	235~355	235~355	215~355		80
	>50~100	0.22											
SN 400C	≤50	0.20	0.35	0.60~1.40	0.020	0.008	0.36	—	—	235~355	215~355		
	>50~100	0.22											
SN 490B	≤40以下	0.18	0.55	1.60	0.030	0.015	0.44	≥325	325~445	325~445	295~415	490~610	80
	>40~50						0.46						
	>50~100	0.20											
SN 490C	≤40	0.18	0.55	1.60	0.020	0.008	0.44	—	—	325~445	295~415		
	>40~50						0.46						
	>50~100	0.20											

注 $Ceq = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$。

Z1.3 热轧型钢规格

Z1.3.1 普通工字钢（GB 706—88）

符号：h——高度；
b——翼缘宽度；
d——腹板厚；
t——翼缘平均厚度；
I——惯性矩；
W——截面抵抗矩；



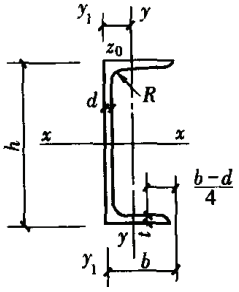
i——回转半径；
S_x——半截面的面积矩。

长度：型号 10～18，长 5～19m；型号 20～63，长 6～19m。

型号	尺寸 (mm)					截面积	质量	x-x 轴				y-y 轴		
	h	b	d	t	R	(cm^2)	(kg/m)	I_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (cm)	I_x/S_x (cm)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)
10	100	68	4.5	7.6	6.5	14.3	11.2	245	49	4.14	8.59	33	9.7	1.52
12.6	126	74	5.0	8.4	7.0	18.1	14.2	488	77	5.19	10.8	47	12.7	1.61
14	140	80	5.5	9.1	7.5	21.5	16.9	712	102	5.79	12.0	64	16.1	1.73
16	160	88	6.0	9.9	8.0	26.1	20.5	1130	141	6.58	13.8	93	21.2	1.89
18	180	94	6.5	10.7	8.5	30.6	24.1	1660	185	7.36	15.4	122	26.0	2.00
20a	200	100	7.0	11.4	9.0	35.5	27.9	2370	237	8.15	17.2	158	31.5	2.12
b	200	102	9.0	11.4	9.0	39.5	31.1	2500	250	7.96	16.9	169	33.1	2.06
22a	220	110	7.5	12.3	9.5	42.0	33.0	3400	309	8.99	18.9	225	40.9	2.31
b	220	112	9.5	12.3	9.5	46.4	36.4	3570	325	8.78	18.7	239	42.7	2.27
25a	250	116	8.0	13.0	10.0	48.5	38.1	5020	402	10.18	21.6	280	48.3	2.40
b	250	118	10.0	13.0	10.0	53.5	42.0	5280	423	9.94	21.3	309	52.4	2.40
28a	280	122	8.5	13.7	10.5	55.4	43.4	7110	508	11.3	24.6	345	56.6	2.49
b	280	124	10.0	13.7	10.5	61.0	47.9	7480	534	11.1	24.2	379	61.2	2.49
a	320	130	9.5	15.0	11.5	67.0	52.7	11080	692	12.8	27.5	460	70.8	2.62
32b	320	132	11.5	15.0	11.5	73.4	57.7	11620	726	12.6	27.1	502	76.0	2.61
c	320	134	13.5	15.0	11.5	79.9	62.8	12170	760	12.3	26.8	544	81.2	2.61
a	360	136	10.0	15.8	12.0	76.3	59.9	15760	875	14.4	30.7	552	81.2	2.69
36b	360	138	12.0	15.8	12.0	83.5	65.6	16530	919	14.1	30.3	582	84.3	2.64
c	360	140	14.0	15.8	12.0	90.7	71.2	17310	962	13.8	29.9	612	87.4	2.60
a	400	142	10.5	16.5	12.5	86.1	67.6	21720	1090	15.9	34.1	660	93.2	2.77
40b	400	144	12.5	16.5	12.5	94.1	73.8	22780	1140	15.6	33.6	692	96.2	2.71
c	400	146	14.5	16.5	12.5	102	80.1	23850	1190	15.2	33.2	727	99.6	2.65
a	450	150	11.5	18.0	13.5	102	80.4	32240	1430	17.7	38.6	855	114	2.89
45b	450	152	13.5	18.0	13.5	111	87.4	33760	1500	17.4	38.0	894	118	2.84
c	450	154	15.5	18.0	13.5	120	94.5	35280	1570	17.1	37.6	938	122	2.79
a	500	158	12.0	20	14	119	93.6	46470	1860	19.7	42.8	1120	142	3.07
50b	500	160	14.0	20	14	129	101	48560	1940	19.4	42.4	1170	146	3.01
c	500	162	16.0	20	14	139	109	50640	2080	19.0	41.8	1220	151	2.96
a	560	166	12.5	21	14.5	135	106	65590	2342	22.0	47.7	1370	165	3.18
56b	560	168	14.5	21	14.5	146	115	68510	2447	21.6	47.2	1487	174	3.16
c	560	170	16.5	21	14.5	158	124	71440	2551	21.3	46.7	1558	183	3.16
a	630	176	13.0	22	15	155	122	93920	2981	24.6	54.2	1701	193	3.31
63b	630	178	15.0	22	15	167	131	98080	3164	24.2	53.5	1812	204	3.29
c	630	180	17.0	22	15	180	141	102250	3298	23.8	52.9	1925	214	3.27

Z1.3.2 普通槽钢（GB 707—88）

同普通工字型钢

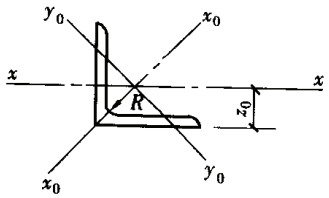


长度：型号 5～8，长 5～12m；
型号 10～18，长 5～19m；
型号 20～40，长 6～19m。

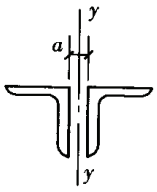
型号	尺寸（mm）					截面积	质量	x-x 轴			y-y 轴			y_1-y_1 轴	z_0
	h	b	d	t	R	(cm^2)	(kg/m)	I_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	I_{y1} (cm^4)	(cm)
5	50	37	4.5	7.0	7.0	6.9	5.4	26	10.4	1.94	8.3	3.55	1.10	20.9	1.35
6.3	63	40	4.8	7.5	7.5	8.4	6.6	51	16.1	2.45	11.9	4.50	1.18	28.4	1.36
8	80	43	5.0	8.0	8.0	10.2	8.0	101	25.3	3.15	16.6	5.79	1.27	37.4	1.43
10	100	48	5.3	8.5	8.5	12.7	10.0	198	39.7	3.95	25.6	7.8	1.41	55	1.52
12.6	126	53	5.5	9.0	9.0	15.7	12.4	391	62.1	4.95	38.0	10.2	1.57	77	1.59
a	140	58	6.0	9.5	9.5	18.5	14.5	564	80.5	5.52	53.2	13.0	1.70	107	1.71
14b	140	60	8.0	9.5	9.5	21.3	16.7	609	87.1	5.35	61.1	14.1	1.69	121	1.67
a	160	63	6.5	10.0	10.0	21.9	17.2	866	108	6.28	73.3	16.3	1.83	144	1.80
16b	160	65	8.5	10.0	10.0	25.1	19.7	934	117	6.10	83.4	17.5	1.82	161	1.75
a	180	68	7.0	10.5	10.5	25.7	20.2	1273	141	7.04	98.6	20.0	1.96	190	1.88
18b	180	70	9.0	10.5	10.5	29.3	23.0	1370	152	6.84	111	21.5	1.95	210	1.84
a	200	73	7.0	11.0	11.0	28.8	22.6	1780	178	7.86	128	24.2	2.11	244	2.01
20b	200	75	9.0	11.0	11.0	32.8	25.8	1914	191	7.64	144	25.9	2.09	268	1.95
a	220	77	7.0	11.5	11.5	31.8	25.0	2394	218	8.67	158	28.2	2.23	298	2.10
22b	220	79	9.0	11.5	11.5	36.2	28.4	2571	234	8.42	176	30.0	2.21	326	2.03
a	250	78	7.0	12.0	12.0	34.9	27.5	3370	270	9.82	175	30.5	2.24	322	2.07
25b	250	80	9.0	12.0	12.0	39.9	31.4	3530	282	9.40	196	32.7	2.22	353	1.98
c	250	82	11.0	12.0	12.0	44.9	35.3	3696	295	9.07	218	35.9	2.21	384	1.92
a	280	82	7.5	12.5	12.5	40.0	31.4	4765	340	10.9	218	35.7	2.33	388	2.10
28b	280	84	9.5	12.5	12.5	45.6	35.8	5130	366	10.6	242	37.9	2.30	428	2.02
c	280	86	11.5	12.5	12.5	51.2	40.2	5495	393	10.3	268	40.3	2.29	463	1.95
a	320	88	8.0	14.0	14.0	48.7	38.2	7598	475	12.5	305	46.5	2.50	552	2.24
32b	320	90	10.0	14.0	14.0	55.1	43.2	8144	509	12.1	336	49.2	2.47	593	2.16
c	320	92	12.0	14.0	14.0	61.5	48.3	8690	543	11.9	374	52.6	2.47	643	2.09
a	360	96	9.0	16.0	16.0	60.9	47.8	11870	660	14.0	455	63.5	2.73	818	2.44
36b	360	98	11.0	16.0	16.0	68.1	53.4	12650	703	13.6	497	66.8	2.70	880	2.37
c	360	100	13.0	16.0	16.0	75.3	59.1	13430	746	13.4	536	70.0	2.67	948	2.34
a	400	100	10.5	18.0	18.0	75.0	58.9	17580	879	15.3	592	78.8	2.81	1068	2.49
40b	400	102	12.5	18.0	18.0	83.0	65.2	18640	932	15.0	640	82.5	2.78	1136	2.44
c	400	104	14.5	18.0	18.0	91.0	71.5	19710	986	14.7	688	86.2	2.75	1221	2.42

Z1.3.3 等肢角钢（GB 9787—88）

单角钢



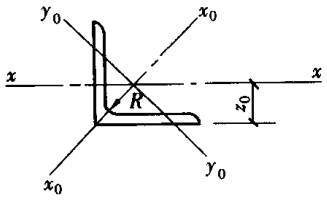
双角钢



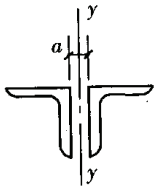
角钢型号	圆角 R (mm)	重心距 z_0 (mm)	截面积 (cm²)	质量 (kg/m)	惯性矩 I_x (cm⁴)	截面抵抗矩 W_x^{max} (cm³)	截面抵抗矩 W_x^{min} (cm³)	回转半径 i_x (cm)	回转半径 i_{x0} (cm)	回转半径 i_{y0} (cm)	i_y，当 a 为下列数值 6mm (cm)	8mm (cm)	10mm (cm)	12mm (cm)
L20×3	3.5	6.0	1.13	0.89	0.4	0.67	0.29	0.59	0.75	0.39	1.08	1.16	1.25	1.34
4	3.5	6.4	1.46	1.14	0.5	0.78	0.36	0.58	0.73	0.38	1.11	1.19	1.28	1.37
L25×3	3.5	7.3	1.43	1.12	0.81	1.12	0.46	0.76	0.95	0.49	1.28	1.36	1.44	1.53
4	3.5	7.6	1.86	1.46	1.03	1.36	0.59	0.74	0.93	0.48	1.30	1.38	1.46	1.55
L30×3	4.5	8.5	1.75	1.37	1.46	1.72	0.68	0.91	1.15	0.59	1.47	1.55	1.63	1.71
4	4.5	8.9	2.28	1.79	1.84	2.05	0.87	0.90	1.13	0.58	1.49	1.57	1.66	1.74
3	4.5	10.0	2.11	1.65	2.58	2.58	0.99	1.11	1.39	0.71	1.71	1.75	1.86	1.95
L36×4	4.5	10.4	2.76	2.16	3.29	3.16	1.28	1.09	1.38	0.70	1.73	1.81	1.89	1.97
5	4.5	10.7	3.38	2.65	3.95	3.70	1.56	1.08	1.36	0.70	1.74	1.82	1.91	1.99
3	5	10.9	2.36	1.85	3.59	3.3	1.23	1.23	1.55	0.79	1.85	1.93	2.01	2.09
L40×4	5	11.3	3.09	2.42	4.60	4.07	1.60	1.22	1.54	0.79	1.88	1.96	2.04	2.12
5	5	11.7	3.79	2.98	5.53	4.73	1.96	1.21	1.52	0.78	1.90	1.98	2.06	2.14
3	5	12.2	2.66	2.09	5.17	4.24	1.58	1.40	1.76	0.90	2.06	2.14	2.21	2.29
4	5	12.6	3.49	2.74	6.65	5.28	2.05	1.38	1.74	0.89	2.08	2.16	2.24	2.32
L45×5	5	13.0	4.29	3.37	8.04	6.19	2.51	1.37	1.72	0.88	2.11	2.18	2.26	2.34
6	5	13.3	5.08	3.98	9.33	7.0	2.95	1.36	1.70	0.88	2.12	2.20	2.28	2.36
3	5.5	13.4	2.27	2.33	7.18	5.36	1.96	1.55	1.96	1.00	2.26	2.33	2.41	2.49
4	5.5	13.8	3.90	3.06	9.26	6.71	2.56	1.54	1.94	0.99	2.28	2.35	2.43	2.51
L50×5	5.5	14.2	4.80	3.77	11.21	7.89	3.13	1.53	1.92	0.98	2.30	2.38	2.45	2.53
6	5.5	14.6	5.69	4.46	13.05	8.94	3.68	1.52	1.91	0.98	2.32	2.40	2.48	2.56
3	6	14.8	3.34	2.62	10.2	6.89	2.48	1.75	2.20	1.13	2.49	2.57	2.64	2.71
4	6	15.3	4.39	3.45	13.2	8.63	3.24	1.73	2.18	1.11	2.52	2.59	2.67	2.75
L56×5	6	15.7	5.41	4.25	16.0	10.2	3.97	1.72	2.17	1.10	2.54	2.62	2.69	2.77
8	6	16.8	8.37	6.57	23.6	14.0	6.03	1.68	2.11	1.09	2.60	2.67	2.75	2.83

续表

单角钢

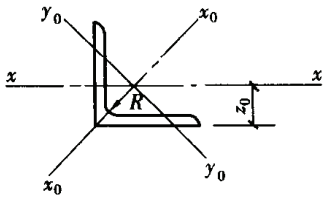


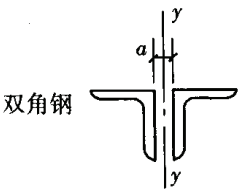
双角钢



角钢型号	圆角 R	重心距 z_0	截面积	质量	惯性矩 I_x	截面抵抗矩		回转半径			i_y，当 a 为下列数值			
						W_x^{max}	W_x^{min}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	6mm	8mm	10mm	12mm
	(mm)		(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)		(cm)			(cm)			
4	7	17.0	4.98	3.91	19.0	11.2	4.13	1.96	2.46	1.26	2.80	2.87	2.94	3.02
5	7	17.4	6.14	4.82	23.2	13.3	5.08	1.94	2.45	1.25	2.82	2.89	2.97	3.04
L63×6	7	17.8	7.29	5.72	27.1	15.2	6.0	1.93	2.43	1.24	2.84	2.91	2.99	3.06
8	7	18.5	9.51	7.47	34.5	18.6	7.75	1.90	2.40	1.23	2.87	2.95	3.02	3.10
10	7	19.3	11.66	9.15	41.1	21.3	9.39	1.88	2.36	1.22	2.91	2.99	3.07	3.15
4	8	18.6	5.57	4.37	26.4	14.2	5.14	2.18	2.74	1.40	3.07	3.14	3.21	3.28
5	8	19.1	6.87	5.40	32.2	16.8	6.32	2.16	2.73	1.39	3.09	3.17	3.24	3.31
6	8	19.5	8.16	6.41	37.8	19.4	7.48	2.15	2.71	1.38	3.11	3.19	3.26	3.34
L70×7	8	19.9	9.42	7.40	43.1	21.6	8.59	2.14	2.69	1.38	3.13	3.21	3.28	3.36
8	8	20.3	10.7	8.37	48.2	23.8	9.68	2.12	2.68	1.37	3.15	3.23	3.30	3.38
5	9	20.4	7.38	5.82	40.0	19.6	7.32	2.33	2.92	1.50	3.30	3.37	3.45	3.52
6	9	20.7	8.80	6.90	47.0	22.7	8.64	2.31	2.90	1.49	3.31	3.38	3.46	3.53
L75×7	9	21.1	10.2	7.98	53.0	25.4	9.93	2.30	2.89	1.48	3.33	3.40	3.48	3.55
8	9	21.5	11.5	9.03	60.0	27.9	11.2	2.28	2.88	1.47	3.35	3.42	3.50	3.57
10	9	22.2	14.1	11.1	72.0	32.4	13.6	2.26	2.84	1.46	3.38	3.46	3.53	3.61
5	9	21.5	7.91	6.21	48.8	22.7	8.34	2.48	3.13	1.60	3.49	3.56	3.63	3.71
6	9	21.9	9.40	7.38	57.3	26.1	9.87	2.47	3.11	1.59	3.51	3.58	3.65	3.72
L80×7	9	22.3	10.9	8.52	65.6	29.4	11.4	2.46	3.10	1.58	3.53	3.60	3.67	3.75
8	9	22.7	12.3	9.66	73.5	32.4	12.8	2.44	3.08	1.57	3.55	3.62	3.69	3.77
10	9	23.5	15.1	11.9	88.4	37.6	15.6	2.42	3.04	1.56	3.59	3.66	3.74	3.81
6	10	24.4	10.6	8.35	82.8	33.9	12.6	2.79	3.51	1.80	3.91	3.98	4.05	4.13
7	10	24.8	12.3	9.66	94.8	38.2	14.5	2.78	3.50	1.78	3.93	4.00	4.07	4.15
L90×8	10	25.2	13.9	10.9	106	42.1	16.4	2.76	3.48	1.78	3.95	4.02	4.09	4.17
10	10	25.9	17.2	13.5	129	49.7	20.1	2.74	3.45	1.76	3.98	4.05	4.13	4.20
12	10	26.7	20.3	15.9	149	56.0	23.6	2.71	3.41	1.75	4.02	4.10	4.17	4.25

续表

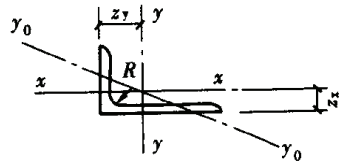




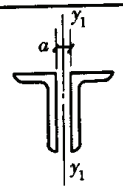
角钢型号	圆角 R	重心距 Z_0	截面积	质量	惯性矩 I_x	截面抵抗矩		回转半径			i_y，当 a 为下列数值			
						W_x^{max}	W_x^{min}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	6mm	8mm	10mm	12mm
	(mm)		(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)		(cm)			(cm)			
6	12	26.7	11.9	9.37	115	43.1	15.7	3.10	3.90	2.00	4.30	4.37	4.44	4.51
7	12	27.1	13.8	10.8	132	48.6	18.1	3.09	3.89	1.99	4.31	4.39	4.46	4.53
L100×8	12	27.6	15.6	12.3	148	53.7	20.5	3.08	3.88	1.98	4.34	4.41	4.48	4.56
10	12	28.4	19.3	15.1	179	63.2	25.1	3.05	3.84	1.96	4.38	4.45	4.52	4.60
12	12	29.1	22.8	17.9	209	71.9	29.5	3.03	3.81	1.95	4.41	4.49	4.56	4.63
14	12	29.9	26.3	20.6	236	79.1	33.7	3.00	3.77	1.94	4.45	4.53	4.60	4.68
16	12	30.6	29.6	23.3	262	89.6	37.8	2.98	3.74	1.94	4.49	4.56	4.64	4.72
7	12	29.6	15.2	11.9	177	59.9	22.0	3.41	4.30	2.20	4.72	4.79	4.86	4.92
8	12	30.1	17.2	13.5	199	64.7	25.0	3.40	4.28	2.19	4.75	4.82	4.89	4.96
L110×10	12	30.9	21.3	16.7	242	78.4	30.6	3.38	4.25	2.17	4.78	4.86	4.93	5.00
12	12	32.6	25.2	19.8	283	89.4	36.0	3.35	4.22	2.15	4.81	4.89	4.96	5.03
14	12	31.4	29.1	22.8	321	99.2	41.3	3.32	4.18	2.14	4.85	4.93	5.00	5.07
8	14	33.7	19.7	15.5	297	88.1	32.5	3.88	4.88	2.50	5.34	5.41	5.48	5.55
10	14	34.5	24.4	19.1	362	105	40.0	3.85	4.85	2.48	5.38	5.45	5.52	5.59
L125×12	14	35.3	28.9	22.7	423	120	47.2	3.83	4.82	2.46	5.41	5.48	5.56	5.63
14	14	36.1	33.4	26.2	482	133	54.2	3.80	4.78	2.45	5.45	5.52	5.60	5.67
10	14	38.2	27.4	21.5	515	135	50.6	4.34	5.46	2.78	5.98	6.05	6.12	6.19
12	14	39.0	32.5	25.5	604	155	59.8	4.31	5.43	2.76	6.02	6.09	6.16	6.23
L140×14	14	39.8	37.6	29.5	689	173	68.7	4.28	5.40	2.75	6.05	6.12	6.20	6.27
16	14	40.6	42.5	33.4	770	190	77.5	4.26	5.36	2.74	6.09	6.16	6.24	6.31
10	16	43.1	31.5	24.7	779	180	66.7	4.98	6.27	3.20	6.78	6.85	6.92	6.99
12	16	43.9	37.4	29.4	917	208	79.0	4.95	6.24	3.18	6.82	6.89	6.96	7.02
L160×14	16	44.7	43.3	34.0	1048	234	90.9	4.92	6.20	3.16	6.85	6.92	6.99	7.07
16	16	45.5	49.1	38.5	1175	258	103	4.89	6.17	3.14	6.89	6.96	7.03	7.10
12	16	48.9	42.2	33.2	1321	271	101	5.59	7.05	3.58	7.63	7.70	7.77	7.84
14	16	49.7	48.9	38.4	1514	305	116	5.56	7.02	3.56	7.66	7.73	7.81	7.87
L180×16	16	50.5	55.5	43.5	1701	338	131	5.54	6.98	3.55	7.70	7.77	7.84	7.91
18	16	51.3	62.0	48.6	1875	365	146	5.50	6.94	3.51	7.73	7.80	7.87	7.94
14	18	54.6	54.6	42.9	2104	387	145	6.20	7.82	3.98	8.47	8.53	8.60	8.67
16	18	55.4	62.0	48.7	2366	428	164	6.18	7.79	3.96	8.50	8.57	8.04	8.71
L200×18	18	56.2	69.3	54.4	2621	467	182	6.15	7.75	3.94	8.54	8.61	8.67	8.75
20	18	56.9	76.5	60.1	2867	503	200	6.12	7.72	3.93	8.56	8.64	8.71	8.78
24	18	58.7	90.7	71.2	3338	570	236	6.07	7.64	3.90	8.65	8.73	8.80	8.87

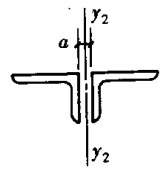
Z1.3.4 不等肢角钢（GB 9788—88）

单角钢



双角钢





角钢型号	圆角 R	重心距 z_x	重心距 z_y	截面积	质量	惯性矩 I_x	惯性矩 I_y	回转半径 i_x	回转半径 i_y	回转半径 i_{y0}	i_{y1}，当 a 为下列数 6mm	i_{y1}，当 a 为下列数 8mm	i_{y1}，当 a 为下列数 10mm	i_{y1}，当 a 为下列数 12mm	i_{y2}，当 a 为下列数 6mm	i_{y2}，当 a 为下列数 8mm	i_{y2}，当 a 为下列数 10mm	i_{y2}，当 a 为下列数 12mm
	(mm)			(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)		(cm)			(cm)				(cm)			
L25×16×3	3.5	4.2	8.6	1.16	0.91	0.22	0.70	0.44	0.78	0.34	0.84	0.93	1.02	1.11	1.40	1.48	1.57	1.65
4	3.5	4.6	9.0	1.50	1.18	0.27	0.88	0.43	0.77	0.34	0.87	0.96	1.05	1.14	1.42	1.51	1.60	1.68
L32×20×3	3.5	4.9	10.8	1.49	1.17	0.46	1.53	0.55	1.01	0.43	0.97	1.05	1.14	1.22	1.71	1.79	1.88	1.96
4	3.5	5.3	11.2	1.94	1.52	0.57	1.93	0.54	1.00	0.42	0.99	1.08	1.16	1.25	1.74	1.82	1.90	1.99
L40×25×3	4	5.9	13.2	1.89	1.48	0.93	3.03	0.70	1.28	0.54	1.13	1.21	1.30	1.38	2.06	2.14	2.22	2.31
4	4	6.3	13.7	2.47	1.94	1.18	3.93	0.69	1.26	0.54	1.16	1.24	1.32	1.41	2.09	2.17	2.26	2.34
L45×28×3	5	6.4	14.7	2.15	1.69	1.34	4.45	0.79	1.44	0.61	1.23	1.31	1.39	1.47	2.28	2.36	2.44	2.52
4	5	6.8	15.1	2.81	2.20	1.70	4.69	0.78	1.42	0.60	1.25	1.33	1.41	1.50	2.30	2.38	2.49	2.55
L50×32×3	5.5	7.3	16.0	2.43	1.91	2.02	6.24	0.91	1.60	0.70	1.38	1.45	1.53	1.61	2.49	2.56	2.64	2.72
4	5.5	7.7	16.5	3.18	2.49	2.58	8.02	0.90	1.59	0.69	1.40	1.48	1.56	1.64	2.52	2.59	2.67	2.75
3	6	8.0	17.8	2.74	2.15	2.92	8.88	1.03	1.80	0.79	1.51	1.58	1.66	1.74	2.75	2.83	2.90	2.98
L56×36×4	6	8.5	18.2	3.59	2.82	3.76	11.4	1.02	1.79	0.79	1.54	1.62	1.69	1.77	2.77	2.85	2.93	3.01
5	6	8.8	18.7	4.41	3.47	4.49	13.9	1.01	1.77	0.78	1.55	1.63	1.71	1.79	2.80	2.87	2.96	3.04
4	7	9.2	20.4	4.06	3.18	5.23	16.5	1.14	2.02	0.88	1.67	1.74	1.82	1.90	3.09	3.16	3.24	3.32
5	7	9.5	20.8	4.99	3.92	6.31	20.0	1.12	2.00	0.87	1.68	1.76	1.83	1.91	3.11	3.19	3.27	3.35
L63×40×6	7	9.9	21.2	5.91	4.64	7.29	23.4	1.11	1.98	0.86	1.70	1.78	1.86	1.94	3.13	3.21	3.29	3.37
7	7	10.3	21.5	6.80	5.34	8.24	26.5	1.10	1.96	0.86	1.73	1.80	1.88	1.97	3.15	3.23	3.30	3.39

续表

角钢型号	单角钢										双角钢							
	圆角 R	重心距		截面积	质量	惯性矩		回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数				i_{y2}，当 a 为下列数			
		z_x	z_y			I_x	I_y	i_x	i_y	i_{y0}	6mm	8mm	10mm	12mm	6mm	8mm	10mm	12mm
	(mm)			(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)		(cm)			(cm)				(cm)			
4	7.5	10.2	22.4	4.55	3.57	7.55	23.2	1.29	2.26	0.98	1.84	1.92	1.99	2.07	3.40	3.48	3.56	3.62
5	7.5	10.6	22.8	5.61	4.40	9.13	27.9	1.28	2.23	0.98	1.86	1.94	2.01	2.09	3.41	3.49	3.57	3.64
L70×45×6	7.5	10.9	23.2	6.65	5.22	10.6	32.5	1.26	2.21	0.98	1.88	1.95	2.03	2.11	3.43	3.51	3.58	3.66
7	7.5	11.3	23.6	7.66	6.01	12.0	37.2	1.25	2.20	0.97	1.90	1.98	2.06	2.14	3.45	3.53	3.61	3.69
5	8	11.7	24.0	6.12	4.81	12.6	34.9	1.44	2.39	1.10	2.05	2.13	2.20	2.28	3.60	3.68	3.76	3.83
6	8	12.1	24.4	7.26	5.70	14.7	41.1	1.42	2.38	1.08	2.07	2.15	2.22	2.30	3.63	3.71	3.78	3.86
L75×50×8	8	12.9	25.2	9.47	7.43	18.5	52.4	1.40	2.35	1.07	2.12	2.19	2.27	2.35	3.67	3.75	3.83	3.91
10	8	13.6	26.0	11.6	9.10	22.0	62.7	1.38	2.33	1.06	2.16	2.23	2.31	2.40	3.72	3.80	3.88	3.96
5	8	11.4	26.0	6.37	5.00	12.8	42.0	1.42	2.56	1.10	2.02	2.09	2.17	2.24	3.87	3.95	4.02	4.10
6	8	11.8	26.5	7.56	5.93	14.9	49.5	1.41	2.55	1.08	2.04	2.12	2.19	2.27	3.90	3.98	4.06	4.14
L80×50×7	8	12.1	26.9	8.72	6.85	17.0	56.2	1.39	2.54	1.08	2.06	2.13	2.21	2.28	3.92	4.00	4.08	4.15
8	8	12.5	27.3	9.87	7.74	18.8	62.8	1.38	2.52	1.07	2.08	2.15	2.23	2.31	3.94	4.02	4.10	4.18
5	9	12.5	29.1	7.21	5.66	18.3	60.4	1.59	2.90	1.23	2.22	2.29	2.37	2.44	4.32	4.40	4.47	4.55
6	9	12.9	29.5	8.56	6.72	21.4	71.0	1.58	2.88	1.23	2.24	2.32	2.39	2.46	4.34	4.42	4.49	4.57
L90×56×7	9	13.3	30.0	9.83	7.76	24.4	81.0	1.57	2.86	1.22	2.26	2.34	2.41	2.49	4.37	4.45	4.52	4.60
8	9	13.6	30.4	11.2	8.78	27.1	91.0	1.56	2.85	1.21	2.28	2.35	2.43	2.50	4.39	4.47	4.55	4.62

续表

角钢型号	单角钢										双角钢							
	圆角 R	重心距		截面积	质量	惯性矩		回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数				i_{y2}，当 a 为下列数			
		z_x	z_y			I_x	I_y	i_x	i_y	i_{y0}	6mm	8mm	10mm	12mm	6mm	8mm	10mm	12mm
	(mm)			(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)		(cm)			(cm)				(cm)			
6	10	14.3	32.4	9.62	7.55	30.9	99.1	1.79	3.21	1.38	2.49	2.56	2.63	2.71	4.78	4.85	4.93	5.00
7	10	14.7	32.8	11.1	8.72	35.8	113	1.78	3.20	1.38	2.51	2.58	2.66	2.73	4.80	4.87	4.95	5.03
L100×63×8	10	15.0	33.2	12.6	9.88	39.4	127	1.77	3.18	1.37	2.52	2.60	2.67	2.75	4.82	4.89	4.97	5.05
10	10	15.8	34.0	15.5	12.1	47.1	154	1.74	3.15	1.35	2.57	2.64	2.72	2.79	4.86	4.94	5.02	5.09
6	10	19.7	29.5	10.6	8.35	61.2	107	2.40	3.17	1.72	3.30	3.37	3.44	3.52	4.54	4.61	4.69	4.76
7	10	20.1	30.0	12.3	9.66	70.1	123	2.39	3.16	1.72	3.32	3.39	3.46	3.54	4.57	4.64	4.71	4.79
L100×80×8	10	20.5	30.4	13.9	10.9	78.6	138	2.37	3.14	1.71	3.34	3.41	3.48	3.56	4.59	4.66	4.74	4.81
10	10	21.3	31.2	17.2	13.5	94.6	167	2.35	3.12	1.69	3.38	3.45	3.53	3.60	4.63	4.70	4.78	4.85
6	10	15.7	35.3	10.6	8.35	42.9	133	2.01	3.54	1.54	2.74	2.81	2.88	2.97	5.22	5.29	5.36	5.44
7	10	16.1	35.7	12.3	9.66	49.0	153	2.00	3.53	1.53	2.76	2.83	2.90	2.98	5.24	5.31	5.39	5.46
L110×70×8	10	16.5	36.2	13.9	10.9	54.9	172	1.98	3.51	1.53	2.78	2.85	2.93	3.00	5.26	5.34	5.41	5.49
10	10	17.2	37.0	17.2	13.5	65.9	208	1.9	3.48	1.51	2.81	2.89	2.96	3.04	5.30	5.38	5.46	5.53
7	11	18.0	40.1	14.1	11.1	74.4	228	2.30	4.02	1.76	3.11	3.18	3.25	3.32	5.89	5.97	6.04	6.12
L125×80×8	11	18.4	40.6	16.0	12.6	83.5	257	2.28	4.01	1.75	3.13	3.20	3.27	3.34	5.92	6.00	6.07	6.15
10	11	19.2	41.4	19.7	15.5	101	312	2.26	3.98	1.74	3.17	3.24	3.31	3.38	5.96	6.04	6.11	6.19
12	11	20.0	42.2	23.4	18.3	117	364	2.24	3.95	1.72	3.21	3.28	3.35	3.43	6.00	6.08	6.15	6.23

续表

角钢型号	单角钢										双角钢							
	圆角 R	重心距		截面积	质量	惯性矩		回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数				i_{y2}，当 a 为下列数			
		z_x	z_y			I_x	I_y	i_x	i_y	i_{y0}	6mm	8mm	10mm	12mm	6mm	8mm	10mm	12mm
	(mm)			(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)		(cm)			(cm)				(cm)			
8	12	20.4	45.0	18.0	14.2	121	366	2.59	4.50	1.98	3.49	3.56	3.63	3.70	6.58	6.65	6.72	6.79
L140×90×10	12	21.2	45.8	22.3	17.5	146	445	2.56	4.47	1.96	3.52	3.59	3.66	3.74	6.62	6.69	6.77	6.84
12	12	21.9	46.6	26.4	20.7	170	522	2.54	4.44	1.95	3.55	3.62	3.70	3.77	6.66	6.74	6.81	6.89
14	12	22.7	47.4	30.5	23.9	192	594	2.51	4.42	1.94	3.59	3.67	3.74	3.81	6.70	6.78	6.85	9.93
10	13	22.8	52.4	25.3	19.9	205	669	2.85	5.14	2.19	3.84	3.91	3.98	4.05	7.56	7.63	7.70	7.78
12	13	23.6	53.2	30.1	23.6	239	785	2.82	5.11	2.17	3.88	3.95	4.02	4.09	7.60	7.67	7.75	7.82
L160×100×14	13	24.3	54.0	34.7	27.2	271	896	2.80	5.08	2.16	3.91	3.98	4.05	4.12	7.64	7.71	7.79	7.86
16	13	25.1	54.8	39.3	30.8	302	1003	2.77	5.05	2.16	3.95	4.02	4.09	4.17	7.68	7.75	7.83	7.91
10	14	24.4	58.9	28.4	22.3	278	956	3.13	5.80	2.42	4.16	4.23	4.29	4.36	8.47	8.56	8.63	8.71
12	14	25.2	59.8	33.7	26.5	325	1125	3.10	5.78	2.40	4.19	4.26	4.33	4.40	8.53	8.61	8.68	8.76
L180×110×14	14	25.9	60.6	39.0	30.6	370	1287	3.08	5.75	2.39	4.22	4.29	4.36	4.43	8.57	8.65	8.72	8.80
16	14	26.7	61.4	44.1	34.6	412	1443	3.06	5.72	2.38	4.26	4.33	4.40	4.47	8.61	8.69	8.76	8.84
12	14	28.3	65.4	37.9	29.8	483	1571	3.57	6.44	2.74	4.75	4.81	4.88	4.95	9.39	9.47	9.54	9.61
14	14	29.1	66.2	43.9	34.4	551	1801	3.54	6.41	2.73	4.78	4.85	4.92	4.99	9.43	9.50	9.58	9.65
L200×125×16	14	29.9	67.0	49.7	39.0	615	2023	3.52	6.38	2.71	4.82	4.89	4.96	5.03	9.47	9.54	9.62	9.69
18	14	30.6	67.8	55.5	43.6	677	2238	3.49	6.35	2.70	4.85	4.92	4.99	5.07	9.51	9.58	9.66	9.74

Z1.3.5 热轧 H 型钢和剖分 T 型钢（GB/T 11263—1998）

Z1.3.5.1 宽、中、窄翼缘 H 型钢截面尺寸、截面面积、理论重量和截面特性

类别	型号（高度×宽度）	截面尺寸（mm）				截面面积（cm^2）	理论重量（kg/m）	截面特性参数						
								惯性矩（cm^4）		惯性半径（cm）		截面模数（cm^3）		抗扭惯性矩
		$H \times B$	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y	I_t（cm^4）
HW	100×100	100×100	6	8	10	21.90	17.2	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7	5.15
	125×125	125×125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	294	5.29	3.11	136	47.0	8.42
	150×150	150×150	7	10	13	40.55	31.9	1660	564	6.39	3.73	221	75.1	14.31
	175×175	175×175	7.5	11	13	51.43	40.3	2900	984	7.50	4.37	331	112	20.97
	200×200	200×200	8	12	16	64.28	50.5	4770	1600	8.61	4.99	477	160	31.98
		#200×204	12	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.35	4.85	503	167	42.32
	250×250	250×250	9	14	16	92.18	72.4	10800	3650	10.8	6.29	867	292	58.70
		#250×255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304	79.01
	300×300	#294×302	12	12	20	108.3	85.0	17000	5520	12.5	7.14	1160	365	63.86
		300×300	10	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450	91.00
		300×305	15	15	20	135.4	106	21600	7100	12.6	7.24	1440	466	120.2
	350×350	#344×348	10	16	20	146.0	115	33300	11200	15.1	8.78	1940	646	120.8
		350×350	12	19	20	173.9	137	40300	13600	15.2	8.84	2300	776	199.0
	400×400	#388×402	15	15	24	179.2	141	49200	16300	16.6	9.52	2540	809	161.1
		#394×398	11	18	24	187.6	147	56400	18900	17.3	10.0	2860	951	198.6
		400×400	13	21	24	219.5	172	66900	22400	17.5	10.1	3340	1120	310.2
		#400×408	21	21	24	251.5	197	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170	423.5
		#414×405	18	28	24	296.2	233	93000	31000	17.7	10.2	4490	1530	726.2
		#428×407	20	35	24	361.4	284	119000	39400	18.2	10.4	5580	1930	1334.5
		*458×417	30	50	24	529.3	415	187000	60500	18.8	10.7	8180	2900	3914.0
		*498×432	45	70	24	770.8	605	298000	94400	19.7	11.1	12000	4370	11094
HM	150×100	148×100	6	9	13	27.25	21.4	1040	151	6.17	2.35	140	30.2	8.04
	200×150	194×150	6	9	16	39.76	31.2	2740	508	8.30	3.57	283	67.7	12.15
	250×175	244×175	7	11	16	56.24	44.1	6120	985	10.4	4.18	502	113	22.97
	300×200	294×200	8	12	20	73.03	57.3	11400	1600	12.5	4.69	779	160	37.44
	350×250	340×250	9	14	20	101.5	79.7	21700	3650	14.6	6.00	1280	292	65.77
	400×300	390×300	10	16	24	136.7	107	38900	7210	16.9	7.26	2000	481	117.1
	450×300	440×300	11	18	24	157.4	124	56100	8110	18.9	7.18	2550	541	162.6
	500×300	482×300	11	15	28	146.4	115	60800	6770	20.4	6.80	2520	451	120.6
		488×300	11	18	28	164.4	129	71400	8120	20.8	7.03	2930	541	176.5
	600×300	582×300	12	17	28	174.5	137	103000	7670	24.3	6.63	3530	511	169.8
		588×300	12	20	28	192.5	151	118000	9020	24.8	6.85	4020	601	238.6
		#594×302	14	23	28	222.4	175	137000	10600	24.9	6.90	4620	701	355.6

续表

类别	型号（高度×宽度）	截面尺寸（mm）				截面面积（cm^2）	理论重量（kg/m）	截面特性参数						
								惯性矩（cm^4）		惯性半径（cm）		截面模数（cm^3）		抗扭惯性矩
		$H \times B$	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y	I_t（cm^4）
NH	100×50	100×50	5	7	10	12.16	9.54	192	14.9	3.98	1.11	38.5	5.96	2.35
	126×60	125×60	6	8	10	17.01	13.3	417	29.3	4.95	1.31	66.8	9.75	3.97
	150×75	150×75	5	7	10	18.16	14.3	679	49.6	6.12	1.65	90.6	13.2	3.13
	175×90	175×90	5	8	10	23.21	18.2	1220	97.6	7.26	2.05	140	21.7	4.70
	200×100	198×99	4.5	7	13	23.59	18.5	1610	114	8.27	2.20	163	23.0	4.24
		200×100	5.5	8	13	27.57	21.7	1880	134	8.25	2.21	188	26.8	6.30
	250×125	248×124	5	8	13	32.89	25.8	3560	255	10.4	2.78	287	41.1	6.94
		250×125	6	9	13	37.87	29.7	4080	294	10.4	2.79	326	47.0	9.99
	300×150	298×149	5.5	8	16	41.55	32.6	6460	443	12.4	3.26	433	59.4	9.66
		300×150	6.5	9	16	47.53	37.3	7350	508	12.4	3.27	490	67.7	13.67
	350×175	346×174	6	9	16	53.19	41.8	11200	792	14.5	3.86	649	91.0	14.41
		350×175	7	11	16	63.66	50.0	13700	985	14.7	3.93	782	113	24.19
	#400×150	#400×150	8	13	16	71.12	55.8	18800	734	16.3	3.21	942	97.9	34.74
	400×200	396×199	7	11	16	72.16	56.7	20000	1450	16.7	4.48	1010	145	26.84
		400×200	8	13	16	84.12	66.0	23700	1740	16.8	4.54	1190	174	42.06
	#450×150	#450×150	9	14	20	83.41	65.5	27100	793	18.0	3.08	1200	106	50.15
	450×200	446×199	8	12	20	84.95	66.7	29000	1580	18.5	4.31	1300	159	39.92
		450×200	9	14	20	97.41	76.5	33700	1870	18.6	4.38	1500	187	59.30
	#500×150	#500×150	10	16	20	98.23	77.1	38500	907	19.8	3.04	1540	121	71.94
	500×200	496×199	9	14	20	101.3	79.5	41900	1840	20.3	4.27	1690	185	60.24
		500×200	10	16	20	114.2	89.6	47800	2140	20.5	4.33	1910	214	85.60
		#506×201	11	19	20	131.3	103	56500	2580	20.8	4.43	2230	257	131.9
	600×200	596×199	10	15	24	121.2	95.1	69300	1980	23.9	4.04	2330	199	85.43
		600×200	11	17	24	135.2	106	78200	2280	24.1	4.11	2610	228	117.1
		#606×201	12	20	24	153.3	120	91000	2720	24.4	4.21	3000	271	172.9
	700×300	#692×300	13	20	28	211.5	166	172000	9020	28.6	6.53	4980	602	257.8
		700×300	13	24	28	235.5	185	201000	10800	29.3	6.78	5760	722	383.0
	*800×300	*729×300	14	22	28	243.4	191	254000	9930	32.3	6.39	6400	662	333.8
		*800×300	14	26	28	267.4	210	292000	11700	33.0	6.62	7290	782	486.5
	*900×300	*890×299	15	23	28	270.9	213	345000	10300	35.7	6.16	7760	688	401.8
		*900×300	16	28	28	309.8	243	411000	12600	36.4	6.39	9140	843	633.8
		*912×302	18	34	28	364.0	286	498000	15700	37.0	6.56	10900	1040	1053.3

注 1.“#”表示的规格为非常用规格。

2.“*”表示的规格，目前国内尚未生产。

3. 型号属同一范围的产品，其内侧尺寸高度是一致的。

4. 截面面积计算公式为“$t_1(H-2t_2)+2Bt_2+0.858r^2$”。

Z1.3.5.2 剖分T型钢截面尺寸、截面面积、理论重量和截面特性

类别	型号（高度×宽度）	截面尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	理论重量（kg/m）	截面特性参数								对应H型钢系列型号
		h	B	t_1	t_2	r			惯性矩（cm^4）		惯性半径（cm）		截面模数（cm^3）		重心（cm）	抗扭惯性矩（cm^4）	
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y	C_x	I_t	型号
TW	50×100	50	100	6	8	10	10.95	8.56	16.1	66.9	1.21	2.47	4.03	13.4	1.00	2.56	100×100
	62.5×125	62.5	125	6.5	9	10	15.16	11.9	35.0	147	1.52	3.11	6.91	23.5	1.19	4.19	125×125
	75×150	75	150	7	10	13	20.28	15.9	66.4	282	1.81	3.73	10.8	37.6	1.37	7.13	150×150
	87.5×175	87.5	175	7.5	11	13	25.71	20.2	115	492	2.11	4.37	15.9	56.2	1.55	10.45	175×175
	100×200	100	200	8	12	16	32.14	25.2	185	801	2.40	4.99	22.3	80.1	1.73	15.95	200×200
		#100	204	12	12	16	36.14	28.3	256	851	2.66	4.85	32.4	83.5	2.09	20.94	
	125×250	125	250	9	14	16	46.09	36.2	412	1820	2.99	6.29	39.5	146	2.08	29.28	250×250
		#125	255	14	14	16	52.34	41.1	589	1940	3.36	6.09	59.4	152	2.58	39.10	
	150×300	#147	302	12	12	20	54.16	42.5	858	2760	3.98	7.14	72.3	183	2.83	31.71	300×300
		150	300	10	15	20	60.22	47.3	798	3380	3.64	7.49	63.7	225	2.47	45.39	
		150	305	15	15	20	67.72	53.1	1110	3550	4.05	7.24	92.5	233	3.02	59.57	
	175×350	#172	348	10	16	20	73.00	57.3	1230	5620	4.11	8.78	84.7	323	2.67	60.30	350×350
		175	350	12	19	20	86.94	68.2	1520	6790	4.18	8.84	104	388	2.86	99.30	
	200×400	#194	402	15	15	24	89.62	70.3	2480	8130	5.26	9.52	158	405	3.69	80.01	400×400
		#197	398	11	18	24	93.80	73.6	2050	9460	4.67	10.0	123	476	3.01	99.15	
		200	400	13	21	24	109.7	86.1	2480	11200	4.75	10.1	147	560	3.21	154.8	
		#200	408	21	21	24	125.7	98.7	3650	11900	5.39	9.73	229	584	4.07	209.7	
		#207	405	18	28	24	148.1	116	3620	15500	4.95	10.2	213	766	3.68	362.0	
		#214	407	20	35	24	180.7	142	4380	19700	4.92	10.4	250	967	3.90	665.6	
TM	74×100	74	100	6	9	13	13.63	10.7	51.7	75.4	1.95	2.35	8.80	15.1	1.55	4.00	150×100
	97×150	97	150	6	9	16	19.88	15.6	125	254	2.50	3.57	15.8	33.9	1.78	6.06	200×150
	122×175	122	175	7	11	16	28.12	22.1	289	492	3.20	4.18	29.1	56.3	2.27	11.46	250×175
	147×200	147	200	8	12	20	36.52	28.7	572	802	3.96	4.69	48.2	80.2	2.82	18.68	300×200
	170×250	170	250	9	14	20	50.76	39.9	1020	1830	4.48	6.00	73.1	146	3.09	32.82	350×250
	200×300	195	300	10	16	24	68.37	53.7	1730	3600	5.03	7.26	108	240	3.40	58.44	400×300
	220×300	220	300	11	18	24	78.69	61.8	2680	4060	5.84	7.18	150	270	4.05	81.12	450×300
	250×300	241	300	11	15	28	73.23	57.5	3420	3380	6.83	6.80	178	226	4.90	60.15	500×300
		244	300	11	18	28	82.23	64.5	3620	4060	6.64	7.03	184	271	4.65	88.10	
	300×300	291	300	12	17	28	87.25	68.5	6360	3830	8.54	6.63	280	256	6.39	84.70	600×300
		294	300	12	20	28	96.25	75.5	6710	4510	8.35	6.85	288	301	6.08	119.1	
		#297	302	14	23	28	111.2	87.3	7920	5290	8.44	6.90	339	351	6.33	177.4	

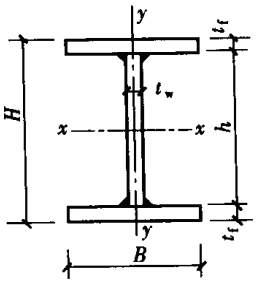
续表

类别	型号（高度×宽度）	截面尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	理论重量（kg/m）	截面特性参数								对应H型钢系列型号
									惯性矩（cm^4）		惯性半径（cm）		截面模数（cm^3）		重心（cm）	抗扭惯性矩（cm^4）	
		h	B	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y	C_x	I_t	型号
TN	50×50	50	50	5	7	10	6.079	4.79	11.9	7.45	1.40	1.11	3.18	2.98	1.27	1.17	100×50
	62.5×60	62.5	60	6	8	10	8.499	6.67	27.5	14.6	1.80	1.31	5.96	4.88	1.63	1.97	125×60
	75×75	75	75	5	7	10	9.079	7.11	42.7	24.8	2.17	1.65	7.46	6.61	1.78	1.56	150×75
	87.5×90	87.5	90	5	8	10	11.60	9.11	70.7	48.8	2.47	2.05	10.4	10.8	1.92	2.34	175×90
	100×100	99	99	4.5	7	13	11.80	9.26	94.0	56.9	2.82	2.20	12.1	11.5	2.13	2.18	200×100
		100	100	5.5	8	13	13.79	10.8	115	67.1	2.88	2.21	14.8	13.4	2.27	3.14	
	125×125	124	124	5	8	13	16.45	12.9	208	128	3.56	2.78	21.3	20.6	2.62	3.47	250×125
		125	125	6	9	13	18.94	14.8	249	147	3.62	2.79	25.6	23.5	2.78	4.98	
	150×150	149	149	5.5	8	16	20.77	16.3	395	221	4.36	3.26	33.8	29.7	3.22	4.82	300×150
		150	150	6.5	9	16	23.76	18.7	465	254	4.42	3.27	40.0	33.9	3.38	6.81	
	175×175	173	174	6	9	16	26.60	20.9	681	396	5.06	3.86	50.0	45.5	3.68	7.19	350×175
		175	175	7	11	16	31.83	25.0	816	492	5.06	3.93	59.3	56.3	3.74	12.07	
	200×200	198	199	7	11	16	36.08	28.3	1190	724	5.76	4.48	76.4	72.7	4.17	13.40	400×200
		200	200	8	13	16	42.06	33.0	1400	868	5.76	4.54	88.6	86.8	4.23	20.99	
	225×200	223	199	8	12	20	42.54	33.4	1880	790	6.65	4.31	109	79.4	5.07	19.92	450×200
		225	200	9	14	20	48.71	38.2	2160	936	6.66	4.38	124	93.6	5.13	29.58	
	250×200	248	199	9	14	20	50.64	39.7	2840	922	7.49	4.27	150	92.7	5.90	30.05	500×200
		250	200	10	16	20	57.12	44.8	3210	1070	7.50	4.33	169	107	5.96	42.69	
		#253	201	11	19	20	65.65	51.5	3670	1290	7.48	4.43	190	128	5.95	65.82	
	300×200	298	199	10	15	24	60.62	47.6	5200	991	9.27	4.04	236	100	7.76	42.61	600×200
		300	200	11	17	24	67.60	53.1	5820	1140	9.28	4.11	262	114	7.81	58.41	
		#303	201	12	20	24	76.63	60.1	6580	1360	9.26	4.21	292	135	7.76	86.21	

注　“#”表示的规格为非常用规格。

Z1.4 冶标规定的焊接 H 型钢

Z1.4.1 普通焊接 H 型钢（YB 3301—92）



I—截面惯性矩；
W—截面抵抗矩；
S—半截面面积矩；
i—截面回转半径

型号	尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	单位重量（kg/m）	截面特性							焊缝厚度（mm）
								$x-x$				$y-y$			
	H	h	B	t_w	t_f			I_x（cm^4）	W_x（cm^3）	i_x（cm）	S_x（cm^3）	I_y（cm^4）	W_y（cm^3）	i_y（cm）	
300×200	300	280	200	6	10	56.8	44.6	9510	634	12.9	349	1330	133	4.85	5
	300	276	200	6	12	64.6	50.7	11010	734	13.1	403	1600	160	4.98	5
	300	272	200	8	14	77.3	61.0	12800	854	12.8	474	1870	187	4.90	6
300×250	300	276	250	8	12	82.1	94.4	13850	923	13.0	508	3130	250	6.17	6
	300	272	250	10	14	97.2	76.3	16000	1070	12.8	593	3650	292	6.13	6
300×300	300	276	300	8	12	94.1	73.9	16340	1090	13.2	595	5400	360	7.58	6
	300	268	300	10	16	123	97.4	20980	1400	13.1	771	7200	480	7.66	6
	300	260	300	12	20	151	119	25320	1690	12.9	941	9000	600	7.72	8
350×175	350	330	175	6	10	54.8	43.0	11920	681	14.8	379	894	102	4.04	5
	350	326	175	8	12	68.1	53.4	14310	818	14.5	461	1070	123	3.97	6
350×200	350	334	200	6	8	52.0	40.9	11220	641	14.7	357	1070	107	4.53	5
	350	330	200	8	10	66.4	52.1	13960	798	14.5	449	1340	134	4.48	6
	350	326	200	8	12	74.1	58.2	16030	916	14.7	512	1600	160	4.65	6
	350	318	200	10	16	95.8	75.2	20540	1170	14.6	661	2140	214	4.72	6
350×250	350	330	250	8	10	76.4	60.0	16850	963	14.9	534	2610	208	5.84	6
	350	326	250	8	12	86.1	67.6	19450	1110	15.0	613	3130	250	6.03	6
	350	318	250	10	16	112	87.8	25010	1430	15.0	794	4170	334	6.11	6
350×300	350	326	300	8	12	98.1	77.0	22880	1310	15.3	715	5400	360	7.42	6
	350	318	300	10	16	128	100	29470	1680	15.2	928	7200	480	7.51	6
350×350	350	326	350	8	12	110	86.4	26310	1500	15.5	816	8580	490	8.83	6
	350	318	350	10	16	144	113	33940	1940	15.4	1060	11440	654	8.92	6
	350	310	350	12	20	177	139	41140	2350	15.2	1300	14300	817	8.98	8

续表

型号	尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	单位重量（kg/m）	截面特性							焊缝厚度（mm）
								$x-x$				$y-y$			
	H	h	B	t_w	t_f			I_x（cm^4）	W_x（cm^3）	i_x（cm）	S_x（cm^3）	I_y（cm^4）	W_y（cm^3）	i_y（cm）	
400×200	400	380	200	6	10	62.8	49.3	17960	898	16.9	498	1330	133	4.60	5
	400	376	200	8	12	78.1	61.3	21620	1080	16.6	607	1600	160	4.53	5
	400	368	200	8	16	93.4	73.4	26930	1350	17.0	750	2140	214	4.78	6
	400	360	200	10	20	116	91.1	32800	1640	16.8	922	2670	267	4.80	6
400×250	400	380	250	6	10	72.8	57.1	21760	1090	17.3	596	2610	208	5.98	5
	400	376	250	8	12	90.1	70.7	26130	1310	17.0	723	3130	250	5.89	5
	400	368	250	8	16	109	85.9	32830	1640	17.3	903	4170	334	6.17	6
	400	360	250	10	20	136	107	40020	2000	17.2	1110	5210	417	6.19	6
400×300	400	376	300	8	12	102	80.1	30650	1530	17.3	840	5400	360	7.27	6
	400	368	300	10	16	133	104	39560	1980	17.3	1090	7200	480	7.26	6
	400	360	300	12	20	163	128	48030	2400	17.2	1330	9010	600	7.43	8
400×400	400	372	400	8	14	142	111	45170	2260	17.9	1220	14940	747	10.3	6
	400	368	400	10	16	165	129	51370	2570	17.7	1400	17070	854	10.2	8
	400	360	400	12	20	203	160	62480	3120	17.5	1710	21340	1070	10.3	8
	400	350	400	16	25	256	201	76130	3810	17.3	2120	26680	1330	10.2	10
	400	336	400	20	32	323	254	93200	4660	17.0	2640	34160	1710	10.3	12
	400	320	400	25	40	400	314	110900	5550	16.7	3200	42710	2140	10.3	14
392×400	392	360	400	10	16	164	129	49160	2510	17.3	1370	17070	854	10.2	8
410×400	410	360	400	16	25	258	202	80440	3920	17.7	2180	26680	1330	10.2	10
424×400	424	360	400	20	32	328	258	106300	5020	18.0	2830	34160	1710	10.2	12
440×400	440	360	400	25	40	410	322	138100	6280	18.4	3610	42710	2140	10.2	14
450×250	450	426	250	8	12	94.1	73.9	33940	1510	19.0	838	3130	250	5.77	6
	450	418	250	10	16	122	95.6	43770	1950	19.0	1090	4170	334	5.85	6
	450	410	250	10	20	141	111	52000	2310	19.2	1290	5210	417	6.08	8
450×300	450	426	300	8	12	106	83.3	39690	1760	19.3	970	5400	360	7.14	6
	450	418	300	10	16	138	108	51310	2280	19.3	1260	7200	480	7.23	6
	450	410	300	12	20	169	133	62400	2770	19.2	1540	9010	600	7.30	8
	450	400	300	12	25	198	155	74210	3300	19.4	1830	11260	750	7.54	8
450×400	450	418	400	10	16	170	133	66390	2950	19.8	1610	17070	854	10.0	6
	450	410	400	10	20	201	158	79760	3540	19.9	1930	21340	1070	10.3	8
	450	400	400	12	25	248	195	96820	4300	19.8	2370	26670	1330	10.4	8
500×250	500	468	250	8	16	117	92.2	53700	2150	21.4	1190	4170	334	5.96	6
	500	460	250	10	20	146	115	65750	2630	21.2	1460	5210	417	5.97	8
	500	450	250	12	25	179	141	79690	3190	21.1	1790	6520	521	6.03	8

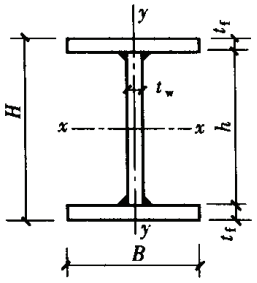
续表

型号	尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	单位重量（kg/m）	截面特性							焊缝厚度（mm）
								$x-x$				$y-y$			
	H	h	B	t_w	t_f			I_x（cm^4）	W_x（cm^3）	i_x（cm）	S_x（cm^3）	I_y（cm^4）	W_y（cm^3）	i_y（cm）	
500×300	500	468	300	8	16	133	105	63080	2520	21.7	1380	7200	480	7.35	6
	500	460	300	10	20	166	130	77270	3090	21.6	1700	9000	600	7.36	8
	500	450	300	12	25	204	160	93800	3750	21.4	2090	11260	750	7.43	8
500×400	500	468	400	10	16	175	137	83530	3340	21.9	1820	17070	854	9.88	6
	500	460	400	10	20	206	162	100300	4010	22.1	2180	21340	1070	10.2	8
	500	450	400	12	25	254	199	122000	4880	21.9	2680	26670	1330	10.3	8
600×300	600	568	300	10	16	153	120	97150	3240	25.2	1800	7210	480	6.87	6
	600	560	300	10	20	176	138	115600	3850	25.6	2130	9010	600	7.15	8
	600	550	300	12	25	216	170	140700	4690	25.6	2610	11260	751	7.22	8
600×400	600	568	400	10	16	185	145	124400	4150	26.0	2270	17070	854	9.61	6
	600	560	400	10	20	216	170	149200	4970	26.3	2710	21340	1070	9.94	8
	600	550	400	10	25	225	200	179300	5980	26.5	3250	26670	1330	10.2	8
	600	540	400	12	30	305	239	210900	7030	26.3	3860	32010	1600	10.3	8
700×300	700	660	300	10	20	186	146	162700	4650	29.6	2580	9010	600	6.96	6
	700	650	300	10	25	215	169	193800	5540	30.0	3060	11260	750	7.54	8
	700	640	300	12	30	257	202	228400	6520	29.8	3630	13510	901	7.25	8
700×350	700	660	350	10	20	206	162	185800	5310	30.0	2920	14300	817	8.33	6
	700	650	350	10	25	240	188	222300	6350	30.4	3430	17870	1020	8.63	8
	700	640	350	12	30	287	225	262000	7490	30.2	4340	21450	1230	8.65	8
700×400	700	660	400	10	20	226	177	209000	5970	30.4	3260	21340	1070	9.72	6
	700	650	400	10	25	265	208	250800	7170	30.8	3900	26670	1330	10.2	8
	700	640	400	12	30	317	249	295700	8450	30.6	4630	32010	1600	10.1	8
800×300	800	760	300	12	20	211	166	226400	5660	32.8	3210	9010	601	6.53	8
	800	750	300	12	25	240	188	267500	6690	33.4	3750	11260	751	6.85	8
	800	740	300	12	30	269	211	307500	7690	33.8	4290	13510	901	7.09	8
800×350	800	760	350	12	20	231	182	256900	6420	33.3	3600	14300	817	7.87	8
	800	750	350	12	25	265	203	305100	7630	33.9	4230	17880	1020	8.21	8
	800	740	350	12	30	299	235	352000	8800	34.3	4360	21450	1230	8.47	8
800×400	800	760	400	12	20	251	197	287300	7180	33.8	3990	21340	1070	9.22	8
	800	750	400	12	25	290	228	342600	8570	34.4	4720	26680	1330	9.59	8
	800	744	400	12	28	313	246	375100	9380	34.6	5150	29880	1490	9.77	8
	800	736	400	14	32	359	282	424200	10610	34.4	5860	34150	1710	9.75	8
900×350	900	860	350	14	20	260	204	345300	7670	36.4	4370	14310	818	7.41	8
	900	850	350	14	25	294	231	406700	9040	37.2	5090	17830	1020	7.80	8
	900	844	350	14	28	314	247	442900	9840	37.6	5520	20030	1140	7.98	8
	900	836	350	14	32	341	268	490300	10900	37.9	6080	22890	1310	8.19	8

续表

型号	尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	单位重量（kg/m）	截面特性							焊缝厚度（mm）
								$x-x$				$y-y$			
	H	h	B	t_w	t_f			I_x（cm^4）	W_x（cm^3）	i_x（cm）	S_x（cm^3）	I_y（cm^4）	W_y（cm^3）	i_y（cm）	
900×400	900	860	400	14	20	280	220	384000	8530	37.0	4810	21350	1070	8.73	8
	900	850	400	14	25	319	250	454600	10100	37.8	5640	26690	1330	9.15	8
	900	840	400	14	30	358	281	523500	11630	38.3	6450	32020	1600	9.46	8
	900	828	400	14	36	404	317	604000	13420	38.7	7420	38420	1920	9.75	10
900×450	900	860	450	14	20	300	236	422700	9390	37.5	5250	30400	1350	10.1	8
	900	850	450	14	25	344	270	502400	11170	38.2	6190	37990	1690	10.5	8
	900	840	450	14	30	388	304	580300	12890	38.7	7110	45580	2030	10.8	8
	900	828	450	16	36	457	358	680700	15130	38.6	8370	54700	2430	11.0	10
1000×400	1000	960	400	14	20	294	231	487400	9750	40.7	5530	21360	1070	8.52	8
	1000	950	400	14	25	333	261	575400	11510	41.6	6450	26690	1330	8.95	8
	1000	940	400	14	30	372	292	661600	13230	42.2	7370	32020	1600	9.28	8
	1000	928	400	16	36	437	243	776000	15520	42.2	8660	38430	1920	9.38	10
1000×450	1000	960	450	14	20	314	247	535500	10710	41.3	6020	30400	1350	9.83	8
	1000	950	450	14	25	358	281	634900	12700	42.1	7060	37990	1690	10.3	8
	1000	940	450	14	30	402	315	732200	14640	42.7	8090	45580	2030	10.7	8
	1000	928	450	14	36	454	356	846300	16930	43.2	9320	54700	2430	11.0	10
1000×500	1000	960	500	14	20	334	263	583500	11670	41.8	6510	41690	1670	11.2	8
	1000	950	500	14	25	383	301	694300	13890	42.6	7670	52110	2080	11.7	8
	1000	940	500	16	30	450	354	816600	16330	42.6	9040	62530	2500	11.8	10
1000×500	1000	928	500	16	36	509	399	943300	18870	43.1	10400	75030	3000	12.2	10
1100×400	1100	1050	400	16	25	368	289	732300	13310	44.6	7580	26700	1340	8.52	10
	1100	1040	400	16	30	406	319	837100	15220	45.4	8580	32040	1600	8.88	10
	1100	1028	400	20	36	494	388	996500	18120	44.9	10300	38470	1920	8.83	12
1100×500	1100	1040	500	16	30	466	366	1009000	18340	46.5	10190	62540	2500	11.6	10
	1100	1028	500	20	36	566	444	1200000	21820	46.1	12220	75070	3000	11.5	12
1200×400	1200	1150	400	18	25	407	320	918500	15310	47.5	8850	26720	1340	8.10	12
	1200	1140	400	18	30	445	350	1044000	17400	48.4	9940	32060	1600	8.48	12
	1200	1128	400	18	36	491	386	1191000	19850	49.3	11240	38460	1920	8.85	12
	1200	1120	400	20	40	544	427	1311000	21850	49.1	12420	42740	2140	8.86	12
1200×450	1200	1140	450	18	30	475	373	1146000	19110	49.1	10820	45620	2030	9.80	12
	1200	1128	450	20	36	550	431	1337000	22280	49.3	12010	54750	2430	9.93	12
1200×500	1200	1140	500	20	30	523	415	1274000	21230	49.1	12020	62580	2500	10.9	12
	1200	1128	500	20	36	586	460	1459000	24320	49.9	13660	57080	3000	11.3	12
	1200	1120	500	20	40	624	490	1580000	26340	50.3	14740	83410	3340	11.6	12
1200×600	1200	1150	600	14	25	461	362	1213000	20220	51.3	11130	90030	3000	14.0	10
	1200	1140	600	14	30	520	408	1405000	23420	52.0	12800	108000	3600	14.4	10
	1200	1128	600	16	36	613	481	1655000	27590	52.0	15120	129600	4320	14.6	10

Z1.4.2 轻型焊接 H 型钢（YB 3302—92）

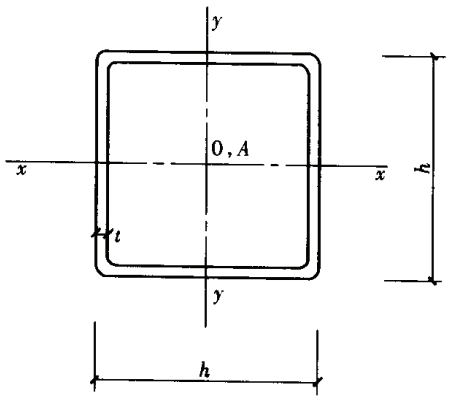


I—截面惯性矩；
W—截面抵抗矩；
S_x—半截面面积矩；
i—截面回转半径

型号	尺寸（mm）					截面面积（cm^2）	单位重量（kg/m）	截面特性							焊缝厚度（mm）
								$x-x$				$y-y$			
	H	h	B	t_w	t_f			I_x（cm^4）	W_x（cm^3）	i_x（cm）	S_x（cm^3）	I_y（cm^4）	W_x（cm^3）	i_y（cm）	
100×50	100	90	50	3.5	5	8.15	6.40	134	26.8	4.06	15.4	10.4	4.17	1.13	4
102×75	102	90	75	4	6	12.6	9.89	232	45.5	4.29	25.7	42.4	11.3	1.83	4
102×100	102	90	100	4	6	15.6	12.2	301	59.0	4.39	32.9	100	20.0	2.53	4
125×75	125	113	75	4	6	13.5	10.6	367	58.7	5.21	33.2	42.4	11.3	1.77	4
125×125	125	113	125	4	6	19.5	15.3	580	92.7	5.45	51.0	195	31.3	3.16	4
150×75	150	136	75	5	7	17.3	13.6	642	85.6	6.09	49.1	42.4	13.2	1.69	4
150×100	150	136	100	5	7	20.8	16.3	321	110	6.28	61.6	117	23.4	2.37	4
152×150	152	136	150	6	8	32.3	25.2	1370	180	6.35	100	450	60.0	3.74	4
200×100	200	184	100	5	8	25.2	19.8	1740	174	8.30	98.0	134	26.7	2.30	4
200×150	200	184	150	5	8	33.2	26.1	2470	247	8.63	136	450	60.0	3.68	4
202×200	202	184	200	6	9	47.0	36.9	3670	363	8.83	199	1200	120	5.05	4
250×125	250	234	125	5	8	31.7	24.9	3460	277	10.5	155	261	41.7	2.87	4
250×150	250	234	150	5	8	35.7	23.0	4050	324	10.7	179	450	60.0	3.55	4
250×200	250	234	200	5	8	43.7	34.3	5220	418	10.9	228	1070	107	4.94	4
252×250	252	234	250	6	9	59.0	46.3	7290	578	11.1	314	2340	188	6.30	4
300×150	300	284	150	5	8	38.2	30.0	6070	40	12.6	226	450	60.0	3.43	4
300×200	300	284	200	5	8	46.2	36.3	7780	519	13.0	284	1070	107	4.81	4
302×250	302	284	250	6	9	62.0	48.7	10810	716	13.2	390	2340	188	6.15	4
304×300	304	284	300	7	10	79.9	62.7	14310	941	13.4	512	4500	300	7.51	5
350×200	350	330	200	7	10	63.1	49.5	13660	781	14.7	435	1330	133	4.60	5
350×250	350	330	250	7	10	73.1	57.4	16550	946	15.1	520	2610	208	5.67	5
350×300	350	330	300	7	10	83.1	65.2	19440	1110	15.3	605	4500	300	7.36	5
400×200	400	380	200	7	10	66.6	52.3	18410	921	16.6	516	1330	133	4.48	5
400×250	400	380	250	7	10	76.6	60.1	22220	1110	17.0	614	2610	208	5.83	5
404×300	404	380	300	8	12	102	80.4	31330	1550	17.5	850	5400	360	7.20	5
405×200	405	430	200	7	10	70.1	55.0	24000	1070	18.5	602	1340	134	4.36	5
454×250	454	430	250	8	12	94.4	74.1	34610	1520	19.2	843	3130	250	5.76	5
454×300	454	430	300	9	12	114	86.9	41140	1810	19.3	1000	5400	360	6.99	6

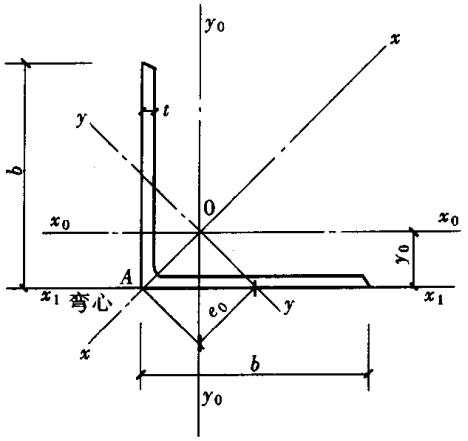
Z1.5 冷弯型钢截面特性

Z1.5.1 方钢管



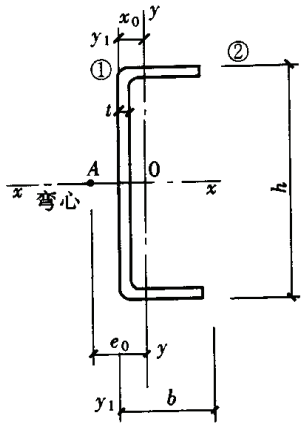
尺寸 (mm)		截面面积	单位质量	I_x	i_x	W_x
h	t	(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm)	(cm^3)
25	1.5	1.31	1.03	1.16	0.94	0.92
30	1.5	1.61	1.27	2.11	1.14	1.40
40	1.5	2.21	1.74	5.33	1.55	2.67
40	2.0	2.87	2.25	6.66	1.52	3.33
50	1.5	2.81	2.21	10.82	1.96	4.33
50	2.0	3.67	2.88	13.71	1.93	5.48
60	2.0	4.47	3.51	24.51	2.34	8.17
60	2.5	5.58	4.30	29.36	2.31	9.79
80	2.0	6.07	4.76	60.58	3.16	15.15
80	2.5	7.48	5.87	73.40	3.13	18.35
100	2.5	9.48	7.44	147.91	3.95	29.58
100	3.0	11.25	8.83	173.12	3.92	34.62
120	2.5	11.48	9.01	260.88	4.77	43.48
120	3.0	13.65	10.72	306.71	4.74	51.12
140	3.0	16.05	12.60	495.68	5.56	70.81
140	3.5	18.58	14.59	568.22	5.53	81.17
140	4.0	21.07	16.44	637.97	5.50	91.14
160	3.0	18.45	14.49	749.64	6.37	93.71
160	3.5	21.38	16.77	861.34	6.35	107.67
160	4.0	24.27	19.05	969.35	6.32	121.17
160	4.5	27.12	21.05	1073.66	6.29	134.21
160	5.0	29.93	23.35	1174.44	6.26	146.81

Z1.5.2 等边角钢



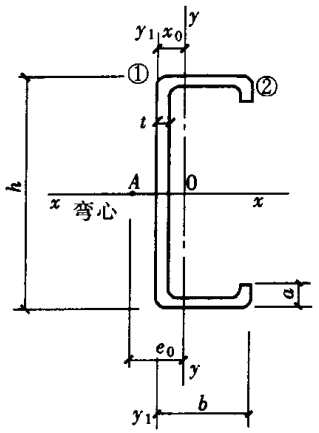
尺寸 (mm)		截面面积 (cm^2)	单位质量 (kg/m)	y_0 (cm)	$x_0—x_0$				$x—x$		$y—y$		$x_1—x_1$	e_0 (cm)	I_t (cm^4)
h	t				I_{x0} (cm^4)	i_{x0} (cm)	W_{x0max} (cm^3)	W_{x0min} (cm^3)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	I_{x1} (cm^4)		
30	1.5	0.85	0.67	0.828	0.77	0.95	0.93	0.35	1.25	1.21	0.29	0.58	1.35	1.07	0.0064
30	2.0	1.12	0.88	0.855	0.99	0.94	1.16	0.46	1.63	1.21	0.36	0.57	1.81	1.07	0.0149
40	2.0	1.52	1.19	1.105	2.43	1.27	2.20	0.84	3.95	1.61	0.90	0.77	4.28	1.42	0.0203
40	2.5	1.87	1.47	1.132	2.96	1.26	2.62	1.03	4.85	1.61	1.07	0.76	5.36	1.42	0.0390
50	2.5	2.37	1.86	1.381	5.93	1.58	4.29	1.64	9.65	2.02	2.20	0.96	10.44	1.78	0.0494
50	3.0	2.81	2.21	1.408	6.97	1.57	4.95	1.94	11.40	2.01	2.54	0.95	12.55	1.78	0.0843
60	2.5	2.87	2.25	1.630	10.41	1.90	6.38	2.38	16.90	2.43	3.91	1.17	18.03	2.13	0.0598
60	3.0	3.41	2.68	1.657	12.29	1.90	7.42	2.83	20.02	2.42	4.56	1.16	21.66	2.13	0.1023
75	2.5	3.62	2.84	2.005	20.65	2.39	10.30	3.76	33.43	3.04	7.87	1.48	35.20	2.66	0.0755
75	3.0	4.31	3.39	2.031	24.47	2.38	12.05	4.47	39.70	3.03	9.23	1.46	42.26	2.66	0.1293

Z1.5.3 槽钢



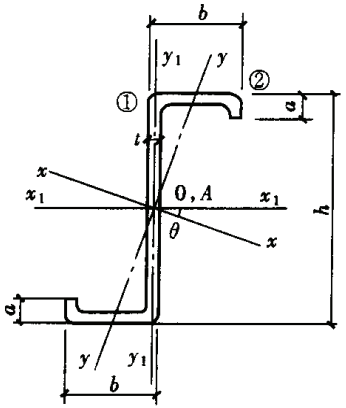
尺寸(mm)			截面面积 (cm^2)	单位质量 (kg/m)	x_0 (cm)	$x-x$			$y-y$				y_1-y_1	e_0 (cm)	I_t (cm^4)	I_ω (cm^6)	k (cm^{-1})	$W_{\omega 1}$ (cm^4)	$W_{\omega 2}$ (cm^4)
h	b	t				I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_x (cm^3)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	W_{ymax} (cm^3)	W_{ymin} (cm^3)	I_{y1} (cm^4)						
60	30	2.5	2.74	2.15	0.883	14.38	2.31	4.89	2.40	0.94	2.71	1.13	4.53	1.88	0.0571	12.21	0.0425	4.72	2.51
80	40	2.5	3.74	2.94	1.132	36.70	3.13	9.18	5.92	1.26	5.23	2.06	10.71	2.51	0.0779	57.36	0.0229	11.61	6.37
80	40	3.0	4.43	3.48	1.159	42.66	3.10	10.67	6.93	1.25	5.98	2.44	12.87	2.51	0.1328	64.58	0.0282	13.64	7.34
100	40	2.5	4.24	3.33	1.013	62.07	3.83	12.41	6.37	1.23	6.29	2.13	10.72	2.30	0.0884	99.70	0.0185	17.07	8.44
100	40	3.0	5.03	3.95	1.039	72.44	3.80	14.49	7.47	1.22	7.19	2.52	12.89	2.30	0.1508	113.23	0.0227	20.20	9.79
120	40	2.5	4.74	3.72	0.919	95.92	4.50	15.99	6.72	1.19	7.32	2.18	10.73	2.13	0.0988	156.19	0.0156	23.62	10.59
120	40	3.0	5.63	4.42	0.944	112.28	4.47	18.71	7.90	1.19	8.37	2.58	12.91	2.12	0.1688	178.49	0.0191	28.13	12.33
140	50	3.0	6.83	5.36	1.187	191.53	5.30	27.36	15.52	1.51	13.08	4.07	25.13	2.75	0.2048	487.60	0.0128	48.99	22.93
140	50	3.5	7.89	6.20	1.211	218.88	5.27	31.27	17.79	1.50	14.69	4.70	29.37	2.74	0.3223	546.44	0.0151	56.72	26.09
160	60	3.0	8.03	6.30	1.432	300.87	6.12	37.61	26.90	1.83	18.79	5.89	43.35	3.37	0.2408	1119.78	0.0091	78.25	38.21
160	60	3.5	9.29	7.20	1.456	344.94	6.09	43.12	30.92	1.82	21.23	6.81	50.63	3.37	0.3794	1264.16	0.0108	90.71	43.68

Z1.5.4 卷边槽钢



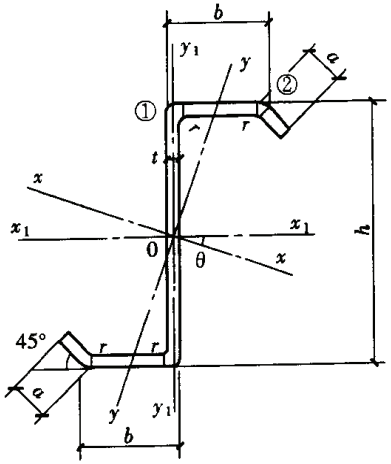
尺寸(mm)				截面面积 (cm^2)	单位质量 (kg/m)	x_0 (cm)	$x—x$			$y—y$				$y_1—y_1$	e_0 (cm)	I_t (cm^4)	I_ω (cm^6)	k (cm^{-1})	$W_{\omega1}$ (cm^4)	$W_{\omega2}$ (cm^4)
h	b	a	t				I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_x (cm^3)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	W_{ymax} (cm^3)	W_{ymin} (cm^3)	I_{y1} (cm^4)						
80	40	15	2.0	3.47	2.72	1.452	34.16	3.14	8.54	7.79	1.50	5.36	3.06	15.10	3.36	0.0462	112.9	0.0126	16.03	15.74
100	50	15	2.5	5.23	4.11	1.706	81.34	3.94	16.27	17.19	1.81	10.08	5.22	32.41	3.94	0.1090	352.8	0.0109	34.47	29.41
120	50	20	2.5	5.98	4.70	1.706	129.40	4.65	21.57	20.96	1.87	12.28	6.36	38.36	4.03	0.1246	660.9	0.0085	51.04	48.36
120	60	20	3.0	7.65	6.01	2.106	170.68	4.72	28.45	37.36	2.21	17.74	9.59	71.31	4.87	0.2296	1153.2	0.0087	75.68	68.84
140	50	20	2.0	5.27	4.14	1.590	154.03	5.41	22.00	18.56	1.88	11.68	5.44	31.86	3.87	0.0703	794.79	0.0058	51.44	52.22
140	50	20	2.2	5.76	4.52	1.590	167.40	5.39	23.91	20.03	1.87	12.62	5.87	34.53	3.84	0.0929	852.46	0.0065	55.98	56.84
140	50	20	2.5	6.48	5.09	1.580	186.78	5.39	26.68	22.11	1.85	13.96	6.47	38.38	3.80	0.1351	931.89	0.0075	62.56	63.56
140	60	20	3.0	8.25	6.48	1.964	245.42	5.45	35.06	39.49	2.19	20.11	9.79	71.33	4.61	0.2476	1589.8	0.0078	92.69	79.00
160	60	20	2.0	6.07	4.76	1.850	236.59	6.24	29.57	29.99	2.22	16.19	7.23	50.83	4.52	0.0809	1596.28	0.0044	76.92	71.30
160	60	20	2.2	6.64	5.21	1.850	257.57	6.23	32.20	32.45	2.21	17.53	7.82	55.19	4.50	0.1071	1717.82	0.0049	83.82	77.55
160	60	20	2.5	7.48	5.87	1.850	288.13	6.21	36.02	35.96	2.19	19.47	8.66	61.49	4.45	0.1559	1887.71	0.0056	93.87	86.63
160	70	20	3.0	9.45	7.42	2.224	373.64	6.29	46.71	60.42	2.53	27.17	12.65	107.20	5.25	0.2836	3070.5	0.0060	135.49	109.92
180	70	20	2.0	6.87	5.39	2.110	343.93	7.08	38.21	45.18	2.57	21.37	9.25	75.87	5.17	0.0916	2934.34	0.0035	109.50	95.22
180	70	20	2.2	7.52	5.90	2.110	374.90	7.06	41.66	48.97	2.55	23.19	10.02	82.49	5.14	0.1213	3165.62	0.0038	119.44	103.58
180	70	20	2.5	8.48	6.66	2.110	420.20	7.04	46.69	54.42	2.53	25.82	11.12	92.08	5.10	0.1767	3492.15	0.0044	133.99	115.73
200	70	20	2.0	7.27	5.71	2.000	440.04	7.78	44.00	46.71	2.54	23.32	9.35	75.88	4.96	0.0969	3672.33	0.0032	126.74	106.15
200	70	20	2.2	7.96	6.25	2.000	479.87	7.77	47.99	50.64	2.52	25.31	10.13	82.49	4.93	0.1284	3963.82	0.0035	138.26	115.74
200	70	20	2.5	8.98	7.05	2.000	538.21	7.74	53.82	56.27	2.50	28.18	11.25	92.09	4.89	0.1871	4376.18	0.0041	155.14	129.75
220	75	20	2.0	7.87	6.18	2.080	574.45	8.54	52.22	56.88	2.69	27.35	10.50	90.93	5.18	0.1049	5313.52	0.0028	158.43	127.32
220	75	20	2.2	8.62	6.77	2.080	626.85	8.53	56.99	61.71	2.68	29.70	11.38	98.91	5.15	0.1391	5742.07	0.0031	172.92	138.93
220	75	20	2.5	9.73	7.64	2.070	703.76	8.50	63.98	68.66	2.66	33.11	12.65	110.51	5.11	0.2028	6351.05	0.0035	194.18	155.94

Z1.5.5 卷边Z形钢



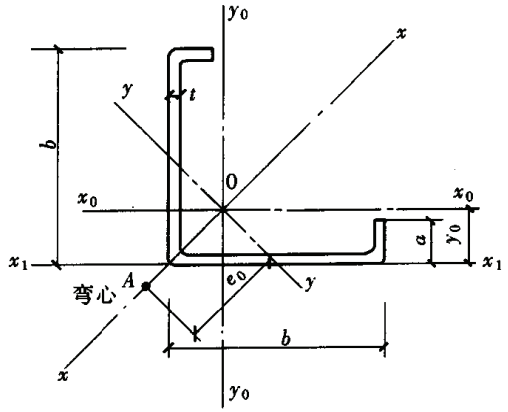
尺寸(mm)				截面面积	单位质量	θ	$x_1—x_1$			$y_1—y_1$			$x—x$				$y—y$				I_{x1y1}	I_t	I_ω	k	$W_{\omega1}$	$W_{\omega2}$
h	b	a	t	(cm^2)	(kg/m)		I_{x1} (cm^4)	i_{x1} (cm)	W_{x1} (cm^3)	I_{y1} (cm^4)	i_{y1} (cm)	W_{y1} (cm^3)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_{x1} (cm^3)	W_{x2} (cm^3)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	W_{y1} (cm^3)	W_{y2} (cm^3)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^6)	(cm^{-1})	(cm^4)	(cm^4)
100	40	20	2.0	4.07	3.19	24°1′	60.04	3.84	12.01	17.02	2.05	4.36	70.70	4.17	15.93	11.94	6.36	1.25	3.36	4.42	23.93	0.0542	325.0	0.0081	49.97	29.16
100	40	20	2.5	4.98	3.91	23°46′	72.10	3.80	14.42	20.02	2.00	5.17	84.63	4.12	19.18	14.47	7.49	1.23	4.07	5.28	28.45	0.1038	381.9	0.0102	62.25	35.03
120	50	20	2.0	4.87	3.82	24°3′	106.97	4.69	17.83	30.23	2.49	6.17	126.06	5.09	23.55	17.40	11.14	1.51	4.83	5.74	42.77	0.0649	785.2	0.0057	84.05	43.96
120	50	20	2.5	5.98	4.70	23°50′	129.39	4.65	21.57	35.91	2.45	7.37	152.05	5.04	28.55	21.21	13.25	1.49	5.89	6.89	51.30	0.1246	930.9	0.0072	104.68	52.94
120	50	20	3.0	7.05	5.54	23°36′	150.14	4.61	25.02	40.88	2.41	8.43	175.92	4.99	33.18	24.80	15.11	1.46	6.89	7.92	58.99	0.2116	1058.9	0.0087	125.37	61.22
140	50	20	2.5	6.48	5.09	19°25′	186.77	5.37	26.68	35.91	2.35	7.37	209.19	5.67	32.55	26.34	14.48	1.49	6.69	6.78	60.75	0.1350	1289.0	0.0064	137.04	60.03
140	50	20	3.0	7.65	6.01	19°12′	217.26	5.33	31.04	40.83	2.31	8.43	241.62	5.62	37.76	30.70	16.52	1.47	7.84	7.81	69.93	0.2296	1468.2	0.0077	164.94	69.51
160	60	20	2.5	7.48	5.87	19°59′	288.12	6.21	36.01	58.15	2.79	9.90	323.13	6.57	44.00	34.95	23.14	1.76	9.00	8.71	96.32	0.1559	2634.3	0.0048	205.98	86.28
160	60	20	3.0	8.85	6.95	19°47′	336.66	6.17	42.08	66.66	2.74	11.39	376.76	6.52	51.48	41.08	26.56	1.73	10.58	10.07	111.51	0.2656	3019.4	0.0058	247.41	100.15
160	70	20	2.5	7.98	6.27	23°46′	319.13	6.32	39.89	87.74	3.32	12.76	374.76	6.85	52.35	38.23	32.11	2.01	10.53	10.86	126.37	0.1663	3793.3	0.0041	238.87	106.91
160	70	20	3.0	9.45	7.42	23°34′	373.64	6.29	46.71	101.10	3.27	14.76	437.72	6.80	61.33	45.01	37.03	1.98	12.39	12.58	146.86	0.2836	4365.0	0.0050	285.78	124.26
180	70	20	2.5	8.48	6.66	20°22′	420.18	7.04	46.69	87.74	3.22	12.76	473.34	7.47	57.27	44.88	34.58	2.02	11.66	10.86	143.18	0.1767	4907.9	0.0037	294.53	119.41
180	70	20	3.0	10.05	7.89	20°11′	492.61	7.00	54.73	101.11	3.17	14.76	553.83	7.42	67.22	52.89	39.89	1.99	13.72	12.59	166.47	0.3016	5652.2	0.0045	353.32	138.92

Z1.5.6 斜卷边Z形钢



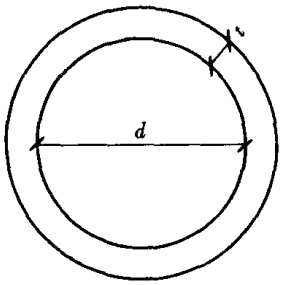
尺寸(mm)				截面面积 (cm^2)	单位质量 (kg/m)	θ (°)	x_1-x_1			y_1-y_1			$x-x$				$y-y$				I_{x1y1} (cm^4)	I_t (cm^4)	I_ω (cm^6)	k (cm^{-1})	$W_{\omega1}$ (cm^4)	$W_{\omega2}$ (cm^4)
h	b	a	t				I_{x1} (cm^4)	i_{x1} (cm)	W_{x1} (cm^3)	I_{y1} (cm^4)	i_{y1} (cm)	W_{y1} (cm^3)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_{x1} (cm^3)	W_{x2} (cm^3)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	W_{y1} (cm^3)	W_{y2} (cm^3)						
140	50	20	2.0	5.392	4.233	21.986	162.065	5.482	23.152	39.363	2.702	6.234	185.962	5.872	30.377	22.470	15.466	1.694	6.107	8.067	59.189	0.0719	1298.621	0.0046	118.281	59.185
140	50	20	2.2	5.909	4.638	21.998	176.813	5.470	25.259	42.928	2.695	6.809	202.926	5.860	33.352	24.544	16.814	1.687	6.659	8.823	64.638	0.0953	1407.575	0.0051	130.014	64.382
140	50	20	2.5	6.676	5.240	22.018	198.446	5.452	28.349	48.154	2.686	7.657	227.828	5.842	37.792	27.598	18.771	1.667	7.468	9.941	72.659	0.1391	1563.520	0.0058	147.558	71.926
160	60	20	2.0	6.192	4.861	22.104	246.830	6.313	30.854	60.271	3.120	8.240	283.680	6.768	40.271	29.603	23.422	1.945	8.018	9.554	90.733	0.0826	2559.036	0.0035	175.940	82.223
160	60	20	2.2	6.789	5.329	22.113	269.592	6.302	33.699	65.802	3.113	9.009	309.891	6.756	44.225	32.367	25.503	1.938	8.753	10.450	99.179	0.1095	2779.796	0.0039	193.430	89.569
160	60	20	2.5	7.676	6.025	22.128	303.090	6.284	37.886	73.935	3.104	10.143	348.487	6.738	50.132	36.445	28.537	1.928	9.834	11.775	111.642	0.1599	3098.400	0.0044	219.605	100.26
180	70	20	2.0	6.992	5.489	22.185	356.620	7.141	39.624	87.417	3.536	10.514	410.315	7.660	51.502	37.679	33.722	2.196	10.191	11.289	131.674	0.0932	4643.994	0.0028	249.609	111.10
180	70	20	2.2	7.669	6.020	22.193	389.835	7.130	43.315	95.518	3.529	11.502	448.592	7.648	56.570	41.226	36.761	2.189	11.136	12.351	144.034	0.1237	5052.769	0.0031	274.455	121.13
180	70	20	2.5	8.676	6.810	22.205	438.835	7.112	48.759	107.460	3.519	12.964	505.087	7.630	64.143	46.471	41.208	2.179	12.528	13.923	162.307	0.1807	5654.157	0.0035	311.661	135.81
200	70	20	2.0	7.392	5.803	19.305	455.430	7.849	45.543	87.418	3.439	10.514	506.903	8.281	56.094	43.435	35.944	2.205	11.109	11.339	146.944	0.0986	5882.294	0.0025	302.430	123.44
200	70	20	2.2	8.109	6.365	19.309	498.023	7.837	49.802	95.520	3.432	11.503	554.346	8.268	61.618	47.533	39.197	2.200	12.138	12.419	160.756	0.1308	6403.010	0.0028	332.826	134.66
200	70	20	2.5	9.176	7.203	19.314	560.921	7.819	56.092	107.462	3.422	12.964	624.421	8.249	69.876	53.596	43.962	2.189	13.654	14.021	181.182	0.1912	7160.113	0.0032	378.452	151.08
220	75	20	2.0	7.992	6.274	18.300	592.787	8.612	53.890	103.580	3.600	11.751	652.866	9.038	65.085	51.328	43.500	2.333	12.829	12.343	181.661	0.1066	8483.845	0.0022	383.110	148.38
220	75	20	2.2	8.769	6.884	18.302	648.520	8.600	58.956	113.220	3.593	12.860	714.276	9.025	71.501	56.190	47.465	2.327	14.023	13.524	198.803	0.1415	9242.136	0.0024	421.750	161.95
220	75	20	2.5	9.926	7.792	18.305	730.926	8.581	66.448	127.443	3.583	14.500	805.086	9.006	81.096	63.392	53.283	2.317	15.783	15.278	224.175	0.2068	10347.65	0.0028	479.804	181.87
250	75	20	2.0	8.592	6.745	15.389	799.640	9.647	63.791	103.580	3.472	11.752	856.690	9.985	71.976	61.841	45.532	2.327	14.553	12.090	207.280	0.1146	11298.92	0.0020	485.919	169.98
250	75	20	2.2	9.429	7.402	15.387	875.145	9.634	70.012	113.223	3.465	12.860	937.579	9.972	78.870	67.773	50.789	2.321	15.946	14.211	226.864	0.1521	12314.34	0.0022	535.491	184.53
250	75	20	2.5	10.676	8.380	15.385	986.898	9.615	78.952	127.447	3.455	14.500	1057.30	9.952	89.108	76.584	57.044	2.312	18.014	16.169	255.870	0.2224	13797.02	0.0025	610.188	207.38

Z1.5.7 卷边等边角钢



尺寸 (mm)			截面面积 (cm^2)	单位质量 (kg/m)	y_0 (cm)	$x_0—x_0$				$x—x$		$y—y$		$x_1—x_1$	e_0 (cm)	I_t (cm^4)	I_ω (cm^6)
b	a	t				I_{x0} (cm^4)	i_{x0} (cm)	W_{x0max} (cm^3)	W_{x0min} (cm^3)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	I_{x1} (cm^4)			
40	15	2.0	1.95	1.53	1.404	3.93	1.42	2.80	1.51	5.74	1.72	2.12	1.04	7.78	2.37	0.0260	3.88
60	20	2.0	2.95	2.32	2.026	13.83	2.17	6.83	3.48	20.56	2.64	7.11	1.55	25.94	3.38	0.0394	22.64
75	20	2.0	3.55	2.79	2.396	25.60	2.69	10.68	5.02	39.01	3.31	12.19	1.85	45.99	3.82	0.0473	36.55
75	20	2.5	4.36	3.42	2.401	30.76	2.66	12.81	6.03	46.91	3.28	14.60	1.83	55.90	3.80	0.0909	43.33

Z1.5.8 焊接薄壁圆钢管



尺寸 (mm)		截面面积	单位质量	I	i	W
d	t	(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm)	(cm^3)
25	1.5	1.11	0.87	0.77	0.83	0.61
30	1.5	1.34	1.05	1.37	1.01	0.91
30	2.0	1.76	1.38	1.73	0.99	1.16
40	1.5	1.81	1.42	3.37	1.36	1.68
40	2.0	2.39	1.88	4.32	1.35	2.16
51	2.0	3.08	2.42	9.26	1.73	3.63
57	2.0	3.46	2.71	13.08	1.95	4.59
60	2.0	3.64	2.86	15.34	2.05	5.10
70	2.0	4.27	3.35	24.72	2.41	7.06
76	2.0	4.65	3.65	31.85	2.62	8.38
83	2.0	5.09	4.00	41.76	2.87	10.06
83	2.5	6.32	4.96	51.26	2.85	12.35
89	2.0	5.47	4.29	51.74	3.08	11.63
89	2.5	6.79	5.33	63.59	3.06	14.29
95	2.0	5.84	4.59	63.20	3.29	13.31
95	2.5	7.26	5.70	77.76	3.27	16.37
102	2.0	6.28	4.93	78.55	3.54	15.40
102	2.5	7.81	6.14	96.76	3.52	18.97
102	3.0	9.33	7.33	114.40	3.50	22.43
108	2.0	6.66	5.23	93.60	3.75	17.33
108	2.5	8.29	6.51	115.40	3.73	21.37
108	3.0	9.90	7.77	136.50	3.72	25.28
114	2.0	7.04	5.52	110.40	3.96	19.37
114	2.5	8.76	6.87	136.20	3.94	23.89
114	3.0	10.46	8.21	161.30	3.93	28.30
121	2.0	7.48	5.87	132.40	4.21	21.88
121	2.5	9.31	7.31	163.50	4.19	27.02
121	3.0	11.12	8.73	193.70	4.17	32.02

续表

尺寸 (mm)		截面面积	单位质量	I	i	W
d	t	(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm)	(cm^3)
127	2.0	7.85	6.17	153.40	4.42	24.16
127	2.5	9.78	7.68	189.50	4.40	29.84
127	3.0	11.69	9.18	224.70	4.39	35.39
133	2.5	10.25	8.05	218.20	4.62	32.81
133	3.0	12.25	9.62	259.00	4.60	38.95
133	3.5	14.24	11.18	298.70	4.58	44.92
140	2.5	10.80	8.48	255.30	4.86	36.47
140	3.0	12.91	10.13	303.10	4.85	43.29
140	3.5	15.01	11.78	349.80	4.83	49.97
152	3.0	14.04	11.02	389.90	5.27	51.30
152	3.5	16.33	12.82	450.30	5.25	59.25
152	4.0	18.60	14.60	509.60	5.24	67.05
159	3.0	14.70	11.54	447.40	5.52	56.27
159	3.5	17.10	13.42	517.00	5.50	65.02
159	4.0	19.48	15.29	585.30	5.48	73.62
168	3.0	15.55	12.21	529.40	5.84	63.02
168	3.5	18.09	14.20	612.10	5.82	72.87
168	4.0	20.61	16.18	693.30	5.80	82.53
180	3.0	16.68	13.09	653.50	6.26	72.61
180	3.5	19.41	15.24	756.00	6.24	84.00
180	4.0	22.12	17.36	856.80	6.22	95.20
194	3.0	18.00	14.13	821.10	6.75	84.64
194	3.5	20.95	16.45	950.50	6.74	97.99
194	4.0	23.88	18.75	1078.00	6.72	111.10
203	3.0	18.85	15.00	943.00	7.07	92.87
203	3.5	21.94	17.22	1092.00	7.06	107.55
203	4.0	25.01	19.63	1238.00	7.04	122.01
219	3.0	20.36	15.98	1187.00	7.64	108.44
219	3.5	23.70	18.61	1376.00	7.62	125.65
219	4.0	27.02	21.81	1562.00	7.60	142.62
245	3.0	22.81	17.91	1670.00	8.56	136.30
245	3.5	26.55	20.84	1936.00	8.54	158.10
245	4.0	30.28	23.77	2199.00	8.52	179.50

Z1.6 常用结构钢材 CO_2^* 气体保护焊实芯焊丝的选配

钢材		焊丝型号示例	熔敷金属性能				
牌号	等级		抗拉强度 σ_b（MPa）	屈服强度 σ_s（MPa）	延伸率 δ_5（%）	冲击功	
						T（℃）	A_{kv}（J）
Q235	A	ER49-1**	490	372	20	室温	47
	B						
	C	ER50-6	500	420	22	-29	27
	D					-18	
Q295	A	ER49-1** ER49-6	490	372	20	常温	47
	B	ER50-3 ER50-6	500	420	22	-18	27
Q345	A	ER49-1**	490	372	20	常温	47
	B	ER50-3	500	420	22	-20	27
	C	ER50-2	500	420	22	-29	27
	D						
	E						
Q390	A	ER50-3	500	420	22	-18	27
	B						
	C						
	D	ER50-2	500	420	22	-29	27
	E						
Q420	A	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	B						
	C						
	D						
	E						
Q460	C	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	D						
	E						

注 1.E等级钢材性能按供需协议。

2. 表中焊材熔敷金属力学性能的单值均为最小值。

* 含 Ar-CO_2 混合气体保护焊。

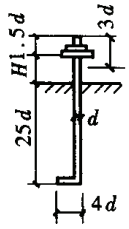
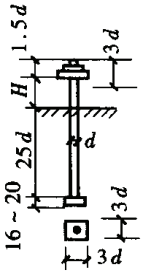
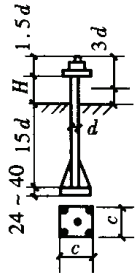
** 用于一般结构，其他用于重大结构。

Z1.7 螺栓和锚栓规格

普通螺栓规格

螺栓直径 d (mm)	螺距 p (mm)	螺栓有效直径 d_e (mm)	螺栓有效面积 A_e (mm^2)	注
16	2	14.12	156.7	螺栓有效面积 A_e 按下式算得：$A_e = \frac{\pi}{4}\left(d - \frac{13}{24}\sqrt{3}p\right)^2$
18	2.5	15.65	192.5	
20	2.5	17.65	244.8	
22	2.5	19.65	303.4	
24	3	21.19	352.5	
27	3	24.19	459.4	
30	3.5	26.72	560.6	
33	3.5	29.72	693.6	
36	4	32.25	816.7	
39	4	35.25	975.8	
42	4.5	37.78	1121.0	
45	4.5	40.78	1306.0	
48	5	43.31	1473.0	
52	5	47.31	1758.0	
56	5.5	50.84	2030.0	
60	5.5	54.84	2362.0	

锚栓规格

型式		Ⅰ				Ⅱ			Ⅲ			
												
锚栓直径 d (mm)		20	24	30	36	42	48	56	64	72	80	90
计算净截面积 (cm^2)		2.45	3.53	5.61	8.17	11.20	14.70	20.30	26.80	34.60	44.44	55.91
Ⅲ型锚栓	锚板宽度 c (mm)					140	200	200	240	280	350	400
	锚板厚度 δ (mm)					20	20	20	25	30	40	40

Z2 钢材和连接的设计指标

Z2.1 GB 50017 规范的规定

表 Z2.1.1　　钢材的强度设计值（N/mm²）

钢材		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}
牌号	厚度或直径（mm）			
Q235 钢	≤16	215	125	325
	>16~40	205	120	
	>40~60	200	115	
	>60~100	190	110	
Q345 钢	≤16	310	180	400
	>16~35	295	170	
	>35~50	265	155	
	>50~100	250	145	
Q390 钢	≤16	350	205	415
	>16~35	335	190	
	>35~50	315	180	
	>50~100	295	170	
Q420 钢	≤16	380	220	440
	>16~35	360	210	
	>35~50	340	195	
	>50~100	325	185	

注　表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

表 Z2.1.2　　钢铸件的强度设计值（N/mm²）

钢号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}
ZG200－400	155	90	260
ZG230－450	180	105	290
ZG270－500	210	120	325
ZG310－570	240	140	370

表 Z2.1.3　　焊缝的强度设计值（N/mm²）

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝				角焊缝
	牌号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_f^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和E43型焊条的手工焊	Q235 钢	≤16	215	215	185	125	160
		>16~40	205	205	175	120	
		>40~60	200	200	170	115	
		>60~100	190	190	160	110	

续表

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝				角焊缝
	牌　号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_f^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和E50型焊条的手工焊	Q345钢	≤16	310	310	265	180	200
		>16～35	295	295	250	170	
		>35～50	265	265	225	155	
		>50～100	250	250	210	145	
自动焊、半自动焊和E55型焊条的手工焊	Q390钢	≤16	350	350	300	205	220
		>16～35	335	335	285	190	
		>35～50	315	315	270	180	
		>50～100	295	295	250	170	
自动焊、半自动焊和E55型焊条的手工焊	Q420钢	≤16	380	380	320	220	220
		>16～35	360	360	305	210	
		>35～50	340	340	290	195	
		>50～100	325	325	275	185	

注　1. 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属的力学性能不低于现行国家标准GB/T 5293《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》和GB/T 12470《低合金钢埋弧焊用焊剂》中相关的规定。

2. 焊缝质量等级应符合现行国家标准GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》的规定。其中厚度小于8mm钢材的对接焊缝，不宜用超声波探伤确定焊缝质量等级。

3. 对接焊缝抗弯受压区强度设计值取 f_c^w，抗弯受拉区强度设计值取 f_t^w。

4. 同表Z2.1.1注。

表Z2.1.4　　螺栓连接的强度设计值（N/mm²）

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓		
		C级螺栓			A级、B级螺栓						
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
普通螺栓	4.6级、4.8级	170	140		—	—	—	—	—	—	—
	5.6级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—
	8.8级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—
锚　栓	Q235钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
承压型连接高强度螺栓	8.8级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—
	10.9级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—
构　件	Q235钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q345钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q390钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615
	Q420钢	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655

注　1. A级螺栓用于 $d \leq 24$mm 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150$mm（按较小值）的螺栓；B级螺栓用于 $d > 24$mm 或 $l > 10d$ 或 $l > 150$mm（按较小值）的螺栓。d 为公称直径，l 为螺杆公称长度。

2. A、B级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》的要求。

表 Z2.1.5　　铆钉连接的强度设计值（N/mm²）

铆钉钢号和构件钢材牌号		抗拉（钉头拉脱） f_t^r	抗　剪 f_v^r		承　压 f_c^r	
			Ⅰ类孔	Ⅱ类孔	Ⅰ类孔	Ⅱ类孔
铆钉	BL2 或 BL3	120	185	155	—	—
构　件	Q235 钢	—	—	—	450	365
	Q345 钢	—	—	—	565	460
	Q390 钢	—	—	—	590	480

注　1. 属于下列情况者为Ⅰ类孔：①在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；②在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；③在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔。

2. 在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔属于Ⅱ类孔。

计算下列情况的结构构件或连接时，Z2.1 节规定的强度设计值应乘以相应的折减系数：

1　单面连接的单角钢

1）按轴心受力计算强度和连接　　0.85；

2）按轴心受压计算稳定性

等边角钢　　$0.6+0.0015\lambda$，但不大于 1.0；

短边相连的不等边角钢　　$0.5+0.0025\lambda$，但不大于 1.0；

长边相连的不等边角钢　　0.70；

λ 为长细比，对中间无联系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算，当 $\lambda<20$ 时，取 $\lambda=20$；

2　无垫板的单面施焊对接焊缝　　0.85；

3　施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接　　0.90；

4　沉头和半沉头铆钉连接　　0.80。

当以上几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

表 Z2.1.6　　钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E（N/mm²）	剪变模量 G（N/mm²）	线膨胀系数 α（以每摄氏度计）	质量密度 ρ（kg/m³）
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

Z2.2　GB 50018 规范的规定

表 Z2.2.1　　钢材的强度设计值（N/mm²）

钢材牌号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗　剪 f_v	端面承压（磨平顶紧） f_{ce}
Q235 钢	205	120	310
Q345 钢	300	175	400

注　计算全截面有效的受拉、受压或受弯构件的强度，可采用考虑冷弯效应的强度设计值，但经退火、焊接和镀锌等热处理的构件除外。

表 Z2.2.2　　焊缝的强度设计值（N/mm²）

构件钢材牌号	对接焊缝			角焊缝
	抗压 f_c^w	抗拉 f_t^w	抗剪 f_v^w	抗压、抗压和抗剪 f_f^w
Q235 钢	205	175	120	140
Q345 钢	300	255	175	195

注　当 Q235 钢与 Q345 钢对接焊接时，焊缝的强度设计值应按本表中 Q235 钢栏的数值采用。经 X 射线检查符合 1、2 级焊缝质量标准的对接焊缝的抗拉强度设计值采用抗压强度设计值。

表 Z2.2.3　　C 级普通螺栓连接的强度设计值（N/mm²）

类别	性能等级	构件钢材的牌号	
	4.6 级、4.8 级	Q235 钢	Q345 钢
抗拉 f_t^b	165	—	—
抗剪 f_v^b	125	—	—
承压 f_c^b	—	290	370

表 Z2.2.4　　电阻点焊的抗剪承载力设计值

相焊板件中外层较薄板件的厚度 t（mm）	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_v^S（kN）	相焊板件中外层较薄板件的厚度 t（mm）	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_v^S（kN）
0.4	0.6	2.0	5.9
0.6	1.1	2.5	8.0
0.8	1.7	3.0	10.2
1.0	2.3	3.5	12.6
1.5	4.0		

计算下列情况的结构构件和连接时，Z2.2 条规定的强度设计值，应乘以下列相应的折减系数：

1　平面格构式檩条的端部主要受压腹杆　　0.85；

2　单面连接的单角钢杆件：

1）按轴心受力计算强度和连接　　0.85；

2）按轴心受压计算稳定性　　$0.6+0.0014\lambda$；

对中间无联系的单角钢压杆，λ 为按最小回转半径计算的杆件长细比；

3　无垫板的单面对接焊缝　　0.85；

4　施工条件较差的高空安装焊缝　　0.90；

5　两构件的连接采用搭接或其间填有垫板的连接以及单盖板的不对称连接 0.90。

上述几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

考虑冷弯效应的强度设计值 f' 可按下式计算：

$$f' = \left[1 + \frac{\eta(12\gamma - 10)t}{l}\sum_{i=1}^{n}\frac{\theta_i}{2\pi}\right]f \qquad (Z2.2-1)$$

式中 η——成型方式系数，对于冷弯高频焊（圆变）方、矩形管，取 $\eta=1.7$，对于圆管和其他方式成型的方、矩形管及开口型钢，取 $\eta=1.0$；

γ——钢材的抗拉强度与屈服强度的比值，对于 Q235 钢可取 $\gamma=1.58$，对于 Q345（16Mn）钢可取 $\gamma=1.48$；

n——型钢截面所含棱角数目；

θ——型钢截面上第 i 个棱角所对应的圆周角（如图 Z2.2 所示），以弧度为单位；

l——型钢截面中心线的长度，可取型钢截面积与其厚度的比值。

型钢截面中心线的长度 l，亦可按下式计算：

$$l = l' + \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\theta_i(2r_i + t) \qquad (Z2.2-2)$$

式中 l'——型钢平板部分宽度之和；

r_i——型钢截面上第 i 个棱角内表面的弯曲半径；

t——型钢厚度。

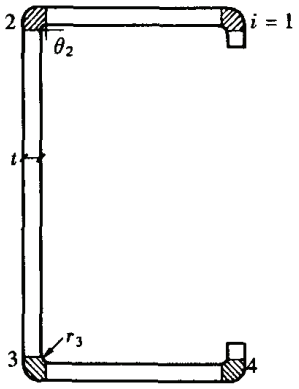


图 Z2.2 冷弯薄壁型钢截面示意图

Z3 构件计算的资料

Z3.1 热轧及焊接轴心受压构件的稳定系数

表 Z3.1.1　　a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

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

表 Z3.1.2　　b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.269	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123									

表 Z3.1.3　　c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	0.990	0.988	0.986	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973	0.970
20	0.966	0.959	0.953	0.947	0.940	0.934	0.928	0.921	0.915	0.909
30	0.902	0.896	0.890	0.884	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.846
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.814	0.807	0.801	0.794	0.788	0.781
50	0.775	0.768	0.762	0.755	0.748	0.742	0.735	0.729	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.682	0.676	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.643	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.604	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.566	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.500	0.494	0.488	0.483	0.477	0.472	0.467
100	0.463	0.458	0.454	0.449	0.445	0.441	0.436	0.432	0.428	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.403	0.399	0.395	0.391	0.387	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.364	0.360	0.356	0.353	0.349	0.346
130	0.342	0.339	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.319	0.315	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.280	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.264	0.261	0.258	0.256
160	0.254	0.251	0.249	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233
170	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212
180	0.210	0.208	0.206	0.205	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.186	0.184	0.182	0.181	0.179	0.178
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.168	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.150	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129
240	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119									

表 Z3.1.4　　d 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.996	0.994	0.992	0.990	0.987
10	0.984	0.981	0.978	0.974	0.969	0.965	0.960	0.955	0.949	0.944
20	0.937	0.927	0.918	0.909	0.900	0.891	0.883	0.874	0.865	0.857
30	0.848	0.840	0.831	0.823	0.815	0.807	0.799	0.790	0.782	0.774
40	0.766	0.759	0.751	0.743	0.735	0.728	0.720	0.712	0.705	0.697
50	0.690	0.683	0.675	0.668	0.661	0.654	0.646	0.639	0.632	0.625
60	0.618	0.612	0.605	0.598	0.591	0.585	0.578	0.572	0.565	0.559
70	0.552	0.546	0.540	0.534	0.528	0.522	0.516	0.510	0.504	0.498
80	0.493	0.487	0.481	0.476	0.470	0.465	0.460	0.454	0.449	0.444
90	0.439	0.434	0.429	0.424	0.419	0.414	0.410	0.405	0.401	0.397
100	0.394	0.390	0.387	0.383	0.380	0.376	0.373	0.370	0.366	0.363
110	0.359	0.356	0.353	0.350	0.346	0.343	0.340	0.337	0.334	0.331
120	0.328	0.325	0.322	0.319	0.316	0.313	0.310	0.307	0.304	0.301
130	0.299	0.296	0.293	0.290	0.288	0.285	0.282	0.280	0.277	0.275
140	0.272	0.270	0.267	0.265	0.262	0.260	0.258	0.255	0.253	0.251
150	0.248	0.246	0.244	0.242	0.240	0.237	0.235	0.233	0.231	0.229
160	0.227	0.225	0.223	0.221	0.219	0.217	0.215	0.213	0.212	0.210
170	0.208	0.206	0.204	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192
180	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.177
190	0.176	0.174	0.173	0.171	0.170	0.168	0.167	0.166	0.164	0.163
200	0.162									

注　1. 表 Z3.1.1 至表 Z3.1.4 中的 φ 值系按下列公式算得：

当 $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \leqslant 0.215$ 时，$\varphi = 1 - \alpha_1\lambda_n^2$

当 $\lambda_n > 0.215$ 时，$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2}\left[(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}\right]$

式中　α_1、α_2、α_3——系数，根据表 7-2 的截面分类，按表 Z3.1.5 采用。

2. 当构件的 $\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 值超出表 Z3.1.1 至表 Z3.1.4 的范围时，则 φ 值按注 1 所列的公式计算。

Z3.1.5　　系数 α_1、α_2、α_3

截面类别		α_1	α_2	α_3
a 类		0.41	0.986	0.152
b 类		0.65	0.965	0.300
c 类	$\lambda_n \leqslant 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\lambda_n > 1.05$		1.216	0.302
d 类	$\lambda_n \leqslant 1.05$	1.35	0.868	0.915
	$\lambda_n > 1.05$		1.375	0.432

Z3.2 冷弯型钢轴心受压构件的稳定系数

表 Z3.2.1　　Q235 钢轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	0.997	0.995	0.992	0.989	0.987	0.984	0.981	0.979	0.976
10	0.974	0.971	0.968	0.966	0.963	0.960	0.958	0.955	0.952	0.949
20	0.947	0.944	0.941	0.938	0.936	0.933	0.930	0.927	0.924	0.921
30	0.918	0.915	0.912	0.909	0.906	0.903	0.899	0.896	0.893	0.889
40	0.886	0.882	0.879	0.875	0.872	0.868	0.864	0.861	0.858	0.855
50	0.852	0.849	0.846	0.843	0.839	0.836	0.832	0.829	0.825	0.822
60	0.818	0.814	0.810	0.806	0.802	0.797	0.793	0.789	0.784	0.779
70	0.775	0.770	0.765	0.760	0.755	0.750	0.744	0.739	0.733	0.728
80	0.722	0.716	0.710	0.704	0.698	0.692	0.686	0.680	0.673	0.667
90	0.661	0.654	0.648	0.641	0.634	0.626	0.618	0.611	0.603	0.595
100	0.588	0.580	0.573	0.566	0.558	0.551	0.544	0.537	0.530	0.523
110	0.516	0.509	0.502	0.496	0.489	0.483	0.476	0.470	0.464	0.458
120	0.452	0.446	0.440	0.434	0.428	0.423	0.417	0.412	0.406	0.401
130	0.396	0.391	0.386	0.381	0.376	0.371	0.367	0.362	0.357	0.353
140	0.349	0.344	0.340	0.336	0.332	0.328	0.324	0.320	0.316	0.312
150	0.308	0.305	0.301	0.298	0.294	0.291	0.287	0.284	0.281	0.277
160	0.274	0.271	0.268	0.265	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248
170	0.245	0.243	0.240	0.237	0.235	0.232	0.230	0.227	0.225	0.223
180	0.220	0.218	0.216	0.214	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
190	0.199	0.197	0.195	0.193	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.182
200	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.167	0.166
210	0.164	0.163	0.161	0.160	0.159	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152
220	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145	0.144	0.143	0.141	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128
240	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120	0.119	0.118
250	0.117									

表 Z3.2.2　　Q345 钢轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	0.997	0.994	0.991	0.988	0.985	0.982	0.979	0.976	0.973
10	0.971	0.968	0.965	0.962	0.959	0.956	0.952	0.949	0.946	0.943
20	0.940	0.937	0.934	0.930	0.927	0.924	0.920	0.917	0.913	0.909
30	0.906	0.902	0.898	0.894	0.890	0.886	0.882	0.878	0.874	0.870
40	0.867	0.864	0.860	0.857	0.853	0.849	0.845	0.841	0.837	0.833

续表

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
50	0.829	0.824	0.819	0.815	0.810	0.805	0.800	0.794	0.789	0.783
60	0.777	0.771	0.765	0.759	0.752	0.746	0.739	0.732	0.725	0.718
70	0.710	0.703	0.695	0.688	0.680	0.672	0.664	0.656	0.648	0.640
80	0.632	0.623	0.615	0.607	0.599	0.591	0.583	0.574	0.566	0.558
90	0.550	0.542	0.535	0.527	0.519	0.512	0.504	0.497	0.489	0.482
100	0.475	0.467	0.460	0.452	0.445	0.438	0.431	0.424	0.418	0.411
110	0.405	0.398	0.392	0.386	0.380	0.375	0.369	0.363	0.358	0.352
120	0.347	0.342	0.337	0.332	0.327	0.322	0.318	0.313	0.309	0.304
130	0.300	0.296	0.292	0.288	0.284	0.280	0.276	0.272	0.269	0.265
140	0.261	0.258	0.255	0.251	0.248	0.245	0.242	0.238	0.235	0.232
150	0.229	0.227	0.224	0.221	0.218	0.216	0.213	0.210	0.208	0.205
160	0.203	0.201	0.198	0.196	0.194	0.191	0.189	0.187	0.185	0.183
170	0.181	0.179	0.177	0.175	0.173	0.171	0.169	0.167	0.165	0.163
180	0.162	0.160	0.158	0.157	0.155	0.153	0.152	0.150	0.149	0.147
190	0.146	0.144	0.143	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.134	0.133
200	0.132	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.124	0.123	0.122	0.121
210	0.120	0.119	0.118	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110
220	0.109	0.108	0.107	0.106	0.106	0.105	0.104	0.103	0.101	0.101
230	0.100	0.099	0.098	0.098	0.097	0.096	0.095	0.094	0.094	0.093
240	0.092	0.091	0.091	0.090	0.089	0.088	0.088	0.087	0.086	0.086
250	0.085									

Z3.3 GB 50017 框架柱的计算长度系数

Z3.3.1 **无侧移框架柱的计算长度系数 μ**

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732
0.05	0.990	0.981	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580

续表

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570
≥10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549

注 1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2+2(K_1+K_2)-4K_1K_2\right]\frac{\pi}{\mu}\cdot\sin\frac{\pi}{\mu}-2\left[(K_1+K_2)\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2+4K_1K_2\right]\cos\frac{\pi}{\mu}+8K_1K_2=0$$

式中 K_1、K_2——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以 1.5；当横梁远端为嵌固时，则将横梁线刚度乘以 2.0。

2. 当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3. 对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2=0$（对平板支座可取 $K_2=0.1$）；当柱与基础刚接时，取 $K_2=10$。

4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时：$\alpha_N=1-N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：$\alpha_N=1-N_b/(2N_{Eb})$

$N_{Eb}=\pi^2EI_b/l^2$

式中 I_b——横梁截面惯性矩；

l——横梁长度。

表 Z3.3.2　　有侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	∞	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.79	1.75	1.73	1.72	1.70
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.46	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.08	1.07	1.05
≥10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03

注 1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[36K_1K_2-\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2\right]\sin\frac{\pi}{\mu}+6(K_1+K_2)\frac{\pi}{\mu}\cdot\cos\frac{\pi}{\mu}=0$$

式中 K_1、K_2——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当横梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以 0.5；当横梁远端为嵌固时，则应乘以 2/3。

2. 当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3. 对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2=0$（对平板支座可取 $K_2=0.1$）；当柱与基础刚接时，取 $K_2=10$。

4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

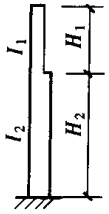
横梁远端与柱刚接时：$\alpha_N=1-N_b/(4N_{Eb})$

横梁远端铰支时：$\alpha_N=1-N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：$\alpha_N=1-N_b/(2N_{Eb})$

N_{Eb}的计算式见表 Z3.3.1 注 4。

表 Z3.3.3　　柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

简　图	η_1 \ K_1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
	0.2	2.00	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07
	0.3	2.01	2.02	2.02	2.02	2.03	2.03	2.03	2.04	2.04	2.05	2.05	2.05	2.06	2.08	2.10	2.12	2.13	2.15
	0.4	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.14	2.18	2.21	2.25	2.28
	0.5	2.04	2.05	2.06	2.07	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.15	2.16	2.17	2.18	2.24	2.29	2.35	2.40	2.45
	0.6	2.06	2.08	2.10	2.12	2.14	2.16	2.18	2.19	2.21	2.23	2.25	2.26	2.28	2.36	2.44	2.52	2.59	2.66
	0.7	2.10	2.13	2.16	2.18	2.21	2.24	2.26	2.29	2.31	2.34	2.36	2.38	2.41	2.52	2.62	2.72	2.81	2.90
	0.8	2.15	2.20	2.24	2.27	2.31	2.34	2.38	2.41	2.44	2.47	2.50	2.53	2.56	2.70	2.82	2.94	3.06	3.16
	0.9	2.24	2.29	2.35	2.39	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.63	2.67	2.71	2.74	2.90	3.05	3.19	3.32	3.44
	1.0	2.36	2.43	2.48	2.54	2.59	2.64	2.69	2.73	2.77	2.82	2.86	2.90	2.94	3.12	3.29	3.45	3.59	3.74
	1.2	2.69	2.76	2.83	2.89	2.95	3.01	3.07	3.12	3.17	3.22	3.27	3.32	3.37	3.59	3.80	3.99	4.17	4.34
	1.4	3.07	3.14	3.22	3.29	3.36	3.42	3.48	3.55	3.61	3.66	3.72	3.78	3.83	4.09	4.33	4.56	4.77	4.97
	1.6	3.47	3.55	3.63	3.71	3.78	3.85	3.92	3.99	4.07	4.12	4.18	4.25	4.31	4.61	4.88	5.14	5.38	5.62
	1.8	3.88	3.97	4.05	4.13	4.21	4.29	4.37	4.44	4.52	4.59	4.66	4.73	4.80	5.13	5.44	5.73	6.00	6.26
	2.0	4.29	4.39	4.48	4.57	4.65	4.74	4.82	4.90	4.99	5.07	5.14	5.22	5.30	5.66	6.00	6.32	6.63	6.92
	2.2	4.71	4.81	4.91	5.00	5.10	5.19	5.28	5.37	5.46	5.54	5.63	5.71	5.80	6.19	6.57	6.92	7.26	7.58
	2.4	5.13	5.24	5.34	5.44	5.54	5.64	5.74	5.84	5.93	6.03	6.12	6.21	6.30	6.73	7.14	7.52	7.89	8.24
	2.6	5.55	5.66	5.77	5.88	5.99	6.10	6.20	6.31	6.41	6.51	6.61	6.71	6.80	7.27	7.71	8.13	8.52	8.90
	2.8	5.97	6.09	6.21	6.33	6.44	6.55	6.67	6.78	6.89	6.99	7.10	7.21	7.31	7.81	8.28	8.73	9.16	9.57
	3.0	6.39	6.52	6.64	6.77	6.89	7.01	7.13	7.25	7.37	7.48	7.59	7.71	7.82	8.35	8.86	9.34	9.80	10.24

$K_1 = \dfrac{I_1}{I_2} \cdot \dfrac{H_2}{H_1}$；

$\eta_1 = \dfrac{H_1}{H_2}\sqrt{\dfrac{N_1}{N_2} \cdot \dfrac{I_2}{I_1}}$；

N_1——上段柱的轴心力；

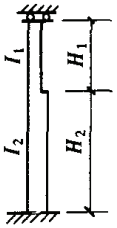
N_2——下段柱的轴心力

注　表中的计算长度系数 μ_2 值系按下式算得：

$$\eta_1 K_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu_2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_2} - 1 = 0$$

表 Z3.3.4　　柱上端可移动但不转动的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

η_1 \ K_1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
0.2	1.96	1.94	1.93	1.91	1.90	1.89	1.88	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.81	1.76	1.72	1.68	1.65	1.62
0.3	1.96	1.94	1.93	1.92	1.91	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.77	1.73	1.70	1.66	1.63
0.4	1.96	1.95	1.94	1.92	1.91	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.79	1.75	1.72	1.68	1.66
0.5	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.85	1.81	1.77	1.74	1.71	1.69
0.6	1.97	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.88	1.87	1.87	1.83	1.80	1.78	1.75	1.73
0.7	1.97	1.97	1.96	1.95	1.94	1.94	1.93	1.92	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.86	1.84	1.82	1.80	1.78
0.8	1.98	1.98	1.97	1.96	1.96	1.95	1.95	1.94	1.94	1.93	1.93	1.93	1.92	1.90	1.88	1.87	1.86	1.84
0.9	1.99	1.99	1.98	1.98	1.98	1.97	1.97	1.97	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.92
1.0	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
1.2	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.10	2.11	2.13	2.15	2.17	2.18	2.20
1.4	2.07	2.09	2.11	2.12	2.14	2.16	2.17	2.18	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.29	2.33	2.37	2.40	2.42
1.6	2.13	2.16	2.19	2.22	2.25	2.27	2.30	2.32	2.34	2.36	2.37	2.39	2.41	2.48	2.54	2.59	2.63	2.67
1.8	2.22	2.27	2.31	2.35	2.39	2.42	2.45	2.48	2.50	2.53	2.55	2.57	2.59	2.69	2.76	2.83	2.88	2.93
2.0	2.35	2.41	2.46	2.50	2.55	2.59	2.62	2.66	2.69	2.72	2.75	2.77	2.80	2.91	3.00	3.08	3.14	3.20
2.2	2.51	2.57	2.63	2.68	2.73	2.77	2.81	2.85	2.89	2.92	2.95	2.98	3.01	3.14	3.25	3.33	3.41	3.47
2.4	2.68	2.75	2.81	2.87	2.92	2.97	3.01	3.05	3.09	3.13	3.17	3.20	3.24	3.38	3.50	3.59	3.68	3.75
2.6	2.87	2.94	3.00	3.06	3.12	3.17	3.22	3.27	3.31	3.35	3.39	3.43	3.46	3.62	3.75	3.86	3.95	4.03
2.8	3.06	3.14	3.20	3.27	3.33	3.38	3.43	3.48	3.53	3.58	3.62	3.66	3.70	3.87	4.01	4.13	4.23	4.32
3.0	3.26	3.34	3.41	3.47	3.54	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80	3.85	3.89	3.93	4.12	4.27	4.40	4.51	4.61



$K_1 = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{H_2}{H_1}$；

$\eta_1 = \frac{H_1}{H_2}\sqrt{\frac{N_1}{N_2} \cdot \frac{I_2}{I_1}}$；

N_1——上段柱的轴心力；

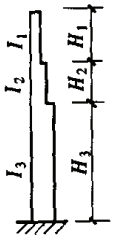
N_2——下段柱的轴心力

注　表中的计算长度系数 μ_2 值系按下式算得：

$$\operatorname{tg}\frac{\pi\eta_1}{\mu_2} + \eta_1 K_1 \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi}{\mu_2} = 0$$

表 Z3.3.5　　柱上端为自由的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

简图	η_1	η_2 \ K_1	0.05											0.10										
		K_2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
	0.2	0.2	2.02	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.10	2.03	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.11
		0.4	2.08	2.11	2.15	2.19	2.22	2.25	2.29	2.32	2.35	2.39	2.42	2.09	2.12	2.16	2.19	2.23	2.26	2.29	2.33	2.36	2.39	2.42
		0.6	2.20	2.29	2.37	2.45	2.52	2.60	2.67	2.73	2.80	2.87	2.93	2.21	2.30	2.38	2.46	2.53	2.60	2.67	2.74	2.81	2.87	2.93
		0.8	2.42	2.57	2.71	2.83	2.95	3.06	3.17	3.27	3.37	3.47	3.56	2.44	2.58	2.71	2.84	2.96	3.07	3.17	3.28	3.37	3.47	3.56
		1.0	2.75	2.95	3.13	3.30	3.45	3.60	3.74	3.87	4.00	4.13	4.25	2.76	2.96	3.14	3.30	3.46	3.60	3.74	3.88	4.01	4.13	4.25
		1.2	3.13	3.38	3.60	3.80	4.00	4.18	4.35	4.51	4.67	4.82	4.97	3.15	3.39	3.61	3.81	4.00	4.18	4.35	3.52	4.68	4.83	4.98
	0.4	0.2	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.12	2.07	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.12	2.13	2.14
		0.4	2.10	2.14	2.17	2.20	2.24	2.27	2.31	2.34	2.37	2.40	2.43	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.30	2.33	2.36	2.39	2.42	2.46
		0.6	2.24	2.32	2.40	2.47	2.54	2.62	2.68	2.75	2.82	2.88	2.94	2.28	2.36	2.43	2.50	2.57	2.64	2.71	2.77	2.84	2.90	2.96
		0.8	2.47	2.60	2.73	2.85	2.97	3.08	3.19	3.29	3.38	3.48	3.57	2.53	2.65	2.77	2.88	3.00	3.10	3.21	3.31	3.40	3.50	3.59
		1.0	2.79	2.98	3.15	3.32	3.47	3.62	3.75	3.89	4.02	4.14	4.26	2.85	3.02	3.19	3.34	3.49	3.64	3.77	3.91	4.03	4.16	4.28
		1.2	3.18	3.41	3.62	3.82	4.01	4.19	4.36	4.52	4.68	4.83	4.98	3.24	3.45	3.65	3.85	4.03	4.21	4.38	4.54	4.70	4.85	4.99
	0.6	0.2	2.09	2.09	2.10	2.10	2.11	2.12	2.12	2.13	2.14	2.15	2.15	2.22	2.19	2.18	2.17	2.18	2.18	2.19	2.19	2.20	2.20	2.21
		0.4	2.17	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.34	2.38	2.41	2.44	2.47	2.31	2.30	2.31	2.33	2.35	2.38	2.41	2.44	2.47	2.49	2.52
		0.6	2.32	2.38	2.45	2.52	2.59	2.66	2.72	2.79	2.85	2.91	2.97	2.48	2.49	2.54	2.60	2.66	2.72	2.78	2.84	2.90	2.96	3.02
		0.8	2.56	2.67	2.79	2.90	3.01	3.11	3.22	3.32	3.41	3.50	3.60	2.72	2.78	2.87	2.97	3.07	3.17	3.27	3.36	3.46	3.55	3.64
		1.0	2.88	3.04	3.20	3.36	3.50	3.65	3.78	3.91	4.04	4.16	4.26	3.04	3.15	3.28	3.42	3.56	3.70	3.83	3.95	4.08	4.20	4.31
		1.2	3.26	3.46	3.66	3.86	4.04	4.22	4.38	4.55	4.70	4.85	5.00	3.40	3.56	3.74	3.91	4.09	4.26	4.42	4.58	4.73	4.88	5.03
	0.8	0.2	2.29	2.24	2.22	2.21	2.21	2.22	2.22	2.22	2.23	2.23	2.24	2.63	2.49	2.43	2.40	2.38	2.37	2.37	2.36	2.36	2.37	2.37
		0.4	2.37	2.34	2.34	2.36	2.38	2.40	2.43	2.45	2.48	2.51	2.54	2.71	2.59	2.55	2.54	2.54	2.55	2.57	2.59	2.61	2.63	2.65
		0.6	2.52	2.52	2.56	2.61	2.67	2.73	2.79	2.85	2.91	2.96	3.02	2.86	2.76	2.76	2.78	2.82	2.86	2.91	2.96	3.01	3.07	3.12
		0.8	2.74	2.79	2.88	2.98	3.08	3.17	3.27	3.36	3.46	3.55	3.63	3.06	3.02	3.06	3.13	3.20	3.29	3.37	3.46	3.54	3.63	3.71
		1.0	3.04	3.15	3.28	3.42	3.56	3.69	3.82	3.95	4.07	4.19	4.31	3.33	3.35	3.44	3.55	3.67	3.79	3.90	4.03	4.15	4.26	4.37
		1.2	3.39	3.55	3.73	3.91	4.08	4.25	4.42	4.58	4.73	4.88	5.02	3.65	3.73	3.86	4.02	4.18	4.34	4.49	4.64	4.79	4.94	5.08
	1.0	0.2	2.69	2.57	2.51	2.48	2.46	2.45	2.45	2.44	2.44	2.44	2.44	3.18	2.95	2.84	2.77	2.73	2.70	2.68	2.67	2.66	2.65	2.65
		0.4	2.75	2.64	2.60	2.59	2.59	2.59	2.60	2.62	2.63	2.65	2.67	3.24	3.03	2.93	2.88	2.85	2.84	2.84	2.84	2.85	2.86	2.87
		0.6	2.86	2.78	2.77	2.79	2.83	2.87	2.91	2.96	3.01	3.06	3.10	3.36	3.16	3.09	3.07	3.08	3.09	3.12	3.15	3.19	3.23	3.27
		0.8	3.04	3.01	3.05	3.11	3.19	3.27	3.35	3.44	3.52	3.61	3.69	3.52	3.37	3.34	3.36	3.41	3.46	3.53	3.60	3.67	3.75	3.82
		1.0	3.29	3.32	3.41	3.52	3.64	3.76	3.89	4.01	4.13	4.24	4.35	3.74	3.64	3.67	3.74	3.83	3.93	4.03	4.14	4.25	4.35	4.46
		1.2	3.60	3.69	3.83	3.99	4.15	4.31	4.47	4.62	4.77	4.92	5.06	4.00	3.97	4.05	4.17	4.31	4.45	4.59	4.73	4.87	5.01	5.14
	1.2	0.2	3.16	3.00	2.92	2.87	2.84	2.81	2.80	2.79	2.78	2.77	2.77	3.77	3.47	3.32	3.23	3.17	3.12	3.09	3.07	3.05	3.04	3.03
		0.4	3.21	3.05	2.98	2.94	2.92	2.90	2.90	2.90	2.90	2.91	2.92	3.82	3.53	3.39	3.31	3.26	3.22	3.20	3.19	3.19	3.19	3.19
		0.6	3.30	3.15	3.10	3.08	3.08	3.10	3.12	3.15	3.18	3.22	3.26	3.91	3.64	3.51	3.45	3.42	3.42	3.42	3.43	3.45	3.48	3.50
		0.8	3.43	3.32	3.30	3.33	3.37	3.43	3.49	3.56	3.63	3.71	3.78	4.04	3.80	3.71	3.68	3.69	3.72	3.76	3.81	3.86	3.92	3.98
		1.0	3.62	3.57	3.60	3.68	3.77	3.87	3.98	4.09	4.20	4.31	4.42	4.21	4.02	3.97	3.99	4.05	4.12	4.20	4.29	4.39	4.48	4.58
		1.2	3.88	3.88	3.98	4.11	4.25	4.39	4.54	4.68	4.83	4.97	5.10	4.43	4.30	4.31	4.38	4.48	4.60	4.72	4.85	4.98	5.11	5.24
	1.4	0.2	3.66	3.46	3.36	3.29	3.25	3.23	3.20	3.19	3.18	3.17	3.16	4.37	4.01	3.82	3.71	3.63	3.58	3.54	3.51	3.49	3.47	3.45
		0.4	3.70	3.50	3.40	3.35	3.31	3.29	3.27	3.26	3.26	3.26	3.26	4.41	4.06	3.88	3.77	3.70	3.66	3.63	3.60	3.59	3.58	3.57
		0.6	3.77	3.58	3.49	3.45	3.43	3.42	3.42	3.43	3.45	3.47	3.49	4.48	4.15	3.98	3.89	3.83	3.80	3.79	3.78	3.79	3.80	3.81
		0.8	3.87	3.70	3.64	3.63	3.64	3.67	3.70	3.75	3.81	3.86	3.92	4.59	4.28	4.13	4.07	4.04	4.04	4.06	4.08	4.12	4.16	4.21
		1.0	4.02	3.89	3.87	3.90	3.96	4.04	4.12	4.22	4.31	4.41	4.51	4.74	4.45	4.35	4.32	4.34	4.38	4.43	4.50	4.58	4.66	4.74
		1.2	4.23	4.15	4.19	4.27	4.39	4.51	4.64	4.77	4.91	5.04	5.17	4.92	4.69	4.63	4.65	4.72	4.80	4.90	5.10	5.13	5.24	5.36



$K_1 = \frac{I_1}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_1}$;

$K_2 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$;

$\eta_1 = \frac{H_1}{H_3}\sqrt{\frac{N_1}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_1}}$;

$\eta_2 = \frac{H_2}{H_3}\sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_2}}$;

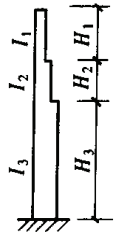
N_1—上段柱的轴心力；

N_2—中段柱的轴心力；

N_3—下段柱的轴心力

续表

简图	η_1	η_2 \ K_1	K_2	0.20											0.30										
				0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
	0.2		0.2	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13
			0.4	2.10	2.13	2.17	2.20	2.24	2.27	2.30	2.34	2.37	2.40	2.43	2.12	2.15	2.18	2.21	2.25	2.28	2.31	2.35	2.38	2.41	2.44
			0.6	2.23	2.31	2.39	2.47	2.54	2.61	2.68	2.75	2.82	2.88	2.94	2.25	2.33	2.41	2.48	2.56	2.63	2.69	2.76	2.83	2.89	2.95
			0.8	2.46	2.60	2.73	2.85	2.97	3.08	3.18	3.29	3.38	3.48	3.57	2.49	2.62	2.75	2.87	2.98	3.09	3.20	3.30	3.39	3.49	3.58
			1.0	2.79	2.98	3.15	3.32	3.47	3.61	3.75	3.89	4.02	4.14	4.26	3.82	3.00	3.17	3.33	3.48	3.63	3.76	3.90	4.02	4.15	4.27
			1.2	3.18	3.41	3.62	3.82	4.01	4.19	4.36	4.52	4.68	4.83	4.98	3.20	3.43	3.64	3.83	4.02	4.20	4.37	4.53	4.69	4.84	4.99
	0.4		0.2	2.15	2.13	2.13	2.14	2.14	2.15	2.15	2.16	2.17	2.17	2.18	2.26	2.21	2.20	2.19	2.19	2.20	2.20	2.21	2.21	2.22	2.23
			0.4	2.24	2.24	2.26	2.29	2.32	2.35	2.38	2.41	2.44	2.47	2.50	2.36	2.33	2.33	2.35	2.38	2.40	2.43	2.46	2.49	2.51	2.54
			0.6	2.40	2.44	2.50	2.56	2.63	2.69	2.76	2.82	2.88	2.94	3.00	2.54	2.54	2.58	2.63	2.69	2.75	2.81	2.87	2.93	2.99	3.04
			0.8	2.66	2.74	2.84	2.95	3.05	3.15	3.25	3.35	3.44	3.53	3.62	2.79	2.83	2.91	3.01	3.10	3.20	3.30	3.39	3.48	3.57	3.66
			1.0	2.98	3.12	3.25	3.40	3.54	3.68	3.81	3.94	4.07	4.19	4.30	3.11	3.20	3.32	3.46	3.59	3.72	3.85	3.98	4.10	4.22	4.33
			1.2	3.35	3.53	3.71	3.90	4.08	4.25	4.41	4.57	4.73	4.87	5.02	3.47	3.60	3.77	3.95	4.12	4.28	4.45	4.60	4.75	4.90	5.04
	0.6		0.2	2.57	2.42	2.37	2.34	2.33	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	2.33	2.93	2.68	2.57	2.52	2.49	2.47	2.46	2.45	2.45	2.45	2.45
			0.4	2.67	2.54	2.50	2.50	2.51	2.52	2.54	2.56	2.58	2.61	2.63	3.02	2.79	2.71	2.67	2.66	2.66	2.67	2.69	2.70	2.72	2.74
			0.6	2.83	2.74	2.73	2.76	2.80	2.85	2.90	2.96	3.01	3.06	3.12	3.17	2.98	2.93	2.93	2.95	2.98	3.02	3.07	3.11	3.16	3.21
			0.8	3.06	3.01	3.05	3.12	3.20	3.29	3.38	3.46	3.55	3.63	3.72	4.37	3.24	3.23	3.27	3.33	3.41	3.48	3.56	3.64	3.72	3.80
			1.2	3.34	3.35	3.44	3.56	3.68	3.80	3.92	4.04	4.15	4.27	4.38	3.63	3.56	3.60	3.69	3.79	3.90	4.01	4.12	4.23	4.34	4.45
			1.4	3.67	3.74	3.88	4.03	4.19	4.35	4.50	4.65	4.80	4.94	5.08	3.94	3.92	4.02	4.15	4.29	4.43	4.58	4.72	4.87	5.01	5.14
	0.8		0.2	3.25	2.96	2.82	2.74	2.69	2.66	2.64	2.62	2.61	2.61	2.60	3.78	3.38	3.18	3.06	2.98	2.93	2.89	2.86	2.84	2.83	2.82
			0.4	3.33	3.05	2.93	2.87	2.84	2.83	2.83	2.83	2.84	2.85	2.87	3.85	3.47	3.28	3.18	3.12	3.09	3.07	3.06	3.06	3.06	3.06
			0.6	3.45	3.21	3.12	3.10	3.10	3.12	3.14	3.18	3.22	3.26	3.30	3.96	3.61	3.46	3.39	3.36	3.35	3.36	3.38	3.41	3.44	3.47
			0.8	3.63	3.44	3.39	3.41	3.45	3.51	3.57	3.64	3.71	3.79	3.86	4.12	3.82	3.70	3.67	3.68	3.72	3.76	3.82	3.88	3.94	4.01
			1.0	3.86	3.73	3.73	3.80	3.88	3.98	4.08	4.18	4.29	4.39	4.50	4.32	4.07	4.01	4.03	4.08	4.16	4.24	4.33	4.43	4.52	4.62
			1.2	4.13	4.07	4.13	4.24	4.36	4.50	4.64	4.78	4.91	5.05	5.18	4.57	4.38	4.38	4.44	4.54	4.66	4.78	4.90	5.03	5.16	5.29
	1.0		0.2	4.00	3.60	3.39	3.26	3.18	3.13	3.08	3.05	3.03	3.01	3.00	4.68	4.15	3.86	3.69	3.57	3.49	3.43	3.38	3.35	3.32	3.30
			0.4	4.06	3.67	3.48	3.37	3.30	3.26	3.23	3.21	3.21	3.20	3.20	4.73	4.21	3.94	3.78	3.68	3.61	3.57	3.54	3.51	3.50	3.49
			0.6	4.15	3.79	3.63	3.54	3.50	3.48	3.49	3.50	3.51	3.54	3.57	4.82	4.33	4.08	3.95	3.87	3.83	3.80	3.80	3.80	3.81	3.83
			0.8	4.29	3.97	3.84	3.80	3.79	3.81	3.85	3.90	3.95	4.01	4.07	4.94	4.49	4.28	4.18	4.14	4.13	4.14	4.17	4.20	4.25	4.29
			1.0	4.48	4.21	4.13	4.13	4.17	4.23	4.31	4.39	4.48	4.57	4.66	5.10	4.70	4.53	4.48	4.48	4.51	4.56	4.62	4.70	4.77	4.85
			1.2	4.70	4.49	4.47	4.52	4.60	4.71	4.82	4.94	5.07	5.19	5.31	5.30	4.95	4.84	4.83	4.88	4.96	5.05	5.15	5.26	5.37	5.48
	1.2		0.2	4.76	4.26	4.00	3.83	3.72	3.65	3.59	3.54	3.51	3.48	3.46	5.58	4.93	4.57	4.35	4.20	4.10	4.01	3.95	3.90	3.86	3.83
			0.4	4.81	4.32	4.07	3.91	3.82	3.75	3.70	3.67	3.65	3.63	3.62	5.62	4.98	4.64	4.43	4.29	4.19	4.12	4.07	4.03	4.01	3.98
			0.6	4.89	4.43	4.19	4.05	3.98	3.93	3.91	3.89	3.89	3.90	3.91	5.70	5.08	4.75	4.56	4.44	4.37	4.32	4.29	4.27	4.26	4.26
			0.8	5.00	4.57	4.36	4.26	4.21	4.20	4.21	4.23	4.26	4.30	4.34	5.80	5.21	4.91	4.75	4.66	4.61	4.59	4.59	4.60	4.62	4.65
			1.0	5.15	4.76	4.59	4.53	4.53	4.55	4.60	4.66	4.73	4.80	4.88	5.93	5.38	5.12	5.00	4.95	4.94	4.95	4.99	5.03	5.09	5.15
			1.2	5.34	5.00	4.88	4.87	4.91	4.98	5.07	5.17	5.27	5.38	5.49	6.10	5.59	5.38	5.31	5.30	5.33	5.39	5.46	5.54	5.63	5.73
	1.4		0.2	5.53	4.94	4.62	4.42	4.29	4.19	4.12	4.06	4.02	3.98	3.95	6.49	5.72	5.30	5.03	4.85	4.72	4.62	4.54	4.48	4.43	4.38
			0.4	5.57	4.99	4.68	4.49	4.36	4.27	4.21	4.16	4.13	4.10	4.08	6.53	5.77	5.35	5.10	4.93	4.80	4.71	4.64	4.59	4.55	4.51
			0.6	5.64	5.07	4.78	4.60	4.49	4.42	4.38	4.35	4.33	4.32	4.32	6.59	5.85	5.45	5.21	5.05	4.95	4.87	4.82	4.78	4.76	4.74
			0.8	5.74	5.19	4.92	4.77	4.69	4.64	4.62	4.62	4.63	4.65	4.67	6.68	5.96	5.59	5.37	5.24	5.15	5.10	5.08	5.06	5.06	5.07
			1.0	5.86	5.35	5.12	5.00	4.95	4.94	4.96	4.99	5.03	5.09	5.15	6.79	6.10	5.76	5.58	5.48	5.43	5.41	5.41	5.44	5.47	5.51
			1.2	6.02	5.55	5.36	5.29	5.28	5.31	5.37	5.44	5.52	5.61	5.71	6.93	6.28	5.98	5.84	5.78	5.76	5.79	5.83	5.89	5.95	6.03



$K_1 = \frac{I_1}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_1}$；

$K_2 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$；

$\eta_1 = \frac{H_1}{H_3}\sqrt{\frac{N_1}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_1}}$；

$\eta_2 = \frac{H_2}{H_3}\sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_2}}$；

N_1—上段柱的轴心力；

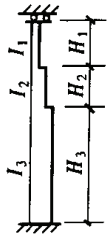
N_2—中段柱的轴心力；

N_3—下段柱的轴心力

注　表中的计算长度系数 μ_3 值系按下式算得：$\frac{\eta_1 K_1}{\eta_2 K_2} \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi\eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi\eta_2}{\mu_3} + \eta_1 K_1 \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi\eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi}{\mu_3} + \eta_2 K_2 \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi\eta_2}{\mu_3} \cdot \operatorname{tg}\frac{\pi}{\mu_3} - 1 = 0$

表 Z3.3.6　　柱顶可移动但不转动的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

简　图



$K_1 = \frac{I_1}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_1}$；

$K_2 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$；

$\eta_1 = \frac{H_1}{H_3}\sqrt{\frac{N_1}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_1}}$；

$\eta_2 = \frac{H_2}{H_3}\sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_2}}$；

N_1—上段柱的轴心力；

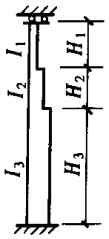
N_2—中段柱的轴心力；

N_3—下段柱的轴心力

η_1	η_2 \ K_1	0.05											0.10										
	K_2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.2	0.2	1.99	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	1.96	1.96	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02
	0.4	2.03	2.06	2.09	2.12	2.16	2.19	2.22	2.25	2.29	2.32	2.35	2.00	2.02	2.05	2.08	2.11	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.29
	0.6	2.12	2.20	2.28	2.36	2.43	2.50	2.57	2.64	2.71	2.77	2.83	2.07	2.14	2.22	2.29	2.36	2.43	2.50	2.56	2.63	2.69	2.75
	0.8	2.28	2.43	2.57	2.70	2.82	2.94	3.04	3.15	3.25	3.34	3.43	2.20	2.35	2.48	2.61	2.73	2.84	2.94	3.05	3.14	3.24	3.33
	1.0	2.53	2.76	2.96	3.13	3.29	3.44	3.59	3.72	3.85	3.98	4.10	2.41	2.64	2.83	3.01	3.17	3.32	3.46	3.59	3.72	3.85	3.97
	1.2	2.86	3.15	3.39	3.61	3.80	3.99	4.16	4.33	4.49	4.64	4.79	2.70	2.99	3.23	3.45	3.65	3.84	4.01	4.18	4.34	4.49	4.64
0.4	0.2	1.99	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	1.96	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.03
	0.4	2.03	2.06	2.09	2.13	2.16	2.19	2.23	2.26	2.29	2.32	2.35	2.00	2.03	2.06	2.09	2.12	2.15	2.18	2.21	2.24	2.27	2.30
	0.6	2.12	2.20	2.28	2.36	2.44	2.51	2.58	2.64	2.71	2.77	2.84	2.08	2.15	2.23	2.30	2.37	2.44	2.51	2.57	2.64	2.70	2.76
	0.8	2.29	2.44	2.58	2.71	2.83	2.94	3.05	3.15	3.25	3.35	3.44	2.21	2.36	2.49	2.62	2.73	2.85	2.95	3.05	3.15	3.24	3.34
	1.0	2.54	2.77	2.96	3.14	3.30	3.45	3.59	3.73	3.85	3.98	4.10	2.43	2.65	2.84	3.02	3.18	3.33	3.47	3.60	3.73	3.85	3.97
	1.2	2.87	3.15	3.40	2.61	3.81	3.99	4.17	4.33	4.49	4.65	4.79	2.71	3.00	3.24	3.46	3.66	3.85	4.02	4.19	4.34	4.49	4.64
0.6	0.2	1.99	1.98	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	1.97	1.98	1.98	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03	2.04
	0.4	2.04	2.07	2.10	2.14	2.17	2.20	2.23	2.27	2.30	2.33	2.36	2.01	2.04	2.07	2.10	2.13	2.16	2.19	2.22	2.26	2.29	2.32
	0.6	2.13	2.21	2.29	2.37	2.45	2.52	2.59	2.65	2.72	2.78	2.84	2.09	2.17	2.24	2.32	2.39	2.46	2.52	2.59	2.65	2.71	2.77
	0.8	2.30	2.45	2.59	2.72	2.84	2.95	3.06	3.16	3.26	3.35	3.44	2.23	2.38	2.51	2.64	2.75	2.86	2.97	3.07	3.16	3.26	3.35
	1.0	2.56	2.78	2.97	3.15	3.31	3.46	3.60	3.73	3.86	3.99	4.11	2.45	2.68	2.86	3.03	3.19	3.34	3.48	3.61	3.74	3.86	3.98
	1.2	2.89	3.17	3.41	3.62	3.82	4.00	4.17	4.34	4.50	4.65	4.80	2.74	3.02	3.26	3.48	3.67	3.86	4.03	4.20	4.35	4.50	4.65
0.8	0.2	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	1.99	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06
	0.4	2.05	2.08	2.12	2.15	2.18	2.21	2.25	2.28	2.31	2.34	2.37	2.03	2.06	2.09	2.12	2.15	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.34
	0.6	2.15	2.23	2.31	2.39	2.46	2.53	2.60	2.67	2.73	2.79	2.85	2.12	2.19	2.27	2.34	2.41	2.48	2.55	2.61	2.67	2.73	2.79
	0.8	2.32	2.47	2.61	2.73	2.85	2.96	3.07	3.17	3.27	3.36	3.45	2.27	2.41	2.54	2.66	2.78	2.89	2.99	3.09	3.18	3.28	3.37
	1.0	2.59	2.80	2.99	3.16	3.32	3.47	3.61	3.74	3.87	3.99	4.11	2.49	2.70	2.89	3.06	3.21	3.36	3.50	3.63	3.76	3.88	4.00
	1.2	2.92	3.19	3.42	3.63	3.83	4.01	4.18	4.35	4.51	4.66	4.81	2.78	3.05	3.29	3.50	3.69	3.88	4.05	4.21	4.37	4.52	4.66
1.0	0.2	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.09
	0.4	2.07	2.10	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.30	2.33	2.36	2.39	2.06	2.10	2.13	2.16	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.34	2.37
	0.6	2.17	2.26	2.33	2.41	2.48	2.55	2.62	2.68	2.75	2.81	2.87	2.16	2.24	2.31	2.38	2.45	2.51	2.58	2.64	2.70	2.76	2.82
	0.8	2.36	2.50	2.63	2.76	2.87	2.98	3.08	3.19	3.28	3.38	3.47	2.32	2.46	2.58	2.70	2.81	2.92	3.02	3.12	3.21	3.30	3.39
	1.0	2.62	2.83	3.01	3.18	3.34	3.48	3.62	3.75	3.88	4.01	4.12	2.55	2.75	2.93	3.09	3.25	3.39	3.53	3.66	3.78	3.90	4.02
	1.2	2.95	3.21	3.44	3.65	3.82	4.02	4.20	4.36	4.52	4.67	4.81	2.84	3.10	3.32	3.53	3.72	3.90	4.07	4.23	4.39	4.54	4.68
1.2	0.2	2.04	2.05	2.06	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.12	2.07	2.08	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.11	2.12	2.13	2.13
	0.4	2.10	2.13	2.17	2.20	2.23	2.26	2.29	2.32	2.35	2.38	2.41	2.13	2.16	2.18	2.21	2.24	2.27	2.30	2.33	2.35	2.38	2.41
	0.6	2.22	2.29	2.37	2.44	2.51	2.58	2.64	2.71	2.77	2.83	2.89	2.24	2.30	2.37	2.43	2.50	2.56	2.63	2.68	2.74	2.80	2.86
	0.8	2.41	2.54	2.67	2.78	2.90	3.00	3.11	3.20	3.30	3.39	3.48	2.41	2.53	2.64	2.75	2.86	2.96	3.06	3.15	3.24	3.33	3.42
	1.0	2.68	2.87	3.04	3.21	3.36	3.50	3.64	3.77	3.90	4.02	4.14	2.64	2.82	2.98	3.14	3.29	3.43	3.56	3.69	3.81	3.93	4.04
	1.2	3.00	3.25	3.47	3.67	3.86	4.04	4.21	4.37	4.53	4.68	4.83	2.92	3.16	3.37	3.57	3.76	3.93	4.10	4.26	4.41	4.56	4.70
1.4	0.2	2.10	2.10	2.10	2.11	2.11	2.12	2.13	2.13	2.14	2.15	2.15	2.20	2.18	2.17	2.17	2.17	2.18	2.18	2.19	2.19	2.20	2.20
	0.4	2.17	2.19	2.21	2.24	2.27	2.30	2.33	2.36	2.39	2.41	2.44	2.26	2.26	2.27	2.29	2.32	2.34	2.37	2.39	2.42	2.44	2.47
	0.6	2.29	2.35	2.41	2.48	2.55	2.61	2.67	2.74	2.80	2.86	2.91	2.37	2.41	2.46	2.51	2.57	2.63	2.68	2.74	2.80	2.85	2.91
	0.8	2.48	2.60	2.71	2.82	2.93	3.03	3.13	3.23	3.32	3.41	3.50	2.53	2.62	2.72	2.82	2.92	3.01	3.11	3.20	3.29	3.37	3.46
	1.0	2.74	2.92	3.08	3.24	3.39	3.53	3.66	3.79	3.92	4.04	4.15	2.75	2.90	3.05	3.20	3.34	3.47	3.60	3.72	3.84	3.96	4.07
	1.2	3.06	3.29	3.50	3.70	3.89	4.06	4.23	4.39	4.55	4.70	4.84	3.02	3.23	3.43	3.62	3.80	3.97	4.13	4.29	4.44	4.59	4.73

续表

简图	η_1	η_2 \ K_1	K_2	0.20											0.30										
				0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
	0.2		0.2	1.94	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95	1.96	1.92	1.91	1.90	1.89	1.89	1.89	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91
			0.4	1.96	1.98	1.99	2.02	2.04	2.07	2.09	2.12	2.15	2.17	2.20	1.95	1.95	1.96	1.97	1.99	2.01	2.04	2.06	2.08	2.11	2.13
			0.6	2.02	2.07	2.13	2.19	2.26	2.32	2.38	2.44	2.50	2.56	2.62	1.99	2.03	2.08	2.13	2.18	2.24	2.29	2.35	2.41	2.46	2.52
			0.8	2.12	2.23	2.35	2.47	2.58	2.68	2.78	2.88	2.98	3.07	3.15	2.07	2.16	2.27	2.37	2.47	2.57	2.66	2.75	2.84	2.93	3.01
			1.0	2.28	2.47	2.65	2.82	2.97	3.12	3.26	3.39	3.51	3.63	3.75	2.20	2.37	2.53	2.69	2.83	2.97	3.10	3.23	3.35	3.46	3.57
			1.2	2.50	2.77	3.01	3.22	3.42	3.60	3.77	3.93	4.09	4.23	4.38	2.39	2.63	2.85	3.05	3.24	3.42	3.58	3.74	3.89	4.03	4.17
	0.4		0.2	1.93	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95	1.96	1.96	1.97	1.92	1.91	1.91	1.90	1.90	1.91	1.91	1.91	1.92	1.92	1.92
			0.4	1.97	1.98	2.00	2.03	2.05	2.08	2.11	2.13	2.16	2.19	2.22	1.95	1.96	1.97	1.99	2.01	2.03	2.05	2.08	2.10	2.12	2.15
			0.6	2.03	2.08	2.14	2.21	2.27	2.33	2.40	2.46	2.52	2.58	2.63	2.00	2.04	2.09	2.14	2.20	2.26	2.31	2.37	2.42	2.48	2.53
			0.8	2.13	2.25	2.37	2.48	2.59	2.70	2.80	2.90	2.99	3.08	3.17	2.08	2.18	2.28	2.39	2.49	2.59	2.68	2.77	2.86	2.95	3.03
			1.0	2.29	2.49	2.67	2.83	2.99	3.13	3.27	3.40	3.53	3.64	3.76	2.22	2.39	2.55	2.71	2.85	2.99	3.12	3.24	3.36	3.48	3.59
			1.2	2.52	2.79	3.02	3.23	3.43	3.61	3.78	3.94	4.10	4.24	4.39	2.41	2.65	2.87	3.07	3.26	3.43	3.60	3.75	3.90	4.04	4.18
	0.6		0.2	1.95	1.95	1.95	1.95	1.96	1.96	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	1.93	1.93	1.92	1.92	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95
			0.4	1.98	2.00	2.02	2.05	2.08	2.10	2.13	2.16	2.19	2.21	2.24	1.96	1.97	1.99	2.01	2.03	2.06	2.08	2.11	2.13	2.16	2.18
			0.6	2.04	2.10	2.17	2.23	2.30	2.36	2.42	2.48	2.54	2.60	2.66	2.02	2.06	2.12	2.17	2.23	2.29	2.35	2.40	2.46	2.51	2.57
			0.8	2.15	2.27	2.39	2.51	2.62	2.72	2.82	2.92	3.01	3.10	3.19	2.11	2.21	2.32	2.42	2.52	2.62	2.71	2.80	2.89	2.98	3.06
			1.0	2.32	2.52	2.70	2.86	3.01	3.16	3.29	3.42	3.55	3.66	3.78	2.25	2.42	2.59	2.74	2.88	3.02	3.15	3.27	3.39	3.50	3.61
			1.2	2.55	2.82	3.05	3.26	3.45	3.63	3.80	3.96	4.11	4.26	4.40	2.44	2.69	2.91	3.11	3.29	3.46	3.62	3.78	3.93	4.07	4.20
	0.8		0.2	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.03	1.96	1.95	1.96	1.96	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	1.99	2.00
			0.4	2.00	2.03	2.06	2.08	2.11	2.14	2.17	2.20	2.22	2.25	2.28	1.99	2.01	2.03	2.05	2.08	2.10	2.13	2.15	2.18	2.21	2.23
			0.6	2.08	2.14	2.21	2.27	2.34	2.40	2.46	2.52	2.58	2.64	2.69	2.05	2.10	2.16	2.22	2.28	2.34	2.40	2.45	2.51	2.56	2.61
			0.8	2.19	2.32	2.44	2.55	2.66	2.76	2.86	2.96	3.05	3.13	3.22	2.15	2.26	2.37	2.47	2.57	2.67	2.76	2.85	2.94	3.02	3.10
			1.0	2.37	2.57	2.74	2.90	3.05	3.19	3.33	3.45	3.58	3.69	3.81	2.30	2.48	2.64	2.79	2.93	3.07	3.19	3.31	3.43	3.54	3.65
			1.2	2.61	2.87	3.09	3.30	3.49	3.66	3.83	3.99	4.14	4.29	4.42	2.50	2.74	2.96	3.15	3.33	3.50	3.66	3.81	3.96	4.10	4.23
	1.0		0.2	2.01	2.02	2.03	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.01	2.02	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.06	2.07	2.07
			0.4	2.06	2.09	2.11	2.14	2.17	2.20	2.23	2.25	2.28	2.31	2.33	2.05	2.08	2.10	2.13	2.16	2.18	2.21	2.23	2.26	2.28	2.31
			0.6	2.14	2.21	2.27	2.34	2.40	2.46	2.52	2.58	2.63	2.69	2.74	2.13	2.19	2.25	2.30	2.36	2.42	2.47	2.53	2.58	2.63	2.68
			0.8	2.27	2.39	2.51	2.62	2.72	2.82	2.91	3.00	3.09	3.18	3.26	2.24	2.35	2.45	2.55	2.65	2.74	2.83	2.92	3.00	3.08	3.16
			1.0	2.46	2.64	2.81	2.96	3.10	3.24	3.37	3.50	3.61	3.73	3.84	2.40	2.57	2.72	2.86	3.00	3.13	3.25	3.37	3.48	3.59	3.70
			1.2	2.69	2.94	3.15	3.35	3.53	3.71	3.87	4.02	4.17	4.32	4.46	2.60	2.83	3.03	3.22	3.39	3.56	3.71	3.86	4.01	4.14	4.28
	1.2		0.2	2.13	2.12	2.12	2.13	2.13	2.14	2.14	2.15	2.15	2.16	2.16	2.17	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.17	2.17	2.18	2.18	2.19
			0.4	2.18	2.19	2.21	2.24	2.26	2.29	2.31	2.34	2.36	2.38	2.41	2.22	2.22	2.24	2.26	2.28	2.30	2.32	2.34	2.36	2.39	2.41
			0.6	2.27	2.32	2.37	2.43	2.49	2.54	2.60	2.65	2.70	2.76	2.81	2.29	2.33	2.38	2.43	2.48	2.53	2.58	2.62	2.67	2.72	2.77
			0.8	2.41	2.50	2.60	2.70	2.80	2.89	2.98	3.07	3.15	3.23	3.32	2.41	2.49	2.58	2.67	2.75	2.84	2.92	3.00	3.08	3.16	3.23
			1.0	2.59	2.74	2.89	3.04	3.17	3.30	3.43	3.55	3.66	3.78	3.89	2.56	2.69	2.83	2.96	3.09	3.21	3.33	3.44	3.55	3.66	3.76
			1.2	2.81	3.03	3.23	3.42	3.59	3.76	3.92	4.07	4.22	4.36	4.49	2.74	2.94	3.13	3.30	3.47	3.63	3.78	3.92	4.06	4.20	4.33
	1.4		0.2	2.35	2.31	2.29	2.28	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27	2.28	2.28	2.45	2.40	2.37	2.35	2.35	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
			0.4	2.40	2.37	2.37	2.38	2.39	2.41	2.43	2.45	2.47	2.49	2.51	2.48	2.45	2.44	2.44	2.45	2.46	2.48	2.49	2.51	2.53	2.55
			0.6	2.48	2.49	2.52	2.56	2.61	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85	2.89	2.55	2.54	2.56	2.60	2.63	2.67	2.71	2.75	2.80	2.84	2.88
			0.8	2.60	2.66	2.73	2.82	2.90	2.98	3.07	3.15	3.23	3.31	3.38	2.64	2.68	2.74	2.81	2.89	2.96	3.04	3.11	3.18	3.25	3.33
			1.0	2.77	2.88	3.01	3.14	3.26	3.38	3.50	3.62	3.73	3.84	3.94	2.77	2.87	2.98	3.09	3.20	3.32	3.43	3.53	3.64	3.74	3.84
			1.2	2.97	3.15	3.33	3.50	3.67	3.83	3.98	4.13	4.27	4.41	4.54	2.94	3.09	3.26	3.41	3.57	3.72	3.86	4.00	4.13	4.26	4.39



$K_1 = \frac{I_1}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_1}$；

$K_2 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$；

$\eta_1 = \frac{H_1}{H_3}\sqrt{\frac{N_1}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_1}}$；

$\eta_2 = \frac{H_2}{H_3}\sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{I_3}{I_2}}$；

N_1—上段柱的轴心力；

N_2—中段柱的轴心力；

N_3—下段柱的轴心力

注　表中的计算长度系数 μ_3 值系按下式算得：$\frac{\eta_1 K_1}{\eta_2 K_2} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi\eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi\eta_2}{\mu_3} + \frac{\eta_1 K_1}{(\eta_2 K_2)^2} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi\eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi}{\mu_3} + \frac{1}{\eta_2 K_2} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi\eta_2}{\mu_3} \cdot \operatorname{ctg}\frac{\pi}{\mu_3} - 1 = 0$

Z3.4 GB 50018 刚架柱的计算长度系数

表 Z3.4.1　　等截面刚架柱的计算长度系数 μ

柱与基础的连接方式 \ K_2/K_1	0	0.2	0.3	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	7.0	≥10.0
刚　接	2.00	1.50	1.40	1.28	1.16	1.08	1.06	1.04	1.02	1.00
铰　接	∞	3.42	3.00	2.63	2.33	2.17	2.11	2.08	2.05	2.00

注　当横梁与柱铰接时，取 $K_2=0$。

表 Z3.4.2　　变截面刚架柱的计算长度系数 μ

柱与基础的连接方式	I_0/I_1 \ K_2/K_1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	2.0	≥10.0
铰接	0.01	5.03	4.33	4.10	3.89	3.77	3.74	3.70	3.65
	0.05	4.90	3.98	3.65	3.39	3.25	3.19	3.10	3.05
	0.10	4.66	3.82	3.48	3.19	3.04	2.98	2.94	2.75
	0.15	4.61	3.75	3.37	3.10	2.93	2.85	2.72	2.65
接	≥0.20	4.59	3.67	3.30	3.00	2.84	2.75	2.63	2.55

注　$K_1=I_1/H$，$K_2=I_2/L$

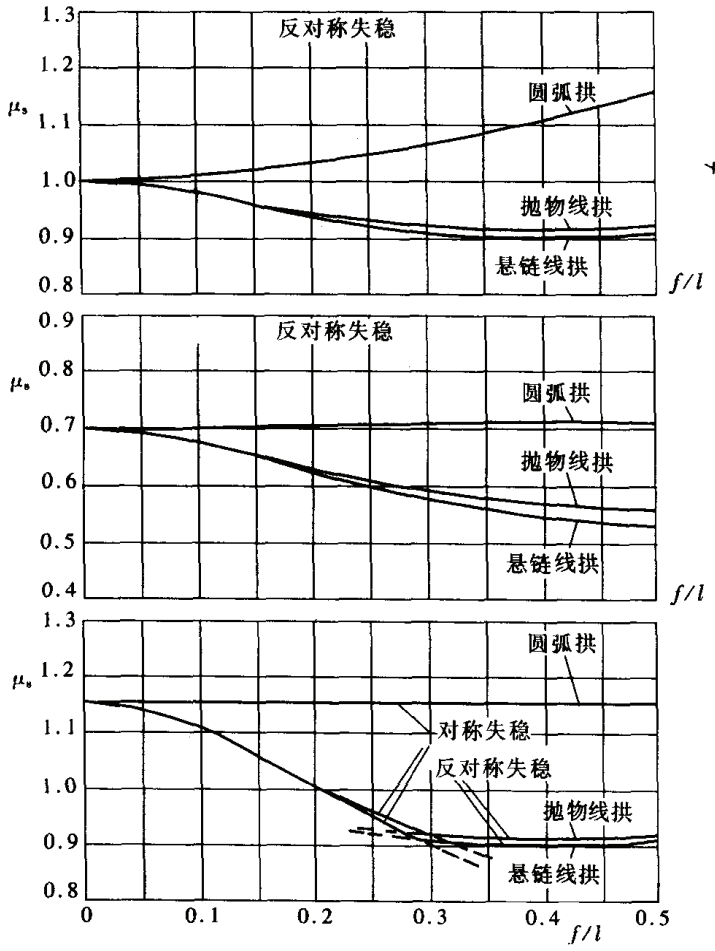
式中　I_1、I_0——柱顶和柱脚处的截面惯性矩；

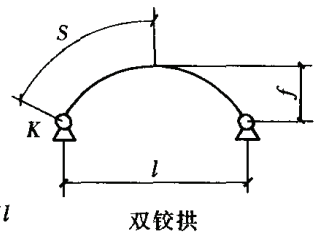
I_2——刚架梁的截面惯性矩；

H——刚架柱的高度；

L——刚架梁的长度，在山形门式刚架中为斜梁沿折线的总长度。

Z3.5 纯压拱平面内稳定计算长度系数





双铰拱

无铰拱

三铰拱

临界力 $N_{cr}=\dfrac{\pi^2 EI_x}{(\mu_s S)^2}$，验算按拱脚截面轴力进行。

Z3.6 冷弯型钢截面特性的近似计算公式

下列近似计算公式均按截面中心线进行计算。

x 轴向右为正，y 轴向上为正。

Z3.6.1 半圆钢管

$$A = \pi rt$$

$$z_0 = 0.363r$$

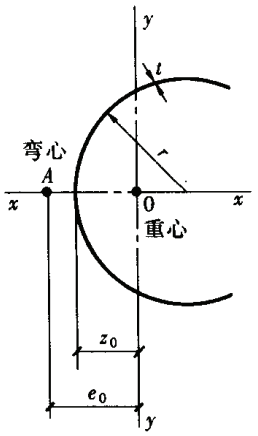
$$I_x = 1.571r^3t$$

$$I_y = 0.298r^3t$$

$$I_t = 1.047rt^3$$

$$I_\omega = 0.0374r^5t$$

$$e_0 = 0.636r$$



Z3.6.2 等边角钢

$$A = 2bt$$

$$e_0 = \frac{b}{2\sqrt{2}}$$

$$I_x = \frac{1}{3}b^3t$$

$$I_y = \frac{1}{12}b^3t$$

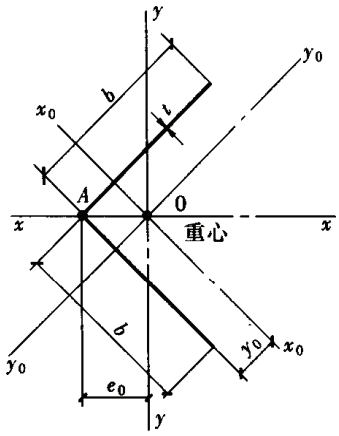
$$I_t = \frac{2}{3}bt^3$$

$$I_\omega = 0$$

$$I_{x0} = I_{y0} = \frac{5}{24}b^3t$$

$$y_0 = \frac{b}{4}$$

$$U_y = \frac{b^4t}{12\sqrt{2}}$$



Z3.6.3 卷边等边角钢

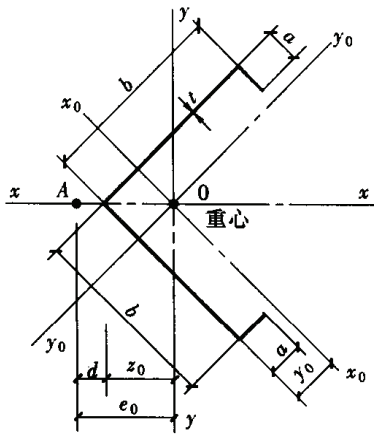
$$A = 2(b + a)t$$

$$z_0 = \frac{b + a}{2\sqrt{2}}$$

$$I_x = \frac{1}{3}(b^3 + a^3)t + ba(b - a)t$$

$$I_y = \frac{1}{12}(b + a)^3t$$

$$I_t = \frac{2}{3}(b + a)t^3$$



$$I_\omega = d^2b^2\left(\frac{b}{3}+\frac{a}{4}\right)t+\frac{2}{3}a\left[\frac{d}{\sqrt{2}}\left(\frac{3}{2}b-a\right)-ba\right]^2t$$

$$d=\frac{ba^2(3b-2a)}{3\sqrt{2}\cdot I_x}\cdot t$$

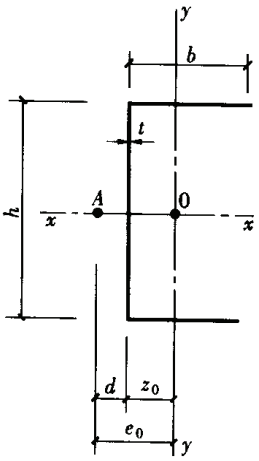
$$e_0=d+z_0$$

$$y_0=\frac{a+b}{4}$$

$$I_{x0}=I_{y0}=\frac{5}{24}(a-b)^3t+\frac{a^2bt}{4}+\frac{5}{12}b^3t$$

$$U_y=\frac{t}{12\sqrt{2}}(b^4+4b^3a-6b^2a^2+a^4)$$

Z3.6.4 槽钢



$$A=(2b+h)t$$

$$z_0=\frac{b^2}{2b+h}$$

$$I_x=\frac{1}{12}h^3t+\frac{1}{2}bh^2t$$

$$I_y=hz_0^2t+\frac{1}{6}b^3t+2b\cdot\left(\frac{b}{2}-z_0\right)^2t$$

$$I_t=\frac{1}{3}(2b+h)t^3$$

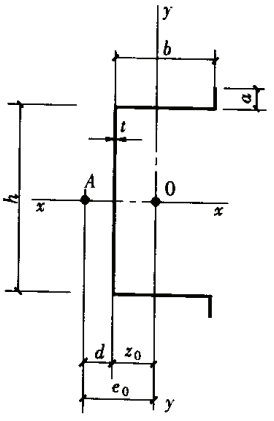
$$I_\omega=\frac{b^3h^2t}{12}\cdot\frac{2h+3b}{6b+h}$$

$$e_0=d+z_0$$

$$d=\frac{3b^2}{6b+h}$$

$$U_y=\frac{1}{2}(b-z_0)^4t-\frac{1}{2}z_0^4t-z_0^3ht+\frac{1}{4}(b-z_0)^2h^2t-\frac{1}{4}z_0^2h^2t-\frac{1}{12}z_0h^3t$$

Z3.6.5 向外卷边槽钢



$$A=(h+2b+2a)t$$

$$z_0=\frac{b(b+2a)}{h+2b+2a}$$

$$I_x=\frac{1}{12}h^3t+\frac{1}{2}bh^2t+\frac{1}{6}a^3t+\frac{1}{2}a(h+a)^2t$$

$$I_y=hz_0^2t+\frac{1}{6}b^3t+2b\cdot\left(\frac{b}{2}-z_0\right)^2t+2a(b-z_0)^2t$$

$$I_t=\frac{1}{3}(h+2b+2a)t^3$$

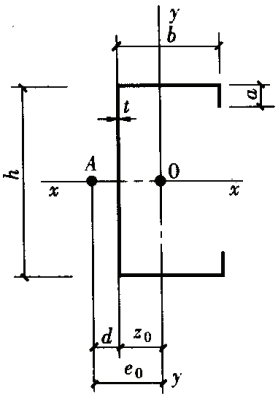
$$I_\omega=\frac{d^2h^3t}{12}+\frac{h^2}{6}[d^3+(b-d)^3]t+\frac{a}{6}[3h^2(d-b)^2+6ha(d^2-b^2)+4a^2(d+b)^2]t$$

$$d=\frac{b}{I_x}\left(\frac{1}{4}bh^2+\frac{1}{2}ah^2-\frac{2}{3}a^3\right)t$$

$$e_0=d+z_0$$

$$U_y = t\left[\frac{(b-z_0)^4}{2} - \frac{z_0^4}{2} - z_0^3 h + \frac{(b-z_0)^2 h^2}{4} - \frac{z_0^2 h^2}{4} - \frac{z_0 h^3}{12}\right.$$
$$\left. + 2a(b-z_0)^3 + 2(b-z_0)\left(\frac{a^3}{3} + \frac{a^2 h}{2} + \frac{ah^2}{4}\right)\right]$$

Z3.6.6 向内卷边槽钢



$$A = (h + 2b + 2a)t$$

$$z_0 = \frac{b(b+2a)}{h+2b+2a}$$

$$I_x = \frac{1}{12}h^3 t + \frac{1}{2}bh^2 t + \frac{1}{6}a^3 t + \frac{1}{2}a(h-a)^2 t$$

$$I_y = hz_0^2 t + \frac{1}{6}b^3 t + 2b\cdot\left(\frac{b}{2} - z_0\right)^2 t + 2a(b-z_0)^2 t$$

$$I_t = \frac{1}{3}(h + 2b + 2a)t^3$$

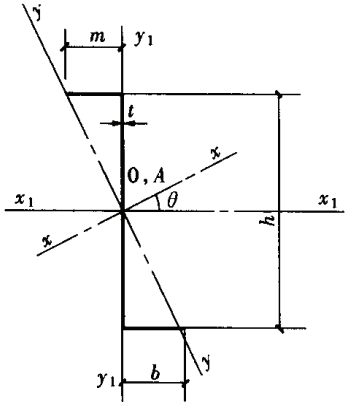
$$I_\omega = \frac{d^2 h^3 t}{12} + \frac{h^2}{6}[d^3 + (b-d)^3]t$$
$$+ \frac{a}{6}[3h^2(d-b)^2 - 6ha(d^2 - b^2) + 4a^2(d+b)^2]t$$

$$d = \frac{b}{I_x}\left(\frac{1}{4}bh^2 + \frac{1}{2}ah^2 - \frac{2}{3}a^3\right)t$$

$$e_0 = d + z_0$$

$$U_y = t\left[\frac{(b-z_0)^4}{2} - \frac{z_0^4}{2} - z_0^3 h + \frac{(b-z_0)^2 h^2}{4} - \frac{z_0^2 h^2}{4} - \frac{z_0 h^3}{12}\right.$$
$$\left. + 2a(b-z_0)^3 + 2(b-z_0)\left(\frac{a^3}{3} - \frac{a^2 h}{2} + \frac{ah^2}{4}\right)\right]$$

Z3.6.7 Z形钢



$$A = (h + 2b)t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12}h^3 t + \frac{1}{2}bh^2 t$$

$$I_{y1} = \frac{2}{3}b^3 t$$

$$I_t = \frac{1}{3}(h + 2b)t^3$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2}b^2 ht$$

$$\mathrm{tg}2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}}$$

$$I_x = I_{x1}\cos^2\theta + I_{y1}\sin^2\theta - 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_y = I_{x1}\sin^2\theta + I_{y1}\cos^2\theta + 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_\omega = \frac{b^3 h^2 t}{12}\cdot\frac{b+2h}{h+2b}$$

$$m = \frac{b^2}{h+2b}$$

Z3.6.8 卷边Z形钢

$$A = (h + 2b + 2a)t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12}h^3t + \frac{1}{2}bh^2t + \frac{1}{6}a^3t + \frac{1}{2}at(h-a)^2$$

$$I_{y1} = b^2t\left(\frac{2}{3}b + 2a\right)$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2}bt[bh + 2a(h-a)]$$

$$\mathrm{tg}2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}}$$

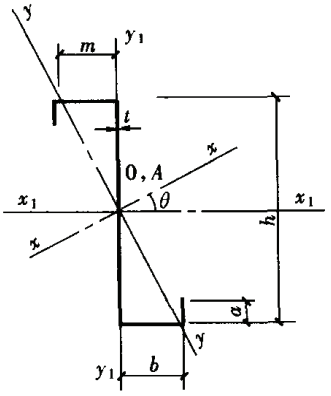
$$I_x = I_{x1}\cos^2\theta + I_{y1}\sin^2\theta - 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_y = I_{x1}\sin^2\theta + I_{y1}\cos^2\theta + 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_t = \frac{1}{3}(h + 2b + 2a)t^3$$

$$I_\omega = \frac{b^2t}{12(h + 2b + 2a)}[h^2b(2h + b) + 2ah(3h^2 + 6ah + 4a^2) + 4abh(h + 3a) + 4a^3(4b + a)]$$

$$m = \frac{2ab(h + a) + b^2h}{(h + 2b + 2a)h}$$



Z3.6.9 斜卷边 Z 形钢

$$A = (h + 2b + 2a)t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12}h^3t + \frac{1}{2}h^2t(a + b) - a^2ht\sin\theta_1 + \frac{2}{3}a^3t\sin^2\theta_1$$

$$I_{y1} = \frac{2}{3}b^3t + 2ab^2t + 2a^2bt\cos\theta_1 + \frac{2}{3}a^3t\cos^2\theta_1$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2}hb^2t - habt + a^2bt\sin\theta_1 - \frac{1}{2}ha^2t\cos\theta_1 + \frac{2}{3}a^3t\sin\theta_1\cos\theta_1$$

$$\mathrm{tg}2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}}$$

$$I_x = I_{x1}\cos^2\theta + I_{y1}\sin^2\theta - 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

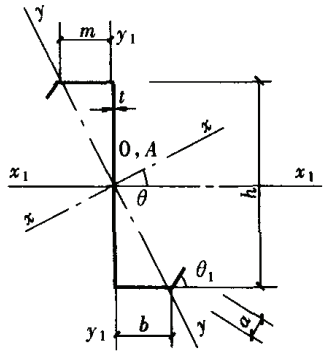
$$I_y = I_{x1}\sin^2\theta + I_{y1}\cos^2\theta + 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_t = \frac{1}{3}(h + 2b + 2a)t^3$$

$$I_\omega = \frac{t}{12}[2h^2m^3 + 3h^3m^2 + 2h^2(b-m)^3 + 6ah^2(b-m)^2 + 6a^2h(b-m)n + 2a^3n^2]$$

$$m = \frac{bh(b + 2a) + a^2n}{(h + 2b + 2a)h}$$

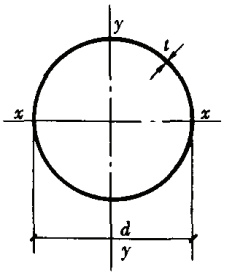
$$n = 2b\sin\theta_1 + h\cos\theta_1$$



Z3.6.10 圆钢管

$$A = \pi rt$$

$$I_x = I_y = \frac{1}{8}\pi td^3$$

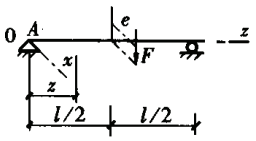
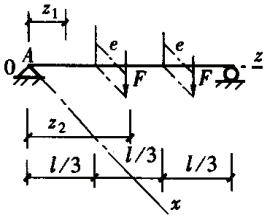
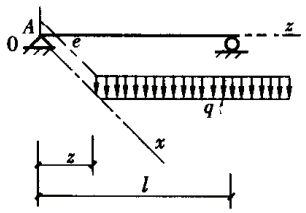


$$i_x = \frac{d}{2\sqrt{2}}$$

Z3.7 简支梁的双力矩 B 的计算公式

简支梁的双力矩 B 可根据荷载情况按表 Z3.7.1 中所列公式计算。

表 Z3.7.1　　简支梁双力矩 B 的计算公式

序　号	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
荷载简图			
B(任意截面处)	$\frac{Fe}{2k}\cdot\frac{\mathrm{sh}kz}{\mathrm{ch}\frac{kl}{2}}$	当 $z=z_1$ 时 $\frac{F\cdot e}{k}\cdot\frac{\mathrm{ch}\frac{kl}{6}}{\mathrm{ch}\frac{kl}{2}}\cdot\mathrm{sh}kz_1$ 当 $z=z_2$ 时 $\frac{F\cdot e}{k}\cdot\frac{\mathrm{sh}\frac{kl}{3}}{\mathrm{ch}\frac{kl}{2}}\mathrm{ch}k\left(\frac{l}{2}-z_2\right)$	$\frac{q\cdot e}{k^2}\left[1-\frac{\mathrm{ch}k\left(\frac{l}{2}-z\right)}{\mathrm{ch}\frac{kl}{2}}\right]$
B_{max}(跨中)	$0.02\delta\cdot F\cdot e\cdot l$	$0.02\delta\cdot F\cdot e\cdot l$	$0.01\delta\cdot q\cdot e\cdot l^2$

表中：k——弯扭特性系数，$k=\sqrt{GI_t/EI_\omega}$；

G——钢材的剪变模量，$G=0.79\times10^5\mathrm{N/mm^2}$；

δ——B_{max}的计算系数，可由图 Z3.7.1 查得。

由双力矩 B 所产生的正向应力符号按表 Z3.7.2 采用。

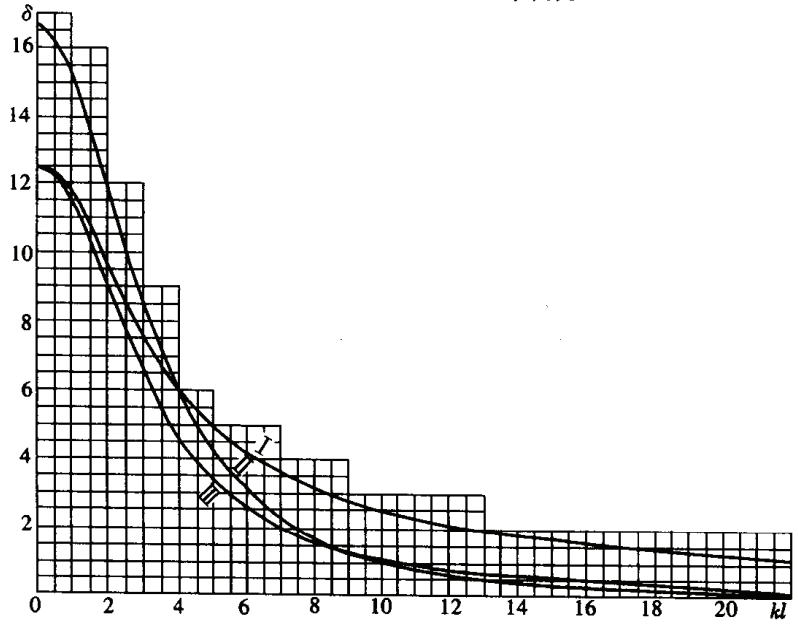
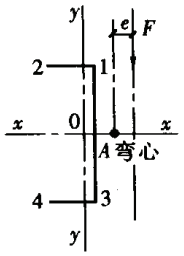
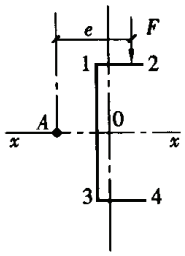
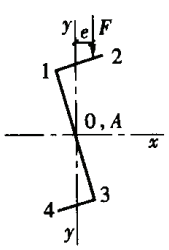
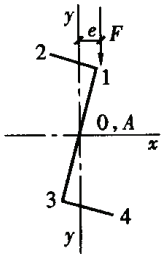


图 Z3.7.1　$\delta-kl$ 图

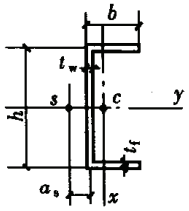
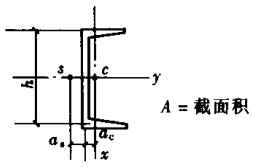
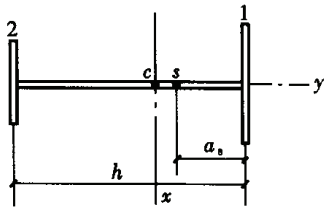
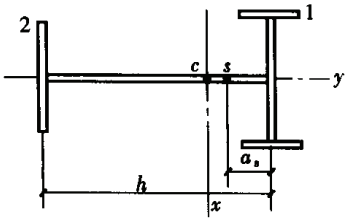
表 Z3.7.2　　由双力矩 B 所引起的正应力符号

荷载与截面简图 / 截面上的点				
1	−	+	+	−
2	+	−	−	+
3	+	−	+	−
4	−	+	−	+

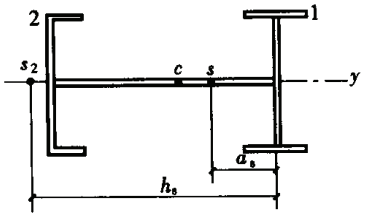
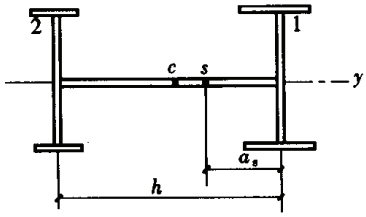
注　1. 表中正应力符号“+”代表压应力，“−”代表拉应力。

2. 表中外荷载 F 绕截面弯心 A 顺时针方向旋转；如外荷载 F 绕截面弯心 A 逆时针方向旋转，则表中所有符号均应反号。

Z3.8　单轴对称截面的剪心和扇性惯性矩

项　次	截面形状及尺寸	剪心位置 a_s	扇性惯性矩 I_ω
1		$\dfrac{3b^2t_f}{ht_w+6bt_f}$	$\dfrac{2ht_w+3bt_f}{ht_w+6bt_f}\cdot\dfrac{b^3h^2t}{12}$
2		$\dfrac{Ah^2a_c}{4I_y}$	$\dfrac{h^2}{4}[I_x-Aa_c(a_s-2a_c)]$
3		$\dfrac{I_{2y}h}{I_y}$	$\dfrac{I_{1y2y}h^2}{I_y}$
4		$\dfrac{I_{2y}h}{I_y}$	$\dfrac{I_{1y}I_{2y}h^2}{I_y}+I_{\omega 1}$

续表

项　次	截面形状及尺寸	剪心位置 a_s	扇性惯性矩 I_ω
5		$\frac{I_{2y}h_s}{I_y}$	$\frac{I_{1y}I_{2y}h^2}{I_y}+I_{\omega1}+I_{\omega2}$
6		$\frac{I_{2y}h}{I_y}$	$\frac{I_{1y}I_{2y}h^2}{I_y}+I_{\omega1}+I_{\omega2}$

注　以 y 轴表示对称轴。项次 3～6 的截面视为由腹板和两翼 1、2 组成。h_s 为两翼剪心之间的距离。当两翼均为双轴对称时，h_s 即为二者形心间的距离 h。$I_{\omega1}$ 和 $I_{\omega2}$ 分别为 1、2 翼的扇性惯性矩。

Z4 焊接代号和坡口尺寸

Z4.1 各种焊接方法及接头坡口形状尺寸的代号和标记

Z4.1.1 焊接方法及焊透种类的代号

代号	焊接方法	焊透种类
MC	手工电弧焊接	完全焊透焊接
MP		部分焊透焊接
GC	气体保护电弧焊接 自保护电弧焊接	完全焊透焊接
GP		部分焊透焊接
SC	埋弧焊接	完全焊透焊接
SP		部分焊透焊接

Z4.1.2 接头型式及坡口形状的代号

接头型式		坡口形状	
代号	名称	代号	名 称
B	对接接头	I	I形坡口
		V	V形坡口
		X	X形坡口
U	U型坡口	L	单边V形坡口
		K	K形坡口
T	T形接头	U	U形坡口
		J	单边U形坡口
C	角接头		

注 当钢板厚度≥50mm时，可采用U形或单边U形坡口。

Z4.1.3 焊接面及垫板种类的代号

反面垫板种类		焊 接 面	
代号	使用材料	代号	焊接面规定
B_S	钢衬垫	1	单面焊接
B_F	其他材料的衬垫	2	双面焊接

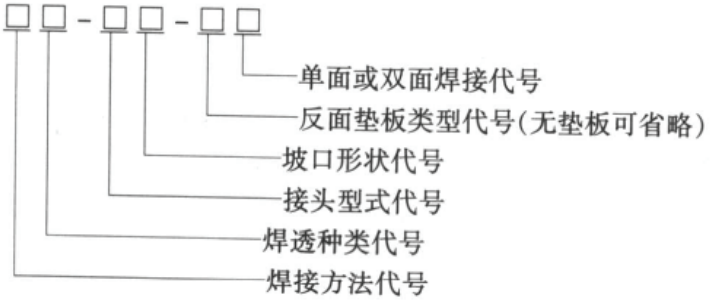
Z4.1.4 焊接位置的代号

代 号	焊接位置	代 号	焊接位置
F	平焊	V	立焊
H	横焊	O	仰焊

Z4.1.5 坡口各部分的尺寸代号

代号	坡口各部分的尺寸
t	接缝部位的板厚（mm）
b	坡口根部间隙或部件间隙（mm）
H	坡口深度（mm）
p	坡口钝边（mm）
a	坡口角度（°）

Z4.1.6 焊接接头坡口形状和尺寸标记应符合下列规定

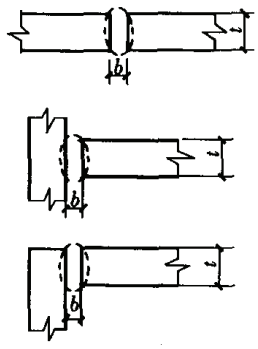
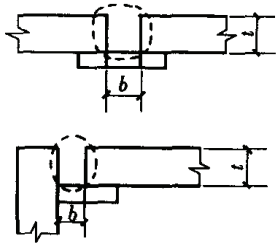
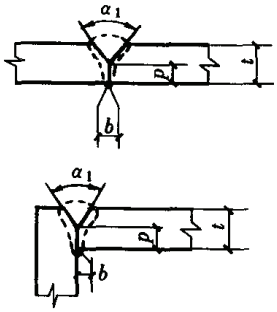
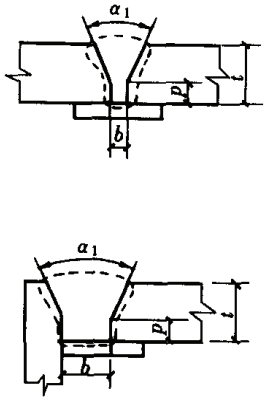


标记示例：

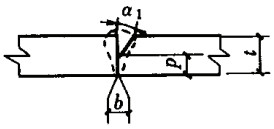
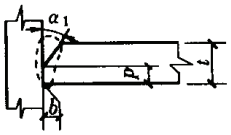
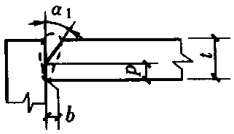
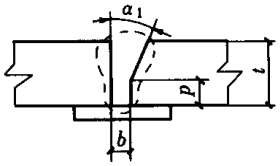
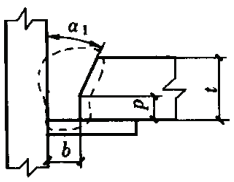
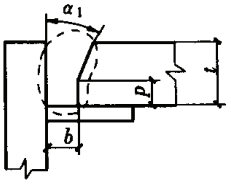
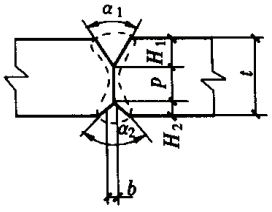
手工电弧焊、完全焊缝、对接、I形坡口、背面加钢衬垫的单面焊接接头表示为

Z4.2 全焊透和半焊透焊缝坡口形状和尺寸

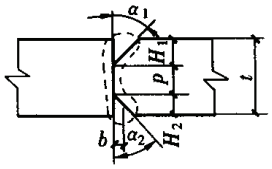
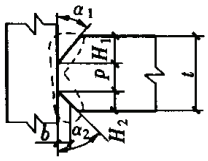
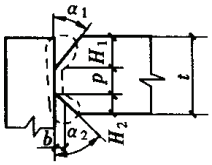
Z4.2.1 焊条手工电弧焊全焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)		允许偏差(mm) 施工图	允许偏差(mm) 实际装配	备注
1	MC-BI-2 MC-TI-2 MC-CI-2		3~6	F H V O	$b=\frac{t}{2}$		0, +1.5	-3, +1.5	清根
2	MC-BI-B1 MC-CI-B1		3~6	F H V O	$b=t$		0, +1.5	-1.5, +6	
3	MC-BV-2 MC-CV-2		≥6	F H V O	$b=0\sim3$ $p=0\sim3$ $\alpha_1=60°$		0, +1.5 0, +1.5 0°, +10°	-3, +1.5 不限制 -5°, +10°	清根
4	MC-BV-B1 MC-CV-B1		≥6	F,H V,O	b	α_1	b:0, +1.5 α_1:0°,10°	-1.5, +6 -5°, +10°	
					6	45°			
				F,V O	10	30°			
					13	20°			
					$p=0\sim2$		0, +1.5	0, +2	
			≥12	F,H V,O	b	α_1	b:0, +1.5 α_1:0°,10°	-1.5, +6 -5°, +10°	
					6	45°			
				F,V O	10	30°			
					13	20°			
					$p=0\sim2$		0, +1.5	0, +2	

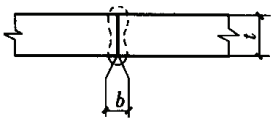
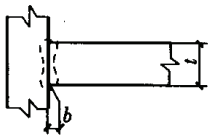
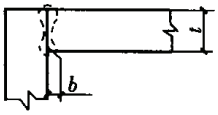
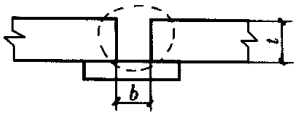
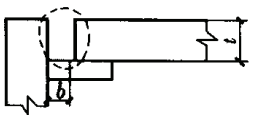
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm) 施工图	允许偏差(mm) 实际装配	备注
5	MC－BL－2		≥6	F H V O	$b=0\sim3$	0，+1.5	－3，+1.5	清根
	MC－TL－2				$p=0\sim3$	0，+1.5	0，+2	
	MC－CL－2				$\alpha_1=45°$	0°，+10°	－5°，+10°	
6	MC－BL－B1		≥6	F H V O				
	MC－TL－B1			F，H V，O (F，V，O)	b：6（10） α_1：45°（30°）	b：0，+1.5 α_1：0°，+10° p：0，+1.5	－1.5，+6 －5°，+10° 0，+2	
	MC－CL－B1			F，H V，O (F，V，O)	$p=0\sim2$			
7	MC－BX－2		≥16	F H V O	$b=0\sim3$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=0\sim3$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$	0，+1.5 0，+3 0，+1.5 0，+3 0°，+10° 0°，+10°	－3，+1.5 0，+3 0，+2 0，+3 －5°，+10° －5°，+10°	清根

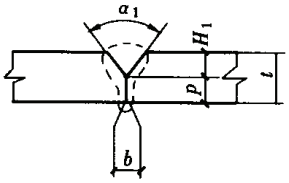
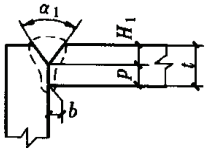
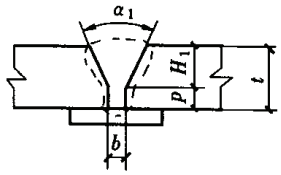
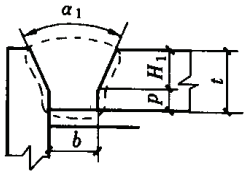
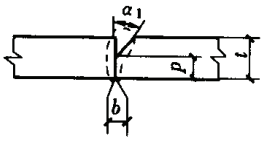
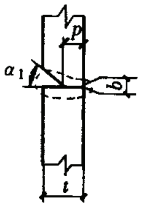
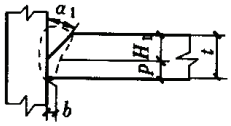
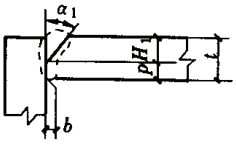
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
8	MC－BK－2		≥16	F H V O	$b=0\sim3$	0，+1.5	−3，+1.5	清根
					$H_1=\frac{2}{3}(t-p)$	0，+3	0，+3	
	MC－TK－2				$p=0\sim3$	0，+1.5	0，+2	
					$H_2=\frac{1}{3}(t-p)$	0，+3	0，+3	
					$\alpha_1=45°$	0°，+10°	−5°，+10°	
	MC－CK－2				$\alpha_2=60°$	0°，+10°	−5°，+10°	

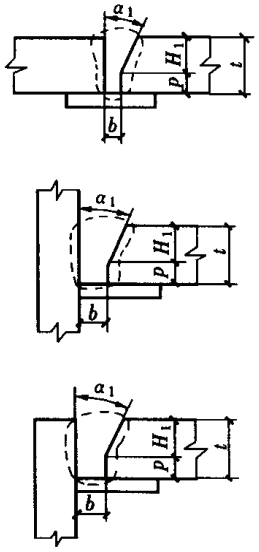
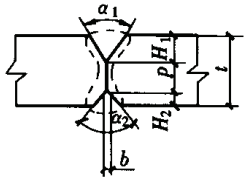
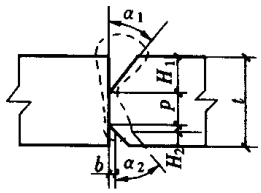
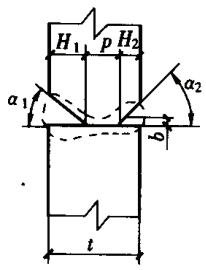
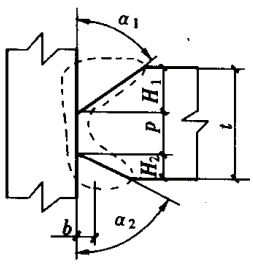
Z4.2.2　埋弧焊全焊透坡口形状和尺寸

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
1	SC－BI－2		6～12	F	$b=0$	±0	0，+1.5	清根
	SC－TI－2		6～10	F				
	SC－CI－2							
2	SC－BI－BI		6～10	F	$b=t$	0，+1.5	−1.5，+6	
	SC－CI－BI							

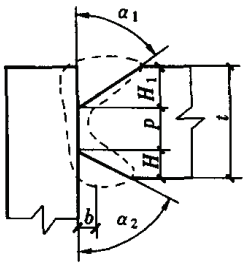
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
3	SC－BV－2		≥12	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=60°$	±0 －3，+0 0°，+10°	0，+1.5 ±1.5 －5°，+10°	清根
	SC－CV－2		≥10	F	$b=0$ $p=6$ $\alpha_1=60°$	±0 －3，+0 0°，+10°	0，+1.5 ±1.5 －5°，+10°	清根
4	SC－BV－B1		≥10	F	$b=8$ $H_1=t-p$ $p=2$ $\alpha_1=30°$	0，+1.5 0，+1.5 0°，+10°	－1.5，+6 ±1.5 －5°，+10°	
	SC－CV－B1							
5	SC－BL－2		≥12	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=55°$	±0 －3，+0 0°，+10°	0，+2 ±1.5 －5°，+10°	清根
			≥10	H				
	SC－TL－2		≥8	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=60°$	0 －3，+0 0°，+10°	0，+1.5 ±1.5 －5°，+10°	清根
	SC－CL－2		≥8	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=55°$	±0 －3，+0 0°，+10°	0，+2 ±1.5 －5°，+10°	

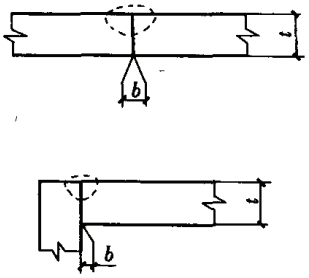
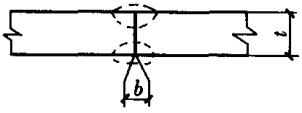
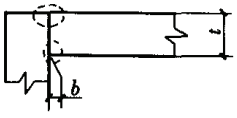
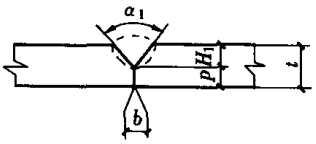
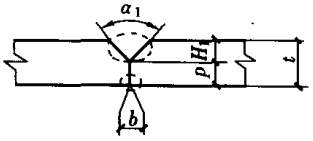
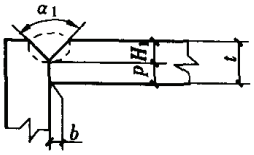
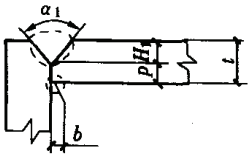
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)		允许偏差(mm)		备注
							施工图	实际装配	
6	SC－BL－B1 SC－TL－B1 SC－CL－B1		≥10	F	b 6 10 $p=2$	α_1 45° 30°	b:0, +1.5 α_1:0° +10° −2, +1	−1.5, +6 −5°, +10° −2, +2	
7	SC－BX－2		≥20	F	$b=0$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=6$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$		0, +1.5 0, +6 0°, +10° 0°, +10°	0, +1.5 0, +6 −5°, +10° −5°, +10°	清根
8	SC－BK－2		≥20	F	$b=0$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=6$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=55°$ $\alpha_2=60°$		±0 −3, +0 0°, +10° 0°, +10°	0, +1.5 2, +3 −5°, +10° −5°, +10°	清根
			≥12	H					
	SC－TK－2		≥20	F	$b=0$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=5$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$		±0 −3, +0 0°, +10° 0°, +10°	0, +1.5 ±1.5 −5°, +10° −5°, +10°	清根

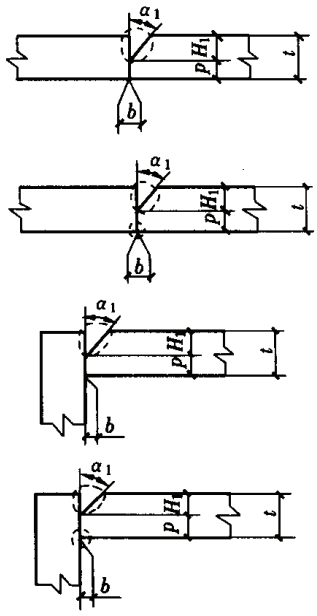
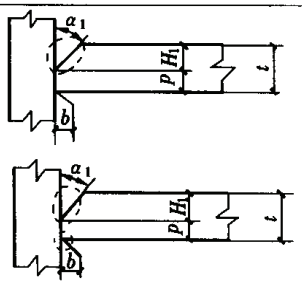
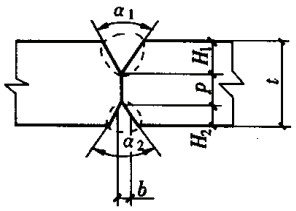
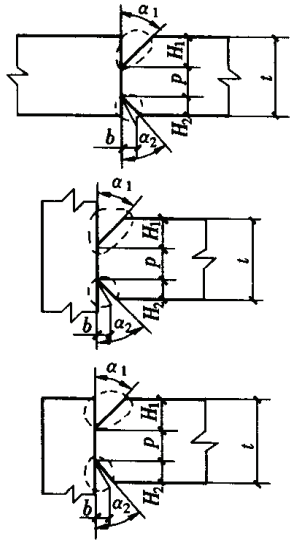
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm) 施工图	允许偏差(mm) 实际装配	备注
8	SC－CK－2		≥20	F	$b=0$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=5$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=55°$ $\alpha_2=60°$	±0 －3，+0 0°，+10° 0°，+10°	0，+1.5 －2，+2 －5°，+10° －5°，+10°	清根

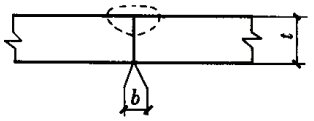
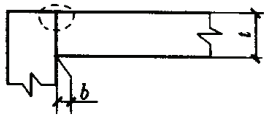
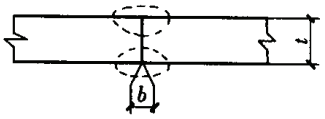
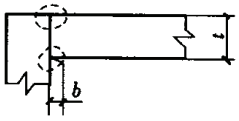
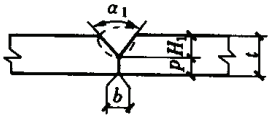
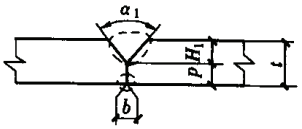
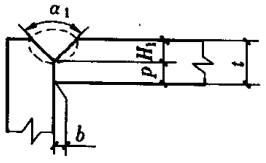
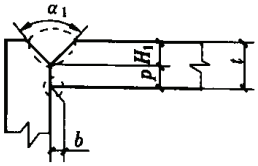
Z4.2.3　焊条手工电弧焊部分焊透坡口形状和尺寸

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm) 详　图	允许偏差(mm) 装　配	备注
1	MP－BI－1 MP－CI－1		3～6	F H V O	$b=0$	0，+1.5	0，+1.5	
2	MP－BI－2		3～6	FH VO	$b=0$	0，+1.5	0，+1.5	
	MP－CI－2		6～10	F H V O	$b=0$	0，+1.5	0，+3	
3	MP－BV－1		≥6	F H V O	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1$ $\alpha_1=60°$	0，+1.5 0，+3 0°，+10°	0，+3 0，+3 －5°，+10°	
	MP－BV－2							
	MP－CV－1							
	MP－CV－2							

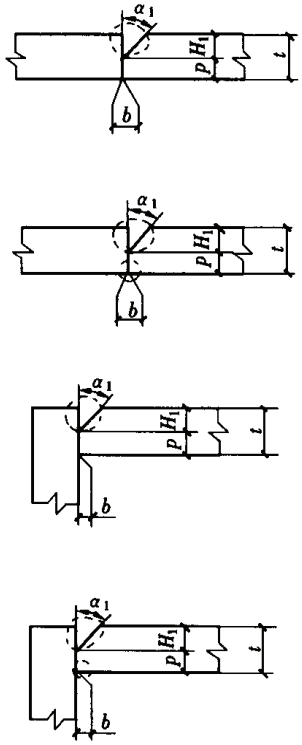
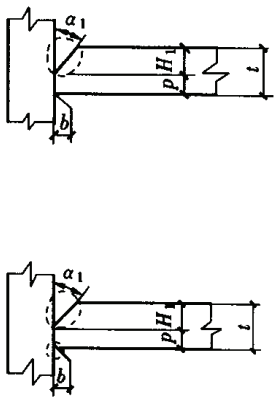
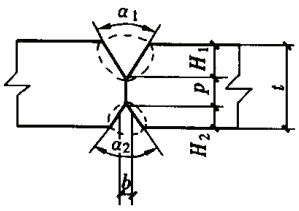
续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm) 详　图	允许偏差(mm) 装　配	备注
4	MP－BL－1 MP－BL－2 MP－CL－1 MP－CL－2		≥6	F H V O	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1$ $\alpha_1=45°$	0，+1.5 0，+3 0°，+10°	0，+3 0，+3 －5°，+10°	
5	MP－TL－1 MP－TL－2		≥10	F H V O	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1$ $\alpha_1=45°$	0，+1.5 0，+3 0°，+10°	0，+3 0，+3 －5°，+10°	
6	MP－BX－2		≥25	F H V O	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1-H_2$ $H_2\geqslant 2\sqrt{t}$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$	0，+1.5 0，+3 0，+3 0°，+10° 0°，+10°	0，+3 0，+3 0，+3 －5°，+10° －5°，+10°	
7	MP－BK－2 MP－TK－2 MP－CK－2		≥25	F H V O	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1-H_2$ $H_2\geqslant 2\sqrt{t}$ $\alpha_1=45°$ $\alpha_2=45°$	0，+1.5 0，+3 0，+1.5 0，+3 0°，+10° 0°，+10°	0，+3 0，+3 0，+2 0，+3 －5°，+10° －5°，+10°	

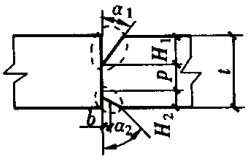
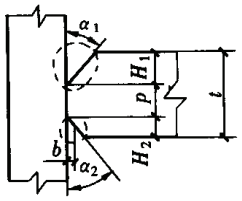
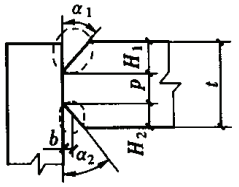
Z4.2.4 埋弧焊部分焊透坡口形状和尺寸

序号	标 记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
1	SP－BI－1		6～12	F	$b=0$	0，+1	0，+1	
	SP－CI－1							
2	SP－BI－2		6～12	F	$b=0$	0，+1	0，+1	
	SP－CI－2							
3	SP－BV－1		≥14	F	$b=0$ $H_1\geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1$ $\alpha_1=60°$	0，+1 0，+3 0°，+10°	0，+1.5 0，+3 －5°，+10°	
	SP－BV－2							
	SP－CV－1							
	SP－CV－2							

续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚(mm)	焊接位置	坡口尺寸(mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
4	SP－BL－1 SP－BL－2 SP－CL－1 SP－CL－2		≥14	F H	$b=0$ $H_1 \geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H$ $\alpha_1=60°$	±0 0，+3 0°，+10°	0，+1.5 0，+3 −5°，+10°	
5	SP－TL－1 SP－TL－2		≥14	F H	$b=0$ $H_1 \geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1$ $\alpha_1=60°$	0，+1 0，+3 0°，+10°	0，+1.5 0，+3 −5°，+10°	
6	SP－BX－2		≥25	F	$b=0$ $H_1 \geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1-H_2$ $H_2 \geqslant 2\sqrt{t}$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$	0，+1 0，+3 0，+3 0°，+10° 0°，+10°	0，+1.5 0，+3 0，+3 −5°，+10° −5°，+10°	

续表

序号	标　记	坡口形状示意图	板厚（mm）	焊接位置	坡口尺寸（mm）	允许偏差（mm）		备注
						施工图	实际装配	
7	SP－BK－2		≥25	F H	$b=0$ $H_1 \geqslant 2\sqrt{t}$ $p=t-H_1-H_2$ $H_2 \geqslant 2\sqrt{t}$ $\alpha_1=60°$ $\alpha_2=60°$	0，+1 0，+3 0，+3 0°，+10° 0°，+10°	0，+1.5 0，+3 0，+3 −5°，+10° −5°，+10°	
	SP－TK－2							
	SP－CK－2							

Z5 疲 劳 计 算

国际标准 ISO/DIS 10721—1995《钢结构材料与设计》疲劳计算

国际标准 ISO/DIS 10721—1995 采用的疲劳计算公式是：

$$\gamma_f \Delta\sigma_E \leqslant \Delta\sigma_R / \gamma_r$$

式中 $\Delta\sigma_E$——等效常幅应力幅；

$\Delta\sigma_R$——构造细部的疲劳强度，按 2×10^6 次应力循环确定，由表 Z5.1～表 Z5.7 给出；

γ_f，γ_r——分别为疲劳计算的荷载分项系数和抗力分项系数，当结构的制作质量符合要求时，可取 $\gamma_f=\gamma_r=1$。

结构构造细部的制作要求，均在表 Z5.1～表 Z5.7 中注明。当符合这些要求时，疲劳计算的公式简化为：

$$\Delta\sigma_E \leqslant \Delta\sigma_R$$

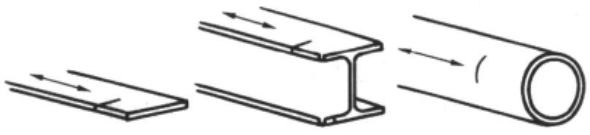
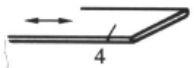
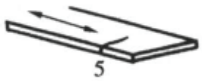
由此可见 $\Delta\sigma_R$ 和 GB 50017 规范疲劳计算公式（6.2.2－1）的［$\Delta\sigma$］相当。不过国际标准规定计算应力幅时要计及动力效应，而 GB 50017 则规定疲劳计算时荷载不乘以动力系数。虽然如此，ISO 规定的数值并不高于 GB 50017。

ISO/DIS 10721 把构造细部分为两大类：非管状构件和管状构件。前者又分为五类，包括：非焊接细部；焊接组合截面；横向对接焊缝；焊接附件（非承重焊缝）；焊接接头（承重焊缝）。

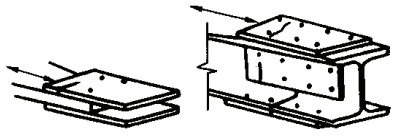
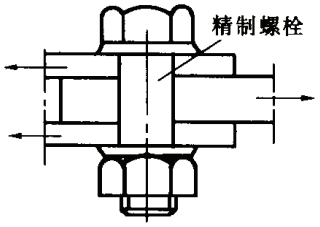
它们的疲劳强度和质量要求见表 Z5.1～表 Z5.5。表中“细部类别”的数字即为以 N/mm² 计的 $\Delta\sigma_R$。

管状构件又分为两类：单根构件（包括对接接头和加焊附件）和钢管桁架节点，分别见表 Z5.6 和表 Z5.7。

表 Z5.1　　非 焊 接 细 部

细部类别	构造细部	说明	要求
160		轧制与挤压产品 1—板与扁钢 2—轧制型钢 3—无缝管（见表 Z5－6，表 Z5－7）	1 至 3： 锐边、表面和轧制缺陷需要磨平
140		剪切或气割板 4—机械气割或剪切无切割波痕 5—机械气割边缘具有浅而有规律的切割波痕或手工气割	4：所有边缘可见的不规整处应消除 5：随后修整去除所有边缘不规整处 4 与 5： 不得用补焊修理 凹角（斜角 < 1:4）或孔隙处应打磨消除任何可见缺陷 孔隙处设计应力应按净截面积计算
125			

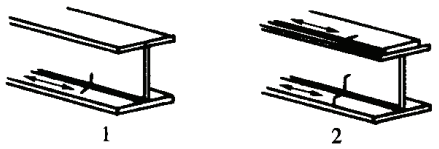
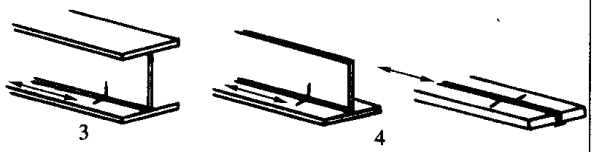
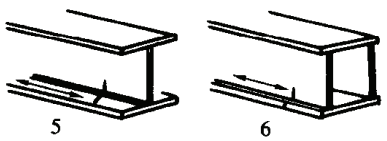
续表

细部类别	构造细部	说明	要求
112	 6　7	螺栓连接 6—无支承的单侧连接应予避免或在应力计算中考虑偏心影响 7—梁的栓接拼接板或盖板 8—受拉螺栓与螺杆，预拉螺栓中的应力幅与预拉力水平和连接几何形状有关	6和7： 在摩擦型连接中应力按毛截面计算，在其他类型连接中则用净截面 8： 拉应力应按螺栓有效截面面积(应力面积)计算
36* (40)	 8		
100 $m=5$**	 精制螺栓 9	单剪或双剪螺栓 9—用高强钢制成的承压型预拉螺栓	9： 设计剪应力用螺栓杆截面计算，如荷载出现反向，螺栓应为精制者

* 可以提高到括弧内数字，但常幅疲劳极限应定在 10^7 次循环，而不是 5×10^6 次。

* * m 为疲劳强度曲线的斜率常数，即 GB 50017 表 6.2.1 的 β，一般情况下 $m=3$。

表 Z5.2　　焊接组合截面

细部类别	构造细部	说明	要求
125	 1　2	连续纵向焊缝 1—双侧自动对接焊缝，如用专门检测方法确保纵向焊缝无大缺陷则可列为140类 2—自动角焊缝盖板端应按表 Z5.3 中类别 5 验算	1和2： 起灭弧处均不允许存在，除非有专门人员进行补焊，并经检测确认补焊的正确执行
112	 3　4	3—包括起灭弧处的双侧自动角焊或对接焊缝 4—单侧带垫板无起灭弧处的自动对接焊缝	4： 当细部有起灭弧处时用类别 100`
100	 5　6	5—手工角焊或对接焊缝 6—单侧手工或自动对接焊缝特别是箱形梁	6： 翼缘与腹板间配合良好十分重要，腹板边缘加工得当能达到根部焊透无烧穿现象

续表

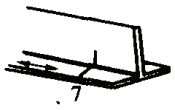
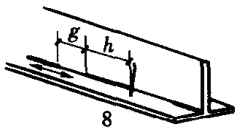
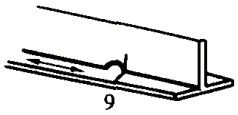
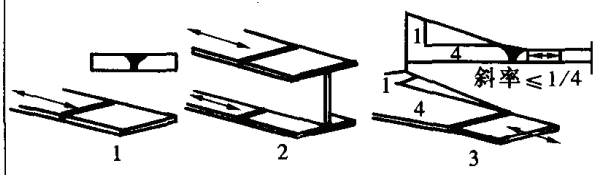
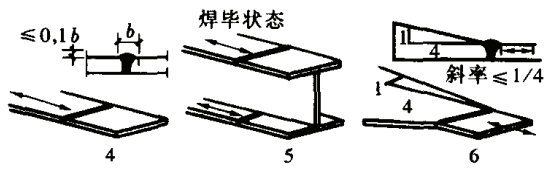
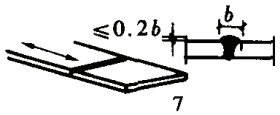
细部类别	构造细部	说明	要求
100		7—修补过的自动或手工角焊或对接焊缝	7： 用经过检验的适当改进方法补焊的可维持原类别
80		间断纵向焊缝 8—不用连续焊缝敷盖的点焊或定位焊	8： 间隔比 $g/h < 2.5$ 的间断角焊缝
71		9—连续焊缝在挖孔处的端部	9： 挖孔不应用焊缝金属填充

表 Z5.3　　横向对接焊缝

细部类别	构造细部	说明	要求
112		无衬板 1—板材扁钢和轧制型钢的横向拼接 2—板梁在组装前的翼缘拼接 3—宽度或厚度变化而斜率不大于1:4的板材或扁钢的横向拼接 4—板材或扁钢的横向拼接 5—型钢或焊接板梁的横向拼接 6—宽度或厚度变化而斜率不大于1:4的板材或扁钢的横向拼接 7—板材、扁钢、型钢或板梁的横向拼接	1和2： 当焊接质量优秀且被证明能满足缺陷验收的要求时可升级至125类 1、2和3： 所有焊缝顺箭头所示方向打磨至与板面齐平 4、5和6： 焊缝凸出高度不大于焊缝宽度的10%并平滑过渡至板面，焊缝在平焊位置焊成 7： 焊缝凸出高度小于焊缝宽度的20% 1至7： 焊接采用引弧板事后除去，板边沿应力方向打磨平衡 焊缝为双面焊
90			
80			
36* (40)		8—单侧焊接的对接焊缝	8： 无衬板

续表

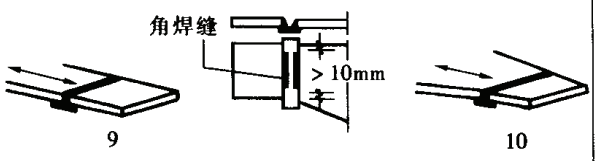
细部类别	构造细部	说明	要求
71		带衬板 9—横向拼接 10—宽度或厚度变化而斜度不大于1:4的横向对接焊缝	9和10： 连接衬板的角焊缝应终止于距受力板边10mm以上处
50		11—在永久性衬板上的横向对接焊缝	11： 衬板角焊缝终止于距板边不足10mm处或不能保证良好配合时

表 Z5.4　　焊接附件(非承重焊缝)

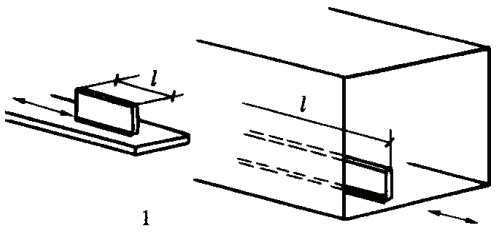
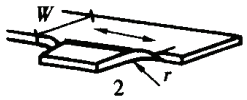
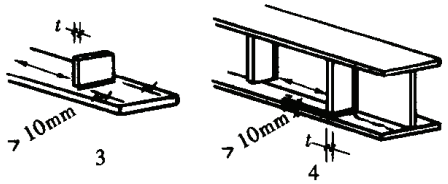
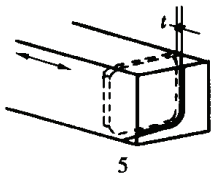
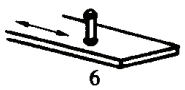
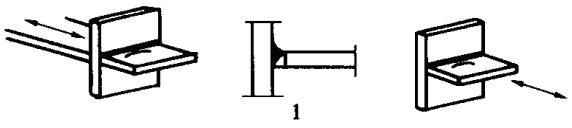
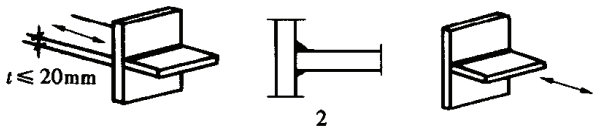
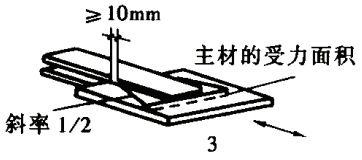
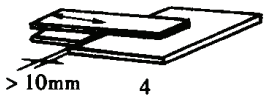
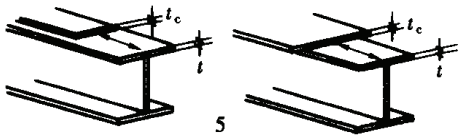
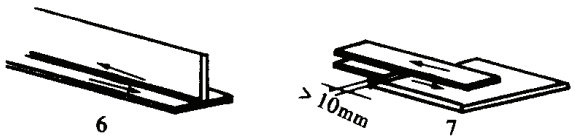
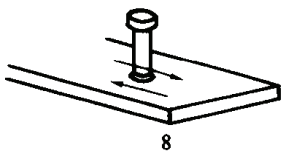
细部类别	构造细部		说明	要求
80	$l \leqslant 50$mm		纵向附件 1—细部类别依附件长度 l 变化 2—焊到板或梁翼缘边缘的节点板	2： 首先在焊接前用机加工或气割把节点板做成平滑过渡的半径 r，然后在平行于箭头方向把焊接区域打磨平整
71	$50 < l \leqslant 100$mm			
50* (56)	$l > 100$mm			
90	$\frac{1}{3} \leqslant \frac{r}{W}$ $r > 150$mm			
71	$\frac{1}{6} \leqslant \frac{r}{W} < \frac{1}{3}$			
45* (50)	$\frac{r}{W} < \frac{1}{6}$			
80	$t \leqslant 12$mm		横向附件 3—端距大于10mm的焊缝端部 4—焊于梁或板梁的垂直加劲肋 5—焊于翼缘或腹板的箱形梁的隔板	4： 如果加劲肋终止于腹板上时，应用主应力计算应力幅
71	$t > 12$mm			
80			6—焊于主材上的剪力连接件的影响	

表 Z5.5　　焊接连接(承重焊缝)

细部类别	构造细部	说明	要求
71		十字接头和承受横向应力的板梁腹板 1—完全焊透焊缝 2—角焊缝或不焊透连接	1: 根据施工验收要求查明不存在不允许的突变 2: 需进行两种疲劳计算,首先通过确定焊喉区域的应力幅来计算根部开裂,法向应力按类别 36*,剪应力按类别 80,其次通过确定承重板的应力幅来评价趾部的开裂,类别为 71 1 和 2: 承重板的最大错位应小于中间板厚的 15%
36* (40)			
63		搭接焊接接头 3—角焊搭接接头	3:主材的应力应按图示面积计算得出
45* (50)		搭接焊接接头 4—角焊搭接接头	4:搭接板件中应力应计算 3 和 4: 焊缝在板边前 10mm 以远结束,用连接类别 7 验算焊缝剪切开裂
50* (56)	t 和 t_c ≤20mm		梁和板梁中的盖板 5—有或无正面焊缝的多层或单层焊接盖板的端部区域	5: 当盖板较翼缘宽时,正面焊缝需仔细打磨以去除咬肉
36* (40)	t 或 t_c >20mm			
80 $m=5$		受剪焊缝 6—传递剪力流的连续角焊缝,例如板梁中腹板与翼缘间焊缝	6:应用焊喉面积计算应力幅 7:考虑焊缝全长,用焊喉面积计算应力幅 焊缝在板边前 10mm 以远结束
80 $m=5$		受剪焊缝 8—焊钉连接件(破坏于焊缝或热影响区)	8: 用焊钉的公称截面计算剪应力

续表

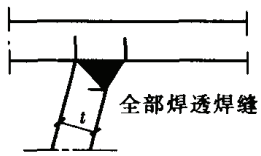
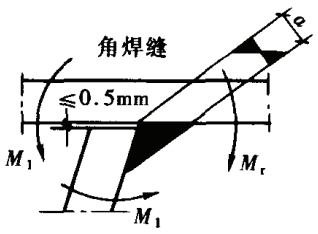
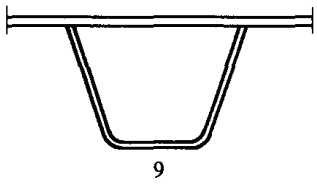
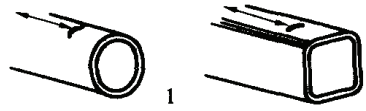
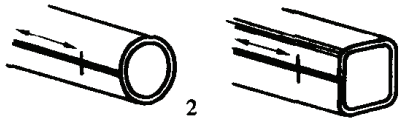
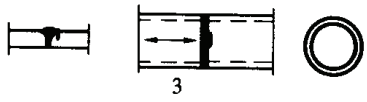
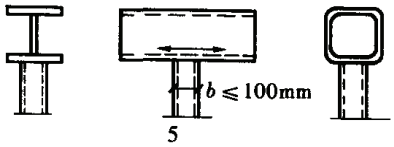
细部类别	构造细部	说明	要求
71		平台板与梯形加劲肋的焊缝 9—角焊缝或全焊透或不焊透对接焊缝连接	9： 当为全焊透对接焊缝时，用加劲肋厚度计算弯曲应力幅 当为角焊缝或部分焊透对接焊时，用焊喉厚度或加劲肋厚度（若后者较小时）计算弯曲应力幅
50			
			

表 Z5.6　　管截面

细部类别	构造细部	说明	要求
160		轧制与挤压产品 1—非焊接部件	1： 打磨改善锐边与表面缺陷
140		连续纵向焊缝 2—纵向自动焊焊缝（所有其他情况见表 Z5.2）	2： 无起灭弧点，且无验收标准不允许的缺陷
71		横向对接焊缝 3—圆管截面端头对焊连接 4—矩形管截面端头对焊连接	3 与 4： • 焊缝凸出高度小于焊缝宽度的 10% 并与板面平滑过渡 • 焊缝为平焊，且验明无验收标准中不许可的缺陷 • 壁厚大于 8mm 的细部可将类别提高两级
56			
71		焊接附件 5—圆形或矩形截面用角焊缝连于其他截面	5： • 非承重焊缝 • 平行于应力方向的截面宽度 ≤ 100mm • 所有其他情况见表Z5.4

续表

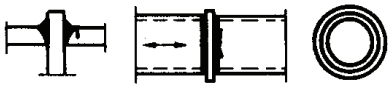
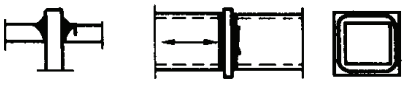
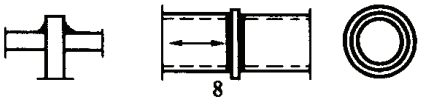
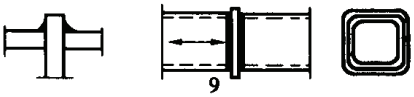
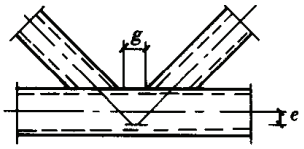
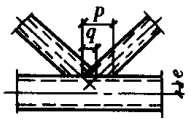
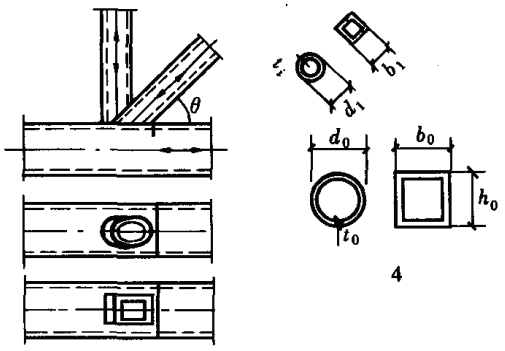
细部类别	构造细部	说明	要求
50	 6	焊接连接 6—圆管截面通过中间隔板端头对焊	6与7： • 承重焊缝 • 焊缝无验收标准的不允许的缺陷 • 壁厚大于8mm的细部可将类别提高一级
45	 7	7—矩形管截面通过中间隔板端头对焊	
40	 8	8—圆管截面通过中间隔板端头用角焊缝对接	8与9： • 承重焊缝 • 壁厚小于8mm
36	 9	9—矩形管截面通过中间隔板端头用角焊缝对接	

表 Z5.7　　格构梁接头

细部类别	构造细部	说明	要求
90	$\frac{t_0}{t_i} \geqslant 2.0$	有间隙节点* 1—圆管截面K与N形节点 2—矩形管截面K与N形节点	 2： • $0.5(b_0 - b_i) \leqslant g \leqslant 1.1(b_0 - b_i)$ • $g \geqslant 2t_0$ g 为间隙；e 为正号偏心
45	$\frac{t_0}{t_i} = 1.0$		
71	$\frac{t_0}{t_i} \geqslant 2.0$		
36	$\frac{t_0}{t_i} = 1.0$		
71	$\frac{t_0}{t_i} \geqslant 1.4$	搭接节点 3—K形节点	3与4： 搭接率在30%～100%之间  $(q/p)\cdot 100$：搭接率 e 为负号偏心
56	$\frac{t_0}{t_i} = 1.0$		

续表

细部类别	构造细部	说明	要求
71 $\frac{t_0}{t_i}\geqslant 1.4$ 50 $\frac{t_0}{t_i}=1.0$	 4	搭接节点* 4—N 形节点	1 至 4： • $t_0, t_i \leqslant 12.5$mm • $35° < \theta < 50°$ • $b_0/t_0 \leqslant 25$ • $d_0/t_0 \leqslant 25$ • $0.4 \leqslant b_i/b_0 \leqslant 1.0$ • $0.25 \leqslant d_i/d_0 \leqslant 1.0$ • $b_0 \leqslant 200$mm • $d_0 \leqslant 300$mm • $-0.5h_0 \leqslant e \leqslant 0.25h_0$ • $-0.5d_0 \leqslant e \leqslant 0.25d_0$ • 平面外偏心 $\leqslant 0.02b_0$ 或 $\leqslant 0.02d_0$ • 壁厚 $\leqslant 8$mm 的腹杆中允许用角焊缝

注　腹杆与弦杆需分别进行疲劳核算。

*　对于中间的 t_0/t_i 值，在紧邻的细部类别中用直线插入。