

面向中国市场的高强度钢结构 设计与建造指南



CBMM | NiobiumNb

 THE HONG KONG
POLYTECHNIC UNIVERSITY
香港理工大學
國家鋼結構工程技術研究中心香港分中心
Chinese National Engineering Research Centre
For Steel Construction (Hong Kong Branch)



英国钢结构工程研究院 (SCI) 是钢结构行业领先的技术机构，致力于提供钢结构行业独立的信息和工程专业知识，传播行业领先的技术和最佳的工程实践经验。我们与客户和业内同行通力合作，将我们的专业知识运用于商业项目中，帮助客户发展业务，获得竞争优势。同时我们也致力于提供和推广环保且可持续的解决方案。



巴西矿冶公司CBMM 是全球领先的铌产品和技术供应商。通过在生产工艺以及研究应用等广泛领域长达四十多年的持续投资，巴西矿冶公司赢得了如今的市场地位。公司的目标不仅是满足全球范围各种形式的铌产品的需求，如铁合金、氧化物和纯金属，而且提供技术开发框架，以提高生产效率和产品性能，同时为产品和供应链提升价值。



国家钢结构工程技术研究中心香港分中心于2015年10月12日，获国家科技部批准在香港理工大学成立。香港分中心旨在推动现代钢结构技术的提升，实现基础设施建设的可持续发展。

封面：

封面：郑东绿地中心，中国河南（2017）

图片©：同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司

这个屡获殊荣的办公综合体由两座摩天大楼组成。双塔高 284 米，地上建筑 65 层，地下建筑 4 层。总建筑面积为 750,000 平方米。结构设计过程需要考虑很大的地震荷载和风荷载，因此结构设计方案采用了框架核心筒结构体系，钢-混凝土组合框架由钢筋混凝土柱、钢梁和钢斜撑组成，混凝土核心筒位于楼梯和电梯井的位置，提供了强大的刚度。塔楼上方间隔设置了四层的加强层。加强层由两层高的桁架结构组成，与外侧的框架柱相连。

塔楼 上部结构采用 Q460GJC 高强度 H 型钢作为斜撑构件，制成 10 m 长的悬臂桁架。斜撑构件的截面为 600 mm x 600 mm。由于采用了 Q460GJC 高强钢，翼缘的厚度从原本采用 Q345 普通钢的 50 mm 减小为 30 mm，从而减轻了结构的自重并使其更易于焊接。此外，塔楼高层柱采用了由 4 个 T 型截面组成的 Q460GJC 高强型钢混凝土截面。与 Q355 普通钢方案相比，采用 Q460GJC 高强钢使柱的钢材用量减少了 12%。

开发商 河南绿地广场置业发展有限公司

建筑设计 von Gerkan, Marg and Partners Architects 德国 GMP 建筑事务所

同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司

结构设计 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司

© 2023 SCI 版权所有

出版编号: SCI P439

ISBN 978-1-85942-250-2

出版:

SCI, Silwood Park, Ascot,
Berkshire, SL5 7QN, UK.

电话: +44 (0)1344 636525
传真: +44 (0)1344 636570

邮箱: reception@steel-sci.com

www.steel-sci.com

如需更正错误, 请联系:
publications@steel-sci.com

英国版权设计和专利法规定，除研究、私人学习和评论外，任何人不得以任何形式或通过任何方式复印、存储或传播本出版物，除非获得出版商书面许可，或根据英国版权许可机构颁发的许可条款进行再版，或根据英国境外版权许可机构的条款进行复印或再版。

查询有关本文所述条款以外的重版，应直接联系出版商英国钢结构工程研究院(SCI)。

本出版物包含的数据和信息均经过严谨的核对，以尽量确保在出版时本书的内容与观点符合事实和相关的规范及惯例。由本书数据或信息导致的任何错误或误解，或因使用这些数据或信息而引起或与之相关的任何损失，英国钢结构工程研究院(SCI)、作者和审稿人不承担任何责任。

前言

在结构中有效地应用高强度钢材，会大大降低钢材的用量，减少材料成本和碳排放量。高强度钢材在建筑和桥梁结构中的应用日趋广泛，特别是在结构中荷载较大的区域。其典型应用包括承重柱、转换梁、桁架和桥梁主梁等。

《面向中国市场的高强度钢结构设计与建造指南》(SCI-RT1925) 旨在为中国的设计师和施工人员，加工商，产品制造商和客户提供有关高强度钢材和钢结构的选用、设计和建造的建议。

本指南主要由英国钢结构工程研究院 SCI 的首席工程师 Francisco Meza 博士和副院长 Nancy Baddoo 进行编写。SCI 以丰富的欧盟标准设计经验为基础，编写了本指南中与高强度钢结构设计与施工有关内容的整体框架，并将欧盟规范和中国规范中的相关设计方法进行了系统性的对比。

香港理工大学国家钢结构工程技术研究中心香港分中心的钟国辉教授、胡亦非博士和杨晓峰也参与了编写工作，主要协助 SCI 对国标 GB50017 和行业标准 JGJ/T 483 中的相关设计准则进行说明和对比，并对附录 C 中的设计实例按进行核对。

此外，Metallurgica Consult 公司的 Simon Cardwell 也提供了宝贵的意见。附录 A 由 CBMM 公司的 Jitendra Patel 博士负责撰写。

本指南主要基于 SCI 于 2020 年出版的《高强度钢结构设计和施工指南》(SCI-P432)。SCI-P432 指南由 Nancy Baddoo 和 Anqi Chen 博士负责主编，由 David Brown 和 Francisco Meza 博士在项目指导委员会的指导下编写。项目指导委员会由下列各机构的代表组成：

- 英国钢结构协会 (BCSA)
- 巴西矿冶公司(CBMM)
- Curtins
- 英国土木工程师学会 (ICE) 研究与发展基金
- 国际钼协会 (IMOA)
- 德国 Mannesmann 管线公司
- 芬兰 SSAB/Ruukki Construction

本指南 (SCI-RT1925) 的中文翻译由国家钢结构工程技术研究中心香港分中心的钟国辉教授、胡亦非博士、杨晓峰、门鹏飞博士和陈麟完成。本指南的编审委员会由钟国辉教授担任委员会主任，胡亦非博士担任执行编审，邀请以下多位钢结构专家对指南进行审查，并提供宝贵的意见和建议：

周绪红 院士	中国工程院院士、重庆大学
郁银泉 大师	全国勘察设计大师、中国建筑设计研究院
张爱林 教授	原北京建筑大学校长
石永久 教授	清华大学
李国强 教授	同济大学
丁洁民 大师	全国勘察设计大师、同济大学建筑设计研究院
贺明玄 总工程师	宝钢工程技术集团有限公司首席专家、总工程师
班慧勇 特别研究员	清华大学
何浩祥 博士	香港理工大学
王宣鼎 副教授	重庆大学
沈敏慧 博士	上海应用技术大学

目录

	页码
前言	i
概述	1
1 引言	2
1.1 高强度钢材在建筑结构中的应用	2
1.2 为什么要采用高强度钢材?	4
1.3 高强度钢材的发展概述	5
1.4 应用概述	6
1.5 本指南的适用范围	11
2 材料规格	12
2.1 概述	12
2.2 热轧钢材产品	12
2.3 空心管截面	15
2.4 镀锌钢板和钢带	15
2.5 不同形式的产品的用途	15
3 材料特性	17
3.1 力学性能	17
3.2 物理性能	20
3.3 温度的影响	20
3.4 断裂韧性	20
3.5 厚度方向的性能	24
3.6 耐久性	25
4 可持续性	27
4.1 生命周期评估和环境产品声明	27
4.2 高强度钢材的环境影响	27
4.3 国家可持续发展战略	27
5 结构分析和构件设计	29
5.1 概述	29
5.2 钢材的力学性能	29
5.3 结构分析	32
5.4 抗震设计	32
5.5 按国标 GB 50017 进行钢结构设计	33
5.6 组合结构构件设计	45
5.7 采用高强度钢材进行设计时的特殊考虑	48
6 连接设计	52
6.1 概述	52
6.2 螺栓连接	52
6.3 焊接连接	58
7 抗火设计	63
7.1 结构抗火承载力	63
7.2 火灾后力学性能	64
7.3 耐火钢	64

8	疲劳承载力	65
8.1	概述	65
8.2	设计准则	65
8.3	高强钢的疲劳性能	66
8.4	疲劳设计和加工的推荐方法	66
8.5	提高焊接节点疲劳承载力的方法	66
9	加工	68
9.1	概述	68
9.2	热切割	69
9.3	热成型	70
9.4	火焰矫正	70
9.5	冷成型	71
9.6	冷切	71
9.7	机械加工	71
9.8	安装和处理	71
10	焊接	72
10.1	概述	72
10.2	可焊性	72
10.3	焊接协调	75
10.4	焊接工艺及焊接人员的资格认证	75
10.5	焊接接头的准备和加工	76
10.6	焊材的力学性能	76
10.7	预热和层间温度	78
10.8	焊接质量检验	78
10.9	焊后热处理	79
10.10	异种材料的焊接	79
11	参考文献	80
附录 A	高强钢的生产	85
A.1	概述	85
A.2	生产过程	85
附录 B	案例分析	90
B.1	英国伦敦穆尔盖特交易所	91
B.2	荷兰 Zandhazen 铁路桥	99
B.3	瑞典埃斯基尔蒂娜 Stiga 体育竞技场	107
附录 C	设计实例	115

概述

本指南旨在结合实际情况，就何时以及如何在建筑行业的中采用强度为 355 至 690 MPa 的高强度钢材，充分发挥其优势提供全面的指导。此外，还提供了有关产品的选用、加工和焊接方法等信息。

采用高强度钢材能够大大节省结构自重和材料成本；虽然高强度钢材比普通钢更贵，但钢材价格上涨的幅度通常低于其强度增长的幅度。结构自重的减轻导致其在基础荷载、焊接、加工、运输和安装等方面的成本都得以降低。减轻的重量取决于构件以及荷载的类型，在大多数实际情况下在 10% 到 40% 之间，同时显著减少二氧化碳排放量。使用高强度钢材还可以带来更高的层高和更大的设计自由度。

设计高强钢结构时需要注意避免结构发生失稳或产生较大的变形，或由于结构振动和疲劳发生的破坏，否则难以发挥其优势。在某些加工过程中，尤其是焊接过程中，也需要进行更好地控制。

采用高强度钢材能够带来显著经济效益的建筑形式有：

- 高层建筑中的重型柱。高强度钢材能够减小这些钢构件的厚度。为了避免构件的设计受限于整体失稳，因此高强度钢材通常用于长细比比较小的柱子。高强度钢材也适用于长细比较小或者中等的长柱构件中，因为残余应力的影响较小，设计时可采用更高的柱子曲线。
- 使用高强度钢材可以有效地设计大跨度屋顶桁架，适用于长细比较小或中等的受拉和受压构件。
- 桥梁中应力较高的构件，包括组合结构连续梁桥中受较大的弯剪组合作用的负弯矩区，以及受弯扭组合作用的斜拉桥和曲线桥的桥塔。
- 支撑上部结构柱的转换深梁，如果采用高强度钢材能够增大转换梁腹板的强度，有利于提升其抗剪强度，对于抗弯作用不明显。
- 在钢管混凝土结构中采用高强度钢材，或采用高强度混凝土，可使钢材和混凝土在相同的应变水平下共同工作。
- 在钢-混凝土组合梁的下翼缘采用高强度钢材，能够增加组合截面的抗弯承载力。对于高跨比小于 20，且不受变形和振动控制的组合梁，有利于提升其抗弯承载力。

1 引言

1.1 高强度钢材在建筑结构中的应用

由于材料性能、生产方法以及设计和施工技术的不断创新和进步，钢结构在建筑行业中保持着主导地位。现代钢铁生产技术，如热机械轧制、淬火和回火，能够经济地生产高强度钢材(以下简称“高强钢”)，并使其具有结构所需的可焊性、断裂韧性和延性。如今，市场已经可以提供很多可以焊接的高强钢板，其屈服强度最高可以达到 1300 MPa。随着高强钢在各个行业中的广泛应用，全球高强钢材市场也在迅速扩大。

在汽车、卡车、起重设备和土方设备中，高强钢常被用于减轻重量，同时达到节能减排的目的。此外高强钢还在管线设备、储油罐、压力容器，海上结构以及核能、热力和火力发电厂的结构中得以应用。

在过去的十年中，在全球的工程结构中，高强钢的广泛应用已成为一种明显的趋势。尽管 Q235 热轧槽钢和角钢在中国仍然很流行，但屈服强度为 345/355 MPa 的钢材(即 Q345/Q355 级钢)已被广泛用于装配式结构。在中国，Q500 至 Q690 等级的高强钢也逐渐在桥梁中得到应用。尽管如此，高强钢在建筑结构中的应用仍然比较有限。Q460 级高强钢在一些地标性建筑中得到了应用，如国家体育场(鸟巢)和深圳湾体育中心。

中国的钢结构设计标准为 GB 50017《钢结构设计标准》¹，涵盖了等级 Q460 以下钢材的设计。JGJ/T 483《高强度钢结构设计标准》²是一个行业标准，给出了 Q460 和 Q690 钢的设计规则(需要注意的是，这本标准为 2020 年颁布的行业标准，颁布时间不久，因此应用不够广泛)。

在本指南中，高强钢指的是屈服强度在 390 至 690 MPa 之间的钢材。屈服强度高于 690 MPa 的钢材通常被称作“超高强钢”。在建筑行业的不同应用场景下，对“高强度”的定义有所不同。表 1.1 总结了建筑行业各个应用场景下普遍采用的钢材强度范围和产品形式。此外，还给出了高强钢的应用的优点和限制因素。

表 1.1 建筑行业中钢材的不同应用场景 (改编自: Research Fund for Coal and Steel, 2011)

		屈服强度 (MPa)												影响高强钢使用的因素	
应用场景	产品种类	235	275	300	355	400	420	450 460	500	550	690	890	1000+	优势	限制使用的因素
建筑	型材													大跨度, 外形美观	变形, 应变耗散
基础, 码头墙体结构	钢板桩, 桩基础													大跨度, 外形美观	变形, 应变耗散
中小跨径公路桥梁	焊接主梁、型钢													大跨度, 易于装配	焊接疲劳, 韧性
公路桥梁	焊接主梁													大跨度, 易于装配	焊接疲劳, 韧性
铁路桥梁	焊接主梁、型钢													有限 (疲劳强度控制)	焊接疲劳
固定海上钻井平台	焊接钢板													运输, 装配	焊接疲劳, 腐蚀, 疲劳
可动海上钻井平台	焊接钢板													减轻自重, 易于装配	应力腐蚀
可动起重机	焊接钢管、型钢													减轻自重, 大跨度	韧性

1.2 为什么要采用高强度钢材？

高强钢的优势主要体现在以下几方面：

自重更轻

在自重较重的结构中，这一优势至关重要，因为设计人员需要尽量减小板厚。使用高强钢得以大大节省结构的重量和材料的用量。尽管高强钢比普通钢价格更高，但其价格的涨幅显著小于强度提高的幅度：

- Q460 钢比 Q355 钢强度高 30%，价格比 Q355 钢高 10-15%。
- Q690 钢的强度约为 Q355 钢的两倍，价格比 Q355 钢高 30%。

对于不同构件的类型、荷载类型和设计方法，因采用高强钢而减轻的结构重量也各有不同。

基础更小

更轻的结构将使得基础更小或更浅，从而节省材料用量和施工时间。当结构主要承受侧向载荷时，其优势则不那么明显。

运输更便捷

结构的自重更轻，可能使运输成本得以降低。但有时也并非如此，因为除了重量以外，运输成本也受货物的尺寸大小所影响。

施工和建造更便捷

采用高强钢能减小构件的截面尺寸，减少焊接以涂层的用量。结构的自重降低，有利于施工过程中的起重和吊装等工序的合理安排。吊装作业不易受限于塔吊起重机的承载力。

二氧化碳排放更低

采用高强钢能够降低二氧化碳排放量，进而降低能源的消耗(二者都与节省的材料用量直接相关，与降低的运输成本间接相关)。高强钢生产过程中产生的二氧化碳排放量仅略高于普通钢生产时的碳排放量(见第 4 章)。因此，碳排放量得以显著减少。

空间更多

梁的截面尺寸更小，使得层高更高，或减小建筑的总高度，从而也节省了覆层材料的用量。对商业建筑而言，减小竖向构件的尺寸可以使可供出租的办公空间更大。无论在施工过程还是使用过程中，更大的间隙和设计自由度都对一些特定类型的结构非常重要，例如海上石油和天然气平台。

更经济的局部加固替代方案

在某些情况下，作为一种更为经济和有效的方法，可在普通钢结构中采用高强钢进行节点的局部加固。加固方法主要有焊接盖板或设置横向加劲肋，其加工工序复杂，成本较高。此时也可采用高强钢作为主要构件或加厚主要构件的翼缘，来避免复杂的加固工序。

减少防火材料的使用

Q690 高强钢的耐火性能在很多方面与 Q355 普通钢相似，因此在结构设计通常需要考虑防火设计。

如果在室温状态下, 结构设计强度仍取 355MPa , 结构的耐火性能可以通过使用高强钢来提高。这是由于在高温下, Q690 高强钢的强度折减系数与 Q355 普通钢相同, 因此在高温下采用高强钢可降低防火设计要求。例如, 高强钢构件表面的膨胀型防火涂料更薄, 所需的干燥时间也更短, 从而降低了成本。第 7.3 节主要介绍了耐火钢的特性。

1.3 高强度钢材的发展概述

四十多年来, 高强钢在各类结构中均得到了应用, 如桥梁、建筑、自升式海上钻井平台、起重设备等。高强钢产品供应广泛, 类型多样, 其中包括板材、钢带、钢管、型钢和钢筋、棒材。

具有良好焊接性能的高强钢的交货状态分为以下几种: 正火轧制 (N), 机械控制轧制 (M) 以及调质(淬火和回火) (QT)。正火钢从 20 世纪 40 年代开始发展, 屈服强度可以达到 460MPa 。调质钢最早从 20 世纪 60 年代开始发展, 屈服强度最高可达 1300MPa , 机械控制轧制钢材则从 20 世纪 70 年代开始发展, 屈服强度最高可达 960MPa 。

一般对于钢材强度和韧性要求不高的情况下, 标准热轧, 或者对钢材进行正火处理, 已经能够使材料满足力学性能的要求。通过这些生产工艺以及不同的合金组合, 能够生产厚度较小, 强度等级低于 Q355 和 Q420 的钢材。

对于强度更高或低温韧性要求更高的钢材, 需要得到更加精细的微观结构。通常采用热机械轧制与水冷相结合的生产方式, 采用这种方法生产的钢材也被称为热机械控制轧制钢材(TMCP 钢材)。此外, 高强钢的生产过程中也常常添加微量合金元素铌(Nb)使晶体颗粒更细, 添加钒(V)使强度更高。对于相同强度等级的钢材, 采用热机械轧制的钢材往往碳含量更低, 同时更细的晶粒也使钢材的强度和韧性更高。

以板材为主的调质钢, 通常用于非结构使用情况中, 如采矿业等, 其对厚板需求较多, 这些钢材的交货状态通常不是机械控制轧制(M)或正火轧制(N)。由于调质钢(QT)的碳含量已经其他合金元素额含量更高, 对于焊接的控制尤为重要。尽管调质钢(QT)的强度等级可以低于 Q460 , 但通常在结构使用中, 它们仅在机械轧制钢的强度无法达到要求时才被采用, 如 Q690 至 Q960 级钢材。

耐候钢具有良好的耐大气腐蚀性能, 其强度现在已经可以达到 Q550 级别。耐候钢的焊接工艺也得到了发展。现在在桥梁和建筑外露的结构构件中, 耐候钢均已得到应用。

如前文所述, 为了满足强度和韧性的要求, 所有高强钢通常都含有一种或者多种微合金元素, 如铌 (Nb)、钒 (V) 或钛 (Ti)。这些元素的含量都极小, 小于 0.01% (即含量小于 1,000 克/吨)。每种单独的微合金元素都有其特定的冶金作用。例如, 添加铌元素可以使钢材的晶粒更细, 不仅能够提高钢材的屈服强度, 还能够改善其低温韧性。与之相对的, 添加微合金元素也使钢的碳含量进一步降低, 从而改善了焊接性能。

对于交货状态为淬火和回火的调质钢(QT)板材, 或者钢材的强度要求高于 500MPa 时, 在生产过程, 除了标准微合金化之外通常还会添加钼元素, 使其满足额外的性能要求。因为这类高强钢对强度、韧性和耐磨性的要求较高。钼元素的含量一般控制在 0.1 至 0.7% 这个范围内, 实际的用量会随着产品强度和板材厚度的上升而增加。通过添加钼元素同时能够大大改善焊接热影响区的力学性能, 避免热影响区的过度软化。

附录 A 详细说明了高强钢产品的生产过程。

1.4 应用概述

1.4.1 建筑

在长细比较小的梁柱体系中采用高强钢能够减轻结构自重。例如，对一座 4 至 7 层的钢结构建筑，根据荷载水平的不同，用 Q460 钢替代 Q355 钢会使结构自重减轻 15 至 25%。

高强钢与混凝土组合结构也是非常经济的建筑结构方案。通过采用钢管混凝土截面或者型钢混凝土截面实现结构钢与混凝土的协同作用，也能够改善高强钢细长构件的局部屈曲和侧向失稳性能(附录 B.1 中的案例详细介绍了钢管混凝土结构的优势)。

在停车场结构中，高强钢不仅能够作为组合楼板系统的一部分，同时也能作柱子等竖向构件。

屈服强度为 600MPa 的高强钢筋能够用于高层建筑的核心筒，楼板和基础等结构中。

在建筑结构中，高强钢主要用于侧向支撑系统，转换梁以及支撑构件等。在中国有很多高层建筑和地标性建筑采用了 Q460 高强钢，其中包括北京国家体育场(鸟巢)，中央电视台总部大楼，凤凰国际传媒中心，广州电视塔和深圳湾体育中心。长沙 J57 小天城，也采用高强钢作为支撑构件和柱子等构件，Q460 高强钢的用量高达 10,345 吨。

高强钢冷弯薄壁 C 形截面也用于轻钢结构建筑中的组合墙板、组合楼板等构件中。当结构的挠度满足要求，而结构设计由强度控制时，例如墙板构件，可使用高强钢带钢产品加工这类冷弯薄壁构件，使冷弯薄壁构件的厚度进一步降低，在减轻自重的同时，也使操作和安装更为简便，为施工过程带来间接的便利。

1.4.2 桥梁

在桥梁结构中使用高强钢有以下具体优势：

- 降低永久荷载作用，进而减小基础的荷载作用(这对在已经建成的桥墩和桥台上更换桥面板非常重要)，
- 减少钢梁的数量(增大钢梁之间的间距)，
- 减小梁的高度，增大垂直净空高度，
- 增大桥的跨径，进而减少桥墩的数量以及水中障碍物的数量，
- (由于材料厚度减小)，结构更易于进行拼接和焊接。

此外，可活动的桥梁(为了使船只通过)的自重通常控制了受力构件的设计。因此，在这类桥梁结构中，采用高强钢节省的建筑成本远远超出了材料用量减少所节省的费用。

在桥梁结构中，高强钢的应用潜力最大，因为桥梁结构的构件应力水平较高，局部失稳或整体失稳不易发生，整体设计也不由疲劳或断裂承载力控制。选用高强钢能够提供经济有效的结构设计方案。

宜在以下结构构件中采用高强钢：

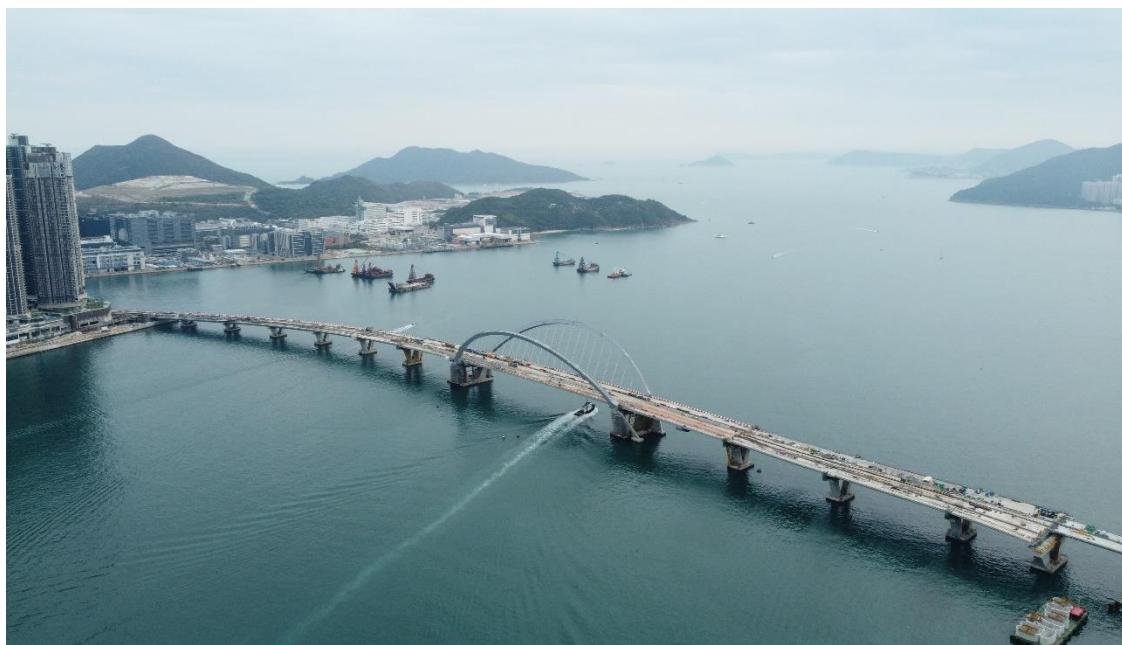
- 大跨度桥梁的受拉区，这些区域通常结构自重为主要荷载工况，
- 连续梁组合梁桥支座区域，即高应力状态的负弯矩区，

- 重载作用下的桁架的主管和支管，例如公路或铁路桁架桥，
- 斜拉桥的桥塔和拉索，
- 钢管混凝土组合桥梁。

很多桥梁对材料的低温韧性要求很高，因此在设计时可能需要采用韧性较高的钢材。

经过理论分析和成本的比较，高强钢钢板梁桥的优势随着跨径和荷载作用的增加而更为显著：其中最为经济的做法是将不同等级的钢材组合使用，在翼缘部分采用强度更高的钢材，而腹板部分则使用普通钢进行加工。此外，还可在靠近支座处，剪应力较高的腹板处采用高强钢。另一种混合截面设计方案是所有的腹板和正弯矩区的上翼缘采用普通钢，而在正弯矩区的下翼缘和负弯矩区的上翼缘采用高强钢，即受拉翼缘为高强钢。

坐落于香港将军澳的跨湾连接路双拱钢桥，跨径为 200 米，主拱采用了 Q690 高强钢。钢双拱为弯曲的箱型截面，总长度 230 米，桥面板上方跨中高度 40 米。在两侧支座处的钢拱箱形截面的尺寸为 3.5 米 x 3.5 米，板厚 70 毫米，跨中截面的尺寸减小为 3.0 米 x 3.0 米，板厚 50 毫米。钢双拱的总用钢量为 4,400 吨。



© 建園春秋 licensed under [Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International](https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/)

图 1.1 将军澳跨湾连接路双拱钢桥，香港

Zandhazen 铁路桥地处荷兰，是欧洲最长的铁路拱桥。全桥跨径 255 米，高度 55 米(如图 1.2)。钢桥的主拱箱型截面和桥面板主梁都采用了屈服强度为 460MPa 的高强钢，以减轻结构的自重，便于运输和安装(案例分析详见附录 B.2)。

2018 年建成通车的位于英国桑德兰的 Northern Spire 桥是一座双跨斜拉桥，由英国 Buro Happold 公司设计(如图图 1.3)。该桥钢结构桥塔高 105 米，桥面板主梁采用混合钢截面，翼缘强度为 460MPa，腹板强度为 355MPa。

2014 年建成的金角湾铁路桥(Haliç Metro Bridge)位于土耳其伊斯坦布尔的金角湾。该桥为一座斜拉桥，全长 387 米，采用了屈服强度为 485MPa 的高强度耐候钢。



© Iv-Infra b.v

图 1.2 荷兰 Zandhazen 铁路桥



© Sunderland City Council

图 1.3 英国桑德兰 Northern Spire 桥

1.4.3 体育馆和竞技场

高强钢最宜用于桁架结构中的受拉构件或长细比较小的受压构件，例如大型桁架结构的部分上弦杆和下弦杆构件。与 Q355 钢相比，用 Q460 钢能够节省超过 15% 的结构自重。减轻的重量与桁架的跨度、永久荷载(恒荷载)和可变荷载(活荷载)的大小有关。一般来说，结构的自重在设计荷载中占了相当大的比重，因此采用高强钢能显著降低结构的设计荷载，对优化结构设计有着重要意义。此外，对于体育场馆和竞技场这类大跨度桁架结构

来说,由于建筑的总高度较大,可以通过增加桁架的高度来增加结构的整体刚度,因而挠度的限制要求通常能够得到满足。

瑞典埃斯基尔蒂娜 STIGA 体育竞技场的屋顶桁架跨度为 52 米(如图图 1.4)。经过结构设计优化,发现最经济的设计方法是支管采用屈服强度为 355MPa 的普通钢,主要受拉的下弦杆则采用屈服强度为 700MPa 的高强钢。由于上弦杆以受压为主,不能充分利用高强钢的强度优势,故采用屈服强度为 420MPa 的钢材。桁架的总用钢量为 100 吨,与普通钢设计方案相比显著减少了自重和用钢量(案例分析详见附录 B.3)。

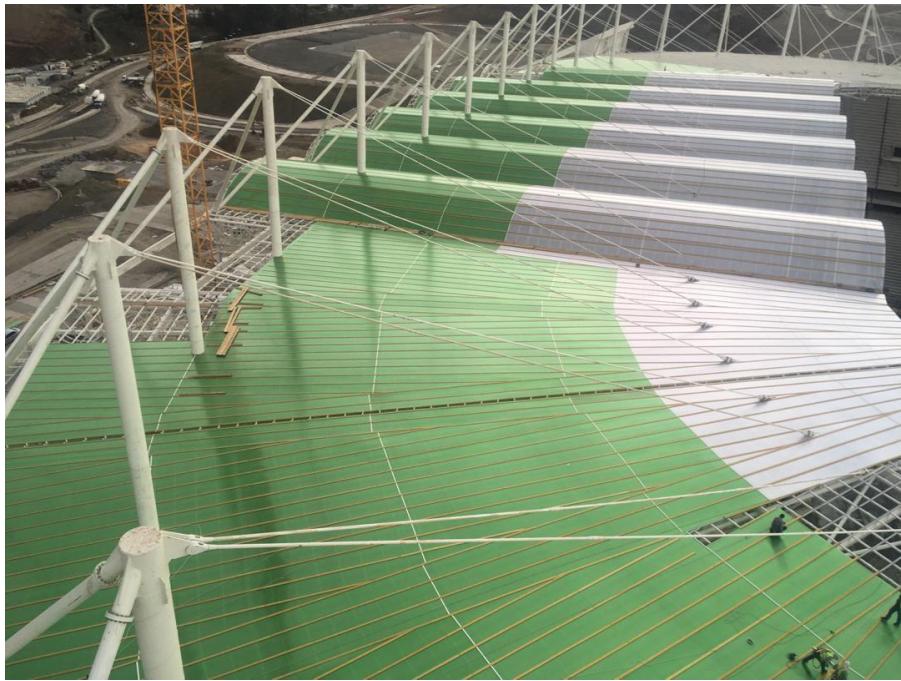


© Svante Lundbäck SE

图 1.4 Stiga 体育竞技场的屋顶桁架, 瑞典

1.4.4 拉杆

高强钢螺纹拉杆广泛应用于拉杆系统。高强钢螺纹拉杆主要采用 Q460 和 Q520 钢材制成,主要应用于后张法预应力结构,地下工程,张拉结构和玻璃幕墙等结构中。如图图 1.5 所示,阿尔及利亚 Tizi Ouzou 体育场的屋顶采用了 M85 Q520 高强钢拉杆系统,该屋顶系统由 Atak 工程公司负责设计。



© Macalloy and Atak Engineering

图 1.5 Tizi Ouzou 体育场的 Macalloy 拉杆系统, 阿尔及利亚

1.4.5 基础

用高强钢制成钢板桩可以使桩基础的自重减小, 施工更简便, 同时满足正常使用极限状态的要求。钢桩的强度更高也有助于提高耐久性, 因为如果在海洋工程中用钢板桩作为墙体结构, 钢板桩的厚度会因腐蚀作用而减小, 因此采用更高强度的钢材会使钢板桩的残余强度也更高。这也使结构设计更经济, 结构的使用寿命更长。

钢桩基础可以传递上部结构的竖向荷载, 适用于地质条件较差, 不能采用筏板基础的情况。钢桩的截面形式分为 H 型钢截面, 钢管截面以及箱型截面。也可用高强度管线钢制成钢管桩, 管线钢的强度可高达 X80 等级 (即屈服强度约 550MPa)。用高强钢作为承重桩的优势在于可以减小桩的截面厚度, 更易于打桩。另外, 采用高强钢可以减少承重桩的数量, 从而显著加快施工速度, 节省施工成本。

高强钢宜用于深基础, 深水港的墙体结构, 以及地处交通繁忙地区的基础。在这些情况下, 采用高强钢对减小地基所需的占地面积非常有用。

钢结构锚固系统适用于挡土墙、码头墙体结构、桥台等挡土结构。钢锚通过与周围的土壤连接, 限制挡土墙的水平位移, 并减小墙体中的弯矩。通常采用拉杆作为钢锚系统。这类拉杆由带锻造或者螺纹端头的钢筋制成, 可与钢板桩, 钢管桩, H 型桩, 组合墙和地下连续墙等进行连接。拉杆产品的强度从 500 至 700MPa 不等。虽然钢材的强度越高, 钢锚的自重越轻, 这类结构对于刚度(即“正常使用极限状态”下的水平位移)和现场焊接也有一定要求。

1.4.6 临时结构

高强钢也适用于临时结构，因其需要材料强度高，自重轻，例如隧道、桥梁、采矿等施工期间的支撑框架，或在结构吊装过程中作为支护系统。如果使用高强钢作为此类结构，在施工阶段可能不需要为构件提供额外的加固措施。

1.5 本指南的适用范围

本指南主要介绍了强度为 390 MPa 至 690 MPa 的钢材和钢结构的设计和建造方法。

高强钢在海上结构等环境较为恶劣的情况下较为常用，如自升式钻井平台，但这类结构通常按照海上结构的特定标准设计和建造的，因此不在本指南的范围内。此外，风电结构也不在本指南的范围内。

本指南符合中国的相关产品、设计和建造标准(如适用)。相关的欧盟标准的信息在灰色阴影框中给出。

2 材料规格

2.1 概述

中国产品标准对结构钢采用的牌号系统如下：

- Q, 它是屈服强度的中文拼音的第一个字母
- 规定最小屈服强度, 以 MPa (N/mm²) 表示
- 交货状态:

GB/T 1591³: AR or WAR (轧制), N (正火), M (热机械轧制)

GBT 19879⁴: WAR: 热轧; WCR: 控制轧制; N: 正火; NT: 正火 + 回火; TMCP: 机
械轧制; TMCP + T: 机械轧制 + 回火; QT: 淬火 (包括在线直接淬火) + 回火。

- GJ (用于符合 GBT 19879 的高强钢).
- 钢材质量等级 B, C, D, E 和 F 级, 用于规定钢材在不同温度下的冲击韧性要求:
 - A: 无明确要求
 - B: 20 °C
 - C: 0 °C
 - D: -20 °C
 - E: -40 °C
 - F: -60 °C

例如:

Q355ND 是一种规定最小屈服强度为 355 MPa 的钢材, 以正火或正火轧制状态交货, 质量等级为 D 级。

Q390GJC 是一种高性能钢材, 规定最小屈服强度为 390 MPa, 质量等级为 C 级。

当买方要求钢板具有厚度方向的性能时, 应增加厚度性能等级 (Z15、Z25 或 Z35), 例如 **Q355NDZ25**。

除了需要满足第 2.2、2.3 和 2.4 节中涵盖的标准要求的产品外, 钢铁生产商还可以根据客户的要求定制焊接性能或其他加工性能更好的钢材产品。

2.2 热轧钢材产品

以下两本中国标准包含了高强度结构钢产品:

2.2.1 GB/T 1591-2018 低合金高强度结构钢³

本标准包含了交货状态为热机械轧制和正火的钢材, 牌号分别为以下几种:

正火 N: Q355, Q390, Q420, Q460

热机械轧制 M: Q355, Q390, Q420, Q460, Q500, Q550, Q620, Q690

本规范给出了结构钢板，带钢和棒材的化学成分和力学性能要求。

质量等级分别为 B, C, D, E 和 F 级。

2.2.2 GB/T 19879-2015 建筑结构用钢板⁴

本标准适用于针对高层建筑、大跨度结构以及其他重要的建筑结构的高性能热轧钢板，牌号分别为以下几种：

Q345GJ: 厚度 6 至 200 mm

Q235GJ, Q390GJ, Q420GJ 和 Q460GJ: 厚度 6 至 150 mm

Q500GJ, Q550GJ, Q620GJ 和 Q690GJ: 厚度 12 至 40 mm

应当注意的是，该标准的 2015 年版本新增了 Q500GJ、Q550GJ、Q620GJ 和 Q690GJ 高强钢。

与 GB/T 1591 中的钢材相比，GJ 钢材对屈强比和碳当量的要求更严格，钢材屈服强度的波动范围更小，且随着板厚的增加，屈服强度的折减更少。

质量等级分别为 B, C, D 和 E 级。

2.2.3 强度高于 Q690 的钢材

GB 1591 和 GB/T 19879 目前并不包含 Q960 钢材，但中国许多钢厂按照其公司标准生产 Q960 钢，如宝钢、南钢（NISCO）和首钢。

热轧结构钢产品的欧盟标准是 EN 10025⁵:

EN 10025-2 Non-alloy structural steels 非合金结构钢 (钢材等级 S235 至 S500)

EN 10025-3 Normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels 正火/正火轧制可焊细晶粒结构钢 (钢材等级 S275 至 S460)

EN 10025-4 Thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels 热机械轧制可焊接细晶粒结构钢 (钢材等级 S275-S500)

EN 10025-5 Structural steels with improved atmospheric corrosion resistance 耐候结构钢(钢材等级 S235-S460)

EN 10025-6 Flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition 调质状态下的高屈服强度结构钢板材 (钢材等级 S460-S690)

表 EN 2.2 对比了国标 GB/T 1591 中与欧盟标准 EN 10025 等效的钢材牌号

表 EN 2.1 GB/T 1591 与 EN 10025 等效的钢材

GB/T 1591-2018	EN 10025-2:2004	EN 10025-3:2004	EN 10025-4:2004
Q355B (AR)	S355JR	—	—
Q355C (AR)	S355J0	—	—
Q355D (AR)	S355J2	—	—
Q355ND	—	S355N	—
Q355NE	—	S355NL	—
Q355MD	—	—	S355M
Q355ME	—	—	S355ML
Q420ND	—	S420N	—
Q420NE	—	S420NL	—
Q420MD	—	—	S420M
Q420ME	—	—	S420ML
Q460C (AR)	S450J0	—	—
Q460ND	—	S460N	—
Q460NE	—	S460NL	—
Q460MD	—	—	S460M
Q460ME	—	—	S460ML

2.3 空心管截面

冷弯空心管截面广泛用于各类结构中。国标 GB/T 6725 冷弯型钢通用技术要求⁶是中国冷弯型钢产品标准，包含的钢材牌号分别有 Q195、Q215、Q235、Q345、Q390、Q420、Q460、Q500、Q550、Q620、Q690 和 Q750。

热成型空心管截面因其价格相比冷弯截面更高，因此在结构中的使用较少。国标 GB/T 8162 结构用无缝钢管⁷是热轧钢管的标准，包含的钢材牌号为 Q235 至 Q690。

供应商也可按照 API 5L⁸标准提供 API 等级的钢管产品，这些产品通常用于石油、天然气等管线项目。表 2.1 列出了这些钢材牌号及其屈服强度以供参考。

表 2.1 API 管线钢的名义屈服强度

钢材等级	屈服强度 (MPa)
API X52	360
API X56	390
API X60	415
API X65	450
API X70	485
API X80	555

冷轧圆钢管、方钢管、矩形钢管以及椭圆钢管产品的欧盟标准是 EN 10219⁹，其钢材牌号最高可达 S960。

热轧圆钢管、方钢管、矩形钢管以及椭圆钢管产品的欧盟标准是 EN 10210¹⁰，其钢材牌号最高可达 S960。

2.4 镀锌钢板和钢带

对于镀锌钢板和钢带，国标的产品标准是 GB/T 2518 连续热镀锌和锌合金镀层钢板及钢带¹¹。其钢材牌号为 Q220GD 至 Q550GD，其中 GD 代表产品经过热浸锌镀锌处理。

镀锌钢板和钢带的相关欧盟标准是 EN 10346 *Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming*¹²，其钢材牌号最高可达 S550GD。

2.5 不同形式的产品的用途

多年来用世界各地的钢铁生产商一直生产土木工程和结构工程用的高强钢产品。与普通钢产品相比，高强钢产品的采购可能有所不同。对于大额订单，最有效的采购方法是直接从钢厂订购，并且需要注意可能有最小订货量的要求，交货时间也较普通钢产品稍长。此外，能否采购到某种钢材也与其牌号和质量等级有关。需要注意的是，并非所有产品标准中给出的钢种都能够采购。一些钢材产品在标准未曾涉及，也有些产品的力学性能可能会超出相关标准的要求。

在考虑热机械轧制钢还是正火钢二者的选择的问题是，不仅需要考虑特定的力学性能指标要求，更重要的要考虑客户对于产品厚度的要求以及随后钢材产品后续的加工方法。

例如，如果客户希望对钢材厚板进行相对复杂的多道焊接工艺，并且要对产品进行预热或多次应力释放循环，那么选择正火钢最为合适。然而，对于较薄的钢板，如厚度小于 30 mm 的钢板，采用热机械轧制钢已经能够满足要求，且无需进行任何焊前或焊后热处理。如果客户希望对钢材进行现场加工，且希望其强度尽可能高，但又不想因复杂的现场条件进行任何应力释放或预热，则应根据钢材产品的厚度选择可供货的热机械轧制钢材。

如果交货时间较短，热机械轧制钢可能是最好且最经济的选择，因为它们的应用范围广，且不需要任何额外的热处理工艺。另一方面，除了正火轧制钢以外，正火钢和调质钢通常需要热处理工艺。如果产品需要热弯，则应选择正火钢。

3 材料特性

3.1 力学性能

与普通钢相比，不同的化学成分和热处理工艺会使高强钢应力-应变关系有所不同。图 3.1 对比了不同的强度等级的热轧结构钢产品的典型应力-应变关系曲线。随着钢材强度的增加，其延性逐渐降低，但延性的降低不足以影响大多数结构的设计。屈服强度与抗拉强度的比值(屈强比)，也随着强度的增加而增加，这也导致一些设计准则需要针对高强钢进行修正。

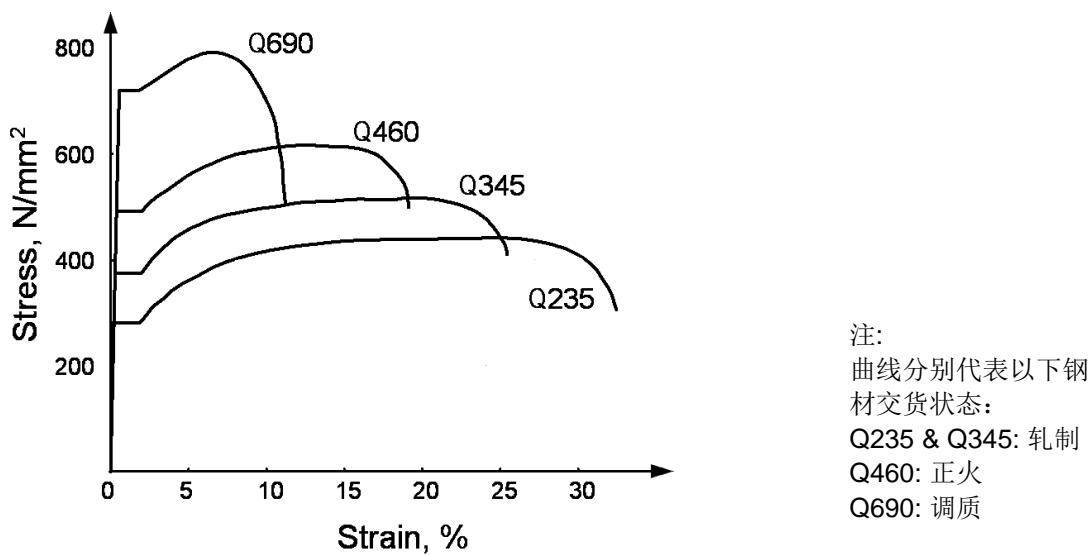


图 3.1 热轧结构钢产品的全范围应力-应变曲线

与热轧高强钢产品相比，冷成型和热机械轧制高强钢产品的应力-应变曲线更加平滑，没有明显的屈服点和屈服台阶，材料逐渐屈服。对于没有明显屈服点的材料，在设计时通常取 0.2% 残余应变对应的应力值作为材料的屈服强度。

国标产品标准 GB/T 1591³ 和 GB/T 19879⁴ 规定了国标 GB 50017¹ 和 JGJ/T 483² 涵盖的高强钢的力学性能指标。标准给出了屈服强度 f_y ，抗拉强度 f_u 的最小规定值以及不同板厚的钢材的断后伸长率要求。标准还规定了屈强比 f_y/f_u 的最大值，以保证钢材具有足够的延性，能够在结构产生较大的塑性变形的情况下仍然保留足够的安全冗余。

钢材的弹性模量与强度无关，结构设计时取 206,000 N/mm²。需要注意的是，钢材屈服强度设计值往往会随着材料厚度的增加而降低。这是由于为了使厚板满足力学性能的要求，需要添加更多的合金元素。这其中的一些合金元素需要加以限制。添加额外的合金元素会增加碳当量值(参考第 10.2.1 节)，进而降低钢材的焊接性能，同时也会略微降低钢材的强度。以下几节介绍了国标 GB/T 1591 和 GB/T 19879 所涵盖的钢材的力学性能指标。由于国标 GB/T 700¹³中的钢材屈服强度最高为 275 MPa，不能视为高强钢，因此本设计指南并未给出这些钢材的力学性能指标。

当高强钢结构设计需要考虑高速冲击或爆炸荷载时，可以假设高强钢与普通钢的应变速率强化特性相同¹⁴。

3.1.1 GB/T 1591 中涵盖的钢材的力学性能

表 3.1 至表 3.3 给出了国标 GB/T 1591 中低合金热轧钢板、钢带、型材和棒材的力学性能指标。表中给出的力学性能指标适用于交货状态为热轧、正火及正火轧制，以及热机机械轧制的钢材。

表 3.1 热轧钢材的力学性能指标 (GB/T 1591)

牌号	质量等 级	上屈服强度 R_{eH} [MPa]					抗拉强度 R_m [MPa]	断后伸长率 A [%]						
		公称厚度或直径 [mm]							公称厚度或直径 [mm]					
		≤ 16 ≤ 40	> 16 ≤ 63	> 40 ≤ 80	> 63 ≤ 100	> 80		≤ 100	试样方向	≤ 40 ≤ 63	> 40 ≤ 100	> 63 ≤ 100		
Q355	B, C, D	355	345	335	325	315	470 ~ 630	纵向	22	21	20			
									横向	20	19	18		
Q390	B, C, D	390	380	360	340	340	490 ~ 650	纵向	21	20	20			
									横向	20	19	19		
Q420 ^b	B, C	420	410	390	370	370	520 ~ 680	纵向	20	19	19			
Q460 ^b	C	460	450	430	410	410	550 ~ 720	横向	18	17	17			

^a 仅适用于质量等级为 D 级的钢板。

^b 仅适用于型钢和棒材。

表 3.2 低合金正火、正火轧制钢材的力学性能指标 (GB/T 1591)

牌号	质量等级	上屈服强度 R_{eH} [MPa]					抗拉强度 R_m [MPa]	断后伸长率 A [%]						
		公称厚度或直径 [mm]							公称厚度或直径 [mm]					
		≤ 16 ≤ 40	> 16 ≤ 63	> 40 ≤ 80	> 63 ≤ 100	> 80		≤ 100	≤ 16 ≤ 40	> 16 ≤ 63	> 40 ≤ 80	> 63 ≤ 100		
Q355N	B, C, D, E, F	355	345	335	325	315	470 ~ 630	22	22	22	21	21		
Q390N	B, C, D, E	390	380	360	340	340	490 ~ 650	20	20	20	19	19		
Q420N	B, C, D, E	420	400	390	370	360	520 ~ 680	19	19	19	18	18		
Q460N	C, D, E	460	440	430	410	400	540 ~ 720	17	17	17	17	17		

表 3.3 低合金热机械轧制钢材的力学性能指标 (GB/T 1591)

牌号	质量等级	上屈服强度 R_{eH} [MPa]					抗拉强度 R_m [MPa]	断后伸长率 A [%]					
		公称厚度或直径 [mm]						公称厚度或直径 [mm]					
		≤ 16 ≤ 40	> 16 ≤ 63	> 40 ≤ 80	> 63 ≤ 100	> 80		≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100		
Q355M	B, C, D, E, F	355	345	335	325	325	470 ~ 630	450 ~ 610	440 ~ 600	440 ~ 600	≥ 22		
Q390M	B, C, D, E	390	380	360	340	340	490 ~ 650	480 ~ 640	470 ~ 630	460 ~ 620	≥ 20		
Q420M	B, C, D, E	420	400	390	380	370	520 ~ 680	500 ~ 660	480 ~ 640	470 ~ 630	≥ 19		
Q460M	C, D, E	460	440	430	410	400	540 ~ 720	530 ~ 710	510 ~ 690	500 ~ 680	≥ 17		
Q500M	C, D, E	500	490	480	460	450	610 ~ 770	600 ~ 760	590 ~ 750	540 ~ 730	≥ 17		
Q550M	C, D, E	550	540	530	510	500	670 ~ 830	620 ~ 810	600 ~ 700	590 ~ 780	≥ 16		
Q620M	C, D, E	620	610	600	580	—	710 ~ 880	690 ~ 880	670 ~ 860	—	≥ 15		
Q690M	C, D, E	690	680	670	650	—	770 ~ 940	750 ~ 920	730 ~ 900	—	≥ 14		

3.1.2 GB/T 19879 中涵盖的钢材的力学性能

表 3.4 和表 3.5 给出了国标 GB/T 19879 规定的热轧高性能钢板、钢带的屈服强度 f_y 和抗拉强度 f_u 的规范取值以及延性要求。该标准还介绍了各个钢材牌号的交货状态。表 3.4 中的钢材的质量等级分别为 B、C、D 和 E 级，表 3.5 中的钢材的质量等级则分为 C、D 和 E 级。

需要注意的是，国标 GB/T 19879 中钢材的名义屈服强度是指的是下屈服强度 R_{eL} ，而不是上屈服强度 R_{eH} 。国标 GB/T 19879 也包含了 Q345GJ 钢材，预计在下次标准修订时这个牌号将被 Q355GJ 替代。

表 3.4 高性能 Q345GJ 至 Q460GJ 钢材的力学性能指标 (GB/T 19879)

牌号	交货状态	下屈服强度 R_{eL} [MPa]					抗拉强度 R_m [MPa]			屈强比 R_{eL}/R_m		断后伸长率 A [%]
		公称厚度 [mm]					公称厚度 [mm]			公称厚度 [mm]		
		> 6 ≤ 16	> 16 ≤ 50	> 50 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	≤ 100 ≤ 150	> 100 ≤ 200	> 150 ≤ 200	> 6 ≤ 150	> 150 ≤ 200	
Q345GJ	WAR, WCR, N, TMCP	≥ 345	345 ~ 455	335 ~ 445	325 ~ 435	305 ~ 415	490 ~ 610	470 ~ 610	470 ~ 610	≤ 0.80	≤ 0.80	≥ 22
Q390GJ	WCR, N, NT, TMCP, TMCP+T	≥ 390	390 ~ 510	380 ~ 500	370 ~ 490	—	510 ~ 660	490 ~ 640	—	≤ 0.83	—	≥ 20
Q420GJ	WCR, N, NT, QT, TMCP, TMCP+T	≥ 420	420 ~ 550	410 ~ 540	400 ~ 530	—	530 ~ 680	510 ~ 660	—	≤ 0.83	—	≥ 20
Q460GJ	WCR, N, NT, QT, TMCP, TMCP+T	≥ 460	460 ~ 600	450 ~ 590	440 ~ 580	—	570 ~ 720	550 ~ 720	—	≤ 0.83	—	≥ 18

表 3.5 高性能 Q500GJ 至 Q690GJ 钢材的力学性能指标 (GB/T 19879)

牌号	交货状态	下屈服强度 R_{eL} [MPa]			抗拉强度 R_m [MPa]	屈强比 R_{eL}/R_m	断后伸长率 A [%]
		公称厚度 [mm]					
		≥ 12 ≤ 20	> 20 ≤ 40				
Q500GJ	QT, TMCP, TMCP+T	≥ 500	500 ~ 640	500 ~ 640	610 ~ 770	≤ 0.85	≥ 17
Q550GJ	QT, TMCP, TMCP+T	≥ 550	550 ~ 690	550 ~ 690	670 ~ 830	≤ 0.85	≥ 17
Q620GJ	QT, TMCP, TMCP+T	≥ 620	620 ~ 770	620 ~ 770	730 ~ 900	≤ 0.85	≥ 17
Q690GJ	QT, TMCP, TMCP+T	≥ 690	690 ~ 860	690 ~ 860	770 ~ 940	≤ 0.85	≥ 14

按照欧盟标准设计时，钢材的弹性模量取 210,000 MPa，其它力学性能指标可参考以下产品标准：

- EN 10025: 适用于钢板和开口截面
- EN 10219: 适用于冷弯空心管截面
- EN 10210: 适用于热轧空心管截面
- EN 10149: 适用于冷弯压型钢板和钢带产品

3.2 物理性能

高强钢的物理性能与普通钢相同。表 3.6 分别给出了国标 GB50017 中的规范取值。

表 3.6 钢材的物理性能

物理性能指标	取值
密度, ρ	$7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$
弹性阶段的泊松比, ν	0.3
弹性模量, E	206 000 MPa (20 °C)
剪切模量, G	$\frac{E}{2(1+\nu)} \approx 79 000 \text{ MPa}$
线性热膨胀系数, α	$12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

3.3 温度的影响

当工作温度低于环境温度时，钢材的延性会降低，屈服强度和抗拉强度则会提高。钢材的弹性模量在低温下略有增加，但在结构设计时通常可以忽略不计。一般来说，钢材的韧性随温度降低而减小，同时脆性增加，更容易发生断裂。即使在非常低的温度下，热机械轧制或调质高强钢的低温韧性也较普通钢更好，即高强钢发生脆性断裂的温度较普通钢更低。3.4 节主要讨论了如何选择合适的钢材，以避免低温脆性断裂。

与所有钢材一样，高强钢在高温状态下会发生强度和刚度的折减。本指南第 7 章主要介绍高强钢防火设计。

3.4 断裂韧性

在某些情况下，钢材会呈现脆性的结构表现，即在没有塑性变形的情况下突然发生破坏。这种现象通常被称为脆性断裂。应当规定钢材的质量等级，按照不同使用条件和场合选择符合断裂韧性要求的钢材，尽可能地降低钢结构发生脆性断裂的风险。

3.4.1 风险因素

导致钢结构脆性断裂的主要风险因素如下：

材料温度

如前文所述，温度会对钢材的应力-应变关系产生影响。在室温下，大多数的钢材在变形超过弹性范围以后，能够表现出较好的塑性，且在塑性阶段内应力会高于钢材的屈服强度。而在低温下，钢材则可能在应力达到室温状态下的屈服强度之前就在弹性范围内发生断裂，导致突然的“脆性”破坏。图 3.2 表示了这种力学性能的变化，该图也被称钢材的韧性-脆性转变曲线。

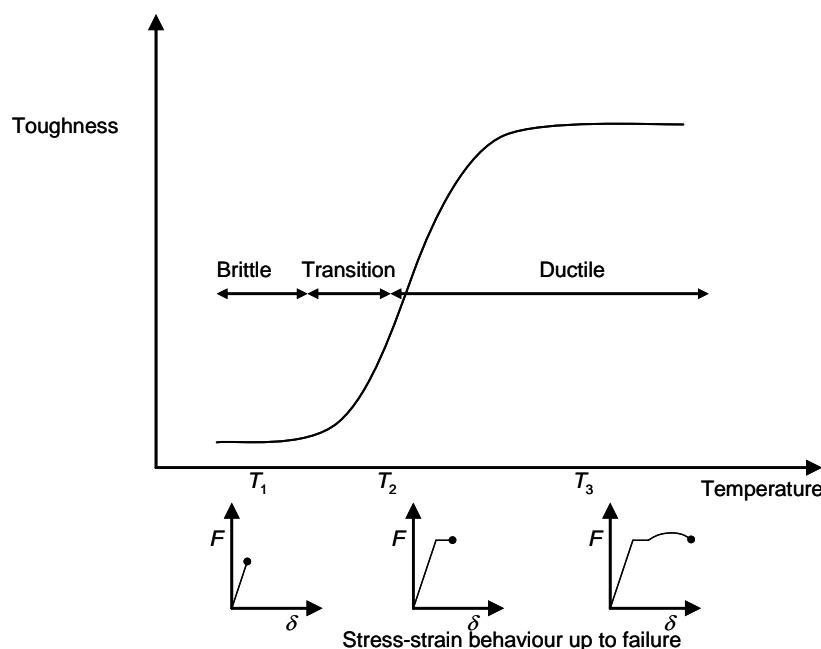


图 3.2 钢材的韧性随温度变化曲线

钢材在从韧性到脆性之间的转化并不是突变的。而钢材从一种状态转变为另一种状态的过程中的温度范围叫做“韧脆转变温度”。“韧脆转变温度”越低，代表材料的“韧性”越好。

应力状态

较高的拉应力水平会增加构件发生脆性断裂的风险。如果构件完全处于受压状态，发生脆性断裂的风险会减少。因为脆性断裂发生的可能性与残余应力和外部施加载荷产生的应力的总和有关，因此残余应力的水平也很重要。

材料厚度

钢材的韧性通常越靠近板厚中间越低。而且，设计准则中允许的名义缺陷的大小也取决于厚度的大小。这就导致了厚度越大的钢材往往对韧性的要求越高，这样才能与薄板达到相同的抗脆性断裂的水平。

局部构造

局部几何形状会导致较高的应力集中，从而影响需要初始缺陷的大小以及细部构造的局部应力水平。通常，疲劳寿命较低的细部构造也更容易发生脆性断裂。比如，例如，焊

接连接比螺栓连接更容易发生断裂破坏。一个构件与另一个构件的连接处存在尖角或“硬点”也会使构件更容易发生脆性断裂。

冷弯作用

如果材料是冷成型的(即经过冷弯、冷轧或冷压形成不同的截面或构件)，在成形过程中，材料的应力水平会超过其屈服强度。较高的应变水平会降低材料由屈服阶段至断裂阶段的局部塑性变形能力，从而更易发生脆性断裂。

应变速率

应变速率越高，结构越容易发生脆性断裂。如果构件设计只考虑静力荷载，但其应变速率若高于 4×10^{-4} /秒，则必须考虑到由于应变速率产生的影响。

对高强钢结构来说，导致脆性断裂风险因素同样适用。

3.4.2 韧性指标

夏比 V 型缺口冲击试验给出了一种钢材断裂韧性的测量方法，因此常用术语“缺口韧性”和“夏比值”来表示钢材的断裂韧性。国标 GB/T 1591 和 GB/T 19879 中的夏比 V 型缺口冲击试验要求可参考表 3.7 和表 3.8。

表 3.7 GB/T 1591 中的钢材的夏比(V 型缺口)冲击试验的温度和冲击吸收能量

钢材牌号	质量等级	以下试验温度的冲击吸收能量最小值KV ₂ /J (纵向)				
		20 °C	0 °C	-20 °C	-40 °C	-60 °C
Q355, Q390, Q420	B	34				
Q355, Q390, Q420, Q460	C	—	34			
Q355, Q390	D	—	—	34 ^a	—	—
Q355N, Q390N, Q420N	B	34				
	C	—	34			
Q355N, Q390N, Q420N, Q460N	D	55	47	40 ^b	—	—
	E	63	55	47	31 ^c	—
	F	63	55	47	31	27
Q355M, Q390M, Q420M	B	34				
	C	—	34			
Q355M, Q390M, Q420M Q460M	D	55	47	40 ^b	—	—
	E	63	55	47	31 ^c	—
	F	63	55	47	31	27
Q355M	C	—	55			
Q500M, Q550M, Q620M, Q690M	D	—	—	47 ^b	—	—
	E				31 ^c	—

当需方未指定试验温度时，正火、正火轧制和热机械轧制的C,D,E,F级钢材分别做 0 °C, -20 °C, -40 °C, 和 -60 °C 冲击。

冲击试验取纵向试样。经供需双方协商，也可取横向试样。

^a 仅适用于厚度大于 250mm 的Q355D 钢板。

^b 当需方指定时，D级钢可做 -30 °C 冲击试验时，冲击吸收能量纵向不小于 27 J。

^c 当需方指定时，E级钢可做 -50 °C 冲击试验时，冲击吸收能量纵向不小于 27 J, 横向不小于16 J

表 3.8 GB/T 19879 中钢材的夏比(V型缺口)冲击试验的温度和冲击吸收能量

钢材牌号	质量等级	纵向冲击试验	
		温度 °C	冲击吸收能量 KV ₂ /J
Q345GJ, Q390GJ, Q420GJ, Q460GJ	B	20	47
	C	0	
	D	-20	
	E	-40	
Q500GJ, Q550GJ, Q620GJ, Q690GJ	C	0	55
	D	-20	47
	E	-40	31

欧盟标准 EN 10025⁵ 给出了钢材的冲击韧性等级和范围。

表 EN 3.1 欧标 EN 10025 钢材韧性等级

等级	冲击吸收能量 (最小)	抵抗脆性断裂的能力逐渐提高
Q	30 J at -20 °C	
M, N	40 J at -20 °C / 27 J at -30°C	
QL	30 J at -40 °C	
ML, NL	27 J at -50 °C	
QL1	30 J at -60 °C	

3.4.3 防脆断设计依据

国标 GB 50017 第 4.3 节要求钢材质量等级的选用应符合下列要求：

1. 质量等级为 A 级的钢材只能用于工作温度高于 0 °C 且不需要验算疲劳的结构。Q235A 钢不适用于焊接结构。
2. 当构件为焊接结构, 且需要验算疲劳时, 应当满足以下要求:
 - 工作温度高于 0 °C 时, 钢材的质量等级应至少为 B 级;
 - 工作温度为 -20°C 至 0 °C 时, Q235 和 Q345 钢的质量等级应至少为 C 级, Q390, Q420 和 Q460 钢的质量等级应至少为 D 级;
 - 工作温度低于 -20°C 时, Q235 和 Q345 钢的质量等级应至少为 D 级, Q390, Q420 和 Q460 钢的质量等级应至少为 E 级。
3. 当构件为非焊接结构, 且需要验算疲劳时, 钢材的质量等级可以较焊接结构低一级, 但不低于 B 级。对于承载能力超过 50 吨的起重设备的吊车梁, 钢材的质量等级要求应与考虑疲劳验算的情况一致。
4. 对于受拉构件, 若工作温度高于 -20 °C, 应当满足以下要求:
 - 板厚或直径 < 40mm, 质量等级应至少为 C 级;
 - 板厚或直径 > 40mm, 质量等级应至少为 D 级;
 - 受拉构件应当满足国标 GB/T 19879 的要求。

关于如何防止构件发生脆断的其他设计建议参考国标 GB 50017 第 16.4 节。

欧盟标准 EN 1993-1-10¹⁵ 给出了防止构件脆断的具体要求。根据每一种等级的钢材的应力幅度和参考温度给出了其最大允许厚度。必须保证最大允许厚度大于构件的实际厚度(通常为板厚或翼缘厚度)。可以根据给定的钢材等级的板件厚度的最大允许值来选择合适的钢级。板件厚度的最大允许值由材料的最小冲击吸收能量决定，在焊缝构造附近采用假定的裂纹尺寸，并考虑了残余应力和疲劳荷载的作用。

EN 1993-1-10 还允许采用断裂力学的方法进行评估。

3.4.4 对高强钢的影响

欧盟标准方法建议查表确定最大允许厚度。可以清楚地发现，随着钢材强度的增加，板件的最大允许厚度逐渐减小。但这一减小并不一定是高强钢的劣势。因为与普通钢相比，高强钢在实际应用时通常板厚更小。在大多数情况下，高强钢提高的屈服强度可以弥补板件允许厚度的减小。

另一方面，随着材料厚度的减小，构件的应力状态也更趋向于平面应力，这也降低了脆性断裂发生的可能性。因此，通常认为材料厚度越小，延性越好，越不容易发生脆性断裂。

3.5 厚度方向的性能

钢板的厚度方向 (z 向) 性能指标与层间撕裂有关。如果钢板的 z 向延性较差，则焊缝下方可能发生层间撕裂。这是由于在钢板轧制的过程中，钢板内部的非金属夹杂物会被压缩并拉长，形成与轧制方向平行的分层。

图 3.3 解释了层间撕裂的基本原理，从图中可以看到，由于横向焊缝产生的收缩应变作用于焊接构件的厚度方向，焊缝的熔合区边界大致与非金属夹杂物分层所在的平面平行。

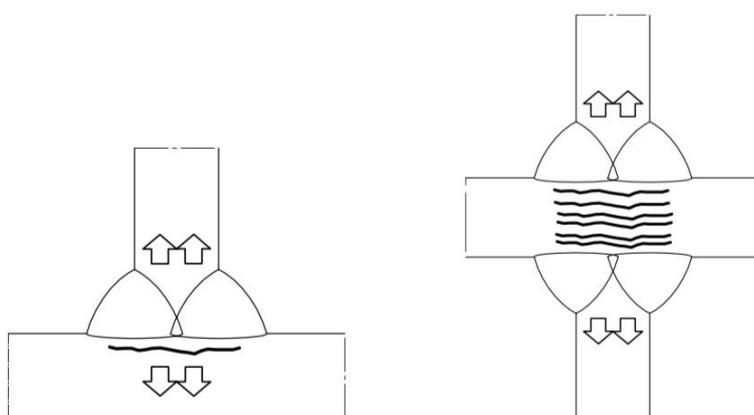


图 3.3 层间撕裂

厚度方向性能代表了材料的 Z 向延性，用“质量等级”来表示，通常也被称为“Z 级”。国标 GB/T 5313 厚度方向性能钢板¹⁶ 给出了具体的要求。国标 GB 50017 中也要求，在 T 形、

十字形和角形焊接的连接节点中，当板件的板厚不小于 40mm 且沿板厚方向存在较高撕裂拉力作用时，包括较高约束拉应力作用时，该部位的板件应符合国标 GB/T 5313 的性能要求，板件的 Z 向性能应至少满足 Z15 级允许限值。

值得注意的是，对所有现代结构钢产业而言，在炼钢过程中都会采用铝将钢材完全镇静，因而非金属夹杂物的含量很低。此外，当硫元素的含量小于 0.005% 时，层间撕裂产生的风险会显著降低。如有需要，钢厂可在钢材的生产过程中采取进一步措施以降低夹杂物的含量。

欧盟标准 EN 1993-1-1 和 EN 1993-1-10 给出了有关钢板厚度方向性能的规定和建议。EN 1993-1-10 还给出了焊接节点的抗层间撕裂的评估方法。

3.6 耐久性

3.6.1 建议做法

通过简单的设计方法可以有效降低结构发生腐蚀破坏的风险。例如，考虑钢结构的细部构造时要防止积水、避免积聚潮湿的水气和污垢。还应当避免钢材与其他材料接触发生腐蚀。比如，在腐蚀性环境中，钢材和某些金属之间可能发生双金属腐蚀。

3.6.2 腐蚀防护

如果在设计过程能够确定哪些因素会影响结构的耐久性，那么就采取相应的防腐措施，为结构提供足够的保护。通常首先应该衡量结构所处的环境的腐蚀性如何。根据建筑结构所处的环境的特点和结构受到腐蚀的风险程度，通常采取以下两种主要的结构防腐方法：

- 采用合适的防腐涂料进行结构防腐，或
- 采用在钢结构外层电镀金属涂层的方法，用比钢更活泼的金属与环境进行反应，从而保护内层的钢结构。

热浸锌 (HDG) 是最常用的通过电镀金属涂层对钢结构进行防腐的方法。对高强钢，应注意当钢材硬度超过 34 HRC(洛氏硬度指标)、340 HV(维氏硬度指标) 或 325 HB(布氏硬度指标) 时，要注意避免钢材在镀锌前的酸洗预处理时可能产生氢致冷裂纹。这个硬度水平近似对应钢材的抗拉强度为 1100 MPa。

此外，与钢材强度相关另一方面是因变形导致的开裂。屈服强度高于 650 MPa 的高强钢内部残余应力可能较高，在酸洗和热浸锌的过程中可能会导致钢材开裂。这种情况建议咨询专家的意见。

在海洋结构等其他采用阴极镀层保护的高强钢结构中，也可能产生氢致冷裂纹，或者结构表面发生腐蚀。在这些特殊情况下，建议针对特定钢材的适用性咨询专家的意见。

3.6.3 耐候钢

耐候钢是低合金钢，在某些环境下的耐腐蚀性更好，因此不需要额外的防腐措施。耐候钢含有少量合金元素，如铬、铜、镍和磷。耐候钢在温带气候环境中表现最好。在这些气候条件下，钢材会经历规律的干湿循环。与普通钢一样，耐候钢暴露在空气中会产生

锈蚀层。耐候钢与普通钢的区别在于锈蚀层与钢材表面更贴合，起到保护内层钢材的作用，随着时间的推移从而降低腐蚀速率。

耐候钢的耐腐蚀性主要是因为形成了一层较稳定的锈蚀层，因此设计人员应在进行结构设计时应该适当考虑预留一些材料发生腐蚀。

不建议在结构易受到氯化物影响的海洋环境或高度污染的环境下使用耐候钢，因为在这两种情况下，大气条件会干扰稳定锈蚀层的形成。

耐候钢产品的中国标准是 **GB/T 4171 耐候结构钢¹⁷**，其强度等级最高可达 **Q550NH**。

耐候钢产品的欧盟标准是 **EN 10025-5**，该标准的钢材强度最高可达 **S460**。

4 可持续性

现在人们越来越意识到全球变暖和气候变化产生的后果，并越来越关注建筑物和建筑材料对环境产生的影响。钢铁产业是能源密集型行业，在钢材的生产过程中温室气体 (GHG 即 **greenhouse gas**) 的排放量很高。在全球范围内，钢材的生产过程中排放的温室气体约占温室气体排放总量的 6%。但是，钢材的高强度自重比在结构设计中优势显著，“仅用少量的材料就能起到很大的作用”。并且钢材作为可回收材料，可以多次循环利用，而不会对其性造成损失。

4.1 生命周期评估和环境产品声明

生命周期评估 (LCA) 是最常用来量化产品和服务对环境影响的工具。LCA 用于制定环境产品声明 (EPD)，这些声明是基于一系列被称为产品种类规则 (PCR) 而开发的标准化环境信息文件。建筑产品制造商越来越多地开始采用 EPD 为其产品提供可靠、可量化的产品环境数据。为了比较不同产品的 EPD，必须使用相同的 PCR 开发，以确保其适用范围、评估方法、数据质量和各种指标等都在相同的水平下进行评估。

LCA 将收集与产品全生命周期相关的材料、能量和废弃物的输入和输出的定量数据，并进行评价，以确定其全生命周期的环境影响。对于炼钢而言，材料的输入包括铁矿石、焦炭、石灰石和废钢，而材料的输出则包括排放到空气中的废气(包括二氧化碳)、固体废弃物，如炉渣，还有钢材产品本身。简而言之，产品对环境的影响是通过将产品或材料的重量乘以该产品或材料的单位环境影响来计算的。因此，重量小(强度高)，单位环境影响更大的材料，可能比重量大(强度低)，单位环境影响更小的材料对环境的影响要小。

在中国钢铁行业内，迄今为止只有两家钢铁生产商发布了 EPD，这些 EPD 主要针对用于汽车和白色家电行业的热轧和冷轧卷材。不过，中国钢铁工业协会 (CISA) 目前正在协调 PCR 的开发，因此预计在未来 2-3 年内中国将推出钢结构产品的 EPD。

4.2 高强度钢材的环境影响

结构钢的等级根据其不同的化学成分或热处理工艺而有所不同。因此，不同钢种对环境的影响会有所不同。目前可用的 EPD 还是主要参考普通钢材(基本上是 Q355)，或没有提及 EPD 适用的钢材等级范围。随着钢材强度从 Q355 提升到 Q690，产品中隐含碳的增加约在 0 到 6% 之间，这具体取决于产品的形式和生产工艺。

4.3 国家可持续发展战略

在中国最近发布的题为《中华人民共和国国民经济和社会发展第十四个五年规划和 2035 年远景目标纲要》的文件中，明确指出国家的经济发展要走更绿色、更智能、更安全的道路。在建筑业方面，该计划指出，国家将推动产业链优化升级，从绿色低碳生产模式的早期阶段，向数字化信息化进行转型，以提高建筑的安全性和质量。

该计划在第 29 章“全面提升城市品质 第二节推进新城市建设”中提到，推广装配式建筑和钢结构住宅，建设低碳城市。该计划特别提到了装配式建筑，这些建筑部分或全部在工厂完成建造，然后运输到建筑工地进行组装。装配式建筑的占比预计会超过全国新建成

的建筑总量的 30%，并且推动建筑垃圾减量化。住房和城乡建设部报告表明，建筑业的增长速度将与总体经济增长速度持平，保持对国家总体 GDP 6% 的贡献，目前行业产值约为 8900 亿美元，从业人员约为 5500 万人。

2021 年 7 月，国家发展改革委发布了《“十四五”循环经济发展规划》。规划旨在通过各种措施发展循环经济，促进资源回收、循环利用、推动产品绿色设计和可再生资源。正如习近平主席早些时候向世界宣布的，中国的目标二氧化碳排放力争于 2030 年前达到峰值，努力争取 2060 年前实现碳中和。为了实现这一目标，需要提高钢材的性能和品质(即高质量和高强度)，确保产品满足建筑及其它行业的需求。优质钢材的日益普及，也有利于支持国家完成发展建设的目标、促进循环经济的发展，促进包括基建和交通设施在内的战略性产业的发展。

5 结构分析和构件设计

5.1 概述

与普通钢相比，高强钢的显著优势在于具有更高强度，这意味着在同等受力状态下，采用高强度钢材可以减小构件截面尺寸并减轻构件重量。随之带来的优势如下：

- 结构自重减轻，相应的地基尺寸减小，从而降低造价，提高施工速度；
- 梁的截面尺寸更小，降低了建筑楼层高度，可以增加层数；
- 较小的柱截面尺寸可以增大建筑使用空间；
- 较小的永久荷载使其对桥梁的基础承载能力要求降低；
- 可以增加桥面跨度，减少桥墩数量，便于水上运输。

对于小截面尺寸的高强钢构件而言，按正常使用极限状态设计尤其重要，如构件的变形、挠度和振动等。

如果只需要进行承载能力极限状态设计（即无需考虑正常使用极限状态），则建议使用高强度钢材。在这种情况下，采用更高强度的钢材可以更大化经济效益，并具备上述优势。

如果使用高强钢构件，还需要与之强度匹配的连接部件。例如，焊接连接设计时，应使用较高强度的连接板，避免影响连接强度；对于螺栓链接，则应使用更高强度等级的螺栓。

高强钢宜应用于下列构件：

- 多层框架的框架柱；
- 厚实截面或中等厚实截面的框架柱或梁；
- 翼缘承受大部分弯矩的预制钢构件，如预制钢梁构件；
- 受拉构件。

5.2 钢材的设计指标

《钢结构设计标准》GB 50017¹ 中建议采用 Q235、Q345、Q390、Q420、Q460 和 Q345GJ 钢，且所采用的钢材质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700¹³，《低合金高强度结构钢》GB/T 1591³和《建筑结构用钢板》GB/T 19879⁴的规定。此外，GB 50017 中规定允许采用《碳素结构钢》GB/T 700，《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中所涉及的强度等级小于或等于 Q460 的其他牌号钢材，此时宜按照现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068¹⁸ 进行统计分析，研究确定其设计指标（如 f 和 f_v ）及适用范围。《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483² 中规定了钢材牌号从 Q460 到 Q690 的钢材设计指标，该标准是建筑工程行业推荐性标准，由于颁布的时间不长，应用不够广泛。

《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 对屈服强度值及部分钢种进行了修订，例如以 Q355 钢级替代 Q345 钢级等等。但此类修订在《钢结构设计标准》GB50017 中尚未体现。表

5.1 汇总了《钢结构设计标准》GB 50017 中所涉及高强钢的强度指标以及《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中规定的断后伸长率限值。表 5.2 汇总了《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中所涉及钢号的强度指标和断后伸长率限值。

对于轧制型构件，其横截面强度往往取决于构成截面的最大厚度的板件，通常是翼缘。

在欧盟规范中，承载力设计值通过将名义抗力（基于材料名义强度，如 f_y 和 f_u 等）除以截面抗力分项系数 γ_M （取决于所考虑极限状态）得到，而不是对钢材的名义屈服强度进行折减。因此，即使钢材强度等级或厚度不同，其均会采用相同的截面抗力分项系数。

表 5.1 GB 50017 所涉及高强度钢材的设计用强度指标

钢材牌号	钢材厚度或直径 (mm)	强度设计值(N/mm ²)		屈服强度, f_y (N/mm ²)	抗拉强度, f_u (N/mm ²)	断后伸长率, A (%) 不小于
		抗拉、抗压、抗弯, f	抗剪, f_v			
Q345GJ	>16, ≤50	325	190	345	490	22
	>50, ≤100	300	175	335		
Q345	≤16	305	175	345	470	22
	>16, ≤40	295	170	335		
	>40, ≤63	290	165	325		
	>63, ≤80	280	160	315		21
	>80, ≤100	270	155	305		
Q390	≤16	345	200	390	490	20
	>16, ≤40	330	190	370		
	>40, ≤63	310	180	350		19
	>63, ≤100	295	170	330		
Q420	≤16	375	215	420	520	19
	>16, ≤40	355	205	400		
	>40, ≤63	330	185	380		18
	>63, ≤100	305	175	360		
Q460	≤16	410	235	460	550	17
	>16, ≤40	390	225	440		
	>40, ≤63	355	205	420		
	>63, ≤100	340	195	400		

表 5.2 JGJ/T 483 所涉及高强度钢材的设计用强度指标

钢材牌号	钢材厚度或 直径 (mm)	强度设计值(N/mm ²)		屈服强度, f_y (N/mm ²)	抗拉强度, f_u (N/mm ²)	断后伸长率, A (%) 不小于
		抗拉、抗压、抗弯, f	抗剪, f_v			
Q460	≤16	410	235	460	550	17
	>16, ≤40	390	225	440		
	>40, ≤63	355	205	420		
	>63, ≤100	340	195	400		
Q460GJ	≤16	410	235	460	570	18
	>16, ≤50	390	225			
	>50, ≤100	380	220	450		
	>100, ≤150	375	215	440	550	

Q500	≤16	455	265	500	610	17
	>16, ≤40	440	255	480		
	>40, ≤63	430	250	470		
	>63, ≤80	410	235	450		
	>80, ≤100	400	230	440		
Q550	≤16	520	300	550	670	16
	>16, ≤40	500	290	530		
	>40, ≤63	475	275	520		
	>63, ≤80	455	265	500		
	>80, ≤100	445	255	490		
Q620	≤16	565	325	620	710	15
	>16, ≤40	550	320	600		
	>40, ≤63	540	310	590		
	>63, ≤80	520	300	570		
Q690	≤16	630	365	690	770	14
	>16, ≤40	615	355	670		
	>40, ≤63	605	350	660		
	>63, ≤80	585	340	640		

表 5.1 和表 5.2 中给出的钢材屈强比 (f_y/f_u) 介于 0.58 至 0.90 之间, 其中高强钢的屈强比 f_y/f_u 较高。此外, 随着钢材屈服强度的增加, 其断后伸长率的限值 A 有所降低。

EN 1993-1-1¹⁹ 目前涵盖了 S235 至 S460 钢, EN 1993-1-12²⁰ 给出了补充规定, 将钢号范围扩大至 S700。EN 1993-1-1 的下个修订版将涵盖 S235 至 S700 钢, 新版本的 EN 1993-1-12 目前正在修订中, 将补充 S960 钢材等级及相关要求。现行欧盟标准中延性规定参见 EN 5.1。

表 EN 5.1 欧盟标准结构钢的延性要求

	S235-S460 (EN 1993-1-1)	S500-S700 (EN 1993-1-12)
f_y/f_u (屈强比)	< 0.91	< 0.95
ε_f (断后伸长率)	≥ 15 %	≥ 10 %
ε_u (极限应变, 即峰值应力对应的应变值)	≥ 15 f_y/E	≥ 15 f_y/E

在下个版本 EN 1993-1-1 中, 延性要求可能做如下修改:

- 对于塑性分析: $f_y/f_u < 0.91$ 且断后伸长率不小于 15%;
- 对于弹性分析: $f_y/f_u < 0.95$ 且断后伸长率不小于 12%;

删除极限应变的要求。

5.3 结构分析

在《钢结构设计标准》GB 50017 中，由小于或等于 Q460 钢材等级制成的钢结构内力分析可以采用以下三种方法：一阶弹性分析、二阶 $P-\Delta$ 弹性分析和直接分析设计法（考虑二阶 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效应，可以基于弹性、弹塑性或塑性分析）。

当直接分析法按二阶弹塑性分析时，构件和节点应有足够的延性保证以便内力重分布，允许一个或者多个塑性铰产生。为保证塑性铰能够形成且具有转动能力，根据《钢结构设计标准》GB 50017 第 4.3.6 条规定，钢材应满足以下延性要求：

- 屈强比不应大于 0.85；
- 钢材应有明显的屈服台阶；
- 断后伸长率不应小于 20%。

当钢材等级高于 Q460 时，钢材很难满足上述延性要求，故其设计应基于弹性分析。

欧盟标准 EN 1993-1-12 中规定不允许对钢级高于 S460 的钢材使用塑性铰分析。

无论分析类型如何，结构内力分析之前均应根据《钢结构设计标准》GB 50017 第 5.1.6 条规定评估二阶效应的影响程度。该规定是对结构刚度的评估，当采用小截面、高强度的构件时，其结构刚度趋于降低。因此，当使用高强钢时，设计人员应当注意，结构的二阶效应更加显著。

5.4 抗震设计

《建筑抗震设计规范》GB 50011²¹和《钢结构设计标准》GB 50017 的第 17 章对 Q460 及其以下钢材等级的钢结构抗震设计进行了规定，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中对 Q690 及其以下钢材等级的钢结构抗震设计进行了补充规定。

《建筑抗震设计规范》GB 50011 给出了建筑抗震性能化设计原则和方法，其涵盖了高达 300m 且抗震设防烈度高达 9 度的钢结构（包括钢框架、中心支撑框架和偏心支撑框架）设计规定；《钢结构设计标准》GB 50017 对高度小于 100 m 且抗震设防烈度小于 8 度的钢结构设计进行了规定。

《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《钢结构设计标准》GB 50017 均对抗震钢结构塑性耗能区所用钢材的实测力学性能进行了规定，例如对于要求形成塑性铰的梁构件，其所用钢材应满足本设计指南 5.3 节中的延性要求。此外，所用的钢材还应具有良好的焊接性能和合格的冲击韧性。表 5.1 中列举的 Q345GJ、Q345 和 Q390 钢（≤63mm）均满足上述延性要求。对于偏心支撑框架，《建筑抗震设计规范》GB 50011 中规定其消能梁段的钢材屈服强度不应大于 345MPa。

对于结构中不会产生大的塑性应变的区域，高强钢可以应用于此类区域并提供足够的延性。《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 规定，对于塑性耗能区以外的某些构件，可以采用实测屈强比不超过 0.9 且断后伸长率不小于 16% 的钢材。

5.5 按国标 GB 50017 进行钢结构设计

5.5.1 截面承载力

构件设计的第一步需先评估其截面中各板件对局部屈曲的敏感程度。对于压弯构件或受弯构件，《钢结构设计标准》GB 50017 中定义了五种截面等级，这将在下一小节介绍。截面等级根据受压区板件的宽厚比与所规定的限值进行比较而确定。截面宽厚比限值受钢号修正系数 ε_k 的影响，其定义为：

$$\varepsilon_k = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{式中 } f_y \text{ 为钢材牌号中的屈服点数值} \quad (5-1)$$

因此，对于高强钢而言， ε_k 将减小且截面宽厚比限值更加严格。

对于轴心受压构件，判断是否会发生局部失稳的依据同样是根据各板件宽厚比与所规定的限值进行比较，其限值同样受钢号修正系数 ε_k 的影响。

当不发生失稳时，钢构件的截面抗力与其屈服强度直接相关。

受弯承载力

受弯构件最大的抗弯承载力取决于截面分类。《钢结构设计标准》GB 50017 中根据其板件宽厚比对受弯构件截面划分为 5 个等级，如图 5.1 所示。

根据《钢结构设计标准》GB 50017 的 6.1 节规定，对于有侧向约束且绕某一主轴方向受弯矩作用的梁构件，其受弯强度应按式 5-2 计算。

$$\frac{M}{\gamma W_n} \leq f \quad (5-2)$$

式中， M 为弯矩设计值； W_n 为净截面模量； f 为表 5.1 中规定的钢材抗弯强度设计值； γ 为截面塑性发展系数。可以将 M 、 W_n 和 γ 中添加下标 x 或 y 以分别表示梁构件绕强轴或弱轴弯曲。

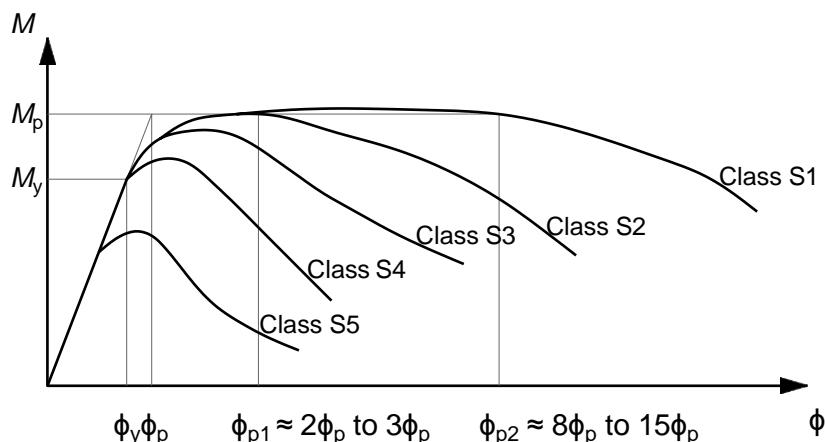


图 5.1 GB 50017 中规定的截面分类及其转动能力

用于计算受弯承载力的 γ 和 W_n 的取值取决于截面形式，对于工字形/H 形截面和箱形截面，上述两参数取值如表 5.3 所示：

S5 级：局部屈曲发生在截面达到屈服弯矩 M_y 之前，因此应将 $\gamma = 1.0$ 和 W_n 取有效截面模量，将在下一小节中介绍。

S4 级：截面可以达到屈服弯矩，但由于局部屈曲而不能发展塑性，无法达到塑性弯矩 M_p ，因此， $\gamma = 1.0$ ，应取 W_n 取弹性截面模量。

S1、S2 和 S3 级：受弯承载力同样取决于弹性截面模量。然而，此类截面表现出优异的受弯承载力证明采用 $\gamma > 1.0$ 是合理的。此外，还应注意，根据表 5.3 中的 γ 取值以及弹性截面模量求得的受弯承载力会小于塑性弯矩 M_p 。

表 5.3 GB 50017 中规定的工字形/H 形截面和箱形截面的截面塑性发展系数 γ 和净截面模量取值

截面形式	绕 x/y 轴	S1, S2 和 S3 级		S4 级		S5 级	
		W_n	γ	W_n	γ	W_n	γ
H 形/工字形	x-x	弹性	1.05	弹性	1.0	有效	1.0
	y-y	弹性	1.20	弹性	1.0	有效	1.0
箱型	任意轴	弹性	1.05	弹性	1.0	有效	1.0

《钢结构设计标准》GB 50017 中第 10 章给出了塑性及弯矩调幅设计的规定和要求。当基于塑性设计、绕主轴方向承受弯矩且梁截面板件宽厚比等级为 S1 或 S2 时，其受弯强度应按公式 5-3 计算，式中 W_{npn} 是对主轴的塑性净截面模量。然而，如果梁的受弯承载力基于塑性设计，则所使用的钢材应满足 5.3 节中的延性要求。

$$0.9 \frac{M_x}{W_{npn}} \leq f \quad (5-3)$$

对于 Q460 至 Q690 钢，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 规定梁的受弯承载力不得高于屈服弯矩。

EN 1993-1-1 中规定了四类截面等级，其具体取决于截面中各板件对局部屈曲的敏感程度，如图 EN 5.1 所示。这些截面等级适用于 S235 至 S700 的钢种。

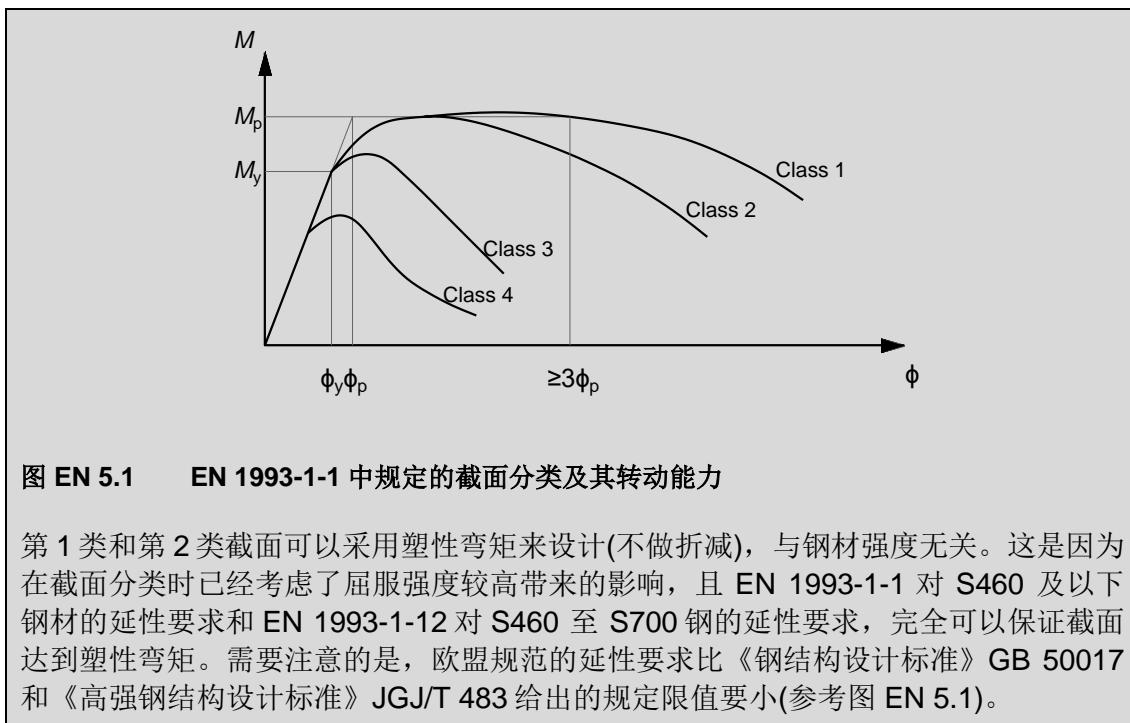


图 EN 5.1 EN 1993-1-1 中规定的截面分类及其转动能力

第 1 类和第 2 类截面可以采用塑性弯矩来设计(不做折减), 与钢材强度无关。这是因为在截面分类时已经考虑了屈服强度较高带来的影响, 且 EN 1993-1-1 对 S460 及以下钢材的延性要求和 EN 1993-1-12 对 S460 至 S700 钢的延性要求, 完全可以保证截面达到塑性弯矩。需要注意的是, 欧盟规范的延性要求比《钢结构设计标准》GB 50017 和《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 给出的规定限值要小(参考图 EN 5.1)。

局部屈曲

钢构件截面对局部屈曲的敏感程度取决于其组成板件的长细比, 与 $\sqrt{f_y}$ 成正比。《钢结构设计标准》GB 50017 中规定, 钢材等级对截面局部屈曲承载力的影响通过钢号修正系数 ε_k 表征, 该系数用于截面内各板件正则化宽厚比的计算公式中。公式 5-4 为轴心受压构件箱形截面壁板、H 形或工字形截面腹板的正则化宽厚比计算公式。

$$\lambda_{n,p} = \frac{b/t}{56.2\varepsilon_k} \quad \text{式中, } b \text{ 和 } t \text{ 分别表示壁板或腹板的净宽度和厚度。} \quad (5-4)$$

《钢结构设计标准》GB 50017 中规定, 将总截面面积 A (受压构件) 或总截面模量 W (受弯构件) 替换为折减后的有效截面面积 A_e 或折减后的有效截面模量 $\alpha_e W$ (取决于受压区的正则化厚度比), 以此考虑局部屈曲导致的构件承载力降低。根据《钢结构设计标准》GB 50017 中 6.4 节规定, 对于工字形截面受弯构件, 有效截面模量根据腹板的有效宽度计算。根据 7.3 节规定, 对于箱形截面轴心受压构件, 有效截面面积根据壁板的有效宽度计算; 对于 H 形和工字形截面轴心受压构件, 有效截面面积根据腹板的有效宽度计算。

《钢结构设计标准》GB 50017 中没有给出 H 形和工字形截面翼缘有效宽度的计算公式。因此, 对于采用强度等级低于 Q460 钢材制作的 H 形或工字形截面柱, 其翼缘对构件承载力有贡献的最大宽度可按公式 5-5 计算; 对于 H 形或工字形截面梁, 翼缘的最大宽度按 5-6 计算。

$$b_{\max} = (10 + 0.1\lambda)\varepsilon_k t_f \quad (5-5)$$

$$b_{\max} = 15\varepsilon_k t_f \quad (5-6)$$

式中, t_f 为翼缘厚度; λ 为构件长细比, 按公式 5-7 计算。

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{式中, } l_0 \text{ 为构件有效长度; } i \text{ 为回转半径。} \quad (5-7)$$

对于采用强度等级 Q460 至 Q690 制成的 H 形或工字形截面柱和箱形截面柱, 《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 给出了略有不同的有效宽度公式形式, 例如规定了 H 形或工字形截面柱翼缘的有效宽度计算公式; 在计算有效截面模量时, 有效宽度按《钢结构设计标准》GB 50017 中相关规定取值。

《钢结构设计标准》GB 50017 和《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中同样没有给出圆型空心型钢的局部屈曲后承载力的设计规定。上述规范仅给出当圆管外径与壁厚之比 D/t 不超过 $100\varepsilon_k^2$ 时, 构件不出现局部屈曲。对 Q235 钢材, 径厚比限值为 100; 对于 Q345 和 Q460 钢材, 径厚比限值分别为 68 和 51; 对于 Q690 钢材, 径厚比限值仅为 34, 这明显小于 Q235 钢材对应的限值。然而, 根据《结构用冷弯空心型钢》GB/T 6728²² 中规定的型钢截面尺寸(D/t 比值在 7 至 76 之间)可以发现, 该限值条件仍然涵盖了约 70% 的型钢截面。

在欧盟标准中, 采用与《钢结构设计标准》GB 50017 中类似的方法(即有效宽度法)来计算构件的屈曲后强度。但欧盟标准给出了加劲构件(如工字型截面腹板和箱型截面壁板)和未加劲构件(如工字形或 H 形截面翼缘)的有效宽度计算方法。欧盟标准中包括分类限值(与 GB 50017 非常相似)在内的所有关于局部屈曲的规定均适用于 S235 至 S960 之间所有钢号的钢材。

此外, 尽管现行标准 EN 1993-1-1 中没有关于圆形空心型钢的局部屈曲后承载力的设计规定, 但相应规定将在下个版本的 EN 1993-1-1 中有所补充。

对于易受局部屈曲影响的截面, 由于受局部屈曲的影响, 随着钢材强度等级的提高, 其截面承载力提高的增益值有所降低, 如图 5.2 所示, 图中横坐标是与箱形柱壁板、H 形或工字形截面腹板、H 形/工字形截面翼缘相关的宽厚比参数(即 b_0/t , h_0/t_w or b/t)。根据公式 5-5 可以计算得到的 H 形或工字形截面翼缘对构件承载力有贡献部分的最大宽度, 从而可以计算出图 5.5 中截面的承载力比值。根据《热轧 H 型钢和剖分 T 型钢》GB/T 11263²³ 中的规定, 目前 H 型钢所涉及的宽厚比范围, 可以分为宽翼缘 H 型钢(HW)、中翼缘 H 型钢(HM)和窄翼缘 H 型钢(HN), 其中窄翼缘 H 型钢对应图中深色阴影区域; 《结构用冷弯空心型钢》GB/T 6728 中方形和矩形空心型钢所涉及宽厚比范围对应图 5.2 的浅色阴影区域。

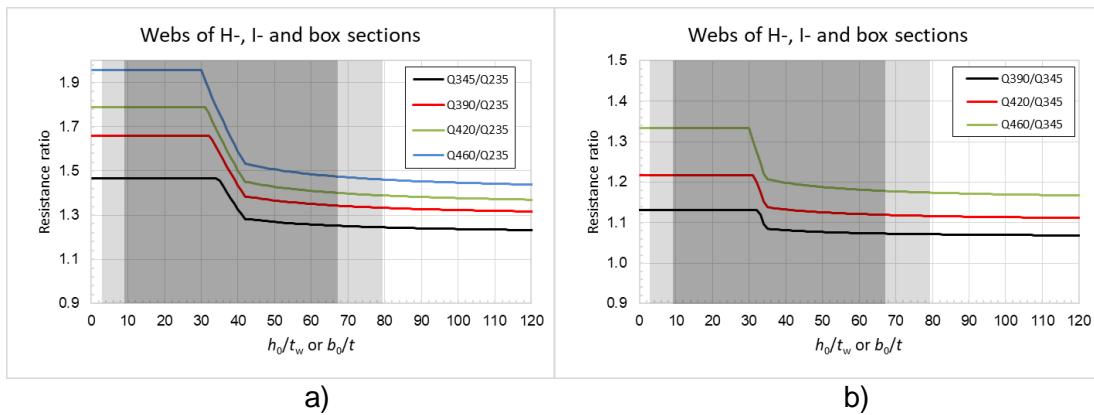


图 5.2 箱形截面柱侧壁和与 H 形/工字形截面柱腹板相对于以下材料的屈曲承载力比较: a) Q235; b) Q345

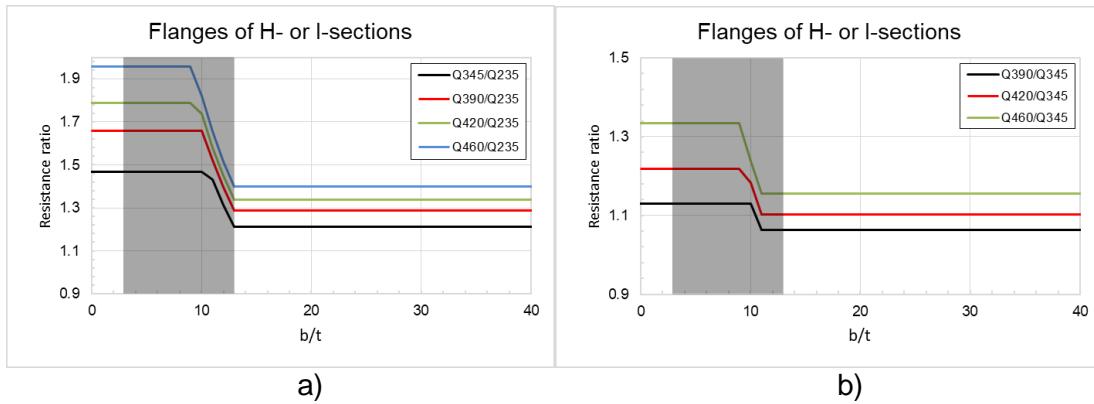


图 5.3 H 形/工字形截面柱翼缘相对于以下材料的屈曲承载力比较: a) Q235; b) Q345

净截面承载力

针对截面的抗拉承载力现行规范还给出了特别的规定, 主要考虑到螺栓孔的存在而导致承载力的降低。除验算毛截面强度外, 《钢结构设计标准》GB 50017 的 7.1.1 节规定还应按以下公式验算净截面强度:

$$\frac{N}{A_n} \leq 0.7 f_u \quad (5-8)$$

式中, N 为所计算截面处的拉力设计值; A_n 为净截面面积; f_u 为钢材的抗拉强度。

对于采用强度等级 Q460 至 Q690 制成的钢构件, 《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 同样要求应按公式 5-8 验算净截面断裂的承载力。

在欧盟标准中，使用以下公式计算净截面断裂的承载力：

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (E 5-1)$$

式中， $N_{t,Rd}$ 是净截面断裂的承载力设计值， $\gamma_{M2} = 1.25$ 是强度等级在 S235 至 S460 之间钢构件的截面抗力分项系数；对于 S460 至 S700 的钢级，EN 1993-1-12 规定应将 γ_{M2} 应替换为 γ_{M12} ，但是 γ_{M12} 的推荐值也为 1.25，故在计算上没有差别。

公式 E 5-1 和公式 5-8 的计算结果非常相近($0.9/1.25 = 0.72$)，只是后者略微保守。

5.5.2 构件的整体稳定承载力

弯曲屈曲

根据《钢结构设计标准》GB 50017 中 7.2.1 节规定，轴心受压构件的整体稳定性计算应符合下式要求：

$$\frac{N}{\varphi Af} \leq 1.0 \quad (5-9)$$

式中， N 为所施加的压力设计值； A 为毛截面面积； f 为钢材的抗压强度设计值（见表 5.1）； φ 为稳定系数，其表示由于整体屈曲而导致的承载力降低，计算公式如下：

当 $\lambda_n \leq 0.215$ ：

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 \quad (5-10)$$

当 $\lambda_n > 0.215$ ：

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right] \quad (5-11)$$

式中， α_1 ， α_2 和 α_3 为屈曲系数，该系数取值取决于截面类别、长细比以及钢材的强度等级，并由此定了四条不同的失稳曲线，系数取值见表 5.4。 λ_n 为柱子正则化长细比，按公式 5-12 计算：

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} \quad (5-12)$$

式中， E 为钢材的弹性模量，取值 206,000 N/mm²。对于双轴对称截面， λ 按公式 5-7 计算。

如公式 5-12 所示，正则化长细比会随着钢材屈服强度 f_y 的提高而增加（系数 $\sqrt{f_y}$ 增加），由于失稳曲线的形式，很难概括屈服强度对稳定系数 φ 的影响。但整体来看，长细比较大时，屈服强度的影响很小；长细比较小时，影响逐渐明显。

表 5.4 GB 50017 中规定的各稳定曲线系数 α_1 , α_2 和 α_3

稳定曲线	α_1	α_2	α_3
a	0.41	0.986	0.152
b	0.65	0.965	0.300
c	$\lambda_n \leq 1.05$	0.73	0.906
	$\lambda_n > 1.05$		1.216
d	$\lambda_n \leq 1.05$	1.35	0.868
	$\lambda_n > 1.05$		1.375

对于某些热轧 H 形/工字形截面的轴心受压构件而言，采用高强度钢材比采用传统 Q235 钢更有利，因为《钢结构设计标准》GB 50017 中规定某些热轧型钢如果采用 Q235 钢则需选用更加保守的稳定曲线。这种优势在于当热轧型钢采用高强钢时，其残余应力对稳定承载力的不利影响已大大减弱。例如，对于 $b/h > 0.8$ 且绕弱轴屈曲的热轧 H 型钢柱，所用钢材从 Q235 变为 Q345 后，其稳定系数可以提高一类（即从 c 类稳定曲线变为 b 类稳定曲线）。对于焊接截面或冷成形截面，采用 Q390 至 Q460 高强钢的优势仅来自于其屈服强度的提高，且此优势会随着构件长细比的增加而减弱。对于 Q460 至 Q690 高强钢，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 建议对某些截面形式选用高一级的稳定曲线，如对于焊接圆管截面构件，建议选用 a 类稳定曲线，而在《钢结构设计标准》GB 50017 中规定对于不超过 Q460 钢的对应截面选用 b 类稳定曲线。

表 5.5 汇总了《钢结构设计标准》GB 50017 和《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中各类截面对应的稳定曲线。

表 5.5 GB 50017 和 JGJ/T 483 中整体稳定曲线的选用

截面类型	限值	对 x/y 轴失稳	稳定曲线			
			GB 50017		JGJ/T 483	
			Q235	Q345GJ Q345 Q390 Q420 Q460	Q460 Q460QJ Q500 Q550 Q620 Q690	
轧制工字形/H形截面	$b/h \leq 0.8$	$t < 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	a b	a b	
			$x-x$ $y-y$	b c	a b	
	$40 \text{ mm} \leq t < 80 \text{ mm}$		$x-x$ $y-y$	b c	b ^a c ^a	
	$t \geq 80 \text{ mm}$		$x-x$ $y-y$	c d	c ^a d ^a	
焊接工字形/H形截面	翼缘 - 焰切边	$t < 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	b b	b b	
	翼缘 - 轧制或剪切边	$t < 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	b c	b c	
	翼缘 - 焰切边	$t \geq 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	b b	b b	
	翼缘 - 轧制或剪切边	$t \geq 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	c d	c d	
圆管截面	热加工	$t < 40 \text{ mm}$	any	a	a	
	冷加工	$t < 40 \text{ mm}$	any	b	b	
矩形空心截面或焊接箱型截面	$b/t \leq 20$	$t < 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	c c	b ^c b ^c	
	$b/t > 20$	$t < 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	b b	b ^c b ^c	
焊接箱型截面	$b/t \leq 20$	$t \geq 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	c c	c c	
	$b/t > 20$	$t \geq 40 \text{ mm}$	$x-x$ $y-y$	b b	b b	

^a Q500 至 Q690 钢不适用
^b Q620 和 Q690 钢取 a 类曲线, Q460, Q460GJ, Q500 和 Q550 钢取 b 类曲线
^c 仅适用于焊接箱型截面

欧盟标准中给出一种类似方法来计算钢柱的稳定承载力。EN 1993-1-1 规定了五种柱子稳定曲线, 这些曲线取决于截面类型、长细比和钢材强度等级。EN 1993-1-1 中规定 S460 至 S700 钢的稳定曲线高于 S275 至 S420 钢, 而《钢结构设计标准》GB 50017 中规定其他钢的稳定曲线高于 Q235 钢, 这是二者的主要区别。但两种规定均

证明了以下结论，即随着钢材屈服强度的提高，残余应力对柱子稳定承载力的不利影响逐渐减弱。

图 5.4, 图 5.5, 图 5.6 为 Q235 和 Q345 钢柱的稳定承载力与在对应截面下 Q345 至 Q460 钢柱稳定承载力的比值曲线。钢材屈服强度之比在图中用水平线表示，多层框架中框架柱长度的典型范围（即 3 m 至 5 m）对应于图中的阴影区域。图中涉及的 Q235 钢柱均是热轧截面，因为在此强度等级下，热轧 H 型钢是最常见的产品形式；对于强度等级高于 Q345 的钢柱，假定其为焊接 H 形截面，因为在此强度等级下，热轧成形已不再使用。此外，假定所有焊接 H 形截面的翼缘都不是焰切边，故这些柱的屈服承载力均采用 c 类稳定曲线。

与采用 Q235 钢的热轧型钢柱相比，Q345 至 Q460 钢柱使用提高一类稳定曲线的优势可以通过图中的曲线很好的体现出来，且在特定的柱长范围内，其承载力的提高效果要高于单纯因屈服强度增加而提高的效果。从图中还可以看出，采用高强钢的优势很大程度上取决于柱子的截面尺寸和长度。例如，在柱长 4m 的前提下，当截面尺寸为 H200x200x12x12mm 时，Q460 钢柱的稳定承载力比 Q345 钢柱提高约 33%；而当截面尺寸为 H498x432x45x70mm 时，Q460 钢柱的稳定承载力比 Q345 钢柱提高约 86%；这是由于后者因整体屈曲导致承载力降低的幅度并不显著。

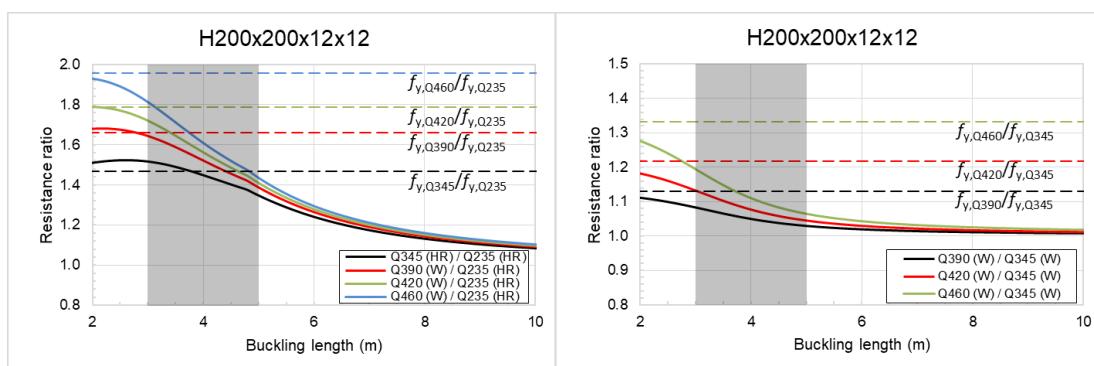


图 5.4 整体稳定承载力的比较: H200x200x12x12

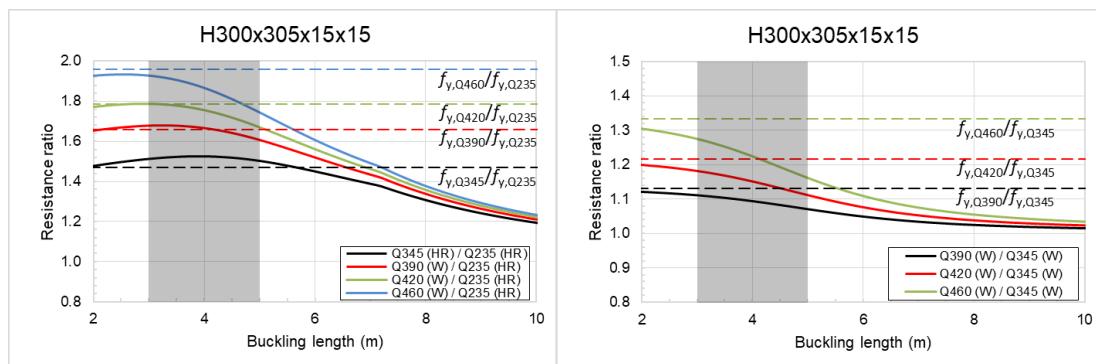


图 5.5 整体稳定承载力的比较: H300x305x15x15

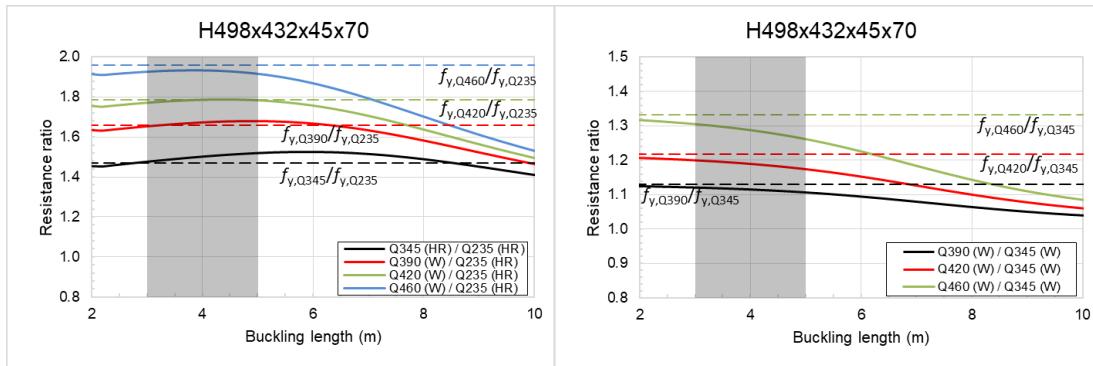


图 5.6 整体稳定承载力的比较: H498x432x45x70

图 5.7 和图 5.8 分别为方形空心型钢柱(SHS)和圆形空心型钢柱(CHS)稳定承载力的比值。从图中可以看出,高强钢的优势主要体现在小长细比或中等长细比的钢柱中,且此类钢柱的承载力较高。因此,屈服强度的提升并不能显著改善因整体屈曲导致的承载力降低。对于长细比较大的柱子,高强钢的优势几乎体现不出来,因为在这种情况下,构件的承载力由弹性屈曲临界力控制,且几乎不受材料屈服强度的影响。同理,当发生弹性屈曲时,构件的最大应力远低于钢材的屈服强度,故随着强度等级的提高其材料强度利用率反而降低。

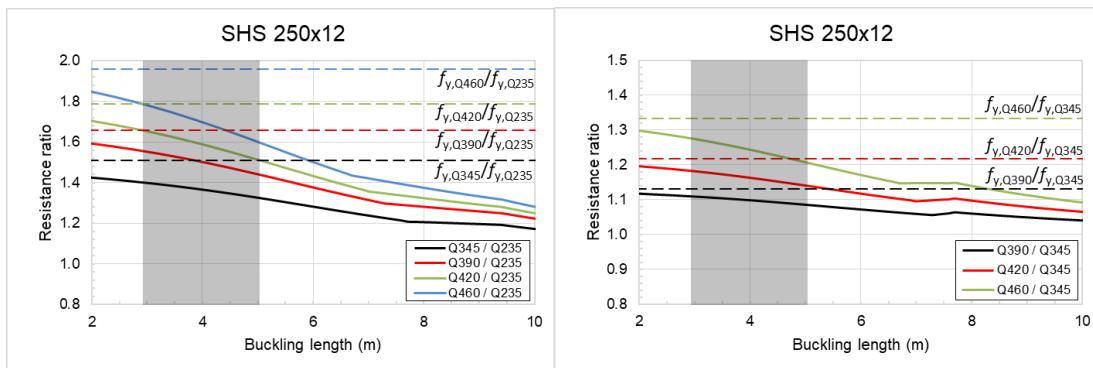


图 5.7 整体稳定承载力的比较: 热成形或冷成形的方形空心型钢 SHS 250x12

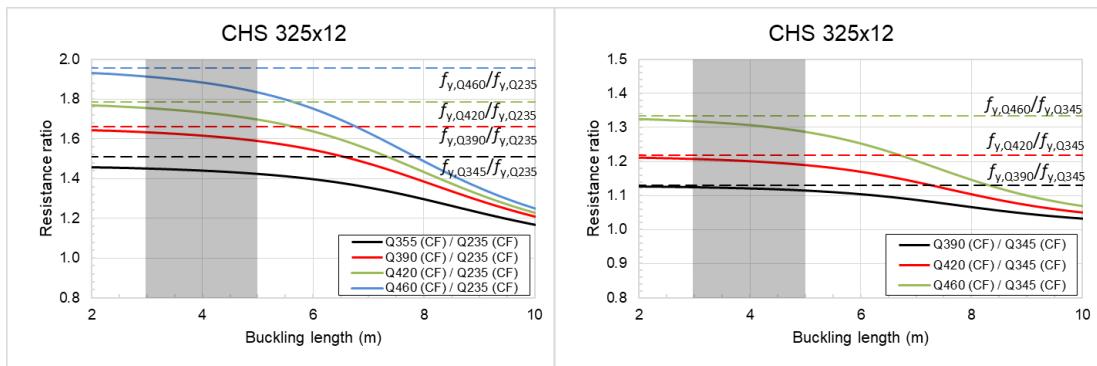


图 5.8 整体稳定承载力的比较: 冷成形的圆形空心型钢: CHS 325x12

侧向扭转屈曲

《钢结构设计标准》GB 50017 中 6.2.2 节规定, 侧向无约束梁构件(钢材强度等级不高于 Q460)的侧向扭转屈曲(LTB)承载力应满足下式要求:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x f} \leq 1.0 \quad (5-13)$$

式中, M_x 为绕强轴作用的最大弯矩设计值; W_x 为按受压最大纤维确定的梁毛截面模量; f 为钢材的抗弯强度设计值(参考表 5.1); φ_b 为梁的整体稳定性系数, 该系数用于表征因侧向扭转屈曲而导致的承载力降低, 其计算公式如下:

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320 Ah}{\lambda_y^2 W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_f}{4.4 h} \right)^2} \right] \varepsilon_k \quad (5-14)$$

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} \quad (5-15)$$

式中, β_b 为考虑沿梁长度方向上弯矩分布的系数; l_1 为梁受压翼缘侧向支承点之间的距离; i_y 为绕弱轴的回转半径; ε_k 按公式 5-1 计算。如果计算得到 $\varphi_b > 0.6$, 则应按公式 5-16 重新计算 φ'_b , 并将其替代公式 5-13 中的 φ_b 。

$$\varphi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leq 1.0 \quad (5-16)$$

《钢结构设计标准》GB 50017 中给出的梁的整体稳定性系数(即稳定曲线), φ_b , 适用于规范中所有强度等级(Q235 至 Q460)的钢材。因此, 当采用高强钢时, 只有两个因素会影响梁的侧向扭转屈曲承载力, 且这两个因素的影响相互对立。一方面, 高强钢因具有较高的抗弯强度设计值, 使梁的侧向扭转屈曲承载力提高; 另一方面, 由于钢材屈服强度的提高, 公式 5-14 中的钢号修正系数 ε_k 随之降低, 屈曲承载力降低, 进而抵消了上述有利影响。

图 5.9 为 Q235 和 Q345 钢梁侧向扭转屈曲承载力与在对应截面(H500x200x10x16)下 Q345 至 Q460 钢梁侧向扭转屈曲承载力的比值曲线。当梁跨度较小时, 梁的受弯承载力

不受侧向扭转屈曲的影响，且受弯承载力的增加与钢材屈服强度的增加相对应(图中实线与水平虚线重合，其中虚线表示钢材屈服强度的比值)。然而随着非弹性屈曲占据主导地位，钢材屈服强度的提高使得梁受弯承载力逐渐降低；当梁跨度非常大时，其受弯承载力之比达到钢材屈服强度之比平方根的下限值，此时梁失效由弹性屈曲控制(此时 $\varphi_b \leq 0.6$ ，故 φ_b 根据公式 5-14 计算)。

这表明，如果能够避免或限制侧向扭转屈曲变形(如设置足够多的侧向支撑)，可以充分利用高强钢屈服强度高的优势。

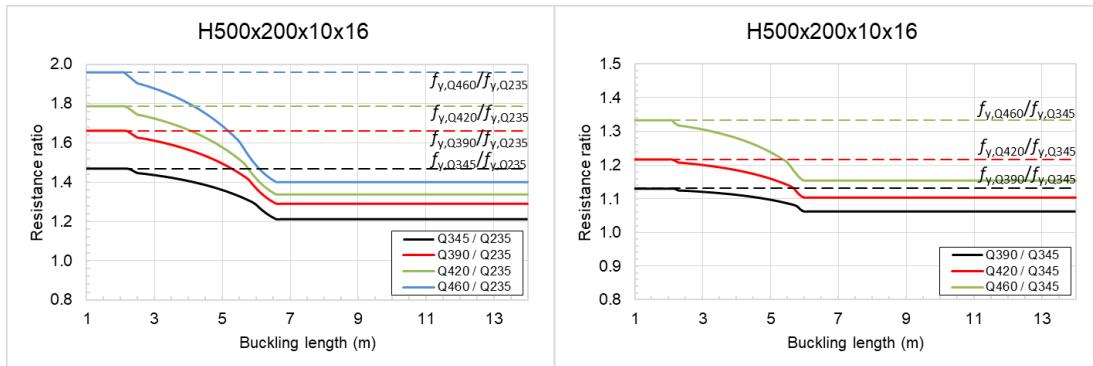


图 5.9 抗侧扭转屈曲承载力的比较: H500x200x10x16

对于采用 Q460 至 Q690 钢的 H 形/工字形截面梁，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 提出另一种公式来计算梁的整体稳定系数，如公式 5-17 所示，该公式适用于仅承受弯矩作用的简支梁。此时，梁的整体稳定系数仅是正则化长细比 $\lambda_{n,b}$ 的函数，其中正则化长细比 $\lambda_{n,b}$ ，按公式 5-18 计算。钢材强度等级的影响通过指数 n (参考公式 5-19)体现。在中等正则化长细比下，当钢材的强度等级增加时，其整体稳定系数增加，这反映出随着钢材屈服强度的提高，残余应力的影响逐渐减弱。在这些公式中， M_{cr} 为弹性屈曲临界弯矩； b_1 为受压翼缘的宽度； h_m 为上、下翼缘中面之间的距离。

$$\varphi_b = \frac{1}{[1 - 0.3^{2n} + \lambda_{n,b}^{2n}]^{1/n}} \leq 1.0 \quad (5-17)$$

$$\lambda_{n,b} = \sqrt{\frac{W_x f_y}{M_{cr}}} \quad (5-18)$$

$$n = 2 \times \sqrt[3]{\left(6 - 5 \times \sqrt{460/f_y}\right) \frac{b_1}{h_m} + 1.5 \left(1 - \sqrt{460/f_y}\right)} \quad (5-19)$$

在欧盟标准中，有两种计算钢梁侧向扭转屈曲承载力的设计方法。这两种方法都与欧盟标准钢柱弯曲屈曲的设计方法类似。构件由于整体失稳导致的承载力的降低根据失稳曲线进行计算。然而，钢柱的设计失稳曲线取决于钢材强度，而梁的设计失稳曲线则与钢材强度无关。

5.5.3 正常使用极限状态

当采用高强钢时通常会使用较小截面的构件，从而导致挠度增加：

- 挠度不太可能成为侧向无约束梁的限制条件；
- 挠度在有侧向约束梁的设计中需重点关注；
- 挠度和振动响应在 Q345 钢组合梁的设计中需重点关注，因此在选用更高强度（或更小尺寸）的构件时更应注意；但是，完整楼面系统的动态响应对梁的刚度或质量并不特别敏感（故对强度亦不敏感），而对楼板厚度、主梁跨度和次梁跨度更加敏感；
- 桥墩的动态响应可能会作为主要控制因素，由此会限制高强钢的优势。

5.6 组合结构构件设计

《钢结构设计标准》GB 50017 的第 14 章和第 15 章对强度等级小于或等于 Q460 的组合构件做了相关设计和规定。

5.6.1 钢管混凝土组合结构

钢管混凝土组合柱因其可以提高强度和刚度而广泛应用于高层建筑结构中。由于钢管所提供的套箍作用，核心混凝土在承受高压荷载时其强度和延性均有所提高；同时，核心混凝土的存在会限制钢管发生局部屈曲变形。这种优势对于高强钢管来说意义重大，正如 5.5.1 节所述，高强钢由于其屈服强度较高，更容易受到局部屈曲的影响。

《钢结构设计标准》GB 50017 中对矩形和圆形的钢管混凝土柱及节点的一般要求做了相关规定，并参考《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936²⁴进行钢管混凝土柱和节点的相关计算工作。《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 比《钢结构设计标准》GB 50017 内容更加全面，包含钢管混凝土柱在轴心受压、受扭或受弯等受力状态下的设计规定。

《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 中关于钢管混凝土柱和节点的设计规定适用于钢材的强度等级在 Q420 以下，混凝土强度等级在 C30 至 C80。若混凝土的强度等级、力学性能和质量标准符合《混凝土结构设计规范》GB 50010²⁵ 和《混凝土强度检验评定标准》GB 50107²⁶。则允许采用 C80 以上的高强混凝土。表 5.6 汇总了《钢结构设计标准》GB 50017 中建议的混凝土等级，此等级范围将适配 Q345 至 Q420 的钢管。

表 5.6 钢管混凝土中钢材与混凝土强度等级适配

混凝土强度	钢管强度		
	Q345	Q390	Q420
C30			
C35			
C40	✓		
C45	✓		
C50	✓	✓	✓
C55		✓	✓
C60		✓	✓
C65		✓	✓
C70		✓	✓
C75		✓	✓
C80		✓	✓

根据《钢结构设计标准》GB 50017 的规定, 为确保混凝土的填充, 钢管尺寸需要有一定的限制:

- 对于矩形钢管, $B \geq 150 \text{ mm}$
- 对于圆形钢管, $D \geq 180 \text{ mm}$
- 壁厚 $t \geq 3 \text{ mm}$

表 5.7 给出了《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 中宽厚比的限值规定。

表 5.7 钢管混凝土中钢管的宽厚比限值

钢管混凝土 截面类型	荷载类型	D/t 或 B/t 限值	D/t 或 B/t 限值		
			Q345	Q390	Q420
圆形	受压	$135\varepsilon_k^2$	92	81	76
	受弯	$177\varepsilon_k^2$	121	107	99
矩形	受压	$60\varepsilon_k$	50	47	45
	受弯	$135\varepsilon_k$	111	105	101

在欧盟标准中, EN 1994-1-1²⁷中规定了关于组合构件的设计, 该标准可适用于钢材的强度等级在 S460 以下, 混凝土强度在 C25 至 C60 的钢管混凝土构件。但是根据 EN 1994-1-1 的规定, 钢管强度等级可以扩展至 S550, 前提是钢管截面不属于 4 类截面, 且需根据表 EN 5.2²⁸适配混凝土等级。当采用 C70/85 混凝土时, 最高可适配 S550 钢管, 但是这条规定在现行 EN 1994-1-1 中已被删除。

表 EN 5.2 EN 1994-1-1 中规定的钢管强度与混凝土强度的组合推荐

混凝土强度	钢管强度		
	S420	S460	S500
C25	✗	✗	✗
C30	✓	✗	✗
C37	✓	✗	✗
C45	✓	✓	✗
C50	✓	✓	✗
C55	✓	✓	✓
C60	✓	✓	✓

EN 1994-1-1 中给出的简化设计方法（即假定矩形应力图）用于计算截面的受压弯组合作用下的承载力，这种方法被认为过高估计了承载力，因为可能会受到混凝土极限应变的限制。对于受压弯组合作用的构件，EN 1994-1-1 中规定需对塑性弯矩进行折减，对于 S235 至 S355 钢，系数 a_M 取 0.9；对于 S420 和 S460 钢，系数 a_M 取 0.8。当采用 S500 或 S550 钢时，计算得到的塑性弯矩同样需要乘以折减系数 $a_M = 0.8^{28}$ 。

5.6.2 钢与混凝土组合梁

尽管组合梁在设计时通常受挠度控制，但在某些情况下，采用高强钢仍然可以体现优势。例如，当梁承受很大荷载，且永久荷载占比很大时，通常设置预拱度来减小挠度；此时若进一步采用高强钢，则可以使相邻梁之间的间距更大，从而减小钢梁自重。

混凝土的强度通常在设计楼板是确定的。因此，按普通强度钢强度设计的混凝土强度等级同样可以应用于高强钢中，以此来设计高强钢组合梁。

《钢结构设计标准》GB 50017 中给出了组合梁的塑性抗弯承载力的设计规定。此规定适用于钢与混凝土组合梁，其中钢梁受压区板件分为 S1 级或 S2 级，具体取决于塑性设计中是否要求组合梁截面有转动能力。对于大多数的组合梁，梁腹板主要承受拉力，因此只需关注梁受压翼缘的等级。当组合梁受压上翼缘不满足 S1 级或 S2 级的限值要求时，只要满足以下要求，仍可采用塑性方法进行设计：

- 若混凝土板沿全长和钢梁上翼缘连续接触时，沿梁长方向的连接件最大间距为 $22t_f \varepsilon_k$ ；
- 若部分接触时，连接件最大间距为 $15t_f \varepsilon_k$ ；
- 连接件的外侧边缘与钢梁上翼缘边缘的最大距离为 $9t_f \varepsilon_k$ 。

ε_k 按公式 5-1 计算。

随着钢材强度等级的提高，由于 ε_k 的存在上述要求将变得更加严格，如钢材等级从 Q235 提升至 Q460 时，对应的 ε_k 从 1.00 变为 0.71。

塑性设计

组合梁的塑性抗弯承载力是基于理想化的矩形应力块计算得来, 应力块的大小等于受拉或受压作用钢梁的抗弯强度设计值, f (参见表 5.1), 以及受压区混凝土板的抗压强度设计值, f_c (不考虑受拉混凝土部分)。

随着钢材屈服强度的增加, 钢梁截面的屈服应变也在增加, 故组合截面的中和轴位置趋于下移。在将导致在组合截面在达到塑性弯矩甚至在钢梁的大部分受压纤维达到屈服强度之前, 组合梁就因混凝土被压碎而失效。因此, 这对混凝土提出更大应变需求。

除了钢材的等级外, 塑性中和轴的位置也受钢梁截面的不对称性影响, 例如, 当受拉翼缘的面积大于受压翼缘面积时。这种类型的不对称使组合截面的塑性中和轴下移。当上、下翼缘的不对称度不超过 2 时, 塑性中和轴位置一般位于钢梁的上翼缘或腹板顶部; 当大于 3 时, 塑性中和轴一般位于腹板下部。这意味着, 当翼缘不对称度超过 2 时, 组合梁的塑性抗弯承载力会受混凝土极限应变的影响而降低。

在《钢结构设计标准》GB 50017 关于组合截面塑性抗弯承载力的设计规定中, 没有提出相关折减系数以考虑混凝土压碎的影响。不过, 该规范在塑性抗弯承载力的计算中采用钢材的抗弯强度设计值 f , 而非屈服强度 f_y , 上述问题在一定程度上得到了解决。对于 Q235 和 Q460 钢, 其抗弯强度设计值为 0.85 至 $0.89f_y$ 。然而, 无论塑性中性轴的位置如何, 所有强度等级的钢材都采用了上述折减。

EN 1994-1-1 规定, 当塑性中和轴与受压混凝土板的受压边缘纤维之间的距离 x_{pl} , 超过组合截面总厚度的 15% 时, 组合截面的塑性抗弯承载力应通过系数 β 进行折减, 此规定适用于 S420 或 S460 钢。当 x_{pl} 达到截面总厚度的 40% 时, 折减系数 β 应取 1.0 至 0.85。

对于采用 S460 至 S690 钢的组合梁, 现有文献中提出更为严格的折减条件, 即当 x_{pl} 超过组合截面总厚度的 11% 时, 其塑性抗弯承载力就应折减。

5.7 采用高强度钢材进行设计时的特殊考虑

本节总结了一些方法, 旨在提高“承载能力极限状态”下的局部或整体稳定承载力, 并减少“正常使用极限状态”下的挠度和振动响应。第 8 章总结了提高焊接连接疲劳寿命的方法。

5.7.1 避免局部屈曲

通过配置焊接加劲肋或冷成型加劲肋来控制轴心轴压构件的板件宽厚比, 以降低其对局部屈曲的敏感度。图 5.10 为两种其他类型截面, 其中波折状板件用于加固构件, 以降低局部屈曲的影响。图 5.11 展示的是带有波浪腹板的工字形截面构件。然而, 除非建筑造型的需要, 否则使用大尺寸截面通常比额外的工艺成本更便宜。

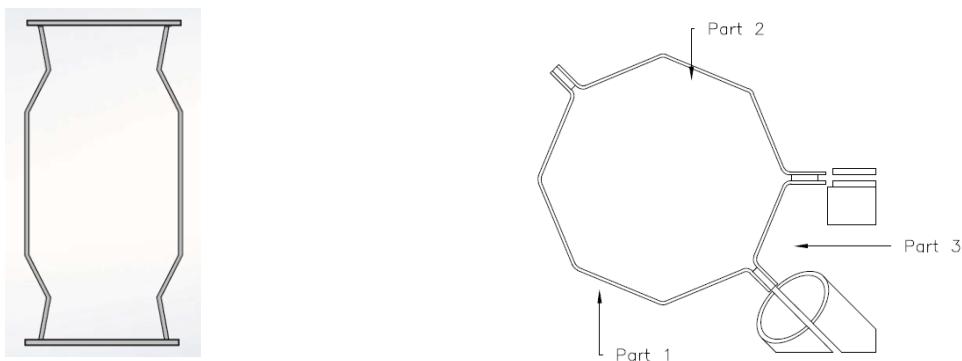


图 5.10 左: 带加劲腹板的梁截面
右: 用作桁架弦杆的半封闭多边形截面



© Sinbeam, Kiernan Structural Steel Ltd

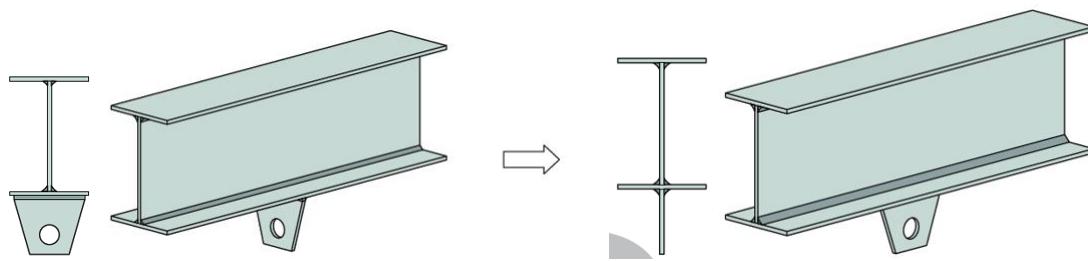
图 5.11 波浪板腹板截面

5.7.2 避免整体屈曲

当长细比较大时, 高强钢柱的承载力会受整体稳定控制。柱子应尽量避免采用大宽厚比(惯性矩相对较小)的截面。此外, 端部固结可以减小柱的有效屈曲长度。

5.7.3 荷载作用形式

荷载的作用形式在高强钢结构设计中非常重要, 因为如果荷载作用位置不当, 较薄或较轻的高强钢构件可能会发生不期望的失效模式。如图 5.12 所示, 如果吊板沿垂直于梁长度方向焊接, 翼缘会承受较大的局部应力, 这将会降低梁的受弯承载力; 而如果将吊板平行于梁长度方向焊接, 即荷载直接施加在腹板上, 则梁的受弯承载力将不会受影响。



a) 横向焊接的吊板会产生较高的局部应力 b) 荷载直接作用于梁腹板

© SSAB (Design Handbook, Structural design and manufacturing in high strength steel)²⁹

图 5.12 荷载作用应避免截面变形 — 吊板焊接到工字梁上

5.7.4 减小挠度的方法

高强钢构件通常自重较轻或截面尺寸较小，因此，刚度降低导致的挠度增加更可能成为高强钢设计的控制因素。过大的挠度会在连接处产生变形，并由此产生较高的二阶应力。

增加截面高度

高强钢构件的刚度与其惯性矩成正比。可以通过增大截面高度来提高惯性矩：增大截面高度并减小板厚可以降低自重和增加刚度。然而，在很多工程应用中，减小截面高度可能比减小用钢量更重要。

设置预拱度

通过对高强钢梁设置预拱度来减小部分挠度。通常情况下，所施加的预拱度应等于永久荷载作用产生的挠度。此外，一些制造商在生产梁构件时会设置预拱度，故无需增加额外成本。

设置端部固结

通过端部固结可以减小梁构件中反弯点之间的距离，以此可以显著减小挠度。图 5.13 为承受均布荷载作用的中间跨梁构件，其挠度系数与刚度比（节点刚度/梁刚度）之间的关系曲线。挠度公式如图所示。节点刚度为 0 时表示简支梁（对应于在均布荷载作用下， $\beta=5$ ， $\delta = 5wL^4/384EI$ ）；随着节点刚度的提高，梁挠度趋向于稳定，曲线在 $\beta=1$ 处接近水平渐近线($\delta = wL^4/384EI$)。

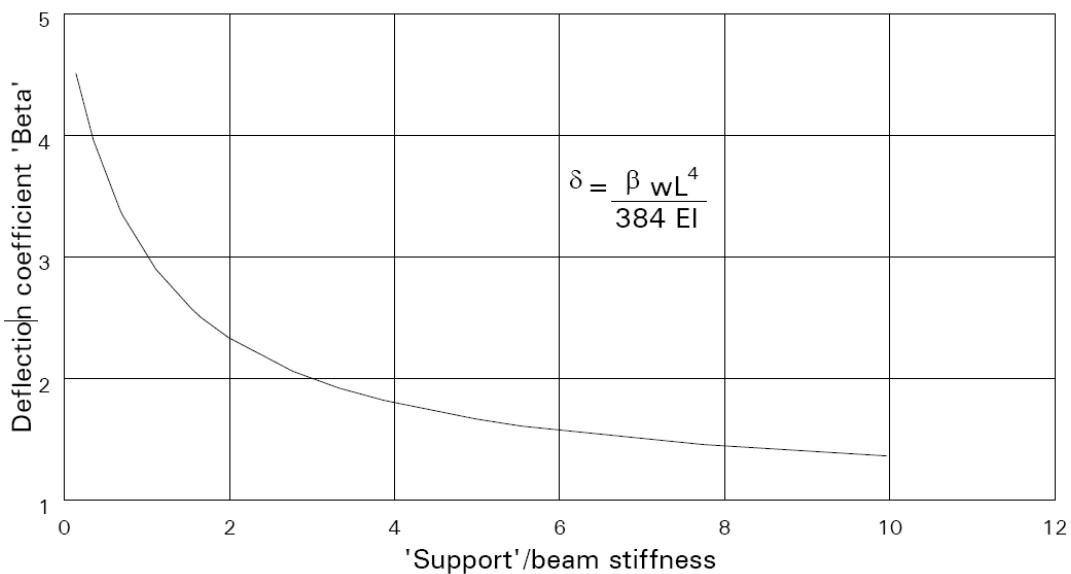


图 5.13 挠度与相对刚度的关系曲线 – 均布荷载作用下的中间跨梁³⁰

钢与混凝土组合作用

在建筑和桥梁中，钢梁与混凝土楼板组合最为常见。如果钢梁与混凝土楼板通过抗剪连接件相连，那么这两个构件将视为一个整体构件。组合梁使钢梁与混凝土楼板协同工作，并与两者单独受力相比可以增加强度和刚度。另外，钢梁上翼缘由于受到混凝土楼板的约束作用可以避免发生局部屈曲。若钢梁与混凝土之间可以实现刚性连接，那么可变荷载产生的挠度可以减小 75%³¹。组合梁通常会设置预拱度，以抵消由混凝土楼板自重产生的挠度。

预应力桁架及预应力钢梁

对于由高强度空心型材组成的大跨度桁架，在下弦杆上施加后张拉预应力索的方法可以有效控制挠度，同时也可带来其他好处，如抵消自重产生的挠度，提高侧向稳定性，以及减少材料用量。综合高强钢和预应力技术的优势，预应力高强钢桁架可以为大跨度结构提供完美的解决方案。

5.7.5 降低振动响应的方法

较轻的楼板在动载下容易产生振动，从而给居住者带来不适。降低楼板系统振动响应的措施如下：

- 增加楼板自重；
- 增加楼板刚度，从而提高其固有频率；
- 设置额外的中间柱，以减小楼板跨度；
- 提高楼板系统的阻尼，如改变非结构构件(如隔板)的位置，或设置调谐质量阻尼器或专业阻尼材料。

然而，板厚度和梁的跨度对整个楼板系统的振动响应比梁刚度或质量更为敏感。因此，无论使用高强钢梁，还是使用 Q355 钢梁，其楼板系统的振动响应并不会有明显差别。

6 连接设计

6.1 概述

《钢结构设计标准》GB 50017¹中第11章规定了强度等级不超过Q460的钢结构构件连接接头的设计要求；《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483²中补充了强度等级不超过Q690的连接接头设计要求。

《钢结构设计标准》GB 50017中采用“基于组件法”进行接头设计，表明需要对接头中承受荷载的每个部件进行验算，连接接头的承载能力由承载力最弱的部件控制。

当采用高强度钢材时，与普通钢相比，要么相同荷载下的构件尺寸更小，要么相同尺寸下构件的抗力更高。不论哪种情况，用于连接高强钢构件的连接接头都需要具有更高的强度，否则接头尺寸很可能与所连接的构件尺寸不成比例。连接板的强度可能需要与构件强度相对应，螺栓则需要更高的强度等级（通常为10.9级）。当采用高强度钢材时，构件承载力提升可能远高于采用高强螺栓带来的承载力提升，故如果想要避免采用大尺寸的连接接头，那么可能需要更大直径、更小间距的螺栓。如果焊接接头中的焊接板采用与连接构件相同的高强度等级，并采用对应强度焊材（见第6.3.1节），此时焊接接头尺寸与普通钢焊接接头尺寸相当。对于强度等级高于Q460的焊接接头，焊缝附近处的局部强度可能会降低。

连接接头对钢框架结构总成本影响较大，因此接头设计及构造要求应适当考虑经济性，其中对经济性影响较大的措施如下：

- 尽量减少焊缝数量和尺寸；角焊缝优于对接焊缝；焊接接头的设计承载力不应超过规定要求。
- 尽量减小局部强化；空心型材之间的焊接尤其应注意（参见6.3.2节），任何接头的加固同样应注意；接头加固会涉及大量的焊接，使用更坚固的构件可以获得整体经济性。
- 尽量减小摩擦型高强螺栓的规格，因为这将涉及到在施工现场螺栓安装过程中的额外措施（见第6.2.2节）。

使用标准化部件（如采用标准宽度和厚度的端板）对经济性有一定影响；尽管现代数控机床可以制作任何尺寸的部件，但其使用标准化制造方面很有优势。

转动能力是销轴连接接头的基本特征之一，其决定了所提出的细节规定。螺栓连接接头和焊接连接接头的延性较差；受弯板件、螺栓周围承受变形的板件以及受剪腹板均可以提高接头延性。通常的做法是确保焊缝不是接头中的“薄弱环节”，且螺栓的承载力小于剪切力。后者在实际工程中可能很难实现，这将需要非常薄的板，因此，通常参考试验中观察到的现象来满足该要求。

6.2 螺栓连接

《钢结构设计标准》GB 50017中11.4节给出了使用普通螺栓或高强螺栓的接头设计规定。

6.2.1 普通螺栓

普通螺栓根据其强度（或强度等级）分为A级、B级或C级，相关指标需满足规范要求，如表 6.1 所示。此类螺栓仅用于承压型连接，其连接接头强度取决于螺栓的强度（抗剪强度、抗拉强度或其强度组合）以及连接钢板的承载能力。然而，此类螺栓不太可能用于高强度构件之间的连接，因为所需的螺栓数量可能会非常大。

表 6.1 普通螺栓的分类及相关标准

螺栓承载性能等级	等级	设计强度(N/mm ²)		相关标准		
		抗拉强度, f_t^b	抗剪强度, f_v^b	质量要求	规格及尺寸	
4.6	C	170	140	GB/T 3098.1 ³² 和 GB/T 3103.1 ³³	GB/T 5780 ³⁴	
4.8						
5.6	A 或 B	210	190		GB/T 5782 ³⁵	
8.8						

6.2.2 高强螺栓

与普通螺栓不同，高强度构件之间的螺栓连接更有可能采用高强度螺栓，特别是承载性能等级为 10.9 级或更高等级的螺栓。表 6.2 汇总了两种可施加预紧力的螺栓，其可用于承压型设计或摩擦型设计。《钢结构设计标准》给出了 8.8 级和 10.9 级高强螺栓的设计规定，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 给出了 10.9 级和 12.9 级高强螺栓的设计规定。但是，本指南不推荐采用 12.9 螺栓，因为其延性较差，且更容易受氢脆的影响。

GB 50017 第 11.5 节给出了高强度螺栓连接的构造要求，包括螺栓孔之间的最大和最小间距以及到钢板边缘的距离。

表 6.2 高强度螺栓类型和相关标准

螺栓类型	承载性能等级	相关标准
大六角头	8.8 和 10.9	GB/T 1228 ³⁶ , GB/T 1229 ³⁷ , GB/T 1230 ³⁸ 和 GB/T 1231 ³⁹
扭剪型	8.8 和 10.9	GB/T 3632 ⁴⁰

欧盟标准 EN 1993-1-8 规定了螺栓连接的设计，如表 EN 6.1 所示，螺栓连接分为五类。

表 EN 6.1 EN 1993-1-8 中规定的螺栓连接类型

连接类型	级别	描述
受剪	A	螺栓与孔壁间有较大空隙；承压或受剪；可能会产生变形或移动。
	B	“正常极限状态”；无滑移
	C	“承载极限状态”；无滑移
受拉	D	螺栓无预紧力
	E	螺栓有预紧力

A 类和 D 类包括承载性能等级为 4.6 至 10.9 级的普通螺栓和高强螺栓，而 B 类、C 类和 E 类包括承载性能等级为 8.8 级和 10.9 级的高强度螺栓。

承压型高强度螺栓连接

《钢结构设计标准》GB 50017 中 11.4.3 节给出了承压型高强螺栓的设计规定，包括受剪承载力、受拉承载力、同时受剪力和拉力的承载力、以及受拉钢板的承载力计算公式。高强螺栓的受剪承载力 (N_v^b) 和受拉承载力 (N_t^b) 设计值按公式 6-1 和 6-2 计算；对于同时承受剪力和拉力的高强螺栓，其承载力设计值按公式 6-3 计算：

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad \text{螺纹不在剪切面内} \quad (6-1a)$$

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d_e^2}{4} f_v^b \quad \text{螺纹在剪切面内} \quad (6-1b)$$

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad (6-2)$$

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1.0 \quad (6-3a)$$

$$N_v \leq N_c^b / 1.2 \quad (6-3b)$$

式中， N_v 和 N_t 分别为螺栓所承受的剪力和拉力； n_v 为受剪面数目； d 为螺杆直径； d_e 为螺栓在螺纹处的有效直径； f_v^b 和 f_t^b 分别为螺栓的抗剪和抗拉强度设计值，见表 6.4

8.8 级 和 10.9 级典型螺栓的抗剪承载力如表 6.3 所示（使用公式 6-1a 计算，假设 $n_v = 1$ ）。

表 6.3 8.8 级和 10.9 级螺栓的抗剪承载力

螺栓规格	螺栓抗剪承载力, N_v^b (kN)	
	8.8	10.9
M20	78.5	97.4
M24	113	140
M30	177	219

连接板件的承压承载力设计值 (N_c^b) 按公式 6-4 计算:

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (6-4)$$

式中, $\sum t$ 为在不同受力方向中一个受力方向承压构件总厚度的较小值; f_c^b 连接板件的承压强度设计值, 强度等级在 Q690 以下的板件承压强度设计值参见表 6.4

表 6.4 承压型高强螺栓及高强钢连接板件的强度设计值(N/mm^2)

螺栓的性能等级和构件钢材的牌号		相关标准	抗拉强度, f_t^b	抗剪强度, f_v^b	承压强度, f_c^b
高强度螺栓连接副	8.8	GB 50017 和 JGJ/T 483	400	250	
	10.9		500	310	
连接处构件钢材牌号	Q345	GB 50017	-	-	590
	Q345GJ		-	-	615
	Q390		-	-	615
	Q420		-	-	655
	Q460		-	-	695
	Q460	JGJ/T 483	-	-	695
	Q460GJ		-	-	695
	Q500		-	-	770
	Q550		-	-	845
	Q620		-	-	895
	Q690		-	-	970

表 6.5 给出了采用 M24 高强螺栓连接的 Q345、Q460 和 Q690 钢连接板的承压强度。连接板件的承压强度与板厚成正比, 故当采用 M24、10.9 级的高强螺栓时, 对于强度等级为 Q345 的连接板件, 其厚度为 9.9mm 时的承压强度将高于螺栓的抗剪强度 (见表 6.3); 同理, 对于强度等级为 Q460 和 Q690 的连接板件, 其临界厚度值分别为 8.4mm 和 6.0mm。因此, 承压型高强螺栓连接的承载力通常由螺栓的抗剪强度决定。

表 6.5 采用 M24 螺栓连接的承压强度

钢材的强度等级	不同板厚下的承压强度(N/mm ²)					
	5	10	15	20	25	30
Q345	70.8	142	212	283	354	425
Q460	83.4	167	250	334	417	500
Q690	116	233	349	466	582	698

摩擦型高强度螺栓连接

在高强度螺栓摩擦型连接中，连接的配合面（通常称为“结合面”）通过螺栓预紧力使连接板紧密接触，并依靠被连接板叠间的摩擦阻力传递内力。

《钢结构设计标准》GB 50017 中 11.4.2 节对高强度螺栓摩擦型连接在受剪、受拉、以及同时承受剪力和拉力时的承载力计算公式进行了规定，其中受剪承载力设计值 (N_v^b) 和受拉承载力设计值 (N_t^b) 分别按公式 6-5 和 6-6 计算；对于同时承受剪力和拉力，承载力应按公式 6-7 进行验算。

$$N_v^b = 0.9k n_f \mu P \quad (6-5)$$

$$N_t^b = 0.8P \quad (6-6)$$

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1.0 \quad (6-7)$$

式中， N_v 和 N_t 分别为高强度螺栓所承受的剪力和拉力； n_f 为传力摩擦面数目； μ 为摩擦面的抗滑移系数（按表 6.6 取值）； P 为高强度螺栓的预拉力设计值（按表 6.7 取值）； k 为孔型系数，主要考虑不同类型螺栓孔的承载力折减。

对于强度等级低于 Q460 的钢板，《钢结构设计标准》GB 50017 规定的 k 取值如下：标准孔取 1.00；大圆孔取 0.85；内力与槽孔长向垂直时取 0.70；内力与槽孔长向平行时取 0.60。对于 Q460 至 Q690 钢，《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 建议非抗震设计时采用标准孔（即 $k=1.00$ ），抗震设计时采用标准孔或内力与槽孔长向垂直的长槽孔。当使用非标准孔时， k 取值如下：大圆孔取 0.80；内力与槽孔长向垂直时取 0.65；内力与槽孔长向平行时取 0.60。

表 6.6 钢材摩擦面的抗滑移系数 μ

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢材牌号				
	GB 50017			JGJ/T 483	
	Q345, Q345GJ or Q390	Q420	Q460	Q460 or Q460GJ	Q500, Q550, Q620 or Q690
喷砂除锈后电弧喷铝	—	—	—	0.60	0.60
热喷涂锌、铝及其合金	—	—	—	0.50	0.50
喷硬质石英砂或铸钢棱角砂	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
抛丸（喷砂）	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制面	0.35	—	—	—	—

注：1. 钢丝刷除锈方向应与受力方向垂直；
2. 当连接构件采用不同钢材牌号时， μ 按相应较低强度者取值；
3. 采用其他方法处理时，其处理工艺及抗滑移系数值均需经试验确定；
4. 构件的钢材牌号为 Q500、Q550、Q620、Q690 时，除锈等级应符合 GB/T 8923.1⁴¹中 Sa3 级的要求。

表 6.7 高强度螺栓的预拉力设计值 P (kN)

螺栓的承载性能等级	螺栓规格					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8	80	125	150	175	230	280
10.9	100	155	190	225	290	355

高强度螺栓氢脆

高强度螺栓发生氢脆断裂有以下三个必要条件：

- 易受影响的材料；
- 承受拉应力（通常来自外部载荷或残余应力）；
- 材料中含有一定量的氢。

随着钢材强度的提高，其硬度更大，但延性和韧性降低，对氢脆断裂更加敏感。此因素将可能影响本指南建议的高强度钢材等级范围。例如，如果钢材的硬度值超过 34HRC（洛氏硬度标度）、340HV（维氏硬度标度）或 325HB（布氏硬度标度），即钢材抗拉强度约为 1100 MPa，则在表面处理过程中应注意减少金属中渗氢的数量。

如果在可能发生氢脆断裂的条件下使用高强度钢材，应咨询专家或设计人员，以更好地了解其在特定应用场景下的可能出现的风险。当 10.9 级或 12.9 级高强度螺栓采用电镀或镀锌，其氢脆断裂的风险将增加。

EN 1993-1-8 将螺栓的承载性能等级的上限定为 10.9 级, 因为更高等级螺栓的氢脆风险会提高以及延性变差。

6.2.3 连接管结构的螺栓连接

仅允许从一侧完成连接的适用于闭口型截面的紧固件目前已有相关产品, 主要包括膨胀型固定件和单边螺栓, 该类螺栓可在一侧旋转固定。

连接接头的抗剪承载力通常基于产品质保书。闭口截面构件的承载力可能与紧固件尺寸相关, 或根据制造商的指导意见进行修正。

产品质保书中的抗拉承载力通常基于紧固件受拉试验得到, 一般不考虑闭口截面构件表面的受力变形。受拉空心截面墙的极限承载力通常基于屈服线理论分析⁴², 这不考虑“正常使用极限状态”下的变形, 而但后者可能更为关键。此外, 有限元方法可用于确定变形。

6.3 焊接连接

焊接的加工、协调和检验见第 10 节。

6.3.1 焊接设计

《钢结构设计标准》GB 50017 给出了强度等级不超过 Q460 的角焊缝和对接焊缝的强度计算公式; 《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 补充了关于强度等级 Q460 至 Q690 的焊缝设计规定。焊材必须符合以下标准的要求:

- 手工焊焊条: GB/T 5117⁴³;
- 自动焊或半自动焊焊丝: GB/T 14957⁴⁴, GB/T 8110⁴⁵, GB/T 10045⁴⁶ 和 GB/T 17493⁴⁷;
- 埋弧焊焊丝和焊剂: GB/T 12470⁴⁸.

根据《钢结构设计标准》GB 50017 第 4.4.5 条和《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中 8.3 节的规定, 熔敷金属的力学性能不低于母材的性能(如超强匹配)。当不同强度的钢材连接时, 《钢结构设计标准》GB 50017 中第 11.1.5 条和《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483 中 8.3 节规定允许采用与低强度钢材相匹配的焊接材料。

《钢结构设计标准》GB 50017 中焊缝强度指标汇总于表 6.8, 用于计算强度等级不超过 Q460 的角焊缝和对接焊缝的强度, 表中针对三种不同质量等级的对接焊缝给出了强度设计值。质量等级根据结构的重要性、载荷特性、焊缝的形式、工作环境和应力状态, 按照 GB 50017 第 11.1.6 节的规定进行选择。焊缝的质量等级应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝形式、工作环境以及应力状态等情况选择, 可参考《钢结构设计标准》GB 50017 中第 11.1.6 节规定。

JGJ/T 483 中规定的焊接强度设计指标见表 6.9, 该标准中推荐只使用质量等级为一级和二级的对接焊缝。

表 6.8 GB 50017 中的焊缝强度指标

焊条型号	构件钢材		强度设计值 (N/mm ²)				对接焊缝抗拉强度, f_u^w (N/mm ²)	角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度, f_u^f (N/mm ²)
			对接焊缝			角焊缝		
	牌号	钢材厚度 (mm)	抗压, f_c^w	抗拉, f_t^w		抗剪, f_v^w		
E50 & E55				一级、二级	三级	200	480 (E50) 540 (E55)	
Q345	≤16	305	305	260	175			
	>16, ≤40	295	295	250	170			
	>40, ≤63	290	290	245	165			
	>63, ≤80	280	280	240	160			
	>80, ≤100	270	270	230	155			
Q345GJ	>16, ≤35	310	310	265	180	200 (E50) 220 (E55)	280 (E50) 315 (E55)	
	>35, ≤50	290	290	245	170			
	>50, ≤100	285	285	240	165			
Q390	≤16	345	345	295	200			
	>16, ≤40	330	330	280	190			
	>40, ≤63	310	310	265	180			
	>63, ≤100	295	295	250	170			
E55 & E60	Q420	≤16	375	375	320	215	220 (E55) 240 (E60)	540 (E55) 590 (E60)
		>16, ≤40	355	355	300	205		
		>40, ≤63	320	320	270	185		
		>63, ≤100	305	305	260	175		
	Q460	≤16	410	410	350	235	220 (E55) 240 (E60)	315 (E55) 340 (E60)
		>16, ≤40	390	390	330	225		
		>40, ≤63	355	355	300	205		
		>63, ≤100	340	340	290	195		

表 6.9 JGJ/T 483 中的焊缝强度指标

焊条型号	构件钢材		强度设计值(N/mm ²)			角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度, f_u^t
			对接焊缝		角焊缝	
	牌号	钢材厚度(mm)	抗压, f_c^w	抗拉, f_t^w	抗剪, f_v^w	
E55, E60 & E62			一级、二级		315 (E55) 340 (E60) 360 (E62)	
Q460	≤16	410	410	235		
	>16, ≤40	390	390	225		
	>40, ≤63	355	355	205		
	>63, ≤100	340	340	195		
Q460GJ	≤16	410	410	235	220 (E55) 240 (E60) 255 (E62)	
	>16, ≤50	390	390	225		
	>50, ≤100	380	380	220		
	>100, ≤150	375	375	215		
E62 & E69	Q500	≤16	455	455	265	360 (E62) 400 (E69)
		>16, ≤40	440	440	255	
		>40, ≤63	430	430	250	
		>63, ≤80	410	410	235	
		>80, ≤100	400	400	230	
	Q550	≤16	520	520	300	
		>16, ≤40	500	500	290	
		>40, ≤63	475	475	275	
		>63, ≤80	455	455	265	
		>80, ≤100	445	445	255	
E69 & E76	Q620	≤16	565	565	325	400 (E69) 440 (E76)
		>16, ≤40	550	550	320	
		>40, ≤63	540	540	310	
		>63, ≤80	520	520	300	
	Q690	≤16	630	630	365	
		>16, ≤40	615	615	355	
		>40, ≤63	605	605	350	
		>63, ≤80	585	585	340	

EN 1993-1-8 规定了强度等级不超过 S460 的角焊缝和对接焊缝的抗力设计值; EN 1993-1-12 补充了强度等级 S460 至 S690 的焊缝设计规定。

EN 1993-1-8 要求焊缝材料的力学性能应高于母材; 但是, EN 1993-1-12 规定, 对于 S460 至 S700 的钢材, 焊缝材料的强度可能低于母材。

角焊缝

《钢结构设计标准》GB 50017 中规定角焊缝应按公式 6-8 进行强度计算:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (6-8)$$

式中, 正应力 $\sigma_f = N_t / (h_e l_w)$; 剪应力 $\tau_f = N_p / (h_e l_w)$; N_t 为垂直于焊缝长度方向的内力分量; N_p 为沿焊缝长度方向的内力分量; h_e 和 l_w 分别为角焊缝的计算厚度和长度; f_f^w 为角焊缝的强度设计值 (参见表 6.8); β_f 为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结构取值 1.22, 对直接承受动力荷载的结构取值 1.0。

对于强度等级不超过 Q690 的连接角焊缝, JGJ/T 483 建议采用与 GB 50017 相同的系数 β_f 取值, 此外角焊缝强度设计值 f_f^w 参见表 6.8。

EN 1993-1-8 中给出了用于验证角焊缝强度的公式:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{和} \quad \sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad (E 6-1)$$

式中, σ_{\perp} 为垂直焊缝长度方向的正应力; σ_{\parallel} 为沿焊缝长度方向的正应力; τ_{\perp} 为垂直焊缝长度方向的剪应力; τ_{\parallel} 为沿焊缝长度方向的剪应力; $\gamma_{M2} = 1.25$ 为抗力分项系数。对于强度等级不超过 S460 的连接焊缝 (EN 1993-1-8 中涉及的强度等级范围); f_u 为与母材对应的名义抗拉强度 (如果母材与焊材强度不匹配, 则取强度较弱的部分); 对于强度等级超过 S460 的连接焊缝 (EN 1993-1-12 中涉及的强度等级范围), 如果母材与焊材强度不匹配, 则设计强度取取焊材的抗拉强度。相关系数 β_w 的取值取决于钢材牌号, S235 钢对应 1.0, S460 至 S700 钢对应 1.0。

对接焊缝

根据《钢结构设计标准》GB 50017 中第 11.2.1 条规定, 全熔透对接焊缝和全熔透 T 型对接接头应按下列规定进行强度计算:

如果焊缝受到垂直于焊缝长度的轴心拉力或轴心压力 N :

$$\sigma = \frac{N}{l_w h_e} \leq f_t^w \text{ or } f_c^w \quad (6-9)$$

式中, f_t^w 和 f_c^w 分别为对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值, 按表 6.8 取值。

如果焊缝承受弯矩和剪力共同作用:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 f_t^w \quad (6-10)$$

式中, σ 为由弯矩引起的正应力, τ 为剪应力。

部分熔透的焊缝强度应按角焊缝计算, 如公式 6-8 所示。当部分熔透焊缝采用角焊缝进行加固时, 如果组合焊缝的名义厚度应大于等于连接板件的厚度, 且未焊接间距大于最小限值时, 则该组合焊缝可以按对接焊缝计算强度。其他情况下, 加固的部分需按角焊缝计算强度。

根据欧盟标准, 受力构件的对接焊缝必须是全熔透的, 且必须采用匹配或超强匹配的焊材。与角焊缝一样, 如果在部分熔透的焊缝中使用匹配不足的焊材, 则设计强度应取焊材的抗拉强度。部分熔透的焊缝强度应按角焊缝计算。

6.3.2 焊接管节点

《钢结构设计标准》GB 50017 中第 13 章规定了管节点的承载力。

根据《钢结构设计标准》GB 50017 中 4.3.7 条规定, 钢管结构中的无加劲直接焊接相贯节点, 其管材的屈强比不宜大于 0.8。该要求不会影响强度等级不超过 Q345 的钢材的使

用；但对于更高等级的钢材，此要求很难被满足。根据 GB 50017 的条文说明，对于强度等级高于 Q345 的钢材，其钢管节点的承载力可参照欧盟钢结构设计标准确定。如果采用这种方法，Q390 级钢管节点承载力可以使用《钢结构设计标准》GB 50017 第 13 章中的计算公式，然后乘以 0.95 的折减系数；对于 Q420 级或 Q460 级钢管节点的承载力，应乘以 0.90 的折减系数。

管节点承载力的确定需验算每个可能发生的失效模式。对于每种管节点类型和各失效模式，规范中都给出了承载力计算公式。承载力计算公式的提出基于试验得来，因此应关注每个公式的适用范围。

一旦选定了构件截面类型并确定了管节点的几何形状，就可以计算得到管节点的承载力。管节点的局部加劲会引起成本的提高，因此可以在设计阶段尽量避免局部加强。

可以通过选择壁厚且截面尺寸小的主管、尺寸更大的内部加劲板件、提高钢材强度等级或改变节点类型来提高管节点的承载力。搭接管节点承载力通常高于有间隙的管节点承载力。

改变管节点构造可能会在模型分析和接头设计中引入偏心，GB 50017 中 13.2.1 条对偏心做出了规定。

欧盟标准 EN 1993-1-8 第 7 章对管节点设计进行了规定，适用于强度等级不超过 S460 的钢材。EN 1993-1-8 中除了对钢材屈强比 0.91 的规定限值外，对管节点钢材的屈强比没有其他限制。对于 S460 钢，规范规定管节点的承载力设计值应折减 10%。

对于 S460 至 S700 钢管节点，EN 1993-1-12 给出了补充规定，即管节点计算得到的承载力应乘以 0.8 的折减系数，对于此类强度的钢材，其屈强比可放宽至 0.95。

7 抗火设计

7.1 结构抗火承载力

高强度钢材的化学成分和生产工艺都会影响其在高温下的力学性能，包括火灾下其力学性能随温度升高而降低的速度，以及火灾后钢材的残余性能。

《钢结构设计标准》GB 50017¹规定建筑钢结构应参照《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249⁴⁹进行抗火性能验算。《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 中关于高温下钢材的屈服强度折减系数 (η_{sT}) 和弹性模量折减系数 (χ_{sT}) 计算公式如公式 7-1 和 7-2 所示，适用于强度等级不超过 Q460 的钢材。其中屈服强度折减系数 η_{sT} 的计算公式参照欧盟标准 EN 1993-1-2；弹性模量折减系数 χ_{sT} 是根据 Q235 和 Q345 钢材高温下材性试验得到，其折减系数高于 EN 1993-1-2⁵⁰中的系数取值。

$$\eta_{sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 300^{\circ}\text{C} \\ 1.24 \times 10^{-8}T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5}T_s^2 + 9.228 \times 10^{-3}T_s - 0.2168 & 300^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 800^{\circ}\text{C} \\ 0.5 - T_s/2000 & 800^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (7-1)$$

$$\chi_{sT} = \begin{cases} \frac{7T_s - 4780}{6T_s - 4760} & 20^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 600^{\circ}\text{C} \\ \frac{1000 - T_s}{6T_s - 2800} & 600^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (7-2)$$

需要注意的是，高强钢构件的板厚可能更小，因此构件的升温速度可能比对应承载力的普通钢构件升温速度更快。

EN 1993-1-2 中, 屈服强度和弹性模量折减系数以列表的形式给出, 如表 EN 7.1 所示, 适用于强度等级不超过 S460 的钢材。试验表明, 表中的折减系数取值同样可以适用于 S460 至 S700 钢材 (强度等级低于或高于 S460 的钢材高温下力学性能存在很大的差异, 尤其是弹性模量)。因此 EN 1993-1-12²⁰ 规定 EN 1993-1-2 中的规定可以适用于强度等级不超过 S700 的高强度钢材。

表 EN 7.1 EN 1993-1-2 中屈服强度和弹性模量折减系数

钢材温度	屈服强度折减系数, $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	弹性模量折减系数, $k_{E,\theta} = E_\theta/E$
20°C	1.000	1.000
100°C	1.000	1.000
200°C	1.000	0.900
300°C	1.000	0.800
400°C	1.000	0.700
500°C	0.780	0.600
600°C	0.470	0.310
700°C	0.230	0.130
800°C	0.110	0.090
900°C	0.060	0.0675
1000°C	0.040	0.0450
1100°C	0.020	0.0225
1200°C	0.000	0.000

7.2 火灾后力学性能

一般来说, 温度在 500°C 以内似乎不会影响高强度钢材的力学性能。但是, 高温冷却会对钢材的强度和延性产生影响, 这取决于钢材生产过程中的热处理工艺。因此, 温度超过 500°C 的高强度钢材的火灾后力学性能将与普通强度钢有所区别。

7.3 耐火钢

通过添加特定合金元素并严格控制碳含量可以提高钢材的耐火性能。耐火钢通常定义为在 600 °C 时屈服强度大于室温屈服强度的 67%, 而传统钢材在 600 °C 时屈服强度仅为室温屈服强度的 47%。耐火钢最大的应用市场在日本, 通常被用于多层停车场、外部钢框架结构和体育设施。尽管耐火钢在中国目前应用还十分有限, 但已研发出了设计强度高达 460MPa 的轧制板材和轧制型钢耐火钢。

8 疲劳承载力

8.1 概述

疲劳是一种损伤机制，由重复或循环荷载的累积作用而产生。一般来说，疲劳破坏分为两个不同的发展阶段：裂纹萌生和裂纹扩展。由于荷载的持续作用，当裂纹扩展至临界尺寸时，要么材料发生屈服（由于有效截面减小，应力超过材料的屈服强度），要么发生脆性断裂（应力水平超过材料在特定使用条件下的断裂韧性时）。本章将讨论高强度钢材的疲劳破坏和疲劳设计，以及在承受疲劳荷载作用的结构中使用高强度钢材而带来的影响。

母材与焊接接头的疲劳性能有明显差异。焊接接头的疲劳性能可能远低于母材的疲劳性能。对于母材而言，其疲劳寿命主要受裂纹萌生的影响，而裂纹萌生的时间一般随钢材强度等级的提高而增加；然而，对于焊接接头而言则有所区别，焊接带来的几何尺寸和材料特性的变化以及高水平的残余应力等等都会影响疲劳性能，从而使焊接接头的疲劳寿命主要受裂纹扩展影响，而疲劳裂纹的扩展基本与材料的强度等级无关。因此，对于大多数焊接结构而言，与 Q355 钢相比，高强度钢材并没有明显优势。但实际情况可能又有所区别，下文会详细介绍。值得注意的是，对于承受永久荷载远大于可变荷载的结构，或者承受高水平可变荷载且循环次数较少的结构，高强度钢材同样有优势。

8.2 设计准则

目前，大多数疲劳设计规则都依赖于经验性的疲劳试验数据，这些数据针对不同的结构细节分别以 $S-N$ 曲线的形式给出了正应力幅值 S 和应力循环次数 N 之间的关系。《钢结构设计标准》GB 50017 中 16.2 给出了疲劳计算设计规定，其定义了一系列 $S-N$ 曲线，这些曲线来自于各类结构构件的恒定应力幅疲劳试验，如双侧施焊的横向全熔透对接焊缝构件。将数据汇总后按应力幅计算式进行统计分析，并绘制成对数曲线。

GB 50017 的附录 K 给出了疲劳计算的典型构件和连接分类（可有效适用 $S-N$ 曲线）。应该注意的是，类别的确定不仅仅依据焊接类型、几何形状和加载方向，还应依据表格中的一些其他要求。不符合这些要求可能会对疲劳强度产生不利的影响。设计人员应该清楚这些限制要求，并应在项目设计及工程图纸中确保该类别的特定要求能够满足。

在实际工程中（相对于理想的试验条件），几乎不存在理想的常幅荷载工况，更多的是钢结构或构件承受变幅荷载。通常使用 Miner 准则来解决这一问题，Miner 准则就是对结构在全生命周期内的累计疲劳损伤进行线性求和，即将每种应力幅求出对应的疲劳寿命，并将各应力幅所占的损伤率线性叠加：

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \cdots + \frac{n_n}{N_n} = \sum \frac{n}{N}$$

当所有的损伤率 n/N 线性叠加等于 1 时，则认为发生了疲劳破坏，式中 n_i 是荷载作用的循环次数， N_i 是与应力幅 S_i 相对应的疲劳寿命。

欧盟标准 EN 1993-1-9⁵¹主要规定了疲劳设计，其给出的方法与《钢结构设计标准》GB 50017 基本相似。如果钢材能够满足 EN1993-1-10 中的韧性要求，则任何强度等级的钢材均可采用 EN1993-1-9 中的疲劳计算方法。EN 1993-1-10 中给出了 S420、S460 和 S690 钢在 N、M 和 Q 等交货状态下的韧性要求。因此，EN 1993-1-9 适用于高强度钢材。

8.3 高强钢的疲劳性能

高强度钢材在承受静载结构中的主要优势是可以通过提高强度减小构件的截面尺寸，从而减少了焊缝尺寸和焊接时间，降低了结构成本；然而由于构件截面尺寸的减小会使结构在承受动载时疲劳性能降低。

通过一个简单的例子说明，假设从 Q345 到 Q460 钢的屈服强度增加与疲劳应力幅 S 相应增加有关（由于截面厚度减少），疲劳寿命 N 与 $1/\Delta\sigma^{\beta_z}$ 成正比（其中 $\beta_z = 3$ ，此参数为 $S-N$ 曲线的斜率），应力幅 S 的增加导致疲劳寿命 N 降低约 58%。很明显，当疲劳应力幅增加的范围与静力强度相当时，材料的强度越高，其疲劳寿命降低的越严重。

众所周知，钢材疲劳强度会随着板厚的增加而降低。因此，大多数规范在规定疲劳设计时都引入了一个板厚修正系数，用于考虑由于板厚引起的焊趾位置处应力集中或应力梯度变化，它对较厚板材的影响比较薄板材的影响更大。《钢结构设计标准》GB 50017 规定了对于板厚超过 25 mm 的疲劳强度修正系数。因此，对于高强度钢材而言，其截面壁厚相对普通钢较薄，故高强度钢材受板厚影响会小一些，但这种优势基本不做考虑。

8.4 疲劳设计和加工的推荐方法

良好的疲劳设计方法可以同时适用于高强度钢材和普通强度钢材，鉴于高强钢焊接结构对疲劳的潜在敏感性，也许其对高强度钢材更适用。设计人员应尽可能地减少疲劳载荷，具体地说，应尽可能避免使用疲劳强度低的结构构造。通过参考各构造类别和对应的 $S-N$ 曲线，可以很容易地评估各类构造的疲劳性能优劣。由于焊接接头的疲劳性能相对较差，如果可以在应力较低的区域进行焊接连接，从而降低焊接接头对疲劳破坏的敏感性，那么这在疲劳设计中将是十分有利的。

对于高强度钢材而言，设计人员可以考虑 Miner 准则的累积损伤总和小于 1，这将更加保守，而且需逐个项目考虑，并应重点关注疲劳破坏带来的后果。

良好的疲劳设计方法在工程应用时可能会因钢材质量的不合格而出现问题，因此，需更加关注高强度钢材及对应构件的质量。需严格控制焊接质量，确保焊缝充分熔透，控制焊缝几何尺寸，减小局部应力集中。同理，在焊接熔透、焊缝尺寸和无损探伤等方面质量控制的越好，焊缝处的疲劳性能就越好。这将要求钢结构的设计人员和制造商都应承担起责任。设计人员应根据具体项目确定质量要求，以达到预期的疲劳性能；制造商应确保所生产的产品达到相应的质量要求。

8.5 提高焊接节点疲劳承载力的方法

在提高抗疲劳性能的技术及机理等方面，目前已经有了一些重大突破。主要研究工作是与国际焊接协会(IIW)一起合作开展的。

提高焊接接头疲劳性能的技术可以分为两类，一类是改进焊趾外形轮廓，另一类是减小焊接残余应力。这两类技术都是为了提高焊接接头的疲劳强度，避免从焊趾处萌生疲劳裂纹。当疲劳裂纹从焊趾以外位置萌生及扩展时（例如从角焊缝或部分熔透焊缝的焊根处萌生），上述两类技术便不再适用。因此，设计人员应考虑到所有可能萌生疲劳裂纹的位置，并确保疲劳设计时涵盖所有可能发生的情况。

控制几何形状旨在降低峰值应力和应力集中系数(**SCF**)，从而改善焊缝区域的表面质量。除应力集中现象外，焊趾处的初始微裂纹缺陷（其深度约 0.1mm）也是引发疲劳裂纹萌生的原因。去除焊缝及附近的初始微裂纹缺陷，降低应力集中程度，从而可以提高疲劳寿命。改善焊趾外形轮廓的技术包括表面处理以降低表面粗糙度，或采用钨极气体保护焊(**TIG**)进行焊趾重熔以实现平滑过渡。

残余应力技术是指在在焊趾区域引入很高的残余压应力。类似于改善焊趾外形轮廓，这类技术也能改善表面质量并降低应力集中系数。此类技术包括锤击、针形件锤击和高频冲击处理(**HFMI**)。

焊趾改善技术的成本效益需要通过全生命周期成本的方法进行论证。这些技术将增加初始建造成本，然而，与解决结构后期疲劳开裂的维护成本相比，这些新增的初始成本可能是微不足道的。例如，一条重要干线上的公路桥在服役期间的任何干预成本都可能相当大。

9 加工

9.1 概述

本章主要提供了加工高强钢结构的建议做法，强调了高强钢结构在加工方面的特点。本章内容旨在提供必要的信息，以便对钢构加工商是否具有足够的资质进行初步评估。

如果不同等级或质量的钢结构产品一起进行流通，必须清楚地标记高强钢构件以识别其等级。不建议在 Q500 级以上的钢材上使用钢印、冲压或钻孔标记，防止可能产生的应力集中。

高强钢构件的加工工艺与普通钢构件没有显著差异。然而，一般认为，为了避免高强钢构件力学性能的折减和氢致冷裂纹问题，应该对其对加工过程进行更严格地控制。显然，炼钢时氢气最常见的来源是大气环境中的水蒸气。氢气还可能来源于钢材表面的氧化层(氧化物)、油脂、油漆或其它覆盖在基层钢材上的涂层。焊材本身(即焊条或焊丝)也可能含有氢，因为如果储存或处理不当，它们很容易吸收水分，从而导致在焊接过程中引入氢气。此外，如果选用了不恰当的保护气体或者焊接装置也会在焊接时引入氢气。

应特别注意高强钢的热处理工艺，如果将高强钢放置在高温下而不加以控制，可能会改变其材料的微观结构，从而对其性能造成不利的影响(特别是对于热机械轧制钢和调质钢，因为它们的高强度是通过温控冷却以及热处理的过程获得的)。

用来加工高强钢的工具通常比普通钢的工具更贵。通常要用硬度更高、耐久性更好的钢材加工成“更好”的切割机进行高强钢的切割，保证这些工具的使用寿命。虽然也可以用加工普通钢所用的切割机和钻头对高强钢进行加工，但用其性能和使用寿命可能会受到影响。同样，高强钢的冷弯成型也需要用到更好的设备。

高强钢的结构形式大多由产品的类型决定，因而与普通钢结构相比限制更大。例如，热轧开口截面型钢的强度等级最高只能达到 Q390。要得到强度更高的工字钢，就必须加工焊接截面。

在欧洲，钢结构的加工和安装需要满足欧盟标准 EN 1090 的要求。该标准对钢结构的加工的制定了不同的要求，以保证其具有足够的承载能力、稳定性、适用性和耐久性。EN 1090 的第 1 部分是 *Requirements for Conformity Assessment of Structural Components*⁵²(结构件的合格评定要求)。这部分主要规定了制造商如何证明他们生产的构件符合其宣称的性能特征(即结构性能符合特定用途和功能的要求)。

EN 1090 的第 2 部分是 *Technical Requirements for Steel Structures*(钢结构的技术要求)。这部分主要规定了钢结构的加工要求，并指出了加工商生产的钢结构产品必须满足第 1 部分关于构件性能的要求。本部分适用于建筑和其他类似结构中的构件，包含了碳钢和不锈钢结构的技术要求，涉及的钢材强度等级有 S690 以下的热轧钢材，以及 S700 以下的冷成型钢材产品。也适用于强度等级最高 S960 的高强钢，但没有针对这些强度更高的钢材给出具体指导。

钢材的执行等级需要根据 EN 1993-1-1 附录 C 确定。EN 1090-2 中有四个执行等级：1 级执行等级是最低的要求，而 4 级执行等级则是最高且最严格的要求。标准给出四个执行等级，主要是为了根据结构、构件或细部构造的不同失效模式的后果，以及其加

工过程的要求进行分类，体现不同程度的可靠度水平。每个执行等级都与 EN 1090-2 附件 A.3 中给出的钢结构加工和现场施工的一系列要求有关。钢结构承包商采用执行等级来对钢结构的加工过程进行控制，这样其生产的钢结构产品才能够符合欧盟质量认证系统 CE 认证。这一做法也对钢结构承包商允许生产的钢结构的种类进行了限制。

影响执行等级的因素分别有：

- 对可靠度的要求(按照 EN 1990 的规定，基于要求的后果等级、可靠度等级或二者同时考虑)，
- 结构、构件或者细部构造的类型，
- 结构、构件或者细部构造的设计荷载类型 (如静载，准静载，疲劳荷载或地震荷载)。

虽然不同的建筑需要根据其自身的优点来考虑，但 2 级执行等级 EXC2 适用于不考虑地震作用的大多数建筑。4 级执行等级 EXC4 适用于失效后果极端的结构。EN 1993-1-1 的各国标准附录对执行等级的选择给出了建议。

建议高强钢构件的加工至少应该采用 2 级执行等级 EXC2。

9.2 热切割

可以采用与切割普通钢相同的方法，对高强钢进行热切割(火焰切割等离子切割和激光切割)。

由于在切割过程中会产生热量，附近的金属，即热影响区 (HAZ) 的微观结构和性能会发生改变，与母材不同。热影响区的特性取决于钢材的交货状态、化学成分以及在切割时收到的高温的影响。

由于热切割引起的钢材力学性能的变化通常是不利的，会导致 热影响区的性能较母材有所降低，并进而产生残余应力、焊接裂纹(热裂纹和冷裂纹)、导致钢材的脆性增加、强度降低和耐腐蚀性降低。因此，通常破坏发生在热影响区。

在高温和慢速下进行热切割往往会导致热影响区较大，而在低温和高速下进行切割会减小热影响区的范围。热影响区的范围大小与切割工艺有关：火焰切割的热影响区最大，其次是等离子切割和激光切割。在正常情况下，板材由于火焰切割产生的热影响区总宽度仅有 2 - 3 mm。热影响区的宽度也与板厚有关，在低速切割时，热影响区宽度可能超过 10 mm。

热切割后 48 小时至几周内，切割表面可能会出现裂纹。钢板的切边开裂是一种与焊缝氢致冷裂纹密切相关的现象，它取决于钢材中氢的含量和残余应力的水平。对于 Q460 至 Q690 高强钢，建议控制自由边表面的硬度不超过 450 HV10 (维氏硬度指标)。

降低氢的含量和残余应力有利于防止切边开裂，例如通过预热或在切割后对局部进行加热、降低切割速度、或降低冷却速度。切割后钢板硬度较高的边缘可以通过打磨或机械切割机械去除。这对于桥梁和其他对疲劳作用较为敏感的结构尤为重要，因为热切割后钢板的边缘硬度高，脆性大，容易产生裂纹。

建议只允许采用规范化的程序进行高强钢的热切割，并且这些程序必须经过独立的第三方的记录和审批。

该规范化程序应使用与焊接工艺检验相同的标准进行宏观检查以及热影响区的硬度检查，经检验批准“合格”后方可采用。如果没有具体时间限制，则可与焊接工艺检验同时进行。

9.2.1 火焰切割 (氧气切割)

可以采用火焰切割对高强钢板进行切割。虽然火焰切割也可以处理板厚相对较小的钢板，但通常用于切割厚度超过 20 mm 的钢材。火焰切割的钢材厚度没有上限。

当 Q420 和 Q460 钢在环境温度 15 °C 或以上的条件下进行火焰切割时，通常不需要预热。如果钢材比较潮湿或温度低于 0 °C，建议将要进行火焰切割的区域预热至 50 °C。对强度等级 Q460 以上的厚钢板进行火焰切割时可能需要预热，应咨询钢铁生产商的建议。

如果焰切边后续需要进行冷弯成型，建议将成型区域附近约 100 mm 毫米宽的区域预热至 120 °C 至 200 °C 之间。

9.2.2 等离子切割和激光切割

可以采用与切割普通钢相同的工艺参数，对高强钢进行等离子切割和激光切割。激光切割的最大板厚约为 25 mm，等离子切割的最大板厚约为 50 mm。等离子切割和激光切割均不需要预热。

9.3 热成型

对于正火交货的高强钢，允许在 960°C 至 750 °C 的温度范围内进行热成型，然后在空气中自然冷却。应当控制冷却速度，以防止热影响区的硬化和粗晶粒的过度生成。

交货状态为热机械轧制和调质的高强钢不适合进行热成型，因为在热成型的过程中，钢材的微观结构会发生变化，降低其力学性能，并且降温之后难以回复原本的性能。

9.4 火焰矫正

火焰矫正是一种局部加热工艺，用于矫正钢材在焊接或加工过程中发生的变形或翘曲。该工艺可用于对高强钢构件进行矫正：应向钢铁生产商咨询，明确火焰矫正的温度上限，以免对钢材的强度或韧性产生不利的影响。此外，钢构加工商在加工时也应当采取适当的措施，以确保加工不超过这些温度限制。

建议为强度等级高于 Q345 钢材制订火焰矫正的规范化程序，其中应包括：

- 钢材允许的最高温度和冷却步骤；
- 加热方法；
- 温度测量的方法；
- 符合资格进行操作的人员。

该规范化程序应根据材料的拉伸、冲击和硬度试验的结果进行检验。

9.5 冷成型

通过设置精细的弯曲参数可以对高强钢板进行冷弯加工，制成冷弯薄壁型钢和冷弯钢板。应当咨询钢铁生产商，得到冷弯成型的最小半径参数。此外，相关产品标准中也给出了一些建议。设计人员和钢构加工商应当注意，在对高强钢进行冷弯成型时，模具和材料之间的接触可能消失，导致成型材料的内半径小于模具半径。应当避免成型区域内存在细小的缺口，因为这可能会导致裂纹的生成。

设计人员应当注意，冷成型会导致钢材一定程度的硬化，进而导致其韧性降低。在进行脆性断裂设计时应考虑冷成型的影响(参考 3.4 节)。

一般来说，钢材冷弯所需施加的力和回弹力随强度的增加而增加。钢材的屈服强度对其回弹的影响最大。为了补偿高强钢较大的回弹，模具应允许材料一定程度的过度弯曲，避免材料产生冲压(即当施加的应力高到足以在材料表面引起塑性变形和分离时，就会发生冲压)。建议进行预弯试验，因为很难预测高强钢的回弹。

钢板的焰切边应在成型前进行打磨或机械加工，去除边缘部分硬度较高的材料。钢板的剪切边也应进行打磨。

建议高强钢在冷成型后进行热处理消除应力，热处理的温度应在 530 °C 至 580 °C 之间(调质钢的热处理温度应为回火温度减去 40 °C)。保持时间应为材料厚度 (mm) 乘以 2 分钟，不小于 30 分钟。热处理消除应力的温度如果超过 580 °C 或超过 1 小时，可能会导致钢板力学性能的折减。强度等级为 Q420 至 Q700 的钢材如果需要在较高温度下，或进行较长时间的热处理消除应力，应事先与产品加工商沟通，明确钢材需要满足的力学性能指标。

9.6 冷切

剪切和冲切只能用于切割中等厚度(通常最大厚度 10 mm)的高强钢。水切割 (AWJ) 也可用切割高强钢，且没有厚度限制。

9.7 机械加工

高强钢的机械加工方法与普通钢相同，机械加工的难度并未增加。根据机械加工的类型不同，应对构件进行充分的冷却，因为如果在加工过程中缺少足够的冷却剂和润滑剂，可能会导致切削刀具过热。这会加剧刀具的磨损，甚至引起刀具的损坏。

9.8 安装和处理

高强钢和普通钢的安装没有根本区别。与截面尺寸相同的普通钢构件相比，高强钢构件可能重量更轻且惯性矩更小。这对于安装和运输而言通常较为有利，但也可能需要在安装过程中施加额外的约束以保持结构的稳定性。

10 焊接

10.1 概述

通常高强钢是可以焊接的。高强钢的焊接性能根据其生产方法和钢材本身的特性略有不同。高强钢的焊接工艺与普通钢相比没有显著的差异，即所有常见的熔透焊方法都可以使用。然而，考虑到与高强钢材料本身的复杂特性，需要由具备资质的焊接工程师监督和指导，对高强钢焊接的操作过程和焊接质量进行把控。

焊接缺陷可能位于焊缝金属中，也可能位于与焊缝(或热影响区)相邻的母材中。因此，焊材的化学成分对于焊缝是否能达到足够的强度和韧性来说非常重要。为了避免焊接过程中由于升温和降温循环产生的缺陷，需要制订和通过规范化的焊接程序并严格遵守。

现场焊接应按照与工厂焊接相同的高标准进行，且必须由具备资质的焊工按照焊接工艺规范进行操作，详见后续章节。可能需要针对现场焊接提出额外的要求，例如需要保证安全通道以及保证焊接现场不受天气的影响，不允许降低焊接质量。BCSA 出版的指南⁵³ 针对高强钢的焊接提出了建议。

也可参照国标《钢结构焊接规范》GB 50661-2011⁵⁴和《钢结构施工质量验收规范》GB 50205⁵⁵进行焊接质量控制。

10.2 可焊性

10.2.1 碳当量 (CEV) 以及焊材的供应情况

在评估钢材的可焊性时，通常会采用碳当量值 (CEV) 作为参考。它实际上是由钢材的化学成分有关的可硬化性指标。有几个计算 CEV 的公式。公式(10-1)是国际焊接学会(IIW)对 CEV 的定义，这个公式也被包括国标 GB 50661 在内的很多钢材焊接规范所采用。不过这个公式不适用于含硼钢。

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{(Mo + Cr + V)}{5} + \frac{(Ni + Cu)}{15} [\%] \quad (10-1)$$

一般来说，碳当量越高，钢材的可硬化指标越高，焊接节点越容易产生氢致冷裂纹。国标高强钢板材和空心型材允许的最大碳当量值可参考表 10.3 和表 10.4。

热机械轧制钢的碳当量较低，这说明这类钢材的不容易产生热影响区氢致冷裂纹。但要注意热机械轧制钢在焊接时可能发生一定程度的热影响区软化，因此通常建议限制热输入量，避免焊接节点的力学性能发生折减。

相比之下，调质钢的碳当量和可硬化指标更高，因此更容易产生热影响区氢致冷裂纹。同样也应该限制焊接热输入量，避免钢材的过度回火，导致力学性能的折减。调质钢的热影响区软化现象不太明显。

市售钢材的碳当量值可能低于表中列出的碳当量最大允许值。因此，在订购高强钢时，可以针对可焊性，明确提出更严格的要求。具体要求应由焊接协调员与钢材供应商进行协商后决定，以确保这些要求对满足结构性能有效且符合实际。

表 10.1 热轧状态交货的 Q355 至 Q460 钢材的碳当量(GB/T 1591)

牌号	质量等级	对应公称厚度或直径 [mm] 的碳当量 CEV (质量分数)% 不大于				
		≤ 30	$> 30 \leq 63$	$> 63 \leq 150$	$> 150 \leq 250$	$> 250 \leq 400$
Q355 ^a	B, C, D	0.45	0.47	0.47	0.49 ^b	0.49 ^c
Q390	B, C, D	0.45	0.47	0.48	-	
Q420 ^d	B, C	0.45	0.47	0.48	0.49 ^b	
Q460 ^d	C	0.47	0.49	0.49	-	-

^a 当需对硅含量控制时(例如热浸镀锌涂层)，为达到抗拉强度要求而增加其他元素，如碳和锰的含量，表中最大碳当量值应符合以下规定：
对于 $Si \leq 0.030\%$ ，碳当量可提高 0.02%。对于 $Si \leq 0.25\%$ ，碳当量可提高 0.01%。
^b 对于型钢和棒材，其最大碳当量可到 0.54%。
^c 只适用于质量等级为 D 级的钢板。
^d 只适用于型钢和棒材。

表 10.2 正火、正火轧制状态交货的 Q355 至 Q460 钢材的碳当量(GB/T 1591)

牌号	质量等级	对应公称厚度或直径 [mm] 的碳当量 CEV (质量分数)% 不大于			
		≤ 63	$> 63 \leq 100$	$> 100 \leq 250$	$> 250 \leq 400$
Q355N	B, C, D, E, F	0.43	0.45	0.45	协议
Q390N	B, C, D, E	0.46	0.48	0.49	协议
Q420N	B, C, D, E	0.48	0.50	0.52	协议
Q460N	C, D, E	0.53	0.54	0.55	协议

表 10.3 热机械轧制或热机械轧制加回火状态交货的 Q355 至 Q690 钢材的碳当量(GB/T 1591)

牌号	质量等级	对应公称厚度或直径 [mm] 的碳当量 CEV (质量分数)%				
		不大于				
		≤ 16	$> 16 \leq 40$	$> 40 \leq 63$	$> 63 \leq 120$	$> 120 \leq 150^a$
Q355M	B, C, D, E, F	0.39	0.39	0.40	0.45	0.45
Q390M	B, C, D, E	0.41	0.43	0.44	0.46	0.46
Q420M	B, C, D, E	0.43	0.45	0.46	0.47	0.47
Q460M	C, D, E	0.45	0.46	0.47	0.48	0.48
Q500M	C, D, E	0.47	0.47	0.47	0.48	0.48
Q550M	C, D, E	0.47	0.47	0.47	0.48	0.48
Q620M	C, D, E	0.48	0.48	0.48	0.49	0.49
Q690M	C, D, E	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49

^a 仅适用于棒材

表 10.4 Q345GJ 至 Q690GJ 高强钢材的碳当量 (GB/T 19879)

牌号	交货状态 ^a	对应公称厚度或直径 [mm] 的碳当量 CEV (质量分数)%			
		不大于			
		$\leq 50^b$	$> 50, \leq 100$	$> 100, \leq 150$	$> 150, \leq 200$
Q345GJ	WAR, WCR, N	0.42	0.44	0.46	0.47
	TMCP	0.38	0.40	—	—
Q390GJ	WCR, N, NT	0.45	0.47	0.49	—
	TMCP, TMCP+T	0.40	0.43	—	—
Q420GJ	WCR, N, NT	0.48	0.50	0.52	—
	QT	0.44	0.47	0.49	—
	TMCP, TMCP+T	0.40	协议	—	—
Q460GJ	WCR, N, NT	0.52	0.54	0.56	—
	QT	0.45	0.48	0.50	—
	TMCP, TMCP+T	0.42	协议	—	—
Q500GJ	QT	0.52	—	—	—
	TMCP, TMCP+T	0.47	—	—	—
Q550GJ	QT	0.54	—	—	—
	TMCP, TMCP+T	0.47	—	—	—
Q620GJ	QT	0.58	—	—	—
	TMCP, TMCP+T	0.48	—	—	—
Q690GJ	QT	0.60	—	—	—

	TMCP, TMCP+T	0.50	—
^a WAR: 热轧; WCR: 控轧; N: 正火; NT: 正火 + 回火; TMCP: 热机械控制轧制; TMCP + T: 热机械控制轧制+ 回火; QT: 淬火 (包括在线直线淬火) + 回火。			
^b Q500GJ, Q550GJ, Q620GJ, Q690GJ 最大厚度为 40 mm。			

10.2.2 焊材

应当根据焊缝的设计强度和韧性要求选择合适的焊材。钢铁生产商和焊材供应商会针对高强钢焊材提出一些建议，包括采用低强匹配的焊材，避免氢致冷裂纹的产生，以及使用低氢含量的焊材进行焊接等。高强钢的焊材通常比普通钢焊材价格更高。焊材根据其强度等级和焊接工艺进行分类，针对不同的焊接工艺制定特定标准。高强钢焊材的碳当量高于用于普通钢焊材。高强钢母材通过严格控制微观结构，细化晶粒提高强度，而焊材则通过微合金化提高强度。这也表示高强钢焊材同样可能先于母材产生氢致冷裂纹。与普通钢焊接结构一样，可能需要根据焊材而非母材来控制焊接参数。

如果作用在焊缝上的应力较高，需要选择设计焊缝的抗拉强度接近母材强度或与之相等，并且采用等强匹配的焊材。如果焊缝的应力水平较低，可以考虑采用低强匹配的焊材，有效避免焊接节点产生裂纹。

对于 -20 °C 时的冲击性能吸收能量不小于 40 J 正火钢和热机械轧制钢，焊接时采用标准碳钢高锰焊丝已经可以满足要求。

必须按照钢构加工商的建议选用合适的焊材。

10.3 焊接协调

建议委派一名焊接协调员位于加工现场，负责监督焊接的操作过程。焊接协调员应当了解国标 GB/T 19419⁵⁶ 中与板件厚度、钢材强度、可靠度要求、结构和构件的类型以及荷载类型等方面相关的知识。要求焊接协调员应至少具备 GB/T 12467-5⁵⁷ 中规定的技术水平。

10.4 焊接工艺及焊接人员的资格认证

建议针对高强钢焊接结构制订焊接工艺规范 (WPS)。该规范由具备资质的第三方进行焊接工艺评定(WPQR)，评定内容包括焊接结构的强度、硬度、韧性、材料等测试结果，并提供鉴定证书。国标 GB 50661 也针对焊接工艺规范和评定提出了建议。

焊接工艺评定的采用的试件和试验应该考虑能否反映影响母材或者焊接热影响区的性能的关键问题，包括焊接接头的准备，焊材的选用，热输入量，氢扩散，预热等问题。焊接工艺评定还可用于解决异种材料的焊接以及焊材低强匹配的工艺问题。

在焊接工艺评定时应该尽可能使用项目指定的材料进行评定，即应考虑用于焊接工艺评定的试件所用的钢材是否与实际施工中使用的钢材相同。

强度等级 Q460 以上的角焊缝如需进行焊接工艺评定, 应按国标 GB/T 26957⁵⁸进行十字形接头拉伸试验。或者, 如果焊材采用低强匹配, 可以增加角焊缝的焊喉尺寸作为补偿, 此时应进行焊材拉伸试验, 并与焊材的名义抗拉强度进行比较。

此外, 焊接人员和操作工必须获得一定的专业资格, 以证明其完成的高强钢焊接结构质量满足要求。焊接人员和操作工至少应满足国标 GB/T 15169⁵⁹ 以及国标 GB/T 19805⁶⁰ 的相关要求。

10.5 焊接接头的准备和加工

通常采用热切割和机械加工对焊接坡口进行准备(参见 9.2 节和 9.7 节)。所有常用的坡口加工方法都可用于高强钢⁶¹。在热切割过程中, 接头表面可能会形成一层较薄的氧化层, 于焊接前先应将其去除。对于厚度较小的钢板, 可采用剪切加工焊接坡口。建议去氧化层, 保证焊接接头的性能。对于强度等级高于 Q460 的钢材, 应打磨切割区域, 去除氧化层, 并通过目测、着色渗透或磁粉探伤检测等方法确保没有裂纹生成。可通过打磨去除可见的裂纹, 并调整坡口的几何形状。

焊接时应注意避免焊渣产生飞溅, 如果焊渣飞溅出焊缝熔合区以外, 应打磨钢材表面并检查。对强度高于 Q460 的钢材, 应进行目测、着色渗透或磁粉探伤进行检查, 还应该打磨去除焊渣。

焊接时应尽可能减小临时支撑。如果不能避免, 应与工程师或设计人员沟通, 确定临时支撑的位置。临时支撑应通过切割或打磨的方式去除, 以免损坏母材, 随后应小心打磨平整。对临时支撑拆除的部位应进行目测检查, 对强度等级高于 Q355 的钢材应进行无损检测。未经允许, 不能对强度等级高于 Q460 的钢材进行切削。

与普通钢相比, 高强钢在焊接过程中的产生的焊接变形更大。因此需要对焊接工艺进行更严格的控制, 并且需要更多的夹具进行固定。

10.6 焊材的力学性能

为了使焊接连接满足力学性能的要求, 焊材和焊接热影响区都必须具备足够的强度和韧性。焊接连接的强度取决于几个因素, 例如焊材(等强匹配还是低强匹配, 参见第 6.3.1 节)、化学成分(碳当量)、热输入量、预热温度以及层间温度。(预热温度是焊接开始前加热构件表面达到的温度, 层间温度是后续焊接开始时的温度)。

焊材的强度主要取决于焊材的种类, 而焊接热影响区(HAZ)的强度则取决于焊后的冷却时间($t_{8/5}$)。

10.6.1 热输入量

熔透焊的热输入量(Q)计算方法由式(10-2)给出。热输入量与电压、电流和焊接速度有关。虽然对于传统的焊接方法而言, 热输入量越高, 生产效率越高, 但在实际生产过程中首先应当考虑减小热输入量, 因为这会使钢结构的韧性更高、强度更高、变形更小(特别是厚度较小的高强钢结构)、残余应力水平更低, 且热影响区(HAZ)宽度更小。可以直接与钢铁生产商沟通, 以获得适用于不同强度等级和交货状态的钢材的热输入量建议取值。

$$Q = k \times E \quad (10-2)$$

$$E = \frac{U \times I \times 60}{v \times 1000}$$

式中 E 为焊接电弧的能量

U 为 焊接电压 (V)

I 为 焊接电流 (A)

v 为 焊接速度(mm/分钟)

k 为 焊接效率, 对 MAG, MMA 取 0.8; 对 SAW 取 1.0; 对 TIG 取 0.6

10.6.2 冷却时间 $t_{8/5}$

焊接过程中的升温降温循环对焊接接头的力学性能有着显著的影响。焊后冷却时间 ($t_{8/5}$) 指的是焊缝从 800 °C 冷却到 500 °C 所需的时间, 以秒为单位。焊后冷却速度对结构非常关键, 因为正是在这个过程中, 材料的微观结构, 热影响区的韧性、强度和硬度都发生改变。

在实际生产过程中, 可以用两个焊接参数调整 $t_{8/5}$: 热输入量和预热温度。增大热输入量和预热温度会导致冷却速度变慢, 从而使冷却时间 $t_{8/5}$ 变长。确定焊接参数和几何尺寸后, 可以根据欧盟标准 EN 1011-2⁶²确定冷却时间 $t_{8/5}$ 。如果没有可用的冲击吸收能量、韧脆转变温度和硬度与 $t_{8/5}$ 之间的关系曲线, 建议按照国标 GB/T 19869.1⁶³ 和国际标准 ISO 15613⁶⁴进行焊接工艺评定试验。需要确定 $t_{8/5}$ 的上限和下限才能保证焊缝和热影响区的力学性能满足要求。当冷却时间 ($t_{8/5}$) 较短时(例如热输入量较低、板厚较大或工作温度较低), 热影响区的硬度可能会超过极限值, 并产生氢致冷裂纹。冷却时间过长会导致热影响区的强度和韧性下降。对于强度等级最高为 Q700 的高强钢而言, 冷却时间通常应为 5 至 20 秒, 对于更高强度的高强钢, 冷却时间应减少至 5 至 15 秒, 以保证焊接结构的性能满足要求。

10.6.3 焊接热影响区 HAZ 的软化

在高强钢焊接过程中, 由于微观结构的改变, 可能在热影响区形成软化。软化区的宽度和硬度主要与材料的厚度和热输入量有关。如果板厚较小或热输入较高, 则软化区的宽度增加, 且强度更低。如果采用合适的热输入量, 则可以保证热影响区的强度达到母材的设计强度。

10.6.4 氢致冷裂纹

当焊接后热影响区的温度低于 200 °C 时, 如果微观结构韧性不够, 焊缝中存在氢, 并且残余应力较高, 则可能出现裂纹。这种裂纹的形成与钢材的合金含量有关: 碳当量(CEV)越低, 焊接后越不容易产生氢致冷裂纹。

焊材或接头表面可能存在铁锈等杂质, 导致焊接区域存在氢。由于材料在冷却时产生收缩, 焊缝附近会产生残余应力。

正如前文所提到的，热机械轧制钢的碳当量较低，表面它们更不容易产生氢致冷裂纹。相反，调质钢的碳当量较高，因此往往对氢致冷裂纹的更敏感。不管在哪种情况下，都应采取适当的措施来避免产生氢致冷裂纹。欧盟标准 EN 1011-2 附录 C 针对如何调整最低预热温度，避免氢致裂纹提出了一些建议。

10.7 预热和层间温度

对构件预热可以降低了产生氢致裂纹的风险。预热会使构件在焊接后冷却速度降低，使氢有足够的时间扩散出去。氢的扩散温度主要在 100 °C 和 300 °C 之间。

除了预热，焊接过程中还必须保持层间温度。受热的区域的宽度应在焊缝两侧至少大于 100 mm。层间温度和热输入量应保持相对较低，防止晶粒长大(导致韧性降低)和过度回火(导致强度降低)。

应根据欧盟标准 EN 1011-2 附录 C 确定是否需要预热。例如，当明确了钢材的碳当量、焊接接头的板件厚度、焊材的氢含量和热输入量时，可根据 EN 1011-2，附录 C 中的方法 A 中选择合适的预热温度和层间温度。

也可与钢材生产商沟通，咨询预热温度和层间温度的相关建议。

10.8 焊接质量检验

高强钢焊缝的检验和测试应根据国标 GB 50661 进行。在焊接后应对结构进行检查和评估，并作为焊接工艺规范 (WPS) 的一部分。

氢致冷裂纹也被称为“延迟裂纹”，因为它通常在焊接后才产生。对高强钢焊接结构，应在焊接以后达到最低的保持时间的要求后进行磁粉探伤(NDT)。最低保持时间通常为 8 到 48 小时之间，如表 10.5 所示。

表 10.5 高强钢焊后保持时间要求 (改编自 EN 1090-2 表 23)

		保持时间 [小时]	
按照欧盟标准 EN 1011-2:2011, 附录 C 中的方法 A 进行预热			
焊缝尺寸 [mm] *	热输入量 Q [kJ/mm]	Q420 – Q460	Above 460
a 或 $s \leq 6$	全部	仅冷却时间	24
$6 < a$ 或 $s \leq 12$	≤ 3	8	24
	> 3	16	40
a 或 $s > 12$	≤ 3	16	40
	> 3	24	48
按照欧盟标准 EN 1011-2:2011, 附录 C 中的方法 B 进行预热			
焊缝尺寸 [mm] *	Q420 – Q690		
a 或 $s \leq 20$	仅冷却时间		
a 或 $s > 20$	24		
* 焊缝尺寸代表角焊缝的名义焊喉尺寸 a 或全熔透焊缝的名义材料厚度 s 。对于单边部分熔透对接焊缝， a 表示名义焊缝深度，对于双边部分熔透对接焊缝， a 表示名义焊喉尺寸的总和。			

上述的焊后保持时间都是最低要求。对于关键结构，应考虑更严格的要求。例如，在磁粉探伤之前，所有高强钢都应经过 48 小时的保持时间，这也可能与相关钢材的碳当量有关。此外，应考虑提高检测的要求。

10.9 焊后热处理

焊后热处理 (PWHT) 主要用于降低构件中的残余应力，或让氢在钢结构中扩散开来，避免开裂。焊后热处理通常在 200 °C 左右进行。如果规范要求进行焊后热处理，则应与钢铁生产商沟通，以确保焊后热处理不会对钢材的力学性能产生不利的影响。

钢构加工商也应当证明所选用的高强钢的焊后热处理程序满足要求。

第 9.5 节针对热处理消除残余应力给出了一些建议。

10.10 异种材料的焊接

将高强钢和普通钢进行焊接时，必须同时考虑两种钢材的可焊性。异种材料在焊接时，应与高强钢焊接相同，焊材强度的选用应基于强度更低的钢材，并且要严格遵循有关热输入总量、焊材的维护和保养，焊材的选用以及控制焊材氢含量的程序。对于异种钢的焊接，焊材的抗拉强度不一定要高于连接中强度最低的材料，但仍然需要注意控制氢的含量，避免产生氢致冷裂纹。

11 参考文献

- 1 GB 50017-2017 钢结构设计标准, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2017
- 2 JGJ/T 483-2020 高强钢结构设计标准, 中华人民共和国行业标准, 2020
- 3 GB/T 1591-2018 低合金高强度结构钢, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2018
- 4 GB/T 19879-2015 建筑结构用钢板, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2015
- 5 EN 10025 Hot rolled products of structural steels
 - EN 10025-1:2004 General technical delivery conditions, CEN, 2004
 - EN 10025-2:2019 Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, CEN, 2019
 - EN 10025-3:2019 Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels, CEN, 2019
 - EN 10025-4:2019 Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels, CEN, 2019
 - EN 10025-5:2019 Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance, CEN, 2019
 - EN 10025-6:2019 Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition, CEN, 2019
- 6 GB/T 6725-2017 冷弯型钢通用技术要求, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2017
- 7 GB/T 8162-2018 结构用无缝钢管, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2018
- 8 API Specification 5L, Specification for Line Pipe, 46th Ed., American Petroleum Institute, 2018
- 9 EN 10219 Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels, CEN
- 10 EN 10210 Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels, CEN
- 11 GB/T 2518-2019 连续热镀锌和锌合金镀层钢板及钢带, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2019
- 12 EN 10346 Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming
- 13 GB/T 700-2006 碳素结构钢, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2006
- 14 DNV-RP-C208 Determination of Structural Capacity by Non-linear FE Analysis Method, 2013
- 15 EN 1993-1-10:2005 Eurocode 3. Design of steel structures. Material toughness and through-thickness properties, CEN, 2005
- 16 GB/T 5313-2010 厚度方向性能钢板, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2010
- 17 GB/T 4171-2008 耐候结构钢, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2008
- 18 GB 50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2018
- 19 EN 1993-1-1:2005 +A1:2014 Eurocode 3: Design of steel structures – General rules and rules for buildings, CEN, 2014

- 20 EN 1993-1-12:2007 Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700, CEN, 2007
- 21 GB 50011-2010 建筑抗震设计规范, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2010
- 22 GB/T 6728-2017 结构用冷弯空心型钢, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2017
- 23 GB/T 11263-2017 热轧 H 型钢和剖分 T 型钢, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2017
- 24 GB 50936-2014 钢管混凝土结构技术规范, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2014
- 25 GB 50010-2010 混凝土结构设计规范, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2010
- 26 GB/T 50107-2010 混凝土强度检验评定标准, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2010
- 27 EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part1-1: General rules and rules for buildings, CEN, 2004
- 28 Liew, J.Y.R. and Xiong, M.X., Design guide for concrete filled tubular members with high strength materials: An extension of Eurocode 4 method to C90/105 concrete and S550 steel, Research Publishing, Singapore, 2015
- 29 KUOPPA, J. Design Handbook: Structural design and manufacturing in high-strength steel, SSAB, 2012
- 30 COUCHMAN, G.H. Design of semi-continuous braced frames (P183), SCI, 1997
- 31 JOHNSON, R.P. Volume 1 Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings, Composite Structures of Steel and Concrete, 2nd Edition, 1994
- 32 GB/T 3098.1-2010 紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2010
- 33 GB/T 3103.1-2002 紧固件公差 螺栓、螺钉、螺柱和螺母, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2002
- 34 GB/T 5780-2016 六角头螺栓 C 级, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2016
- 35 GB/T 5782-2016 六角头螺栓, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2016
- 36 GB/T 1228-2006 钢结构用高强度大六角头螺栓, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2006
- 37 GB/T 1229-2006 钢结构用高强度大六角螺母, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2006
- 38 GB/T 1230-2006 钢结构用高强度垫圈, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2006
- 39 GB/T 1231-2006 钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2006
- 40 GB/T 3632-2008 钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2008

- 41 GB/T 8923.1-2011 涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第1部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级，中华人民共和国国家标准，北京，2011
- 42 Hollow Structural Sections Connections Manual, AISC, 1997
- 43 GB/T 5117-2012 非合金钢及细晶粒钢焊条，中华人民共和国国家标准，北京，2012
- 44 GB/T 14957-1994 熔化焊用钢丝，中华人民共和国国家标准，北京，1994
- 45 GB/T 8110-2008 气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝，中华人民共和国国家标准，北京，2008
- 46 GB/T 10045-2001 碳钢药芯焊丝，中华人民共和国国家标准，北京，2001
- 47 GB/T 17493-2018 热强钢药芯焊丝，中华人民共和国国家标准，北京，2018
- 48 GB/T 12470-2003 埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂，中华人民共和国国家标准，北京，2003
- 49 GB 51249-2017 建筑钢结构防火技术规范，中华人民共和国国家标准，北京，2017
- 50 EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, CEN, 2005
- 51 EN 1993-1-9:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue, CEN, 2005
- 52 EN 1090-1:2009+A1:2011 Execution of steel structures and aluminium structures. Requirements for conformity assessment of structural components, CEN, 2011
- 53 High strength steels for structural applications – a guide for fabrication and welding, BCSA Publication No. 63/20
- 54 GB 50661-2011 钢结构焊接规范，中华人民共和国国家标准，北京，2011
- 55 GB 50205-2020 钢结构工程施工质量验收标准，中华人民共和国国家标准，北京，2020
- 56 GB/T 19419-2003 焊接管理 任务与职责，中华人民共和国国家标准，北京，2003 (该规范等同 ISO 14731:1997)
- 57 GB/T 12467.5-2009 金属材料熔焊质量要求 第5部分：满足质量要求应依据的标准文件，中华人民共和国国家标准，北京，2009 (该规范等同 ISO 3834-5:2005)
- 58 GB/T 26957-2011 金属材料焊缝破坏性试验 十字形接头和搭接接头拉伸试验方法，中华人民共和国国家标准，北京，2011 (该规范等同 ISO 9018:2003)
- 59 GB/T 15169-2003 钢熔化焊焊工技能评定，中华人民共和国国家标准，北京，2003 (该规范等同 prEN ISO 9606-1:2002)
- 60 GB/T 19805-2005 焊接操作工 技能评定，中华人民共和国国家标准，北京，2005 (该规范等同 ISO 14732:1998)

- 61 GB/T 985.1-2008 气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2008 (该规范修改并采用 ISO 9692-1:2003)
- 62 EN 1011-2:2001 Welding. Recommendation for welding of metallic materials. Arc welding of ferritic steels, CEN, 2001
- 63 GB/T 19869.1-2005 钢、镍及镍合金的焊接工艺评定试验, 中华人民共和国国家标准, 北京, 2005 (该规范等同 ISO 15614-1:2004)
- 64 ISO 15613:2004 Specification and qualification of welding procedures for metallic materials. Qualification based on pre-production welding test, CEN, 2004

附录 A 高强钢的生产

A.1 概述

中国标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591-2018³和《建筑结构用钢板》GB/T 19879-2015⁴（见2.1节和2.2节）对热轧结构钢产品有相关规定，包括从普通强度的结构钢板材产品到淬火和回火状态下的高强度结构钢产品的技术要求及交货条件。通常情况下，如果没有具体的交货状态，则交货状态由制造商决定。

A.2 生产过程

A.2.1 高强钢板

与普通强度的钢板（屈服强度小于350MPa）相比，高强度钢材的生产过程有如下不同：
(i) 化学成分；(ii) 高温轧制及冷却条件。与其他钢材一样，(i)和(ii)的组合决定了钢材最终的微观结构，并由此决定力学性能。一般来说，与普通强度钢相比，高强度钢材的生产过程需添加额外的合金元素，更加严格的控制方法，以及严格控制至冷却温度后才能进行热处理或回火工艺。

从本质上讲，高强度钢材的微观晶粒往往更微细，由于高强度钢材是在较低的温度下生产，其内部将产生更多位错，导致硬度增加（强度提高）。因此，通常需要增加热处理或回火工艺来软化微观结构，以确保在强度不降低太多的前提下提高钢材延性。

图A.1为用于生产高强度钢板材的几种加工路径示意图。下文将描述不同加工路径所带来的性能差异，以及在选择钢材牌号时应考虑的一些关键工艺和合金元素。

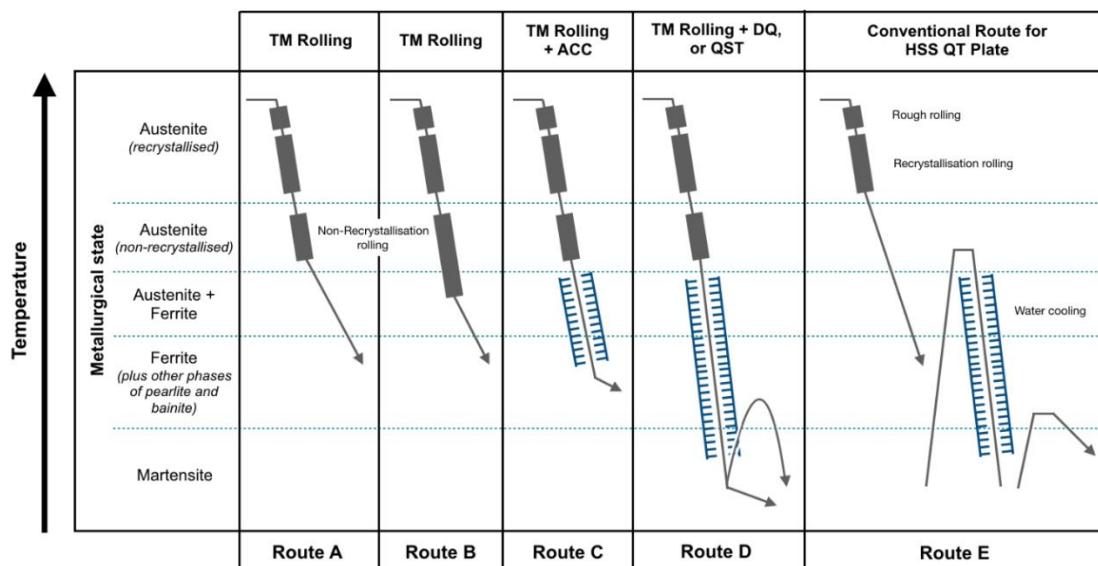


图 A.1 用于生产高强度钢板材的几种加工路径示意图

路线A和B包含了大多数高强钢板材产品生产的起点：热机械轧制（TM）。这是一种特殊的轧制方法，通过控制产品最终形状的热变形工艺来提高钢材的力学性能。传统的轧

制方法用于 As-Rolled (AR) 或 Normalized (N) 路线，其中板材基本上只先进行外部形状的初加工，在完全再结晶的奥氏体阶段完成轧制；与此不同的是，热机械轧制侧重于细化钢材的微观结构，细化晶粒尺寸。由高温下奥氏体结构相变得到的细颗粒铁素体晶粒，不仅可以获得更高的强度，还可以改善低温冲击韧性。这里必须认识到，细化晶粒是唯一能够同时提高强度和改善韧性的冶金机制。其他方法虽然同样可以提高强度，但会使其他性能变差，如韧性或焊接性能降低。

为了能够采用热机械轧制来生产高强钢板材或其他产品，必须添加一些合金元素，常见的如有 (Nb)、钒 (V) 和钛 (Ti) 等微合金元素，添加量都很低，合金含量从 0.01% 到 0.1%。热机械轧制时一般添加铌元素，合金含量为 0.015% 至 0.04%。铌是非常重要的微合金化元素之一，是控制轧制钢材的首选元素。因为它能够在轧制过程中延缓奥氏体的再结晶，且作用温度与板材轧制温度相兼容。这一冶金过程至关重要，因为它允许应变积累，并且由于纳米级铌沉淀物的形成，每次轧制都有可能从奥氏体结构中相变产生更大的铁素体晶核。上述过程被称为热机械轧制，有时也被称为“切断”奥氏体结构，从而在相变过程中，产生了更多更细的铁素体晶粒，钢材的强度和韧性都得以提高。

铌元素的额外优势是可以允许减小钢材的其他元素含量，特别是减少碳元素含量。这一点非常重要，因为含碳量较低的钢材在相同或更高的屈服强度和抗拉强度下表现出较好的韧性、沿厚度方向性能和焊接性能。因此，在某些情况下，使用碳含量更低的微合金化热机械轧制板相对正火轧制板更有优势，因为后者在同等强度下的碳含量会高很多。

路线 A 和路线 B 的起始轧制方法相同，但在轧制变形的最后阶段有所不同。一般来说，中厚板钢的轧制可分为以下几个关键阶段：(i) 定尺，通过交叉轧制使初始板坯达到预定的板带宽度；(ii) 粗轧，通过反复的再结晶过程将内部奥氏体微观结构分解；(iii) 精轧，继续轧制使钢板达到预设厚度。与前两个阶段类似，精轧阶段主要在高温奥氏体微观结构阶段进行（即高于 Ar_3 温度，也就是奥氏体开始相变为铁素体的温度）。然而，在某些应用中，也可以在奥氏体和铁素体两相区域进行轧制。这将会产生混合结构，包括转化后的等轴晶粒和亚晶粒，从而进一步提高了强度和韧性。这种类型的微观结构可能很难控制，需要确保板厚方向上的均匀性能，因此没有被广泛采用。因此，路线 A 和路线 B 的主要区别在于，前者是高于 Ar_3 温度下完成轧制，即处于完全奥氏体状态，而后者是在低于 Ar_3 温度下完成轧制，部分已经进入铁素体相。在这两种路线下，轧制后的钢板都是在空气中冷却到室温。

钢板的制造，无论采用何种路径，都是从在熔炉中被重新加热到预定温度的钢坯开始。对于普通强度钢，钢坯的温度主要是考虑在轧制过程中易于变形而设定。当然，温度越高，轧制就越容易，对轧机的要求就越低（负荷和扭矩较低）。然而，这需要综合考虑加热钢坯的燃料和时间成本以及将钢坯轧制到预设厚度所需的时间等因素。板材越薄，轧制时间就越长。此外，因钢厂设备不同，一些老旧的轧钢厂可能对每一次轧制的变形量有所限制，而且对初始钢坯的尺寸要求也可能不同。

随着钢板厚度的增加，尺寸限制逐渐成为关键控制因素。一般来说，大多数中厚板轧机要求初始钢坯厚度应至少是最终板材厚度的三倍。例如，50mm 的板材对应的初始钢坯厚度应该至少是 150mm。然而，在实际轧制中，初始钢坯应更厚一些，因为在轧制之前需要预先进行交叉轧制使初始钢坯达到预定的板带宽度，这一操作会减小钢坯厚度。此外，为保证沿厚度方向的性能以及较好的低温韧性，建议在初始阶段（粗轧道次）应尽可能增加绝对压下量，因为这将增加钢坯及板材中心处的累积应变。这类操作有时被称为高形状因子轧制，并被证明对板材的力学性能是有益的。

由于热机械轧制钢是微合金化的，最终板材的温度非常重要，以确保所需的微合金化元素的溶解。这对铌元素来说是特别重要的，因为它的溶解温度范围与炼钢炉子的操作温度有很大关系。对于钒微合金化钢，溶解温度较低，因此所有的微合金添加物在典型的板坯再加热温度下将处于溶液中。对于钒微合金钢，钒的溶解温度较低，因此在一般的板坯再加热温度下，微合金添加物都可以被溶解。

路线 C 实际上是路线 A 和 B 的延续，再加上轧制后的水冷却阶段。水冷却通常被称为 "加速冷却 (ACC)"，有时以这种方式生产的板材也被称为 TMCP 板材（热机械控制过程），但这个术语也经常用来描述热机械轧制的板材。

当板材完成轧制后，使用加压水从板材的顶部和底部进行控制冷却。水是由板材顶部和底部的喷嘴集束单元喷出冷却，或者是使板材穿过专门的加速水冷却单元，从而使控制冷却率更高。冷却速度都是根据板材的合金含量、厚度和力学性能来具体确定并控制的。值得注意的是，路线 C 并不是将板材冷却至室温，而是冷却至 Ar_3 和 M_s 之间的温度。
(M_s 是指低于此温度时，马氏体结构将从任意未转化奥氏体相中形成；它通常低于 500°C，但取决于组织类型)

通过控制冷却工艺，特别是在热机械轧制之后采用控制冷却，可以得到如下好处：(i) 与在空气冷却的板材相比，可以从奥氏体中相变出更细的铁素体晶粒，从而提高强度，改善韧性；(ii) 产生其他低温相变的组织结构，如细小的珠光体和贝氏体，有助于提高强度；(iii) 通过从铌或钒的微合金中形成纳米级的沉淀物，产生额外的强度；(iv) 减少内部带状组织的存在，即铁素体和珠光体的交替层，从而减少片状撕裂的风险；(v) 允许更低的碳含量，改善焊接性和韧性。

与轧制阶段一样，温度控制和整个板材沿宽度、长度和厚度方向的温度均匀性很重要，因为这对冶金性能有非常大的影响。当采用水冷工艺时，温度控制将变得更加关键，必须考虑沿板各个方面温度梯度，从板的前端（头）到后端（尾），以及从表面到内部（核心）。如果不采用正确的冷却速度，那么很可能产生不希望出现的微观结构，导致沿板各方向的力学性能不一致，甚至平整度不佳。对于达到一定厚度的板材，初始变形可以在板材厂通过热处理来矫直，但不是所有的板材厂都有矫直设备。然而，这并不能解决力学性能不均匀的问题。此外，热矫直会产生残余应力，但这些残余应力在构件制造过程中可能并不明显。因此，如前所述，工程师必须了解板材是如何轧制和冷却的。

大多数中厚板厂可以通过热机械控制过程 (TM+ACC) 途径生产从 Q355 到 Q460 强度等级的中厚板。然而，并不是所有的钢厂都有能力生产更厚（更重）、强度更高的板材。

路线 D 与路线 C 类似，在热机械轧制后采用更快速度冷却，并在低于 M_s 温度下直接淬火，然后在第二热处理步骤中回火来实现。通过这种途径生产的板材也被称为 "调质钢" 或 "QT" 钢。直接通过热机械轧制的优点是形成了精细的马氏体结构，与通过传统途径生产的调质钢相比，可以进行回火，从而提高了冲击性能。一般情况下，在满足 -20 °C 冲击功限值的提前下可以制造出高达 Q960 甚至 Q1100 的高强度钢材。然而，应该注意的是，由于设备的限制，实际上只有有限的中厚板生产商能够采用路线 D，因为它要求淬火装置与轧机结合在一起。在这种情况下，板材的实际厚度将直接受淬火能力的限制，因此对于强度较高的厚板，必须采用传统的调质钢路线。

路线 E 为生产高强度调质钢时采取的传统工艺，即在完全奥氏体状态下轧制板材，无需进行任何热机械轧制处理，然后空冷至室温。板材可能仍然含有一些微合金元素，因为需要这些元素来微观组织相变，从而得到预期的力学性能。

淬火后，板材在辊底炉中进行热处理，回到完全奥氏体再结晶状态，然后快速水淬至室温，形成由马氏体和低温贝氏体组成的较硬的微观结构。然而，由于这些结构的延性较差，本质上是脆性的，钢板要在另一个辊底炉中进行二次低温热处理，通常在 600 °C 附

近，根据钢的合金含量、钢板厚度和力学性能要求，进行一段时间的热处理。例如，一个给定的钢板可以通过回火来生产出相同化学成分下的不同产品，以获得 600 至 1000MPa 的屈服强度钢材。这都是通过回火过程中改变微观结构实现的。因此，了解回火过程中形成的各种微观结构对力学性能的影响，对材料的优化设计和工业应用都很重要。通常情况下，回火使马氏体板条变粗，降低位错密度，并使碳化物沉淀物增长，包括那些由铌和钒微合金形成的碳化物。

总的来说，淬火和回火实现了极其精细和均匀的微观结构，其特点是强度高和延性好。例如，这种方法被用来制造满足-60 °C 冲击功限值的厚度达 150mm 的 Q500 钢板，满足-40 °C 冲击功限值的厚度达 100mm 的 Q690 钢板，甚至厚度高达 50mm 的 Q1100 钢板。

近年来，一些世界领先的中厚板轧机的功能有了显著提高，特别是铸造和轧制更厚的初始钢坯的能力。这为生产更厚的板材提供了可能，这些板材具有更好的低温韧性和更高的强度。此外，随着直接淬火设备的升级安装，有更多的中厚板制造厂能够生产种类更多的调质钢板材。

A.2.2 高强钢管

高强钢空心型材以冷成型状态（按照 GB/T 6725⁶冷弯型钢通用技术要求）供应，强度最高可达 Q750。它们在热成型状态下（按照 GB/T 8162⁷）的供应产品较少，强度最高可达 Q460。

热加工和冷成型的高强钢型材的最初生产路线基本相同，即为管状制造而设计的高强钢带材以分切卷的形式提供。卷曲的带钢被解卷到储能器中，并对边缘进行铣削以准备焊接。然后，带材通过一系列成型辊轴形成钢管，并在接缝处被焊接。焊接过程可以采取电阻焊（ERW），其中包括低、中、高频率的焊接技术，或使用埋弧焊（SAW）中的消耗性电极进行焊接。所有的焊接过程都应是连续的。

在大多数中空型材的生产中，最常见的焊接工艺是通过高频焊接（HFI）（通常 ≥ 70 kHz）的电阻焊，其优势主要体现在，由于高频焊接工艺固有的高焊接速度，可以实现高生产率。高速率意味着高的加热和冷却速率。这种高速热循环有利于贝氏体结构的形成，而不是马氏体结构，并会提升其机械加工性能。带材的宽度取决于管子的直径，并且有非常严格的公差。纵向带材的边缘被电加热并压在一起以实现结合。

一旦钢管成型，需要通过另一组辊轴冷成型为最终形状（即冷成型），或者采用热处理（即通过将管子加热到 860 °C 左右），然后轧制所需的最终形状并控制冷却（即热成型）。在一些设施中，钢管没有被热处理到正火温度，而是采用“温热”成型；但传统做法是正火，即在正火温度范围内（奥氏体状态下）对钢管进行加工或热处理。请注意，纵向焊缝可以在焊接后进行退火和控制冷却（水冷或空冷），如果是热加工，则需在最终形状形成之前进行整体退火。

由于这一步热处理，高强钢热加工的空型管材必须保持与最初的高强钢板材相同的强度和韧性性能。由于钢材被完全奥氏体化，最初的细晶粒组织将变得更粗，从而导致力学性能下降。因此，所提供的高强钢钢带中应有含量更高的微合金元素，如铌，钒，钼、铬甚至镍以达到更高的强度。微合金元素与钼元素的适当组合可在 550°C 至 650°C 的温度范围内保持强度不降低，从而提高耐火性。对于现代高强钢热加工型材来说，主要的挑战不一定在于强度，而是在低温下的韧性性能，特别是在较高的强度和较厚的板厚。

近年来，一些世界领先的型材制造厂的技术水平有了明显的提高，特别是在更大的壁厚上加工更高强度的带材的能力。此外，一些石油和天然气无缝钢管生产商的生产能力提高，也意味着更多的强度高、低温韧性优良且壁厚更厚的无缝管材逐渐开始应用。

A.2.3 高强钢长材

与高强钢板材一样，高强钢长材产品（即用于梁和柱的热轧开口型材）的生产路线一般会遵循图 A.1 中的路线 A、C 和 D。此外，由于轧制板材与长材的轧制设备不同，后者也可以采用传统的轧制程序，如路线 E 的第一部分，所有的热轧都是在完全奥氏体状态下进行的，并空冷或水冷到室温。

与高强钢板材一样，高强钢长材产品的生产与低强度钢产品有所不同：(i) 化学成分；(ii) 热轧和后续冷却的条件。与其他钢材一样，(i) 和 (ii) 的组合决定了钢材最终的微观结构，并由此决定力学性能。一般来说，为了达到更高的强度，需要添加特定的合金元素，并在轧制过程中采取更严格的控制措施，以及严格控制至冷却温度后才能进行回火步骤 (QST)。与高强钢板材不同的是，长材产品一般不经过进一步的热处理过程。此外，它们的加工时间更短，从而生产线的生产率更高。这意味着，与板材轧制不同，长材产品不能被搁置以允许温度自然下降，以便进行热机械轧制。

板材轧制和长材轧制的一个关键区别是，前者的起始原料是连续浇铸的板坯，而后者则是方坯或梁坯。坯料是方形或矩形截面的铸件，通常为 220×220mm 至 750×850mm，主要用于制造 H 型钢、I 型钢和其他型材。中型和重型 H 型钢通常由连续铸造的梁坯轧制而成，梁坯呈近似于狗骨形状的铸件，尺寸从 250 × 200 × 80 mm 到 1150 × 490 × 130 mm。

近年来，一些世界领先的长材生产商的技术水平有了显著提高。特别是铸造和轧制更重工件的能力，以及回火工艺 (QST) 的提升，这意味着可以生产更重（更厚）的梁构件，其具有良好的低温韧性和可焊性，可以在强度更高前提下降低碳含量。

附录 B 案例分析

B.1 英国伦敦穆尔盖特交易所

B.2 荷兰 Zandhazen 铁路桥

B.3 瑞典埃斯基尔蒂娜 Stiga 体育竞技场

英国伦敦
穆尔盖特交易所
(Moorgate
Exchange) 大楼





图 1 穆尔盖特交易所 Moorgate Exchange 大楼
概貌

资料来源: HKR Architects

摘要

穆尔盖特交易所 (Moorgate Exchange) 大楼地处伦敦金融城, 是一座竣工于 2014 年的 12 层高办公大厦。此大厦底部以多根两层楼高的 V 形柱子为支撑, 以顶部倾斜立面形成屋顶, 呈现出六层台阶式景观露台 (图1), 极具地标性。独特的楔形结构是为了规避如下限制场地的因素: 当地居民的“采光权”、圣保罗大教堂景观视廊的高度限制、场地占地与横贯铁路间的部分重叠。

该建筑采用了结构钢, 利用较大的净跨度尽量增加可出租空间; 柱内填充混凝土以最大限度地降低防火涂层厚度; 整体采用较低层高, 为大厦增加了额外楼层。该建筑总共使用了 2900 吨钢。

大厦通过采用高性能外墙、高效 HVAC 系统和其他保护措施, 尽量减少对环境的影响, 并凭此获得了英国建筑研究院 BREEAM 环境评估方法的“卓越”评级和美国绿色建筑委员会 LEED 评估体系的“白金级”认证。它是伦敦少有的能够满足这些最高环境标准的建筑。

该大厦的建造成本约为 5600 万英镑。

选材

之所以选择钢材作为框架材料，是因为这比采用钢筋混凝土作为框架材料的建筑时间更短。由于钢框架重量较轻，建造时便可采用桩筏基础；这比较重的混凝土框架所需的桩基的建造时间更短、成本更低。钢框架大跨度结构比混凝土等效框架更能适应未来租户的改造要求。表1大致介绍了钢结构办公楼的经济效益情况。

该办公楼的钢柱由塔塔钢铁公司（Tata Steel）提供，是根据欧洲产品标准 EN 10210 采用 S355J2H 等级材质制成的热成型圆形中空型钢（CHS）；该标准规定最小抗屈强度为 355 MPa，在零下 20°C 时的最小韧性为 27 J。这种钢本身属于铌微合金钢（铌含量为 0.030%，重量百分比），可轻松实现相应的强度和韧性要求。此外，采用铌微合金化可降低碳含量，显著提高了可焊性，而较细的晶粒也提高了其成形性。

考量因素	优越性	经济效益
施工速度	根据项目具体规模，与场地密集型施工相比，施工时间减少 20% 至 30%。	经济效益取决于经营活动。就整体建筑成本而言，预计可节省 1% 的利息费用，以及 2% 的早期租赁或空间使用费用。
施工现场管理成本	由于工期较短以及施工过程的打包性质，施工现场管理成本降低。	施工现场管理成本可降低 20% 至 30%，进而可在总建筑成本方面实现 3% 至 4% 的节省比例。
服务整合	结构区域中的服务集成使楼层高度减少 100 至 300 毫米，从而节省了幕墙成本。	若层高减少 5%，原本 20 层的建筑便可多出一层，相当于总建筑成本 1% 的幕墙成本也会减少。
地基	钢结构的重量不到等效混凝土结构重量的一半，相当于整体地基荷载减少 30%。	地基成本取决于子结构和地下管道线路等因素，可占至建筑成本的 5%。地基荷载减少 30% 可以显著节省建筑成本。
无柱空间	大跨度钢结构为灵活使用空间提供了更大的可能性，具体取决于建筑物的功能及其未来用途。	空间中部的大型支柱会导致约 1 m ² 的空间损失，约占建筑面积的 1%，并可能导致相应的租金收入损失。

表 1：办公楼钢结构的经济效益综述

来源：www.steelconstruction.info

设计



图 2 中心中庭和钢结构
资料来源: BCSA

这座 20,000 m² 的钢结构建筑设有可提供横向稳定性的两个主核心, 以及可将自然光线引入四周办公室的中庭 (图 2)。开放式空间和宽敞的无柱区域是设计时优先考量的因素, 由此造就了 15.5 m x 7.5 m 的结构网架。该设计具备灵活性, 确保所有楼层都可以根据需要进行细分。

钢架的设计考虑到了制造的便利性, 例如, 尽可能使用标准的钢板厚度来制造许多不同的梁。

为了最大限度利用可用空间并达到所需的90分钟防火性能, 内部支柱和外围支柱均为填充了混凝土根据欧洲规范 4 (EN 1994) 设计的圆形中空型钢。建筑周边使用的复合柱直径为 457 mm (厚度为 12.5 mm 和 16 mm)。如果选择的是纯钢解决方案, 则直径为 610 mm。内部支柱的直径为 508 mm, 厚度则为 16 mm 和 20 mm

梁采用蜂窝工字梁（深度通常为 550 mm），以便在结构区域内整合管道线路，从而增加地板到天花板的高度。这样的设计，不但满足了对于楼高的限制，并且成功地在建筑顶部额外增加了一个楼层。所有楼层都采用了这种楼板系统，屋顶花园下方则采用较浅却较重的横梁，以便达到防水和排水目的。

为了使大跨度楼板系统满足动态性能的要求，主梁之间被插入了中跨次梁或加劲梁。这样一来，在不增加更多重量的情况下提升了楼板的刚度，成功地降低了反应系数。

荷载通过二楼的转换梁结构传递给两排 V 形柱（每排四对，图 3）。斜柱由电镀箱形构件制成并被混凝土包覆。电镀箱形构件宽度从基座向上逐渐变细（从 900 mm 缩至 600 mm），每个构件重约 11 吨。其顶部被螺栓固定在二楼梁的下侧，底部则被螺栓固定在预制节点上。两根柱子在底部形成一个 90° 双向节点；节点被混凝土底座包覆（图 4）。这些节点自重便达到了 3 吨。二楼的两个长立面上，柱子的钢架向后退了 1.5 mm。

一楼则被二楼的一系列挂件勾住，仿若悬空而建，呈现空旷无柱的空间效果。

外露构件经过镀锌处理，可充分保障耐久性，确保建筑物实现 50 年的设计寿命。



图 3 地面和二楼之间的 V 形支柱结构
资料来源: Tata Steel

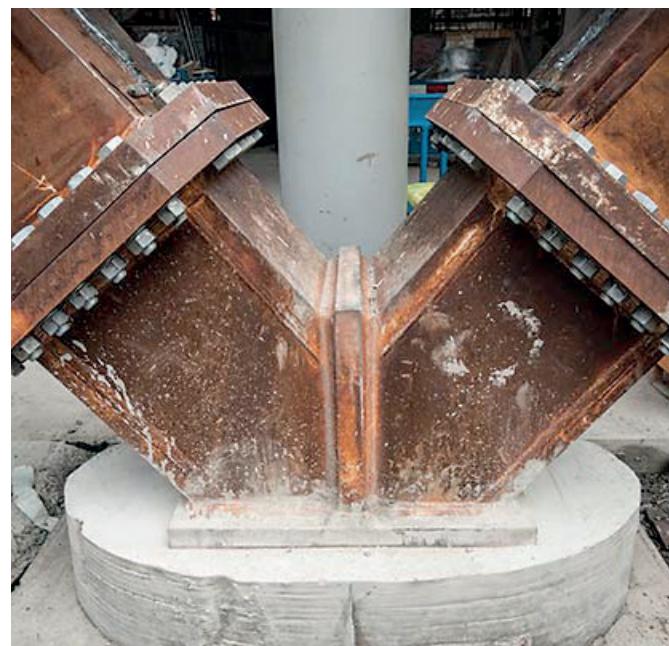


图 4 V 形柱连接到地面重达 3 吨的节点（被混凝土包覆前）
资料来源: BCSA

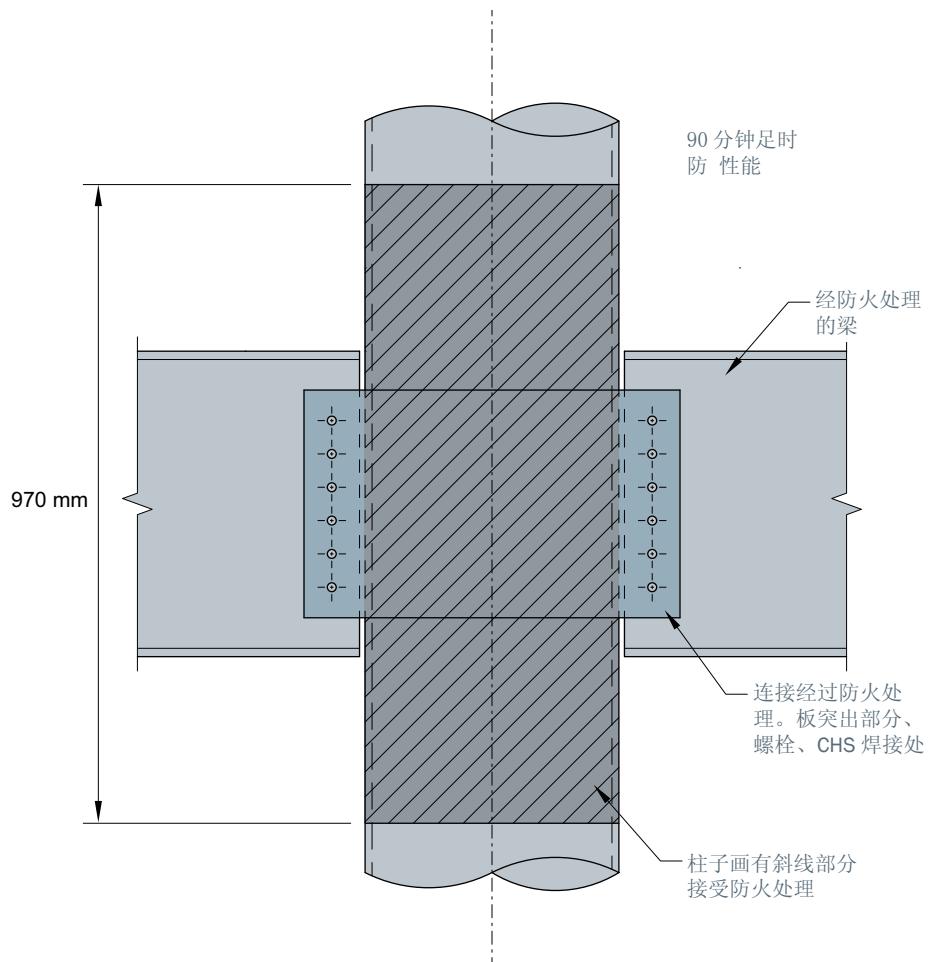


图 5 典型工字梁与 CHS 柱连接处的防火处理

在无需对任何内部柱子和边柱进行外部防火处理的情况下，带钢筋笼的混凝土填充型 CHS 柱亦可达到 90 分钟的防火保护性能。此分析用到了塔塔钢铁公司 (Tata Steel) 的 Firesoft 设计软件。此软件结合对地板结构防火工程分析，支持大比例地从钢结构中去除膨胀型涂料。

主工字梁与 CHS 柱的连接通常为贯穿 CHS 柱壁的翼板，并且假定采用普通铰接。在环境载荷作用下，节点强度满足欧洲规范 3 和欧洲规范 4 的要求。另外还采用了腹板穿过柱壁的工字短粗卡头。梁柱间的连接采用了“简单结构”原则：假定节点采用普通铰接（英国多层支撑框架设计中广泛使用的假设）。

CHS 柱连接区域局部经过膨胀型涂料防火处理，可达到所需的 90 分钟的防火性能（图 5）。

预制与架设

钢框架是在完成建造带滑模核心筒后的 20 周内架设完毕的。在设计底层结构时，考虑到了塔式起重机通过楼板的需求。焊接在截面上的短粗卡头能够实现快速有效的连接。

架设过程中，安装斜柱需要支撑，直至制作完成柱子顶部和底部的连接。由于必须严格满足装配玻璃的公差，协调钢框架结构与幕墙的任务十分复杂。

参考文献

Steel Exchange 文章，2013 年 7 月发布于 New Steel Construction 杂志。
(https://www.steelconstruction.info/Moorgate_Exchange,_London)

Design of composite beams with large web openings, Lawson, R.M. and Hicks, S.J.P355, The Steel Construction Institute, 2011.

Design guide for concrete filled, hot finished structural steel hollow section (SHS) columns, Yong Wang, 2014.
(https://www.steelconstruction.info/images/8/85/CFT_Design_Guide_March_2014.pdf)

塔塔钢铁公司 Tata Steel 的 Firesoft (设计软件，用于设计火灾和环境条件下的混凝土填充热成型圆形中空型钢)
(https://www.steelconstruction.info/Design_software_and_tools)

EN 10210 非合金和细晶粒钢的热加工结构空心型材。

EN 1993 欧洲规范 3：钢结构设计。

EN 1994 欧洲规范 4：复合钢与混凝土结构设计。

参与方

建筑师

客户方监理建筑师

结构工程师

项目经理

钢结构承包商与 CHS 及钢接头的设计方

主要承包商

客户

HKR Architects

Pringle Brandon Perkins+Will

Ramboll

GVA Second London Wall

Severfield (UK) Ltd

Skanska UK Ltd

Blackrock / Telex Sàrl



CBMM 是世界领先的铌产品和技术供应商。四十多年来，这家巴西公司通过致力于各种重要最终用途的工艺和应用研究的持续投资，赢得了这一市场地位。

该公司的目标不仅是满足全球铁合金、氧化物和纯金属方向的铌需求，而且还提供旨在提高效率和性能的技术开发框架，同时提升产品和供应链的附加值。

结构钢案例研究 (P425) 由以下机构代表 CBMM 准备：

The Steel Construction Institute (SCI)
Silwood Park, Buckhurst Road, Ascot, Berkshire. SL5 7QN

电话: +44 (0)1344 636525
传真: +44 (0)1344 636570
电子邮件: reception@steel-sci.com
网站: www.steel-sci.com

封面图片: Moorgate Exchange 夜景图, 资料来源: Tata Steel。

© 2018 年 The Steel Construction Institute 版权所有。保留所有权利。

荷兰 **Zandhazen**
铁路桥





图 1 Zandhazen 铁路桥 – 斜吊杆系杆拱桥

资料来源: Ivv-Infra b.v.

摘要

Zandhazen 铁路桥全长 255 米，是欧洲最长的铁路拱桥。

它承载了阿姆斯特丹东部默伊德贝赫跨越 A1 高速公路上的两条铁轨，宽约 17 米，高 55 米。此桥于 2016 年 8 月通车。

由于需要尽量减少对道路和铁路交通的干扰，设计中最关键的方面是确保运输和安装的便利性。因此，主梁和拱形截面选用 S460 钢种来限制桥梁的自重。

该铁路桥包括底层结构在内的总成本约为 4000 万欧元。

背景信息

Zandhazen 铁路桥是斯希普霍尔-阿姆斯特丹-阿尔梅勒 (SAA) 项目的一部分，这个庞大的基础设施开发项目旨在增加斯希普霍尔-阿姆斯特丹-阿尔梅勒走廊的道路通车流量，以缓解目前的交通拥堵。SAA 将是 2012 至 2024 年期间荷兰最大的道路建设项目。

在默伊德贝赫交叉口，A1 高速公路将从 6 车道扩宽到 16 车道，现有的预应力混凝土铁路桥将被拆除，由跨度显著扩大的 Zandhazen 新桥取代。



图 2 Zandhazen 铁路桥

资料来源：Ronald，持 CC BY-SA 4.0 许可

选材

由于需要最大程度减轻桥梁结构的自重以便于运输和安装，因此选择了屈服强度为 460 MPa (S460) 的高强度钢作为主要结构元件用钢。此外也无法使用强度较低的 355 MPa (S355) 钢，将导致使用更厚的钢板，不符合 EN 1993-1-10 允许的最大厚度。由于疲劳强度和刚度都不是影响主要结构设计的重要因素，因此 S460 的使用在技术上是可行的，并且使总重量减少约 30%。在某些位置，选用 S460 使得板厚度从 160 mm 减小到 90 mm。

由于作为荷兰铁路管理部门的 ProRail (荷兰铁路基础设施部) 要求对 S460 钢进行控轧控冷以提高可焊性，因此采用了铌微合金化的合金设计。此外，针对碳含量、碳当量和屈强比，ProRail 施加了比 EN 10025-4 产品标准和欧洲规范 3 设计标准中规定的更加严格的限制 (表 1)。

由迪林格钢铁公司 (Dillinger) 提供的 S460 钢板是含铌微合金化钢 (铌含量 0.03% 重量百分比)，由此提高了钢材的韧性、强度、成形性和焊接性能。此外，铌合金化有助于采用低碳的成分设计，从而满足碳当量限制，改善焊接性能。

桥面部分的横梁采用了 S355K2+N，以便在被车辆撞击损坏时加快维修工作。

建造这座桥梁总共使用了 8400 吨钢材，主要用于主梁、拱形结构、吊架和横梁，其用量大致相当于埃菲尔铁塔使用的钢材数量！

	最大屈服强度/抗拉强度	最高含碳量% (钢包分析结果)	最大碳当量 (钢包分析结果)
EN 1993-1-1 要求	0.909	-	-
EN 10025-4 要求	-	0.16	0.45-0.48，取决于钢板厚度
ProRail 要求	0.88	0.12	0.41

表 1: S460M/ML 的材料性能

	C	Mn	Si	S	P	Nb
典型重量百分比 %	0.10	1.60	0.50	0	0.01	0.03
最大重量百分比 % (EN 10025-4)	0.16	1.70	0.60	0.025	0.03	0.05

表 2: S460M 轧制钢的典型钢化学成分

铁路以很大的斜角穿过 A1 高速公路。这样的斜角再加上整条高速公路的桥上路段不得使用中间支撑，因此需达到跨度 255 米的特殊设计要求。此外，桥梁必须尽可能细长和“透明”。最终设计采用了两个相互倾斜的拱形结构，通过四个水平连接结构连接。50 米高的钢拱形结构再加上 25 个对角式吊架使如此长跨度的设计成为可能，而不会在桥面上产生过多的弯矩。这种设计理念确保桥梁的作用更像格构梁，而更大的刚度也减小了挠度。旨在承受轴向压力的对角式吊架采用直径超过 600 mm 的空心钢管。与钢缆不同，使用管段无需在施工期间连续进行紧固。此外，重型桥面确保减小了不利的列车位置对吊架产生的轴向压力。液压阻尼器安装在相对细长的对角线上，以抑制由于风荷载引起的涡激振动，这种振动可能导致疲劳问题。

主梁和拱形结构采用箱形梁。主梁的深度为 3.05 m，宽度 2.38 m 到 2.74 m 不等。拱形件的横截面约为 $3.60 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}$ ，带纵向槽形加强筋。为了免除成本高昂的内部腐蚀防护，客户并未要求随时可检修主梁，因为预计在桥梁的使用寿命期间不会进行内部检查。如果因卡车碰撞造成损坏，主梁很容易拆卸，并设有检查口。复杂的焊接连接细节在强度和抗疲劳性方面进行了优化。

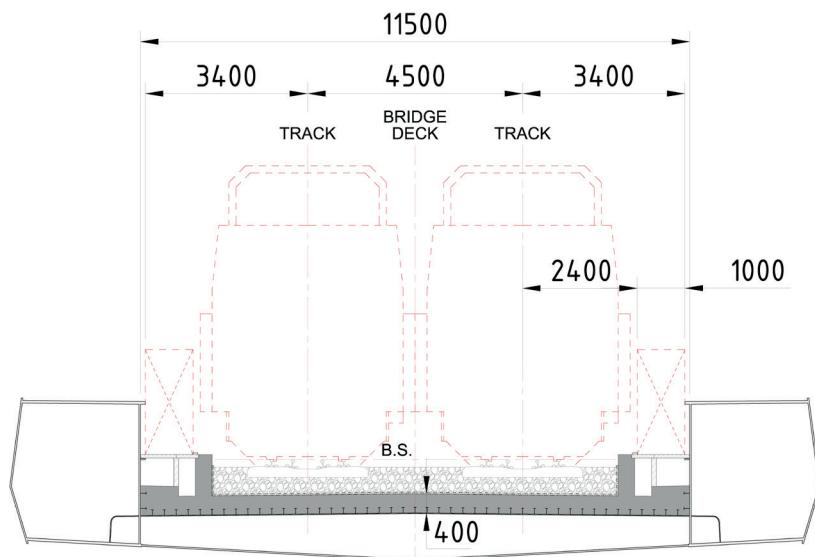


图 3 桥面横截面
资料来源：Iv-Infra b.v.

由于桥梁位于人口密集区域，因此需要通过桥面设计使火车通过时的噪音降至最低（图 3）。桥面板由钢制横梁组成，与混凝土桥面结合使用，还铺有砾石道砟。其他降噪设施包括混凝土顶部的土工格栅和隔音屏障。

桥梁施工和调试期间，必须将道路和火车交通的中断保持在最低限度。结构钢桥梁构件在比利时的两处地点制造。预制的桥梁断面必须合乎 $3 \times 4 \times 20$ m 的虚拟封装，重量在 80 到 200 吨之间，以便于在夜间通过公路运输到现场，最大限度地减少交通中断。

该桥从 A1 高速公路旁开始组装（图 4、图 5 和 图 6）。在 7 小时的夜间作业中，使用自行式模块化平板车（共 976 个车轮）将其移动到 A1 上方，放置在与原桥梁平行的临时支架上。这是有史以来在荷兰跨越公路移动的最大物体。然后用混凝土桥面、轨道和架空线完成了新桥的施工。随后拆除旧铁路桥，新铁路桥滑入到位。在整个项目期间，轨道只有过两次短暂的封闭（分别为 52 小时和 120 小时），公路只有过一次为期 12 小时的封闭。由于使用高强度钢材，桥梁重量的减少使得运输和起吊更加容易，同时减少了整个项目的碳足迹。



图 4 使用钢绞线千斤顶组装拱形结构
资料来源：Iv-Infra b.v.



图 5 在 A1 公路旁组装 Zandhazen 桥
资料来源：Rijkswaterstaat



图 6 组装 Zandhazen 桥
资料来源: Iv-Infra b.v.



图 7 使用自行式模块化平板车将桥梁移动到 A1 上方
资料来源: Iv-Infra b.v.

参考文献

- | | |
|--------------|--|
| EN 1993-1-1 | 欧洲规范 3: 钢结构设计。一般规则和建筑物规则。 |
| EN 1993-1-10 | 欧洲规范 3: 钢结构设计。材料韧性和厚度方向性能。 |
| EN 10025-4 | 结构钢热轧产品 - 第 4 部分: 控轧控冷可焊接细晶粒结构钢交货技术条件。 |

Langedijk, Walter, van Lierop, Pieter 和 van Kortenhof, Britte (2016):
在复杂的交通枢纽设计和建造一座大型铁路桥。发表于: 《设计和建设创新和可持续建筑环境的挑战》, 第 9 届国际桥梁与结构工程协会斯德哥尔摩大会, 2016 年 9 月 21 日至 23 日, pp. 2543-2550。

参与方

建筑师
预制与施工的设计和监督

Zwart & Jansma Architects
IV-Infra b.v.

此 [延时拍摄](#)视频所示为中间拱形结构的吊装, 此 [动画](#)所示为铁路桥的建造、运输和放置。

业主
客户
总承包商

钢结构
钢生产商

ProRail
Rijkswaterstaat
SAAone (联营企业 VolkerWessels、
Boskalis、Hochtief en DIF)
Victor Buyck Steel Construction
Dillinger



CBMM 是世界领先的铌产品和技术供应商。四十多年来，这家巴西公司通过持续投资于各种重要最终用途的工艺和应用研究，赢得了这一市场地位。

该公司的目标不仅是满足全球铁合金、氧化物和纯金属方面的铌需求，而且还提供旨在提高效率和性能的技术开发框架，同时提升产品和供应链的附加值。

结构钢案例研究 (P425) 由以下机构代表 CBMM 准备：

The Steel Construction Institute (SCI)
Silwood Park, Buckhurst Road, Ascot, Berkshire. SL5 7QN

电话: +44 (0)1344 636525
传真: +44 (0)1344 636570
电子邮件: reception@steel-sci.com
网站: www.steel-sci.com

封面图: Zandhazen 桥, 资料来源: Ivv-Infra b.v..

© 2019 The Steel Construction Institute 版权所有

瑞典埃斯基尔斯蒂纳
STIGA 体育竞技场





图 1 埃斯基尔斯蒂纳 STIGA 体育竞技场
图片来源：由 IamTimEre 提供，经 CC BY-SA 4.0 授权。

概述

STIGA 体育竞技场园区位于斯德哥尔摩以西约 110 公里的埃斯基尔斯蒂纳市 Munktellstad 区，于 2017 年启用。体育竞技场园区用于体育活动、音乐会、大型会议与展览。主竞技场拥有用于体育活动的 3700 个座位和用于音乐会的约 5000 个座位。园区共有三个独立的体育馆。

基于其工程、审美、经济与环保属性，钢材在一定范围内是室内竞技场最常选用的材料。STIGA 体育竞技场的大跨度钢桁架屋盖为观众提供了对无障碍视觉要求的宽阔平面净空间。

桁架是由杆件组成的骨架，载荷主要以轴向力的方式由各单个杆件承受，在大跨度结构方面相对传统工字钢结构而言通常更具备经济优势。相对使用传统结构钢，在桁架的非不稳定机构杆件中有选择地使用高强钢可提供显著的结构轻量化解决方案。

竞技场设计的关键方面包括空间使用灵活性、声学、节能与可持续性考量，此外还考虑了建筑配套服务设施的优化方案。因其采用了低环境影响建筑材料及其使用寿命期的低能耗，本园区获得了瑞典绿色建筑委员会的金质证书。

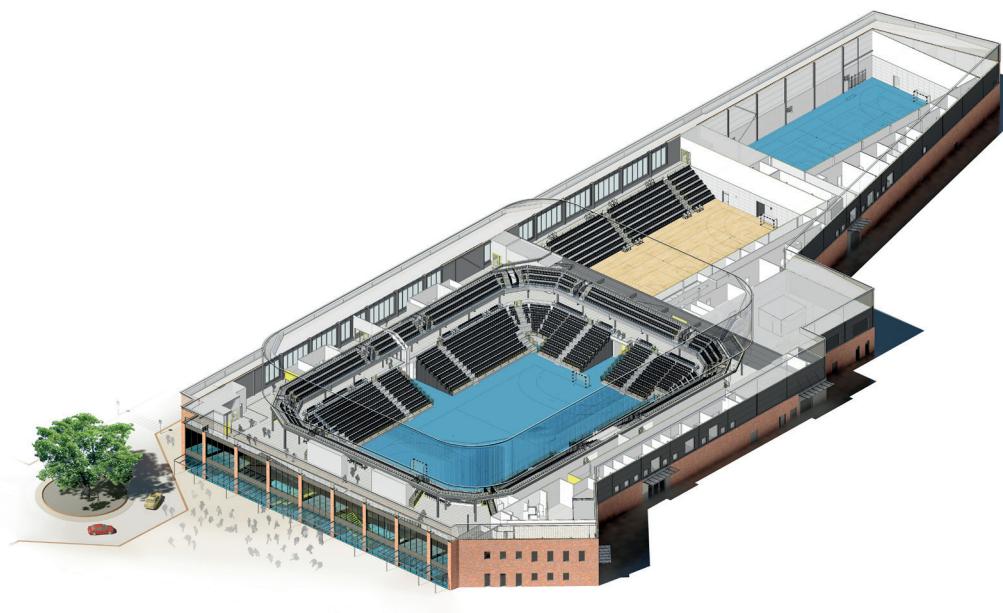


图 2 STIGA 体育竞技场园区简图
图片来源：由瑞典埃斯基尔斯蒂纳市政府提供

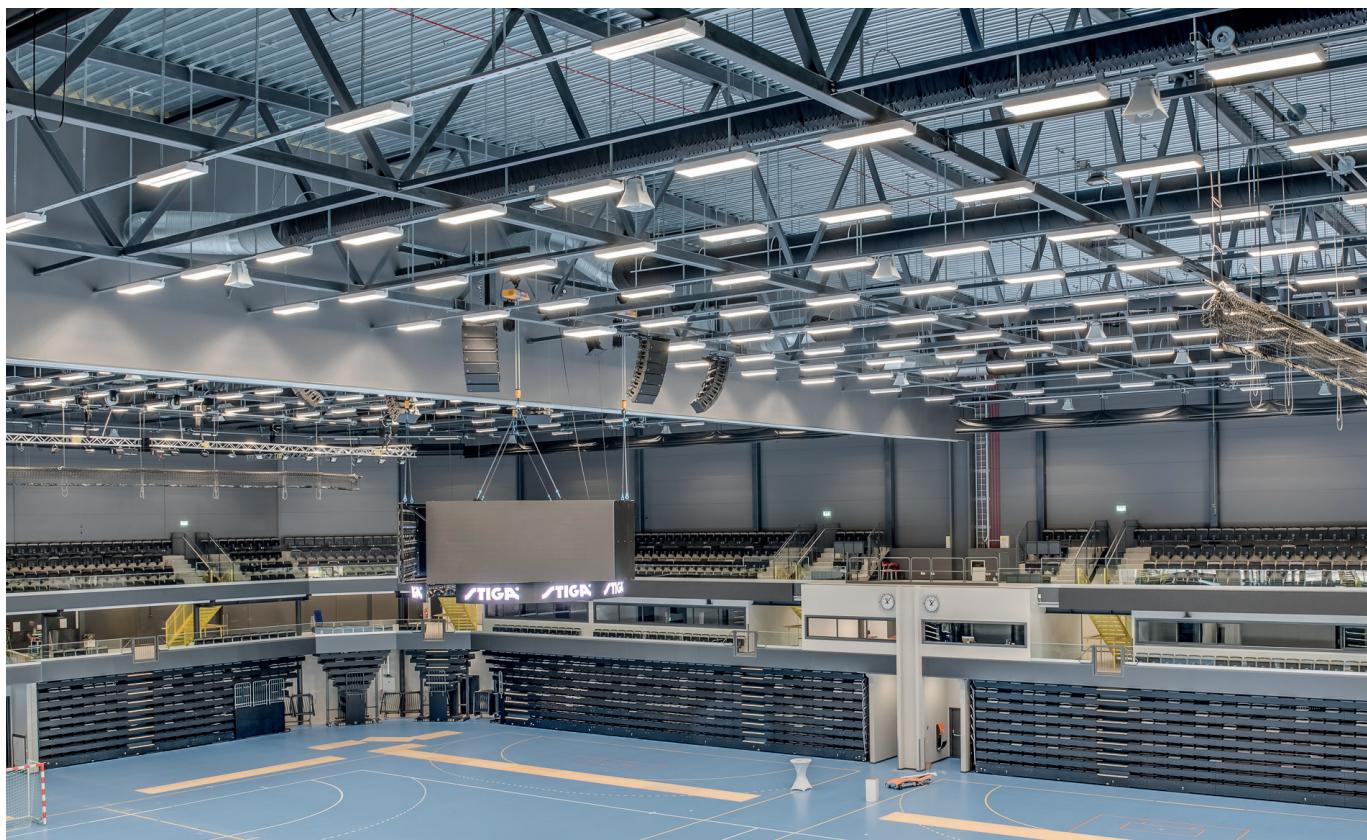


图 3 主场地屋盖桁架
图片来源：由 Svante LundbäckSE 提供

材料选择

主场地屋盖桁架采用了冷成型长方和方形空心型钢。空心型钢因其结构效率与优美外形通常被用于超大跨度桁架。为了优化屋盖桁架设计，使用了三个不同钢号：S355、S420 与 S700。表1展示了其机械性能。

S355 和 S420 是瑞典钢-铁 SSAB 生产的 Domex® Tube Double Grade 钢种，可满足并超过 EN 10219:2006 标准对 S355J3H 与 S420MH 钢号的要求。

这两个钢号的材质证书已被提供给客户。

EN 10219 标准目前只覆盖最高 S460 级别的钢种。桁架使用的 S700 钢 (SSAB Strenx® Tube S700MC) 是按 EN 10419-2 标准提供的；此标准覆盖滚压成型型材用钢。此标准覆盖 S315 至 S960 强度的控温轧制钢材。EN 10219 的未来修订版本也将覆盖高至 S960 的强度，这显示了对高强度结构型钢不断增长的需求。

需要提示的是新型高强度钢是典型的低碳微合金化产品，含有高至 0.070% (重量) 的铌，主要用来细化晶粒度，这取决于对最终强度的要求。这种组合使强度与韧性的要求能很容易地同时被满足，冷成型性也被提高。此外，因为其碳当量较低，此钢种有着突出的可焊性，不需或可最大程度地降低焊接前预热。

	SSAB Domex® Tube Double Grade	SSAB Strenx® Tube
钢号名称	S355J2H	S420MH
最小屈服强度 (MPa)	355	420
最小抗拉强度 (MPa)	470-630	500-660
最小延伸率 A ₅ (min %)	20	19
-40° C 最小冲击韧性 (10 x 10 mm 试样) (J)	40	40
最高碳当量 (%)	0.39	0.39

J2 = -20°C 冲击性能 | H = 空心型钢 | M = 控温轧制 | C = 适用于冷成型

表1. 各钢号的机械性能

设计

STIGA 体育竞技场园区由三个不同的体育馆组成，即主竞技场和两个小竞技场。主竞技场有约 52×70 m 的平面面积，容纳比赛场地和观众席。尽管其它两个竞技场较小，但也要求较宽敞净平面面积。园区部分地区为办公室和餐饮区。办公室与餐饮区所在的中间楼层是一个空心楼板，在结构上起到刚性隔墙的作用。

钢结构骨架由钢柱、桁架、钢梁与支撑构件组成。屋盖及竖墙的支撑提供了稳定性，可抗横向风载荷并把载荷分布到地基。屋盖采用镀层型钢，墙体采用彩钢夹芯板。桁架与支撑的柱子之间进行铰接所以不能承受弯曲力矩。柱基也使用铰接。

主竞技场的每一个桁架柱间跨度为 52 m，中跨的深度约 4 m。桁架间距为 7 至 9 m。柱子足够高以便为竞技场提供至少 15 m 的净空。桁架、柱子及支撑构件使用的型材为方形空心型钢（SHS）和长方形空心型钢（RHS）。

为了优化骨架的结构效率，在钢结构的每个部件选用钢种时进行了细致的考量。针对结构部件的载荷模式采用更高强度的钢号可使用较小截面的型材。这造就了较轻的结构，减少了钢材使用量，节约了钢材成本、运输费用与制造成本并提高了建筑的环保性。



图 4 主竞技场柱子和屋盖桁架
图片来源：由 Svante Lundbäck SE 提供

桁架的主要重量依附于弦杆。使用高强钢制造弦杆可以有效地降低重量并节约成本。另一方面，尽管切割和焊接斜杆的费用为制造成本的主要部分，斜杆在结构总重量中所占比重较低。一个优化分析显示 STIGA 主竞技场的最节约方案为在支撑件上使用常规强度 S355 钢号。S700 钢号用来制造下弦杆，因为此部位多承受张力所以高强钢的优势得以充分发挥。上弦杆主要承受压缩，所以不能完全利用高强钢的优势；在此使用 S420 钢号足以提供所需性能。桁架总重量为 100 吨，远轻于使用常规强度钢材的方案。表 2 展示了主竞技场使用的型材尺寸。

两个小竞技场桁架的斜杆使用了 S355 钢号，上弦杆和下弦杆使用了 S420 钢号。

构件	钢号	型材尺寸
桁架：上弦杆	S420	典型尺寸 300 x 300 x 10 mm (RHS)
桁架：斜杆	S355	140 x 80 x 5 mm RHS, 140 x 140 x 5 mm SHS, 160 x 160 x 10 mm SHS
桁架：下弦杆	S700	200 x 200 x 10 mm RHS
柱子	S355	300 x 300 x 12.5 mm SHS
支撑件（墙与屋盖）	S355	150 x 150 x 5 mm SHS

注：RHS = 长方形空心型钢 | SHS = 方形空心型钢

表2. 竞技场钢结构部件型钢尺寸

制造与安装

安装作业始于 2015 年 5 月，并于 2017 年 4 月完成。主钢结构与屋盖的安装耗时约三个月（图 5）。

骨架钢结构部件、夹芯板与镀层型钢由位于芬兰和波兰的罗奇建筑—Ruukki Construction Oy 生产。建筑骨架结构的安装由罗奇—Ruukki 负责。

为了使钢结构的制造与运输更便捷，每个长桁架都分为两段制造。分别运至施工现场后两段桁架通过螺栓接头组合在一起，接头位于跨中上下弦杆处。

为了补偿桁架自身重量导致的弯曲变形，桁架弦杆在制造时预设一定弧度，组装后即看不出有任何下垂。



图5. 安装到位的主要跨度 52 m 的桁架。
图片来源：由 Ruukki 提供



图6. 在主竞技场举行的一场手球比赛
图片来源：由 IamTimEre 提供，经 CC BY-SA 4.0 授权

References

- EN 10219-1:2006 非合金钢和细晶结构钢冷成型焊接空心型材。交货技术要求。
EN 10149-2:2013 冷成型用高屈服强度钢热轧板材。控温轧制产品交货技术要求。

参与方

客户
总承包商
结构钢设计
钢结构建筑
钢材生产

斯基尔斯蒂纳市政府
Peab Sverige AB
Ruukki Construction, Design Service
Ruukki Construction
SSAB



CBMM 是世界领先的铌产品和技术供应商。四十多年来，这家巴西公司通过持续投资于各种重要最终用途的工艺和应用研究，赢得了这一市场地位。

该公司的目标不仅是满足全球铁合金、氧化物和纯金属方面的铌需求，而且还提供旨在提高效率和性能的技术开发框架，同时提升产品和供应链的附加值。

结构钢案例研究 (P425) 由以下机构代表 CBMM 准备：

The Steel Construction Institute (SCI)
Silwood Park, Buckhurst Road, Ascot, Berkshire. SL5 7QN

电话: +44 (0)1344 636525
传真: +44 (0)1344 636570
电子邮件: reception@steel-sci.com
网址: www.steel-sci.com

封面图片：斯基尔斯蒂纳 STIGA 体育竞技场，由 [IamTimEre](#) 提供，经 CC BY-SA 4.0 授权

© 2019, The Steel Construction Institute. 版权所有

附录 C 设计实例

本指南将给出如下 4 个有关高强钢构件设计的实例：

- **设计实例 1：**方形空心受拉构件 (Q460) 设计：与连接板 (Q345) 焊接；
- **设计实例 2：**多层建筑中的内部工字形柱设计 (Q345)：梁的跨度以及对每个柱子的荷载都是相同的，且假定没有面外荷载，仅承受轴向荷载；
- **设计实例 3：**简支工字形梁设计：无面外约束，承受均布荷载；
- **设计实例 4：**管桁架的上弦杆设计：承受压力和外部载荷。

这些设计实例遵循《钢结构设计标准》GB 50017 的设计规定。所有实例均分别计算了构件采用 Q235 至 Q690 钢的用钢量，以此定量表现采用高强度钢材的优势。

 Silwood Park, Ascot, Berks SL5 7QN Telephone: (01344) 636525 Fax: (01344) 636570 CALCULATION SHEET	Job No. OSM697	Sheet 1 of 6	Rev 0
	Job Title HSS Design & Fabrication Guide for the Chinese Market		
	题目		
	计算实例 1 – 受拉构件设计(Q460)		
	Client Joint Industry Project	编制 FJM	日期 2022.7
		审核 NRB	日期 2022.11

1 受拉构件设计

1.1 设计简介

验算图 1.1 所示的受拉构件及螺栓连接节点承载力。

除特别标注的地方外，其余均参考标准为 GB 50017: 2017

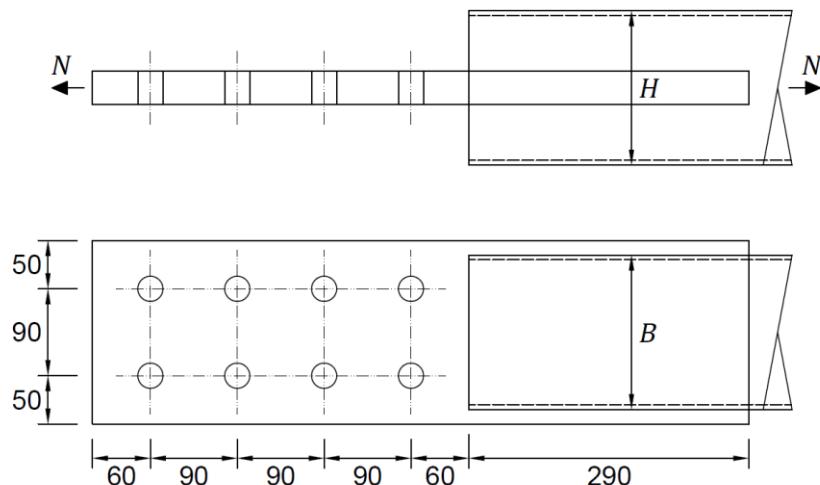


图 1.1 受拉构件及螺栓连接节点

此实例涉及的设计验算项目如下：

- 方形空心构件抗拉承载力验算；
- 方形空心构件局部抗剪承载力验算；
- 连接板承载力验算；
- 螺栓承载力验算；
- 角焊缝承载力验算。

1.2 极限状态下的荷载值

荷载设计值 $N = 1220 \text{ kN}$

1.3 几何尺寸及材料特性

采用 Q460 钢的 $160 \times 160 \times 5$ 方形空心冷弯构件：

截面高度 $h = 160 \text{ mm}$
 截面宽度 $b = 160 \text{ mm}$
 壁厚 $t = 5.0 \text{ mm}$
 截面面积 $A = 3036 \text{ mm}^2$

GB/T 6728, 表 1

Q460 钢

屈服强度 ($t \leq 16 \text{ mm}$)	$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	表 4.4.1
抗拉强度 ($t \leq 100 \text{ mm}$)	$f_u = 550 \text{ N/mm}^2$	
抗拉强度设计值 ($t \leq 16 \text{ mm}$)	$f = 410 \text{ N/mm}^2$	

抗剪强度设计值 ($t \leq 16 \text{ mm}$)

$$f_v = 235 \text{ N/mm}^2$$

采用 Q460 钢的 $180 \times 650 \times 35$ 连接板:板厚 $t_p = 35 \text{ mm}$

Q460 钢

屈服强度 ($16 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$)	$f_y = 440 \text{ N/mm}^2$	表 4.4.1
抗拉强度 ($t \leq 100 \text{ mm}$)	$f_u = 550 \text{ N/mm}^2$	
抗拉强度设计值 ($16 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$)	$f = 390 \text{ N/mm}^2$	

板件承压强度设计值

$$f_c^b = 695 \text{ N/mm}^2$$

表 4.4.6

1.4 构造细节

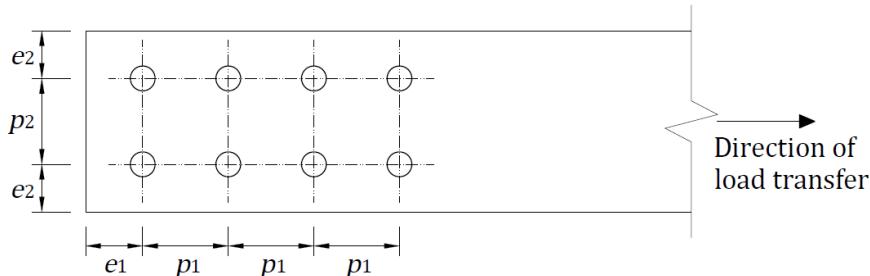


表 1.1 连接尺寸细节

M27 10.9 级高强度螺栓 (承压型高强度螺栓连接)

螺栓公称直径	$d = 27 \text{ mm}$	表 11.5.1
标准孔直径	$d_0 = 30 \text{ mm}$	

螺栓抗剪强度设计值 $f_v^b = 310 \text{ N/mm}^2$

表 4.4.6

几何尺寸

端距	$e_1 = 60 \text{ mm}$
边距	$e_2 = 50 \text{ mm}$
间距	$p_1 = 90 \text{ mm}$
间距	$p_2 = 90 \text{ mm}$

设计实例 1 受拉构件设计 (Q460)	Sheet 3 of 6 Rev 0
<p>不直接暴露于室外或不受腐蚀影响时的尺寸容许值如下：</p> <p> $2.0d_0 \leq e_1 \leq \min(8.0t_p, 4.0d_0)$ $1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(8.0t_p, 4.0d_0)$ $8.0t_p = 8 \times 35 = 280 \text{ mm}$ $4.0d_0 = 4 \times 30 = 120 \text{ mm} < 280 \text{ mm}$ $2.0d_0 = 2.0 \times 30 = 60 \text{ mm}$ $1.5d_0 = 1.5 \times 30 = 45 \text{ mm}$ </p> <p>对于 e_1: $60 \text{ mm} = 60 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$ 对于 e_2: $45 \text{ mm} = 50 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$</p> <p> $3.0d_0 \leq p_1 \leq \min(12t_p \text{ or } 8.0d_0)$ $3.0d_0 \leq p_2 \leq \min(12t_p \text{ or } 8.0d_0)$ $12t_p = 12 \times 35 = 410 \text{ mm}$ $8.0d_0 = 8 \times 30 = 240 \text{ mm} < 410 \text{ mm}$ $3.0d_0 = 3.0 \times 30 = 90 \text{ mm}$ </p> <p>对于 p_1 和 p_2: $90 \text{ mm} < 240 \text{ mm}$</p> <p>因此，螺栓连接的构造尺寸均满足容许值要求。</p> <h2>1.5 方形空心构件的承载力验算</h2> <h3>1.5.1 抗拉承载力</h3> <p>验算公式如下：</p> $\sigma = \frac{N}{A} < f \quad \text{公式 7.1.1-1}$ $\sigma = \frac{1220 \times 10^3}{3036} = 402 \text{ N/mm}^2 < 410 \text{ N/mm}^2$ <p>因此，方形空心构件截面抗拉承载力满足要求。</p> <h3>1.5.2 局部抗剪承载力验算</h3> <p>方形空心构件局部抗剪承载力验算公式如下：</p> $\frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad \text{公式 12.2.1-1}$ $\sum(\eta_i A_i) = 4 \times \frac{1}{\sqrt{3}} h_p t$ <p>式中，h_p 表示方形空心构件上焊接板的长度；上式中 $\eta_i A_i$ 乘 4，4 表示焊缝数量。</p> $\sum(\eta_i A_i) = 4 \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times 290 \times 5 = 3349 \text{ mm}^2$	表 11.5.2 7.1.1 公式 7.1.1-1 公式 12.2.1-1

$$\frac{1220 \times 10^3}{3349} = 364 \text{ N/mm}^2 \leq 410 \text{ N/mm}^2$$

因此，方形空心构件在焊缝处的抗剪承载力满足要求。

1.6 连接板承载力

连接板的抗拉承载力取决于以下四种可能出现的破坏形式：

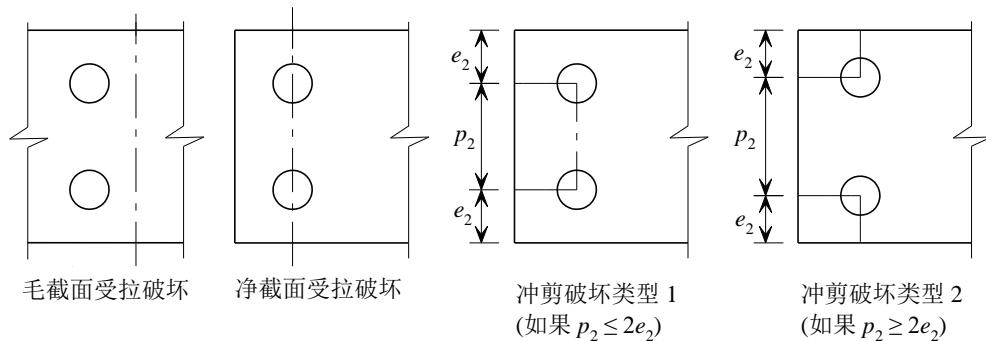


图 1.2 连接板的破坏形式

1.6.1 受拉破坏

7.1.1

毛截面屈服：

验算公式如下：

$$\sigma = \frac{N}{A} < f$$

公式 7.1.1-1

$$A = A_p = (2 \times e_2 + p_2) \times t_p = 190 \times 35 = 6650 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{1220 \times 10^3}{6650} = 183 \text{ N/mm}^2 < 390 \text{ N/mm}^2$$

因此，连接板的毛截面承载力满足要求。

净截面断裂：

验算公式如下：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} < 0.7f_u$$

公式 7.1.1-2

$$A_n = A_p - 2d_0 t_p = 6650 - 2 \times 30 \times 35 = 4550 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{1220 \times 10^3}{4550} < 0.7 \times 550$$

$$\sigma = 268 \text{ N/mm}^2 < 385 \text{ N/mm}^2$$

因此，连接板的净截面承载力满足要求。

1.6.2 冲剪破坏

由于板件尺寸 $p_2 < 2 \times e_2$ ，冲剪破坏类型 1 更容易发生。板件的拉、剪撕裂示意见图 1.4。

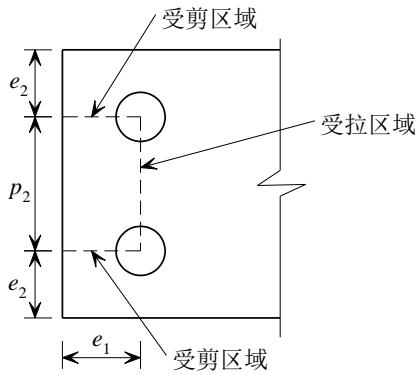


图 1.3 冲剪破坏类型 1

验算公式如下：

$$\frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad \text{公式 12.2.1-1}$$

$$\sum(\eta_i A_i) = \left[(p_2 - d_0) + \frac{2}{\sqrt{3}} \left(e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \right] t_p = \left[(90 - 30) + \frac{2}{\sqrt{3}} \left(60 - \frac{30}{2} \right) \right] \times 35$$

$$\sum(\eta_i A_i) = 3919 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1220 \times 10^3}{3919} = 311 \text{ N/mm}^2 \leq 390 \text{ N/mm}^2$$

因此，连接板抗拉、剪的承载力满足要求。

1.7 螺栓承载力

每个螺栓的承载力设计值应取受剪和承压承载力设计值中的较小者。

11.4.1.1

1.7.1 单个螺栓的承压承载力设计值

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \quad \text{公式 11.4.1-3}$$

式中， $\sum t$ 表示在不同受力方向中一个受力方向承压构件总厚度的较小值，此处等于板厚。

$$N_c^b = 27 \times 35 \times 590 \times 10^{-3} = 558 \text{ kN}$$

1.7.2 单个螺栓的受剪承载力设计值

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad \text{公式 11.4.1-1}$$

式中， n_v 表示受剪面数目，此处 $n_v = 1$ 。

$$N_v^b = 1.0 \times \frac{\pi \times 27^2}{4} \times 310 \times 10^{-3} = 177 \text{ kN}$$

1.7.3 螺栓群承载力设计值

对于单一螺栓: $N_c^b = 558 \text{ kN} > N_v^b = 177 \text{ kN}$

设计实例 1 受拉构件设计 (Q460)	Sheet 6 of 6 Rev 0
根据 GB 50017:2017 第 11.4.4.2 条规定, 采用搭接的单面连接传递轴心力, 螺栓数目应按计算增加 10%, 即螺栓群的承载力应除以 1.10。	11.4.4.2
因此, 螺栓群承载力为设计值为:	
$N_{\text{joint}} = \frac{8 \times 177}{1.10} = 1291 \text{ kN} > 1220 \text{ kN}$	
因此, 采用 8 个 M27 10.9 级螺栓满足要求。	
1.8 角焊缝设计	
角焊缝焊脚尺寸为 $h_f = 8 \text{ mm}$, 其对应的计算厚度为 $h_e = 0.7 \times 8 = 5.6 \text{ mm}$ 。	
验算公式如下:	
$\tau_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w$	公式 11.2.2-2
根据 GB 50017: 2017 第 11.1.5.6 条规定, 焊缝连接宜选择等强匹配; 当不同强度的钢材连接时, 可采用与低强度钢材相匹配的焊接材料。方形空心构件和连接板均采用 Q460 钢, 因此焊材可选用 E55。	11.1.5.6
焊缝抗剪承载力设计值: $f_f^w = 220 \text{ N/mm}^2$	表 4.4.5
焊缝计算长度等于构件与连接件之间的焊接区域减去 2 倍的焊脚尺寸:	11.2.2
$l_w = 4 \times (290 - 2 \times 8) = 1096 \text{ mm}$	
进而求得:	
$\tau_f = \frac{1220 \times 10^3}{5.6 \times 1096} = 199 \text{ N/mm}^2 \leq 220 \text{ N/mm}^2$	
因此, 焊脚尺寸为 8mm 以及焊缝计算厚度为 5.6mm 时满足要求。	
1.9 用钢量对比	
如果采用 Q345 钢, 同样在 1220kN 的荷载设计值的工况下, 方形空心冷弯构件截面尺寸至少为 $180 \times 180 \times 6$, 其自重为 31.99 kg/m。还应注意, 考虑到实际焊接, 构件截面宽度应增加至 200mm, 以保证有足够的尺寸进行角焊缝焊接。因此, 与 Q345 钢相比, 采用 Q460 钢可以节省 25.6% 的用钢量。	
同理, 如果构件采用 Q690 钢, 方形空心冷弯构件最优截面尺寸为 $130 \times 130 \times 4$ 。此时, 与采用 Q345 钢的方案相比, 用钢量可节省约 51.6% ; 与采用 Q460 钢的方案相比, 用钢量可节省约 35.0% 。	



Silwood Park, Ascot, Berks SL5 7QN
Telephone: (01344) 636525
Fax: (01344) 636570

CALCULATION SHEET

Project Name: OSM697	Sheet 1 of 4	Rev 0
Project Title HSS Design & Fabrication Guide for the Chinese Market		
题目		
设计实例 2 – 多层建筑中的立柱设计 (Q345)		
Client Joint Industry Project	编制	FJM
	审核	NRB

2 多层建筑中的立柱设计

2.1 设计简介

此实例为跨中立柱设计。与立柱相连的梁跨度以及梁对立柱的荷载都是相同的，故柱子仅承受轴心荷载。此立柱边界条件为两端简支，计算长度为4m。图2.1汇总了所有施加在柱子上的荷载设计值。

除特别标注的地方外，其余均参考标准为 GB 50017: 2017

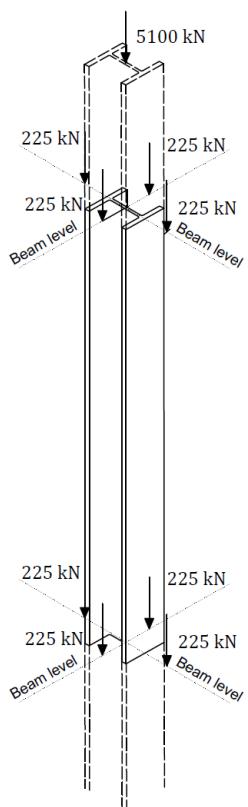


图 2.1 跨中立柱

轴力设计值等于：

$$N = 5100 + 4 \times 225 = 6000 \text{ kN}$$

2.2 几何尺寸及材料特性

采用 Q345 钢的热轧宽翼缘 H 型钢 HW 400 × 400, 其截面尺寸如下。

截面高度	H	=	400 mm
截面宽度	B	=	408 mm
翼缘板厚度	t_f	=	21.0 mm
腹板厚度	t_w	=	21.0 mm
截面面积	A	=	25070 mm ²
惯性矩 (y-y)	I_y	=	23.8×10^8 mm ⁴
回转半径 (y-y)	i_y	=	97.4 mm
内圆弧半径	r	=	22.0 mm

GB/T 11263-2017
中表 1

Q345 钢

屈服强度 ($16 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$) $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$
 抗压强度设计值 ($16 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$) $f = 295 \text{ N/mm}^2$

表 4.4.1

2.3 局部稳定验算

H 形截面腹板

验算公式如下：

$$h_0/t_w \leq (25 + 0.5\lambda)\varepsilon_k$$

公式 7.3.1-1

式中：

$$h_0 = H - 2t_f - 2r$$

$$h_0 = 400 - 2 \times 22.0 - 2 \times 21.0 = 314 \text{ mm}^2$$

表 3.5.1

因此：

$$h_0/t_w = 314/21.0 = 15.0$$

对于 Q345 钢，钢号修正系数 ε_k 为：

$$\varepsilon_k = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0.825$$

表 3.5.1

λ 表示长细比，由于立柱在两个方向上的计算长度相同，柱子将绕弱轴屈曲，故 $\lambda = \lambda_y$ 。

$$\lambda = \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{4000}{97.4} = 41.1$$

公式 7.2.2-2

因为：

$$(25 + 0.5\lambda)\varepsilon_k = (25 + 0.5 \times 41.1) \times 0.825 = 37.6$$

且

$$15.0 \leq 37.6$$

故腹板不会发生局部屈曲。

H 形截面翼缘

验算公式如下：

$$b/t_f \leq (10 + 0.1\lambda)\varepsilon_k$$

式中：

$$b = \frac{B - t_w}{2} = \frac{408 - 21}{2} = 194 \text{ mm}$$

$$b/t_f = 194/21.0 = 9.21 \text{ mm}$$

$$(10 + 0.1\lambda)\varepsilon_k = (10 + 0.1 \times 41.1) \times 0.825 = 11.6$$

$$9.71 \leq 11.6$$

故翼缘不会发生局部屈曲。

由于腹板和翼缘不会受到局部屈曲的影响，柱子的承载力可以根据实际截面面积来确定。

2.4 截面强度验算

验算公式如下：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f$$

$$\sigma = \frac{6000 \times 10^3}{25070} = 239 \text{ N/mm}^2 < 295 \text{ N/mm}^2$$

公式 7.1.1-1

因此，截面强度满足要求。

2.5 稳定承载力验算 (绕弱轴)

验算公式如下：

$$\frac{N}{\varphi A f} \leq 1.0$$

式中， φ 表示轴心受压构件的稳定系数，对于绕弱轴屈曲的柱子，正则化长细比按如下公式计算：

$$\lambda_{ny} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{f_y/E} = \frac{41.1}{\pi} \sqrt{335/206000} = 0.528$$

当 $\lambda_{ny} > 0.215$ ：

$$\varphi_y = \frac{1}{2\lambda_{ny}^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{ny} + \lambda_{ny}^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{ny} + \lambda_{ny}^2)^2 - 4\lambda_{ny}^2} \right]$$

公式 7.2.1

附录 D

公式 D. 0.5-2

对于采用 Q345 钢的热轧 H 型钢截面，绕弱轴屈曲， $B/H \leq 0.8$ ，且厚度小于 40mm，建议采用 b 类曲线。

表 7.2.1-1

对于 b 类曲线， $\alpha_2 = 0.965$ ， $\alpha_3 = 0.300$ 。

表 D.5.5

$$\varphi_y = \frac{1}{2 \times 0.528^2} \left[(0.965 + 0.300 \times 0.528 + 0.528^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300 \times 0.528 + 0.528^2)^2 - 4 \times 0.528^2} \right]$$

$$\varphi_y = 0.861$$

$$\frac{6000 \times 10^3}{0.861 \times 25070 \times 295} \leq 0.942$$

因此，稳定承载力满足要求。

2.6 用钢量对比

选用 Q345 钢的 HW 400 × 400 型钢, 自重为 197 kg/m。

如果柱子选择 Q235 钢, 则相应的 HW400 × 400 型钢的截面尺寸如下:

截面高度	H	=	428 mm
截面宽度	B	=	407 mm
翼缘板厚度	t_f	=	35.0 mm
腹板厚度	t_w	=	20.0 mm

所选截面的自重为 283 kg/m.

因此, 与 Q235 钢构件相比, 如果采用 Q345 钢可以节省 **30.4%** 的用钢量。

同理, 如果立柱选用 Q390 ~ Q460 钢, 其截面尺寸以及自重将进一步减小。表 2.1 列出了每个强度等级钢材可选用的最优截面规格, 以及与选用 Q235 和 Q345 钢方案的用钢量对比。

GB/T 11263-2017
中表 1

表 2.1 各强度等级钢的自重最优截面规格以及用钢量比较

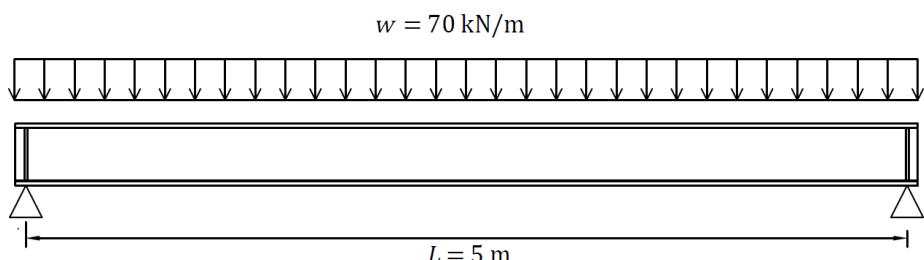
强度 等级	截面规格	H (mm)	B (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	自重 (kg/m)	用钢量相对节 省(%):	
							Q235	Q345
Q235	HW 400 × 400	428	407	35.0	20.0	283	-	-
Q345	HW 400 × 400	400	408	21.0	21.0	197	30.4	-
Q390	HW 400 × 400	400	400	21.0	13.0	172	39.2	12.7
Q460	HW 350 × 350	350	357	19.0	19.0	154	45.6	21.8

 Silwood Park, Ascot, Berks SL5 7QN Telephone: (01344) 636525 Fax: (01344) 636570 CALCULATION SHEET	Job No. OSM697	Sheet 1 of 6	Rev 0
	Job Title HSS Design & Fabrication Guide for the Chinese Market		
	题目 设计实例 3 – 无约束简支梁设计		
	Client	编制 FJM	日期 2022.7
		审核 NRB	日期 2022.11

3 无约束简支梁设计

3.1 设计简介

如图 3.1 所示, 梁跨长 5m, 采用 Q345 钢, 承受 70kN/m 的均布荷载; 边界条件为两端简支, 支座处由横向加劲肋加固, 其余未设置纵向或横向加劲肋。仅在支座处约束梁侧向位移及扭转, 荷载施加于上翼缘。由于大部分荷载为永久荷载, 可通过设置预拱度补偿, 因此无需考虑梁自重, 且无需验算挠度。



除特别标注的地方外, 其余均参考标准为 GB 50017: 2017

图 3.1 承受均布荷载的无约束梁

3.2 几何尺寸及材料特性

梁构件采用工字形截面, 相关几何参数如图 3.2 所示:

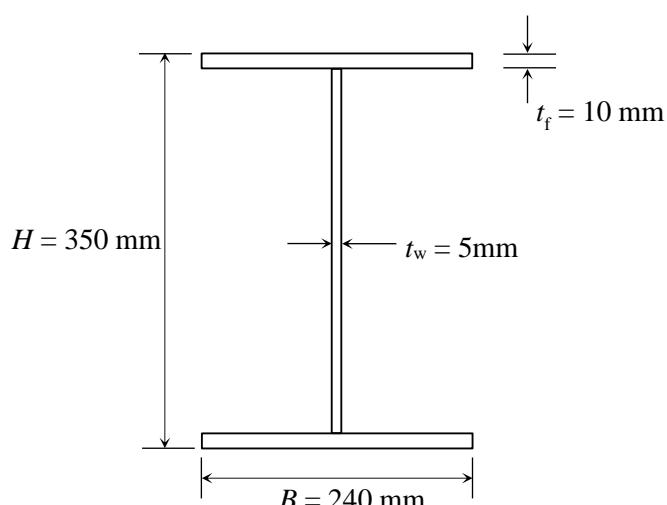


图 3.2 梁截面尺寸

截面面积	$A = 6450 \text{ mm}^2$
惯性矩 (x-x)	$I_x = 1.54 \times 10^8 \text{ mm}^4$
惯性矩 (y-y)	$I_y = 2.30 \times 10^7 \text{ mm}^4$
截面模量 (x-x)	$W_x = 8.78 \times 10^5 \text{ mm}^3$
回转半径 (y-y)	$i_y = 59.8 \text{ mm}$

Q345 钢

屈服强度 ($t \leq 16 \text{ mm}$)
 抗拉强度设计值 ($t < t \leq 16 \text{ mm}$)
 抗剪强度设计值 ($t < t \leq 16 \text{ mm}$)

$f_y = 345 \text{ N/mm}^2$
 $f = 305 \text{ N/mm}^2$
 $f_v = 175 \text{ N/mm}^2$

表 4.4.1

3.3 极限状态下的弯矩和剪力

$$\text{弯矩设计值} \quad M_x = \frac{wL^2}{8} = \frac{70 \times 5^2}{8} = 219 \text{ kNm}$$

$$\text{剪力设计值} \quad V = \frac{wL}{2} = \frac{70 \times 5}{2} = 175 \text{ kN}$$

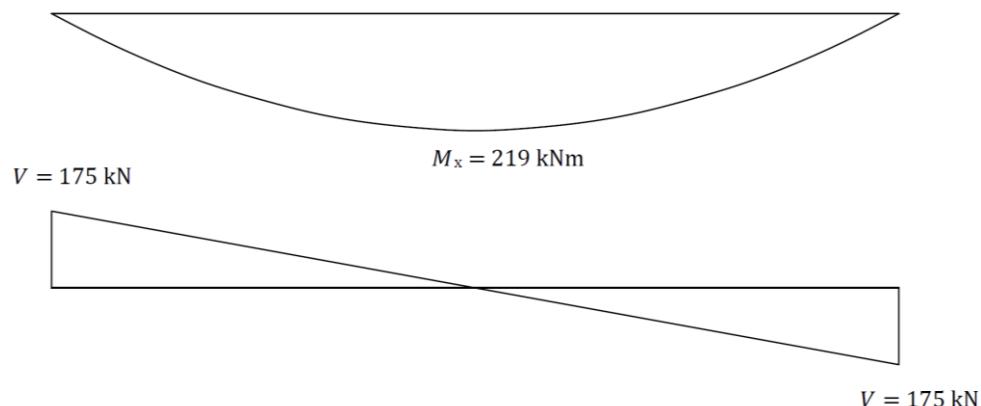


图 3.3 弯矩及剪力分布图

3.4 截面分类

钢号修正系数 ε_k :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0.825$$

3.5

表 3.5.1

受压翼缘截面分类:

$$b/t_f = \frac{(B - t_w)/2}{t_f} = \frac{(240 - 5)/2}{10} = 11.8$$

S1 级限值: $9\varepsilon_k = 9 \times 0.825 = 7.43$ S2 级限值: $11\varepsilon_k = 11 \times 0.825 = 9.08$ S3 级限值: $13\varepsilon_k = 13 \times 0.825 = 10.7$ S4 级限值: $15\varepsilon_k = 15 \times 0.825 = 12.4$

$$b/t_f = 11.8 < 15\varepsilon_k = 12.4$$

故受压翼缘属于 S4 级。

腹板截面分类:

$$h_0/t_w = \frac{H - 2t_f}{t_w} = \frac{350 - 2 \times 10}{5} = 66.0$$

设计实例 3 -无约束简支梁设计	Sheet 3 of 6	Rev 0
<p>S1 级限值: $65\varepsilon_k = 65 \times 0.825 = 53.6$</p> <p>S2 级限值: $72\varepsilon_k = 72 \times 0.825 = 59.4$</p> <p>S3 级限值: $93\varepsilon_k = 93 \times 0.825 = 76.7$</p> <p>$h_0/t_w = 66.0 < 93\varepsilon_k = 76.7$</p> <p>故腹板属于 S3 级</p> <p>因此, 梁截面属于 S4 级</p>		
3.5 截面承载力验算	6.1.1	
3.5.1 抗弯承载力验算	6.1.1	
在主平面内受弯的梁, 按如下公式验算:		
$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f$	公式 6.1.1	
式中, W_{nx} 表示对主轴的净截面模量; γ_x 表示塑性发展系数; 对于 S4 级截面, 参数按下式取值:		
$W_{nx} = W_x$	6.1.2	
$\gamma_x = 1.0$	6.1.2	
$\frac{219 \times 10^6}{1.0 \times 8.78 \times 10^5} = 249 \text{ N/mm}^2 < 305 \text{ N/mm}^2$		
因此, 梁抗弯承载力满足要求。		
3.5.2 抗剪承载力	6.1.3	
按如下公式验算:		
$\tau = \frac{V_x S_x}{I_x t_w} \leq f_v$	公式 6.1.3	
式中, S_x 表示对中和轴的面积矩, 对于双轴对称的工字形截面, 按如下公式计算:		
$S_x = \left(\frac{H}{2} - t_f\right)^2 \frac{t_w}{2} + B t_f \left(\frac{H - t_f}{2}\right)$		
$S_x = \left(\frac{350}{2} - 10\right)^2 \frac{5}{2} + 240 \times 10 \left(\frac{350 - 10}{2}\right) = 4.76 \times 10^5 \text{ mm}^3$		
$\tau = \frac{175 \times 10^3 \times 4.76 \times 10^5}{1.54 \times 10^8 \times 5} = 108 \text{ N/mm}^2 < 175 \text{ N/mm}^2$		
因此, 梁截面抗剪承载力满足要求。		
3.5.3 腹板局部稳定性验算	6.3.2	
验算公式如下:		
$h_0/t_w \leq 80\varepsilon_k$		
$h_0/t_w = 66.0 = 80 \times 0.825 = 66.0$		
无需设置横向加劲肋。		

3.5.4 弯矩和剪力共同作用下的承载力验算

支座处剪力最大, 弯矩为0; 跨中处弯矩最大, 剪力为0。故在支座及跨中截面处没有弯矩和剪力共同作用。对于其他截面, 将同时存在弯矩和剪力, 如图3.3所示。本实例中, 重点关注距离支座L/4处的截面。

按如下公式验证:

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M_x - M_f}{M_{eu} - M_f} \leq 1.0$$

式中,

$$M_f = \left(A_{f1} \frac{h_{m1}^2}{h_{m2}} + A_{f2} h_{m2} \right) f$$

式中,

A_{f1} 和 h_{m1} 分别表示较大翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离。

A_{f2} 和 h_{m2} 分别表示较小翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离。

$$A_{f1} = A_{f2} = B \times t_f = 240 \times 10 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$h_{m1} = h_{m2} = \frac{H - t_f}{2} = \frac{350 - 10}{2} = 170 \text{ mm}$$

$$M_f = \left(2400 \times \frac{170^2}{170} + 2400 \times 170 \right) \times 305 \times 10^{-6}$$

$$M_f = 249 \text{ kNm}$$

距离支座L/4处截面的弯矩设计值:

$$M_x = \frac{3wL^2}{32} = \frac{3 \times 70 \times 5^2}{32} = 164 \text{ kNm}$$

根据 GB 50017 中 6.4.1 规定, 如果 $M_x < M_f$, 则取 $M_x = M_f$ 。由于 $M_f = 249 \text{ kNm} > M_x = 164 \text{ kNm}$, 故 $M_x = 249 \text{ kNm}$ 。

梁抗弯承载力设计值 M_{eu} 按下式确定:

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f$$

公式 6.4.1-3

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1 - \rho) h_c^3 t_w}{2 I_x}$$

公式 6.4.1-4

式中, $h_c = h_0/2$ 和 ρ 根据 $\lambda_{n,b}$ 计算, 假设受压翼缘的扭转不受约束, 按下式确定:

$$\lambda_{n,b} = \frac{h_0/t_w}{138} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k}$$

公式 6.3.3-7

$$\lambda_{n,b} = \frac{66.0}{138} \cdot \frac{1}{0.825} = 0.579$$

当 $\lambda_{n,b} < 0.85$ 时, $\rho = 1.0$

公式 6.4.1-5

且 $\alpha_e = 1.0$

$$M_{eu} = 1.0 \times 1.0 \times 8.78 \times 10^5 \times 305 = 268 \times 10^6 \text{ Nmm} = 268 \text{ kNm}$$

梁的抗剪承载力设计值应根据 $\lambda_{n,s}$ 计算, 具体如下:

6.4

根据 GB 50017 中 6.4.1 规定, 当仅在支座处设置横向加劲肋时, $\lambda_{n,s}$ 可采用下式计算, 取 $h_0/a = 0$ (其中 a 为横向加劲肋之间的距离)。

$$\lambda_{n,s} = \frac{h_0/t_w}{37 \times \eta \sqrt{5.34 + 4(h_0/a)^2}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k}$$

公式 6.3.3-12

式中, 简支梁 $\eta = 1.11$

$$\lambda_{n,s} = \frac{66.0}{37 \times 1.11 \times \sqrt{5.34 + 4(0)^2}} \cdot \frac{1}{0.825} = 0.843$$

V_u 按下式计算:

$$V_u = h_w t_w f_v [1 - 0.5(\lambda_{n,s} - 0.8)]$$

公式 6.4.1-9

式中, $h_w = H - 2t_f = 350 - 2 \times 10 = 330 \text{ mm}$

$$V_u = 330 \times 5 \times 175 \times [1 - 0.5(0.843 - 0.8)]$$

$$V_u = 283 \times 10^3 \text{ N} = 283 \text{ kN}$$

距离支座处 $L/4$ 处, 剪力设计值计算如下:

$$V = \frac{wL}{4} = \frac{70 \times 5}{4} = 87.5 \text{ kN}$$

根据 GB 50017 中 6.4.1 规定, 如果 $V < 0.5V_u$, 则取 $V = 0.5V_u$ 。由于 $0.5V_u = 142 \text{ kN} > V = 87.5 \text{ kN}$, 故取 $V = 142 \text{ kN}$ 。

$$\left(\frac{142}{0.5 \times 283} - 1 \right)^2 + \frac{249 - 249}{268 - 249} = 0.00 < 1.0$$

在距离支座 $L/4$ 处截面, 其抗弯和抗剪承载力满足要求。由此可以证明, 其他任意截面的抗弯和抗剪承载力均能满足要求。

3.6 侧向扭转屈曲承载力验算

6.2

验算公式如下:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x f} \leq 1.0$$

公式 6.2.2

式中, φ_b 表示梁的整体稳定性系数, 对于双轴对称的工字形截面可按下式计算:

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{AH}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_f}{4.4H} \right)^2} \right] \varepsilon_k$$

公式 C.0.1-1

式中, β_b 表示等效弯矩系数, 对于跨中无侧向支撑, 且上翼缘承受均布荷载的简支梁, 计算公式如下:

$$\xi = \frac{L t_f}{B H}$$

$$\xi = \frac{5000 \times 10}{240 \times 350} = 0.595$$

$$\beta_b = 0.69 + 0.13 \times \xi$$

$$\beta_b = 0.69 + 0.13 \times 0.595 = 0.767$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{5000}{59.8} = 83.6$$

$$\varphi_b = 0.767 \times \frac{4320}{83.6^2} \times \frac{6450 \times 350}{8.78 \times 10^5} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{83.6 \times 10}{4.4 \times 350} \right)^2} \right] \times 0.825$$

$$\varphi_b = 1.143$$

由于 $\varphi_b = 1.143 > 0.6$, 故按下式计算的 φ_b' 代替 φ_b :

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leq 1.0$$

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{1.143} = 0.823 \leq 1.0$$

$$\frac{M_x}{\varphi_b' W_x f} \leq 1.0$$

$$\frac{219 \times 10^6}{0.823 \times 8.78 \times 10^5 \times 305} = 0.993 \leq 1.0$$

因此, 梁侧向扭转屈曲承载力满足要求。

3.7 用钢量对比

上述实例采用强度等级为 Q345 的焊接工字型钢, 自重为 50.57 kg/m。如果改用 Q235 钢, 由于层高限值, 钢梁允许的最大高度为 H=350mm, 此时对应的最小自重的为 65.31kg/m。因此, 选用 Q345 钢的用钢量比 Q235 钢可减少 22.6%。

表 3.1 汇总了采用 Q390 钢和 Q460 钢时的最优截面尺寸, 以及对应的用钢量。需要强调的是, 尽管采用 Q460 钢时的用钢量相对 Q345 钢并没有明显减小, 但其梁高度可以减小约 14%。

表 3.1 不同钢号的工字形梁最优截面以及用钢量对比

钢号	H (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	自重 (kg/m)	用钢量相对节省(%):	
						Q235	Q345
Q235	35	240	14	5	65.31	-	-
Q345	350	240	10	5	50.57	22.6	-
Q390	330	240	10	5	49.78	23.8	1.55
Q460	300	240	10	5	48.61	25.6	3.88

公式 C.0.1-2

公式 C.0.1-7

 Silwood Park, Ascot, Berks SL5 7QN Telephone: (01344) 636525 Fax: (01344) 636570 CALCULATION SHEET	Job No. OSM697	Sheet 1 of 7	Rev 0	
	Job Title HSS Design & Fabrication Guide for the Chinese Market			
	题目 设计实例 4 – 管桁架的上弦杆设计 (Q460)			
	Client Joint Industry Project	编制 FJM	日期 July 2022.7	
		校核 NRB	日期 Nov 2022.11	

4 管桁架的上弦杆设计

4.1 设计简介

图 4.1 所示的管桁架的上弦杆在 A、B 和 C 处受到侧向约束，验算 Q460 钢 $300 \times 200 \times 8.0$ 的方形空心构件能否满足要求。假定所有焊接均满足要求。

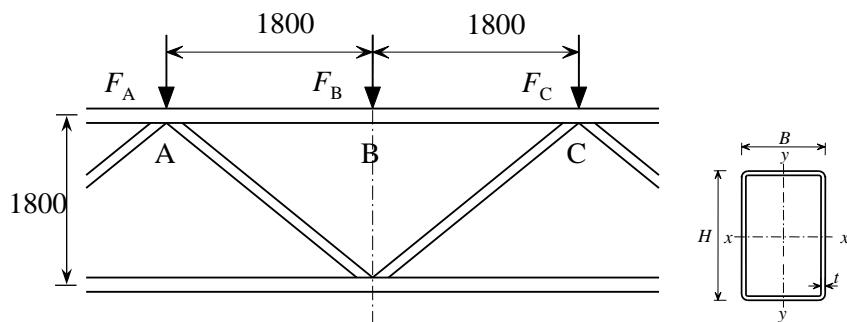


图 4.1 管桁架中部的上弦杆

4.2 荷载

$$A \text{ 点集中力设计值} \quad F_A = 80 \text{ kN}$$

$$B \text{ 点集中力设计值} \quad F_B = 80 \text{ kN}$$

$$C \text{ 点集中力设计值} \quad F_C = 80 \text{ kN}$$

4.3 极限状态下的弯矩、轴力和剪力设计值

A 点和 C 点之间轴力 (压) : $N=1880 \text{ kN}$

弯矩和剪力如图 4.2 所示。

B 点处的弯矩设计值(M_x)和相应的剪力设计值(V)为:

$$M_x = \frac{F_B \times L}{8} = \frac{80 \times 3.6}{8} = 36 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{F_B}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ kN}$$

除特别标注的地方外，其余均参考标准为 GB 50017: 2017

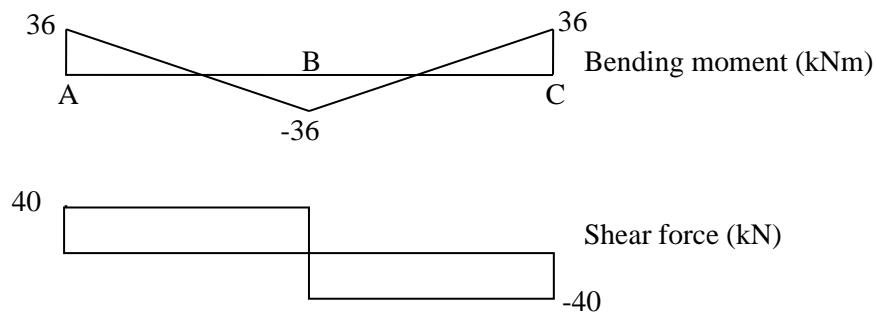


图 4.2 弯矩及剪力分布图

4.4 几何尺寸及材料特性

对于 Q460 钢 $300 \times 200 \times 8.0$ 冷成形方形空心构件:

截面高度 $H = 300 \text{ mm}$

GB/T 6728 中表

截面宽度 $B = 200 \text{ mm}$

2

壁厚 $t = 8.0 \text{ mm}$

面积 $A = 7520 \text{ mm}^2$

惯性矩 (x-x) $I_x = 9.39 \times 10^7 \text{ mm}^4$

惯性矩 (y-y) $I_y = 5.04 \times 10^7 \text{ mm}^4$

截面模量 (x-x) $W_x = 6.26 \times 10^5 \text{ mm}^3$

回转半径 (x-x) $i_x = 112 \text{ mm}$

回转半径 (y-y) $i_y = 81.9 \text{ mm}$

弹性模量 $E = 206000 \text{ N/mm}^2$

表 4.4.8

Q460 钢

屈服强度 ($t \leq 16 \text{ mm}$) $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

表 4.4.1

抗拉强度设计值 ($t \leq 16 \text{ mm}$) $f = 410 \text{ N/mm}^2$

抗剪强度设计值 ($t \leq 16 \text{ mm}$) $f_v = 235 \text{ N/mm}^2$

4.5 截面分类

3.5

钢号修正系数 ε_k

表 3.5.1

$$\varepsilon_k = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{460}} = 0.715$$

系数 α_0 计算:

轴力产生的应力 $\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{1880 \times 10^3}{7520} = 250 \text{ N/mm}^2$

弯矩产生的最大应力 $\sigma_B = \frac{M_x}{W_x} = \frac{36 \times 10^6}{6.26 \times 10^5} = 58 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{\max} = \sigma_N + \sigma_B = 250 + 58 = 308 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_N - \sigma_B = 250 - 58 = 192 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

$$\alpha_0 = \frac{308 - 192}{308} = 0.37$$

公式 3.5.1

绕弱轴的长细比:

$$\lambda_x = \frac{L}{i_x} = \frac{3600}{112} = 32.1$$

翼缘截面分类:

(假定内圆弧半径等于 $t/2$)

$$b_0 = B - 3t = 200 - 3 \times 8 = 176 \text{ mm}$$

$$b_0/t = \frac{176}{8} = 22.0$$

$$S1 \text{ 级限值为 } 30\epsilon_k = 30 \times 0.715 = 21.5$$

表 3.5.1

$$S2 \text{ 级限值为 } 35\epsilon_k = 35 \times 0.715 = 25.0$$

$$b_0/t = 22.0 > 35\epsilon_k = 25.0$$

故翼缘属于 S2 级。

腹板截面分类:

$$h_0 = H - 3t = 300 - 3 \times 8 = 276 \text{ mm}$$

$$h_0/t = \frac{276}{8} = 34.5$$

$$S1 \text{ 级限值为 } (33 + 13\alpha_0^{1.3})\epsilon_k = (33 + 13 \times 0.37^{1.3})0.715 = 26.2$$

表 3.5.1

$$S2 \text{ 级限值为 } (38 + 13\alpha_0^{1.39})\epsilon_k = (38 + 13 \times 0.37^{1.39})0.715 = 29.5$$

$$\alpha_0 = 0.37$$

$$S3 \text{ 级限值为 } (16\alpha_0 + 0.5\lambda_x + 25)\epsilon_k$$

$$(16 \times 0.37 + 0.5 \times 32.1 + 25)0.715 = 33.6$$

$$S4 \text{ 级限值为 } (45 + 25\alpha_0^{1.66})\epsilon_k = (45 + 25 \times 0.37^{1.66})0.715 = 35.7$$

$$h_0/t = 34.5 < (45 + 25\alpha_0^{1.66})\epsilon_k = 35.7$$

故腹板属于 S4 级。

因此, 截面属于 S4 级

4.6 截面承载力验算

4.6.1 抗剪承载力验算

验算公式如下:

6.1.3

$$\tau = \frac{VS_x}{2I_x t} \leq f_v$$

式中, S_x 表示关于中和轴的面积矩, 方形空心截面 (不考虑内圆弧) 按下式计算:

$$S_x = \frac{(H - 2t)^2 t}{4} + \frac{Bt(H - t)}{2}$$

$$S_x = \frac{(300 - 2 \times 8)^2 \times 8}{4} + \frac{200 \times 8(300 - 8)}{2} = 3.95 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{40 \times 10^3 \times 3.95 \times 10^5}{2 \times 9.39 \times 10^7 \times 8} = 11 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$$

因此, 截面的抗剪承载力满足要求。

4.6.2 承受弯矩及轴力共同作用的承载力验算

按下式进行验算:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f$$

对于 S4 级截面, $\gamma_x = 1.0$, A_n 和 W_{nx} 分别表示净截面面积和净截面模量, 本实例中分别等于毛截面面积 A 和毛截面模量 W_x 。

进而求得:

$$\frac{1880 \times 10^3}{7520} + \frac{36 \times 10^6}{6.26 \times 10^5} = 308 \text{ N/mm}^2 \leq 410 \text{ N/mm}^2$$

因此, 其承受弯矩及轴力共同作用时的截面承载力满足要求。

4.7 稳定承载力验算

4.7.1 弯矩及轴压力共同作用

对于弯矩和轴压力共同作用时, 构件的稳定承载力应满足以下要求:

平面内稳定计算:

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8 N/N'_{Ex}) f} \leq 1.0$$

$$N'_{Ex} = \pi^2 E A / (1.1 \lambda_x^2)$$

公式 8.1.1-1

公式 8.2.1-2

平面外稳定计算:

$$\frac{N}{\varphi_y A f} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x} f} \leq 1.0$$

公式 8.2.1-3

式中:

$$N'_{Ex} = \pi^2 \times 206000 \times 7520 / (1.1 \times 32.1^2) \times 10^{-3}$$

$$N'_{Ex} = 13500 \text{ kN}$$

W_{1x} 表示在弯矩作用平面内对受压最大纤维的毛截面模量。对于双轴对称截面, $W_{1x} = W_x$ 。

公式 6.1.3

设计实例 4 – 管桁架的上弦杆设计 (Q460)	Sheet 5 of 7 Rev 0
γ_x 表示截面塑性发展系数, 对于 S4 级截面, $\gamma_x = 1.0$ 。 η 表示截面影响系数, 闭口截面 $\eta = 0.7$ 。 φ_b 表示均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数, 对比闭口截面 $\varphi_b = 1.0$ φ_x 表示弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数, 其根据正则化长细比 λ_{nx} 确定:	8.1.1
$\lambda_{nx} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{f_y/E} = \frac{32.1}{\pi} \sqrt{460/206000} = 0.483$ 当 $\lambda_{nx} > 0.215$:	公式 D.0.5-2
$\varphi_x = \frac{1}{2\lambda_{nx}^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{nx} + \lambda_{nx}^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{nx} + \lambda_{nx}^2)^2 - 4\lambda_{nx}^2} \right]$ 对于采用方形空心截面, Q460 钢, 绕主轴失稳, $h_0/t = 34.5 > 20$, 可取 b 类曲线。	公式 D.0.5-3 表 7.2.1-1
$\text{b 类曲线的参数: } \alpha_1 = 0.650, \alpha_2 = 0.965, \alpha_3 = 0.300$ $\varphi_x = \frac{1}{2 \times 0.483^2} \left[(0.965 + 0.300 \times 0.483 + 0.483^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300 \times 0.483 + 0.483^2)^2 - 4 \times 0.483^2} \right]$ $\varphi_x = 0.878$	表 D.5.5
φ_y 表示弯矩作用平面外轴心受压构件稳定系数, 其根据正则化长细比 λ_{ny} 确定: 对于 y-y 轴, 两支撑点之间的距离是 1800mm, 故:	
$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{1800}{81.9} = 22.0$ $\lambda_{ny} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{f_y/E} = \frac{22.0}{\pi} \sqrt{460/206000} = 0.331$ 当 $\lambda_{ny} > 0.215$:	公式 D.0.5-2
$\varphi_y = \frac{1}{2\lambda_{ny}^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{ny} + \lambda_{ny}^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_{ny} + \lambda_{ny}^2)^2 - 4\lambda_{ny}^2} \right]$ 对于采用方形空心截面, Q460 钢, 绕弱轴失稳, $h_0/t = 34.5 > 20$, 可取 b 类曲线。	公式 D.0.5-3 表 7.2.1-1
$\text{b 类曲线的参数: } \alpha_1 = 0.650, \alpha_2 = 0.965, \alpha_3 = 0.300$ $\varphi_y = \frac{1}{2 \times 0.331^2} \left[(0.965 + 0.300 \times 0.331 + 0.331^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300 \times 0.331 + 0.331^2)^2 - 4 \times 0.331^2} \right]$ $\varphi_y = 0.933$	表 D.5.5
对于本设计实例中的管桁架的上弦杆, 图 4.4 展示了沿主轴方向的 (x-x 轴) 弯矩分布图。该弯矩分布相当于简支梁的两端受到相当于 36 kN · m 的端弯矩, 以及一个集中荷载。当集中荷载单独作用时, 跨中的最大弯矩等于 72kN · m。	

根据 8.2.1 条规定, 对于两端支承的构件, 端弯矩和横向荷载同时作用时, 公式 8.2.1-1 中的 β_{mx} 和 M_x 应按如下公式计算:

$$\beta_{mx}M_x = \beta_{mqx}M_{qx} + \beta_{m1x}M_1$$

式中, β_{mqx} 和 M_{qx} 是等效弯矩系数和与均布荷载产生的弯矩最大值, 本实例中等于 0。 M_1 是中单个横向集中荷载产生的弯矩, 本实例等于 $72\text{kN} \cdot \text{m}$, β_{m1x} 按如下计算:

$$\beta_{m1x} = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} 0.2$$

式中, M_1 和 M_2 是端弯矩。根据 8.2.1 条规定, 如果构件有反弯点, 弯矩比值 M_2/M_1 应为负数, 本例中存在反弯点, 故弯矩比值应为负数。因此。

$$\beta_{m1x} = 0.6 - 0.4 \frac{36}{36} = 0.2$$

故,

$$\beta_{mx}M_x = 0 + 0.2 \times 72 = 14.4 \text{ kNm}$$

在计算等效弯矩系数 β_{tx} 时, 应考虑弯矩作用面外 ($y-y$ 方向) 是否有约束。

A、B 和 C 受到侧向约束, 因此, 在计算 β_{tx} 时, 需考虑 A 和 B, 以及 B 和 C 之间的弯矩分布情况。

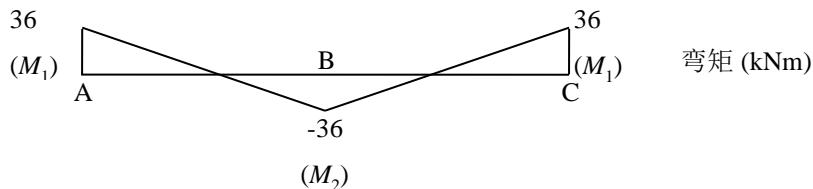


图 4.3 上弦杆弯矩分布图

根据 8.2.1 节规定, 荷载使构件产生反向曲率时, $\beta_{tx} = 0.85$

8.2.1

平面内稳定:

$$\frac{1880 \times 10^3}{0.878 \times 7520 \times 410} + \frac{0.954 \times 36 \times 10^6}{1 \times 6.26 \times 10^5 (1 - 0.8 \times 1880/13500) \times 410} \leq 1.0$$

$$0.845 \leq 1.0$$

平面外稳定:

$$\frac{1880 \times 10^3}{0.933 \times 7520 \times 410} + 0.7 \times \frac{0.85 \times 36 \times 10^6}{1.0 \times 6.26 \times 10^5 \times 410} \leq 1.0$$

$$0.737 \leq 1.0$$

因此, 满足要求。

4.8 用钢量对比

采用 Q460 钢时, 相应方形空心截面规格为 $300 \times 200 \times 8$, 其自重为 59.0 kg/m。

若采用 Q345 钢, 相应方形空心截面规格为 $350 \times 250 \times 8$, 其自重为 71.5 kg/m。因此与 Q345 钢相比, 采用 Q460 钢可节省 17.5% 的用钢量。

若采用 Q690 钢, 相应方形空心截面规格为 $250 \times 150 \times 8$, 其自重为 46.4 kg/m。因此与 Q345 钢相比, 采用 Q690 钢可节省 35.1% 的用钢量。

高强度钢结构设计和施工指南

在结构中有效地应用高强度钢材可以显著节省材料的用量，降低建筑成本，减小二氧化碳排放量。高强度钢材在建筑行业的应用日趋广泛，特别是结构中荷载较大的特定区域。高强度钢材的典型应用包括重载柱、转换梁、桁架和桥梁主梁等。

本指南旨在帮助设计和施工人员，在建筑行业的实际工程项目中充分发挥强度为420 至 700 MPa 的高强度钢材的优势，并且提供与高强度钢材相关的产品、施工和焊接信息。

SCI 出版物编号：P439



SCI

Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK

T: +44 (0)1344 636525

F: +44 (0)1344 636570

E: reception@steel-sci.com

www.steel-sci.com