

高等学校教材

结构设计原理

(下)

西南交通大学 黄 棠 主编
王效通

北方交通大学 许克宾 主审
宋慕兰

中国铁道出版社

1995年·北京

前 言

本书是铁道工程专业《结构设计原理》课程的教材。根据1984年铁道部高等学校铁道工程、桥梁、隧道专业教材编审委员会的意见,在1980年11月中国铁道出版社(原人民铁道出版社)出版的《结构设计原理》试用教材的基础上进行修订的。为了方便使用,修订后分上、下两册出版,上册为钢筋混凝土结构部分,下册为钢结构部分。

《结构设计原理》自1980年出版以来,经铁路各高等院校师生试用,一致认为内容选择是恰当的,文字叙述比较简练并便于教学,但由于新的科研成果的出现和有关规范变动较大,因此,需要对原试用教材的内容进行必要的更新,以适应科学技术的发展。

本册是钢结构部分,共分四章。主要介绍钢材性能,钢结构中的各种连接,结构杆件的设计原理及板梁的设计。与原试用教材相比较,增加了有关民用建筑钢结构设计原理、理论根据和建筑结构的设计计算公式。

本册在编写中主要根据以下两种规范:

《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85);

《钢结构设计规范》(GBJ17—87)送审稿。

本册由西南交通大学黄棠教授、王效通教授主编,北方交通大学许克宾教授、宋慕兰副教授主审。参加编写的有黄棠(第一、三、四章),王效通(第二章),董春灵(各章的例题)。经审稿后由黄棠教授修改定稿。

编 者

一九八八年六月

(京)新登字063号

内 容 简 介

本书是高等院校铁道工程专业结构设计原理课程教材的下册，其内容是钢结构的设计原理。全课程在现行教学计划中有 110 学时，其分配各校不尽相同，钢结构部分的学时大约为34~40学时。

本书分四章。第一章主要介绍钢材的工作性能。因疲劳问题和脆性断裂问题比较重要，理论上有新发展，故单列一节。第二章介绍钢结构中各种连接的工作情况和设计原理。第三章讲中心受拉杆件和中心受压杆件的设计原理，着重稳定问题。第四章先讲钢板梁的设计原理，然后介绍偏心拉压构件的设计原理。

本书内容涉及规范时主要介绍铁路桥涵设计规范中的规定，对建筑结构所用钢结构设计规范只简单说明其要点。

高等学校教材

结构设计原理

(下)

黄 棠 主编
西南交通大学 王效通

*

中国铁道出版社出版发行

(北京市东单三条14号)

责任编辑 李云国 封面设计 王毓平

各地新华书店经售

北京顺义燕华印刷厂印

开本: 787×1092mm 1/16 印张: 8.25 字数: 94千

1989年6月第1版 1995年3月第4次印刷

印数: 11001—15000册

ISBN 7-113-00582-9/TU·129 定价: 4.90元

目 录

第一章 钢结构概述.....	1
第一节 钢结构的特点及其应用.....	2
第二节 钢材的工作性能.....	3
第三节 钢结构的脆性断裂及疲劳问题.....	8
第四节 钢材的种类及选用.....	15
第五节 钢材的设计强度和容许应力.....	18
第二章 钢结构的连接.....	21
第一节 焊接连接.....	21
第二节 栓钉连接.....	38
第三节 《钢结构设计规范》有关“连接”的规定.....	53
第三章 轴心拉(压)杆件.....	57
第一节 桁架的杆件及其截面型式.....	57
第二节 轴心受拉杆件.....	59
第三节 轴心受压实体杆件的总体稳定.....	64
第四节 轴心受压实体杆件的局部稳定.....	71
第五节 轴心受压实体杆件的设计.....	76
第六节 格构式轴心受压杆件.....	79
第七节 受拉兼受压杆件.....	90
第四章 受弯构件及偏心拉压构件.....	94
第一节 钢梁概述.....	94
第二节 板梁的截面选择和验算.....	97
第三节 钢梁的稳定.....	106
第四节 偏心受压(拉)构件.....	119

第一章 钢结构概述

我国古代在使用金属结构方面领先于全世界。据记载在秦始皇时（公元前二百多年）已有铁制的桥墩，汉明帝时（公元一世纪）已有铁链悬桥，这种桥是锻铁为环，使各环相扣成链，再由多条相互平行的铁链形成悬式的承重结构。这是世界上最古老的金属桥。我国自汉朝以后与西域各国及东南亚各国有宗教和经济上的交往，常需建桥跨越很深的峡谷，铁链悬桥是这种桥的良好结构形式，故历代建造过不少，其中以四川泸定的大渡河桥最为著名。该桥建于清康熙年间，桥长100m，宽2.8m，共用铁链13根，其中底部9根承重，上铺木板走人，左右各二根铁链则作扶手，铁链端部系在生铁铸成的锚桩上。红军长征时抢渡此桥是著名的重要战役，此桥的历史意义因而倍增。

我国古代还建造过许多铁塔，以及“天枢”等大型纪念性结构。唐代在洛阳造的“天枢”高35m，顶部是直径11.3m的腾云承露盘，底部有直径16.7m的“铁山”，很好地保证了“天枢”的稳定。江苏镇江的甘露寺铁塔、湖北荆州的玉泉寺铁塔等至今犹存。这些金属结构体积巨大、造型优美，表明我国古代在建筑和金属加工方面已有相当高的技术水平。

虽然我国古代在金属结构方面很有成就，但在解放前近百年内，由于受帝国主义压迫，又受封建制度的束缚，钢结构不能迅速发展。解放前只有少数钢结构，如广州中山纪念堂的圆屋顶、杭州的钱塘江桥等。解放后我国的钢铁工业也有了较大发展，建造了不少钢桥和弱结构，在桥梁方面，1957年建成武汉长江大桥，1968年建成南京长江大桥。南京桥的规模和难度超过武汉长江桥很多，并且首次采用国产16Mn低合金钢，建造成在技术水平方面居于世界先进行列的铁路公路两用桥。1977年采用国产15锰钒氮钢建成京通铁路白河桥3

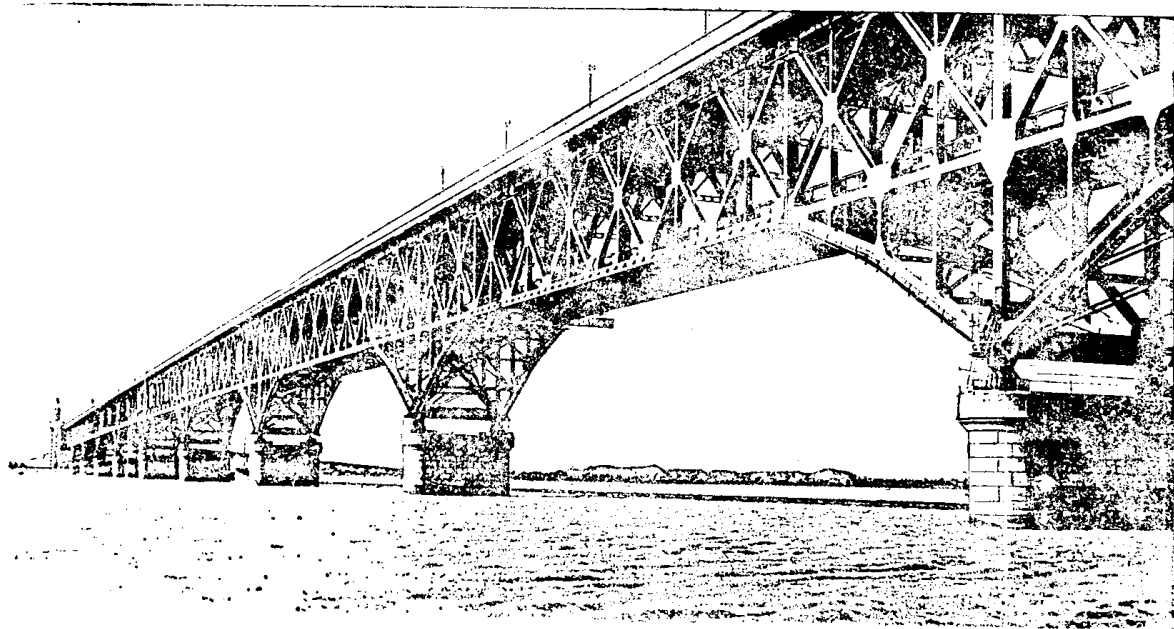


图1—1 南京长江大桥钢桁架

孔128m跨度的连续钢桁梁，采用栓焊结构。1982年建成主跨度为176m的汉江斜腿刚构薄壁箱形钢梁桥，在世界上已建成的同类铁路桥梁中，它的跨度最大。在建筑结构方面，我国已建成冶金企业等重型厂房钢结构多座，以及三铰拱、网架结构等用于公共建筑的大跨结构。此外，对于预应力钢结构、钢管混凝土等新技术，都已进行研究，并取得一些成果。

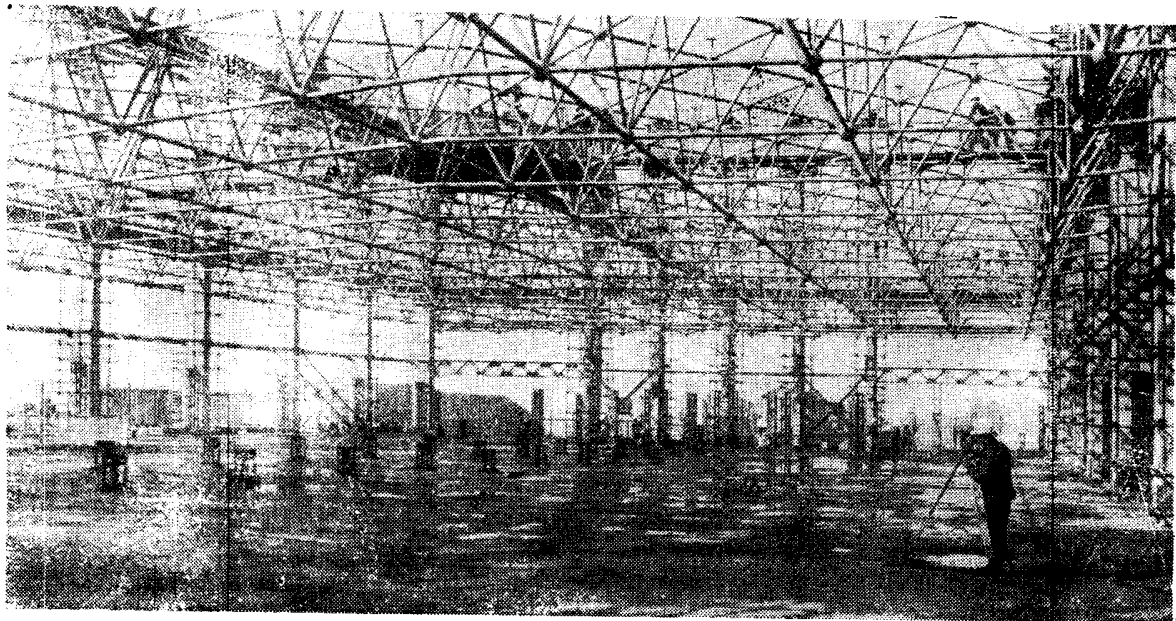


图 1—2 成都站屋盖的网架结构

第一节 钢结构的特点及其应用

一、钢结构的优缺点

钢结构与其他结构相比较，优点比较显著而缺点较少。

钢材的强度高于其他材料，所以钢结构的自重相对较小。在承载能力相等条件下，与钢筋混凝土结构或木结构比较，显然钢结构的构件截面较小、重量较轻、便于运输、易于拆装。因此，荷载大的重型结构、大跨结构、高度大的结构、吊车等经常移动位置的结构、需要多次拆开后又拼装使用的结构，均以采用钢结构最为适宜。

在各种材料中钢材质地最为均匀，而且各向同性，延性和韧性都比较好，其应力应变曲线很接近理想的弹塑性体。因此钢结构的实际工作情况比较接近分析计算的假定，计算的结果也就比较准确可靠。非常重要的结构一般以采用钢结构最稳妥，其安全系数值常可比其他材料的结构取得小一些。

钢结构的部件一般都要在专业化的工厂中由专用机具加工制作，速度快而精度高。运至工地后的拼装工艺也很成熟，有成套的设备可用，故不大受季节的限制而且工期较短。与钢筋混凝土结构相比，钢结构较易加固，较易作局部的变动。

需要强调拼装性和互换性的结构，如军用梁，一般都采用钢结构，并采用标准化的设计和制造工艺。

钢结构能保证密闭性，故油库、水管、煤气柜，高压容器等一般均采用由钢板焊成的壳结构。

钢结构能长期经受 200°C 以下的温度，但并不耐火。在火灾情况下温度若超过 300°C ，则

钢的屈服点将显著降低，这可能导致钢结构承载能力的严重下降，甚至坍塌。必要时可用石棉板、混凝土板等围护在钢结构之外，使钢结构的温度在一定时间内不会升至 300°C 以上。

钢结构的主要缺点是耐腐蚀性差。新建的钢结构一般先仔细除锈，然后涂上油漆或者镀锌以防锈。由于油漆不耐久，以后每过若干年需再油漆一次；这样，钢结构的维修不但费用较高而且是不可忽视的长期工作。

钢结构的另一缺点是容易发出噪音。位于居住区内的桥梁有时不采用钢结构。

二、钢结构的应用范围

由于我国钢的产量较少，所以尽量节约钢材。一般说，能用钢筋混凝土结构时，就不采用钢结构。如在铁路桥梁方面有规定：跨度在40m以下的桥应尽量不采用钢梁；40m至250m的桥应进行方案比较后确定。

目前我国采用钢结构的范围大致为：

1. 中等跨度及大跨度的铁路桥、公路桥，还有军用梁。
2. 大跨度屋盖结构，即用于大会堂、体育馆、展览馆、大型火车站等建筑物的屋盖结构；其结构体系可以是三铰拱、悬索结构、网架等。
3. 重型厂房的主要承重骨架。一般在吊车起重量达到或超过100t时，吊车梁和屋架便以用钢结构较好；有时柱子也以改用钢柱较好。若车间内有较大的锻锤设备，或吊车工作繁重并且动力作用较大，厂房承重骨架更要采用钢结构。
4. 塔桅结构和高层建筑。电视塔、无线电桅杆、火箭发射塔架、高压输电线路塔架等一般均以用钢结构为宜。超过四五十层的高层建筑，一般其骨架应该采用钢结构（四十层以下则其骨架一般采用钢筋混凝土结构）。
5. 起重运输机械、大型建筑机械中的承重骨架，经常需要移动其位置；这些骨架大多用钢结构。
6. 油罐、煤气柜、高炉、水工结构闸门等特殊结构要有密闭性，又要能承受高压或温度变化；这些特殊结构一般采用钢结构。
7. 近来薄壁型钢得到一定的应用，例如用于墙架、用于屋盖结构或用于受力不很大的支架。

第二节 钢材的工作性能

一、主要力学性能

钢结构有两种破坏形式，即塑性破坏和脆性断裂。发生塑性破坏之前钢构件要产生较大的塑性变形，同时会出现内力重分布，使截面上的应力分布变得比较均匀。最后破坏前会出现颈缩现象，其后总拉力下降但按颈缩后实际截面积算则应力继续增大，增至一定数值时发生断裂。断口的中部呈晶粒状，能反光；而断口四周部分（颈缩时发生滑移部分）则呈纤维状，色泽灰暗而不反光。塑性破坏的过程较长，一般在破坏前发生较大变形时容易觉察，故可及时采取措施防止结构的最后破坏。

脆性断裂一般比较突然，通常在有缺陷而应力集中程度较高处开始出现裂缝，其后很快发展到全截面断裂。断口比较平直，外观呈晶粒状，能反光。断裂前构件的变形一般很小，不易觉察危险。进行通常的应力计算也看不出有脆断危险；因为一般是局部有应力集中，足

以引起开裂，然而按材料力学算出的名义应力值则比屈服点低很多。

工程实践中遇见脆性断裂的机会并不多，所以设计钢结构时一般都按塑性破坏进行其分析计算。然而对脆性断裂应有一定认识，要知道防止脆断的主要措施。一般说来，防止脆性断裂的关键不在于保证一定的安全系数值（即降低荷载应力计算值或提高钢材的屈服点）而在于改善构造形式，降低应力集中程度，减少焊接残余应力，以及选用脆性转变温度比较低的钢材。

（一）钢材的主要力学性能指标

钢材的力学性能（亦称机械性能）指钢材抵抗外力作用时表现的各种能力，其主要指标需用各种材料试验机测定。单向拉伸试验是这些试验中最基本的一种。

图 1—3 是低碳钢标准试件在常温静载条件下进行单向拉伸试验所得应力应变曲线的示意图。由图可见，在单向拉伸试验中钢材的工作分为几个阶段。

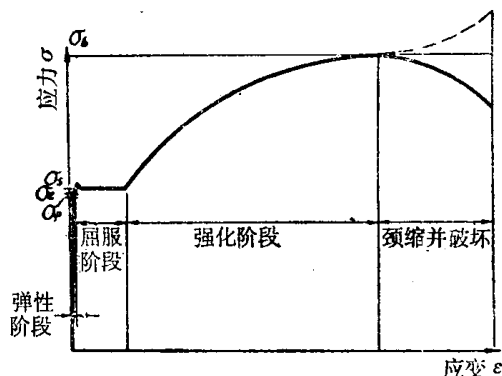


图 1—3 单向拉伸时低碳钢的应力应变曲线

拉力小时钢处于弹性工作阶段中，其应力与应变之间的关系是正比例关系，而且卸载后应变就回到零，即没有残余的塑性变形。

其次是屈服阶段；这时出现荷载不增加而钢的应变或变形明显增长的现象，称为屈服。开始屈服时，应力应变曲线往往略有上下波动，故可测定上屈服点和下屈服点。其中以下屈服点比较稳定，它是钢材基本性能的表现；故通常取下屈服点作为钢材的屈服点 σ_s （亦称流限）。屈服阶段中出现的变形几乎全是钢材的塑性变形，它与钢材内晶粒中发生滑移相对应。在应力为 σ_s 时发生的应变总增量称为流幅。

越过屈服阶段后，钢材内部的组织经过了调整，对外荷载的抵抗能力有所提高；故应力应变曲线在流幅之后变为上升的曲线，这时钢材进入强化阶段。此阶段中的变形既有弹性变形又有塑性变形，而且塑性变形的比重是随应力的增大而逐渐变大的。

应力应变曲线达到顶点时，试件在其最薄弱截面处（材料质量最差处）出现局部的颈缩现象。此后试件能承受的总拉力值逐渐降低，故按不变的试件原截面面积计算，则应力值将随应变的增大而逐渐降低（图中实线）。然而若按不断变小的颈缩后实际截面面积计算，则得出的应力值（有时称为真应力值）将随应变增大而继续提高（图中虚线），升高到足以引起脆性断裂时试件就发生最后的断裂。不过通常进行单向拉伸试验时，没有也不能准确地测定颈缩后实际截面面积，也并不计算真应力值；所测定的是总拉力的最大值，把它除以试件原来的截面面积，得出的名义应力值 σ_b ，便称为钢材的极限强度。

结构中常用的 3 号钢，其比例极限 σ_p 大致为 210MPa，相应的应变 $\epsilon_p \approx 0.1\%$ ；屈服点 σ_s 为 240MPa，相应的应变由 0.15% 至 2%，构成流幅；极限强度 σ_b 为 380~470MPa 而相应的 ϵ_b 大于 15%；在弹性阶段内钢材的弹性模量 E 大致为 2.1×10^5 MPa。

由于 σ_p 和 σ_s 相差不多，而且屈服阶段前钢的应变值很小，流幅则相当长，足以使钢结构发生塑性内力重分布；通常都采用近似的简化假定，把钢当作理想的弹塑性材料来分析；亦即认为在钢的应力到达屈服点 σ_s 以前，其工作是完全弹性的，到达 σ_s 后则钢的工作完全是塑性的。采用这样的假定能使钢结构的分析计算大为简化，而且对工程实践说这样一般已够准确。用此假定时，钢材力学性能中最重要的指标是屈服点 σ_s 和弹性模量 E 。各种钢的 E 值

基本上相等, 但 σ_s 值则可以相差很多。

钢的极限强度 σ_b 长期以来是技术条件中对钢材的一项要求, 过去曾认为 σ_b 对 σ_s 的比值不能太小, 否则将影响结构的安全系数值。这主要由于通过单向拉伸试验能同时得出 σ_s 和 σ_b , 而过去安全系数的概念没有明确地与结构的极限状态相联系。但按新近的观点则结构出现极限状态主要与 σ_s 有关, 而 σ_b 宜看作材料的强度贮备, 并无必要让 σ_b 比 σ_s 大出一定的百分数。

近来钢结构中较多地采用低合金高强度钢, 有时还用热处理提高其强度, 然后称之为调质钢。这样的钢往往没有典型的屈服现象, 不宜和3号钢一样地当作理想弹塑性材料分析。工程实践中需要确定低合金高强度钢的容许应力时, 常以所谓条件屈服点 $\sigma_{0.2}$ 代替低碳钢的 σ_s 。定 $\sigma_{0.2}$ 时先作出低合金高强度钢的应力应变曲线, 过横轴上应变值为0.2%的点, 即(0.2%, 0), 作斜线平行于此钢应力应变曲线开始处的直段, 这斜线交截钢的应力应变曲线之处, 应该是卸载后残余应变为0.2%之处, 其应力值就是 $\sigma_{0.2}$, 称为这种钢的条件屈服点。当 $\sigma_{0.2} > 0.8\sigma_b$ 时, 很可能需要对 σ_s 取另一安全系数, 以防对发生断裂的安全贮备不足。

进行标准试件的单向拉伸试验, 所确定的伸长率 δ 是衡量钢材塑性的主要指标。试件拉断后再将断口对拢, 量测原标距端点间的距离, 减去原标距即得残余塑性变形值, 它除以原标距长所得之商用百分数表示, 就是钢材的伸长率 δ 。伸长率大小不同显然说明钢材的塑性大小不同。但标距长时, 颈缩区局部大量变形的影响相对较小, 而整个标距长度中均匀变形的影响相对较大; 所以同一种钢材用标距长短不同的试件进行试验, 得出的伸长率值不同。若能测定试件拉断后颈缩区断面面积的缩小值, 将它除以原断面面积, 所得之商用百分数表示, 称为钢材的断面收缩率。断面收缩率不受试件标距长短的影响, 比较稳定, 本是衡量钢材塑性的良好指标, 但因缩小后的断面面积不易量测, 得出的断面收缩率值往往包含较大的误差, 故一般不用。

(二) 钢材的冲击韧性

钢材的韧性不同于其塑性, 但又与塑性有联系。钢材的塑性指标是由静载试验测定的, 但其韧性指标则由冲击试验等动载试验测定。韧性指标说明的是钢材发生一定塑性变形后断裂的过程中吸收能量的多少。要判断钢结构在动力荷载作用下发生脆性断裂之危险大小时, 韧性指标是很重要的。不难想见, 由静载试验得出的指标不能说明发生脆性断裂之危险的大小。

我国目前规定采用截面为10mm×10mm长55mm的小试件, 在其长度中点处开有U形槽口, 用摆锤式的冲击试验机对这试件进行冲击试验。西方国家则大多采用却贝试件, 其上开有V形槽口(开有U形槽口的试件称为梅氏试件)。冲击试验得出的冲击韧性值与试件及其槽口形式有关。却贝试件的缺口比较尖锐, 多数学者认为用却贝试件得出的韧性指标能够较好地说明钢结构发生脆性断裂的危险性(美国的试验研究建立了用却贝试件得出的冲击韧性与发生脆性断裂的条件之间的关系)。用梅氏试件时, 韧性指标 a_K 为冲断试件所耗的功除以缺口处截面面积所得的商(用却贝试件时, 则韧性指标为冲断试件所耗的功, 其符号用 C_u)。试件及其缺口的尺寸见图1—4。

(三) 影响钢材力学性能的因素

影响钢材力学性能的因素很多, 情况复杂; 下面作简单介绍, 侧重与脆性断裂有关的知识。

1. 化学成分

结构用低碳钢中，碳、硅、锰等元素的含量一共不到1%。低合金高强度钢中，合金元素含量也低于5%，然而这少量的碳和其他元素对钢的性能影响极大。

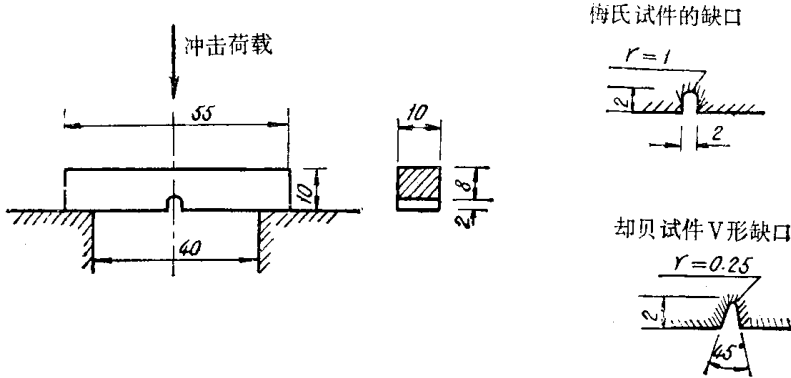


图 1—4 冲击韧性试验及试件缺口形状

钢的金相组织基本上决定于碳的含量。含碳量增多则金相组织中珠光体的比例增大，故钢的屈服点提高而其塑性和韧性则降低，钢材在低温下发生脆断的危险增大。焊接结构中的钢材通常含碳量宜在0.20%以下，以保证必要的可焊性（即焊后一般不开裂也不会局部变脆）。

硅和锰主要用作脱氧剂，对钢的性能有益。硫和磷是有害的成分，硫引起热脆而磷引起冷脆，故应限制其含量。

2. 冶金缺陷

沸腾钢中较多地出现夹渣、裂纹、偏析和分层等缺陷；镇静钢中这些缺陷较少。裂纹是钢材中已出现的局部破坏，它往往会发展成脆性断裂，故必需严加控制。夹渣通常是硫化物或氧化物，钢材受力时它们起类似孔洞的作用，可能成为脆性断裂的裂缝源，所以非常有害。偏析指钢锭各部化学成分不一致，例如，顶部硫磷含量偏多，由该部钢锭轧成的钢材自然性能较差。分层指钢材沿其厚度方向分成几层；虽各层并未完全分离但钢材受力时层间的夹缝容易发展成裂纹。

3. 轧制过程

在钢锭轧成板材或型钢的过程中，钢的晶粒变得比较细小，并成为长形而利于沿轧制方向受力。轧成的钢材较薄者，其强度一般较高且其韧性较好。经过双向轧制的钢板，一般性能比只经过单向轧制的板要好些。

4. 冷加工和时效

钢材经冷加工后或时效（即放置一段时间）后，会发生硬化；强度增高而塑性和韧性降低，故发生脆性断裂的危险增大。有时要求将钢材按规定进行人工快速时效，然后制作试件进行冲击试验；若冲击韧性指标合格则将来的钢结构一般不会脆性断裂。

5. 温度

钢结构受热而温度不超过250℃时，可认为钢的强度指标和弹性模量基本不变。在300℃左右出现蓝脆现象；钢表面的氧化膜呈蓝色，钢的塑性和韧性下降很多。超过300℃后，钢的屈服点明显下降；到500℃时屈服点已降低40%左右。故火灾中若钢结构的温度达到500℃以上，通常将发生过大的变形而以后结构不能再用。

温度由常温下降之初，钢的性能变化不大；降到所谓脆性转变温度范围时，钢的冲击韧

性值会直线下降到接近于零，也就是说钢材突然变得很脆。因此钢结构的使用应该限于温度高于其脆性转变温度的场合，否则脆断的危险相当大。

6. 应力集中

钢材内部有缺陷或钢构件上有孔洞、凹角或外形的急剧变化，都会引起应力集中。应力集中程度高时往往形成双向受拉或三向受拉的应力场；这时剪应力相对较小，不易引起滑移，而拉应力相对较高，较易引起脆性断裂。设计钢结构时应该注意使应力集中的程度不过高，并注意避免焊接残余应力过于不利；这些对防止脆性断裂很重要。

(四) 复杂应力状态下钢材的屈服条件

目前多数学者认为：钢结构一般采用能量强度理论比较恰当。在有三个轴向正应力和三对剪应力时，可用式（1—1）计算其折算应力 σ_{zs} 。

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (1-1)$$

对于平面应力状态，上式简化成为：

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (1-2)$$

当只有 σ_x 和 τ_{xy} 的情况时（例如在工字梁的翼缘与腹板相联接处有弯曲应力和剪应力并存），折算应力的公式简化成为

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad \text{或者} \quad \sigma_{zs} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (1-3)$$

折算应力 $\sigma_{zs} \geq \sigma_s$ ，即屈服点，则将发生屈服现象。若 $\sigma_{zs} < \sigma_s$ ，则钢在弹性工作范围之内。

在 $\sigma_x = 0$ 而只有 $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau$ 的情况，即受纯剪的情况，求折算应力的公式变成 $\sigma_{zs} = \sqrt{3}\tau^2 = 1.73\tau$ 。发生屈服现象的条件是 $\sigma_{zs} = 1.73\tau \geq \sigma_s$ ，也可写作 $\tau \geq 0.6\sigma_s$ 。这个推论和试验结果基本一致。钢结构设计规范中一般取钢的抗剪设计强度（或容许应力）大致等于其抗拉设计强度（或容许应力）的0.6倍。

二、钢材的工艺性能

(一) 冷弯性能

冷弯试验是将窄条的钢板试件（板厚过大时需要先刨成适当的厚度）放在冷弯试验台上（图1—5），用具有一定弯心直径的冲头加压，压到试件弯出规定的角度（通常是180°）为止。于是观察试件外表面及（厚度方向的）两个侧面，细看有无裂缝出现，有无分层现象。一般以不出现分层现象，也完全找不到裂缝为合格。

对于需要弯曲成型的钢材，或是重要结构中必需保证有足够塑性的钢材，一般均要求进行冷弯试验。实践证明冷弯试验有其价值，是一种很好的补充性检验。冷弯所衡量的钢材性能是综合性的。它一方面检验工艺性能，另一方面又检查钢材内部是否有严重的夹渣、分层

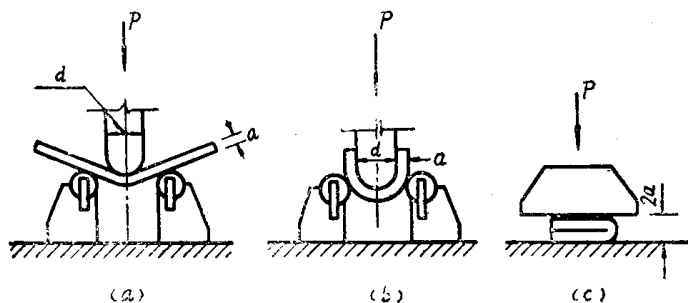


图1—5 冷弯试验

(a) 任意角的冷弯；(b) 180°的冷弯；(c) 弯心直径为零的180°冷弯

等缺陷，以及钢材是否有足够的塑性。

对钢材提出冷弯性能要求时，应该明确要弯到什么角度，所用冲头的弯心直径是试件板厚的几倍。要弯到的角度愈大而弯心直径愈小，意味着要求的冷弯性能愈高。最高的冷弯要求是：弯心直径为零而弯曲 180° ；这要分两步进行，先用弯心直径为板厚二倍的冲头把试件冷弯 180° ，再将试件放平，改用底面平直的压头压紧，如图1—5(c)所示。冷弯性能与通过标准拉伸试验测定的伸长率 δ 和断面收缩率 ψ 之间，有一定的关系，可用经验公式表达。例如： $\delta + \psi \geq 72\%$ 时，根据经验这种钢材便能承受弯心直径为板厚两倍时 180° 的冷弯。

(二) 可焊性

钢料的可焊性良好，是说在焊接工艺、结构形式等恰当的条件下，用这种钢料能获得良好的焊接接头。为了判断一种钢料是否可焊性良好，必须进行某种可焊性试验。目前国内外所采用的可焊性试验方法很多，侧重不同，它们与实际结构中的情况有较大距离，故试验结果只能作为参考，判别相对的优劣。

钢材焊接后出现的问题主要是出现某些裂缝和局部区域内钢料变脆。因此可焊性试验大致分为两类。一类可称为抗裂性试验，主要看按规定条件将试件焊成后有多少裂缝立即出现，情况是否过于严重。由于规定条件非常不利，超出实际情况相当多，通常不免要出现裂缝；但只要情况不太严重，可以认为实际结构中情况将大致正常，就算钢料合格。另一类可称为使用性能的可焊性试验；一般先焊制与实际结构类似的大型试件，经过一段时效和若干次加载之后，再由试件的各个部位截取一定数量的小试件，进行冲击韧性等试验看钢料是否变脆，并判断实际焊成的结构能否在使用过程中安全地传力。

由可焊性试验结果出发，推断实际结构中情况时，不应过于机械；过去的实践经验和适当的判断是很重要的。

第三节 钢结构的脆性断裂及疲劳问题

一、钢结构的脆性断裂

(一) 发生脆性断裂的一般情况

十九世纪末出过几起煤气罐等压力容器突然断裂的事故，但未引起足够的注意。到四十年代中有数量较大的一批焊接钢桥和全焊接轮船发生严重的脆性断裂事故，情况表明这问题不能用传统的设计方法很好处理，这才引起广泛的注意和研究。

第一次世界大战后，焊接钢桥发展得相当快，其中使用了比铆接钢桥厚得多的钢板。后来发现用厚板的焊接钢桥较易发生脆性断裂，有的桥断成几截而坠入河中。加拿大的Duplessis桥是跨长五十余米的上承板梁桥，它使用近三年后因出现许多裂纹而进行维修加固，其后经检查验收又交付使用，不料二星期后该桥在活载很小时突然断裂而坠入河中。又如美国在第二次世界大战期间建造了几千艘全焊接的轮船，其主要型式称为‘自由轮’。这些轮船连续发生了近千起脆断事故，其中有二百多艘完全破坏；最奇怪的是有一艘在基本无荷载情况下突然断成两截，而计算结果表明当时荷载引起的拉应力不超过 100MPa ，远远低于钢料的屈服点。这些情况按传统的材料力学观点难以解释，而且看来设计中使荷载应力低于容许应力并不能有效地防止出现脆性断裂；显然必须对发生脆性断裂的原因进行较深入的研究，才能有把握地防止这种破坏。

发生脆性断裂时一般有下列情况：

1. 在某些部位出现三向受拉的应力场（通常部分由于有不利的焊接残余应力；部分由于构件外形急剧变化，引起程度较高的应力集中）。
2. 钢料品质不够好，韧性不够，有夹渣和裂纹。
3. 板厚较大（例如在20mm以上）。
4. 气温较低（例如在 -10°C 以下）。
5. 通常并不是焊完后结构立即破坏，也不是在最大设计荷载下破坏，而是在活载大致等于结构自重时发生脆断。
6. 脆性断裂前没有什么警告讯号，破坏是突然而迅速的。但荷载是静力性荷载，并无冲击。

一般钢结构受力时，起控制作用的是沿晶粒内某对角面的剪应力超过限值而引起滑移，与此对应的是钢结构的塑性破坏。在某些情况下，在剪应力足以引起滑移之前，拉应力已大得能将钢的晶粒拉断，这时便出现脆性断裂。脆性断裂中，起控制作用的是拉应力而不是剪应力。

（二）使剪应力不起控制作用的若干因素

1. 三向受拉的应力状态

由材料力学知道：单向拉伸时最大剪应力 τ 等于最大拉应力值 σ_1 之半，即 $\tau = \frac{1}{2}\sigma_1$ ；这时钢中的剪应力起控制作用。三向受拉时则有 $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) < \frac{1}{2}\sigma_1$ ；在此 σ_3 是三个主应力中之最小者。在 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 值不大条件下， τ 值相对较小而 σ_1 值相对较大；因而较易出现剪应力不起控制作用而由拉应力 σ_1 引起脆性断裂的情况。

2. 高度的应力集中

实际钢结构中三向受拉的应力状态，一般部分来自焊接残余应力，部分来自高度的应力集中。图1—6中以有缺口的板状拉伸试件为例，说明应力集中与三向受拉应力状态之间的关系。试件沿 y 轴方向受拉。

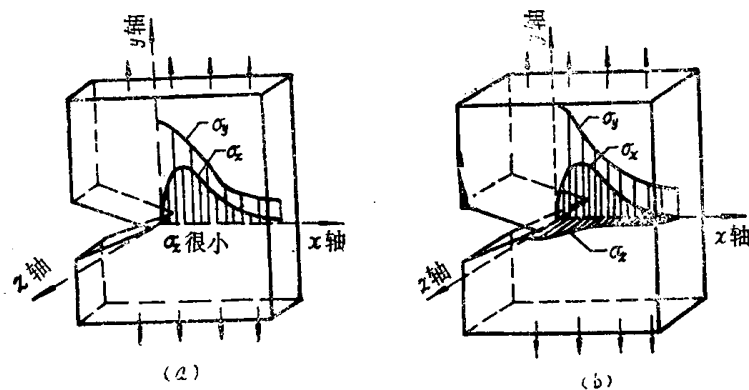


图1—6 缺口引起的应力分布情况
(a) σ_y 尚未引起局部屈服；(b) σ_y 已引起局部屈服。

图1—6 (a) 所示为缺口根部处 σ_y 尚未引起局部材料屈服时的情况。试件各纤维在 y 轴方向伸长，同时在 x 轴和 z 轴方向缩短。板厚较小时沿 z 轴方向的缩短较易实现，故 σ_z 值很小，可略而不计。沿 x 轴方向的缩短则受到较多的阻碍，因而 σ_x 值有较复杂的变动。图中将 σ_x 沿 x 轴变动的情况按沿 y 轴方向的坐标绘成曲线示意；在缺口根部处 σ_x 为零，向右不远增

至相当大，再向右又逐渐减少到零。

图 1—6 (b) 所示为 σ_y 已在缺口根部附近局部小范围内引起屈服后的情况。屈服是塑性变形，它以体积不变为特征；因此在沿 y 轴方向有所伸长时，沿 x 轴方向及 z 轴方向要有所缩短以维持体积不变。但在缺口根部左侧的钢料所受 σ_y 值很小，故对邻近区域内的横向收缩起较大约束作用。沿 z 轴方向的拉应力 σ_z 虽然在板面处为零，但在板较厚时能在板厚中央处达到相当高的数值。图中将板厚中央处 σ_z 值随坐标 x 变化的情况按沿 z 轴方向的坐标绘成示意曲线。由于三向受拉而且已发生屈服现象的范围很小，受到邻近材料较多的约束，故一般要 σ_y 最大值超过 σ_s 相当多（通常要达到 $n\sigma_s$ ，而 n 值接近 3）之后才会发生大范围的屈服。

3. 低温

钢结构的脆性断裂事件实际上大多在低温条件下发生。

研究结果说明：随着温度 T 的降低，钢料的屈服应力 σ_s 值增大，拉断晶粒所需断裂应力 σ_d 也增大（不过比 σ_s 慢得多）。 σ_d 值大致就是拉伸试件出现颈缩后断裂时，按荷载和颈缩后的实际截面积算出的拉应力。有些学者为了说明脆性断裂的基本规律，提出图 1—7 的变化情况图。

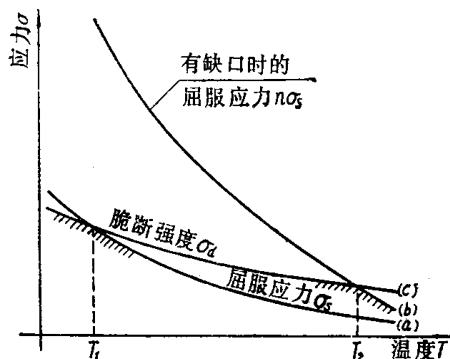


图 1—7 σ_s 、 $n\sigma_s$ 和 σ_d 随温度 T 变化情况

图中曲线 (a) 说明 σ_s 随温度 T 变化的情况，曲线 (c) 说明 σ_d 随温度 T 变化的情况，这两根曲线交点的横坐标是 T_1 。温度高于 T_1 时，曲线 (a) 位于曲线 (c) 之下，故在拉伸无缺口试件的过程中，应力先达到 σ_s 而引起塑性破坏。温度低于 T_1 时则曲线 (c) 在下，故拉伸过程中应力先达到 σ_d 而引起脆性断裂。试件有缺口时，拉伸中缺口根部处受到邻近材料的约束，故其应力 σ_y 要升高到 $n\sigma_s$ 才会引起大范围屈服。因此要改用 T_2 ，即曲线 (b) 与 (c) 交点的横坐标来判别拉伸过程中是先达到 $n\sigma_s$ 而引起塑性破坏，还是先达到 σ_d 而发生脆性断裂。当温度在 T_1 与 T_2 之间时，无缺口试件将发生塑性破坏而有尖锐缺口的试件则发生脆性断裂。

通常 T_1 值很低， T_2 值在 0°C 以下而不低于 -20°C ；故工程实践中会遇见低于 T_2 的情况。钢结构的脆性断裂事故大多发生在有缺口等引起的应力集中，又遇见低温等不利条件之时。

4. 厚板

沿板厚方向的拉应力 σ_z 是因沿 z 轴方向的收缩应变不能实现而出现的。在板的表面处 $\sigma_z = 0$ ，进入板厚后 σ_z 值逐渐增大，至板厚中央处达到其最大值。板厚不大时 σ_z 不可能由零增加到很大。通常 σ_z 是最小的主应力 σ_3 ，而 σ_y 是最大的主应力 σ_1 。最大剪应力 $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ 比 $\frac{1}{2}\sigma_1$ 小得不多。因此板厚小时，一般由剪应力控制，出现塑性破坏。板厚大时 σ_z 值就相当大，最大剪应力 $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ 会相当小，因而容易出现剪应力不控制而拉应力引起脆性断裂的情况。按过去的经验，钢板厚度在 6mm 以下时，脆断的可能极小。厚度达 20mm 或更大，就应考虑它发生脆断的可能性。

(三) 钢料的冷脆转变温度

第三节中介绍过冲击韧性试验和却贝试件与梅氏试件。

美国曾用却贝试件在不同温度进行冲击试验，以试验得出的耗功值 C_v 为纵坐标，而温

度 T 为横坐标,绘成曲线,如图1—8所示。由图1—8中可以看出,温度降低过程中 C_v 值在不大的温度范围内发生很大变化,由基本上等于常温冲击韧性指标降低到14J以下;也就是说,钢料突然变脆了。美国曾用出脆断事故的轮船钢板取试件进行试验,经过统计分析,发现事故发生时的温度基本上是按14J的 C_v 值确定的冷脆转变温度。于是认为:使用的钢材应该满足下列条件,即按却贝冲击能量 $C_v=14$ J确定的冷脆转变温度低于该货轮结构的使用温度(后来又将14J增大为21J以确保安全)。这个经验未必能用于其他结构,其他钢种;但其思路有参考价值。在用可靠方法鉴定某钢种的抗脆断性能对特定结构合用之后,可用类似方法确定合适的 C_v 值,并用此 C_v 值及按它确定的冷脆转变温度进行验收。

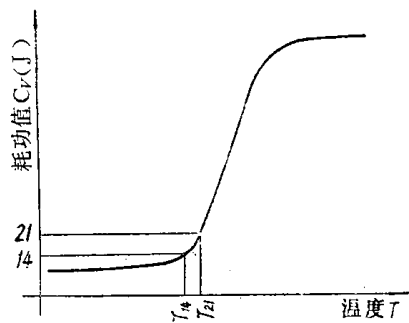


图1—8 用却贝试件得出的冷脆转变温度

二、钢结构的疲劳问题

(一) 基本知识

钢结构的疲劳破坏,是荷载重复作用很多次所引起的断裂破坏。按荷载用材料力学方法算出的名义应力值虽低于钢料的屈服点,但多次重复作用后会引起结构的破坏。

实际上疲劳破坏有其特殊的发展过程。由于有槽孔或加工引起的伤口,构件截面上出现高度的应力集中,其应力峰值常为平均应力值的数倍。故算出的名义应力值虽然不高,但应力峰值已能引起小范围内的塑性变形。在荷载反复多次作用时,局部小范围内有钢料反复发生塑性变形。于是先引起材料硬化,其后有些晶粒中出现微观的裂痕。

此后再经历荷载多次反复作用,微观裂痕逐渐发展成肉眼可见的宏观裂纹。以后宏观裂纹逐渐扩展,构件截面因而逐渐削弱。削弱到一定程度后,就会发生在少数几次加载中裂纹猛烈发展而导致脆性断裂的情况。

疲劳和脆断都表现为开裂,其裂源都是某些引起应力高度集中的缺口或缺陷。疲劳的特点是出现宏观裂纹后,有相当长而比较稳定的裂纹发展过程,直到最后断裂前才变得不稳定。比较稳定的裂纹发展过程与晶粒中的滑移相对应,而最后的断裂则与晶粒拉断相对应。

(通常的脆性断裂则是裂纹出现后即迅速发展到破坏,其发展过程是不稳定的。)

早年的疲劳试验主要采用小型光面圆杆旋转试件,每转一次,试件的外缘纤维经受一次由最大拉应力变到最大压应力,再变到最大拉压力的循环。通过这些试验建立起来的对疲劳问题的主要概念,认为引起疲劳破坏的最大应力值 σ_{max} 与应力循环特征值(也称为应力比) $\rho=\sigma_{min}/\sigma_{max}$ 、循环次数 N 、应力集中程度和钢种等因素有关。

随着工业的发展,有了每分钟可加载100至500次而每次所加最大拉力达50kN至100kN的疲劳试验机。不少国家用这样的试验机针对本国的钢材和焊接工艺等条件进行大型试件的疲劳试验,并据以制定钢结构或钢桥的疲劳验算方法。

此后桥梁疲劳问题的研究有些停滞,但飞机等结构的疲劳研究有所进展。到六十年代下半期,对足尺焊接钢梁等结构的疲劳试验又有重要的新成果。

六十年代以前所作的疲劳试验主要用常幅应力循环,每一次加力循环中名义应力的最大应力值 σ_{max} 和最小应力值 σ_{min} 都是不变的常数。习惯上以 σ_{max} 代表二者中绝对值较大的那个

应力值，而以 σ_{min} 代表绝对值较小的那个应力；二者均以拉为正而以压为负。这样应力比 $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ 的绝对值不会大于1，亦即 ρ 值在-1与+1之间。

疲劳破坏的实质是断裂，而断裂主要是拉出来的。所以 ρ 值相同的两个应力循环中， σ_{max} 为拉应力的循环要比 σ_{max} 为压应力的循环不利得多。区分这两种循环是很重要的。

目前铁路钢桥疲劳计算的方法是用基本上无残余应力的小尺寸板材试件，进行大量疲劳破坏试验，然后整理试验资料总结出来的。每一组试件中保持应力比 ρ 值不变，而将 σ_{max} 值变动若干次；对每一个 σ_{max} 值均试验到发生疲劳破坏并记下其加载循环次数 N 。研究 ρ 值为某常数时这些互相对应的 σ_{max} 和 N 值之间的函数关系，容易看出大体上是 σ_{max} 逐渐降低则 N 值逐渐增大，到后来 σ_{max} 稍有降低 N 值便增大很多。若以 N 为横坐标而 σ_{max} 为纵坐标绘图，根据试验点作出关系曲线，由于 N 值太大而且变动太快，试验点位置又不免有误差和离散，实际作图将很困难。研究后知道，改用双对数坐标绘图，即改用 $\log \sigma_{max}$ 和 $\log N$ 为纵横坐标绘图，则疲劳试验得出的点子基本落在一根斜向直线上，故整理试验数据和绘图的工作可以简便得多。

实际试验数据中 N 值一般在 10^4 至 2×10^6 范围之内，而关系线基本上是斜向的直线。如果在概念上认为材料有持久极限（或称疲劳强度极限）， σ_{max} 低于它时即使反复受力无穷多次也不会发生疲劳破坏；则图1—9中的关系曲线在右端应该趋近按持久极限的对数确定的水平渐近线。目前这方面的试验数据很不够，比较可靠的只有试验数据范围内的斜向直线部分。

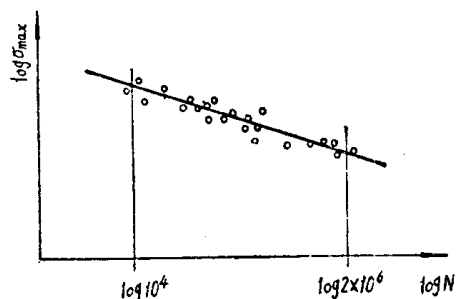


图1—9 用双对数坐标绘出的 σ_{max} - N 关系线

过去有些学者认为铁路钢桥的使用寿命不会超过一百年，故 $N = 2 \times 10^8$ 已经够大；也有个别试验数据使人发生错觉，以为若 N 达 2×10^8 次试件未破坏，那就 N 再大也不会坏了。因此铁路钢桥设计中过去常用按 N 为 2×10^8 次所确定的 σ_{max} 容许值，作为制定疲劳容许应力的依据。但新近的研究指出，列车过桥一次在某些构件或连接中会引起多次应力循环；故对各种情况均取 $N = 2 \times 10^8$ 并不合理，而且有时 2×10^8 次还不够大。要对构件或连接的工作情况作具体深入的研究，才能比较恰当地确定 N 值。进行疲劳验算时最好是根据不同的 N 值采用不同的疲劳容许应力。在这方面还要做很多工作才能制订新的规范。

目前处理钢桥疲劳问题的基本思路是：先根据使用情况决定比较适当的荷载循环次数 N ，按少数几种应力比 ρ 值进行疲劳试验确定这种钢料、各种构造细节（它决定应力集中的程度）与此 N 值相应的疲劳强度；将疲劳强度除以安全系数即得疲劳容许应力（与少数几种应力比相应者）；然后再根据实际桥中各验算点所受应力循环的 ρ 值决定疲劳验算中应该采用的疲劳容许应力值。

安全系数值通常是1.1~1.4，小于验算静力作用下强度时的安全系数。由于静力作用一次超载较多，就可能引起大范围屈服，而与疲劳强度对应的循环次数 N 很大，要经过很多次超载的循环才发生疲劳破坏。

我国目前采用一种疲劳图，称为Goodman图，根据与少数几个 ρ 值对应的试验点，确定表达疲劳容许应力和 ρ 之间关系的直线。

（二）疲劳验算方法及所用公式

进行疲劳试验需要大量的人力和财力，因此对于重要的构造细节，一般也只取四个应力

比 ρ 值(-1、-0.5、0、0.5)进行试验;较次要的构造则试验的 ρ 值更少(如两个)。

对于每一个 ρ 值,在由试验得出若干互相对应的 $\sigma_{\max}$ 和 N 值之后,首先要利用这些数据来确定表达 $\sigma_{\max}-N$ 关系的方程式。我们假定用双对数坐标绘图时这关系曲线是直线,则其方程式可以写成

$$\log N = B_1 - B_2 \log \sigma_{\max} \quad (1-4)$$

式中的 B_1 、 B_2 为常数,其值宜根据试验数据按统计理论分析决定。决定之后,将选用的循环次数 N 代入这方程式,便可算出与这个 ρ 值对应的 $\sigma_{\max}$ 值。

对应于-1、-0.5、0、0.5四个 ρ 值,按上述方法将得出四个 $\sigma_{\max}$ 值,可分别记作 σ_{-1} 、 $\sigma_{-0.5}$ 、 σ_0 和 $\sigma_{0.5}$,即以 ρ 值为下标。以应力循环中的 $\sigma_{\max}$ 为纵坐标,而 $\sigma_{\min}$ 为横坐标,把这四个试验点绘在图上。经验证明这四个点大致落在同一根直线上。采用这根关系曲线是直线的假定,先根据试验点确定这直线的方程式(可用纵坐标轴上的截距 σ_0 和斜率 k 为参数)然后再用它来推算与实际桥上验算点 ρ 值相对应的 $\sigma_{\max}$ 容许值。

图1-10是以 $\sigma_{\max}$ 为纵坐标而 $\sigma_{\min}$ 为横坐标的疲劳图,也称为Goodman图;它主要用来表达应力比 ρ 与疲劳强度 σ (即重复 N 次将引起疲劳破坏的应力循环之 $\sigma_{\max}$ 值)之间的关系。不难证明,由原点0发出的各射线分别代表一定的 ρ 值。如右方45°线上各点的坐标符合 $\sigma_{\max} = \sigma_{\min}$ 的关系,其 ρ 值均等于+1。左方45°线上各点的坐标则均 $\sigma_{\max} = -\sigma_{\min}$,而 ρ 值等于-1。纵坐标轴上各点因 $\sigma_{\min} = 0$ 故 $\rho = 0$ 。对应于其他 ρ 值也可在图上作出射线。

图1-10中 σ_{-1} 、 $\sigma_{-0.5}$ 、 σ_0 和 $\sigma_{0.5}$ 四个黑点在同一直线上。若试验点不完全共线,可根据试验点的坐标按统计理论分析决定其参数的最优数值。(可以用 σ_0 和 σ_{-1} 值为参数,也可用 σ_0 和斜率 k 为参数。)选定安全系数值后,将 σ_0 、 σ_{-1} 等除以安全系数,即得 ρ 值为0、-1等时的疲劳容许应力值 $[\sigma_0]$ 、 $[\sigma_{-1}]$ 等。这些疲劳容许应力值在图1-10中位于与连接 σ_0 、 σ_{-1} 直线平行的一根直线上(过 $[\sigma_0]$ 点而 k 值不变)。按照与各 ρ 值相对应的疲劳容许应力 $[\sigma_\rho]$ 均位于图中这根直线上的假定,可以推导求 $[\sigma_\rho]$ 的公式如下:

$[\sigma_\rho]$ 点的 $\sigma_{\min}$ 值可根据 ρ 的定义推知为 $\rho [\sigma_\rho]$,

$$[\sigma_\rho] = [\sigma_0] + K \sigma_{\min} = [\sigma_0] + K \rho [\sigma_\rho]$$

移项得

$$(1 - K\rho)[\sigma_\rho] = [\sigma_0]$$

故有

$$[\sigma_\rho] = \frac{[\sigma_0]}{1 - K\rho} \quad (1-5)$$

式中 $[\sigma_\rho]$ —— 与应力比 ρ 相对应的疲劳容许应力;

$[\sigma_0]$ —— $\rho = 0$ 时的疲劳容许应力;

K —— $[\sigma_{-1}]$ 和 $[\sigma_0]$ 两点联线的斜率,其值应根据试验结果确定(按我国试验 K 大致为0.6)。

将 $[\sigma_{-1}]$ 和 $[\sigma_0]$ 的连线向右方延伸较多,就会进入其 $[\sigma_\rho]$ 值大于基本容许应力 $[\sigma]$ 的范围。这时疲劳验算不起控制作用,而由强度验算中应力不得超过 $[\sigma]$ 的要求控制。

以上是按最大应力(绝对值)是拉应力,即 $\sigma_{\max}$ 取正号进行推导的。对于最大应力(绝对值)是压应力的情况可以利用下图另作推导。

图1-11中 $[\sigma_0]$ 和 $[\sigma_{-1}]$ 两点连线向左延伸得出的 BG 段上各点代表应力循环中压应力绝对值较大,拉应力绝对值较小的情况。这时实质上决定疲劳破坏的是拉应力值,它在图上是纵坐标,拉应力达到线段 BG 处的值而重复作用 N 次将引起疲劳破坏。推导公式的思路与最大应力为拉应力时类似,但要注意按习惯符号用法这时 $\sigma_{\max}$ 代表压应力,它带负号,