



钢框架半刚性 梁柱连接受力性能研究

■ 王新武 著

GANGKUANGJIA BANGANGXING
LIANGZHULIANJIE SHOULIXINGNENG YANJIU



武汉理工大学出版社

钢框架半刚性梁柱连接 受力性能研究

王新武 著

武汉理工大学出版社

· 武 汉 ·

内 容 提 要

本书共分 11 章,系统地介绍了半刚性连接的特性、受力性能,介绍了半刚性连接反复荷载作用下滞回性能试验,并对各种半刚性梁柱连接进行了有限元数值分析,建立了连接非线性、几何非线性和材料非线性的刚度矩阵方程,编制了半刚性连接钢框架的二阶塑性铰分析的计算机程序,介绍了空间半刚性连接钢框架有限元分析情况,并对典型半刚性梁柱连接高温下的受力性能进行了数值模拟,最后对半刚性连接平面钢框架抗震性能进行了拟动力试验研究。

图书在版编目(CIP)数据

钢框架半刚性梁柱连接受力性能研究/王新武著.—武汉:武汉理工大学出版社,2015.1
ISBN 978-7-5629-4417-1

I. ①钢… II. ①王… III. ①钢梁—框架梁—连接件—受力性能—研究 IV. ①TU398

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2014)第 108361 号

项目负责人:高 英
责任校对:梁雪姣
出版发行:武汉理工大学出版社
社 址:武汉市洪山区珞狮路 122 号
邮 编:430070
网 址:<http://www.techbook.com.cn>
经 销:各地新华书店
印 刷:崇阳文昌印务有限责任公司
开 本:787×1092 1/16
印 张:12.75
字 数:338 千字
版 次:2015 年 1 月第 1 版
印 次:2015 年 1 月第 1 次印刷
定 价:38.00 元

责任编辑:张莉娟
装帧设计:一 尘

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页等印装质量问题,请向出版社发行部调换。
本社购书热线电话:027-87785758 87384729 87165708(传真)

· 版权所有 盗版必究 ·

前 言

2012年我国粗钢产量已达7亿吨,连续多年位列世界第一。随着钢材生产能力的提高,我国在建筑用钢政策上不断做出调整,从限制使用钢结构变为合理采用钢结构,进而又提出鼓励采用钢结构。近十几年来,国家的鼓励政策和钢结构本身所拥有的优点促进了建筑钢结构在我国的空前发展。建筑钢结构体系具有自重轻、安装容易、施工周期短、抗震性能好、环境污染少等综合优势,从目前来看,钢结构建筑是对城市环境影响最小的建筑之一,在西方已被广泛采用,所以被有关专家称为绿色建筑。

在建筑钢结构体系中,梁柱连接是一个重要组成部分,起着传递弯矩和剪力的作用,对于整个结构的受力与安全具有重要作用。在相继发生的美国诺斯布里奇地震、日本神户地震中,钢框架结构的刚性梁柱节点连接出现了不同程度的脆性破坏,这引起了工程技术人员对梁柱连接节点的重新认识。近20年来,许多新型的梁柱连接形式,特别是高强螺栓梁柱连接越来越引起国内外工程技术人员和研究人员的重视。这种连接主要是通过高强螺栓以及连接件(角钢、短T型钢、端板等)把梁柱连成整体,其受力性能介于理想刚接和理想铰接之间,具有较高的强度和刚度,同时又有良好的延性性能与耗能性能,从而在很大程度上降低了震害。这种连接称之为半刚性连接。

本书内容参考了国内外从事钢结构连接研究的著名专家学者的专著、论文,可能在参考文献中并没有完全列出,在此对相关的作者表示衷心的感谢。特别需要说明的是,本书所列举的有关研究工作得到了国家自然科学基金委、河南省科技厅、河南省教育厅、洛阳理工学院博士启动基金等项目的资助,同时武汉理工大学土木与建筑学院彭少民教授、蒋沧如教授为研究工作的进行付出了辛勤的劳动,管克俭、段祺成、刘曙、张行、吴华英、吴芸、张溶等分别参加了相关的研究工作,研究生李跃辉、张丽娟、代东亮、胡长娇也参与了相关研究工作,博士研究生韩冬、布欣参加了部分内容的试验和数据整理工作,在此一并表示诚挚的感谢!此书得到了国家自然科学基金委,国家自然科学基金面上项目(51278238),以及河南省创新杰出青年基金(134100510010)的资助,在此表示衷心感谢!

虽然本书的完成是笔者十几年来心血的凝练,但由于时间仓促,加之水平有限,书中难免存在不足和疏漏,恳请读者批评指正。

王新武

2012年6月于洛阳

目 录

1 钢结构连接的特点	1
1.1 传统钢框架刚性连接节点的特点	1
1.2 新型钢框架刚性梁柱连接的特点	2
1.3 半刚性连接类型	4
1.4 钢框架梁柱连接的研究方法	5
1.5 各国钢结构规范中梁柱连接的设计和计算方法	7
1.5.1 欧洲规范	7
1.5.2 美国连接设计规范	8
1.5.3 日本连接规范	8
1.5.4 我国钢结构规范	9
1.6 本章小结	9
2 半刚性梁柱连接的类型及性能	10
2.1 梁柱连接的受力特性	10
2.2 半刚性梁柱连接的 $M-\theta_r$ 力学模型	11
2.2.1 线性模型	11
2.2.2 多项式模型	11
2.2.3 B样条模型	12
2.2.4 幂函数模型	12
2.2.5 指数函数模型	12
2.2.6 有限元法的模拟	13
2.3 半刚性连接的恢复力模型	13
2.4 本章小结	15
3 钢框架梁柱连接的受力性能分析	17
3.1 引言	17
3.2 狗骨式刚性连接的受力性能	17
3.2.1 连接的设计	17
3.2.2 影响狗骨式刚性连接性能的因素	18
3.3 半刚性梁柱连接的受力性能	18
3.3.1 顶底角钢连接的受力性能	18
3.3.2 带双腹板顶底角钢连接的受力性能	21
3.3.3 外伸端板连接的受力性能	24
3.3.4 短 T 型钢连接的受力性能	31

3.4	各类连接一般设计原则	32
3.5	本章小结	32
4	梁柱连接的试验研究	35
4.1	引言	35
4.2	试验概况	35
4.2.1	试验目的	35
4.2.2	试件材性试验	36
4.2.3	梁柱连接试件的设计	36
4.2.4	量测仪器	39
4.2.5	试验加载装置	40
4.2.6	试验测试内容及测试仪器	40
4.3	试验结果及结果分析	40
4.3.1	顶底角钢连接、带双腹板顶底角钢连接	40
4.3.2	外伸端板连接	45
4.3.3	短 T 型钢连接	47
4.3.4	狗骨式刚性连接	50
4.3.5	原因分析	52
4.4	试验结果讨论	52
4.4.1	各种连接的滞回曲线分析与对比	52
4.4.2	各种连接的破坏模式分析	53
4.4.3	节点域的变形对连接性能的影响	53
4.4.4	理论分析计算与试验数值的对比	53
4.5	本章小结	54
5	梁柱连接节点的有限元分析	56
5.1	ANSYS 有限元建模基本设置	56
5.1.1	试件尺寸和材料本构参数	56
5.1.2	边界条件与加载控制	56
5.1.3	定义材料特性和单元类型	57
5.1.4	定义接触单元	57
5.1.5	定义预拉力单元	58
5.1.6	求解设定	58
5.2	顶底角钢梁柱连接有限元分析	58
5.2.1	有限元模型	58
5.2.2	加载方案	59
5.2.3	有限元计算结果	59
5.2.4	结论	61
5.3	带双腹板顶底角钢梁柱连接有限元分析	62

5.3.1	有限元模型及材料本构关系	62
5.3.2	有限元结果及分析	62
5.3.3	结论	64
5.4	剖分 T 型钢梁柱连接有限元分析	65
5.4.1	模型建立	65
5.4.2	加载方案确定	66
5.4.3	计算结果分析	67
5.4.4	结论	73
5.5	外伸端板梁柱连接有限元分析	73
5.5.1	有限元模型及材料本构关系	73
5.5.2	有限元结果及分析	74
5.5.3	结论	81
5.6	狗骨式刚性连接有限元分析	81
5.6.1	有限元模型及材料本构关系	81
5.6.2	有限元结果及分析	81
5.6.3	节点域应力分析	82
5.6.4	结论	83
5.7	本章小结	84
6	半刚性钢框架的几何和材料非线性分析	85
6.1	概述	85
6.2	连接非线性	87
6.2.1	半刚性连接梁柱单元模型	87
6.2.2	半刚性梁柱单元的刚度矩阵	87
6.3	半刚性钢框架的二阶非线性分析	88
6.3.1	概述	88
6.3.2	考虑二阶效应的半刚性梁柱单元的刚度矩阵	89
6.4	考虑材料非线性的二阶半刚性连接钢框架分析	93
6.4.1	增量形式的力-位移方程	93
6.4.2	各种情况下的刚度方程	93
6.5	非线性分析的求解方法	96
6.5.1	概述	96
6.5.2	非线性方程的求解方法——牛顿-拉夫逊荷载控制法	97
6.5.3	钢框架分析的破坏准则	97
6.6	计算流程	98
6.7	本章小结	100
7	钢框架试验研究	102
7.1	概述	102

7.2	材性试验	102
7.3	试验概况	103
7.3.1	试件设计与制作	103
7.3.2	试验装置、试件安装和试验概况	104
7.4	试验结果及分析	108
7.4.1	试验结果	108
7.4.2	滞回特性分析	109
7.4.3	弯矩转角分析	111
7.4.4	塑性铰分析	112
7.4.5	试验小结	112
7.5	试验结果与程序计算结果比较	113
7.5.1	考虑连接柔性框架的内力与位移计算	113
7.5.2	不考虑连接柔性框架的内力与位移计算	116
7.6	ANSYS 有限元分析及结果对比	117
7.6.1	半刚性连接钢框架	117
7.6.2	狗骨式刚性连接钢框架	118
7.7	本章小结	120
8	空间半刚性连接钢框架二阶弹塑性分析	122
8.1	前言	122
8.2	基本假定	122
8.3	空间半刚性连接钢框架的弹塑性分析	122
8.3.1	空间钢框架结构杆单元的广义增量平衡方程	124
8.3.2	应变-位移关系	125
8.3.3	空间钢框架结构杆单元的几何非线性刚度方程	127
8.3.4	广义增量平衡方程的积分	128
8.3.5	空间杆单元的弹塑性刚度方程	130
8.3.6	空间受力杆截面的屈服面方程	132
8.3.7	半刚性连接空间杆单元非线性刚度方程	133
8.3.8	半刚性连接空间钢框架弹塑性刚度方程	134
8.4	本章小结	135
9	空间半刚性钢框架的有限元分析	137
9.1	概述	137
9.2	空间半刚性钢框架有限元模型	137
9.2.1	有限元计算模型	137
9.2.2	有限元单元选取及加载求解	138
9.3	节点刚度对空间钢框架顶点侧移的影响	139
9.4	节点侧向刚度对空间钢框架顶点侧移的影响	141

9.5	节点侧向刚度对空间半刚性钢框架内力的影响	142
9.5.1	改变节点刚度分析节点侧向刚度对空间半刚性钢框架内力的影响	142
9.5.2	非对称情况下节点侧向刚度对空间半刚性钢框架内力的影响	143
9.6	本章小结	144
10	半刚性连接抗火性能研究	146
10.1	概述	146
10.1.1	结构抗火设计	146
10.1.2	国内外相关规范	147
10.2	半刚性梁柱连接节点热传导研究	148
10.2.1	带双腹板顶底角钢梁柱连接节点热传导研究	148
10.2.2	顶底角钢梁柱连接节点热传导研究	156
10.3	半刚性连接抗火性能有限元分析	158
10.3.1	端板连接抗火性能有限元分析	158
10.3.2	带双腹板顶底角钢梁柱连接抗火性能有限元分析	162
10.3.3	顶底角钢梁柱连接抗火性能有限元分析	167
10.4	本章小结	171
11	半刚性连接平面钢框架拟动力试验研究	174
11.1	拟动力试验简介	174
11.2	拟动力试验原理	174
11.3	试验概况	175
11.3.1	试件设计与制作	175
11.3.2	试验装置	176
11.3.3	试验目的	177
11.3.4	试件材性试验	177
11.3.5	试验测试内容及测试仪器	178
11.4	试验地震波的选取	178
11.4.1	地震动的三个基本要素和选择原则	178
11.4.2	地震波的选取和调整	179
11.5	试验步骤	180
11.5.1	试验参数的确定	180
11.5.2	试验加载方案	181
11.6	试验现象及分析	182
11.6.1	各主要受力截面应变反应	183
11.6.2	100 gal 荷载等级下梁应变分析	183
11.6.3	100 gal 荷载等级下柱应变分析	183
11.6.4	200 gal 等级荷载下梁应变分析	184
11.6.5	200 gal 等级荷载下柱应变分析	184

11.6.6	300 gal 等级荷载下梁应变分析·····	184
11.6.7	300 gal 等级荷载下柱应变分析·····	184
11.6.8	测点位移分析·····	187
11.6.9	层间刚度·····	189
11.6.10	加速度反应·····	189
11.6.11	位移反应·····	191
11.6.12	滞回性能·····	192
11.7	结论与展望·····	193

1 钢结构连接的特点

在传统分析和设计中,通常是将钢框架的梁柱节点连接假设成完全刚接或理想铰接。由于刚性节点的承载力与刚度均很大,因而被认为是一种最为理想的抗震节点形式,并广泛应用于地震区钢框架结构的节点连接设计中。但相继发生的美国北岭地震、日本阪神地震表明:钢框架结构的刚性梁柱节点连接出现了不同程度的脆性破坏,这引起了工程技术人员对梁柱连接节点的重新认识。经过大量试验研究得出:采用焊接刚性节点的钢框架结构因节点延性差而易发生脆性破坏,且施工难度也大;铰接节点虽构造简单,但刚度和耗能性能差,对结构的抗震不利。因此,近20年来许多新型的梁柱连接形式,特别是高强螺栓梁柱连接越来越引起了国内外工程技术人员和研究人员的重视。这种连接主要是通过高强螺栓以及连接件(角钢、短T型钢、端板等)把梁柱连成整体,其受力性能介于理想刚接和理想铰接之间,具有较高的强度和刚度,同时又有良好的延性性能与耗能性能,从而在很大程度上降低了震害。高强螺栓梁柱连接的性能处在理想刚接和理想铰接之间,既能承受一定弯矩同时具有一定转动能力,称之为半刚性连接。为了设计和研究的方便,只要连接对转动的约束达到理想刚接的90%以上,即可视为刚接,而把外力作用下梁柱轴线夹角的改变量达到理想铰接的80%以上的连接视为铰接,处在两者之间的连接,即为半刚性连接^{[1][2]}。大量试验和实际工程应用也表明,采用半刚性连接的钢框架由于梁柱连接不需要现场施焊,施工和质量管理比较容易,施工质量很容易保证,特别是此类框架具有卓越的抗震性能,能够很好地保护人们的生命和财产安全,经济和社会效益显著。

一般说来,从受力性能上来看,梁柱连接有铰接、半刚性连接和刚性连接三种类型。传统的钢框架分析和设计为了简化,均假定梁柱连接是完全刚接或理想铰接,但实际上,任何刚接都具有一定的柔性,任何铰接都具有一定的刚性。理想中的刚接和铰接是不存在的。换句话说,梁柱连接全部是处在刚接和铰接之间的半刚性连接。

不过,这种分类方法很难具体描述,由于节点的初始刚度是节点刚度分类的主要依据,因此各国按照连接的初始刚度对节点进行了分类。欧洲钢结构设计规范(EC3)规定,当连接初始刚度不小于 $25i$ 时,节点为刚性节点;当初始刚度小于 $0.5i$ 时,节点为铰接节点,其中 i 为梁的线刚度。美国规范规定:连接初始刚度不小于 $1.13 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$,可认为连接是刚性连接。

1.1 传统钢框架刚性连接节点的特点

钢框架结构的梁柱连接多按刚性连接设计,主梁与柱的刚性连接是指具有足够的刚度,能使所连接的构件之间夹角在达到承载能力之前不发生变化的接头,其连接强度应不低于

被连接构件的屈服强度。目前抗侧力框架和梁柱的抗弯连接,均采用刚接方案。梁柱刚性连接的主要构造形式有以下三种:(1)全焊节点,即梁的上下翼缘用全熔透坡口对接焊缝,腹板用角焊缝与柱翼缘连接;(2)全栓接节点,梁的翼缘和腹板通过 T 形连接件使用高强度螺栓与柱翼缘连接;(3)栓焊混合节点,即梁的上下翼缘通过全熔透坡口对接焊缝与柱翼缘,梁腹板使用高强度螺栓与预先焊在柱翼缘上的剪切板相连接。全焊节点适用于工厂连接,不适用于工地连接,全栓接节点的费用较高,因而在多高层建筑钢结构中栓焊混合节点成为典型的梁柱刚性节点形式。

20 世纪七八十年代完成的一大批节点和框架试验为美国、日本等国的规范采用栓焊混合节点提供了依据。由于七八十年代完成的大多数试件的节点塑性转角都达到了 0.015 rad , Engelandt(1993 年)^[3] 和 Husain、Popov^[4](1998 年)根据他们的理论和试验研究认为, 0.015 rad 是在中等和罕遇地震情况下抗弯钢框架梁柱刚性连接应能发展的最小节点塑性转动能力,工程界对梁柱刚性连接所表现的抗震性能充满信心,1994 年以前,栓焊混合节点成为钢框架结构中常用的梁柱刚性节点形式。

但在 1994 年美国北岭地震和 1995 年日本阪神地震中,数百幢多高层钢结构房屋的梁柱刚性连接节点出现大量的脆性断裂。根据震后对钢结构破坏的观察和检测,钢框架梁柱刚性节点的破坏形式可归纳为梁柱刚性节点在地震中的破坏集中在节点下翼缘焊缝处,连接的脆性断裂通常由此形成。其可能存在的原因可以从以下几方面来解释:从梁的角度来看,位于梁上翼缘的刚性楼板与梁组成了组合截面,使得梁截面的中和轴上移,这就导致梁的下翼缘在荷载作用下会有较大的受拉变形,同时楼面板与梁的共同作用也降低了上翼缘屈曲的可能性;其次,梁与楼板的共同变形导致下翼缘应力的增大。从焊接的角度看,首先,由于焊接工艺要求设置焊接垫板,下翼缘的垫板位于梁截面最大受拉纤维处,相对于上翼缘焊缝处的焊接垫板所处的截面位置具有较小的应力和应变;第二,在上翼缘处施焊的难度比在下翼缘处小一些,技术人员则可以更好地控制上翼缘焊接的质量;第三,焊接质量达不到预期目的,离散性较大;第四,大量焊缝集中于小范围,产生了相当高的约束力;第五,梁下翼缘的焊接施工在腹板所留焊接孔内进行,无法一次连续完成,在翼缘中线留下焊接缺陷;第六,焊接垫板在施焊后留在原处,使柱翼缘、对接焊缝与垫板间形成一条人工的 K 形裂缝,裂缝尖端的应力集中非常严重;第七,焊缝自身存在质量缺陷,如裂缝、欠焊、夹渣及气孔等。

此外,这种脆性断裂与连接处的翼缘应变发展的状况也有关,进而与截面尺寸、钢材型号、焊接工艺、连接构造细节和外力相关,在众多复杂的因素作用下形成了梁柱连接处的脆性断裂,从而导致节点的破坏。

1.2 新型钢框架刚性梁柱连接的特点

上述原因主要是从本身构造和施工方面来考虑的。另外,造成破坏的一个致命原因是设计时在没有任何加强连接构造措施的情况下,不恰当地采用了所谓的“常用设计法”,即翼缘连接承受全部作用弯矩、梁腹板只承受全部作用剪力的假定。这种连接的抗弯承载力只有梁本身抗弯承载力的 $80\% \sim 85\%$,违背了在抗震设计中“强节点弱构件”的基本原则。即使采用以梁翼缘和腹板按各自截面惯性矩分担作用于梁端的弯矩 M (设计弯矩),以梁翼缘承担弯矩 M_f ,并以腹板承担弯矩 M_w 和梁端全部剪力 V (设计剪力)为原则的“精确设计

法”，也满足不了抗震设计中“强节点弱构件”^[5]的设计原则。要使节点的承载力大于构件的承载力，就必须以大于构件承载力的内力去设计它。如果“常用设计法”不符合“强节点弱构件”的要求，那是很自然的事情，“精确设计法”就更加不符合要求了，因为按“精确设计法”得到的梁翼缘连接比“常用设计法”得到的更弱。只有梁柱连接的抗弯承载力接近或大于梁的全截面抗弯承载力，才算符合“强节点弱构件”的设计原则。日本和美国的许多设计并不是纯粹的计算设计，而是试验设计。基于这些，在震后进行的研究中，减少梁翼缘处对接焊缝的应力，人为地使塑性铰在梁上某一部位形成，便成为改进刚性节点设计的重要思路。总的说来，改进刚性节点设计的方法主要包括加腋节点、加盖板节点、狗骨式节点以及焊接孔改进型节点，如图 1.1 所示。

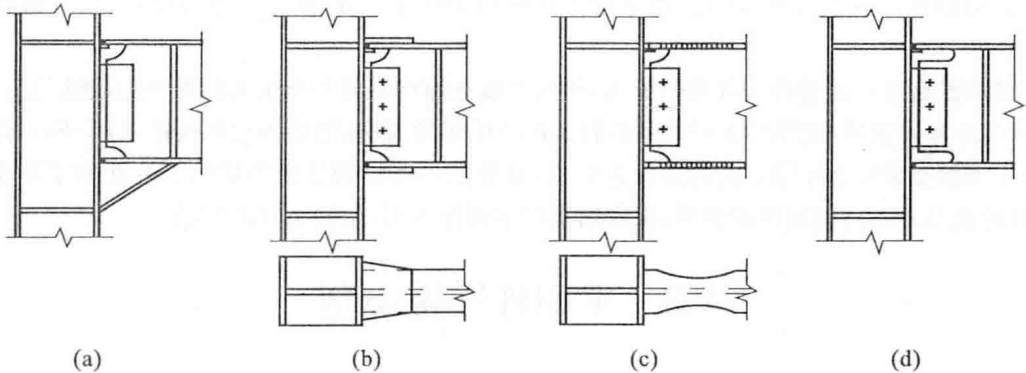


图 1.1 改进型刚性节点类型

(a)加腋节点；(b)加盖板节点；(c)狗骨式节点；(d)焊接孔改进型节点

加腋节点和加盖板节点属同一思路，只是处理方法有所不同。加腋节点是在节点部位梁的下面加上三角形的梁腋，其目的在于通过加腋增加节点处截面的有效高度，从而迫使塑性铰在梁腋区域外形成，减少梁下翼缘处对接焊缝的应力。梁腋由 H 型钢或工字钢切割而成，梁腋的腹板、翼缘分别通过角焊缝、对接焊缝与梁柱焊接，如图 1.1(a)所示。根据美国 SAC Steel Project 的 4 种梁柱规格共 9 个加腋节点的试验结果，7 个静力试验中的 4 个试件的节点塑性转角都超过了 0.025 rad，最大的达到了 0.050 rad^[6]；2 个动力试验试件的节点塑性转角也达到了 0.014 rad 和 0.015 rad。在 NIST/AISC 研究计划中，Civjan 和 Engeldardt(1998)进行了 4 个中等尺寸节点的试验，Uang 等(2000)进行了 2 个大尺寸节点的试验。试验中 3 个未设计混凝土楼板的试件均在梁的上翼缘对接焊缝处发生了断裂，节点的塑性转角达到了 0.018~0.025 rad；3 个设计有混凝土楼板的试件均未发生焊接破坏，塑性转角为 0.018~0.031 rad。

加盖板节点是在节点部位梁的上、下翼缘外表面焊上楔形的钢板，从而增加此处的抗弯承载力，使节点处抗弯承载力大于梁全截面塑性承载力，从而使塑性铰在柱表面外形成。加设盖板后，减少了柱表面区域的应力集中程度，迫使较大应力和非弹性应变远离焊缝、切割孔，使三向拉应力状态向梁中转移，如图 1.1(b)所示。根据目前的连接设计方法，确保连接的强度已经不成问题，实际情况中连接的塑性变形能力则很不可靠，延性的离散性很大。

而近几年来，我国台湾地区和美国采用的狗骨式梁柱刚性连接节点是在靠近柱边的等截面钢梁上，将上、下翼缘沿梁的纵向对称于腹板进行圆弧切割，其翼缘的切除宽度约为

40%；梁腹板与柱翼缘之间用角焊缝代替通常的螺栓连接；上、下翼缘的全熔透坡口焊缝要用引弧板；下翼缘焊接衬板要割除，割除后，焊根用焊缝补焊；上翼缘衬板焊后保留，用焊缝封闭；柱翼缘加劲板与梁翼缘等厚，如图 1.1(c) 所示，其实质是削弱了梁翼缘从而将塑性铰人为地外移。从实际发展情况看，因削弱梁截面的方法省工、效果好，已在某些工程中采用。根据狗骨的形状，此类连接可分为圆弧形、直线形、锥形等。

我国台湾的 Sheng Jin Chen 和 C.H. Yeh(1996 年)对“狗骨式”连接进行了低周反复荷载试验和震动台试验^[7]；美国钢结构协会(AISC)1995 年进行了 4 个成功的翼缘为直线锥形切口节点试验；之后德克萨斯大学奥斯汀分校、加州大学伯克利分校等完成了圆弧切口形式的节点试验^[8]。以上的试验中节点的极限塑性转角均超过了 0.03 rad。试验表明，这种狗骨式的刚性连接节点在反复荷载作用下其滞回曲线呈稳定而饱满的纺锤形，具有很好的延性。

日本没有采用将塑性铰外移的方法，而是采取在原构造的基础上消除裂缝的病灶的方法。日本 1996 年发表的《钢结构工程技术指针》和 1997 年发表的《钢结构技术指针》(JASS6)等，仅提出了钢框架梁柱连接节点的构造改进形式，对节点构造特别是扇形切角工艺孔作了不少规定，目的也是消除可能出现的裂缝，保证结构的非弹性变形，如图 1.1(d) 所示。

1.3 半刚性连接类型

半刚性连接主要通过摩擦型高强螺栓、焊缝和连接件(角钢、端板、T 型钢)把梁柱连接在一起，根据连接件的不同和连接位置的变化主要有以下类型。

(1) 双腹板角钢连接

双腹板角钢连接由两个角钢用焊缝或用螺栓连接到柱子及梁的腹板上，如图 1.2(a) 所示。试验证明，这类连接能够承受的弯矩有梁在工作荷载下的全固端弯矩的 29% 那么大，对于梁高度较大的连接尤其如此。

(2) 矮端板连接

矮端板连接由一个长度比梁高小的端板用焊接与梁相连，用螺栓与柱相连组成，如图 1.2(b) 所示。这类连接的弯矩-转角特性与双腹板角钢连接相似。

(3) 顶底角钢连接

图 1.2(c) 所示为一典型的顶底角钢连接。根据试验结果，这类连接可以抵抗一些梁端弯矩。

(4) 带双腹板角钢的顶底角钢连接

这类连接是顶底角钢连接与双腹板角钢连接的组合。图 1.2(d) 所示的是一个典型的带双腹板角钢的顶底角钢连接。这类连接被视为最典型的半刚性连接。

(5) 外伸/平齐端板连接

当连接要求抗弯时，端板连接是梁与柱的连接的常用方式。端板在加工厂与梁端两个翼缘及腹板焊接，然后在现场用螺栓与柱连接。外伸端板连接分为两类：仅在受拉边的延伸端板连接，或在受拉及受压两边的外伸端板连接。当结构承受交变荷载时，则可用双边的外伸端板连接，如图 1.2(e)、图 1.2(f) 所示。另外，为了增加端板本身的刚度，可在端板外伸部分加设斜向加劲肋。

(6) 短 T 型钢连接

由设在梁上、下翼缘处的两个短 T 型钢,用螺栓与梁和柱相连而成,如图 1.2(g)所示,这类连接被认为是最刚劲的半刚性连接之一,当与双腹板角钢一起使用时,尤其刚劲。

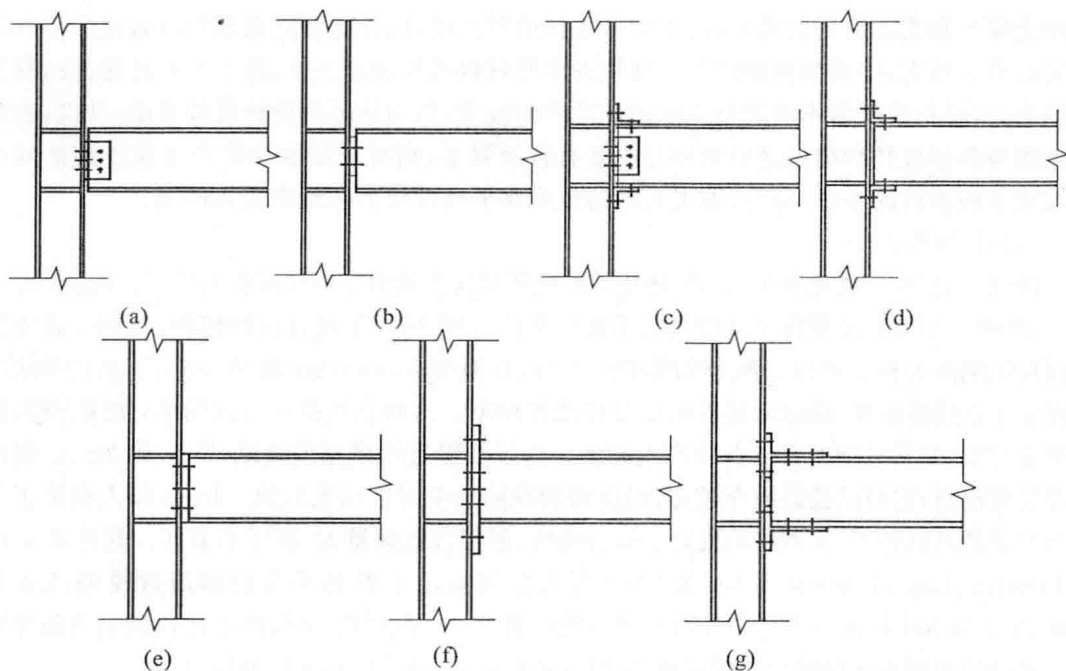


图 1.2 各种半刚性连接类型

(a) 双腹板角钢连接; (b) 矮端板连接; (c) 顶底角钢连接; (d) 带双腹板角钢的顶底角钢连接;
(e)、(f) 外伸/平齐端板连接; (g) 短 T 型钢连接

按照工程分析中的规定,只要外力作用下梁柱轴线夹角的改变量达到理想铰接的 80% 的连接都属于铰接连接,因此连接弯矩-转角刚度很小,柔性很大的单腹板角钢连接/单板连接属于典型的铰接连接。另外,柔性较小的双腹板连接有时也属于铰接连接。单腹板角钢连接由一个角钢,用螺栓或用焊缝连接到柱子及梁的腹板上,最常用的形式是角钢在制造厂与柱焊接,而梁在现场用螺栓与角钢连接。单板连接是用一块板来取代连接角钢,它所消耗的材料比单腹板角钢连接少,同时偏心的影响也小。铰接连接主要用在钢框架弱轴连接方面,如图 1.3 所示。

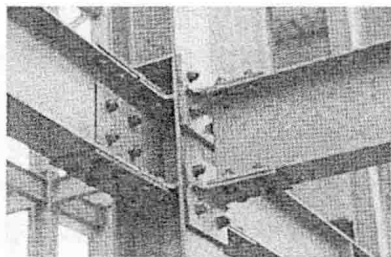


图 1.3 典型空间半刚性梁柱连接

1.4 钢框架梁柱连接的研究方法

钢框架梁柱节点的研究方法主要包括理论和试验两个方面^[10]。综合目前的文献资料,国内外关于连接性能的研究方法,可以归纳为五大类。

(1) 试验测定法

连接性能的全过程试验是目前唯一公认的获得连接真实 $M-\theta$ 曲线的有效方法。用试

验测定可完整、准确地反映连接性能的全过程,获得可靠的数据。但试验工作量大,费用昂贵,况且实际使用的连接类型千差万别,每种连接所包含的影响因素和参数又很多,不可能做出包罗万象的试验。各国的试验资料综合起来似乎很多,但分散到各类连接上,仍不能满足理论研究和实际应用的需要,由于梁柱连接的复杂性,国外的研究成果很难直接应用在我国实际中。首先,连接的性能除与梁柱构件本身材料的性能有关外,还与所有连接件的材料性能有关,材料性能的不稳定会造成破坏形式的改变,从而达不到设计者的意图;其次,连接的性能与各连接件和构件之间的相对刚度有直接联系,相对刚度的变化会导致连接的破坏模式发生根本性的变化;第三,施工人员的技术水平也直接关系到连接的性能。

(2) 曲线拟合法

研究表明,在梁柱连接中,弯矩-转角关系最能反映连接的变形和承载力性能。因此,从20世纪30年代起就陆续提出了几种表示半刚性梁柱连接 $M-\theta_r$ 的拟合曲线模型。Batho 首先提出以初始刚度为整个加载过程连续刚度值的单线性模型;Lionberger 和 Weaver、丁洁民和沈祖炎提出了双线性模型;Razzaq 还提出了分段线性模型。这些直线模型公式简单,使用方便,但计算精度差,尤其是刚度在折点处产生跳跃。为了克服直线模型的缺陷,Frye 和 Moore 提出了多项式模型,它与试验值吻合较好,但所得切线刚度有时会出现负值。Jones 等人提出了分段三次样条函数模型,它能给出很好的拟合曲线,但拟合数据量大,使用不方便。此外,Colson 和 Louveau、Ang 和 Norris、Kishi 和 Chen 等人分别提出了差异不大的幂函数模型;Lui 和 Chen、Yee 和 Nelchers 提出了多参数指数函数模型;Kishi 和 Chen 又提出了改进的指数函数模型。幂函数和指数函数模型能较正确、完整地拟合试验曲线,比其他模型要好。

拟合曲线能将连接性能以显式表示,有利于设计计算使用。但曲线拟合方程都是建立在试验基础上的,拟合曲线又是建立在某些特定试验的基础之上,试验数据的不足,很难保证曲线拟合方程对任意连接都适用或准确。

(3) 塑性分析法

为了弥补试验数据的不足,全面正确地掌握半刚性连接的性能,理论分析是必不可少的。因此,Paoker 等人用塑性铰线法对端板、T 型钢和柱子翼缘受连接螺栓拉力作用时的塑性铰线分布情况进行了研究,获得了受影响区域的宽度和极限荷载值。Babla 等人分析了柱翼缘屈服线机构。塑性分析法在连接的强度和设计方法研究中使用很普遍,可以计算连接或连接中某个部位的极限承载力,但不能求出任何变形性能。

(4) 解析法

解析法计算连接的弯矩-转角曲线有两种途径:一种是将连接中的主要部件分离出来,在某些假定的基础上,获得荷载-变形关系的表达式,通过几个部件表达式的协调计算获得 $M-\theta_r$ 曲线;另一种是对主要部件单独进行试验,以获得实测荷载-变形曲线和拟合表达式,再通过协调计算求出连接的 $M-\theta_r$ 曲线。解析法分析清楚,计算简单,但只能适用于简单连接或主要部件受力很明确的连接,计算中的人为测定可以使计算成为可能,但可能出现较大偏差。

(5) 有限元法

Lipson 等人用有限元法计算了腹板单角钢连接,计算模型只考虑了外伸肢的平面变形问题和弹塑性能。Fichard 等人用平面问题有限元法计算了单板连接问题,模型中包括单板和被连接的全梁。Tarpay 等人用有限元法计算了单侧外伸端板连接,由于未考虑材料的塑性性能,与实际相差较大。Maxwell 等人采用薄板弯曲单元,用有限元法分析了外伸端板和

上、下翼缘角钢连接,考虑了材料的弹塑性能、板件的双向弯曲。由于未考虑剪切变形和柱子节点域的变形,理论曲线高于试验值。Patel 等人在用有限元计算焊接与螺栓混合连接时,采用了二维平面有限元,并将螺栓模拟为三根拉压杆单元。Tschemmersegg 等人采用平面应力单元计算了外伸端板连接性能,计算模型包括了梁和柱整体单元,忽略了板件的双向弯曲变形。

有限元法可以计算各种复杂的连接类型,全面考虑各种因素的影响和各种非线性问题,对于梁柱连接性能的研究从理论上和计算方法上都是一个重大的发展。但目前的有限元计算模型多按整体构造,模型中包含了梁和柱,并以二维平面问题计算,但这种模型单元数目多,要耗费大量机时,不利于进行影响因素分析和参数分析。另外,有限元分析不能完全与实际相吻合,吻合的程度与分析人员建模的水平有直接关系。而且在分析时还作了大量的假设,因此有限元分析不能代替试验工作,仅仅只能作为分析的补充。

重庆建筑大学的饶晓峰在他的博士论文中提出了高强螺栓连接的单因素协调算法。其具体方法是把螺栓、板、角钢或 T 型钢和梁柱局部等影响连接性能又相对独立的部分称为单因素。在考虑了材料的弹塑性能、剪切变形的影响、板件的双向弯曲变形和外部约束条件,用有限元法对各单因素进行分析的基础上,针对不同单因素构成的连接类型,提出连接受力、变形的协调关系,采用将有限元法、解析法和拟合法原理相结合的方法,按协调关系计算连接的 $M-\theta_r$ 曲线。

梁柱节点的理论研究都建立在试验基础上,当然,国外的试验资料可以参考,但由于各方面的原因,在我国必须建立以试验为基础的适合我国实际的理论分析方法,只有这样才能在将来更合理地使用各种连接类型。因此要想找出各种连接的弯矩-转角曲线的拟合方程,需要大量原始数据,这个工作不是一个科研单位或者一个高等院校能够完成的,需要国家做出重点支持,各家钢结构公司协助才能完成。目前我国在这方面做的工作还远远不够,仅局限在几个高校单独研究的基础上。

1.5 各国钢结构规范中梁柱连接的设计和计算方法

1.5.1 欧洲规范

目前欧洲钢结构设计规范(EC3)主要包括欧洲螺栓和焊接梁柱连接的设计规范。此规范中明确规定须按不同的设计方法对节点进行分类^[1]。

按弹性设计可分为以下几个方面:

(1) 柔性建筑中的节点

在柔性建筑中构件之间的节点应具有传递设计计算内力的能力和一定的转动能力。由于不能有效地发展和传递弯矩,这类节点对结构构件有不利的影

(2) 刚性建筑中的节点

刚性建筑中各构件之间的节点应具备传递设计计算中的力和弯矩的能力,节点的变形不会对力的分配和整体结构变形有显著影响。

(3) 半刚性建筑中的节点

半刚性建筑中的节点应根据节点的实际 $M-\theta_r$ 曲线特性得到构件之间相互作用的程度,从而预测出节点在受力时的特性。这类节点应具备传递设计计算中的力和弯矩的能力。