

# 钢

Composite Structures of Steel and Concrete

胡少伟 编译

# 混凝土组合结构



黄河水利出版社

本书由南京水利科学研究院专著出版基金资助出版

# 钢-混凝土组合结构

胡少伟 编译

黄河水利出版社

## 内 容 提 要

本书应用弹塑性理论分析,系统地介绍了钢-混凝土组合结构的基本原理与设计方法,内容包括剪力连接件、简支组合梁、组合板、连续梁、连续板和框架梁,组合柱及组合框架,以及部分剪力连接理论和组合梁的复合受扭研究与抗扭设计等。可供建筑专业设计及科研人员参阅,也可作有关大专院校师生参考书。

### 图书在版编目(CIP)数据

钢-混凝土组合结构 / 胡少伟编译. — 郑州: 黄河水利出版社, 2005.10  
ISBN 7-80621-949-8

I. 钢… II. 胡… III. 钢结构: 混凝土结构: 组合结构 IV. TU37

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2005) 第 091173 号

---

出版社: 黄河水利出版社

地址: 河南省郑州市金水路 11 号 邮政编码: 450003

发行单位: 黄河水利出版社

发行部电话: 0371 - 66026940 传真: 0371 - 66022620

E-mail: yrpc@public.zz.ha.cn

承印单位: 河南省瑞光印务股份有限公司

开本: 787 mm × 1 092 mm 1 / 16

印张: 12

字数: 275 千字

印数: 1—2 000

版次: 2005 年 10 月第 1 版

印次: 2005 年 10 月第 1 次印刷

---

书号: ISBN 7-80621-949-8 / TU · 61

定价: 25.00 元

# 前 言

本书是根据 R.P.Johnson 著作 *Composite Structures of Steel and Concrete*, 结合近年来组合结构在国内外的的发展及其工程应用与相关科研成果和有关文献, 并参照作者多年的研究课题报告编译而成。

本书共分六章和有关附录, 内容包括: 第一章 绪论, 给出了组合结构发展情况和相关的基本概念; 第二章 剪力连接件, 阐述了连接件的工作原理与连接方法; 第三章 简支组合板和组合梁, 该部分是本书的重点, 分别介绍了组合梁和组合楼板的工作原理和设计过程, 包括抗振和抗火设计的有关内容; 第四章 连续梁、连续板及框架梁, 给出了连续组合梁负弯矩区受力分析方法和裂缝计算分析控制, 后又阐明了连续组合梁的整体分析理论; 第五章 组合柱及组合框架, 介绍了组合框架、结点和柱子的受力分析和设计方法; 第六章 组合梁的受扭研究与抗扭设计, 为作者近年来一系列科研项目的总结, 给出了组合梁复合受扭的分析理论和设计方法及其构造要求。

各章均有工程实例, 便于读者掌握和理解。

本书可作为土木工程、交通工程设计计算和施工技术人员的参考书, 也可作为土建、水利、交通和工程力学相关专业的研究生和高年级本科生的教学辅导教材。

本书是在清华大学聂建国教授指导下完成的。硕士生潭英、涂启华、李勇等帮助校阅了书稿。本书的出版还得到南京水利科学研究院专著出版基金资助。在此一并表示感谢。

**编译者**

2005年8月于南京

# 符号表

$A$	偶然作用; 面积	$r$	回旋半径
$a$	距离; 几何参数	$S$	内力或内力距; 板宽
$b$	宽度;	$s$	间距; 滑移
$C$	系数; 临界周长; 正弦刚度	$t$	厚度; 时间
$c$	距离	$u$	周长; 距离
$d$	直径; 深度; 距离	$V$	剪力; 竖向力或荷载
$E$	作用效应; 弹性模量	$v$	单位长度上剪力
$e$	偏心距; 距离	$W$	截面模量
$F$	作用力	$w$	裂缝宽度; 单位长度上荷载
$f$	材料强度; 自然频率; 系数	$X$	材料某一特性值
$f_{ck}$	混凝土抗压强度特征值	$x$	距离; 坐标轴
$f_{sk}$	钢筋屈服强度特征值	$y$	距离; 坐标轴
$f_y$	结构钢名义抗拉屈服强度	$Z$	形状系数
$G$	恒载; 剪切模量	$z$	距离; 坐标轴; 力臂
$g$	恒载	$\alpha$	角度; 比率; 系数
$H$	水平力(荷载)	$\beta$	角度; 比率; 系数
$h$	高度; 厚度	$\gamma$	部分安全系数(总是连同下标: 如 A, F, G, M, Q, a, c, s, v)
$I$	面积惯性矩	$\Delta$	微分
$K$	系数	$\delta$	钢贡献率; 挠度
$k$	系数; 连接件模量; 刚度	$\varepsilon$	应变; 系数
$L$	长度; 跨度	$\xi$	临界阻尼比
$l$	长度; 跨度	$\eta$	系数; 抗力比
$M$	弯矩; 质量	$\theta$	温度
$M_{Rd}$	抵抗弯矩设计值	$\lambda$	荷载系数; 长细比
$M_{Sd}$	所用内弯矩设计值	$\mu$	摩擦系数; 弯矩比
$m$	单位宽度的弯矩值; 单位长度或面积的质量; 组合板系数	$\nu$	泊松比
$N$	轴力; 剪力连接件数量	$\rho$	质量密度; 钢筋率
$n$	模量比; 数量	$\sigma$	正应力
$P_R$	单个剪力连接件抗剪值	$\tau$	剪应力
$p$	斜度; 间距	$\phi$	钢筋直径; 旋转角; 曲率
$Q$	可变荷载	$\chi$	屈曲折减系数; 比率
$q$	单位长度可变荷载	$\psi$	定义可变荷载代表值系数; 应力比
$R$	抗力; 响应参数; 反应		

## 下标

A	偶然的	n	中性轴
a	结构钢	p	压型钢板; 周长; 塑性
b	屈曲; 梁	pl	塑性
c	压力; 混凝土; 圆柱体	Q	变量
cr	临界	R	抗力
cu	立方体	r	折减的; 肋部
d	设计	rms	均方根
e	弹性(或者 el); 等效(或者 eff)	S	内力; 内力矩
f	边缘; 满载; 完成品; 火灾; 傅立叶	s	钢筋; 剪跨; 板
G	永久的	t	拉力; 全部; 横向
g	面积中心	u	极限
h	拱高、拱曲、下垂	v	相关于剪力连接件
i	指标(代表一个数)	w	腹板
k	特征值	x	沿杆件坐标轴
l	纵向	y	横截面主轴; 屈服
LT	横向扭转	z	横截面次轴
M	材料的	$\phi$	直径
m	均值	0, 1, 2	定值
min	最小值		
max	最大值		

# 目 录

前 言

符号表

第一章 绪 论 .....	(1)
1.1 组合梁与板 .....	(1)
1.2 组合柱与框架 .....	(7)
1.3 设计原理及欧洲规范 .....	(7)
1.4 材料特性 .....	(12)
1.5 直接作用(荷载) .....	(14)
1.6 分析与设计方法 .....	(15)
第二章 剪力连接件 .....	(20)
2.1 引言 .....	(20)
2.2 矩形截面简支梁 .....	(20)
2.3 向上抛起 .....	(23)
2.4 剪力连接方法 .....	(24)
2.5 剪力连接件的特性 .....	(26)
2.6 部分剪力连接 .....	(29)
2.7 滑移对应力与挠度的影响 .....	(31)
2.8 组合板中的纵向剪力 .....	(32)
第三章 简支组合板、组合梁 .....	(36)
3.1 引言 .....	(36)
3.2 设计实例 .....	(36)
3.3 组合楼板 .....	(38)
3.4 实例：组合板 .....	(49)
3.5 组合梁——向下弯曲及竖向剪切 .....	(57)
3.6 组合梁——纵向剪切 .....	(64)
3.7 正常使用下应力与变形 .....	(71)
3.8 混凝土收缩与温度的影响 .....	(74)
3.9 组合楼板结构的振动 .....	(74)
3.10 组合梁防火 .....	(78)
3.11 实例：简支组合梁 .....	(79)
第四章 连续梁、连续板及框架梁 .....	(89)
4.1 引言 .....	(89)
4.2 连续组合梁的负弯矩区 .....	(90)



4.3	连续梁的整体分析	(103)
4.4	连续梁的应力与变形挠度	(108)
4.5	连续梁的设计技巧	(109)
4.6	例子：连续组合梁	(110)
4.7	连续组合板	(117)
<b>第五章</b>	<b>组合柱及组合框架</b>	<b>(118)</b>
5.1	引言	(118)
5.2	组合柱	(119)
5.3	梁-柱结点	(120)
5.4	无侧移组合框架的设计	(123)
5.5	例子：组合框架	(127)
5.6	欧洲规范4中对柱的简化设计法	(131)
5.7	实例：组合柱	(137)
<b>第六章</b>	<b>组合梁的受扭研究与抗扭设计</b>	<b>(144)</b>
6.1	概述	(144)
6.2	组合梁受扭试验研究	(152)
6.3	组合梁的开裂扭矩计算	(154)
6.4	组合梁的抗扭承载力计算	(159)
6.5	组合梁的受扭构造	(163)
6.6	组合梁的抗扭设计	(165)
<b>附录A</b>	<b>部分剪力连接理论</b>	<b>(175)</b>
A.1	简支梁理论	(175)
A.2	实例：部分相互作用	(177)
<b>附录B</b>	<b>有包壳的工字型截面柱主轴弯曲的相互作用曲线</b>	<b>(179)</b>
<b>参考文献</b>		<b>(181)</b>



# 第一章 绪 论

## 1.1 组合梁与板

### 1.1.1 组合梁与板的起源和发展

#### 1.1.1.1 组合梁与板的起源

建筑和桥梁的结构设计主要涉及抵抗与承受荷载。因为没有更好的材料像钢筋混凝土那样有低造价、高强度，并且耐腐蚀、耐磨损、耐火的优点，除了大跨度桥梁外，一般楼板、桥面板均使用钢筋混凝土，所以钢筋混凝土板的经济跨度不大于它相应的板厚正好足够抵抗它将承受的点荷载，或正好提供足够的隔音效果。对于跨度大于几米的情况，将板放置在墙或梁上比单纯增加板厚要经济。单梁也是钢筋混凝土的情况下，结构的整体式特性使得板可充当梁的上部翼缘。当跨度超过 10 m，特别是在钢易于被火破坏的敏感性不成问题的情况下(比如桥梁或多层停车场)造价低，过去常常习惯于将钢架设计成既承受混凝土板自重又承受混凝土板的荷载。现在剪力连接件的发展使剪力连接件在连接板与梁中得到应用，取得了已被长期使用的混凝土 T 型梁的效果。本书中所使用的“组合梁”术语就是指这种结构类型。1926 年，J.Kahn 依据上述思想，在钢梁上外包混凝土，并在它们之间加入各式各样的连接件，获得了组合构件的专利权，标志着钢-混凝土组合构件的出现。

#### 1.1.1.2 钢-混凝土组合构件形式

随着组合构件应用范围的不断扩大，产生了众多的钢-混凝土组合构件形式：

- (1)钢-混凝土组合梁、柱。
- (2)钢-混凝土组合板、叠合板。
- (3)钢管混凝土组合柱。
- (4)预应力钢-混凝土组合构件等。

#### 1.1.1.3 组合梁截面组成

一般组合梁截面由四部分组成：

(1)钢筋混凝土翼板。形式有现浇钢筋混凝土板、压型钢板混凝土组合楼板、钢筋混凝土叠合板等。

(2)板托。板托是在混凝土翼板与钢梁上翼缘之间的承托部分。

(3)剪力连接件。它是钢筋混凝土翼板与钢梁共同工作的基础，主要用来承受钢筋混凝土翼板与钢梁交界面之间的纵向剪力，且抵抗二者之间的相对滑移，还可抵抗钢筋混凝土翼板与钢梁之间的掀起作用。

(4)钢梁。一般的形式有工字型钢梁、焊接钢板梁、箱型钢梁、蜂窝梁、短柱梁。

#### 1.1.1.4 组合梁的发展

以钢-混凝土组合梁为最基本构件的钢-混凝土组合结构,兼有钢结构和钢筋混凝土结构的优点,并且能发挥钢材抗拉强度高、混凝土抗压强度高的材料特性。因此,钢-混凝土组合结构是一种较理想的新型结构体系。

钢-混凝土组合梁从开始出现到现在,其应用范围不断扩大:从桥梁结构上的大跨桥面梁、工业建筑上的重荷载平台梁和吊车梁,到要求所用梁截面高度小、自重轻的民用建筑中的组合楼层,都有广泛应用,它的应用发展大致可分为四个阶段:

(1)钢-混凝土组合梁大约出现于20世纪20年代,随后,在30年代中期出现了在钢梁和混凝土板之间加入各式各样连接件的构造方法。

(2)从20世纪40年代到60年代可认为是组合梁发展的第二阶段。在这一阶段,对组合梁开始进行深入、细致的试验研究。许多技术先进的国家都制定了有关组合梁的设计规范或规程。最早的组合梁设计规范或规程大都针对桥梁结构:美国颁布于1944年,德国颁布于1945年,日本制定于1959年。各国应用和研究钢-混凝土组合梁几乎都是从桥梁结构开始的。

(3)从20世纪60年代到80年代可认为是组合梁发展的第三阶段。本阶段在总结以前研究和应用成果的基础上,进一步改进了有关组合梁的设计规范或规程。随着钢产量的增加和高层建筑的发展,使得组合结构的应用和发展几乎日趋赶上钢结构的发展。各国30层以上的高层建筑中有20%采用了压型钢板混凝土组合楼盖,其中也包括组合梁。1971年由欧洲国际混凝土协会(CEB)、欧洲钢结构协会(ECSS)、国际预应力联合会(FIP)以及国际桥梁与结构工程协会(IABSE)共同成立了组合结构委员会,并正式公布了《钢-混凝土组合结构规程》。可见,组合结构在当时已经发展为继钢结构和钢筋混凝土结构以后的一种新型结构,受到广泛重视。

(4)从20世纪80年代初至今,为组合结构应用和发展的第四阶段。进入80年代,相继出现了预制装配式钢-混凝土组合梁、预应力钢-混凝土组合梁和用压型钢板作为楼层混凝土板底模的组合梁等多种型式的组合梁。

目前,组合梁又一新的应用发展方向为:用于地下结构、结构加固,特别是把工字型钢腹板按折线形切开改焊为高度更大的蜂窝形梁,既提高了抗弯能力,又便于管道通过有洞的腹板,非常适合于工业厂房。另外,预弯型钢-混凝土预应力组合梁也得到了应用,该梁是将预制的带有挠度的工字型钢梁,加载状态下在下翼缘浇筑混凝土,待混凝土达到一定强度后卸载,使下翼缘混凝土预压,然后将其运至现场吊装,铺设预制梁板,浇筑上部混凝土,成为装配整体构件。

20世纪70年代以来,我国对组合梁的性能进行了较系统的研究,取得了可喜的成果。在此基础上,我国有关部门新修订、编制了《钢结构设计规范》(GBJ17—88)、《高层建筑钢结构设计与施工规程》和《火力发电厂主厂房组合结构设计暂行规定》等规范。上述规范、规程中均包括了组合梁的内容,但均未给出组合梁抗扭设计计算的相关条款。

### 1.1.2 钢-混凝土组合梁、板在工程中的应用

#### 1.1.2.1 多层工业厂房

1988年开始建设的国家重点建设项目——太原第一热电厂五期,由山西省电力勘测

设计院设计。该工程的集中控制楼位于两台锅炉之间，处在第一台锅炉的安装通道上，只有在第一台锅炉的大件吊装完、塔吊退出后才能进行全面施工，因此第一台机组能否早日发电取决于集中控制楼的工期。对集中控制楼设计必须选择施工工序简单、便于立体交叉作业和多层同时施工且能最大限度地加快施工速度的结构形式。为此，在钢-混凝土组合楼层的三个方案(现浇楼板、压型钢板-混凝土组合楼板、混凝土叠合楼板组合梁)中选择了叠合板组合梁方案，柱为钢管混凝土柱，通过加强环同组合梁相连，形成了完整的钢-混凝土组合结构体系。当时，由于钢-混凝土叠合板组合梁的应用在国内尚无先例，又无设计规范可循，因此在设计前，山西省电力勘测设计院和郑州工学院合作对叠合板组合梁进行了试验研究，包括钢筋混凝土简支叠合板、连续叠合板、钢-混凝土叠合板简支和连续组合梁等。研究成果为叠合板组合楼层结构设计提供了依据。次梁沿纵向布置(梁跨 9 m)并支承在梁跨为 7 m 的主梁上。在板的上表面沿每米宽布置 1 列、纵向间距为 300 mm、直径为  $\phi 6$  的构造抗剪钢筋。浇灌预制板时在其上表面用竹扫帚对其拉毛以保持具有一定的粗糙度。组合梁混凝土翼缘的横向配筋率为 0.7%，包括伸出预制板端 120 mm 的“胡子筋”和现浇层中的负钢筋。组合梁中支座弯矩调幅取 15%。值得指出的是，由于叠合板组合楼层设计在当时尚无规范可循，又没有实例参考，故集中控制楼楼层结构设计偏于保守。尽管如此，它同现浇组合楼层相比，不仅缩短工期 1/3，而且由于节省了支模工序和模板等降低造价 18%。与压型钢板组合楼层相比，节省钢材 30%，降低造价 76%。由于缩短工期使第一台机组提前发电所创造经济效益近 700 万元。继太原第一热电厂第五期工程之后，第六期工程和阳泉第二发电厂等工程也采用了叠合板组合梁结构。

#### 1.1.2.2 高层建筑

北京国际技术培训中心的两幢 18 层塔楼，楼盖结构采用冷弯薄壁型钢-混凝土简支组合梁，跨度 6 m，间距 1.5 m，组合梁全高 300 mm(包括混凝土楼板厚度)。组合楼盖结构设计是以试验研究成果为依据的。剪力连接件设计节省栓钉用量达 47%(仅这 2 幢高层建筑的楼盖结构就节约栓钉数近 10 万个)。与钢筋混凝土叠合楼板相比较，结构自重降低 29%，水泥消耗节约 34%，钢材消耗节约 22%，木材消耗节约 7%，造价降低 5%，施工周期缩短 25%，并且使建筑标准提高了一大步，实现了建设部对小康住宅提出的“造价不高水平高，标准不超质量高”的要求，为我国城镇住宅建设提供了一种轻型、优质、大跨的楼盖结构形式，这种新型组合梁在高层建筑楼盖结构中具有广阔的应用前景，有利于推动大开间灵活分隔的高层建筑的发展。

钢-压型钢板混凝土组合结构在高层建筑中的应用也在不断发展，如深圳赛格广场、上海世界金融大厦、金茂大厦等超高层建筑的楼盖也采用了压型钢板组合楼板。压型钢板组合楼盖的最大优点是施工速度快，但造价比较高。

#### 1.1.2.3 桥梁结构

1993 年，北京市市政工程设计研究总院设计的北京国贸桥，在三个主跨采用了钢-混凝土叠合板连续组合梁结构。当时，叠合板组合梁在国内城市立交桥中的应用尚属首次。其综合效益体现在以下几方面：

(1)比原现浇桥面板方案节省近 4 000 m<sup>2</sup> 的高空支模工序和模板，减小现场湿作业量，缩短工期一半，未中断下部交通。

(2)比钢筋混凝土梁桥减轻自重约 50%。

(3)比钢桥节省钢材 30%左右。

模拟汽-超 20 的静载试验结果和分析表明,该桥具有同现浇桥面板组合梁一样的受力性能,再次证明钢-混凝土叠合板组合梁具有良好的整体工作性能。它在桥梁结构中的成功应用实现了“轻型大跨、预制装配、快速施工”的目的,符合我国城市立交桥建设的国情。继国贸桥之后,仅北京又有 30 多座大跨立交桥的主跨采用了这种结构形式,最大跨度已达到 70 m,取得了显著的技术经济效益和社会效益。于 2000 年建成通车的深圳北站大桥跨度 150 m,是首座全钢-混凝土组合结构桥梁。桥面结构采用了新型预应力钢-混凝土空心叠合板梁体系,促进了现代桥梁结构向“轻型大跨”、“预制装配”以及“快速施工”的方向发展,并且实现了大跨桥梁与城市美学的完整统一。于 2000 年竣工的位于江苏盐城横跨京杭大运河的预应力简支组合梁桥,其跨高比达到了 27.3 : 1。此外,国内的长沙、岳阳、海口、鞍山、石家庄、济南、西安等城市也正在建造大跨钢-混凝土叠合板组合梁桥结构,最大跨度已达到 95 m。

钢-混凝土叠合板组合梁用于城市大跨立交桥的设计是依据换算截面法,使控制截面的最大应力和挠跨比不超过《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86)的规定值,但在挠度计算时应考虑滑移效应。为了提高连续组合梁中支座桥面板的抗裂性以提高其防渗能力,应在负弯矩区施加预应力。

上海南浦大桥和杨浦大桥的桥面结构也采用了钢-混凝土叠合梁结构,钢纵梁和钢横梁形成施工拼装单元,预制钢筋混凝土桥面板铺装就位之后,通过钢梁上翼缘预制板端间的接缝混凝土和剪力连接件的作用使钢梁和混凝土桥面板连成整体,形成组合梁。预制板上表面没有现浇混凝土,这种组合梁对预制板的制作精度和接缝混凝土的质量要求很高。严格说来,它是预制板组合梁,是钢-混凝土叠合板组合梁的特例,当叠合板组合梁中现浇层厚度为零时就变成了这种情况。一般情况下,在预制板上表面浇一层现浇混凝土,通过接缝混凝土、现浇层混凝土和连接件把钢梁、预制板和现浇层连成整体的组合梁比预制板组合梁的整体性能更好。

钢-混凝土叠合板组合梁的显著优点是省掉了高空支模工序和模板。用于桥梁可以不中断下部交通,用于建筑可以省去满堂脚手架,对于减少现场作业量和保护环境等都是有利的。有关专家对多座城市大跨立交桥结构方案(包括预应力钢筋混凝土桥、钢桥及钢-混凝土组合梁桥)比较后认为,钢-混凝土叠合板组合梁桥方案的综合效益最好。

#### 1.1.2.4 结构加固与修复

我国经过几十年大规模的基本建设之后,尤其是在国民经济由快速发展到趋于稳定成熟发展的时期,已有建筑物和构筑物的维修、改造和加固将占据越来越重要的地位。另外,在交通建设领域,相当一部分 20 世纪五六十年代建成的桥梁由于技术标准低、通过能力差,严重影响到了整条交通线路的畅通。从现有国情来看,对这部分桥梁除了进行一定数量的拆除重建外,对其进行技术改造也是一个行之有效的途径。钢-混凝土组合梁以其轻巧的构造和便捷的施工,可以在不增加甚至降低结构自重的前提下大幅度提高桥梁上部结构的承载力,因此在桥梁加固及改造领域具有一定的优势。于 2001 年 3 月完工通车的北京市机场路苇沟大桥是一座应用组合梁进行桥梁改造加固的成功实例。原苇

沟桥建于 1953 年,为全长 204 m 的多跨钢筋混凝土梁桥,设计荷载为汽-10 级,已不满足当前的通行要求。根据对结构现状的验算评估,采用钢-混凝土叠合板组合梁替代原吊梁,并在主梁负弯矩区段施加预应力的方案进行了改造加固。改造后,吊梁重量由 850 kN 降低到了 490 kN,比原吊梁减轻了 42%,同时抗弯承载力提高了 97%,并大大提高了该桥的整体刚度,减小了挠度,其车辆通行等级由汽-10 提高到了汽-20。通车前进行的静载试验表明,该桥的改造达到了设计要求。

### 1.1.3 组合梁的受力性能研究概况

最早对组合梁进行研究的为加拿大 Gillespie 等人,于 1922 年对组合梁进行了试验工作。英国学者 E.S.Andreus 首次提出了基于弹性理论的换算截面法,这标志着对钢-混凝土组合梁开始进行定量化研究。但由于换算截面法没有考虑钢与混凝土交界面相对滑移的影响,后来的一些学者提出了考虑钢与混凝土交界面相对滑移的分析法。1951 年美国的 N.M.Newmark 等人提出了求解组合梁交界面剪力的微分方程解法。这种方法假设材料均为弹性、剪力连接件的“荷载—滑移”关系为线性关系,通过求解微分方程,最终求出挠曲线。之后,英国 R.P.Johnson 和 L.C.P.Yam 都从不同的角度出发导出类似的微分方程。根据钢为弹塑性材料、混凝土为非线性弹塑性材料的实际特点,R.I.Malamery 等人提出了计算部分剪力连接组合梁的非线性简化迭代法,此法考虑了滑移和掀起的影响,给出了表示位移函数的基本平衡及协调方程。

国内外对部分剪力连接组合梁的研究表明:当连接件的数量达到完全剪力连接时,连接件数量的增加对钢-混凝土组合梁的极限强度几乎没有影响;当连接件的数量少到一定程度后,钢-混凝土组合梁的极限强度开始降低,直到最后只有钢梁本身的承载能力。1965 年 R.G.Slutter 与 G.C.Driscoll 建立了部分剪力连接的极限强度理论。1975 年 R.P.Johnson 根据前人的研究提出了简化的分析方法,认为部分剪力连接的极限抗弯强度是根据完全剪力连接和纯钢梁的极限抗弯强度按连接件数进行线性插值而确定的。由于连接件是应用和研究中首先需解决的课题,郑州工业大学先后对槽钢连接件、栓钉连接件进行了试验研究,对《钢结构设计规范》中的栓钉连接件的抗剪承载能力计算公式提出了修正意见;哈尔滨建筑大学等单位对弯筋连接件进行了理论分析及推出试验,接着,又对压型钢板组合梁的栓钉连接件进行了研究,发现了压型钢板组合梁栓钉连接问题实质上为混凝土肋参与工作时,肋与栓钉构成的整体受力问题,并对国际通用的计算公式进行了评述和验证;清华大学也对剪力连接件在组合梁中的实际承载力进行了深入的试验研究及理论分析,给出了《钢-混凝土组合结构设计规程》(1997 修订稿)有关公式的修正式。

工程中大部分组合梁在荷载作用下都存在程度不同的滑移。1950 年,N.M.Newmark 等人分析了部分剪力连接件组合梁的滑移和荷载的关系,并给出了滑移沿梁长分布图。1964 年,J.C.Chapman 和 S.B.Richnan 在诸多假定的基础上,给出了滑移的计算式。20 世纪 80 年代,郑州工学院等单位也对滑移进行了进一步研究,找出了影响滑移的主要因素。国内外一些学者曾提出了考虑滑移效应的挠曲微分方程,但是公式复杂,不便于应用。清华大学聂建国等在对滑移效应进行了试验及理论分析后指出:滑移效应不能忽视,它会引起曲率、挠度和转角增大,弹性抗弯强度降低,用未考虑滑移效应的换算截面法

计算组合梁的变形值比试验值偏小,后提出了用折减刚度法计算组合梁的变形,精度高,公式简单,实用性强。

M.A.Bradford 在研究了徐变和收缩对组合梁的影响规律后,编制了分析程序,并计算了六个截面的持时挠度变形。R.Lawther 曾采用“徐变率法”分析了组合梁的挠度及滑移,精度较高。1994年,L.Dezi 等人研究了收缩对部分剪力连接件组合梁的变形及受力影响,给出了有关的计算公式。

随着有限元理论的发展,有限元法被用于钢-混凝土组合梁的研究。1988年,南京工学院施耀忠提出采用偏心板单元计算组合梁抗弯问题。1997年,清华大学余渊亮采用八结点等参单元及六结点界面单元,将荷载-滑移关系假定为二折线弹塑性模型,对钢-混凝土组合梁在低周反复荷载下的工作性能进行了电算分析,结果较为满意。美国的 W.C.Mccarthy 和国内朱聘儒等人均做了这方面的尝试。但他们采用了线性应力-应变关系和小变形的假定,与组合梁的非线性应力-应变关系不相符,因此结果不理想。

已有的用有限元法分析组合梁的程序假设过多,只能用于特殊类型的组合梁,很难加以推广、应用于一般组合梁的分析计算中。

#### 1.1.4 组合梁复合受力性能研究

20世纪80年代初期,哈尔滨建筑大学先后进行了17根梁的受弯、受剪性能试验研究。分析中采用了将钢梁和混凝土板视为墙肢,将连接件视为拟高层结构分析模型,将截面分解为完全组合和完全不组合两部分叠加的二弯矩模型,两种模型的计算结果均与试验结果吻合良好。分析结果表明:按简化塑性方法进行梁的抗弯、抗剪和连接件设计计算是可靠的;当有板托时,应考虑混凝土部件的抗剪作用,并给出了建议的计算公式。当采用完全剪力连接时,正常使用条件下,相对滑移使梁的跨中挠度增加15%左右。郑州工业大学、清华大学先后对深托座梁、压型钢板组合梁和钢筋混凝土叠合板组合梁进行了试验研究,提出了压型钢板组合梁抗弯承载力按简化塑性方法的计算公式,并对梁的抗弯刚度进行了探讨,建立了按塑性方法计算叠合板组合梁的抗弯和混凝土板纵向抗剪能力计算公式,给出了板中的构造横向最小配筋率。

连续组合梁具有较好的经济效益,但在负弯矩区钢筋混凝土翼板受拉、钢梁受压,此时,梁截面受弯、受剪性能、裂缝宽度计算及内力重分布等问题都明显地暴露出来,值得深入的研究。哈尔滨建筑大学共进行了3根连续梁、7根简支伸臂梁的试验研究,并进行了相应的电算分析。近年来,负弯矩区截面抗剪能力的研究解释了负弯矩区截面抗剪强度比塑性计算值有所提高的原因是腹板在复合应力作用下的钢材强化效应,并通过力比、弯矩比等参数变化分析了负弯矩区截面强度破坏情况和极限荷载、使用荷载限值,提出了负弯矩区强度破坏和局部屈曲破坏的界限、弯剪共同作用下的相关关系及设计界限。郑州工业大学对静载下组合梁柱连接性能进行了试验研究,主要参数是板中纵向钢筋配筋率和钢柱形式的变化。清华大学也对连续组合梁进行了研究。但国内未开展组合梁的抗扭性能研究。

1959年,Adekola指出:弯压作用下,横向拉应力会超过混凝土的抗拉强度而出现纵向开裂,应使钢筋有足够的锚固长度以防止梁的过早破坏。1967年,Roderick 等在对

组合梁的各种破坏类型分析后指出：当翼板中横向钢筋不足时，可能发生栓钉的拉出、剪坏而使混凝土板纵向开裂。1975年，R.P.Johnson 根据 A.H.Mattock 和 N.M.Hawkins 对钢筋混凝土剪力传递的试验结果，指出组合梁在受弯过程中可产生两种剪切破坏。同时，混凝土翼板的纵向开裂也可用剪力摩擦理论分析，并给出了具体的组合梁翼板纵向抗剪承载力计算公式。R.Lawther 等人假设混凝土与钢为线弹性材料，用“徐变法”分析了受弯压组合梁的变形，成功地考虑了长期荷载的影响。D.J.Oehlers 等人对组合梁的抗弯极限强度进行了系统研究后指出：相同的组合梁采用完全剪力连接或部分剪力连接时，分析结果相差较大，应规定连接件的最大间距和最小强度值，以便避免发生过大的滑移而导致混凝土过早开裂。之后，R.Narayanan 等较为系统地研究了连续组合梁桥在动力荷载作用下，钢梁腹板可能发生的局部屈曲，指出钢梁腹板的局部屈曲将引发翼缘的较大变形。他最后提出了设计方法建议，以避免局部屈曲。南非学者 N.W.Dekker 等人把梁分为正弯矩区和负弯矩区，讨论了正弯矩区和负弯矩区不同的计算方法，给出了考虑腹板局部屈曲的分析模型。

## 1.2 组合柱与框架

起初，出于防火考虑，将钢框架中的钢柱外包时，混凝土不被考虑与受力，钢柱外包混凝土的情况设计，后来人们认识到外包混凝土减少了柱的有效长细比，从而提高了柱的屈曲荷载，计算缩减长细比的经验方法仍自然被某些钢结构设计规范采用。这种简化的方法是不合理的，因为外包混凝土也承担了轴力与弯矩，而更多经济的设计方法被试验证明是有效的，并且是现成的。

当对钢没有防火要求时，一个组合柱能够不使用模板而在钢管内直接填充混凝土来建造，早期使用钢管混凝土的著名例子为一个四层的公路入口，而目前在建筑中使用钢管混凝土设计的方法已经取得。

在框架结构中，可能有组合梁、组合柱或二者均有，设计方法必须考虑柱与梁之间的相互作用，于是必须考虑许多梁柱结点的类型。

20世纪60年代早期，在美国剑桥和伦敦建成了两幢刚接的组合框架建筑。目前广泛使用的是标准栓钉联结，在建筑物中，使联结的刚度增强到被称为“刚接”是十分昂贵的，即使最简单的连接件，也有足够的刚度来减少梁一定程度的变形。因此，目前人们对测试连接件及发展框架中半刚性连接件的设计方法表现出了极大的兴趣。目前还没有这样的设计方法被广泛接受。

## 1.3 设计原理及欧洲规范

### 1.3.1 背景

在设计中，必须考虑荷载的随机性，材料的变异性与施工中的偏差，以便减少设计使用期内结构不能正常使用或失效概率，使这种概率低得足以让人们接受。自从1950



年使用以来，这个课题的进一步研究将过去的安全系数和荷载系数设计法综合起来，发展为综合的概率极限状态设计理论。在英国它的首次重复使用是于1972年在CP110《结构的混凝土》，目前，全部的英国规范和大多数国家的结构设计都使用此法。

在第二次世界大战后，起草国际规范的工作开始展开，首先是混凝土结构，后来是钢结构。组合结构委员会于1971年建立，为1981年的标准化规范作准备。在欧洲统一市场完成的目标日期定为1993年1月后不久，欧洲地区委员会于1982年开始帮助起草文件，即现称的欧洲规范，它将被欧洲联盟的12个国家使用。在1990年，欧洲自由贸易区的7个国家加入，这项工作的管理任务也移交给欧洲公共标准化协会。欧洲公共标准化协会是19个国家的国家标准组织的联盟，它北至冰岛和芬兰，南到葡萄牙和希腊。

现在计划出台9部欧洲规范，总共超过50个部分，每一个规范首先作为初步标准(ENV)出版，并伴之以各国的全国应用性文件，全部与本卷相关的欧洲规范现在或不久将达到这个阶段。它们是：

欧洲规范1：第一部分 设计基础；

欧洲规范1：设计基础及应用 第二部分：总则与重力荷载及作用荷载、雪载、风载和火；

欧洲规范2：第§1.1部分混凝土结构设计，总则与建筑规则；

欧洲规范3：第§1.1部分钢结构设计，总则与建筑规则；

欧洲规范4：第§1.1部分，钢-混凝土组合结构设计，总则与建筑规则；

欧洲规范4：结构耐火设计。

在作为初步设计标准试行的末期，欧洲规范的每一部分均被修订，且将作为欧洲标准(EN)出版，所以上面所列出的欧洲标准的各部分出版本均于1998年后相继出台，预计该19个国家的所有相关规范几年之后将停止使用。

当然与本书联系最为密切的英国规范是BS5950，由于它与欧洲规范4是平行发展的，所以有相同之处。欧洲规范的设计原理、术语与注释符号，比相应的目前英国规范更合理，所以总体上说使用欧洲规范是方便的。欧洲规范4第一部分将被简单引用为欧洲规范4或EC4，并将指出它与英国规范的显著不同。

## 1.3.2 极限状态设计原理

### 1.3.2.1 作用

欧洲规范2、3和4给出了极限状态设计法的定义、分类和原理，并强调了建筑物的结构设计，这些章节的大部分内容将最终被欧洲规范1第一部分取代，其范围扩展到包括桥梁、塔、桅杆、密室与油罐有关基础等。“作用”这个词出现在欧洲规范1第二部分的标题中，但没有出现在英国规范中。“作用”的分类如下：

- 直接作用(作用于结构上的力或荷载)。
- 间接作用(施加于结构上的变形，如基础沉降、温度改变或混凝土收缩)。

因此“作用”比荷载含义更广，类似的欧洲规范术语“作用效应”比“应力效应”含义更广，它不仅包括了弯矩、剪力，还包括应力、应变、变形、裂缝宽度等。欧洲规范术语应力效应是指内力或弯矩。

下面介绍的极限状态设计法范围局限于本书的设计实例。

有两类极限状态：

- 结构破坏极限状态。
- 正常使用极限状态，例如过大的变形振动或过大的混凝土裂缝宽度。

有三类设计状态：

- 永久状态，相对于正常使用而言。
- 临时状态，如施工期间。
- 偶然状态，如火灾或地震。

有三类主要作用类型：

- 永久作用(有时称为恒载)，如结构自重。
- 可变作用(有时称为活载)，如外加荷载、风载或雪载。
- 随机荷载，如车辆的冲击。

“作用”的空间变化是下列之一：

- 固定型(永久作用)。
- 自由型(其他作用类型)，意思是作用可以在相关面积或长度的任一部位发生。

永久作用由特征值  $G_k$  表示。所谓特征隐含表示作用的衰减，采用假定的一个数值分布，该数值分布的模型采用随机变量，永久荷载通常取算术平均值(50%的折减)。

可变荷载有四个代表值：

- 特征值  $Q_k$  衰减率通常低于 5%。
- 组合值  $\psi_0 Q_k$  假定某作用伴有另一个“可变作用”的设计值。
- 频繁  $\psi_1 Q_k$  出现值。
- 拟永久值  $\psi_2 Q_k$ 。

组合系数  $\psi_0$ 、 $\psi_1$ 、 $\psi_2$ (全都小于 1.0)的值在欧洲规范 1 中的相关部分中给出，如办公楼楼板的外加荷载属 B 类，它们各自分别为 0.7、0.5 和 0.3。

“作用”的设计值一般为

$$F_d = \gamma_F F_k$$

特殊情况下有：

$$G_d = \gamma_G G_k \tag{1-1}$$

$$Q_d = \gamma_Q G_k \text{ 或者 } Q_d = \gamma_Q \psi_i Q_k \tag{1-2}$$

其中  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  是欧洲规范中给出的作用的分项安全系数，它们依赖于所采用的极限状态，也依赖于所考虑工作是有利的还是不利的，本书中使用的值在表 1-1 中给出。

表 1-1 永久荷载设计状态  $\gamma_G$  和  $\gamma_Q$  的值

作用类型	永久作用		可变作用	
	不利的	有利的	不利的	有利的
承载能力极限状态	1.35*	1.35*	1.5	0
正常使用极限状态	1.0	1.0	1.0	0

注：\*表示除了复核失稳或大变异系数的情况。