

按《混凝土结构设计规范(2015年版)》GB50010—2010新编

简明钢筋混凝土 结构计算手册

(第3版)

○主 编 国振喜

○副主编 国忠琦 李玉芝

Handbook Handbook Handbook Handbook Handbook



机械工业出版社
CHINA MACHINE PRESS

新规范

简明钢筋混凝土 结构计算手册

第 3 版

主 编 国振喜
副主编 国忠琦 李玉芝



机械工业出版社

本书第3版是根据新颁布实施的中华人民共和国国家标准《混凝土结构设计规范(2015年版)》(GB 50010—2010)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)及有关相应实施的国家标准,并结合工程实践与多方著述编写而成。主要内容包括:钢筋混凝土结构基本设计规定与结构分析;材料标准与相关规定;钢筋混凝土受弯构件计算与实例;钢筋混凝土受压构件计算与实例;钢筋混凝土受拉构件计算与实例;钢筋混凝土受扭曲构件计算与实例;钢筋混凝土受冲切、局部受压及疲劳承载力计算与实例;钢筋混凝土柱牛腿设计与计算;钢筋混凝土结构预埋件计算与实例;钢筋混凝土叠合式受弯构件计算与实例;钢筋混凝土剪力墙结构计算与实例;钢筋混凝土结构构件抗震设计等共12章。

本书具有技术标准新,实用性强,应用方便等特点。全书按表格化、图形化编写,简单明了,查找迅速,应用方便,可节省工作时间,提高设计效率。

本书可供广大建筑结构设计人员、施工人员及监理人员使用,也可供大专院校土建专业师生及科学研究人员使用与参考。

图书在版编目(CIP)数据

简明钢筋混凝土结构计算手册 / 国振喜主编. —3版.
—北京:机械工业出版社, 2017.7
ISBN 978-7-111-57295-4

I. ①简… II. ①国… III. ①钢筋混凝土结构—结构
计算—技术手册 IV. ①TU370.1-62

中国版本图书馆CIP数据核字(2017)第159345号

机械工业出版社(北京市百万庄大街22号 邮政编码100037)

策划编辑:何文军 责任编辑:何文军 李宣敏

责任校对:刘 岚 封面设计:张 静

责任印制:李 飞

北京铭成印刷有限公司印刷

2017年9月第3版第1次印刷

169mm×239mm·33.75印张·3插页·954千字

标准书号:ISBN 978-7-111-57295-4

定价:159.00元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页,由本社发行部调换

电话服务

网络服务

服务咨询热线:010-88361066

机工官网:www.cmpbook.com

读者购书热线:010-68326294

机工官博:weibo.com/cmp1952

010-88379203

金书网:www.golden-book.com

封面无防伪标均为盗版

教育服务网:www.cmpedu.com

第 3 版

序言

在我国当前的建设工程中，钢筋混凝土结构是应用最广泛的结构形式，用量大，投资多，在钢筋混凝土结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全、适用、经济，保证质量，快速设计，对我国的建设事业具有重要意义。

最新颁布实施的中华人民共和国国家标准《混凝土结构设计规范(2015年版)》(GB 50010—2010)将使我国的混凝土结构设计水平又向前推进一步。

为适应我国建设事业发展的需要，为了给钢筋混凝土结构设计计算提供最新的设计方法和依据，我们根据最新颁布实施的中华人民共和国国家标准《混凝土结构设计规范(2015年版)》(GB 50010—2010)，并结合工程实践和多方著述，重新精选，编写了《简明钢筋混凝土结构计算手册》(第3版)，技术更新，重新出版，献给广大建筑结构设计工作者。

本书主要内容包括：钢筋混凝土结构基本设计规定与结构分析；材料标准与相关规定；钢筋混凝土受弯构件计算与实例；钢筋混凝土受压构件计算与实例；钢筋混凝土受拉构件计算与实例；钢筋混凝土受扭曲构件计算与实例；钢筋混凝土受冲切、局部受压及疲劳承载力计算与实例；钢筋混凝土柱牛腿设计与计算；钢筋混凝土结构预埋件计算与实例；钢筋混凝土叠合式受弯构件计算与实例；钢筋混凝土剪力墙结构计算与实例；钢筋混凝土结构构件抗震设计等共12章。

本书的主要特点是：

(1) 简明实用 全书以建筑结构设计中最常用的、最急需的、最普遍的各类结构构件的常用计算方法，实用计算公式，简化的计算用表，典型的计算例题等准确地提供给广大的建筑结构设计人员，供设计时参照应用，举一反三，从而节省大量的设计时间，提高工作效率。

(2) 内容丰富 全书包括12部分主要内容，完全可以满足钢筋混凝土结构的设计计算需要。

(3) 应用方便 全书将繁多的内容精选，取其精华，均以公式化、表格化、条文化、例题等浓缩为一本书编写，携带方便，一目了然，可迅速找到您所需要解决的问题。

(4) 技术标准新 全书以现行中华人民共和国国家标准《混凝土结构设计规范(2015年版)》(GB 50010—2010)为依据编写,是规范的具体应用与实施,标准新,技术先进,应用准确可靠。

本书由国振喜主编,国忠琦、李玉芝副主编。在本书的编写过程中,还有国馨月、国伟、孙谔、高名游、孙学、高振山、季喆、国刚、陈金霞、杨占荣、张树魁、李艳荣、王茂、李兴武、焦德文、司文、焦芷薇、李树彬、李树凡、司念武、郭玉梅、孙澍宁、司浩然、国英等参加了部分工作。

本书在编写和出版过程中,得到许多同志的支持和帮助,在此一并致谢!

由于我们水平有限,难免有不妥之处,敬请指教,以利改进。

国振喜

目 录

第 3 版序言

第 1 章 钢筋混凝土结构基本设计规定与结构分析	1
1.1 概述	1
1.1.1 术语和符号	1
1.1.2 混凝土与混凝土结构	3
1.1.3 钢筋混凝土	4
1.1.4 钢筋混凝土结构	5
1.2 钢筋混凝土结构基本设计规定	6
1.2.1 结构设计的功能要求	6
1.2.2 一般规定	6
1.2.3 结构方案设计	8
1.2.4 承载能力极限状态计算	8
1.2.5 正常使用极限状态验算	11
1.2.6 钢筋混凝土结构的耐久性设计	13
1.3 钢筋混凝土结构分析	15
1.3.1 基本原则与分析模型	15
1.3.2 结构分析方法	17
第 2 章 材料标准与相关规定	29
2.1 混凝土	29
2.1.1 混凝土强度等级及选用规定	29
2.1.2 混凝土轴心抗压强度的标准值与轴心抗拉强度的标准值	29
2.1.3 混凝土轴心抗压强度的设计值与轴心抗拉强度的设计值	29
2.1.4 混凝土弹性模量及其他计算标准	30
2.2 钢筋	31
2.2.1 钢筋混凝土结构的钢筋选用规定	31
2.2.2 普通钢筋强度标准值	31
2.2.3 普通钢筋强度设计值	32
2.2.4 普通钢筋的弹性模量及其他计算标准	32
2.2.5 并筋的配置形式及钢筋代换	33
2.2.6 普通钢筋计算用表	34
2.3 不考虑地震的纵向受力的普通钢筋的配筋率	36
2.3.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率	36
2.3.2 钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋的最大配筋百分率	38
2.3.3 梁内受扭纵向钢筋的配筋率	39
2.3.4 钢筋混凝土梁中箍筋的配筋率	40
2.4 考虑地震作用组合的纵向受力的普通钢筋的配筋率	43
2.4.1 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率	43
2.4.2 框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率	45
2.4.3 框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值	45
2.4.4 框架柱和框支柱中全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率	46

2.5 其他构件配筋率	46
2.5.1 钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率	46
2.5.2 柱牛腿纵向受拉钢筋配筋率	46
2.5.3 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的最小配筋率	47
第3章 钢筋混凝土受弯构件计算与实例	48
3.1 承载力极限状态计算一般规定	48
3.2 正截面承载力计算	48
3.2.1 正截面承载力计算的一般规定	48
3.2.2 相对界限受压区高度及普通钢筋的应力	50
3.2.3 正截面受弯承载力计算简述	51
3.3 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算	54
3.3.1 基本计算公式的建立及适用条件	54
3.3.2 计算例题	57
3.4 双筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算	59
3.4.1 双筋截面构件与基本计算公式的建立及适用条件	59
3.4.2 计算例题	62
3.5 单筋T形截面受弯构件正截面承载力计算	64
3.5.1 单筋T形截面构件与基本计算公式的建立及适用条件	64
3.5.2 计算例题	66
3.6 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算	69
3.6.1 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算用表	69
3.6.2 计算例题	77
3.7 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算	78
3.7.1 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算用表	78
3.7.2 计算例题	81
3.8 矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表及例题	81
3.8.1 矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表	81
3.8.2 计算例题	82
3.9 受弯构件斜截面受剪承载力计算	89
3.9.1 受弯构件的受剪截面应符合的条件与剪力设计值的计算截面规定	89
3.9.2 一般板类受弯构件与可不进行斜截面的受剪承载力计算的条件	91
3.9.3 配置箍筋或弯起钢筋截面受弯构件的斜截面受剪承载力计算	91
3.9.4 计算例题	93
3.10 受弯构件斜截面的受弯承载力计算	98
3.10.1 应符合的计算规定与可不进行构件斜截面受弯承载力计算的条件	98
3.10.2 可不进行受弯构件斜截面的受弯承载力计算的条件和钢筋的连接	99
3.11 受弯构件矩形截面梁斜截面受剪承载力计算	109
3.11.1 受弯构件斜截面受剪承载力制表计算公式与计算用表	109
3.11.2 计算例题	125
3.12 钢筋混凝土受弯构件裂缝宽度与挠度验算	126
3.12.1 钢筋混凝土构件裂缝宽度的计算	126
3.12.2 受弯构件的挠度验算	129

3.12.3 计算例题	131
第4章 钢筋混凝土受压构件计算与实例	136
4.1 简述	136
4.1.1 受压构件的类型与轴心受压构件	136
4.1.2 偏心受压构件	138
4.2 轴心受压构件正截面受压承载力计算	139
4.2.1 配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋的轴心受压构件计算	139
4.2.2 配有螺旋式或焊接式间接钢筋的轴向受压构件计算	141
4.2.3 计算例题	143
4.3 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力计算	147
4.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力制表公式与计算用表	147
4.3.2 计算例题	160
4.4 偏心受压构件正截面受压承载力计算	161
4.4.1 偏心受压构件的受力性能分析	161
4.4.2 矩形截面偏心受压构件承载力计算的基本公式	165
4.5 不对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算	168
4.5.1 大、小偏心受压破坏的判别	168
4.5.2 截面设计与截面校核	169
4.5.3 计算例题	173
4.6 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算	180
4.6.1 对称配筋简述与大、小偏心受压的判别	180
4.6.2 大偏心受压构件与小偏心受压构件的计算	181
4.6.3 计算例题	182
4.7 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算	185
4.7.1 圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法及适用范围	185
4.7.2 计算例题	191
4.8 轴心受压柱和偏心受压柱的计算长度规定	200
4.8.1 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱	200
4.8.2 一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构各层柱段的计算长度	200
4.9 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算	201
4.9.1 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算方法	201
4.9.2 计算例题	202
4.10 矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算	202
4.10.1 矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算方法	202
4.10.2 计算例题	203
4.11 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算	205
4.11.1 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表及适用范围	205
4.11.2 计算例题	333
4.12 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算	334
4.12.1 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表	334
4.12.2 计算例题	359

第 5 章 钢筋混凝土受拉构件计算与实例	361
5.1 钢筋混凝土轴心受拉构件计算	361
5.1.1 轴心受拉构件正截面受拉承载力计算及裂缝宽度验算	361
5.1.2 计算例题	362
5.2 钢筋混凝土偏心受拉构件计算	363
5.2.1 钢筋混凝土偏心受拉构件简述	363
5.2.2 矩形截面小偏心受拉构件正截面受拉承载力计算	364
5.2.3 矩形截面大偏心受拉构件正截面受拉承载力计算	365
5.2.4 矩形截面对称配筋偏心受拉构件正截面受拉承载力计算	367
5.2.5 计算例题	368
5.3 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件斜截面受剪承载力计算	372
5.3.1 截面尺寸符合条件与斜截面受剪承载力计算	372
5.3.2 计算例题	373
5.4 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算	374
5.4.1 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算基本计算公式	374
5.4.2 计算例题	374
第 6 章 钢筋混凝土受扭曲构件计算与实例	376
6.1 受扭曲构件简述与扭曲截面承载力基本计算公式	376
6.1.1 受扭曲构件简述	376
6.1.2 扭曲截面承载力基本计算公式	381
6.2 矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算	383
6.2.1 矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算方法与规定	383
6.2.2 计算例题	384
6.3 矩形截面压扭构件的受扭承载力计算	385
6.3.1 矩形截面压扭构件的受扭承载力计算方法与规定	385
6.3.2 计算例题	385
6.4 矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算	386
6.4.1 矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算方法与规定	386
6.4.2 计算例题	387
6.5 矩形截面弯剪扭构件的承载力计算	389
6.5.1 矩形截面弯剪扭构件的承载力计算方法与规定	389
6.5.2 计算例题	390
6.5.3 钢筋混凝土矩形截面框架柱受扭截面承载力计算	395
6.6 箱形、T形和工形截面构件的受扭承载力计算	396
6.6.1 箱形截面构件的受扭承载力计算	396
6.6.2 T形和工形截面构件的纯扭承载力计算	397
6.6.3 T形和工形截面构件剪扭承载力计算	399
6.6.4 T形和工形截面构件弯剪扭承载力计算	400
6.6.5 计算例题	400
第 7 章 钢筋混凝土受冲切、局部受压及疲劳承载力计算与实例	405
7.1 钢筋混凝土受冲切承载力计算	405
7.1.1 钢筋混凝土受冲切承载力计算方法	405

7.1.2	计算例题	412
7.2	钢筋混凝土局部受压承载力计算	416
7.2.1	钢筋混凝土局部受压承载力计算方法	416
7.2.2	计算例题	419
7.3	钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算	420
7.3.1	钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算方法	420
7.3.2	计算例题	423
第 8 章	钢筋混凝土柱牛腿设计与计算	425
8.1	柱牛腿的截面尺寸与纵向受力钢筋的计算	425
8.1.1	柱牛腿的截面尺寸计算	425
8.1.2	柱牛腿的纵向受力钢筋计算	427
8.2	柱牛腿钢筋配置要求及配筋图例	427
8.2.1	柱牛腿钢筋配置要求	427
8.2.2	钢筋混凝土柱牛腿配筋图例	429
8.3	钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表	430
8.3.1	竖向力作用下柱牛腿承载力计算用表	430
8.3.2	水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力计算用表	439
第 9 章	钢筋混凝土结构预埋件计算与实例	441
9.1	预埋件计算与计算例题	441
9.1.1	预埋件计算	441
9.1.2	计算例题	442
9.2	预埋件的构造规定	448
9.2.1	受力预埋件的锚板与锚筋	448
9.2.2	受力预埋件的锚筋间距与预制构件	448
9.3	预制构件吊环与计算用表	449
9.3.1	预制构件吊环材料选用与计算原则	449
9.3.2	吊环计算用表	449
9.3.3	受拉锚筋最小锚固长度计算用表	450
第 10 章	钢筋混凝土叠合式受弯构件计算与实例	452
10.1	叠合式受弯构件简述	452
10.1.1	叠合式受弯构件的组成及类型	452
10.1.2	叠合式受弯构件的计算与构造规定	452
10.2	施工阶段有可靠支撑的叠合式受弯构件计算	453
10.2.1	正截面承载力计算	453
10.2.2	斜截面及叠合面受剪承载力计算	454
10.2.3	计算例题	455
10.3	施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件计算	456
10.3.1	叠合式受弯构件的正截面与斜截面的受弯承载力计算	456
10.3.2	计算例题	460
第 11 章	钢筋混凝土剪力墙结构计算与实例	465
11.1	钢筋混凝土剪力墙体系	465

11.1.1	剪力墙体系介绍	465
11.1.2	按剪力墙设计的条件及对剪力墙的要求	465
11.2	框架-剪力墙与剪力墙结构体系	466
11.2.1	框架-剪力墙结构体系	466
11.2.2	剪力墙结构体系	466
11.3	剪力墙结构的承载力计算与计算例题	468
11.3.1	剪力墙结构的正截面承载力计算	468
11.3.2	剪力墙结构的斜截面受剪承载力计算	472
11.3.3	计算例题	473
第12章 钢筋混凝土结构构件抗震设计		478
12.1	考虑地震作用的基本规定	478
12.1.1	考虑地震作用的设计要求	478
12.1.2	地震影响	479
12.1.3	我国主要城镇的设计地震分组	480
12.1.4	场地和地基	480
12.1.5	建筑形体及其构件布置的规则性	483
12.1.6	建筑抗震性能化设计	487
12.1.7	结构构件抗震性能设计方法	488
12.2	建筑的抗震等级及其他规定	491
12.2.1	丙类建筑的抗震等级	491
12.2.2	结构构件抗震等级尚应符合的抗震要求及剪力墙底部加强部位的范围	492
12.2.3	考虑地震组合的验算	493
12.2.4	结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接及材料要求	494
12.3	考虑地震作用的钢筋混凝土矩形截面框架梁设计	494
12.3.1	矩形截面框架梁正截面受弯承载力计算	494
12.3.2	梁斜截面受剪承载力计算	496
12.3.3	框架梁的钢筋配置规定	497
12.4	考虑地震作用的钢筋混凝土矩形截面框架柱设计	499
12.4.1	矩形截面框架柱正截面偏心受压承载力计算	499
12.4.2	框架柱及框支柱弯矩设计值计算规定	500
12.4.3	框架柱及框支柱的剪力设计值计算规定	500
12.4.4	框架柱受剪截面计算	501
12.5	考虑地震作用的钢筋混凝土框架柱构造要求	503
12.5.1	框架柱的截面尺寸	503
12.5.2	框架柱和框支柱的钢筋配置	503
12.5.3	柱轴压比限值与箍筋加密区的体积配筋率	504
12.6	钢筋混凝土剪力墙结构设计	506
12.6.1	钢筋混凝土剪力墙结构设计一般规定	506
12.6.2	剪力墙正截面偏心受压承载力计算	507
12.6.3	矩形截面剪力墙正截面偏心受拉对称配筋承载力计算	509
12.6.4	剪力墙的剪力设计值计算	509
12.6.5	剪力墙受剪计算	510

12.6.6	剪力墙洞口连梁的计算	511
12.6.7	剪力墙洞口连梁的配筋	513
12.6.8	剪力墙的墙肢截面厚度及配筋	516
12.6.9	剪力墙轴压比及边缘构件	516
12.7	框架梁柱节点及铰接排架柱	519
12.7.1	框架梁柱节点	519
12.7.2	铰接排架柱	521
12.8	钢筋的锚固长度与矩形截面梁最小宽度 b 值计算用表	523
12.8.1	结构的钢筋锚固长度计算用表	523
12.8.2	钢筋的截面面积、质量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 b 值	526
参考文献		528

第 1 章 钢筋混凝土结构基本设计 规定与结构分析

1.1 概述

1.1.1 术语和符号

混凝土结构术语和符号见表 1-1。

表 1-1 混凝土结构术语和符号

序号	项 目	内 容
1	术语	<p>(1) 混凝土结构。以混凝土为主制成的结构, 包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构等</p> <p>(2) 素混凝土结构。无筋或不配置受力钢筋的混凝土结构</p> <p>(3) 普通钢筋。用于混凝土结构构件中的各种非预应力筋的总称</p> <p>(4) 预应力筋。用于混凝土结构构件中施加预应力的钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋等的总称</p> <p>(5) 钢筋混凝土结构。配置受力普通钢筋的混凝土结构</p> <p>(6) 预应力混凝土结构。配置受力的预应力筋, 通过张拉或其他方法建立预应力的混凝土结构</p> <p>(7) 现浇混凝土结构。在现场原位支模并整体浇筑而成的混凝土结构</p> <p>(8) 装配式混凝土结构。由预制混凝土构件或部件装配、连接而成的混凝土结构</p> <p>(9) 装配整体式混凝土结构。由预制混凝土构件或部件通过钢筋、连接件或施加预应力加以连接, 并在连接部位浇筑混凝土而形成整体受力的混凝土结构</p> <p>(10) 叠合构件。由预制混凝土构件(或既有混凝土结构构件)和后浇混凝土组成, 以两阶段成型的整体受力结构构件</p> <p>(11) 深受弯构件。跨高比小于 5 的受弯构件</p> <p>(12) 深梁。跨高比小于 2 的简支单跨梁或跨高比小于 2.5 的多跨连续梁</p> <p>(13) 先张法预应力混凝土结构。在台座上张拉预应力筋后浇筑混凝土, 并通过放张预应力筋由黏结传递而建立预应力的混凝土结构</p> <p>(14) 后张法预应力混凝土结构。浇筑混凝土并达到规定强度后, 通过张拉预应力筋且在结构上锚固而建立预应力的混凝土结构</p> <p>(15) 无黏结预应力混凝土结构。配置与混凝土之间可保持相对滑动的无黏结预应力筋的后张法预应力混凝土结构</p> <p>(16) 有黏结预应力混凝土结构。通过灌浆或与混凝土直接接触使预应力筋与混凝土之间相互黏结而建立预应力的混凝土结构</p> <p>(17) 结构缝。根据结构设计需求而采取的分割混凝土结构间隔的总称</p> <p>(18) 混凝土保护层。结构构件中钢筋外边缘至构件表面范围用于保护钢筋的混凝土, 简称保护层</p> <p>(19) 锚固长度。受力钢筋依靠其表面与混凝土的黏结作用或端部构造的挤压作用而达到设计承受应力所需的长度</p>

(续表 1-1)

序号	项 目	内 容
1	术语	<p>(20) 钢筋连接。通过绑扎搭接、机械连接、焊接等方法实现钢筋之间内力传递的构造形式</p> <p>(21) 配筋率。混凝土构件中配置的钢筋面积(或体积)与规定的混凝土截面面积(或体积)的比值</p> <p>(22) 剪跨比。截面弯矩与剪力和有效高度乘积的比值</p> <p>(23) 横向钢筋。垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋</p>
2	符号	<p>(1) 材料性能</p> <p>E_c——混凝土的弹性模量</p> <p>E_s——钢筋的弹性模量</p> <p>C30——立方体抗压强度标准值为 30N/mm²的混凝土强度等级</p> <p>HRB500——强度级别为 500N/mm²的普通热轧带肋钢筋</p> <p>HRBF400——强度级别为 400N/mm²的细晶粒热轧带肋钢筋</p> <p>RRB400——强度级别为 400N/mm²的余热处理带肋钢筋</p> <p>HPB300——强度级别为 300N/mm²的热轧光圆钢筋</p> <p>HRB400E——强度级别为 400N/mm²且有较高抗震性能的普通热轧带肋钢筋</p> <p>f_{ck}、f_c——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值</p> <p>f_{tk}、f_t——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值</p> <p>f_{yk}、f_{pyk}——普通钢筋、预应力筋屈服强度标准值</p> <p>f_{stk}、f_{ptk}——普通钢筋、预应力筋极限强度标准值</p> <p>f_y、f'_y——普通钢筋抗拉、抗压强度设计值</p> <p>f_{py}、f'_{py}——预应力筋抗拉、抗压强度设计值</p> <p>f_{yv}——横向钢筋的抗拉强度设计值</p> <p>δ_{gt}——钢筋最大力下的总伸长率,也称为均匀伸长率</p> <p>(2) 作用和作用效应</p> <p>N——轴向力设计值</p> <p>N_k、N_q——按荷载标准组合、准永久组合计算的轴向力值</p> <p>N_{u0}——构件的截面轴心受压或轴心受拉承载力设计值</p> <p>N_{p0}——预应力构件混凝土法向预应力等于零时的预加力</p> <p>M——弯矩设计值</p> <p>M_k、M_q——按荷载标准组合、准永久组合计算的弯矩值</p> <p>M_u——构件的正截面受弯承载力设计值</p> <p>M_{cr}——受弯构件的正截面开裂弯矩值</p> <p>T——扭矩设计值</p> <p>V——剪力设计值</p> <p>F_l——局部荷载设计值或集中反力设计值</p> <p>σ_s、σ_p——正截面承载力计算中纵向钢筋、预应力筋的应力</p> <p>σ_{pe}——预应力筋的有效预应力</p> <p>σ_l、σ'_l——受拉区、受压区预应力筋在相应阶段的预应力损失值</p> <p>τ——混凝土的剪应力</p> <p>w_{max}——按荷载准永久组合或标准组合,并考虑长期作用影响的计算最大裂缝宽度</p>

(续表 1-1)

序号	项 目	内 容
2	符号	<p>(3) 几何参数</p> <p>b——矩形截面宽度, T形、I形截面的腹板宽度</p> <p>c——混凝土保护层厚度</p> <p>d——钢筋的公称直径(简称直径)或圆形截面的直径</p> <p>h——截面高度</p> <p>h_0——截面有效高度</p> <p>l_{ab}、l_a——纵向受拉钢筋的基本锚固长度、锚固长度</p> <p>l_0——计算跨度或计算长度</p> <p>s——沿构件轴线方向上横向钢筋的间距、螺旋筋的间距或箍筋的间距</p> <p>x——混凝土受压区高度</p> <p>A——构件截面面积</p> <p>A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积</p> <p>A_p、A'_p——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积</p> <p>A_l——混凝土局部受压面积</p> <p>A_{cor}——箍筋、螺旋筋或钢筋网所围的混凝土核心截面面积</p> <p>B——受弯构件的截面刚度</p> <p>I——截面惯性矩</p> <p>W——截面受拉边缘的弹性抵抗矩</p> <p>W_t——截面受扭塑性抵抗矩</p> <p>(4) 计算系数及其他</p> <p>α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值</p> <p>γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数</p> <p>η——偏心受压构件考虑二阶效应影响的轴向力偏心距增大系数</p> <p>λ——计算截面的剪跨比, 即 $M/(Vh_0)$</p> <p>ρ——纵向受力钢筋的配筋率</p> <p>ρ_v——间接钢筋或箍筋的体积配筋率</p> <p>ϕ——表示钢筋直径的符号, $\phi 20$ 表示直径为 20mm 的钢筋, 不代表钢筋的牌号</p>

1.1.2 混凝土与混凝土结构

混凝土与混凝土结构见表 1-2。

表 1-2 混凝土与混凝土结构

序号	项 目	内 容
1	混凝土	<p>一般所说的混凝土, 是以胶结料、细集料(如砂子)、粗集料(如石子)以及必要时掺入化学外加剂和混合材料等, 按一定配合比, 经过均匀拌制、密实成型及养护硬化而成的人工石材</p> <p>混凝土按其密度不同可分为特重混凝土(密度大于 $2500\text{kg}/\text{m}^3$)、重混凝土(密度为 $1900\sim 2500\text{kg}/\text{m}^3$)(也称为普通混凝土、混凝土)及轻混凝土(密度为 $600\sim 1900\text{kg}/\text{m}^3$)、特轻混凝土(密度小于 $600\text{kg}/\text{m}^3$)等。本书所说的混凝土, 即为重混凝土、普通混凝土, 简称混凝土</p>

(续表 1-2)

序号	项 目	内 容
2	混凝土结构	<p>以混凝土为主制成的结构称为混凝土结构。它包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构等</p> <p>混凝土结构中由无筋或不配置受力钢筋的或根据某些规定配置构造钢筋制成的结构称为素混凝土结构。素混凝土结构主要用于受压构件，如柱墩、基础墙和路面等</p> <p>混凝土结构中根据受力性能的要求把由配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架以合理的形式浇筑在混凝土中，制成全新的结构材料，称为钢筋混凝土结构。钢筋和混凝土都是土木工程中重要的建筑材料，钢筋的抗拉和抗压强度都很高，但价格也相对较高；混凝土的抗压强度较高，但抗拉强度却很弱。为了充分发挥材料的性能，把钢筋和混凝土这两种材料按照合理的方式结合在一起，取长补短共同工作，使钢筋主要承受拉力，混凝土主要承受压力，这就组成了钢筋混凝土这种全新的结构材料，能在各种不同的内力作用下分别发挥钢筋和混凝土这两种材料的优势，做到物尽其用。钢筋混凝土结构广泛应用于工业与民用建筑、桥梁、隧道、矿井以及水利、海港、核电等工程建设中</p> <p>如果在混凝土结构中，由配置预应力钢筋，再通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土制成的结构，也就是对钢筋施加拉力和对混凝土施加压力，即形成预应力混凝土结构。这种结构能够克服钢筋混凝土结构在荷载作用下混凝土易于开裂或裂缝过宽的缺点，并为高强度钢材在混凝土结构中的应用创造了条件，从而使钢筋混凝土结构的应用范围进一步扩大。对于预应力混凝土结构构件一般都由专职设计人员设计成标准图进行应用，本书不再详述</p>

1.1.3 钢筋混凝土

钢筋混凝土的特点见表 1-3。

表 1-3 钢筋混凝土的特点

序号	项 目	内 容
1	说明	<p>钢筋混凝土是由钢筋和混凝土两种材料组成的。这两种物理性能完全不同的材料能很好地结合在一起共同受力，主要是因为有以下特点：</p> <p>(1) 混凝土硬化后，钢筋与混凝土之间存在有黏结力，使二者在荷载作用下能够协调变形，共同受力</p> <p>(2) 钢筋和混凝土两种材料的线胀系数接近，钢筋为 $1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$，混凝土为 $1 \times 10^{-5} \sim 1.5 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$。当温度变化时，二者间不会产生较大的相对变形而破坏它们之间的结合</p> <p>(3) 从钢筋外边缘到混凝土外边缘的距离称为钢筋的保护层，能使钢筋不易发生锈蚀，保证结构的耐久性</p>
2	优点	<p>钢筋混凝土在土木工程结构中有广泛的应用，这是因为它有很多优点，其主要优点有：</p> <p>(1) 节约钢材。合理地利用了钢筋及混凝土这两种材料各自的受力特点，可以形成具有较高强度的结构构件，在某些情况下可用来代替钢结构，因而能节约钢材，降低造价</p> <p>(2) 耐久性好。满足使用环境要求设计的钢筋混凝土结构，混凝土的强度是随时间不断增长的，且钢筋受混凝土保护不易锈蚀。所以钢筋混凝土结构的耐久性是很好的，不像钢结构那样需要定期维护</p> <p>(3) 耐火性好。由传热性差的混凝土作钢筋的保护层，混凝土内的钢筋不会像钢结构那样很快升温达到软化而丧失承载能力，在常温至 300°C 范围内，混凝土强度基本不降低。在遭火灾时比钢、木结构的耐火性强</p>

(续表 1-3)

序号	项 目	内 容
2	优点	<p>(4) 可模性好。钢筋混凝土可根据设计需要, 浇筑成各种形状和尺寸的结构, 如空间结构、箱形结构等。特别适宜于建筑外形复杂的大体积结构等</p> <p>(5) 整体性好。现浇的整体式钢筋混凝土结构, 整体性好, 又具有较好的延性, 适用于抗震结构; 同时防震性和防辐射性能较好, 适用于防护结构</p> <p>(6) 就地取材。混凝土中占比例较大的砂、石等材料, 一般可便于就地或就近取材, 因而材料运输费用少, 可以显著地降低建筑造价</p>
3	缺点	<p>(1) 自重比钢结构大, 不利于建造大跨度结构及高层建筑</p> <p>(2) 施工比钢结构复杂, 建造期一般较长, 不宜在冬期与雨期施工, 如需在冬期与雨期施工时, 必须采取相应的施工措施才能保证质量</p> <p>(3) 一般情况下浇筑混凝土要用模板, 现场整浇时还要用脚手架(支架), 因而需要一定数量的施工用木材、钢材或其他材料</p> <p>(4) 补强维修工作比较困难</p>

1.1.4 钢筋混凝土结构

钢筋混凝土结构的组成与分类见表 1-4。

表 1-4 钢筋混凝土结构的组成与分类

序号	项 目	内 容
1	定义及组成	以钢筋混凝土为主要承重骨架的土木工程构筑物称为钢筋混凝土结构。钢筋混凝土结构由一系列受力类型不同的构件所组成, 这些构件称为基本构件, 如本表序号 2 中的四种构件 钢筋混凝土结构是由一系列不同类型的杆件组成的
2	按结构的受力状态和结构外形分类	<p>(1) 杆件系统, 又分为</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 受弯构件, 如各种单独的梁、板以及由梁组成的楼盖、屋盖等 2) 受压构件, 如柱、剪力墙和屋架的压杆等 3) 受拉构件, 如屋架的拉杆、水池的池壁等 4) 受扭构件, 如带有悬挑雨篷的过梁、框架的边梁等 <p>(2) 非杆件系统, 又分为</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 空间薄壁结构 2) 外形复杂的大体积结构
3	按结构的制造方法分类	<p>(1) 现浇式结构。现浇式结构是在现场先架立模板、绑扎钢筋, 然后现场浇筑混凝土而成的结构。它的整体性比较好, 刚度也较大, 但生产较难工业化, 施工期较长, 模板用料较多</p> <p>(2) 装配式结构。装配式结构是在工厂(或预制工场)预先制备各种构件, 然后运往工地装配而成。装配式结构可实现建筑工业化(设计标准化、制造工业化、安装机械化); 制造不受季节限制, 能加快施工进度; 并可利用工厂有利条件, 提高构件质量; 模板可重复使用, 还可免去脚手架, 节约木材和钢材。目前装配式结构在建筑工程中已普遍采用。但装配式结构的接头构造较为复杂, 整体性较差, 对抗震不利, 装配时还需要有一定的起重安装设备。在一般情况下, 装配式结构要比现浇式结构总费用高些</p> <p>(3) 装配现浇式结构。装配现浇式结构是在结构内有一部分为预制的装配式构件, 另一部分为现浇的混凝土。预制装配部分通常可作为现浇部分的模板和支架。它比整体式结构有较高的工业化程度, 又比装配式结构有较好的整体性</p>

1.2 钢筋混凝土结构基本设计规定

1.2.1 结构设计的功能要求

结构设计的功能要求见表 1-5。

表 1-5 结构设计的功能要求

序号	项 目	内 容
1	说明	在对一般房屋及其附属构筑物进行结构计算(在结构的可靠与经济之间,选择一种合理的平衡,使所建造的结构能满足各种预定功能要求的过程称为结构计算)时, 所须满足的基本要求是使结构在规定的使用期限内具备预期的各种功能(安全性、适用性、耐久性)
2	安全性	“安全性”是指结构在正常施工和正常使用条件下,能承受可能出现的各种作用(例如荷载、振动中的恢复力、不均匀位移等)的能力,以及在偶然事件(例如强烈地震、爆炸、车辆冲撞等)发生时和发生后,结构仍保持必要的整体稳定性的能力 例如,厂房结构在正常使用过程中受自重、起重机、风和积雪等荷载作用时,均应坚固不坏;而在遇到强烈地震、爆炸等偶然事件时,允许有局部的损坏,但应保持结构的整体稳固性而不发生倒塌;在发生火灾时,应在规定时间内(如 1~2h)保持足够的承载力,以便人员逃生或施救
3	适用性	“适用性”是指结构在正常使用条件下,能满足预定使用要求的能力。例如,结构应具有适当的刚度,以避免变形过大或在振动时出现共振等 如吊车梁变形过大,会使起重机无法运行,水池开裂便不能蓄水,过大的裂缝会造成用户心理上的不安全感等。这些情况都影响正常使用,需要对结构的变形、裂缝等进行控制
4	耐久性	“耐久性”是指结构在正常维护条件下,随时间变化仍能满足预定功能要求的能力。例如,结构不致因材料在长时间内出现的性质变化或外界侵蚀而发生损坏,钢筋不致因保护层过薄或裂缝过宽而发生锈蚀等
5	可靠性	安全性、适用性、耐久性等的功能总称为结构的“可靠性”。因此,结构的“可靠性”是指该结构在规定的时间内(一般可按 50 年考虑),在规定的条件下,完成预定功能(安全性、适用性、耐久性)的能力 如标志性建筑和特别重要建筑结构的设计使用年限为 100 年,普通房屋和构筑物的设计使用年限为 50 年,易于替换结构构件的设计使用年限为 25 年,临时性建筑结构的设计使用年限为 5 年等 为了在计算中能对结构是否具备安全性、适用性、耐久性功能进行判断,就需给出相应的判断条件。我们通常取各种功能的“极限状态”作为判断条件

1.2.2 一般规定

钢筋混凝土结构设计的一般规定见表 1-6。

表 1-6 一般规定

序号	项 目	内 容
1	包括内容	<p>钢筋混凝土结构设计应包括下列内容：</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 结构方案设计，包括结构选型、构件布置及传力途径 (2) 作用及作用效应分析 (3) 结构的极限状态设计 (4) 结构及构件的构造、连接措施 (5) 耐久性及施工的要求 (6) 满足特殊要求结构的专门性能设计
2	极限状态设计	<ol style="list-style-type: none"> (1) 本书采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计。包括结构重要性系数、荷载分项系数、材料性能分项系数(材料性能分项系数有时直接以材料的强度设计值表达)、抗力模型不定性系数(构件承载力调整系数)等。对难于定量计算的间接作用和耐久性等，仍采用基于经验的定性方法进行设计 (2) 混凝土结构的极限状态设计应包括： <ol style="list-style-type: none"> 1) 承载能力极限状态：结构或结构构件达到最大承载力、出现疲劳破坏、发生不适于继续承载的变形或因结构局部破坏而引发的连续倒塌 2) 正常使用极限状态：结构或结构构件达到正常使用的某项规定限值或耐久性能的某种规定状态
3	其他规定	<ol style="list-style-type: none"> (1) 结构上的直接作用(荷载)应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)及相关标准确定；地震作用应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范(2016年版)》(GB 50011—2010)确定 间接作用和偶然作用应根据有关的标准或具体情况确定 直接承受起重荷载的结构构件应考虑起重荷载的动力系数。预制构件制作、运输及安装时应考虑相应的动力系数。对现浇结构，必要时应考虑施工阶段的荷载 对于混凝土结构的疲劳问题，主要是吊车梁构件的疲劳验算。其设计方法与起重机的的工作级别和材料的疲劳强度有关，近年均有较大变化。当设计直接承受重级工作制起重机的吊车梁时，建议根据工程经验采用钢结构的形式 间接作用包括温度变化、混凝土收缩与徐变、强迫位移、环境引起材料性能劣化等造成的影响，设计时应根据有关标准、工程特点及具体情况确定，通常仍采用经验性的构造措施进行设计 对于罕遇自然灾害以及爆炸、撞击、火灾等偶然作用和非常规的特殊作用，应根据有关标准或由具体条件和设计要求确定 (2) 混凝土结构的安全等级和设计使用年限应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50153—2008)的规定 混凝土结构中各类结构构件的安全等级，宜与整个结构的安全等级相同。对其中部分结构构件的安全等级，可根据其重要程度适当调整。对于结构中重要构件和关键传力部位，宜适当提高其安全等级。对一般结构中的次要构件及可更换构件，可根据具体情况适当降低其重要性系数 (3) 混凝土结构设计应考虑施工技术水平以及实际工程条件(材料、工艺、机具等)的可行性。有特殊要求的混凝土结构，应提出相应的施工要求，以达到设计目标 (4) 设计应明确结构的用途，在设计使用年限内未经技术鉴定或设计许可，不得改变结构的用途和使用环境 各类建筑设计使用年限并不一致，应按《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)的规定取用，相应的荷载设计值及耐久性措施均应依据设计使用年限确定。改变用途和使用环境(如超载使用、结构开洞、改变使用功能、使用环境恶化等)的情况均会影响其安全及使用年限。任何对结构的改变(无论是在建结构或既有结构)均须经设计许可或技术鉴定，以保证结构在设计使用年限内的安全和使用功能

1.2.3 结构方案设计

钢筋混凝土结构方案设计见表 1-7。

表 1-7 钢筋混凝土结构方案设计

序号	项 目	内 容
1	设计方案	<p>混凝土结构的设计方案应符合下列要求：</p> <p>(1) 选用合理的结构体系、构件形式和布置</p> <p>(2) 结构的平、立面布置宜规则，各部分的质量和刚度宜均匀、连续</p> <p>(3) 结构传力途径应简捷、明确，竖向构件宜连续贯通、对齐</p> <p>(4) 宜采用超静定结构，重要构件和关键传力部位应增加冗余约束或有多条传力途径</p> <p>(5) 宜采取减小偶然作用影响的措施</p> <p>灾害调查和事故分析表明：结构方案对建筑物的安全有着决定性的影响。在与建筑方案协调时应考虑结构体形(高宽比、长宽比)适当；传力途径和构件布置能够保证结构的整体稳固性；避免因局部破坏引发结构连续倒塌</p>
2	结构缝设计	<p>(1) 混凝土结构中结构缝的设计应符合下列要求：</p> <p>1) 应根据结构受力特点及建筑尺度、形状、使用功能要求，合理确定结构缝的位置和构造形式</p> <p>2) 宜控制结构缝的数量，并应采取有效措施减少设缝对使用功能的不利影响</p> <p>3) 可根据需要设置施工阶段的临时性结构缝</p> <p>(2) 结构设计时通过设置结构缝将结构分割为若干相对独立的单元。结构缝包括伸缩缝、沉降缝、防震缝、构造缝、防连续倒塌的分割缝等。不同类型的结构缝是为消除下列不利因素的影响：混凝土收缩、温度变化引起的胀缩变形；基础不均匀沉降；刚度及质量突变；局部应力集中；结构防震；防止连续倒塌等。除永久性的结构缝以外，还应考虑设置施工接槎、后浇带、控制缝等临时性的缝以消除某些暂时性的不利影响</p> <p>结构缝的设置应考虑对建筑功能(如装修观感、止水防渗、保温隔声等)、结构传力(如结构布置、构件传力)、构造做法和施工可行性等造成的影响。应遵循“一缝多能”的设计原则，采取有效的构造措施</p>
3	其他要求	<p>(1) 结构构件的连接应符合下列要求：</p> <p>1) 连接部位的承载力应保证被连接构件之间的传力性能</p> <p>2) 当混凝土构件与其他材料构件连接时，应采取可靠的措施</p> <p>3) 应考虑构件变形对连接节点及相邻结构或构件造成的影响</p> <p>(2) 混凝土结构设计应符合节省材料、方便施工、降低能耗与保护环境的要求</p>

1.2.4 承载能力极限状态计算

混凝土结构承载能力极限状态计算见表 1-8。

表 1-8 混凝土结构承载能力极限状态计算

序号	项 目	内 容
1	计算内容	<p>混凝土结构承载能力极限状态计算应包括下列内容：</p> <p>(1) 结构构件应进行承载力(包括失稳)计算</p> <p>(2) 直接承受重复荷载的构件应进行疲劳验算</p> <p>(3) 有抗震设防要求时，应进行抗震承载力计算</p> <p>(4) 必要时尚应进行结构的倾覆、滑移、漂浮验算</p> <p>(5) 对于可能遭受偶然作用，且倒塌可能引起严重后果的重要结构，宜进行防连续倒塌设计</p>

(续表 1-8)

序号	项 目	内 容
1	计算内容	<p>对只承受安装或检修用起重机的构件, 根据使用情况和设计经验可不作疲劳验算</p> <p>在各种偶然作用(罕遇自然灾害、人为过失以及爆炸、撞击、火灾等人为灾害)下, 混凝土结构应能保证必要的整体稳固性</p>
2	极限状态设计表达式	<p>对持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况, 当用内力的形式表达时, 结构构件应采用下列承载能力极限状态设计表达式:</p> $\gamma_0 S \leq R \quad (1-1)$ $R = \frac{R(f_c, f_s, \alpha_k, \dots)}{\gamma_{Rd}} \quad (1-2)$ <p>式中 γ_0——结构重要性系数; 在持久设计状况和短暂设计状况下, 对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1, 对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0, 对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9; 对地震设计状况下应取 1.0。建筑结构的安全等级见表 1-9</p> <p>S——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值; 对持久设计状况和短暂设计状况应按作用的基本组合计算; 对地震设计状况应按作用的地震组合计算</p> <p>R——结构构件的抗力设计值</p> <p>$R(x)$——结构构件的抗力函数</p> <p>γ_{Rd}——结构构件的抗力模型不定性系数; 静力设计取 1.0, 对不确定性较大的结构构件根据具体情况取大于 1.0 的数值; 抗震设计应用承载力抗震调整系数 γ_{RE} 代替 γ_{Rd}</p> <p>f_c、f_s——混凝土、钢筋的强度设计值, 应根据本书表 2-4、表 2-5 及表 2-12 的规定取值</p> <p>α_k——几何参数的标准值, 当几何参数的变异性对结构性能有明显的不良影响时, 应增减一个附加值</p> <p>公式(1-1)中的 $\gamma_0 S$ 为内力设计值, 在本书各章中用 N、M、V、T 等表示</p> <p>在本书中, 内力设计值 N、M、V、T 等均为已乘以重要性系数 γ_0 后的值</p>
3	二维、三维混凝土结构构件	<p>对二维、三维混凝土结构构件, 当按弹性或弹塑性方法分析并以应力形式表达时, 可将混凝土应力按区域等代成内力设计值, 按本表序号 2 进行计算; 也可直接采用多轴强度准则进行设计验算(见表 1-20 的有关内容)</p>
4	对偶然作用下的结构	<p>对偶然作用下的结构进行承载能力极限状态设计时, 公式(1-1)中的作用效应设计值 S 按偶然组合计算, 结构重要性系数 γ_0 取不小于 1.0 的数值; 公式(1-2)中混凝土、钢筋的强度设计值 f_c、f_s 改用强度标准值 f_{ck}、f_{yk} (或 f_{pyk})</p> <p>当进行结构防连续倒塌验算时, 结构构件的承载力函数应按本表序号 5 的原则确定</p>
5	防连续倒塌设计原则	<p>(1) 混凝土结构防连续倒塌设计宜符合下列要求:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 采取减小偶然作用效应的措施 2) 采取使重要构件及关键传力部位避免直接遭受偶然作用的措施 3) 在结构容易遭受偶然作用影响的区域增加冗余约束, 布置备用的传力途径 4) 增强疏散通道、避难空间等重要结构构件及关键传力部位的承载力和变形性能 5) 配置贯通水平、竖向构件的钢筋, 并与周边构件可靠地锚固 6) 设置结构缝, 控制可能发生连续倒塌的范围 <p>(2) 重要结构的防连续倒塌设计可采用下列方法:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 局部加强法: 提高可能遭受偶然作用而发生局部破坏的竖向重要构件和关键传力部位的安全储备, 也可直接考虑偶然作用进行设计

(续表 1-8)

序号	项 目	内 容
5	防连续倒塌设计原则	<p>2) 拉结构件法: 在结构局部竖向构件失效的条件下, 可根据具体情况分别按梁-拉结模型、悬索-拉结模型和悬臂-拉结模型进行承载力验算, 维持结构的整体稳固性</p> <p>3) 拆除构件法: 按一定规则拆除结构的主要受力构件, 验算剩余结构体系的极限承载力; 也可采用倒塌全过程分析进行设计</p> <p>(3) 当进行偶然作用下结构防连续倒塌的验算时, 作用宜考虑结构相应部位倒塌冲击引起的动力系数。在抗力函数的计算中, 混凝土强度取强度标准值f_{ck}, 普通钢筋强度取极限强度标准值f_{sk}, 预应力筋强度取极限强度标准值f_{pk}并考虑锚具的影响。宜考虑偶然作用下结构倒塌对结构几何参数的影响。必要时尚应考虑材料性能在动力作用下的强化和脆性, 并取相应的强度特征值</p>
6	对既有结构的承载能力极限状态设计	<p>对既有结构的承载能力极限状态设计, 应按下列规定进行:</p> <p>(1) 对既有结构进行安全复核、改变用途或延长使用年限而需验算承载能力极限状态时, 应符合本表序号 2 的规定</p> <p>(2) 对既有结构进行改建、扩建或加固改造而重新设计时, 承载能力极限状态的计算应符合本表序号 7 的规定</p>
7	既有结构设计原则	<p>(1) 既有结构延长使用年限、改变用途、改建、扩建或需要进行加固、修复等, 均应对其进行评定、验算或重新设计</p> <p>(2) 对既有结构进行安全性、适用性、耐久性及抗灾害能力进行评定时, 应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50153)的原则要求, 并应符合下列规定:</p> <p>1) 应根据评定结果、使用要求和后续使用年限确定既有结构的设计方案</p> <p>2) 既有结构改变用途或延长使用年限时, 承载能力极限状态验算应符合本书有关规定</p> <p>3) 对既有结构进行改建、扩建或加固改造而重新设计时, 承载能力极限状态的计算应符合本书和相关标准的规定</p> <p>4) 既有结构的正常使用极限状态验算及构造要求应符合本书的规定</p> <p>5) 必要时可对使用功能做相应调整, 提出限制使用的要求</p> <p>(3) 既有结构的设计应符合下列规定:</p> <p>1) 应优化结构方案, 保证结构的整体稳固性</p> <p>2) 荷载可按现行规范的规定确定, 也可根据使用功能做适当调整</p> <p>3) 结构既有部分混凝土、钢筋的强度设计值应根据强度的实测值确定; 当材料的性能符合原设计的要求时, 可按原设计的规定取值</p> <p>(4) 设计时应考虑既有结构构件实际的几何尺寸、截面配筋、连接构造和已有缺陷的影响; 当符合原设计的要求时, 可按原设计的规定取值</p> <p>(5) 应考虑既有结构的承载历史及施工状态的影响; 对二阶段成型的叠合构件, 可按本书第 10 章的规定进行设计</p>

表 1-9 建筑结构的的安全等级

序号	安全等级	破坏后果	结构重要性系数	建筑物类型	设计使用年限
1	一级	很严重	1.1	重要的建筑物	100 年及以上
2	二级	严重	1.0	一般的建筑物	50 年
3	三级	不严重	0.9	次要的建筑物	5~25 年

注: 1. 对有特殊要求的建筑物, 其安全等级可根据具体情况另行确定。

2. 建筑物中各类结构构件使用阶段的安全等级, 宜与整个结构的安全等级相同, 对其中部分结构构件的安全等级, 可根据其重要程度适当调整, 但一切构件的安全等级在各个阶段均不得低于三级。

1.2.5 正常使用极限状态验算

正常使用极限状态验算见表 1-10。

表 1-10 正常使用极限状态验算

序号	项 目	内 容
1	正常使用 极限状态 验算规定	<p>混凝土结构构件应根据其使用功能及外观要求，按下列规定进行正常使用极限状态验算：</p> <p>(1) 对需要控制变形的构件，应进行变形验算</p> <p>(2) 对不允许出现裂缝的构件，应进行混凝土拉应力验算</p> <p>(3) 对允许出现裂缝的构件，应进行受力裂缝宽度验算</p> <p>(4) 对舒适度有要求的楼盖结构，应进行竖向自振频率验算</p>
2	极限状 态设计 表达式	<p>对于正常使用极限状态，钢筋混凝土构件应按荷载的准永久组合并考虑长期作用的影响，采用下列极限状态设计表达式进行验算：</p> $S \leq C \quad (1-3)$ <p>式中 S——正常使用极限状态荷载组合的效应设计值 C——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、应力、裂缝宽度和自振频率等的限值</p>
3	受弯构 件的挠 度限值	<p>钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的准永久组合，预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的标准组合，并均应考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 1-11 规定的挠度限值</p>
4	裂缝控 制等级	<p>结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级，等级划分及要求应符合下列规定：</p> <p>(1) 一级。严格要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力，受拉边缘应力应符合下列规定：</p> $\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (1-4)$ <p>(2) 二级。一般要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度的标准值，受拉边缘应力应符合下列规定：</p> $\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (1-5)$ <p>(3) 三级。允许出现裂缝的构件：对钢筋混凝土构件，按荷载准永久组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 1-12 规定的最大裂缝宽度限值。对预应力混凝土构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 1-12 规定的最大裂缝宽度限值；对 II a 类环境的预应力混凝土构件，尚应按荷载准永久组合计算，且构件受拉边缘混凝土的拉应力不应大于混凝土的抗拉强度标准值。最大裂缝宽度应符合下列规定：</p> $w_{max} \leq w_{lim} \quad (1-6)$ <p>对环境类别为 II a 类的预应力混凝土构件，在荷载准永久组合下，受拉边缘应力尚应符合下列规定</p> $\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq f_{tk} \quad (1-7)$ <p>式中 σ_{ck}、σ_{cq}——荷载标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力 σ_{pc}——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘混凝土的预压应力，按有关规定计算 f_{tk}——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 2-3 采用 w_{max}——按荷载的标准组合或准永久组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，按本书表 3-42 序号 2 之(1)条计算 w_{lim}——最大裂缝宽度限值，按表 1-12 采用</p>

(续表 1-10)

序号	项 目	内 容
5	最大裂缝宽度限值	结构构件应根据结构类型和表 1-14 规定的环境类别, 按表 1-12 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 w_{lim}
6	竖向自振频率验算	对混凝土楼盖结构应根据使用功能的要求进行竖向自振频率验算, 并宜符合下列要求: (1) 住宅和公寓不宜低于 5Hz (2) 办公楼和旅馆不宜低于 4Hz (3) 大跨度公共建筑不宜低于 3Hz

表 1-11 受弯构件的挠度限值

序 号	构 件 类 型	挠 度 限 值
1	吊车梁	手动起重机
2		电动起重机
3	屋盖、楼盖及楼梯构件	当 $l_0 < 7\text{m}$ 时
4		当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时
5		当 $l_0 > 9\text{m}$ 时

- 注: 1. 表中 l_0 为构件的计算跨度; 计算悬臂构件的挠度限值时, 其计算跨度 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用。
2. 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。
3. 如果构件制作时预先起拱, 且使用上也允许, 则在验算挠度时, 可将计算所得的挠度值减去起拱值; 对预应力混凝土构件, 尚可减去预加力所产生的反拱值。
4. 构件制作时的起拱值和预加力所产生的反拱值, 不宜超过构件在相应荷载组合作用下的计算挠度值。

表 1-12 结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 (单位: mm)

序号	环 境 类 别	钢筋混凝土结构		预应力混凝土结构	
		裂缝控制等级	w_{lim}	裂缝控制等级	w_{lim}
1	一	三级	0.30(0.40)	三级	0.20
2	二 a		0.20		
3	二 b			二级	—
4	三 a、三 b			一级	—

- 注: 1. 对处于年平均相对湿度小于 60% 地区一类环境下的受弯构件, 其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值。
2. 在一类环境下, 对钢筋混凝土屋架、托架及需做疲劳验算的吊车梁, 其最大裂缝宽度限值应取为 0.20mm; 对钢筋混凝土屋面梁和托梁, 其最大裂缝宽度限值应取为 0.30mm。
3. 在一类环境下, 对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系, 应按二级裂缝控制等级进行验算; 对一类环境下的预应力混凝土屋面梁、托梁、单向板, 应按表中二 a 类环境的要求进行验算; 在一类和二 a 类环境下需做疲劳验算的预应力混凝土吊车梁, 应按裂缝控制等级不低于二级的构件进行验算。
4. 表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算; 预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合有关规定。
5. 对于烟囱、筒仓和处于液体压力下的结构, 其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。
6. 对于处于四、五类环境下的结构构件, 其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。
7. 表中的最大裂缝宽度限值为用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

1.2.6 钢筋混凝土结构的耐久性设计

钢筋混凝土结构的耐久性设计见表 1-13。

表 1-13 钢筋混凝土结构的耐久性设计

序号	项 目	内 容
1	耐久性设计的内容	<p>混凝土结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，耐久性设计包括下列内容：</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 确定结构所处的环境类别 (2) 提出对混凝土材料的耐久性基本要求 (3) 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度 (4) 不同环境条件下的耐久性技术措施 (5) 提出结构使用阶段的检测与维护要求 <p>注：对临时性的混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求</p>
2	环境类别的划分	混凝土结构的环境类别应按表 1-14 的要求划分
3	耐久性的材料要求	<ol style="list-style-type: none"> (1) 设计使用年限为 50 年的混凝土结构，其混凝土材料应符合表 1-15 的规定 (2) 一类环境中，设计使用年限为 100 年的混凝土结构应符合下列规定： <ol style="list-style-type: none"> 1) 钢筋混凝土结构的最低强度等级为 C30；预应力混凝土结构的最低强度等级为 C40 2) 混凝土中的最大氯离子含量为 0.06% 3) 宜使用非碱活性集料，当使用碱活性集料时，混凝土中的最大碱含量为 $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ 4) 混凝土保护层厚度应符合本书表 3-10 的规定；当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层厚度可适当减小
4	耐久性技术措施	<p>混凝土结构及构件尚应采取下列耐久性技术措施：</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 预应力混凝土结构中的预应力筋应根据具体情况采取表面防护、孔道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施，外露的锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施 (2) 有抗渗要求的混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求 (3) 严寒及寒冷地区的潮湿环境中，结构混凝土应满足抗冻要求，混凝土抗冻等级应符合有关标准的要求 (4) 处于二、三类环境中的悬臂构件宜采用悬臂梁-板的结构形式，或在其上表面增设防护层 (5) 处于二、三类环境中的结构构件，其表面的预埋件、吊钩、连接件等金属部件应采取可靠的防锈措施，对于后张预应力混凝土外露金属锚具，其防护要求如下： <ol style="list-style-type: none"> 1) 无黏结预应力筋外露锚具应采用注有足量防腐油脂的塑料帽封闭锚具端头，并应采用无收缩砂浆或细石混凝土封闭 2) 对处于二 b、三 a、三 b 类环境条件下的无黏结预应力锚固系统，应采用全封闭的防腐蚀体系，其封锚端及各连接部位应能承受 $10\text{kN}/\text{m}^2$ 的静水压力且不得透水 3) 采用混凝土封闭时，其强度等级宜与构件混凝土强度等级一致，且不应低于 C30。封锚混凝土与构件混凝土应可靠黏结，如锚具在封闭前应将周围混凝土界面凿毛并冲洗干净，且宜配置 1~2 片钢筋网，钢筋网应与构件混凝土拉结 4) 采用无收缩砂浆或混凝土封闭保护时，其锚具及预应力筋端部的保护层厚度不应小于：一类环境时 20mm，二 a、二 b 类环境时 50mm，三 a、三 b 类环境时 80mm (6) 处在三类环境中的混凝土结构构件，可采用阻锈剂、环氧树脂涂层钢筋或其他具有耐腐蚀性能的钢筋，采取阴极保护措施或采用可更换的构件等措施

(续表 1-13)

序号	项 目	内 容
5	应遵守的规定	混凝土结构在设计使用年限内尚应遵守下列规定： (1) 建立定期检测、维修制度 (2) 设计中可更换的混凝土构件应按规定更换 (3) 构件表面的防护层应按规定维护或更换 (4) 结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行处理

表 1-14 混凝土结构的环境类别

序号	环境类别	条 件
1	—	室内干燥环境 无侵蚀性静水浸没环境
2	二 a	室内潮湿环境 非严寒和非寒冷地区的露天环境 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
3	二 b	干湿交替环境 水位频繁变动环境 严寒和寒冷地区的露天环境 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
4	三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境 受除冰盐影响环境 海风环境
5	三 b	盐渍土环境 受除冰盐作用环境 海岸环境
6	四	海水环境
7	五	受人为或自然侵蚀性物质影响的环境

- 注：1. 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境。
 2. 严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》(GB 50176)的有关规定。
 3. 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定。
 4. 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境；受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液喷射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑。
 5. 暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。
 6. 二、三类环境中，设计使用年限 100 年的混凝土结构应采取专门的有效措施。
 7. 耐久性环境类别为四类和五类的混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。

表 1-15 结构混凝土材料的耐久性基本要求

序号	环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量(%)	最大碱含量/(kg/m ³)
1	一	0.60	C20	0.30	不限制
2	二 a	0.55	C25	0.20	3.0
3	二 b	0.50(0.55)	C30(C25)	0.15	
4	三 a	0.45(0.50)	C35(C30)	0.15	
5	三 b	0.40	C40	0.10	

注：1. 氯离子含量是指其占胶凝材料总量的百分比。

2. 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；其最低混凝土强度等级宜按表中的规定提高两个等级。
3. 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松。
4. 有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级。
5. 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数。
6. 当使用非碱性集料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

1.3 钢筋混凝土结构分析

1.3.1 基本原则与分析模型

基本原则与分析模型见表 1-16。

表 1-16 基本原则与分析模型

序号	项 目	内 容
1	基本原则	<p>(1) 混凝土结构应进行整体作用效应分析，必要时尚应对结构中受力状况特殊部位进行更详细的分析</p> <p>(2) 当结构在施工和使用期的不同阶段有多种受力状况时，应分别进行结构分析，并确定其最不利的作用组合</p> <p>结构可能遭遇火灾、飓风、爆炸、撞击等偶然作用时，尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析</p> <p>(3) 结构分析的模型应符合下列要求：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 结构分析采用的计算简图、几何尺寸、计算参数、边界条件、结构材料性能指标以及构造措施等应符合实际工作状态 2) 结构上可能的作用及其组合、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际状况 3) 结构分析中所采用的各种近似假定和简化，应有理论、试验依据或经工程实践验证；计算结果的精度应符合工程设计的要求 <p>(4) 结构分析应符合下列要求：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 满足力学平衡条件 2) 在不同程度上符合变形协调条件，包括节点和边界的约束条件 3) 采用合理的材料本构关系或构件单元的受力-变形关系 <p>(5) 结构分析时，应根据结构类型、材料性能和受力特点等选择下列分析方法：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 弹性分析方法 2) 塑性内力重分布分析方法 3) 弹塑性分析方法 4) 塑性极限分析方法 5) 试验分析方法

(续表 1-16)

序号	项 目	内 容
1	基本原则	(6) 结构分析所采用的计算软件应经考核和验证, 其技术条件应符合本书和国家现行有关标准的要求 应对分析结果进行判断和校核, 在确认其合理、有效后方可应用于工程设计
2	分析模型	(1) 混凝土结构宜按空间体系进行结构整体分析, 并宜考虑结构单元的弯曲、轴向、剪切和扭转等变形对结构内力的影响 当进行简化分析时, 应符合下列规定: 1) 体形规则的空间结构, 可沿柱列或墙轴线分解为不同方向的平面结构分别进行分析, 但应考虑平面结构的空间协同工作 2) 构件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力分析影响不大时, 可不予考虑 (2) 混凝土结构的计算简图宜按下列方法确定: 1) 梁、柱、杆等一维构件的轴线宜取为截面几何中心的连线, 墙、板等二维构件的中轴面宜取为截面中心线组成的平面或曲面 2) 现浇结构和装配整体式结构的梁柱节点、柱与基础连接处等可作为刚接; 非整体浇筑的次梁两端及板跨两端可近似作为铰接 3) 梁、柱等杆件的计算跨度或计算高度可按其两端支承长度的中心距或净距确定, 并根据支承节点的连接刚度或支承反力的位置加以修正 4) 梁、柱等杆件间连接部分的刚度远大于杆件中间截面的刚度时, 在计算模型中可作为刚域处理 (3) 进行结构整体分析时, 对于现浇结构或装配整体式结构, 可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性。当楼盖开有较大洞口或其局部会产生明显的平面内变形时, 在结构分析中应考虑其影响 (4) 对现浇楼盖和装配整体式楼盖, 宜考虑楼板作为翼缘对梁刚度和承载力的影响。梁受压区有效翼缘计算宽度 b'_f 可按表 1-17 所列情况中的最小值取用; 也可采用梁刚度增大系数法近似考虑, 刚度增大系数应根据梁有效翼缘尺寸与梁截面尺寸的相对比例确定 (5) 当地基与结构的相互作用对结构的内力和变形有显著影响时, 结构分析中宜考虑地基与结构相互作用的影响

表 1-17 受弯构件受压区有效翼缘计算宽度 b'_f

序号	情 况	T 形、工形截面		倒 L 形截面
		肋形梁(板)	独立梁	肋形梁(板)
1	按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁(肋)净距 s_n 考虑	$b+s_n$	—	$b+s_n/2$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	$h'_f/h_0 \geq 0.1$	—	$b+12h'_f$
		$0.1 \geq h'_f/h_0 \geq 0.05$	$b+12h'_f$	$b+6h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b+12h'_f$	b

注: 1. 表中 b 为梁的腹板厚度。

2. 肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 可不考虑表中序号 3 的规定。

3. 加腋的 T 形、工形和倒 L 形截面, 当受压区加腋的高度 h_n 不小于 h'_f 且加腋的长度 b_n 不大于 $3h_n$ 时, 其翼缘计算宽度可按表中序号 3 的规定分别增加 $2b_n$ (T 形、工形截面) 和 b_n (倒 L 形截面)。4. 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时, 其计算宽度应取腹板宽度 b 。

1.3.2 结构分析方法

结构分析方法见表 1-18。

表 1-18 结构分析方法

序号	项 目	内 容
1	弹性分析	<p>(1) 结构的弹性分析方法可用于正常使用极限状态和承载能力极限状态作用效应的分析</p> <p>(2) 结构构件的刚度可按下列原则确定：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 混凝土的弹性模量可按本书表 2-6 采用 2) 截面惯性矩可按匀质的混凝土全截面计算 3) 端部加腋的杆件，应考虑其截面变化对结构分析的影响 4) 不同受力状态下构件的截面刚度，宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减 <p>(3) 混凝土结构弹性分析宜采用结构力学或弹性力学等分析方法。体形规则的结构，可根据作用的种类和特性，采用适当的简化分析方法</p> <p>(4) 当结构的二阶效应可能使作用效应显著增大时，在结构分析中应考虑二阶效应的不利影响</p> <p>混凝土结构的重力二阶效应可采用有限元分析方法计算，也可采用本书表 1-19 的简化方法。当采用有限元分析方法时，宜考虑混凝土构件开裂对构件刚度的影响</p> <p>(5) 当边界支承位移动对双向板的内力及变形有较大影响时，在分析中宜考虑边界支承竖向变形及扭转等的影响</p>
2	塑性内力重分布分析	<p>(1) 混凝土连续梁和连续单向板，可采用塑性内力重分布方法进行分析</p> <p>重力荷载作用下的框架、框架-剪力墙结构中的现浇梁以及双向板等，经弹性分析求得内力后，可对支座或节点弯矩进行适度调幅，并确定相应的跨中弯矩</p> <p>(2) 按考虑塑性内力重分布分析方法设计的结构和构件，应选用符合本书表 1-19 规定的钢筋，并应满足正常使用极限状态要求且采取有效的构造措施</p> <p>对于直接承受动力荷载的构件，以及要求不出现裂缝或处于三 a、三 b 类环境情况下的结构，不应采用考虑塑性内力重分布的分析方法</p> <p>(3) 钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面的负弯矩调幅幅度不宜大于 25%；弯矩调整后的梁端截面相对受压区高度不应超过 0.35，且不宜小于 0.10</p> <p>钢筋混凝土板的负弯矩调幅幅度不宜大于 20%</p> <p>(4) 对属于协调扭转的混凝土结构构件，受相邻构件约束的支承梁的扭矩宜考虑内力重分布的影响</p> <p>考虑内力重分布后的支承梁，应按弯剪扭构件进行承载力计算</p> <p>当有充分依据时，也可采用其他设计方法</p>
3	弹塑性分析	<p>(1) 重要或受力复杂的结构，宜采用弹塑性分析方法对结构整体或局部进行验算。结构的弹塑性分析宜遵循下列原则：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 应预先设定结构的形状、尺寸、边界条件、材料性能和配筋等 2) 材料的性能指标宜取平均值，并宜通过试验分析确定，也可按本书表 1-20 的规定确定 3) 宜考虑结构几何非线性的不利影响 4) 分析结果用于承载力设计时，宜考虑抗力模型不定性系数对结构的抗力进行适当调整 <p>(2) 混凝土结构的弹塑性分析，可根据实际情况采用静力或动力分析方法。结构的基本构件计算模型宜按下列原则确定：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 梁、柱、杆等杆系构件可简化为一维单元，宜采用纤维束模型或塑性铰模型 2) 墙、板等构件可简化为二维单元，宜采用膜单元、板单元或壳单元 3) 复杂的混凝土结构、大体积混凝土结构、结构的节点或局部区域需做精细分析时，宜采用三维块体单元

(续表 1-18)

序号	项 目	内 容
3	弹塑性分析	(3) 构件、截面或各种计算单元的受力-变形本构关系宜符合实际受力情况。某些变形较大的构件或节点进行局部精细分析时,宜考虑钢筋与混凝土间的黏结-滑移本构关系 钢筋、混凝土材料的本构关系宜通过试验分析确定,也可按本书表 1-20 采用
4	塑性极限分析	(1) 对不承受多次重复荷载作用的混凝土结构,当有足够的塑性变形能力时,可采用塑性极限理论的分析方法进行结构的承载力计算,同时应满足正常使用的要求 (2) 整体结构的塑性极限分析计算应符合下列规定: 1) 对可预测结构破坏机制的情况,结构的极限承载力可根据设定的结构塑性屈服机制,采用塑性极限理论进行分析 2) 对难于预测结构破坏机制的情况,结构的极限承载力可采用静力或动力弹塑性分析方法确定 3) 对直接承受偶然作用的结构构件或部位,应根据偶然作用的动力特征考虑其动力效应的影响 (3) 承受均布荷载的周边支承的双向矩形板,可采用塑性铰线法或条带法等塑性极限分析方法进行承载能力极限状态的分析与设计
5	间接作用分析	(1) 当混凝土的收缩、徐变以及温度变化等间接作用在结构中产生的作用效应可能危及结构的安全或正常使用时,宜进行间接作用效应的分析,并采取相应的构造措施和施工措施 (2) 混凝土结构进行间接作用效应的分析,可采用本表序号 3 的弹塑性分析方法;也可考虑裂缝和徐变对构件刚度的影响,按弹性方法进行近似分析

表 1-19 近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法

序号	项 目	内 容
1	增大系数	<p>在框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构及筒体结构中,当采用增大系数法近似计算结构因侧移产生的二阶效应($P-\Delta$ 效应)时,应对未考虑 $P-\Delta$ 效应的一阶弹性分析所得的柱、墙肢端弯矩和梁端弯矩以及层间位移分别按公式(1-8)和公式(1-9)乘以增大系数 η_s:</p> $M = M_{ns} + \eta_s M_s \quad (1-8)$ $\Delta = \eta_s \Delta_1 \quad (1-9)$ <p>式中 M_s——引起结构侧移的荷载或作用所产生的一阶弹性分析构件端弯矩设计值 M_{ns}——不引起结构侧移荷载产生的一阶弹性分析构件端弯矩设计值 Δ_1——一阶弹性分析的层间位移 η_s——$P-\Delta$ 效应增大系数,按本表序号 2 或序号 3 要求确定,其中,梁端 η_s 取为相应节点处上、下柱端或上、下墙肢端 η_s 的平均值</p>
2	框架结构	<p>在框架结构中,所计算楼层各柱的 η_s 可按下列公式计算:</p> $\eta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_j}{DH_0}} \quad (1-10)$ <p>式中 D——所计算楼层的侧向刚度。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构位移增大系数时,应分别按本表序号 5 的规定取用结构构件刚度 N_j——所计算楼层第 j 列柱轴力设计值 H_0——所计算楼层的层高</p>

(续表 1-19)

序号	项 目	内 容
3	剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构	<p>剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构中的 η_s 可按下列公式计算:</p> $\eta_s = \frac{1}{1 - 0.14 \frac{H^2 \sum G}{E_c J_d}} \quad (1-11)$ <p>式中 $\sum G$——各楼层重力荷载设计值之和 $E_c J_d$——与所设计结构等效的竖向等截面悬臂受弯构件的弯曲刚度,可按该悬臂受弯构件与所设计结构在倒三角形分布水平荷载下顶点位移相等的原则计算。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构位移增大系数时,应分别按本表序号 5 规定取用结构构件刚度 H——结构总高度</p>
4	排架结构	<p>排架结构柱考虑二阶效应的弯矩设计值可按下列公式计算:</p> $M = \eta_s M_0 \quad (1-12)$ $\eta_s = 1 + \frac{1}{1500 e_i} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \quad (1-13)$ $\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (1-14)$ $e_i = e_0 + e_a \quad (1-15)$ <p>式中 ζ_c——截面曲率修正系数;当 $\zeta_c > 1.0$ 时,取 $\zeta_c = 1.0$ e_i——初始偏心距 M_0——一阶弹性分析柱端弯矩设计值 e_0——轴向压力对截面重心的偏心距, $e_0 = M_0 / N$ e_a——附加偏心距,按本书表 4-15 序号 3 规定确定 l_0——排架柱的计算长度,按表 4-22 取用 h, h_0——所考虑弯曲方向柱的截面高度和截面有效高度 A——柱的截面面积。对于 I 形截面取: $A = bh + 2(b_f - b)h_f'$</p>
5	折减系数	<p>当采用本表序号 2、序号 3 计算各类结构中的弯矩增大系数 η_s 时,宜对构件的弹性抗弯刚度 $E_c I$ 乘以折减系数:对梁,取 0.4;对柱,取 0.6;对剪力墙肢及核心筒壁墙肢,取 0.45;当计算各结构中位移的增大系数 η_s 时,不对刚度进行折减 当验算表明剪力墙肢或核心筒壁墙肢各控制截面不开裂时,计算弯矩增大系数 η_s 时的刚度折减系数可取为 0.7</p>

表 1-20 钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则

序号	项 目	内 容
1	钢筋本构关系	<p>(1) 普通钢筋的屈服强度及极限强度的平均值 f_{ym}、f_{stm} 可按下列公式计算:</p> $f_{ym} = \frac{f_{yk}}{(1 - 1.645\delta_s)} \quad (1-16)$ $f_{stm} = \frac{f_{stk}}{(1 - 1.645\delta_s)} \quad (1-17)$

(续表 1-20)

序号	项 目	内 容
1	钢筋本构关系	<p>式中 f_{yk}、f_{ym}——钢筋屈服强度的标准值、平均值 f_{stk}、f_{stm}——钢筋极限强度的标准值、平均值 δ_s——钢筋强度的变异系数,宜根据试验统计确定</p> <p>(2) 钢筋单调加载的应力-应变本构关系曲线(图 1-1)可按下列规定确定:</p> <p>1) 有屈服点钢筋</p> $\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{uy} \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & \varepsilon_{uy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (1-18)$ <p>2) 无屈服点钢筋</p> $\sigma_p = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (1-19)$ <p>式中 E_s——钢筋的弹性模量 σ_s——钢筋应力 ε_s——钢筋应变 $f_{y,r}$——钢筋的屈服强度代表值,其值可根据实际结构分析需要分别取 f_y、f_{yk} 或 f_{ym} $f_{st,r}$——钢筋的极限强度代表值,其值可根据实际结构分析需要分别取 f_{st}、f_{stk} 或 f_{stm} ε_y——与 $f_{y,r}$ 相应的钢筋屈服应变,可取 $f_{y,r}/E_s$ ε_{uy}——钢筋硬化起点应变 ε_u——与 $f_{st,r}$ 相应的钢筋峰值应变 k——钢筋硬化段斜率, $k = (f_{st,r} - f_{y,r}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{uy})$</p> <p>(3) 钢筋反复加载的应力-应变本构关系曲线(图 1-2)宜按下列公式确定,也可采用简化的折线形式表达为</p> $\sigma_s = E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p [E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b] \quad (1-20)$ $p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (1-21)$ <p>式中 ε_a——再加载路径起点对应的应变 σ_b、ε_b——再加载路径终点对应的应力和应变,如再加载方向钢筋未曾屈服过,则 σ_b、ε_b 取钢筋初始屈服点的应力、应变。如再加载方向钢筋已经屈服过,则取该方向钢筋历史最大应变</p>
2	混凝土本构关系	<p>(1) 混凝土的抗压强度及抗拉强度的平均值 f_{cm}、f_{tm} 可按下列公式计算:</p> $f_{cm} = \frac{f_{ck}}{(1-1.645\delta_c)} \quad (1-22)$ $f_{tm} = \frac{f_{tk}}{(1-1.645\delta_c)} \quad (1-23)$ <p>式中 f_{cm}、f_{ck}——混凝土抗压强度的平均值、标准值 f_{tm}、f_{tk}——混凝土抗拉强度的平均值、标准值 δ_c——混凝土强度变异系数,宜根据试验统计确定</p>

(续表 1-20)

序号	项 目	内 容
2	混凝土本构关系	<p>(2) 这里规定的混凝土本构模型应适用于下列条件:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 混凝土强度等级 C20~C80 2) 混凝土质量密度 2200~2400kg/m³ 3) 正常温度、湿度环境 4) 正常加载速度 <p>(3) 混凝土单轴受拉的应力-应变曲线(图 1-3)可按下列公式确定:</p> $\sigma = (1-d_t)E_c\varepsilon \quad (1-24)$ $d_t = \begin{cases} 1-\rho_t(1.2-0.2x^5) & x \leq 1 \\ 1-\frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7}+x} & x > 1 \end{cases} \quad (1-25)$ $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (1-26)$ $\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c\varepsilon_{t,r}} \quad (1-27)$ <p>式中 α_t——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值, 按表 1-21 取用 $f_{t,r}$——混凝土的单轴抗拉强度代表值, 其值可根据实际结构分析需要分别取 f_t、f_{tk} 或 f_{tm} $\varepsilon_{t,r}$——与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变, 按表 1-21 取用 d_t——混凝土单轴受拉损伤演化参数</p> <p>混凝土受拉、受压的应力-应变曲线示意图绘于同一坐标系中, 但取不同的比例。符号取“受拉为负、受压为正”</p> <p>(4) 混凝土单轴受压的应力-应变曲线(图 1-3)可按下列公式确定:</p> $\sigma = (1-d_c)E_c\varepsilon \quad (1-28)$ $d_c = \begin{cases} 1-\frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1-\frac{\rho_c}{\alpha_c(x-1)^2+x} & x > 1 \end{cases} \quad (1-29)$ $\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r}} \quad (1-30)$ $n = \frac{E_c\varepsilon_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r}-f_{c,r}} \quad (1-31)$ $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (1-32)$ <p>式中 α_c——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数值, 按表 1-22 取用 $f_{c,r}$——混凝土单轴抗压强度代表值, 其值可根据实际结构分析的需要分别取 f_c、f_{ck} 或 f_{cm} $\varepsilon_{c,r}$——与单轴抗压强度 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变, 按表 1-22 取用 d_c——混凝土单轴受压损伤演化参数</p> <p>(5) 在重复荷载作用下, 受压混凝土卸载及再加载应力路径(图 1-4)可按下列公式确定:</p> $\sigma = E_r(\varepsilon - \varepsilon_z) \quad (1-33)$ $E_r = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_z} \quad (1-34)$

(续表 1-20)

序号	项 目	内 容
2	混凝土 本构关系	$\varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \left[\frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca}) \sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \right] \quad (1-35)$
		$\varepsilon_{ca} = \max \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_c} \right) \sqrt{\varepsilon_c \varepsilon_{un}} \quad (1-36)$
		<p>式中 σ——受压混凝土的压应力</p>
		<p>ε——受压混凝土的压应变</p>
		<p>ε_z——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变</p>
		<p>E_t——受压混凝土卸载/再加载的变形模量</p>
		<p>σ_{un}、ε_{un}——受压混凝土从骨架线开始卸载时的应力和应变</p>
		<p>ε_{ca}——附加应变</p>
		<p>ε_c——混凝土受压峰值应力对应的应变</p>
		<p>(6) 混凝土在双轴加载、卸载条件下的本构关系可采用损伤模型或弹塑性模型。弹塑性本构关系可采用弹塑性增量本构理论，损伤本构关系按下列公式确定：</p>
		<p>1) 双轴受拉区($\sigma'_1 < 0, \sigma'_2 < 0$)</p>
		<p>① 加载方程</p>
$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1-d_t) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (1-37)$		
$\varepsilon_{t,e} = - \sqrt{\frac{1[(\varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_2)^2 + 2\nu\varepsilon_1\varepsilon_2]}{1-\nu^2}} \quad (1-38)$		
$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (1-39)$		
<p>式中 d_t——受拉损伤演化参数，可由公式(1-25)计算，其中 $x = \frac{\varepsilon_{t,e}}{\varepsilon_1}$</p>		
<p>$\varepsilon_{t,e}$——受拉能量等效应变</p>		
<p>σ'_1、σ'_2——有效应力</p>		
<p>ν——混凝土泊松比，可取 0.18~0.22</p>		
<p>② 卸载方程</p>		
$\begin{Bmatrix} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{Bmatrix} = (1-d_t) \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 - \varepsilon_{un,1} \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_{un,2} \end{Bmatrix} \quad (1-40)$		
<p>式中 $\sigma_{un,1}$、$\sigma_{un,2}$、$\varepsilon_{un,1}$、$\varepsilon_{un,2}$——二维卸载点处的应力、应变</p>		
<p>在加载方程中，损伤演化参数应采用即时应变换算得到的能量等效应变计算；卸载方程中的损伤演化参数应采用卸载点处的应变换算的能量等效应变计算，并且在整个卸载和再加载过程中保持不变</p>		
<p>2) 双轴受压区($\sigma'_1 \geq 0, \sigma'_2 \geq 0$)</p>		
<p>① 加载方程</p>		
$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1-d_c) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (1-41)$		
$\varepsilon_{c,e} = \frac{1}{(1-\nu^2)(1-\alpha_s)} [\alpha_s(1+\nu)(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) +$		
$\sqrt{(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)^2 - (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)}] \quad (1-42)$		
$\alpha_s = \frac{r-1}{2r-1} \quad (1-43)$		

(续表 1-20)

序号	项 目	内 容
2	混凝土 本构关系	<p>式中 d_c——受压损伤演化参数,可由公式(1-29)计算,其中 $x = \frac{\varepsilon_{c,e}}{\varepsilon_c}$</p> <p>$\varepsilon_{c,e}$——受压能量等效应变</p> <p>$\alpha_s$——受剪屈服参数</p> <p>$r$——双轴受压强度提高系数,取值范围 1.15~1.30,可根据试验数据确定,在缺乏试验数据时可取 1.2</p> <p>② 卸载方程</p> $\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{cases} = (1 - \eta_d d_c) \frac{E_c}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{cases} \varepsilon_1 - \varepsilon_{un,1} \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_{un,2} \end{cases} \quad (1-44)$ $\eta_d = \frac{\varepsilon_{c,e}}{\varepsilon_{c,e} + \varepsilon_{ca}} \quad (1-45)$ <p>式中 η_d——塑性因子</p> <p>ε_{ca}——附加应变,按公式(1-36)计算</p> <p>3) 双轴拉压区 ($\sigma'_1 < 0, \sigma'_2 \geq 0$) 或 ($\sigma'_1 \geq 0, \sigma'_2 < 0$)</p> <p>① 加载方程</p> $\begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} = \begin{bmatrix} (1-d_1) & 0 \\ 0 & (1-d_c) \end{bmatrix} \begin{cases} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{cases} \quad (1-46)$ $\varepsilon_{1,e} = -\sqrt{\frac{1}{(1-\nu^2)}} \varepsilon_1 (\varepsilon_1 + \gamma \varepsilon_2) \quad (1-47)$ <p>式中 d_1——受拉损伤演化参数,可由公式(1-25)计算,其中 $x = \frac{\varepsilon_{t,e}}{\varepsilon_t}$</p> <p>$d_c$——受压损伤演化参数,可由公式(1-29)计算,其中 $x = \frac{\varepsilon_{c,e}}{\varepsilon_c}$</p> <p>$\varepsilon_{t,e}$、$\varepsilon_{c,e}$——能量等效应变,其中, $\varepsilon_{c,e}$按公式(1-42)计算, $\varepsilon_{t,e}$可按公式(1-47)计算</p> <p>② 卸载方程</p> $\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_{un,1} \\ \sigma_2 - \sigma_{un,2} \end{cases} = \frac{E_c}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} (1-d_1) & (1-d_1)\nu \\ (1-\eta_d d_c)\nu & (1-\eta_d d_c) \end{bmatrix} \begin{cases} \varepsilon_1 - \varepsilon_{un,1} \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_{un,2} \end{cases} \quad (1-48)$ <p>式中 η_d——塑性因子</p>
3	钢筋-混凝土黏 结滑移 本构关系	<p>(1) 混凝土与热轧带肋钢筋之间的黏结应力-滑移(τ-s)本构关系曲线(图 1-5)可按下列规定确定,曲线特征点的参数值可按表 1-23 取用</p> <p>线性段 $\tau = k_1 s \quad 0 \leq s \leq s_{cr} \quad (1-49)$</p> <p>劈裂段 $\tau = \tau_{cr} + k_2 (s - s_{cr}) \quad s_{cr} < s \leq s_u \quad (1-50)$</p> <p>下降段 $\tau = \tau_u + k_3 (s - s_u) \quad s_u < s < s_r \quad (1-51)$</p> <p>残余段 $\tau = f_r \quad s > s_r \quad (1-52)$</p> <p>卸载段 $\tau = \tau_{un} + k_1 (s - s_{un}) \quad (1-53)$</p> <p>式中 τ——混凝土与热轧带肋钢筋之间的黏结应力(N/mm²)</p> <p>s——混凝土与热轧带肋钢筋之间的相对滑移(mm)</p>

(续表 1-20)

序号	项 目	内 容
3	钢筋-混凝土黏结滑移本构关系	<p> k_1——线性段斜率, τ_{cr}/s_{cr} k_2——劈裂段斜率, $(\tau_u - \tau_{cr})/(s_u - s_{cr})$ k_3——下降段斜率, $(\tau_r - \tau_u)/(s_r - s_u)$ τ_{un}——卸载点的黏结应力(N/mm²) s_{un}——卸载点的相对滑移(mm) </p> <p>(2) 除热轧带肋钢筋外, 其余种类钢筋的黏结应力-滑移本构关系曲线的参数值可根据试验确定</p>
4	混凝土强度准则	<p>(1) 当采用混凝土多轴强度准则进行承载力计算时, 材料强度参数取值及抗力计算应符合下列原则:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 当采用弹塑性方法确定作用效应时, 混凝土强度指标宜取平均值 2) 当采用弹性方法或弹塑性方法分析结果进行构件承载力计算时, 混凝土强度指标可根据需要, 取其强度设计值(f_c或f_t)或标准值(f_{ck}或f_{tk}) 3) 采用弹性分析或弹塑性分析求得混凝土的应力分布和主应力值后, 混凝土多轴强度验算应符合下列要求: $ \sigma_i \leq f_i \quad (i=1,2,3) \quad (1-54)$ <p>式中 σ_i——混凝土主应力值, 受拉为负, 受压为正, 且 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ f_i——混凝土多轴强度代表值, 受拉为负, 受压为正, 且 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$</p> <p>(2) 在二轴应力状态下, 混凝土的二轴强度由下列 4 条曲线连成的封闭曲线(图 1-6)确定; 也可以根据表 1-24、表 1-25 和表 1-26 所列的数值内插取值</p> <p>强度包络曲线方程应符合下列公式的规定:</p> $\begin{cases} L_1: f_1^2 + f_2^2 - 2\nu f_1 f_2 = (f_{1,r})^2 \\ L_2: \sqrt{f_1^2 + f_2^2 - f_1 f_2} - \alpha_s (f_1 + f_2) = (1 - \alpha_s) f_{c,r} \\ L_3: \frac{f_2}{f_{c,r}} - \frac{f_1}{f_{1,r}} = 1 \\ L_4: \frac{f_1}{f_{c,r}} - \frac{f_2}{f_{c,r}} = 1 \end{cases} \quad (1-55)$ <p>式中 α_s——受剪屈服参数, 由公式(1-43)确定</p> <p>(3) 混凝土在三轴应力状态下的强度可按下列规定确定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 三轴受拉(拉-拉-拉)应力状态下, 混凝土的三轴抗拉强度f_3均可取单轴抗拉强度的 0.9 倍 2) 三轴拉压(拉-拉-压、拉-压-压)应力状态下, 混凝土的三轴抗压强度f_1可根据应力比σ_3/σ_1和σ_2/σ_1按图 1-7 确定, 或根据表 1-27 内插取值, 其最高强度不宜超过单轴抗压强度的 1.2 倍 3) 三轴受压(压-压-压)应力状态下, 混凝土的三轴抗压强度f_1可根据应力比σ_3/σ_1和σ_2/σ_1按图 1-8 确定, 或根据表 1-28 内插取值, 其最高强度不宜超过单轴抗压强度的 3 倍

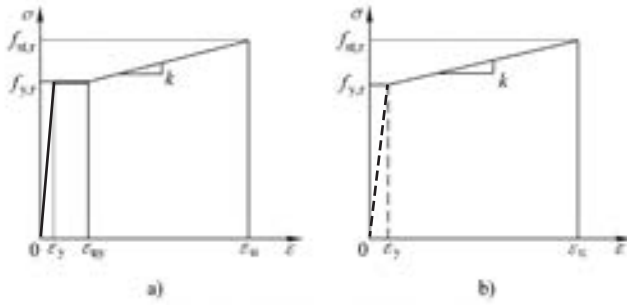


图 1-1 钢筋单调加载的应力-应变本构关系曲线
a) 有屈服点钢筋 b) 无屈服点钢筋

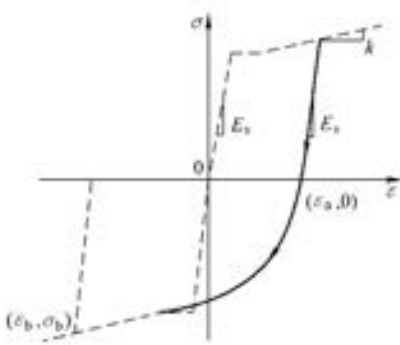


图 1-2 钢筋反复加载的应力-应变本构关系曲线

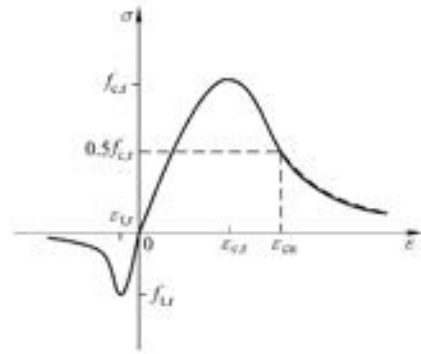


图 1-3 混凝土单轴应力-应变曲线

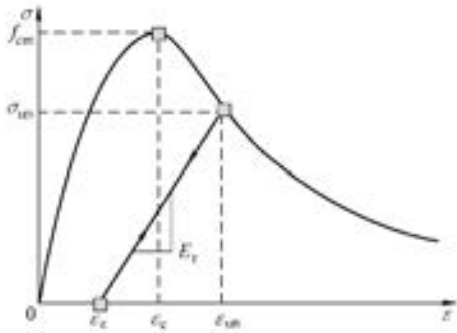


图 1-4 重复荷载作用下混凝土应力-应变曲线

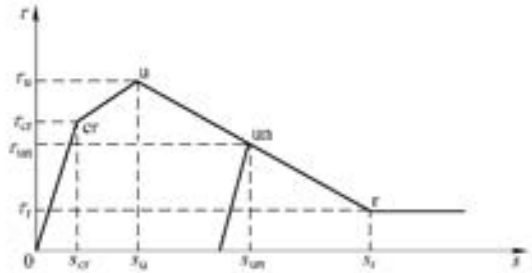


图 1-5 混凝土与钢筋间的黏结应力-滑移曲线

表 1-21 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数值

序号	$f_{t,r}/(N/mm^2)$	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
1	$\varepsilon_{t,r} \times 10^{-6}$	65	81	95	107	118	128	137
2	α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

表 1-22 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数值

序号	$f_{c,r}/(N/mm^2)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
1	$\varepsilon_{c,r} \times 10^{-6}$	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
2	α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
3	$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c,r}$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

注： ε_{cu} 为应力-应变曲线下降段应力等于 $0.5f_{c,r}$ 时的混凝土压应变。

表 1-23 混凝土与钢筋间黏结应力-滑移曲线的参数值

序号	特征点	劈裂(cr)	峰值(u)	残余(r)
1	黏结应力/(N/mm ²)	τ_{cr}	$2.5f_{t,r}$	τ_r
2	相对滑移/mm	s_{cr}	$0.025d$	s_r

注：表中 d 为钢筋直径(mm)； $f_{t,r}$ 为混凝土的抗拉强度特征值(N/mm²)。

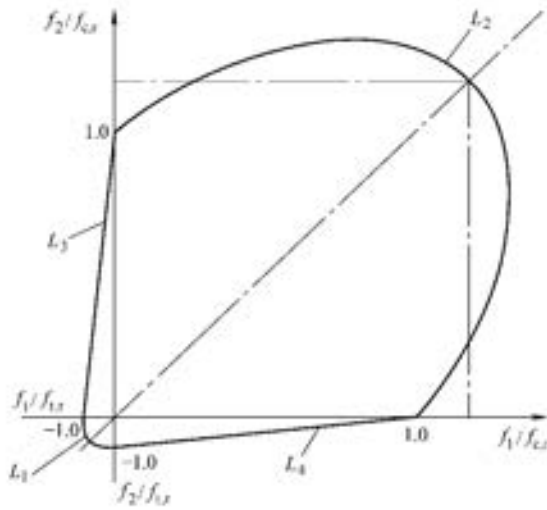


图 1-6 混凝土二轴应力的强度包络图

表 1-24 混凝土在二轴拉-压应力状态下的抗拉、抗压强度

序号	$f_2/f_{t,r}$	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
1	$f_1/f_{c,r}$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0

表 1-25 混凝土在二轴受压状态下的抗压强度

序号	$f_1/f_{c,r}$	1.0	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.29	1.25	1.20	1.16
1	$f_2/f_{c,r}$	0	0.074	0.16	0.25	0.36	0.50	0.88	1.03	1.11	1.16

表 1-26 混凝土在二轴受拉状态下的抗拉强度

序号	$f_1/f_{t,r}$	-0.79	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0
1	$f_2/f_{t,r}$	-0.79	-0.86	-0.93	-0.97	-1.00	-1.02	-1.02	-1.02	-1.00

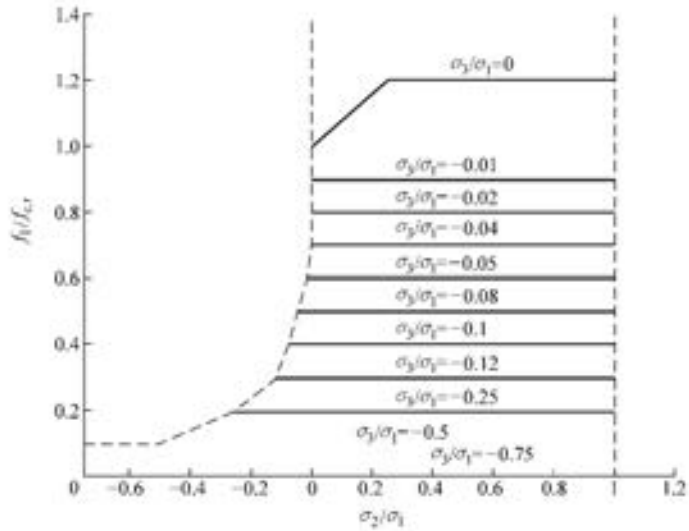


图 1-7 三轴拉-压应力状态下混凝土的三轴抗压强度

表 1-27 混凝土在三轴拉-压状态下抗压强度的调整系数 ($f_1/f_{c,r}$)

序号	σ_2/σ_1 σ_3/σ_1	-0.75	-0.50	-0.25	-0.10	-0.05	0	0.25	0.35	0.36	0.50	0.70	0.75	1.00
1	-1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-0.75	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
3	-0.50	—	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	-0.25	—	—	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
5	-0.12	—	—	—	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
6	-0.10	—	—	—	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
7	-0.08	—	—	—	—	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
8	-0.05	—	—	—	—	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
9	-0.04	—	—	—	—	—	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
10	-0.02	—	—	—	—	—	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
11	-0.01	—	—	—	—	—	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
12	0	—	—	—	—	—	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

注：正号为压，负号为拉。

第 2 章 材料标准与相关规定

2.1 混凝土

2.1.1 混凝土强度等级及选用规定

混凝土强度等级及选用规定见表 2-1。

表 2-1 混凝土强度等级及选用规定

序号	项 目	内 容
1	混凝土强度等级	混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度标准值是指按标准方法制作、养护的边长为 150mm 的立方体试件，在 28d 或设计规定龄期以标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度值 混凝土强度等级分为 C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75、C80，共 14 个强度等级
2	选用规定	素混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C15；钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；采用强度等级 400N/mm ² 及以上的钢筋时，混凝土强度等级不应低于 C25 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30 承受重复荷载的钢筋混凝土构件，混凝土强度等级不应低于 C30

2.1.2 混凝土轴心抗压强度的标准值与轴心抗拉强度的标准值

(1) 混凝土轴心抗压强度的标准值 f_{ck} 应按表 2-2 采用。

表 2-2 混凝土轴心抗压强度标准值 (单位: N/mm²)

序号	强度	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2

(2) 混凝土轴心抗拉强度的标准值 f_{tk} 应按表 2-3 采用。

表 2-3 混凝土轴心抗拉强度标准值 (单位: N/mm²)

序号	强度	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

2.1.3 混凝土轴心抗压强度的设计值与轴心抗拉强度的设计值

(1) 混凝土轴心抗压强度的设计值 f_c 应按表 2-4 采用。

表 2-4 混凝土轴心抗压强度设计值 (单位: N/mm²)

序号	强度	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9

(2) 混凝土轴心抗拉强度的设计值 f_t 应按表 2-5 采用。

表 2-5 混凝土轴心抗拉强度设计值 (单位: N/mm²)

序号	强度	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

2.1.4 混凝土弹性模量及其他计算标准

(1) 混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 宜按表 2-6 采用。

混凝土的剪切变形模量 G_c 可按相应弹性模量值的 40% 采用。

混凝土泊松比 ν_c 可按 0.2 采用。

表 2-6 混凝土的弹性模量 (单位: $\times 10^4$ N/mm²)

序号	混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

注: 1. 当有可靠试验依据时, 弹性模量可根据实测数据确定。

2. 当混凝土中掺有大量矿物掺合料时, 弹性模量可按规定龄期根据实测数据确定。

(2) 混凝土轴心抗压疲劳强度设计值 f_c^f 、轴心抗拉疲劳强度设计值 f_t^f 应分别按表 2-4、表 2-5 中的强度设计值乘疲劳强度修正系数 γ_p 确定。混凝土受压或受拉疲劳强度修正系数 γ_p 应根据疲劳应力比值 ρ_c^f 分别按表 2-7、表 2-8 采用; 当混凝土承受拉-压疲劳应力作用时, 疲劳强度修正系数 γ_p 取 0.60。

疲劳应力比值 ρ_c^f 应按下列公式计算:

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,\min}^f}{\sigma_{c,\max}^f} \quad (2-1)$$

式中 $\sigma_{c,\min}^f$ 、 $\sigma_{c,\max}^f$ ——构件疲劳验算时, 截面同一纤维上混凝土的最小应力、最大应力。

表 2-7 混凝土受压疲劳强度修正系数 γ_p

序号	ρ_c^f	$0 \leq \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$	$\rho_c^f \geq 0.5$
1	γ_p	0.68	0.74	0.80	0.86	0.93	1.00

表 2-8 混凝土受拉疲劳强度修正系数 γ_p

序号	ρ_c^f	$0 < \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$
1	γ_p	0.63	0.66	0.69	0.72	0.74
序号	ρ_c^f	$0.5 \leq \rho_c^f < 0.6$	$0.6 \leq \rho_c^f < 0.7$	$0.7 \leq \rho_c^f < 0.8$	$\rho_c^f \geq 0.8$	—
1	γ_p	0.76	0.80	0.90	1.00	—

注: 直接承受疲劳荷载的混凝土构件, 当采用蒸汽养护时, 养护温度不宜高于 60℃。

(3) 混凝土的疲劳变形模量 E_c^f 应按表 2-9 采用。

表 2-9 混凝土的疲劳变形模量 (单位: $\times 10^4 \text{N/mm}^2$)

序号	强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	E_c^f	1.30	1.40	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90

(4) 当温度在 $0 \sim 100^\circ\text{C}$ 范围内时, 混凝土的热工参数可按下列规定取值:

线胀系数 α_c : $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

热导率 λ : $10.6 \text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$

比热容 c : $0.96 \text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$

2.2 钢筋

2.2.1 钢筋混凝土结构的钢筋选用规定

钢筋混凝土结构的钢筋选用规定见表 2-10。

表 2-10 钢筋混凝土结构的钢筋选用规定

序号	项 目	内 容
1	钢筋的选用规定	<p>钢筋混凝土结构的钢筋应按下列规定选用:</p> <p>(1) 纵向受力普通钢筋可采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、HRB335、RRB400、HPB300 钢筋; 梁、柱和斜撑构件的纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋</p> <p>(2) 箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HRB335、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋</p>
2	各种牌号钢筋的选用原则	<p>根据钢筋产品标准的修改, 不再限制钢筋材料的化学成分和制作工艺, 而按性能确定钢筋的牌号和强度级别, 并以相应的符号表达</p> <p>根据“四节一环保”的要求, 提倡应用高强、高性能钢筋。根据混凝土构件对受力性能的要求, 规定了各种牌号钢筋的选用原则:</p> <p>(1) 增加强度为 500N/mm^2 级的热轧带肋钢筋; 推广 400N/mm^2、500N/mm^2 级高强热轧带肋钢筋作为纵向受力的主导钢筋; 限制并准备逐步淘汰 335N/mm^2 级热轧带肋钢筋的应用; 用 300N/mm^2 级光圆钢筋取代 235N/mm^2 级光圆钢筋。在规定的过渡期及对既有结构进行设计时, 235N/mm^2 光圆钢筋的设计值仍按原规定取值</p> <p>(2) 推广具有较好的延性、可焊性、机械连接性能及施工适应性的 HRB 系列普通热轧带肋钢筋</p> <p>(3) RRB 系列余热处理钢筋由轧制钢筋经高温淬水, 余热处理后提高强度。其延性、可焊性、机械连接性能及施工适应性降低, 一般可用于对变形性能及加工性能要求不高的构件中, 如基础、大体积混凝土、楼板、墙体以及次要的中小结构构件等</p> <p>(4) 箍筋用于抗剪、抗扭及抗冲切设计时, 其抗拉强度设计值受到限制, 不宜采用强度高于 400N/mm^2 的钢筋。当用于约束混凝土的间接配筋(如连续螺旋配箍或封闭焊接箍)时, 其高强度可以得到充分发挥, 采用 500N/mm^2 级钢筋具有一定的经济效益</p>

2.2.2 普通钢筋强度标准值

钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

普通钢筋的屈服强度标准值 f_{yk} 、极限强度标准值 f_{stk} 应按表 2-11 采用。

表 2-11 普通钢筋强度标准值 (单位: N/mm²)

序号	牌 号	符号	公称直径 d /mm	屈服强度标准值 f_{yk}	极限强度标准值 f_{stk}
1	HPB300		6~14	300	420
2	HRB335		6~14	335	455
3	HRB400		6~50	400	540
4	HRBF400				
5	RRB400				
6	HRB500		6~50	500	630
7	HRBF500				

普通钢筋采用屈服强度标志。屈服强度标准值 f_{yk} 相当于钢筋标准中的屈服强度特征值 R_{el} 。由于结构抗倒塌设计的需要,本次增列了钢筋极限强度(即钢筋拉断前相应于最大拉力下的强度)的标准值 f_{stk} ,相当于钢筋标准中的抗拉强度特征值 R_m 。

2.2.3 普通钢筋强度设计值

普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 、抗压强度设计值 f'_y 应按表 2-12 采用。钢筋抗压强度设计值 f'_y 取与抗拉强度相同。

当构件中配有不同种类的钢筋时,每种钢筋应采用各自的强度设计值。

对轴心受压构件,当采用 HRB500、HRBF500 钢筋时,钢筋的抗压强度设计值 f'_y 应取 400N/mm²。横向钢筋的抗拉强度设计值 f_{yv} 应按表 2-12 中 f_y 的数值采用;当用作受剪、受扭、受冲切承载力计算时,其数值大于360N/mm²时应取 360N/mm²;但用作围箍约束混凝土的间接配筋时,其强度设计值不受此限。

表 2-12 普通钢筋强度设计值 (单位: N/mm²)

序号	牌 号	抗拉强度设计值 f_y	抗压强度设计值 f'_y
1	HPB300	270	270
2	HRB335	300	300
3	HRB400、HRBF400、RRB400	360	360
4	HRB500、HRBF500	435	435

2.2.4 普通钢筋的弹性模量及其他计算标准

(1) 普通钢筋的弹性模量 E_s 可按表 2-13 采用。

表 2-13 普通钢筋的弹性模量 (单位: $\times 10^5$ N/mm²)

序 号	牌号或种类	弹性模量 E_s	序 号	牌号或种类	弹性模量 E_s
1	HPB300	2.10	3	HRBF400、 HRBF500	2.00
2	HRB335、HRB400、 HRB500	2.00			
			4	RRB400	

注:必要时可采用实测的弹性模量。

(2) 普通钢筋在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于表 2-14 规定的数值。

表 2-14 普通钢筋在最大力下的总伸长率限值

序号	钢筋品种	普通钢筋		
		HPB300	HRB335、HRB400、HRBF400、HRB500、HRBF500	RRB400
1	$\delta_{gt}(\%)$	10.0	7.5	5.0

(3) 普通钢筋的疲劳应力幅限值 Δf_y^f 应根据钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 、 ρ_p^f ，按表 2-15 线性内插取值。

表 2-15 普通钢筋疲劳应力幅限值 (单位: N/mm²)

序号	疲劳应力比值 ρ_s^f	疲劳应力幅限值 Δf_y^f		序号	疲劳应力比值 ρ_s^f	疲劳应力幅限值 Δf_y^f	
		HRB335	HRB400			HRB335	HRB400
1	0	175	175	6	0.5	115	123
2	0.1	162	162	7	0.6	97	106
3	0.2	154	156	8	0.7	77	85
4	0.3	144	149	9	0.8	54	60
5	0.4	131	137	10	0.9	28	31

注: 当纵向受拉钢筋采用闪光接触对焊连接时, 其接头处的钢筋疲劳应力幅限值应按表中数值乘以 0.8 取用。

普通钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 应按下列公式计算:

$$\rho_s^f = \frac{\sigma_{s,\min}^f}{\sigma_{s,\max}^f} \quad (2-2)$$

式中 $\sigma_{s,\min}^f$ 、 $\sigma_{s,\max}^f$ ——构件疲劳验算时, 同一层钢筋的最小应力、最大应力。

2.2.5 并筋的配置形式及钢筋代换

并筋的配置形式及钢筋代换见表 2-16。

表 2-16 并筋的配置形式及钢筋代换

序号	项 目	内 容
1	并筋的配置形式	<p>构件中的钢筋可采用并筋(钢筋束)的配置形式。直径 28mm 及以下的钢筋并筋数量不应超过 3 根; 直径 32mm 的钢筋并筋数量宜为 2 根; 直径 36mm 及以上的钢筋不应采用并筋。并筋应按单根等效钢筋进行计算, 等效钢筋的等效直径应按截面面积相等的原则换算确定</p> <p>相同直径的二并筋等效直径可取为 1.41 倍单根钢筋直径; 三并筋等效直径可取为 1.73 倍单根钢筋直径。二并筋可按纵向或横向的方式布置; 三并筋宜按品字形布置, 并均按并筋的重心作为等效钢筋的重心</p>
2	钢筋代换	<p>当进行钢筋代换时, 除应符合设计要求的构件承载力、最大力下的总伸长率、裂缝宽度验算以及抗震规定以外, 尚应满足最小配筋率、钢筋间距、保护层厚度、钢筋锚固长度、接头面积百分率及搭接长度等构造要求</p>
3	钢筋焊接网片或钢筋骨架配筋时	<p>当构件中采用预制的钢筋焊接网片或钢筋骨架配筋时, 应符合国家现行有关标准的规定</p>

2.2.6 普通钢筋计算用表

(1) 钢筋的公称直径、公称截面面积、周长及理论质量见表 2-17。

表 2-17 钢筋的公称直径、公称截面面积、周长及理论质量

公称直径 /mm	不同根数钢筋的公称截面面积 A_s /mm ²									单根钢筋周长 /mm	单根钢筋理论质量 / (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
5	19.63	39	59	79	98	118	137	157	177	15.71	0.154
6	28.27	57	85	113	141	170	198	226	254	18.85	0.222
7	38.48	77	115	154	192	231	269	308	346	21.99	0.302
8	50.27	101	151	201	251	302	352	402	452	25.13	0.395
9	63.62	127	191	254	318	382	445	509	573	28.27	0.499
10	78.54	157	236	314	393	471	550	628	707	31.42	0.617
12	113.10	226	339	452	565	679	792	905	1018	37.70	0.888
14	153.94	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	43.98	1.21
16	201.06	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	50.27	1.58
18	254.47	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	56.55	2.00(2.11)
20	314.16	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	62.83	2.47
22	380.13	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	69.12	2.98
25	490.87	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	78.54	3.85(4.10)
28	615.75	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	87.96	4.83
32	804.25	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	100.53	6.31(6.65)
36	1017.88	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	113.10	7.99
40	1256.64	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	125.66	9.87(10.34)
50	1963.50	3927	5890	7854	9817	11781	13744	15708	17671	157.08	15.41(16.28)

注：括号内为预应力螺纹钢筋的数值。

(2) 各种钢筋间距时板每米宽钢筋截面面积见表 2-18。

表 2-18 各种钢筋间距时板每米宽钢筋截面面积 A_s (单位: mm²)

钢筋间距 /mm	钢筋直径/mm											
	6	6/8	8	8/10	10	10/12	12	12/14	14	14/16	16	16/18
70	404	561	718	920	1122	1369	1616	1907	2199	2536	2872	3254
75	377	524	670	859	1047	1278	1508	1780	2053	2367	2681	3037
80	353	491	628	805	982	1198	1414	1669	1924	2219	2513	2847
85	333	462	591	758	924	1127	1331	1571	1811	2088	2365	2680
90	314	436	559	716	873	1065	1257	1484	1710	1972	2234	2531

(续表 2-18)

钢筋间距 /mm	钢筋直径/mm											
	6	6/8	8	8/10	10	10/12	12	12/14	14	14/16	16	16/18
95	298	413	529	678	827	1009	1190	1405	1620	1868	2116	2398
100	283	393	503	644	785	958	1131	1335	1539	1775	2011	2278
110	257	357	457	585	714	871	1028	1214	1399	1614	1828	2071
120	236	327	419	537	654	798	942	1113	1283	1479	1676	1898
130	217	302	387	495	604	737	870	1027	1184	1365	1547	1752
140	202	280	359	460	561	684	808	954	1100	1268	1436	1627
150	188	262	335	429	524	639	754	890	1026	1183	1340	1518
160	177	245	314	403	491	599	707	834	962	1109	1257	1424
170	166	231	296	379	462	564	665	785	906	1044	1183	1340
180	157	218	279	358	436	532	628	742	855	986	1117	1265
190	149	207	265	339	413	504	595	703	810	934	1058	1199
200	141	196	251	322	393	479	565	668	770	887	1005	1139
210	135	187	239	307	374	456	539	636	733	845	957	1085
220	129	178	228	293	357	436	514	607	700	807	914	1035
230	123	171	219	280	341	417	492	581	669	772	874	990
240	118	164	209	268	327	399	471	556	641	740	838	949
250	113	157	201	258	314	383	452	534	616	710	804	911
260	109	151	193	247	302	369	435	514	592	683	773	876
270	105	145	186	239	291	355	419	495	570	657	745	844
280	101	140	180	230	280	342	404	477	550	634	718	813
290	97	135	173	222	271	330	390	460	531	612	693	785
300	94	131	168	215	262	319	377	445	513	592	670	759
310	91	127	162	208	253	309	365	431	497	573	649	735
320	88	123	157	201	245	299	353	417	481	555	628	712
330	86	119	152	195	238	290	343	405	466	538	609	690

钢筋间距 /mm	钢筋直径/mm											
	18	18/20	20	20/22	22	22/25	25	25/28	28	28/32	32	36
70	3635	4062	4488	4959								
75	3393	3791	4189	4629								
80	3181	3554	3927	4339								
85	2994	3345	3696	4084	4472							
90	2827	3159	3491	3857	4224							

(续表 2-18)

钢筋间距 /mm	钢筋直径/mm											
	18	18/20	20	20/22	22	22/25	25	25/28	28	28/32	32	36
95	2679	2993	3307	3654	4001							
100	2545	2843	3142	3471	3801	4355	4909					
110	2313	2585	2856	3156	3456	3959	4462	5030				
120	2121	2369	2618	2893	3168	3629	4091	4611	5131			
130	1957	2187	2417	2670	2924	3350	3776	4256	4737			
140	1818	2031	2244	2480	2715	3111	3506	3952	4398	5071		
150	1696	1895	2094	2314	2534	2903	3272	3689	4105	4733	5362	6786
160	1590	1777	1963	2170	2376	2722	3068	3458	3848	4437	5027	6362
170	1497	1672	1848	2042	2236	2562	2887	3255	3622	4176	4731	5988
180	1414	1580	1745	1929	2112	2419	2727	3074	3421	3944	4468	5655
190	1339	1496	1653	1827	2001	2292	2584	2912	3241	3737	4233	5357
200	1272	1422	1571	1736	1901	2178	2454	2767	3079	3550	4021	5089
210	1212	1354	1496	1653	1810	2074	2337	2635	2932	3381	3830	4847
220	1157	1292	1428	1578	1728	1980	2231	2515	2799	3227	3656	4627
230	1106	1236	1366	1509	1653	1893	2134	2406	2677	3087	3497	4426
240	1060	1185	1309	1446	1584	1815	2045	2305	2566	2958	3351	4241
250	1018	1137	1257	1389	1521	1742	1963	2213	2463	2840	3217	4072
260	979	1094	1208	1335	1462	1675	1888	2128	2368	2731	3093	3915
270	942	1053	1164	1286	1408	1613	1818	2049	2281	2630	2979	3770
280	909	1015	1122	1240	1358	1555	1753	1976	2199	2536	2872	3635
290	877	980	1083	1197	1311	1502	1693	1908	2123	2448	2773	3510
300	848	948	1047	1157	1267	1452	1636	1844	2053	2367	2681	3393
310	821	917	1013	1120	1226	1405	1583	1785	1986	2290	2594	3283
320	795	888	982	1085	1188	1361	1534	1729	1924	2219	2513	3181
330	771	862	952	1052	1152	1320	1487	1677	1866	2152	2437	3084

注：钢筋直径中的 6/8, 8/10, 10/12...是指两种直径的钢筋间隔放置。

2.3 不考虑地震的纵向受力的普通钢筋的配筋率

2.3.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率

(1) 纵向受力钢筋的最小配筋百分率 ρ_{\min} (%) 见表 2-19。

表 2-19 纵向受力钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$

序号	受力类型		最小配筋百分率
1	受压构件	全部纵向钢筋	强度等级 500N/mm ²
2			强度等级 400N/mm ²
3			强度等级 300N/mm ² 、335N/mm ²
4		一侧纵向钢筋	0.20
5	受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.20 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

注：1. 受压构件全部纵向钢筋最小配筋百分率，当采用 C60 以上强度等级的混凝土时，应按表中规定增加 0.10。

2. 板类受弯构件(不包括悬臂板)的受拉钢筋，当采用强度等级 400N/mm²、500N/mm²的钢筋时，其最小配筋百分率应允许采用 0.15 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值。
3. 偏心受拉构件中的受压钢筋，应按受压构件一侧纵向钢筋考虑。
4. 受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率以及轴心受拉构件和小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率均应按构件的全截面面积计算。
5. 受弯构件、大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b'_t - b)h'_t$ 后的截面面积计算。
6. 当钢筋沿构件截面周边布置时，“一侧纵向钢筋”是指沿受力方向两个对边中一边布置的纵向钢筋。
7. 卧置于地基上的混凝土板，板中受拉钢筋的最小配筋率可适当降低，但不应小于 0.15%。
8. 对结构中次要的钢筋混凝土受弯构件，当构造所需截面高度远大于承载的需求时，其纵向受拉钢筋的配筋率可按下列公式计算：

$$\rho_s \geq \frac{h_{cr}}{h} \rho_{\min} \quad (2-3)$$

$$h_{cr} = 1.05 \sqrt{\frac{M}{\rho_{\min} f_y b}} \quad (2-4)$$

式中 ρ_s ——构件按全截面计算的纵向受拉钢筋的配筋率；

ρ_{\min} ——纵向受力钢筋的最小配筋率，按本表取用；

h_{cr} ——构件截面的临界高度，当小于 $h/2$ 时取 $h/2$ ；

h ——构件的截面高度；

b ——构件的截面宽度；

M ——构件的正截面受弯承载力设计值。

(2) 受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$ 见表 2-20。

表 2-20 受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$

序号	混凝土 强度等级	HPB300 $f_y = 270\text{N/mm}^2$	HRB335 $f_y = 300\text{N/mm}^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y = 360\text{N/mm}^2$	HRB500、HRBF500 $f_y = 435\text{N/mm}^2$
1	C20	0.200	0.200	0.200(0.150)	0.200(0.150)
2	C25	0.212	0.200	0.200(0.159)	0.200(0.150)
3	C30	0.238	0.214	0.200(0.179)	0.200(0.150)
4	C35	0.262	0.236	0.200(0.196)	0.200(0.162)

(续表 2-20)

序号	混凝土 强度等级	HPB300	HRB335	HRB400、HRBF400、RRB400	HRB500、HRBF500
		$f_y = 270\text{N/mm}^2$	$f_y = 300\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	$f_y = 435\text{N/mm}^2$
5	C40	0.285	0.256	0.214	0.200(0.177)
6	C45	0.300	0.270	0.225	0.200(0.186)
7	C50	0.315	0.284	0.236	0.200(0.196)
8	C55	0.327	0.294	0.245	0.203
9	C60	0.340	0.306	0.255	0.211
10	C65	0.348	0.314	0.261	0.216
11	C70	0.357	0.321	0.268	0.221
12	C75	0.363	0.327	0.272	0.226
13	C80	0.370	0.333	0.278	0.230

注：1. 表中括号内数值可适用于板类受弯构件(不包括悬臂板)的受拉钢筋。

2. 本表根据表 2-19 序号 5 要求制作。

(3) 根据表 2-19 序号 1、序号 2 及序号 3 制作的受压构件全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$ 见表 2-21。

表 2-21 受压构件全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$

钢筋种类	混凝土强度等级												
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
强度等级 500N/mm ²	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60
强度等级 400N/mm ²	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.65	0.65	0.65	0.65
强度等级 300N/mm ² 、 335N/mm ²	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70

2.3.2 钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋的最大配筋百分率

钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋的最大配筋百分率 $\rho_{\max}(\%)$ 见表 2-22。

表 2-22 钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋的最大配筋百分率 $\rho_{\max}(\%)$

序号	混凝土 强度等级	HPB300	HRB335	HRB400、HRBF400、RRB400	HRB500、HRBF500
		$f_y = 270\text{N/mm}^2$	$f_y = 300\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	$f_y = 435\text{N/mm}^2$
1	C20	2.048	1.760	1.381	1.064
2	C25	2.539	2.182	1.712	1.319
3	C30	3.051	2.622	2.058	1.585
4	C35	3.563	3.062	2.403	1.850

(续表 2-22)

序号	混凝土 强度等级	HPB300 $f_y = 270\text{N/mm}^2$	HRB335 $f_y = 300\text{N/mm}^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y = 360\text{N/mm}^2$	HRB500、HRBF500 $f_y = 435\text{N/mm}^2$
5	C40	4.075	3.502	2.748	2.116
6	C45	4.501	3.868	3.036	2.338
7	C50	4.928	4.235	3.324	2.560
8	C55	5.251	4.517	3.534	2.724
9	C60	5.550	4.770	3.736	2.875
10	C65	5.836	5.013	3.921	3.013
11	C70	6.072	5.210	4.079	3.137
12	C75	6.279	5.384	4.210	3.233
13	C80	6.474	5.546	4.331	3.328

注: 1. $\rho_{\max}(\%)$ 计算公式为 $\rho_{\max} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y}$ 。

2. ξ_b 值见表 3-6。

2.3.3 梁内受扭纵向钢筋的配筋率

梁内受扭纵向钢筋的配筋率见表 2-23。

表 2-23 梁内受扭纵向钢筋的配筋率

序号	项 目	内 容
1	梁内受扭纵向 钢筋的配筋率	<p>(1) 梁内受扭纵向钢筋的配筋率 ρ_{tl} 应按下式确定:</p> $\rho_{tl} = \frac{A_{stl}}{bh} \quad (2-5)$ <p>式中 A_{stl}——沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积</p> <p>(2) 梁内受扭纵向钢筋的最小配筋率 $\rho_{tl,\min}$ 应符合下列规定:</p> $\rho_{tl,\min} = 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} \quad (2-6)$ <p>当 $T/(Vb) > 2.0$ 时, 取 $T/(Vb) = 2.0$。</p> <p>式中 $\rho_{tl,\min}$——受扭纵向钢筋的最小配筋率, 取 $A_{stl}/(bh)$</p> <p>b——受剪的截面宽度, 按表 6-2 序号 1 的规定取用, 对箱形截面构件, b 应以 b_h 代替</p> <p>(3) 沿截面周边布置受扭纵向钢筋的间距不应大于 200mm 及梁截面短边长度; 除应在梁截面四角设置受扭纵向钢筋外, 其余受扭纵向钢筋宜沿截面周边均匀对称布置。受扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内</p> <p>(4) 在弯剪扭构件中, 配置在截面弯曲受拉边的纵向受力钢筋, 其截面面积不应小于按表 2-19 规定的受弯构件受拉钢筋最小配筋率计算的钢筋截面面积与按本表受扭纵向钢筋配筋率计算并分配到弯曲受拉边的钢筋截面面积之和</p>
2	受扭纵向受力钢筋的 最小配筋率计算用表	<p>梁内受扭纵向受力钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{tl,\min}$ 见表 2-24</p> <p>计算公式为 $\rho_{tl,\min} = 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} = 0.6\sqrt{2} \frac{f_t}{f_y}$</p>

表 2-24 梁内受扭纵向受力钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{u,\min}(\%)$

序号	混凝土 强度等级	HPB300 $f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2$	HRB335 $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$	HRB500、HRBF500 $f_y = 435\text{N}/\text{mm}^2$
1	C20	0.346	0.311	0.259	0.215
2	C25	0.399	0.359	0.299	0.248
3	C30	0.449	0.404	0.337	0.279
4	C35	0.493	0.444	0.370	0.306
5	C40	0.537	0.484	0.403	0.334
6	C45	0.566	0.509	0.424	0.351
7	C50	0.594	0.535	0.445	0.369
8	C55	0.616	0.554	0.462	0.382
9	C60	0.641	0.577	0.481	0.398
10	C65	0.657	0.591	0.493	0.408
11	C70	0.673	0.605	0.504	0.417
12	C75	0.685	0.617	0.514	0.425
13	C80	0.698	0.628	0.523	0.433

2.3.4 钢筋混凝土梁中箍筋的配筋率

钢筋混凝土梁中箍筋的配筋率见表 2-25。

表 2-25 钢筋混凝土梁中箍筋的配筋率

序号	项 目	内 容
1	计算公式	(1) 梁中箍筋配筋率计算公式为
		$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \quad (2-7)$
		(2) 梁中箍筋的最大间距应符合表 3-33 的规定；当 V 大于 $0.7f_t b h_0$ 时，箍筋的配筋率为
		$\rho_{sv} \geq 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (2-8)$
		(3) 在弯剪扭构件中，梁箍筋的配筋率为
		$\rho_{sv} \geq 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (2-9)$
		(4) 梁端设置的第一个箍筋距框架节点边缘不应大于 50mm。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长箍筋的面积配筋率 ρ_{sv} 应符合下列规定：
		1) 一级抗震等级
		$\rho_{sv} \geq 0.30 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (2-10)$
		2) 二级抗震等级
$\rho_{sv} \geq 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (2-9)$		
3) 三、四级抗震等级		
$\rho_{sv} \geq 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (2-11)$		
上述各式中：		ρ_{sv} —— 梁中箍筋的配筋率

(续表 2-25)

序号	项 目	内 容
1	计算公式	<p>A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积, $A_{sv} = nA_{sv1}$, 其中, n 为同一截面内箍筋的肢数, A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积(假定各肢箍筋的直径均相同)</p> <p>b——梁截面宽度</p> <p>s——沿构件(梁)长度方向箍筋的间距</p> <p>f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值, 按表 2-5 采用</p> <p>f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值, 按表 2-12 中 f_y 的数值采用</p>
2	计算用表	<p>(1) 根据公式(2-8)~公式(2-11), 应用公式 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} \geq \frac{nf_t}{f_{yv}}$, 则算得梁中箍筋最小面积配筋百分率 $\rho_{sv}(\%)$ 见表 2-26</p> <p>(2) 根据公式(2-8)~公式(2-11), 应用公式 $\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs}$, 可算得梁中箍筋不同直径、肢数和间距的百分率值见表 2-27</p> <p>(3) 根据公式(2-7)~公式(2-11)可写成如下计算公式为</p> $\alpha_v = \frac{nA_{sv1} f_{yv}}{bs f_t} \quad (2-12)$ <p>式中 α_v——沿梁全长的箍筋配筋系数, 非抗震时 $\alpha_v \geq 0.24$; 对弯剪扭构件 $\alpha_v \geq 0.28$; 对一级抗震等级 $\alpha_v \geq 0.30$; 对二级抗震等级 $\alpha_v \geq 0.28$; 对三、四级抗震等级 $\alpha_v \geq 0.26$</p> <p>其他公式中符号意义同前</p>

表 2-26 梁中箍筋最小面积配筋百分率 $\rho_{sv}(\%)$

混凝土 强度等级	$f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$				$f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$				$f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$			
	n				n				n			
	0.24	0.26	0.28	0.30	0.24	0.26	0.28	0.30	0.24	0.26	0.28	0.30
C20	0.098	0.106	0.114	0.122	0.088	0.095	0.103	0.110	0.073	0.079	0.086	0.092
C25	0.113	0.122	0.132	0.141	0.102	0.110	0.119	0.127	0.085	0.092	0.099	0.106
C30	0.127	0.138	0.148	0.159	0.114	0.124	0.133	0.143	0.095	0.103	0.111	0.119
C35	0.140	0.151	0.163	0.174	0.126	0.136	0.147	0.157	0.105	0.113	0.122	0.131
C40	0.152	0.165	0.177	0.190	0.137	0.148	0.160	0.171	0.114	0.124	0.133	0.143
C45	0.160	0.173	0.187	0.200	0.144	0.156	0.168	0.180	0.120	0.130	0.140	0.150
C50	0.168	0.182	0.196	0.210	0.151	0.164	0.176	0.189	0.126	0.137	0.147	0.158
C55	0.174	0.189	0.203	0.218	0.157	0.170	0.183	0.196	0.131	0.142	0.152	0.163
C60	0.181	0.196	0.212	0.227	0.163	0.177	0.190	0.204	0.136	0.147	0.159	0.170

注: 梁箍筋最小面积配筋率的计算公式为 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} \geq \frac{nf_t}{f_{yv}}$ 。

表 2-27 梁中箍筋配筋百分率值 $\rho_{sv}(\%)$

梁宽 b/mm	箍筋 肢数 n	箍筋直径 6, 间距 s/mm 为					箍筋直径 8, 间距 s/mm 为					箍筋直径 10, 间距 s/mm 为					箍筋直径 12, 间距 s/mm 为				
		100	150	200	250	300	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300
		200	2	0.283	0.189	0.142	0.113	0.094	0.503	0.335	0.252	0.201	0.168	0.785	0.523	0.393	0.314	0.262	1.131	0.754	0.566
250	2	0.226	0.151	0.113	0.091	0.075	0.402	0.268	0.201	0.161	0.134	0.628	0.419	0.314	0.251	0.209	0.905	0.603	0.452	0.362	0.302
300	2	0.189	0.126	0.094	0.075	0.063	0.335	0.224	0.168	0.134	0.112	0.523	0.349	0.262	0.209	0.174	0.754	0.503	0.377	0.302	0.251
	4	0.377	0.252	0.189	0.151	0.126	0.671	0.447	0.335	0.268	0.224	1.047	0.698	0.523	0.419	0.349	1.508	1.005	0.754	0.603	0.503
350	2	0.162	0.108	0.081	0.065	0.054	0.287	0.192	0.144	0.115	0.096	0.449	0.299	0.224	0.179	0.150	0.646	0.431	0.323	0.259	0.215
	4	0.323	0.216	0.162	0.129	0.108	0.575	0.383	0.287	0.230	0.192	0.897	0.598	0.449	0.359	0.299	1.293	0.862	0.646	0.517	0.431
400	4	0.283	0.189	0.142	0.113	0.094	0.503	0.335	0.252	0.201	0.168	0.785	0.523	0.393	0.314	0.262	1.131	0.754	0.566	0.452	0.377
450	4	0.252	0.168	0.126	0.101	0.084	0.447	0.298	0.224	0.179	0.149	0.698	0.465	0.349	0.279	0.233	1.005	0.670	0.503	0.402	0.335
500	4	0.226	0.151	0.113	0.091	0.075	0.402	0.268	0.201	0.161	0.134	0.628	0.419	0.314	0.251	0.209	0.905	0.603	0.452	0.362	0.302
	6	0.340	0.226	0.170	0.136	0.113	0.604	0.402	0.302	0.241	0.201	0.942	0.628	0.471	0.377	0.314	1.357	0.905	0.679	0.543	0.452
550	4	0.206	0.137	0.103	0.082	0.069	0.366	0.244	0.183	0.146	0.122	0.571	0.381	0.285	0.228	0.190	0.823	0.548	0.411	0.329	0.274
	6	0.309	0.206	0.154	0.123	0.103	0.549	0.366	0.274	0.219	0.183	0.856	0.571	0.428	0.343	0.285	1.234	0.823	0.617	0.494	0.411
600	4	0.189	0.126	0.094	0.075	0.063	0.335	0.224	0.168	0.134	0.112	0.523	0.349	0.262	0.209	0.174	0.754	0.503	0.377	0.302	0.251
	6	0.283	0.189	0.142	0.113	0.094	0.503	0.335	0.252	0.201	0.168	0.785	0.523	0.393	0.314	0.262	1.131	0.754	0.566	0.452	0.377

注：结合文内说明应用。

2.4 考虑地震作用组合的纵向受力的普通钢筋的配筋率

2.4.1 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率

框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$ 见表 2-28~表 2-31。其中表 2-28 是框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率的基本规定；则表 2-29~表 2-31 是为满足设计方便的需要，按不同的抗震等级、不同的混凝土强度等级及不同的钢筋牌号根据表 2-28 的规定编制的。

表 2-28 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$

序号	抗震等级	梁中位置	
		支座	跨中
1	一级	0.40 和 $80f_t/f_y$ 中的较大值	0.30 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值
2	二级	0.30 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值
3	三、四级	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值	0.20 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

表 2-29 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$

HRB335 $f_y = 300\text{N/mm}^2$

序号	混凝土强度等级	抗震等级					
		一级		二级		三、四级	
		梁中位置					
		支座	跨中	支座	跨中	支座	跨中
1	C20			0.300	0.250	0.250	0.200
2	C25			0.300	0.250	0.250	0.200
3	C30	0.400	0.310	0.310	0.262	0.262	0.214
4	C35	0.419	0.340	0.340	0.288	0.288	0.236
5	C40	0.456	0.371	0.371	0.314	0.314	0.256
6	C45	0.480	0.390	0.390	0.330	0.330	0.270
7	C50	0.504	0.410	0.410	0.346	0.346	0.284
8	C55	0.523	0.425	0.425	0.359	0.359	0.294
9	C60	0.544	0.442	0.442	0.374	0.374	0.306
10	C65	0.557	0.453	0.453	0.383	0.383	0.314
11	C70	0.571	0.464	0.464	0.392	0.392	0.321
12	C75	0.581	0.472	0.472	0.400	0.400	0.327
13	C80	0.592	0.481	0.481	0.407	0.407	0.333

表 2-30 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$
HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y = 360\text{N/mm}^2$

序号	混凝土 强度等级	抗震等级					
		一 级		二 级		三、四级	
		梁 中 位 置					
		支座	跨中	支座	跨中	支座	跨中
1	C20			0.300	0.250	0.250	0.200
2	C25			0.300	0.250	0.250	0.200
3	C30	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
4	C35	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
5	C40	0.400	0.309	0.309	0.261	0.261	0.214
6	C45	0.400	0.325	0.325	0.275	0.275	0.225
7	C50	0.420	0.341	0.341	0.289	0.289	0.236
8	C55	0.436	0.354	0.354	0.299	0.299	0.245
9	C60	0.453	0.368	0.368	0.312	0.312	0.255
10	C65	0.464	0.377	0.377	0.319	0.319	0.261
11	C70	0.476	0.386	0.386	0.327	0.327	0.268
12	C75	0.484	0.394	0.394	0.333	0.333	0.272
13	C80	0.493	0.401	0.401	0.339	0.339	0.278

表 2-31 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}(\%)$
HRB500、HRBF500 $f_y = 435\text{N/mm}^2$

序号	混凝土 强度等级	抗震等级					
		一 级		二 级		三、四级	
		梁 中 位 置					
		支座	跨中	支座	跨中	支座	跨中
1	C20			0.300	0.250	0.250	0.200
2	C25			0.300	0.250	0.250	0.200
3	C30	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
4	C35	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
5	C40	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
6	C45	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
7	C50	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.200
8	C55	0.400	0.300	0.300	0.250	0.250	0.203
9	C60	0.400	0.305	0.305	0.258	0.258	0.211
10	C65	0.400	0.312	0.312	0.264	0.264	0.216
11	C70	0.400	0.320	0.320	0.271	0.271	0.221
12	C75	0.401	0.326	0.326	0.276	0.276	0.226
13	C80	0.408	0.332	0.332	0.281	0.281	0.230

2.4.2 框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率

框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率见表 2-32。

表 2-32 框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率

序号	项 目	内 容
1	梁端混凝土受压区高度	<p>为了提高框架梁的抗震性能和防止过高的纵向钢筋配筋率，使梁具有足够的曲率延性，避免受压区混凝土过早压碎，故对其纵向受拉钢筋的配筋率需严格限制</p> <p>梁正截面受弯承载力计算中，计入纵向受压钢筋的梁端混凝土受压区高度应符合下列要求：</p> <p>一级抗震等级</p> $x \leq 0.25h_0 \quad (2-13)$ <p>二、三级抗震等级</p> $x \leq 0.35h_0 \quad (2-14)$ <p>式中 x——混凝土受压区高度 h_0——截面有效高度</p> <p>梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%</p>
2	计算用表	<p>梁纵向普通受拉钢筋的最大配筋百分率可按表 2-33 选用。此时表中梁端纵向受拉钢筋百分率没有计入纵向受压钢筋，当框架梁端有受压钢筋时，应使受拉受压钢筋的总量计算所得的配筋百分率 $\leq 2.5\%$</p>

表 2-33 有地震作用组合框架梁纵向普通受拉钢筋最大配筋百分率 $\rho_{\max} (\%)$

普通钢筋	抗震等级	混凝土强度等级												
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
HPB300 $f_y = 270\text{N/mm}^2$	一级			1.32	1.55	1.77	1.95	2.14	2.32	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
	二、三级	1.24	1.54	1.85	2.16	2.48	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
HRB335 $f_y = 300\text{N/mm}^2$	一级			1.19	1.39	1.59	1.76	1.92	2.09	2.25	2.40	2.50	2.50	2.50
	二、三级	1.12	1.39	1.67	1.95	2.23	2.46	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
HRB400 HRBF400 RRB400 $f_y = 360\text{N/mm}^2$	一级			0.99	1.16	1.33	1.47	1.60	1.74	1.87	2.00	2.12	2.23	2.34
	二、三级	0.93	1.16	1.39	1.62	1.86	2.05	2.25	2.44	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
HRB500 HRBF500 $f_y = 435\text{N/mm}^2$	一级			0.82	0.96	1.10	1.21	1.33	1.44	1.55	1.66	1.75	1.85	1.94
	二、三级	0.77	0.96	1.15	1.34	1.54	1.70	1.86	2.02	2.17	2.32	2.46	2.50	2.50

2.4.3 框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值

框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于 0.5；二、三级抗震等级不应小于 0.3；纵向受压钢筋 A'_l 不应小于表 2-34 的规定。

表 2-34 有地震组合框架梁端纵向受压钢筋最小配筋量 A'_s

抗震等级	一级	二级	三级
受压钢筋面积 A'_s	$0.5A_s$	$0.3A_s$	$0.3A_s$

2.4.4 框架柱和框支柱中全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率

考虑地震作用组合的框架柱和框支柱全部纵向受力钢筋的配筋百分率按公式(2-15)计算,具体数值不应小于表 2-35 规定的数值,同时,每一侧的配筋百分率不应小于 0.2%;对 IV 类场地上较高的高层建筑,最小配筋百分率应增加 0.1%。

$$\rho_{\min} = \frac{A_s + A'_s}{bh} \quad (2-15)$$

表 2-35 柱全部纵向受拉钢筋最小配筋百分率(%)

序号	柱类型	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
1	中柱、边柱	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)
2	角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注:1.表中括号内数值用于框架结构的柱。

2.采用 335N/mm²级、400N/mm²级纵向受力钢筋时,应分别按表中数值增加 0.1 和 0.05 采用。

3.当混凝土强度等级为 C60 以上时,应按表中数值增加 0.1 采用。

2.5 其他构件配筋率

2.5.1 钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率

钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率见表 2-36。

表 2-36 钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率

序号	结构类型	$\rho_{\max}(\%)$	序号	结构类型	$\rho_{\max}(\%)$
1	非抗震结构柱	$\rho_{\max}(\%) = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = 5\%$	2	抗震结构框架柱、框支柱	$\rho_{\max}(\%) = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = 5\%$

注:1.当按一级抗震等级设计,且柱的剪跨比 λ 不大于 2 时,柱每侧纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 1.2%,且应沿柱全长采用复合箍筋。

2.框架边柱、角柱及剪力墙端柱在地震组合下处于小偏心受拉时,柱内纵向受力钢筋总截面面积应比计算值增加 25%。

2.5.2 柱牛腿纵向受拉钢筋配筋率

钢筋混凝土柱牛腿承受竖向力所需的纵向受拉钢筋的配筋率见表 2-37。

表 2-37 柱牛腿纵向受拉钢筋的配筋率(%)

序号	项目	配筋率(%)	序号	项目	配筋率(%)
1	按柱牛腿有效截面计算不应小于	0.2 或 $45f_t/f_y$	2	按柱牛腿有效截面计算不宜大于	0.6

注:表中序号 1 的“0.2 或 $45f_t/f_y$ ”具体数值详见表 2-29、表 2-30 及表 2-31 中抗震等级三、四的“跨中”栏内的数值。

2.5.3 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的最小配筋率

剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的最小配筋率见表 2-38。

表 2-38 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的最小配筋率

序号	结构类型	最小配筋率
1	非抗震剪力墙	钢筋混凝土剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} 和 ρ_{sv} ($\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}, \rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$, s_h, s_v 为竖向、水平分布钢筋的间距) 不宜小于 0.2%。重要部位的剪力墙, 其水平和竖向分布钢筋的配筋率宜适当提高 墙中温度、收缩应力较大的部位, 水平分布钢筋的配筋率宜适当提高
2	抗震剪力墙	(1) 一、二、三级抗震等级的剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%; 四级抗震等级剪力墙不应小于 0.2% (2) 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位, 水平和竖向分布钢筋配筋率不应小于 0.3% 对高度小于 24m 且剪压比很小的四级抗震等级剪力墙, 其竖向分布筋最小配筋率应允许按 0.15% 采用

第3章 钢筋混凝土受弯构件计算与实例

3.1 承载能力极限状态计算一般规定

承载能力极限状态计算一般规定见表 3-1。

表 3-1 承载能力极限状态计算一般规定

序号	项 目	内 容
1	适用条件	本章适用于钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算
2	二维或三维非杆系结构构件	对于二维或三维非杆系结构构件，当按弹性或弹塑性分析方法得到构件的应力设计值分布后，可根据主拉应力设计值的合力在配筋方向的投影确定配筋量，按主拉应力的分布区域确定钢筋布置，并应符合相应的构造要求；当混凝土处于受压状态时，可考虑受压钢筋和混凝土共同作用，受压钢筋配置应符合构造要求
3	采用应力表达式进行混凝土结构构件的承载能力极限状态验算	采用应力表达式进行混凝土结构构件的承载能力极限状态验算时，应符合下列规定： (1) 应根据设计状况和构件性能设计目标确定混凝土和钢筋的强度取值 (2) 钢筋应力不应大于钢筋的强度取值 (3) 混凝土应力不应大于混凝土的强度取值；多轴应力状态混凝土强度取值和验算可按本书表 1-20 序号 4 的有关规定进行

3.2 正截面承载力计算

3.2.1 正截面承载力计算的一般规定

正截面承载力计算的一般规定见表 3-2。

表 3-2 正截面承载力计算的一般规定

序号	项 目	内 容
1	基本假定	正截面承载力应按下列基本假定进行计算： (1) 截面应变保持平面 (2) 不考虑混凝土的抗拉强度 (3) 混凝土受压的应力与应变关系按下列规定取用： 当 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ 时 $\sigma_c = f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (3-1)$ 当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 时 $\sigma_c = f_c \quad (3-2)$ $n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu, k} - 50) \quad (3-3)$

(续表 3-2)

序号	项 目	内 容
1	基本假定	$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (3-4)$
		$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (3-5)$
		各种混凝土强度等级的 ε_{cu} 值见表 3-3
		式中 σ_c ——混凝土压应变为 ε_c 时的混凝土压应力
		f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, 按本书表 2-4 采用
		ε_0 ——混凝土压应力达到 f_c 时的混凝土压应变, 当计算的 ε_0 值小于 0.002 时, 取为 0.002
		ε_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变, 当处于非均匀受压且按公式 (3-5) 计算的值大于 0.0033 时, 取为 0.0033; 当处于轴心受压时取为 ε_0
		$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值, 按本书表 2-1 序号 1 确定
		n ——系数, 当计算的 n 值大于 2.0 时, 取为 2.0
		(4) 纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01
(5) 纵向钢筋的应力取钢筋应变与其弹性模量的乘积, 但其值应符合下列要求:		
	$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (3-6)$	
	式中 σ_{si} ——第 i 层纵向普通钢筋的应力, 正值代表拉应力, 负值代表压应力	
	f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值, 按本书表 2-12 采用	
	f'_y ——普通钢筋抗压强度设计值, 按本书表 2-12 采用	
2	中和轴位置	在确定中和轴位置时, 对双向受弯构件, 其内、外弯矩作用平面应相互重合; 对双向偏心受力构件, 其轴力作用点、混凝土和受压钢筋的合力点以及受拉钢筋的合力点应在同一条直线上。当不符合上述条件时, 尚应考虑扭转的影响
3	弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件	见本书表 4-15 序号 4 的有关规定
4	二阶效应后控制截面的弯矩设计值	见本书表 4-15 序号 4 的有关规定
5	附加偏心距	见本书表 4-15 序号 3 的有关规定

表 3-3 各种混凝土强度等级的 ε_{cu} 值

序号	混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
1	$f_{cu,k}/(\text{N}/\text{mm}^2)$	15	20	25	30	35	40	45
2	ε_{cu}	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
序号	混凝土强度等级	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	$f_{cu,k}/(\text{N}/\text{mm}^2)$	50	55	60	65	70	75	80
2	ε_{cu}	0.0033	0.00325	0.0032	0.00315	0.0031	0.00305	0.003

3.2.2 相对界限受压区高度及普通钢筋的应力

相对界限受压区高度及普通钢筋的应力见表 3-4。

表 3-4 相对界限受压区高度及普通钢筋的应力

序号	项 目	内 容
1	矩形应力图	<p>受弯构件、偏心受力构件正截面承载力计算时,受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图</p> <p>矩形应力图的受压区高度 x 可取截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度乘以系数 β_1。当混凝土强度等级不超过 C50 时, β_1 取为 0.80, 当混凝土强度等级为 C80 时, β_1 取为 0.74, 其间按线性内插法确定</p> <p>矩形应力图的应力值可由混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘以系数 α_1 确定。当混凝土强度等级不超过 C50 时, α_1 取为 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取为 0.94, 其间按线性内插法确定</p> <p>各种混凝土强度等级的 β_1 和 α_1 值见表 3-5</p>
2	相对界限受压区高度	<p>受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度 ξ_b, 对钢筋混凝土构件应按下列公式计算(有屈服点钢筋):</p> $\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (3-7)$ <p>或</p> $\xi_b = \frac{x_b}{h_0}$ <p>式中 ξ_b——普通钢筋相对界限受压区高度, 见表 3-6 h_0——截面的有效高度 x_b——界限受压区高度 f_y——纵向(普通)钢筋抗拉强度设计值, 按表 2-12 采用 E_s——钢筋弹性模量, 按表 2-13 采用 ε_{cu}——非均匀受压时的混凝土极限压应变, 按公式(3-5)计算 β_1——系数, 按表 3-5 的规定采用</p> <p>在截面受拉区内配置有不同种类的钢筋时, 受弯构件的相对界限受压区高度应分别计算, 并取其较小值</p>
3	钢筋应力	<p>普通钢筋应力宜按下列规定确定:</p> <p>(1) 钢筋应力宜根据截面应变保持平面的假定计算法</p> $\sigma_{si} = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (3-8)$ <p>(2) 钢筋应力也可按下列近似计算法</p> $\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (3-9)$ <p>当计算的 σ_{si} 为拉应力且其值大于 f_y 时, 取 $\sigma_{si} = f_y$; 当 σ_{si} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时, 取 $\sigma_{si} = -f'_y$</p> <p>式中 h_{0i}——第 i 层纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离 x——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度 σ_{si}——第 i 层纵向的普通钢筋的应力, 正值代表拉应力, 负值代表压应力 f'_y——纵向普通钢筋的抗压强度设计值, 按表 2-12 采用</p>

表 3-5 β_1 和 α_1 值

序号	混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
1	β_1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
2	α_1	1	1	1	1	1	1	1
序号	混凝土强度等级	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	β_1	0.8	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74
2	α_1	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94

表 3-6 普通钢筋相对界限受压区高度 ξ_b 值

序号	抗拉强度设计值 $f_y/(N/mm^2)$	混凝土强度等级						
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
1	270	0.576	0.576	0.576	0.576	0.576	0.576	0.576
2	300	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550
3	360	0.518	0.518	0.518	0.518	0.518	0.518	0.518
4	435	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482
序号	抗拉强度设计值 $f_y/(N/mm^2)$	混凝土强度等级						
		C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	270	0.576	0.566	0.556	0.547	0.537	0.528	0.518
2	300	0.550	0.541	0.531	0.522	0.512	0.503	0.493
3	360	0.518	0.508	0.499	0.490	0.481	0.472	0.462
4	435	0.482	0.473	0.464	0.455	0.447	0.438	0.429

3.2.3 正截面受弯承载力计算简述

正截面受弯承载力计算简述见表 3-7。

表 3-7 正截面受弯承载力计算简述

序号	项 目	内 容
1	受弯构件计算内容	<p>受弯构件是钢筋混凝土结构中用量最大的一种构件，是仅承受弯矩和剪力作用的构件，板、梁是典型的受弯构件</p> <p>在荷载作用下，受弯构件通常需进行：</p> <p>(1) 正截面(即垂直于梁纵向轴线的截面)受弯承载力计算(按控制截面的弯矩设计值确定截面尺寸及纵向受力钢筋的数量)</p> <p>(2) 斜截面(即斜交于梁纵向轴线的截面)受剪承载力计算(按剪力设计值复核截面尺寸,并确定抗剪所需的箍筋及弯起钢筋的数量)</p> <p>(3) 根据正常使用极限状态的要求,需进行变形和裂缝宽度的验算,也就是按荷载效应的准永久组合并考虑长期效应组合的影响进行计算,使其计算值控制在规定的限值之内。例如,表 1-11 给出了对一般梁、板和工业厂房吊车梁等所规定的挠度限值。又例如,表 1-12 给出了钢筋混凝土结构构件最大裂缝宽度限值,供设计中选用</p>

(续表 3-7)

序号	项 目	内 容
2	单筋截面与双筋截面	<p>在受弯构件配置纵向钢筋主要是为了承受构件截面受拉区中的拉力。因此构件中的受拉钢筋都是沿受拉边缘设置的。把受弯构件的这种仅在受拉区配置钢筋的垂直截面(正截面)称为单筋截面,如图 3-1a 所示。在某些钢筋混凝土梁中,有时还可能沿受压区边缘配置一定数量的钢筋来协助混凝土承受压力。这种同时配有受拉和受压钢筋的垂直截面则称为双筋截面,如图 3-1b 所示</p>
3	配筋率	<p>在单筋截面梁中,配筋率是指受拉钢筋截面面积 A_s 与梁截面有效面积 bh_0(如图 3-2 所示)的比值,常以 ρ 表示,表达式为</p> $\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad (3-10)$ <p>受弯构件最小配筋率 ρ_{\min} 见表 2-19 序号 5。由公式(3-13)及公式(3-10)可得</p> $\frac{x}{h_0} = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 f_c b h_0} = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-11)$ <p>再由公式(3-11)可求得受弯构件截面的最大配筋率 ρ_{\max}, 计算公式为</p> $\rho_{\max} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-12)$ <p>ρ_{\max} 计算值见表 2-22</p> <p>由试验结果得知,当梁的截面尺寸和材料强度一定时,若改变配筋率 ρ,不仅梁的受弯承载力会发生变化,而且梁在破坏阶段的受力性能也会发生明显变化。根据梁的破坏特征不同,可把单筋截面梁分为适筋梁、超筋梁及少筋梁三种类型,见表 3-8</p>

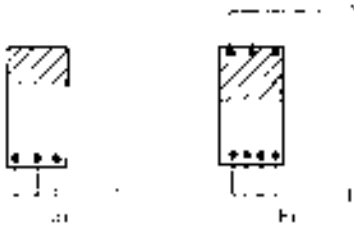


图 3-1 单筋截面与双筋截面

- a) 单筋截面 b) 双筋截面
1—受拉钢筋 2—受压钢筋

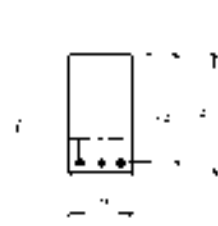


图 3-2 梁正截面示意

表 3-8 适筋梁、超筋梁及少筋梁特征

序号	项 目	内 容
1	适筋梁	<p>当梁的配筋率比较适当,即 $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$ 时,称为适筋梁。这种梁破坏特征的最根本特点是破坏阶段从受拉钢筋发生屈服开始,到受压边缘混凝土达到极限应变受压区混凝土压碎而告终。也就是钢筋的屈服总是发生在受压区混凝土压碎之前。这种构件最终破坏之前主裂缝有一个明显开展的过程,同时,构件挠度也将明显增大。因此,破坏是有预兆的,称为塑性破坏</p> <p>由于适筋梁在破坏阶段通常都具有一定延性性质,且钢筋的强度和受压区混凝土的强度都能得到充分利用,不论从安全性和经济性的角度均能满足设计要求。在实际工程中的受弯构件都应设计成适筋梁</p>

(续表 3-8)

序号	项 目	内 容
2	超筋梁	<p>当梁的配筋率大于最大配筋率，即$\rho > \rho_{\max}$时，称为超筋梁。这种梁由于配筋过多，钢筋的抗拉承载力过强，截面受压边缘的混凝土在尚未达到屈服强度时达到其极限应变值，即受压区混凝土在钢筋屈服前被压碎。此种梁破坏时钢筋尚处于弹性阶段，所以裂缝宽度较小，且形成不了一根开展宽度较大的裂缝，此时梁的挠度也较小。因此，这种单纯因混凝土压碎而引起的破坏发生得非常突然，没有明显的预兆。这种破坏称为脆性破坏。超筋梁当受压区混凝土压碎时，钢筋强度尚未充分利用。因此，无论从安全性，还是从经济性来看，超筋梁都是不可取的。在实际工程中不允许将构件设计成超筋梁，即在结构设计中必须限制钢筋的最大用量</p>
3	少筋梁	<p>配筋率过低的梁，即$\rho < \rho_{\min}$时，称为少筋梁。这种梁在尚未开裂之前，受拉区的拉力是由钢筋和受拉区混凝土共同承受的。受拉区混凝土一旦开裂，拉力将基本上全部传给钢筋时，钢筋应力将会迅速增长并超过其屈服强度而进入强化阶段，甚至被拉断。在此过程中，唯一的一根裂缝以很快的速度开展，并贯穿截面高度的大部分，从而使构件严重向下挠曲。此时钢筋即使不被拉断，构件也会因变形过大、开裂过宽而丧失承载力。这种构件破坏很快，但受压区混凝土仍未被压碎。由于破坏来得突然，因此少筋梁的破坏也属于脆性破坏</p> <p>少筋梁也是不安全的。它虽然配置了钢筋，但因数量过少，作用不大。少筋梁的承载力实际上与素混凝土梁差不多，破坏没有明显预兆。而且，受压区混凝土强度未能很好发挥作用，因而也是不经济的。因此，在实际工程设计中，不应设计成少筋梁，即结构设计时必须限制钢筋的最小用量</p>
4	破坏形态图与梁的 $M-\phi$ 曲线图	<p>适筋梁、超筋梁和少筋梁的破坏形态如图 3-3a、图 3-3b、图 3-3c 所示，不同配筋率梁的 $M-\phi$ 曲线如图 3-4 所示</p>

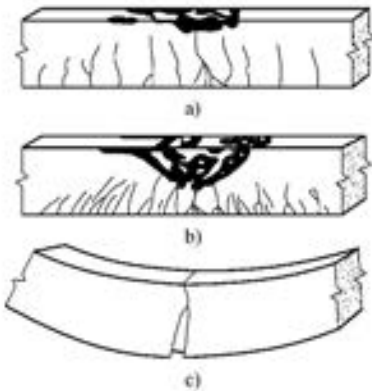


图 3-3 不同配筋率钢筋混凝土梁正截面破坏形态
a) 适筋梁 b) 超筋梁 c) 少筋梁

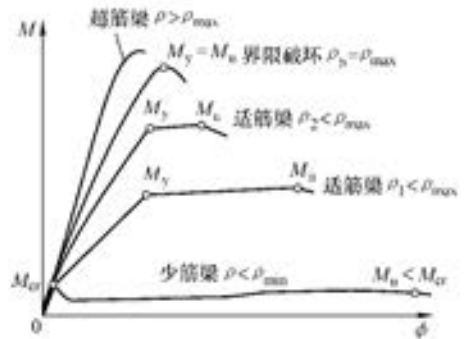


图 3-4 不同配筋率钢筋混凝土梁的 $M-\phi$ 曲线
 $M-\phi$ 截面曲率 M_{cr} —开裂弯矩 M_y —屈服弯矩
 M_u —极限弯矩 ρ_b —界限配筋率

3.3 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

3.3.1 基本计算公式的建立及适用条件

单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算基本计算公式的建立及适用条件见表 3-9。

表 3-9 基本计算公式的建立及适用条件

序号	项 目	内 容
1	基本计算公式的建立	<p>对于仅配受拉钢筋的单筋矩形截面适筋受弯构件，建立受弯构件正截面承载力计算公式的等效应力图如图 3-5 所示</p> <p>根据承载力极限状态设计表达式 $M \leq M_u$，受弯构件正截面承载力计算的基本公式为</p> $\alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-13)$ $x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-14)$ $M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-15)$ $M \leq M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-16)$ $M \leq M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{f_y A_s}{2\alpha_1 f_c b} \right) \quad (3-17)$ <p>式中 M——弯矩设计值，通常取计算截面（最大弯矩截面）的弯矩效应组合 M_u——正截面极限抵抗弯矩设计值，取决于构件截面尺寸和混凝土及钢筋强度 f_y——钢筋抗拉强度设计值，按表 2-12 采用 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 2-4 采用 A_s——受拉区纵向普通钢筋截面面积 b——构件截面宽度 h_0——构件截面有效高度，$h_0 = h - a_s$ h——构件截面高度 x——等效矩形应力图受压区高度，由公式(3-14)计算 ξ——相对受压区高度，$\xi = \frac{x}{h_0}$ a_s——受拉钢筋形心到截面受拉边缘的距离</p> <p>当受拉钢筋放置一层时，$a_s = c + d_v + d/2$；当受拉钢筋放置两层时，$a_s = c + d_v + d + d_2/2$，其中 c 为混凝土保护层厚度（见表 3-10），d_v 为箍筋直径，d 为受拉钢筋直径，d_2 为两层钢筋之间的间距，如图 3-6 所示。为计算方便，若取受拉钢筋直径为 20mm，则不同环境等级下钢筋混凝土梁设计计算中 a_s 参考取值，见表 3-11</p>
2	适用条件	<p>为了符合适筋梁的情况，公式(3-13)~公式(3-17)适用条件为</p> $x \leq \xi_b h_0 \quad (3-18)$ $A_s \leq \rho_{\max} b h_0 \quad (3-19)$ $A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-20)$ <p>式中 ξ_b——相对界限受拉区高度，由表 3-6 查得 ρ_{\min}——最小配筋百分率，由表 2-20 查得</p>

(续表 3-9)

序号	项 目	内 容
2	适用条件	<p>若将 $x \leq \xi_b h_0$ 代入公式(3-15), 即可求得当把构件截面配筋率提高到最大配筋率 ρ_{\max} 时, 单筋矩形截面在纵向受拉钢筋达到充分发挥作用或不出现超筋破坏时所能承受的最大弯矩设计值 $M_{u, \max}$。因此 $M_{u, \max}$ 也就是在截面尺寸及材料强度已定时, 单筋矩形截面充分增加配筋后所能发挥的最大受弯承载力, 其表达式为</p> $M_{u, \max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) \quad (3-21)$
3	计算方法	<p>计算受弯构件时, 对基本计算公式的应用有两种不同的计算方法: 即截面复核和截面设计</p> <p>(1) 截面复核</p> <p>在实际工程中也会对某个已经建成的建筑中的构件截面或设计图样中已经选定了截面尺寸和配筋的构件截面进行受弯承载力复核的工作。此时, 若截面中的弯矩设计值为已知, 则可以把问题理解为复核截面是否安全。这时计算截面所能承受的弯矩值 M_u, 或复核截面承受某个弯矩设计值 M 是否安全</p> <p>详见【例题 3-1】和【例题 3-2】</p> <p>(2) 截面设计</p> <p>截面设计与截面复核的情况恰好相反, 截面需承受的弯矩设计值 M 为已知, 而材料强度等级及截面尺寸可由设计者选用, 要求确定截面需配置的纵向受拉钢筋</p> <p>当已知梁的截面尺寸 b、h、α_s 和材料强度 f_y、f_c, 求在弯矩设计值 M 作用下的受拉钢筋截面面积 A_s 时, 可采用下列公式计算</p> $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left[h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \right] \quad (3-22)$ $\rho_{\min} b h \leq A_s \leq \rho_{\max} b h_0 \quad (3-23)$ <p>详见【例题 3-3】和【例题 3-4】</p>
4	其他说明	<p>由于对单筋矩形截面受弯承载力在计算中假定受拉区混凝土开裂而不参加工作, 因而受拉区的形状对于截面的受弯承载力没有任何影响。图 3-7 所示的十字形、倒 T 形、花篮形等的三个截面高度, 受压区宽度和受拉钢筋用量相同, 但受拉区形状各不相同的截面, 其受弯承载力是完全相同的。所以, 只要能判断受压区为矩形截面, 则无论受拉区截面形状如何, 构件截面都应按矩形截面进行受弯承载力计算</p>



图 3-5 单筋矩形截面受弯构件
正截面受弯承载力计算

表 3-10 混凝土保护层的最小厚度 c

(单位: mm)

序号	环境类别	板、墙、壳	梁、柱、杆
1	一	15	20
2	二 a	20	25
3	二 b	25	35
4	三 a	30	40
5	三 b	40	50

注: 1. 混凝土强度等级不大于 C25 时, 表中保护层厚度数值应增加 5mm。

2. 钢筋混凝土基础宜设置混凝土垫层, 基础中钢筋的混凝土保护层厚度应从垫层顶面算起, 且不应小于 40mm。

3. 本表适用于设计使用年限为 50 年的混凝土结构, 对设计使用年限为 100 年的混凝土结构, 保护层厚度不应小于表中数值的 1.4 倍。

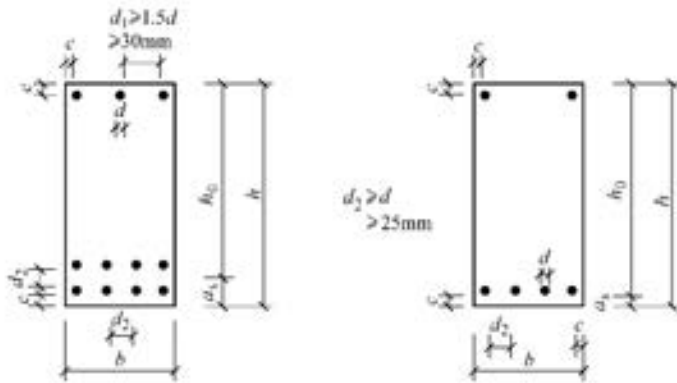


图 3-6 梁截面配筋构造

表 3-11 钢筋混凝土梁 a_s 近似取值

(单位: mm)

序号	环境等级	梁混凝土保护层最小厚度	箍筋直径为 6		箍筋直径为 8 或 10	
			受拉钢筋一层	受拉钢筋两层	受拉钢筋一层	受拉钢筋两层
1	一	20	35	60	40	65
2	二 a	25	40	65	45	70
3	二 b	35	50	75	55	80
4	三 a	40	55	80	60	85
5	三 b	50	65	90	70	95



图 3-7 受压区为矩形的三种图形

a) 十字形 b) 倒 T 形 c) 花篮形

3.3.2 计算例题

【例题 3-1】 已知某单筋矩形截面梁，截面尺寸为 $b \times h = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，一类使用环境，混凝土强度等级为 C30，纵向受拉钢筋为 HRB400 级 4 Φ 22，如图 3-8 所示。求此截面所能承受的弯矩设计值。

【解】

(1) 已知计算数据。混凝土强度等级 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; 钢筋为 HRB400 级, $f_y = 360\text{N/mm}^2$, 4 Φ 22, $A_s = 1520\text{mm}^2$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 验算最小配筋率

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bh} = \frac{1520}{300 \times 600} = 0.00844$$

$$\rho_{\min} > 0.00200 \text{ (即配筋百分率 } 0.200\%)$$

满足公式(3-20)条件，可按钢筋混凝土截面计算受弯承载力。

(3) 计算受压区高度。取 $a_s = 36\text{mm}$ 。

$$h_0 = h - a_s = 600 - 36 = 564 \text{ (mm)}$$

由公式(3-14)计算，得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 1520}{1 \times 14.3 \times 300} = 127.55 \text{ (mm)}$$

$$\xi_b h_0 = 0.518 \times 564 = 292.15 \text{ (mm)}$$

$$x < \xi_b h_0$$

满足公式(3-18)条件。

(4) 求弯矩设计值 M 。由公式(3-16)计算，得

$$M_u = f_y A_s (h_0 - 0.5x) = 360 \times 1520 \times (564 - 0.5 \times 127.55) = 273.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

即为所求。

【例题 3-2】 已知某单筋矩形截面梁，截面尺寸为 $b \times h = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，一类使用环境，混凝土强度等级为 C30，纵向受拉钢筋为 HRB335 级 8 Φ 28，如图 3-9 所示。求此梁截面所能承受的弯矩设计值 M 。

【解】

(1) 已知计算数据。混凝土强度等级 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, 钢筋为 HRB400 级, $f_y = 360\text{N/mm}^2$, 8 Φ 28, $A_s = 4926\text{mm}^2$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 验算最小配筋率

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bh} = \frac{4926}{300 \times 600} = 0.02737$$

$$\rho_{\min} > 0.00200 \text{ (即配筋百分率 } 0.200\%)$$

满足公式(3-20)条件，可按钢筋混凝土截面计算受弯承载力。

(3) 计算受压区高度。取 $a_s = 70\text{mm}$ 。

$$h_0 = h - a_s = 600 - 70 = 530 \text{ (mm)}$$

由公式(3-14)计算，得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 4926}{1 \times 14.3 \times 300} = 413.37 \text{ (mm)}$$

$$\xi_b h_0 = 0.518 \times 530 = 274.54 \text{ (mm)}$$

不满足公式(3-18)条件，此梁配筋属于超筋梁，则按公式(3-21)计算该梁截面所能承受的最大弯矩



图 3-8 【例题 3-1】
截面配筋图

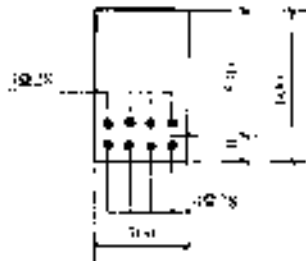


图 3-9 【例题 3-2】截面配筋图

设计值为

$$\begin{aligned} M_{u,\max} &= \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) = 1 \times 14.3 \times 300 \times 530^2 \times 0.518 \times (1 - 0.5 \times 0.518) \\ &= 462.55 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

即为所求。

【例题 3-3】 已知单筋矩形截面梁的尺寸为 $b=250\text{mm}$, $h=600\text{mm}$, $a_s=36\text{mm}$, 一类使用环境, 混凝土强度等级为 C30, 纵向受拉钢筋采用 HRB400 级钢筋, 梁承受的弯矩设计值为 $M=210\text{kN} \cdot \text{m}$ 。求此梁截面配筋 A_s 。

【解】

(1) 已知计算数据。混凝土强度等级 C30, $f_c=14.3\text{N}/\text{mm}^2$, $\alpha_1=1$, 钢筋为 HRB400 级, $f_y=360\text{N}/\text{mm}^2$, $M=210\text{kN} \cdot \text{m}$, $\xi_b=0.518$, $b=250\text{mm}$, $h=600\text{mm}$, $a_s=36\text{mm}$, $h_0=h-a_s=600-36=564(\text{mm})$ 。

(2) 求梁截面纵向受拉钢筋 A_s 。应用公式(3-22)计算, 得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \right) \\ &= \frac{1 \times 14.3 \times 250}{360} \times \left(564 - \sqrt{564^2 - \frac{2 \times 210 \times 10^6}{1 \times 14.3 \times 250}} \right) = 1153 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

(3) 验算

$$A_{s,\min} = 0.00200 \times b h = 0.00200 \times 250 \times 600 = 300 (\text{mm}^2)$$

$$A_{s,\max} = 0.02058 \times b h_0 = 0.02058 \times 250 \times 564 = 2902 (\text{mm}^2)$$

所以

$$A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max}, \text{ 满足公式(3-23)条件。}$$

(4) 配筋选择。选配 2 18+2 20 ($A_s=509+628=1137(\text{mm}^2)$), 截面配筋如图 3-10 所示。



图 3-10 【例题 3-3】
截面配筋图

【例题 3-4】 试计算如图 3-11a 所示钢筋混凝土雨搭。悬臂长度 $l_n=1200\text{mm}$ 。各层做法如剖面图 3-11a 所示。板面永久荷载标准值为: 防水层 $0.40\text{kN}/\text{m}^2$, 100mm 厚钢筋混凝土板(重度 $25\text{kN}/\text{m}^3$), 25mm 厚水泥抹灰(重度 $20\text{kN}/\text{m}^3$); 板面可变荷载标准值: 雪荷载 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ 。混凝土强度等级为 C20, 板厚 100mm, 一类使用环境, 采用 HPB300 级钢筋。求板的配筋。

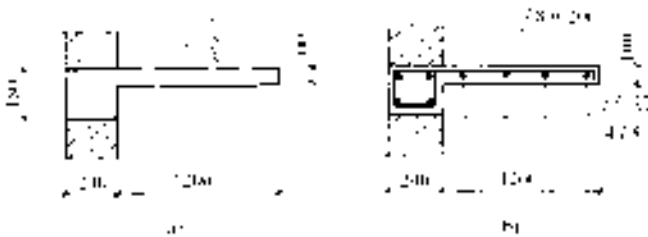


图 3-11 【例题 3-4】剖面图

a) 模板图 b) 配筋图

1—防水层 2—钢筋混凝土板 3—水泥抹面

【解】

(1) 计算荷载标准值

1) 永久荷载

防水层(20mm厚防水砂浆)	$0.02\text{m} \times 20\text{kN}/\text{m}^3 = 0.04\text{kN}/\text{m}^2$
钢筋混凝土板(100mm厚)	$0.10\text{m} \times 25\text{kN}/\text{m}^3 = 2.5\text{kN}/\text{m}^2$
水泥抹灰(25mm厚)	$0.025\text{m} \times 20\text{kN}/\text{m}^3 = 0.5\text{kN}/\text{m}^2$
	$q = 3.4\text{kN}/\text{m}^2$

2) 可变荷载

雪荷载 $p = 0.5\text{kN}/\text{m}^2$

(2) 计算支座截面最大弯矩设计值

$$M = (1.2 \times q + 1.4 \times p) l_n^2 \times 0.5 = (1.2 \times 3.4 + 1.4 \times 0.5) \times 1.2 \times 1.2 \times 0.5 = 3.442 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

式中 1.2、1.4 为荷载分项系数, 由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 查得。

(3) 已知计算数据

混凝土强度等级 C20, $f_c = 9.6\text{N}/\text{mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, 钢筋为 HPB300 级, $f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2$, $\xi_b = 0.576$, $b = 1000\text{mm}$, $h = 100\text{mm}$, $a_s = 25\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 100 - 25 = 75(\text{mm})$, 最大弯矩设计值 $M = 3.442\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

(4) 求板的配筋

应用公式(3-22)把已知计算数据代入计算, 得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \right) = \frac{1 \times 9.6 \times 1000}{270} \times \left(75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \times 3.442 \times 10^6}{1 \times 9.6 \times 1000}} \right) = 176 (\text{mm}^2)$$

选用 $\Phi 8@200 (A_s = 251\text{mm}^2)$ 。钢筋配置在板的上部, 分布钢筋选用 $\Phi 8@200$, 如图 3-11b 所示。

(5) 验算

$$A_{s,\min} = 0.002bh = 0.002 \times 1000 \times 100 = 200 (\text{mm}^2)$$

$$A_{s,\max} = 0.021bh_0 = 0.021 \times 1000 \times 75 = 1575 (\text{mm}^2)$$

所以 $A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max}$, 满足公式(3-23)条件。

3.4 双筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

3.4.1 双筋截面构件与基本计算公式的建立及适用条件

双筋截面构件与基本计算公式的建立及适用条件见表 3-12。

表 3-12 双筋截面构件与基本计算公式的建立及适用条件

序号	项目	内容
1	双筋截面构件	<p>受弯构件中, 不仅在截面受拉区配置纵向受力钢筋承受拉力, 而且由于受压区混凝土抗压强度不足, 在受压区也配置受力钢筋以承受压力的矩形截面受弯构件, 称为双筋矩形截面受弯构件。在受弯构件中用钢筋来帮助混凝土承受压力, 称这类钢筋为受压钢筋, 用 A'_s 表示。双筋截面指同时配置受拉和受压钢筋的情况, 如图 3-1b 所示。采用双筋截面一般说是不经济的, 因此, 通常不宜采用双筋截面。但在下列特殊情况下, 为了满足使用要求, 应采用双筋截面:</p> <p>(1) 当受弯构件所承受的荷载较大, 而截面高度又因受到建筑净空的限制, 截面尺寸因而不能增大, 而混凝土强度等级也不宜再提高时, 以致采用单筋截面已不能满足适筋梁的适用条件而成为超筋梁时 ($\rho > \rho_{\max}$, 或 $\xi > \xi_b$), 此时应采用双筋截面</p> <p>(2) 当受弯构件的截面在不同的荷载组合情况下产生变号弯矩, 如在风力或地震作用下的框架横梁, 这时, 为了承受正负弯矩分别作用时截面出现的拉力, 需在截面顶部及底部均配置纵向钢筋, 也应将该构件设计成双筋截面。此外, 受压钢筋的存在可以提高截面延性, 因此, 抗震设计中要求框架梁必须配置一定比例的纵向受压钢筋</p>

(续表 3-12)

序 号	项 目	内 容
2	基本计算公式的建立	<p>双筋矩形截面受弯承载力的计算简图如图 3-12a 所示。由平衡条件可写出双筋矩形截面承载力的基本计算公式为</p> $\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (3-24)$ $M < M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-25)$ <p>式中 f'_y——普通钢筋抗压强度设计值,按表 2-12 采用 A'_s——纵向受压钢筋截面面积 a'_s——纵向受压钢筋形心到截面受压边缘的距离</p> <p>为了计算方便,可把双筋截面的受弯承载力 M_u 分解成两部分考虑。一是受压区混凝土和相应的一部分受力钢筋 A_{s1} 的拉力所承担的受弯承载力 M_{u1} (如图 3-12b 所示);另一是由受压钢筋 A'_s 和相应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 的拉力所承担的受弯承载力 M_{u2} (如图 3-12c 所示)</p> <p>由图 3-12b 得</p> $\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s1} \quad (3-26)$ $M_{u1} = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) \quad (3-27)$ <p>由图 3-12c 得</p> $f'_y A'_s = f_y A_{s2} \quad (3-28)$ $M_{u2} = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = f_y A_{s2} (h_0 - a'_s) \quad (3-29)$ $M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-30)$ <p>即</p> $M \leq M_u$ <p>受拉钢筋总截面面积为</p> $A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-31)$
3	适用条件	<p>基本计算公式(3-24)及公式(3-25)必须符合下列条件:</p> $x \leq \xi_b b h_0 \quad (3-32)$ <p>或</p> $\rho = \frac{A_{s1}}{b h_0} \leq \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-33)$ <p>或</p> $M_{u1} \leq \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) \quad (3-34)$ <p>为了保证受压钢筋达到规定的抗压强度设计值,应满足</p> $x \geq 2a'_s \quad (3-35)$ <p>或</p> $x \leq h_0 - a'_s \quad (3-36)$ <p>在实际设计中,若不能满足公式(3-35)的规定,则仍按公式(3-35)计算,近似取 $x = 2a'_s$ (或 $z = h_0 - a'_s$),即受压钢筋合力点与混凝土受压区的合力点重合,如图 3-13 所示。偏于安全地对受压钢筋合力点取矩,得出这种情况下的计算公式为</p> $M \leq M_u$ $M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (3-37)$

(续表 3-12)

序号	项目	内容
4	计算方法	<p>(1) 截面复核</p> <p>已知: 受弯构件截面尺寸 b、h、a_s、a'_s, 材料强度设计值 a_1、f_c、f_y 及 f'_y, 和纵向受拉与受压钢筋截面面积 A_s 与 A'_s</p> <p>求: 计算此截面所能承受的弯矩设计值</p> <p>首先可初步假定 A_s 及 A'_s 均到达其强度设计值 f_y 及 f'_y, 将已知计算数据代入基本计算公式(3-24), 求解受压区高度 x。如 x 符合条件公式(3-32)及公式(3-35), 可代入公式(3-25)求得 M_u; 如 $x > \xi_b h_0$, 说明截面已超筋, 此时可应用公式(3-34)计算 M_{u1}, 用公式(3-28)求出 A_{s2}, 并应用公式(3-29)计算出相应的 M_{u2}, 把 M_{u1} 与 M_{u2} 相加, 即可求得截面所能承担的弯矩设计值 M_u; 如 $x < 2a'_s$, 则应用公式(3-37)计算截面受弯承载力</p> <p>(2) 截面设计</p> <p>在双筋截面的计算中, 可能遇到下列两种情况:</p> <p>1) 已知弯矩设计值 M、混凝土强度等级、钢筋种类、构件截面尺寸 b 和 h。求受拉钢筋截面面积 A_s 和受压钢筋截面面积 A'_s</p> <p>这样, 在两个基本方程中有三个未知数, 即 A_s、A'_s 和 x, 所以需要补充一个条件才能求解。在实际设计中, 对 HPB300 级钢筋可取 $x = h/2$, 对 HRB335 级和 HRB400、RRB400 级钢筋可取 $x = \xi_1 h_0$, 然后再以此为基础, 求 A_s 和 A'_s。这样, 得出的总用钢筋量较经济, 而计算步骤相对比较简单。详见【例题 3-5】</p> <p>2) 已知弯矩设计值 M、混凝土强度等级、受压钢筋截面面积 A'_s、构件截面尺寸 b 和 h。求受拉钢筋截面面积 A_s</p> <p>由图 3-12 可以看出, M_{u1} 的内力臂 $(h_0 - 0.5x)$ 通常小于 M_{u2} 的内力臂 $(h_0 - a'_s)$。因此, 在这种情况下, 应先利用受压钢筋的强度, 即用公式(3-28)和公式(3-29)求得 A_{s2} 和 M_{u2}, 再用公式(3-30)求出 M_{u1}, 并利用与单筋矩形截面同样的方法求得所需的 A_{s1}。若出现不满足公式(3-35)的情况, 则 A_s 应改用公式(3-37)计算。详见【例题 3-6】</p>

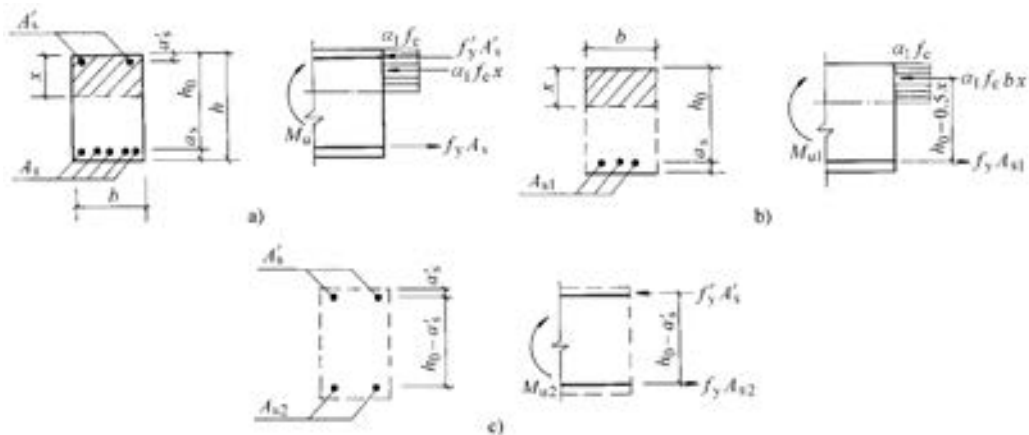


图 3-12 双筋矩形截面计算(一)

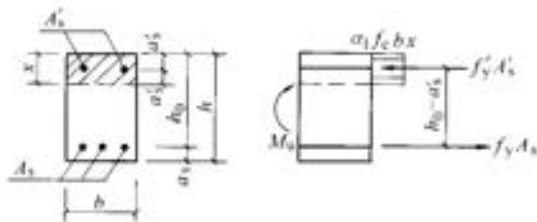


图 3-13 双筋矩形截面计算(二)

3.4.2 计算例题

【例题 3-5】 已知梁截面尺寸为 $b=250\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, 一类使用环境, 混凝土强度等级选用 C25, $\alpha_1=1$, $f_c=11.9\text{N/mm}^2$, 纵向钢筋选用 HRB400 级, $f_y=f_y'=360\text{N/mm}^2$ 。若此梁承受的弯矩设计值为 $M=243\text{kN}\cdot\text{m}$ 。试求此梁的纵向受拉钢筋截面面积 A_s 和受压钢筋截面面积 A_s' 。

【解】

(1) 验算是否需要采用双筋截面。因弯矩设计值较大, 预计钢筋需排成两层, 故取 $h_0=h-a_s=500-60=440(\text{mm})$ 。根据公式(3-21)单筋矩形截面所能承受的最大弯矩设计值为

$$M_{u,\max}=\alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1-0.5\xi_b)=1\times 11.9\times 250\times 440^2\times 0.518\times (1-0.5\times 0.518)=221.08(\text{kN}\cdot\text{m})$$

其中 ξ_b 由表 3-6 查得。计算结果说明需要采用双筋截面。

(2) 为使钢筋总用量最少, 可令 $x=\xi_b h_0$, 于是

$$M_{u1}=\alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1-0.5\xi_b)=221.08(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$A_{s1}=\xi_b b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y}=0.518\times 250\times 440\times \frac{1\times 11.9}{360}=1884(\text{mm}^2)$$

(3) 由受压钢筋及相应的受拉钢筋承受的弯矩设计值为

$$M_{u2}=M-M_{u1}=243-221.08=21.92(\text{kN}\cdot\text{m})$$

因此所需的受压钢筋为

$$A_s'=\frac{M_{u2}}{f_y'(h_0-a_s')}=\frac{21.92\times 10^6}{360\times (440-35)}=150(\text{mm}^2)$$

与其对应的那部分受拉钢筋截面面积为

$$A_{s2}=A_s'=150(\text{mm}^2)$$

(4) 纵向受拉钢筋总截面面积为

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=1884+150=2034(\text{mm}^2)$$

(5) 实际选用受压钢筋 2 Φ 12 ($A_s'=226\text{mm}^2$), 受拉钢筋 8 Φ 18 ($A_s=2036\text{mm}^2$)。截面配筋如图 3-14 所示。

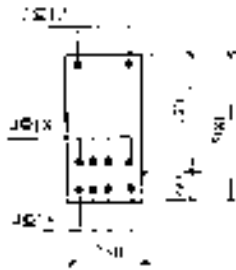
【例题 3-6】 已知数据同【例题 3-5】。此外, 还已知梁的受压区已配置受压纵向钢筋 3 Φ 20 ($A_s'=942\text{mm}^2$)。求此梁的纵向受拉钢筋截面面积。

【解】

(1) 为充分发挥受压钢筋 A_s' 的作用, 于是取

$$A_{s2}=A_s'=942\text{mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{u2} &= f_y' A_s' (h_0 - a_s') \\ &= 360 \times 942 \times (440 - 35) \\ &= 137.34(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

图 3-14 【例题 3-5】
截面配筋图

(2) 由弯矩 M_{u1} 按单筋矩形截面求 A_{s1}

$$M_{u1} = M - M_{u2} = 243 - 137.34 = 105.66 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

应用公式(3-22), 求 A_{s1} 为

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \right) = \frac{1 \times 11.9 \times 250}{360} \times \left(440 - \sqrt{440^2 - \frac{2 \times 105.66 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 250}} \right) = 743 (\text{mm}^2)$$

(3) 纵向受拉钢筋总截面积为

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 743 + 941 = 1684 (\text{mm}^2)$$

(4) 实际选用 6 Φ 20 ($A_s = 1885 \text{mm}^2$)。截面配筋如图 3-15 所示。

(5) 比较【例题 3-5】与【例题 3-6】两例题可以看出, 由于【例题 3-5】充分利用了混凝土的受压承载力, 其计算总用钢量 ($A_s + A'_s = 2036 + 226 = 2262 (\text{mm}^2)$) 比【例题 3-6】 ($A_s + A'_s = 1684 + 941 = 2625 (\text{mm}^2)$) 较为节省。

(6) 验算受压区高度

应用公式(3-14)计算, 得

$$x = \frac{f_y A_{s1}}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 743}{1 \times 11.9 \times 250} = 90 (\text{mm})$$

$$2a'_s = 2 \times 35 = 70 (\text{mm})$$

$$x > 2a'_s$$

所以满足公式(3-35)条件。

【例题 3-7】已知梁的截面尺寸 $bh = 250 \times 500 (\text{mm}^2)$, 一类使用环境, 作用弯矩设计值为 $M = 150 \text{kN} \cdot \text{m}$, 配有纵向受压钢筋 2 Φ 18, $A'_s = 509 \text{mm}^2$, 混凝土强度等级 C25, 采用 HRB400 级钢筋, 求纵向受拉钢筋截面积 A_s 。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b = 250 \text{mm}$, $h = 500 \text{mm}$, $a_s = a'_s = 35 \text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 465 (\text{mm})$, $M = 150 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360 \text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.518$, 纵向受压钢筋为 2 Φ 18, $A'_s = 509 \text{mm}^2$, 混凝土强度等级 C25, $\alpha_1 = 1$, $f_c = 11.9 \text{N/mm}^2$ 。

(2) 求受压区高度 x 。把已知计算数据代入公式(3-25)计算, 得

$$M = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$150 \times 10^6 = 1 \times 11.9 \times 250 x \times (465 - 0.5x) + 360 \times 509 \times (465 - 35)$$

解得

$$x = 61 \text{mm}$$

(3) 验算及求 A_s 值

$$x = 61 \text{mm}, \xi_b h_0 = 0.518 \times 465 = 241 (\text{mm})$$

$$x < \xi_b h_0$$

$$x = 61 \text{mm}, 2a'_s = 2 \times 35 = 70 (\text{mm})$$

$$x < 2a'_s$$

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{105 \times 10^6}{360 \times (465 - 35)} = 678 (\text{mm}^2)$$

(4) 配筋示意图。选用 3 Φ 20, $A_s = 942 \text{mm}^2$, 截面配筋如图 3-16 所示。

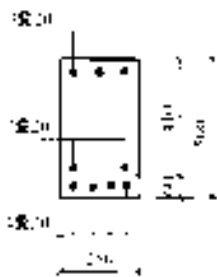


图 3-15 【例题 3-6】
截面配筋图

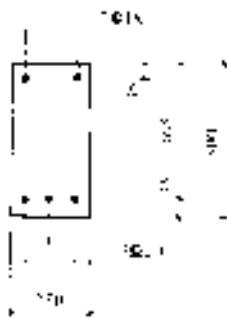


图 3-16 【例题 3-7】
截面配筋图

3.5 单筋 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

3.5.1 单筋 T 形截面构件与基本计算公式的建立及适用条件

单筋 T 形截面构件与基本计算公式的建立及适用条件见表 3-13。

表 3-13 单筋 T 形截面构件与基本计算公式的建立及适用条件

序号	项 目	内 容
1	单筋 T 形截面构件	<p>由于矩形受弯构件受拉区混凝土对于截面的受弯承载力不起任何作用,反而多消耗材料,增加构件自重;为了节约材料及减轻构件自重,可以把单筋矩形截面受弯构件的受拉钢筋布置得紧密一些,把受拉区混凝土挖去一部分,即形成图 3-17 所示的 T 形截面</p> <p>T 形截面是由翼缘和腹板(即梁肋)两部分组成的。通常用 h'_f 和 b'_f 分别表示受压翼缘的厚度和宽度,而用 h 和 b 分别表示梁高和腹板厚度(或称肋宽)</p> <p>在工程实践中, T 形截面受弯构件应用很广泛。常遇到的 T 形截面受弯构件,可以为独立的梁或板,例如:吊车梁、屋面薄腹梁、肋形梁、空心板等。也常见于现浇楼盖中,楼板与梁浇在一起,则成为 T 形截面或半 T 形截面(边梁时)</p> <p>必须指出,当 T 形截面的翼板处于构件截面的受拉区时,因为正截面计算时不考虑受拉区混凝土的作用,而受压区面积与矩形截面受弯构件相同,故仍应按同宽度的矩形截面进行计算。另外,截面形状虽不是 T 形,如薄腹梁为 I 形,空心板可折算成 I 形。但在进行正截面承载力计算时,由于不考虑受拉区混凝土的作用,故仍按 T 形截面进行计算</p>
2	基本计算公式的建立及适用条件	<p>根据受压区应力图形为矩形时中和轴位置不同,可将 T 形截面分为“第一类 T 形截面”($x \leq h'_f$ 属于第一类 T 形截面)和“第二类 T 形截面”($x > h'_f$ 属于第二类 T 形截面)两大类。</p> <p>(1) 第一类 T 形截面($x \leq h'_f$)</p> <p>1) 基本计算公式的建立,如图 3-18 所示,由于 $x \leq h'_f$, 所以可按以 b'_f 为宽度的矩形截面进行受弯承载力计算,这样单筋矩形截面的基本计算公式,将其中的 b 以 b'_f 代替,便可得出第一类 T 形截面(即 $x \leq h'_f$)的基本计算公式,即</p> $\alpha_1 f_c b'_f x = f_y A_s \quad (3-38)$ $M \leq M_u = \alpha_1 f_c b'_f x (h - 0.5x) \quad (3-39)$ $M \leq M_u = f_y A_s (h - 0.5x) \quad (3-40)$ <p>2) 适用条件</p> <p>① $x \leq \xi_b h_0$, 一般条件下第一类 T 形截面均能符合这个条件</p> <p>② $A_s \geq \rho_{\min} bh$, 这里 b 是 T 形截面的肋宽,而不是受压区面积的宽度 b'_f。这是因为受弯构件纵筋的最小配筋率是根据钢筋混凝土梁的受弯承载力等于同样截面、同样混凝土强度等级的素混凝土梁的承载力这一条件确定的。而素混凝土梁的承载力只取决于受拉区混凝土面积。T 形截面素混凝土梁的破坏弯矩比高度同为 h、宽度为 b'_f 的矩形截面素混凝土梁的破坏弯矩小很多,而接近于高度为 h、宽度为肋宽 b 的矩形截面素混凝土梁的破坏作用</p> <p>(2) 第二类 T 形截面($x > h'_f$)</p> <p>1) 基本计算公式的建立,如图 3-19a 所示,由于 $x > h'_f$, 所以中和轴在肋部通过,受压区为 T 形,故为真正的 T 形截面。这类 T 形截面的基本计算公式可以表达为</p>

(续表 3-13)

序号	项 目	内 容
2	基本计算公式的建立及适用条件	$\alpha_1 f_c b x + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f = f_y A_s \quad (3-41)$ $M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) \quad (3-42)$ <p>为了便于计算, 则仿照双筋截面的计算方法将截面的受弯承载力分为两部分计算。第一部分为由肋部受压区混凝土的压力和与其相对应的那一部分受拉钢筋 A_{s1} 的拉力形成的受弯承载力, 如图 3-19b 所示。其计算表达式为</p> $\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s1} \quad (3-43)$ $M_1 \leq M_{u1} = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) = f_y A_{s1} (h_0 - 0.5x) \quad (3-44)$ <p>第二部分则是由翼缘的受压区混凝土所承受的压力和与其相对应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 所承受的拉力形成的受弯承载力, 如图 3-19c 所示。具体计算表达式为</p> $\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f = f_y A_{s2} \quad (3-45)$ $M_2 \leq M_{u2} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) \quad (3-46)$ <p>则整个 T 形截面的受弯承载力即为</p> $M = M_1 + M_2 \quad M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-47)$ <p>而受拉钢筋的总截面面积为</p> $A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-48)$ <p>2) 适用条件</p> <p>① $x \leq \xi_b h_0 \text{ 或 } A_{s1} \leq \frac{\xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{f_y} \quad (3-49)$</p> <p>② $A_s = A_{s1} + A_{s2} \geq \rho_{\min} b h \quad (3-50)$</p>
3	T 形截面的计算宽度	按本书表 1-17 的规定采用
4	计算方法	<p>在进行 T 形截面的计算时, 首先需要判断是属于第一类 T 形截面(中和轴位于翼缘高度内)还是属于第二类 T 形截面(中和轴位于肋部)。下面给出中和轴恰好通过翼缘下边缘的这种界线情况(如图 3-20 所示)的表达式及计算方法</p> <p>(1) 由平衡条件得</p> $\alpha_1 f_c b'_f h'_f = f_y A_s \quad (3-51)$ <p>而在复核 T 形截面时, 由于已知受拉钢筋截面面积 A_s, 即可按如下方程式对 T 形截面进行判断:</p> <p>1) 当 $A_s \leq \frac{\alpha_1 f_c b'_f h'_f}{f_y} \quad (3-52)$ 时, 则属于第一类 T 形截面</p> <p>2) 当 $A_s > \frac{\alpha_1 f_c b'_f h'_f}{f_y} \quad (3-53)$ 时, 则属于第二类 T 形截面</p> <p>3) 若满足公式(3-52), 则为第一类 T 形截面, 按 $h'_f \times h$ 单筋矩形截面计算 M_u</p> <p>4) 若满足公式(3-53), 则为第二类 T 形截面, 截面复核计算步骤如下:</p> <p>① 由公式(3-45)、公式(3-46)计算 A_{s2} 及 M_2 为</p> $A_{s2} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} \quad (3-54)$ $M_2 \leq M_{u2} = A_{s2} f_y (h_0 - 0.5h'_f) \quad (3-55)$

(续表 3-13)

序号	项 目	内 容
4	计算方法	② 计算 $A_{s1} = A_s - A_{s2}$, 然后按单筋矩形截面复核方法计算 M_1
		③ 计算总抵抗弯矩 $M = M_1 + M_2$
		(2) 由平衡条件得
		$M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f)$ (3-56)
		因此, 在设计 T 形截面时, 如果已知弯矩设计值 M , 即可按如下方程式对 T 形截面进行判断:
		1) 当 $M \leq M_u$ 时, $M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f)$ (3-57)
		时, 则属于第一类 T 形截面。
		2) 当 $M > M_u$ 时, $M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f)$ (3-58)
		时, 则属于第二类 T 形截面。
		3) 若 $M \leq M'_f$, 则为第一类 T 形截面, 按 $b'_f \times h$ 单筋矩形截面计算 A_s , 并验算是否满足最小配筋率要求
4) 若 $M > M'_f$, 则为第二类 T 形截面, 截面设计计算方法与双筋截面已知 A'_s 情况的计算类似, 计算步骤为		
① 由公式(3-45)、公式(3-46)计算 M_2 及 A_{s2} 为		
$A_{s2} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y}$ (3-59)		
$M_2 \leq M_{u2} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f)$ (3-60)		
② 计算 $M_1 = M - M_2$, 然后按单筋矩形截面计算钢筋面积 A_{s1} , 并验算适用条件 $\xi \leq \xi_b$		
③ 计算总配筋面积 $A_s = A_{s1} + A_{s2}$		

3.5.2 计算例题

【例题 3-8】 某 T 形截面梁, 已知截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$, $b'_f = 500\text{mm}$, $h'_f = 100\text{mm}$, 参见图 3-18, 配有 4 $\Phi 25$, $A_s = 1964\text{mm}^2$, 采用 C30 混凝土, HRB400 级钢筋, 混凝土保护层厚度为 20mm (一类环境), 试计算该梁能承受的设计弯矩。

【解】

(1) 设计参数

C30 混凝土, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, HRB400 级钢筋, $f_y = 360\text{N/mm}^2$, 4 $\Phi 25$, $A_s = 1964\text{mm}^2$, 设钢筋一层放置, 取 $a_s = 40\text{mm}$, 截面有效高度 $h_0 = h - a_s = 600 - 40 = 560(\text{mm})$ 。 $\xi_b = 0.518$, $\alpha_1 = 1.0$ 。

(2) 判别 T 形截面类型

应用公式(3-52)、公式(3-53)判别 T 形截面类型为

$$\frac{\alpha_1 f_c b'_f h'_f}{f_y} = \frac{1.0 \times 14.3 \times 500 \times 100}{360} = 1986(\text{mm}^2) > A_s = 1964 \text{ mm}^2$$

则属于第一类 T 形截面, 故按截面宽度 $b'_f = 500\text{mm}$ 的矩形截面进行计算。



图 3-17 T 形截面

1—梁肋 2—翼缘 3—挖去部分

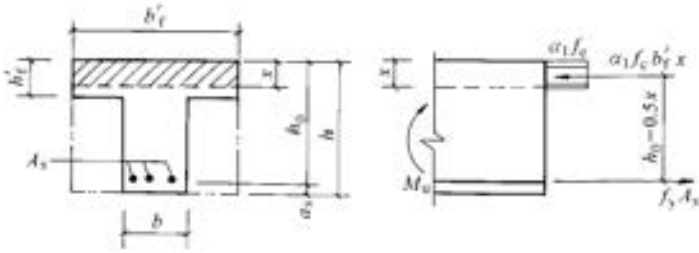


图 3-18 第一类型 T 形截面计算图示

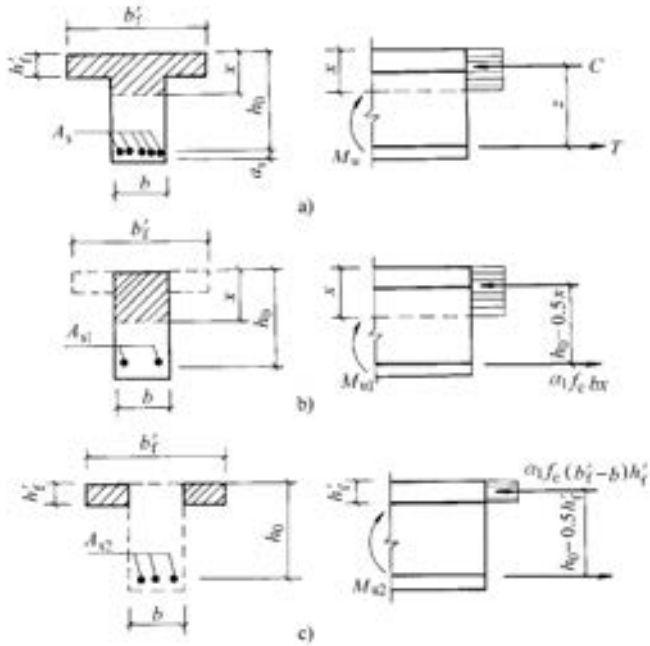


图 3-19 第二类 T 形截面计算图示

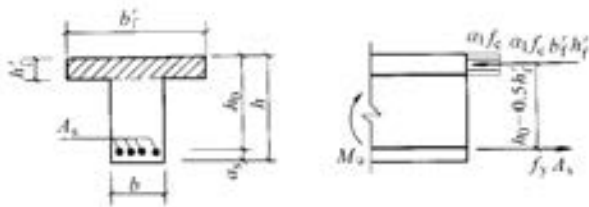


图 3-20 中和轴通过翼缘下边缘的 T 形截面计算

(3) 求极限弯矩设计值 M_u

应用公式(3-38)求受压区高度 x 为

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b_f'} = \frac{360 \times 1964}{1.0 \times 14.3 \times 500} = 98.9 (\text{mm})$$

应用公式(3-39)可求得极限弯矩设计值 M_u 为

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_x (h_0 - 0.5x) = 1.0 \times 14.3 \times 500 \times 98.9 \times (560 - 0.5 \times 98.9) = 361 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

即为所求。

【例题 3-9】 已知 T 形截面 $b = 250\text{mm}$, $h = 800\text{mm}$, $b'_f = 600\text{mm}$, $h'_f = 100\text{mm}$ 。一类使用环境。弯矩设计值 $M = 486\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C25, 纵向钢筋为 HRB400 级。求此截面梁所需配置的纵向钢筋截面面积 A_s 。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b = 250\text{mm}$, $h = 800\text{mm}$, $b'_f = 600\text{mm}$, $h'_f = 100\text{mm}$, $M = 486\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C25, $f_c = 11.9\text{N}/\text{mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, HRB400 级钢筋, $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 判断 T 形截面类型

设 $h_0 = h - a_s = 800 - 60 = 740 (\text{mm})$, 应用公式(3-56)计算, 得

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) = 1 \times 11.9 \times 600 \times 100 \times (740 - 0.5 \times 100) = 482.66 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M > M_u$$

属于第二类 T 形截面。

(3) 计算与挑出翼缘相对应的受拉钢筋截面面积 A_{s2} 及挑出翼缘和 A_{s2} 共同承受的弯矩承载力设计值 M_{u2} 。由公式(3-45)及公式(3-46)依次计算, 得

$$A_{s2} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times (600 - 250) \times 100}{360} = 1157 (\text{mm}^2)$$

$$M_{u2} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) = 1 \times 11.9 \times (600 - 250) \times 100 \times (740 - 0.5 \times 100) = 287.39 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(4) 计算由梁肋承受的弯矩设计值 M_{u1} 和相应的受拉钢筋截面面积 A_{s1} 为

$$M_{u1} = M - M_{u2} = 486 - 287.39 = 198.61 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(5) 应用公式(3-22)求 A_{s1} , 得

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{u1}}{\alpha_1 f_c b}} \right) = \frac{1 \times 11.9 \times 250}{360} \times \left(740 - \sqrt{740^2 - \frac{2 \times 198.61 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 250}} \right) = 975 (\text{mm}^2)$$

验算 $\rho_{\max} b h_0 = 0.01712 \times 250 \times 740 = 3167 (\text{mm}^2) > A_{s1} = 975 \text{mm}^2$

满足适用条件。

(6) 求 A_s 及截面配筋图

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 975 + 1157 = 2132 (\text{mm}^2)$$

选用 4 Φ 18 + 4 Φ 20, $A_s = 1018 + 1257 = 2275 \text{mm}^2$, 截面配筋如图 3-21 所示。

【例题 3-10】 已知预制双孔空心板截面尺寸如图 3-22 所示。板的计算跨度为 $l_0 = 4.8\text{m}$, 楼面荷载标准值: 永久荷载为 $4.8\text{kN}/\text{m}^2$ (包括板自重); 可变荷载为 $4\text{kN}/\text{m}^2$ 。混凝土强度等级为 C25, 纵向钢筋 HRB335 级, 一类使用环境。求板的配筋。

【解】

(1) 已知计算数据。板的计算跨度 $l_0 = 4.8\text{m}$, $q = 4.8\text{kN}/\text{m}^2$, $p = 4\text{kN}/\text{m}^2$, 混凝土强度等级 C25, $f_c = 11.9\text{kN}/\text{mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, 钢筋 HRB335 级, $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$ 。

(2) 计算弯矩设计值 M , 板承受的线荷载设计值为

$$q = 0.8 \times (1.2 \times 4.8 + 1.3 \times 4) = 8.77 (\text{kN}/\text{m})$$

$$M = 0.125 q l_0^2 = 0.125 \times 8.77 \times 4.8 \times 4.8 = 25.26 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 判断 T 形截面类型, 将双孔空心板截面化为 I 字形截面, 如图 3-22b 所示。

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) = 1 \times 11.9 \times 760 \times 25 \times (285 - 0.5 \times 25) = 61.61 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_u > M$$

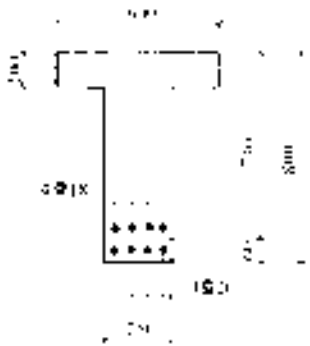


图 3-21 【例题 3-9】截面配筋图

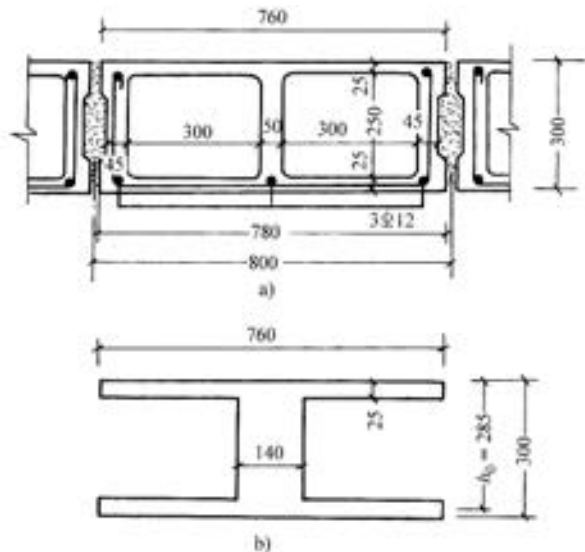


图 3-22 【例题 3-10】双孔空心板截面

属于第一类 T 形截面。

(4) 求 A_s 。应用公式(3-22)求 A_s ，得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b'_f}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b'_f}} \right) = \frac{1 \times 11.9 \times 760}{300} \times \left(285 - \sqrt{285^2 - \frac{2 \times 25.26 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 760}} \right) = 301 (\text{mm}^2)$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\max} [bh + (b_f - b)h_f] = 0.00272 \times [140 \times 300 + (780 - 140) \times 25] = 158 (\text{mm}^2)$$

则

$$A_{s,\min} < A_s$$

满足要求。

选用 3 Φ 12, $A_s = 339 \text{mm}^2$ 。

3.6 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算

3.6.1 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算用表

矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算用表见表 3-14。

表 3-14 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算用表

序号	项 目	内 容
1	制表公式	由公式(3-13)，即得公式(3-14)，重新编公式号 $\alpha_1 f_c b x = f_y A_s$ $x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-61)$ 有 $\xi = \frac{x}{h_0} \quad (3-62)$ 由于

(续表 3-14)

序号	项 目	内 容
1	制表公式	有 $x = \xi h_0 \quad (3-63)$
		把公式(3-15)、公式(3-16)依次按等式关系写出, 得 $M = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) \quad (3-64)$
		$M = f_y A_s (h_0 - 0.5x) \quad (3-65)$
		把公式(3-63)代入公式(3-64), 得 $M = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) = \xi(1 - 0.5\xi) \alpha_1 f_c b h_0^2$
		即 $M = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 \quad (3-66)$
		式中 $\alpha_s = \xi(1 - 0.5\xi) \quad (3-67)$
		把公式(3-61)代入公式(3-62), 得 $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (3-68)$
		由公式(3-66), 即 $M = \xi(1 - 0.5\xi) \alpha_1 f_c b h_0^2$
		还可推导, 得 $h_0 = \frac{1}{\sqrt{\xi(1 - 0.5\xi)}} \sqrt{\frac{M}{\alpha_1 f_c b}}$
		即 $h_0 = \beta_s \sqrt{\frac{M}{\alpha_1 f_c b}} \quad (3-69)$
		式中 $\beta_s = \frac{1}{\sqrt{\xi(1 - 0.5\xi)}} \quad (3-70)$
		把公式(3-63)代入公式(3-65), 得 $M = f_y A_s (h_0 - 0.5x) = f_y A_s (h_0 - 0.5\xi h_0) = (1 - 0.5\xi) f_y A_s h_0 = \gamma_s f_y A_s h_0$
		即 $M = \gamma_s f_y A_s h_0 \quad (3-71)$
		式中 $\gamma_s = (1 - 0.5\xi) \quad (3-72)$
		根据公式(3-71), 可求得 A_s 的表达式 $A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} \quad (3-73)$
		再由公式(3-61), 并根据公式(3-62)及公式(3-10), 可求得 $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-74)$
		$\xi = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (3-75)$
		$A_s = \xi \frac{\alpha_1 f_c b h_0}{f_y} \quad (3-76)$
		$\xi = \frac{\rho f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-77)$
		$\rho = \xi \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-78)$

3.6 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算 71

(续表 3-14)

序号	项 目	内 容
2	受弯承载力计算系数用表	<p>根据公式(3-62)、公式(3-67)、公式(3-70)及公式(3-72)编制成适用于钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力计算系数用表,即表 3-15。公式(3-66)、公式(3-71)中的系数 α_s、γ_s 具有明显的物理意义。公式(3-66)中的 $\alpha_s \alpha_1 b h_0^2$ 相当于钢筋混凝土梁的截面抵抗矩,可把系数 α_s 称为“截面抵抗矩系数”。公式(3-71)中的系数 $\gamma_s h_0$ 相当于截面的内力臂 z,因此可把 γ_s 称为“内力臂系数”</p> <p>在表 3-15 中,与各普通钢筋等级对应的 ξ_b 值见表 3-6,因此,当计算出的相应系数值未超出表 3-6 规定的值就自然满足第一个适用条件;而大于或等于最小配筋的第二个适用条件见表 3-16</p>

表 3-15 钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算系数

序号	ξ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	0.010	α_s	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017	0.018	0.019
		β_s	10.025	9.561	9.156	8.799	8.481	8.196	7.938	7.702	7.487	7.289
		γ_s	0.995	0.995	0.994	0.994	0.993	0.993	0.992	0.992	0.991	0.991
2	0.020	α_s	0.020	0.021	0.022	0.023	0.024	0.025	0.026	0.027	0.028	0.029
		β_s	7.107	6.937	6.779	6.632	6.494	6.364	6.242	6.127	6.018	5.915
		γ_s	0.990	0.990	0.989	0.989	0.988	0.988	0.987	0.987	0.986	0.986
3	0.030	α_s	0.030	0.031	0.031	0.032	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038
		β_s	5.817	5.724	5.635	5.551	5.470	5.393	5.319	5.248	5.179	5.114
		γ_s	0.985	0.985	0.984	0.984	0.983	0.983	0.982	0.982	0.981	0.981
4	0.040	α_s	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.045	0.046	0.047	0.048
		β_s	5.051	4.990	4.932	4.875	4.821	4.768	4.717	4.668	4.620	4.574
		γ_s	0.980	0.980	0.979	0.979	0.978	0.978	0.977	0.977	0.976	0.976
5	0.050	α_s	0.049	0.050	0.051	0.052	0.053	0.053	0.054	0.055	0.056	0.057
		β_s	4.529	4.486	4.443	4.402	4.363	4.324	4.286	4.250	4.214	4.179
		γ_s	0.975	0.975	0.974	0.974	0.973	0.973	0.972	0.972	0.971	0.971
6	0.060	α_s	0.058	0.059	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.065	0.066	0.067
		β_s	4.145	4.112	4.080	4.048	4.018	3.988	3.958	3.930	3.902	3.874
		γ_s	0.970	0.970	0.969	0.969	0.968	0.968	0.967	0.967	0.966	0.966
7	0.070	α_s	0.068	0.068	0.069	0.070	0.071	0.072	0.073	0.074	0.075	0.076
		β_s	3.848	3.821	3.796	3.771	3.746	3.722	3.698	3.675	3.653	3.630
		γ_s	0.965	0.965	0.964	0.964	0.963	0.963	0.962	0.962	0.961	0.961
8	0.080	α_s	0.077	0.078	0.079	0.080	0.080	0.081	0.082	0.083	0.084	0.085
		β_s	3.608	3.587	3.566	3.545	3.525	3.505	3.486	3.467	3.448	3.429
		γ_s	0.960	0.960	0.959	0.959	0.958	0.958	0.957	0.957	0.956	0.956

(续表 3-15)

序号	ξ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
9	0.090	α_s	0.086	0.087	0.088	0.089	0.090	0.090	0.091	0.092	0.093	0.094
		β_s	3.411	3.393	3.375	3.358	3.341	3.324	3.308	3.292	3.276	3.260
		γ_s	0.955	0.955	0.954	0.954	0.953	0.953	0.952	0.952	0.951	0.951
10	0.100	α_s	0.095	0.096	0.097	0.098	0.099	0.099	0.100	0.101	0.102	0.103
		β_s	3.244	3.229	3.214	3.199	3.185	3.170	3.156	3.142	3.129	3.115
		γ_s	0.950	0.950	0.949	0.949	0.948	0.948	0.947	0.947	0.946	0.946
11	0.110	α_s	0.104	0.105	0.106	0.107	0.108	0.108	0.109	0.110	0.111	0.112
		β_s	3.102	3.088	3.075	3.063	3.050	3.037	3.025	3.013	3.001	2.989
		γ_s	0.945	0.945	0.944	0.944	0.943	0.943	0.942	0.942	0.941	0.941
12	0.120	α_s	0.113	0.114	0.115	0.115	0.116	0.117	0.118	0.119	0.120	0.121
		β_s	2.977	2.966	2.955	2.943	2.932	2.921	2.910	2.900	2.889	2.879
		γ_s	0.940	0.940	0.939	0.939	0.938	0.938	0.937	0.937	0.936	0.936
13	0.130	α_s	0.122	0.122	0.123	0.124	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128	0.129
		β_s	2.868	2.858	2.848	2.838	2.828	2.818	2.809	2.799	2.790	2.781
		γ_s	0.935	0.935	0.934	0.934	0.933	0.933	0.932	0.932	0.931	0.931
14	0.140	α_s	0.130	0.131	0.132	0.133	0.134	0.134	0.135	0.136	0.137	0.138
		β_s	2.771	2.762	2.753	2.744	2.736	2.727	2.718	2.710	2.701	2.693
		γ_s	0.930	0.930	0.929	0.929	0.928	0.928	0.927	0.927	0.926	0.926
15	0.150	α_s	0.139	0.140	0.140	0.141	0.142	0.143	0.144	0.145	0.146	0.146
		β_s	2.685	2.676	2.668	2.660	2.652	2.645	2.637	2.629	2.621	2.614
		γ_s	0.925	0.925	0.924	0.924	0.923	0.923	0.922	0.922	0.921	0.921
16	0.160	α_s	0.147	0.148	0.149	0.150	0.151	0.151	0.152	0.153	0.154	0.155
		β_s	2.606	2.599	2.592	2.584	2.577	2.570	2.563	2.556	2.549	2.542
		γ_s	0.920	0.920	0.919	0.919	0.918	0.918	0.917	0.917	0.916	0.916
17	0.170	α_s	0.156	0.156	0.157	0.158	0.159	0.160	0.161	0.161	0.162	0.163
		β_s	2.536	2.529	2.522	2.515	2.509	2.502	2.496	2.490	2.483	2.477
		γ_s	0.915	0.915	0.914	0.914	0.913	0.913	0.912	0.912	0.911	0.911
18	0.180	α_s	0.164	0.165	0.165	0.166	0.167	0.168	0.169	0.170	0.170	0.171
		β_s	2.471	2.465	2.459	2.453	2.447	2.441	2.435	2.429	2.423	2.417
		γ_s	0.910	0.910	0.909	0.909	0.908	0.908	0.907	0.907	0.906	0.906
19	0.190	α_s	0.172	0.173	0.174	0.174	0.175	0.176	0.177	0.178	0.178	0.179
		β_s	2.412	2.406	2.400	2.395	2.389	2.384	2.378	2.373	2.368	2.362
		γ_s	0.905	0.905	0.904	0.904	0.903	0.903	0.902	0.902	0.901	0.901

3.6 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算 73

(续表 3-15)

序号	ξ		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	0.200	α_s	0.180	0.181	0.182	0.182	0.183	0.184	0.185	0.186	0.186	0.187
		β_s	2.357	2.352	2.347	2.341	2.336	2.331	2.326	2.321	2.316	2.312
		γ_s	0.900	0.900	0.899	0.899	0.898	0.898	0.897	0.897	0.896	0.896
21	0.210	α_s	0.188	0.189	0.190	0.190	0.191	0.192	0.193	0.193	0.194	0.195
		β_s	2.307	2.302	2.297	2.292	2.288	2.283	2.278	2.274	2.269	2.264
		γ_s	0.895	0.895	0.894	0.894	0.893	0.893	0.892	0.892	0.891	0.891
22	0.220	α_s	0.196	0.197	0.197	0.198	0.199	0.200	0.200	0.201	0.202	0.203
		β_s	2.260	2.255	2.251	2.247	2.242	2.238	2.233	2.229	2.225	2.221
		γ_s	0.890	0.890	0.889	0.889	0.888	0.888	0.887	0.887	0.886	0.886
23	0.230	α_s	0.204	0.204	0.205	0.206	0.207	0.207	0.208	0.209	0.210	0.210
		β_s	2.216	2.212	2.208	2.204	2.200	2.196	2.192	2.188	2.184	2.180
		γ_s	0.885	0.885	0.884	0.884	0.883	0.883	0.882	0.882	0.881	0.881
24	0.240	α_s	0.211	0.212	0.213	0.213	0.214	0.215	0.216	0.216	0.217	0.218
		β_s	2.176	2.172	2.168	2.164	2.161	2.157	2.153	2.149	2.145	2.142
		γ_s	0.880	0.880	0.879	0.879	0.878	0.878	0.877	0.877	0.876	0.876
25	0.250	α_s	0.219	0.219	0.220	0.221	0.222	0.222	0.223	0.224	0.225	0.225
		β_s	2.138	2.134	2.131	2.127	2.124	2.120	2.117	2.113	2.110	2.106
		γ_s	0.875	0.875	0.874	0.874	0.873	0.873	0.872	0.872	0.871	0.871
26	0.260	α_s	0.226	0.227	0.228	0.228	0.229	0.230	0.231	0.231	0.232	0.233
		β_s	2.103	2.099	2.096	2.092	2.089	2.086	2.082	2.079	2.076	2.072
		γ_s	0.870	0.870	0.869	0.869	0.868	0.868	0.867	0.867	0.866	0.866
27	0.270	α_s	0.234	0.234	0.235	0.236	0.236	0.237	0.238	0.239	0.239	0.240
		β_s	2.069	2.066	2.063	2.060	2.056	2.053	2.050	2.047	2.044	2.041
		γ_s	0.865	0.865	0.864	0.864	0.863	0.863	0.862	0.862	0.861	0.861
28	0.280	α_s	0.241	0.242	0.242	0.243	0.244	0.244	0.245	0.246	0.247	0.247
		β_s	2.038	2.035	2.032	2.029	2.026	2.023	2.020	2.017	2.014	2.011
		γ_s	0.860	0.860	0.859	0.859	0.858	0.858	0.857	0.857	0.856	0.856
29	0.290	α_s	0.248	0.249	0.249	0.250	0.251	0.251	0.252	0.253	0.254	0.254
		β_s	2.008	2.005	2.003	2.000	1.997	1.994	1.991	1.989	1.986	1.983
		γ_s	0.855	0.855	0.854	0.854	0.853	0.853	0.852	0.852	0.851	0.851
30	0.300	α_s	0.255	0.256	0.256	0.257	0.258	0.258	0.259	0.260	0.261	0.261
		β_s	1.980	1.978	1.975	1.972	1.970	1.967	1.964	1.962	1.959	1.956
		γ_s	0.850	0.850	0.849	0.849	0.848	0.848	0.847	0.847	0.846	0.846

(续表 3-15)

序号	ξ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
31	0.310	α_s	0.262	0.263	0.263	0.264	0.265	0.265	0.266	0.267	0.267	0.268
		β_s	1.954	1.951	1.949	1.946	1.944	1.941	1.939	1.936	1.934	1.931
		γ_s	0.845	0.845	0.844	0.844	0.843	0.843	0.842	0.842	0.841	0.841
32	0.320	α_s	0.269	0.269	0.270	0.271	0.272	0.272	0.273	0.274	0.274	0.275
		β_s	1.929	1.926	1.924	1.922	1.919	1.917	1.914	1.912	1.910	1.907
		γ_s	0.840	0.840	0.839	0.839	0.838	0.838	0.837	0.837	0.836	0.836
33	0.330	α_s	0.276	0.276	0.277	0.278	0.278	0.279	0.280	0.280	0.281	0.282
		β_s	1.905	1.903	1.900	1.898	1.896	1.894	1.891	1.889	1.887	1.885
		γ_s	0.835	0.835	0.834	0.834	0.833	0.833	0.832	0.832	0.831	0.831
34	0.340	α_s	0.282	0.283	0.284	0.284	0.285	0.285	0.286	0.287	0.287	0.288
		β_s	1.882	1.880	1.878	1.876	1.874	1.872	1.869	1.867	1.865	1.863
		γ_s	0.830	0.830	0.829	0.829	0.828	0.828	0.827	0.827	0.826	0.826
35	0.350	α_s	0.289	0.289	0.290	0.291	0.291	0.292	0.293	0.293	0.294	0.295
		β_s	1.861	1.859	1.857	1.855	1.853	1.851	1.849	1.847	1.845	1.843
		γ_s	0.825	0.825	0.824	0.824	0.823	0.823	0.822	0.822	0.821	0.821
36	0.360	α_s	0.295	0.296	0.296	0.297	0.298	0.298	0.299	0.300	0.300	0.301
		β_s	1.841	1.839	1.837	1.835	1.833	1.831	1.829	1.827	1.825	1.823
		γ_s	0.820	0.820	0.819	0.819	0.818	0.818	0.817	0.817	0.816	0.816
37	0.370	α_s	0.302	0.302	0.303	0.303	0.304	0.305	0.305	0.306	0.307	0.307
		β_s	1.821	1.819	1.817	1.815	1.814	1.812	1.810	1.808	1.806	1.804
		γ_s	0.815	0.815	0.814	0.814	0.813	0.813	0.812	0.812	0.811	0.811
38	0.380	α_s	0.308	0.308	0.309	0.310	0.310	0.311	0.312	0.312	0.313	0.313
		β_s	1.802	1.801	1.799	1.797	1.795	1.793	1.792	1.790	1.788	1.786
		γ_s	0.810	0.810	0.809	0.809	0.808	0.808	0.807	0.807	0.806	0.806
39	0.390	α_s	0.314	0.315	0.315	0.316	0.316	0.317	0.318	0.318	0.319	0.319
		β_s	1.785	1.783	1.781	1.780	1.778	1.776	1.774	1.773	1.771	1.769
		γ_s	0.805	0.805	0.804	0.804	0.803	0.803	0.802	0.802	0.801	0.801
40	0.400	α_s	0.320	0.321	0.321	0.322	0.322	0.323	0.324	0.324	0.325	0.325
		β_s	1.768	1.766	1.764	1.763	1.761	1.760	1.758	1.756	1.755	1.753
		γ_s	0.800	0.800	0.799	0.799	0.798	0.798	0.797	0.797	0.796	0.796
41	0.410	α_s	0.326	0.327	0.327	0.328	0.328	0.329	0.329	0.330	0.331	0.331
		β_s	1.752	1.750	1.748	1.747	1.745	1.744	1.742	1.741	1.739	1.738
		γ_s	0.795	0.795	0.794	0.794	0.793	0.793	0.792	0.792	0.791	0.791

3.6 矩形截面受弯构件正截面承载力 α_s 、 β_s 、 γ_s 计算 75

(续表 3-15)

序号	ξ		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
42	0.420	α_s	0.332	0.332	0.333	0.334	0.334	0.335	0.335	0.336	0.336	0.337
		β_s	1.736	1.735	1.733	1.732	1.730	1.729	1.727	1.726	1.724	1.723
		γ_s	0.790	0.790	0.789	0.789	0.788	0.788	0.787	0.787	0.786	0.786
43	0.430	α_s	0.338	0.338	0.339	0.339	0.340	0.340	0.341	0.342	0.342	0.343
		β_s	1.721	1.720	1.718	1.717	1.715	1.714	1.713	1.711	1.710	1.708
		γ_s	0.785	0.785	0.784	0.784	0.783	0.783	0.782	0.782	0.781	0.781
44	0.440	α_s	0.343	0.344	0.344	0.345	0.345	0.346	0.347	0.347	0.348	0.348
		β_s	1.707	1.706	1.704	1.703	1.701	1.700	1.699	1.697	1.696	1.695
		γ_s	0.780	0.780	0.779	0.779	0.778	0.778	0.777	0.777	0.776	0.776
45	0.450	α_s	0.349	0.349	0.350	0.350	0.351	0.351	0.352	0.353	0.353	0.354
		β_s	1.693	1.692	1.691	1.689	1.688	1.687	1.685	1.684	1.683	1.682
		γ_s	0.775	0.775	0.774	0.774	0.773	0.773	0.772	0.772	0.771	0.771
46	0.460	α_s	0.354	0.355	0.355	0.356	0.356	0.357	0.357	0.358	0.358	0.359
		β_s	1.680	1.679	1.678	1.676	1.675	1.674	1.673	1.671	1.670	1.669
		γ_s	0.770	0.770	0.769	0.769	0.768	0.768	0.767	0.767	0.766	0.766
47	0.470	α_s	0.360	0.360	0.361	0.361	0.362	0.362	0.363	0.363	0.364	0.364
		β_s	1.668	1.666	1.665	1.664	1.663	1.662	1.660	1.659	1.658	1.657
		γ_s	0.765	0.765	0.764	0.764	0.763	0.763	0.762	0.762	0.761	0.761
48	0.480	α_s	0.365	0.365	0.366	0.366	0.367	0.367	0.368	0.368	0.369	0.369
		β_s	1.656	1.654	1.653	1.652	1.651	1.650	1.649	1.648	1.646	1.645
		γ_s	0.760	0.760	0.759	0.759	0.758	0.758	0.757	0.757	0.756	0.756
49	0.490	α_s	0.370	0.370	0.371	0.371	0.372	0.372	0.373	0.373	0.374	0.374
		β_s	1.644	1.643	1.642	1.641	1.640	1.638	1.637	1.636	1.635	1.634
		γ_s	0.755	0.755	0.754	0.754	0.753	0.753	0.752	0.752	0.751	0.751
50	0.500	α_s	0.375	0.375	0.376	0.376	0.377	0.377	0.378	0.378	0.379	0.379
		β_s	1.633	1.632	1.631	1.630	1.629	1.628	1.627	1.625	1.624	1.623
		γ_s	0.750	0.750	0.749	0.749	0.748	0.748	0.747	0.747	0.746	0.746
51	0.510	α_s	0.380	0.380	0.381	0.381	0.382	0.382	0.383	0.383	0.384	0.384
		β_s	1.622	1.621	1.620	1.619	1.618	1.617	1.616	1.615	1.614	1.613
		γ_s	0.745	0.745	0.744	0.744	0.743	0.743	0.742	0.742	0.741	0.741
52	0.520	α_s	0.385	0.385	0.386	0.386	0.387	0.387	0.388	0.388	0.389	0.389
		β_s	1.612	1.611	1.610	1.609	1.608	1.607	1.606	1.605	1.604	1.603
		γ_s	0.740	0.740	0.739	0.739	0.738	0.738	0.737	0.737	0.736	0.736

(续表 3-15)

序号	ξ		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
53	0.530	α_s	0.390	0.390	0.390	0.391	0.391	0.392	0.392	0.393	0.393	0.394
		β_s	1.602	1.601	1.600	1.599	1.598	1.597	1.596	1.596	1.595	1.594
		γ_s	0.735	0.735	0.734	0.734	0.733	0.733	0.732	0.732	0.731	0.731
54	0.540	α_s	0.394	0.395	0.395	0.396	0.396	0.396	0.397	0.397	0.398	0.398
		β_s	1.593	1.592	1.591	1.590	1.589	1.588	1.587	1.586	1.585	1.585
		γ_s	0.730	0.730	0.729	0.729	0.728	0.728	0.727	0.727	0.726	0.726
55	0.550	α_s	0.399	0.399	0.400	0.400	0.401	0.401	0.401	0.402	0.402	0.403
		β_s	1.584	1.583	1.582	1.581	1.580	1.579	1.578	1.577	1.577	1.576
		γ_s	0.725	0.725	0.724	0.724	0.723	0.723	0.722	0.722	0.721	0.721
56	0.560	α_s	0.403	0.404	0.404	0.405	0.405	0.405	0.406	0.406	0.407	0.407
		β_s	1.575	1.574	1.573	1.572	1.571	1.571	1.570	1.569	1.568	1.567
		γ_s	0.720	0.720	0.719	0.719	0.718	0.718	0.717	0.717	0.716	0.716
57	0.570	α_s	0.408	0.408	0.408	0.409	0.409	0.410	0.410	0.411	0.411	0.411
		β_s	1.566	1.566	1.565	1.564	1.563	1.562	1.562	1.561	1.560	1.559
		γ_s	0.715	0.715	0.714	0.714	0.713	0.713	0.712			

注：1. 查表应用的计算公式为公式(3-66)、公式(3-68)、公式(3-69)、公式(3-73)及公式(3-76)依次为

$$M = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0}$$

$$h_0 = \beta_s \sqrt{\frac{M}{\alpha_1 f_c b}}$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0}$$

$$A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b h_0}{f_y}$$

2. 应用表 3-15 时需与表 3-16 配合使用。

表 3-16 满足最小配筋率要求的 α_s 值(不小于)

f_y /(N/mm ²)	混凝土强度等级						
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
270	0.072	0.055	0.047	0.044	0.041	0.039	0.038
300		0.061	0.049	0.044	0.041	0.039	0.038
360		0.072	0.059	0.049	0.042	0.040	0.038
435		0.087	0.070	0.059	0.051	0.045	0.040
f_y /(N/mm ²)	混凝土强度等级						
	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
270	0.036	0.035	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029
300	0.036	0.035	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029
360	0.036	0.035	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029
435	0.037	0.035	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029

注：与表 3-15 配合使用。

3.6.2 计算例题

【例题 3-11】 已知某钢筋混凝土梁截面尺寸为 $b=220\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, 一类使用环境, 混凝土强度等级为 C25, 采用 HRB400 级钢筋。承受弯矩设计值(包括梁自重) $M=246.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 。试求梁截面配筋。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b=220\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25, $\alpha_1=1$, $f_c=11.9\text{N}/\text{mm}^2$, 钢筋 HRB400, $f_y=f'_y=360\text{N}/\text{mm}^2$, $\xi_b=0.518$, $M=246.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

(2) 验算。因弯矩设计值比较大, 验算是否需要双筋截面。

设 $h_0=h-a_s=500-60=440(\text{mm})$, 应用公式(3-21)求单筋截面的最大受弯承载力:

$$M=246.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{u,\max} &= \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1-0.5\xi_b) = 1 \times 11.9 \times 220 \times 440^2 \times 0.518 \times (1-0.5 \times 0.518) \\ &= 194.55(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

则

$$M_{u,\max} < M$$

需要采用双筋截面。

(3) 计算 M_{u1} 和 A_{s1} , 取 $\xi=\xi_b=0.518$, 则

$$M_{u1}=M_{u,\max}=194.55\text{kN}\cdot\text{m}$$

由表 3-15 查得 $\gamma_s=0.741$, 再应用公式(3-73)计算, 得

$$A_{s1} = \frac{M_{u1}}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{194.55 \times 10^6}{0.741 \times 360 \times 440} = 1658(\text{mm}^2)$$

(4) 计算 M_{u2} 和 A_{s2} 。由 A'_s 和 A_{s2} 承受的弯矩设计值为

$$M_{u2} = M - M_{u1} = 246.3 - 194.55 = 51.75(\text{kN}\cdot\text{m})$$

则

$$A_{s2} = A'_s = \frac{M_{u2}}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{51.75 \times 10^6}{360 \times (440 - 35)} = 355(\text{mm}^2)$$

(5) 求 A_s

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1658 + 355 = 2013(\text{mm}^2)$$

(6) 选用钢筋

受拉钢筋: 4 Φ 22 + 2 Φ 18 ($A_s = 1520 + 509 = 2029(\text{mm}^2)$)

受压钢筋: 2 Φ 16 ($A_s = 402\text{mm}^2$)

截面配筋如图 3-23 所示。

【例题 3-12】 如图 3-24 所示的 T 形截面, $b=200\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, $b'_f=400\text{mm}$, $h'_f=80\text{mm}$, 作

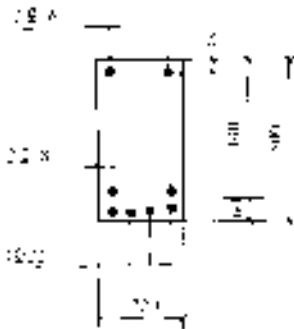


图 3-23 【例题 3-11】截面配筋图

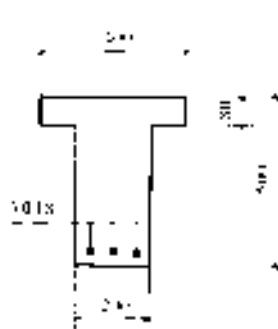


图 3-24 【例题 3-12】截面配筋图

用截面上的弯矩设计值为 $M = 102\text{kN} \cdot \text{m}$ ，一类使用环境，混凝土强度等级为 C25，钢筋采用 HRB400 级。试求纵向受拉钢筋截面面积。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b = 200\text{mm}$ ， $h = 500\text{mm}$ ， $b'_f = 400\text{mm}$ ， $h'_f = 80\text{mm}$ ； $M = 102\text{kN} \cdot \text{m}$ ；一类使用环境；混凝土强度等级为 C25， $\alpha_1 = 1$ ， $f_c = 11.9\text{N}/\text{mm}^2$ ；钢筋为 HRB400 级， $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$ 。

(2) 判断 T 形截面类型

设

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465 (\text{mm})$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f) = 1 \times 11.9 \times 400 \times 80 \times (465 - 0.5 \times 80) = 161.84 (\text{kN} \cdot \text{m}) > M = 102.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

属于第一类 T 形截面。

(3) 求 A_s 。应用公式 (3-66) 求得

$$a_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{102 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 400 \times 465^2} = 0.098$$

查表 3-15，得 $\gamma_s = 0.948$ ，应用公式 (3-73) 计算，得

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{102 \times 10^6}{0.948 \times 360 \times 465} = 643 (\text{mm}^2)$$

(4) 验算适用条件。由表 3-16 查得满足最小配筋率的 a_s 应不小于 0.059，则计算的 $a_s > 0.059$ ，满足适用条件要求。

(5) 选用钢筋。选用 3 Φ 18 ($A_s = 763\text{mm}^2$)。截面配筋如图 3-24 所示。

3.7 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算

3.7.1 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算用表

矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算用表见表 3-17。

表 3-17 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算用表

序号	项 目	内 容
1	制表公式	<p>应用公式 (3-66)、公式 (3-68) 等可表达为如下计算公式：</p> $A_0 = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \quad (3-79)$ $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} \quad (3-80)$ $A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b h_0}{f_y} \quad (3-81)$ $x = \xi h_0 \quad (3-82)$ <p>式中 M——弯矩设计值 b——矩形截面宽度或 T 形截面受压翼缘宽度 h_0——截面有效高度 A_0——ξ 值计算系数用表见表 3-18</p>
2	应用要求	<p>(1) 按公式 (3-81) 计算的 A_s 值应满足</p> $A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-83)$ <p>式中 ρ_{\min}——最小配筋率，按表 2-20 采用 b——矩形截面宽度，对 T 形截面取用肋宽</p>

3.7 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值计算 79

(续表 3-17)

序号	项 目	内 容
2	应用要求	当 A_s 不满足公式(3-83)时取用 $A_s = \rho_{\min} bh$ (2) 应用表 3-18 时应满足下列公式要求: $\xi \leq \xi_b \quad (3-84)$ $A_0 \leq A_{0\max} \quad (3-85)$ $A_{0\max} = \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) \quad (3-86)$ 式中 ξ_b 值按表 3-6 采用, $A_{0\max}$ 见表 3-19

表 3-18 矩形截面受弯构件正截面承载力 A_0 - ξ 值强度计算

序号	A_0		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	ξ	A_0										
1	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017	0.018	0.019	0.019
2	0.020	0.020	0.021	0.022	0.023	0.024	0.025	0.026	0.027	0.028	0.029	0.029
3	0.030	0.030	0.031	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.040
4	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.045	0.046	0.047	0.048	0.049	0.050	0.050
5	0.050	0.051	0.052	0.053	0.054	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.061
6	0.060	0.062	0.063	0.064	0.065	0.066	0.067	0.068	0.069	0.070	0.072	0.072
7	0.070	0.073	0.074	0.075	0.076	0.077	0.078	0.079	0.080	0.081	0.082	0.082
8	0.080	0.083	0.085	0.086	0.087	0.088	0.089	0.090	0.091	0.092	0.093	0.093
9	0.090	0.094	0.096	0.097	0.098	0.099	0.100	0.101	0.102	0.103	0.104	0.104
10	0.100	0.106	0.107	0.108	0.109	0.110	0.111	0.112	0.113	0.115	0.116	0.116
11	0.110	0.117	0.118	0.119	0.120	0.121	0.123	0.124	0.125	0.126	0.127	0.127
12	0.120	0.128	0.129	0.131	0.132	0.133	0.134	0.135	0.136	0.137	0.139	0.139
13	0.130	0.140	0.141	0.142	0.143	0.144	0.146	0.147	0.148	0.149	0.150	0.150
14	0.140	0.151	0.153	0.154	0.155	0.156	0.157	0.159	0.160	0.161	0.162	0.162
15	0.150	0.163	0.165	0.166	0.167	0.168	0.169	0.171	0.172	0.173	0.174	0.174
16	0.160	0.175	0.177	0.178	0.179	0.180	0.181	0.183	0.184	0.185	0.186	0.186
17	0.170	0.188	0.189	0.190	0.191	0.193	0.194	0.195	0.196	0.198	0.199	0.199
18	0.180	0.200	0.201	0.203	0.204	0.205	0.206	0.208	0.209	0.210	0.211	0.211
19	0.190	0.213	0.214	0.215	0.216	0.218	0.219	0.220	0.222	0.223	0.224	0.224
20	0.200	0.225	0.227	0.228	0.229	0.231	0.232	0.233	0.234	0.236	0.237	0.237
21	0.210	0.238	0.240	0.241	0.242	0.244	0.245	0.246	0.248	0.249	0.250	0.250
22	0.220	0.252	0.253	0.254	0.256	0.257	0.258	0.260	0.261	0.262	0.264	0.264
23	0.230	0.265	0.267	0.268	0.269	0.271	0.272	0.273	0.275	0.276	0.278	0.278
24	0.240	0.279	0.280	0.282	0.283	0.284	0.286	0.287	0.289	0.290	0.291	0.291

(续表 3-18)

序号	ξ	A_0									
	A_0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
25	0.250	0.293	0.294	0.296	0.297	0.299	0.300	0.301	0.303	0.304	0.306
26	0.260	0.307	0.309	0.310	0.312	0.313	0.314	0.316	0.317	0.319	0.320
27	0.270	0.322	0.323	0.325	0.326	0.328	0.329	0.331	0.332	0.334	0.335
28	0.280	0.337	0.338	0.340	0.341	0.343	0.344	0.346	0.347	0.349	0.350
29	0.290	0.352	0.353	0.355	0.357	0.358	0.360	0.361	0.363	0.364	0.366
30	0.300	0.368	0.369	0.371	0.372	0.374	0.376	0.377	0.379	0.380	0.382
31	0.310	0.384	0.385	0.387	0.388	0.390	0.392	0.393	0.395	0.397	0.398
32	0.320	0.400	0.402	0.403	0.405	0.407	0.408	0.410	0.412	0.413	0.415
33	0.330	0.417	0.419	0.420	0.422	0.424	0.426	0.427	0.429	0.431	0.433
34	0.340	0.434	0.436	0.438	0.440	0.441	0.443	0.445	0.447	0.449	0.450
35	0.350	0.452	0.454	0.456	0.458	0.460	0.461	0.463	0.465	0.467	0.469
36	0.360	0.471	0.473	0.475	0.477	0.478	0.480	0.482	0.484	0.486	0.488
37	0.370	0.490	0.492	0.494	0.496	0.498	0.500	0.502	0.504	0.506	0.508
38	0.380	0.510	0.512	0.514	0.516	0.518	0.520	0.523	0.525	0.527	0.529
39	0.390	0.531	0.533	0.535	0.537	0.540	0.542	0.544	0.546	0.548	0.551
40	0.400	0.553	0.555	0.557	0.560	0.562	0.564	0.566	0.569	0.571	0.573
41	0.410	0.576									

表 3-19 ξ_b 、 A_{0max} 值

序号	钢筋牌号	HPB300						
		C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	混凝土强度等级	C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
2	ξ_b	0.576	0.566	0.556	0.547	0.537	0.528	0.518
3	A_{0max}	0.410	0.406	0.401	0.397	0.393	0.389	0.384
序号	钢筋牌号	HRB335						
		C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	混凝土强度等级	C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
2	ξ_b	0.550	0.541	0.531	0.522	0.512	0.503	0.493
3	A_{0max}	0.399	0.395	0.390	0.386	0.381	0.376	0.371
序号	钢筋牌号	HRB400、HRBF400、RRB400						
		C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	混凝土强度等级	C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
2	ξ_b	0.518	0.508	0.499	0.490	0.481	0.472	0.462
3	A_{0max}	0.384	0.379	0.374	0.370	0.365	0.361	0.355

(续表 3-19)

序号	钢筋牌号	HRB500、HRBF500						
		C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	混凝土强度等级							
2	ξ_b	0.482	0.473	0.464	0.455	0.447	0.438	0.429
3	$A_{0\max}$	0.366	0.361	0.356	0.351	0.347	0.342	0.337

3.7.2 计算例题

【例题 3-13】 已知一钢筋混凝土矩形截面梁，梁宽 $b=250\text{mm}$ ，梁高 $h=500\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30 ($f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1=1.0$)，采用 HRB400 级普通钢筋 ($f_y=360\text{N/mm}^2$)，一类使用环境，作用在梁上的弯矩设计值 $M=150.7\text{kN}\cdot\text{m}$ ，求纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

【解】

按纵向受拉钢筋排一层计算，取 $a_s=40\text{mm}$ ， $h_0=h-a_s=500-40=460(\text{mm})$ 。应用计算公式 (3-79) 求 A_0 值为

$$A_0 = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{150.7 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 250 \times 460^2} = 0.199$$

则查表 3-19，得
满足要求。

$$A_0 = 0.199 < A_{0\max} = 0.384$$

由 $A_0=0.199$ ，查表 3-18，得 $\xi=0.224$ ，将其代入计算公式 (3-81) 计算，得

$$A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b h_0}{f_y} = \frac{0.224 \times 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 460}{360} = 1023(\text{mm}^2)$$

即为所求。

【例题 3-14】 已知一钢筋混凝土 T 形截面梁的截面尺寸为 $b=250\text{mm}$ ， $h=600\text{mm}$ ， $b'_f=2000\text{mm}$ ， $h'_f=70\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30 ($f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1=1.0$)，采用 HRB400 级普通钢筋 ($f_y=360\text{N/mm}^2$)，一类使用环境，作用在梁上的弯矩设计值 $M=490.06\text{kN}\cdot\text{m}$ ，求纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

【解】

按纵向受拉钢筋排两层计算，取 $a_s=70\text{mm}$ ， $h_0=h-a_s=600-70=530(\text{mm})$ ，应用计算公式 (3-79) 求 A_0 值为

$$A_0 = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{490.06 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 2000 \times 530^2} = 0.061$$

查表 3-19，得
满足要求。

$$A_0 = 0.061 < A_{0\max} = 0.399$$

由 $A_0=0.061$ ，查表 3-18，得 $\xi=0.063$ ，将其代入计算公式 (3-81)，得

$$A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b'_f h_0}{f_y} = \frac{0.063 \times 1.0 \times 14.3 \times 2000 \times 530}{360} = 2653(\text{mm}^2)$$

即为所求。

3.8 矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表及例题

3.8.1 矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表

矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表见表 3-20。

表 3-20 矩形截面受弯构件正截面承载力配筋计算系数用表

序号	项 目	内 容
1	制表公式	<p>(1) 应用计算公式(3-10)及公式(3-72)、公式(3-61)、公式(3-62)及公式(3-66)等可推得这里的计算公式为</p> $\gamma = 1 - 0.5 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \rho (\%) \quad (3-87)$ $\rho = \frac{f_c}{0.5 f_y} (1 - \gamma) \times 100 \quad (3-88)$ $\alpha = f_y \gamma \rho (\%) \quad (3-89)$ <p>(2) 计算步骤为:</p> <p>1) 求出 $\alpha = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE} M}{bh_0^2}$</p> <p>2) 由表 3-21、表 3-22、表 3-23 及表 3-24 查得对应于 α 值的系数 $1000/f_y \gamma$ 或相对应的配筋百分率 ρ</p> <p>3) 计算 $A_s = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE} M}{h_0} \frac{1000}{f_y \gamma}$ 或 $A_s = bh_0 \rho (\%)$</p> <p>此步中 M 或 $\gamma_{RE} M$ 以 $\text{kN} \cdot \text{m}$、h_0 以 m 为单位代入得到 A_s 的单位为 mm^2</p> <p>4) 当采用双筋梁, 已知 A'_s、f'_y 时, 计算得 $M_{u2} = A'_s f'_y (h_0 - a'_s)$, $M_1 = M - M_{u2}$ 或 $M_1 = \gamma_{RE} M - M_{u2}$, $\alpha_1 = \frac{M_1}{bh_0^2}$, 由表 3-21、表 3-22、表 3-23 及表 3-24 查得对应于 α_1 的系数 $1000/f_y \gamma$, $A_{s1} = \frac{M_1}{h_0} \frac{1000}{f_y \gamma}$, $A_s = A_{s1} + A_{s2}$。详见表 3-12 序号 2 的计算规定</p>
2	计算用表	<p>(1) HPB300($f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2$)级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数见表 3-21</p> <p>(2) HRB335($f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$)级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数见表 3-22</p> <p>(3) HRB400、HRBF400、RRB400($f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$)级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数见表 3-23</p> <p>(4) HRB500、HRBF500($f_y = 435\text{N}/\text{mm}^2$)级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数见表 3-24</p> <p>采用表 3-21、表 3-22、表 3-23 及表 3-24 计算梁截面配筋比较简捷, 当求出 α 值可直接取用邻近的较大系数 $1000/f_y \gamma$, 或 ρ, 无需再线性插入, 误差极小</p>

3.8.2 计算例题

【例题 3-15】 计算条件同【例题 3-3】，试用承载力配筋系数表重新计算该例题。

【解】

(1) 已知条件。混凝土强度等级 C30, $f_c = 14.3\text{N}/\text{mm}^2$; 钢筋为 HRB335 级, $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$; 弯矩设计值 $M = 210\text{kN} \cdot \text{m}$ 。梁截面尺寸为 $b = 250\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, $a_s = 36\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 600 - 36 = 564(\text{mm})$ 。

表 3-21 HPB300 ($f_y = 270\text{N/mm}^2$) 级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数

序号	$1000/f_y\gamma$	3.79	3.80	3.85	3.90	3.95	4.00	4.05	4.10	4.15	4.20	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	
		γ	0.977	0.975	0.962	0.950	0.938	0.926	0.914	0.903	0.892	0.882	0.871	0.861	0.851	0.842	0.832
1	C20	α	0.527	0.527	0.701	0.913	1.117	1.315	1.510	1.682	1.850	1.998	2.157	2.297	2.436	2.555	2.684
		ρ	0.200	0.200	0.270	0.356	0.441	0.526	0.612	0.690	0.768	0.839	0.917	0.988	1.060	1.124	1.195
3	C25	α	0.559	0.579	0.870	1.131	1.385	1.630	1.871	2.085	2.293	2.477	2.674	2.848	3.017	3.167	3.327
		ρ	0.212	0.220	0.335	0.441	0.547	0.652	0.758	0.855	0.952	1.040	1.137	1.225	1.313	1.393	1.481
5	C30	α	0.628	0.698	1.047	1.359	1.664	1.960	2.248	2.504	2.755	2.977	3.212	3.422	3.626	3.806	3.999
		ρ	0.238	0.265	0.403	0.530	0.657	0.784	0.911	1.027	1.144	1.250	1.366	1.472	1.578	1.674	1.780
7	C35	α	0.691	0.813	1.221	1.588	1.943	2.288	2.626	2.926	3.218	3.477	3.753	3.996	4.235	4.444	4.668
		ρ	0.262	0.309	0.470	0.619	0.767	0.915	1.064	1.200	1.336	1.460	1.596	1.719	1.843	1.955	2.078
9	C40	α	0.752	0.932	1.397	1.813	2.221	2.618	3.003	3.345	3.680	3.975	4.292	4.573	4.844	5.081	5.340
		ρ	0.285	0.354	0.538	0.707	0.877	1.047	1.217	1.372	1.528	1.669	1.825	1.967	2.108	2.235	2.377
11	C45	α	0.791	1.029	1.543	2.003	2.454	2.893	3.317	3.696	4.065	4.391	4.741	5.052	5.351	5.613	5.899
		ρ	0.300	0.391	0.594	0.781	0.969	1.157	1.344	1.516	1.688	1.844	2.016	2.173	2.329	2.469	2.626
13	C50	α	0.831	1.127	1.688	2.196	2.687	3.165	3.633	4.047	4.451	4.808	5.190	5.528	5.859	6.147	6.458
		ρ	0.315	0.428	0.650	0.856	1.061	1.266	1.472	1.660	1.848	2.019	2.207	2.378	2.550	2.704	2.875

(续表 3-21)

序号	1000/f _y γ	4.50	4.55	4.60	4.65	4.70	4.75	4.80	4.85	4.90	4.95	5.00	5.05	5.10	5.15	5.20
	γ	0.823	0.814	0.805	0.796	0.788	0.780	0.772	0.764	0.756	0.748	0.741	0.733	0.726	0.719	0.712
1	C20	α	2.798	2.908	3.015	3.118	3.208	3.297	3.379	3.461	3.619	3.685	3.758	3.818	3.879	3.937
		ρ	1.259	1.323	1.387	1.451	1.508	1.564	1.621	1.678	1.735	1.792	1.842	1.899	1.948	1.998
3	C25	α	3.466	3.604	3.736	3.864	3.976	4.084	4.190	4.291	4.486	4.568	4.659	4.734	4.809	4.881
		ρ	1.560	1.640	1.719	1.798	1.869	1.939	2.010	2.080	2.151	2.221	2.283	2.354	2.415	2.477
5	C30	α	4.166	4.330	4.490	4.644	4.779	4.907	5.034	5.157	5.390	5.488	5.597	5.689	5.779	5.865
		ρ	1.875	1.970	2.066	2.161	2.246	2.330	2.415	2.500	2.585	2.669	2.743	2.828	2.902	2.977
7	C35	α	4.866	5.057	5.242	5.425	5.581	5.730	5.878	6.021	6.295	6.410	6.537	6.643	6.748	6.850
		ρ	2.190	2.301	2.412	2.524	2.623	2.721	2.820	2.919	3.018	3.117	3.204	3.303	3.389	3.476
9	C40	α	5.564	5.785	5.997	6.203	6.381	6.556	6.724	6.888	7.046	7.331	7.477	7.600	7.719	7.834
		ρ	2.504	2.632	2.759	2.886	2.999	3.113	3.226	3.339	3.452	3.664	3.778	3.877	3.976	4.075
11	C45	α	6.146	6.389	6.625	6.852	7.049	7.243	7.429	7.610	7.955	8.099	8.259	8.396	8.526	8.653
		ρ	2.766	2.907	3.048	3.188	3.313	3.439	3.564	3.689	3.814	3.939	4.048	4.173	4.283	4.392
13	C50	α	6.731	6.996	7.253	7.503	7.719	7.927	8.131	8.330	8.522	8.867	9.043	9.189	9.334	9.474
		ρ	3.029	3.183	3.337	3.491	3.628	3.764	3.901	4.038	4.175	4.312	4.432	4.569	4.688	4.808

注: 1. $\alpha = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE} M}{bh_0^2}$, 此公式中: M 以 $N \cdot mm$ 为单位, b 、 h_0 以 mm 为单位代入。

2. $A_s = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE} M}{h_0 f_y \gamma}$, 此公式中: M 以 $kN \cdot m$ 为单位, h_0 以 m 为单位代入, 得 A_s (mm^2)。

3. $A_s = bh_0 \rho$ (%), 此公式中, b 、 h_0 均以 mm 为单位代入, 得 A_s (mm^2)。

4. ρ 为普通纵向受力钢筋配筋百分率。

5. 按此表所求得的 A_s 值均在适筋范围内。

表 3-22 HRB335($f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$)级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数

序号	$1000/f_y\gamma$	3.42	3.45	3.48	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80	3.85	3.90	3.95
		γ	0.975	0.966	0.958	0.952	0.939	0.926	0.913	0.901	0.889	0.877	0.866	0.855
1	α	0.585	0.632	0.773	0.877	1.099	1.317	1.526	1.714	1.894	2.071	2.229	2.380	2.527
	C20	ρ	0.200	0.218	0.269	0.307	0.474	0.557	0.634	0.710	0.787	0.858	0.928	0.998
3	α	0.585	0.782	0.957	1.088	1.363	1.631	1.890	2.122	2.350	2.568	2.762	2.950	3.135
	C25	ρ	0.200	0.270	0.333	0.381	0.484	0.587	0.690	0.785	0.881	0.976	1.063	1.150
5	α	0.626	0.939	1.150	1.308	1.639	1.958	2.271	2.552	2.822	3.086	3.318	3.545	3.765
	C30	ρ	0.214	0.324	0.400	0.458	0.582	0.705	0.829	0.944	1.058	1.173	1.277	1.382
7	α	0.690	1.098	1.345	1.525	1.913	2.289	2.654	2.979	3.296	3.602	3.876	4.140	4.398
	C35	ρ	0.236	0.379	0.468	0.534	0.679	0.824	0.969	1.102	1.236	1.369	1.492	1.614
9	α	0.749	1.255	1.538	1.745	2.189	2.617	3.035	3.408	3.768	4.120	4.432	4.735	5.029
	C40	ρ	0.256	0.433	0.535	0.611	0.777	0.942	1.108	1.261	1.413	1.566	1.706	1.846
11	α	0.790	1.385	1.699	1.928	2.417	2.892	3.353	3.765	4.163	4.552	4.897	5.233	5.555
	C45	ρ	0.270	0.478	0.591	0.675	0.858	1.041	1.224	1.393	1.561	1.730	1.885	2.040
13	α	0.831	1.519	1.859	2.111	2.645	3.167	3.670	4.122	4.558	4.983	5.362	5.728	6.082
	C50	ρ	0.284	0.524	0.647	0.739	0.939	1.140	1.340	1.525	1.709	1.894	2.064	2.233

(续表 3-22)

序号	1000/ $f_y\gamma$		4.00	4.05	4.10	4.15	4.20	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	4.50	4.55	4.60
	γ		0.833	0.823	0.813	0.803	0.794	0.784	0.775	0.766	0.758	0.749	0.741	0.733	0.725
1	C20	α	2.671	2.797	2.919	3.038	3.139	3.250	3.348	3.442	3.522	3.609	3.686	3.758	3.828
		ρ	1.069	1.133	1.197	1.261	1.318	1.382	1.440	1.498	1.549	1.606	1.658	1.709	1.760
3	C25	α	3.311	3.466	3.619	3.765	3.892	4.031	4.150	4.265	4.366	4.474	4.568	4.657	4.746
		ρ	1.325	1.404	1.484	1.563	1.634	1.714	1.785	1.856	1.920	1.991	2.055	2.118	2.182
5	C30	α	3.978	4.165	4.349	4.524	4.678	4.843	4.987	5.127	5.246	5.377	5.489	5.596	5.703
		ρ	1.592	1.687	1.783	1.878	1.964	2.059	2.145	2.231	2.307	2.393	2.469	2.545	2.622
7	C35	α	4.646	4.866	5.078	5.283	5.462	5.657	5.824	5.986	6.126	6.278	6.411	6.538	6.660
		ρ	1.859	1.971	2.082	2.193	2.293	2.405	2.505	2.605	2.694	2.794	2.884	2.973	3.062
9	C40	α	5.313	5.565	5.807	6.042	6.248	6.468	6.661	6.848	7.006	7.181	7.331	7.477	7.617
		ρ	2.126	2.254	2.381	2.508	2.623	2.750	2.865	2.980	3.081	3.196	3.298	3.400	3.502
11	C45	α	5.870	6.148	6.415	6.675	6.903	7.145	7.359	7.565	7.741	7.934	8.098	8.259	8.413
		ρ	2.349	2.490	2.630	2.771	2.898	3.038	3.165	3.292	3.404	3.531	3.643	3.756	3.868
13	C50	α	6.427	6.730	7.024	7.309	7.556	7.823	8.056	8.282	8.475	8.685	8.868	9.042	9.211
		ρ	2.572	2.726	2.880	3.034	3.172	3.326	3.465	3.604	3.727	3.865	3.989	4.112	4.235

注: 1. $\alpha = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE}M}{bh_0^2}$, 此公式中: M 以 $N \cdot mm$, b 、 h_0 以 mm 代入。

2. $A_s = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE}M}{h_0 f_y \gamma}$, 此公式中: M 以 $kN \cdot m$, h_0 以 m 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

3. $A_s = bh_0\rho(\%)$, 此公式中, b 、 h_0 均以 mm 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

4. ρ 为普通纵向受力钢筋配筋百分率。

5. 按此表所求得的 A_s 值均在适筋范围内。

表 3-23 HRB400、HRBF400、RRB400($f_y = 360\text{N/mm}^2$)
级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数

序号	$1000/f_y\gamma$	2.85	2.87	2.90	2.95	3.00	3.05	3.10	3.15	3.20	3.25	3.30	3.35	3.40	3.45	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75
	γ	0.975	0.968	0.958	0.942	0.926	0.911	0.896	0.882	0.868	0.855	0.842	0.829	0.817	0.805	0.794	0.782	0.772	0.761	0.751	0.741
1	α	0.702	0.739	0.959	1.299	1.630	1.928	2.219	2.477	2.728	2.952	3.168	3.375	3.559	3.736	3.893	4.057	4.188	4.329	4.450	4.567
2	ρ	0.200	0.212	0.278	0.383	0.489	0.588	0.688	0.780	0.873	0.959	1.045	1.131	1.210	1.289	1.362	1.441	1.507	1.580	1.646	1.712
3	α	0.702	0.885	1.152	1.563	1.960	2.319	2.664	2.975	3.278	3.546	3.804	4.053	4.277	4.489	4.679	4.876	5.033	5.203	5.348	5.490
4	ρ	0.200	0.254	0.334	0.461	0.588	0.707	0.826	0.937	1.049	1.152	1.255	1.358	1.454	1.549	1.637	1.732	1.811	1.899	1.978	2.058
5	α	0.702	1.035	1.345	1.824	2.290	2.709	3.113	3.477	3.828	4.140	4.444	4.733	4.994	5.242	5.462	5.695	5.878	6.074	6.245	6.410
6	ρ	0.200	0.297	0.390	0.538	0.687	0.826	0.965	1.095	1.225	1.345	1.466	1.586	1.698	1.809	1.911	2.023	2.115	2.217	2.310	2.403
7	α	0.751	1.185	1.538	2.086	2.617	3.096	3.561	3.975	4.378	4.737	5.083	5.414	5.712	5.996	6.248	6.512	6.723	6.948	7.143	7.331
8	ρ	0.214	0.340	0.446	0.615	0.785	0.944	1.104	1.252	1.401	1.539	1.677	1.814	1.942	2.069	2.186	2.313	2.419	2.536	2.642	2.748
9	α	0.790	1.307	1.697	2.306	2.890	3.421	3.932	4.391	4.834	5.233	5.614	5.981	6.309	6.625	6.903	7.193	7.429	7.676	7.892	8.099
10	ρ	0.225	0.375	0.492	0.680	0.867	1.043	1.219	1.383	1.547	1.700	1.852	2.004	2.145	2.286	2.415	2.555	2.673	2.802	2.919	3.036
11	α	0.828	1.432	1.859	2.523	3.167	3.745	4.306	4.807	5.293	5.728	6.147	6.548	6.906	7.251	7.558	7.877	8.132	8.402	8.641	8.867
12	ρ	0.236	0.411	0.539	0.744	0.950	1.142	1.335	1.514	1.694	1.861	2.028	2.194	2.348	2.502	2.644	2.798	2.926	3.067	3.196	3.324

注: 1. $\alpha = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{\text{RE}} M}{bh_0^2}$, 此公式中: M 以 $\text{N} \cdot \text{mm}$, b 、 h_0 以 mm 代入。

2. $A_s = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{\text{RE}} M}{h_0} \frac{1000}{f_y \gamma}$, 此 A_s 公式中: M 以 $\text{kN} \cdot \text{m}$, h_0 以 m 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

3. $A_s = bh_0 \rho$ (%), 此 A_s 公式中, b 、 h_0 均以 mm 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

4. ρ 为普通纵向受力钢筋配筋百分率。

5. 按此表所求得的 A_s 值均在适筋范围内。

表 3-24 HRB500、HRBF500 ($f_y = 435\text{N/mm}^2$)
级钢筋矩形截面受弯构件正截面承载力配筋系数

序号	1000/ $f_y\gamma$	2.37	2.40	2.43	2.45	2.47	2.50	2.53	2.55	2.57	2.60	2.63	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85	2.90	2.95	3.00	3.03
		γ	0.970	0.958	0.946	0.938	0.931	0.920	0.909	0.902	0.894	0.884	0.874	0.867	0.851	0.836	0.821	0.807	0.793	0.779	0.766
1	α	0.844	0.958	1.214	1.383	1.531	1.753	1.969	2.103	2.256	2.442	2.620	2.746	3.017	3.262	3.496	3.707	3.908	4.097	4.265	4.355
	ρ	0.200	0.230	0.295	0.339	0.378	0.438	0.498	0.536	0.580	0.635	0.689	0.728	0.815	0.897	0.979	1.056	1.133	1.209	1.280	1.319
3	α	0.844	1.150	1.461	1.665	1.839	2.105	2.365	2.527	2.711	2.934	3.148	3.296	3.628	3.920	4.203	4.455	4.695	4.924	5.125	5.233
	ρ	0.200	0.276	0.355	0.408	0.454	0.526	0.598	0.644	0.697	0.763	0.828	0.874	0.980	1.078	1.177	1.269	1.361	1.453	1.538	1.585
5	α	0.844	1.342	1.708	1.942	2.146	2.457	2.764	2.951	3.166	3.426	3.676	3.851	4.235	4.578	4.907	5.202	5.481	5.751	5.988	6.108
	ρ	0.200	0.322	0.415	0.476	0.530	0.614	0.699	0.752	0.814	0.891	0.967	1.021	1.144	1.259	1.374	1.482	1.589	1.697	1.797	1.850
7	α	0.844	1.538	1.951	2.220	2.454	2.813	3.159	3.378	3.621	3.918	4.205	4.405	4.842	5.237	5.614	5.950	6.271	6.577	6.847	6.986
	ρ	0.200	0.369	0.474	0.544	0.606	0.703	0.799	0.861	0.931	1.019	1.106	1.168	1.308	1.440	1.572	1.695	1.818	1.941	2.055	2.116
9	α	0.844	1.696	2.156	2.452	2.709	3.106	3.292	3.371	3.998	4.326	4.646	4.865	5.349	5.786	6.203	6.572	6.927	7.265	7.564	7.719
	ρ	0.200	0.407	0.524	0.601	0.669	0.776	0.883	0.951	1.028	1.125	1.222	1.290	1.445	1.591	1.737	1.872	2.008	2.144	2.270	2.338
11	α	0.844	1.859	2.362	2.685	2.969	3.402	3.820	4.085	4.379	4.738	5.087	5.329	5.856	6.335	6.789	7.196	7.582	7.953	8.280	8.452
	ρ	0.200	0.446	0.574	0.658	0.733	0.850	0.966	1.041	1.126	1.232	1.338	1.413	1.582	1.742	1.901	2.050	2.198	2.347	2.485	2.560

注: 1. $\alpha = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE}M}{bh_0^2}$, 此公式中: M 以 $\text{N} \cdot \text{mm}$, b 、 h_0 以 mm 代入。

2. $A_s = \frac{M \text{ 或 } \gamma_{RE}M}{h_0 f_y \gamma}$, 此 A_s 公式中: M 以 $\text{kN} \cdot \text{m}$, h_0 以 m 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

3. $A_s = bh_0\rho(\%)$, 此 A_s 公式中, b 、 h_0 均以 mm 代入, 得 A_s 为 mm^2 。

4. ρ 为普通纵向受力钢筋配筋百分率。

5. 按此表所求得的 A_s 值均在适筋范围内。

(2) 应用计算表计算。根据已给条件, 应用表 3-23 进行计算如下:

$$\alpha = \frac{M}{bh_0^2} = \frac{210 \times 10^6}{250 \times 564^2} = 2.641$$

查表 3-23, C30 级混凝土, 得对应 $\alpha = 2.641$ 邻近的较大值为 2.664 的系数 $1000/f_y \gamma = 3.10$, 则可求得受拉钢筋的截面面积 A_s 为

$$A_s = \frac{M}{\alpha_1 h_0} \frac{1000}{f_y \gamma} = \frac{210}{1.0 \times 0.564} \times 3.10 = 1154 (\text{mm}^2)$$

求得的 $A_s = 1154 \text{mm}^2$, 可以说与【例题 3-3】的 A_s 值是一样的。

【例题 3-16】 已知一钢筋混凝土梁的截面尺寸为 $b = 250 \text{mm}$, $h = 500 \text{mm}$, 一类使用环境。选用 C30 级混凝土, $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$; 纵向钢筋选用 HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360 \text{N/mm}^2$; 若此梁承受的弯矩设计值为 $M = 305.64 \text{kN} \cdot \text{m}$, 已知在梁的受压区配置纵向受压钢筋 3 $\Phi 20$ ($A'_s = 942 \text{mm}^2$)。试求此梁所需的纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

【解】

(1) 取 $a'_s = 35 \text{mm}$, $a_s = 60 \text{mm}$ (按纵向受拉钢筋为两层), $h_0 = h - a_s = 500 - 60 = 440 (\text{mm})$ 。为充分发挥受压钢筋 A'_s 的作用, 于是取

$$A_{s2} = A'_s = 942 \text{mm}^2$$

$$M_{s2} = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 942 \times (440 - 35) = 137.34 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(2) 由弯矩 M_{s1} 按单筋矩形截面求 A_{s1} 则 M_1 为

$$M_1 = M - M_{s2} = 305.64 - 137.34 = 168.30 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 根据已知条件, 应用表 3-23 求 A_{s1} 如下:

$$\alpha = \frac{M_1}{\alpha_1 b h_0^2} = \frac{168.30 \times 10^6}{1.0 \times 250 \times 440^2} = 3.477$$

查表 3-23, C30 级混凝土, 得对应 $\alpha = 3.477$ 邻近的较大值为 3.546 的系数 $1000/f_y \gamma = 3.25$, 则可求得纵向受拉钢筋的截面面积 A_{s1} 为

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\alpha_1 h_0} \frac{1000}{f_y \gamma} = \frac{168.30}{1.0 \times 0.440} \times 3.25 = 1243 (\text{mm}^2)$$

(4) 最后求得此梁所需的纵向受拉钢筋截面面积 A_s 为

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1243 + 942 = 2185 (\text{mm}^2)$$

即为所求。

3.9 受弯构件斜截面受剪承载力计算

3.9.1 受弯构件的受剪截面应符合的条件与剪力设计值的计算截面规定

受弯构件的受剪截面应符合的条件与剪力设计值的计算截面规定见表 3-25。

表 3-25 受弯构件的受剪截面应符合的条件与剪力设计值的计算截面规定

序号	项 目	内 容
1	截面符合条件	<p>在对矩形、T形和工形截面受弯构件的斜截面受剪承载力计算时，其受剪截面尺寸首先应符合下列条件要求：</p> <p>当 $h_w/b \leq 4$ $V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0$ (3-90)</p> <p>当 $h_w/b \geq 6$ $V \leq 0.2\beta_c f_c b h_0$ (3-91)</p> <p>当 $4 < h_w/b < 6$ 时 $V \leq 0.025 \left(14 - \frac{h_w}{b} \right) \beta_c f_c b h_0$ (3-92)</p> <p>式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值</p> <p>β_c——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1$；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$，其间按线性内插法取用，见表 3-26</p> <p>f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 2-4 采用</p> <p>b——矩形截面的宽度，T形截面或工形截面的腹板宽度</p> <p>h_0——截面的有效高度</p> <p>h_w——截面的腹板高度；矩形截面取有效高度 h_0，T形截面取有效高度减去翼缘高度，工形截面取腹板净高</p> <p>如不满足公式(3-90)、公式(3-91)及公式(3-92)时，则应加大构件截面尺寸或提高混凝土强度等级，是剪力承载力的上限，同时也是控制最大配筋率的条件</p> <p>对 T形或工形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，公式(3-90)中的系数可改用 0.3</p> <p>对受拉边倾斜的构件，当有实践经验时，其受剪截面的控制条件可适当放宽</p>
2	剪力设计值的计算截面	<p>(1) 计算斜截面受剪承载力时，剪力设计值的计算截面应按下列规定采用：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 支座边缘处的截面(图 3-25a、b 截面 1-1) 2) 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面(图 3-25a 截面 2-2、3-3) 3) 箍筋截面面积或间距改变处的截面(图 3-25b 截面 4-4) 4) 截面尺寸改变处的截面 5) 受拉边倾斜的受弯构件，尚应包括梁的高度开始变化处、集中荷载作用处和其他不利的截面 6) 箍筋的间距以及弯起钢筋前一排(对支座而言)的弯起点至后排的弯终点的距离，应符合表 3-30 序号 3 之(2)条和(3)条的构造要求 <p>(2) 计算弯起钢筋时，截面剪力设计值可按下列规定取用(图 3-25a)：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 计算第一排(对支座而言)弯起钢筋时，取支座边缘处的剪力值 2) 计算以后的每一排弯起钢筋时，取前一排(对支座而言)弯起钢筋弯起点处的剪力值

表 3-26 β_c 、 α 值

序号	混凝土强度等级	C20~C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	β_c	1	0.97	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
2	α	1	0.975	0.950	0.925	0.900	0.875	0.85

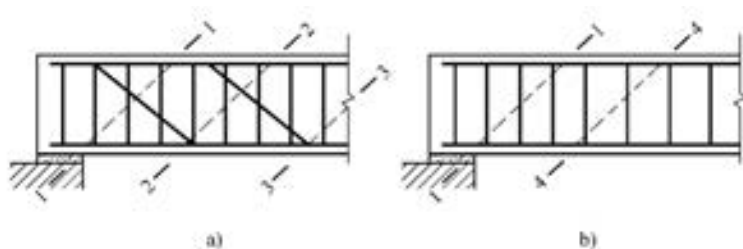


图 3-25 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

a) 弯起钢筋 b) 箍筋

1—1 支座边缘处的斜截面 2—2、3—3 受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面

4—4 箍筋截面面积或间距改变处的斜截面

3.9.2 一般板类受弯构件与可不进行斜截面的受剪承载力计算的条件

一般板类受弯构件与可不进行斜截面的受剪承载力计算的条件见表 3-27。

表 3-27 一般板类受弯构件与可不进行斜截面的受剪承载力计算的条件

序号	项 目	内 容
1	一般板类构件 无腹筋的受弯承载力计算	<p>不配置箍筋和弯起钢筋的一般板类受弯构件，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：</p> $V \leq 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (3-93)$ $\beta_h = \left(\frac{800}{h_0}\right)^{1/4} \quad (3-94)$ <p>式中 β_h——截面高度影响系数：当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 800\text{mm}$，当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 2000\text{mm}$</p> <p>f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 2-5 采用</p>
2	可不进行斜截面受剪承载力计算的条件	<p>在对矩形、T形和工形截面的一般受弯构件的斜截面受剪承载力计算时，如能满足条件</p> $V \leq 0.7f_t b h_0 \quad (3-95)$ <p>时，则可不进行斜截面的受剪承载力计算，可按有关规定按构造要求配置箍筋</p> <p>对集中荷载作用下的独立梁（包括作用有多种荷载，且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况），则验算构造配筋条件的公式 (3-95) 应改为</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 \quad (3-96)$ <p>式中 λ——计算截面的剪跨比，可取 λ 等于 a/h_0，a 为计算截面至支座截面或节点边缘的距离；计算截面取集中荷载作用点处的截面；当 λ 小于 1.5 时，取 λ 等于 1.5，当 λ 大于 3 时，取 λ 等于 3；计算截面至支座之间的箍筋，应均匀配置</p>

3.9.3 配置箍筋或弯起钢筋截面受弯构件的斜截面受剪承载力计算

配置箍筋或弯起钢筋截面受弯构件的斜截面受剪承载力计算见表 3-28。

表 3-28 配置箍筋或弯起钢筋截面受弯构件的斜截面受剪承载力计算

序号	项 目	内 容
1	仅配箍筋的受剪承载力计算	<p>(1) 矩形、T形和工形截面的一般受弯构件,当仅配有箍筋时,其斜截面的受剪承载力计算公式为</p> $V \leq V_{cs} \quad (3-97)$ $V_{cs} = 0.7f_tbh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-98a)$ <p>或</p> $V_{cs} = V_c + V_s \quad (3-98b)$ <p>式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值 V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积, $A_{sv} = nA_{sv1}$, 其中, n 为在同一个截面内箍筋的肢数, A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积 s——沿构件长度方向箍筋的间距 f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值,一般可取 $f_{yv} = f_y$, 但当 $f_y > 360\text{N/mm}^2$ (如 500N/mm^2 级钢筋)时,应取 360N/mm^2</p> <p>(2) 对集中荷载作用下的独立梁(包括作用有多种荷载,且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占支座截面总剪力值的 75% 以上的情况),则公式(3-98)应改为</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t bh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-99)$ <p>式中 λ——计算截面的剪跨比,可取 $\lambda = a/h_0$ (a 为集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离);当剪跨比 $\lambda < 1.5$ 时,取 $\lambda = 1.5$;当 $\lambda > 3.0$ 时,取 $\lambda = 3.0$</p>
2	配置箍筋和弯起钢筋时的受剪承载力计算	<p>(1) 当配置箍筋和弯起钢筋时,矩形、T形和I形截面受弯构件的斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> $V \leq 0.7f_tbh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s \quad (3-100)$ <p>或</p> $V \leq V_{cs} + 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s \quad (3-101)$ <p>式中 V——配置弯起钢筋处的剪力设计值,按表 3-25 序号 2 之(2)条的规定取用 A_{sb}——为同一平面内的弯起普通钢筋的截面面积 α_s——为斜截面上弯起普通钢筋的切线与构件纵轴线的夹角 f_{yv}——弯起钢筋用于抗剪计算时的抗拉强度设计值,一般可取 $f_{yv} = f_y$, 当 $f_y > 360\text{N/mm}^2$ 时,取 360N/mm^2</p> <p>(2) 对集中荷载作用下(包括作用有多种荷载,其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的 75% 以上的情况)的独立梁,按下列公式计算为</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t bh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s \quad (3-102)$

(续表 3-28)

序号	项 目	内 容
3	计算箍筋和弯起钢筋的数量	<p>需要计算箍筋和弯起钢筋的数量时,一般有两种计算方法:第一种计算方法是剪力设计值全部由混凝土和箍筋承受;第二种计算方法是剪力设计值由混凝土、箍筋和弯起钢筋共同承受。具体采用哪种计算方法,应视构件的具体情况、剪力设计值大小等而定</p> <p>(1) 剪力设计值全部由混凝土和箍筋承受。一般根据公式(3-98)进行斜截面受剪承载力计算时,所需箍筋的数量应按下列公式计算:</p> $\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V_{cs} - 0.7f_tbh_0}{f_{yv}h_0} \quad (3-103)$ <p>如根据条件按公式(3-99)进行斜截面受弯承载力计算时,所需箍筋的数量应按下列公式计算:</p> $\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V_{cs} - \frac{1.75f_tbh_0}{\lambda+1}}{f_{yv}h_0} \quad (3-104)$ <p>计算时,可先选用箍筋间距s及箍筋肢数n,再由公式(3-103)、公式(3-104)计算所需的单肢箍筋截面面积A_{sv1};也可选定A_{sv1}及n,再由公式(3-103)、公式(3-104)计算所需的箍筋间距s</p> <p>所选用的箍筋肢数n、直径d及间距s,均应符合箍筋的构造要求及满足箍筋最小配筋率,具体详见表 2-25</p> <p>(2) 剪力设计值由混凝土、箍筋和弯起钢筋共同承受。当剪力设计值大于斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力时,即$V > V_{cs}$时,说明混凝土与箍筋已不足以承受全部剪力设计值,需要设置一定数量的弯起箍筋,即剪力设计值由混凝土、箍筋和弯起钢筋共同承受,按公式(3-100)、公式(3-101)计算斜截面受剪承载力</p> <p>此时有两种方法:第一种方法是先选定箍筋的数量,再按公式(3-101)计算所需弯起钢筋的数量;第二种方法是先选定弯起钢筋的数量,再按公式(3-101)计算所需箍筋的数量</p> <p>1) 根据已有设计经验,按有关构造要求,先选定n、A_{sv1}及s,由公式(3-98)或公式(3-99)计算出混凝土和箍筋的受剪承载力V_{cs}</p> <p>由公式(3-101)计算所需的弯起钢筋截面面积,即</p> $A_{sb} \geq \frac{V - V_{cs}}{0.8f_{yv}\sin\alpha_s} \quad (3-105)$ <p>计算弯起钢筋时,剪力设计值,按表 3-25 序号 2 的规定采用</p> <p>2) 根据设计的具体情况,可先确定弯起钢筋的数量,再根据公式(3-100)计算出箍筋的数量,即</p> $\frac{nA_{sv1}}{s} \geq \frac{V - 0.7f_tbh_0 - 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s}{f_{yv}h_0} \quad (3-106)$ <p>或</p> $\frac{nA_{sv1}}{s} \geq \frac{V - \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0 - 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s}{f_{yv}h_0} \quad (3-107)$

3.9.4 计算例题

【例题 3-17】某地下室底板采用强度等级 C30 的混凝土浇筑,未配置箍筋和弯起钢筋,板厚

1200mm。安全等级二级，环境类别一类。确定该底板能承受的剪力设计值。

【解】

(1) 根据表 3-10 注的规定，底板的混凝土保护层厚度 $c = 40\text{mm}$ ，设 $a_s = 50\text{mm}$ ， $h_0 = h - a_s = 1200 - 50 = 1150(\text{mm})$ 。

(2) 查表 2-5，得 $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$ 。

(3) 按公式 (3-94) 的规定计算，得

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{800}{1150}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.913$$

(4) 应用公式 (3-93) 计算，得

$$V = 0.7\beta_h f_t b h_0 = 0.7 \times 0.913 \times 1.43 \times 1000 \times 1150 = 1051000(\text{N}) = 1051(\text{kN})$$

得每米宽度板能承担的剪力设计值为 1051kN。

【例题 3-18】一钢筋混凝土矩形截面简支梁，两端支承在砖墙上，净跨为 4500mm，截面尺寸为 $b = 250\text{mm}$ ， $h = 500\text{mm}$ ， $h_0 = 460\text{mm}$ ，承受均布恒荷载为 $q = 25\text{kN/m}$ （包括梁自重），荷载分项系数为 1.2，均布可变荷载 $p = 45\text{kN/m}$ ，荷载分项系数为 1.4，混凝土强度等级为 C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$)，箍筋采取 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$)。

求箍筋数量。

【解】

(1) 求剪力设计值。取支座边缘处的剪力设计值计算

$$V = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 25 + 1.4 \times 45) \times 4.5 = 209.25(\text{kN}) = 209250(\text{N})$$

(2) 复核截面尺寸。对矩形截面 $h_w/b = h_0/b = 460/250 = 1.84 < 4$ ，故按公式 (3-90) 验算，即

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 11.9 \times 250 \times 460 = 342125(\text{N}) > V = 209250\text{N}，\text{则截面尺寸满足要求。}$$

(3) 验算是否按计算配置箍筋。由公式 (3-95)，即

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 460 = 102235(\text{N})$$

因为 $0.7 f_t b h_0 < V$ ，所以需按计算配置箍筋。

(4) 求箍筋数量。由公式 (3-103)，即

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V - 0.7 f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{209250 - 102235}{270 \times 460} = 0.862(\text{mm})$$

选用双肢箍 $\Phi 8@110\text{mm}$ ，则

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{2 \times 50.3}{110} = 0.915(\text{mm})$$

所以 $\frac{nA_{sv1}}{s} > 0.862\text{mm}$ ，满足要求。

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \times 100\% = \frac{2 \times 50.3}{250 \times 110} \times 100\% = 0.37\%，\rho_{sv,\min} = 0.113\%$$

所以 $\rho_{sv} > \rho_{sv,\min}$ ，满足要求。

【例题 3-19】一承受均布荷载的矩形截面简支梁，截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 400\text{mm}$ ，采用 C20 混凝土，箍筋采用 HPB300 级，已配双肢 $\Phi 8@200\text{mm}$ ，安全等级二级，环境类别一类。

(1) 求该梁所能承受的最大剪力设计值 V 。

(2) 若梁净跨 $l_n = 4.26\text{m}$ ，求按受剪承载力计算的梁所能承担的均布荷载设计值 q 为多少？

【解】

(1) 计算数据

查表 2-5 得 $f_t = 1.10\text{N/mm}^2$, 查表 2-4 得 $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$, 查表 2-12 得 $f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$ 。

查表 3-10, 得 C20 的保护层厚度 $c = 25\text{mm}$ 。

设 $a_s = 40\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 400 - 40 = 360(\text{mm})$ 。

查表 2-17 得 $A_{sv1} = 50.3\text{mm}^2$ 。

(2) 计算 V_{cs}

由公式(3-98)计算, 得

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.7f_tbh_0 + f_{yv}\frac{nA_{sv1}}{s}h_0 \\ &= 0.7 \times 1.10 \times 200 \times 360 + 270 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 360 \\ &= 104322(\text{N}) \approx 104(\text{kN}) \end{aligned}$$

(3) 复核梁截面尺寸及配箍率

$$h_w = h_0 = 360\text{mm}, \beta_c = 1.0, h_w/b = 360/200 = 1.8 < 4$$

由公式(3-90)计算, 得

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 9.6 \times 200 \times 360 = 172800(\text{N}) \approx 173(\text{kN}) > V_{cs} = 104\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

由公式(2-8)计算箍筋的最小配箍率(或查表 2-27)为

$$\begin{aligned} \rho_{sv,\min} &= 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.24 \times \frac{1.10}{270} = 0.098\% \\ \rho_{sv} &= \frac{A_{sv}}{b s} = \frac{2 \times 50.3}{200 \times 200} = 0.25\% > \rho_{sv,\min} \end{aligned}$$

箍筋直径 $\Phi 8 > \Phi 6$, 满足表 3-30 序号 3 之(3)条 2) 的要求。

箍筋间距 $s = 200\text{mm}$, 符合表 3-33 的要求。

箍筋直径和间距符合构造规定。

(4) 求按受剪承载力计算的梁所能承担的均布荷载设计值为

$$q = \frac{2V_{cs}}{l_n} = \frac{2 \times 104}{4.26} = 48.8(\text{kN/m})$$

即为所求。

【例题 3-20】 一钢筋混凝土 T 形截面简支梁, 跨度为 4m, 截面尺寸如图 3-26 所示, 承受一集中荷载, 设计值为 540kN(因梁自重所占比例很小, 已化为集中荷载考虑), 混凝土采用 C30($f_c = 14.3\text{N/mm}^2, f_t = 1.43\text{N/mm}^2$), 箍筋用 HPB300 级钢筋($f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$), 纵向钢筋用 HRB400 级钢筋($f_y = 360\text{N/mm}^2$)。求箍筋和弯起钢筋数量。

【解】

剪力图如图 3-26 所示。

(1) 验算截面限制条件

$$\frac{h_w}{b} = \frac{h_0 - h_f'}{b} = \frac{640 - 200}{250} = 1.76, \text{ 则 } 1.76 < 4$$

应用公式(3-90), 即

$$\begin{aligned} 0.25\beta_c f_c b h_0 &= 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 250 \times 640 = 572000(\text{N}), V = 337500\text{kN}, \\ 0.25\beta_c f_c b h_0 &> V \end{aligned}$$

则截面尺寸满足要求。

(2) 箍筋和弯起钢筋数量的确定

$$0.7f_t b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 640 = 160160(\text{N})$$

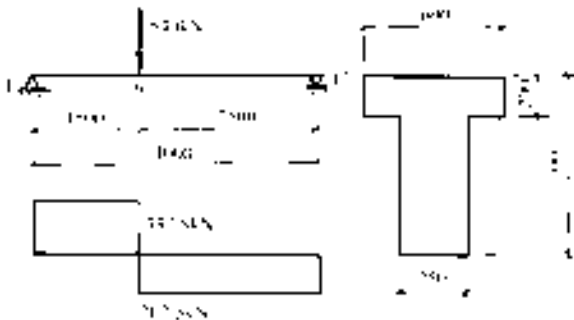


图 3-26 【例题 3-20】计算简图

所以 $0.7f_tbh_0 = 160160(\text{N}) < 337500\text{N}$ 或 $< 202500\text{N}$
故在 AB 段、BC 配置箍筋, 选用双肢箍筋 $\Phi 8@200\text{mm}$, 计算如下:

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.7f_tbh_0 + \frac{nA_{sv1}f_{yv}}{s}h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 640 + \frac{2 \times 50.3 \times 270}{200} \times 640 \\ &= 247078(\text{N}) \end{aligned}$$

所以 $247078\text{N} < 337500\text{N}$

在配弯起钢筋时, 由公式(3-105)计算弯起钢筋的截面面积, 即

$$A_{sb} = \frac{337500 - 247078}{0.8 \times 360 \times \sin 45^\circ} = 444(\text{mm}^2)$$

选用纵向钢筋弯起 1 $\Phi 25$ ($A_{sb} = 490.9\text{mm}^2$), 在 AB 区段内弯起两道。

【例题 3-21】 一钢筋混凝土矩形截面外伸梁支承砖墙上, 其跨度、截面尺寸及荷载设计值(均布荷载中已包括梁自重)如图 3-27 所示。混凝土采用 C20 ($f_c = 9.6\text{N}/\text{mm}^2$, $f_t = 1.10\text{N}/\text{mm}^2$), 箍筋用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270\text{N}/\text{mm}^2$), 纵向钢筋用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$)。

求箍筋和弯起钢筋用量。

【解】

- (1) 求内力。剪力图如图 3-27 所示。
- (2) 验算截面限制条件

$$\frac{h_w}{b} = \frac{640}{250} = 2.56 < 4$$

应用公式(3-90), 即

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 9.6 \times 250 \times 640 = 384000(\text{N}) > V_{\max} = 304225\text{N}, \text{ 则截面尺寸满足要求。}$$

(3) 箍筋和弯起钢筋数量的确定。EF 段: 支座 E 右, 集中荷载产生的剪力设计值为 100kN , 总剪力设计值为 127.225kN , 因

$$\frac{100}{127.225} = 0.786 > 0.75$$

故应考虑剪跨比的影响, 应按集中荷载计算。

$$\text{剪跨比 } \lambda = \frac{2000 - \frac{1}{2} \times 370}{640} = 2.84$$

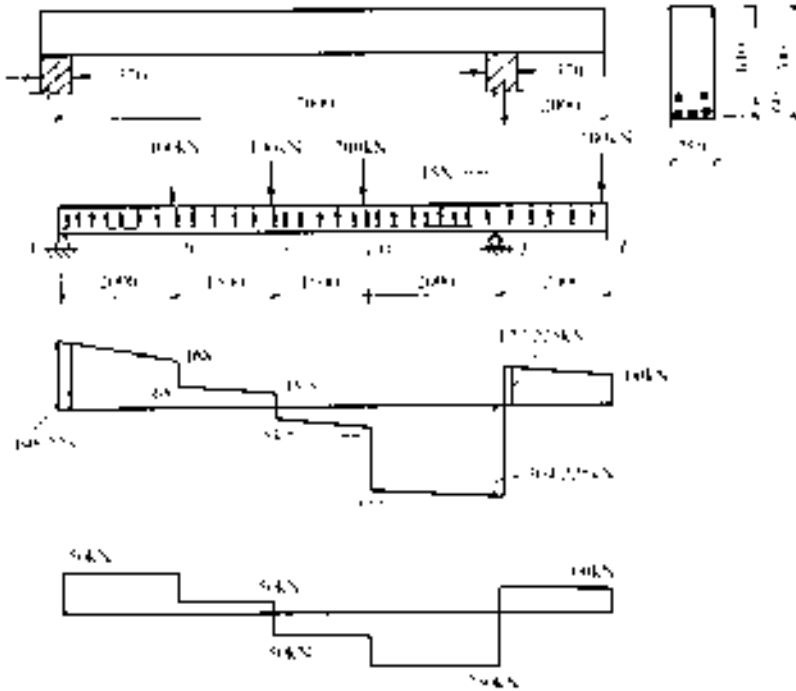


图 3-27 【例题 3-21】计算简图

$\frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0 = \frac{1.75}{2.84+1} \times 1.10 \times 250 \times 640 = 80208 \text{ (N)} < 127225 \text{ N}$, 需按计算配置箍筋。按公式 (3-99), 即

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0 + \frac{nA_{sv1}f_{yv}}{s}h_0$$

$$127225 = 80208 + \frac{nA_{sv1}}{s} \times 270 \times 640$$

得 $\frac{nA_{sv1}}{s} = 0.272 \text{ (mm)}$

配置双肢箍筋 $\Phi 8 @ 250 \text{ mm}$, 则

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{2 \times 50.3}{250} = 0.402 \text{ (mm)} > 0.272 \text{ mm}, \text{ 满足要求。}$$

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \times 100\% = \frac{2 \times 50.3}{250 \times 250} \times 100\% = 0.161\% > \rho_{sv, \min} = 0.09\% \text{ (查表 2-27)}, \text{ 满足要求。}$$

AB 段: 集中荷载对支座截面所产生的剪力设计值为 150000N, 支座截面处的总剪力设计值为 195225N, 因 $150000/195225 = 0.768 > 0.75$, 应按集中荷载公式计算。

$$\lambda = \frac{2000 - \frac{1}{2} \times 370}{640} = 2.84$$

$\frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0 = \frac{1.75}{2.84+1} \times 1.10 \times 250 \times 640 = 80208 \text{ (N)} < 195225 \text{ N}$, 需按计算配置箍筋和弯起钢筋。

选用双肢箍筋 $\Phi 8@200$ ，应用公式(3-99)，即

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + \frac{A_{sv1}}{s} f_{yv} h_0 \\ &= \frac{1.75}{2.84+1} \times 1.10 \times 250 \times 640 + \frac{2 \times 50.3}{200} \times 270 \times 640 \\ &= 167127(\text{N}) < 195225\text{N} \end{aligned}$$

再配弯起钢筋。根据公式(3-105)计算所需弯起钢筋，即

$$A_{sb} = \frac{V - V_{cs}}{0.8 f_{yv} \sin \alpha_s} = \frac{195225 - 167127}{0.8 \times 300 \times 0.707} = 166(\text{mm}^2)$$

用纵向弯起钢筋 1 $\Phi 18$ ($A_{sb} = 254.5\text{mm}^2$)，在 AB 段内弯起三道。

DE 段：该区段支座截面由均布荷载产生的剪力设计值为 304225N，集中荷载对支座截面所产生的剪力设计值为 250000N，因 $250000/304225 = 0.822$ ，已占总剪力值的 75% 以上，应考虑剪跨比影响。

$$\lambda = \frac{2000 - 0.5 \times 370}{640} = 2.84$$

$$\frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 = 80208(\text{N}) < 304225\text{N}$$

选用双肢箍筋 $\Phi 10@150$ ，应用公式(3-99)，即

$$V_{cs} = \frac{1.75}{2.84+1} \times 1.10 \times 250 \times 640 + \frac{2 \times 78.5}{150} \times 270 \times 640 = 261072(\text{N}) < 304225\text{N}$$

再配弯起钢筋。根据公式(3-105)计算所需弯起钢筋，即

$$A_{sb} = \frac{V - V_{cs}}{0.8 f_{yv} \sin \alpha_s} = \frac{304225 - 261072}{0.8 \times 300 \times 0.707} = 254(\text{mm}^2)$$

用纵向弯起钢筋 1 $\Phi 18$ ($A_{sb} = 254.5\text{mm}^2$)，在 DE 段内弯起三道。

BC 段和 CD 段：该区段最大剪力设计值为 77000N，其剪力较小，应按构造要求配置箍筋，为施工方便，则配 $\Phi 8@200$ 。

3.10 受弯构件斜截面的受弯承载力计算

3.10.1 应符合的计算规定与可不进行构件斜截面受弯承载力计算的条件

应符合的计算规定与可不进行构件斜截面受弯承载力计算的条件见表 3-29。

表 3-29 应符合的计算规定与可不进行构件斜截面受弯承载力计算的条件

序号	项 目	内 容
1	应符合的计算规定	<p>受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定(图 3-28)：</p> $M \leq (f_y A_s + f_{py} A_p) z + \sum f_y A_{sb} z_{sb} + \sum f_{py} A_{pb} z_{pb} + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} \quad (3-108)$ <p>此时，斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定：</p> $V = \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s + \sum f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (3-109)$ <p>式中 V——斜截面受压区末端的剪力设计值 z——纵向受拉普通钢筋和预应力筋的合力点至受压区合力点的距离，可近似取为 $0.9h_0$ z_{sb}、z_{pb}——同一弯起平面内的弯起普通钢筋、弯起预应力筋的合力点至斜截面受压区合力点的距离</p>

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
1	钢筋的锚固	<p>α——锚固钢筋的外形系数,按表 3-31 取用</p> <p>2) 受拉钢筋的锚固长度应根据锚固条件按下列公式计算,且不应小于 200mm:</p> $l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (3-111)$ <p>式中 l_a——受拉钢筋的锚固长度</p> <p>ζ_a——锚固长度修正系数,对普通钢筋按本序号下述(2)条的规定取用,当多于一项时,可按连乘计算,但不应小于 0.6</p> <p>梁柱节点中纵向受拉钢筋的锚固要求应按本表序号 4 中的(1)~(6)条中的规定执行</p> <p>3) 当锚固钢筋的保护层厚度不大于 $5d$ 时,锚固长度范围内应配置横向构造钢筋,其直径不应小于 $d/4$;对梁、柱、斜撑等构件间距不应大于 $5d$,对板、墙等平面构件间距不应大于 $10d$,且均不应大于 100mm,此处 d 为锚固钢筋的直径</p> <p>(2) 纵向受拉普通钢筋的锚固长度修正系数 ζ_a 应按下列规定取用:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时取 1.10 2) 环氧树脂涂层带肋钢筋取 1.25 3) 施工过程中易受扰动的钢筋取 1.10 4) 当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时,修正系数取设计计算面积与实际配筋面积的比值,但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件,不应考虑此项修正 5) 锚固钢筋的保护层厚度为 $3d$ 时修正系数可取 0.80,保护层厚度为 $5d$ 时修正系数可取 0.70,中间按内插取值,此处 d 为锚固钢筋的直径 <p>(3) 当纵向受拉普通钢筋末端采用弯钩或机械锚固措施时,包括弯钩或锚固端头在内的锚固长度(投影长度)可取为基本锚固长度 l_{ab} 的 60%。钢筋弯钩和机械锚固的形式(图 3-29)和技术要求应符合表 3-32 的规定</p> <p>(4) 混凝土结构中的纵向受压钢筋,当计算中充分利用其抗压强度时,锚固长度不应小于相应受拉锚固长度的 70%</p> <p>受压钢筋不应采用末端弯钩和一侧贴焊锚固的锚固措施</p> <p>受压钢筋锚固长度范围内的横向构造钢筋应符合本序号之(1)条的有关规定</p> <p>(5) 承受动力荷载的预制构件,应将纵向受力普通钢筋末端焊接在钢板或角钢上,钢板或角钢应可靠地锚固在混凝土中。钢板或角钢的尺寸应按计算确定,其厚度不宜小于 10mm</p> <p>其他构件中受力普通钢筋的末端也可通过焊接钢板或型钢实现锚固</p>
2	梁的纵向配筋	<p>(1) 钢筋混凝土简支梁和连续梁简支端的下部纵向受力钢筋从支座边缘算起伸入支座内的锚固长度应符合下列规定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 当 V 不大于 $0.7f_t b h_0$ 时,不小于 $5d$;当 V 大于 $0.7f_t b h_0$ 时,对带肋钢筋不小于 $12d$,对光圆钢筋不小于 $15d$,d 为钢筋的最大直径 2) 如纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度不符合上述第 1) 款要求时,可采取弯钩或机械锚固措施,并应满足本表序号 1 中之(3)的规定 3) 支承在砌体结构上的钢筋混凝土独立梁,在纵向受力钢筋的锚固长度范围

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
2	梁的纵向配筋	<p>内应配置不少于 2 个箍筋, 其直径不宜小于 $d/4$, d 为纵向受力钢筋的最大直径; 间距不宜大于 $10d$, 当采取机械锚固措施时箍筋间距尚不宜大于 $5d$, d 为纵向受力钢筋的最小直径</p> <p>4) 混凝土强度等级为 C25 及以下的简支梁和连续梁的简支端, 当距支座边 $1.5h$ 范围内作用有集中荷载, 且 V 大于 $0.7f_tbh_0$ 时, 对带肋钢筋宜采取有效的锚固措施, 或取锚固长度不小于 $15d$, d 为锚固钢筋的直径</p> <p>(2) 钢筋混凝土梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断, 当需要截断时, 应符合以下规定:</p> <p>1) 当 V 不大于 $0.7f_tbh_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$</p> <p>2) 当 V 大于 $0.7f_tbh_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 h_0 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$ 与 h_0 之和</p> <p>3) 若按本条第 1)、2) 款确定的截断点仍位于负弯矩对应的受拉区内, 则应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $1.3h_0$ 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$ 与 $1.7h_0$ 之和</p> <p>(3) 在钢筋混凝土悬臂梁中, 应有不少于 2 根上部钢筋伸至悬臂梁外端, 并向下弯折不小于 $12d$; 其余钢筋不应在梁的上部截断, 而应按本表序号 3 之(2) 条规定的弯起点位置向下弯折, 并按本表序号 3 之(1) 条的规定在梁的下边锚固</p>
3	梁的横向配筋	<p>(1) 混凝土梁宜采用箍筋作为承受剪力的钢筋</p> <p>当采用弯起钢筋时, 弯起角宜取 45° 或 60°; 在弯终点外应留有平行于梁轴线方向的锚固长度, 且在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$, d 为弯起钢筋的直径; 梁底层钢筋中的角部钢筋不应弯起, 顶层钢筋中的角部钢筋不应弯下</p> <p>(2) 在混凝土梁的受拉区中, 弯起钢筋的弯起点可设在按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面之前, 但弯起钢筋与梁中心线的交点应位于不需要该钢筋的截面之外(图 3-30); 同时弯起点与按计算充分利用该钢筋的截面之间的距离不应小于 $h_0/2$</p> <p>当按计算需要设置弯起钢筋时, 从支座起前一排的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于表 3-33 中 $V > 0.7f_tbh_0$ 时的箍筋最大间距。弯起钢筋不得采用浮筋</p> <p>(3) 梁中箍筋的配置应符合下列规定:</p> <p>1) 按承载力计算不需要箍筋的梁, 当截面高度大于 300mm 时, 应沿梁全长设置构造箍筋; 当截面高度 $h = 150 \sim 300\text{mm}$ 时, 可在构件端部 $l_0/4$ 范围内设置构造箍筋, l_0 为跨度。但当在构件中部 $l_0/2$ 范围内有集中荷载作用时, 则应沿梁全长设置箍筋。当截面高度小于 150mm 时, 可以不设置箍筋</p>

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
3	梁的横向配筋	<p>2) 截面高度大于 800mm 的梁, 箍筋直径不宜小于 8mm; 对截面高度不大于 800mm 的梁, 不宜小于 6mm。梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时, 箍筋直径尚不应小于 $d/4$, d 为受压钢筋最大直径</p> <p>3) 梁中箍筋的最大间距应符合表 3-33 的规定; 当 V 大于 $0.7 f_t b h_0$ 时, 箍筋的配筋率 ρ_{sv} [$\rho_{sv} = A_{sv} / (bS)$] 尚不应小于 $0.24 f_t / f_{yv}$, 详见本书表 2-25</p> <p>4) 当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时, 箍筋应符合以下规定:</p> <p>① 箍筋应做成封闭式, 且弯钩直线段长度不应小于 $5d$, d 为箍筋直径</p> <p>② 箍筋的间距不应大于 $15d$, 且不应大于 400mm。当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时, 箍筋间距不应大于 $10d$, d 为纵向受压钢筋的最小直径</p> <p>③ 当梁的宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时, 或当梁的宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时, 应设置复合箍筋</p> <p>(4) 在弯剪扭构件中, 箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于 $0.28 f_t / f_{yv}$, 详见本书表 2-25</p> <p>箍筋间距应符合表 3-33 的规定, 其中受扭所需的箍筋应做成封闭式, 且应沿截面周边布置。当采用复合箍筋时, 位于截面内部的箍筋不应计入受扭所需的箍筋面积。受扭所需箍筋的末端应做成 135° 弯钩, 弯钩端头平直段长度不应小于 $10d$, d 为箍筋直径</p> <p>在超静定结构中, 考虑协调扭转而配置的箍筋, 其间距不宜大于 $0.75b$, 此处 b 按表 6-2 序号 1 的规定取用, 但对箱形截面构件, b 均应以 b_h 代替</p>
4	梁柱节点	<p>(1) 梁纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固应符合下列要求:</p> <p>1) 梁上部纵向钢筋伸入节点的锚固:</p> <p>① 当采用直线锚固形式时, 锚固长度不应小于 l_a, 且应伸过柱中心线, 伸过的长度不宜小于 $5d$, d 为梁上部纵向钢筋的直径</p> <p>② 当柱截面尺寸不满足直线锚固要求时, 梁上部纵向钢筋可采用本表序号 1 之(3)条钢筋端部加机械锚头的锚固方式。梁上部纵向钢筋宜伸至柱外侧纵向钢筋内边, 包括机械锚头在内的水平投影锚固长度不应小于 $0.4l_{ab}$ (图 3-31a)</p> <p>③ 梁上部纵向钢筋也可采用 90° 弯折锚固的方式, 此时梁上部纵向钢筋应伸至柱外侧纵向钢筋内边并向节点内弯折, 其包含弯弧在内的水平投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$, 弯折钢筋在弯折平面内包含弯弧段的投影长度不应小于 $15d$ (图 3-31b)</p> <p>2) 框架梁下部纵向钢筋伸入端节点的锚固:</p> <p>① 当计算中充分利用该钢筋的抗拉强度时, 钢筋的锚固方式及长度应与上部钢筋的规定相同</p> <p>② 当计算中不利用该钢筋的强度或仅利用该钢筋的抗压强度时, 伸入节点的锚固长度应分别符合本序号下述(2)条中间节点梁下部纵向钢筋锚固的规定</p> <p>(2) 框架中间层中间节点或连续梁中间支座, 梁的上部纵向钢筋应贯穿节点或支座。梁的下部纵向钢筋宜贯穿节点或支座。当必须锚固时, 应符合下列锚固要求:</p> <p>1) 当计算中不利用该钢筋的强度时, 其伸入节点或支座的锚固长度对带肋钢筋不小于 $12d$, 对光圆钢筋不小于 $15d$, d 为钢筋的最大直径</p>

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
4	梁柱节点	<p>2) 当计算中充分利用钢筋的抗压强度时, 钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内, 其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$</p> <p>3) 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时, 钢筋可采用直线方式锚固在节点或支座内, 锚固长度不应小于钢筋的受拉锚固长度 l_a (图 3-32a)</p> <p>4) 当柱截面尺寸不足时, 宜按本序号(1)条第 1) 款的规定采用钢筋端部加锚头的机械锚固措施, 也可采用 90° 弯折锚固的方式</p> <p>5) 钢筋可在节点或支座外梁中弯矩较小处设置搭接接头, 搭接长度的起始点至节点或支座边缘的距离不应小于 $1.5h_0$ (图 3-32b)</p> <p>(3) 柱纵向钢筋应贯穿中间层的中间节点或端节点, 接头应设在节点区以外。柱纵向钢筋在顶层中节点的锚固应符合下列要求:</p> <p>1) 柱纵向钢筋应伸至柱顶, 且自梁底算起的锚固长度不应小于 l_a</p> <p>2) 当截面尺寸不满足直线锚固要求时, 可采用 90° 弯折锚固措施。此时, 包括弯弧在内的钢筋垂直投影锚固长度不应小于 $0.5l_{ab}$, 在弯折平面内包含弯弧段的水平投影长度不宜小于 $12d$ (图 3-33a)</p> <p>3) 当截面尺寸不足时, 也可采用带锚头的机械锚固措施。此时, 包含锚头在内的竖向锚固长度不应小于 $0.5l_{ab}$ (图 3-33b)</p> <p>4) 当柱顶有现浇板且板厚不小于 100mm 时, 柱纵向钢筋也可向外弯折, 弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$</p> <p>(4) 顶层端节点柱外侧纵向钢筋可弯入梁内作梁上部纵向钢筋; 也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点及附近部位搭接, 搭接可采用下列方式:</p> <p>1) 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置, 搭接长度不应小于 $1.5l_{ab}$ (图 3-34a)。其中, 伸入梁内的柱外侧钢筋截面面积不宜小于其全部面积的 65%; 梁宽范围以外的柱外侧钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边锚固。当柱外侧纵向钢筋位于柱顶第一层时, 钢筋伸至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断 (图 3-34a), d 为柱纵向钢筋的直径; 当柱外侧纵向钢筋位于柱顶第二层时, 可不向下弯折。当现浇板厚度不小于 100mm 时, 梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋也可伸入现浇板内, 其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同</p> <p>2) 当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时, 伸入梁内的柱纵向钢筋应满足本条第 1) 款规定且宜分两批截断, 截断点之间的距离不宜小于 $20d$, d 为柱外侧纵向钢筋的直径。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向下弯至梁下边缘高度位置处截断</p> <p>3) 纵向钢筋搭接接头也可沿节点柱顶外侧直线布置 (图 3-34b), 此时, 搭接长度自柱顶算起不应小于 $1.7l_{ab}$。当梁上部纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时, 弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋应满足本条第 1) 款规定的搭接长度, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$, d 为梁上部纵向钢筋的直径</p> <p>4) 当梁的截面高度较大, 梁、柱纵向钢筋相对较小, 从梁底算起的直线搭接长度未延伸至柱顶即已满足 $1.5l_{ab}$ 的要求时, 应将搭接长度延伸至柱顶并满足搭接长度 $1.7l_{ab}$ 的要求; 或者从梁底算起的弯折搭接长度未延伸至柱内侧边缘即已满足 $1.5l_{ab}$ 的要求时, 其弯折后包括弯弧在内的水平段的长度不应小于 $15d$, d 为柱纵向钢筋的直径</p> <p>5) 柱内侧面纵向钢筋的锚固应符合本序号(3)条关于顶层中节点的规定</p>

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
4	梁柱节点	<p>(5) 顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定:</p> $A_s \leq \frac{0.35\beta_{cf} b_b h_0}{f_y} \quad (3-112)$ <p>式中 b_b——梁腹板宽度 h_0——梁截面有效高度</p> <p>梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点角部的弯弧内半径,当钢筋直径不大于 25mm 时,不宜小于 $6d$;大于 25mm 时,不宜小于 $8d$。钢筋弯弧外的混凝土中应配置防裂、防剥落的构造钢筋</p> <p>(6) 在框架节点内应设置水平箍筋,箍筋应符合本序号下述(7)条柱中箍筋的构造规定,但间距不宜大于 250mm。对四边均有梁的中间节点,节点内可只设置沿周边的矩形箍筋。当顶层端节点内有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时,节点内水平箍筋应符合本表序号 5 之(6)条的规定</p> <p>(7) 柱中的箍筋应符合下列规定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 箍筋直径不应小于 $d/4$,且不应小于 6mm, d 为纵向钢筋的最大直径 2) 箍筋间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸,且不应大于 $15d$, d 为纵向钢筋的最小直径 3) 柱及其他受压构件中的周边箍筋应做成封闭式;对圆柱中的箍筋,搭接长度不应小于本表序号 1 之(1)条规定的锚固长度,且末端应做成 135° 弯钩,弯钩末端平直段长度不应小于 $5d$, d 为箍筋直径 4) 当柱截面短边尺寸大于 400mm 且各边纵向钢筋多于 3 根时,或当柱截面短边尺寸不大于 400mm 但各边纵向钢筋多于 4 根时,应设置复合箍筋 5) 柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于 3% 时,箍筋直径不应小于 8mm,间距不应大于 $10d$,且不应大于 200mm。箍筋末端应做成 135° 弯钩,且弯钩末端平直段长度不应小于 $10d$, d 为纵向受力钢筋的最小直径 6) 在配有螺旋式或焊接环式箍筋的柱中,如在正截面受压承载力计算中考虑间接钢筋的作用时,箍筋间距不应大于 80mm 及 $d_{cor}/5$,且不宜小于 40mm, d_{cor} 为按箍筋内表面确定的核心截面直径
5	钢筋的连接	<p>(1) 钢筋连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。机械连接接头及焊接接头的类型及质量应符合国家现行有关标准的规定</p> <p>混凝土结构中受力钢筋的连接接头宜设置在受力较小处。在同一根受力钢筋上宜少设接头。在结构的重要构件和关键传力部位,纵向受力钢筋不宜设置连接接头</p> <p>(2) 轴心受拉及小偏心受拉杆件的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接;其他构件中的钢筋采用绑扎搭接时,受拉钢筋直径不宜大于 25mm,受压钢筋直径不宜大于 28mm</p> <p>(3) 同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开。钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍搭接长度,凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段(图 3-35)。同一连接区段内纵向受力钢筋搭接接头面积百分率为该区段内有搭接接头的纵向受力钢筋与全部纵向受力钢筋截面面积的比值。当直径不同的钢筋搭接时,按直径较小的钢筋计算</p> <p>位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率:对梁类、板类及墙类构件,不宜大于 25%;对柱类构件,不宜大于 50%。当工程中确有必要增大受</p>

(续表 3-30)

序号	项 目	内 容
5	钢筋的连接	<p>拉钢筋搭接接头面积百分率时,对梁类构件,不宜大于 50%;对板、墙、柱及预制构件的拼接处,可根据实际情况放宽</p> <p>并筋采用绑扎搭接连接时,应按每根单筋错开搭接的方式连接。接头面积百分率应按同一连接区段内所有的单根钢筋计算。并筋中钢筋的搭接长度应按单筋分别计算</p> <p>(4) 纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度,应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按下列公式计算,且不应小于 300mm,</p> $l_l = \zeta_l l_a \quad (3-113)$ <p>式中 l_l——纵向受拉钢筋的搭接长度</p> <p>ζ_l——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数,按表 3-34 取用。当纵向搭接钢筋接头面积百分率为表的中间值时,修正系数可按内插取值</p> <p>(5) 构件中的纵向受压钢筋当采用搭接连接时,其受压搭接长度不应小于上述(4)条纵向受拉钢筋搭接长度的 70%,且不应小于 200mm</p> <p>(6) 在梁、柱类构件的纵向受力钢筋搭接长度范围内的横向构造钢筋应符合本表序号 1 之(1)条的要求;当受压钢筋直径大于 25mm 时,尚应在搭接接头两个端面外 100mm 的范围内各设置两道箍筋</p> <p>(7) 纵向受力钢筋的机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接区段的长度为 $35d$, d 为连接钢筋的较小直径。凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段</p> <p>位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50%;但对板、墙、柱及预制构件的拼接处,可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制</p> <p>机械连接套筒的保护层厚度宜满足有关钢筋最小保护层厚度的规定。机械连接套筒的横向净间距不宜小于 25mm;套筒处箍筋的间距仍应满足相应的构造要求</p> <p>直接承受动力荷载结构构件中的机械连接接头,除应满足设计要求的抗疲劳性能外,位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不应大于 50%</p> <p>(8) 细晶粒热轧带肋钢筋以及直径大于 28mm 的带肋钢筋,其焊接应经试验确定;余热处理钢筋不宜焊接</p> <p>纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。钢筋焊接接头连接区段的长度为 $35d$ 且不小于 500mm, d 为连接钢筋的较小直径,凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接头均属于同一连接区段</p> <p>纵向受拉钢筋的接头面积百分率不宜大于 50%,但对预制构件的拼接处,可根据实际情况放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制</p> <p>(9) 需进行疲劳验算的构件,其纵向受拉钢筋不得采用绑扎搭接接头,也不宜采用焊接接头,除端部锚固外不得在钢筋上焊有附件</p> <p>当直接承受起重机荷载的钢筋混凝土吊车梁、屋面梁及屋架下弦的纵向受拉钢筋采用焊接接头时,应符合下列规定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 应采用闪光接触对焊,并去掉接头的毛刺及卷边 2) 同一连接区段内纵向受拉钢筋焊接接头面积百分率不应大于 25%,焊接接头连接区段的长度应取为 $45d$, d 为纵向受力钢筋的较大直径 3) 疲劳验算时,焊接接头应符合表 2-15 疲劳应力幅限值的规定

表 3-31 锚固钢筋的外形系数 α

序号	钢筋类型	光圆钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
1	α	0.16	0.14	0.13	0.16	0.17

注：光圆钢筋末端应做 180°弯钩，弯后平直段长度不应小于 3d，但作受压钢筋时可不作弯钩。

表 3-32 钢筋弯钩和机械锚固的形式和技术要求

序号	锚固形式	技术要求
1	90°弯钩	末端 90°弯钩，弯钩内径 4d，弯后直段长度 12d
2	135°弯钩	末端 135°弯钩，弯钩内径 4d，弯后直段长度 5d
3	一侧贴焊锚筋	末端一侧贴焊长 5d 同直径钢筋
4	两侧贴焊锚筋	末端两侧贴焊长 3d 同直径钢筋
5	焊端锚板	末端与厚度 d 的锚板穿孔塞焊
6	螺栓锚头	末端旋入螺栓锚头

- 注：1. 焊缝和螺纹长度应满足承载力要求。
 2. 螺栓锚头和焊接锚板的承压净面积不应小于锚固钢筋截面面积的 4 倍。
 3. 螺栓锚头的规格应符合相关标准的要求。
 4. 螺栓锚头和焊接锚板的钢筋净间距不宜小于 4d，否则应考虑群锚效应的不利影响。
 5. 截面角部的弯钩和一侧贴焊锚筋的布筋方向宜向截面内侧偏置。

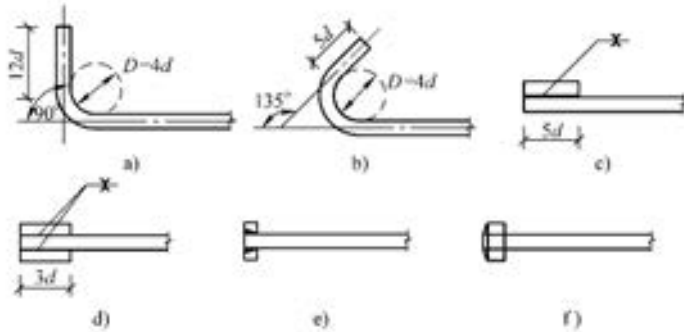


图 3-29 钢筋弯钩和机械锚固的形式和技术要求
 a) 90°弯钩 b) 135°弯钩 c) 一侧贴焊锚筋
 d) 两侧贴焊锚筋 e) 穿孔塞焊锚板 f) 螺栓锚头

表 3-33 梁中箍筋的最大间距 (单位: mm)

序号	梁高 h	$V > 0.7f_tbh_0$	$V \leq 0.7f_tbh_0$
1	$150 < h \leq 300$	150	200
2	$300 < h \leq 500$	200	300
3	$500 < h \leq 800$	250	350
4	$h > 800$	300	400

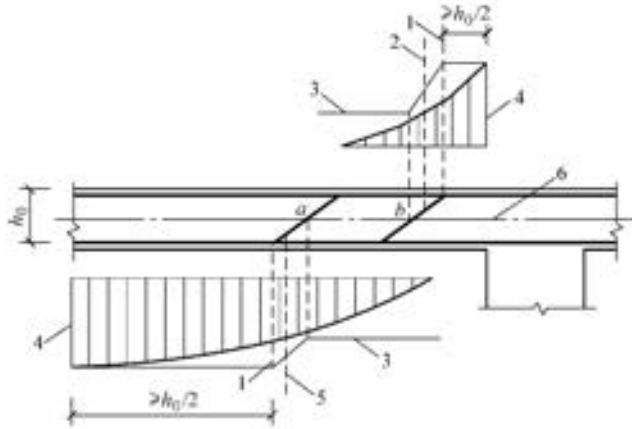


图 3-30 弯起钢筋弯起点与弯矩图的关系

1—受拉区的弯起点 2—按计算不需要钢筋“b”的截面
3—正截面受弯承载力图 4—按计算充分利用钢筋“a”或“b”强度的截面 5—按计算不需要钢筋“a”的截面 6—梁中心线

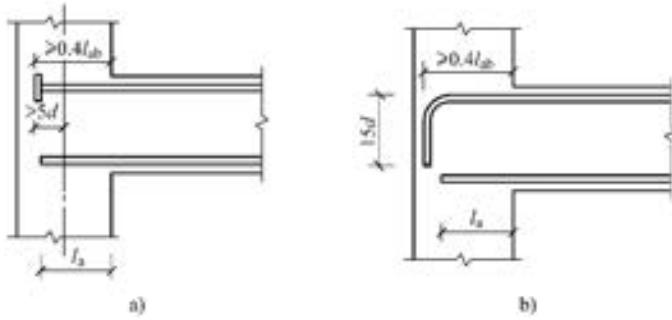


图 3-31 梁上部纵向钢筋在中间层端节点内的锚固

a) 钢筋端部加锚头锚固 b) 钢筋末端 90°弯折锚固

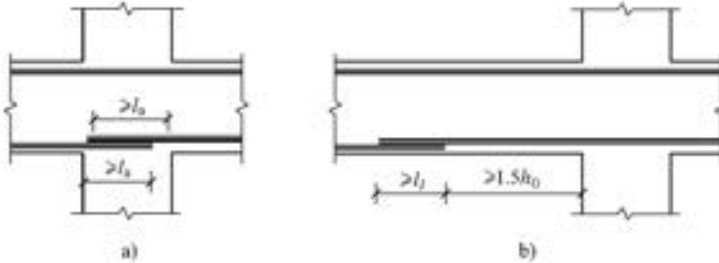


图 3-32 梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接

a) 下部纵向钢筋在节点中直线锚固 b) 下部纵向钢筋在节点或支座范围外的搭接

表 3-34 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

序号	纵向搭接钢筋接头面积百分率(%)	≤25	50	100
1	ζ_l	1.2	1.4	1.6

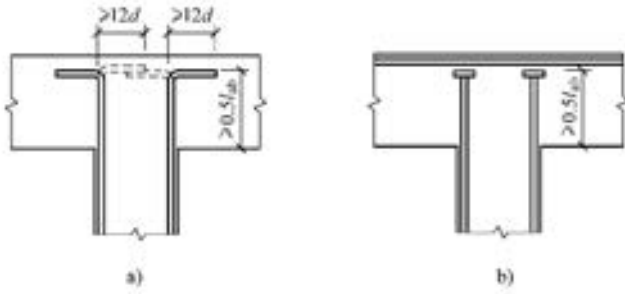


图 3-33 顶层节点中柱纵向钢筋在节点内的锚固
a) 柱纵向钢筋 90°弯折锚固 b) 柱纵向钢筋端头加锚板锚固

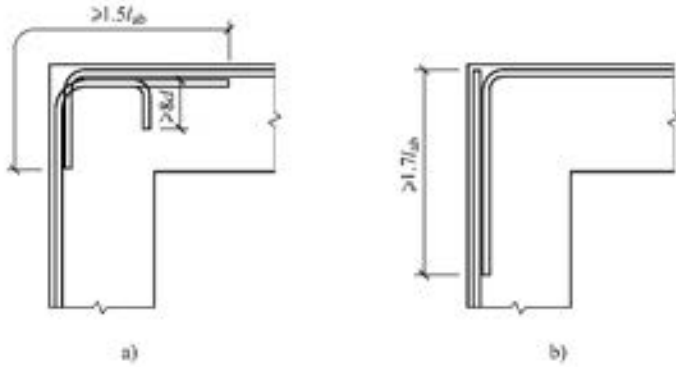


图 3-34 顶层端节点梁、柱纵向钢筋在节点内的锚固与搭接
a) 搭接接头沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置 b) 搭接接头沿节点外侧直线布置

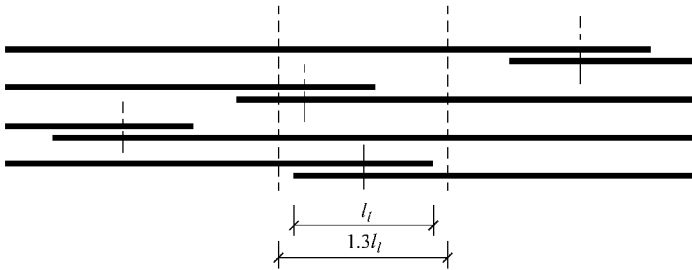


图 3-35 同一连接区段内纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头
注：图中所示同一连接区段内的搭接接头钢筋为两根，当钢筋直径相同时，
钢筋搭接接头面积百分率为 50%。

3.11 受弯构件矩形截面梁斜截面受剪承载力计算

3.11.1 受弯构件斜截面受剪承载力制表计算公式与计算用表

受弯构件斜截面受剪承载力制表计算公式与计算用表见表 3-35。

表 3-35 受弯构件斜截面受剪承载力制表计算公式与计算用表

序号	项 目	内 容
1	制表计算公式	<p>根据公式(3-90)、公式(3-95)、公式(3-98)及公式(3-100)等可依次表达的制表计算公式为</p> $[V_{\max}] = 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (3-114)$ $[V_c] = 0.7f_t b h_0 \quad (3-115)$ $[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0 \quad (3-116)$ $[V_{as}] = 0.8f_{yv} A_{sb} \sin\alpha_s \quad (3-117)$
2	计算用表	<p>(1) $[V_{\max}]$、$[V_c]$计算用表见表 3-36 (2) $[V_s]$计算用表见表 3-37、表 3-38 及表 3-39 (3) $[V_{as}]$计算用表见表 3-40</p>
3	用表说明	<p>(1) 当梁截面高 $h \leq 1000\text{mm}$ 时, 一层纵向受拉钢筋 $h_0 = h - 40\text{mm}$; 二层纵向受拉钢筋 $h = h_0 - 65\text{mm}$ (2) 当梁截面高 $h > 1000\text{mm}$ 时, 一层纵向受拉钢筋 $h_0 = h - 45\text{mm}$; 二层纵向受拉钢筋 $h = h_0 - 75\text{mm}$ (3) 表 3-36 为按纵向受拉钢筋层数为一层计算的, 二层钢筋系数见表 3-41 (4) 表 3-36~表 3-39 的应用方法说明: 1) 验算截面尺寸条件 当 $V > [V_{\max}]$ (3-118) 时, 则应加大梁的截面尺寸或提高混凝土强度等级 2) 按构造要求配制箍筋的条件 当 $V \leq [V_c] = 0.7f_t b h_0$ (3-119) 时, 可按构造要求配置箍筋 3) 当 $[V_c] < V \leq [V_{\max}]$ 时, 按 $V < [V_{cs}]$ 的条件, 在表 3-36~表 3-39 中, 选择合适的箍筋直径和间距, 也可根据已知的箍筋直径及间距进行验算 4) 当配置箍筋和弯起钢筋时, 则 $V \leq [V_{cs}] + [V_{as}] \quad (3-120a)$ $[V_{cs}] = [V_c] + [V_s] \quad (3-120b)$ $[V_{as}]$值见表 3-40</p>

表 3-36 矩形截面钢筋混凝土受弯构件的斜截面受剪承载力设计值 $[V_{max}]$ 、 $[V_c]$ (单位:kN)

梁截面		混凝土强度等级													
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
b/mm	h/mm	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$	$[V_{max}]$	$[V_c]$
180	200	69.1	22.2	85.7	25.6	103.0	28.8	120.2	31.7	137.5	34.5	151.9	36.3	166.3	38.1
	250	90.7	29.1	112.5	33.6	135.1	37.8	157.8	41.5	180.5	45.2	199.4	47.6	218.3	50.0
	300	112.3	36.0	139.2	41.6	167.3	46.8	195.4	51.4	223.5	56.0	246.9	59.0	270.3	61.9
	350	133.9	43.0	166.0	49.6	199.5	55.9	233.0	61.3	266.4	66.8	294.3	70.3	322.2	73.8
	400	155.5	49.9	192.8	57.6	231.7	64.9	270.5	71.2	309.4	77.6	341.8	81.6	374.2	85.7
	450	177.1	56.8	219.6	65.6	263.8	73.9	308.1	81.1	352.4	88.3	389.3	93.0	426.2	97.6
	500	198.7	63.8	246.3	73.6	296.0	82.9	345.7	91.0	395.4	99.1	436.8	104.3	478.2	109.5
	550	220.3	70.7	273.1	81.6	328.2	91.9	383.3	100.9	438.3	109.9	484.2	115.7	530.1	121.5
	600	241.9	77.6	299.9	89.6	360.4	100.9	420.8	110.8	481.3	120.7	531.7	127.0	582.1	133.4
	650	263.5	84.5	326.7	97.6	392.5	109.9	458.4	120.7	524.3	131.4	579.2	138.3	634.1	145.3
200	700	285.1	91.5	353.4	105.6	424.7	118.9	496.0	130.6	567.3	142.2	626.7	149.7	686.1	157.2
	250	100.8	32.3	125.0	37.3	150.2	42.0	175.4	46.2	200.6	50.3	221.6	52.9	242.6	55.6
	300	124.8	40.0	154.7	46.2	185.9	52.1	217.1	57.1	248.3	62.2	274.3	65.5	300.3	68.8
	350	148.8	47.7	184.5	55.1	221.7	62.1	258.9	68.1	296.1	74.2	327.1	78.1	358.1	82.0
	400	172.8	55.4	214.2	64.0	257.4	72.1	300.6	79.1	343.8	86.2	379.8	90.7	415.8	95.3
	450	196.8	63.1	244.0	72.9	293.2	82.1	342.4	90.1	391.6	98.2	432.6	103.3	473.6	108.5
	500	220.8	70.8	273.7	81.8	328.9	92.1	384.1	101.1	439.3	110.1	485.3	115.9	531.3	121.7
	550	244.8	78.5	303.5	90.7	364.7	102.1	425.9	112.1	487.1	122.1	538.1	128.5	589.1	134.9
	600	268.8	86.2	333.2	99.6	400.4	112.1	467.6	123.1	534.8	134.1	590.8	141.1	646.8	148.2
	650	292.8	93.9	363.0	108.5	436.2	122.1	509.4	134.1	582.6	146.0	643.6	153.7	704.6	161.4
200	700	316.8	101.6	392.7	117.3	471.9	132.1	551.1	145.1	630.3	158.0	696.3	166.3	762.3	174.6
	750	340.8	109.3	422.5	126.2	507.7	142.1	592.9	156.1	678.1	170.0	749.1	178.9	820.1	187.9
	800	364.8	117.0	452.2	135.1	543.4	152.2	634.6	167.0	725.8	181.9	801.8	191.5	877.8	201.1

(续表 3-36)

梁截面		混凝土强度等级													
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
b/mm	h/mm	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]
220	250	110.9	35.6	137.4	41.1	165.2	46.2	192.9	50.8	220.6	55.3	243.7	58.2	266.8	61.1
	300	137.3	44.0	170.2	50.9	204.5	57.3	238.8	62.9	273.1	68.5	301.7	72.1	330.3	75.7
	350	163.7	52.5	202.9	60.6	243.8	68.3	284.7	75.0	325.7	81.6	359.8	85.9	393.9	90.2
	400	190.1	61.0	235.6	70.4	283.1	79.3	330.7	87.0	378.2	94.8	417.8	99.8	457.4	104.8
	450	216.5	69.5	268.3	80.2	322.5	90.3	376.6	99.1	430.7	108.0	475.8	113.7	520.9	119.3
	500	242.9	77.9	301.1	90.0	361.8	101.3	422.5	111.2	483.2	121.1	533.8	127.5	584.4	133.9
	550	269.3	86.4	333.8	99.7	401.1	112.3	468.4	123.3	535.8	134.3	591.9	141.4	648.0	148.4
	600	295.7	94.9	366.5	109.5	440.4	123.3	514.4	135.4	588.3	147.5	649.9	155.2	711.5	163.0
	650	322.1	103.3	399.2	119.3	479.8	134.3	560.3	147.5	640.8	160.6	707.9	169.1	775.0	177.5
	700	348.5	111.8	432.0	129.1	519.1	145.3	606.2	159.6	693.3	173.8	765.9	183.0	838.5	192.1
250	250	156.0	50.1	193.4	57.8	232.4	65.1	271.4	71.4	310.4	77.8	342.9	81.9	375.4	86.0
	300	186.0	59.7	230.6	68.9	277.1	77.6	323.6	85.2	370.1	92.8	408.8	97.7	447.6	102.5
	350	216.0	69.3	267.8	80.0	321.8	90.1	375.8	98.9	429.8	107.7	474.8	113.4	519.8	119.1
	400	246.0	78.9	304.9	91.1	366.4	102.6	427.9	112.6	489.4	122.7	540.7	129.2	591.9	135.6
	450	276.0	88.6	342.1	102.2	411.1	115.1	480.1	126.4	549.1	137.7	606.6	144.9	664.1	152.1
	500	306.0	98.2	379.3	113.3	455.8	127.6	532.3	140.1	608.8	152.6	672.6	160.7	736.3	168.7
	550	336.0	107.8	416.5	124.4	500.1	140.1	585.6	155.1	666.1	167.6	744.1	171.6	808.1	178.1
	600	366.0	117.3	457.1	135.5	551.1	155.1	636.6	170.1	726.1	182.6	806.1	184.6	871.1	188.1
	650	396.0	126.8	497.6	146.6	602.1	170.6	707.6	185.6	787.6	193.6	857.6	195.6	922.6	195.6
	700	426.0	136.3	538.1	157.7	653.1	181.1	758.1	196.1	838.1	204.1	908.1	206.1	973.1	201.1

(续表 3-36)

梁截面		混凝土强度等级																	
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50					
		$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$	$[V_{\max}]$	$[V_e]$				
300	h/mm																		
	950	655.2	210.2	812.2	242.7	976.0	273.3	1139.8	300.0	1303.6	326.8	1440.1	344.0	1576.6	361.2				
	1000	691.2	221.8	856.8	256.0	1029.6	288.3	1202.4	316.5	1375.2	344.7	1519.2	362.9	1663.2	381.0				
	1100	759.6	243.7	941.6	281.4	1131.5	316.8	1321.4	347.8	1511.3	378.9	1669.5	398.8	1827.8	418.7				
	1200	831.6	266.8	1030.8	308.0	1238.7	346.8	1446.6	380.8	1654.5	414.8	1827.8	436.6	2001.0	458.4				
	400	302.4	97.0	374.9	112.0	450.5	126.1	526.1	138.5	601.7	150.8	664.7	158.8	727.7	166.7				
	450	344.4	110.5	426.9	127.6	513.0	143.6	599.1	157.7	685.2	171.8	757.0	180.8	828.7	189.9				
	500	386.4	124.0	479.0	143.1	575.6	161.2	672.2	176.9	768.8	192.7	849.3	202.9	929.8	213.0				
	550	428.4	137.4	531.0	158.7	638.1	178.7	745.2	196.2	852.3	213.7	941.6	224.9	1030.8	236.2				
	600	470.4	150.9	583.1	174.2	700.7	196.2	818.3	215.4	935.9	234.6	1033.9	247.0	1131.9	259.3				
	650	512.4	164.4	635.2	189.8	763.3	213.7	891.4	234.6	1019.5	255.6	1126.2	269.0	1233.0	282.5				
	700	554.4	177.9	687.2	205.4	825.8	231.2	964.4	253.9	1103.0	276.5	1218.5	291.1	1334.0	305.6				
750	596.4	191.3	739.3	220.9	888.4	248.7	1037.5	273.1	1186.6	297.5	1310.8	313.1	1435.1	328.8					
800	638.4	204.8	791.4	236.5	951.0	266.3	1110.6	292.3	1270.2	318.4	1403.2	335.2	1536.2	351.9					
850	680.4	218.3	843.4	252.0	1013.5	283.8	1183.6	311.6	1353.7	339.3	1495.5	357.2	1637.2	375.1					
900	722.4	231.8	895.5	267.6	1076.1	301.3	1256.7	330.8	1437.3	360.3	1587.8	379.3	1738.3	398.2					
950	764.4	245.2	947.5	283.1	1138.6	318.8	1329.7	350.0	1520.8	381.2	1680.1	401.3	1839.3	421.4					
1000	806.4	258.7	999.6	298.7	1201.2	336.3	1402.8	369.3	1604.4	402.2	1772.4	423.4	1940.4	444.5					
1100	886.2	284.3	1098.5	328.3	1320.1	369.6	1541.6	405.8	1763.2	442.0	1947.8	465.3	2132.4	488.5					
1200	970.2	311.3	1202.6	359.4	1445.2	404.7	1687.7	444.3	1930.3	483.9	2132.4	509.4	2334.5	534.8					
1300	1054.2	338.2	1306.8	390.5	1570.3	439.7	1833.9	482.7	2097.4	525.8	2317.0	553.5	2536.7	581.1					
1400	1138.2	365.2	1410.9	421.6	1695.4	474.7	1980.0	521.2	2264.5	567.7	2501.7	597.6	2738.8	627.4					
350	h/mm																		
	950	655.2	210.2	812.2	242.7	976.0	273.3	1139.8	300.0	1303.6	326.8	1440.1	344.0	1576.6	361.2				
	1000	691.2	221.8	856.8	256.0	1029.6	288.3	1202.4	316.5	1375.2	344.7	1519.2	362.9	1663.2	381.0				
	1100	759.6	243.7	941.6	281.4	1131.5	316.8	1321.4	347.8	1511.3	378.9	1669.5	398.8	1827.8	418.7				
	1200	831.6	266.8	1030.8	308.0	1238.7	346.8	1446.6	380.8	1654.5	414.8	1827.8	436.6	2001.0	458.4				
	400	302.4	97.0	374.9	112.0	450.5	126.1	526.1	138.5	601.7	150.8	664.7	158.8	727.7	166.7				
	450	344.4	110.5	426.9	127.6	513.0	143.6	599.1	157.7	685.2	171.8	757.0	180.8	828.7	189.9				
	500	386.4	124.0	479.0	143.1	575.6	161.2	672.2	176.9	768.8	192.7	849.3	202.9	929.8	213.0				
	550	428.4	137.4	531.0	158.7	638.1	178.7	745.2	196.2	852.3	213.7	941.6	224.9	1030.8	236.2				
	600	470.4	150.9	583.1	174.2	700.7	196.2	818.3	215.4	935.9	234.6	1033.9	247.0	1131.9	259.3				
	650	512.4	164.4	635.2	189.8	763.3	213.7	891.4	234.6	1019.5	255.6	1126.2	269.0	1233.0	282.5				
	700	554.4	177.9	687.2	205.4	825.8	231.2	964.4	253.9	1103.0	276.5	1218.5	291.1	1334.0	305.6				
750	596.4	191.3	739.3	220.9	888.4	248.7	1037.5	273.1	1186.6	297.5	1310.8	313.1	1435.1	328.8					
800	638.4	204.8	791.4	236.5	951.0	266.3	1110.6	292.3	1270.2	318.4	1403.2	335.2	1536.2	351.9					
850	680.4	218.3	843.4	252.0	1013.5	283.8	1183.6	311.6	1353.7	339.3	1495.5	357.2	1637.2	375.1					
900	722.4	231.8	895.5	267.6	1076.1	301.3	1256.7	330.8	1437.3	360.3	1587.8	379.3	1738.3	398.2					
950	764.4	245.2	947.5	283.1	1138.6	318.8	1329.7	350.0	1520.8	381.2	1680.1	401.3	1839.3	421.4					
1000	806.4	258.7	999.6	298.7	1201.2	336.3	1402.8	369.3	1604.4	402.2	1772.4	423.4	1940.4	444.5					
1100	886.2	284.3	1098.5	328.3	1320.1	369.6	1541.6	405.8	1763.2	442.0	1947.8	465.3	2132.4	488.5					
1200	970.2	311.3	1202.6	359.4	1445.2	404.7	1687.7	444.3	1930.3	483.9	2132.4	509.4	2334.5	534.8					
1300	1054.2	338.2	1306.8	390.5	1570.3	439.7	1833.9	482.7	2097.4	525.8	2317.0	553.5	2536.7	581.1					
1400	1138.2	365.2	1410.9	421.6	1695.4	474.7	1980.0	521.2	2264.5	567.7	2501.7	597.6	2738.8	627.4					

(续表 3-36)

梁截面		混凝土强度等级																					
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50									
		$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$	$[V_{max}]$	$[V_e]$								
h/mm		450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	500	550	600	650	700
b/mm		393.6	441.6	489.6	537.6	585.6	633.6	681.6	729.6	777.6	825.6	873.6	921.6	1012.8	1108.8	1204.8	1300.8	1396.8	496.8	550.8	604.8	658.8	712.8
		126.3	141.7	157.1	172.5	187.9	203.3	218.7	234.1	249.5	264.9	280.3	295.7	324.9	355.7	386.5	417.3	448.1	159.4	176.7	194.0	211.4	228.7
		487.9	547.4	606.9	666.4	725.9	785.4	844.9	904.4	963.9	1023.4	1082.9	1142.4	1255.5	1374.5	1493.5	1612.5	1731.5	615.8	682.8	749.7	816.6	883.6
		145.8	163.6	181.4	199.1	216.9	234.7	252.5	270.3	288.0	305.8	323.6	341.4	375.2	410.7	446.3	481.8	517.4	184.0	204.0	224.0	244.0	264.0
		586.3	657.8	729.3	800.8	872.3	943.8	1015.3	1086.8	1158.3	1229.8	1301.3	1372.8	1508.7	1651.7	1794.7	1937.7	2080.7	740.0	820.5	900.9	981.3	1061.8
		164.2	184.2	204.2	224.2	244.2	264.3	284.3	304.3	324.3	344.3	364.4	384.4	422.4	462.5	502.5	542.5	582.6	207.2	229.7	252.3	274.8	297.3
		684.7	768.2	851.7	935.2	1018.7	1102.2	1185.7	1269.2	1352.7	1436.2	1519.7	1603.2	1761.9	1928.9	2095.9	2262.9	2429.9	864.2	958.2	1052.1	1146.0	1240.0
		180.2	202.2	224.2	246.2	268.2	290.1	312.1	334.1	356.1	378.1	400.0	422.0	463.8	507.7	551.7	595.7	639.6	227.5	252.2	276.9	301.7	326.4
		783.1	878.6	974.1	1069.6	1165.1	1260.6	1356.1	1451.6	1547.1	1642.6	1738.1	1833.6	2015.1	2206.1	2397.1	2588.1	2779.1	988.4	1095.9	1203.3	1310.7	1418.2
		196.3	220.2	244.2	268.1	292.1	316.0	339.9	363.9	387.8	411.8	435.7	459.6	505.1	553.0	600.9	648.8	696.7	247.8	274.7	301.6	328.6	355.5
		865.1	970.6	1076.1	1181.6	1287.1	1392.6	1498.1	1603.6	1709.1	1814.6	1920.1	2025.6	2226.1	2437.1	2648.1	2859.1	3070.1	1091.9	1210.6	1329.3	1448.0	1566.7
		206.6	231.8	257.0	282.2	307.4	332.6	357.8	383.0	408.2	433.4	458.6	483.8	531.7	582.1	632.5	682.9	733.3	260.8	289.2	317.5	345.9	374.2
		947.1	1062.6	1178.1	1293.6	1409.1	1524.6	1640.1	1755.6	1871.1	1986.6	2102.1	2217.6	2437.1	2668.1	2899.1	3130.1	3361.1	1195.4	1325.4	1455.3	1585.2	1715.2
		217.0	243.4	269.9	296.4	322.8	349.3	375.7	402.2	428.7	455.1	481.6	508.0	558.3	611.2	664.1	717.1	770.0	273.9	303.6	333.4	363.2	392.9

(续表 3-36)

梁截面		混凝土强度等级													
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
b/mm	h/mm	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]
450	750	766.8	246.0	950.5	284.0	1142.2	319.8	1333.9	351.1	1525.6	382.4	1685.4	402.6	1845.1	422.7
	800	820.8	263.3	1017.5	304.0	1222.7	342.3	1427.9	375.9	1633.1	409.4	1804.1	430.9	1975.1	452.5
	850	874.8	280.7	1084.4	324.0	1303.1	364.9	1521.8	400.6	1740.5	436.3	1922.7	459.3	2105.0	482.2
	900	928.8	298.0	1151.3	344.0	1383.5	387.4	1615.7	425.3	1847.9	463.2	2041.4	487.6	2234.9	512.0
	950	982.8	315.3	1218.3	364.0	1464.0	409.9	1709.7	450.0	1955.4	490.2	2160.1	516.0	2364.9	541.8
	1000	1036.8	332.6	1285.2	384.0	1544.4	432.4	1803.6	474.8	2062.8	517.1	2278.8	544.3	2494.8	571.5
	1100	1139.4	365.6	1412.4	422.1	1697.2	475.2	1982.1	521.8	2266.9	568.3	2504.3	598.2	2741.7	628.1
	1200	1247.4	400.2	1546.3	462.1	1858.1	520.3	2170.0	571.2	2481.8	622.1	2741.7	654.9	3001.6	687.6
	1300	1355.4	434.9	1680.1	502.1	2019.0	565.3	2357.8	620.7	2696.7	676.0	2979.1	711.6	3261.4	747.2
	1400	1463.4	469.5	1814.0	542.1	2179.9	610.4	2545.7	670.1	2911.6	729.9	3216.4	768.3	3521.3	806.7
	1500	1571.4	504.2	1947.9	582.1	2340.7	655.4	2733.6	719.6	3126.4	783.7	3453.8	825.0	3781.2	866.2
	1600	1679.4	538.8	2081.8	622.1	2501.6	700.4	2921.5	769.0	3341.3	837.6	3691.2	881.7	4041.1	925.8
1700	1787.4	573.5	2215.6	662.1	2662.5	745.5	3109.3	818.5	3556.2	891.5	3928.6	938.4	4300.9	985.3	
1800	1895.4	608.1	2349.5	702.1	2823.4	790.5	3297.2	867.9	3771.1	945.3	4165.9	995.1	4560.8	1044.8	
500	550	612.0	196.4	758.6	226.7	911.6	255.3	1064.6	280.2	1217.6	305.2	1345.1	321.3	1472.6	337.4
	600	672.0	215.6	833.0	248.9	1001.0	280.3	1169.0	307.7	1337.0	335.2	1477.0	352.8	1617.0	370.4
	650	732.0	234.9	907.4	271.1	1090.4	305.3	1273.4	335.2	1456.4	365.1	1608.9	384.3	1761.4	403.5
	700	792.0	254.1	981.8	293.4	1179.8	330.3	1377.8	362.7	1575.8	395.0	1740.8	415.8	1905.8	436.6
	750	852.0	273.4	1056.1	315.6	1269.1	355.4	1482.1	390.1	1695.1	424.9	1872.6	447.3	2050.1	469.7
	800	912.0	292.6	1130.5	337.8	1358.5	380.4	1586.5	417.6	1814.5	454.9	2004.5	478.8	2194.5	502.7

(续表 3-36)

梁截面		混凝土强度等级													
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
b/mm	h/mm	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]	[V _{max}]	[V _e]
500	850	972.0	311.9	1204.9	360.0	1447.9	405.4	1690.9	445.1	1933.9	484.8	2136.4	510.3	2338.9	535.8
	900	1032.0	331.1	1279.3	382.3	1537.3	430.4	1795.3	472.6	2053.3	514.7	2268.3	541.8	2483.3	568.9
	950	1092.0	350.4	1353.6	404.5	1626.6	455.5	1899.6	500.0	2172.6	544.6	2400.1	573.3	2627.6	602.0
	1000	1152.0	369.6	1428.0	426.7	1716.0	480.5	2004.0	527.5	2292.0	574.6	2532.0	604.8	2772.0	635.0
	1100	1266.0	406.2	1569.3	468.9	1885.8	528.0	2202.3	579.7	2518.8	631.4	2782.6	664.7	3046.3	697.9
	1200	1386.0	444.7	1718.1	513.4	2064.6	578.1	2411.1	634.7	2757.6	691.3	3046.3	727.7	3335.1	764.0
	1300	1506.0	483.2	1866.8	557.8	2243.3	628.1	2619.8	689.6	2996.3	751.1	3310.1	790.7	3623.8	830.2
	1400	1626.0	521.7	2015.6	602.3	2422.1	678.2	2828.6	744.6	3235.1	811.0	3573.8	853.7	3912.6	896.3
	1500	1746.0	560.2	2164.3	646.7	2600.8	728.2	3037.3	799.5	3473.8	870.8	3837.6	916.7	4201.3	962.5
	1600	1866.0	598.7	2313.1	691.2	2779.6	778.3	3246.1	854.5	3712.6	930.7	4101.3	979.7	4490.1	1028.6
1700	1986.0	637.2	2461.8	735.6	2958.3	828.3	3454.8	909.4	3951.3	990.5	4365.1	1042.7	4778.8	1094.8	
1800	2106.0	675.7	2610.6	780.1	3137.1	878.4	3663.6	964.4	4190.1	1050.4	4628.8	1105.7	5067.6	1160.9	

表 3-37 矩形截面受弯构件斜截面箍筋受剪承载力设计值 [V_s] (f_{yv} = 270N/mm²)
 上行为双臂箍筋值 (单位:kN)
 下行为四肢箍筋值

梁截面高度 h/mm	[V _s] = f _{yv} $\frac{nA_{sv1}}{s}$ h ₀																
	Φ 6, 间距 s/mm 为			Φ 8, 间距 s/mm 为			Φ 10, 间距 s/mm 为			Φ 12, 间距 s/mm 为							
300	100	150	200	100	150	200	100	150	200	100	150	200	100	150	200	250	300
	39.7	26.5		70.6	47.1		110.3	73.5		158.8	105.9						
	79.4	52.9		141.2	94.1		220.5	147.0		317.6	211.7						

(续表 3-37)

梁截面高度 h/mm	$[V_s] = f_{sv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																							
	$\Phi 6$, 箍距 s/mm 为						$\Phi 8$, 箍距 s/mm 为						$\Phi 10$, 箍距 s/mm 为						$\Phi 12$, 箍距 s/mm 为					
	100	150	200	250	300		100	150	200	250	300		100	150	200	250	300		100	150	200	250	300	
350	47.3	31.5	23.7				84.2	56.1	42.1				131.5	87.7	65.7				189.3	126.2	94.7			
	94.6	63.1	47.3				168.3	112.2	84.2				263.0	175.3	131.5				378.7	252.4	189.3			
400	55.0	36.6	27.5				97.7	65.1	48.9				152.7	101.8	76.3				219.9	146.6	109.9			
	109.9	73.3	55.0				195.4	130.3	97.7				305.4	203.6	152.7				439.7	293.2	219.9			
450	62.6	41.7	31.3				111.3	74.2	55.6				173.9	115.9	86.9				250.4	166.9	125.2			
	125.2	83.5	62.6				222.6	148.4	111.3				347.8	231.9	173.9				500.8	333.9	250.4			
500	70.2	46.8	35.1				124.9	83.2	62.4				195.1	130.1	97.5				280.9	187.3	140.5			
	140.4	93.6	70.2				249.7	166.5	124.9				390.2	260.1	195.1				561.9	374.6	280.9			
550	77.9	51.9	38.9	31.1			138.4	92.3	69.2	55.4			216.3	144.2	108.1	86.5			311.5	207.7	155.7	124.6		
	155.7	103.8	77.9	62.3			276.9	184.6	138.4	110.8			432.6	288.4	216.3	173.0			623.0	415.3	311.5	249.2		
600	85.5	57.0	42.7	34.2			152.0	101.3	76.0	60.8			237.5	158.3	118.8	95.0			342.0	228.0	171.0	136.8		
	171.0	114.0	85.5	68.4			304.0	202.7	152.0	121.6			475.0	316.7	237.5	190.0			684.0	456.0	342.0	273.6		
650	93.1	62.1	46.6	37.2			165.6	110.4	82.8	66.2			258.7	172.5	129.4	103.5			372.6	248.4	186.3	149.0		
	186.2	124.2	93.1	74.5			331.2	220.8	165.6	132.5			517.4	344.9	258.7	207.0			745.1	496.7	372.6	298.0		
700	100.8	67.2	50.4	40.3			179.2	119.4	89.6	71.7			279.9	186.6	140.0	112.0			403.1	268.7	201.5	161.2		
	201.5	134.3	100.8	80.6			358.3	238.9	179.2	143.3			559.8	373.2	279.9	223.9			806.2	537.5	403.1	322.5		
750	108.4	72.3	54.2	43.4			192.7	128.5	96.4	77.1			301.1	200.7	150.6	120.4			433.6	289.1	216.8	173.5		
	216.8	144.5	108.4	86.7			385.5	257.0	192.7	154.2			602.2	401.5	301.1	240.9			867.3	578.2	433.6	346.9		
800	116.0	77.3	58.0	46.4			206.3	137.5	103.2	82.5			322.3	214.9	161.2	128.9			464.2	309.4	232.1	185.7		
	232.0	154.7	116.0	92.8			412.6	275.1	206.3	165.0			644.7	429.8	322.3	257.9			928.3	618.9	464.2	371.3		

(续表 3-37)

梁截面高 h/mm	$[V_s] = f_{sv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																															
	Φ 6, 箍距 s/mm 为				Φ 8, 箍距 s/mm 为				Φ 10, 箍距 s/mm 为				Φ 12, 箍距 s/mm 为																			
	100	150	200	250	300	250	200	150	100	150	200	250	300	250	200	150	100	150	200	250	300											
850		219.9	146.6	109.9	88.0	73.3	343.5	229.0	171.8	137.4	114.5	494.7	329.8	247.3	197.9	164.9		439.8	293.2	219.9	175.9	146.6	687.1	458.0	343.5	274.8	229.0	989.4	659.6	494.7	395.8	329.8
900		233.5	155.6	116.7	93.4	77.8	364.7	243.2	182.4	145.9	121.6	525.2	350.2	262.6	210.1	175.1		466.9	311.3	233.5	186.8	155.6	729.5	486.3	364.7	291.8	243.2	1050.5	700.3	525.2	420.2	350.2
950		247.0	164.7	123.5	98.8	82.3	385.9	257.3	193.0	154.4	128.6	555.8	370.5	277.9	222.3	185.3		494.1	329.4	247.0	197.6	164.7	771.9	514.6	385.9	308.8	257.3	1111.5	741.0	555.8	444.6	370.5
1000		260.6	173.7	130.3	104.2	86.9	407.2	271.4	203.6	162.9	135.7	586.3	390.9	293.2	234.5	195.4		521.2	347.5	260.6	208.5	173.7	814.3	542.9	407.2	325.7	271.4	1172.6	781.7	586.3	469.0	390.9
1100		286.4	190.9	143.2	114.6	95.5	447.4	298.3	223.7	179.0	149.1	644.3	431.6	323.7	259.0	215.8		572.8	381.9	286.4	229.1	190.9	894.9	596.6	447.4	358.0	298.3	1288.7	859.1	644.3	515.5	429.6
1200		313.5	209.0	156.8	125.4	104.5	489.9	326.6	244.9	195.9	163.3	705.4	470.3	352.7	282.2	235.1		627.1	418.0	313.5	250.8	209.0	979.7	653.1	489.9	391.9	326.6	1410.8	940.5	705.4	564.3	470.3
1300		340.7	227.1	170.3	136.3	113.6	532.3	354.8	266.1	212.9	177.4	766.5	511.0	383.2	306.6	255.5		681.4	454.2	340.7	272.5	227.1	1064.5	709.7	532.3	425.8	354.8	1533.0	1022.0	766.5	613.2	511.0
1400		367.8	245.2	183.9	147.1	122.6	574.7	383.1	287.3	229.9	191.6	827.6	551.7	413.8	331.0	275.9		735.7	490.4	367.8	294.3	245.2	1149.4	766.2	574.7	459.7	383.1	1655.1	1103.4	827.6	662.0	551.7
1500		395.0	263.3	197.5	158.0	131.7	617.1	411.4	308.5	246.8	205.7	888.6	592.4	444.3	355.5	296.2		789.9	526.6	395.0	316.0	263.3	1234.2	822.8	617.1	493.7	411.4	1777.3	1184.8	888.6	710.9	592.4
1600		422.1	281.4	211.1	168.8	140.7	659.5	439.7	329.8	263.8	219.8	949.7	633.1	474.9	379.9	316.6		844.2	562.8	422.1	337.7	281.4	1319.0	879.3	659.5	527.6	439.7	1899.4	1266.3	949.7	759.8	633.1

(续表 3-37)

梁截面高度 h/mm	$[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																							
	Φ 6, 箍距 s/mm 为						Φ 8, 箍距 s/mm 为						Φ 10, 箍距 s/mm 为						Φ 12, 箍距 s/mm 为					
	100	150	200	250	300		100	150	200	250	300		100	150	200	250	300		100	150	200	250	300	
1700							449.3	299.5	224.6	179.7	149.8	701.9	467.9	351.0	280.8	234.0	1010.8	673.8	505.4	404.3	336.9			
							898.5	599.0	449.3	359.4	299.5	1403.8	935.9	701.9	561.5	467.9	2021.5	1347.7	1010.8	808.6	673.8			
1800							476.4	317.6	238.2	190.6	158.8	744.3	496.2	372.2	297.7	248.1	1071.8	714.6	535.9	428.7	357.3			
							952.8	635.2	476.4	381.1	317.6	1488.6	992.4	744.3	595.5	496.2	2143.7	1429.1	1071.8	857.5	714.6			

上行为四肢箍筋值 (单位:kN)
下行为四肢箍筋值

表 3-38 矩形截面受弯构件斜截面箍筋受剪承载力设计值 $[V_s]$ ($f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$)

梁截面高度 h/mm	$[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																	
	Φ 8, 箍距 s/mm 为						Φ 10, 箍距 s/mm 为						Φ 12, 箍距 s/mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
300	78.4	62.7	52.3				122.5	98.0	81.7				176.4	141.1	117.6			
	156.8	125.5	104.6				245.0	196.0	163.4				352.9	282.3	235.2			
350	93.5	74.8	62.3	46.8			146.1	116.9	97.4	73.0			210.4	168.3	140.2	105.2		
	187.0	149.6	124.7	93.5			292.2	233.7	194.8	146.1			420.7	336.6	280.5	210.4		
400	108.6	86.9	72.4	54.3			169.6	135.7	113.1	84.8			244.3	195.4	162.9	122.1		
	217.2	173.7	144.8	108.6			339.3	271.4	226.2	169.6			488.6	390.9	325.7	244.3		
450	123.7	98.9	82.4	61.8			193.2	154.6	128.8	96.6			278.2	222.6	185.5	139.1		
	247.3	197.9	164.9	123.7			386.4	309.1	257.6	193.2			556.5	445.2	371.0	278.2		
500	138.7	111.0	92.5	69.4			216.8	173.4	144.5	108.4			312.2	249.7	208.1	156.1		
	277.5	222.0	185.0	138.7			433.5	346.8	289.0	216.8			624.3	499.4	416.2	312.2		

(续表 3-38)

梁截面高度 h/mm	$[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																	
	$\Phi 8$, 箍距 s/mm 为						$\Phi 10$, 箍距 s/mm 为						$\Phi 12$, 箍距 s/mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
550	153.8	123.1	102.6	76.9	61.5		240.3	192.3	160.2	120.2	96.1		346.1	276.9	230.7	173.0	138.4	
600	307.7	246.1	205.1	153.8	123.1		480.7	384.5	320.4	240.3	192.3		692.2	553.7	461.4	346.1	276.9	
650	168.9	135.1	112.6	84.5	67.6		263.9	211.1	175.9	131.9	105.6		380.0	304.0	253.3	190.0	152.0	
700	337.8	270.3	225.2	168.9	135.1		527.8	422.2	351.9	263.9	211.1		760.0	608.0	506.7	380.0	304.0	
750	184.0	147.2	122.7	92.0	73.6		287.5	230.0	191.6	143.7	115.0		413.9	331.2	276.0	207.0	165.6	
800	368.0	294.4	245.3	184.0	147.2		574.9	459.9	383.3	287.5	230.0		827.9	662.3	551.9	413.9	331.2	
850	199.1	159.3	132.7	99.5	79.6		311.0	248.8	207.3	155.5	124.4		447.9	358.3	298.6	223.9	179.2	
900	398.1	318.5	265.4	199.1	159.3		622.0	497.6	414.7	311.0	248.8		895.8	716.6	597.2	447.9	358.3	
950	214.2	171.3	142.8	107.1	85.7		334.6	267.7	223.1	167.3	133.8		481.8	385.4	321.2	240.9	192.7	
1000	428.3	342.6	285.5	214.2	171.3		669.2	535.3	446.1	334.6	267.7		963.6	770.9	642.4	481.8	385.4	
	229.2	183.4	152.8	114.6	91.7		358.1	286.5	238.8	179.1	143.3		515.7	412.6	343.8	257.9	206.3	
	458.5	366.8	305.6	229.2	183.4		716.3	573.0	477.5	358.1	286.5		1031.5	825.2	687.6	515.7	412.6	
	244.3	195.4	162.9	122.2	97.7	81.4	381.7	305.4	254.5	190.9	152.7	127.2	549.7	439.7	366.4	274.8	219.9	183.2
	488.6	390.9	325.7	244.3	195.4	162.9	763.4	610.7	508.9	381.7	305.4	254.5	1099.3	879.5	732.9	549.7	439.7	366.4
	259.4	207.5	172.9	129.7	103.8	86.5	405.3	324.2	270.2	202.6	162.1	135.1	583.6	466.9	389.1	291.8	233.4	194.5
	518.8	415.0	345.9	259.4	207.5	172.9	810.5	648.4	540.4	405.3	324.2	270.2	1167.2	933.8	778.1	583.6	466.9	389.1
	274.5	219.6	183.0	137.2	109.8	91.5	428.8	343.1	285.9	214.4	171.5	142.9	617.5	494.0	411.7	308.8	247.0	205.8
	548.9	439.2	366.0	274.5	219.6	183.0	857.7	686.1	571.8	428.8	343.1	285.9	1235.1	988.0	823.4	617.5	494.0	411.7
	289.6	231.6	193.0	144.8	115.8	96.5	452.4	361.9	301.6	226.2	181.0	150.8	651.5	521.2	434.3	325.7	260.6	217.2
	579.1	463.3	386.1	289.6	231.6	193.0	904.8	723.8	603.2	452.4	361.9	301.6	1302.9	1042.3	868.6	651.5	521.2	434.3

(续表 3-38)

梁截面高度 h/mm	[V _s] = f _{sv} $\frac{nA_{sv1}}{s}$ h ₀																	
	Φ 8, 箍距 s/mm 为						Φ 10, 箍距 s/mm 为						Φ 12, 箍距 s/mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
1100	318.2	254.6	212.1	159.1	127.3	106.1	497.2	397.7	331.4	248.6	198.9	165.7	715.9	572.7	477.3	358.0	286.4	238.6
	636.4	509.1	424.3	318.2	254.6	212.1	994.3	795.5	662.9	497.2	397.7	331.4	1431.8	1145.5	954.6	715.9	572.7	477.3
1200	348.4	278.7	232.2	174.2	139.3	116.1	544.3	435.4	362.9	272.1	217.7	181.4	783.8	627.0	522.5	391.9	313.5	261.3
	696.7	557.4	464.5	348.4	278.7	232.2	1088.6	870.9	725.7	544.3	435.4	362.9	1567.6	1254.1	1045.0	783.8	627.0	522.5
1300	378.5	302.8	252.4	189.3	151.4	126.2	591.4	473.1	394.3	295.7	236.6	197.1	851.6	681.3	567.8	425.8	340.7	283.9
	757.1	605.7	504.7	378.5	302.8	252.4	1182.8	946.2	788.5	591.4	473.1	394.3	1703.3	1362.6	1135.5	851.6	681.3	567.8
1400	408.7	327.0	272.5	204.3	163.5	136.2	638.5	510.8	425.7	319.3	255.4	212.8	919.5	735.6	613.0	459.8	367.8	306.5
	817.4	653.9	544.9	408.7	327.0	272.5	1277.1	1021.6	851.4	638.5	510.8	425.7	1839.0	1471.2	1226.0	919.5	735.6	613.0
1500	438.9	351.1	292.6	219.4	175.5	146.3	685.7	548.5	457.1	342.8	274.3	228.6	987.4	789.9	658.2	493.7	394.9	329.1
	877.7	702.2	585.1	438.9	351.1	292.6	1371.3	1097.0	914.2	685.7	548.5	457.1	1974.7	1579.8	1316.5	987.4	789.9	658.2
1600	469.0	375.2	312.7	234.5	187.6	156.3	732.8	586.2	488.5	366.4	293.1	244.3	1055.2	844.2	703.5	527.6	422.1	351.7
	938.0	750.4	625.4	469.0	375.2	312.7	1465.6	1172.4	977.0	732.8	586.2	488.5	2110.4	1688.4	1407.0	1055.2	844.2	703.5
1700	499.2	399.3	332.8	249.6	199.7	166.4	779.9	623.9	519.9	390.0	312.0	260.0	1123.1	898.5	748.7	561.5	449.2	374.4
	998.4	798.7	665.6	499.2	399.3	332.8	1559.8	1247.8	1039.9	779.9	623.9	519.9	2246.2	1796.9	1497.4	1123.1	898.5	748.7
1800	529.3	423.5	352.9	264.7	211.7	176.4	827.0	661.6	551.4	413.5	330.8	275.7	1190.9	952.8	794.0	595.5	476.4	397.0
	1058.7	846.9	705.8	529.3	423.5	352.9	1654.1	1323.2	1102.7	827.0	661.6	551.4	2381.9	1905.5	1587.9	1190.9	952.8	794.0

表 3-39 矩形截面受弯构件斜截面箍筋受剪承载力设计值 $[V_s]$ ($f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$)
 上行为双肢箍筋值 (单位:kN)
 下行为四肢箍筋值

梁截面高度 h /mm	$[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv}}{s} h_0$																	
	$\Phi 8$, 间距 s /mm 为						$\Phi 10$, 间距 s /mm 为						$\Phi 12$, 间距 s /mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
300	94.1	75.3	62.7				147.0	117.6	98.0				211.7	169.4	141.1			
	188.2	150.6	125.5				294.1	235.2	196.0				423.4	338.8	282.3			
350	112.2	89.8	74.8	56.1			175.3	140.2	116.9	87.7			252.4	202.0	168.3	126.2		
	224.4	179.5	149.6	112.2			350.6	280.5	233.7	175.3			504.9	403.9	336.6	252.4		
400	130.3	104.2	86.9	65.1			203.6	162.9	135.7	101.8			293.2	234.5	195.4	146.6		
	260.6	208.5	173.7	130.3			407.2	325.7	271.4	203.6			586.3	469.0	390.9	293.2		
450	148.4	118.7	98.9	74.2			231.9	185.5	154.6	115.9			333.9	267.1	222.6	166.9		
	296.8	237.4	197.9	148.4			463.7	371.0	309.1	231.9			667.7	534.2	445.2	333.9		
500	166.5	133.2	111.0	83.2			260.1	208.1	173.4	130.1			374.6	299.7	249.7	187.3		
	333.0	266.4	222.0	166.5			520.2	416.2	346.8	260.1			749.2	599.3	499.4	374.6		
550	184.6	147.7	123.1	92.3	73.8		288.4	230.7	192.3	144.2	115.4		415.3	332.2	276.9	207.7	166.1	
	369.2	295.3	246.1	184.6	147.7		576.8	461.4	384.5	288.4	230.7		830.6	664.5	553.7	415.3	332.2	
600	202.7	162.2	135.1	101.3	81.1		316.7	253.3	211.1	158.3	126.7		456.0	364.8	304.0	228.0	182.4	
	405.4	324.3	270.3	202.7	162.2		633.3	506.7	422.2	316.7	253.3		912.0	729.6	608.0	456.0	364.8	

(续表 3-39)

梁截面高度 h/mm	$[V_s] = f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0$																	
	Φ 8, 箍距 s/mm 为						Φ 10, 箍距 s/mm 为						Φ 12, 箍距 s/mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
650	220.8	176.6	147.2	110.4	88.3		344.9	276.0	230.0	172.5	138.0		496.7	397.4	331.2	248.4	198.7	
	441.6	353.3	294.4	220.8	176.6		689.9	551.9	459.9	344.9	276.0		993.5	794.8	662.3	496.7	397.4	
	238.9	191.1	159.3	119.4	95.6		373.2	298.6	248.8	186.6	149.3		537.5	430.0	358.3	268.7	215.0	
700	477.8	382.2	318.5	238.9	191.1		746.4	597.2	497.6	373.2	298.6		1074.9	859.9	716.6	537.5	430.0	
	257.0	205.6	171.3	128.5	102.8		401.5	321.2	267.7	200.7	160.6		578.2	462.5	385.4	289.1	231.3	
	514.0	411.2	342.6	257.0	205.6		803.0	642.4	535.3	401.5	321.2		1156.3	925.1	770.9	578.2	462.5	
800	275.1	220.1	183.4	137.5	110.0		429.8	343.8	286.5	214.9	171.9		618.9	495.1	412.6	309.4	247.6	
	550.2	440.1	366.8	275.1	220.1		859.5	687.6	573.0	429.8	343.8		1237.8	990.2	825.2	618.9	495.1	
	293.2	234.5	195.4	146.6	117.3	97.7	458.0	366.4	305.4	229.0	183.2	152.7	659.6	527.7	439.7	329.8	263.8	219.9
850	586.3	469.1	390.9	293.2	234.5	195.4	916.1	732.9	610.7	458.0	366.4	305.4	1319.2	1055.4	879.5	659.6	527.7	439.7
	311.3	249.0	207.5	155.6	124.5	103.8	486.3	389.1	324.2	243.2	194.5	162.1	700.3	560.3	466.9	350.2	280.1	233.4
	622.5	498.0	415.0	311.3	249.0	207.5	972.6	778.1	648.4	486.3	389.1	324.2	1400.6	1120.5	933.8	700.3	560.3	466.9
950	329.4	263.5	219.6	164.7	131.7	109.8	514.6	411.7	343.1	257.3	205.8	171.5	741.0	592.8	494.0	370.5	296.4	247.0
	658.7	527.0	439.2	329.4	263.5	219.6	1029.2	823.4	686.1	514.6	411.7	343.1	1482.1	1185.6	988.0	741.0	592.8	494.0
	347.5	278.0	231.6	173.7	139.0	115.8	542.9	434.3	361.9	271.4	217.1	181.0	781.7	625.4	521.2	390.9	312.7	260.6
1000	694.9	555.9	463.3	347.5	278.0	231.6	1085.7	868.6	723.8	542.9	434.3	361.9	1563.5	1250.8	1042.3	781.7	625.4	521.2

(续表 3-39)

梁截面高度 h/mm	[V _s] = f _{sv} $\frac{nA_{sv1}}{s}$ h ₀																	
	Φ 8, 箍距 s/mm 为						Φ 10, 箍距 s/mm 为						Φ 12, 箍距 s/mm 为					
	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300	100	125	150	200	250	300
1100	381.9	305.5	254.6	190.9	152.7	127.3	596.6	477.3	397.7	298.3	238.6	198.9	859.1	687.3	572.7	429.6	343.6	286.4
	763.7	611.0	509.1	381.9	305.5	254.6	1193.2	954.5	795.5	596.6	477.3	397.7	1718.2	1374.6	1145.5	859.1	687.3	572.7
1200	418.0	334.4	278.7	209.0	167.2	139.3	653.1	522.5	435.4	326.6	261.3	217.7	940.5	752.4	627.0	470.3	376.2	313.5
	836.1	668.9	557.4	418.0	334.4	278.7	1306.3	1045.0	870.9	653.1	522.5	435.4	1881.1	1504.9	1254.1	940.5	752.4	627.0
1300	454.2	363.4	302.8	227.1	181.7	151.4	709.7	567.7	473.1	354.8	283.9	236.6	1022.0	817.6	681.3	511.0	408.8	340.7
	908.5	726.8	605.7	454.2	363.4	302.8	1419.4	1135.5	946.2	709.7	567.7	473.1	2043.9	1635.2	1362.6	1022.0	817.6	681.3
1400	490.4	392.3	327.0	245.2	196.2	163.5	766.2	613.0	510.8	383.1	306.5	255.4	1103.4	882.7	735.6	551.7	441.4	367.8
	980.9	784.7	653.9	490.4	392.3	327.0	1532.5	1226.0	1021.6	766.2	613.0	510.8	2206.8	1765.4	1471.2	1103.4	882.7	735.6
1500	526.6	421.3	351.1	263.3	210.7	175.5	822.8	658.2	548.5	411.4	329.1	274.3	1184.8	947.9	789.9	592.4	473.9	394.9
	1053.3	842.6	702.2	526.6	421.3	351.1	1645.6	1316.5	1097.0	822.8	658.2	548.5	2369.7	1895.7	1579.8	1184.8	947.9	789.9
1600	562.8	450.3	375.2	281.4	225.1	187.6	879.3	703.5	586.2	439.7	351.7	293.1	1266.3	1013.0	844.2	633.1	506.5	422.1
	1125.6	900.5	750.4	562.8	450.3	375.2	1758.7	1406.9	1172.4	879.3	703.5	586.2	2532.5	2026.0	1688.4	1266.3	1013.0	844.2
1700	599.0	479.2	399.3	299.5	239.6	199.7	935.9	748.7	623.9	467.9	374.4	312.0	1347.7	1078.2	898.5	673.8	539.1	449.2
	1198.0	958.4	798.7	599.0	479.2	399.3	1871.8	1497.4	1247.8	935.9	748.7	623.9	2695.4	2156.3	1796.9	1347.7	1078.2	898.5
1800	635.2	508.2	423.5	317.6	254.1	211.7	992.4	793.9	661.6	496.2	397.0	330.8	1429.1	1143.3	952.8	714.6	571.7	476.4
	1270.4	1016.3	846.9	635.2	508.2	423.5	1984.9	1587.9	1323.2	992.4	793.9	661.6	2858.3	2286.6	1905.5	1429.1	1143.3	952.8

表 3-40 弯起钢筋的受剪承载力 [V_{as}]

(单位:kN)

钢筋直径/mm	$f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$				$f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$				$f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$			
	$\alpha_s = 45^\circ$		$\alpha_s = 60^\circ$		$\alpha_s = 45^\circ$		$\alpha_s = 60^\circ$		$\alpha_s = 45^\circ$		$\alpha_s = 60^\circ$	
	1根	2根	1根	2根	1根	2根	1根	2根	1根	2根	1根	2根
12	17.3	34.5	21.2	42.3	19.2	38.4	23.5	47.0	23.0	46.1	28.2	56.4
14	23.5	47.0	28.8	57.6	26.1	52.2	32.0	64.0	31.3	62.7	38.4	76.8
16	30.7	61.4	37.6	75.2	34.1	68.2	41.8	83.6	40.9	81.9	50.1	100.3
18	38.9	77.7	47.6	95.2	43.2	86.4	52.9	105.8	51.8	103.6	63.5	126.9
20	48.0	96.0	58.8	117.5	53.3	106.6	65.3	130.6	64.0	128.0	74.8	156.7
22	58.1	116.1	71.1	142.2	64.5	129.0	79.0	158.0	77.4	154.8	94.8	189.6
25	75.0	150.0	91.8	183.7	83.3	166.6	102.0	204.1	100.0	199.9	122.4	244.9
28	94.1	188.1	115.2	230.4	104.5	209.0	128.0	256.0	125.4	250.8	153.6	307.2
32	122.8	245.7	150.4	300.9	136.5	273.0	167.2	334.3	163.8	327.6	200.6	401.2
36	155.5	310.9	190.4	380.8	172.7	345.5	211.6	423.1	207.3	414.6	253.9	507.7

注: 1. 计算公式为 $V_{as} = 0.8f_{yv}A_{sb}\sin\alpha_s$ 。

2. 位于构件侧边底层钢筋不应弯起。

3. 钢筋弯起角度一般为 45° , 梁截面高大于 800mm 时, 可弯起 60° 。4. 弯起钢筋的末端应留有直线段, 其长度在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$, 当为构造弯起时, 可适当减少。

表 3-41 二层纵向受拉钢筋系数

梁截面高/mm	二层钢筋系数	梁截面高/mm	二层钢筋系数	梁截面高/mm	二层钢筋系数
200	0.844	650	0.959	1200	0.974
250	0.881	700	0.962	1300	0.976
300	0.904	750	0.965	1400	0.978
350	0.919	800	0.967	1500	0.979
400	0.931	850	0.969	1600	0.981
450	0.939	900	0.971	1700	0.982
500	0.946	950	0.973	1800	0.983
550	0.951	1000	0.974	1900	0.984
600	0.955	1100	0.972	2000	0.985

3.11.2 计算例题

【例题 3-22】已知矩形截面梁 $b = 200\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, 混凝土为 C20, 箍筋为 HPB300 级, 一层纵向受拉钢筋, 均布荷载作用下剪力设计值 $V = 80\text{kN}$ 。

求: 配箍筋。

【解】查表 3-36 得: $[V_c] = 86.2\text{kN}$ 。因为 $V < [V_c]$, 所以, 按构造配筋双肢箍 $\Phi 6@350\text{mm}$ (查

表 3-33)。

【例题 3-23】 已知矩形截面梁 $b=200\text{mm}$, $h=600\text{mm}$, 混凝土为 C20, 箍筋为 HPB300 级, 两层纵向受拉钢筋, 均布荷载作用下剪力设计值 $V=120\text{kN}$ 。

求: 配箍筋。

【解】 查表 3-36 得: $[V_c]=86.2\text{kN}$, $[V_{\max}]=268.8\text{kN}$ 。因为 $[V_c]<V<[V_{\max}]$, 所以满足截面尺寸条件。两层钢筋系数为 0.955(表 3-41)。

$$\frac{V}{0.955} = \frac{120}{0.955} = 125.7(\text{kN})$$

查表 3-37 配双肢箍 $\Phi 6@200\text{mm}$, 得: $[V_s]=42.7\text{kN}$, 所以有 $[V_{cs}]=86.2+42.7=128.9(\text{kN})>125.7\text{kN}$

【例题 3-24】 已知矩形截面梁 $b=400\text{mm}$, $h=1200\text{mm}$, 混凝土为 C30, 箍筋为 HPB300 级, $h_0=1114\text{mm}$, 配置四肢箍 $\Phi 8@250\text{mm}$ 。

求: 受剪承载力 $[V_{cs}]$ 值。

【解】 查表 3-36 得 $[V_c]=462.5\text{kN}$, 查表 3-37 得 $[V_s]=250.8\text{kN}$, 所以得一层纵向受拉钢筋时 $[V_{cs}]=462.5+250.8=713.3(\text{kN})$ 。当 $h_0=1114\text{mm}$ 时, 得

$$[V_{cs}] = \frac{1114}{1200-45} \times 713.3 = 688.0(\text{kN})$$

为所求受剪承载力 $[V_{cs}]$ 值。

【例题 3-25】 已知矩形截面梁 $b=250\text{mm}$, $h=800\text{mm}$, 混凝土为 C25, 箍筋为 HPB300 级, 两层纵向受拉钢筋 (HRB400 级), 均布荷载作用下剪力设计值 $V=300\text{kN}$ 。

求: 配箍筋和弯起钢筋。

【解】

查表 3-36 得: $[V_c]=168.9\text{kN}$, $[V_{\max}]=565.3\text{kN}$ 。因为 $[V_c]<V<[V_{\max}]$, 所以满足截面尺寸条件。

根据所配纵向受拉钢筋情况, $f_{yv}=360\text{N/mm}^2$, 可弯起 2 $\Phi 18$, $\alpha_s=45^\circ$, 查表 3-40, 得 $[V_{as}]=86.4\text{kN}$, 则

$$\frac{V-[V_{as}]}{0.967} = \frac{300-103.6}{0.967} = 203.1(\text{kN})$$

查表 3-37 选配双肢箍 $\Phi 8@250\text{mm}$, $[V_{cs}]=168.9+82.5=251.4(\text{kN})>203.1\text{kN}$ (安全)。

3.12 钢筋混凝土受弯构件裂缝宽度与挠度验算

3.12.1 钢筋混凝土构件裂缝宽度的计算

钢筋混凝土构件裂缝宽度的计算见表 3-42。

表 3-42 钢筋混凝土构件裂缝宽度的计算

序号	项 目	内 容
1	计算原则	钢筋混凝土受弯构件按所处环境类别和使用要求, 应验算裂缝宽度。按荷载的效应组合影响所求得的最大裂缝宽度 w_{\max} , 不应超过表 1-12 规定的限值
2	计算方法	(1) 在矩形、T 形、倒 T 形和工形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件, 按荷载效应准永久组合作用影响的最大裂缝宽度可按下列公式计算 $w_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (3-121)$

(续表 3-42)

序号	项 目	内 容
2	计算方法	$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sq}} \quad (3-122)$
		$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (3-123)$
		$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (3-124)$
		<p>式中 α_{cr}——构件受力特征系数, 对受弯、偏心受压, 取 $\alpha_{cr} = 1.9$; 对偏心受拉构件, 取 $\alpha_{cr} = 2.4$; 对轴心受拉构件, 取 $\alpha_{cr} = 2.7$</p>
		<p>ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数; 当 $\psi < 0.2$ 时, 取 $\psi = 0.2$; 当 $\psi > 1.0$ 时, 取 $\psi = 1.0$; 对直接承受重复荷载的构件, 取 $\psi = 1.0$</p>
		<p>σ_{sq}——按荷载准永久组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉普通钢筋应力</p>
		<p>E_s——钢筋的弹性模量, 按表 2-13 采用</p>
		<p>c_s——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (mm): 当 $c_s < 20$ 时, 取 $c_s = 20$; 当 $c_s > 65$ 时, 取 $c_s = 65$</p>
		<p>ρ_{te}——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率; 在最大裂缝宽度计算中, 当 $\rho_{te} < 0.01$ 时, 取 $\rho_{te} = 0.01$</p>
		<p>A_{te}——有效受拉混凝土截面面积: 对轴心受拉构件, 取构件截面面积; 对受弯、偏心受压和偏心受拉构件计算公式为 (图 3-36)</p>
		$A_{te} = 0.5b + (b_f - b)h_f \quad (3-125)$
		<p>此处, b_f、h_f 为受拉翼缘的宽度、高度</p>
<p>A_s——受拉区纵向普通钢筋截面面积</p>		
<p>d_{eq}——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm)</p>		
<p>d_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径</p>		
<p>n_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数</p>		
<p>v_i——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对黏结特性系数, 按表 3-43 采用</p>		
<p>(2) 在荷载准永久组合下钢筋混凝土构件受拉区纵向普通钢筋的应力计算</p>		
<p>1) 轴心受拉构件</p>		
$\sigma_{sq} = \frac{N_q}{A_s} \quad (3-126)$		
<p>2) 偏心受拉构件</p>		
$\sigma_{sq} = \frac{N_q e'}{A_s (h_0 - a_s')} \quad (3-127)$		
<p>3) 受弯构件</p>		
$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87h_0 A_s} \quad (3-128)$		
<p>4) 偏心受压构件</p>		
$\sigma_{sq} = \frac{N_q (e - z)}{A_s z} \quad (3-129)$		

(续表 3-42)

序号	项 目	内 容
2	计算方法	$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (3-130)$
		$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (3-131)$
		$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \quad (3-132)$
		$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (3-133)$
		<p>式中 A_s——受拉区纵向普通钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向普通钢筋截面面积；对偏心受拉构件，取受拉较大边的纵向普通钢筋截面面积；对受弯、偏心受压构件，取受拉区纵向普通钢筋截面面积</p> <p>N_q、M_q——按荷载准永久组合计算的轴向力值、弯矩值</p> <p>e'——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向普通钢筋合力点的距离</p> <p>e——轴向压力作用点至纵向受拉普通钢筋合力点的距离</p> <p>e_0——荷载准永久组合下的初始偏心距，取为 M_q/N_q</p> <p>z——纵向受拉普通钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，且不大于 $0.87h_0$</p> <p>η_s——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数，当 l_0/h 不大于 14 时，取 1.0</p> <p>y_s——截面重心至纵向受拉普通钢筋合力点的距离</p> <p>γ'_f——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值</p> <p>b'_f、h'_f——受压区翼缘的宽度、高度(图 3-37)；在公式(3-132)中，当 h'_f 大于 $0.2h_0$ 时，取 $0.2h_0$</p>



图 3-36 A_e 计算图

表 3-43 钢筋的相对黏结特性系数

序号	钢筋类别	钢筋		先张法预应力筋			后张法预应力筋		
		光圆钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光面钢丝
1	ν_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注：对环氧树脂涂层带肋钢筋，其相对黏结特性系数应按表中系数的 80% 取用。

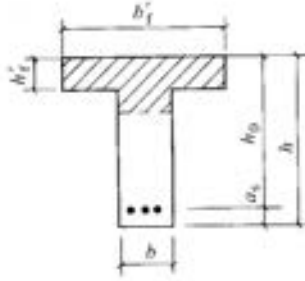


图 3-37 受压翼缘面积与腹板面积比值计算图

3.12.2 受弯构件的挠度验算

受弯构件的挠度验算见表 3-44。

表 3-44 受弯构件的挠度验算

序号	项 目	内 容
1	计算原则	<p>(1) 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件的挠度可按照结构力学方法计算,且不应超过表 1-11 规定的限值</p> <p>(2) 在等截面构件中,可假定各同号弯矩区段内的刚度相等,并取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的 2 倍或不小于跨中截面刚度的 1/2 时,该跨也可按等刚度构件进行计算,其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度</p> <p>(3) 匀质弹性材料受弯构件的挠度可由材料力学的公式求出,如计算跨度为 l、承受均布荷载为 q 的简支梁的跨中挠度,可由下列公式求得:</p> $f = \frac{5ql^4}{384EI} \quad (3-134)$ <p>式中 E——材料的弹性模量 I——截面的惯性矩 EI——截面的抗弯刚度</p> <p>各种荷载作用下的受弯构件的挠度计算公式可见国振喜、张树义主编《实用建筑结构静力计算手册》(机械工业出版社,2017 年)</p>
2	计算方法	<p>(1) 钢筋混凝土受弯构件的长期刚度</p> <p>钢筋混凝土受弯构件在荷载长期作用下,受压区混凝土将发生徐变,即荷载不增加而混凝土的应变将随时间增长。裂缝间受拉混凝土的应力松弛以及混凝土和钢筋之间的徐变滑移,使受拉混凝土不断退出工作,导致受拉钢筋的平均应变也随时间增长,因而在荷载长期作用下,构件的曲率增大,刚度降低,挠度增加</p> <p>(2) 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面钢筋混凝土受弯构件的挠度按荷载效应的准永久组合并考虑荷载长期作用影响的长期刚度 B 计算公式为</p> $B = \frac{B_s}{\theta} \quad (3-135)$ <p>式中 θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数:</p> <p>对钢筋混凝土受弯构件:</p> <p>当 $\rho' = 0$ 时,取 $\theta = 2.0$ (3-135a)</p> <p>当 $\rho' = \rho$ 时,取 $\theta = 1.6$ (3-135b)</p>

(续表 3-44)

序号	项 目	内 容
2	计算方法	<p>当 ρ' 为中间值时, θ 按线性内插法取用, 即</p> $\theta = 1.6 + 0.4 \left(1 - \frac{\rho'}{\rho} \right) \quad (3-135c)$ <p>此处 $\rho' = A'_s / (bh_0)$, $\rho = A_s / (bh_0)$。对于翼缘位于受拉区的倒 T 形截面, θ 应增加 20%</p> <p>B_s——按荷载准永久组合计算的构件混凝土受弯构件的短期刚度, 按公式 (3-136) 计算</p> <p>(3) 按裂缝控制等级要求的荷载组合作用下, 钢筋混凝土受弯构件的短期刚度 B_s, 可按下列公式计算:</p> $B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f}} \quad (3-136)$ <p>式中 γ'_f——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值, 按公式 (3-132) 计算</p> <p>ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数, 按公式 (3-122) 计算</p> <p>ρ——纵向受拉钢筋配筋率, 对钢筋混凝土受弯构件, 取 $\rho = A_s / bh_0$</p> <p>α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值 ($\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$), 见表 3-45</p>

表 3-45 钢筋和混凝土的弹性模量比值 α_E

钢筋种类	混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45
	$E_c / (N/mm^2)$	2.2 × 10 ⁴	2.55 × 10 ⁴	2.8 × 10 ⁴	3 × 10 ⁴	3.15 × 10 ⁴	3.25 × 10 ⁴	3.35 × 10 ⁴
$E_s / (N/mm^2)$								
HPB300 级钢筋	2.1 × 10 ⁵	9.55	8.24	7.5	7	6.67	6.46	6.27
HRB335 级钢筋	2 × 10 ⁵		7.84	7.14	6.67	6.35	6.15	5.97
HRB400 级钢筋								
HRB500 级钢筋								
HRBF400 级钢筋								
HRBF500 级钢筋								
RRB400 级钢筋								
钢筋种类	混凝土强度等级	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
	$E_c / (N/mm^2)$	3.45 × 10 ⁴	3.55 × 10 ⁴	3.6 × 10 ⁴	3.65 × 10 ⁴	3.7 × 10 ⁴	3.75 × 10 ⁴	3.8 × 10 ⁴
$E_s / (N/mm^2)$								
HPB300 级钢筋	2.1 × 10 ⁵	6.09	5.92	5.83	5.75	5.68	5.6	5.53
HRB335 级钢筋	2 × 10 ⁵		5.8	5.63	5.56	5.48	5.41	5.33
HRB400 级钢筋								
HRB500 级钢筋								
HRBF400 级钢筋								
HRBF500 级钢筋								
RRB400 级钢筋								

3.12.3 计算例题

【例题 3-26】某矩形截面钢筋混凝土梁如图 3-38 所示，截面尺寸为 200mm×500mm，环境类别为一类，混凝土设计强度等级为 C40，梁底配 2 Φ 16+2 Φ 20HRB500 级纵向受力钢筋，保护层厚度 $c_s=25\text{mm}$ ，承受荷载效应的准永久组合弯矩 $M_q=120\text{kN}\cdot\text{m}$ ，最大裂缝宽度限值 $w_{\text{lim}}=0.3\text{mm}$ ，试验算最大裂缝宽度是否满足要求。

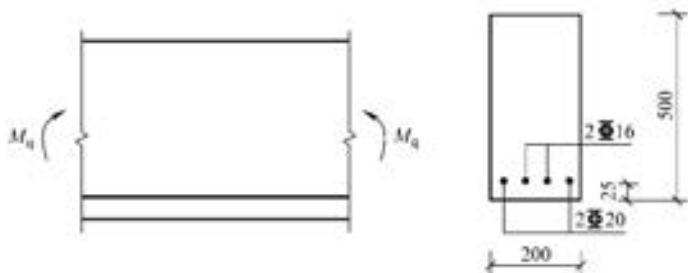


图 3-38 【例题 3-26】计算简图

【解】

(1) 计算数据

对受弯构件， $\alpha_{\text{cr}}=1.9$ ；受拉区纵向钢筋(2 Φ 16+2 Φ 20)截面面积为 $A_s=1030\text{mm}^2$ 。

钢筋弹性模量，查表 2-13， $E_s=2\times 10^5\text{N/mm}^2$ ；C40 混凝土，查表 2-3， $f_{\text{tk}}=2.39\text{N/mm}^2$ ；HRB500 级热轧带肋钢筋，查表 3-43，相对黏结特征系数 $\nu_i=1.0$ ，取 $h_0=465\text{mm}$ 。

(2) 计算与计算方法

由公式(3-124)计算有效受拉混凝土截面面积的纵向受拉钢筋的配筋率：

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1030}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.0206 > 0.01$$

由公式(3-123)计算纵向受拉钢筋的等效直径：

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} = \frac{2 \times 16^2 + 2 \times 20^2}{2 \times 1.0 \times 16 + 2 \times 1.0 \times 20} = 18.22(\text{mm})$$

由公式(3-128)计算纵向受拉钢筋的应力：

$$\sigma_{\text{sq}} = \frac{M_q}{0.87A_s h_0} = \frac{120 \times 10^6}{0.87 \times 1030 \times 465} = 287.99(\text{N/mm}^2)$$

由公式(3-122)计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sq}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.39}{0.0206 \times 287.99} = 0.838 (0.2 < \psi < 1)$$

则由公式(3-121)计算，得

$$\begin{aligned} w_{\text{max}} &= \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sq}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \\ &= 1.9 \times 0.838 \times \frac{287.99}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{18.22}{0.0206} \right) = 0.271(\text{mm}) < w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

【例题 3-27】已知一矩形截面受弯构件的截面尺寸为 $b=200\text{mm}$ ， $h=500\text{mm}$ ，环境类别为二 a 类，混凝土强度等级为 C30，钢筋为 HRB400 级，配以 4 Φ 20，混凝土保护层厚度 $c_s=25\text{mm}$ ，按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值 $M_q=99.1\text{kN}\cdot\text{m}$ ，最大裂缝宽度限值 $w_{\text{lim}}=0.2\text{mm}$ 。试验算裂缝

宽度是否满足要求。

【解】

(1) 计算数据。混凝土强度等级 C30, 查表 2-3 得混凝土轴心抗拉强度标准值 $f_{tk} = 2.01\text{N/mm}^2$; 查表 2-13 得 HRB335 级钢筋弹性模量为 $E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$; 梁截面有效高度 $h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460(\text{mm})$; 查表 2-17, 得受拉钢筋截面面积 $A_s = 1257\text{mm}^2$ 。

(2) 计算 w_{\max} 值。由公式 (3-125) 计算有效受拉混凝土截面面积 A_{te} 为

$$A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 200 \times 500 = 50000(\text{mm}^2)$$

由公式 (3-124) 计算有效受拉混凝土截面面积的纵向钢筋配筋率为

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{1257}{50000} = 0.0251$$

按公式 (3-128) 计算纵向受拉钢筋应力为

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87h_0A_s} = \frac{99.1 \times 10^6}{0.87 \times 460 \times 1257} = 197.15(\text{N/mm}^2)$$

按公式 (3-122) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数为

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sq}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0251 \times 197.15} = 0.836$$

按公式 (3-121) 计算最大裂缝宽度为

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 1.9\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.9 \times 0.836 \times \frac{197.15}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{20}{0.0251} \right) \\ &= 0.174(\text{mm}) \end{aligned}$$

由于 $w_{\max} = 0.174\text{mm}$, 所以 $w_{\max} < w_{lim}$, 裂缝宽度满足设计要求。

【例题 3-28】 已知工形屋面梁, 截面尺寸如图 3-39 所示。混凝土强度等级 C30 ($f_{tk} = 2.01\text{N/mm}^2$); 受拉钢筋为 HRB400 级钢筋 ($E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$), 分两层布置, $6 \Phi 25$ ($A_s = 2945\text{mm}^2$), 混凝土保护层厚度 $c_s = 25\text{mm}$; 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值 $M_q = 610\text{kN} \cdot \text{m}$; 最大裂缝宽度限值 $w_{lim} = 0.3\text{mm}$ 。试验算裂缝宽度是否满足要求。

【解】

(1) 计算数据。混凝土强度等级 C30, $f_{tk} = 2.01\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $E_s = 2 \times 10^5\text{N/mm}^2$; 混凝土保护层厚度 $c_s = 25\text{mm}$; 受拉纵向钢筋分两层布置, $6 \Phi 25$, $A_s = 2945\text{mm}^2$; 按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值 $M_q = 610\text{kN} \cdot \text{m}$; $h_0 = h - a_s = 860 - 70 = 790(\text{mm})$ 。

(2) 计算 w_{\max} 值

由公式 (3-125) 计算有效受拉混凝土截面面积 A_{te} , 即

$$A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f = 0.5 \times 80 \times 860 + (220 - 80) \times \left(140 + \frac{50}{2} \right) = 57500(\text{mm}^2)$$

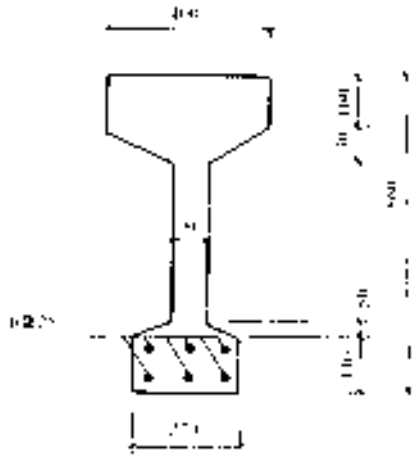


图 3-39 【例题 3-28】截面配筋

由公式(3-124)计算按有效受拉混凝土截面面积的纵向钢筋配筋率,即

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{2945}{57500} = 0.0512$$

按公式(3-128)计算纵向受拉钢筋应力,即

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87h_0A_s} = \frac{61 \times 10^7}{0.87 \times 790 \times 2945} = 301.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

按公式(3-122)计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,即

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0512 \times 301.4} = 1.015 > 1, \text{ 取 } \psi = 1$$

按公式(3-121)计算最大裂缝宽度,即

$$\begin{aligned} w_{max} &= 1.9\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 1.9 \times 1 \times \frac{301.4}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{20}{0.0512} \right) \\ &= 0.248 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

由于 $w_{max} = 0.248 \text{ mm}$, 所以 $w_{max} < w_{lim} = 3 \text{ mm}$, 满足设计要求。

【例题 3-29】 某矩形截面钢筋混凝土简支梁截面如图 3-40 所示, 计算跨度 $l_0 = 6 \text{ m}$, 截面尺寸为 $200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 环境类别为一类, 混凝土设计强度等级为 C40, 梁底配 $2 \oplus 16 + 2 \oplus 20$ HRB500 级纵向受拉钢筋, 梁顶配 $2 \oplus 14$ HRB500 级纵向受压钢筋, 保护层厚度 $c_s = 25 \text{ mm}$, 承受荷载效应的准永久组合弯矩 $M_q = 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 挠度限值 $w_{lim} = l_0/200$, 试验算挠度是否满足要求。

【解】

(1) 由题目已知条件

$A_s = 1030 \text{ mm}^2$ ($2 \oplus 16 + 2 \oplus 20$), $A'_s = 308 \text{ mm}^2$ ($2 \oplus 14$), $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$; C40 混凝土, $f_{tk} = 2.39 \text{ N/mm}^2$; $E_c = 3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$; $b = 200 \text{ mm}$, $h = 500 \text{ mm}$, $h_0 = 465 \text{ mm}$ 。

(2) 各参数计算

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.15$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1030}{200 \times 465} = 0.0111$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{308}{200 \times 465} = 0.0033$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh_0} = \frac{1030}{0.5 \times 200 \times 465} = 0.0206$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87A_s h_0} = \frac{110 \times 10^6}{0.87 \times 1030 \times 465} = 263.99 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.39}{0.0206 \times 263.99} = 0.814 \quad (0.2 < \psi < 1)$$

(3) 计算刚度

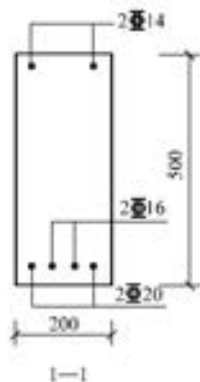


图 3-40 【例题 3-29】
配筋截面

1) 矩形截面 $\gamma'_i=0$, 则短期刚度为

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_i}}$$

$$= \frac{2.0 \times 10^5 \times 1030 \times 465^2}{1.15 \times 0.814 + 0.2 + \frac{6 \times 6.15 \times 0.0111}{1 + 3.5 \times 0}}$$

$$= 2.882 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

$$\theta = 1.6 + 0.4 \left(1 - \frac{\rho'}{\rho} \right) = 1.6 + 0.4 \times \left(1 - \frac{0.0033}{0.0111} \right) = 1.881$$

2) 长期刚度为

$$B = \frac{B_s}{\theta} = \frac{2.882 \times 10^{13}}{1.881} = 1.523 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

(4) 挠度计算为

$$f_{\max} = \frac{5 M_q l_0^2}{48 B} = \frac{5}{48} \times \frac{110 \times 10^6 \times 6000^2}{1.532 \times 10^{13}} = 26.93 (\text{mm}) < f_{\lim} = \frac{l_0}{200} = 30 (\text{mm})$$

满足要求。

【例题 3-30】 某楼盖的一根钢筋混凝土矩形截面的简支梁, 梁宽 $b=250\text{mm}$, 梁高 $h=700\text{mm}$, 梁的正截面受拉钢筋为 HRB400 级 (2 Φ 20+2 Φ 22), 如图 3-41 所示。混凝土强度等级采用 C40, 梁的计算跨度 $l_0=7.5\text{m}$ 。梁承受荷载效应的准永久组合弯矩 $M_q=176\text{kN} \cdot \text{m}$, 挠度限值 $f_{\lim}=l_0/250$, 试验算挠度是否满足要求。

【解】

(1) 计算数据

混凝土 C40, $f_{\text{tk}}=2.39\text{N}/\text{mm}^2$, $E_c=3.25 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$; HRB400 级钢筋, $E_s=2 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$, $A_s=1388\text{mm}^2$ (2 Φ 20+2 Φ 22), $A'_s=0$ 。

$b=250\text{mm}$, $h=700\text{mm}$, 取 $a_s=40\text{mm}$, $h_0=660\text{mm}$, $M_q=176\text{kN} \cdot \text{m}$

(2) 参数计算

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.15$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1388}{250 \times 660} = 0.0084$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{0}{bh_0} = 0$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1388}{0.5 \times 250 \times 700} = 0.0159$$

$$\sigma_{\text{sq}} = \frac{M_q}{0.87A_s h_0} = \frac{176 \times 10^6}{0.87 \times 1388 \times 660} = 220.83 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sq}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.39}{0.0159 \times 220.83} = 0.658$$

(3) 计算刚度

1) 矩形截面, $\gamma'_i=0$, 则应用公式(3-136)计算短期刚度为

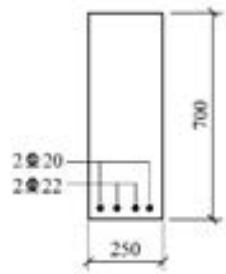


图 3-41 【例题 3-30】
配筋截面

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6\alpha_E \rho} = \frac{2 \times 10^5 \times 1388 \times 660^2}{1.15 \times 0.658 + 0.2 + 6 \times 6.15 \times 0.0084} = 9.547 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

由公式(3-135a)有

$$\theta = 2$$

2) 长期刚度计算

由公式(3-135)计算, 得

$$B = \frac{B_s}{\theta} = \frac{9.547 \times 10^{13}}{2} = 4.773 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

(4) 挠度计算

由公式(3-134)计算, 得

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \frac{M_q l_0^2}{B} = \frac{5}{48} \times \frac{176 \times 10^6 \times 7500^2}{4.773 \times 10^{13}} = 21.60 (\text{mm}) < f_{\lim} = \frac{7500}{250} = 30 (\text{mm})$$

满足要求。

第 4 章 钢筋混凝土受压构件计算与实例

4.1 简述

4.1.1 受压构件的类型与轴心受压构件

受压构件的类型与轴心受压构件见表 4-1。

表 4-1 受压构件的类型与轴心受压构件

序号	项 目	内 容
1	受压构件的类型	<p>(1) 受压构件是工程中以承受压力作用为主的受力构件，如建筑结构中的柱和墙、桁架中的受压腹杆和弦杆、桥梁中的桥墩等。受压构件一般在结构中起重要的作用，其破坏与否将直接影响整个结构是否破坏或倒塌</p> <p>通常在荷载作用下，受压构件其截面上作用有轴力、弯矩和剪力。在计算受压构件时，常将作用在截面上的弯矩化为等效的偏离截面重心的轴向力考虑。当轴向力作用线与构件截面重心轴重合时，称为轴心受压构件；当弯矩和轴力共同作用于构件上或当轴向力作用线与构件截面重心轴不重合时，称为偏心受压构件；当轴向力作用线与截面的重心轴平行且沿某一主轴偏离重心时，称为单向偏心受压构件；当轴向力作用线与截面的重心轴平行且偏离两个主轴时，称为双向偏心受压构件</p> <p>(2) 钢筋混凝土受压构件的截面形式要考虑到受力合理和模板制作方便。受压构件常用的截面形式为正方形和矩形两种截面；用于桥墩、桩和公共建筑的柱，可做成圆形或多边形；为了节省混凝土及减轻结构自重，预制偏心受压构件也常用工形截面等形式。钢筋混凝土受压构件截面尺寸一般不宜小于 250mm×250mm，以避免长细比过大，降低受压构件截面承载力。一般长细比宜控制在 $l_0/b \leq 30$、$l_0/h \leq 25$、$l_0/d \leq 25$，此处 l_0 为柱的计算长度，b、h、d 分别为柱的短边、长边尺寸和圆形柱的截面直径。为了施工制作方便，在 800mm 以内时宜取 50mm 为模数，800mm 以上时可取 100mm 为模数</p>
2	轴心受压构件	<p>(1) 在实际结构中，由于混凝土质量不均匀、配筋的不对称制作和安装误差等原因，往往存在着或多或少的偏心，所以，在工程中理想的轴心受压构件是不存在的。但是由于轴心受压构件的设计步骤较为简单，考虑到对以恒载为主的多层房屋的内柱、屋架的斜压腹杆和压杆等构件，往往因弯矩很小而略去不计，因此，仍近似简化为轴心受压构件进行计算</p> <p>轴心受压构件的截面可以做成正方形、矩形、多边形、圆形和环形等多种形状</p> <p>依据钢筋混凝土柱中箍筋的配置方式和作用不同，轴心受压构件分为两种情况。普通箍筋轴心受压柱和螺旋箍筋轴心受压柱，如图 4-1 所示。普通箍筋的作用是防止纵筋压曲，改善构件的延性，并与纵筋形成钢筋骨架，便于施工。而螺旋箍筋柱中，箍筋外形为圆形（在纵筋外围连续缠绕或焊接），且较密，除了具有普通箍筋的作用外，还对核心混凝土起约束作用，提高了混凝土的抗压强度和延性</p> <p>(2) 钢筋混凝土轴心受压短柱在轴向压力作用下，由于钢筋和混凝土之间存在着黏结力，因此，从开始加载到破坏，纵向钢筋与混凝土共同受压。压应变沿构件长度上基本上是均匀分布的。当轴压力较小时，混凝土处于弹性工作状态，钢筋和混凝土应力按照二者弹性模量比值线性增长。随着轴压力的增大，混凝土塑性变形发展、变形模量降低，</p>

(续表 4-1)

序号	项 目	内 容
2	轴心受压构件	<p>钢筋应力增长速度加快, 混凝土应力增长逐渐变慢。当达到极限荷载时, 在构件最薄弱区段的混凝土内将出现由微裂缝发展而成的肉眼可见的纵向裂缝, 随着压应变的继续增长, 这些裂缝将相互贯通, 在外层混凝土剥落之后, 核心部分的混凝土将在纵向裂缝之间被完全压碎。在这个过程中, 混凝土的侧向膨胀将向外推挤钢筋, 从而使纵向受压钢筋在箍筋之间呈灯笼状向外受压屈服, 如图 4-2 所示。破坏时, 一般中等强度的钢筋均能达到其抗压屈服强度, 混凝土能达到轴心抗压强度, 钢筋和混凝土都得到充分的利用</p> <p>(3) 对长细比 l_0/b (l_0 为柱的计算长度, b 为柱截面的短边尺寸) 较大(细长)的柱, 微小的初始偏心作用将使构件朝与初始偏心相反的方向产生侧向弯曲, 如图 4-3a 所示, 这会使柱的承载力降低。试验结果表明, 当长细比较大时, 侧向挠度最初是以与轴向压力成正比例的方式缓慢增长的; 但当压力达到破坏压力的 60%~70% 时, 挠度增长速度加快; 破坏时, 受压一侧往往产生较长的纵向裂缝, 钢筋在箍筋之间向外屈服, 构件中部的混凝土被压碎, 而另一侧混凝土则被拉裂, 在构件中部产生若干条以一定间距分布的水平裂缝, 如图 4-3b 所示</p> <p>当轴心受压构件的长细比更大, 例如当 $l_0/b > 35$ 时(是指矩形截面, 其中 b 为产生侧向挠度方向的截面边长), 就可能发生失稳破坏。试验表明, 长柱承载力低于其他条件相同的短柱承载力。采用构件的稳定系数 φ 来表示长柱承载力降低的程度</p> <p>构件的稳定系数 φ 主要和构件的长细比 l_0/b 有关, 随着 l_0/b 的增大而减小, 而混凝土强度等级及配筋率对其影响较小。根据国内外试验的实测结果, φ 的取值见表 4-4, 可直接查用</p>

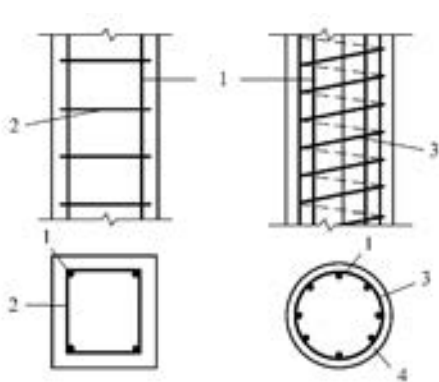


图 4-1 普通箍筋轴心受压柱和螺旋箍筋轴心受压柱
1—纵向受力钢筋 2、3—箍筋 4—保护层

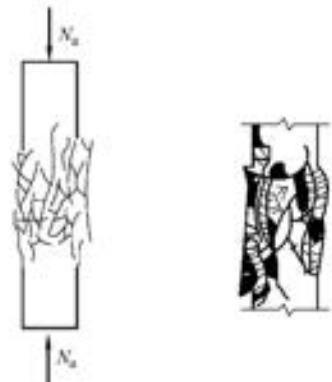


图 4-2 轴心受压短柱的破坏

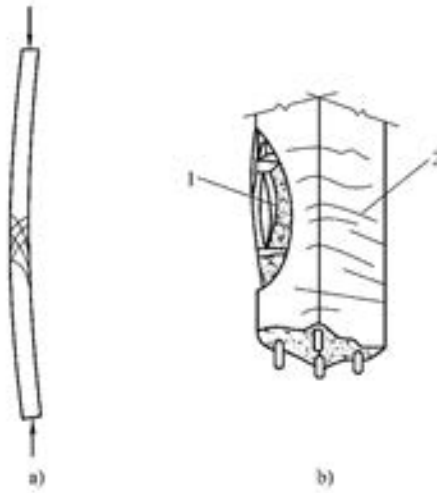


图 4-3 轴心受压长柱的破坏

a) 长柱加载图 b) 长柱破坏形态

1—混凝土被压碎 2—横向裂缝

4.1.2 偏心受压构件

偏心受压构件见表 4-2。

表 4-2 偏心受压构件

序号	项 目	内 容
1	偏心受压构件、短柱、长柱及细长柱	<p>(1) 偏心受压构件 当轴心压力 N 和弯矩 M 同时作用在某个构件截面上时，其作用效果与一个偏心距为 $e_0 = M/N$ 的轴心压力 N 相同。因此，我们把构件截面上同时作用有轴心压力 N、弯矩 M 和剪力 V 的构件称为偏心受压构件</p> <p>(2) 短柱 偏心受压短柱通常是指 $l_0/h < 8$ 的偏心受压构件。由于构件在偏心压力下产生的侧向挠度很小，因此其中的附加弯矩可以忽略不计。于是，这种构件各个截面中弯矩均可以认为等于 Ne_0，即弯矩与轴向压力成比例增长。当弯矩 M 达到极限值时，材料达到极限强度而破坏，通常这种破坏为材料破坏</p> <p>(3) 长柱 偏心受压长柱通常是指 $8 \leq l_0/h < 30$ 的偏心受压构件。长柱在偏心荷载作用下产生的侧向附加挠度不能忽视，由此产生的附加弯矩在总弯矩中占有一定的比例，且随着轴向压力 N 的增大，相应的弯矩 M 增长越来越快，最后仍以材料达到极限强度而破坏，即仍为材料破坏，不过此时的轴向压力将低于同截面短柱的轴向压力</p> <p>(4) 细长柱 偏心受压细长柱通常是指 $l_0/h \geq 30$ 的偏心受压构件。构件由于长细比很大，它在较小的轴向压力作用下，其受力性质与长柱类似，但当轴向压力达到某一临界值时，构件却由于丧失稳定而破坏。失稳破坏时，截面中压力将低于材料强度，其轴向压力低于同截面长柱的轴向压力</p>

(续表 4-2)

序号	项 目	内 容
2	偏心受压 构件破坏特 征	<p>(1) 大偏心受压破坏</p> <p>当构件截面中轴向压力的偏心距较大, 而且没有配置过多的受拉钢筋时, 就将发生这种类型的破坏</p> <p>这类构件由于在偏心较大的压力下, 截面在离偏心力较近一侧受压, 而离偏心力较远一侧受拉。构件的破坏是由于受拉钢筋首先达到屈服而引起的。随着钢筋屈服后的塑性伸长, 裂缝将明显加宽并进一步向受压一侧延伸, 从而使受压区面积减小, 受压边缘的压应变逐步增大。最后, 当受压边混凝土达到其极限压应变时, 受压区混凝土被压碎而导致构件的最终破坏。破坏特征是受拉钢筋首先达到屈服, 然后受压钢筋达到强度极限值, 最后由于受压区混凝土压碎而导致构件破坏。我们把这类破坏称为大偏心受压破坏。这种破坏形态在破坏前有明显预兆, 属于塑性破坏</p> <p>(2) 小偏心受压破坏</p> <p>当构件截面中轴心压力的偏心距较小, 或虽然偏心距较大, 但受拉钢筋配置较多, 构件将发生这种类型的破坏</p> <p>这类构件随着荷载的增加, 受压区混凝土所受压力越来越大, 最后达到抗压强度而使混凝土压碎, 此时受拉或受压较小边的钢筋应力并未达到受拉屈服强度, 甚至可能为压应力。这种破坏主要受混凝土变形所控制, 是由受压区混凝土的压碎引起的。破坏时, 偏心一侧的受压钢筋的压应力一般都能达到抗压强度极限值; 而另一侧的钢筋, 不论受拉还是受压, 除去偏心距很小的情况外, 其应力一般都达不到屈服强度。所以, 我们把具有这类特征的破坏形式统称为小偏心受压破坏。这种破坏形态在破坏前没有明显预兆, 属于脆性破坏</p> <p>(3) 界限破坏</p> <p>从上面对大、小偏心这两种典型破坏特征的叙述中可以看出, 它们之间的根本区别就在于受拉钢筋在截面破坏时是否能达到钢筋的抗拉屈服强度。在大偏心受压截面中, 总是受拉钢筋先达到抗拉屈服强度, 而小偏心受压构件则不能, 在大、小偏心受压破坏之间必须存在着一种界限状态, 称之为界限破坏。在界限破坏下, 构件在受拉钢筋屈服的同时受压混凝土被压碎。此时受拉区已有较明显的横向裂缝, 混凝土压碎区段的范围界于大、小偏心受压破坏之间</p> <p>(4) 大、小偏心受压的判断</p> <p>当 $\xi > \xi_b$ 时, 截面为小偏心受压</p> <p>当 $\xi \leq \xi_b$ 时, 截面为大偏心受压</p> <p>式中 ξ——相对受压区高度, $\xi = x/h_0$</p> <p>ξ_b——界限相对受压区高度, $\xi_b = x_b/h_0$</p>

4.2 轴心受压构件正截面受压承载力计算

4.2.1 配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋的轴心受压构件计算

配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋的轴心受压构件计算见表 4-3。

表 4-3 配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋的轴心受压构件计算

序号	项 目	内 容
1	正截面受压承载力计算	<p>钢筋混凝土轴心受压构件，当配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋时，如图 4-4 所示，其正截面受压承载力的计算公式为</p> $N \leq 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \quad (4-1)$ <p>式中 N——轴向压力设计值 φ——钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 4-4 采用 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 2-4 采用 A——构件截面面积 f'_y——纵向普通钢筋的抗压强度设计值，按表 2-12 采用 A'_s——全部纵向普通钢筋的截面面积</p> <p>当纵向普通钢筋的配筋率大于 3% 时，公式 (4-1) 中 A 应改为 A_n，及 $A_n = A - A'_s$ 代替</p>
2	配筋率	<p>由于混凝土在长期荷载作用下具有徐变的特性，因此，钢筋混凝土轴心受压柱在长期荷载作用下，混凝土和钢筋将产生应力重分布，混凝土压应力将减小，而钢筋压应力将增大。配筋率越小，钢筋压应力增加越大，所以为了防止在正常使用荷载作用下，钢筋压应力由于徐变而增大到屈服强度，规定了受压构件的最小配筋率见表 2-19</p> <p>但是，受压构件的配筋也不宜过多，因为考虑到实际工程中存在受压构件突然卸载的情况，如果配筋率太大，卸载后钢筋回弹，可能造成混凝土受拉甚至开裂。同时，为了施工方便和经济，轴心受压构件配筋率不宜超过 5%</p>
3	设计方法	<p>在实际工程中遇到的轴向受压构件的设计问题可以分为截面设计和截面复核两大类：</p> <p>(1) 截面设计</p> <p>在设计截面时可以先依据构造要求选定材料强度等级，初选纵向钢筋配筋率 ρ' ($\rho' = A'_s / A$)，并取稳定系数中 $\varphi = 1$，由公式 (4-1) 求出所需的受压柱截面面积 A。轴心受压构件合理的截面形状是圆形或正方形，正方形截面可取边长为 $b = h = \sqrt{A}$，也可采用矩形截面 ($b \times h = A$)。然后，由表 4-4 确定实际的稳定系数 φ；再由公式 (4-1) 求出所需的实际纵向钢筋面积</p> <p>(2) 截面复核</p> <p>轴心受压构件的截面复核步骤比较简单，只需将有关数据代入公式 (4-1) 即可求得构件所能承担的轴向力设计值</p>

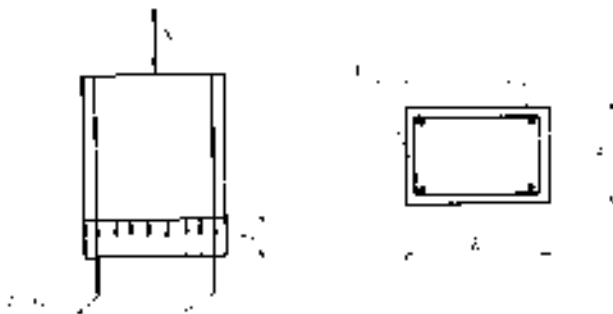


图 4-4 配置箍筋的钢筋混凝土轴心受压构件截面

表 4-4 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	9
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.6	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：表中 l_0 为构件的计算长度；对钢筋混凝土柱可按本书表 4-22 和本书表 4-23 的规定确定； b 为矩形截面的短边尺寸； d 为圆形截面的直径； i 为截面最小回转半径。

4.2.2 配有螺旋式或焊接式间接钢筋的轴向受压构件计算

配有螺旋式或焊接式间接钢筋的轴向受压构件计算见表 4-5。

表 4-5 配有螺旋式或焊接式间接钢筋的轴向受压构件计算

序号	项 目	内 容
1	一般说明	<p>(1) 混凝土的抗压强度与其横向变形的条件有关。当横向变形受到约束时，混凝土的抗压强度将得到提高，轴心受压柱的创造力也得到提高，配有螺旋式箍筋轴心受压柱就是这一原理的具体应用。对配置沿柱高连续缠绕、间距很密的螺旋式或焊接环式箍筋的柱，箍筋所包围的核心混凝土相当于受到一个套箍作用，有效地限制了核心混凝土的横向变形，使核心混凝土在三向压应力作用下工作，从而提高了轴心受压构件正截面承载力。因为这种柱是通过配置横向钢筋来间接增加柱的受压承载力，所以也可称为间接配筋柱。图 4-5 所示的是螺旋式和焊接环式箍筋柱的构造形式，柱的截面形状一般为圆形或多边形。</p> <p>(2) 当竖向荷载较小时，混凝土横向变形小，螺旋箍筋对核心混凝土基本不形成约束，随着荷载的增大，混凝土逐渐发生越来越大的横向变形，相应的螺旋箍筋也产生越来越大的环向拉力，同时对核心混凝土形成较大的横向约束。当荷载达到普通箍筋柱的极限荷载时，螺旋箍筋外的混凝土保护层开裂剥落，而核心混凝土可以继续受压，其抗压强度超过了混凝土单向抗压强度。当螺旋箍筋达到受拉屈服时，不能再约束核心混凝土的横向变形，核心混凝土将被压碎，柱随即破坏。</p>
2	承载力计算	<p>钢筋混凝土轴心受压构件，当配置的螺旋式或焊接环式间接钢筋符合本书表 3-30 序号 4 之(7)条的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定(图 4-6)：</p> $N \leq 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f_y' A_s' + 2\alpha f_{yv} A_{\text{ss0}}) \quad (4-2a)$ <p>且</p> $N \leq 1.35\varphi(f_c A + f_y' A_s') \quad (4-2b)$ $A_{\text{cor}} = \frac{\pi d_{\text{cor}}^2}{s} \quad (4-3)$ $A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \quad (4-4)$ <p>式中 f_{yv}——间接钢筋的抗拉强度设计值，按本书 2.2.3 的规定采用 A_{cor}——构件的核心截面面积，取间接钢筋内表面范围内的混凝土截面面积 A_{ss0}——螺旋式或焊接环式间接钢筋的换算截面面积 d_{cor}——构件的核心截面直径，取间接钢筋内表面之间的距离 A_{ss1}——螺旋式或焊接环式单根间接钢筋的截面面积</p>

(续表 4-5)

序号	项 目	内 容
2	承载力计算	s ——间接钢筋沿构件轴线方向的间距 α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时，取 0.85，其间按线性内插法确定，详见表 3-26
3	适用条件	(1) 按公式(4-2)算得的构件受压承载力设计值不应大于按公式(4-1)算得的构件受压承载力设计值的 1.5 倍 (2) 当遇到下列任意一种情况时，不应计入间接钢筋的影响，而应按公式(4-1)的规定进行计算： 1) 当 $l_0/d > 12$ 时 2) 当按公式(4-2)算得的受压承载力小于按公式(4-1)算得的受压承载力时 3) 当间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} 小于纵向普通钢筋的全部截面面积的 25% 时

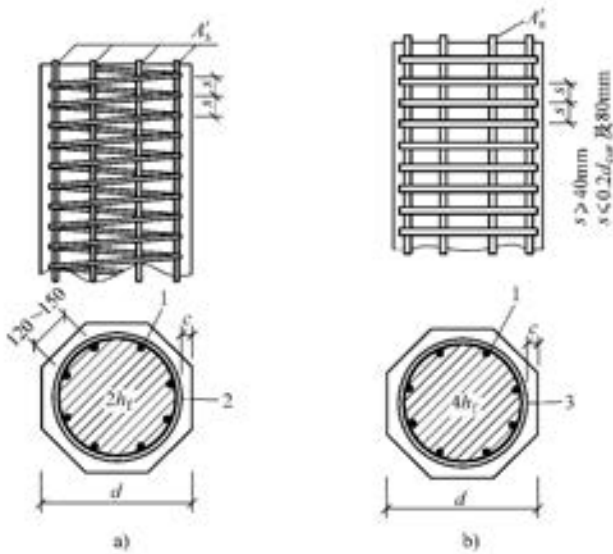


图 4-5 螺旋式和焊接环式箍筋柱
 a) 螺旋式箍筋柱 b) 焊接环式箍筋柱
 1—纵筋 2—螺旋式箍筋 3—环式箍筋

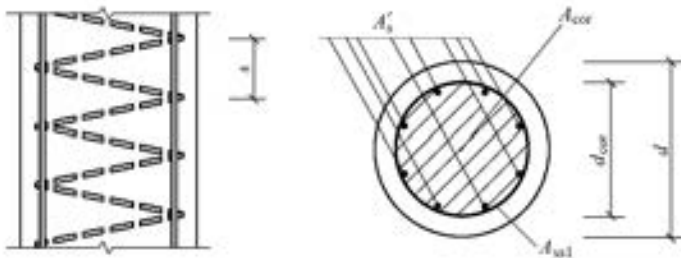


图 4-6 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件

4.2.3 计算例题

【例题 4-1】某多层楼房为钢筋混凝土框架结构，已计算出底层中柱轴向压力设计值为 $N=1703\text{kN}$ ，柱计算长度为 $l_0=6300\text{mm}$ ，混凝土强度等级采用 C30 和 HRB400 级钢筋。试计算该柱截面。

【解】

(1) 已知计算数据。 $N=1703\text{kN}$ ， $l_0=6300\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ，HRB400 级钢筋， $f'_y=360\text{N/mm}^2$ 。

(2) 确定稳定系数。设柱截面形状为正方形， $b\times h=350\text{mm}\times 350\text{mm}$

$$l_0/b=6300/350=18, \text{由表 4-4 查得 } \varphi=0.81$$

(3) 计算纵向钢筋截面面积。由公式(4-1)计算，得

$$A'_s = \frac{\frac{N}{0.9\varphi} - Af_c}{f'_y} = \frac{\frac{1703000}{0.9\times 0.81} - 350\times 350\times 14.3}{360} = 1623(\text{mm}^2)$$

选用 4 22， $A'_s=1521\text{mm}^2$ ， $\rho=1521/(350\times 350)=1.2\%$ ， $\rho_{\min}=0.6\%$ ，

则

$$\rho > \rho_{\min}$$

满足适用条件。

【例题 4-2】已知轴心受压柱，截面尺寸为正方形 $350\text{mm}\times 350\text{mm}$ ，计算长度 $l_0=4.8\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30，纵向钢筋用 HRB400 级钢筋，选用 4 25，在纵向钢筋上焊有横向钢筋。求此轴心受压柱所能承受的最大轴向力值 N 。

【解】

(1) 已知计算数据。柱截面尺寸为 $350\text{mm}\times 350\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ，HRB400 级钢筋， $f'_y=360\text{N/mm}^2$ ， $l_0=4.8\text{m}$ ，4 25， $A_s=1964\text{mm}^2$ 。

(2) 确定稳定系数。 $l_0/b=4800/350=13.7$ ，由表 4-4 查得 $\varphi=0.924$ 。

(3) 确定混凝土截面面积。因为 $\rho'=\frac{1964}{350\times 350}=1.6\%<3\%$ ，所以混凝土截面面积不必扣除钢筋

截面面积 A'_s 。

(4) 求最大轴向力值 N 。由公式(4-1)计算，得

$$N=0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9\times 0.924\times (14.3\times 350\times 350 + 360\times 1964) = 2045(\text{kN})$$

2045kN 即为此轴心受压柱所能承受的最大轴向力。

【例题 4-3】已知轴心受压柱截面尺寸为 $b\times h=400\text{mm}\times 400\text{mm}$ ，计算长度 $l_0=6\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30，钢筋级别为 HRB400 级，配置纵向钢筋为 8 28，箍筋采用焊接封闭环式箍筋。试求该柱所能承受的最大轴向压力值 N 。

【解】

(1) 已知计算数据。柱截面尺寸为 $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ，钢筋 HRB400 级， $f'_y=360\text{N/mm}^2$ ， $l_0=6\text{m}$ ，8 28， $A'_s=4926\text{mm}^2$ 。

(2) 确定稳定系数。 $l_0/b=6000/400=15$ ，由表 4-4 查得 $\varphi=0.895$ 。

(3) 确定混凝土截面面积。因为 $\rho=\frac{4926}{400\times 400}=3.08\%>3\%$ ，所以混凝土截面面积应扣除钢筋截

面面积 A'_s ，即公式(4-1)中 A 应改为 $A_n=A-A'_s=400\times 400-4926=155074(\text{mm}^2)$ 。

(4) 求最大轴心压力值 N ，由公式(4-1)计算，得

$$N=0.9\varphi(f_c A_n + f'_y A'_s) = 0.9\times 0.895\times (14.3\times 155074 + 360\times 4926) = 3215(\text{kN})$$

3215kN 即为此轴心受压柱所能承受的最大轴向力。

【例题 4-4】 某多层现浇框架结构房屋。底层中间柱按轴心受压构件计算。该柱以承受恒荷载为主,安全等级为二级。轴向力设计值 $N=4030\text{kN}$,从基础顶面到一层楼盖顶面的高度 $H=5.6\text{m}$,混凝土强度等级为 C40($f_c=19.1\text{N/mm}^2$),钢筋采用 HRB400 级钢筋($f'_y=360\text{N/mm}^2$)。试求该柱截面尺寸及纵筋面积。

【解】

(1) 确定截面形式和尺寸

由于是轴心受压构件,因此采用方形截面形式,并拟定截面尺寸为 $b=h=\sqrt{A}$ 。

设稳定性系数 $\varphi=1$, $\rho' = A'_s/A=0.01$,则由计算公式(4-1)变换有

$$A = \frac{N}{0.9\varphi(f_c + \rho'f'_y)} = \frac{4030 \times 1000}{0.9 \times 1 \times (19.1 + 0.01 \times 360)} = 197259 (\text{mm}^2)$$

则有 $b=h=\sqrt{A}=444.1\text{mm}$,取 $b=h=450\text{mm}$ 。

(2) 求稳定性系数

取计算长度 $l_0=1.0H=1.0 \times 5600=5600(\text{mm})$ (现浇楼盖底层柱),则

$$\frac{l_0}{b} = \frac{5600}{450} = 12.4$$

查表 4-4,得 $\varphi=0.94$ 。

(3) 计算纵向钢筋截面面积 A'_s

由公式(4-1)计算,得

$$A'_s = \frac{N}{0.9\varphi} - f_c A = \frac{4030 \times 10^3}{0.9 \times 0.94} - 19.1 \times 450 \times 450 = 2488 (\text{mm}^2)$$

则纵向钢筋配筋率为

$$\rho' = \frac{A'_s}{bh} = \frac{2488}{450 \times 450} = 1.23\%$$

可见, $0.55\% = \rho'_{\min} < \rho' < \rho'_{\max} = 5\%$,满足要求。选筋 8 20,实配 $A'_s=2513\text{mm}^2$ 。

【例题 4-5】 某建筑门厅现浇的圆形钢筋混凝土柱直径为 400mm,承受轴向压力设计值 $N=3892\text{kN}$,从基础顶面到一层楼盖顶面的距离 $H=4.2\text{m}$,混凝土强度等级为 C40,柱中纵向钢筋及箍筋均采用 HRB400 级钢筋,采用螺旋箍筋配筋形式,试设计该柱配筋。

【解】

(1) 计算参数

C40 混凝土, $f_c=19.1\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$

柱计算长度: $l_0=1.0H=1.0 \times 4200=4200(\text{mm})$, $l_0/d = \frac{4200}{400} = 10.5 < 12$,说明适合采用螺旋箍筋柱。

(2) 按配有螺旋式箍筋柱计算

查表 3-10 可知,室内正常环境(一类环境)时,柱保护层最小厚度 20mm。初选螺旋箍筋直径为 10mm,则有 $A_{ss1}=78.5\text{mm}^2$ 。又

$$d_{\text{cor}} = 400 - 2 \times 20 - 2 \times 10 = 340(\text{mm})$$

应用公式(4-3)计算,得

$$A_{\text{cor}} = \frac{\pi d_{\text{cor}}^2}{4} = \frac{\pi \times 340^2}{4} = 90792 (\text{mm}^2)$$

设 $\rho' = 3\%$ ，则计算得

$$A'_s = 0.03A = 0.03 \times \frac{\pi \times 400^2}{4} = 3769.9 (\text{mm}^2)$$

选 10 22，实配 $A'_s = 3801 \text{mm}^2$ ，则由公式(4-2)计算，得

$$A_{ss0} = \frac{\frac{N}{0.9} - (f_c A_{cor} + f'_y A'_s)}{2\alpha f_{yv}} = \frac{\frac{3892 \times 10^3}{0.9} - (19.1 \times 90792 + 360 \times 3801)}{2 \times 1.0 \times 360} = 1697.2 (\text{mm}^2) > 0.25A'_s = 942.5 \text{mm}^2$$

满足要求。应用公式(4-4)计算，得

$$s = \frac{\pi d_{cor} A_{ss1}}{A_{ss0}} = \frac{\pi \times 340 \times 78.5}{1697.2} = 49 (\text{mm})$$

取 $s = 45 \text{mm}$ ，符合 $40 \text{mm} \leq s \leq 80 \text{mm}$ 及 $s < 0.2d_{cor} = 68 \text{mm}$ 的规定。

(3) 复核承载力，验算保护层是否过早脱离。由公式(4-4)计算，得

$$A_{ss0} = \frac{\pi d_{cor} A_{ss1}}{s} = \frac{\pi \times 340 \times 78.5}{45} = 1863 (\text{mm}^2)$$

代入公式(4-2)计算，得

$$\begin{aligned} N &= 0.9(f_c A_{cor} + f'_y A'_s + 2\alpha f_{yv} A_{ss0}) \\ &= 0.9 \times (19.1 \times 90792 + 360 \times 3801 + 2 \times 1.0 \times 360 \times 1863) \\ &= 3999 (\text{kN}) > N = 3892 \text{kN} \end{aligned}$$

按配普通箍筋柱计算：由 $l_0/d = 10.5$ 查表 4-4，有 $\varphi = 0.95$ ，则由公式(4-1)计算，得

$$N' = 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.95 \times (19.1 \times 125663.7 + 360 \times 3801) = 3222 (\text{kN}) < N = 3999 \text{kN}$$

由于 $1.5N' = 1.5 \times 3222 = 4833 (\text{kN}) > N = 3999 \text{kN}$ ，说明柱保护层不会过早脱落，所设计的螺旋箍筋柱符合要求。

【例题 4-6】 已知直径 $d = 400 \text{mm}$ 的圆形截面轴心受压柱，计算长度 $l_0 = 4.8 \text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30， $\alpha = 1$ ，纵向钢筋用 HRB335 级钢筋，为 12 18，间接钢筋用 HRB335 级钢筋，12 螺旋式，间距 $s = 50 \text{mm}$ 。求此柱的轴向受压承载力。

【解】

(1) 已知计算数据。圆柱直径 $d = 400 \text{mm}$ ， $d_{cor} = 400 - 2 \times 30 = 340 (\text{mm})$ ， $l_0 = 4.8 \text{m}$ ，混凝土 C30， $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$ ；纵向钢筋 HRB335 级钢筋，12 18， $A'_s = 3054 \text{mm}^2$ ， $f'_y = 300 \text{N/mm}^2$ ；间接钢筋 HRB335 级，12 螺旋式， $A_{ss1} = 113.1 \text{mm}^2$ ， $f_{yv} = 300 \text{N/mm}^2$ ，间距 $s = 50 \text{mm}$ 。

(2) 确定是否考虑间接配筋。由于 $l_0/d = 4800/400 = 12$ ，故考虑间接配筋。

由于 $l_0/d = 4800/400 = 12$ ，查表 4-4，得 $\varphi = 0.92$ 。

(3) 计算 A_{ss0} 。由公式(4-4)计算间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} ，得

$$A_{ss0} = \frac{\pi d_{cor} A_{ss1}}{s} = \frac{\pi \times 340 \times 113.1}{50} = 2416 (\text{mm}^2)$$

$$\frac{A'_s}{4} = \frac{3054}{4} = 764 (\text{mm}^2)$$

则 $2416 \text{mm}^2 > 764 \text{mm}^2$ ，符合间接配筋条件。

(4) 求柱的轴向受压承载力 N

1) 由公式(4-2)计算，得

$$N = 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f'_y A'_s + 2\alpha f_{yv} A_{\text{ss0}})$$

$$= 0.9 \times (14.3 \times 0.25 \times \pi \times 340^2 + 300 \times 3054 + 2 \times 1 \times 300 \times 2416) = 3298 \text{ (kN)}$$

2) 应用公式(3-10)计算, 得

$$\rho = \frac{A'_s}{0.25\pi d^2} = \frac{3054}{0.25 \times \pi \times 400^2} = 2.43\% < 3\%$$

故构件截面面积 A 中不必减去钢筋截面面积 A'_s 。再由公式(4-1)计算, 得

$$N = 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.92 \times (14.3 \times 0.25 \times \pi \times 400^2 + 300 \times 3054) = 2247 \text{ (kN)}$$

则 $3298 \text{ kN} > 2247 \text{ kN}$, 符合间接配筋条件。

3) 由公式(4-2a)计算, 得

$$N = 1.35\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 1.35 \times 0.92 \times (14.3 \times 0.25 \times \pi \times 400^2 + 300 \times 3054) = 3370 \text{ (kN)}$$

则 $3298 \text{ kN} < 3370 \text{ kN}$

故取此柱的轴向受压承载力为 3298 kN 。

【例题 4-7】 已知圆形截面轴心受压柱, 直径 $d = 400 \text{ mm}$, 计算跨度 $l_0 = 5 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C30, 纵向钢筋用 HRB400 级, 选用 6 Φ 20, 间接钢筋 HPB300 级, 采用 Φ 8 螺旋式, 间距 $s = 50 \text{ mm}$ 。求此柱的轴向受压承载力。

【解】

(1) 已知计算数据。圆柱截面直径 $d = 400 \text{ mm}$, $d_{\text{cor}} = 400 - 2 \times 30 = 340 \text{ (mm)}$, 计算长度 $l_0 = 5 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, 纵向钢筋 HRB400 级, 选用 6 Φ 20, $A'_s = 1884 \text{ mm}^2$, $f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$, 间接钢筋为 HPB300 级, Φ 8 螺旋式, $A_{\text{ss1}} = 50.3 \text{ mm}^2$, $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$, 间距 $s = 50 \text{ mm}$ 。

(2) 确定是否考虑间接钢筋。因为 $l_0/d = 5000/400 = 12.5 > 12$, 故不考虑间接钢筋。

由 $l_0/d = 12.5$, 查表 4-4 得 $\varphi = 0.91$ 。

(3) 计算柱的轴向受压承载力 N 。因 $\rho = \frac{A'_s}{A} = \frac{1884}{0.25 \times \pi \times 400^2} = 1.5\% < 3\%$, 故在构件截面面积 A

中不必减去钢筋截面面积 A'_s 。

由公式(4-1)计算, 得

$$N = 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.91 \times (14.3 \times 0.25 \times \pi \times 400^2 + 360 \times 1884) = 2027 \text{ (kN)}$$

故此柱的轴向受压承载力为 2027 kN 。

【例题 4-8】 已知圆形截面轴心受压柱, 直径 $d = 350 \text{ mm}$, 计算长度 $l_0 = 3.5 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C25, 纵向钢筋为 HRB335 级, 选用 6 Φ 20, 间接钢筋采用 HPB300 级, Φ 8 螺旋式, 间距 $s = 50 \text{ mm}$ 。求此柱最大轴向受压承载力。

【解】

(1) 已知计算数据。圆柱截面直径 $d = 350 \text{ mm}$, $d_{\text{cor}} = 350 - 2 \times 30 = 290 \text{ (mm)}$, $l_0 = 3.5 \text{ m}$, 混凝土强度等级 C25, $\alpha = 1$, $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$; 纵向钢筋为 HRB335 级, 6 Φ 20, $A'_s = 1884 \text{ mm}^2$, $f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$; 间接钢筋 HPB300 级, $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$, Φ 8 螺旋式, $A_{\text{ss1}} = 50.3 \text{ mm}^2$, 间距 $s = 50 \text{ mm}$ 。

(2) 确定是否考虑间接钢筋。 $l_0/d = 3500/350 = 10 < 12$, 故考虑间接钢筋。

又因 $l_0/d = 10$, 查表 4-4, 得 $\varphi = 0.96$ 。

(3) 计算 A_{ss0} 。由公式(4-4)计算间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} , 得

$$A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} = \frac{\pi \times 290 \times 50.3}{50} = 917 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\frac{A'_s}{4} = \frac{1884}{4} = 471 \text{ (mm}^2\text{)}$$

则 $917\text{mm}^2 > 471\text{mm}^2$ ，符合间接配筋条件。

(4) 求柱的轴心受压承载力 N

1) 由公式(4-2)计算，得

$$N = 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f'_y A'_s + 2\alpha f_{yv} A_{\text{ss0}}) \\ = 0.9 \times (11.9 \times 0.25 \times \pi \times 290^2 + 300 \times 1884 + 2 \times 1 \times 270 \times 917) = 1662 (\text{kN})$$

2) 由公式(4-1)计算，得

$$\rho = \frac{A'_s}{0.25\pi d^2} = \frac{1884}{0.25 \times \pi \times 350^2} = 1.96\% < 3\%$$

故构件截面面积 A 中不必减去钢筋截面面积 A_s 。

$$N = 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.96 \times (11.9 \times 0.25 \times \pi \times 350 \times 350 + 300 \times 1884) = 1478 (\text{kN})$$

则 $1662\text{kN} > 1478\text{kN}$ ，符合间接配筋条件。

3) 由公式(4-2a)计算，得

$$N = 1.35\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 1.35 \times 0.96 \times (11.9 \times 0.25 \times \pi \times 350^2 + 300 \times 1884) = 2216 (\text{kN})$$

则 $1662\text{kN} < 2216\text{kN}$ ，故取此柱的最大轴向受压承载力为 1662kN 。

【例题 4-9】 已知圆形截面轴心受压柱，直径为 400mm ，计算长度 $l_0 = 4.2\text{m}$ ，混凝土强度等级采用 C40，纵向钢筋采用 HRB400 级 6 Φ 20，间接钢筋采用 HPB300 级钢筋， Φ 8 螺旋式，间距 $s = 60\text{mm}$ 。求该柱所能承受的最大轴向压力。

【解】

(1) 已知计算数据。圆柱截面直径 $d = 400\text{mm}$ ， $d_{\text{cor}} = 400 - 2 \times 30 = 340 (\text{mm})$ ， $l_0 = 4.2\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C40， $\alpha = 1$ ， $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$ ，纵向钢筋 HRB400 级，6 Φ 20， $A'_s = 1884\text{mm}^2$ ， $f'_y = 360\text{mm}^2$ ；间接钢筋 HPB300 级， $f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$ ， Φ 8 螺旋式， $A_{\text{ss1}} = 50.3\text{mm}^2$ ，间距 $s = 60\text{mm}$ 。

(2) 确定是否考虑间接配筋。因为 $l_0/d = 4200/400 = 10.5 < 12$ ，故考虑间接配筋。

由于 $l_0/d = 10.5$ ，查表 4-4，得 $\varphi = 0.95$ 。

(3) 计算 A_{ss0} 。由公式(4-4)计算间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} ，得

$$A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} = \frac{\pi \times 340 \times 50.3}{60} = 895 (\text{mm}^2) \\ \frac{A'_s}{4} = \frac{1884}{4} = 471 (\text{mm}^2)$$

则 $895\text{mm}^2 > 471\text{mm}^2$ ，符合间接配筋条件。

(4) 求柱所能承受的最大轴向压力 N

$$N = 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f'_y A'_s + 2\alpha f_{yv} A_{\text{ss0}}) \\ = 0.9 \times (11.9 \times 0.25 \times \pi \times 340^2 + 360 \times 1884 + 2 \times 1 \times 270 \times 895) = 2606 (\text{kN})$$

由公式(4-1)计算 N 。因 $\rho = \frac{A'_s}{0.25\pi d^2} = \frac{1884}{0.25 \times \pi \times 400^2} = 1.5\% < 3\%$ ，故构件截面面积 A 中不必减去钢筋截面面积 A'_s 。

$$N = 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.95 \times (19.1 \times 0.25 \times \pi \times 400^2 + 360 \times 1884) = 2632 (\text{kN})$$

则 $2632\text{kN} > 2606\text{kN}$ ，故取该柱所能承受的最大轴向压力为 2632kN 。

4.3 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力计算

4.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力制表公式与计算用表 制表公式与计算用表见表 4-6。

表 4-6 制表公式与计算用表

序号	项 目	内 容
1	制表公式	(1) 由公式(4-1)可以写成如下计算公式为 $\frac{N}{0.9\varphi} = f_c A + f'_y A'_s = N_c + N_s \quad (4-5)$
		(2) 由公式(4-2)及公式(4-3)可以写成如下计算公式为 $N = 0.9 \left(f_c A_{\text{cor}} + f'_y A'_s + \frac{2\alpha f_{yv} \pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \right) = 0.9 (N_{\text{cr}} + N_s + \alpha N_{\text{ss}}) \quad (4-6)$
		式中 $N_c = f_c A$, $N_s = f'_y A'_s$, $N_{\text{cr}} = f_c A_{\text{cor}}$, $N_{\text{ss}} = \frac{2f_{yv} \pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \quad (4-6a)$
2	计算用表	(1) 矩形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_c 见表 4-7
		(2) 圆形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_c 见表 4-8
		(3) 轴心受压构件纵向普通钢筋部分承载力设计值 N_s 见表 4-9
		(4) 圆形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_{cr} 见表 4-10(取 $d_{\text{cor}} = d - 60\text{mm}$)
		(5) 钢筋混凝土轴心受压构件配置螺旋式或焊接环式间接钢筋承载力设计值 N_{ss} 见表 4-11、表 4-12、表 4-13 及表 4-14(取 $d_{\text{cor}} = d - 60\text{mm}$)

表 4-7 矩形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_c (单位:kN)

柱截面/mm		混凝土强度等级									
b	h	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
300	300	864.0	1071.0	1287.0	1503.0	1719.0	1899.0	2079.0	2277.0	2475.0	2862.0
	350	1008.0	1249.5	1501.5	1753.5	2005.5	2215.5	2425.5	2656.5	2887.5	3339.0
	400	1152.0	1428.0	1716.0	2004.0	2292.0	2532.0	2772.0	3036.0	3300.0	3816.0
	450	1296.0	1606.5	1930.5	2254.5	2578.5	2848.5	3118.5	3415.5	3712.5	4293.0
	500	1440.0	1785.0	2145.0	2505.0	2865.0	3165.0	3465.0	3795.0	4125.0	4770.0
	550	1584.0	1963.5	2359.5	2755.5	3151.5	3481.5	3811.5	4174.5	4537.5	5247.0
	600	1728.0	2142.0	2574.0	3006.0	3438.0	3798.0	4158.0	4554.0	4950.0	5724.0
350	350	1176.0	1457.8	1751.8	2045.8	2339.8	2584.8	2829.8	3099.3	3368.8	3895.5
	400	1344.0	1666.0	2002.0	2338.0	2674.0	2954.0	3234.0	3542.0	3850.0	4452.0
	450	1512.0	1874.3	2252.3	2630.3	3008.3	3323.3	3638.3	3984.8	4331.3	5008.5
	500	1680.0	2082.5	2502.5	2922.5	3342.5	3692.5	4042.5	4427.5	4812.5	5565.0
	550	1848.0	2290.8	2752.8	3214.8	3676.8	4061.8	4446.8	4870.3	5293.8	6121.5
	600	2016.0	2499.0	3003.0	3507.0	4011.0	4431.0	4851.0	5313.0	5775.0	6678.0
	650	2184.0	2707.3	3253.3	3799.3	4345.3	4800.3	5255.3	5755.8	6256.3	7234.5
400	700	2352.0	2915.5	3503.5	4091.5	4679.5	5169.5	5659.5	6198.5	6737.5	7791.0
	400	1536.0	1904.0	2288.0	2672.0	3056.0	3376.0	3696.0	4048.0	4400.0	5088.0

4.3 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力计算 149

(续表 4-7)

柱截面/mm		混凝土强度等级									
<i>b</i>	<i>h</i>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
400	450	1728.0	2142.0	2574.0	3006.0	3438.0	3798.0	4158.0	4554.0	4950.0	5724.0
	500	1920.0	2380.0	2860.0	3340.0	3820.0	4220.0	4620.0	5060.0	5500.0	6360.0
	550	2112.0	2618.0	3146.0	3674.0	4202.0	4642.0	5082.0	5566.0	6050.0	6996.0
	600	2304.0	2856.0	3432.0	4008.0	4584.0	5064.0	5544.0	6072.0	6600.0	7632.0
	650	2496.0	3094.0	3718.0	4342.0	4966.0	5486.0	6006.0	6578.0	7150.0	8268.0
	700	2688.0	3332.0	4004.0	4676.0	5348.0	5908.0	6468.0	7084.0	7700.0	8904.0
	750	2880.0	3570.0	4290.0	5010.0	5730.0	6330.0	6930.0	7590.0	8250.0	9540.0
	800	3072.0	3808.0	4576.0	5344.0	6112.0	6752.0	7392.0	8096.0	8800.0	10176.0
450	450	1944.0	2409.8	2895.8	3381.8	3867.8	4272.8	4677.8	5123.3	5568.8	6439.5
	500	2160.0	2677.5	3217.5	3757.5	4297.5	4747.5	5197.5	5692.5	6187.5	7155.0
	550	2376.0	2945.3	3539.3	4133.3	4727.3	5222.3	5717.3	6261.8	6806.3	7870.5
	600	2592.0	3213.0	3861.0	4509.0	5157.0	5697.0	6237.0	6831.0	7425.0	8586.0
	650	2808.0	3480.8	4182.8	4884.8	5586.8	6171.8	6756.8	7400.3	8043.8	9301.5
	700	3024.0	3748.5	4504.5	5260.5	6016.5	6646.5	7276.5	7969.5	8662.5	10017.0
	750	3240.0	4016.3	4826.3	5636.3	6446.3	7121.3	7796.3	8538.8	9281.3	10732.5
	800	3456.0	4284.0	5148.0	6012.0	6876.0	7596.0	8316.0	9108.0	9900.0	11448.0
500	900	3888.0	4819.5	5791.5	6763.5	7735.5	8545.5	9355.5	10246.5	11137.5	12879.0
	500	2400.0	2975.0	3575.0	4175.0	4775.0	5275.0	5775.0	6325.0	6875.0	7950.0
	550	2640.0	3272.5	3932.5	4592.5	5252.5	5802.5	6352.5	6957.5	7562.5	8745.0
	600	2880.0	3570.0	4290.0	5010.0	5730.0	6330.0	6930.0	7590.0	8250.0	9540.0
	650	3120.0	3867.5	4647.5	5427.5	6207.5	6857.5	7507.5	8222.5	8937.5	10335.0
	700	3360.0	4165.0	5005.0	5845.0	6685.0	7385.0	8085.0	8855.0	9625.0	11130.0
	750	3600.0	4462.5	5362.5	6262.5	7162.5	7912.5	8662.5	9487.5	10312.5	11925.0
	800	3840.0	4760.0	5720.0	6680.0	7640.0	8440.0	9240.0	10120.0	11000.0	12720.0
	900	4320.0	5355.0	6435.0	7515.0	8595.0	9495.0	10395.0	11385.0	12375.0	14310.0
1000	4800.0	5950.0	7150.0	8350.0	9550.0	10550.0	11550.0	12650.0	13750.0	15900.0	
550	550	2904.0	3599.8	4325.8	5051.8	5777.8	6382.8	6987.8	7653.3	8318.8	9619.5
	600	3168.0	3927.0	4719.0	5511.0	6303.0	6963.0	7623.0	8349.0	9075.0	10494.0
	650	3432.0	4254.3	5112.3	5970.3	6828.3	7543.3	8258.3	9044.8	9831.3	11368.5
	700	3696.0	4581.5	5505.5	6429.5	7353.5	8123.5	8893.5	9740.5	10587.5	12243.0
	750	3960.0	4908.8	5898.8	6888.8	7878.8	8703.8	9528.8	10436.3	11343.8	13117.5
	800	4224.0	5236.0	6292.0	7348.0	8404.0	9284.0	10164.0	11132.0	12100.0	13992.0

(续表 4-7)

柱截面/mm		混凝土强度等级									
<i>b</i>	<i>h</i>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
550	900	4752.0	5890.5	7078.5	8266.5	9454.5	10444.5	11434.5	12523.5	13612.5	15741.0
	1000	5280.0	6545.0	7865.0	9185.0	10505.0	11605.0	12705.0	13915.0	15125.0	17490.0
	1100	5808.0	7199.5	8651.5	10103.5	11555.5	12765.5	13975.5	15306.5	16637.5	19239.0
600	600	3456.0	4284.0	5148.0	6012.0	6876.0	7596.0	8316.0	9108.0	9900.0	11448.0
	650	3744.0	4641.0	5577.0	6513.0	7449.0	8229.0	9009.0	9867.0	10725.0	12402.0
	700	4032.0	4998.0	6006.0	7014.0	8022.0	8862.0	9702.0	10626.0	11550.0	13356.0
	750	4320.0	5355.0	6435.0	7515.0	8595.0	9495.0	10395.0	11385.0	12375.0	14310.0
	800	4608.0	5712.0	6864.0	8016.0	9168.0	10128.0	11088.0	12144.0	13200.0	15264.0
	900	5184.0	6426.0	7722.0	9018.0	10314.0	11394.0	12474.0	13662.0	14850.0	17172.0
	1000	5760.0	7140.0	8580.0	10020.0	11460.0	12660.0	13860.0	15180.0	16500.0	19080.0
	1100	6336.0	7854.0	9438.0	11022.0	12606.0	13926.0	15246.0	16698.0	18150.0	20988.0
	1200	6912.0	8568.0	10296.0	12024.0	13752.0	15192.0	16632.0	18216.0	19800.0	22896.0
650	650	4056.0	5027.8	6041.8	7055.8	8069.8	8914.8	9759.8	10689.3	11618.8	13435.5
	700	4368.0	5414.5	6506.5	7598.5	8690.5	9600.5	10510.5	11511.5	12512.5	14469.0
	750	4680.0	5801.3	6971.3	8141.3	9311.3	10286.3	11261.3	12333.8	13406.3	15502.5
	800	4992.0	6188.0	7436.0	8684.0	9932.0	10972.0	12012.0	13156.0	14300.0	16536.0
	900	5616.0	6961.5	8365.5	9769.5	11173.5	12343.5	13513.5	14800.5	16087.5	18603.0
	1000	6240.0	7735.0	9295.0	10855.0	12415.0	13715.0	15015.0	16445.0	17875.0	20670.0
	1100	6864.0	8508.5	10224.5	11940.5	13656.5	15086.5	16516.5	18089.5	19662.5	22737.0
	1200	7488.0	9282.0	11154.0	13026.0	14898.0	16458.0	18018.0	19734.0	21450.0	24804.0
700	1300	8112.0	10055.5	12083.5	14111.5	16139.5	17829.5	19519.5	21378.5	23237.5	26871.0
	700	4704.0	5831.0	7007.0	8183.0	9359.0	10339.0	11319.0	12397.0	13475.0	15582.0
	750	5040.0	6247.5	7507.5	8767.5	10027.5	11077.5	12127.5	13282.5	14437.5	16695.0
	800	5376.0	6664.0	8008.0	9352.0	10696.0	11816.0	12936.0	14168.0	15400.0	17808.0
	900	6048.0	7497.0	9009.0	10521.0	12033.0	13293.0	14553.0	15939.0	17325.0	20034.0
	1000	6720.0	8330.0	10010.0	11690.0	13370.0	14770.0	16170.0	17710.0	19250.0	22260.0
	1100	7392.0	9163.0	11011.0	12859.0	14707.0	16247.0	17787.0	19481.0	21175.0	24486.0
	1200	8064.0	9996.0	12012.0	14028.0	16044.0	17724.0	19404.0	21252.0	23100.0	26712.0
750	1300	8736.0	10829.0	13013.0	15197.0	17381.0	19201.0	21021.0	23023.0	25025.0	28938.0
	750	5400.0	6693.8	8043.8	9393.8	10743.8	11868.8	12993.8	14231.3	15468.8	17887.5
	800	5760.0	7140.0	8580.0	10020.0	11460.0	12660.0	13860.0	15180.0	16500.0	19080.0
	900	6480.0	8032.5	9652.5	11272.5	12892.5	14242.5	15592.5	17077.5	18562.5	21465.0

4.3 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力计算 151

(续表 4-7)

柱截面/mm		混凝土强度等级									
<i>b</i>	<i>h</i>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
750	1000	7200.0	8925.0	10725.0	12525.0	14325.0	15825.0	17325.0	18975.0	20625.0	23850.0
	1100	7920.0	9817.5	11797.5	13777.5	15757.5	17407.5	19057.5	20872.5	22687.5	26235.0
	1200	8640.0	10710.0	12870.0	15030.0	17190.0	18990.0	20790.0	22770.0	24750.0	28620.0
	1300	9360.0	11602.5	13942.5	16282.5	18622.5	20572.5	22522.5	24667.5	26812.5	31005.0
800	800	6144.0	7616.0	9152.0	10688.0	12224.0	13504.0	14784.0	16192.0	17600.0	20352.0
	900	6912.0	8568.0	10296.0	12024.0	13752.0	15192.0	16632.0	18216.0	19800.0	22896.0
	1000	7680.0	9520.0	11440.0	13360.0	15280.0	16880.0	18480.0	20240.0	22000.0	25440.0
	1100	8448.0	10472.0	12584.0	14696.0	16808.0	18568.0	20328.0	22264.0	24200.0	27984.0
	1200	9216.0	11424.0	13728.0	16032.0	18336.0	20256.0	22176.0	24288.0	26400.0	30528.0
	1300	9984.0	12376.0	14872.0	17368.0	19864.0	21944.0	24024.0	26312.0	28600.0	33072.0
850	850	6936.0	8597.8	10331.8	12065.8	13799.8	15244.8	16689.8	18279.3	19868.8	22975.5
	900	7344.0	9103.5	10939.5	12775.5	14611.5	16141.5	17671.5	19354.5	21037.5	24327.0
	1000	8160.0	10115.0	12155.0	14195.0	16235.0	17935.0	19635.0	21505.0	23375.0	27030.0
	1100	8976.0	11126.5	13370.5	15614.5	17858.5	19728.5	21598.5	23655.5	25712.5	29733.0
	1200	9792.0	12138.0	14586.0	17034.0	19482.0	21522.0	23562.0	25806.0	28050.0	32436.0
	1300	10608.0	13149.5	15801.5	18453.5	21105.5	23315.5	25525.5	27956.5	30387.5	35139.0
	1400	11424.0	14161.0	17017.0	19873.0	22729.0	25109.0	27489.0	30107.0	32725.0	37842.0
900	900	7776.0	9639.0	11583.0	13527.0	15471.0	17091.0	18711.0	20493.0	22275.0	25758.0
	1000	8640.0	10710.0	12870.0	15030.0	17190.0	18990.0	20790.0	22770.0	24750.0	28620.0
	1100	9504.0	11781.0	14157.0	16533.0	18909.0	20889.0	22869.0	25047.0	27225.0	31482.0
	1200	10368.0	12852.0	15444.0	18036.0	20628.0	22788.0	24948.0	27324.0	29700.0	34344.0
	1300	11232.0	13923.0	16731.0	19539.0	22347.0	24687.0	27027.0	29601.0	32175.0	37206.0
	1400	12096.0	14994.0	18018.0	21042.0	24066.0	26586.0	29106.0	31878.0	34650.0	40068.0
1000	1000	9600.0	11900.0	14300.0	16700.0	19100.0	21100.0	23100.0	25300.0	27500.0	31800.0
	1100	10560.0	13090.0	15730.0	18370.0	21010.0	23210.0	25410.0	27830.0	30250.0	34980.0
	1200	11520.0	14280.0	17160.0	20040.0	22920.0	25320.0	27720.0	30360.0	33000.0	38160.0
	1300	12480.0	15470.0	18590.0	21710.0	24830.0	27430.0	30030.0	32890.0	35750.0	41340.0
	1400	13440.0	16660.0	20020.0	23380.0	26740.0	29540.0	32340.0	35420.0	38500.0	44520.0
	1500	14400.0	17850.0	21450.0	25050.0	28650.0	31650.0	34650.0	37950.0	41250.0	47700.0
1100	1100	11616.0	14399.0	17303.0	20207.0	23111.0	25531.0	27951.0	30613.0	33275.0	38478.0
	1200	12672.0	15708.0	18876.0	22044.0	25212.0	27852.0	30492.0	33396.0	36300.0	41976.0
	1300	13728.0	17017.0	20449.0	23881.0	27313.0	30173.0	33033.0	36179.0	39325.0	45474.0

(续表 4-7)

柱截面/mm		混凝土强度等级									
<i>b</i>	<i>h</i>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
1100	1400	14784.0	18326.0	22022.0	25718.0	29414.0	32494.0	35574.0	38962.0	42350.0	48972.0
	1500	15840.0	19635.0	23595.0	27555.0	31515.0	34815.0	38115.0	41745.0	45375.0	52470.0
1200	1200	13824.0	17136.0	20592.0	24048.0	27504.0	30384.0	33264.0	36432.0	39600.0	45792.0
	1300	14976.0	18564.0	22308.0	26052.0	29796.0	32916.0	36036.0	39468.0	42900.0	49608.0
	1400	16128.0	19992.0	24024.0	28056.0	32088.0	35448.0	38808.0	42504.0	46200.0	53424.0
	1500	17280.0	21420.0	25740.0	30060.0	34380.0	37980.0	41580.0	45540.0	49500.0	57240.0
	1600	18432.0	22848.0	27456.0	32064.0	36672.0	40512.0	44352.0	48576.0	52800.0	61056.0
1300	1300	16224.0	20111.0	24167.0	28223.0	32279.0	35659.0	39039.0	42757.0	46475.0	53742.0
	1400	17472.0	21658.0	26026.0	30394.0	34762.0	38402.0	42042.0	46046.0	50050.0	57876.0
	1500	18720.0	23205.0	27885.0	32565.0	37245.0	41145.0	45045.0	49335.0	53625.0	62010.0
	1600	19968.0	24752.0	29744.0	34736.0	39728.0	43888.0	48048.0	52624.0	57200.0	66144.0
1400	1400	18816.0	23324.0	28028.0	32732.0	37436.0	41356.0	45276.0	49588.0	53900.0	62328.0
	1500	20160.0	24990.0	30030.0	35070.0	40110.0	44310.0	48510.0	53130.0	57750.0	66780.0
	1600	21504.0	26656.0	32032.0	37408.0	42784.0	47264.0	51744.0	56672.0	61600.0	71232.0
	1700	22848.0	28322.0	34034.0	39746.0	45458.0	50218.0	54978.0	60214.0	65450.0	75684.0
1500	1500	21600.0	26775.0	32175.0	37575.0	42975.0	47475.0	51975.0	56925.0	61875.0	71550.0
	1600	23040.0	28560.0	34320.0	40080.0	45840.0	50640.0	55440.0	60720.0	66000.0	76320.0
	1700	24480.0	30345.0	36465.0	42585.0	48705.0	53805.0	58905.0	64515.0	70125.0	81090.0
	1800	25920.0	32130.0	38610.0	45090.0	51570.0	56970.0	62370.0	68310.0	74250.0	85860.0

表 4-8 圆形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_c (单位:kN)

<i>d</i> /mm	混凝土强度等级									
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
300	678.6	841.2	1010.8	1180.5	1350.1	1491.5	1632.8	1788.4	1943.9	2247.8
350	923.6	1144.9	1375.8	1606.7	1837.6	2030.1	2222.5	2434.1	2645.8	3059.5
400	1206.4	1495.4	1797.0	2098.6	2400.2	2651.5	2902.8	3179.3	3455.8	3996.1
450	1526.8	1892.6	2274.3	2656.0	3037.7	3355.8	3673.9	4023.8	4373.7	5057.6
500	1885.0	2336.6	2807.8	3279.0	3750.3	4143.0	4535.7	4967.6	5399.6	6243.9
550	2280.8	2827.2	3397.4	3967.6	4537.8	5013.0	5488.2	6010.8	6533.5	7555.1
600	2714.3	3364.6	4043.2	4721.8	5400.4	5965.9	6531.4	7153.4	7775.4	8991.2
650	3185.6	3948.8	4745.2	5541.6	6338.0	7001.6	7665.3	8395.3	9125.3	10552.2

4.3 钢筋混凝土轴心受压构件正截面受压承载力计算 153

(续表 4-8)

d/mm	混凝土强度等级									
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
700	3694.5	4579.7	5503.3	6426.9	7350.5	8120.2	8889.9	9736.6	10583.2	12238.1
750	4241.2	5257.3	6317.5	7377.8	8438.1	9321.7	10205.3	11177.2	12149.1	14048.8
800	4825.5	5981.6	7188.0	8394.3	9600.7	10606.0	11611.3	12717.2	13823.0	15984.4
850	5447.5	6752.7	8114.5	9476.4	10838.3	11973.2	13108.1	14356.5	15604.9	18044.9
900	6107.3	7570.5	9097.3	10624.1	12150.9	13423.2	14695.6	16095.2	17494.7	20230.3
950	6804.7	8435.0	10136.2	11837.3	13538.5	14956.1	16373.8	17933.2	19492.6	22540.5
1000	7539.8	9346.2	11231.2	13116.1	15001.1	16571.9	18142.7	19870.6	21598.4	24975.7
1050	8312.7	10304.2	12382.4	14460.6	16538.7	18270.5	20002.3	21907.3	23812.3	27535.7
1100	9123.2	11308.9	13589.7	15870.5	18151.3	20052.0	21952.7	24043.4	26134.1	30220.6
1200	10857.3	13458.6	16172.9	18887.3	21601.6	23863.5	26125.5	28613.6	31101.8	35965.0
1300	12742.3	15795.1	18980.7	22166.3	25351.9	28006.5	30661.2	33581.3	36501.4	42208.9
1400	14778.1	18318.6	22013.1	25707.7	29402.2	32480.9	35559.7	38946.3	42333.0	48952.3
1500	16964.6	21029.0	25270.2	29511.3	33752.5	37286.8	40821.1	44708.8	48596.5	56195.2

表 4-9 轴心受压构件纵向普通钢筋部分承载力设计值 N_s (单位:kN)

普通钢筋 筋牌号	d/mm	钢筋根数 n											
		4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
HPB300 $f'_y =$ 270N/mm ²	12	122.1	183.2	244.3	305.4	366.4	427.5	488.6	549.7	610.7	671.8	732.9	793.9
	14	166.3	249.4	332.5	415.6	498.8	581.9	665.0	748.1	831.3	914.4	997.5	1080.6
	16	217.1	325.7	434.3	542.9	651.4	760.0	868.6	977.2	1085.7	1194.3	1302.9	1411.5
	18	274.8	412.2	549.7	687.1	824.5	961.9	1099.3	1236.7	1374.1	1511.5	1649.0	1786.4
	20	339.3	508.9	678.6	848.2	1017.9	1187.5	1357.2	1526.8	1696.5	1866.1	2035.8	2205.4
	22	410.5	615.8	821.1	1026.4	1231.6	1436.9	1642.2	1847.4	2052.7	2258.0	2463.3	2668.5
	25	530.1	795.2	1060.3	1325.4	1590.4	1855.5	2120.6	2385.6	2650.7	2915.8	3180.9	3445.9
	28	665.0	997.5	1330.0	1662.5	1995.0	2327.5	2660.0	2992.6	3325.1	3657.6	3990.1	4322.6
	32	868.6	1302.9	1737.2	2171.5	2605.8	3040.1	3474.4	3908.6	4342.9	4777.2	5211.5	5645.8
	36	1099.3	1649.0	2198.6	2748.3	3297.9	3847.6	4397.2	4946.9	5496.5	6046.2	6595.8	7145.5
	40	1357.2	2035.8	2714.3	3392.9	4071.5	4750.1	5428.7	6107.3	6785.8	7464.4	8143.0	8821.6

(续表 4-9)

普通钢筋牌号	d/mm	钢筋根数 n											
		4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
HRB335 $f'_y =$ 300N/mm ²	12	135.7	203.6	271.4	339.3	407.2	475.0	542.9	610.7	678.6	746.4	814.3	882.2
	14	184.7	277.1	369.5	461.8	554.2	646.5	738.9	831.3	923.6	1016.0	1108.4	1200.7
	16	241.3	361.9	482.5	603.2	723.8	844.5	965.1	1085.7	1206.4	1327.0	1447.6	1568.3
	18	305.4	458.0	610.7	763.4	916.1	1068.8	1221.5	1374.1	1526.8	1679.5	1832.2	1984.9
	20	377.0	565.5	754.0	942.5	1131.0	1319.5	1508.0	1696.5	1885.0	2073.5	2261.9	2450.4
	22	456.2	684.2	912.3	1140.4	1368.5	1596.6	1824.6	2052.7	2280.8	2508.9	2737.0	2965.0
	25	589.0	883.6	1178.1	1472.6	1767.1	2061.7	2356.2	2650.7	2945.2	3239.8	3534.3	3828.8
	28	738.9	1108.4	1477.8	1847.3	2216.7	2586.2	2955.6	3325.1	3694.5	4064.0	4433.4	4802.9
	32	965.1	1447.6	1930.2	2412.7	2895.3	3377.8	3860.4	4342.9	4825.5	5308.0	5790.6	6273.1
	36	1221.5	1832.2	2442.9	3053.6	3664.4	4275.1	4885.8	5496.5	6107.3	6718.0	7328.7	7939.4
	40	1508.0	2261.9	3015.9	3769.9	4523.9	5277.9	6031.9	6785.8	7539.8	8293.8	9047.8	9801.8
HRB400、 HRBF400、 RRB400 $f'_y =$ 360N/mm ²	12	162.9	244.3	325.7	407.2	488.6	570.0	651.4	732.9	814.3	895.7	977.2	1058.6
	14	221.7	332.5	443.3	554.2	665.0	775.8	886.7	997.5	1108.4	1219.2	1330.0	1440.9
	16	289.5	434.3	579.1	723.8	868.6	1013.4	1158.1	1302.9	1447.6	1592.4	1737.2	1881.9
	18	366.4	549.7	732.9	916.1	1099.3	1282.5	1465.7	1649.0	1832.2	2015.4	2198.6	2381.8
	20	452.4	678.6	904.8	1131.0	1357.2	1583.4	1809.6	2035.8	2261.9	2488.1	2714.3	2940.5
	22	547.4	821.1	1094.8	1368.5	1642.2	1915.9	2189.6	2463.3	2737.0	3010.7	3284.3	3558.0
	25	706.9	1060.3	1413.7	1767.1	2120.6	2474.0	2827.4	3180.9	3534.3	3887.7	4241.2	4594.6
	28	886.7	1330.0	1773.4	2216.7	2660.0	3103.4	3546.7	3990.1	4433.4	4876.8	5320.1	5763.4
	32	1158.1	1737.2	2316.2	2895.3	3474.4	4053.4	4632.5	5211.5	5790.6	6369.6	6948.7	7527.8
	36	1465.7	2198.6	2931.5	3664.4	4397.2	5130.1	5863.0	6595.8	7328.7	8061.6	8794.4	9527.3
	40	1809.6	2714.3	3619.1	4523.9	5428.7	6333.5	7238.2	8143.0	9047.8	9952.6	10857.3	11762.1

表 4-10 圆形截面轴心受压柱混凝土部分承载力设计值 N_{cr} (单位:kN)

d/mm	混凝土强度等级									
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
300	434.3	538.3	646.9	755.5	864.1	954.5	1045.0	1144.5	1244.1	1438.6
350	634.1	786.0	944.5	1103.1	1261.6	1393.7	1525.8	1671.1	1816.4	2100.5
400	871.6	1080.4	1298.3	1516.2	1734.1	1915.7	2097.3	2297.0	2496.8	2887.2
450	1146.8	1421.6	1708.3	1995.0	2281.7	2520.6	2759.5	3022.3	3285.1	3798.8
500	1459.7	1809.4	2174.4	2539.3	2904.2	3208.3	3512.4	3846.9	4181.5	4835.3
550	1810.3	2244.0	2696.6	3149.2	3601.8	3978.9	4356.1	4770.9	5185.8	5996.7
600	2198.6	2725.4	3275.0	3824.7	4374.3	4832.4	5290.4	5794.3	6298.1	7282.9
650	2624.6	3253.4	3909.6	4565.7	5221.9	5768.7	6315.5	6916.9	7518.4	8694.0
700	3088.3	3828.2	4600.3	5372.4	6144.5	6787.9	7431.2	8139.0	8846.7	10230.0
750	3589.7	4449.7	5347.2	6244.6	7142.0	7889.9	8637.7	9460.4	10283.0	11890.9
800	4128.8	5118.0	6150.2	7182.4	8214.6	9074.8	9934.9	10881.1	11827.3	13676.7
850	4705.6	5833.0	7009.4	8185.8	9362.2	10342.5	11322.9	12401.2	13479.6	15587.3
900	5320.1	6594.7	7924.7	9254.8	10584.8	11693.1	12801.5	14020.7	15239.9	17622.8
950	5972.3	7403.2	8896.2	10389.3	11882.4	13126.6	14370.8	15739.5	17108.1	19783.2
1000	6662.2	8258.3	9923.9	11589.4	13255.0	14642.9	16030.9	17557.6	19084.4	22068.5
1050	7389.8	9160.2	11007.7	12855.1	14702.6	16242.1	17781.7	19475.1	21168.6	24478.6
1100	8155.1	10108.9	12147.7	14186.4	16225.2	17924.2	19623.1	21492.0	23360.9	27013.7
1200	9798.8	12146.4	14596.1	17045.7	19495.4	21536.8	23578.2	25823.8	28069.3	32458.4
1300	11593.2	14370.8	17269.1	20167.4	23065.7	25481.0	27896.2	30553.0	33209.8	38402.6
1400	13538.5	16782.1	20166.7	23551.4	26936.0	29756.5	32577.0	35679.6	38782.2	44846.3
1500	15634.6	19380.4	23289.0	27197.6	31106.3	34363.5	37620.7	41203.6	44786.5	51789.5

4.3.2 计算例题

【例题 4-10】 已知一钢筋混凝土轴心受压柱，截面尺寸为 $b=400\text{mm}$ ， $h=400\text{mm}$ ，承受轴向压力设计值 $N=2380.5\text{kN}$ ，柱计算长度 $l_0=5.6\text{m}$ ，采用 C30 级混凝土、HRB400 级钢筋。试求此柱纵向配筋数量。

【解】

因为 $l_0/b=5600/400=14$ ，查表 4-4，得 $\varphi=0.92$ 。

应用公式(4-5)计算，得

$$\frac{N}{0.9\varphi} = \frac{2380.5}{0.9 \times 0.92} = 2875 (\text{kN})$$

查表 4-7 及表 4-9 进行计算：

查表 4-7，由 $b=400\text{mm}$ ， $h=400\text{mm}$ ，C30 级混凝土，得 $N_c=2288\text{kN}$ 。

查表 4-9，由 $f'_s=360\text{N/mm}^2$ ，4 号 22 得 $N_s=547.4\text{kN}$ ，共计为 $N_c+N_s=2288+547.4=2835(\text{kN}) \approx 2875\text{kN}$ ，满足要求。

【例题 4-11】 已知一钢筋混凝土柱，截面尺寸为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 正方形，柱的计算高度 $l_0=5400\text{mm}$ ，承受轴向压力设计值 $N=2523\text{kN}$ 。混凝土强度等级 C30，钢筋选用 HRB400 级。试求此柱纵向配筋数量。

【解】

(1) 求 N_c 。根据 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 正方形柱，C30 级混凝土，查表 4-7，得 $N_c=2288\text{kN}$ 。

(2) 求柱的稳定系数 φ 。由于 $l_0/b=5400/400=13.5$ ，查表 4-4，得 $\varphi=0.928$ 。

(3) 求 N_s 及柱纵向配筋量。应用公式(4-5)计算，得

$$N_s = \frac{N}{0.9\varphi} - N_c = \frac{2523 \times 10^3}{0.9 \times 0.928} - 2288 = 732.83 (\text{kN})$$

查表 4-9，当选 8 号 18，得

$$N_s = 732.9\text{kN} > 732.83\text{kN}$$

满足要求。

【例题 4-12】 一现浇钢筋混凝土圆柱直径 $d=400\text{mm}$ ，纵向钢筋采用 HRB400 级钢筋，8 号 20， $A'_s=2513\text{mm}^2$ ；采用螺旋式箍筋 HPB300 级钢筋， $\Phi 8$ ， $s=50\text{mm}$ 。 $l_0/d=10.5$ ，采用 C30 级混凝土。试求该圆柱轴心受压承载力设计值。

【解】

(1) 求间接钢筋的换算截面面积。应用公式(4-4)计算，得

$$A_{ss0} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{ss1}}{s} = \frac{\pi \times 340 \times 50.27}{50} = 1073.91 (\text{mm}^2)$$

又

$$A_{ss0} > \frac{A'_s}{4} = \frac{3041}{4} = 762.25 (\text{mm}^2)$$

(2) 查表计算

1) 查表 4-8，得 $N_c = 1797.0\text{kN}$

2) 查表 4-9，得 $N_s = 904.8\text{kN}$

3) 查表 4-10，得 $N_{\text{cr}} = 1298.3\text{kN}$

4) 查表 4-11，得 $N_{\text{ss}} = 580.3\text{kN}$

应用公式(4-6)计算，得

$$N = 0.9(N_{\text{cr}} + N_s + \alpha N_{\text{ss}}) = 0.9 \times (1298.3 + 904.8 + 580.3) = 2505.1 (\text{kN})$$

(3) 按公式(4-5)计算，得

$$N_1 = 0.9\varphi (N_c + N_s) = 0.9 \times 0.95 \times (1797.0 + 904.8) = 2310 (\text{kN})$$

而

$$1.5N_1 = 3465 \text{kN}$$

故

$$1.5N_1 = 3465 (\text{kN}) > N = 2310 \text{kN}$$

则取

$$N = 2310 \text{kN}$$

为该柱轴心受压承载力设计值。

4.4 偏心受压构件正截面受压承载力计算

4.4.1 偏心受压构件的受力性能分析

偏心受压构件的受力性能分析见表 4-15。

表 4-15 偏心受压构件的受力性能分析

序号	项 目	内 容
1	偏心受压短柱的受力特点和破坏形态	<p>(1) 从正截面受力性能来看, 我们可以把偏心受压状态看作是轴心受压与受弯之间的过渡状态, 即可以把轴心受压看作是偏心受压状态在 $M=0$ 时的一种极端情况, 而把受弯看作是偏心受压状态 $N=0$ 时的另一种极端情况。因此可以断定, 偏心受压截面中的应变和应力分布特征将随着 M/N 逐步降低而从接近于受弯构件的状态过渡到接近于轴心受压的状态</p> <p>试验表明, 从加荷载开始到接近破坏为止, 用较大的测量标距量测得到的偏心受压构件的截面平均应变值都较好地符合平截面假定, 受弯构件正截面承载力计算的基本假定均适用于偏心受压承载力计算</p> <p>根据偏心距和纵向钢筋的配筋率不同, 偏心受压构件将发生不同的破坏形态, 可分为下面(2)与(3)两类:</p> <p>(2) 当构件截面的相对偏心距 e_0/h_0 较大, 即弯矩 M 的影响较为显著, 而且配置的受拉侧钢筋 A_s 合适时, 在偏心距较大的轴向压力 N 作用下, 远离纵向偏心力一侧截面受拉。当 N 增大到一定程度时, 受拉边缘混凝土将达到其极限拉应变, 首先出现垂直于构件轴线的裂缝。这些裂缝将随着荷载的增大而不断加宽并向受压一侧发展, 受拉钢筋拉力迅速增加, 并首先达到屈服。随着钢筋屈服后的塑性伸长, 裂缝将明显加宽并进一步向受压一侧延伸, 使受压区面积减小, 受压边缘的压应变增大。最后当受压边混凝土达到其极限压应变 ε_{cu} 时, 受压区混凝土被压碎而导致构件的最终破坏, 如图 4-7a 所示。只要受压区相对高度不致过小, 如图 4-7b 所示, 而且受压钢筋的强度也不是太高, 则在混凝土开始压碎前, 受压钢筋一般都能达到屈服强度</p> <p>在上述破坏过程中, 关键的破坏特征是受拉钢筋首先达到屈服, 然后受压钢筋也能达到屈服, 最后受压区混凝土压碎而导致构件破坏。这种破坏形态在破坏前有较明显的预兆, 属于塑性破坏, 所以这类破坏也称为受拉破坏。破坏阶段截面中的应变及应力分布图形如图 4-8a 所示</p> <p>(3) 当构件截面的相对偏心距 e_0/h_0 较小, 或相对偏心距虽然较大, 但配置的受拉侧钢筋 A_s 较多时, 截面受压混凝土和钢筋的应力较大, 而受拉钢筋应力较小。受压构件破坏时, 受压区混凝土的压应变达到极限压应变, 混凝土被压碎, 受压钢筋达到屈服强度, 而受拉钢筋未达到受拉屈服, 这种破坏具有脆性性质, 称之为小偏心受压破坏或受压破坏。产生小偏心受压破坏的条件和破坏形式有下面三种:</p> <p>1) 相对偏心距 e_0/h_0 较小或很小, 截面大部分处于受压状态, 甚至全截面处于受压状态, 而受拉侧无论如何配筋, 截面均发生受压破坏, 破坏阶段截面中的应变及应力分布图形如图 4-8b、c 所示</p>

(续表 4-15)

序号	项 目	内 容
1	偏心受压短柱的受力特点和破坏形态	<p>2) 相对偏心距 e_0/h_0 较大, 但受拉侧钢筋 A_s 配置较多时, 这种情况类似于双筋截面超筋梁, 属于受拉一侧配筋过多引起的, 一般可能出现在对称配筋的情况中</p> <p>3) 当相对偏心距 e_0/h_0 很小, 而距轴压力 N 较远一侧的钢筋 A_s 配置得过少时, 还可能出现远离纵向偏心压力一侧边缘混凝土的应变首先达到极限压应变, 混凝土被压碎, 最终构件破坏的现象。在这种特殊情况下, 破坏阶段截面中的应变及应力分布图形如图 4-8d 所示</p>
2	截面承载力 N_u-M_u 关系	<p>对于给定截面、材料强度和配筋的偏心受压构件, 当达到正截面受压承载力极限状态时, 其压力 N_u 和弯矩 M_u 是相互关联的。随着偏心距的增大, 抗压承载力降低, 但当偏心距增大到一定值时, 抗压承载力 N_u 和抗弯承载力 M_u 的关系将发生变化, 因此, 可用 N_u-M_u 相关曲线来表示。该曲线可由偏心受压构件试验和理论计算得到, 如图 4-9 所示</p> <p>N_u-M_u 相关曲线反映了钢筋混凝土截面压力和弯矩共同作用下正截面承载力的变化规律, 具有以下特点:</p> <p>(1) N_u-M_u 相关曲线上 A 点表示弯矩 M 为 0 时, 轴向承载力 N_u 达到最大, 即代表了轴心受压构件; C 点表示轴向力 N 为 0 时, 抗弯承载力 M_u 的值, 即代表受弯构件; AB 段表示小偏心受压构件; BC 段表示大偏心受压构件; B 点即代表了大、小偏心受压的界限构件, 该点抗弯承载力 M_u 最大</p> <p>(2) 在大偏心受压构件的范围内, M_u 随着 N 的增加而增加, 如图 4-9 中所示的 BC 段; 在小偏心受压构件范围内, M_u 随着 N 的增加而减小, 如图 4-9 中所示的 ADB 段</p> <p>(3) N_u-M_u 相关曲线上任一点代表截面处于正截面承载力极限状态的一种内力组合。若一组内力在曲线内侧, 说明截面未达到极限承载力; 若一组内力在曲线外侧, 则说明截面承载力不足</p> <p>掌握 N_u-M_u 相关曲线的上述规律, 对偏心受压构件的设计计算非常有用。尤其是当有多种内力组合时, 可以根据 N_u-M_u 相关曲线的规律确定出最不利的内力组合</p>
3	附加偏心距	<p>由于工程中实际存在着荷载作用位置的不定性、混凝土质量的不均匀性及施工的偏差等因素, 都可能产生附加偏心距。所以规定, 在偏心受压构件的正截面承载力计算时, 应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a, 其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 $1/30$ 两者中的较大值。正截面计算时所取的偏心距 e_i 由 e_0 和 e_a 两者相加而成, 表达式为</p> $e_0 = \frac{M}{N} \quad (4-7)$ $e_a = \frac{h}{30} \geq 20\text{mm} \quad (4-8)$ $e_i = e_0 + e_a \quad (4-9)$ <p>式中 e_0——由截面上作用的设计弯矩 M 和轴力 N 计算所得的轴力对截面重心的偏心距 e_a——附加偏心距 e_i——初始偏心距</p>
4	偏心受压长柱的受力特点及设计弯矩计算方法	<p>(1) 偏心受压长柱的附加弯矩或二阶弯矩</p> <p>钢筋混凝土受压构件在承受偏心轴力后, 将产生纵向弯曲变形, 即侧向挠度。对长细比小的短柱, 侧向挠度小, 计算时一般可忽略其影响。而对长细比较大的长柱, 由于侧向挠度的影响, 各个截面所受的弯矩不再是 Ne_0, 而变为 $N(e_0+y)$, 其中 y 为构件任意点的水平侧向挠度, 则在柱高中点处, 侧向挠度最大的截面中的弯矩为 $N(e_0+f)$。f 随着</p>

(续表 4-15)

序号	项 目	内 容
4	偏心受压长柱的受力特点及设计弯矩计算方法	<p>荷载的增大而不断加大,因而弯矩的增长也就越来越明显。偏心受压构件计算中把截面弯矩中的 $N e_0$ 称为初始弯矩或一阶弯矩(不考虑纵向弯曲效应构件截面中的弯矩),将 $N y$ 或 $N y'$ 称为附加弯矩或二阶弯矩</p> <p>当长细比较小时,偏心受压构件的纵向弯曲变形很小,附加弯矩的影响可忽略。所以规定,在弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件,当同一主轴方向的杆端弯矩比 M_1/M_2 不大于 0.9 且轴压比不大于 0.9 时,若构件的长细比满足公式(4-10)的要求,可不考虑轴向压力在该方向挠曲杆件中产生的附加弯矩影响;否则应根据本序号下述(2)条的规定,按截面的两个主轴方向分别考虑轴向压力在挠曲杆件中产生的附加弯矩影响</p> $\frac{l_c}{i} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (4-10)$ <p>式中 M_1、M_2——已考虑侧移影响的偏心受压构件两端截面按结构弹性分析确定的对同一主轴的组合弯矩设计值,绝对值较大端为 M_2,绝对值较小端为 M_1,当构件按单曲率弯曲时,M_1/M_2取正值,如图 4-10a 所示,否则取负值,如图 4-10b 所示</p> <p>l_c——构件的计算长度,可近似取偏心受压构件相应主轴方向上下支撑点之间的距离</p> <p>i——偏心方向的截面回转半径</p> <p>(2) 柱端截面附加弯矩(偏心距调节系数和弯矩增大系数)</p> <p>实际工程中最常遇到的是长柱,即不满足上述条件,在确定偏心受压构件的内力设计值时,需考虑构件的侧向挠度而引起的附加弯矩(二阶弯矩)的影响,工程设计中,通常采用增大系数法。将柱端的附加弯矩计算用偏心距调节系数和弯矩增大系数来表示,即偏心受压柱的设计弯矩(考虑了附加弯矩影响后)为原柱端最大弯矩 M_2 乘以偏心距调节系数 C_m 和弯矩增大系数 η_{ns} 而得</p> <p>1) 偏心距调节系数 C_m</p> <p>对于弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件,同一主轴方向两端的杆端弯矩大多不相同,但也存在单曲率弯曲(M_1/M_2为正)时二者大小接近的情况,即比值 M_1/M_2 大于 0.9,此时,该柱在柱两端相同方向、几乎相同大小的弯矩作用下将产生最大的偏心距,使该柱处于最不利的受力状态。因此,在这种情况下,需考虑偏心距调节系数。规定偏心距调节系数采用以下公式进行计算</p> $C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (4-11)$ <p>2) 弯矩增大系数 η_{ns} 及其他计算表达式为</p> $\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (4-12)$ $\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 \zeta_c \quad (4-13)$ $M = C_m \eta_{ns} M_2 \quad (4-14)$ <p>当 $C_m \eta_{ns}$ 小于 1.0 时取 1.0;对剪力墙及核心筒墙,可取 $C_m \eta_{ns}$ 等于 1.0</p> <p>式中 M——除排架结构柱外,其他偏心受压构件考虑轴向压力在挠曲构件中产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值</p> <p>C_m——构件端截面偏心距调节系数,当小于 0.7 时取 0.7</p> <p>η_{ns}——弯矩增大系数</p>

(续表 4-15)

序号	项 目	内 容
4	偏心受压长柱的受力特点及设计弯矩计算方法	N ——与弯矩设计值 M_2 相应的轴向压力设计值 e_a ——附加偏心距, 按本表序号 3 的规定确定 ζ_c ——截面曲率修正系数, 当计算值大于 1.0 时取 1.0 h ——截面高度; 对圆形截面, 取直径 h_0 ——截面有效高度; 对圆形截面, 取 $h_0 = r + r_s$; 此处, r_s 按表 4-21 序号 1 的规定确定 A ——构件截面面积

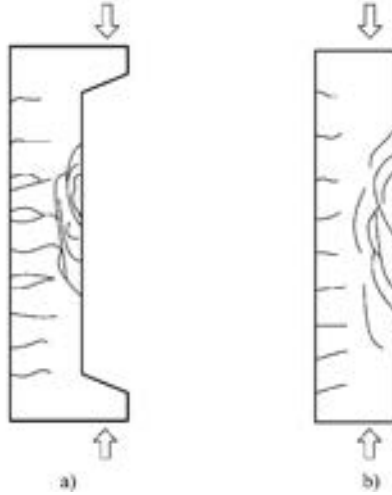


图 4-7 偏心受压柱的破坏形态
a) 大偏心受压破坏 b) 小偏心受压破坏

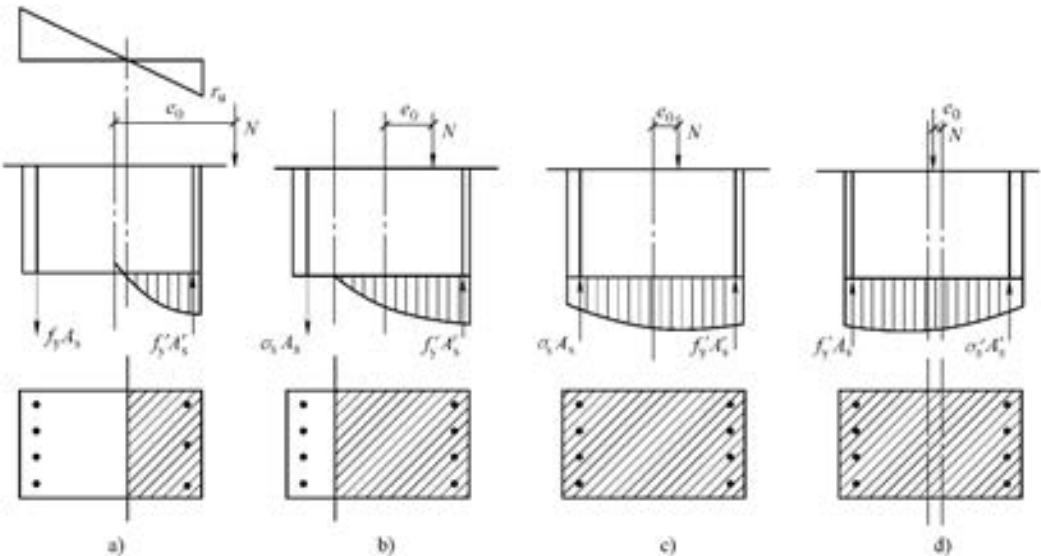
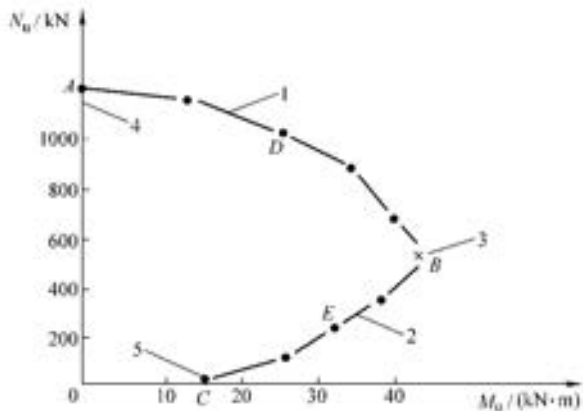


图 4-8 偏心受压构件截面受力的几种情况
a) 大偏心受压 b) 小偏心部分截面受压 c) 小偏心全截面受压 d) 离 N 较远一侧混凝土破坏

图 4-9 N_u - M_u 相关曲线

1—小偏心受压 2—大偏心受压 3—界限破坏
4—轴心受压 5—受弯

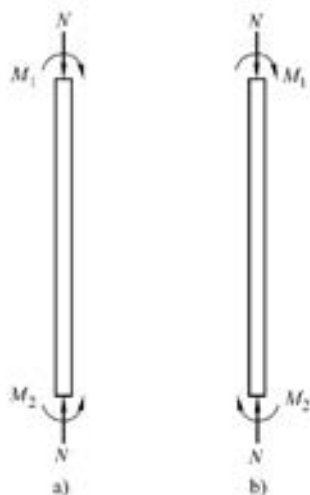


图 4-10 偏心受压构件的弯曲

4.4.2 矩形截面偏心受压构件承载力计算的基本公式

矩形截面偏心受压构件承载力计算的基本公式见表 4-16。

表 4-16 矩形截面偏心受压构件承载力计算的基本公式

序号	项 目	内 容
1	矩形截面 大偏心受压 构件承载力 计算公式	<p>(1) 计算公式</p> <p>试验分析表明,大偏心受压构件与适筋梁类似,破坏时截面平均应变和裂缝截面处的应力分布如图 4-8a 所示,即其受拉及受压纵向钢筋均能达到屈服强度,受压区混凝土应力为抛物线形分布。为了简化计算,同样可以采用等效矩形应力图形,其受压区高度 x 可取按截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度乘以系数 β_1,当 $f_{cu,k} \leq 50\text{N/mm}^2$ 时, β_1 取 0.8; 当 $f_{cu,k} = 80\text{N/mm}^2$ 时, β_1 取 0.74, 其间按直线内插法取用,见表 3-5。矩形应力图的应力取为混凝土抗压强度设计值 f_c 乘以系数 α_1, 当 $f_{cu,k} \leq 50\text{N/mm}^2$ 时, α_1 取为 1.0; 当 $f_{cu,k} = 80\text{N/mm}^2$, α_1 取为 0.94, 其间按直线内插法取用,见表 3-5。如图 4-11a 所示的计算图示进行计算:</p> <p>由沿构件纵轴方向的内、外力平衡可得</p> $N \leq \alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' - f_y A_s \quad (4-15)$ <p>由截面上内、外力对受拉钢筋合力点的力矩平衡可得</p> $N e \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (4-16)$ <p>其中</p> $e = e_i + \frac{h}{2} - a_s \quad (4-17)$ <p>式中 N——轴向压力设计值 x——混凝土受压区高度 e——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点之间的距离</p>

(续表 4-16)

序号	项 目	内 容
1	矩形截面大偏心受压构件承载力计算公式	<p>(2) 适用条件</p> <p>为了保证构件在破坏时, 受拉钢筋应力能达到抗拉强度设计值f_y, 必须满足适用条件:</p> $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_b \quad (4-18)$ <p>为了保证构件在破坏时, 受压钢筋应力能达到抗拉强度设计值f'_y, 必须满足适用条件:</p> $x \geq 2a'_s \quad (4-19)$ <p>当$x < 2a'_s$时, 受压钢筋应力可能达不到f'_y, 与双筋受弯构件类似, 可取$x = 2a'_s$。其应力图形如图 4-11b 所示, 近似认为受压区混凝土所承担压力的作用位置与受压钢筋承担压力$f'_y A'_s$位置相重合。根据平衡条件可写出</p> $Ne' = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (4-20)$ <p>则有</p> $A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-21)$ <p>式中 e'——轴向压力作用点至纵向受压钢筋合力点之间的距离, 其计算公式为</p> $e' = e_i - h/2 + a'_s \quad (4-21a)$ <p>其中 e_i按公式(4-9)计算</p>
2	矩形截面小偏心受压构件承载力计算公式	<p>(1) 计算公式</p> <p>小偏心受压构件在通常情况下, 如图 4-12a、图 4-12b 所示, 受拉一侧钢筋达不到屈服, 由截面上纵轴方向的内、外力之和为零和截面上内、外力对受拉钢筋合力点的力矩之和等于零的条件, 可以得出如下计算公式:</p> $N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s = \alpha_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (4-22)$ $Ne \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-23)$ <p>其中</p> $\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_1 \right) = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} (\xi - \beta_1) \quad (4-24)$ <p>式中 ξ_b——界限相对受压区高度, 见表 3-6</p> <p>此时计算的钢筋应力应符合$f'_y \leq \sigma_s \leq f_y$</p> <p>当纵向偏心压力的偏心距很小且纵向偏心压力又比较大($N > f_c b h$)的全截面受压情况下, 如果接近纵向偏心压力一侧的纵向钢筋A'_s配置较多, 而远离偏心压力一侧的钢筋A_s配置相对较少时, 可能出现特殊情况, 此时A_s应力有可能达到受压屈服强度, 远离纵向偏心压力一侧的混凝土也有可能先被压坏, 这时的截面应力图形如图 4-12c 所示。因而矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件, 当$N > f_c b h$时, 为使A_s配置不致过小时, 应按图 4-12c 所示对A'_s合力点取力矩平衡得A_s。这时取$x = h$可得下列计算公式为</p> $Ne' \leq \alpha_1 f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A'_s (h'_0 - a'_s) \quad (4-25)$ <p>式中 h'_0——纵向钢筋A'_s合力点离偏心压力较远一侧边缘的距离, 即$h'_0 = h - a'_s$</p> <p>则</p> $e' = \frac{h}{2} - a'_s - (e_0 - e_a) \quad (4-26)$

(续表 4-16)

序号	项 目	内 容
2	矩形截面小偏心受压构件承载力计算公式	<p>图 4-12c 所示的应力图形是认为受压破坏发生在 A_s 一侧, 此时, 轴向力作用点接近截面重心, 初始偏心距取 $e_i = e_0 - e_a$, 因此公式 (4-25) 可改写为</p> $N \left[\frac{h}{2} - a'_s - (e_0 - e_a) \right] = \alpha_1 f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s)$ <p>则有</p> $A_s = \frac{N \left[\frac{h}{2} - a'_s - (e_0 - e_a) \right] - \alpha_1 f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right)}{f_y (h'_0 - a_s)} \quad (4-27)$ <p>为避免远离纵向力一侧混凝土先压坏, 当 $N > f_c b h$ 时, 应先按公式 (4-27) 计算 A_s, 然后与 A_s 取最小配筋率 $A_s = \rho_{\min} b h$ 相比较, 取两者的较大值作为 A_s 的取值</p> <p>(2) 适用条件</p> <p>小偏心受压应满足 $\xi > \xi_b$、$-f_y \leq \sigma_s \leq f_y$ 及 $x \leq h$ 的条件, 当纵向受力钢筋 A_s 的应力 σ_s 达到受压屈服强度 ($-f_y$) 且 $f'_y = f_y$ 时, 根据公式 (4-24) 可计算出此状态相对受压区高度 $\xi = 2\beta_1 - \xi_b$</p>

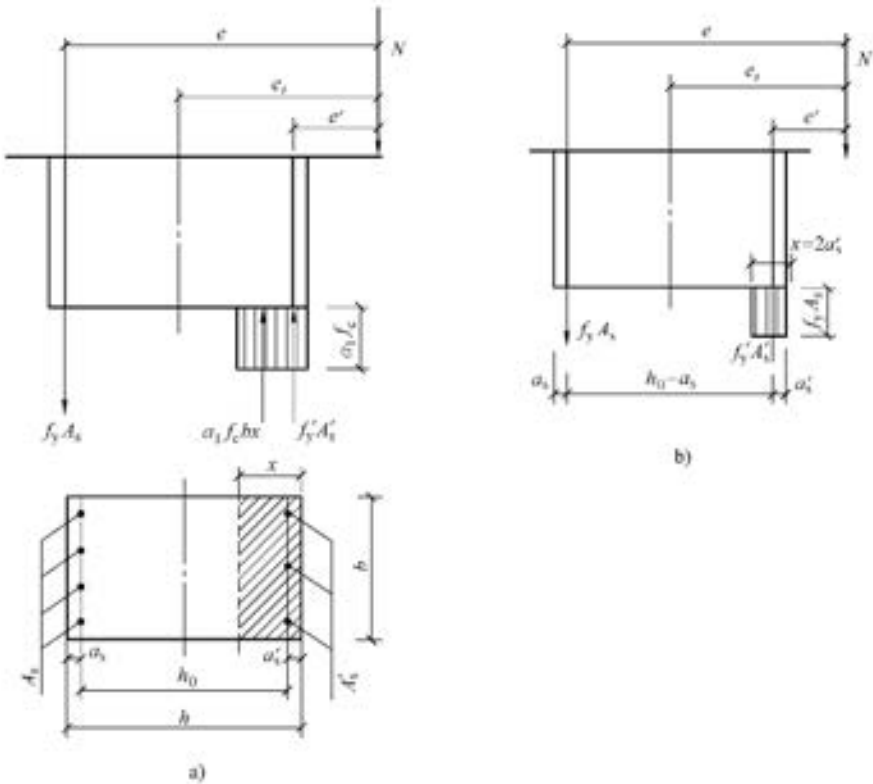


图 4-11 大偏心受压极限状态应力图

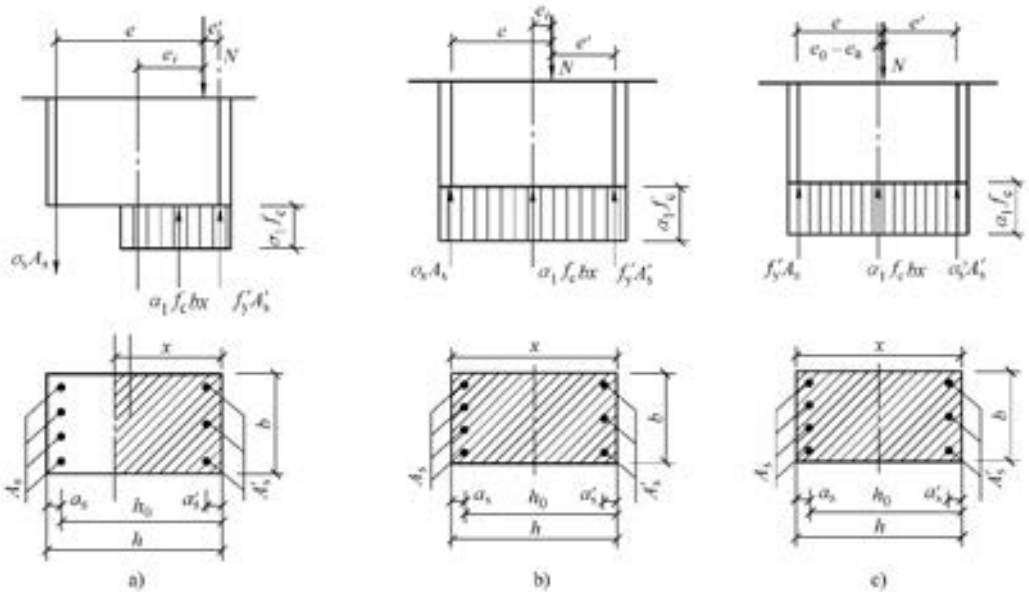


图 4-12 小偏心受压应力图

4.5 不对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算

4.5.1 大、小偏心受压破坏的判别

大、小偏心受压破坏的判别见表 4-17。

表 4-17 大、小偏心受压破坏的判别

序号	项 目	内 容
1	说明	无论是截面设计还是截面复核, 都需要首先判别截面是属于大偏心受压还是小偏心受压, 然后才能采用相应的公式进行计算, 常用的判别大、小偏心方法有本表序号 2 或序号 3 两种
2	直接计算 ξ 以判别大、小偏心	如果根据已知条件可以直接用基本公式计算出 ξ , 那么可以将计算所得的 ξ 值与 ξ_b 相比较以判别大、小偏心, 此方法适用于截面复核及对称配筋矩形截面的截面设计
3	界限偏心距判别大、小偏心	<p>对于不对称配筋截面设计问题, 无法直接计算出 ξ, 可采用计算偏心距并与界限偏心距相比较的方法来判断大、小偏心。如图 4-13 所示为处于大、小偏心受压界限状态下的矩形截面应力分布情况。此时混凝土在界限状态下受压区相对高度为 ξ_b、受拉钢筋刚达到屈服强度, 即 $\sigma_s = f_y$, 于是, 两个基本平衡条件为</p> $N_b = \alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + f_y' A_s' - f_y A_s \quad (4-28)$ $M_b = N_b e_{0b} = \alpha_1 f_c b h_0 \xi_b \left(\frac{h}{2} - \frac{\xi_b h_0}{2} \right) + f_y' A_s' \left(\frac{h}{2} - a_s' \right) + f_y A_s \left(\frac{h}{2} - a_s \right) \quad (4-29)$ <p>式中 e_{0b}——界限偏心距 由以上两公式, 得</p>

(续表 4-17)

序号	项 目	内 容
3	界限偏心距判别大、小偏心	$e_{0b} = \frac{\alpha_1 f_c \xi_b b h_0 (0.5h - 0.5\xi_b h_0) + f'_y A'_s (0.5h - a'_s) + f_y A_s (0.5h - a_s)}{\alpha_1 f_c \xi_b b h_0 + f'_y A'_s - f_y A_s} \quad (4-30)$
		<p>将 $A_s = \rho b h_0$ 和 $A'_s = \rho' b h_0$ 代入公式(4-29)可得</p> $\frac{e_{0b}}{h_0} = \frac{\alpha_1 f_c \xi_b \left(\frac{h}{h_0} - \xi_b \right) + (\rho' f'_y + \rho f_y) \left(\frac{h}{h_0} - \frac{2a_s}{h_0} \right)}{2 \left(\alpha_1 f_c \xi_b \frac{h}{h_0} + \rho' f'_y - \rho f_y \right)} \quad (4-31)$
		<p>e_{0b} 称为界限偏心距, 但因为影响因素很多, 需要根据经验进行简化。取工程中常遇到的材料性质和截面尺寸间的关系(如 $h = 1.05h_0, a_s = a'_s = 0.05h_0, f_y = f'_y$, 混凝土强度等级 C25~C50, 钢筋级别 HRB335~HRB500 等), 以及配筋率 ρ 和 ρ' 的下限代入公式(4-31), 可得出 e_{0b} 为 $0.3h_0$ 左右, 且变化幅度不大, 因此, 可以用于判别截面的大、小偏心</p> <p>当初始偏心距 $e_i \leq 0.3h_0$ 时, 截面属于小偏心受压破坏; 当 $e_i > 0.3h_0$ 时, 可先按大偏心受压破坏进行计算, 计算过程中得到 ξ 后, 再根据 ξ 的值确定截面属于哪一种受力情况</p>

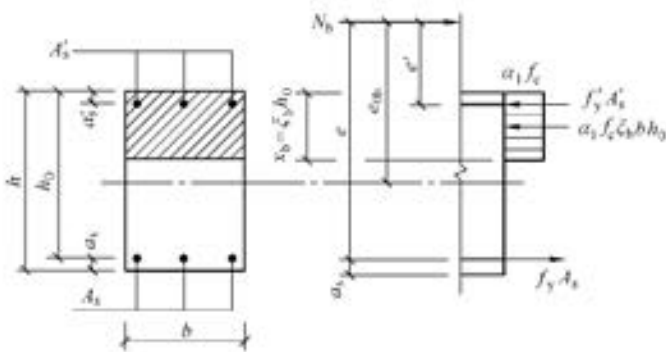


图 4-13 界限破坏的应力图

4.5.2 截面设计与截面校核

截面设计与截面校核见表 4-18。

表 4-18 截面设计与截面校核

序号	项 目	内 容
1	截面设计	<p>(1) 说明。已知截面尺寸 $b \times h$, 构件计算长度 l_0, 混凝土强度等级 f_c, 钢筋种类及强度 f_y, f'_y, 柱端弯矩设计值 M_1, M_2 及相应轴向力设计值 N, 求钢筋截面面积 A_s 及 A'_s 的方法与步骤</p> <p>(2) 判别大、小偏心受压。由公式(4-10)确定是否需要考虑附加弯矩的影响。若需考虑附加弯矩的影响, 则由公式(4-14)确定柱控制截面弯矩设计值 M, 然后计算偏心距 $e_0 = M/N$、附加偏心距和初始偏心距 $e_i = e_0 + e_a$。当 $e_i > 0.3h_0$ 时, 先按大偏心受压构件进行计算; 当 $e_i \leq 0.3h_0$ 时, 按小偏心受压构件计算</p> <p>(3) 大偏心受压</p> <p>1) A_s 和 A'_s 均未知</p>

(续表 4-18)

序号	项 目	内 容
1	截面设计	<p>此时仅有基本计算公式(4-15)和公式(4-16)两个方程,而未知数有三个,即 A_s、A'_s 和 x,不能求得唯一解,须补充一个条件才能求解。为了使总用钢量($A_s+A'_s$)最少,应充分利用受压区混凝土承受压力,即应使受压区高度尽可能大,因此取 $x=x_b=\xi_b h_0$ 代入公式(4-16)计算,得</p>
		$A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f'_y (h_0 - a'_s)} = \frac{Ne - \alpha_1 f_c h_0^2 \xi_b (1 - 0.5\xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-32)$
		<p>① 若求得的 $A'_s \geq 0.002bh$, 将 A'_s 代入公式(4-15)计算,得</p>
		$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + f'_y A'_s - N}{f_y} \quad (4-33)$
		<p>当按公式(4-33)计算的 $A_s > \rho_{\min} bh$ 时,按计算的 A_s 配筋;当计算的 $A_s < \rho_{\min} bh$ 或为负值时,应取 $A_s = \rho_{\min} bh$ 进行配筋</p>
		<p>② 若求得的 $A'_s < \rho_{\min} bh$ 或为负值,取 $A'_s = 0.002bh$,按 A'_s 已知情况计算 A_s</p>
		<p>2) A'_s 已知,求 A_s</p>
		<p>此时有两个方程,两个未知数 A_s 及 x,因此,可代入基本公式(4-15)和公式(4-16)直接求解,具体求解方法和受弯构件双筋截面计算方法完全一样。由公式(4-16)求得 x 后可能有以下几种情况进行计算</p>
		<p>① 直接求法。由公式(4-16)可求得混凝土受压区高度 x 为</p> $x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 [Ne - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)]}{\alpha_1 f_c b}} \quad (4-34)$
		<p>当 $x \geq 2a'_s$ 时</p> $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - N}{f_y} \quad (4-35)$
<p>当 $x < 2a'_s$ 时,按 $x = 2a'_s$ 计算,得</p> $A_s = \frac{N(e_i - 0.5h + a'_s)}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-36)$		
<p>按公式(4-36)求得的结果应满足 $A_s \geq A_{s,\min}$ 的要求,此处 $A_{s,\min} = \rho_{\min} bh$</p>		
<p>如果计算出的 $A_s < A_{s,\min}$ 时,则应取 $A_s = A_{s,\min}$</p>		
<p>② 分解求法。由公式(4-16)可知 Ne 由两部分组成,即</p>		
$M_1 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-37)$		
$A_{s1} = \frac{f'_y A_s}{f_y} \quad (4-38)$		
$M_2 = Ne - M_1 = \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)$		
$a_s = \frac{M_2}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$		
<p>查表 3-15 得 γ_s, 则</p>		
$A_{s2} = \frac{M_2}{\gamma_s f_y h_0} \quad (4-39)$		
<p>最后得</p>		
$A_s = A_{s1} + A_{s2} - \frac{N}{f_y} \quad (4-40)$		

(续表 4-18)

序号	项 目	内 容
1	截面设计	<p>如果在计算 A_{s2} 时发现受压区混凝土换算高度 x 已经大于 $\xi_b h_0$, 则说明对于这种受力情况来说 A'_s 过小, 从而必须加大 A'_s 后重新计算, 使其满足偏心受压的条件</p> <p>(4) 小偏心受压</p> <p>当 $e_i \leq 0.3h_0$ 时, 按小偏心受压构件计算, 如图 4-12a、b 所示</p> <p>设计时可由公式(4-24)求得的 σ_s 值, 代入公式(4-22), 则可得出其平衡方程式为</p> $N \leq \alpha_1 f_c \xi b h_0 + f'_y A'_s - f_y A_s \frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1} \quad (4-41)$ <p>由公式(4-23)得 $Ne \leq \alpha_1 f_c \xi b h_0^2 (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$</p> <p>由公式(4-17)得 $e = e_i + 0.5h - a_s$</p> <p>在公式(4-41)及公式(4-23)中, 共有三个未知数 ξ、A'_s 及 A_s, 需要补充一个条件来求解。以钢筋总用量 $(A_s + A'_s)$ 最小为原则, 建立相应的补充方程式。在实际设计中做如下假定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 为使 $(A_s + A'_s)$ 为最小, 假定 A_s 屈服, 即 $\sigma_s = -f'_y$, 则由公式(4-24)可知, $\xi \geq 2\beta_1 - \xi_b$ 2) 当 $\xi \geq 2\beta_1 - \xi_b$ 时, 可假定 $x = h$, 使全截面混凝土充分发挥作用 <p>这样以上的平衡条件可以写成为</p> $N = \alpha_1 f_c b h + f'_y A'_s + f'_y A_s \quad (4-42)$ $Ne = \alpha_1 f_c b h (h_0 - 0.5h) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-43)$ <p>因此, 由上面两公式便可求得 A'_s 和 A_s 的计算公式为</p> $A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h (h_0 - 0.5h)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-44)$ $A_s = \frac{N - \alpha_1 f_c b h}{f'_y} - A'_s \quad (4-45)$ <p>此外, 尚应考虑附加偏心距的方向, 计算表明, 有时, $e_i = e - e_a$ 时所求得的钢筋 A_s 值比 $e_i = e_0 + e_a$ 时所求得的钢筋 A_s 值要大。当 $e_i = e_0 - e_a$ 时, 相应的 A_s 值应按下式计算为</p> $A_s = \frac{N [0.5h - a'_s - (e_0 - e_a)] - \alpha_1 f_c b h (h'_0 - 0.5h)}{f'_y (h'_0 - a_s)} \quad (4-46)$ <ol style="list-style-type: none"> 3) 在轴向压力较小时, 求得的钢筋截面面积可能低于构造要求规定的最小钢筋截面面积 $A_{s, \min} = 0.002bh$, 这时配置的钢筋截面面积不应低于 $0.002bh$, 即 <ul style="list-style-type: none"> 当 $A_s < 0.002bh$ 时, 取 $A_s = 0.002bh$ 当 $A'_s < 0.002bh$ 时, 取 $A'_s = 0.002bh$ <p>这时, 由于钢筋截面面积加大, 相应钢筋应力要低于屈服强度, 也不一定会全截面受压, 这时应按下列步骤求解:</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 用公式(4-46), 求钢筋截面面积 A_s。当 $A_s < 0.002bh$ 时, 取 $A_s = 0.002bh$ ② 对受压钢筋 A'_s 的形心取矩, 得 $Ne' = \alpha_1 f_c b x (0.5x - a'_s) - A_s \sigma_s (h_0 - a'_s)$ <p>此处, $e' = 0.5h - a'_s - e_i$, $\sigma_s = f_y \frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1}$, 经整理后, 得</p> $\xi^2 - 2 \left[\frac{a'_s}{h_0} + \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \rho \left(1 - \frac{a'_s}{h_0} \right) \frac{1}{\xi_b - \beta_1} \right] \xi + 2\beta_1 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \rho \left(1 - \frac{a'_s}{h_0} \right) \frac{1}{\xi_b - \beta_1} - \frac{2N}{\alpha_1 f_c b h_0} \left(0.5 - 0.5 \frac{a'_s}{h_0} - \frac{e_i}{h_0} \right) = 0$

(续表 4-18)

序号	项 目	内 容
1	截面设计	<p>此处, $\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{0.002bh}{bh_0} = 0.002 \frac{h}{h_0}$</p> <p>由上述公式可解得相对受压区高度 ξ</p> <p>③ 当 $\xi < 2\beta_1 - \xi_b$ 时, 将 ξ 代入公式(4-23), 得</p> $A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-47)$ <p>当 $A'_s < 0.002bh$ 时, 取 $A'_s = 0.002bh$</p> <p>④ 当 $\xi \geq 2\beta_1 - \xi_b$ 时, 取 $\sigma_s = -f'_y$, 再求相对受压区高度 ξ, 即以 $N = \alpha_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s + f_y A_s$ 代替公式(3-7)求得 ξ 的表达式为</p> $\xi = \frac{N - f'_y A'_s - f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (4-48)$ <p>⑤ 当求得的 $\xi > h/h_0$ 时, 则</p> $A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-49)$ <p>⑥ 当求得的 $\xi \leq h/h_0$ 时, 则</p> $A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h (h_0 - 0.5h)}{f_y (h'_0 - a'_s)} \quad (4-50)$ <p>当 $A'_s < 0.002bh$ 时, 取 $A'_s = 0.002bh$</p>
2	截面校核	<p>(1) 说明。在截面尺寸 b、h、配筋量 A_s 及 A'_s、材料强度等级和构件计算长度等已知的情况下。截面承载力校核分为下面两点:</p> <p>1) 给定轴力设计值 N, 求弯矩作用平面的弯矩设计值或偏心距</p> <p>2) 给定弯矩作用平面的弯矩设计值 M, 求轴力设计值 N</p> <p>(2) 给定轴力设计值 N, 求弯矩作用平面的弯矩设计值或偏心距</p> <p>1) 根据已知条件, 未知数只有 x 和 M 两个。首先按公式(4-28)求出界限轴力 N_b。若给定的设计轴力 $N \leq N_b$, 则为大偏心受压, 可按公式(4-15)计算截面的受压高度 x。如果 $2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0$, 代入公式(4-16)、公式(4-17)及公式(4-18), 求 e、e_0 及 $M = Ne_0$; 如果 $x < 2a'_s$, 可通过公式(4-20)求出 a'_s、e_0 及 $M = Ne_0$</p> <p>2) 若给定的设计轴力 $N > N_b$, 则为小偏心受压, 可按公式(4-22)和公式(4-24)计算截面的受压高度 x</p> <p>① 如果 $\xi_b \leq \xi \leq 2\beta_1 - \xi_b$ 且 $\xi \leq h/h_0$, 可通过公式(4-24)、公式(4-17)及公式(4-9)求出 e_0 和 M</p> <p>② 如果 $2\beta_1 - \xi_b < \xi \leq h/h_0$, 取 $\sigma_s = -f'_y$ 代入公式(4-22)重新计算 x, 然后通过公式(4-23)、公式(4-17)及公式(4-9)求出 e_0</p> <p>③ 如果 $\xi > 2\beta_1 - \xi_b$ 且 $\xi > h/h_0$, 取 $x = h$, 再通过公式(4-23)、公式(4-17)及公式(4-9)求出 e_0</p> <p>(3) 给定弯矩作用平面的弯矩设计值 M, 求轴力设计值 N</p> <p>1) 可先利用图 4-11 中大偏心受压极限状态应力图对纵向压力 N 作用点取矩的平衡条件得</p> $f_y A_s e = A'_s f'_y e' + \alpha_1 f_c b x (e' - a'_s + x/2) \quad (4-51)$

(续表 4-18)

序号	项 目	内 容
2	截面校核	<p>式中 e'——轴向压力作用点至纵向受压钢筋合力点之间的距离, $e' = e_i - h/2 + a'_s$, 当 N 作用于 A_s 及 A'_s 以外时, e' 为正值; 当 N 作用于 A_s 及 A'_s 之间时, e' 为负值</p> <p>2) 由公式(4-51)求得 $x(\xi)$ 值后可能有如下几种情况:</p> <p>① 如果 $\xi \leq \xi_b$, 则为大偏心受压构件, 将 ξ 代入到大偏心受压构件基本计算公式(4-15)即可求出轴力设计值 N</p> <p>② 如果 $\xi > \xi_b$, 则为小偏心受压构件, 此时公式(4-51)中的 f_y 应用 σ_s [按公式(4-24)计算]代替, 由小偏心受压基本公式重新联立求解 $x(\xi)$, 并应类似于第一种情况判断 ξ 的范围, 根据 $x(\xi)$ 值范围由小偏心受压基本公式求出轴力设计值 N</p>

4.5.3 计算例题

【例题 4-13】 某钢筋混凝土柱截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 500\text{mm}$, 柱计算高度 $l_0 = 5\text{m}$, 混凝土强度等级为 C30, 钢筋采用 HRB400, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$ 。承受轴向力设计值 $N = 400\text{kN}$, 柱端较大弯矩设计值 $M_2 = 450\text{kN} \cdot \text{m}$, 试求钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 值(按两端弯矩相等 $M_1/M_2 = 1$ 的框架柱考虑)。

【解】

(1) 确定钢筋和混凝土的材料强度及几何参数

C30 混凝土, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$; $b = 400\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, $h_0 = 500 - 40 = 460(\text{mm})$; $\beta_1 = 0.8$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 求框架柱产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 1$, $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.289h = 0.289 \times 500 = 144.5(\text{mm})$, 则 $l_0/i = 5000/144.5 = 34.6 > 34 - 12$

(M_1/M_2) = 22, 因此, 需要考虑附加弯矩影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算, 得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 400 \times 500}{400 \times 10^3} = 3.2 > 1, \text{取 } 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$e_a = h/30 = 500/30 = 16.7(\text{mm}) < 20\text{mm}, \text{取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \eta_{ns} &= 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \\ &= \frac{1}{1300 \times \left(\frac{450 \times 10^6}{400 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{5000}{500} \right)^2 \times 1 \\ &= 1.031 \end{aligned}$$

将其代入公式(4-14)计算, 得框架柱弯矩设计值为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 1 \times 1.031 \times 450 = 464(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 求 e_i , 判别大、小偏心受压

根据公式(4-7)、公式(4-8)计算,得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{464}{400} = 1.16(\text{m}) = 1160(\text{mm})$$

代入公式(4-9)计算,得

$$e_i = e_0 + e_a = 1160 + 20 = 1180(\text{mm})$$

由于 $e_i = 1180\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 460 = 138(\text{mm})$, 可先按大偏心受压计算。

(4) 求 A_s 及 A'_s

由公式(4-17)计算,得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1180 + 250 - 40 = 1390(\text{mm})$$

将其代入公式(4-32)计算,得

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c h_0^2 \xi_b (1 - 0.5\xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{400 \times 10^3 \times 1390 - 1.0 \times 14.3 \times 400 \times 460^2 \times 0.518 \times (1 - 0.5 \times 0.518)}{360 \times (460 - 40)} \\ &= 605(\text{mm}^2) > 0.002bh = 0.002 \times 400 \times 500 = 400(\text{mm}^2) \end{aligned}$$

再由公式(4-33)计算,得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + f'_y A'_s - N}{f'_y} \\ &= \frac{1.0 \times 14.3 \times 400 \times 460 \times 0.518 + 360 \times 605 - 400 \times 10^3}{360} \\ &= 3280(\text{mm}^2) \end{aligned}$$

(5) 选钢筋及验算配筋率

受压钢筋选 2 Φ 20 ($A'_s = 628\text{mm}^2$, HRB400 级), 受拉钢筋选 7 Φ 25 ($A_s = 3436\text{mm}^2$), 则 $A_s + A'_s = 4064(\text{mm}^2)$, 全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{4064}{400 \times 500} = 2.03\% > 0.55\%$$

满足要求。

【例题 4-14】 已知钢筋混凝土矩形截面偏心受压柱截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 500\text{mm}$, 柱计算高度 $l_0 = 5\text{m}$, 承受纵向压力设计值 $N = 450\text{kN}$, 柱两端弯矩设计值分别为 $M_1 = 280\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 300\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C40, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 钢筋 HRB400, 试求截面所需纵向钢筋 A_s 及 A'_s 。

【解】

(1) 确定钢筋和混凝土的材料强度及几何参数

C40 混凝土, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$; $b = 400\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, $h_0 = 500 - 40 = 460(\text{mm})$; $\beta_1 = 0.8$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 求框架柱产生的二阶效应控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 0.933$, $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.289h = 144.5(\text{mm})$, 则 $l_0/i = 34.6 > 34 - 12(M_1/M_2) = 23$, 因此, 需要考虑附加弯矩影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算,得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 19.1 \times 400 \times 500}{450 \times 10^3} = 4.24 > 1, \text{取 } 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 0.98$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = \left(20, \frac{500}{30} \right)_{\max} = 20 (\text{mm})$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c$$

$$= \frac{1}{1300 \times \left(\frac{300 \times 10^6}{450 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{5000}{500} \right)^2 \times 1 = 1.052$$

将其代入公式(4-14)计算, 得框架柱弯矩设计值为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 0.98 \times 1.052 \times 300 = 309.29 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 求 e_i , 判别大、小偏心受压

根据公式(4-7)、公式(4-8)计算, 得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{309.29}{450} = 0.687 (\text{m}) = 687 (\text{mm})$$

代入公式(4-9)计算, 得

$$e_i = e_0 + e_a = 687 + 20 = 707 (\text{mm}) > 0.3h_0 = 138 (\text{mm})$$

故先按大偏心受压情况计算。

(4) 求 A_s 及 A'_s

由公式(4-17)计算, 得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 707 + 250 - 40 = 917 (\text{mm})$$

另取 $\xi = \xi_b = 0.518$, 则由公式(4-32)计算, 得

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{450 \times 10^3 \times 917 - 1 \times 19.1 \times 400 \times 460^2 \times 0.518 \times (1 - 0.5 \times 0.518)}{360 \times (460 - 40)}$$

$$= \text{负值} < A'_s = \rho'_{\min} b h = 0.002 \times 400 \times 500 = 400 (\text{mm}^2)$$

取 $A'_s = \rho'_{\min} b h = 0.002 \times 400 \times 500 = 400 (\text{mm}^2)$, 选 2 Φ 16 ($A'_s = 402 \text{mm}^2$)

这样该题转变成已知受压钢筋 $A'_s = 402 (\text{mm}^2)$, 求受拉钢筋 A_s 的问题。由公式(4-16)计算, 得

$$\alpha_s = \frac{Ne - f'_y A'_s (h'_0 - a'_s)}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{450 \times 10^3 \times 917 - 360 \times 402 \times (460 - 40)}{1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460^2} = 0.218$$

则

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.218} = 0.249 < \xi_b = 0.518$$

$$x = \xi h_0 = 0.249 \times 460 = 114.54 (\text{mm}) > 2a'_s = 80 (\text{mm})$$

代入公式(4-33)计算, 得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - N}{f_y}$$

$$= \frac{1.0 \times 19.1 \times 400 \times 114.54 + 360 \times 402 - 450 \times 10^3}{360}$$

$$= 1583(\text{mm}^2)$$

选5 Φ 20($A'_s = 1570\text{mm}^2$), 则全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{402+1570}{400 \times 500} = 0.99\% > 0.55\%$$

满足要求。

【例题 4-15】 已知偏心受压钢筋混凝土柱, 截面为矩形, $b = 400\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, 轴向压力设计值 $N = 1580\text{kN}$, 柱两端弯矩设计值分别为 $M_1 = 375\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 395\text{kN} \cdot \text{m}$ 。柱的计算长度 $l_0 = 7.5\text{m}$, 该柱采用混凝土强度等级为 C35, 钢筋为 HRB400 级, 采用不对称配筋。试求所需的纵向钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 。

【解】

(1) 已知计算数据

C35 级混凝土, $f_c = 16.7\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$; $\alpha_1 = 1$, $\xi_b = 0.518$, 取 $a_s = a'_s = 40\text{mm}$; $b = 400\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 600 - 40 = 560(\text{mm})$; 柱的计算长度 $l_0 = 7.5\text{m}$, 纵向压力设计值 $N = 1580\text{kN}$, 柱两端弯矩设计值分别为 $M_1 = 375\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 395\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

(2) 求框架柱控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 375/395 = 0.949$, $i = 0.289h = 0.289 \times 600 = 173.4(\text{mm})$; 则 $l_0/i = 7500/173.4 - 12(M_1/M_2) = 22.6$, 因此, 需要考虑附加弯矩影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算, 得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 16.7 \times 400 \times 600}{1580 \times 10^3} = 1.27 > 1, \text{ 取 } \zeta_c = 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 0.7 + \frac{0.3 \times 375}{395} = 0.985$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = \left(20, \frac{600}{30} \right)_{\max} = 20(\text{mm})$$

$$\begin{aligned} \eta_{ns} &= 1 + \frac{1}{\frac{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \\ &= 1 + \frac{560}{1300 \times \left(\frac{395 \times 10^6}{1580 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{7500}{600} \right)^2 \times 1 \\ &= 1.249 \end{aligned}$$

将其代入公式(4-14)计算框架柱控制截面的弯矩设计值为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 0.985 \times 1.249 \times 395 = 485.95(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 求 e_i , 判别大、小偏心受压

根据公式(4-7)、公式(4-8)计算, 得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{485.95 \times 10^6}{1580 \times 10^3} = 308(\text{mm})$$

代入公式(4-9)计算, 得

$$e_i = e_0 + e_a = 308 + 20 = 328\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 560 = 168(\text{mm})$$

故先按大偏心受压情况计算。

(4) 求 A_s 及 A'_s

由公式(4-17)计算,得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 328 + 300 - 40 = 588(\text{mm})$$

另取 $\xi = \xi_b = 0.518$, 则由公式(4-32)计算,得

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{1580 \times 10^3 \times 588 - 1 \times 16.7 \times 400 \times 560^2 \times 0.518 \times (1 - 0.5 \times 0.518)}{360 \times (560 - 40)} \\ &= 668(\text{mm}^2) > 0.002bh = 0.002 \times 400 \times 600 = 480(\text{mm}^2) \end{aligned}$$

再由公式(4-33)计算,得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + f'_y A'_s - N}{f_y} \\ &= \frac{1.0 \times 16.7 \times 400 \times 560 \times 0.518 + 360 \times 668 - 1580 \times 10^3}{360} \\ &= 1662(\text{mm}^2) \end{aligned}$$

(5) 选钢筋及验算配筋率与截面配筋简图

受压钢筋选 3 Φ 18 ($A'_s = 763\text{mm}^2$), 受拉钢筋选 3 Φ 22 + 2 Φ 18 ($A_s = 1140 + 509 = 1649(\text{mm}^2)$)。

配筋率为

$$\rho = \frac{763 + 1649}{400 \times 600} = 1.005\% > 0.55\%$$

满足要求。

截面配筋如图 4-14 所示。

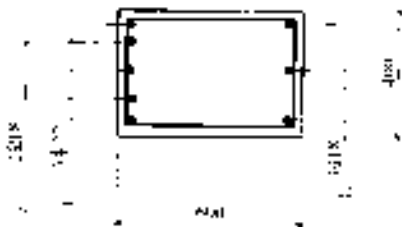


图 4-14 【例题 4-15】截面配筋

【例题 4-16】 已知一偏心受压柱 $b \times h = 400\text{mm} \times 500\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 柱计算高度 $l_0 = 5.5\text{m}$, 作用在柱上的荷载设计值所产生的轴力 $N = 820\text{kN}$, 已配纵向受压钢筋 A'_s 为 2 Φ 18, 纵向受拉钢筋 A_s 为 2 Φ 22, 两端弯矩相等, 钢筋采用 HRB400, 混凝土采用 C30。试求柱端能承受的柱端设计弯矩 M_2 (按两端弯矩相等考虑)。

【解】

(1) 确定钢筋和混凝土的材料强度及几何参数

C30 混凝土, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$; $b = 400\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$; $h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460(\text{mm})$; $\beta_1 = 0.8$, $\xi_b = 0.518$; 2 Φ 18, $A'_s = 509\text{mm}^2$; 2 Φ 22, $A_s = 760\text{mm}^2$ 。

(2) 判别大、小偏心受压

按公式(4-28)求界限轴力 N_b 为

$$\begin{aligned} N_b &= \alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + f'_y A'_s - f_y A_s \\ &= 1.0 \times 14.3 \times 400 \times 460 \times 0.518 + 360 \times 509 - 360 \times 760 \\ &= 1273(\text{kN}) > N = 820\text{kN} \end{aligned}$$

故为大偏心受压柱。

(3) 求 $x(\xi)$

由公式(4-15)计算,得

$$x = \frac{N - f'_y A'_s + f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{820 \times 10^3 - 360 \times 509 + 360 \times 760}{1.0 \times 14.3 \times 400} = 159(\text{mm})$$

且 $2a'_s = 80(\text{mm}) \leq x = 159\text{mm} \leq \beta_b h_0 = 0.518 \times 460 = 238(\text{mm})$ 。

(4) 求 e_0

由公式(4-16)计算, 得

$$e = \frac{\alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f'_y A'_s (h_0 - a_s)}{N}$$

$$= \frac{1 \times 14.3 \times 400 \times 159 \times (460 - 0.5 \times 159) + 360 \times 509 \times (460 - 40)}{820000}$$

$$= 515.9(\text{mm})$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = 20(\text{mm})$$

由公式(4-8)、公式(4-9)、公式(4-17)联立计算, 得

$$e_0 = 515.9 + 40 - 250 - 20 = 285.9(\text{mm})$$

(5) 求 M_2

截面弯矩设计值为

$$M = Ne_0 = 820 \times 0.2859 = 234.44(\text{kN} \cdot \text{m})$$

由公式(4-11)计算, 得

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

代入公式(4-14), 联立公式(4-13)得出表达式为

$$\frac{M}{M_2} = \eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{5500}{500} \right)^2 \times \frac{1}{h_0}$$

大偏心受压构件取 $\zeta_c = 1$, 并将有关数据代入上式, 得

$$\frac{234.44 \times 10^6}{M_2} = 1 + \frac{460}{1300 \times \left(\frac{M_2}{820 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{5500}{500} \right)^2 \times 1$$

把上述公式经运算, 整理得

$$0.001585M_2^2 - 313327M_2 - 6.09544 \times 10^{11} = 0$$

关于 M_2 的二次方程。解上述方程, 得

$$M_2 = 199.61(\text{kN} \cdot \text{m})$$

即为所求。

【例题 4-17】 已知柱截面尺寸为矩形, $b = 300\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, $l_0 = 6\text{m}$; 轴心压力设计值 $N = 1000\text{kN}$, 柱两端弯矩设计值分别为 $M_1 = 280\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 300\text{kN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C35, 钢筋 HRB335 级, 已知受压钢筋为 4 根 20, $A'_s = 1256\text{mm}^2$ 。试求所配置的受拉钢筋。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b = 300\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, $h_0 = 600 - 40 = 560(\text{mm})$, $l_0 = 6\text{m}$; $N = 1000\text{kN}$, $M_1 = 280\text{kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 300\text{kN} \cdot \text{m}$, C35 混凝土, $f_c = 16.7\text{N}/\text{mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; 钢筋 HRB335 级, $f_y = f'_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$; 受压钢筋 4 根 20, $A'_s = 1256\text{mm}^2$ 。

(2) 求框架柱产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 280/300 = 0.933$, $i = 0.289h = 0.289 \times 600 = 173.4(\text{mm})$, 则 $l_0/i = 6000/173.4 = 34.6 > 34 - 12(M_1/M_2) = 23$, 因此, 需要考虑附加弯矩影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算, 得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 16.7 \times 300 \times 600}{1000000} = 1.50 > 1, \text{取 } \zeta_c = 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 0.98$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = \left(20, \frac{600}{30} \right)_{\max} = 20 (\text{mm})$$

$$\begin{aligned} \eta_{ns} &= 1 + \frac{h_0}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \\ &= 1 + \frac{560}{1300 \times \left(\frac{300 \times 10^6}{1000 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{6000}{600} \right)^2 \times 1 \\ &= 1.135 \end{aligned}$$

将其代入公式(4-14)计算, 得框架柱弯矩设计值 M 为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 0.98 \times 1.135 \times 300 = 333.69 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 求 e_i , 判别大、小偏心受压

根据公式(4-7)计算, 得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{333.69 \times 10^6}{1000 \times 10^3} = 334 (\text{mm})$$

代入公式(4-9)计算, 得

$$e_i = e_0 + e_a = 334 + 20 = 354 (\text{mm}) > 0.3h_0 = 0.3 \times 560 = 168 (\text{mm})$$

故属于大偏心受压。

(4) 求受拉钢筋截面面积 A_s

1) 直接计算法。由公式(4-17)计算, 得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 334 + 0.5 \times 600 - 40 = 614 (\text{mm})$$

由公式(4-34)求 x , 得

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 [Ne - f'_y A'_s (h_0 - a')]}{\alpha_1 f_c b}} \\ &= 560 - \sqrt{560^2 - \frac{2 \times [1000000 \times 614 - 300 \times 1256 \times (560 - 40)]}{1 \times 16.7 \times 300}} \\ &= 177 (\text{mm}) \end{aligned}$$

由 $x = 177 \text{mm} > 2a'_s = 2 \times 40 = 80 \text{mm}$, 则由公式(4-35)计算 A_s , 得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - N}{f_y} = \frac{1 \times 16.7 \times 300 \times 177 + 300 \times 1256 - 1000000}{300} = 879 (\text{mm}^2)$$

2) 分解法计算。由公式(4-37)计算, 得

$$M_1 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \times 1256 \times (560 - 40) = 195.94 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$A_{s1} = \frac{f'_y A'_s}{f_y} = \frac{300 \times 1256}{300} = 1256 (\text{mm}^2)$$

$$M_2 = Ne - M_1 = 1000000 \times 614 - 195.94 \times 10^6 = 418.06 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\alpha_s = \frac{M_2}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{418.06 \times 10^6}{1 \times 16.7 \times 300 \times 560^2} = 0.266 \text{ 或 } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{177}{560} = 0.316$$

查表 3-15, 得 $\gamma_s = 0.842$, 则

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\gamma_s f_c b h_0^2} = \frac{418.06 \times 10^6}{0.842 \times 16.7 \times 300 \times 560^2} = 2955 (\text{mm}^2)$$

$$\text{则 } A_s = A_{s1} + A_{s2} - \frac{N}{f_y} = 1256 + 2955 - \frac{1000000}{300} = 878 (\text{mm}^2)$$

选用受拉钢筋 3 号 20, $A_s = 942 \text{mm}^2$, 受压钢筋(已给) 4 号 20, $A'_s = 1256 \text{mm}^2$, 则全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{942 + 1256}{300 \times 600} = 1.22\% > 0.6\%$$

满足要求。

4.6 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算

4.6.1 对称配筋简述与大、小偏心受压的判别

对称配筋简述与大、小偏心受压的判别见表 4-19。

表 4-19 对称配筋简述与大、小偏心受压的判别

序号	项 目	内 容
1	一般简述	<p>在建筑工程中经常会遇到一些偏心受压构件(例如框架柱、排架柱和剪力墙等), 其中的同一个控制截面在不同的荷载情况下可能分别承受正、负弯矩的作用, 即截面中的受拉钢筋在反向弯矩作用下将变为受压, 而受压钢筋则变为受拉。为了便于设计及施工, 这种截面常采用对称配筋, 即 $A_s = A'_s$、$f_y = f'_y$、$a_s = a'_s$, 称之为对称配筋受压构件。在另一些构件(例如屋架上弦)中, 虽然每个控制截面只承受某个单向作用的弯矩, 但是在相距较近的相邻控制截面中却可能作用着方向相反的弯矩。为了便于施工, 这类偏心受压构件也常采用对称配筋截面。由此, 总地看来, 在建筑工程中采用对称配筋偏心受压截面的机会往往比采用非对称配筋的要多些</p> <p>从原则上说, 对称配筋的大、小偏心受压截面的受力特点与不对称配筋截面没有什么差别, 但由于其中 $A_s = A'_s$、$f_y = f'_y$、$a_s = a'_s$, 所以在具体计算方法上与不对称配筋截面有一定的区别</p>
2	大、小偏心受压破坏的判别	<p>将 $A_s = A'_s$、$f_y = f'_y$ 代入大偏心受压构件基本公式(4-15)、公式(4-16)中, 就得到对称配筋大偏心受压基本计算公式为</p> $N = \alpha_1 f_c b x = \alpha_1 f_c b h_0 \xi \quad (4-52)$ $Ne = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-53)$ <p>由公式(4-52)可得</p> $\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (4-54)$ <p>所以对称配筋时的判别条件为</p> $N > N_b (\text{或 } \xi = x/h_0 > \xi_b) \text{ 时, 为小偏心受压} \quad (4-55)$ $N \leq N_b (\text{或 } \xi = x/h_0 \leq \xi_b) \text{ 时, 为大偏心受压} \quad (4-56)$ <p>按公式(4-54)计算结果判别大、小偏心受压构件时应注意两点: 一是按上式计算的 ξ 值对于小偏心受压构件来说仅为判断依据, 不能作为小偏心受压构件的实际相对受压区高度; 二是对于轴力较小的对称配筋偏心受压构件, 当按照公式(4-54)计算时可能会得出大偏心受压的结论, 但又存在 $e_s < 0.3h_0$ 的情况。这种情况实际上属于小偏心受压, 但此时无论按大偏心受压计算还是按小偏心受压计算的配筋量都很小, 接近按构造配筋。因此, 对称配筋偏心受压构件就可以用 ξ 与 ξ_b 的关系作为判别大、小偏心受压构件的唯一依据, 这样可使计算得到简化</p>

4.6.2 大偏心受压构件与小偏心受压构件的计算

大偏心受压构件与小偏心受压构件的计算见表 4-20。

表 4-20 大偏心受压构件与小偏心受压构件的计算

序号	项 目	内 容
1	大偏心受 压构件的计 算	由公式(4-52)得
		$N = \alpha_1 f_c b \xi h_0 \tag{4-57}$
		则
		$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}, \quad x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} \tag{4-58}$
		由公式(4-53)得
		$Ne = \alpha_1 f_c b \xi h_0^2 (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \tag{4-59}$
		$A_s = A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \tag{4-60}$
		或
		$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \tag{4-61}$
		公式(4-60)中
$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}, \quad x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b}$ $e = e_i + 0.5h - a_s$		
公式(4-60)或公式(4-61)适用于 $x \geq 2a'_s$ 、 $x < \xi_b h_0$ 的情况		
如果 $x < 2a'_s$ 时, 近似取 $x = 2a'_s$, 则公式(4-20)可转化为		
$A_s = A'_s = \frac{N(e_i - 0.5h + a'_s)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \tag{4-62}$		
且上述公式均应满足 $A_s = A'_s \geq A'_{s,\min} = 0.002bh$		
2	小偏心受 压构件的计 算	将 $A_s = A'_s$ 、 $f_y = f'_y$ 及 σ_s 代入小偏心受压构件基本计算公式(4-22)和公式(4-23)中, 可以得到对称配筋小偏心受压基本计算公式为
		$N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1} \tag{4-63}$
		$Ne = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \tag{4-64}$
		由此两式可解得一个关于 ξ 的三次方程, 但 ξ 值很难求解。分析表明, 在小偏心受压构件中, 对于使用材料的强度, 可采用近似计算公式为
		$\xi = \frac{N - \alpha_1 f_c b h_0 \xi_b}{\frac{Ne - 0.43\alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \tag{4-65}$
		显然, $\xi > \xi_b$, 肯定为小偏心受压情况。将 ξ 代入公式(4-64)可求得
		$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \tag{4-66}$
		当求得 $A_s + A'_s > 0.05bh$ 时, 说明截面尺寸过小, 宜加大柱截面尺寸
		当求得 $A'_s < 0$ 时, 表明柱的截面尺寸较大, 这时, 应按受压钢筋最小配筋率配置钢筋, 可取 $A_s = A'_s = 0.002bh_0$, 并使 $A_s + A'_s$ 不小于全部纵筋的最小配筋量

4.6.3 计算例题

【例题 4-18】一钢筋混凝土柱，截面尺寸为 $b=400\text{mm}$ ， $h=500\text{mm}$ ，柱计算高度 $l_0=5\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30，钢筋采用 HRB400 级， $a_s=a'_s=40\text{mm}$ 。承受轴向力设计值 $N=550\text{kN}$ ，柱端较大弯矩设计值 $M_2=450\text{kN}\cdot\text{m}$ （按柱两端弯矩相等 $M_1/M_2=1$ 的框架柱考虑），采用对称配筋。试求柱纵向受力钢筋截面面积 $A_s=A'_s$ 。

【解】

(1) 已知计算数据。 $N=550\text{kN}$ ， $M_2=450\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_1/M_2=1$)。 $b=400\text{mm}$ ， $h=500\text{mm}$ ， $a_s=a'_s=40\text{mm}$ 。 $h_0=h-40=460(\text{mm})$ ， $l_0=5\text{m}$ 。 C30 混凝土， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ；HRB400 级钢筋， $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ， $\beta_1=0.8$ ， $\xi_b=0.518$ 。

(2) 求框架柱产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2=1$ ， $i=0.289h=0.289\times 500=144.5(\text{mm})$ ，则 $l_0/i=5000/144.5=34.6>34-12(M_1/M_2)=22$ ，因此，需要考虑附加弯矩影响。根据公式(4-11)~公式(4-13)计算，得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 400 \times 500}{550000} = 2.6 > 1, \text{ 取 } \zeta_c = 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 17(\text{mm}) < 20\text{mm}, \text{ 取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c$$

$$= 1 + \frac{460}{1300 \times \left(\frac{450 \times 10^6}{550 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{5000}{500} \right)^2 \times 1$$

$$= 1.042$$

将其代入公式(4-14)计算，得框架柱弯矩设计值 M 为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 1 \times 1.042 \times 450 = 468.9(\text{kN}\cdot\text{m})$$

(3) 判别大、小偏心受压

由公式(4-54)计算，得

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{550 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 400 \times 460} = 0.209 < \xi_b = 0.518$$

为大偏心受压，则有 $x = \xi h_0 = 0.209 \times 460 = 96.14(\text{mm}) > 2a'_s = 80(\text{mm})$

(4) 求 A_s 及 A'_s

根据公式(4-7)、公式(4-8)计算，得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{468.9}{550} = 0.853(\text{m}) = 853(\text{mm})$$

代入公式(4-9)计算，得

$$e_i = e_0 + e_a = 853 + 20 = 873(\text{mm})$$

再由公式(4-17)计算，得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 873 + 250 - 40 = 1083 \text{ (mm)}$$

与其他数据一同代入公式(4-32)计算, 得

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{550 \times 10^3 \times 1083 - 1.0 \times 14.3 \times 400 \times 96.14 \times \left(460 - \frac{96.14}{2} \right)}{360 \times (460 - 40)} \\ &= 2441 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(5) 选纵向配筋及验算配筋率

每边选 5 Φ 25 ($A_s = A'_s = 2454 \text{ mm}^2$, HRB400 级) 则全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{4908}{400 \times 500} = 2.45\% > 0.55\%$$

满足要求。

【例题 4-19】 已知矩形截面钢筋混凝土柱, 截面尺寸为 $b = 300 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$, 承受轴向压力设计值 $N = 330 \text{ kN}$, 柱两端弯矩设计值分别为 $M_1 = 86 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 88 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 柱计算长度 $l_0 = 3.1 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C40, 钢筋 HRB400 级, 采用对称配筋。试求纵向受力钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 。

【解】

(1) 已知计算数据。 $b = 300 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$, $a_s = a'_s = 40 \text{ mm}$ 。 $h_0 = h - 40 = 360 \text{ (mm)}$, $l_0 = 3.1 \text{ m}$, $N = 330 \text{ kN}$, $M_1 = 86 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 88 \text{ kN} \cdot \text{m}$; C40 混凝土, $f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 求框架柱产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 86/88 = 0.977$, $i = 0.289h = 0.289 \times 400 = 115.6 \text{ (mm)}$, 则 $l_0/i = 3100/115.6 = 27 > 34 - 12(M_1/M_2) = 22$, 因此, 需要考虑附加弯矩的影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算, 得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 19.1 \times 300 \times 400}{330000} = 3.47 > 1, \text{ 取 } \zeta_c = 1$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 0.993$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = \left(20, \frac{400}{30} \right)_{\max} = 20 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \eta_{ns} &= 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c \\ &= 1 + \frac{360}{1300 \times \left(\frac{88 \times 10^6}{330 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{3100}{400} \right)^2 \times 1 \\ &= 1.058 \end{aligned}$$

代入公式(4-14)计算, 得框架柱弯矩设计值 M 为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 0.993 \times 1.058 \times 88 = 92.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3) 判别大、小偏心受压

由于

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{330 \times 10^3}{1 \times 19.1 \times 300} = 58(\text{mm}) < 2a'_s = 80(\text{mm})$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{92.45 \times 10^3}{330} = 280(\text{mm})$$

$$e_i = e_0 + e_a = 280 + 20 = 300(\text{mm}) > 0.3h_0 = 0.3 \times 360 = 108(\text{mm})$$

为大偏心受压。

(4) 求 A_s 及 A'_s

应用公式(4-62)计算, 得

$$A_s = A'_s = \frac{N(e_i - 0.5h + a'_s)}{f'_y(h_0 - a'_s)} = \frac{330 \times 10^3 \times (300 - 200 + 40)}{360 \times (360 - 40)} = 401(\text{mm}^2)$$

(5) 选纵向配筋及验算配筋率

每边选 2 Φ 16 ($A_s = A'_s = 402\text{mm}^2$, HRB400 级), 则全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{402 \times 2}{300 \times 400} = 0.67\% > 0.55\%$$

满足要求。

【例题 4-20】 已知一钢筋混凝土偏心受压柱, 柱截面宽 $b = 400\text{mm}$, 柱截面高 $h = 500\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460(\text{mm})$, 柱计算高度 $l_0 = 4\text{m}$, 作用在柱上的荷载设计值所产生的轴向内力 $N = 2400\text{kN}$, 两端弯矩相等为 $M_1 = M_2 = 220\text{kN} \cdot \text{m}$, 钢筋采用 HRB400 级, 混凝土采用 C40, 采用对称配筋, 试求柱纵向受力钢筋截面面积 $A_s = A'_s$ 。

【解】

(1) 确定钢筋和混凝土的材料强度及几何参数

C40 混凝土, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$; HRB400 级钢筋, $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$; $b = 400\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$; $h_0 = h - 40 = 460(\text{mm})$; $\alpha_1 = 1.0$, $\beta_1 = 0.8$, $\xi_b = 0.518$ 。

(2) 求框架柱弯矩设计值 M

由于 $M_1/M_2 = 1$, $i = 0.289h = 144.5\text{mm}$, 则 $l_0/i = 27.7 > 34 - 12(M_1/M_2) = 22$, 因此, 需要考虑附加弯矩的影响。

根据公式(4-11)~公式(4-13)计算, 得

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 19.1 \times 400 \times 500}{2400000} = 0.796$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$e_a = \left(20, \frac{h}{30} \right)_{\max} = 20(\text{mm})$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right)} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c$$

$$= 1 + \frac{460}{1300 \times \left(\frac{220 \times 10^6}{2400 \times 10^3} + 20 \right)} \times \left(\frac{4000}{500} \right)^2 \times 0.796$$

$$= 1.161$$

代入公式(4-14)计算,得框架柱弯矩设计值 M 为

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 1 \times 1.161 \times 220 = 255.42 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 判别大、小偏心受压

由公式(4-54)计算,得

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{2400 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460} = 0.683 > \xi_b = 0.518$$

为小偏心受压。

(4) 求 A_s 及 A'_s

应用公式(4-7)、公式(4-9)计算,得

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{255.42 \times 10^6}{2400 \times 10^3} = 106.43 (\text{mm})$$

$$e_i = e_0 + e_a = 106.43 + 20 = 126.43 (\text{mm})$$

由公式(4-17)计算,得

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 126.43 + 250 - 40 = 336.43 (\text{mm})$$

由公式(4-65)计算,得

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N - \alpha_1 f_c b h_0 \xi_b}{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2} + \xi_b \\ &= \frac{2400 \times 10^3 - 0.518 \times 1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460}{2400 \times 10^3 \times 336.43 - 0.43 \times 1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460^2} + 0.518 \\ &= \frac{579540.8}{948021.6 + 3514400} + 0.518 = 0.648 \end{aligned}$$

与其他数据一同代入公式(4-66)计算,得

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{2400 \times 10^3 \times 336.43 - 1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460^2 \times 0.648 \times (1 - 0.5 \times 0.648)}{360 \times (460 - 40)} \\ &= 657 (\text{mm}^2) > 0.002bh = 400 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

需按计算配筋。

(5) 选纵向配筋及验算配筋率

每边选 2 Φ 22 ($A_s = A'_s = 760 \text{mm}^2$, HRB400 级), 则全部纵向钢筋的配筋率为

$$\rho = \frac{760 \times 2}{400 \times 500} = 0.76\% > 0.55\%$$

每边配筋率为 $0.38\% > 0.2\%$, 满足要求。

4.7 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

4.7.1 圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法及适用范围

圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法及适用范围见表 4-21。

表 4-21 圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法及适用范围

序号	项 目	内 容
1	基本计算公式及适用条件	<p>沿周边均匀配置纵向普通钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 4-15), 其正截面受压承载力宜符合下列规定:</p> $N \leq \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s \quad (4-67)$ $Ne_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} \quad (4-68)$ $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha \quad (4-69)$ $e_i = e_0 + e_a \quad (4-9)$ <p>式中 A——圆形截面面积 A_s——全部纵向普通钢筋的截面面积 r——圆形截面的半径 r_s——纵向普通钢筋重心所在圆周的半径 e_0——轴向压力对截面重心的偏心距 e_a——附加偏心距, 按本书公式(4-8)确定 α——对应于受压区混凝土截面圆心角(rad)与 2π 的比值 α_1——纵向受拉普通钢筋截面面积与全部纵向普通钢筋截面面积的比值, 当 α 大于 0.625 时, 取 α_1 为 0</p> <p>上述公式适用于截面内纵向普通钢筋数量不少于 6 根的情况</p>
2	$\alpha = 0.625$ 时的偏心距	<p>$\alpha = 0.625$ 时的偏心距 e_{0b}。将 $\alpha = 0.625$, $\alpha_1 = 0$ 代入公式(4-67), 得</p> $N = 0.625 \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 1.25\pi}{1.25\pi} \right) + 0.625 f_y A_s \quad (4-70)$ $N = 0.7375 \alpha_1 f_c A + 0.625 f_y A_s$ $f_y A_s = \frac{1}{0.625} (N - 0.7375 \alpha_1 f_c A)$ $f_y A_s = 1.6N - 1.18 \alpha_1 f_c A \quad (4-71)$ <p>将 $\alpha = 0.625$, $\alpha_1 = 0$ 代入公式(4-68), 得</p> $Ne_{0b} = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 0.625\pi}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin 0.625\pi}{\pi}$ $Ne_{0b} = 0.1673 \alpha_1 f_c A r + 0.2941 f_y A_s r_s$ $e_{0b} = \frac{1}{N} (0.1673 \alpha_1 f_c A r + 0.2941 f_y A_s r_s) \quad (4-72)$ <p>将公式(4-70)代入公式(4-71), 得</p> $e_{0b} = \frac{0.1673 \alpha_1 f_c A r + 0.2941 f_y A_s r_s}{0.7375 \alpha_1 f_c A + 0.625 f_y A_s} \quad (4-73)$ <p>此公式用于已知 A_s 时校核承载力 N_u</p> <p>将公式(4-71)代入公式(4-72), 得</p> $e_{0b} = \frac{1}{N} [0.1673 \alpha_1 f_c A r + 0.2951 r_s (1.6N - 1.18 \alpha_1 f_y A)]$ $= 0.4706 r_s + \frac{\alpha_1 f_c A}{N} (0.1673 r - 0.347 r_s)$ <p>此公式用于已知轴压力 N 时求钢筋截面面积 A_s</p>

(续表 4-21)

序号	项 目	内 容
3	钢筋截面 面积计算	<p>已知 r、r_s、α_1、f_c、f_y、N、e_i，求 A_s</p>
		<p>(1) 当 $e_i \geq e_{0b}$ 时，$\alpha > 0.625$，$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$ 代入公式(4-67)，得</p>
		$N = \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (3\alpha - 1.25) f_y A_s$
		$N = \alpha (\alpha_1 f_c A + 3f_y A_s) - \left(1.25 f_y A_s + \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha \right)$
		$\alpha = \frac{N + 1.25 f_y A_s + \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha}{\alpha_1 f_c A + 3f_y A_s} \quad (4-74)$
		<p>用公式(4-74)求 α 值时，先假定一个 α 值，求得 $\sin 2\pi\alpha$ 值，在代入公式(4-74)求得一个新的 α 值，如此反复迭代，直到取得一稳定的 α 值为止</p>
		<p>由公式(4-68)得</p>
		$A_s = \frac{\pi N e_i - \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \sin^3 \pi\alpha}{f_y r_s (\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1)} \quad (4-75)$
		<p>先假定一个 A_s 值，由公式(4-74)求得一个 α 值，代入公式(4-75)求得新的 A_s 值，再求 α 值，反复迭代得到稳定的 A_s 值</p>
		<p>(2) 当 $e_i < e_{0b}$ 时，$\alpha > 0.625$，$\alpha_1 = 0$，代入公式(4-67)，得</p>
$N = \alpha \alpha_1 f_c A - \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha + \alpha f_y A_s$		
$A_s = \frac{1}{\alpha f_y} \left(N - \alpha \alpha_1 f_c A + \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha \right) \quad (4-76)$		
<p>以 $\alpha_1 = 0$ 代入公式(4-68)，得</p>		
$N e_i = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha}{\pi}$		
$\frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \sin^3 \pi\alpha + f_y A_s r_s \sin \pi\alpha - N e_i \pi = 0 \quad (4-77)$		
<p>也可写成</p>		
$\sin^3 \pi\alpha + \frac{1.5 f_y A_s r_s}{\alpha_1 f_c A r} \sin \pi\alpha - \frac{1.5 N e_i \pi}{\alpha_1 f_c A r} = 0$		
<p>令</p> $p = \frac{f_y A_s r_s}{2\alpha_1 f_c A r}, \quad q = \frac{3N e_i \pi}{4\alpha_1 f_c A r}, \quad D = \sqrt{q^2 + p^3}$		
<p>则上式又可写成</p> $\sin^3 \pi\alpha + 3p \sin \pi\alpha + 2q = 0$		
<p>解此三次方程得</p> $\sin \pi\alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} \quad (4-78)$		
<p>因 $\alpha > 0.625$，则 $\sin \pi\alpha = \sin(\pi - \pi\alpha)$</p>		
$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi\alpha) \quad (4-79)$		
<p>计算时，先假定一个 A_s 值，代入公式(4-77)，求得 $\sin \pi\alpha$ 值，由公式(4-79)求得 α 值，再代入公式(4-76)求得新的 A_s 值，如此反复迭代求出稳定的 A_s 值</p>		

(续表 4-21)

序号	项 目	内 容
4	承载力校核	已知 r 、 A_s 、 r_s 、 α_1 、 f_c 、 f_y 、 e_i ，求受压承载力 N_u
		(1) 当 $e_i \geq e_{0b}$ 时， $\alpha \leq 0.625$ ， $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$ 代入公式(4-67)，得
		$N = \alpha(\alpha_1 f_c A + 3f_y A_s) - \left(1.25f_y A_s + \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha \right)$ $\alpha = \frac{N + 1.25f_y A_s + \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha}{\alpha_1 f_c A + 3f_y A_s} \quad (4-80)$
		用上式求 α 值时，先假定一个 α 值，求 $\sin 2\pi\alpha$ ，再代入公式(4-80)，求得新的 α 值，经过反复迭代，求得稳定的 α 值
		由公式(4-68)得
		$N = \frac{1}{e_i \pi} \left[\frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \sin^3 \pi\alpha + f_y A_s (\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1) \right] \quad (4-81)$
		计算时，先假定一个 N 值，再按上述迭代法由公式(4-80)求得稳定的 α 值，再将该 N 、 α 值代入公式(4-81)，求得新的 N 值，再求 α 值，反复迭代求得稳定的 N 值，即为承载力 N_u
		(2) 当 $e_i < e_{0b}$ 时， $\alpha > 0.625$ ， $\alpha_1 = 0$ ，代入公式(4-67)，得
		$N = \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + \alpha f_y A_s$ $N = \alpha (\alpha_1 f_c A + f_y A_s) - \frac{\alpha_1 f_c A}{2\pi} \sin 2\pi\alpha \quad (4-82)$
		代入公式(4-68)，得
$N e_i = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A \frac{r}{\pi} \sin^3 \pi\alpha + f_y A_s \frac{r_s}{\pi} \sin \pi\alpha$		
移项整理后又可写成		
$\sin^3 \pi\alpha + \frac{1.5f_y A_s r_s}{\alpha_1 f_c A r} \sin \pi\alpha - \frac{1.5N e_i \pi}{\alpha_1 f_c A r} = 0 \quad (4-83)$		
令		
$p = \frac{f_y A_s r_s}{2\alpha_1 f_c A r}, \quad q = \frac{3N e_i \pi}{4\alpha_1 f_c A r}, \quad D = \sqrt{q^2 + p^3}$		
解得		
$\sin \pi\alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} \quad (4-78)$		
因 $\alpha > 0.625$ ，则 $\sin \alpha = \sin(\pi - \pi\alpha)$		
$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi\alpha) \quad (4-84)$		
计算时，先假定一个 N 值，代入公式(4-83)，求得一个 $\sin \pi\alpha$ 值，进而由公式(4-84)求得一个 α 值，再将 α 代入公式(4-82)得一个新的 N 值，如此反复迭代，求出确定的 N 值即为承载力 N_u		
5	用近似公式计算偏心受压构件	采用近似公式
		$\alpha \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) \approx 1 - 2(\alpha - 1)^2$
		将偏心受压构件承载力计算公式简化为
		$N \leq \alpha_1 f_c A [1 - 2(\alpha - 1)^2] + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s \quad (4-85)$
		$N e_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} \quad (4-86)$
$\alpha_1 = 1.25 - \alpha \quad (4-87)$		

(续表 4-21)

序号	项 目	内 容
6	用近似公式求 $\alpha = 0.625$ 时的偏心距	<p>用近似公式求 $\alpha=0.625$ 时的偏心距 e_{0b}。将 $\alpha=0.625$, $\alpha_1=0$ 代入公式(4-85), 得</p> $N=0.7188\alpha_1f_cA+0.625f_yA_s \quad (4-88)$ $f_yA_s=1.6N-1.15\alpha_1f_cA \quad (4-89)$ <p>将 $\alpha=0.625$, $\alpha_1=0$ 代入公式(4-86), 得</p> $Ne_{0b}=0.1673\alpha_1f_cAr+0.2941f_yA_sr_s$ $e_{0b}=\frac{1}{N}(0.1673\alpha_1f_cAr+0.2941f_yA_sr_s) \quad (4-90)$ <p>公式在(4-90)中 N 用公式(4-88)代入, 得</p> $e_{0b}=\frac{0.1673\alpha_1f_cAr+0.2941f_yA_sr_s}{0.7188\alpha_1f_cA+0.625f_yA_s} \quad (4-91)$ <p>公式在(4-90)中 f_yA_s 用公式(4-89)代入, 得</p> $e_{0b}=\frac{1}{N}[0.1673\alpha_1f_cAr+0.2941(1.6N-1.15\alpha_1f_cA)r_s]$ $e_{0b}=0.4706r_s+\frac{\alpha_1f_cA}{N}(0.1673r-0.3382r_s) \quad (4-92)$
7	用近似公式计算钢筋截面面积	<p>(1) 当 $e_i \leq e_{0b}$ 时, 将 $\alpha \leq 0.625$, $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$ 代入公式(4-85), 得</p> $N=\alpha_1f_cA(4\alpha-2\alpha^2-1)+(3\alpha-1.25)f_yA_s$ $\frac{N}{\alpha_1f_cA}=4\alpha-2\alpha^2-1+(3\alpha-1.25)\frac{f_yA_s}{\alpha_1f_cA}$ <p>令 $\frac{N}{\alpha_1f_cA}=n$, $\frac{f_yA_s}{\alpha_1f_cA}=\beta$, 则</p> $n=4\alpha-2\alpha^2-1+\beta(3\alpha-1.25)$ <p>整理后得</p> $2\alpha^2-(4+3\beta)\alpha+(1+1.25\beta+n)=0$ $\alpha=\frac{(4+3\beta)-\sqrt{(4+3\beta)^2-8(1+1.25\beta+n)}}{4} \quad (4-93)$ <p>由公式(4-86)得</p> $A_s=\frac{\pi Ne_i-\frac{2}{3}\alpha_1f_cAr\sin^3\pi\alpha}{f_yr_s(\sin\pi\alpha+\sin\pi\alpha_1)} \quad (4-94)$ <p>此处 $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$</p> <p>计算时先假定一个 A_s 值, 得 $\beta = \frac{f_yA_s}{\alpha_1f_cA}$, 代入公式(4-93)求得一个 α 值, 将此 α 代入公式(4-94)求得一个新的 A_s 值, 如此反复迭代, 直到求得稳定的 A_s 值</p> <p>(2) 当 $e_i > e_{0b}$ 时,</p> <p>$\alpha > 0.625$, $\alpha_1 = 0$ 代入公式(4-85), 得</p> $N=\alpha_1f_cA[1-2(\alpha-1)\alpha^2]+\alpha f_yA_s$ $A_s=\frac{N-\alpha_1f_cA[1-2(\alpha-1)^2]}{\alpha f_y} \quad (4-95)$ <p>代入公式(4-86), 得</p> $Ne_i=\frac{2}{3}\alpha_1f_cA\frac{r}{\pi}\sin^3\pi\alpha+f_yA_s\frac{r_s}{\pi\alpha}\sin\pi\alpha \quad (4-96)$

(续表 4-21)

序号	项 目	内 容
7	用近似公式计算钢筋截面面积	<p>移项整理得 $\sin^3 \pi \alpha + \frac{1.5f_y A_s r_s}{\alpha_1 f_c A r} \sin \pi \alpha - \frac{1.5N e_i \pi}{\alpha_1 f_c A r} = 0$</p> <p>令 $p = \frac{f_y A_s r_s}{2\alpha_1 f_c A r}, \quad q = \frac{3N e_i \pi}{4\alpha_1 f_c A r}, \quad D = \sqrt{q^2 + p^3}$</p> <p>解得 $\sin \pi \alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q}$</p> <p>因 $\alpha > 0.625$, 则 $\sin \alpha = \sin(\pi - \pi \alpha)$</p> $\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q}) \quad (4-97)$ <p>计算时先假定一个 A_s 值, 代入公式(4-96)求出 $\sin \pi \alpha$ 值, 由公式(4-97)求得一个 α 值, 将此 α 代入公式(4-95)求得一个新的 A_s 值, 如此反复迭代求出稳定的 A_s 值</p>
8	用近似公式计算受压承载力 N_u	<p>(1) 当 $e_i \geq e_{0b}$ 时, 将 $\alpha \leq 0.625$, $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$ 代入公式(4-85), 得</p> $N = \alpha_1 f_c A [1 - 2(\alpha - 1)^2] + (3\alpha - 1.25) f_y A_s$ <p>令 $n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A}$, $\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A}$</p> <p>则上式整理后可写成</p> $n = 4\alpha - 2\alpha^2 - 1 + \beta(3\alpha - 1.25), \quad \text{即 } 2\alpha^2 - (4+3\beta)\alpha + (1+1.25\beta+n) = 0$ <p>解得 $\alpha = \frac{4+3\beta - \sqrt{(4+3\beta)^2 - 8(1+1.25\beta+n)}}{4} \quad (4-98)$</p> <p>由公式(4-86)得</p> $N = \frac{1}{\pi e_i} \left[\frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \sin^3 \pi \alpha + f_y A_s r_s (\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1) \right] \quad (4-99)$ <p>计算时, 先假定一个 N 值, 代入公式(4-98)得一个 α 值, 将这 α 值代入公式(4-99)求得新的 N 值, 然后如此反复迭代, 求得稳定的 N 值即为承载力 N_u</p> <p>(2) 当 $e_i < e_{0b}$ 时, $\alpha > 0.625$, $\alpha_1 = 0$, 代入公式(4-85), 得</p> $N = \alpha_1 f_c A [1 - 2(\alpha - 1)^2] + \alpha f_y A_s \quad (4-100)$ <p>由公式(4-86)得</p> $N e_i = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A \frac{r}{\pi} \sin^3 \pi \alpha + f_y A_s \frac{r_s}{\pi} \sin \pi \alpha \quad (4-101)$ <p>整理后得</p> $\sin^3 \pi \alpha + \frac{1.5f_y A_s r_s}{\alpha_1 f_c A r} \sin \pi \alpha - \frac{1.5N e_i \pi}{\alpha_1 f_c A r} = 0$ <p>令 $p = \frac{f_y A_s r_s}{2\alpha_1 f_c A r}, \quad q = \frac{3N e_i \pi}{4\alpha_1 f_c A r}, \quad D = \sqrt{q^2 + p^3}$</p> <p>则 $\sin \pi \alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q}$</p> <p>因 $\alpha > 0.625$, 故有 $\sin \pi \alpha = \sin(\pi - \pi \alpha)$</p> <p>得 $\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q}) \quad (4-102)$</p> <p>计算时, 先假定一个 N 值代入公式(4-101), 解得 $\sin \pi \alpha$ 值, 再代入公式(4-102)求出 α 值, 将此 α 代入公式(4-100)求出一个新的 N 值, 如此反复迭代, 求出稳定的 N 值, 即为承载力 N_u</p>

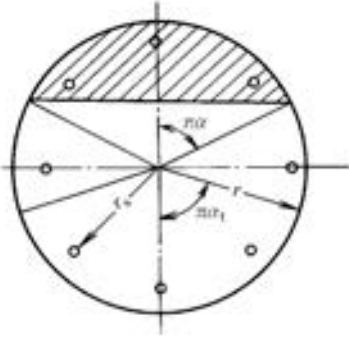


图 4-15 沿周边均匀配筋的圆形截面

4.7.2 计算例题

【例题 4-21】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25， $f_c=11.9\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ； $N=500\text{kN}$ ， $e_i=200\text{mm}$ ，求 A_s 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2)$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A} = \frac{500 \times 10^3}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.3344$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \quad e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$e_{0b} = \left[0.4706 + \frac{1}{n} (0.1673R - 0.3470) \right] r_s$$

$$= \left[0.4706 + \frac{1}{0.3344} \times (0.1673 \times 1.25 - 0.3470) \right] \times 160 = 9.271 (\text{mm})$$

$$e_i > e_{0b}$$

(2) 计算及迭代

假定 $\beta^{(0)} = 0.01 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = 0.01 \times \frac{300}{11.9} = 0.2521$

再假定 $\alpha^{(0)} = 0.4$ ， $\sin 2\pi\alpha = \sin 0.8\pi = 0.5878$

$$\alpha^{(1)} = \frac{n + 1.25\beta + \sin \pi\alpha / (2\pi)}{1 + 3\beta}$$

$$= \frac{0.3344 + 1.25 \times 0.2521 + 0.5878 / (2\pi)}{1 + 3 \times 0.2521}$$

$$= 0.42307$$

$$\left| \frac{\alpha^{(1)} - \alpha^{(0)}}{\alpha^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.42307 - 0.4}{0.4} \right| = 5.76\% > 0.5\%$$

将 $\beta^{(1)}$ 代入上式反复迭代，最后求出一个稳定 α 值，计算结果见【例题 4-21】计算表(1)。

【例题 4-21】计算表(1)

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6	7	8
$\alpha^{(i)}$	0.42307	0.41192	0.41743	0.41473	0.41606	0.41541	0.41573	0.41557
$\left \frac{\alpha^{(i)} - \alpha^{(i-1)}}{\alpha^{(i-1)}} \right $ (%)	5.767	2.635	1.338	0.646	0.320	0.157	0.077	0.038

求得 α 后再求 $\beta^{(1)}$:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.4156 \\ \sin \pi \alpha &= \sin 0.4156 \pi = 0.9651 \\ \alpha_1 &= 1.25 - 2\alpha = 1.25 - 2 \times 0.4156 = 0.4188 \\ \sin \pi \alpha_1 &= \sin 0.4188 \pi = 0.9676 \\ \beta^{(1)} &= \frac{\pi n e - \frac{2}{3} R \sin^3 \pi \alpha}{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1} \\ &= \frac{\pi \times 0.3344 \times 1.25 - \frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.9651^3}{0.9651 + 0.9676} \\ &= 0.29187 \\ \left| \frac{\beta^{(1)} - \beta^{(0)}}{\beta^{(0)}} \right| &= \left| \frac{0.29187 - 0.2521}{0.2521} \right| = 15.775\% > 0.5\% \end{aligned}$$

需要继续迭代。

注意, 这里要得到一个新的 β 值, 先要迭代求得一个稳定的 α 值, 再代入公式求得一个新的 β 值, 整个过程包括了两套循环迭代。计算结果见【例题 4-21】计算表(2)。

【例题 4-21】计算表(2)

迭代次数 i	1	2	说 明
$\alpha^{(i)}$	0.41557	0.41572	对应每一个 β 值, α 按计算表(1)迭代而得
$\beta^{(i)}$	0.29187	0.29174	
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right $ (%)	15.8	0.04	

(3) 求 A_s

$$A_s = \beta \frac{\alpha_1 f_c A}{f_y} = \frac{0.27174 \times 1 \times 11.9 \times 125664}{300} = 1454 (\text{mm}^2)$$

【例题 4-22】一圆形截面偏心受压构件, 已知 $r=200\text{mm}$, 混凝土强度等级 C25, $f_c=11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1=1$; 钢筋为 HRB335 级, $f_y=300\text{N/mm}^2$; $N=1600\text{kN}$, $e_i=40\text{mm}$, 求 A_s 。

【解】

(1) 计算参数

$$\begin{aligned} A &= \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2) \\ r_s &= r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm}) \\ n &= \frac{N}{\alpha_1 f_c A} = \frac{1600 \times 10^3}{1 \times 11.9 \times 125664} = 1.0699 \end{aligned}$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \quad e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{40}{160} = 0.25$$

$$\begin{aligned} e_{0b} &= \left[0.4706 + \frac{1}{n} (0.1673R - 0.3470) \right] r_s \\ &= \left[0.4706 + \frac{1}{1.0699} \times (0.1673 \times 1.25 - 0.3470) \right] \times 160 \\ &= 54.7 (\text{mm}) \end{aligned}$$

$$e_i > e_{0b}$$

(2) 计算及迭代

假定

$$\beta^{(0)} = 0.01 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = 0.01 \times \frac{300}{1 \times 11.9} = 0.2521$$

$$\rho = \frac{\beta}{2R} = \frac{0.2521}{2 \times 1.25} = 0.10084$$

$$q = \frac{3\pi n e}{4R} = \frac{3 \times \pi \times 1.0699 \times 0.25}{4 \times 1.25} = 0.5042$$

$$D = \sqrt{q^2 + \rho^3} = \sqrt{0.5042^2 + 0.10084^3} = 0.5052$$

$$\sin \pi \alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} = \sqrt[3]{0.5052+0.5042} - \sqrt[3]{0.5052-0.5042} = 0.9026$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi \alpha) = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin 0.9026 = 0.6417$$

$$\beta^{(1)} = \frac{n}{\alpha} + \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi \alpha} - 1 = \frac{1.0699}{0.6417} + \frac{\sin(2\pi \times 0.6417)}{2\pi \times 0.6417} - 1 = 0.6416$$

$$\left| \frac{\beta^{(1)} - \beta^{(0)}}{\beta^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.6416 - 0.2521}{0.2521} \right| = 88.3\% > 0.5\%$$

需要继续反复迭代，计算结果见【例题 4-22】计算表。

【例题 4-22】计算表

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6
$\alpha^{(i)}$	0.6417	0.6961	0.6606	0.6833	0.6686	0.6781
$\beta^{(i)}$	0.6416	0.3213	0.4158	0.3530	0.3928	0.3681
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	88.3	32.3	29.4	15.1	11.3	6.61
迭代次数 i	7	8	9	10	11	12
$\alpha^{(i)}$	0.6719	0.6759	0.6733	0.6750	0.6739	0.6746
$\beta^{(i)}$	0.3835	0.3727	0.3796	0.3751	0.3780	0.3761
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	4.54	2.82	1.87	1.19	0.77	0.50
迭代次数 i	13	14	15	16	17	18
$\alpha^{(i)}$	0.6742	0.6744	0.6743	0.6744	0.6743	0.6743
$\beta^{(i)}$	0.3773	0.3766	0.3771	0.3767	0.3770	0.3768
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	0.32	0.21	0.13	0.09	0.06	0.04

(3) 求 A_s

$$A_s = \beta \frac{\alpha_1 f_c A}{f_y} = \frac{0.3768 \times 1 \times 11.9 \times 125664}{300} = 1878 (\text{mm}^2)$$

【例题 4-23】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r = 200\text{mm}$ ， $A_s = 1454\text{mm}^2$ ， $e_i = 200\text{mm}$ ；混凝土强度等级 C25， $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1 = 1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ，求承载力 N_u 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2)$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} = \frac{300 \times 1454}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.2917$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \quad e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$e_{\text{ob}} = \frac{0.1673R + 0.2941\beta}{0.7375 + 0.625\beta} r_s = \frac{0.1673 \times 1.25 + 0.2941 \times 0.2917}{0.7375 + 0.625 \times 0.2917} \times 160 = 51.2 (\text{mm})$$

$$e_i > e_{\text{ob}}$$

(2) 计算及迭代。先假设 $n^{(0)} = 0.4$ ，在假定 $\alpha^{(0)} = 0.4$

$$\alpha_1 = \frac{n + 1.25\beta + \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi}}{1 + 3\beta}$$

$$= \frac{0.4 + 1.25 \times 0.2917 + \frac{\sin(2 \times 0.4\pi)}{2\pi}}{1 + 3 \times 0.2917}$$

$$= 0.4577$$

$$\left| \frac{\alpha^{(1)} - \alpha^{(0)}}{\alpha^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.4577 - 0.4}{0.4} \right| = 14.4\% > 0.5\%$$

需要继续反复迭代，其计算结果见【例题 4-23】计算表(1)。

【例题 4-23】计算表(1)

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\alpha^{(i)}$	0.4577	0.4301	0.4439	0.4371	0.4405	0.4388	0.4396	0.4392	0.4394
$\left \frac{\alpha^{(i)} - \alpha^{(i-1)}}{\alpha^{(i-1)}} \right (\%)$	14.4	6.0	3.2	1.5	0.8	0.4	0.2	0.1	0.05

得

$$\alpha = 0.4394$$

$$\sin \pi \alpha = \sin 0.4394\pi = 0.9819$$

$$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha = 1.25 - 2 \times 0.4394 = 0.3712$$

$$\sin \pi \alpha_1 = \sin 0.3712\pi = 0.9192$$

$$n^{(1)} = \frac{\frac{2}{3} R \sin^3 \pi \alpha + \beta (\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1)}{\pi e}$$

$$= \frac{\frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.9819^3 + 0.2917 \times (0.9819 + 0.9192)}{1.25\pi}$$

$$= 0.3421$$

$$\left| \frac{n^{(1)} - n^{(0)}}{n^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.3421 - 0.4}{0.4} \right| = 14.46\% > 0.5\%$$

对应一个新的 n 值, 重新进行求 α 的迭代, 再求得另一个新的 n 值, 直至满足精度为止。计算结果见【例题 4-23】计算表(2)。

【例题 4-23】计算表(2)

迭代次数 i	1	2	3	4	说 明
$\alpha^{(i)}$	0.4394	0.4186	0.4160	0.4157	对应每一个 n 值, α 是由迭代求得
$n^{(i)}$	0.3421	0.3355	0.3345	0.3343	
$\left \frac{n^{(i)} - n^{(i-1)}}{n^{(i-1)}} \right $ (%)	8.67	1.93	0.31	0.05	

(3) 计算承载力 N_u

$$N_u = n\alpha f_c A = 0.3343 \times 11.9 \times 15664 = 500 (\text{kN})$$

【例题 4-24】一圆形截面偏心受压构件, 已知 $r = 200\text{mm}$, 混凝土强度等级 C25, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; 钢筋为 HRB335 级, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $A_s = 1878\text{mm}^2$, $e_i = 40\text{mm}$, 求承载力 N_u 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2)$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} = \frac{300 \times 1878}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.3768$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \quad e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{40}{160} = 0.25$$

$$e_{\text{ob}} = \frac{0.1673R + 0.2941\beta}{0.7375 + 0.625\beta} r_s = \frac{0.1673 \times 1.25 + 0.2941 \times 0.3768}{0.7375 + 0.625 \times 0.3768} \times 160 = 52.6 (\text{mm})$$

$$e_i < e_{\text{ob}}$$

(2) 计算及迭代。假设 $n^{(0)} = 0.6$

$$p = \frac{\beta}{2R} = \frac{0.3768}{2 \times 1.25} = 0.1507$$

$$q = \frac{3\pi ne}{4R} = \frac{3 \times \pi \times 0.6 \times 0.25}{4 \times 1.25} = 0.1507$$

$$D = \sqrt{q^2 + p^3} = \sqrt{0.2827^2 + 0.1507^3} = 0.2887$$

$$\sin \pi \alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} = \sqrt[3]{0.2887+0.2827} - \sqrt[3]{0.2887-0.2827} = 0.6482$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi \alpha) = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin 0.6482 = 0.7755$$

$$n^{(1)} = \alpha(1+\beta) - \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi} = 0.7755 \times (1+0.3768) - \frac{\sin 2\pi \times 0.7755}{2\pi} = 1.2248$$

$$\left| \frac{n^{(1)} - n^{(0)}}{n^{(0)}} \right| = \left| \frac{1.2248 - 0.6}{0.6} \right| = 104.1\% > 0.5\%$$

继续迭代, 其计算结果见【例题 4-24】计算表。

【例题 4-24】计算表

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\alpha^{(i)}$	0.7755	0.6389	0.6891	0.6685	0.6767	0.6734	0.6747	0.6742	0.4744
$n^{(i)}$	1.2248	1.0014	1.0963	1.0591	1.0741	1.0681	1.0706	1.0696	1.06997
$\left \frac{n^{(i)} - n^{(i-1)}}{n^{(i-1)}} \right $ (%)	104.1	18.24	9.47	3.39	1.42	0.56	0.23	0.09	0.04

(3) 计算承载力 N_u

$$N_u = n\alpha_1 f_c A = 1.06997 \times 1 \times 11.9 \times 15664 = 1600 \text{ (kN)}$$

【例题 4-25】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25， $f_c=11.9\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ， $N=500\text{kN}$ ， $e_i=200\text{mm}$ ，试用近似方法求钢筋截面面积 A_s 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 \text{ (mm)}$$

$$n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A} = \frac{500 \times 10^3}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.3344$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \quad e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$\begin{aligned} e_{0b} &= \left[0.4706 + \frac{1}{n} (0.1673R - 0.3382) \right] r_s \\ &= \left[0.4706 + \frac{1}{0.3344} (0.1673 \times 1.25 - 0.3382) \right] \times 160 \\ &= 13.53 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$e_i > e_{0b}$$

(2) 计算及迭代。先假设 $\beta^{(0)} = 0.01 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = 0.01 \times \frac{300}{1 \times 11.9} = 0.2521$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{4 + 3\beta - \sqrt{(4 + 3\beta)^2 - 8(1 + 1.25\beta + n)}}{4} \\ &= \frac{1}{4} \times [4 + 3 \times 0.2521 - \sqrt{(4 + 3 \times 0.2521)^2 - 8 \times (1 + 1.25 \times 0.2521 + 0.3344)}] \\ &= 0.4215 \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha = 1.25 - 2 \times 0.4215 = 0.407$$

$$\sin \pi \alpha = \sin 0.4215 \pi = 0.9698$$

$$\sin \pi \alpha_1 = \sin 0.407 \pi = 0.9576$$

$$\beta^{(1)} = \frac{\pi n e - \frac{2}{3} R \sin^3 \pi \alpha}{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1} = \frac{\pi \times 0.3344 \times 1.25 - \frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.9698^3}{0.9698 + 0.9576} = 0.28695$$

$$\left| \frac{\beta^{(1)} - \beta^{(0)}}{\beta^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.28695 - 0.2521}{0.2521} \right| = 13.82\% > 0.5\%$$

继续反复迭代，计算结果见【例题 4-25】计算表。

【例题 4-25】计算表

迭代次数 i	1	2
$\alpha^{(i)}$	0.42151	0.42135
$\beta^{(i)}$	0.28695	0.28707
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	13.82	0.043

(3) 计算钢筋截面面积 A_s

$$A_s = \frac{\beta \alpha_1 f_c A}{f_y} = \frac{0.28707 \times 1 \times 11.9 \times 125664}{300} = 1431 (\text{mm}^2)$$

【例题 4-26】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r = 200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25， $f_c = 11.9\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\alpha_1 = 1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$ ， $N = 1600\text{kN}$ ， $e_i = 40\text{mm}$ ，试用近似方法求钢筋截面面积 A_s 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2)$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A} = \frac{1600 \times 10^3}{1 \times 11.9 \times 125664} = 1.0699$$

$$e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{40}{160} = 0.25$$

$$\begin{aligned} e_{0b} &= \left[0.4706 + \frac{1}{n} (0.1673R - 0.3382) \right] r_s \\ &= \left[0.4706 + \frac{1}{1.0699} \times (0.1673 \times 1.25 - 0.3382) \right] \times 160 = 55.99 (\text{mm}) \end{aligned}$$

$$e_i < e_{0b}$$

(2) 计算及迭代。假定 $\beta^{(0)} = 0.01$ $\frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = 0.01 \times \frac{300}{1 \times 11.9} = 0.2521$

$$p = \frac{\beta}{2R} = \frac{0.2521}{2 \times 1.25} = 0.1008$$

$$q = \frac{3\pi n e}{4R} = \frac{3 \times \pi \times 1.0699 \times 0.25}{4 \times 1.25} = 0.5042$$

$$D = \sqrt{q^2 + p^3} = \sqrt{0.5042^2 + 0.1008^3} = 0.5052$$

$$\sin \pi \alpha = \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} = \sqrt[3]{0.5052+0.1008} - \sqrt[3]{0.5052-0.5042} = 0.9026$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi \alpha) = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin 0.9026 = 0.6417$$

$$\beta^{(1)} = \frac{n-1+2(\alpha-1)^2}{\alpha} = \frac{1.0699-1+2 \times (0.6417-1)^2}{0.6417} = 0.5093$$

$$\left| \frac{\beta^{(1)} - \beta^{(0)}}{\beta^{(0)}} \right| = \left| \frac{0.5093 - 0.2521}{0.2521} \right| = 102\% > 0.5\%$$

继续迭代，计算结果见【例题 4-26】计算表。

【例题 4-26】计算表

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6	7
$\alpha^{(i)}$	0.6417	0.7033	0.6678	0.6877	0.6764	0.6827	0.6791
$\beta^{(i)}$	0.5093	0.3499	0.4353	0.3855	0.4132	0.3973	0.4063
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	102	31.3	24.4	11.4	7.2	3.8	2.2
迭代次数 i	8	9	10	11	12	13	14
$\alpha^{(i)}$	0.6812	0.6800	0.6807	0.6803	0.6805	0.6804	0.6804
$\beta^{(i)}$	0.4012	0.4041	0.4034	0.4033	0.4028	0.4031	0.4030
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	1.2	0.7	0.4	0.2	0.13	0.07	0.04

(3) 计算钢筋截面面积 A_s

$$A_s = \frac{\beta \alpha_1 f_c A}{f_y} = \frac{0.4030 \times 1 \times 11.9 \times 125664}{300} = 2009 (\text{mm}^2)$$

【例题 4-27】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25， $f_c=11.9\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ， $A_s=1454\text{mm}^2$ ， $e_i=200\text{mm}$ ，试用近似方法求承载力 N_u 。

【解】

(1) 计算参数

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 (\text{mm}^2)$$

$$r_s = r - 40 = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} = \frac{300 \times 1454}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.2917$$

$$R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$e_{0b} = \frac{0.1673R + 0.2941\beta}{0.7188 + 0.625\beta} r_s = \frac{0.1673 \times 1.25 + 0.2941 \times 0.2917}{0.7188 + 0.625 \times 0.2917} \times 160 = 52.4 (\text{mm})$$

$$e_i > e_{0b}$$

(2) 计算及迭代。假设 $n^{(0)} = 0.4$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{4 + 3\beta - \sqrt{(4 + 3\beta)^2 - 8(1 + 1.25\beta + n)}}{4} \\ &= \frac{1}{4} \times [4 + 3 \times 0.2917 - \sqrt{(4 + 3 \times 0.2917)^2 - 8 \times (1 + 1.25 \times 0.2917 + 0.4)}] \\ &= 0.4422 \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha = 1.25 - 2 \times 0.4422 = 0.3656$$

$$\sin \pi \alpha = \sin 0.4422\pi = 0.9835$$

$$\begin{aligned}\sin\pi\alpha_1 &= \sin 0.3656\pi = 0.9122 \\ n^{(1)} &= \frac{1}{\pi e} \left[\frac{2}{3} R \sin^3 \pi\alpha + \beta (\sin\pi\alpha_1) \right] \\ &= \frac{1}{1.25\pi} \left[\frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.9835^3 + 0.2917 \times (0.9835 + 0.9122) \right] \\ &= 0.3427 \\ \left| \frac{n^{(1)} - n^{(0)}}{n^{(0)}} \right| &= \left| \frac{0.3427 - 0.4}{0.4} \right| = 14.3\% > 0.5\%\end{aligned}$$

继续迭代, 计算结果见【例题 4-27】计算表。

【例题 4-27】计算表

迭代次数 i	1	2	3	4
$\alpha^{(i)}$	0.4422	0.4240	0.4223	0.4222
$n^{(i)}$	0.3427	0.3376	0.3370	0.3369
$\left \frac{\beta^{(i)} - \beta^{(i-1)}}{\beta^{(i-1)}} \right (\%)$	14.3	1.5	0.17	0.02

(3) 计算承载力 N_u

$$N_u = n\alpha_1 f_c A = 0.3369 \times 1 \times 11.9 \times 125664 = 504 \text{ (kN)}$$

【例题 4-28】一圆形截面偏心受压构件, 已知 $r = 200\text{mm}$, 混凝土强度等级 C25, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; 钢筋为 HRB335 级, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $A_s = 1878\text{mm}^2$, $e_i = 40\text{mm}$, 试用近似方法求承载力 N_u 。

【解】

(1) 计算参数

$$\begin{aligned}A &= \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664 \text{ (mm}^2\text{)} \\ r_s &= r - 40 = 200 - 40 = 160 \text{ (mm)} \\ \beta &= \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} = \frac{300 \times 1878}{1 \times 11.9 \times 125664} = 0.3768 \\ R &= \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25 \\ e &= \frac{e_i}{r_s} = \frac{40}{160} = 0.25 \\ e_{0b} &= \frac{0.1673R + 0.2941\beta}{0.7188 + 0.625\beta} r_s = \frac{0.1673 \times 1.25 + 0.2941 \times 0.3768}{0.7188 + 0.625 \times 0.3768} \times 160 = 53.64 \text{ (mm)} \\ &e_i < e_{0b}\end{aligned}$$

(2) 计算及迭代。假设 $n^{(0)} = 0.6$

$$\begin{aligned}p &= \frac{\beta}{2R} = \frac{0.3768}{2 \times 1.25} = 0.1507 \\ q &= \frac{3\pi n e}{4R} = \frac{3 \times \pi \times 0.6 \times 0.25}{4 \times 1.25} = 0.2827 \\ D &= \sqrt{q^2 + p^3} = \sqrt{0.2827^2 + 0.1507^3} = 0.2887 \\ \sin\pi\alpha &= \sqrt[3]{D+q} - \sqrt[3]{D-q} = \sqrt[3]{0.2887+0.2827} - \sqrt[3]{0.2887-0.2827} = 0.6482\end{aligned}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin \pi \alpha) = 1 - \frac{1}{\pi} \arcsin 0.6482 = 0.7755$$

$$n^{(1)} = 1 - 2(\alpha - 1)^2 + \alpha \beta = 1 - 2 \times (0.7755 - 1)^2 + 0.7755 \times 0.3768 = 1.1914$$

$$\left| \frac{n^{(1)} - n^{(0)}}{n^{(0)}} \right| = \left| \frac{1.1914 - 0.6}{0.6} \right| = 98.57\% > 0.5\%$$

继续迭代, 计算结果见【例题 4-28】计算表。

【例题 4-28】计算表

迭代次数 i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\alpha^{(i)}$	0.7755	0.6468	0.6906	0.6746	0.6803	0.6782	0.6790	0.6787	0.6788
$n^{(i)}$	1.1914	0.9943	1.0687	1.0423	1.0519	1.0484	1.0497	1.0492	1.0494
$\left \frac{n^{(1)} - n^{(0)}}{n^{(0)}} \right $ (%)	98.57	16.54	7.45	2.47	0.92	0.33	0.12	0.04	0.02

(3) 计算承载力 N_u

$$N_u = n \alpha_i f_c A = 1.0494 \times 1 \times 11.9 \times 125664 = 1569 \text{ kN}$$

4.8 轴心受压柱和偏心受压柱的计算长度规定

4.8.1 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱

刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱, 其计算长度 l_0 可按表 4-22 的规定取用。

表 4-22 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱的计算长度 l_0

序号	柱的类型		排架方向	垂直排架方向	
				有柱间支撑	无柱间支撑
1	无起重机房屋柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
2		两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
3	有起重机房屋柱	上柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
4		下柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
5	露天吊车柱和栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	—

注: 1. 表中 H 为从基础顶面算起的柱子全高; H_l 为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱子下部高度; H_u 为从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱子上部高度。

2. 表中有起重机房屋排架柱的计算长度, 当计算中不考虑起重机荷载时, 可按无起重机房屋的计算长度采用, 但上柱的计算长度仍按有起重机房屋采用。

3. 表中有起重机房屋排架柱的上柱在排架方向的计算长度仅适用于 $H_u/H_l \geq 0.3$ 的情况; 当 $H_u/H_l < 0.3$ 时, 计算长度宜采用 $2.5H_u$ 。

4.8.2 一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构各层柱段的计算长度

一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构各层柱段的计算长度可按表 4-23 的规定取用。

表 4-23 一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构各层柱段的计算长度

序号	楼盖类型	柱的类别	计算长度
1	现浇楼盖	底层柱	1.0H
2		其余各层柱	1.25H
3	装配式楼盖	底层柱	1.25H
4		其余各层柱	1.5H

注：表中 H 对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度；对其余各层柱为上、下两层楼盖顶面之间的高度。

4.9 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算

4.9.1 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算方法

矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算方法见表 4-24。

表 4-24 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件斜截面受剪承载力计算方法

序号	项 目	内 容
1	截面符合 条件	<p>矩形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，其受剪截面应符合下列条件：</p> $V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (4-103)$ <p>式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值</p> <p>如截面不符合公式(4-103)要求时，则应加大截面尺寸，或提高混凝土强度等级 其他要求见表 3-25 序号 1 的有关规定</p>
2	斜截面可 不进行受剪 承载力计算 的条件	<p>矩形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，当符合下列要求时，可不进行斜截面受剪承载力计算，其箍筋构造要求应符合表 3-30 序号 4 之(7)条的规定</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + 0.07N \quad (4-104)$ <p>式中，剪跨比 λ 和轴向压力设计值 N 应按本表序号 3 确定</p>
3	斜截面受剪 承载力的 计算	<p>(1) 矩形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (4-105)$ <p>式中 λ——偏心受压构件计算截面的剪跨比，取为 $M/(Vh_0)$</p> <p>N——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当大于 $0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$，此处，A 为构件的截面面积</p> <p>(2) 计算截面的剪跨比 λ 应按下列规定取用：</p> <p>1) 对框架结构中的框架柱，当其反弯点在层高范围内时，可取为 $H_n/(2h_0)$。当 λ 小于 1 时，取 1；当 λ 大于 3 时，取 3。此处，M 为计算截面上与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值，H_n 为柱净高</p> <p>2) 其他偏心受压构件，当承受均布荷载时，取 1.5；当承受符合表 3-28 序号 1 所述的集中荷载时，取为 a/h_0，且当 λ 小于 1.5 时取 1.5，当 λ 大于 3 时取 3</p>

4.9.2 计算例题

【例题 4-29】 已知一钢筋混凝土框架柱，截面尺寸及高度如图 4-16 所示，混凝土强度等级为 C30 ($f_c = 14.3\text{N/mm}^2, f_t = 1.43\text{N/mm}^2, \beta_c = 1$)，纵向钢筋为 HRB335 级 ($f_y = 300\text{N/mm}^2$)，箍筋采用 HPB300 级 ($f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$)，柱端作用弯矩设计值为 $M = 116\text{kN} \cdot \text{m}$ ，轴向力设计值为 $N = 712\text{kN}$ ，剪力设计值为 $V = 185\text{kN}$ 。试求箍筋用量。

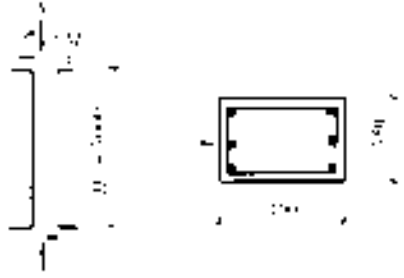


图 4-16 【例题 4-29】示意图

【解】

(1) 验算截面符合条件，应用公式(4-103)计算，得

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 350 \times 360 = 450450(\text{N}) > 185000\text{N}$$

则截面尺寸满足要求。

(2) 箍筋数量的计算

$$\lambda = \frac{H_n}{2h_0} = \frac{3000}{2 \times 360} = 4.17 > 3, \text{ 取 } \lambda = 3$$

$$\frac{N}{f_c A} = \frac{712000}{14.3 \times 350 \times 400} = 0.356 > 0.3$$

取

$$N = 0.3 f_c A = 0.3 \times 14.3 \times 350 \times 400 = 600600(\text{N})$$

由公式(4-104)计算，得

$$\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07N = \frac{1.75}{3 + 1} \times 1.43 \times 350 \times 360 + 0.07 \times 600600 = 120871(\text{N}) < 185000\text{N}$$

需要按计算配置箍筋。

由公式(4-105)计算，得

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V - \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07N \right)}{f_{yv} h_0} = \frac{185000 - 120871}{270 \times 360} = 0.660(\text{mm}^2/\text{mm})$$

$$\text{选配双肢箍 } \Phi 8 @ 150\text{mm} \left(\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{2 \times 50.3}{150} = 0.671(\text{mm}^2/\text{mm}) \right), \text{ 满足要求。}$$

4.10 矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算

4.10.1 矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算方法

矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算方法见表 4-25。

表 4-25 矩形截面偏心受压构件的裂缝宽度验算方法

序号	项目	内容
1	验算裂缝宽度的条件	<p>钢筋混凝土偏心受压构件，当偏心距很小，从而截面全部受压或基本上全部受压时，由于截面受力较小一侧的混凝土中不会出现拉应力，或即使出现拉应力，标准荷载下的拉应变也不会超过混凝土的抗拉极限应变值，因此构件在使用荷载下不会出现裂缝。随着偏心距的加大，构件一侧的混凝土就有可能在使用荷载下受拉开裂。但只要轴向压力的偏心距不是太大，标准荷载下的裂缝宽度一般也就不会超过允许值。因此，当</p> $e_0/h_0 \leq 0.55 \quad (4-106)$

(续表 4-25)

序号	项目	内容
1	验算裂缝宽度的条件	<p>时的裂缝宽度较小, 均能满足公式(1-6)的要求, 可不必做裂缝宽度验算。只有当</p> $e_0/h_0 > 0.55 \quad (4-107)$ <p>时, 需对偏心受压构件的裂缝宽度进行验算</p>
2	验算裂缝宽度计算公式	<p>矩形截面偏心受压构件最大裂缝宽度的计算公式表达形式仍为公式(3-121), 这里表达为</p> $w_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{\text{sq}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \quad (4-108)$ <p>其中的裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 和按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率分别按公式(3-122)和公式(3-124)计算。而纵向受拉钢筋的应力按公式(3-129)形式的表达式为</p> $\sigma_{\text{sq}} = \frac{N_q(e-z)}{A_s z} \quad (4-109)$ $z = \left[0.87 - 0.12 \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (4-110)$ $e = \eta_s e_0 + y_s \quad (4-111)$ $\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (4-112)$ <p>式中 A_s——受拉区纵向普通钢筋截面面积 e——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离(图4-17) z——纵向受拉钢筋合力点至截面受压区合力点之间的距离, 且 $z \leq 0.87h_0$(图4-17) η_s——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数; 当 $l_0/h \leq 14$ 时, 取 $\eta_s = 1.0$ y_s——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离(图4-17, $y_s = 0.5h - a_s$) e_0——荷载准永久组合下的初始偏心距, 取 $e_0 = M_q/N_q$ M_q、N_q——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值、轴向力值, 对偏心受压构件不考虑二阶效应的影响</p> <p>于是, 把已知值代入公式(4-112)和公式(4-111)求得 e 值后, 即可由公式(4-110)求得 z, 再代入公式(4-109)即可求得所需的 σ_{sq} 值。最后把 σ_{sq} 值及其他各已知值代入公式(4-108)即可求得最大裂缝宽度 w_{\max}, 该裂缝宽度应不大于表 1-12 中给出的裂缝宽度限值</p>

4.10.2 计算例题

【例题 4-30】已知钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件的截面尺寸为 $b \times h = 400\text{mm} \times 700\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30 ($f_{\text{tk}} = 2.01\text{N/mm}^2$), 钢筋为 HRB400 级 ($E_s = 200000\text{N/mm}^2$), 受拉钢筋和受压

钢筋均为4Φ22($A_s = A'_s = 1520\text{mm}^2$), 混凝土保护层厚度 $c_s = 30\text{mm}$, 按荷载效应准永久组合计算的轴向压力值 $N_q = 589\text{kN}$ 、弯矩值 $M_q = 306\text{kN} \cdot \text{m}$, 柱的计算长度 $l_0 = 6500\text{mm}$, 最大裂缝宽度限值为 $w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否满足要求。

【解】

纵向受拉钢筋合力点及受压钢筋合力点至截面近边的距离为

$$a_s = a'_s = c_s + \frac{d}{2} = 30 + \frac{22}{2} = 41(\text{mm})$$

截面有效高度为

$$h_0 = h - a_s = 700 - 41 = 659(\text{mm})$$

轴向力作用点至截面重心的距离为

$$e_0 = \frac{M_q}{N_q} = \frac{306000000}{589000} = 520(\text{mm})$$

因为 $l_0/h = 6500/700 = 9.3 < 14$, 则取 $\eta_s = 1$ 。

由公式(4-111)计算, 得

$$e = \eta_s e_0 + 0.5h - a_s = 1 \times 520 + 0.5 \times 700 - 41 = 829(\text{mm})$$

由公式(4-110)计算, 得

$$z = \left[0.87 - 0.12 \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 = \left[0.87 - 0.12 \times \left(\frac{659}{829} \right)^2 \right] \times 659 = 523(\text{mm})$$

由公式(4-109)计算, 得

$$\sigma_{\text{sq}} = \frac{N_q(e-z)}{A_s z} = \frac{589000 \times (829 - 523)}{1520 \times 523} = 227(\text{N/mm}^2)$$

由公式(3-124)计算, 得

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{A_{\text{te}}} = \frac{1520}{140000} = 0.0109$$

由公式(3-122)计算, 得

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}}\sigma_{\text{sq}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0109 \times 227} = 0.572$$

由公式(4-108)计算, 得

$$\begin{aligned} w_{\text{max}} &= 1.9\psi \frac{\sigma_{\text{sq}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \\ &= 1.9 \times 0.572 \times \frac{227}{200000} \times \left(1.9 \times 30 + \frac{0.08 \times 22}{0.0109} \right) \\ &= 0.269(\text{mm}) \end{aligned}$$

所以, $w_{\text{max}} = 0.269\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$

满足裂缝宽度要求。

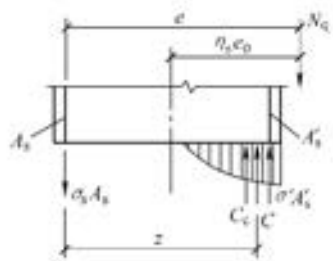


图 4-17 偏心压力 N_q 作用点到受拉钢筋重心的距离

4.11 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

4.11.1 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表及适用范围

对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表及适用范围见表 4-26。

表 4-26 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表及适用范围

序号	项 目	内 容
1	制表计算公式	<p>对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式如下：</p> <p>(1) 当 $\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} < 2 \frac{a_s}{h_0}$ 时</p> $\rho = \frac{\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}}{\frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right)} \left[\frac{e_i}{h_0} - 0.5 \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right) \right] \quad (4-113)$ <p>(2) 当 $\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} \geq 2 \frac{a_s}{h_0}$ 或 $\leq \xi_b$ 时</p> $\rho = \frac{\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}}{\frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right)} \left[\frac{e_i}{h_0} - 0.5 \left(1 + \frac{a_s}{h_0}\right) + \frac{0.5N}{\alpha_1 f_c b h_0} \right] \quad (4-114)$ <p>(3) 当 $\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} > \xi_b$ 时</p> $\xi = \frac{\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} - \xi_b}{\frac{\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} \left[\frac{e_i}{h_0} + 0.5 \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right) \right] - 0.43}{(\beta_1 - \xi_b) \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right)} + 1} + \xi_b \quad (4-115)$ $\rho = \frac{\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} \left[\frac{e_i}{h_0} + 0.5 \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right) \right] - \xi (1 - 0.5\xi)}{\frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \left(1 - \frac{a_s}{h_0}\right)} \quad (4-116)$
2	计算用表及适用范围	对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算用表及适用范围见表 4-27

表 4-27 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算用表与适用范围

序号	计算用表编号	混凝土强度等级	钢筋种类	
			HRB400、HRBF400、RRB400	$\frac{a_s}{h_0}$
1	表 4-28a	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.04
2	表 4-28b	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.05
3	表 4-28c	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.06
4	表 4-28d	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.07
5	表 4-28e	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.08
6	表 4-28f	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.09
7	表 4-28g	C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.10
8	表 4-29a	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.04
9	表 4-29b	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.05
10	表 4-29c	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.06
11	表 4-29d	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.07
12	表 4-29e	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.08
13	表 4-29f	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.09
14	表 4-29g	C40, $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.10
15	表 4-30a	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.04
16	表 4-30b	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.05
17	表 4-30c	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.06
18	表 4-30d	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.07
19	表 4-30e	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.08
20	表 4-30f	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.09
21	表 4-30g	C50, $f_c = 23.1\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.10
22	表 4-31a	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.04
23	表 4-31b	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.05
24	表 4-31c	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.06
25	表 4-31d	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.07
26	表 4-31e	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.08
27	表 4-31f	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.09
28	表 4-31g	C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$	$f_y = 360\text{N/mm}^2$	0.10

注：1. 表 4-28~表 4-31 中符号代表意义为：

$$n = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}, E = \frac{e_i}{h_0}, \rho = \frac{A_s}{b h_0} (\%), A_s = A'_s, a_s = a'_s$$

- 表中查得的数值为 ρ (%) 值； $A_s = A'_s = \rho b h_0$ 。
- 配筋率的最低值为 $\rho = 0.002h/h_0$ (表中未列出)。
- 表中配筋率最大的情况并不代表该构件可能承受的轴向力最大值。
- 矩形截面配筋简图如图 4-18 所示。
- 当采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$ 时, 可将适用条件相应的表中查得的 ρ (%) 值乘以系数 1.20 (近似) 后采用。



图 4-18 矩形截面配筋简图

4.11 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算 211

(续表 4-28a)

$\rho(\%) \backslash n$ E												
	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.270	0.370	0.470	0.570	0.671	0.771	0.872
0.02					0.220	0.321	0.422	0.524	0.626	0.728	0.831	0.934
0.03					0.269	0.372	0.475	0.578	0.682	0.787	0.891	0.996
0.04					0.319	0.423	0.528	0.633	0.739	0.845	0.951	1.058
0.06				0.206	0.419	0.526	0.635	0.744	0.853	0.963	1.073	1.183
0.08		0.212	0.255	0.299	0.519	0.630	0.742	0.855	0.968	1.082	1.196	1.310
0.10	0.259	0.303	0.347	0.392	0.619	0.735	0.850	0.967	1.084	1.201	1.319	1.437
0.12	0.347	0.393	0.439	0.485	0.720	0.839	0.959	1.079	1.200	1.321	1.442	1.564
0.14	0.436	0.483	0.530	0.578	0.821	0.943	1.067	1.191	1.316	1.441	1.566	1.692
0.16	0.524	0.573	0.622	0.671	0.921	1.048	1.175	1.303	1.432	1.561	1.690	1.820
0.18	0.612	0.662	0.713	0.763	1.021	1.152	1.283	1.415	1.548	1.681	1.814	1.948
0.20	0.699	0.751	0.803	0.856	1.121	1.256	1.391	1.527	1.663	1.800	1.938	2.076
0.22	0.786	0.840	0.893	0.947	1.221	1.359	1.499	1.639	1.779	1.920	2.062	2.203
0.24	0.873	0.928	0.983	1.039	1.321	1.463	1.606	1.750	1.895	2.040	2.185	2.331
0.26	0.959	1.016	1.073	1.130	1.420	1.566	1.714	1.862	2.010	2.159	2.309	2.459
0.28	1.045	1.103	1.162	1.221	1.519	1.669	1.821	1.973	2.125	2.279	2.432	
0.30	1.131	1.191	1.251	1.311	1.617	1.772	1.928	2.084	2.240	2.398		
0.32	1.216	1.277	1.339	1.402	1.716	1.875	2.034	2.194	2.355			
0.34	1.301	1.364	1.428	1.492	1.814	1.977	2.141	2.305	2.470			
0.36	1.385	1.450	1.516	1.581	1.912	2.079	2.247	2.415				
0.38	1.470	1.536	1.603	1.671	2.010	2.181	2.353					
0.40	1.554	1.622	1.691	1.760	2.107	2.282	2.458					
0.42	1.638	1.708	1.778	1.849	2.204	2.384						
0.44	1.721	1.793	1.865	1.937	2.301	2.485						
0.46	1.805	1.878	1.952	2.026	2.398							
0.48	1.888	1.963	2.038	2.114	2.495							
0.50	1.971	2.048	2.125	2.202								
0.52	2.054	2.132	2.211	2.290								
0.54	2.136	2.216	2.297	2.377								
0.56	2.219	2.301	2.383	2.465								
0.58	2.301	2.385	2.468									
0.60	2.383	2.468										
0.62	2.465											
$\rho(\%) \backslash n$ E												
	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.973	1.074	1.175	1.277	1.378	1.479	1.581	1.682	1.783	1.885	1.986	2.392
0.02	1.037	1.140	1.243	1.346	1.449	1.552	1.655	1.759	1.862	1.966	2.069	2.483
0.03	1.100	1.205	1.310	1.415	1.520	1.626	1.731	1.836	1.941	2.047	2.152	
0.04	1.165	1.271	1.378	1.485	1.592	1.699	1.807	1.914	2.021	2.128	2.236	
0.06	1.294	1.404	1.515	1.626	1.737	1.848	1.959	2.070	2.182	2.293	2.404	
0.08	1.424	1.539	1.653	1.768	1.883	1.998	2.113	2.228	2.343	2.459		
0.10	1.555	1.673	1.792	1.911	2.030	2.149	2.268	2.387				
0.12	1.686	1.809	1.931	2.054	2.177	2.300	2.423					
0.14	1.818	1.944	2.071	2.198	2.324	2.451						
0.16	1.950	2.080	2.211	2.341	2.472							
0.18	2.082	2.216	2.351	2.485								
0.20	2.214	2.352	2.490									
0.22	2.345	2.488										
0.24	2.477											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28b)

$\rho(\%) \backslash n$ E												
	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.248	0.347	0.448	0.548	0.649	0.750	0.851
0.02						0.299	0.400	0.502	0.605	0.707	0.810	0.913
0.03					0.247	0.350	0.454	0.557	0.661	0.766	0.870	0.975
0.04					0.298	0.402	0.507	0.613	0.719	0.825	0.931	1.038
0.06					0.398	0.506	0.615	0.724	0.834	0.944	1.054	1.165
0.08			0.236	0.279	0.500	0.611	0.724	0.837	0.950	1.064	1.178	1.293
0.10	0.240	0.284	0.329	0.373	0.601	0.717	0.833	0.950	1.067	1.185	1.303	1.421
0.12	0.329	0.375	0.421	0.468	0.703	0.822	0.942	1.063	1.184	1.306	1.428	1.550
0.14	0.419	0.466	0.514	0.562	0.805	0.928	1.052	1.176	1.301	1.427	1.553	1.679
0.16	0.508	0.557	0.606	0.656	0.907	1.034	1.161	1.290	1.419	1.548	1.678	1.808
0.18	0.597	0.647	0.698	0.749	1.008	1.139	1.271	1.403	1.536	1.669	1.803	1.937
0.20	0.686	0.738	0.790	0.843	1.109	1.244	1.380	1.516	1.653	1.791	1.929	2.067
0.22	0.774	0.827	0.881	0.935	1.210	1.349	1.489	1.629	1.770	1.912	2.054	2.196
0.24	0.861	0.917	0.972	1.028	1.311	1.454	1.598	1.742	1.887	2.033	2.179	2.325
0.26	0.949	1.006	1.063	1.120	1.411	1.558	1.706	1.855	2.004	2.154	2.304	2.454
0.28	1.036	1.094	1.153	1.212	1.511	1.662	1.814	1.967	2.120	2.274	2.428	
0.30	1.122	1.182	1.243	1.304	1.611	1.766	1.922	2.079	2.237	2.395		
0.32	1.208	1.270	1.333	1.395	1.711	1.870	2.030	2.191	2.353			
0.34	1.294	1.358	1.422	1.486	1.810	1.974	2.138	2.303	2.469			
0.36	1.380	1.445	1.511	1.577	1.909	2.077	2.245	2.414				
0.38	1.465	1.532	1.600	1.667	2.008	2.180	2.352					
0.40	1.550	1.619	1.688	1.757	2.106	2.282	2.459					
0.42	1.635	1.706	1.776	1.847	2.205	2.385						
0.44	1.720	1.792	1.864	1.937	2.303	2.487						
0.46	1.804	1.878	1.952	2.026	2.401							
0.48	1.888	1.964	2.039	2.115	2.498							
0.50	1.972	2.049	2.127	2.204								
0.52	2.056	2.135	2.214	2.293								
0.54	2.139	2.220	2.301	2.382								
0.56	2.223	2.305	2.388	2.470								
0.58	2.306	2.390	2.474									
0.60	2.389	2.475										
0.62	2.472											
$\rho(\%) \backslash n$ E												
	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.952	1.053	1.154	1.256	1.357	1.458	1.560	1.661	1.762	1.864	1.965	2.371
0.02	1.016	1.119	1.222	1.325	1.428	1.532	1.635	1.739	1.842	1.945	2.049	2.463
0.03	1.080	1.185	1.290	1.395	1.501	1.606	1.711	1.817	1.922	2.027	2.133	
0.04	1.145	1.252	1.359	1.466	1.573	1.680	1.788	1.895	2.002	2.110	2.217	
0.06	1.275	1.386	1.497	1.608	1.719	1.831	1.942	2.053	2.165	2.276	2.388	
0.08	1.407	1.522	1.637	1.752	1.867	1.982	2.097	2.213	2.328	2.443		
0.10	1.539	1.658	1.777	1.896	2.015	2.134	2.253	2.373	2.492			
0.12	1.672	1.795	1.918	2.041	2.164	2.287	2.410					
0.14	1.805	1.932	2.059	2.186	2.313	2.440						
0.16	1.939	2.069	2.200	2.331	2.462							
0.18	2.072	2.207	2.341	2.477								
0.20	2.205	2.344	2.483									
0.22	2.339	2.481										
0.24	2.472											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28c)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.225	0.325	0.425	0.526	0.627	0.728	0.829
0.02						0.276	0.378	0.480	0.583	0.685	0.788	0.891
0.03					0.225	0.328	0.432	0.536	0.640	0.745	0.849	0.954
0.04				0.069	0.276	0.381	0.486	0.592	0.698	0.804	0.911	1.018
0.06				0.164	0.378	0.486	0.595	0.705	0.814	0.925	1.035	1.146
0.08			0.215	0.259	0.480	0.592	0.705	0.818	0.932	1.046	1.160	1.275
0.10	0.220	0.265	0.309	0.354	0.583	0.699	0.815	0.932	1.050	1.168	1.286	1.405
0.12	0.311	0.357	0.403	0.450	0.686	0.806	0.926	1.047	1.168	1.290	1.412	1.535
0.14	0.402	0.449	0.497	0.545	0.789	0.912	1.037	1.162	1.287	1.413	1.539	1.665
0.16	0.492	0.541	0.590	0.640	0.892	1.019	1.147	1.276	1.406	1.535	1.666	1.796
0.18	0.582	0.633	0.684	0.735	0.994	1.126	1.258	1.391	1.524	1.658	1.792	1.927
0.20	0.672	0.724	0.776	0.829	1.097	1.232	1.368	1.505	1.643	1.781	1.919	2.058
0.22	0.761	0.815	0.869	0.923	1.199	1.338	1.479	1.620	1.761	1.903	2.046	2.188
0.24	0.850	0.905	0.961	1.017	1.301	1.444	1.589	1.734	1.879	2.026	2.172	2.319
0.26	0.938	0.995	1.053	1.110	1.402	1.550	1.698	1.848	1.997	2.148	2.298	2.449
0.28	1.026	1.085	1.144	1.203	1.504	1.655	1.808	1.961	2.115	2.270	2.424	
0.30	1.114	1.174	1.235	1.296	1.605	1.761	1.917	2.075	2.233	2.391		
0.32	1.201	1.263	1.326	1.388	1.705	1.865	2.026	2.188	2.350			
0.34	1.288	1.352	1.416	1.480	1.806	1.970	2.135	2.301	2.467			
0.36	1.374	1.440	1.506	1.572	1.906	2.074	2.244	2.414				
0.38	1.461	1.528	1.596	1.664	2.006	2.179	2.352					
0.40	1.547	1.616	1.685	1.755	2.105	2.282	2.460					
0.42	1.633	1.703	1.774	1.846	2.205	2.386						
0.44	1.718	1.791	1.863	1.936	2.304	2.489						
0.46	1.803	1.878	1.952	2.027	2.403							
0.48	1.889	1.964	2.041	2.117								
0.50	1.973	2.051	2.129	2.207								
0.52	2.058	2.137	2.217	2.297								
0.54	2.142	2.224	2.305	2.386								
0.56	2.227	2.310	2.393	2.476								
0.58	2.311	2.395	2.480									
0.60	2.395	2.481										
0.62	2.478											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.930	1.031	1.133	1.234	1.335	1.437	1.538	1.640	1.741	1.843	1.944	2.350
0.02	0.994	1.098	1.201	1.304	1.408	1.511	1.614	1.718	1.821	1.925	2.028	2.443
0.03	1.059	1.164	1.270	1.375	1.480	1.586	1.691	1.797	1.902	2.008	2.113	
0.04	1.125	1.232	1.339	1.446	1.554	1.661	1.768	1.876	1.983	2.091	2.198	
0.06	1.257	1.368	1.479	1.590	1.701	1.813	1.924	2.036	2.147	2.259	2.370	
0.08	1.390	1.505	1.620	1.735	1.850	1.966	2.081	2.197	2.312	2.428		
0.10	1.523	1.642	1.761	1.881	2.000	2.119	2.239	2.358	2.478			
0.12	1.658	1.781	1.904	2.027	2.150	2.274	2.397					
0.14	1.792	1.919	2.046	2.174	2.301	2.429						
0.16	1.927	2.058	2.189	2.321	2.452							
0.18	2.062	2.197	2.332	2.468								
0.20	2.197	2.336	2.475									
0.22	2.331	2.475										
0.24	2.466											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28d)

$\rho(\%) \backslash n$	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.202	0.302	0.403	0.503	0.604	0.705	0.807
0.02						0.254	0.356	0.458	0.561	0.663	0.766	0.870
0.03					0.203	0.306	0.410	0.514	0.618	0.723	0.828	0.933
0.04					0.254	0.359	0.464	0.570	0.677	0.783	0.890	0.997
0.06					0.357	0.465	0.575	0.684	0.794	0.905	1.015	1.126
0.08				0.238	0.460	0.573	0.686	0.799	0.913	1.027	1.142	1.257
0.10	0.200	0.245	0.290	0.335	0.564	0.680	0.797	0.915	1.032	1.151	1.269	1.388
0.12	0.292	0.338	0.385	0.432	0.668	0.788	0.909	1.030	1.152	1.274	1.397	1.520
0.14	0.384	0.432	0.480	0.528	0.773	0.896	1.021	1.146	1.272	1.398	1.525	1.652
0.16	0.476	0.525	0.574	0.624	0.877	1.004	1.133	1.262	1.392	1.522	1.653	1.784
0.18	0.567	0.617	0.669	0.720	0.980	1.112	1.245	1.378	1.512	1.646	1.781	1.916
0.20	0.657	0.710	0.763	0.816	1.084	1.220	1.357	1.494	1.632	1.770	1.909	2.048
0.22	0.748	0.802	0.856	0.911	1.187	1.327	1.468	1.610	1.752	1.894	2.037	2.181
0.24	0.838	0.893	0.949	1.006	1.291	1.435	1.580	1.725	1.871	2.018	2.165	2.313
0.26	0.927	0.984	1.042	1.100	1.393	1.542	1.691	1.840	1.991	2.142	2.293	2.445
0.28	1.016	1.075	1.135	1.194	1.496	1.648	1.802	1.955	2.110	2.265	2.420	
0.30	1.105	1.166	1.227	1.288	1.598	1.755	1.912	2.070	2.229	2.388		
0.32	1.193	1.256	1.318	1.381	1.700	1.861	2.022	2.185	2.348			
0.34	1.281	1.345	1.410	1.475	1.801	1.967	2.132	2.299	2.466			
0.36	1.369	1.435	1.501	1.567	1.903	2.072	2.242	2.413				
0.38	1.456	1.524	1.592	1.660	2.004	2.177	2.352					
0.40	1.543	1.613	1.682	1.752	2.105	2.283	2.461					
0.42	1.630	1.701	1.772	1.844	2.205	2.387						
0.44	1.717	1.789	1.862	1.936	2.306	2.492						
0.46	1.803	1.877	1.952	2.027	2.406							
0.48	1.889	1.965	2.042	2.119								
0.50	1.975	2.053	2.131	2.210								
0.52	2.060	2.140	2.220	2.300								
0.54	2.146	2.227	2.309	2.391								
0.56	2.231	2.314	2.398	2.481								
0.58	2.316	2.401	2.486									
0.60	2.401	2.487										
0.62	2.485											
$\rho(\%) \backslash n$	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.908	1.009	1.111	1.212	1.313	1.415	1.516	1.618	1.719	1.821	1.923	2.329
0.02	0.973	1.076	1.179	1.283	1.386	1.490	1.593	1.697	1.800	1.904	2.007	2.422
0.03	1.038	1.143	1.249	1.354	1.460	1.565	1.671	1.776	1.882	1.987	2.093	
0.04	1.104	1.211	1.319	1.426	1.534	1.641	1.749	1.856	1.964	2.072	2.179	
0.06	1.237	1.349	1.460	1.571	1.683	1.794	1.906	2.018	2.129	2.241	2.353	
0.08	1.372	1.487	1.602	1.718	1.833	1.949	2.064	2.180	2.296	2.412		
0.10	1.507	1.626	1.745	1.865	1.985	2.104	2.224	2.344	2.464			
0.12	1.643	1.766	1.889	2.013	2.137	2.260	2.384					
0.14	1.779	1.906	2.034	2.161	2.289	2.417						
0.16	1.915	2.046	2.178	2.310								
0.18	2.051	2.187	2.323	2.459								
0.20	2.188	2.327	2.467									
0.22	2.324	2.468										
0.24	2.460											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.279	0.379	0.480	0.581	0.683	0.784
0.02						0.230	0.333	0.435	0.538	0.641	0.744	0.847
0.03						0.283	0.387	0.492	0.596	0.701	0.806	0.911
0.04					0.231	0.336	0.442	0.549	0.655	0.762	0.869	0.976
0.06					0.335	0.444	0.554	0.664	0.774	0.885	0.995	1.107
0.08				0.217	0.440	0.552	0.666	0.780	0.894	1.008	1.123	1.238
0.10		0.224	0.270	0.315	0.545	0.661	0.779	0.896	1.015	1.133	1.252	1.371
0.12	0.273	0.319	0.366	0.413	0.650	0.771	0.892	1.013	1.136	1.258	1.381	1.504
0.14	0.366	0.414	0.462	0.510	0.756	0.880	1.005	1.131	1.257	1.384	1.510	1.638
0.16	0.459	0.508	0.558	0.608	0.861	0.989	1.118	1.248	1.378	1.509	1.640	1.771
0.18	0.551	0.602	0.653	0.705	0.966	1.099	1.232	1.365	1.500	1.635	1.770	1.905
0.20	0.643	0.695	0.748	0.802	1.071	1.208	1.345	1.483	1.621	1.760	1.899	2.039
0.22	0.734	0.788	0.843	0.898	1.176	1.316	1.458	1.600	1.742	1.885	2.029	2.173
0.24	0.825	0.881	0.937	0.994	1.280	1.425	1.570	1.717	1.863	2.011	2.158	2.306
0.26	0.916	0.973	1.031	1.090	1.384	1.533	1.683	1.833	1.984	2.136	2.287	2.440
0.28	1.006	1.065	1.125	1.185	1.488	1.641	1.795	1.949	2.105	2.260	2.416	
0.30	1.096	1.157	1.218	1.280	1.591	1.749	1.907	2.066	2.225	2.385		
0.32	1.185	1.248	1.311	1.374	1.694	1.856	2.018	2.181	2.345			
0.34	1.274	1.339	1.404	1.469	1.797	1.963	2.130	2.297	2.465			
0.36	1.363	1.429	1.496	1.563	1.900	2.070	2.241	2.412				
0.38	1.451	1.519	1.588	1.656	2.002	2.176	2.352					
0.40	1.539	1.609	1.679	1.749	2.104	2.283	2.462					
0.42	1.627	1.699	1.771	1.842	2.206	2.389						
0.44	1.715	1.788	1.862	1.935	2.307	2.494						
0.46	1.802	1.877	1.952	2.028	2.408							
0.48	1.889	1.966	2.043	2.120								
0.50	1.976	2.054	2.133	2.212								
0.52	2.063	2.143	2.223	2.304								
0.54	2.149	2.231	2.313	2.396								
0.56	2.235	2.319	2.403	2.487								
0.58	2.321	2.407	2.492									
0.60	2.407	2.494										
0.62	2.493											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.885	0.987	1.088	1.190	1.291	1.393	1.494	1.596	1.697	1.799	1.900	2.307
0.02	0.951	1.054	1.157	1.261	1.364	1.468	1.572	1.675	1.779	1.883	1.986	2.401
0.03	1.017	1.122	1.227	1.333	1.439	1.544	1.650	1.755	1.861	1.967	2.073	2.496
0.04	1.083	1.191	1.298	1.406	1.513	1.621	1.729	1.836	1.944	2.052	2.160	
0.06	1.218	1.329	1.441	1.552	1.664	1.776	1.887	1.999	2.111	2.223	2.335	
0.08	1.354	1.469	1.584	1.700	1.816	1.932	2.048	2.164	2.280	2.396		
0.10	1.490	1.610	1.729	1.849	1.969	2.089	2.209	2.329	2.449			
0.12	1.627	1.751	1.875	1.999	2.123	2.247	2.371	2.495				
0.14	1.765	1.893	2.021	2.149	2.277	2.405						
0.16	1.903	2.035	2.167	2.299	2.431							
0.18	2.041	2.177	2.313	2.440								
0.20	2.179	2.319	2.459									
0.22	2.317	2.461										
0.24	2.455											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28f)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.255	0.356	0.457	0.558	0.659	0.761
0.02						0.207	0.309	0.412	0.515	0.618	0.721	0.825
0.03						0.260	0.364	0.469	0.574	0.679	0.784	0.889
0.04					0.208	0.314	0.420	0.526	0.633	0.740	0.847	0.954
0.06					0.313	0.422	0.532	0.642	0.753	0.864	0.975	1.086
0.08					0.419	0.532	0.646	0.760	0.874	0.989	1.104	1.219
0.10		0.204	0.249	0.294	0.525	0.642	0.760	0.878	0.996	1.115	1.234	1.353
0.12	0.253	0.300	0.346	0.393	0.632	0.753	0.874	0.996	1.119	1.242	1.365	1.488
0.14	0.347	0.395	0.444	0.492	0.739	0.863	0.989	1.115	1.241	1.368	1.496	1.623
0.16	0.441	0.491	0.541	0.591	0.845	0.974	1.103	1.234	1.364	1.495	1.627	1.759
0.18	0.535	0.586	0.637	0.689	0.952	1.084	1.218	1.352	1.487	1.622	1.758	1.894
0.20	0.628	0.681	0.734	0.787	1.058	1.195	1.333	1.471	1.610	1.749	1.889	2.029
0.22	0.720	0.775	0.830	0.885	1.164	1.305	1.447	1.589	1.733	1.876	2.020	2.165
0.24	0.813	0.869	0.925	0.982	1.269	1.415	1.561	1.708	1.855	2.003	2.151	2.300
0.26	0.904	0.962	1.020	1.079	1.375	1.524	1.675	1.826	1.977	2.129	2.282	2.435
0.28	0.996	1.055	1.115	1.175	1.480	1.633	1.788	1.943	2.099	2.256	2.412	
0.30	1.087	1.148	1.210	1.271	1.584	1.742	1.901	2.061	2.221	2.382		
0.32	1.177	1.240	1.304	1.367	1.689	1.851	2.014	2.178	2.342			
0.34	1.267	1.332	1.397	1.463	1.793	1.959	2.127	2.295	2.464			
0.36	1.357	1.424	1.490	1.558	1.896	2.067	2.239	2.412				
0.38	1.447	1.515	1.583	1.652	2.000	2.175	2.351					
0.40	1.536	1.606	1.676	1.747	2.103	2.283	2.463					
0.42	1.625	1.696	1.769	1.841	2.206	2.390						
0.44	1.713	1.787	1.861	1.935	2.309	2.497						
0.46	1.801	1.877	1.952	2.028	2.411							
0.48	1.889	1.967	2.044	2.122								
0.50	1.977	2.056	2.135	2.215								
0.52	2.065	2.146	2.227	2.308								
0.54	2.152	2.235	2.317	2.400								
0.56	2.239	2.324	2.408	2.493								
0.58	2.326	2.412	2.499									
0.60	2.413											
0.62	2.500											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.862	0.964	1.065	1.167	1.268	1.370	1.471	1.573	1.675	1.776	1.878	2.284
0.02	0.928	1.032	1.135	1.239	1.342	1.446	1.550	1.653	1.757	1.861	1.964	2.379
0.03	0.995	1.100	1.206	1.311	1.417	1.523	1.628	1.734	1.840	1.946	2.052	2.475
0.04	1.062	1.169	1.277	1.385	1.492	1.600	1.708	1.816	1.924	2.032	2.139	
0.06	1.198	1.309	1.421	1.533	1.645	1.756	1.868	1.980	2.092	2.205	2.317	
0.08	1.335	1.451	1.566	1.682	1.798	1.914	2.030	2.147	2.263	2.379	2.495	
0.10	1.473	1.593	1.713	1.833	1.953	2.073	2.193	2.314	2.434			
0.12	1.612	1.736	1.860	1.984	2.108	2.233	2.357	2.482				
0.14	1.751	1.879	2.007	2.136	2.264	2.393						
0.16	1.891	2.023	2.155	2.288	2.420							
0.18	2.030	2.166	2.303	2.440								
0.20	2.170	2.310	2.451									
0.22	2.309	2.454										
0.24	2.449											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-28g)

$\rho(\%) \backslash n$ E												
	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.231	0.332	0.433	0.534	0.636	0.737
0.02							0.285	0.388	0.491	0.595	0.698	0.801
0.03						0.236	0.341	0.446	0.551	0.656	0.761	0.867
0.04						0.290	0.397	0.503	0.610	0.718	0.825	0.932
0.06					0.290	0.400	0.510	0.621	0.732	0.843	0.954	1.066
0.08					0.398	0.511	0.625	0.739	0.854	0.969	1.085	1.200
0.10			0.228	0.274	0.505	0.622	0.740	0.859	0.977	1.097	1.216	1.336
0.12	0.233	0.280	0.327	0.374	0.613	0.734	0.856	0.978	1.101	1.225	1.348	1.472
0.14	0.328	0.377	0.425	0.474	0.721	0.846	0.972	1.099	1.226	1.353	1.481	1.609
0.16	0.423	0.473	0.523	0.574	0.829	0.958	1.088	1.219	1.350	1.481	1.613	1.745
0.18	0.518	0.570	0.621	0.673	0.937	1.070	1.204	1.339	1.474	1.610	1.746	1.882
0.20	0.612	0.666	0.719	0.773	1.044	1.182	1.320	1.459	1.598	1.738	1.879	2.019
0.22	0.706	0.761	0.816	0.871	1.151	1.293	1.436	1.579	1.723	1.867	2.011	2.156
0.24	0.800	0.856	0.913	0.970	1.258	1.404	1.551	1.698	1.846	1.995	2.144	2.293
0.26	0.893	0.951	1.009	1.068	1.365	1.515	1.666	1.818	1.970	2.123	2.276	2.430
0.28	0.985	1.045	1.105	1.166	1.471	1.626	1.781	1.937	2.094	2.251	2.408	
0.30	1.077	1.139	1.201	1.263	1.577	1.736	1.896	2.056	2.217	2.378		
0.32	1.169	1.232	1.296	1.360	1.683	1.846	2.010	2.175	2.340			
0.34	1.260	1.325	1.391	1.456	1.788	1.956	2.124	2.293	2.462			
0.36	1.351	1.418	1.485	1.553	1.893	2.065	2.238	2.411				
0.38	1.442	1.510	1.579	1.648	1.998	2.174	2.351					
0.40	1.532	1.602	1.673	1.744	2.102	2.283	2.464					
0.42	1.622	1.694	1.766	1.839	2.206	2.391						
0.44	1.711	1.785	1.860	1.934	2.310	2.500						
0.46	1.801	1.877	1.953	2.029	2.414							
0.48	1.890	1.967	2.045	2.123								
0.50	1.979	2.058	2.138	2.218								
0.52	2.067	2.148	2.230	2.312								
0.54	2.156	2.239	2.322	2.405								
0.56	2.244	2.329	2.414	2.499								
0.58	2.332	2.418										
0.60	2.420											
$\rho(\%) \backslash n$ E												
	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	0.839	0.940	1.042	1.143	1.245	1.347	1.448	1.550	1.652	1.753	1.855	2.262
0.02	0.905	1.009	1.112	1.216	1.320	1.423	1.527	1.631	1.735	1.838	1.942	2.357
0.03	0.972	1.078	1.184	1.289	1.395	1.501	1.607	1.713	1.818	1.924	2.030	2.454
0.04	1.040	1.148	1.255	1.363	1.471	1.579	1.687	1.795	1.903	2.011	2.119	
0.06	1.177	1.289	1.401	1.513	1.625	1.737	1.849	1.961	2.073	2.186	2.298	
0.08	1.316	1.432	1.548	1.664	1.780	1.896	2.013	2.129	2.246	2.362	2.479	
0.10	1.456	1.576	1.696	1.816	1.936	2.057	2.178	2.298	2.419			
0.12	1.596	1.720	1.845	1.969	2.094	2.218	2.343	2.468				
0.14	1.737	1.865	1.994	2.122	2.251	2.380						
0.16	1.878	2.010	2.143	2.276	2.409							
0.18	2.019	2.156	2.293	2.430								
0.20	2.160	2.301	2.443									
0.22	2.301	2.447										
0.24	2.442											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29a)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01					0.228	0.360	0.494	0.627	0.761	0.896	1.030	1.165
0.02					0.293	0.428	0.564	0.700	0.836	0.973	1.110	1.247
0.03					0.359	0.496	0.634	0.773	0.911	1.051	1.190	1.330
0.04					0.426	0.565	0.705	0.846	0.987	1.129	1.271	1.413
0.06			0.219	0.275	0.559	0.703	0.848	0.994	1.140	1.286	1.433	1.581
0.08	0.227	0.284	0.341	0.399	0.693	0.842	0.992	1.142	1.293	1.445	1.597	1.749
0.10	0.345	0.404	0.464	0.524	0.827	0.981	1.136	1.291	1.448	1.604	1.762	1.919
0.12	0.464	0.525	0.586	0.648	0.962	1.120	1.280	1.441	1.602	1.764	1.927	2.089
0.14	0.582	0.645	0.709	0.772	1.096	1.260	1.425	1.591	1.757	1.924	2.092	2.260
0.16	0.700	0.765	0.830	0.896	1.230	1.399	1.569	1.740	1.912	2.085	2.257	2.431
0.18	0.817	0.884	0.952	1.020	1.364	1.538	1.714	1.890	2.067	2.245	2.423	
0.20	0.934	1.003	1.073	1.143	1.498	1.677	1.858	2.040	2.222	2.405		
0.22	1.050	1.121	1.193	1.265	1.631	1.816	2.002	2.189	2.376			
0.24	1.166	1.239	1.313	1.388	1.764	1.954	2.145	2.338				
0.26	1.281	1.357	1.433	1.509	1.896	2.092	2.289	2.486				
0.28	1.396	1.474	1.552	1.631	2.029	2.230	2.432					
0.30	1.510	1.590	1.671	1.752	2.160	2.367						
0.32	1.624	1.706	1.789	1.872	2.292							
0.34	1.737	1.822	1.907	1.992	2.423							
0.36	1.850	1.937	2.024	2.112								
0.38	1.963	2.052	2.142	2.231								
0.40	2.076	2.167	2.258	2.350								
0.42	2.188	2.281	2.375	2.469								
0.44	2.299	2.395	2.491									
0.46	2.411											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.300	1.435	1.570	1.705	1.841	1.976	2.111	2.247	2.382			
0.02	1.384	1.522	1.660	1.797	1.935	2.073	2.211	2.349	2.487			
0.03	1.470	1.610	1.750	1.890	2.031	2.171	2.312	2.452				
0.04	1.555	1.698	1.841	1.984	2.127	2.270	2.413					
0.06	1.728	1.876	2.024	2.172	2.320	2.468						
0.08	1.902	2.055	2.208	2.362								
0.10	2.077	2.235	2.394									
0.12	2.253	2.416										
0.14	2.428											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29b)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.331	0.464	0.598	0.732	0.867	1.001	1.136
0.02					0.264	0.399	0.535	0.671	0.808	0.944	1.082	1.219
0.03					0.330	0.468	0.606	0.744	0.883	1.023	1.163	1.302
0.04					0.397	0.537	0.677	0.818	0.960	1.102	1.244	1.386
0.06				0.247	0.532	0.676	0.822	0.968	1.114	1.261	1.408	1.556
0.08		0.257	0.315	0.373	0.667	0.817	0.967	1.118	1.269	1.421	1.574	1.726
0.10	0.320	0.379	0.439	0.499	0.803	0.957	1.113	1.269	1.425	1.582	1.740	1.898
0.12	0.440	0.501	0.563	0.625	0.939	1.098	1.259	1.420	1.582	1.744	1.907	2.070
0.14	0.560	0.623	0.686	0.750	1.075	1.240	1.405	1.571	1.738	1.906	2.074	2.242
0.16	0.679	0.744	0.810	0.876	1.211	1.380	1.551	1.723	1.895	2.068	2.241	2.415
0.18	0.797	0.865	0.933	1.001	1.346	1.521	1.697	1.874	2.052	2.230	2.409	
0.20	0.916	0.985	1.055	1.125	1.481	1.662	1.843	2.025	2.208	2.392		
0.22	1.033	1.105	1.177	1.249	1.616	1.802	1.989	2.176	2.365			
0.24	1.150	1.224	1.298	1.373	1.751	1.942	2.134	2.327				
0.26	1.267	1.343	1.419	1.496	1.885	2.081	2.279	2.477				
0.28	1.383	1.461	1.540	1.619	2.019	2.220	2.423					
0.30	1.499	1.579	1.660	1.741	2.152	2.359						
0.32	1.614	1.697	1.780	1.863	2.285	2.498						
0.34	1.729	1.814	1.899	1.985	2.417							
0.36	1.843	1.930	2.018	2.106								
0.38	1.957	2.047	2.137	2.227								
0.40	2.071	2.163	2.255	2.347								
0.42	2.184	2.278	2.372	2.467								
0.44	2.297	2.393	2.490									
0.46	2.410	2.508										
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.271	1.406	1.542	1.677	1.812	1.948	2.083	2.219	2.354	2.490		
0.02	1.357	1.494	1.632	1.770	1.908	2.046	2.184	2.322	2.460			
0.03	1.443	1.583	1.723	1.864	2.004	2.145	2.286	2.426				
0.04	1.529	1.672	1.815	1.958	2.101	2.244	2.388					
0.06	1.704	1.852	2.000	2.148	2.296	2.445						
0.08	1.879	2.033	2.186	2.340	2.493							
0.10	2.056	2.215	2.373									
0.12	2.233	2.397										
0.14	2.411											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29c)

$\rho(\%) \backslash n$ E												
	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.300	0.434	0.568	0.703	0.837	0.972	1.107
0.02					0.234	0.369	0.505	0.642	0.778	0.916	1.053	1.191
0.03					0.301	0.439	0.577	0.716	0.855	0.995	1.135	1.275
0.04					0.368	0.508	0.649	0.790	0.932	1.074	1.217	1.359
0.06				0.219	0.504	0.649	0.795	0.941	1.088	1.235	1.383	1.530
0.08		0.230	0.288	0.346	0.641	0.791	0.942	1.093	1.245	1.397	1.550	1.703
0.10	0.294	0.353	0.413	0.473	0.779	0.933	1.089	1.245	1.402	1.560	1.718	1.876
0.12	0.415	0.477	0.539	0.601	0.916	1.076	1.237	1.398	1.561	1.723	1.886	2.050
0.14	0.537	0.600	0.664	0.728	1.054	1.219	1.385	1.551	1.719	1.887	2.056	2.224
0.16	0.657	0.723	0.789	0.855	1.191	1.361	1.532	1.705	1.877	2.051	2.225	2.399
0.18	0.777	0.845	0.913	0.981	1.328	1.504	1.680	1.858	2.036	2.215	2.394	
0.20	0.897	0.967	1.037	1.108	1.465	1.646	1.828	2.011	2.194	2.378		
0.22	1.016	1.088	1.160	1.233	1.601	1.788	1.975	2.163	2.352			
0.24	1.135	1.209	1.283	1.358	1.737	1.929	2.122	2.316				
0.26	1.253	1.329	1.406	1.483	1.873	2.070	2.269	2.468				
0.28	1.370	1.449	1.528	1.607	2.008	2.211	2.415					
0.30	1.487	1.568	1.649	1.731	2.143	2.352						
0.32	1.604	1.687	1.770	1.854	2.278	2.492						
0.34	1.720	1.805	1.891	1.977	2.412							
0.36	1.836	1.923	2.011	2.100								
0.38	1.951	2.041	2.131	2.222								
0.40	2.066	2.158	2.251	2.344								
0.42	2.181	2.275	2.370	2.465								
0.44	2.295	2.392	2.489									
0.46	2.409											
$\rho(\%) \backslash n$ E												
	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.242	1.377	1.513	1.648	1.784	1.919	2.055	2.190	2.326	2.461	2.597	3.139
0.02	1.328	1.466	1.604	1.742	1.880	2.018	2.156	2.294	2.433			
0.03	1.415	1.555	1.696	1.836	1.977	2.118	2.259	2.400				
0.04	1.502	1.645	1.788	1.932	2.075	2.218	2.362					
0.06	1.678	1.827	1.975	2.124	2.272	2.421						
0.08	1.856	2.010	2.163	2.317	2.471							
0.10	2.035	2.194	2.353									
0.12	2.214	2.378										
0.14	2.394											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29d)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.269	0.403	0.538	0.672	0.807	0.942	1.077
0.02						0.339	0.475	0.612	0.749	0.886	1.024	1.161
0.03					0.271	0.409	0.547	0.687	0.826	0.966	1.106	1.246
0.04					0.339	0.479	0.620	0.762	0.904	1.046	1.189	1.332
0.06					0.476	0.621	0.767	0.914	1.061	1.209	1.356	1.504
0.08			0.260	0.318	0.615	0.765	0.916	1.067	1.220	1.372	1.525	1.679
0.10	0.267	0.327	0.387	0.447	0.754	0.909	1.065	1.222	1.379	1.537	1.695	1.854
0.12	0.390	0.452	0.514	0.576	0.893	1.053	1.214	1.376	1.539	1.702	1.866	2.030
0.14	0.513	0.577	0.641	0.705	1.032	1.197	1.364	1.531	1.699	1.868	2.037	2.206
0.16	0.635	0.701	0.767	0.834	1.171	1.342	1.513	1.686	1.859	2.033	2.208	2.383
0.18	0.757	0.825	0.893	0.962	1.310	1.486	1.663	1.841	2.020	2.199	2.379	
0.20	0.878	0.948	1.018	1.089	1.448	1.630	1.812	1.996	2.180	2.365		
0.22	0.999	1.071	1.143	1.216	1.586	1.773	1.961	2.150	2.340			
0.24	1.119	1.193	1.268	1.343	1.724	1.916	2.110	2.304	2.500			
0.26	1.238	1.315	1.392	1.469	1.861	2.059	2.258	2.458				
0.28	1.357	1.436	1.515	1.595	1.998	2.202	2.406					
0.30	1.476	1.557	1.638	1.720	2.134	2.344						
0.32	1.594	1.677	1.761	1.845	2.270	2.485						
0.34	1.711	1.797	1.883	1.969	2.406							
0.36	1.828	1.916	2.005	2.093								
0.38	1.945	2.035	2.126	2.217								
0.40	2.061	2.154	2.247	2.340								
0.42	2.177	2.272	2.367	2.463								
0.44	2.293	2.390	2.488									
0.46	2.408											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.213	1.348	1.483	1.619	1.754	1.890	2.025	2.161	2.297	2.432	2.568	3.110
0.02	1.299	1.437	1.575	1.713	1.852	1.990	2.128	2.266	2.405			
0.03	1.387	1.527	1.668	1.809	1.950	2.090	2.231	2.372				
0.04	1.475	1.618	1.761	1.905	2.048	2.192	2.336	2.479				
0.06	1.653	1.801	1.950	2.099	2.248	2.397						
0.08	1.832	1.986	2.140	2.294	2.449							
0.10	2.013	2.172	2.331	2.491								
0.12	2.194	2.359										
0.14	2.376											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.238	0.372	0.507	0.641	0.776	0.912	1.047
0.02						0.308	0.444	0.581	0.719	0.856	0.994	1.132
0.03					0.240	0.378	0.517	0.657	0.796	0.937	1.077	1.217
0.04					0.309	0.449	0.591	0.733	0.875	1.018	1.161	1.304
0.06					0.448	0.593	0.739	0.886	1.034	1.181	1.330	1.478
0.08			0.231	0.290	0.587	0.738	0.889	1.041	1.194	1.347	1.500	1.654
0.10	0.240	0.300	0.360	0.421	0.728	0.884	1.040	1.197	1.355	1.513	1.672	1.831
0.12	0.364	0.426	0.489	0.551	0.869	1.029	1.191	1.354	1.517	1.680	1.845	2.009
0.14	0.489	0.553	0.617	0.682	1.010	1.175	1.343	1.510	1.679	1.848	2.017	2.187
0.16	0.613	0.679	0.745	0.812	1.150	1.321	1.494	1.667	1.841	2.016	2.191	2.366
0.18	0.736	0.804	0.872	0.941	1.291	1.467	1.645	1.824	2.003	2.183	2.364	
0.20	0.859	0.929	1.000	1.071	1.431	1.613	1.796	1.980	2.165	2.351		
0.22	0.981	1.053	1.126	1.199	1.570	1.758	1.947	2.137	2.327			
0.24	1.102	1.177	1.252	1.328	1.710	1.903	2.097	2.293	2.489			
0.26	1.223	1.300	1.378	1.455	1.849	2.048	2.248	2.448				
0.28	1.344	1.423	1.503	1.583	1.987	2.192	2.397					
0.30	1.464	1.545	1.627	1.709	2.125	2.335						
0.32	1.583	1.667	1.751	1.836	2.263	2.479						
0.34	1.702	1.788	1.875	1.962	2.400							
0.36	1.820	1.909	1.998	2.087								
0.38	1.939	2.029	2.121	2.212								
0.40	2.056	2.149	2.243	2.337								
0.42	2.174	2.269	2.365	2.461								
0.44	2.290	2.388	2.486									
0.46	2.407											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.182	1.318	1.453	1.589	1.724	1.860	1.996	2.131	2.267	2.403		
0.02	1.270	1.408	1.546	1.684	1.822	1.961	2.099	2.238	2.376			
0.03	1.358	1.499	1.640	1.780	1.921	2.062	2.204	2.345	2.486			
0.04	1.447	1.590	1.734	1.877	2.021	2.165	2.309	2.453				
0.06	1.627	1.775	1.924	2.073	2.222	2.372						
0.08	1.808	1.962	2.116	2.271	2.425							
0.10	1.990	2.150	2.310	2.470								
0.12	2.174	2.339										
0.14	2.358											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29f)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.206	0.340	0.475	0.610	0.745	0.881	1.016
0.02						0.276	0.413	0.550	0.688	0.825	0.963	1.101
0.03						0.347	0.486	0.626	0.766	0.907	1.047	1.188
0.04					0.278	0.419	0.561	0.703	0.846	0.988	1.132	1.275
0.06					0.418	0.564	0.711	0.858	1.006	1.154	1.302	1.451
0.08				0.261	0.560	0.710	0.862	1.015	1.168	1.321	1.475	1.629
0.10		0.272	0.332	0.393	0.702	0.858	1.015	1.172	1.331	1.489	1.648	1.808
0.12	0.338	0.400	0.463	0.526	0.844	1.005	1.168	1.331	1.494	1.658	1.823	1.988
0.14	0.464	0.528	0.593	0.658	0.987	1.153	1.321	1.489	1.658	1.828	1.998	2.168
0.16	0.589	0.656	0.722	0.789	1.129	1.301	1.474	1.648	1.822	1.997	2.173	2.349
0.18	0.714	0.783	0.851	0.921	1.271	1.449	1.627	1.806	1.986	2.167	2.348	
0.20	0.839	0.909	0.980	1.052	1.413	1.596	1.780	1.965	2.150	2.336		
0.22	0.962	1.035	1.108	1.182	1.554	1.743	1.932	2.123	2.314			
0.24	1.085	1.160	1.236	1.312	1.695	1.890	2.085	2.281	2.478			
0.26	1.208	1.285	1.363	1.441	1.836	2.036	2.237	2.438				
0.28	1.330	1.409	1.489	1.570	1.976	2.182	2.388					
0.30	1.451	1.533	1.616	1.698	2.116	2.327						
0.32	1.572	1.656	1.741	1.826	2.255	2.472						
0.34	1.693	1.779	1.866	1.953	2.394							
0.36	1.813	1.901	1.991	2.080								
0.38	1.932	2.023	2.115	2.207								
0.40	2.051	2.145	2.239	2.333								
0.42	2.170	2.266	2.362	2.459								
0.44	2.288	2.386	2.485									
0.46	2.406											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.151	1.287	1.423	1.558	1.694	1.830	1.965	2.101	2.237	2.373	2.508	3.051
0.02	1.240	1.378	1.516	1.654	1.793	1.931	2.070	2.208	2.347	2.485		
0.03	1.329	1.469	1.610	1.752	1.893	2.034	2.175	2.316	2.458			
0.04	1.418	1.562	1.706	1.849	1.993	2.137	2.281	2.425				
0.06	1.600	1.749	1.898	2.047	2.197	2.346	2.496					
0.08	1.783	1.937	2.092	2.247	2.402							
0.10	1.968	2.127	2.288	2.448								
0.12	2.153	2.318	2.484									
0.14	2.339											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-29g)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.308	0.443	0.578	0.713	0.849	0.984
0.02						0.244	0.381	0.519	0.656	0.794	0.932	1.071
0.03						0.316	0.455	0.595	0.735	0.876	1.017	1.158
0.04					0.246	0.388	0.530	0.673	0.815	0.959	1.102	1.245
0.06					0.388	0.534	0.681	0.829	0.977	1.126	1.274	1.423
0.08				0.232	0.531	0.682	0.835	0.987	1.141	1.295	1.449	1.603
0.10		0.243	0.304	0.365	0.675	0.831	0.989	1.147	1.306	1.465	1.624	1.784
0.12	0.311	0.373	0.436	0.499	0.819	0.981	1.143	1.307	1.471	1.636	1.801	1.966
0.14	0.439	0.503	0.568	0.633	0.963	1.130	1.298	1.467	1.637	1.807	1.978	2.148
0.16	0.566	0.632	0.699	0.766	1.107	1.280	1.453	1.628	1.803	1.979	2.155	2.331
0.18	0.692	0.761	0.830	0.899	1.251	1.429	1.608	1.788	1.969	2.150	2.332	
0.20	0.818	0.889	0.960	1.032	1.395	1.578	1.763	1.949	2.135	2.322		
0.22	0.943	1.016	1.090	1.164	1.538	1.727	1.918	2.109	2.301	2.493		
0.24	1.068	1.143	1.219	1.295	1.681	1.876	2.072	2.269	2.466			
0.26	1.192	1.270	1.348	1.426	1.823	2.024	2.225	2.428				
0.28	1.316	1.396	1.476	1.557	1.965	2.171	2.379					
0.30	1.439	1.521	1.604	1.687	2.107	2.319						
0.32	1.561	1.646	1.731	1.816	2.248	2.466						
0.34	1.683	1.770	1.857	1.945	2.388							
0.36	1.804	1.894	1.984	2.074								
0.38	1.925	2.017	2.109	2.202								
0.40	2.046	2.140	2.235	2.329								
0.42	2.166	2.263	2.359	2.457								
0.44	2.286	2.385	2.484									
0.46	2.405											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.120	1.256	1.391	1.527	1.663	1.799	1.934	2.070	2.206	2.342	2.478	
0.02	1.209	1.347	1.486	1.624	1.763	1.901	2.040	2.178	2.317	2.456		
0.03	1.299	1.440	1.581	1.722	1.863	2.005	2.146	2.287	2.429			
0.04	1.389	1.533	1.677	1.821	1.965	2.109	2.253	2.397				
0.06	1.572	1.722	1.871	2.021	2.170	2.320	2.470					
0.08	1.758	1.912	2.067	2.222	2.378							
0.10	1.944	2.104	2.265	2.426								
0.12	2.132	2.298	2.464									
0.14	2.320	2.491										

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30a)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.24											0.268	0.338
0.26										0.298	0.368	0.441
0.28								0.260	0.325	0.394	0.467	0.544
0.30							0.285	0.348	0.417	0.490	0.566	0.646
0.32					0.253	0.307	0.368	0.436	0.508	0.584	0.664	0.747
0.34				0.278	0.328	0.386	0.452	0.523	0.599	0.678	0.761	0.847
0.36		0.257	0.301	0.348	0.402	0.465	0.535	0.610	0.689	0.772	0.858	0.947
0.38	0.277	0.321	0.368	0.417	0.477	0.544	0.617	0.696	0.779	0.865	0.955	1.047
0.40	0.338	0.385	0.434	0.487	0.551	0.622	0.700	0.782	0.868	0.958	1.050	1.146
0.42	0.400	0.449	0.501	0.557	0.625	0.701	0.782	0.867	0.957	1.050	1.146	1.244
0.44	0.461	0.513	0.568	0.627	0.699	0.779	0.863	0.953	1.046	1.142	1.241	1.343
0.46	0.523	0.578	0.635	0.696	0.773	0.856	0.945	1.038	1.134	1.234	1.336	1.440
0.48	0.584	0.642	0.702	0.766	0.847	0.934	1.026	1.122	1.222	1.325	1.430	1.538
0.50	0.646	0.706	0.769	0.836	0.921	1.011	1.107	1.207	1.310	1.416	1.524	1.635
0.52	0.707	0.770	0.836	0.905	0.994	1.089	1.188	1.291	1.397	1.507	1.618	1.732
0.54	0.769	0.834	0.902	0.975	1.068	1.166	1.269	1.375	1.485	1.597	1.712	1.829
0.56	0.830	0.898	0.969	1.045	1.141	1.243	1.349	1.459	1.572	1.687	1.805	1.925
0.58	0.892	0.963	1.036	1.114	1.215	1.320	1.430	1.543	1.659	1.777	1.898	2.021
0.60	0.953	1.027	1.103	1.184	1.288	1.397	1.510	1.626	1.745	1.867	1.991	2.117
0.62	1.015	1.091	1.170	1.253	1.361	1.474	1.590	1.710	1.832	1.957	2.084	2.213
0.64	1.076	1.155	1.237	1.323	1.434	1.550	1.670	1.793	1.918	2.046	2.176	2.308
0.66	1.138	1.219	1.303	1.393	1.508	1.627	1.750	1.876	2.005	2.136	2.269	2.403
0.68	1.199	1.283	1.370	1.462	1.581	1.703	1.830	1.959	2.091	2.225	2.361	2.499
0.70	1.261	1.348	1.437	1.532	1.654	1.780	1.909	2.042	2.177	2.314	2.453	
0.72	1.322	1.412	1.504	1.602	1.727	1.856	1.989	2.125	2.263	2.403		
0.74	1.384	1.476	1.571	1.671	1.800	1.933	2.069	2.207	2.348	2.492		
0.76	1.445	1.540	1.638	1.741	1.873	2.009	2.148	2.290	2.434			
0.78	1.507	1.604	1.704	1.810	1.946	2.085	2.227	2.372				
0.80	1.568	1.668	1.771	1.880	2.019	2.161	2.307	2.455				
0.82	1.630	1.733	1.838	1.949	2.092	2.237	2.386					
0.84	1.691	1.797	1.905	2.019	2.165	2.313	2.465					
0.86	1.753	1.861	1.972	2.089	2.237	2.389						
0.88	1.814	1.925	2.039	2.158	2.310	2.465						
0.90	1.876	1.989	2.105	2.228	2.383							
0.92	1.937	2.053	2.172	2.297	2.456							
0.94	1.999	2.118	2.239	2.367								
0.96	2.060	2.182	2.306	2.436								
0.98	2.122	2.246	2.373									
1.00	2.183	2.310	2.440									
1.10	2.490											

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10											0.277	0.347
0.12									0.272	0.343	0.415	0.488
0.14							0.261	0.333	0.406	0.479	0.553	0.628
0.16					0.244	0.316	0.389	0.463	0.538	0.614	0.691	0.768
0.18				0.293	0.366	0.440	0.515	0.592	0.670	0.748	0.827	0.907

(续表 4-30a)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.20		0.265	0.337	0.411	0.486	0.563	0.641	0.720	0.800	0.882	0.963	1.046
0.22	0.304	0.376	0.451	0.527	0.605	0.685	0.766	0.848	0.931	1.014	1.099	1.184
0.24	0.411	0.486	0.564	0.643	0.724	0.806	0.890	0.974	1.060	1.146	1.234	1.321
0.26	0.517	0.596	0.676	0.758	0.842	0.927	1.013	1.101	1.189	1.278	1.368	1.458
0.28	0.623	0.704	0.787	0.873	0.959	1.047	1.136	1.226	1.317	1.409	1.501	1.594
0.30	0.728	0.812	0.898	0.986	1.076	1.166	1.258	1.351	1.444	1.539	1.634	1.730
0.32	0.832	0.919	1.008	1.099	1.191	1.285	1.379	1.475	1.571	1.669	1.766	1.865
0.34	0.935	1.026	1.118	1.212	1.307	1.403	1.500	1.599	1.698	1.798	1.898	1.999
0.36	1.039	1.132	1.227	1.323	1.421	1.520	1.621	1.722	1.824	1.926	2.030	2.134
0.38	1.141	1.237	1.335	1.435	1.536	1.638	1.740	1.844	1.949	2.054	2.160	2.267
0.40	1.243	1.342	1.443	1.546	1.649	1.754	1.860	1.966	2.074	2.182	2.291	2.400
0.42	1.345	1.447	1.551	1.656	1.763	1.870	1.979	2.088	2.198	2.309	2.421	
0.44	1.446	1.551	1.658	1.766	1.876	1.986	2.097	2.210	2.323	2.436		
0.46	1.547	1.655	1.765	1.876	1.988	2.101	2.215	2.330	2.446			
0.48	1.647	1.759	1.871	1.985	2.100	2.216	2.333	2.451				
0.50	1.748	1.862	1.977	2.094	2.212	2.331	2.451					
0.52	1.847	1.965	2.083	2.203	2.323	2.445						
0.54	1.947	2.067	2.188	2.311	2.435							
0.56	2.046	2.169	2.294	2.419								
0.58	2.145	2.271	2.399									
0.60	2.244	2.373										
0.62	2.343	2.475										
0.64	2.441											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01					0.276	0.436	0.597	0.759	0.921	1.083	1.246	1.409
0.02					0.355	0.518	0.682	0.846	1.011	1.177	1.342	1.508
0.03					0.435	0.600	0.767	0.934	1.102	1.271	1.439	1.608
0.04					0.515	0.683	0.853	1.023	1.194	1.365	1.537	1.709
0.06			0.264	0.332	0.676	0.850	1.026	1.202	1.378	1.556	1.734	1.912
0.08	0.274	0.343	0.413	0.483	0.838	1.018	1.199	1.381	1.564	1.748	1.932	2.116
0.10	0.418	0.489	0.561	0.633	1.001	1.187	1.374	1.562	1.751	1.940	2.131	2.321
0.12	0.561	0.635	0.709	0.784	1.163	1.355	1.548	1.743	1.938	2.134	2.330	
0.14	0.704	0.780	0.857	0.934	1.325	1.524	1.723	1.924	2.125	2.327		
0.16	0.846	0.925	1.004	1.084	1.488	1.692	1.898	2.105	2.313			
0.18	0.988	1.069	1.151	1.233	1.650	1.860	2.073	2.286	2.500			
0.20	1.129	1.213	1.297	1.382	1.811	2.028	2.247	2.467				
0.22	1.270	1.356	1.443	1.530	1.972	2.196	2.421					
0.24	1.410	1.499	1.588	1.678	2.133	2.363						
0.26	1.549	1.641	1.733	1.825	2.293							
0.28	1.688	1.782	1.877	1.972	2.453							
0.30	1.826	1.923	2.021	2.118								
0.32	1.964	2.064	2.164	2.264								
0.34	2.101	2.204	2.306	2.409								
0.36	2.238	2.343	2.448									
0.38	2.374	2.482										
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.572	1.735	1.899	2.062	2.226	2.390						
0.02	1.674	1.841	2.007	2.174	2.341							
0.03	1.777	1.947	2.116	2.286	2.456							
0.04	1.881	2.054	2.226	2.399								
0.06	2.090	2.269	2.448									
0.08	2.301	2.485										

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30b)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10											0.245	0.316
0.12									0.242	0.314	0.386	0.459
0.14								0.304	0.377	0.451	0.526	0.601
0.16						0.289	0.362	0.436	0.511	0.588	0.665	0.743
0.18				0.267	0.340	0.414	0.490	0.567	0.645	0.724	0.803	0.884
0.20		0.240	0.312	0.386	0.462	0.539	0.617	0.697	0.777	0.859	0.941	1.024
0.22	0.280	0.353	0.428	0.504	0.583	0.663	0.744	0.826	0.909	0.993	1.078	1.164
0.24	0.389	0.465	0.542	0.622	0.703	0.786	0.869	0.954	1.040	1.127	1.214	1.303
0.26	0.497	0.575	0.656	0.738	0.822	0.908	0.994	1.082	1.171	1.260	1.350	1.441
0.28	0.604	0.685	0.769	0.854	0.941	1.029	1.119	1.209	1.300	1.392	1.485	1.579
0.30	0.710	0.794	0.881	0.969	1.059	1.150	1.242	1.335	1.429	1.524	1.620	1.716
0.32	0.815	0.903	0.992	1.084	1.176	1.270	1.365	1.461	1.558	1.655	1.754	1.853
0.34	0.920	1.011	1.103	1.197	1.293	1.390	1.487	1.586	1.686	1.786	1.887	1.989
0.36	1.025	1.118	1.214	1.311	1.409	1.508	1.609	1.711	1.813	1.916	2.020	2.124
0.38	1.128	1.225	1.323	1.423	1.525	1.627	1.730	1.835	1.940	2.046	2.152	2.259
0.40	1.232	1.331	1.433	1.536	1.640	1.745	1.851	1.958	2.066	2.175	2.284	2.394
0.42	1.334	1.437	1.541	1.647	1.754	1.862	1.971	2.081	2.192	2.304	2.416	
0.44	1.437	1.543	1.650	1.759	1.868	1.979	2.091	2.204	2.318	2.432		
0.46	1.539	1.648	1.758	1.869	1.982	2.096	2.211	2.326	2.443			
0.48	1.641	1.752	1.865	1.980	2.096	2.212	2.330	2.448				
0.50	1.742	1.857	1.973	2.090	2.209	2.328	2.449					
0.52	1.843	1.961	2.080	2.200	2.321	2.444						
0.54	1.944	2.064	2.186	2.310	2.434							
0.56	2.044	2.168	2.293	2.419								
0.58	2.144	2.271	2.399									
0.60	2.244	2.374										
0.62	2.344	2.476										
0.64	2.444											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01					0.239	0.400	0.561	0.723	0.886	1.048	1.211	1.374
0.02					0.319	0.483	0.647	0.811	0.977	1.142	1.308	1.474
0.03					0.400	0.566	0.733	0.900	1.069	1.237	1.406	1.575
0.04					0.481	0.649	0.819	0.990	1.161	1.333	1.505	1.677
0.06			0.299	0.643	0.818	0.994	1.170	1.347	1.525	1.703	1.882	
0.08	0.241	0.311	0.381	0.451	0.807	0.988	1.169	1.352	1.535	1.719	1.903	2.088
0.10	0.387	0.459	0.531	0.603	0.971	1.158	1.346	1.534	1.724	1.914	2.104	2.295
0.12	0.532	0.606	0.681	0.756	1.136	1.329	1.522	1.717	1.913	2.109	2.306	
0.14	0.677	0.753	0.830	0.908	1.300	1.499	1.699	1.900	2.102	2.305		
0.16	0.821	0.900	0.979	1.059	1.464	1.670	1.876	2.083	2.292			
0.18	0.964	1.046	1.128	1.210	1.628	1.840	2.053	2.267	2.481			
0.20	1.107	1.191	1.276	1.361	1.792	2.010	2.229	2.449				
0.22	1.250	1.336	1.423	1.511	1.955	2.179	2.405					
0.24	1.391	1.481	1.570	1.661	2.117	2.348						
0.26	1.532	1.624	1.717	1.810	2.280							
0.28	1.673	1.767	1.863	1.958	2.441							
0.30	1.813	1.910	2.008	2.106								
0.32	1.952	2.052	2.153	2.253								
0.34	2.091	2.194	2.297	2.400								
0.36	2.229	2.335	2.441									
0.38	2.367	2.475										
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.538	1.701	1.865	2.028	2.192	2.356						
0.02	1.641	1.807	1.974	2.141	2.307	2.474						
0.03	1.745	1.914	2.084	2.254	2.424							
0.04	1.849	2.022	2.195	2.368								
0.06	2.060	2.239	2.419									
0.08	2.273	2.458										
0.10	2.487											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30c)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.24												0.293
0.26										0.256	0.326	0.399
0.28									0.285	0.355	0.428	0.505
0.30							0.248	0.311	0.380	0.452	0.529	0.609
0.32						0.273	0.334	0.401	0.473	0.550	0.630	0.713
0.34				0.248	0.297	0.354	0.419	0.490	0.566	0.646	0.730	0.816
0.36			0.273	0.320	0.373	0.435	0.504	0.579	0.659	0.742	0.829	0.918
0.38	0.251	0.295	0.341	0.391	0.449	0.516	0.589	0.668	0.751	0.837	0.927	1.020
0.40	0.314	0.360	0.410	0.462	0.525	0.596	0.673	0.755	0.842	0.932	1.026	1.122
0.42	0.377	0.426	0.478	0.533	0.601	0.676	0.757	0.843	0.933	1.027	1.124	1.223
0.44	0.440	0.491	0.546	0.604	0.677	0.756	0.841	0.930	1.024	1.121	1.221	1.323
0.46	0.502	0.557	0.614	0.676	0.752	0.835	0.924	1.017	1.114	1.215	1.318	1.423
0.48	0.565	0.623	0.683	0.747	0.828	0.915	1.007	1.104	1.205	1.308	1.415	1.523
0.50	0.628	0.688	0.751	0.818	0.903	0.994	1.090	1.190	1.294	1.401	1.511	1.623
0.52	0.691	0.754	0.819	0.889	0.978	1.073	1.173	1.277	1.384	1.494	1.607	1.722
0.54	0.754	0.819	0.887	0.960	1.053	1.152	1.255	1.363	1.473	1.587	1.703	1.820
0.56	0.816	0.885	0.956	1.031	1.128	1.231	1.338	1.448	1.562	1.679	1.798	1.919
0.58	0.879	0.950	1.024	1.102	1.203	1.309	1.420	1.534	1.651	1.771	1.893	2.017
0.60	0.942	1.016	1.092	1.174	1.278	1.388	1.502	1.619	1.740	1.863	1.988	2.115
0.62	1.005	1.081	1.160	1.245	1.353	1.466	1.584	1.705	1.828	1.955	2.083	2.213
0.64	1.068	1.147	1.229	1.316	1.428	1.545	1.666	1.790	1.917	2.046	2.178	2.311
0.66	1.130	1.212	1.297	1.387	1.503	1.623	1.747	1.875	2.005	2.137	2.272	2.408
0.68	1.193	1.278	1.365	1.458	1.577	1.701	1.829	1.960	2.093	2.229	2.366	
0.70	1.256	1.343	1.434	1.529	1.652	1.779	1.910	2.044	2.181	2.320	2.460	
0.72	1.319	1.409	1.502	1.600	1.727	1.857	1.992	2.129	2.269	2.410		
0.74	1.382	1.474	1.570	1.671	1.801	1.935	2.073	2.213	2.356			
0.76	1.444	1.540	1.638	1.742	1.876	2.013	2.154	2.298	2.444			
0.78	1.507	1.606	1.707	1.813	1.950	2.091	2.235	2.382				
0.80	1.570	1.671	1.775	1.884	2.025	2.169	2.316	2.466				
0.82	1.633	1.737	1.843	1.955	2.099	2.247	2.397					
0.84	1.696	1.802	1.911	2.026	2.174	2.324	2.478					
0.86	1.758	1.868	1.980	2.098	2.248	2.402						
0.88	1.821	1.933	2.048	2.169	2.323	2.480						
0.90	1.884	1.999	2.116	2.240	2.397							
0.92	1.947	2.064	2.184	2.311	2.471							
0.94	2.010	2.130	2.253	2.382								
0.96	2.072	2.195	2.321	2.453								
0.98	2.135	2.261	2.389									
1.00	2.198	2.326	2.457									

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10												0.284
0.12										0.283	0.356	0.429
0.14								0.275	0.348	0.422	0.497	0.573
0.16						0.261	0.334	0.409	0.484	0.561	0.638	0.716
0.18				0.240	0.313	0.388	0.464	0.541	0.619	0.698	0.778	0.859
0.20			0.287	0.361	0.437	0.514	0.593	0.673	0.754	0.835	0.918	1.001
0.22	0.256	0.329	0.404	0.481	0.560	0.640	0.721	0.804	0.887	0.972	1.057	1.142
0.24	0.367	0.442	0.520	0.600	0.681	0.764	0.848	0.934	1.020	1.107	1.195	1.283
0.26	0.476	0.554	0.635	0.718	0.802	0.888	0.975	1.063	1.152	1.242	1.332	1.423
0.28	0.584	0.666	0.750	0.835	0.923	1.011	1.101	1.191	1.283	1.376	1.469	1.563

(续表 4-30c)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.30	0.692	0.776	0.863	0.952	1.042	1.133	1.226	1.319	1.414	1.509	1.605	1.702
0.32	0.798	0.886	0.976	1.068	1.161	1.255	1.350	1.447	1.544	1.642	1.741	1.840
0.34	0.905	0.996	1.088	1.183	1.279	1.376	1.474	1.573	1.673	1.774	1.876	1.978
0.36	1.010	1.104	1.200	1.297	1.396	1.496	1.597	1.699	1.802	1.906	2.010	2.115
0.38	1.115	1.212	1.311	1.412	1.513	1.616	1.720	1.825	1.930	2.037	2.144	2.252
0.40	1.220	1.320	1.422	1.525	1.630	1.735	1.842	1.950	2.058	2.167	2.277	2.388
0.42	1.324	1.427	1.532	1.638	1.746	1.854	1.964	2.074	2.186	2.298	2.410	
0.44	1.428	1.534	1.642	1.751	1.861	1.973	2.085	2.199	2.313	2.427		
0.46	1.531	1.640	1.751	1.863	1.976	2.091	2.206	2.322	2.439			
0.48	1.634	1.746	1.860	1.975	2.091	2.208	2.327	2.446				
0.50	1.736	1.851	1.968	2.086	2.205	2.326	2.447					
0.52	1.838	1.957	2.076	2.197	2.319	2.442						
0.54	1.940	2.061	2.184	2.308	2.433							
0.56	2.042	2.166	2.292	2.419								
0.58	2.143	2.270	2.399									
0.60	2.244	2.374										
0.62	2.345	2.478										
0.64	2.446											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.363	0.525	0.687	0.850	1.012	1.176	1.339
0.02					0.283	0.446	0.611	0.776	0.941	1.107	1.273	1.440
0.03					0.364	0.530	0.698	0.866	1.034	1.203	1.372	1.542
0.04					0.446	0.615	0.785	0.956	1.127	1.299	1.472	1.644
0.06				0.264	0.610	0.785	0.961	1.138	1.316	1.494	1.672	1.851
0.08		0.278	0.348	0.418	0.776	0.957	1.139	1.322	1.505	1.690	1.874	2.059
0.10	0.355	0.427	0.500	0.573	0.942	1.129	1.317	1.506	1.696	1.887	2.078	2.269
0.12	0.502	0.577	0.651	0.727	1.108	1.301	1.496	1.691	1.887	2.084	2.282	2.479
0.14	0.649	0.726	0.803	0.881	1.274	1.474	1.675	1.876	2.079	2.282	2.486	
0.16	0.795	0.874	0.954	1.034	1.440	1.646	1.853	2.062	2.271	2.480		
0.18	0.940	1.022	1.104	1.187	1.606	1.819	2.032	2.247	2.462			
0.20	1.085	1.169	1.254	1.340	1.772	1.990	2.210	2.432				
0.22	1.229	1.316	1.403	1.491	1.937	2.162	2.389					
0.24	1.372	1.462	1.552	1.643	2.101	2.333						
0.26	1.515	1.607	1.700	1.794	2.265							
0.28	1.657	1.752	1.848	1.944	2.429							
0.30	1.799	1.897	1.995	2.093								
0.32	1.940	2.040	2.141	2.243								
0.34	2.080	2.184	2.287	2.391								
0.36	2.220	2.326	2.433									
0.38	2.360	2.468										
0.40	2.499											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.502	1.666	1.830	1.993	2.157	2.321	2.485					
0.02	1.606	1.773	1.940	2.107	2.274	2.441						
0.03	1.711	1.881	2.051	2.221	2.391							
0.04	1.817	1.990	2.163	2.336								
0.06	2.030	2.209	2.389									
0.08	2.245	2.430										
0.10	2.461											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30d)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.26											0.304	0.378
0.28									0.265	0.334	0.407	0.484
0.30								0.292	0.360	0.433	0.510	0.590
0.32						0.256	0.316	0.383	0.455	0.532	0.612	0.695
0.34					0.281	0.338	0.403	0.473	0.549	0.629	0.713	0.800
0.36			0.259	0.305	0.358	0.420	0.489	0.563	0.643	0.727	0.813	0.903
0.38	0.238	0.282	0.328	0.377	0.435	0.501	0.574	0.653	0.736	0.823	0.913	1.007
0.40	0.302	0.348	0.397	0.449	0.512	0.582	0.659	0.742	0.829	0.919	1.013	1.109
0.42	0.365	0.414	0.466	0.521	0.588	0.663	0.744	0.831	0.921	1.015	1.112	1.211
0.44	0.428	0.480	0.535	0.593	0.665	0.744	0.829	0.919	1.013	1.110	1.210	1.313
0.46	0.492	0.546	0.604	0.665	0.741	0.824	0.913	1.007	1.104	1.205	1.309	1.414
0.48	0.555	0.613	0.673	0.737	0.818	0.905	0.997	1.095	1.196	1.300	1.406	1.515
0.50	0.619	0.679	0.742	0.809	0.894	0.985	1.081	1.182	1.286	1.394	1.504	1.616
0.52	0.682	0.745	0.811	0.881	0.970	1.065	1.165	1.269	1.377	1.488	1.601	1.716
0.54	0.746	0.811	0.880	0.952	1.046	1.145	1.248	1.356	1.467	1.581	1.698	1.816
0.56	0.809	0.878	0.949	1.024	1.122	1.224	1.332	1.443	1.557	1.675	1.794	1.916
0.58	0.873	0.944	1.018	1.096	1.197	1.304	1.415	1.530	1.647	1.768	1.891	2.015
0.60	0.936	1.010	1.087	1.168	1.273	1.383	1.498	1.616	1.737	1.861	1.987	2.115
0.62	1.000	1.076	1.156	1.240	1.349	1.463	1.581	1.702	1.827	1.953	2.083	2.214
0.64	1.063	1.143	1.225	1.312	1.425	1.542	1.663	1.788	1.916	2.046	2.178	2.312
0.66	1.127	1.209	1.294	1.384	1.500	1.621	1.746	1.874	2.005	2.138	2.274	2.411
0.68	1.190	1.275	1.363	1.456	1.576	1.700	1.828	1.960	2.094	2.230	2.369	
0.70	1.254	1.341	1.432	1.527	1.651	1.779	1.911	2.046	2.183	2.322	2.464	
0.72	1.317	1.408	1.501	1.599	1.727	1.858	1.993	2.131	2.272	2.414		
0.74	1.381	1.474	1.570	1.671	1.802	1.937	2.075	2.216	2.360			
0.76	1.444	1.540	1.639	1.743	1.877	2.016	2.157	2.302	2.449			
0.78	1.508	1.606	1.708	1.815	1.953	2.094	2.239	2.387				
0.80	1.571	1.672	1.777	1.887	2.028	2.173	2.321	2.472				
0.82	1.635	1.739	1.846	1.959	2.103	2.252	2.403					
0.84	1.698	1.805	1.915	2.030	2.178	2.330	2.485					
0.86	1.761	1.871	1.984	2.102	2.254	2.409						
0.88	1.825	1.937	2.053	2.174	2.329	2.487						
0.90	1.888	2.004	2.122	2.246	2.404							
0.92	1.952	2.070	2.191	2.318	2.479							
0.94	2.015	2.136	2.260	2.389								
0.96	2.079	2.202	2.329	2.461								
0.98	2.142	2.269	2.398									
1.00	2.206	2.335	2.467									

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10												0.252
0.12										0.252	0.325	0.398
0.14								0.245	0.319	0.393	0.468	0.544
0.16							0.306	0.381	0.457	0.533	0.611	0.689
0.18					0.286	0.361	0.437	0.515	0.593	0.673	0.753	0.834
0.20			0.261	0.336	0.412	0.489	0.568	0.648	0.729	0.811	0.894	0.978
0.22		0.305	0.380	0.457	0.536	0.616	0.698	0.781	0.865	0.949	1.035	1.121
0.24	0.343	0.419	0.498	0.578	0.659	0.743	0.827	0.913	0.999	1.086	1.175	1.263
0.26	0.454	0.533	0.614	0.697	0.782	0.868	0.955	1.043	1.133	1.223	1.314	1.405
0.28	0.564	0.646	0.730	0.816	0.904	0.992	1.082	1.174	1.266	1.359	1.452	1.546

(续表 4-30d)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.30	0.673	0.758	0.845	0.934	1.024	1.116	1.209	1.303	1.398	1.494	1.590	1.687
0.32	0.781	0.869	0.960	1.051	1.145	1.239	1.335	1.432	1.530	1.628	1.727	1.827
0.34	0.889	0.980	1.073	1.168	1.264	1.362	1.460	1.560	1.660	1.762	1.864	1.966
0.36	0.996	1.090	1.186	1.284	1.383	1.484	1.585	1.688	1.791	1.895	2.000	2.105
0.38	1.102	1.199	1.299	1.399	1.502	1.605	1.709	1.815	1.921	2.028	2.135	2.244
0.40	1.208	1.308	1.411	1.514	1.619	1.726	1.833	1.941	2.050	2.160	2.270	2.381
0.42	1.313	1.417	1.522	1.629	1.737	1.846	1.956	2.067	2.179	2.292	2.405	
0.44	1.418	1.525	1.633	1.743	1.854	1.966	2.079	2.193	2.308	2.423		
0.46	1.522	1.632	1.744	1.856	1.970	2.085	2.201	2.318	2.436			
0.48	1.627	1.739	1.854	1.969	2.086	2.204	2.323	2.443				
0.50	1.730	1.846	1.963	2.082	2.202	2.323	2.445					
0.52	1.834	1.953	2.073	2.195	2.317	2.441						
0.54	1.937	2.059	2.182	2.307	2.432							
0.56	2.039	2.164	2.291	2.418								
0.58	2.142	2.270	2.399									
0.60	2.244	2.375										
0.62	2.346	2.480										
0.64	2.448											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.326	0.488	0.650	0.813	0.976	1.139	1.303
0.02					0.246	0.410	0.574	0.740	0.906	1.072	1.238	1.405
0.03					0.327	0.494	0.662	0.830	0.999	1.168	1.338	1.507
0.04					0.410	0.580	0.750	0.921	1.093	1.265	1.438	1.611
0.06					0.576	0.752	0.928	1.105	1.283	1.462	1.640	1.820
0.08		0.244	0.314	0.385	0.743	0.925	1.108	1.291	1.475	1.660	1.845	2.030
0.10	0.323	0.395	0.468	0.541	0.911	1.099	1.288	1.477	1.668	1.859	2.050	2.242
0.12	0.472	0.547	0.622	0.697	1.080	1.274	1.468	1.664	1.861	2.059	2.256	2.455
0.14	0.620	0.697	0.775	0.853	1.248	1.448	1.649	1.852	2.055	2.259	2.463	
0.16	0.768	0.848	0.928	1.008	1.416	1.623	1.830	2.039	2.249	2.459		
0.18	0.915	0.997	1.080	1.163	1.584	1.797	2.011	2.226	2.443			
0.20	1.062	1.147	1.232	1.317	1.751	1.971	2.192	2.414				
0.22	1.208	1.295	1.383	1.471	1.918	2.144	2.372					
0.24	1.353	1.443	1.533	1.624	2.085	2.318						
0.26	1.497	1.590	1.683	1.777	2.251	2.490						
0.28	1.641	1.737	1.833	1.929	2.416							
0.30	1.785	1.883	1.981	2.081								
0.32	1.927	2.028	2.130	2.231								
0.34	2.070	2.173	2.277	2.382								
0.36	2.211	2.318	2.425									
0.38	2.352	2.461										
0.40	2.493											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.466	1.630	1.794	1.958	2.122	2.286	2.450					
0.02	1.571	1.738	1.905	2.072	2.239	2.406						
0.03	1.677	1.847	2.017	2.188	2.358							
0.04	1.784	1.957	2.130	2.304	2.477							
0.06	1.999	2.178	2.358									
0.08	2.216	2.402										
0.10	2.434											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.24												0.246
0.26											0.282	0.355
0.28									0.244	0.313	0.386	0.463
0.30								0.272	0.340	0.413	0.490	0.571
0.32						0.238	0.298	0.364	0.437	0.513	0.594	0.677
0.34					0.264	0.321	0.385	0.456	0.532	0.612	0.696	0.783
0.36			0.244	0.290	0.342	0.404	0.472	0.547	0.627	0.711	0.798	0.888
0.38		0.268	0.314	0.363	0.420	0.486	0.559	0.638	0.721	0.808	0.899	0.992
0.40	0.289	0.335	0.384	0.436	0.498	0.568	0.645	0.728	0.815	0.906	1.000	1.096
0.42	0.353	0.402	0.453	0.508	0.575	0.650	0.731	0.818	0.908	1.003	1.100	1.200
0.44	0.417	0.469	0.523	0.581	0.653	0.732	0.817	0.907	1.001	1.099	1.200	1.303
0.46	0.481	0.536	0.593	0.654	0.730	0.813	0.902	0.996	1.094	1.195	1.299	1.405
0.48	0.545	0.603	0.663	0.727	0.807	0.895	0.988	1.085	1.186	1.291	1.398	1.508
0.50	0.610	0.670	0.732	0.799	0.884	0.976	1.072	1.173	1.278	1.386	1.497	1.609
0.52	0.674	0.737	0.802	0.872	0.961	1.057	1.157	1.262	1.370	1.481	1.595	1.711
0.54	0.738	0.803	0.872	0.945	1.038	1.137	1.241	1.350	1.461	1.576	1.693	1.812
0.56	0.802	0.870	0.942	1.017	1.115	1.218	1.326	1.437	1.552	1.670	1.791	1.913
0.58	0.866	0.937	1.011	1.090	1.191	1.298	1.410	1.525	1.643	1.765	1.888	2.013
0.60	0.930	1.004	1.081	1.163	1.268	1.379	1.494	1.612	1.734	1.858	1.985	2.114
0.62	0.995	1.071	1.151	1.235	1.345	1.459	1.577	1.700	1.825	1.952	2.082	2.214
0.64	1.059	1.138	1.221	1.308	1.421	1.539	1.661	1.787	1.915	2.046	2.179	2.314
0.66	1.123	1.205	1.290	1.381	1.498	1.619	1.745	1.873	2.005	2.139	2.275	2.413
0.68	1.187	1.272	1.360	1.453	1.574	1.699	1.828	1.960	2.095	2.232	2.372	
0.70	1.251	1.339	1.430	1.526	1.650	1.779	1.911	2.047	2.185	2.325	2.468	
0.72	1.315	1.406	1.500	1.599	1.727	1.859	1.994	2.133	2.275	2.418		
0.74	1.380	1.473	1.569	1.671	1.803	1.938	2.078	2.220	2.364			
0.76	1.444	1.540	1.639	1.744	1.879	2.018	2.161	2.306	2.454			
0.78	1.508	1.607	1.709	1.816	1.955	2.098	2.243	2.392				
0.80	1.572	1.674	1.779	1.889	2.031	2.177	2.326	2.478				
0.82	1.636	1.741	1.848	1.962	2.107	2.257	2.409					
0.84	1.700	1.808	1.918	2.034	2.183	2.336	2.492					
0.86	1.765	1.875	1.988	2.107	2.259	2.415						
0.88	1.829	1.942	2.058	2.179	2.335	2.495						
0.90	1.893	2.009	2.127	2.252	2.411							
0.92	1.957	2.076	2.197	2.325	2.487							
0.94	2.021	2.143	2.267	2.397								
0.96	2.085	2.210	2.337	2.470								
0.98	2.150	2.277	2.406									
1.00	2.214	2.343	2.476									

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.12											0.293	0.367
0.14									0.288	0.363	0.438	0.514
0.16							0.277	0.352	0.428	0.505	0.583	0.662
0.18					0.258	0.334	0.410	0.488	0.567	0.646	0.727	0.808
0.20				0.309	0.386	0.463	0.543	0.623	0.705	0.787	0.870	0.954
0.22		0.280	0.355	0.432	0.512	0.592	0.674	0.757	0.842	0.927	1.012	1.099
0.24	0.320	0.396	0.474	0.555	0.637	0.720	0.805	0.891	0.978	1.065	1.154	1.243
0.26	0.432	0.511	0.593	0.676	0.761	0.847	0.935	1.023	1.113	1.204	1.295	1.387
0.28	0.543	0.626	0.710	0.796	0.884	0.973	1.064	1.155	1.248	1.341	1.435	1.530
0.30	0.654	0.739	0.827	0.916	1.007	1.099	1.192	1.286	1.382	1.478	1.575	1.672

(续表 4-30e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.32	0.763	0.852	0.942	1.035	1.128	1.223	1.320	1.417	1.515	1.614	1.713	1.814
0.34	0.872	0.964	1.058	1.153	1.249	1.347	1.446	1.547	1.647	1.749	1.852	1.955
0.36	0.981	1.075	1.172	1.270	1.370	1.471	1.573	1.676	1.780	1.884	1.989	2.095
0.38	1.088	1.186	1.286	1.387	1.490	1.594	1.698	1.804	1.911	2.018	2.127	2.235
0.40	1.195	1.296	1.399	1.503	1.609	1.716	1.824	1.932	2.042	2.152	2.263	2.375
0.42	1.302	1.406	1.512	1.619	1.728	1.838	1.948	2.060	2.172	2.286	2.399	
0.44	1.408	1.515	1.624	1.735	1.846	1.959	2.072	2.187	2.302	2.418		
0.46	1.514	1.624	1.736	1.849	1.964	2.080	2.196	2.314	2.432			
0.48	1.619	1.733	1.848	1.964	2.081	2.200	2.320	2.440				
0.50	1.724	1.841	1.959	2.078	2.198	2.320	2.442					
0.52	1.829	1.948	2.069	2.192	2.315	2.440						
0.54	1.933	2.056	2.180	2.305	2.432							
0.56	2.037	2.163	2.290	2.418								
0.58	2.141	2.269	2.400									
0.60	2.244	2.376										
0.62	2.347	2.482										
0.64	2.450											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.288	0.450	0.613	0.776	0.939	1.103	1.266
0.02						0.372	0.537	0.703	0.869	1.035	1.202	1.369
0.03					0.290	0.457	0.626	0.794	0.963	1.133	1.302	1.472
0.04					0.373	0.544	0.715	0.886	1.058	1.231	1.404	1.577
0.06					0.541	0.717	0.894	1.072	1.250	1.429	1.608	1.787
0.08			0.280	0.351	0.710	0.892	1.076	1.259	1.444	1.629	1.814	2.000
0.10	0.290	0.363	0.435	0.509	0.880	1.069	1.258	1.448	1.639	1.830	2.022	2.215
0.12	0.441	0.516	0.591	0.667	1.051	1.245	1.441	1.637	1.834	2.032	2.231	2.430
0.14	0.591	0.668	0.746	0.824	1.221	1.422	1.624	1.827	2.030	2.235	2.440	
0.16	0.741	0.821	0.901	0.982	1.391	1.598	1.807	2.016	2.227	2.438		
0.18	0.890	0.972	1.055	1.139	1.561	1.775	1.990	2.206	2.423			
0.20	1.038	1.123	1.209	1.295	1.730	1.951	2.172	2.395				
0.22	1.186	1.274	1.362	1.451	1.899	2.126	2.355					
0.24	1.333	1.423	1.514	1.606	2.068	2.302						
0.26	1.479	1.572	1.666	1.760	2.236	2.476						
0.28	1.625	1.721	1.817	1.914	2.403							
0.30	1.770	1.869	1.968	2.067								
0.32	1.915	2.016	2.118	2.220								
0.34	2.058	2.163	2.267	2.372								
0.36	2.202	2.309	2.416									
0.38	2.345	2.454										
0.40	2.487											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.430	1.594	1.758	1.922	2.086	2.250	2.414					
0.02	1.536	1.703	1.870	2.037	2.204	2.371						
0.03	1.642	1.813	1.983	2.153	2.324	2.494						
0.04	1.750	1.923	2.097	2.271	2.444							
0.06	1.967	2.147	2.327									
0.08	2.186	2.373										
0.10	2.407											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30f)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.26											0.259	0.332
0.28										0.291	0.365	0.442
0.30								0.252	0.320	0.393	0.470	0.551
0.32							0.279	0.345	0.418	0.494	0.575	0.659
0.34					0.247	0.303	0.368	0.438	0.514	0.595	0.679	0.766
0.36				0.275	0.326	0.387	0.456	0.531	0.610	0.694	0.782	0.872
0.38		0.254	0.300	0.348	0.405	0.471	0.544	0.622	0.706	0.793	0.884	0.978
0.40	0.276	0.322	0.370	0.422	0.484	0.554	0.631	0.714	0.801	0.892	0.986	1.083
0.42	0.341	0.389	0.441	0.496	0.562	0.637	0.718	0.805	0.895	0.990	1.088	1.188
0.44	0.405	0.457	0.511	0.569	0.641	0.720	0.805	0.895	0.990	1.088	1.189	1.292
0.46	0.470	0.525	0.582	0.643	0.719	0.802	0.891	0.985	1.083	1.185	1.289	1.396
0.48	0.535	0.592	0.652	0.716	0.797	0.884	0.977	1.075	1.177	1.282	1.389	1.500
0.50	0.600	0.660	0.723	0.790	0.875	0.966	1.063	1.165	1.270	1.378	1.489	1.603
0.52	0.665	0.728	0.793	0.863	0.953	1.048	1.149	1.254	1.363	1.474	1.589	1.705
0.54	0.730	0.795	0.864	0.937	1.030	1.130	1.234	1.343	1.455	1.570	1.688	1.808
0.56	0.795	0.863	0.934	1.010	1.108	1.211	1.320	1.432	1.547	1.666	1.787	1.910
0.58	0.860	0.931	1.005	1.084	1.185	1.293	1.405	1.520	1.639	1.761	1.885	2.011
0.60	0.924	0.998	1.075	1.157	1.263	1.374	1.489	1.609	1.731	1.856	1.984	2.113
0.62	0.989	1.066	1.146	1.231	1.340	1.455	1.574	1.697	1.823	1.951	2.082	2.214
0.64	1.054	1.134	1.216	1.304	1.418	1.536	1.659	1.785	1.914	2.046	2.179	2.315
0.66	1.119	1.202	1.287	1.377	1.495	1.617	1.743	1.873	2.005	2.140	2.277	2.416
0.68	1.184	1.269	1.357	1.451	1.572	1.698	1.828	1.961	2.096	2.234	2.375	
0.70	1.249	1.337	1.428	1.524	1.649	1.779	1.912	2.048	2.187	2.328	2.472	
0.72	1.314	1.405	1.498	1.598	1.726	1.859	1.996	2.136	2.278	2.422		
0.74	1.379	1.472	1.569	1.671	1.803	1.940	2.080	2.223	2.368			
0.76	1.443	1.540	1.639	1.745	1.881	2.020	2.164	2.310	2.459			
0.78	1.508	1.608	1.710	1.818	1.958	2.101	2.248	2.397				
0.80	1.573	1.675	1.780	1.891	2.034	2.181	2.331	2.484				
0.82	1.638	1.743	1.851	1.965	2.111	2.262	2.415					
0.84	1.703	1.811	1.921	2.038	2.188	2.342	2.499					
0.86	1.768	1.878	1.992	2.112	2.265	2.422						
0.88	1.833	1.946	2.063	2.185	2.342	2.502						
0.90	1.898	2.014	2.133	2.259	2.419							
0.92	1.962	2.082	2.204	2.332	2.496							
0.94	2.027	2.149	2.274	2.405								
0.96	2.092	2.217	2.345	2.479								
0.98	2.157	2.285	2.415									
1.00	2.222	2.352	2.486									
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.12											0.260	0.334
0.14									0.257	0.332	0.408	0.484
0.16							0.247	0.322	0.399	0.476	0.554	0.633
0.18						0.305	0.382	0.460	0.539	0.619	0.700	0.782
0.20				0.282	0.359	0.437	0.517	0.597	0.679	0.762	0.845	0.929
0.22		0.254	0.329	0.407	0.487	0.568	0.650	0.733	0.818	0.903	0.989	1.076
0.24	0.295	0.372	0.450	0.531	0.613	0.697	0.782	0.869	0.956	1.044	1.133	1.222
0.26	0.409	0.489	0.570	0.654	0.739	0.826	0.914	1.003	1.093	1.184	1.276	1.368
0.28	0.522	0.605	0.689	0.776	0.864	0.954	1.045	1.137	1.229	1.323	1.418	1.513
0.30	0.634	0.720	0.808	0.897	0.988	1.081	1.175	1.269	1.365	1.462	1.559	1.657

(续表 4-30f)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.32	0.745	0.834	0.925	1.018	1.112	1.207	1.304	1.401	1.500	1.599	1.699	1.800
0.34	0.856	0.948	1.042	1.137	1.234	1.333	1.432	1.533	1.634	1.736	1.839	1.943
0.36	0.965	1.060	1.157	1.256	1.356	1.458	1.560	1.664	1.768	1.873	1.979	2.085
0.38	1.074	1.173	1.273	1.374	1.478	1.582	1.687	1.794	1.901	2.009	2.118	2.227
0.40	1.183	1.284	1.387	1.492	1.598	1.706	1.814	1.923	2.033	2.144	2.256	2.368
0.42	1.291	1.395	1.502	1.609	1.719	1.829	1.940	2.052	2.165	2.279	2.394	
0.44	1.398	1.506	1.615	1.726	1.838	1.952	2.066	2.181	2.297	2.414		
0.46	1.505	1.616	1.729	1.842	1.958	2.074	2.191	2.309	2.428			
0.48	1.612	1.726	1.841	1.958	2.076	2.196	2.316	2.437				
0.50	1.718	1.835	1.954	2.074	2.195	2.317	2.440					
0.52	1.824	1.944	2.066	2.189	2.313	2.438						
0.54	1.929	2.053	2.177	2.304	2.431							
0.56	2.035	2.161	2.289	2.418								
0.58	2.139	2.269	2.400									
0.60	2.244	2.377										
0.62	2.348	2.484										
0.64	2.452											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.249	0.412	0.575	0.738	0.901	1.065	1.229
0.02						0.334	0.499	0.665	0.832	0.998	1.165	1.332
0.03					0.252	0.420	0.588	0.757	0.927	1.096	1.266	1.436
0.04					0.336	0.507	0.678	0.850	1.023	1.195	1.368	1.542
0.06					0.506	0.682	0.860	1.038	1.216	1.395	1.575	1.755
0.08			0.245	0.316	0.677	0.859	1.043	1.227	1.412	1.598	1.784	1.970
0.10	0.256	0.329	0.402	0.476	0.849	1.037	1.227	1.418	1.609	1.801	1.994	2.186
0.12	0.409	0.484	0.560	0.636	1.021	1.216	1.412	1.609	1.807	2.006	2.205	2.404
0.14	0.561	0.639	0.717	0.795	1.193	1.395	1.597	1.801	2.005	2.210	2.416	
0.16	0.713	0.793	0.874	0.955	1.365	1.573	1.783	1.993	2.204	2.416		
0.18	0.864	0.947	1.030	1.113	1.537	1.752	1.968	2.185	2.402			
0.20	1.014	1.100	1.185	1.272	1.709	1.930	2.153	2.376				
0.22	1.164	1.252	1.340	1.429	1.880	2.108	2.337					
0.24	1.313	1.403	1.495	1.586	2.051	2.285						
0.26	1.461	1.554	1.648	1.743	2.221	2.462						
0.28	1.608	1.705	1.801	1.899	2.390							
0.30	1.755	1.854	1.954	2.054								
0.32	1.901	2.003	2.106	2.208								
0.34	2.047	2.152	2.257	2.363								
0.36	2.192	2.300	2.408									
0.38	2.337	2.447										
0.40	2.481											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.393	1.557	1.721	1.885	2.049	2.213	2.377					
0.02	1.499	1.666	1.834	2.001	2.168	2.336						
0.03	1.607	1.777	1.948	2.118	2.289	2.460						
0.04	1.715	1.889	2.063	2.237	2.411							
0.06	1.935	2.115	2.295	2.476								
0.08	2.156	2.343										
0.10	2.380											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-30g)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.26												0.309
0.28										0.269	0.343	0.420
0.30									0.299	0.372	0.450	0.530
0.32							0.260	0.326	0.398	0.475	0.556	0.640
0.34						0.286	0.350	0.420	0.496	0.577	0.661	0.748
0.36				0.259	0.310	0.371	0.439	0.514	0.593	0.678	0.765	0.856
0.38		0.240	0.285	0.334	0.390	0.455	0.528	0.607	0.690	0.778	0.869	0.963
0.40	0.262	0.308	0.356	0.408	0.469	0.539	0.616	0.699	0.787	0.878	0.973	1.070
0.42	0.328	0.376	0.428	0.483	0.549	0.623	0.705	0.791	0.882	0.977	1.075	1.176
0.44	0.394	0.445	0.499	0.557	0.628	0.707	0.792	0.883	0.978	1.076	1.178	1.282
0.46	0.459	0.513	0.570	0.631	0.707	0.790	0.880	0.974	1.072	1.174	1.279	1.387
0.48	0.525	0.582	0.642	0.706	0.786	0.874	0.967	1.065	1.167	1.272	1.381	1.491
0.50	0.590	0.650	0.713	0.780	0.865	0.957	1.054	1.156	1.261	1.370	1.482	1.596
0.52	0.656	0.719	0.784	0.854	0.944	1.039	1.140	1.246	1.355	1.467	1.582	1.700
0.54	0.722	0.787	0.856	0.929	1.022	1.122	1.227	1.336	1.449	1.564	1.683	1.803
0.56	0.787	0.856	0.927	1.003	1.101	1.204	1.313	1.426	1.542	1.661	1.783	1.906
0.58	0.853	0.924	0.998	1.077	1.179	1.287	1.399	1.516	1.635	1.758	1.882	2.009
0.60	0.918	0.992	1.069	1.151	1.258	1.369	1.485	1.605	1.728	1.854	1.982	2.112
0.62	0.984	1.061	1.141	1.226	1.336	1.451	1.571	1.694	1.821	1.950	2.081	2.214
0.64	1.049	1.129	1.212	1.300	1.414	1.533	1.656	1.783	1.913	2.046	2.180	2.317
0.66	1.115	1.198	1.283	1.374	1.492	1.615	1.742	1.872	2.005	2.141	2.279	2.419
0.68	1.181	1.266	1.355	1.449	1.570	1.697	1.827	1.961	2.097	2.236	2.377	
0.70	1.246	1.335	1.426	1.523	1.648	1.778	1.912	2.049	2.189	2.332	2.476	
0.72	1.312	1.403	1.497	1.597	1.726	1.860	1.997	2.138	2.281	2.427		
0.74	1.377	1.472	1.569	1.671	1.804	1.942	2.082	2.226	2.373			
0.76	1.443	1.540	1.640	1.745	1.882	2.023	2.167	2.315	2.464			
0.78	1.509	1.608	1.711	1.820	1.960	2.104	2.252	2.403				
0.80	1.574	1.677	1.782	1.894	2.038	2.186	2.337	2.491				
0.82	1.640	1.745	1.854	1.968	2.116	2.267	2.421					
0.84	1.705	1.814	1.925	2.042	2.193	2.348						
0.86	1.771	1.882	1.996	2.117	2.271	2.429						
0.88	1.837	1.951	2.068	2.191	2.349							
0.90	1.902	2.019	2.139	2.265	2.427							
0.92	1.968	2.088	2.210	2.339								
0.94	2.033	2.156	2.281	2.413								
0.96	2.099	2.224	2.353	2.488								
0.98	2.165	2.293	2.424									
1.00	2.230	2.361	2.495									
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.14										0.300	0.376	0.453
0.16								0.292	0.369	0.446	0.525	0.604
0.18						0.276	0.353	0.432	0.511	0.592	0.673	0.755
0.20				0.254	0.331	0.410	0.490	0.571	0.653	0.736	0.820	0.904
0.22			0.303	0.381	0.461	0.542	0.625	0.709	0.794	0.879	0.966	1.053
0.24	0.270	0.347	0.426	0.507	0.590	0.674	0.759	0.846	0.933	1.022	1.111	1.201
0.26	0.386	0.466	0.548	0.632	0.717	0.804	0.893	0.982	1.072	1.164	1.256	1.349
0.28	0.500	0.583	0.668	0.755	0.844	0.934	1.025	1.117	1.211	1.305	1.400	1.495
0.30	0.614	0.700	0.788	0.878	0.970	1.062	1.157	1.252	1.348	1.445	1.543	1.641
0.32	0.727	0.816	0.907	1.000	1.095	1.190	1.287	1.386	1.485	1.584	1.685	1.786

(续表 4-30g)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.34	0.838	0.931	1.025	1.121	1.219	1.318	1.418	1.519	1.621	1.723	1.827	1.931
0.36	0.949	1.045	1.143	1.242	1.342	1.444	1.547	1.651	1.756	1.861	1.968	2.075
0.38	1.060	1.159	1.259	1.362	1.465	1.570	1.676	1.783	1.891	1.999	2.108	2.218
0.40	1.170	1.272	1.375	1.481	1.587	1.695	1.804	1.914	2.025	2.136	2.248	2.361
0.42	1.279	1.384	1.491	1.599	1.709	1.820	1.932	2.045	2.158	2.273	2.388	
0.44	1.388	1.496	1.606	1.718	1.830	1.944	2.059	2.175	2.292	2.409		
0.46	1.496	1.608	1.721	1.835	1.951	2.068	2.186	2.305	2.424			
0.48	1.604	1.719	1.835	1.953	2.071	2.191	2.312	2.434				
0.50	1.712	1.829	1.949	2.069	2.191	2.314	2.438					
0.52	1.819	1.940	2.062	2.186	2.311	2.437						
0.54	1.926	2.050	2.175	2.302	2.430							
0.56	2.032	2.159	2.288	2.418								
0.58	2.138	2.268	2.400									
0.60	2.244	2.377										
0.62	2.350	2.486										
0.64	2.455											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.372	0.536	0.699	0.863	1.027	1.191
0.02						0.295	0.461	0.627	0.794	0.961	1.128	1.295
0.03						0.382	0.550	0.720	0.889	1.059	1.230	1.400
0.04					0.298	0.469	0.641	0.813	0.986	1.159	1.333	1.506
0.06					0.469	0.646	0.824	1.003	1.182	1.361	1.541	1.721
0.08				0.280	0.642	0.825	1.009	1.194	1.380	1.566	1.752	1.939
0.10		0.294	0.368	0.442	0.816	1.005	1.196	1.387	1.579	1.771	1.964	2.158
0.12	0.376	0.452	0.527	0.604	0.990	1.186	1.383	1.581	1.779	1.978	2.178	2.378
0.14	0.530	0.608	0.687	0.765	1.165	1.367	1.570	1.775	1.980	2.185	2.392	
0.16	0.684	0.765	0.845	0.927	1.339	1.548	1.758	1.969	2.180	2.393		
0.18	0.837	0.920	1.004	1.088	1.513	1.729	1.945	2.163	2.381			
0.20	0.989	1.075	1.161	1.248	1.687	1.909	2.132	2.357				
0.22	1.141	1.229	1.318	1.408	1.860	2.089	2.319					
0.24	1.292	1.383	1.475	1.567	2.033	2.268						
0.26	1.442	1.536	1.630	1.725	2.205	2.448						
0.28	1.591	1.688	1.785	1.883	2.377							
0.30	1.740	1.840	1.940	2.040								
0.32	1.888	1.990	2.093	2.197								
0.34	2.035	2.141	2.246	2.352								
0.36	2.182	2.290	2.399									
0.38	2.329	2.440										
0.40	2.474											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.355	1.519	1.683	1.847	2.011	2.175	2.340					
0.02	1.462	1.629	1.797	1.964	2.132	2.299	2.467					
0.03	1.571	1.741	1.912	2.083	2.254	2.425						
0.04	1.680	1.854	2.028	2.202	2.376							
0.06	1.902	2.082	2.263	2.444								
0.08	2.126	2.313	2.500									
0.10	2.351											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31a)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.22												0.281
0.24											0.321	0.404
0.26									0.277	0.356	0.439	0.526
0.28								0.309	0.387	0.470	0.557	0.648
0.30						0.267	0.337	0.414	0.496	0.583	0.674	0.768
0.32					0.296	0.363	0.437	0.518	0.605	0.695	0.790	0.888
0.34			0.273	0.323	0.386	0.457	0.536	0.622	0.712	0.807	0.905	1.007
0.36		0.299	0.351	0.407	0.475	0.552	0.635	0.725	0.819	0.918	1.020	1.125
0.38	0.323	0.374	0.429	0.491	0.564	0.645	0.733	0.827	0.925	1.028	1.134	1.242
0.40	0.395	0.449	0.507	0.575	0.653	0.739	0.831	0.929	1.031	1.137	1.247	1.359
0.42	0.466	0.524	0.585	0.659	0.741	0.832	0.928	1.030	1.137	1.247	1.360	1.475
0.44	0.538	0.599	0.663	0.742	0.830	0.924	1.025	1.131	1.241	1.355	1.472	1.591
0.46	0.610	0.674	0.741	0.825	0.917	1.017	1.122	1.232	1.346	1.463	1.584	1.706
0.48	0.682	0.749	0.819	0.908	1.005	1.109	1.218	1.332	1.450	1.571	1.695	1.821
0.50	0.753	0.823	0.897	0.991	1.093	1.201	1.314	1.432	1.553	1.678	1.806	1.936
0.52	0.825	0.898	0.976	1.074	1.180	1.292	1.410	1.531	1.657	1.785	1.916	2.050
0.54	0.897	0.973	1.054	1.157	1.267	1.384	1.505	1.631	1.760	1.892	2.026	2.163
0.56	0.969	1.048	1.132	1.240	1.354	1.475	1.600	1.730	1.862	1.998	2.136	2.277
0.58	1.040	1.123	1.210	1.322	1.441	1.566	1.695	1.828	1.965	2.104	2.246	2.390
0.60	1.112	1.198	1.288	1.405	1.528	1.657	1.790	1.927	2.067	2.210	2.355	
0.62	1.184	1.273	1.366	1.487	1.615	1.747	1.884	2.025	2.169	2.315	2.464	
0.64	1.255	1.348	1.444	1.569	1.701	1.838	1.979	2.123	2.270	2.420		
0.66	1.327	1.422	1.522	1.652	1.788	1.928	2.073	2.221	2.372			
0.68	1.399	1.497	1.600	1.734	1.874	2.018	2.167	2.318	2.473			
0.70	1.471	1.572	1.678	1.816	1.960	2.108	2.261	2.416				
0.72	1.542	1.647	1.756	1.898	2.046	2.198	2.354					
0.74	1.614	1.722	1.834	1.981	2.132	2.288	2.448					
0.76	1.686	1.797	1.912	2.063	2.218	2.378						
0.78	1.758	1.872	1.990	2.145	2.304	2.468						
0.80	1.829	1.946	2.068	2.227	2.390							
0.82	1.901	2.021	2.146	2.309	2.476							
0.84	1.973	2.096	2.224	2.391								
0.86	2.045	2.171	2.302	2.472								
0.88	2.116	2.246	2.380									
0.90	2.188	2.321	2.458									
0.92	2.260	2.396										
0.94	2.332	2.470										
0.96	2.403											
0.98	2.475											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10											0.331	0.413
0.12									0.326	0.410	0.494	0.579
0.14							0.314	0.398	0.483	0.570	0.657	0.745
0.16					0.294	0.378	0.464	0.551	0.639	0.729	0.819	0.910
0.18			0.267	0.351	0.437	0.524	0.613	0.703	0.795	0.887	0.980	1.074

(续表 4-31a)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.20		0.318	0.403	0.490	0.579	0.670	0.762	0.855	0.949	1.044	1.140	1.237
0.22	0.364	0.450	0.538	0.628	0.720	0.814	0.909	1.005	1.102	1.200	1.300	1.399
0.24	0.491	0.580	0.671	0.765	0.860	0.957	1.055	1.154	1.255	1.356	1.458	1.561
0.26	0.616	0.709	0.804	0.901	0.999	1.099	1.201	1.303	1.406	1.511	1.616	1.722
0.28	0.741	0.837	0.936	1.036	1.137	1.241	1.345	1.451	1.557	1.665	1.773	1.882
0.30	0.865	0.965	1.066	1.170	1.275	1.381	1.489	1.598	1.707	1.818	1.929	2.041
0.32	0.988	1.091	1.196	1.303	1.411	1.521	1.632	1.744	1.857	1.970	2.085	2.200
0.34	1.111	1.217	1.325	1.435	1.547	1.660	1.774	1.889	2.005	2.122	2.240	2.358
0.36	1.232	1.342	1.454	1.567	1.682	1.798	1.916	2.034	2.153	2.273	2.394	
0.38	1.353	1.466	1.582	1.698	1.816	1.936	2.056	2.178	2.301	2.424		
0.40	1.474	1.590	1.709	1.829	1.950	2.073	2.197	2.322	2.447			
0.42	1.593	1.713	1.835	1.959	2.084	2.210	2.337	2.465				
0.44	1.713	1.836	1.961	2.088	2.216	2.346	2.476					
0.46	1.831	1.958	2.087	2.217	2.349	2.481						
0.48	1.950	2.080	2.212	2.346	2.480							
0.50	2.068	2.201	2.337	2.474								
0.52	2.185	2.322	2.461									
0.54	2.302	2.443										
0.56	2.419											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01					0.325	0.512	0.700	0.888	1.077	1.267	1.456	1.646
0.02					0.418	0.608	0.799	0.991	1.184	1.376	1.570	1.763
0.03					0.512	0.705	0.900	1.095	1.291	1.487	1.684	1.881
0.04					0.606	0.803	1.001	1.199	1.399	1.598	1.799	1.999
0.06			0.315	0.394	0.796	1.000	1.204	1.410	1.616	1.823	2.030	2.238
0.08	0.327	0.408	0.489	0.571	0.987	1.197	1.409	1.621	1.834	2.048	2.263	2.478
0.10	0.496	0.580	0.664	0.749	1.178	1.395	1.614	1.833	2.054	2.275	2.497	
0.12	0.665	0.752	0.839	0.926	1.369	1.594	1.819	2.046	2.274			
0.14	0.833	0.923	1.013	1.103	1.560	1.792	2.025	2.259	2.494			
0.16	1.001	1.093	1.186	1.279	1.751	1.990	2.230	2.472				
0.18	1.168	1.263	1.359	1.455	1.942	2.188	2.436					
0.20	1.334	1.432	1.531	1.630	2.132	2.385						
0.22	1.500	1.601	1.702	1.804	2.321							
0.24	1.664	1.768	1.873	1.978								
0.26	1.828	1.935	2.043	2.151								
0.28	1.992	2.102	2.213	2.324								
0.30	2.154	2.267	2.381	2.496								
0.32	2.316	2.432										
0.34	2.477											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.836	2.027	2.217	2.408								
0.02	1.957	2.151	2.345									
0.03	2.078	2.276	2.473									
0.04	2.200	2.401										
0.06	2.446											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31b)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92	
0.12								0.280	0.364	0.291	0.375	0.459	0.545
0.14								0.432	0.520	0.450	0.537	0.624	0.713
0.16					0.261	0.346	0.432	0.520	0.608	0.698	0.788	0.880	
0.18				0.321	0.407	0.494	0.584	0.674	0.766	0.858	0.951	1.046	
0.20		0.289	0.374	0.462	0.551	0.642	0.734	0.827	0.922	1.017	1.114	1.211	
0.22	0.336	0.422	0.511	0.601	0.694	0.788	0.883	0.980	1.077	1.176	1.275	1.375	
0.24	0.465	0.554	0.646	0.740	0.836	0.933	1.031	1.131	1.232	1.333	1.436	1.539	
0.26	0.592	0.685	0.780	0.878	0.976	1.077	1.178	1.281	1.385	1.490	1.595	1.702	
0.28	0.719	0.815	0.914	1.014	1.116	1.220	1.325	1.431	1.538	1.646	1.754	1.864	
0.30	0.844	0.944	1.046	1.150	1.255	1.362	1.470	1.579	1.690	1.801	1.913	2.025	
0.32	0.969	1.072	1.178	1.285	1.394	1.504	1.615	1.727	1.841	1.955	2.070	2.186	
0.34	1.093	1.200	1.308	1.419	1.531	1.644	1.759	1.875	1.991	2.109	2.227	2.346	
0.36	1.216	1.326	1.438	1.552	1.668	1.784	1.902	2.021	2.141	2.262	2.383		
0.38	1.339	1.452	1.568	1.685	1.804	1.924	2.045	2.167	2.290	2.414			
0.40	1.460	1.577	1.696	1.817	1.939	2.062	2.187	2.312	2.439				
0.42	1.582	1.702	1.825	1.949	2.074	2.201	2.328	2.457					
0.44	1.702	1.826	1.952	2.080	2.208	2.338	2.469						
0.46	1.822	1.950	2.079	2.210	2.342	2.475							
0.48	1.942	2.073	2.206	2.340	2.475								
0.50	2.061	2.196	2.332	2.469									
0.52	2.180	2.318	2.458										
0.54	2.299	2.440											
0.56	2.417												
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	
0.01					0.282	0.470	0.658	0.847	1.036	1.225	1.415	1.605	
0.02					0.376	0.567	0.758	0.950	1.143	1.336	1.530	1.723	
0.03					0.471	0.665	0.860	1.055	1.251	1.448	1.645	1.842	
0.04					0.566	0.763	0.962	1.161	1.360	1.560	1.761	1.962	
0.06			0.275	0.355	0.758	0.962	1.167	1.373	1.579	1.787	1.994	2.203	
0.08	0.289	0.370	0.452	0.534	0.951	1.162	1.374	1.587	1.800	2.015	2.230	2.445	
0.10	0.460	0.544	0.629	0.714	1.144	1.362	1.581	1.801	2.022	2.244	2.466		
0.12	0.631	0.718	0.805	0.893	1.338	1.563	1.789	2.016	2.245	2.474			
0.14	0.802	0.891	0.981	1.072	1.531	1.763	1.997	2.232	2.467				
0.16	0.971	1.064	1.157	1.250	1.724	1.964	2.205	2.447					
0.18	1.140	1.236	1.332	1.428	1.917	2.164	2.412						
0.20	1.309	1.407	1.506	1.606	2.109	2.363							
0.22	1.476	1.578	1.680	1.782	2.300								
0.24	1.643	1.747	1.852	1.958	2.492								
0.26	1.809	1.916	2.024	2.133									
0.28	1.974	2.085	2.196	2.308									
0.30	2.138	2.252	2.367	2.481									
0.32	2.302	2.419											
0.34	2.465												
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20	
0.01	1.796	1.986	2.177	2.367									
0.02	1.917	2.111	2.305	2.500									
0.03	2.040	2.237	2.435										
0.04	2.163	2.364											
0.06	2.411												

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31c)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10									0.255	0.339	0.256	0.339
0.12									0.416	0.503	0.424	0.510
0.14								0.330	0.416	0.503	0.591	0.680
0.16						0.313	0.400	0.488	0.577	0.666	0.757	0.849
0.18				0.289	0.376	0.464	0.553	0.644	0.736	0.829	0.922	1.017
0.20		0.259	0.344	0.432	0.522	0.613	0.705	0.799	0.894	0.990	1.087	1.184
0.22	0.308	0.394	0.483	0.574	0.667	0.761	0.857	0.954	1.052	1.150	1.250	1.351
0.24	0.438	0.528	0.620	0.714	0.810	0.908	1.007	1.107	1.208	1.310	1.413	1.516
0.26	0.568	0.661	0.756	0.854	0.953	1.054	1.156	1.259	1.363	1.469	1.575	1.681
0.28	0.696	0.792	0.891	0.992	1.095	1.199	1.304	1.410	1.518	1.626	1.735	1.845
0.30	0.823	0.923	1.025	1.130	1.236	1.343	1.451	1.561	1.672	1.783	1.896	2.009
0.32	0.949	1.053	1.159	1.266	1.375	1.486	1.598	1.711	1.825	1.939	2.055	2.171
0.34	1.075	1.182	1.291	1.402	1.515	1.628	1.744	1.860	1.977	2.095	2.214	2.333
0.36	1.199	1.310	1.423	1.537	1.653	1.770	1.889	2.008	2.128	2.250	2.372	2.494
0.38	1.323	1.438	1.554	1.671	1.791	1.911	2.033	2.156	2.279	2.404		
0.40	1.447	1.564	1.684	1.805	1.928	2.052	2.177	2.303	2.430			
0.42	1.569	1.691	1.814	1.938	2.064	2.191	2.320	2.449				
0.44	1.691	1.816	1.943	2.071	2.200	2.331	2.462					
0.46	1.813	1.941	2.071	2.203	2.335	2.469						
0.48	1.934	2.066	2.199	2.334	2.470							
0.50	2.055	2.190	2.327	2.465								
0.52	2.175	2.314	2.454									
0.54	2.295	2.437										
0.56	2.414											

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.426	0.615	0.804	0.994	1.183	1.374	1.564
0.02					0.333	0.524	0.716	0.909	1.102	1.295	1.489	1.683
0.03					0.429	0.623	0.818	1.014	1.211	1.408	1.605	1.803
0.04					0.525	0.723	0.921	1.121	1.321	1.521	1.722	1.923
0.06				0.314	0.719	0.923	1.129	1.335	1.542	1.750	1.958	2.167
0.08		0.331	0.413	0.496	0.914	1.125	1.338	1.551	1.766	1.980	2.196	2.412
0.10	0.423	0.507	0.592	0.677	1.109	1.328	1.548	1.768	1.990	2.212	2.435	
0.12	0.596	0.683	0.771	0.859	1.305	1.531	1.758	1.986	2.215	2.445		
0.14	0.769	0.859	0.949	1.040	1.501	1.734	1.968	2.204	2.440			
0.16	0.941	1.034	1.127	1.221	1.696	1.937	2.178	2.421				
0.18	1.112	1.208	1.304	1.401	1.891	2.139	2.388					
0.20	1.282	1.381	1.481	1.580	2.086	2.341						
0.22	1.452	1.554	1.656	1.759	2.280							
0.24	1.621	1.726	1.831	1.937	2.473							
0.26	1.789	1.897	2.005	2.114								
0.28	1.956	2.067	2.179	2.291								
0.30	2.122	2.237	2.352	2.467								
0.32	2.288	2.406										
0.34	2.453											

$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.754	1.945	2.136	2.326								
0.02	1.877	2.071	2.265	2.460								
0.03	2.000	2.198	2.396									
0.04	2.125	2.326										
0.06	2.375											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31d)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10												0.301
0.12										0.302	0.388	0.474
0.14								0.295	0.381	0.469	0.557	0.646
0.16						0.280	0.366	0.455	0.544	0.634	0.725	0.817
0.18				0.257	0.344	0.432	0.522	0.613	0.705	0.799	0.893	0.987
0.20			0.314	0.402	0.492	0.583	0.676	0.770	0.866	0.962	1.059	1.157
0.22	0.279	0.365	0.454	0.546	0.639	0.733	0.829	0.927	1.025	1.125	1.225	1.326
0.24	0.411	0.501	0.594	0.688	0.784	0.882	0.982	1.082	1.184	1.286	1.389	1.493
0.26	0.542	0.636	0.732	0.829	0.929	1.030	1.133	1.236	1.341	1.447	1.553	1.660
0.28	0.672	0.769	0.868	0.970	1.073	1.177	1.283	1.390	1.498	1.606	1.716	1.826
0.30	0.801	0.902	1.004	1.109	1.215	1.323	1.432	1.542	1.653	1.765	1.878	1.992
0.32	0.929	1.033	1.139	1.247	1.357	1.468	1.580	1.694	1.808	1.923	2.039	2.156
0.34	1.056	1.164	1.273	1.385	1.498	1.612	1.728	1.845	1.962	2.081	2.200	2.320
0.36	1.182	1.293	1.407	1.522	1.638	1.756	1.875	1.995	2.116	2.237	2.360	2.483
0.38	1.308	1.423	1.539	1.657	1.777	1.898	2.021	2.144	2.268	2.393		
0.40	1.433	1.551	1.671	1.793	1.916	2.041	2.166	2.293	2.420			
0.42	1.557	1.679	1.802	1.927	2.054	2.182	2.311	2.441				
0.44	1.681	1.806	1.933	2.062	2.192	2.323	2.455					
0.46	1.804	1.932	2.063	2.195	2.329	2.463						
0.48	1.926	2.058	2.193	2.328	2.465							
0.50	2.048	2.184	2.322	2.461								
0.52	2.170	2.309	2.450									
0.54	2.291	2.434										
0.56	2.412											

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.383	0.571	0.761	0.951	1.141	1.331	1.522
0.02					0.290	0.481	0.674	0.866	1.060	1.253	1.447	1.641
0.03					0.386	0.581	0.777	0.973	1.170	1.367	1.564	1.762
0.04					0.483	0.681	0.880	1.080	1.281	1.481	1.683	1.884
0.06				0.273	0.679	0.884	1.090	1.297	1.504	1.712	1.921	2.130
0.08		0.291	0.374	0.457	0.876	1.088	1.301	1.515	1.730	1.945	2.161	2.378
0.10	0.385	0.470	0.555	0.640	1.074	1.293	1.513	1.735	1.957	2.180	2.403	
0.12	0.561	0.648	0.736	0.824	1.272	1.498	1.726	1.955	2.184	2.415		
0.14	0.735	0.826	0.916	1.008	1.470	1.704	1.939	2.175	2.412			
0.16	0.910	1.003	1.096	1.191	1.668	1.909	2.151	2.395				
0.18	1.083	1.179	1.276	1.373	1.865	2.114	2.364					
0.20	1.256	1.355	1.454	1.555	2.062	2.318						
0.22	1.427	1.530	1.632	1.736	2.258							
0.24	1.598	1.703	1.809	1.916	2.454							
0.26	1.768	1.877	1.986	2.095								
0.28	1.937	2.049	2.161	2.274								
0.30	2.106	2.221	2.336	2.452								
0.32	2.274	2.392										
0.34	2.441											

$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.712	1.903	2.094	2.285	2.476							
0.02	1.836	2.030	2.225	2.419								
0.03	1.960	2.158	2.357									
0.04	2.086	2.288	2.490									
0.06	2.339											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68
0.24												0.296
0.26											0.337	0.425
0.28									0.290	0.374	0.462	0.553
0.30								0.323	0.406	0.493	0.585	0.680
0.32						0.279	0.353	0.433	0.520	0.612	0.707	0.806
0.34					0.309	0.379	0.457	0.543	0.634	0.729	0.829	0.931
0.36			0.284	0.337	0.403	0.478	0.561	0.651	0.746	0.846	0.949	1.056
0.38	0.262	0.312	0.366	0.425	0.496	0.577	0.665	0.759	0.858	0.962	1.069	1.179
0.40	0.337	0.391	0.448	0.513	0.589	0.675	0.767	0.866	0.969	1.077	1.188	1.302
0.42	0.412	0.469	0.529	0.600	0.682	0.772	0.869	0.972	1.080	1.191	1.306	1.424
0.44	0.487	0.547	0.611	0.688	0.775	0.870	0.971	1.078	1.190	1.305	1.424	1.545
0.46	0.561	0.625	0.692	0.775	0.867	0.966	1.072	1.184	1.299	1.419	1.541	1.666
0.48	0.636	0.703	0.774	0.862	0.959	1.063	1.173	1.289	1.408	1.532	1.658	1.787
0.50	0.711	0.781	0.855	0.948	1.050	1.159	1.274	1.393	1.517	1.644	1.774	1.907
0.52	0.786	0.859	0.937	1.035	1.142	1.255	1.374	1.498	1.625	1.756	1.890	2.026
0.54	0.861	0.937	1.018	1.121	1.233	1.351	1.474	1.602	1.733	1.868	2.005	2.145
0.56	0.936	1.016	1.099	1.208	1.324	1.446	1.573	1.705	1.841	1.979	2.120	2.264
0.58	1.011	1.094	1.181	1.294	1.415	1.541	1.673	1.809	1.948	2.090	2.235	2.382
0.60	1.085	1.172	1.262	1.380	1.505	1.636	1.772	1.912	2.055	2.201	2.349	2.500
0.62	1.160	1.250	1.344	1.467	1.596	1.731	1.871	2.014	2.161	2.311	2.463	2.618
0.64	1.235	1.328	1.425	1.553	1.686	1.826	1.969	2.117	2.268	2.421	2.577	2.735
0.66	1.310	1.406	1.507	1.639	1.777	1.920	2.068	2.219	2.374	2.531	2.691	2.852
0.68	1.385	1.484	1.588	1.724	1.867	2.014	2.166	2.321	2.480	2.641	2.804	2.969
0.70	1.460	1.562	1.670	1.810	1.957	2.108	2.264	2.423	2.585	2.750	2.917	3.086
0.72	1.535	1.640	1.751	1.896	2.047	2.202	2.362	2.525	2.691	2.859	3.030	3.202
0.74	1.610	1.719	1.832	1.982	2.137	2.296	2.460	2.627	2.796	2.968	3.142	3.318
0.76	1.684	1.797	1.914	2.068	2.227	2.390	2.557	2.728	2.901	3.077	3.254	3.434
0.78	1.759	1.875	1.995	2.153	2.316	2.484	2.655	2.829	3.006	3.185	3.367	3.550
0.80	1.834	1.953	2.077	2.239	2.406	2.577	2.752	2.930	3.111	3.294	3.479	3.665
0.82	1.909	2.031	2.158	2.324	2.496	2.671	2.850	3.031	3.216	3.402	3.590	3.780
0.84	1.984	2.109	2.240	2.410	2.585	2.764	2.947	3.132	3.320	3.510	3.702	3.896
0.86	2.059	2.187	2.321	2.495	2.675	2.857	3.044	3.233	3.424	3.618	3.814	4.011
0.88	2.134	2.265	2.402	2.581	2.764	2.951	3.141	3.334	3.529	3.726	3.925	4.126
0.90	2.208	2.343	2.484	2.666	2.853	3.044	3.238	3.434	3.633	3.834	4.036	4.240
0.92	2.283	2.422	2.565	2.752	2.942	3.137	3.334	3.534	3.737	3.941	4.147	4.355
0.94	2.358	2.500	2.647	2.837	3.032	3.230	3.431	3.635	3.841	4.049	4.258	4.469
0.96	2.433	2.578	2.728	2.922	3.121	3.323	3.528	3.735	3.945	4.156	4.369	4.584
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.10												0.262
0.12										0.265	0.350	0.437
0.14								0.259	0.346	0.433	0.522	0.611
0.16							0.332	0.421	0.510	0.601	0.692	0.785
0.18					0.311	0.400	0.490	0.581	0.674	0.768	0.862	0.957
0.20			0.283	0.371	0.461	0.553	0.646	0.741	0.837	0.933	1.031	1.129
0.22		0.336	0.425	0.517	0.610	0.705	0.802	0.899	0.998	1.098	1.199	1.300
0.24	0.383	0.473	0.566	0.661	0.758	0.856	0.956	1.057	1.159	1.262	1.365	1.470
0.26	0.516	0.610	0.706	0.804	0.904	1.006	1.109	1.213	1.318	1.424	1.531	1.639
0.28	0.648	0.745	0.845	0.947	1.050	1.155	1.261	1.368	1.477	1.586	1.696	1.807

(续表 4-31e)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.30	0.779	0.879	0.983	1.088	1.194	1.303	1.412	1.523	1.634	1.747	1.860	1.974
0.32	0.908	1.013	1.119	1.228	1.338	1.449	1.562	1.676	1.791	1.907	2.024	2.141
0.34	1.037	1.145	1.255	1.367	1.481	1.596	1.712	1.829	1.947	2.066	2.186	2.307
0.36	1.165	1.276	1.390	1.506	1.622	1.741	1.860	1.981	2.102	2.225	2.348	2.472
0.38	1.292	1.407	1.524	1.643	1.764	1.885	2.008	2.132	2.257	2.383		
0.40	1.418	1.537	1.658	1.780	1.904	2.029	2.155	2.283	2.411			
0.42	1.544	1.666	1.791	1.917	2.044	2.172	2.302	2.433				
0.44	1.669	1.795	1.923	2.052	2.183	2.315	2.448					
0.46	1.794	1.923	2.055	2.187	2.322	2.457						
0.48	1.918	2.051	2.186	2.322	2.460							
0.50	2.041	2.178	2.316	2.456								
0.52	2.164	2.305	2.446									
0.54	2.287	2.431										
0.56	2.409											

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.338	0.527	0.717	0.907	1.097	1.288	1.478
0.02						0.437	0.630	0.823	1.017	1.211	1.405	1.599
0.03					0.342	0.538	0.734	0.930	1.128	1.325	1.523	1.721
0.04					0.440	0.639	0.839	1.039	1.240	1.441	1.642	1.844
0.06					0.638	0.844	1.050	1.257	1.465	1.674	1.883	2.092
0.08			0.333	0.416	0.837	1.050	1.264	1.478	1.694	1.909	2.126	2.343
0.10	0.346	0.431	0.517	0.603	1.037	1.257	1.478	1.700	1.923	2.146	2.370	
0.12	0.524	0.612	0.700	0.789	1.238	1.465	1.693	1.923	2.153	2.384		
0.14	0.701	0.792	0.883	0.974	1.438	1.673	1.909	2.146	2.383			
0.16	0.878	0.971	1.065	1.160	1.638	1.880	2.124	2.369				
0.18	1.053	1.150	1.247	1.344	1.838	2.088	2.339					
0.20	1.228	1.328	1.428	1.528	2.037	2.295						
0.22	1.402	1.505	1.608	1.711	2.236							
0.24	1.575	1.681	1.787	1.894	2.434							
0.26	1.747	1.856	1.966	2.076								
0.28	1.919	2.031	2.143	2.257								
0.30	2.089	2.204	2.320	2.437								
0.32	2.259	2.378	2.497									
0.34	2.428											

$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.669	1.860	2.051	2.242	2.433							
0.02	1.794	1.988	2.183	2.378								
0.03	1.919	2.118	2.316									
0.04	2.046	2.248	2.451									
0.06	2.302											

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31f)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.12									0.309	0.397	0.312	0.399
0.14									0.476	0.567	0.486	0.576
0.16							0.297	0.386	0.476	0.567	0.659	0.751
0.18					0.277	0.366	0.457	0.549	0.642	0.736	0.831	0.926
0.20				0.339	0.430	0.522	0.616	0.711	0.807	0.904	1.002	1.100
0.22		0.305	0.395	0.487	0.581	0.676	0.773	0.871	0.970	1.071	1.172	1.273
0.24	0.354	0.445	0.538	0.633	0.731	0.829	0.929	1.031	1.133	1.236	1.341	1.446
0.26	0.489	0.583	0.680	0.779	0.879	0.981	1.085	1.189	1.295	1.401	1.509	1.617
0.28	0.623	0.721	0.821	0.923	1.027	1.132	1.239	1.346	1.455	1.565	1.676	1.787
0.30	0.755	0.857	0.960	1.066	1.173	1.282	1.392	1.503	1.615	1.728	1.842	1.957
0.32	0.887	0.992	1.099	1.208	1.318	1.431	1.544	1.658	1.774	1.890	2.007	2.125
0.34	1.017	1.126	1.236	1.349	1.463	1.578	1.695	1.813	1.932	2.052	2.172	2.293
0.36	1.147	1.259	1.373	1.489	1.607	1.726	1.846	1.967	2.089	2.212	2.336	2.460
0.38	1.276	1.391	1.509	1.629	1.750	1.872	1.995	2.120	2.246	2.372	2.499	
0.40	1.404	1.523	1.644	1.767	1.892	2.018	2.144	2.272	2.401			
0.42	1.531	1.654	1.779	1.905	2.033	2.162	2.293	2.424				
0.44	1.658	1.784	1.913	2.043	2.174	2.307	2.441					
0.46	1.784	1.914	2.046	2.180	2.314	2.451						
0.48	1.909	2.043	2.179	2.316	2.454							
0.50	2.034	2.172	2.311	2.451								
0.52	2.159	2.300	2.443									
0.54	2.283	2.428										
0.56	2.407											
$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01						0.292	0.482	0.672	0.862	1.053	1.243	1.434
0.02						0.392	0.585	0.779	0.973	1.167	1.361	1.556
0.03					0.298	0.493	0.690	0.887	1.085	1.283	1.481	1.679
0.04					0.396	0.596	0.796	0.996	1.198	1.399	1.601	1.803
0.06					0.596	0.802	1.009	1.217	1.426	1.635	1.844	2.054
0.08			0.292	0.375	0.798	1.011	1.225	1.440	1.656	1.873	2.090	2.307
0.10	0.307	0.392	0.478	0.564	1.000	1.220	1.442	1.665	1.888	2.112	2.337	
0.12	0.486	0.575	0.663	0.752	1.203	1.431	1.660	1.890	2.121	2.353		
0.14	0.666	0.757	0.848	0.940	1.406	1.641	1.878	2.116	2.354			
0.16	0.845	0.939	1.033	1.128	1.608	1.851	2.096	2.341				
0.18	1.023	1.120	1.217	1.315	1.811	2.061	2.313					
0.20	1.200	1.300	1.400	1.501	2.012	2.271						
0.22	1.376	1.479	1.583	1.687	2.214	2.480						
0.24	1.551	1.657	1.764	1.872	2.414							
0.26	1.726	1.835	1.945	2.056								
0.28	1.899	2.012	2.125	2.239								
0.30	2.072	2.188	2.304	2.421								
0.32	2.244	2.363	2.483									
0.34	2.415											
$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.625	1.816	2.007	2.199	2.390							
0.02	1.751	1.946	2.141	2.336								
0.03	1.878	2.076	2.275	2.474								
0.04	2.005	2.208	2.411									
0.06	2.264	2.474										

注：见表 4-27 注。

(续表 4-31g)

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
0.12											0.273	0.360
0.14									0.271	0.360	0.449	0.539
0.16							0.261	0.350	0.441	0.532	0.624	0.717
0.18						0.332	0.423	0.516	0.609	0.703	0.799	0.895
0.20				0.306	0.397	0.490	0.584	0.680	0.776	0.874	0.972	1.071
0.22		0.274	0.364	0.456	0.551	0.647	0.744	0.842	0.942	1.043	1.144	1.246
0.24	0.325	0.416	0.509	0.605	0.703	0.802	0.902	1.004	1.107	1.211	1.315	1.421
0.26	0.462	0.556	0.653	0.752	0.853	0.956	1.060	1.165	1.271	1.378	1.486	1.594
0.28	0.597	0.695	0.796	0.898	1.003	1.109	1.216	1.324	1.433	1.544	1.655	1.767
0.30	0.732	0.833	0.937	1.043	1.151	1.260	1.371	1.483	1.595	1.709	1.823	1.938
0.32	0.865	0.970	1.078	1.187	1.299	1.411	1.525	1.640	1.756	1.873	1.991	2.109
0.34	0.997	1.106	1.217	1.330	1.445	1.561	1.678	1.797	1.916	2.036	2.157	2.279
0.36	1.129	1.241	1.356	1.472	1.590	1.710	1.831	1.953	2.075	2.199	2.323	2.449
0.38	1.259	1.375	1.494	1.614	1.735	1.858	1.982	2.108	2.234	2.361	2.489	
0.40	1.389	1.509	1.631	1.754	1.879	2.006	2.133	2.262	2.391			
0.42	1.518	1.641	1.767	1.894	2.022	2.152	2.283	2.416				
0.44	1.646	1.773	1.902	2.033	2.165	2.298	2.433					
0.46	1.774	1.905	2.037	2.171	2.307	2.444						
0.48	1.901	2.035	2.172	2.309	2.449							
0.50	2.027	2.165	2.305	2.447								
0.52	2.153	2.295	2.439									
0.54	2.279	2.424										
0.56	2.404											

$\rho(\%) \backslash n$ E	0.94	0.96	0.98	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
0.01							0.436	0.626	0.817	1.008	1.198	1.390
0.02						0.346	0.540	0.734	0.928	1.123	1.317	1.512
0.03						0.448	0.645	0.843	1.041	1.239	1.438	1.636
0.04					0.352	0.552	0.752	0.953	1.155	1.357	1.559	1.761
0.06					0.553	0.760	0.968	1.176	1.385	1.595	1.804	2.015
0.08				0.333	0.757	0.971	1.186	1.402	1.618	1.835	2.053	2.270
0.10	0.266	0.351	0.437	0.524	0.962	1.183	1.405	1.629	1.853	2.077	2.302	
0.12	0.448	0.536	0.625	0.715	1.167	1.396	1.626	1.857	2.088	2.321		
0.14	0.630	0.721	0.813	0.905	1.372	1.609	1.846	2.085	2.324			
0.16	0.811	0.905	1.000	1.095	1.578	1.822	2.067	2.313				
0.18	0.991	1.089	1.187	1.285	1.783	2.034	2.287					
0.20	1.171	1.271	1.372	1.474	1.987	2.246						
0.22	1.349	1.453	1.557	1.662	2.190	2.458						
0.24	1.527	1.634	1.741	1.849	2.393							
0.26	1.704	1.814	1.924	2.035								
0.28	1.879	1.993	2.106	2.220								
0.30	2.054	2.171	2.288	2.405								
0.32	2.228	2.348	2.468									
0.34	2.402											

$\rho(\%) \backslash n$ E	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.20
0.01	1.581	1.772	1.963	2.154	2.346							
0.02	1.707	1.902	2.097	2.292	2.488							
0.03	1.835	2.034	2.233	2.432								
0.04	1.964	2.167	2.370									
0.06	2.225	2.435										
0.08	2.488											

注：见表 4-27 注。

4. 11. 2 计算例题

【例题 4-31】 采用对称配筋，利用计算用表计算【例题 4-18】。

【解】

(1) 已知计算数据

由【例题 4-18】得已知计算数据为

$b=400\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, $a_s=a'_s=40\text{mm}$, $h_0=h-a_s=500-40=460(\text{mm})$, HRB400 级钢筋, $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$; C30 混凝土, $f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1=1.0$, $N=550\text{kN}$, $e_i=873\text{mm}$ 。

(2) 利用计算用表计算

由于 $\frac{a_s}{h_0}=\frac{40}{460}=0.09$, $n=\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}=\frac{550 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 400 \times 460}=0.209$, $E=\frac{e_i}{h_0}=\frac{873}{460}=1.89$, 查表 4-28f 计算, 得

$$\rho(\%)=1.330$$

则计算, 得

$$A_s=A'_s=\rho(\%)bh_0=\frac{1.330}{100} \times 400 \times 460=2447(\text{mm}^2)$$

【例题 4-32】 采用对称配筋，利用计算用表计算【例题 4-19】。

【解】

(1) 已知计算数据

由【例题 4-19】得已知计算数据为

$b=300\text{mm}$, $h=400\text{mm}$, $a_s=a'_s=40\text{mm}$, $h_0=h-a_s=400-40=360(\text{mm})$ 。HRB400 级钢筋, $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$; C40 混凝土, $f_c=19.1\text{N/mm}^2$, $\alpha_1=1.0$ 。 $N=330\text{kN}$, $e_i=300\text{mm}$ 。

(2) 利用计算用表计算

由于 $\frac{a_s}{h_0}=\frac{40}{360}=0.11 \approx 0.10$, $n=\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}=\frac{330 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 300 \times 360}=0.16$, $E=\frac{e_i}{h_0}=\frac{300}{360}=0.833$, 查表 4-29g 计算, 得

$$\rho(\%)=0.37$$

则计算, 得

$$A_s=A'_s=\rho(\%)bh_0=\frac{0.37}{100} \times 300 \times 360=400(\text{mm}^2)$$

【例题 4-33】 采用对称配筋，利用计算用表计算【例题 4-20】。

【解】

(1) 已知计算数据

由【例题 4-20】得已知计算数据为

$b=400\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, $a_s=a'_s=40\text{mm}$, $h_0=h-a_s=500-40=460(\text{mm})$ 。HRB400 级钢筋, $f_y=f'_y=360\text{N/mm}^2$; C40 混凝土, $f_c=19.1\text{N/mm}^2$ 。 $\alpha_1=1.0$, $N=2400\text{kN}$, $e_i=126.43\text{mm}$ 。

(2) 利用计算用表计算

由于 $\frac{a_s}{h_0}=\frac{40}{460}=0.09$, $n=\frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}=\frac{2400 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 400 \times 460}=0.683$, $E=\frac{e_i}{h_0}=\frac{126.43}{460}=0.275$, 查表 4-29f 计算, 得

$$\rho(\%)=0.357$$

则计算, 得

$$A_s = A'_s = \rho(\%)bh_0 = \frac{0.357}{100} \times 400 \times 460 = 657 (\text{mm}^2)$$

4.12 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

4.12.1 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表

圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表见表 4-32。

表 4-32 圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力制表计算公式与计算用表

序号	项 目	内 容
1	计算公式	<p>(1) 基本计算公式(图 4-15)</p> $N = \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s \quad (4-117)$ $Ne_i = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c r^3 \sin^3 \pi\alpha + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} \quad (4-118)$ <p>式中 $A = \pi r^2$ $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$, 当 $\alpha > 0.625$ 时, 取 $\alpha_1 = 0$</p> <p>(2) 计算公式</p> <p>设</p> $\left. \begin{aligned} n &= \frac{N}{\alpha_1 f_c A}; \quad e = \frac{e_i}{r_s}; \quad \beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} \\ R &= \frac{r}{r_s} \end{aligned} \right\} \quad (4-119)$ <p>取 $\beta_1 = \beta_{\min} = 0.05$; $\beta_2 = \beta_{\max} = 2$; 用二分法解:</p> $F(\beta) = -ne + \frac{2}{3} R \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + \beta \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} = 0 \quad (4-120)$ <p>在每次假定 β 后, 取 $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = 1$, 用二分法解:</p> $F(\alpha) = -n + \alpha \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + \beta(\alpha - \alpha_1) = 0 \quad (4-121)$
2	计算用表	<p>根据公式(4-117)~公式(4-121)制成圆形截面偏心受压构件当 $n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A}$、$e = \frac{e_i}{r_s}$、$\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A}$ 时的正截面承载力计算用表, 即表 4-33</p> <p>表 4-33 应用说明:</p> <p>(1) 表 4-33 仅适用于圆形截面内纵向钢筋数量不少于 6 根的情况</p> <p>(2) 表 4-33 中, $n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A}$, $e = \frac{e_i}{r_s}$, $R = \frac{r}{r_s}$, $\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A}$, 表内查得的数值为 β</p>

表 4-33 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算参数 β

e n \ R		0.10					0.15				
		1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.90						0.068	0.060	0.053			
0.92						0.091	0.083	0.076	0.069	0.063	
0.94						0.113	0.105	0.099	0.092	0.086	
0.96	0.070	0.066	0.061	0.057	0.053	0.135	0.128	0.121	0.115	0.109	
0.98	0.092	0.087	0.083	0.079	0.075	0.158	0.151	0.144	0.138	0.132	
1.00	0.113	0.109	0.105	0.101	0.098	0.180	0.173	0.167	0.161	0.155	
1.02	0.135	0.131	0.127	0.123	0.120	0.203	0.196	0.190	0.184	0.178	
1.04	0.157	0.153	0.149	0.145	0.142	0.225	0.219	0.213	0.207	0.202	
1.06	0.178	0.175	0.171	0.167	0.164	0.248	0.242	0.236	0.230	0.225	
1.08	0.200	0.196	0.193	0.190	0.186	0.270	0.264	0.258	0.253	0.248	
1.10	0.222	0.218	0.215	0.212	0.209	0.293	0.287	0.281	0.276	0.271	
1.12	0.244	0.240	0.237	0.234	0.231	0.316	0.310	0.304	0.299	0.294	
1.14	0.265	0.262	0.259	0.256	0.253	0.338	0.333	0.327	0.322	0.317	
1.16	0.287	0.284	0.281	0.278	0.275	0.361	0.356	0.350	0.345	0.340	
1.18	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.384	0.378	0.373	0.368	0.364	
1.20	0.331	0.328	0.325	0.322	0.319	0.406	0.401	0.396	0.391	0.387	
e n \ R		0.20					0.25				
		1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.78						0.067	0.052				
0.80						0.091	0.076	0.062			
0.82						0.115	0.100	0.087	0.074	0.063	
0.84	0.067	0.056				0.139	0.125	0.112	0.099	0.088	
0.86	0.090	0.079	0.069	0.059	0.050	0.163	0.149	0.136	0.124	0.113	
0.88	0.114	0.103	0.093	0.083	0.074	0.187	0.174	0.161	0.149	0.138	
0.90	0.137	0.126	0.116	0.107	0.098	0.211	0.198	0.186	0.174	0.163	
0.92	0.160	0.150	0.140	0.131	0.123	0.236	0.223	0.210	0.199	0.188	
0.94	0.183	0.173	0.164	0.155	0.147	0.260	0.247	0.235	0.224	0.213	
0.96	0.206	0.197	0.188	0.179	0.171	0.284	0.271	0.260	0.249	0.238	
0.98	0.229	0.220	0.212	0.203	0.195	0.309	0.296	0.285	0.274	0.263	
1.00	0.253	0.244	0.235	0.227	0.219	0.333	0.321	0.310	0.298	0.288	
1.02	0.276	0.268	0.259	0.251	0.243	0.358	0.346	0.334	0.324	0.313	
1.04	0.300	0.292	0.283	0.275	0.267	0.382	0.370	0.359	0.349	0.338	
1.06	0.323	0.314	0.307	0.299	0.291	0.407	0.395	0.384	0.374	0.364	
1.08	0.347	0.338	0.331	0.323	0.316	0.432	0.420	0.409	0.399	0.389	
1.10	0.371	0.362	0.354	0.347	0.340	0.456	0.445	0.434	0.424	0.414	
1.12	0.394	0.385	0.379	0.371	0.364	0.481	0.470	0.459	0.449	0.440	
1.14	0.418	0.410	0.401	0.395	0.388	0.506	0.495	0.484	0.474	0.465	
1.16	0.441	0.433	0.426	0.419	0.412	0.530	0.519	0.509	0.499	0.490	
1.18	0.465	0.457	0.449	0.443	0.436	0.555	0.544	0.534	0.524	0.515	
1.20	0.489	0.481	0.474	0.467	0.460	0.580	0.569	0.559	0.549	0.540	

(续表 4-33)

e n	0.30					0.35				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.66						0.056				
0.68						0.079	0.061			
0.70						0.103	0.086	0.068	0.051	
0.72	0.063					0.127	0.109	0.093	0.078	0.061
0.74	0.086	0.070	0.055			0.151	0.135	0.119	0.102	0.087
0.76	0.110	0.095	0.079	0.064		0.177	0.161	0.140	0.120	0.114
0.78	0.136	0.120	0.105	0.090	0.076	0.203	0.187	0.171	0.155	0.140
0.80	0.161	0.146	0.131	0.117	0.103	0.229	0.213	0.198	0.183	0.168
0.82	0.186	0.171	0.157	0.143	0.128	0.255	0.240	0.225	0.210	0.195
0.84	0.212	0.197	0.184	0.170	0.155	0.282	0.267	0.252	0.237	0.223
0.86	0.238	0.224	0.210	0.195	0.181	0.308	0.294	0.279	0.265	0.251
0.88	0.263	0.249	0.236	0.221	0.207	0.334	0.319	0.305	0.291	0.278
0.90	0.289	0.276	0.262	0.247	0.233	0.361	0.347	0.333	0.319	0.306
0.92	0.316	0.302	0.288	0.273	0.260	0.389	0.374	0.360	0.347	0.334
0.94	0.342	0.329	0.314	0.299	0.286	0.416	0.402	0.388	0.375	0.362
0.96	0.369	0.355	0.340	0.325	0.313	0.444	0.430	0.416	0.403	0.391
0.98	0.395	0.381	0.366	0.351	0.339	0.472	0.458	0.445	0.431	0.420
1.00	0.423	0.407	0.392	0.378	0.365	0.499	0.486	0.473	0.460	0.447
1.02	0.447	0.432	0.418	0.404	0.392	0.527	0.514	0.501	0.488	0.476
1.04	0.473	0.458	0.444	0.430	0.418	0.555	0.542	0.530	0.516	0.503
1.06	0.499	0.484	0.470	0.456	0.445	0.583	0.570	0.557	0.544	0.532
1.08	0.525	0.510	0.496	0.483	0.471	0.612	0.597	0.586	0.573	0.560
1.10	0.550	0.536	0.522	0.509	0.498	0.639	0.628	0.614	0.601	0.589
1.12	0.576	0.562	0.549	0.535	0.524	0.668	0.656	0.642	0.630	0.618
1.14	0.602	0.588	0.575	0.562	0.550	0.695	0.682	0.670	0.659	0.647
1.16	0.628	0.614	0.601	0.588	0.577	0.726	0.711	0.699	0.688	0.673
1.18	0.654	0.640	0.627	0.614	0.603	0.752	0.740	0.730	0.715	0.700
1.20	0.680	0.667	0.653	0.641	0.630	0.781	0.769	0.757	0.745	0.728

(续表 4-33)

e		0.40					0.45				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.56							0.060				
0.58							0.081	0.062			
0.60							0.103	0.084	0.060		
0.62		0.070	0.051				0.126	0.108	0.080	0.070	0.050
0.64		0.093	0.074	0.055			0.151	0.132	0.114	0.095	0.077
0.66		0.116	0.098	0.080	0.062		0.175	0.157	0.130	0.121	0.103
0.68		0.141	0.123	0.105	0.087	0.070	0.200	0.182	0.164	0.148	0.130
0.70		0.165	0.147	0.130	0.114	0.097	0.226	0.208	0.191	0.173	0.156
0.72		0.190	0.173	0.156	0.139	0.122	0.253	0.235	0.218	0.201	0.184
0.74		0.216	0.199	0.182	0.166	0.150	0.280	0.263	0.246	0.229	0.212
0.76		0.242	0.226	0.209	0.193	0.177	0.307	0.290	0.274	0.257	0.240
0.78		0.269	0.253	0.236	0.220	0.205	0.335	0.318	0.301	0.285	0.269
0.80		0.296	0.280	0.264	0.248	0.233	0.363	0.346	0.330	0.314	0.298
0.82		0.323	0.307	0.292	0.276	0.261	0.391	0.374	0.359	0.343	0.328
0.84		0.350	0.335	0.320	0.304	0.290	0.420	0.404	0.388	0.372	0.357
0.86		0.379	0.363	0.348	0.333	0.319	0.448	0.433	0.417	0.402	0.387
0.88		0.405	0.390	0.375	0.361	0.346	0.476	0.461	0.445	0.430	0.415
0.90		0.433	0.419	0.404	0.389	0.375	0.505	0.490	0.475	0.460	0.445
0.92		0.462	0.447	0.433	0.418	0.404	0.534	0.519	0.504	0.489	0.475
0.94		0.490	0.476	0.461	0.447	0.433	0.565	0.550	0.534	0.519	0.505
0.96		0.518	0.504	0.490	0.476	0.463	0.594	0.579	0.565	0.549	0.535
0.98		0.547	0.533	0.519	0.505	0.492	0.624	0.609	0.595	0.580	0.566
1.00		0.577	0.562	0.548	0.534	0.521	0.654	0.639	0.625	0.611	0.596
1.02		0.605	0.592	0.577	0.563	0.550	0.683	0.669	0.655	0.641	0.627
1.04		0.634	0.621	0.607	0.594	0.579	0.713	0.699	0.685	0.671	0.657
1.06		0.663	0.649	0.636	0.623	0.610	0.744	0.730	0.716	0.702	0.687
1.08		0.692	0.679	0.666	0.653	0.640	0.774	0.760	0.746	0.733	0.718
1.10		0.721	0.708	0.695	0.682	0.669	0.805	0.791	0.777	0.763	0.750
1.12		0.751	0.738	0.725	0.712	0.699	0.835	0.821	0.808	0.793	0.781
1.14		0.780	0.767	0.754	0.742	0.729	0.866	0.852	0.838	0.824	0.811
1.16		0.810	0.797	0.784	0.771	0.759	0.896	0.883	0.869	0.855	0.842
1.18		0.838	0.826	0.814	0.801	0.788	0.926	0.912	0.899	0.885	0.872
1.20		0.869	0.856	0.842	0.832	0.819	0.956	0.944	0.931	0.917	0.903

(续表 4-33)

e n	0.50					0.55				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.46						0.056				
0.48						0.075	0.056			
0.50						0.094	0.075	0.056		
0.52	0.069					0.115	0.096	0.077	0.058	
0.54	0.089	0.070	0.051			0.138	0.119	0.100	0.081	0.061
0.56	0.111	0.092	0.072	0.053		0.160	0.140	0.123	0.100	0.085
0.58	0.133	0.114	0.096	0.076	0.057	0.185	0.166	0.148	0.129	0.110
0.60	0.157	0.138	0.120	0.101	0.082	0.210	0.192	0.173	0.154	0.136
0.62	0.182	0.163	0.145	0.126	0.108	0.236	0.218	0.200	0.181	0.163
0.64	0.207	0.189	0.171	0.152	0.134	0.263	0.245	0.227	0.209	0.190
0.66	0.234	0.215	0.197	0.179	0.161	0.291	0.273	0.255	0.237	0.219
0.68	0.259	0.241	0.224	0.206	0.188	0.318	0.300	0.282	0.264	0.247
0.70	0.287	0.269	0.251	0.234	0.216	0.346	0.329	0.311	0.294	0.276
0.72	0.314	0.297	0.279	0.262	0.245	0.375	0.358	0.341	0.323	0.306
0.74	0.342	0.325	0.308	0.291	0.274	0.405	0.387	0.370	0.353	0.336
0.76	0.371	0.354	0.337	0.320	0.304	0.435	0.417	0.401	0.384	0.367
0.78	0.400	0.383	0.366	0.349	0.333	0.464	0.447	0.430	0.414	0.397
0.80	0.429	0.412	0.395	0.380	0.363	0.494	0.478	0.461	0.445	0.428
0.82	0.458	0.442	0.426	0.410	0.394	0.525	0.509	0.492	0.476	0.460
0.84	0.488	0.472	0.456	0.440	0.424	0.556	0.540	0.523	0.507	0.491
0.86	0.518	0.502	0.486	0.470	0.455	0.587	0.571	0.555	0.539	0.523
0.88	0.547	0.531	0.515	0.499	0.484	0.618	0.602	0.586	0.570	0.554
0.90	0.577	0.562	0.546	0.531	0.515	0.649	0.633	0.617	0.602	0.586
0.92	0.608	0.592	0.577	0.562	0.547	0.681	0.665	0.649	0.634	0.618
0.94	0.638	0.623	0.608	0.593	0.578	0.712	0.697	0.681	0.666	0.650
0.96	0.669	0.654	0.639	0.624	0.609	0.744	0.729	0.713	0.698	0.683
0.98	0.700	0.685	0.670	0.655	0.640	0.776	0.760	0.745	0.730	0.715
1.00	0.731	0.716	0.701	0.686	0.672	0.809	0.794	0.778	0.763	0.747
1.02	0.763	0.747	0.732	0.717	0.703	0.841	0.826	0.811	0.796	0.781
1.04	0.794	0.779	0.764	0.750	0.736	0.873	0.858	0.843	0.828	0.814
1.06	0.824	0.810	0.795	0.781	0.767	0.906	0.891	0.875	0.860	0.846
1.08	0.856	0.841	0.827	0.813	0.799	0.939	0.924	0.909	0.893	0.879
1.10	0.887	0.873	0.859	0.845	0.830	0.971	0.958	0.942	0.927	0.912
1.12	0.918	0.905	0.891	0.876	0.863	1.004	0.989	0.975	0.960	0.945
1.14	0.951	0.937	0.922	0.909	0.895	1.036	1.021	1.008	0.993	0.979
1.16	0.982	0.968	0.955	0.940	0.926	1.068	1.055	1.040	1.026	1.012
1.18	1.013	1.001	0.986	0.972	0.958	1.101	1.088	1.073	1.060	1.045
1.20	1.046	1.032	1.018	1.004	0.990	1.135	1.121	1.106	1.091	1.079

(续表 4-33)

e		0.60					0.65					
		R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
n												
0.38							0.061					
0.40							0.078	0.060				
0.42	0.060						0.096	0.078	0.061			
0.44	0.077	0.059					0.116	0.098	0.080	0.061		
0.46	0.097	0.078	0.060				0.137	0.118	0.100	0.082	0.063	
0.48	0.117	0.098	0.080	0.061			0.150	0.140	0.120	0.103	0.085	
0.50	0.138	0.120	0.101	0.082	0.063		0.182	0.164	0.145	0.127	0.108	
0.52	0.161	0.142	0.124	0.105	0.086		0.207	0.188	0.170	0.151	0.132	
0.54	0.185	0.166	0.148	0.129	0.110		0.232	0.214	0.195	0.177	0.158	
0.56	0.210	0.192	0.173	0.154	0.135		0.258	0.240	0.222	0.204	0.185	
0.58	0.236	0.217	0.199	0.180	0.162		0.286	0.268	0.250	0.231	0.212	
0.60	0.263	0.244	0.226	0.207	0.189		0.314	0.296	0.278	0.260	0.241	
0.62	0.290	0.272	0.254	0.235	0.217		0.343	0.325	0.307	0.289	0.271	
0.64	0.318	0.300	0.282	0.264	0.246		0.373	0.355	0.337	0.319	0.301	
0.66	0.347	0.329	0.312	0.294	0.276		0.403	0.386	0.368	0.350	0.332	
0.68	0.376	0.358	0.340	0.323	0.305		0.434	0.416	0.398	0.380	0.362	
0.70	0.406	0.388	0.370	0.353	0.335		0.465	0.447	0.429	0.412	0.394	
0.72	0.436	0.419	0.401	0.384	0.366		0.496	0.479	0.461	0.444	0.427	
0.74	0.467	0.449	0.432	0.415	0.398		0.528	0.511	0.493	0.476	0.459	
0.76	0.498	0.481	0.464	0.446	0.429		0.560	0.544	0.526	0.509	0.492	
0.78	0.528	0.511	0.494	0.477	0.461		0.593	0.575	0.558	0.542	0.525	
0.80	0.560	0.543	0.527	0.510	0.493		0.625	0.609	0.592	0.575	0.558	
0.82	0.592	0.575	0.559	0.542	0.526		0.658	0.642	0.625	0.608	0.591	
0.84	0.624	0.607	0.591	0.574	0.559		0.692	0.675	0.659	0.642	0.626	
0.86	0.657	0.640	0.624	0.608	0.592		0.726	0.709	0.693	0.676	0.660	
0.88	0.689	0.673	0.655	0.639	0.623		0.759	0.743	0.727	0.710	0.694	
0.90	0.721	0.704	0.688	0.672	0.657		0.793	0.777	0.759	0.743	0.727	
0.92	0.753	0.737	0.721	0.706	0.690		0.826	0.810	0.794	0.778	0.762	
0.94	0.786	0.770	0.754	0.739	0.723		0.861	0.845	0.829	0.813	0.796	
0.96	0.819	0.803	0.788	0.772	0.756		0.895	0.879	0.863	0.847	0.832	
0.98	0.853	0.837	0.822	0.806	0.791		0.929	0.914	0.898	0.882	0.866	
1.00	0.886	0.871	0.855	0.840	0.825		0.964	0.948	0.932	0.917	0.901	
1.02	0.920	0.904	0.889	0.874	0.858		0.998	0.983	0.967	0.952	0.936	
1.04	0.953	0.937	0.922	0.907	0.892		1.034	1.018	1.003	0.987	0.972	
1.06	0.987	0.972	0.957	0.942	0.927		1.068	1.053	1.037	1.022	1.007	
1.08	1.021	1.006	0.991	0.976	0.961		1.103	1.088	1.072	1.057	1.042	
1.10	1.054	1.040	1.025	1.010	0.995		1.138	1.123	1.108	1.093	1.078	
1.12	1.088	1.074	1.059	1.044	1.029		1.174	1.159	1.144	1.128	1.113	
1.14	1.123	1.107	1.092	1.078	1.068		1.209	1.193	1.179	1.164	1.149	
1.16	1.157	1.142	1.127	1.111	1.097		1.245	1.229	1.214	1.199	1.196	
1.18	1.190	1.175	1.160	1.147	1.132		1.280	1.264	1.248	1.234	1.223	
1.20	1.225	1.211	1.196	1.181	1.167		1.315	1.300	1.285	1.270	1.255	

(续表 4-33)

e n	0.70					0.75				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.30						0.056				
0.32						0.071	0.056			
0.34	0.060					0.087	0.072	0.056		
0.36	0.076	0.059				0.105	0.089	0.073	0.057	
0.38	0.093	0.076	0.059			0.124	0.108	0.091	0.075	0.058
0.40	0.112	0.095	0.077	0.060		0.145	0.129	0.111	0.094	0.077
0.42	0.132	0.114	0.097	0.079	0.061	0.167	0.150	0.133	0.115	0.098
0.44	0.153	0.136	0.118	0.100	0.082	0.191	0.173	0.156	0.138	0.120
0.46	0.176	0.158	0.140	0.122	0.104	0.216	0.198	0.180	0.162	0.144
0.48	0.200	0.182	0.164	0.146	0.127	0.242	0.224	0.205	0.187	0.169
0.50	0.225	0.207	0.189	0.170	0.152	0.268	0.250	0.232	0.214	0.196
0.52	0.252	0.233	0.215	0.197	0.178	0.296	0.278	0.260	0.242	0.223
0.54	0.279	0.261	0.242	0.224	0.205	0.325	0.307	0.289	0.271	0.252
0.56	0.307	0.289	0.270	0.252	0.234	0.355	0.337	0.318	0.300	0.282
0.58	0.336	0.318	0.300	0.282	0.263	0.385	0.367	0.349	0.331	0.313
0.60	0.366	0.348	0.330	0.311	0.293	0.416	0.399	0.381	0.363	0.345
0.62	0.396	0.378	0.360	0.342	0.324	0.449	0.431	0.413	0.395	0.377
0.64	0.427	0.409	0.391	0.374	0.356	0.482	0.463	0.446	0.428	0.410
0.66	0.459	0.441	0.424	0.406	0.388	0.514	0.497	0.479	0.461	0.443
0.68	0.491	0.474	0.456	0.438	0.420	0.548	0.530	0.513	0.495	0.478
0.70	0.524	0.506	0.488	0.470	0.453	0.582	0.565	0.547	0.530	0.511
0.72	0.556	0.539	0.521	0.504	0.486	0.616	0.598	0.581	0.564	0.546
0.74	0.589	0.572	0.555	0.537	0.520	0.650	0.633	0.616	0.598	0.581
0.76	0.623	0.606	0.589	0.571	0.555	0.685	0.668	0.651	0.634	0.617
0.78	0.656	0.639	0.622	0.605	0.588	0.720	0.703	0.686	0.669	0.652
0.80	0.691	0.673	0.657	0.640	0.623	0.755	0.738	0.721	0.704	0.687
0.82	0.725	0.708	0.691	0.674	0.658	0.791	0.774	0.757	0.741	0.724
0.84	0.760	0.743	0.726	0.710	0.693	0.827	0.810	0.794	0.777	0.760
0.86	0.794	0.778	0.761	0.745	0.728	0.863	0.847	0.830	0.813	0.797
0.88	0.829	0.813	0.796	0.780	0.764	0.899	0.883	0.866	0.850	0.833
0.90	0.864	0.848	0.832	0.815	0.799	0.936	0.919	0.903	0.886	0.870
0.92	0.900	0.883	0.867	0.850	0.834	0.973	0.957	0.940	0.924	0.908
0.94	0.935	0.918	0.902	0.886	0.870	1.010	0.993	0.977	0.961	0.944
0.96	0.970	0.954	0.938	0.922	0.906	1.047	1.029	1.013	0.997	0.981
0.98	1.006	0.990	0.974	0.958	0.942	1.082	1.066	1.050	1.034	1.018
1.00	1.042	1.026	1.010	0.994	0.978	1.119	1.103	1.087	1.071	1.055
1.02	1.078	1.061	1.045	1.030	1.014	1.157	1.141	1.125	1.109	1.093
1.04	1.114	1.098	1.083	1.067	1.051	1.194	1.178	1.162	1.147	1.131
1.06	1.150	1.134	1.118	1.103	1.087	1.232	1.215	1.199	1.184	1.168
1.08	1.186	1.170	1.155	1.139	1.124	1.270	1.254	1.238	1.222	1.206
1.10	1.223	1.207	1.191	1.176	1.161	1.310	1.293	1.278	1.262	1.247
1.12	1.259	1.244	1.228	1.213	1.198	1.345	1.328	1.313	1.298	1.282
1.14	1.296	1.279	1.264	1.249	1.235	1.384	1.370	1.354	1.338	1.322
1.16	1.332	1.316	1.301	1.286	1.271	1.421	1.407	1.390	1.375	1.357
1.18	1.369	1.353	1.338	1.323	1.310	1.458	1.443	1.427	1.412	
1.20	1.405	1.390	1.374	1.360	1.348	1.499	1.483	1.468		

(续表 4-33)

e		0.80					0.85				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.24							0.056				
0.26	0.051						0.071	0.058			
0.28	0.064	0.051					0.086	0.073	0.059		
0.30	0.080	0.065	0.051				0.103	0.089	0.075	0.060	
0.32	0.097	0.081	0.066	0.052			0.122	0.107	0.092	0.077	0.062
0.34	0.115	0.099	0.084	0.069	0.053		0.143	0.127	0.111	0.096	0.080
0.36	0.135	0.119	0.102	0.087	0.070		0.165	0.148	0.132	0.116	0.100
0.38	0.156	0.140	0.123	0.107	0.090		0.188	0.171	0.155	0.138	0.121
0.40	0.179	0.162	0.145	0.128	0.111		0.213	0.196	0.179	0.162	0.145
0.42	0.203	0.186	0.168	0.151	0.134		0.238	0.221	0.204	0.187	0.169
0.44	0.228	0.211	0.193	0.176	0.158		0.266	0.248	0.231	0.213	0.196
0.46	0.255	0.237	0.219	0.202	0.184		0.294	0.276	0.259	0.241	0.223
0.48	0.283	0.265	0.247	0.229	0.211		0.323	0.306	0.288	0.270	0.252
0.50	0.311	0.293	0.275	0.257	0.239		0.354	0.336	0.318	0.300	0.282
0.52	0.341	0.323	0.305	0.287	0.268		0.385	0.367	0.349	0.331	0.313
0.54	0.371	0.353	0.335	0.317	0.299		0.417	0.399	0.381	0.363	0.345
0.56	0.403	0.385	0.367	0.348	0.330		0.450	0.432	0.414	0.396	0.378
0.58	0.435	0.417	0.398	0.380	0.362		0.484	0.466	0.448	0.430	0.412
0.60	0.467	0.449	0.431	0.413	0.396		0.518	0.500	0.482	0.464	0.446
0.62	0.500	0.483	0.466	0.448	0.430		0.552	0.535	0.517	0.499	0.482
0.64	0.535	0.517	0.500	0.482	0.464		0.588	0.570	0.553	0.536	0.518
0.66	0.570	0.552	0.534	0.516	0.499		0.625	0.607	0.590	0.572	0.554
0.68	0.605	0.587	0.569	0.552	0.534		0.661	0.644	0.626	0.608	0.591
0.70	0.640	0.622	0.605	0.587	0.570		0.698	0.680	0.663	0.645	0.628
0.72	0.676	0.658	0.641	0.624	0.606		0.735	0.717	0.700	0.683	0.666
0.74	0.712	0.695	0.676	0.659	0.642		0.772	0.755	0.738	0.721	0.703
0.76	0.748	0.730	0.713	0.696	0.679		0.810	0.793	0.776	0.758	0.741
0.78	0.783	0.766	0.749	0.732	0.715		0.847	0.830	0.812	0.795	0.778
0.80	0.820	0.803	0.786	0.769	0.752		0.885	0.868	0.851	0.834	0.817
0.82	0.857	0.840	0.824	0.807	0.790		0.923	0.906	0.889	0.873	0.856
0.84	0.895	0.878	0.861	0.844	0.827		0.962	0.945	0.928	0.911	0.894
0.86	0.932	0.915	0.898	0.882	0.865		1.001	0.984	0.967	0.950	0.933
0.88	0.969	0.953	0.936	0.919	0.903		1.039	1.023	1.006	0.989	0.973
0.90	1.008	0.991	0.975	0.958	0.942		1.079	1.062	1.046	1.029	1.013
0.92	1.046	1.029	1.013	0.996	0.980		1.118	1.102	1.085	1.069	1.052
0.94	1.084	1.067	1.051	1.035	1.018		1.158	1.141	1.125	1.108	1.092
0.96	1.122	1.105	1.089	1.073	1.057		1.197	1.181	1.164	1.148	1.132
0.98	1.160	1.144	1.127	1.111	1.094		1.237	1.220	1.204	1.188	1.171
1.00	1.199	1.182	1.166	1.150	1.133		1.277	1.261	1.245	1.228	1.212
1.02	1.236	1.220	1.204	1.188	1.172		1.317	1.301	1.284	1.268	1.251
1.04	1.275	1.259	1.243	1.227	1.211		1.356	1.340	1.324	1.307	1.291
1.06	1.314	1.298	1.282	1.266	1.250		1.396	1.380	1.364	1.348	1.332
1.08	1.353	1.337	1.321	1.305	1.289		1.436	1.420	1.404	1.388	1.372
1.10	1.393	1.377	1.362	1.346	1.331		1.479	1.462	1.444	1.428	1.412
1.12	1.430	1.414	1.399	1.383	1.368		1.517	1.500	1.487	1.471	1.455
1.14	1.470	1.454	1.438	1.422	1.407		1.557	1.543	1.528	1.509	1.494
1.16	1.508	1.493	1.478	1.462	1.445		1.600	1.584	1.569	1.552	1.534
1.18	1.551	1.535	1.518	1.501	1.487		1.637	1.622	1.605	1.590	1.577
1.20			1.557	1.540	1.528		1.679	1.663	1.647	1.632	1.616

(续表 4-33)

e n	0.90					0.95				
	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.20						0.061	0.051			
0.22	0.060					0.076	0.065	0.054		
0.24	0.075	0.062	0.050			0.093	0.080	0.068	0.056	
0.26	0.091	0.078	0.065	0.052		0.111	0.097	0.084	0.071	0.059
0.28	0.108	0.094	0.081	0.067	0.053	0.130	0.116	0.102	0.089	0.075
0.30	0.127	0.113	0.098	0.084	0.070	0.151	0.137	0.122	0.108	0.093
0.32	0.148	0.133	0.118	0.103	0.088	0.174	0.159	0.144	0.129	0.114
0.34	0.170	0.155	0.139	0.123	0.108	0.198	0.183	0.167	0.151	0.136
0.36	0.194	0.178	0.162	0.146	0.130	0.224	0.208	0.192	0.176	0.159
0.38	0.219	0.203	0.186	0.170	0.153	0.251	0.235	0.218	0.201	0.185
0.40	0.246	0.229	0.212	0.195	0.178	0.279	0.263	0.246	0.229	0.212
0.42	0.274	0.257	0.240	0.222	0.205	0.309	0.292	0.275	0.258	0.241
0.44	0.303	0.285	0.268	0.251	0.233	0.340	0.323	0.305	0.288	0.271
0.46	0.333	0.315	0.298	0.280	0.263	0.372	0.354	0.337	0.319	0.302
0.48	0.364	0.346	0.329	0.311	0.293	0.405	0.387	0.369	0.352	0.334
0.50	0.396	0.378	0.361	0.343	0.325	0.438	0.421	0.403	0.385	0.368
0.52	0.429	0.411	0.394	0.376	0.358	0.473	0.455	0.438	0.420	0.402
0.54	0.463	0.445	0.427	0.409	0.391	0.508	0.491	0.473	0.455	0.437
0.56	0.497	0.479	0.462	0.444	0.426	0.545	0.527	0.509	0.491	0.473
0.58	0.532	0.515	0.497	0.479	0.461	0.581	0.563	0.546	0.528	0.510
0.60	0.568	0.550	0.533	0.515	0.497	0.618	0.601	0.583	0.565	0.547
0.62	0.605	0.587	0.569	0.551	0.533	0.656	0.639	0.621	0.603	0.586
0.64	0.641	0.623	0.606	0.588	0.571	0.695	0.677	0.659	0.641	0.624
0.66	0.679	0.661	0.644	0.627	0.609	0.733	0.715	0.698	0.681	0.663
0.68	0.717	0.700	0.682	0.665	0.647	0.773	0.755	0.738	0.721	0.704
0.70	0.755	0.738	0.721	0.703	0.685	0.812	0.795	0.778	0.761	0.743
0.72	0.794	0.776	0.759	0.742	0.725	0.853	0.836	0.818	0.801	0.783
0.74	0.833	0.815	0.798	0.781	0.764	0.893	0.876	0.858	0.841	0.824
0.76	0.872	0.855	0.838	0.821	0.803	0.934	0.916	0.899	0.882	0.865
0.78	0.911	0.894	0.876	0.859	0.842	0.974	0.957	0.939	0.922	0.905
0.80	0.950	0.933	0.916	0.898	0.881	1.015	0.997	0.980	0.964	0.947
0.82	0.990	0.972	0.955	0.938	0.921	1.056	1.039	1.022	1.005	0.988
0.84	1.029	1.012	0.995	0.978	0.962	1.097	1.080	1.064	1.046	1.029
0.86	1.069	1.052	1.036	1.019	1.002	1.139	1.121	1.104	1.087	1.071
0.88	1.110	1.093	1.077	1.060	1.043	1.180	1.163	1.147	1.130	1.113
0.90	1.151	1.134	1.117	1.100	1.084	1.222	1.205	1.188	1.172	1.155
0.92	1.191	1.174	1.158	1.141	1.125	1.264	1.247	1.230	1.214	1.197
0.94	1.232	1.215	1.199	1.182	1.166	1.306	1.289	1.273	1.256	1.239
0.96	1.272	1.256	1.239	1.223	1.207	1.348	1.331	1.315	1.298	1.282
0.98	1.314	1.298	1.281	1.265	1.248	1.391	1.374	1.358	1.341	1.325
1.00	1.355	1.339	1.322	1.306	1.290	1.433	1.417	1.400	1.384	1.368
1.02	1.396	1.380	1.364	1.347	1.331	1.476	1.459	1.443	1.426	1.410
1.04	1.437	1.421	1.405	1.388	1.372	1.519	1.503	1.486	1.470	1.454
1.06	1.479	1.463	1.447	1.431	1.414	1.561	1.545	1.529	1.512	1.496
1.08	1.521	1.504	1.488	1.471	1.455	1.604	1.588	1.572	1.555	1.539
1.10	1.562	1.546	1.528	1.512	1.496	1.646	1.631	1.615	1.599	1.583
1.12	1.605	1.589	1.573	1.557	1.541	1.693	1.677	1.660	1.644	1.628
1.14	1.645	1.630	1.613	1.596	1.580	1.733	1.717	1.703	1.686	1.668
1.16	1.689	1.674	1.656	1.640	1.625	1.779	1.763	1.745	1.730	1.711
1.18	1.728	1.715	1.698	1.683	1.668	1.820	1.803	1.789	1.773	1.754
1.20	1.770	1.755	1.739	1.715	1.710	1.862	1.849	1.832	1.814	1.797

(续表 4-33)

e n	1.00					1.05				
	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.16						0.059	0.050			
0.18	0.061	0.051				0.074	0.064	0.054		
0.20	0.076	0.065	0.055			0.090	0.080	0.069	0.059	
0.22	0.092	0.081	0.070	0.059		0.109	0.097	0.085	0.075	0.063
0.24	0.111	0.098	0.086	0.074	0.062	0.129	0.117	0.104	0.092	0.080
0.26	0.131	0.117	0.104	0.091	0.078	0.151	0.137	0.124	0.111	0.098
0.28	0.152	0.138	0.124	0.110	0.097	0.174	0.160	0.146	0.132	0.119
0.30	0.175	0.161	0.146	0.132	0.117	0.199	0.184	0.170	0.155	0.141
0.32	0.200	0.185	0.169	0.154	0.139	0.226	0.210	0.195	0.180	0.165
0.34	0.226	0.210	0.195	0.179	0.163	0.254	0.238	0.222	0.207	0.191
0.36	0.253	0.237	0.221	0.205	0.189	0.283	0.267	0.251	0.235	0.219
0.38	0.282	0.266	0.250	0.233	0.217	0.314	0.298	0.281	0.265	0.248
0.40	0.313	0.296	0.279	0.262	0.246	0.346	0.329	0.313	0.296	0.279
0.42	0.344	0.327	0.310	0.293	0.276	0.379	0.362	0.345	0.328	0.311
0.44	0.377	0.360	0.342	0.325	0.308	0.414	0.397	0.379	0.362	0.345
0.46	0.410	0.393	0.376	0.358	0.341	0.449	0.432	0.414	0.397	0.380
0.48	0.445	0.428	0.410	0.393	0.375	0.485	0.468	0.450	0.433	0.416
0.50	0.480	0.463	0.445	0.428	0.410	0.522	0.505	0.487	0.470	0.452
0.52	0.517	0.499	0.482	0.464	0.446	0.560	0.543	0.525	0.508	0.490
0.54	0.554	0.536	0.518	0.501	0.483	0.599	0.581	0.564	0.546	0.529
0.56	0.591	0.574	0.556	0.538	0.521	0.638	0.621	0.603	0.585	0.568
0.58	0.630	0.612	0.595	0.576	0.559	0.678	0.661	0.643	0.625	0.608
0.60	0.669	0.651	0.633	0.615	0.598	0.719	0.701	0.683	0.666	0.648
0.62	0.708	0.690	0.673	0.655	0.637	0.759	0.741	0.724	0.706	0.689
0.64	0.748	0.730	0.712	0.695	0.677	0.800	0.783	0.765	0.748	0.730
0.66	0.788	0.770	0.753	0.735	0.717	0.842	0.825	0.807	0.790	0.772
0.68	0.829	0.811	0.793	0.776	0.759	0.885	0.867	0.850	0.832	0.814
0.70	0.869	0.852	0.834	0.817	0.800	0.927	0.910	0.892	0.875	0.857
0.72	0.911	0.894	0.877	0.860	0.842	0.969	0.952	0.935	0.917	0.900
0.74	0.953	0.937	0.919	0.902	0.885	1.013	0.995	0.978	0.961	0.945
0.76	0.996	0.978	0.961	0.944	0.926	1.056	1.039	1.023	1.006	0.988
0.78	1.037	1.020	1.002	0.985	0.968	1.100	1.083	1.066	1.049	1.032
0.80	1.079	1.062	1.045	1.028	1.011	1.144	1.127	1.110	1.093	1.075
0.82	1.122	1.105	1.088	1.071	1.054	1.188	1.171	1.153	1.136	1.119
0.84	1.165	1.148	1.131	1.114	1.097	1.232	1.215	1.198	1.181	1.164

(续表 4-33)

e		1.00					1.05				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.86		1.207	1.190	1.174	1.157	1.140	1.276	1.260	1.243	1.226	1.209
0.88		1.251	1.234	1.217	1.200	1.183	1.321	1.304	1.287	1.270	1.254
0.90		1.294	1.276	1.260	1.243	1.226	1.366	1.349	1.332	1.315	1.298
0.92		1.337	1.320	1.303	1.286	1.270	1.410	1.394	1.377	1.360	1.342
0.94		1.380	1.363	1.347	1.330	1.313	1.455	1.438	1.421	1.404	1.387
0.96		1.424	1.408	1.391	1.374	1.358	1.500	1.483	1.467	1.450	1.433
0.98		1.468	1.451	1.435	1.418	1.402	1.545	1.528	1.512	1.495	1.478
1.00		1.512	1.495	1.479	1.462	1.446	1.590	1.573	1.557	1.540	1.524
1.02		1.555	1.539	1.522	1.506	1.489	1.635	1.618	1.602	1.585	1.569
1.04		1.600	1.583	1.567	1.551	1.534	1.681	1.665	1.648	1.632	1.615
1.06		1.644	1.627	1.611	1.594	1.578	1.726	1.710	1.693	1.677	1.660
1.08		1.688	1.671	1.655	1.639	1.622	1.771	1.755	1.739	1.722	1.706
1.10		1.733	1.716	1.700	1.683	1.667	1.817	1.801	1.784	1.768	1.753
1.12		1.779	1.763	1.746	1.730	1.714	1.866	1.849	1.830	1.814	1.798
1.14		1.823	1.805	1.788	1.774	1.757	1.912	1.894	1.877	1.861	1.844
1.16		1.866	1.850	1.833	1.817	1.800	1.955	1.939	1.923	1.907	1.893
1.18		1.910	1.894	1.878	1.862	1.846		1.985	1.972	1.955	1.939
1.20			1.939	1.923	1.907				1.999	1.985	
e		1.10					1.15				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.14		0.055					0.065	0.057			
0.16		0.070	0.061	0.053			0.081	0.072	0.063	0.055	
0.18		0.087	0.077	0.067	0.057		0.099	0.089	0.080	0.070	0.060
0.20		0.105	0.094	0.083	0.073	0.062	0.120	0.109	0.098	0.087	0.077
0.22		0.125	0.113	0.102	0.090	0.079	0.141	0.130	0.118	0.106	0.095
0.24		0.147	0.134	0.122	0.110	0.098	0.165	0.152	0.140	0.127	0.116
0.26		0.170	0.158	0.144	0.131	0.118	0.191	0.177	0.164	0.151	0.138
0.28		0.196	0.182	0.168	0.154	0.140	0.218	0.204	0.190	0.176	0.162
0.30		0.223	0.208	0.194	0.179	0.165	0.246	0.232	0.218	0.203	0.189
0.32		0.251	0.236	0.221	0.206	0.191	0.277	0.262	0.247	0.232	0.217
0.34		0.281	0.266	0.250	0.234	0.219	0.309	0.293	0.278	0.262	0.247
0.36		0.313	0.297	0.281	0.265	0.249	0.342	0.326	0.310	0.294	0.278
0.38		0.345	0.329	0.313	0.296	0.280	0.377	0.360	0.344	0.328	0.311
0.40		0.379	0.363	0.346	0.329	0.313	0.412	0.396	0.379	0.363	0.346
0.42		0.414	0.397	0.381	0.364	0.347	0.449	0.432	0.416	0.399	0.382

(续表 4-33)

e		1. 10					1. 15				
		1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25	1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25
n	R										
0.44		0.450	0.433	0.416	0.399	0.382	0.487	0.470	0.453	0.436	0.419
0.46		0.487	0.470	0.453	0.436	0.418	0.526	0.509	0.492	0.474	0.457
0.48		0.525	0.508	0.491	0.473	0.456	0.565	0.548	0.531	0.514	0.496
0.50		0.564	0.547	0.529	0.512	0.494	0.606	0.589	0.571	0.554	0.536
0.52		0.604	0.586	0.569	0.551	0.534	0.647	0.630	0.612	0.595	0.577
0.54		0.644	0.627	0.609	0.591	0.574	0.689	0.672	0.654	0.637	0.619
0.56		0.685	0.667	0.650	0.632	0.615	0.731	0.714	0.697	0.679	0.662
0.58		0.726	0.709	0.691	0.674	0.656	0.775	0.757	0.740	0.722	0.705
0.60		0.768	0.751	0.733	0.716	0.698	0.818	0.801	0.783	0.766	0.748
0.62		0.811	0.793	0.776	0.758	0.740	0.862	0.845	0.827	0.810	0.792
0.64		0.854	0.836	0.818	0.801	0.783	0.906	0.889	0.872	0.854	0.837
0.66		0.896	0.879	0.862	0.844	0.827	0.951	0.934	0.916	0.898	0.881
0.68		0.940	0.923	0.906	0.888	0.871	0.996	0.979	0.961	0.944	0.927
0.70		0.984	0.967	0.950	0.932	0.915	1.041	1.024	1.007	0.990	0.972
0.72		1.029	1.011	0.994	0.976	0.959	1.087	1.070	1.053	1.035	1.018
0.74		1.073	1.055	1.038	1.021	1.004	1.133	1.116	1.099	1.082	1.064
0.76		1.118	1.101	1.083	1.066	1.049	1.180	1.163	1.145	1.128	1.110
0.78		1.162	1.145	1.128	1.111	1.094	1.225	1.208	1.191	1.174	1.156
0.80		1.207	1.191	1.174	1.158	1.140	1.272	1.255	1.237	1.220	1.204
0.82		1.254	1.237	1.220	1.203	1.186	1.318	1.301	1.285	1.268	1.251
0.84		1.299	1.282	1.265	1.249	1.231	1.366	1.349	1.332	1.316	1.299
0.86		1.345	1.329	1.311	1.294	1.277	1.413	1.397	1.380	1.363	1.346
0.88		1.392	1.374	1.357	1.340	1.323	1.461	1.444	1.428	1.411	1.394
0.90		1.437	1.420	1.403	1.386	1.370	1.509	1.492	1.475	1.458	1.441
0.92		1.483	1.466	1.449	1.433	1.416	1.557	1.540	1.522	1.505	1.489
0.94		1.529	1.512	1.496	1.479	1.462	1.604	1.587	1.571	1.554	1.537
0.96		1.576	1.560	1.543	1.526	1.510	1.652	1.635	1.619	1.602	1.585
0.98		1.623	1.606	1.590	1.573	1.555	1.700	1.683	1.666	1.650	1.633
1.00		1.669	1.653	1.635	1.619	1.602	1.748	1.731	1.714	1.698	1.681
1.02		1.716	1.698	1.682	1.665	1.649	1.796	1.779	1.763	1.747	1.730
1.04		1.762	1.746	1.729	1.713	1.696	1.845	1.828	1.811	1.795	1.777
1.06		1.809	1.792	1.776	1.759	1.743	1.892	1.876	1.859	1.842	1.825
1.08		1.857	1.839	1.823	1.806	1.790	1.942	1.924	1.908	1.891	1.875
1.10		1.903	1.887	1.871	1.854	1.838	1.989	1.972	1.956	1.939	1.923
1.12		1.950	1.933	1.918	1.901	1.885				1.988	1.972
1.14		1.998	1.981	1.964	1.949	1.931					
1.16					1.999	1.983					

(续表 4-33)

e	1. 20					1. 25					
	R	1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25	1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25
0.12	0.058	0.051				0.066	0.059	0.052			
0.14	0.074	0.066	0.058	0.051		0.084	0.075	0.067	0.060	0.052	
0.16	0.092	0.083	0.074	0.066	0.057	0.104	0.094	0.085	0.076	0.068	0.068
0.18	0.112	0.102	0.092	0.082	0.073	0.125	0.115	0.105	0.095	0.085	0.085
0.20	0.134	0.123	0.112	0.101	0.091	0.149	0.138	0.127	0.116	0.105	0.105
0.22	0.158	0.146	0.134	0.122	0.111	0.174	0.162	0.150	0.139	0.127	0.127
0.24	0.183	0.171	0.158	0.145	0.133	0.202	0.189	0.176	0.164	0.151	0.151
0.26	0.211	0.197	0.184	0.171	0.158	0.231	0.217	0.204	0.191	0.177	0.177
0.28	0.240	0.226	0.212	0.198	0.184	0.262	0.248	0.234	0.220	0.206	0.206
0.30	0.270	0.256	0.241	0.227	0.212	0.294	0.280	0.265	0.250	0.236	0.236
0.32	0.303	0.288	0.272	0.258	0.242	0.329	0.313	0.298	0.283	0.268	0.268
0.34	0.336	0.321	0.305	0.290	0.274	0.364	0.348	0.333	0.317	0.302	0.302
0.36	0.371	0.355	0.340	0.324	0.308	0.401	0.385	0.369	0.353	0.337	0.337
0.38	0.408	0.392	0.375	0.359	0.343	0.439	0.423	0.407	0.390	0.374	0.374
0.40	0.445	0.429	0.412	0.396	0.379	0.478	0.462	0.445	0.429	0.412	0.412
0.42	0.484	0.467	0.451	0.434	0.417	0.519	0.502	0.485	0.469	0.452	0.452
0.44	0.524	0.507	0.490	0.473	0.456	0.560	0.543	0.526	0.510	0.493	0.493
0.46	0.564	0.547	0.530	0.513	0.496	0.602	0.585	0.568	0.551	0.534	0.534
0.48	0.605	0.588	0.571	0.554	0.537	0.645	0.628	0.611	0.594	0.577	0.577
0.50	0.648	0.630	0.613	0.596	0.578	0.689	0.672	0.655	0.638	0.620	0.620
0.52	0.690	0.673	0.656	0.638	0.621	0.734	0.716	0.699	0.682	0.664	0.664
0.54	0.734	0.717	0.699	0.682	0.664	0.779	0.761	0.744	0.727	0.709	0.709
0.56	0.778	0.761	0.743	0.726	0.708	0.824	0.807	0.790	0.772	0.755	0.755
0.58	0.823	0.805	0.788	0.770	0.753	0.871	0.853	0.836	0.818	0.801	0.801
0.60	0.868	0.850	0.833	0.815	0.798	0.917	0.900	0.882	0.865	0.848	0.848
0.62	0.913	0.896	0.878	0.861	0.844	0.964	0.947	0.930	0.912	0.895	0.895
0.64	0.959	0.942	0.924	0.907	0.890	1.012	0.994	0.977	0.960	0.942	0.942
0.66	1.005	0.988	0.971	0.953	0.936	1.059	1.042	1.025	1.008	0.990	0.990
0.68	1.052	1.035	1.017	1.000	0.982	1.108	1.090	1.073	1.056	1.038	1.038
0.70	1.099	1.081	1.064	1.047	1.029	1.156	1.139	1.122	1.104	1.087	1.087
0.72	1.146	1.128	1.111	1.094	1.077	1.205	1.188	1.170	1.153	1.135	1.135
0.74	1.193	1.176	1.159	1.142	1.125	1.253	1.236	1.219	1.202	1.185	1.185
0.76	1.241	1.224	1.207	1.190	1.172	1.303	1.285	1.268	1.251	1.233	1.233
0.78	1.288	1.271	1.254	1.237	1.219	1.351	1.334	1.317	1.300	1.283	1.283
0.80	1.337	1.319	1.302	1.285	1.268	1.401	1.384	1.367	1.350	1.333	1.333
0.82	1.384	1.367	1.350	1.333	1.316	1.451	1.434	1.416	1.399	1.382	1.382
0.84	1.433	1.416	1.399	1.382	1.365	1.500	1.483	1.466	1.449	1.432	1.432
0.86	1.481	1.465	1.448	1.431	1.415	1.550	1.533	1.516	1.500	1.482	1.482
0.88	1.531	1.514	1.498	1.481	1.464	1.601	1.584	1.566	1.550	1.533	1.533
0.90	1.580	1.564	1.547	1.530	1.513	1.650	1.634	1.617	1.601	1.584	1.584
0.92	1.630	1.612	1.595	1.579	1.562	1.701	1.685	1.668	1.652	1.635	1.635
0.94	1.679	1.662	1.646	1.629	1.611	1.753	1.736	1.720	1.703	1.686	1.686
0.96	1.728	1.712	1.695	1.677	1.661	1.804	1.788	1.770	1.754	1.737	1.737
0.98	1.778	1.760	1.743	1.727	1.710	1.855	1.838	1.821	1.805	1.788	1.788
1.00	1.826	1.810	1.793	1.776	1.760	1.905	1.889	1.872	1.855	1.839	1.839
1.02	1.876	1.860	1.843	1.827	1.810	1.957	1.941	1.924	1.906	1.890	1.890
1.04	1.926	1.909	1.893	1.876	1.860		1.990	1.974	1.950	1.941	1.941
1.06	1.975	1.958	1.942	1.925	1.909					1.992	1.992
1.08			1.993	1.976	1.960						

(续表 4-33)

e		1.30					1.35					
		R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.10	0.056	0.050					0.063	0.057	0.051			
0.12	0.074	0.066	0.059	0.053			0.082	0.074	0.067	0.060	0.053	
0.14	0.093	0.085	0.077	0.069	0.061		0.103	0.094	0.086	0.078	0.070	
0.16	0.115	0.106	0.096	0.087	0.078		0.126	0.117	0.107	0.098	0.089	
0.18	0.138	0.128	0.118	0.108	0.098		0.151	0.141	0.130	0.120	0.110	
0.20	0.164	0.152	0.141	0.130	0.119		0.179	0.167	0.156	0.145	0.134	
0.22	0.191	0.179	0.167	0.155	0.143		0.208	0.195	0.183	0.171	0.159	
0.24	0.220	0.207	0.195	0.182	0.169		0.239	0.226	0.213	0.200	0.187	
0.26	0.251	0.238	0.224	0.211	0.197		0.272	0.258	0.244	0.231	0.217	
0.28	0.284	0.270	0.256	0.242	0.227		0.306	0.292	0.278	0.264	0.249	
0.30	0.318	0.304	0.289	0.274	0.260		0.342	0.328	0.313	0.298	0.284	
0.32	0.354	0.339	0.324	0.309	0.294		0.380	0.365	0.350	0.335	0.319	
0.34	0.392	0.376	0.361	0.345	0.329		0.419	0.404	0.388	0.373	0.357	
0.36	0.430	0.415	0.399	0.383	0.367		0.460	0.444	0.428	0.412	0.396	
0.38	0.470	0.454	0.438	0.422	0.405		0.502	0.485	0.469	0.453	0.437	
0.40	0.511	0.495	0.479	0.462	0.445		0.545	0.528	0.512	0.495	0.479	
0.42	0.554	0.537	0.520	0.504	0.487		0.588	0.572	0.555	0.538	0.522	
0.44	0.597	0.580	0.563	0.546	0.529		0.633	0.616	0.600	0.583	0.566	
0.46	0.641	0.624	0.607	0.590	0.573		0.679	0.662	0.645	0.628	0.611	
0.48	0.685	0.668	0.651	0.634	0.617		0.725	0.708	0.691	0.674	0.657	
0.50	0.731	0.714	0.696	0.679	0.662		0.772	0.755	0.738	0.721	0.704	
0.52	0.777	0.760	0.742	0.725	0.708		0.820	0.803	0.786	0.768	0.751	
0.54	0.823	0.806	0.789	0.772	0.754		0.868	0.851	0.834	0.816	0.799	
0.56	0.871	0.853	0.836	0.819	0.801		0.917	0.900	0.882	0.865	0.848	
0.58	0.918	0.901	0.884	0.867	0.849		0.966	0.949	0.932	0.915	0.897	
0.60	0.967	0.949	0.932	0.915	0.897		1.016	0.999	0.982	0.964	0.947	
0.62	1.015	0.998	0.981	0.963	0.946		1.066	1.049	1.032	1.014	0.997	
0.64	1.064	1.047	1.030	1.012	0.995		1.117	1.099	1.082	1.065	1.048	
0.66	1.114	1.096	1.079	1.062	1.044		1.168	1.150	1.133	1.116	1.099	
0.68	1.163	1.146	1.129	1.111	1.094		1.219	1.201	1.184	1.167	1.150	
0.70	1.213	1.196	1.179	1.162	1.144		1.270	1.253	1.236	1.219	1.201	
0.72	1.263	1.246	1.229	1.212	1.195		1.322	1.305	1.288	1.270	1.253	
0.74	1.314	1.297	1.280	1.262	1.245		1.374	1.357	1.340	1.322	1.305	
0.76	1.365	1.347	1.330	1.312	1.295		1.426	1.409	1.392	1.374	1.357	
0.78	1.414	1.397	1.380	1.363	1.345		1.478	1.460	1.443	1.426	1.409	
0.80	1.465	1.448	1.431	1.414	1.397		1.530	1.513	1.495	1.478	1.461	
0.82	1.516	1.499	1.482	1.465	1.448		1.582	1.565	1.548	1.531	1.514	
0.84	1.568	1.551	1.534	1.517	1.500		1.635	1.618	1.601	1.584	1.567	
0.86	1.620	1.603	1.586	1.568	1.551		1.688	1.671	1.654	1.637	1.620	
0.88	1.671	1.653	1.637	1.620	1.603		1.741	1.724	1.707	1.691	1.674	
0.90	1.722	1.705	1.689	1.672	1.655		1.795	1.778	1.761	1.744	1.726	
0.92	1.774	1.757	1.741	1.723	1.707		1.848	1.831	1.814	1.797	1.780	
0.94	1.827	1.809	1.793	1.776	1.760		1.901	1.884	1.868	1.851	1.834	
0.96	1.879	1.862	1.846	1.829	1.813		1.955	1.938	1.921	1.905	1.887	
0.98	1.931	1.915	1.898	1.882	1.865			1.992	1.974	1.958	1.941	
1.00	1.984	1.967	1.951	1.934	1.917						1.995	
1.02				1.987	1.970							

(续表 4-33)

e n	1.40					1.45				
	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.08	0.051					0.056	0.050			
0.10	0.069	0.063	0.057	0.051		0.076	0.069	0.063	0.057	0.051
0.12	0.090	0.082	0.075	0.068	0.061	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068
0.14	0.112	0.104	0.095	0.087	0.079	0.122	0.113	0.105	0.096	0.088
0.16	0.138	0.128	0.118	0.109	0.100	0.149	0.139	0.130	0.120	0.111
0.18	0.164	0.154	0.143	0.133	0.123	0.178	0.167	0.156	0.146	0.136
0.20	0.193	0.182	0.170	0.159	0.148	0.208	0.197	0.185	0.174	0.163
0.22	0.224	0.212	0.200	0.188	0.176	0.241	0.229	0.216	0.204	0.192
0.24	0.257	0.244	0.231	0.218	0.205	0.276	0.263	0.250	0.237	0.224
0.26	0.292	0.278	0.265	0.251	0.237	0.312	0.299	0.285	0.271	0.258
0.28	0.328	0.314	0.300	0.286	0.272	0.351	0.336	0.322	0.308	0.294
0.30	0.367	0.352	0.337	0.322	0.307	0.391	0.376	0.361	0.346	0.331
0.32	0.406	0.391	0.376	0.360	0.345	0.432	0.417	0.402	0.386	0.371
0.34	0.447	0.432	0.416	0.400	0.385	0.475	0.459	0.444	0.428	0.412
0.36	0.489	0.474	0.458	0.442	0.426	0.519	0.503	0.487	0.471	0.455
0.38	0.533	0.517	0.501	0.484	0.468	0.564	0.548	0.532	0.516	0.499
0.40	0.577	0.561	0.545	0.528	0.512	0.610	0.594	0.578	0.561	0.545
0.42	0.623	0.606	0.590	0.573	0.557	0.658	0.641	0.625	0.608	0.591
0.44	0.670	0.653	0.636	0.619	0.602	0.706	0.689	0.673	0.656	0.639
0.46	0.717	0.700	0.683	0.666	0.649	0.755	0.738	0.721	0.704	0.687
0.48	0.765	0.748	0.731	0.714	0.697	0.805	0.788	0.771	0.754	0.737
0.50	0.814	0.797	0.780	0.762	0.745	0.855	0.838	0.821	0.804	0.787
0.52	0.863	0.846	0.829	0.812	0.795	0.906	0.889	0.872	0.855	0.838
0.54	0.913	0.896	0.879	0.861	0.844	0.958	0.940	0.923	0.906	0.889
0.56	0.963	0.946	0.929	0.912	0.894	1.010	0.992	0.975	0.958	0.941
0.58	1.014	0.997	0.980	0.962	0.945	1.062	1.045	1.028	1.010	0.993
0.60	1.065	1.048	1.031	1.014	0.996	1.115	1.098	1.080	1.063	1.046
0.62	1.117	1.100	1.083	1.065	1.048	1.168	1.151	1.134	1.116	1.099
0.64	1.169	1.152	1.135	1.118	1.100	1.222	1.204	1.187	1.170	1.153
0.66	1.222	1.204	1.187	1.170	1.153	1.275	1.258	1.241	1.224	1.207
0.68	1.274	1.257	1.240	1.223	1.205	1.330	1.313	1.295	1.278	1.261
0.70	1.327	1.310	1.293	1.276	1.259	1.384	1.367	1.350	1.333	1.316
0.72	1.380	1.363	1.346	1.329	1.312	1.439	1.422	1.405	1.388	1.370
0.74	1.434	1.417	1.400	1.383	1.365	1.494	1.477	1.460	1.443	1.425
0.76	1.488	1.471	1.453	1.436	1.418	1.549	1.532	1.515	1.497	1.480
0.78	1.541	1.523	1.506	1.489	1.472	1.604	1.586	1.569	1.552	1.535
0.80	1.595	1.578	1.561	1.543	1.526	1.659	1.642	1.625	1.608	1.591
0.82	1.649	1.632	1.615	1.597	1.580	1.715	1.698	1.681	1.664	1.647
0.84	1.703	1.686	1.669	1.652	1.635	1.771	1.754	1.737	1.720	1.703
0.86	1.757	1.740	1.723	1.706	1.689	1.827	1.810	1.793	1.775	1.758
0.88	1.812	1.795	1.778	1.761	1.744	1.883	1.865	1.848	1.831	1.814
0.90	1.866	1.849	1.832	1.815	1.799	1.938	1.921	1.904	1.887	1.870
0.92	1.921	1.905	1.888	1.871	1.854	1.995	1.978	1.961	1.944	1.927
0.94	1.976	1.960	1.943	1.926	1.908					1.984
0.96			1.998	1.980	1.963					

(续表 4-33)

e		1.50					1.55				
		1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
n	R										
	0.08	0.061	0.055	0.050			0.066	0.060	0.055	0.050	
0.10	0.082	0.076	0.069	0.063	0.057	0.089	0.082	0.076	0.069	0.063	
0.12	0.106	0.098	0.091	0.083	0.076	0.114	0.106	0.098	0.091	0.084	
0.14	0.132	0.123	0.114	0.106	0.097	0.142	0.133	0.124	0.115	0.107	
0.16	0.160	0.150	0.141	0.131	0.122	0.172	0.162	0.152	0.142	0.133	
0.18	0.191	0.180	0.169	0.159	0.148	0.204	0.193	0.182	0.172	0.161	
0.20	0.223	0.212	0.200	0.188	0.177	0.238	0.226	0.215	0.203	0.192	
0.22	0.258	0.245	0.233	0.221	0.208	0.275	0.262	0.250	0.237	0.225	
0.24	0.294	0.281	0.268	0.255	0.242	0.313	0.300	0.287	0.273	0.260	
0.26	0.333	0.319	0.305	0.292	0.278	0.353	0.339	0.326	0.312	0.298	
0.28	0.373	0.359	0.344	0.330	0.316	0.395	0.381	0.366	0.352	0.338	
0.30	0.415	0.400	0.385	0.370	0.355	0.439	0.424	0.409	0.394	0.379	
0.32	0.458	0.443	0.427	0.412	0.397	0.484	0.469	0.453	0.438	0.423	
0.34	0.502	0.487	0.471	0.456	0.440	0.530	0.515	0.499	0.483	0.468	
0.36	0.548	0.532	0.517	0.501	0.485	0.578	0.562	0.546	0.530	0.514	
0.38	0.595	0.579	0.563	0.547	0.531	0.627	0.610	0.594	0.578	0.562	
0.40	0.643	0.627	0.611	0.594	0.578	0.676	0.660	0.644	0.627	0.611	
0.42	0.692	0.676	0.659	0.643	0.626	0.727	0.711	0.694	0.677	0.661	
0.44	0.742	0.726	0.709	0.692	0.675	0.779	0.762	0.745	0.729	0.712	
0.46	0.793	0.776	0.759	0.743	0.726	0.831	0.814	0.797	0.781	0.764	
0.48	0.844	0.827	0.811	0.794	0.777	0.884	0.867	0.850	0.833	0.816	
0.50	0.896	0.879	0.862	0.845	0.828	0.938	0.921	0.904	0.887	0.870	
0.52	0.949	0.932	0.915	0.898	0.881	0.992	0.975	0.958	0.941	0.924	
0.54	1.002	0.985	0.968	0.951	0.934	1.047	1.030	1.013	0.995	0.978	
0.56	1.056	1.039	1.022	1.004	0.987	1.102	1.085	1.068	1.051	1.033	
0.58	1.110	1.093	1.076	1.058	1.041	1.158	1.140	1.123	1.106	1.089	
0.60	1.164	1.147	1.130	1.113	1.095	1.214	1.196	1.179	1.162	1.145	
0.62	1.219	1.202	1.184	1.167	1.150	1.270	1.253	1.236	1.219	1.201	
0.64	1.274	1.257	1.240	1.222	1.205	1.327	1.310	1.292	1.275	1.258	
0.66	1.329	1.312	1.295	1.278	1.261	1.384	1.366	1.349	1.332	1.315	
0.68	1.385	1.368	1.351	1.334	1.317	1.441	1.423	1.406	1.389	1.372	
0.70	1.441	1.424	1.407	1.390	1.373	1.498	1.481	1.464	1.447	1.430	
0.72	1.497	1.480	1.463	1.446	1.429	1.556	1.539	1.522	1.505	1.488	
0.74	1.554	1.537	1.520	1.503	1.486	1.614	1.597	1.580	1.563	1.546	
0.76	1.611	1.594	1.576	1.559	1.542	1.672	1.655	1.638	1.620	1.603	
0.78	1.667	1.649	1.632	1.616	1.599	1.729	1.712	1.695	1.679	1.662	
0.80	1.724	1.707	1.690	1.673	1.655	1.788	1.771	1.754	1.737	1.720	
0.82	1.781	1.764	1.747	1.730	1.713	1.847	1.830	1.813	1.796	1.779	
0.84	1.838	1.821	1.804	1.787	1.770	1.906	1.889	1.872	1.855	1.838	
0.86	1.896	1.879	1.862	1.845	1.828	1.965	1.948	1.931	1.914	1.897	
0.88	1.953	1.936	1.919	1.902	1.885			1.990	1.973	1.956	
0.90		1.994	1.977	1.959	1.942						

(续表 4-33)

e n	1.60					1.65				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.06						0.052				
0.08	0.071	0.065	0.060	0.055		0.076	0.070	0.065	0.060	0.055
0.10	0.095	0.089	0.082	0.076	0.069	0.102	0.095	0.088	0.082	0.076
0.12	0.122	0.114	0.106	0.099	0.091	0.130	0.122	0.114	0.107	0.099
0.14	0.151	0.142	0.133	0.125	0.116	0.161	0.152	0.143	0.134	0.126
0.16	0.183	0.173	0.163	0.153	0.144	0.195	0.185	0.175	0.165	0.155
0.18	0.217	0.206	0.195	0.185	0.174	0.230	0.219	0.208	0.198	0.187
0.20	0.253	0.241	0.230	0.218	0.206	0.268	0.256	0.245	0.233	0.221
0.22	0.292	0.279	0.266	0.254	0.241	0.308	0.296	0.283	0.270	0.258
0.24	0.332	0.318	0.305	0.292	0.279	0.350	0.337	0.324	0.310	0.297
0.26	0.374	0.360	0.346	0.332	0.318	0.394	0.380	0.366	0.352	0.339
0.28	0.417	0.403	0.389	0.374	0.360	0.440	0.425	0.411	0.397	0.382
0.30	0.463	0.448	0.433	0.418	0.403	0.487	0.472	0.457	0.442	0.427
0.32	0.510	0.494	0.479	0.464	0.449	0.536	0.520	0.505	0.490	0.475
0.34	0.558	0.542	0.527	0.511	0.495	0.585	0.570	0.554	0.539	0.523
0.36	0.607	0.591	0.575	0.560	0.544	0.637	0.621	0.605	0.589	0.573
0.38	0.658	0.642	0.625	0.609	0.593	0.689	0.673	0.657	0.641	0.624
0.40	0.709	0.693	0.677	0.660	0.644	0.742	0.726	0.710	0.693	0.677
0.42	0.762	0.745	0.729	0.712	0.696	0.796	0.780	0.763	0.747	0.730
0.44	0.815	0.798	0.782	0.765	0.748	0.851	0.835	0.818	0.801	0.785
0.46	0.869	0.852	0.835	0.819	0.802	0.907	0.890	0.873	0.857	0.840
0.48	0.924	0.907	0.890	0.873	0.856	0.963	0.946	0.930	0.913	0.896
0.50	0.979	0.962	0.945	0.928	0.911	1.020	1.003	0.986	0.969	0.953
0.52	1.035	1.018	1.001	0.984	0.967	1.077	1.061	1.044	1.027	1.010
0.54	1.091	1.074	1.057	1.040	1.023	1.135	1.119	1.102	1.085	1.068
0.56	1.148	1.131	1.114	1.097	1.080	1.194	1.177	1.160	1.143	1.126
0.58	1.205	1.188	1.171	1.154	1.137	1.253	1.236	1.219	1.202	1.185
0.60	1.263	1.246	1.229	1.212	1.194	1.312	1.295	1.278	1.261	1.244
0.62	1.321	1.304	1.287	1.270	1.252	1.371	1.354	1.337	1.320	1.303
0.64	1.379	1.362	1.345	1.328	1.311	1.431	1.414	1.397	1.380	1.363
0.66	1.438	1.421	1.403	1.386	1.369	1.491	1.474	1.457	1.440	1.423
0.68	1.496	1.479	1.462	1.445	1.428	1.552	1.535	1.518	1.501	1.484
0.70	1.555	1.538	1.521	1.504	1.487	1.613	1.596	1.579	1.561	1.544
0.72	1.614	1.597	1.580	1.563	1.546	1.673	1.656	1.639	1.622	1.605
0.74	1.674	1.657	1.640	1.623	1.606	1.734	1.717	1.700	1.683	1.666
0.76	1.734	1.716	1.699	1.682	1.665	1.795	1.778	1.761	1.743	1.726
0.78	1.792	1.775	1.759	1.742	1.725	1.855	1.838	1.822	1.805	1.788
0.80	1.853	1.836	1.819	1.802	1.785	1.917	1.900	1.883	1.866	1.849
0.82	1.913	1.896	1.879	1.862	1.845	1.979	1.962	1.945	1.928	1.911
0.84	1.973	1.956	1.939	1.922	1.905				1.990	1.973
0.86			2.000	1.983	1.966					

(续表 4-33)

e		1.70					1.75				
		n	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20
0.06	0.056	0.052					0.060	0.055	0.051		
0.08	0.081	0.075	0.070	0.064	0.059	0.086	0.080	0.075	0.069	0.064	
0.10	0.109	0.102	0.095	0.088	0.082	0.115	0.108	0.101	0.094	0.088	
0.12	0.138	0.130	0.122	0.114	0.107	0.147	0.138	0.130	0.122	0.115	
0.14	0.171	0.162	0.153	0.144	0.135	0.181	0.171	0.162	0.153	0.144	
0.16	0.206	0.196	0.186	0.176	0.166	0.218	0.208	0.197	0.187	0.177	
0.18	0.244	0.233	0.222	0.211	0.200	0.257	0.246	0.235	0.224	0.213	
0.20	0.283	0.271	0.259	0.248	0.236	0.299	0.286	0.274	0.263	0.251	
0.22	0.325	0.313	0.300	0.287	0.275	0.342	0.329	0.317	0.304	0.291	
0.24	0.369	0.356	0.342	0.329	0.316	0.388	0.374	0.361	0.348	0.334	
0.26	0.415	0.401	0.387	0.373	0.359	0.435	0.421	0.407	0.393	0.379	
0.28	0.462	0.448	0.433	0.419	0.404	0.484	0.470	0.455	0.441	0.427	
0.30	0.511	0.496	0.481	0.466	0.452	0.535	0.520	0.505	0.490	0.476	
0.32	0.561	0.546	0.531	0.516	0.500	0.587	0.572	0.557	0.542	0.526	
0.34	0.613	0.598	0.582	0.566	0.551	0.641	0.625	0.610	0.594	0.578	
0.36	0.666	0.650	0.634	0.618	0.603	0.695	0.680	0.664	0.648	0.632	
0.38	0.720	0.704	0.688	0.672	0.656	0.751	0.735	0.719	0.703	0.687	
0.40	0.775	0.759	0.742	0.726	0.710	0.808	0.792	0.775	0.759	0.743	
0.42	0.831	0.814	0.798	0.781	0.765	0.865	0.849	0.832	0.816	0.800	
0.44	0.887	0.871	0.854	0.838	0.821	0.924	0.907	0.891	0.874	0.857	
0.46	0.945	0.928	0.911	0.895	0.878	0.983	0.966	0.949	0.933	0.916	
0.48	1.003	0.986	0.969	0.952	0.936	1.042	1.025	1.009	0.992	0.975	
0.50	1.061	1.044	1.028	1.011	0.994	1.102	1.086	1.069	1.052	1.035	
0.52	1.120	1.103	1.087	1.070	1.053	1.163	1.146	1.129	1.113	1.096	
0.54	1.180	1.163	1.146	1.129	1.112	1.224	1.207	1.190	1.174	1.157	
0.56	1.240	1.223	1.206	1.189	1.172	1.286	1.269	1.252	1.235	1.218	
0.58	1.300	1.283	1.266	1.249	1.232	1.348	1.331	1.314	1.297	1.280	
0.60	1.361	1.344	1.327	1.310	1.293	1.410	1.393	1.376	1.359	1.342	
0.62	1.422	1.405	1.388	1.371	1.354	1.473	1.456	1.439	1.422	1.405	
0.64	1.484	1.467	1.450	1.433	1.415	1.536	1.519	1.502	1.485	1.468	
0.66	1.545	1.528	1.511	1.494	1.477	1.599	1.582	1.565	1.548	1.531	
0.68	1.607	1.590	1.573	1.556	1.539	1.663	1.646	1.629	1.612	1.594	
0.70	1.670	1.652	1.635	1.618	1.601	1.726	1.709	1.692	1.675	1.658	
0.72	1.732	1.715	1.698	1.681	1.663	1.790	1.773	1.756	1.739	1.722	
0.74	1.794	1.777	1.760	1.743	1.726	1.854	1.837	1.820	1.803	1.786	
0.76	1.857	1.839	1.822	1.805	1.788	1.919	1.901	1.884	1.867	1.850	
0.78	1.918	1.902	1.885	1.868	1.851	1.982	1.965	1.948	1.931	1.914	
0.80	1.982	1.965	1.948	1.931	1.914				1.995	1.978	
0.82				1.994	1.977						

(续表 4-33)

e n	1.80					1.85				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.06	0.064	0.059	0.055	0.050		0.067	0.063	0.058	0.054	
0.08	0.091	0.085	0.080	0.074	0.069	0.096	0.090	0.085	0.079	0.073
0.10	0.122	0.115	0.108	0.101	0.094	0.128	0.121	0.114	0.107	0.100
0.12	0.155	0.147	0.138	0.130	0.122	0.163	0.155	0.146	0.138	0.130
0.14	0.191	0.181	0.172	0.163	0.154	0.201	0.191	0.182	0.172	0.163
0.16	0.229	0.219	0.209	0.199	0.189	0.241	0.230	0.220	0.210	0.200
0.18	0.271	0.259	0.248	0.237	0.226	0.284	0.272	0.261	0.250	0.239
0.20	0.314	0.302	0.289	0.277	0.266	0.329	0.317	0.305	0.292	0.281
0.22	0.359	0.346	0.333	0.321	0.308	0.376	0.363	0.350	0.338	0.325
0.24	0.407	0.393	0.380	0.366	0.353	0.425	0.412	0.398	0.385	0.371
0.26	0.456	0.442	0.428	0.414	0.400	0.476	0.462	0.448	0.434	0.420
0.28	0.507	0.492	0.478	0.463	0.449	0.529	0.515	0.500	0.486	0.471
0.30	0.559	0.544	0.529	0.515	0.500	0.583	0.569	0.554	0.539	0.524
0.32	0.613	0.598	0.583	0.567	0.552	0.639	0.624	0.609	0.593	0.578
0.34	0.668	0.653	0.637	0.622	0.606	0.696	0.681	0.665	0.649	0.634
0.36	0.725	0.709	0.693	0.677	0.661	0.754	0.738	0.723	0.707	0.691
0.38	0.782	0.766	0.750	0.734	0.718	0.813	0.797	0.781	0.765	0.749
0.40	0.841	0.824	0.808	0.792	0.776	0.873	0.857	0.841	0.825	0.809
0.42	0.900	0.883	0.867	0.851	0.834	0.934	0.918	0.902	0.885	0.869
0.44	0.960	0.943	0.927	0.910	0.894	0.996	0.979	0.963	0.946	0.930
0.46	1.020	1.004	0.987	0.971	0.954	1.058	1.042	1.025	1.008	0.992
0.48	1.082	1.065	1.048	1.032	1.015	1.121	1.104	1.088	1.071	1.054
0.50	1.143	1.127	1.110	1.093	1.076	1.185	1.168	1.151	1.134	1.118
0.52	1.206	1.189	1.172	1.155	1.138	1.248	1.232	1.215	1.198	1.181
0.54	1.269	1.252	1.235	1.218	1.201	1.313	1.296	1.279	1.262	1.246
0.56	1.332	1.315	1.298	1.281	1.264	1.378	1.361	1.344	1.327	1.310
0.58	1.395	1.378	1.361	1.345	1.328	1.443	1.426	1.409	1.392	1.375
0.60	1.459	1.442	1.425	1.409	1.392	1.508	1.492	1.475	1.458	1.441
0.62	1.524	1.507	1.490	1.473	1.456	1.574	1.557	1.540	1.523	1.506
0.64	1.588	1.571	1.554	1.537	1.520	1.640	1.623	1.606	1.589	1.573
0.66	1.653	1.636	1.619	1.602	1.585	1.707	1.690	1.673	1.656	1.639
0.68	1.718	1.701	1.684	1.667	1.650	1.773	1.756	1.739	1.722	1.705
0.70	1.783	1.766	1.749	1.732	1.715	1.840	1.823	1.806	1.789	1.772
0.72	1.849	1.832	1.815	1.798	1.781	1.907	1.890	1.873	1.856	1.839
0.74	1.914	1.897	1.880	1.863	1.846	1.974	1.957	1.940	1.923	1.906
0.76	1.980	1.963	1.946	1.928	1.912				1.990	1.973
0.78				1.995	1.978					

(续表 4-33)

e		1.90					1.95				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
		0.06	0.071	0.066	0.062	0.057	0.053	0.075	0.070	0.065	0.061
0.08	0.101	0.095	0.090	0.084	0.078	0.107	0.100	0.095	0.089	0.083	
0.10	0.135	0.128	0.121	0.114	0.107	0.142	0.134	0.127	0.120	0.113	
0.12	0.172	0.163	0.155	0.146	0.138	0.180	0.171	0.163	0.154	0.146	
0.14	0.211	0.201	0.191	0.182	0.173	0.221	0.211	0.201	0.192	0.183	
0.16	0.253	0.242	0.231	0.221	0.211	0.264	0.254	0.243	0.232	0.223	
0.18	0.297	0.286	0.274	0.263	0.252	0.311	0.299	0.288	0.276	0.265	
0.20	0.344	0.332	0.320	0.307	0.295	0.359	0.347	0.335	0.323	0.310	
0.22	0.393	0.380	0.367	0.354	0.342	0.410	0.397	0.384	0.371	0.358	
0.24	0.444	0.431	0.417	0.404	0.390	0.463	0.449	0.436	0.422	0.409	
0.26	0.497	0.483	0.469	0.455	0.441	0.518	0.503	0.489	0.475	0.461	
0.28	0.552	0.537	0.522	0.508	0.493	0.574	0.559	0.545	0.530	0.516	
0.30	0.608	0.593	0.578	0.563	0.548	0.632	0.617	0.602	0.587	0.572	
0.32	0.665	0.650	0.635	0.619	0.604	0.691	0.676	0.660	0.645	0.630	
0.34	0.724	0.708	0.693	0.677	0.661	0.751	0.736	0.720	0.705	0.689	
0.36	0.784	0.768	0.752	0.736	0.720	0.813	0.797	0.781	0.766	0.750	
0.38	0.844	0.828	0.812	0.796	0.780	0.876	0.860	0.844	0.828	0.811	
0.40	0.906	0.890	0.874	0.858	0.841	0.939	0.923	0.907	0.890	0.874	
0.42	0.969	0.952	0.936	0.920	0.903	1.003	0.987	0.971	0.954	0.938	
0.44	1.032	1.016	0.999	0.983	0.966	1.068	1.052	1.035	1.019	1.002	
0.46	1.096	1.079	1.063	1.046	1.030	1.134	1.117	1.101	1.084	1.068	
0.48	1.161	1.144	1.127	1.111	1.094	1.200	1.183	1.167	1.150	1.133	
0.50	1.226	1.209	1.192	1.175	1.159	1.267	1.250	1.233	1.217	1.200	
0.52	1.291	1.274	1.258	1.241	1.224	1.334	1.317	1.300	1.284	1.267	
0.54	1.357	1.340	1.324	1.307	1.290	1.401	1.385	1.368	1.351	1.334	
0.56	1.424	1.407	1.390	1.373	1.356	1.469	1.453	1.436	1.419	1.402	
0.58	1.490	1.473	1.457	1.440	1.423	1.538	1.521	1.504	1.487	1.470	
0.60	1.558	1.541	1.524	1.507	1.490	1.607	1.590	1.573	1.556	1.539	
0.62	1.625	1.608	1.591	1.574	1.557	1.676	1.659	1.642	1.625	1.608	
0.64	1.693	1.676	1.659	1.642	1.625	1.745	1.728	1.711	1.694	1.677	
0.66	1.760	1.744	1.727	1.710	1.693	1.814	1.797	1.780	1.763	1.747	
0.68	1.829	1.812	1.795	1.778	1.761	1.884	1.867	1.850	1.833	1.816	
0.70	1.897	1.880	1.863	1.846	1.829	1.954	1.937	1.920	1.903	1.886	
0.72	1.966	1.949	1.932	1.915	1.898			1.990	1.973	1.956	
0.74				1.983	1.967						

(续表 4-33)

e n	2.00					2.05				
	R 1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.04						0.050				
0.06	0.078	0.074	0.069	0.064	0.060	0.082	0.077	0.072	0.068	0.063
0.08	0.112	0.105	0.100	0.094	0.088	0.117	0.111	0.104	0.099	0.093
0.10	0.148	0.141	0.134	0.126	0.119	0.155	0.148	0.140	0.133	0.126
0.12	0.188	0.179	0.171	0.162	0.154	0.196	0.188	0.179	0.170	0.162
0.14	0.231	0.221	0.211	0.202	0.192	0.241	0.231	0.221	0.211	0.202
0.16	0.276	0.265	0.255	0.244	0.234	0.288	0.277	0.266	0.255	0.245
0.18	0.324	0.313	0.301	0.290	0.278	0.337	0.326	0.314	0.303	0.291
0.20	0.375	0.362	0.350	0.338	0.325	0.390	0.378	0.365	0.353	0.340
0.22	0.427	0.414	0.401	0.388	0.375	0.444	0.431	0.418	0.405	0.392
0.24	0.482	0.468	0.454	0.441	0.427	0.501	0.487	0.473	0.460	0.446
0.26	0.538	0.524	0.510	0.496	0.482	0.559	0.545	0.530	0.516	0.502
0.28	0.596	0.582	0.567	0.553	0.538	0.619	0.604	0.590	0.575	0.560
0.30	0.656	0.641	0.626	0.611	0.596	0.680	0.665	0.650	0.635	0.620
0.32	0.717	0.702	0.686	0.671	0.656	0.743	0.728	0.712	0.697	0.682
0.34	0.779	0.764	0.748	0.732	0.717	0.807	0.791	0.776	0.760	0.744
0.36	0.842	0.827	0.811	0.795	0.779	0.872	0.856	0.840	0.824	0.809
0.38	0.907	0.891	0.875	0.859	0.843	0.938	0.922	0.906	0.890	0.874
0.40	0.972	0.956	0.939	0.923	0.907	1.005	0.988	0.972	0.956	0.940
0.42	1.038	1.021	1.005	0.989	0.972	1.072	1.056	1.040	1.023	1.007
0.44	1.104	1.088	1.071	1.055	1.039	1.140	1.124	1.108	1.091	1.075
0.46	1.172	1.155	1.139	1.122	1.105	1.209	1.193	1.176	1.160	1.143
0.48	1.239	1.223	1.206	1.190	1.173	1.279	1.262	1.246	1.229	1.212
0.50	1.308	1.291	1.274	1.258	1.241	1.349	1.332	1.315	1.299	1.282
0.52	1.376	1.360	1.343	1.326	1.310	1.419	1.402	1.386	1.369	1.352
0.54	1.446	1.429	1.412	1.395	1.379	1.490	1.473	1.456	1.440	1.423
0.56	1.515	1.499	1.482	1.465	1.448	1.561	1.544	1.528	1.511	1.494
0.58	1.585	1.568	1.552	1.535	1.518	1.633	1.616	1.599	1.582	1.565
0.60	1.656	1.639	1.622	1.605	1.588	1.705	1.688	1.671	1.654	1.637
0.62	1.726	1.709	1.692	1.676	1.659	1.777	1.760	1.743	1.726	1.709
0.64	1.797	1.780	1.763	1.746	1.729	1.849	1.832	1.815	1.799	1.782
0.66	1.868	1.851	1.834	1.817	1.800	1.922	1.905	1.888	1.871	1.854
0.68	1.939	1.922	1.905	1.889	1.872	1.995	1.978	1.961	1.944	1.927
0.70		1.994	1.977	1.960	1.943					

(续表 4-33)

e		2.10					2.15				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.04	0.053						0.055	0.052			
0.06	0.086	0.081	0.076	0.071	0.067	0.067	0.089	0.084	0.080	0.075	0.070
0.08	0.122	0.116	0.109	0.103	0.098	0.098	0.127	0.121	0.114	0.108	0.102
0.10	0.162	0.154	0.147	0.139	0.132	0.132	0.169	0.161	0.153	0.146	0.139
0.12	0.205	0.196	0.187	0.179	0.170	0.170	0.213	0.204	0.195	0.187	0.178
0.14	0.251	0.241	0.231	0.221	0.212	0.212	0.261	0.251	0.241	0.231	0.221
0.16	0.300	0.289	0.278	0.267	0.256	0.256	0.311	0.300	0.289	0.279	0.268
0.18	0.351	0.339	0.327	0.316	0.305	0.305	0.365	0.353	0.341	0.329	0.318
0.20	0.405	0.392	0.380	0.368	0.356	0.356	0.420	0.408	0.395	0.383	0.371
0.22	0.461	0.448	0.435	0.422	0.409	0.409	0.478	0.465	0.452	0.439	0.426
0.24	0.520	0.506	0.492	0.478	0.465	0.465	0.538	0.525	0.511	0.497	0.484
0.26	0.580	0.565	0.551	0.537	0.523	0.523	0.600	0.586	0.572	0.558	0.543
0.28	0.641	0.627	0.612	0.597	0.583	0.583	0.664	0.649	0.634	0.620	0.605
0.30	0.704	0.689	0.674	0.659	0.644	0.644	0.729	0.714	0.698	0.683	0.668
0.32	0.769	0.753	0.738	0.723	0.708	0.708	0.795	0.779	0.764	0.749	0.733
0.34	0.834	0.819	0.803	0.788	0.772	0.772	0.862	0.847	0.831	0.815	0.800
0.36	0.901	0.885	0.870	0.854	0.838	0.838	0.930	0.915	0.899	0.883	0.867
0.38	0.969	0.953	0.937	0.921	0.905	0.905	1.000	0.984	0.968	0.952	0.936
0.40	1.037	1.021	1.005	0.989	0.973	0.973	1.070	1.054	1.038	1.022	1.006
0.42	1.107	1.090	1.074	1.058	1.041	1.041	1.141	1.125	1.108	1.092	1.076
0.44	1.176	1.160	1.144	1.127	1.111	1.111	1.213	1.196	1.180	1.163	1.147
0.46	1.247	1.231	1.214	1.198	1.181	1.181	1.285	1.268	1.252	1.235	1.219
0.48	1.318	1.302	1.285	1.268	1.252	1.252	1.357	1.341	1.324	1.308	1.291
0.50	1.390	1.373	1.356	1.340	1.323	1.323	1.431	1.414	1.397	1.381	1.364
0.52	1.462	1.445	1.428	1.412	1.395	1.395	1.504	1.488	1.471	1.454	1.438
0.54	1.534	1.517	1.501	1.484	1.467	1.467	1.578	1.562	1.545	1.528	1.512
0.56	1.607	1.590	1.573	1.557	1.540	1.540	1.653	1.636	1.619	1.603	1.586
0.58	1.680	1.663	1.647	1.630	1.613	1.613	1.727	1.711	1.694	1.677	1.660
0.60	1.754	1.737	1.720	1.703	1.686	1.686	1.803	1.786	1.769	1.752	1.735
0.62	1.827	1.811	1.794	1.777	1.760	1.760	1.878	1.861	1.844	1.828	1.811
0.64	1.901	1.884	1.868	1.851	1.834	1.834	1.953	1.937	1.920	1.903	1.886
0.66	1.975	1.959	1.942	1.925	1.908	1.908		1.996	1.979	1.962	
0.68				1.999	1.982	1.982					

(续表 4-33)

e n	2. 20					2. 25				
	R 1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25	1. 05	1. 10	1. 15	1. 20	1. 25
0.04	0.058	0.054	0.051			0.060	0.056	0.053		
0.06	0.093	0.088	0.083	0.078	0.074	0.097	0.092	0.087	0.082	0.077
0.08	0.133	0.126	0.120	0.113	0.107	0.138	0.131	0.125	0.118	0.112
0.10	0.176	0.168	0.160	0.152	0.145	0.182	0.174	0.167	0.159	0.152
0.12	0.222	0.213	0.204	0.195	0.186	0.230	0.221	0.212	0.203	0.194
0.14	0.271	0.261	0.251	0.241	0.231	0.281	0.271	0.261	0.251	0.241
0.16	0.323	0.312	0.301	0.290	0.279	0.335	0.324	0.313	0.302	0.291
0.18	0.378	0.366	0.354	0.343	0.331	0.392	0.380	0.368	0.356	0.344
0.20	0.436	0.423	0.410	0.398	0.386	0.451	0.438	0.426	0.413	0.401
0.22	0.495	0.482	0.469	0.456	0.443	0.513	0.499	0.486	0.473	0.460
0.24	0.557	0.543	0.530	0.516	0.502	0.576	0.562	0.548	0.534	0.521
0.26	0.621	0.606	0.592	0.578	0.564	0.641	0.627	0.613	0.599	0.585
0.28	0.686	0.671	0.657	0.642	0.627	0.708	0.694	0.679	0.664	0.650
0.30	0.753	0.738	0.723	0.708	0.693	0.777	0.762	0.747	0.732	0.717
0.32	0.821	0.805	0.790	0.775	0.759	0.846	0.831	0.816	0.801	0.785
0.34	0.890	0.874	0.859	0.843	0.827	0.917	0.902	0.886	0.871	0.855
0.36	0.960	0.944	0.928	0.913	0.897	0.989	0.973	0.958	0.942	0.926
0.38	1.031	1.015	0.999	0.983	0.967	1.062	1.046	1.030	1.014	0.998
0.40	1.103	1.087	1.071	1.054	1.038	1.135	1.119	1.103	1.087	1.071
0.42	1.175	1.159	1.143	1.127	1.110	1.210	1.194	1.177	1.161	1.145
0.44	1.249	1.232	1.216	1.200	1.183	1.285	1.268	1.252	1.236	1.219
0.46	1.322	1.306	1.290	1.273	1.257	1.360	1.344	1.327	1.311	1.294
0.48	1.397	1.380	1.364	1.347	1.331	1.436	1.420	1.403	1.387	1.370
0.50	1.472	1.455	1.438	1.422	1.405	1.513	1.496	1.479	1.463	1.446
0.52	1.547	1.530	1.514	1.497	1.480	1.589	1.573	1.556	1.540	1.523
0.54	1.623	1.606	1.589	1.573	1.556	1.667	1.650	1.633	1.617	1.600
0.56	1.699	1.682	1.665	1.648	1.632	1.744	1.728	1.711	1.694	1.678
0.58	1.775	1.758	1.741	1.725	1.708	1.822	1.806	1.789	1.772	1.755
0.60	1.852	1.835	1.818	1.801	1.785	1.901	1.884	1.867	1.850	1.834
0.62	1.928	1.912	1.895	1.878	1.861	1.979	1.962	1.946	1.929	1.912
0.64		1.989	1.972	1.955	1.938					1.991

(续表 4-33)

e		2.30					2.35				
n	R	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.04	0.062	0.059	0.055	0.052	0.050	0.065	0.061	0.058	0.054	0.051	
0.06	0.101	0.095	0.091	0.085	0.081	0.105	0.099	0.094	0.089	0.084	
0.08	0.143	0.136	0.130	0.123	0.117	0.149	0.142	0.135	0.128	0.122	
0.10	0.189	0.181	0.173	0.165	0.158	0.196	0.188	0.180	0.172	0.164	
0.12	0.239	0.229	0.220	0.211	0.203	0.247	0.238	0.229	0.220	0.211	
0.14	0.291	0.281	0.271	0.261	0.251	0.302	0.291	0.281	0.271	0.261	
0.16	0.347	0.336	0.325	0.314	0.303	0.359	0.348	0.336	0.325	0.314	
0.18	0.405	0.393	0.381	0.369	0.358	0.419	0.407	0.395	0.383	0.371	
0.20	0.466	0.454	0.441	0.428	0.416	0.482	0.469	0.456	0.444	0.431	
0.22	0.530	0.516	0.503	0.490	0.476	0.547	0.533	0.520	0.507	0.494	
0.24	0.595	0.581	0.567	0.553	0.540	0.614	0.600	0.586	0.572	0.558	
0.26	0.662	0.648	0.633	0.619	0.605	0.683	0.668	0.654	0.640	0.625	
0.28	0.731	0.716	0.701	0.687	0.672	0.753	0.739	0.724	0.709	0.694	
0.30	0.801	0.786	0.771	0.756	0.741	0.825	0.810	0.795	0.780	0.765	
0.32	0.872	0.857	0.842	0.827	0.811	0.898	0.883	0.868	0.852	0.837	
0.34	0.945	0.929	0.914	0.898	0.883	0.973	0.957	0.941	0.926	0.910	
0.36	1.019	1.003	0.987	0.971	0.955	1.048	1.032	1.016	1.001	0.985	
0.38	1.093	1.077	1.061	1.045	1.029	1.124	1.108	1.092	1.076	1.060	
0.40	1.168	1.152	1.136	1.120	1.104	1.201	1.185	1.169	1.153	1.137	
0.42	1.244	1.228	1.212	1.195	1.179	1.278	1.262	1.246	1.230	1.214	
0.44	1.321	1.304	1.288	1.272	1.255	1.357	1.340	1.324	1.308	1.292	
0.46	1.398	1.381	1.365	1.349	1.332	1.435	1.419	1.403	1.386	1.370	
0.48	1.475	1.459	1.442	1.426	1.410	1.515	1.498	1.482	1.465	1.449	
0.50	1.553	1.537	1.520	1.504	1.487	1.594	1.578	1.561	1.545	1.528	
0.52	1.632	1.615	1.599	1.582	1.566	1.675	1.658	1.641	1.625	1.608	
0.54	1.711	1.694	1.678	1.661	1.644	1.755	1.738	1.722	1.705	1.689	
0.56	1.790	1.773	1.757	1.740	1.723	1.836	1.819	1.803	1.786	1.769	
0.58	1.870	1.853	1.836	1.820	1.803	1.917	1.900	1.884	1.867	1.850	
0.60	1.949	1.933	1.916	1.899	1.883	1.998	1.982	1.965	1.948	1.932	
0.62			1.996	1.979	1.963						

(续表 4-33)

e $n \backslash R$		2.40					2.45				
		1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.04	0.067	0.063	0.060	0.056	0.053	0.069	0.066	0.062	0.059	0.055	
0.06	0.108	0.103	0.098	0.093	0.088	0.112	0.107	0.101	0.096	0.091	
0.08	0.154	0.147	0.140	0.133	0.127	0.159	0.152	0.145	0.138	0.132	
0.10	0.203	0.195	0.187	0.179	0.171	0.210	0.201	0.193	0.185	0.177	
0.12	0.256	0.246	0.237	0.228	0.219	0.264	0.255	0.245	0.236	0.227	
0.14	0.312	0.301	0.291	0.281	0.271	0.322	0.311	0.301	0.291	0.280	
0.16	0.371	0.359	0.348	0.337	0.326	0.383	0.371	0.360	0.349	0.338	
0.18	0.433	0.421	0.409	0.396	0.385	0.447	0.434	0.422	0.410	0.398	
0.20	0.497	0.484	0.472	0.459	0.446	0.513	0.500	0.487	0.474	0.461	
0.22	0.564	0.551	0.537	0.524	0.511	0.581	0.568	0.554	0.541	0.528	
0.24	0.633	0.619	0.605	0.591	0.577	0.652	0.638	0.624	0.610	0.596	
0.26	0.704	0.689	0.675	0.660	0.646	0.724	0.710	0.695	0.681	0.667	
0.28	0.776	0.761	0.746	0.732	0.717	0.798	0.783	0.769	0.754	0.739	
0.30	0.849	0.834	0.819	0.804	0.789	0.874	0.859	0.843	0.828	0.813	
0.32	0.924	0.909	0.894	0.878	0.863	0.950	0.935	0.920	0.904	0.889	
0.34	1.000	0.985	0.969	0.954	0.938	1.028	1.012	0.997	0.981	0.966	
0.36	1.077	1.061	1.046	1.030	1.014	1.107	1.091	1.075	1.059	1.044	
0.38	1.155	1.139	1.123	1.107	1.091	1.186	1.170	1.154	1.138	1.122	
0.40	1.234	1.218	1.201	1.185	1.169	1.266	1.250	1.234	1.218	1.202	
0.42	1.313	1.297	1.280	1.264	1.248	1.347	1.331	1.315	1.299	1.283	
0.44	1.393	1.376	1.360	1.344	1.328	1.429	1.413	1.396	1.380	1.364	
0.46	1.473	1.457	1.440	1.424	1.408	1.511	1.494	1.478	1.462	1.445	
0.48	1.554	1.538	1.521	1.505	1.488	1.593	1.577	1.560	1.544	1.528	
0.50	1.635	1.619	1.602	1.586	1.569	1.676	1.660	1.643	1.627	1.610	
0.52	1.717	1.701	1.684	1.667	1.651	1.760	1.743	1.727	1.710	1.693	
0.54	1.799	1.783	1.766	1.749	1.733	1.843	1.827	1.810	1.794	1.777	
0.56	1.882	1.865	1.848	1.832	1.815	1.927	1.911	1.894	1.878	1.861	
0.58	1.964	1.948	1.931	1.914	1.898		1.995	1.978	1.962	1.945	
0.60				1.997	1.981						

e $n \backslash R$		2.50					2.55				
		1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
0.04	0.072	0.068	0.064	0.061	0.057	0.074	0.070	0.067	0.063	0.059	
0.06	0.116	0.110	0.105	0.100	0.095	0.120	0.114	0.109	0.104	0.098	
0.08	0.164	0.157	0.150	0.144	0.137	0.170	0.163	0.156	0.149	0.142	
0.10	0.217	0.208	0.200	0.192	0.184	0.224	0.215	0.207	0.199	0.191	
0.12	0.273	0.263	0.254	0.244	0.235	0.281	0.272	0.262	0.253	0.244	
0.14	0.332	0.322	0.311	0.301	0.290	0.342	0.332	0.321	0.311	0.300	
0.16	0.395	0.383	0.372	0.360	0.349	0.407	0.395	0.384	0.372	0.361	
0.18	0.460	0.448	0.436	0.424	0.412	0.474	0.462	0.449	0.437	0.425	
0.20	0.528	0.515	0.502	0.490	0.477	0.544	0.531	0.518	0.505	0.492	
0.22	0.599	0.585	0.572	0.558	0.545	0.616	0.602	0.589	0.575	0.562	
0.24	0.671	0.657	0.643	0.629	0.615	0.690	0.676	0.662	0.648	0.634	
0.26	0.745	0.731	0.716	0.702	0.687	0.766	0.751	0.737	0.723	0.708	
0.28	0.821	0.806	0.791	0.776	0.762	0.843	0.828	0.814	0.799	0.784	
0.30	0.898	0.883	0.868	0.853	0.838	0.922	0.907	0.892	0.877	0.862	

4.12.2 计算例题

【例题 4-34】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ；轴向受压力 $N=600915\text{N}$ ， $e_i=200\text{mm}$ 。求 A_s 值。

【解】

(1) 已知计算数据。 $r=200\text{mm}$ ， $a_s=40\text{mm}$ ， $r_s=r-a_s=200-40=160(\text{mm})$ ；混凝土强度等级 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；HRB335 级钢筋， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ； $N=600915\text{N}$ ， $e_i=200\text{mm}$ 。

$$A=\pi r^2=\pi\times 200^2=125664(\text{mm}^2)。$$

(2) 计算查表参数

$$e=\frac{e_i}{r_s}=\frac{200}{160}=1.25, R=\frac{r}{r_s}=\frac{200}{160}=1.25$$

$$n=\frac{N}{\alpha_1 f_c A}=\frac{600915}{1\times 14.3\times 125664}=0.3344$$

(3) 查表计算 A_s 值。由 $e=1.25$ 、 $R=1.25$ 、 $n=0.3344$ ，查表 4-33 求 β 并计算 A_s 值。

因为查不到 $n=0.3344$ ，用插入法计算 β ，如下所示：

n	β
0.32	0.268
0.3344	x
0.34	0.302

则

$$\frac{0.3344-0.32}{0.34-0.32}=\frac{x-0.268}{0.302-0.268}$$

计算得

$$x=\beta=0.292$$

则

$$A_s=\frac{\beta\alpha_1 f_c A}{f_y}=\frac{0.292\times 1\times 14.3\times 125664}{300}=1749(\text{mm}^2)$$

【例题 4-35】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB400 级， $f_y=360\text{N/mm}^2$ ；轴向受压力 $N=1922.78\text{kN}$ ， $e_i=40\text{mm}$ 。求 A_s 值。

【解】

(1) 已知计算数据。 $r=200\text{mm}$ ， $a_s=40\text{mm}$ ， $r_s=r-a_s=200-40=160(\text{mm})$ ；混凝土强度等级 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；HRB400 级钢筋， $f_y=360\text{N/mm}^2$ ； $N=1922.78\text{kN}$ ， $e_i=40\text{mm}$ 。

$$A=\pi r^2=\pi\times 200^2=125664(\text{mm}^2)。$$

(2) 计算查表参数

$$e=\frac{e_i}{r_s}=\frac{40}{160}=0.25, R=\frac{r}{2r_s}=\frac{200}{160}=1.25$$

$$n=\frac{N}{\alpha_1 f_c A}=\frac{1922780}{1\times 14.3\times 125664}=1.07$$

(3) 查表计算 A_s 值。由 $e=0.25$ 、 $R=1.25$ 、 $n=1.07$ ，查表 4-33 求 $\beta=0.5\times(0.364+0.389)=0.3765$ ，

则

$$A_s=\frac{\beta\alpha_1 f_c A}{f_y}=\frac{0.3765\times 1\times 14.3\times 125664}{360}=1879(\text{mm}^2)$$

【例题 4-36】一圆形截面偏心受压构件，已知 $r=200\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ；钢筋为 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ， $A_s=2240\text{mm}^2$ ， $e_i=200\text{mm}$ ，求承载力 N_u 。

【解】

(1) 已知计算数据。 $r = 200\text{mm}$, $a_s = 40\text{mm}$, $r_s = r - a_s = 200 - 40 = 160(\text{mm})$; 混凝土强度等级 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$; HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$; $A_s = 2240\text{mm}^2$, $e_i = 200\text{mm}$ 。

$$A = \pi r^2 = \pi \times 200^2 = 125664(\text{mm}^2)。$$

(2) 计算查表参数

$$e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25, \quad R = \frac{r}{r_s} = \frac{200}{160} = 1.25$$

$$\beta = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c A} = \frac{300 \times 2240}{1 \times 14.3 \times 125664} = 0.374$$

(3) 查表计算 N_u 值。由 $e = 1.25$ 、 $R = 1.25$ 、 $\beta = 0.374$, 查表 4-33, 得 $n = 0.38$, 则算得承载力 N_u 为

$$N_u = n \alpha_1 f_c A = 0.38 \times 1 \times 14.3 \times 125664 = 682.858(\text{kN})$$

【例题 4-37】 一圆形截面偏心受压构件, 已知 $r = 300\text{mm}$, 混凝土强度等级 C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 0.98$; 钢筋为 HRB400 级, $f_y = 360\text{N/mm}^2$, 轴向受压力 $N = 2895.57\text{kN}$, $e_i = 325\text{mm}$ 。求 A_s 值。

【解】

(1) 已知计算数据。 $r = 300\text{mm}$, $a_s = 40\text{mm}$, $r_s = r - a_s = 300 - 40 = 260(\text{mm})$; 混凝土强度等级 C60, $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 0.98$; HRB400 级钢筋, $f_y = 360\text{N/mm}^2$; $N = 2895.57\text{kN}$, $e_i = 325\text{mm}$ 。

$$A = \pi r^2 = \pi \times 300^2 = 282743(\text{mm}^2)。$$

(2) 计算查表参数

$$e = \frac{e_i}{r_s} = \frac{325}{260} = 1.25, \quad R = \frac{r}{r_s} = \frac{300}{260} = 1.15$$

$$n = \frac{N}{\alpha_1 f_c A} = \frac{2895570}{0.98 \times 27.5 \times 282743} = 0.38$$

(3) 查表计算 A_s 值。由 $e = 1.25$ 、 $R = 1.15$ 、 $n = 0.38$, 查表 4-33 求 $\beta = 0.407$, 则算得

$$A_s = \frac{\beta \alpha_1 f_c A}{f_y} = \frac{0.407 \times 0.98 \times 27.5 \times 282743}{360} = 8615(\text{mm}^2)$$

第 5 章 钢筋混凝土受拉构件计算与实例

5.1 钢筋混凝土轴心受拉构件计算

5.1.1 轴心受拉构件正截面受拉承载力计算及裂缝宽度验算

轴心受拉构件正截面受拉承载力计算及裂缝宽度验算见表 5-1。

表 5-1 轴心受拉构件正截面受拉承载力计算及裂缝宽度验算

序号	项 目	内 容
1	轴心受拉 构件和偏心 受拉构件	<p>构件上作用有轴向拉力或同时有轴向拉力与弯矩作用的，称为受拉构件。与受压构件相同，钢筋混凝土受拉构件根据轴向拉力作用的位置，分为轴心受拉构件和偏心受拉构件</p> <p>当拉力沿构件截面形心作用时，称为轴心受拉构件。因为混凝土的抗拉能力很低，用钢筋混凝土构件来承受轴向拉力并不是一种理想的作法，在较小的轴向拉力作用下混凝土就将受拉开裂，构件中的裂缝宽度将随着拉力的增加而不断加大。不过，若能采取相应措施把荷载效应标准组合下的裂缝宽度控制在允许范围内，则在一定条件下采用钢筋混凝土构件来承受轴向拉力也不失为一种可行的做法。此时，拉力由构件中的纵向钢筋承受。外围混凝土能对钢筋起到有效的防护作用，因此与纯钢拉杆相比，可以省去经常性维护费用，而且杆件的抗拉刚度也较纯钢拉杆略大。在实际工程中，属于钢筋混凝土轴心受拉构件的有钢筋混凝土屋架或托架的受拉弦杆和腹杆以及拱的拉杆。这类杆件主要承受轴心拉力，有时也伴随有一定的弯矩作用。由于弯矩通常较小，故可忽略不计，而把杆件按轴心受拉构件设计。又例如圆形筒仓或水池的池壁，由于承受粒料或水作用在池壁上的径向压力，在水平方向也处于环向轴心受拉状态，故也应按轴心受拉构件进行设计</p> <p>当拉力偏离构件截面形心作用，或构件上有轴向拉力和弯矩同时作用时，则为偏心受拉构件；如矩形水池的池壁、双肢柱的受拉肢，以及受地震作用的框架边柱等，均属于偏心受拉构件</p>
2	轴心受拉 构件正截面 受拉承载力 计算	<p>钢筋混凝土轴心受拉构件的正截面受拉承载力仅仅取决于纵向钢筋的抗拉强度，故根据图 5-1 即可写出表达式为</p> $N \leq f_y A_s \quad (5-1)$ <p style="text-align: center;">或</p> $A_s \geq \frac{N}{f_y} \quad (5-2)$ <p>式中 N——轴向拉力设计值 f_y——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值 A_s——全部纵向普通钢筋的截面面积</p>
3	轴心受拉 构件裂缝宽 度验算	<p>轴心受拉构件的裂缝机理与受弯构件基本相同。根据试验成果及理论分析，考虑裂缝宽度分布不均匀及荷载效应的组合影响后，轴心受拉构件的最大裂缝宽度 w_{\max} 按下列公式计算为</p> $w_{\max} = 2.7\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (5-3)$

(续表 5-1)

序号	项 目	内 容
3	轴心受拉 构件裂缝宽 度验算	$\sigma_{sq} = \frac{N_q}{A_s} \quad (5-4)$
		$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (5-5)$
		式中 N_q ——按荷载准永久组合计算的轴向力值 A_s ——纵向受拉普通钢筋的全部截面面积 ρ_{te} ——截面配筋率, 当 ρ_{te} 小于 0.01 时, 取 ρ_{te} 等于 0.01 A_{te} ——构件截面面积 式中其他符号意义与取法均与受弯构件相同

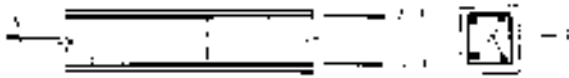


图 5-1 轴心受拉构件计算示意

5.1.2 计算例题

【例题 5-1】某屋架下弦按轴心受拉构件设计, 截面尺寸 $b \times h = 220\text{mm} \times 180\text{mm}$, 环境类别为一类, 混凝土设计强度等级为 C40, 纵筋保护层厚度 $c_s = 25\text{mm}$, 配 4 根 18 HRB400 级钢筋, 承受荷载效应的准永久组合轴力 $N_q = 185\text{kN}$, 最大裂缝宽度限值 $w_{lim} = 0.2\text{mm}$, 试验算最大裂缝宽度是否满足要求。

【解】

对轴心受拉构件, $\alpha_{cr} = 2.7$ 。查表 2-17, 受拉区纵向钢筋(4 根 18)截面面积为 $A_s = 1017\text{mm}^2$ 。

钢筋弹性模量 $E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$; C40 混凝土, $f_{tk} = 2.39\text{N/mm}^2$; HRB400 级热轧带肋钢筋, 相对黏结特征系数 $\nu_i = 1.0$; 纵向受拉钢筋的等效直径 $d_{eq} = 18\text{mm}$ 。

由公式(5-5)计算, 得有效受拉混凝土截面面积的纵向受拉钢筋的配筋率为

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{bh} = \frac{1017}{220 \times 180} = 0.0257 > 0.01$$

由公式(5-4)计算纵向受拉钢筋的应力为

$$\sigma_{sq} = \frac{N_q}{A_s} = \frac{185 \times 10^3}{1017} = 181.91 (\text{N/mm}^2)$$

由公式(3-122)计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数为

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.39}{0.0257 \times 181.91} = 0.768 (0.2 < \psi < 1)$$

则由公式(5-3)计算, 得

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 2.7\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 2.7 \times 0.768 \times \frac{181.91}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{18}{0.0257} \right) \\ &= 0.195 (\text{mm}) < w_{lim} = 0.2\text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

【例题 5-2】 某钢筋混凝土屋架的下弦杆，按轴心受拉构件设计。其端节点的最大拉力设计值为 $N=245\text{kN}$ ，按荷载效应准永久组合计算的轴向拉力值为 $N_q=198\text{kN}$ 。截面选为矩形且截面尺寸为 $b\times h=200\text{mm}\times 140\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30，钢筋级别为 HRB335 级，屋架的允许最大裂缝宽为 $w_{\text{lim}}=0.2\text{mm}$ 。试进行该构件的计算。

【解】

(1) 已知计算数据。 $N=245\text{kN}$ ， $N_q=198\text{kN}$ ； $b\times h=200\text{mm}\times 140\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30， $f_{\text{tk}}=2.01\text{N/mm}^2$ ；钢筋 HRB335 级， $f_y=300\text{N/mm}^2$ ， $E_s=2\times 10^5\text{N/mm}^2$ 。

(2) 抗拉承载力计算。应用公式(5-2)计算，得

$$A_s \geq \frac{N}{f_y} = \frac{245000}{300} = 816(\text{mm}^2)$$

为使受拉下弦杆满足裂缝宽度要求，选用纵向受拉钢筋为 6 ￠16， $A_s=1206\text{mm}^2$ （按受拉承载力要求可选用 4 ￠16， $A_s=804\text{mm}^2$ ），截面配筋如图 5-2 所示。

(3) 裂缝宽度验算

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{bh} = \frac{1206}{200 \times 140} = 0.0431$$

$$\sigma_{\text{sq}} = \frac{N_q}{A_s} = \frac{198 \times 10^3}{1206} = 164(\text{N/mm}^2)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sq}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0431 \times 164} = 0.915$$

又因 $d=16$ ， $c_s=25\text{mm}$ ，将以上数值代入公式(5-3)计算，得

$$w_{\text{max}} = 2.7 \times 0.915 \times \frac{198000}{1206 \times 200000} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{16}{0.0431} \right) = 0.157(\text{mm}) < 0.2\text{mm}$$

满足要求。

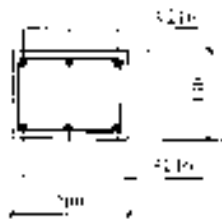


图 5-2 【例题 5-2】
截面配筋

5.2 钢筋混凝土偏心受拉构件计算

5.2.1 钢筋混凝土偏心受拉构件简述

钢筋混凝土偏心受拉构件简述见表 5-2。

表 5-2 钢筋混凝土偏心受拉构件简述

序号	项 目	内 容
1	偏心受拉构件	<p>与偏心受压构件类似，我们把在截面中同时作用有轴向拉力 N、弯矩 M 和剪力 V 的构件称为偏心受拉构件</p> <p>偏心受拉构件在实际工程中虽然不是量大面广的构件，但也常会遇到。例如，联肢剪力墙的某些墙肢、双肢柱的某些肢杆，悬臂式桥架承受节间竖向荷载的受拉上弦杆以及一般屋架承受节间荷载的下弦杆等都属于偏心受拉构件。此外，经常遇到的矩形筒仓、斗仓及水池，其仓壁或池壁也多同时受有轴向拉力及平面外的弯矩作用，故也属于偏心受拉构件</p> <p>工程中出现的偏心受拉构件截面多为矩形，故仅介绍截面为矩形的偏心受拉构件的设计</p> <p>当构件正截面在拉力和弯矩的共同作用下，可看成是具有偏心距 $e_0=M/N$ 的轴向拉力作用。受拉构件根据偏心距 e_0 的大小可分为大偏心受拉构件和小偏心受拉构件两类，以轴向拉力 N 的作用点在纵向钢筋之间或在纵向钢筋之外作为区分大小偏心受拉的界限，如图 5-3 所示</p>

(续表 5-2)

序号	项 目	内 容
2	其他	<p>当轴向拉力 N 作用在纵向钢筋的外侧, 即 $e_0 > h/2 - a_s$ 时为大偏心受拉构件, 如图 5-3a 所示; 当轴向拉力 N 作用在纵向钢筋之间, 即 $e_0 \leq h/2 - a_s$ 时为小偏心受拉构件, 如图 5-3b 所示; 当 $e_0 = 0$ 时为轴心受拉构件, 这是小偏心受拉构件的一个特例</p> <p>大偏心受拉构件的特点是: 随着轴向拉力 N 的增加, 截面上的应力也随之加大, 直到拉应力较大一侧, 即配筋为 A_s 一侧的混凝土开裂, 但裂缝并不贯通整个截面, 还有一个压区存在</p> <p>小偏心受拉构件的特点是: 混凝土开裂后, 裂缝贯穿整个截面, 全部轴向拉力由纵向钢筋承受</p>

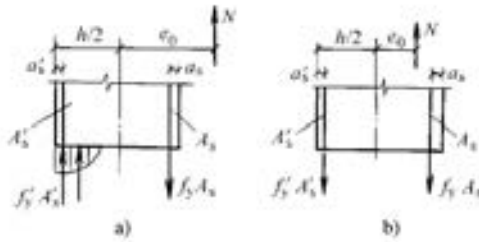


图 5-3 大小偏心受拉的界限简图

a) 大偏心受拉 b) 小偏心受拉

5.2.2 矩形截面小偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

矩形截面小偏心受拉构件正截面受拉承载力计算见表 5-3。

表 5-3 矩形截面小偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

序号	项 目	内 容
1	小偏心受拉构件简述	在小偏心受拉时, 构件在破坏前截面全部裂通, 拉力全部由钢筋承受, 破坏时钢筋应力达到屈服强度, 截面即达到极限状态, 如图 5-4 所示
2	基本计算公式的建立	<p>根据力的平衡条件并写成设计表达式, 得</p> $N = f_y A_s + f'_y A'_s \quad (5-6)$ <p>根据对 A'_s 形心的力矩平衡条件, 得</p> $Ne' = f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (5-7)$ <p>根据对 A_s 形心的力矩平衡条件, 得</p> $Ne = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5-8)$ <p>而 e'、e 的计算表达式为</p> $\left. \begin{aligned} e' &= 0.5h - a'_s + e_0 \\ e &= 0.5h - a_s - e_0 \end{aligned} \right\} \quad (5-9)$ <p>式中 f_y——普通钢筋抗拉强度设计值 e'——轴向力 N 作用点到钢筋 A'_s 合力点之间的距离 e——轴向力 N 作用点到钢筋 A_s 合力点之间的距离</p>

(续表 5-3)

序号	项 目	内 容
3	承载力校核	<p>若已知构件条件为 b、h、a_s、a'_s、A_s、A'_s、f_y 和 e_0 ($e_0 \leq 0.5h - a_s$) 时, 则在各种偏心矩作用下, 根据公式(5-7)及公式(5-8)的轴向受拉承载力 N 的表达式分别为</p> $N = \frac{f_y A_s (h_0' - a_s)}{e'} \quad (5-10)$ $N = \frac{f_y' A'_s (h_0 - a'_s)}{e} \quad (5-11)$ <p>取公式(5-10)及公式(5-11)两公式计算结果中的较小者</p>
4	配筋计算	<p>若已知轴向拉力设计值 N, e_0 ($e_0 \leq 0.5h - a_s$) 及 b、h、a_s、a'_s、f_y 时, 根据公式(5-7)及公式(5-8), 则钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 的表达式为</p> $A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0' - a_s)} \quad (5-12)$ $A'_s = \frac{Ne}{f_y' (h_0 - a'_s)} \quad (5-13)$ <p>将公式(5-9)代入公式(5-12)、公式(5-13), 并取 $M = Ne_0$, 可得</p> $A_s = \frac{N(h_0 - 2a'_s)}{2f_y (h_0' - a_s)} + \frac{M}{f_y (h_0' - a_s)} \quad (5-14)$ $A'_s = \frac{N(h - 2a_s)}{2f_y' (h_0 - a'_s)} - \frac{M}{f_y' (h_0 - a'_s)} \quad (5-15)$ <p>公式(5-14)及公式(5-15)第一项代表纵向拉力 N 所需的配筋; 第二项代表弯矩 M 的影响, M 增加了 A_s 的用量而降低了 A'_s 的用量。因此, 设计同时有几组不同的荷载组合 (N, M) 时, 应按最大 N 和最大 M 的荷载组合计算 A_s, 而按最大 N 和最小 M 的荷载组合计算 A'_s</p>



图 5-4 矩形截面小偏心受拉构件示意

5.2.3 矩形截面大偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

矩形截面大偏心受拉构件正截面受拉承载力计算见表 5-4。

表 5-4 矩形截面大偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

序号	项 目	内 容
1	大偏心受拉构件简述	<p>大偏心受拉构件的破坏形态与大偏心受压或受弯构件相似,在荷载作用下,靠近拉力的一侧受拉,而另一侧受压。随着荷载的增加,拉区开裂,混凝土退出工作,由钢筋承受全部拉力,压区混凝土面积较少,最后受拉钢筋达到屈服,压区混凝土被压碎而破坏</p> <p>图 5-5 示出大偏心受拉构件破坏时截面上的应力分布,由内力平衡,得本表序号 2 中的基本计算公式</p>
2	基本计算公式的建立	<p>根据力的平衡条件(图 5-5),并写成设计表达式,得</p> $N=f_y A_s - f'_y A'_s + \alpha_1 f_c b x \quad (5-16)$ $Ne=f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) \quad (5-17)$ $e=e_0 - 0.5h + a_s \quad (5-18)$ <p>公式(5-16)及公式(5-17)适用条件为混凝土受压区高度 $2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0$</p> <p>当 $x < 2a'_s$ 时</p> $Ne' = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (5-19)$ $e' = e_0 + 0.5h - a'_s \quad (5-20)$ <p>式中 f_y——钢筋抗拉强度设计值 e——轴向力 N 作用点到受拉钢筋 A_s 合力点之间的距离 e'——轴向力 N 作用点到受拉钢筋 A'_s 合力点之间的距离</p>
3	承载力校核	<p>若已知构件条件为 b、h、a_s、a'_s、A_s、A'_s 和 f_y、f'_y、α_1、f_c,则在满足 $e_0 > 0.5h - a_s$ 时,构件所能承受的轴向力按下列方法计算:</p> <p>(1) 确定受压区高度</p> <p>当 $f_y = f'_y$ 时</p> $\xi = \left(1 + \frac{e}{h_0}\right) - \sqrt{\left(1 + \frac{e}{h_0}\right)^2 - 2 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \left(\rho \frac{e}{h_0} - \rho' \frac{e}{h_0}\right)} \quad (5-21)$ $e = e_0 - 0.5h + a_s \quad (5-18)$ $e' = e_0 - 0.5h + a'_s \quad (5-20)$ <p>(2) 代入基本计算公式,求轴向力 N</p> <p>1) 当 $x = \xi_b h_0 \geq 2a'_s$, 且 $\xi \leq \xi_b$ 时</p> $N = f_y A_s - f'_y A'_s + \alpha_1 f_c b x \quad (5-16)$ <p>2) 当 $x = \xi_b h_0 < 2a'_s$ 时</p> $N = \frac{f_y A_s (h_0 - a_s)}{e'} \quad (5-22)$
4	配筋计算	<p>已知截面尺寸 b、h、a_s、a'_s; 材料强度 f_y、f'_y、α_1、f_c; 则在内力设计值 N、M 作用下的钢筋用量 A_s 和 A'_s 可用下列方法计算:</p> <p>(1) 求 A_s 及 A'_s。为使 $A_s + A'_s$ 用量最小,令 $x = \xi_b h_0$ 代入公式(5-17)及公式(5-16)计算,得</p> $A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (5-23)$ $A_s = \frac{N + \alpha_1 f_c b \xi_b h_0 + f'_y A'_s}{f_y} \quad (5-24)$

(续表 5-4)

序号	项 目	内 容
4	配筋计算	受拉钢筋截面面积的最小值 $A_{s,\min} = \rho_{\min} bh$
		当 $A_s < A_{s,\min}$ 时, 取 $A_s = A_{s,\min}$
		受压钢筋截面面积的最小值 $A'_{s,\min} = \rho'_{\min} bh$
		当 $A'_s < A'_{s,\min}$ 时, 取 $A'_s = A'_{s,\min}$
		(2) 已知 A'_s , 求 A_s 。首先求混凝土受压区高度 $x = \xi h_0$, 由公式(5-17)推导, 得 $\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2N}{\alpha_1 f_c b h_0} \frac{e}{h_0} + 2\rho' \frac{f'_y}{\alpha_1 f_c} \left(1 - \frac{a'_s}{h_0}\right)}$ (5-25)
1) 当 $x = \xi h_0 \geq 2a'_s$ 时 $A_s = \frac{N + \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y}$ (5-26)		
2) 当 $x < 2a'_s$ 时 $A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a'_s)}$ (5-27)		

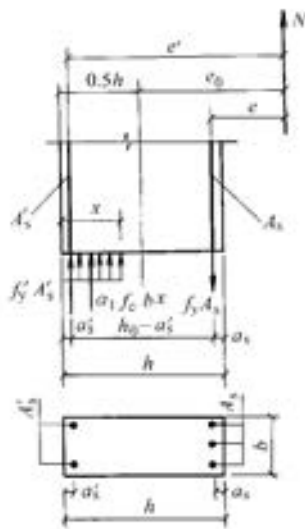


图 5-5 矩形截面大偏心受拉构件示意

5.2.4 矩形截面对称配筋偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

矩形截面对称配筋偏心受拉构件正截面受拉承载力计算见表 5-5。

表 5-5 矩形截面对称配筋偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

序号	项 目	内 容
1	基本计算公式	<p>对称配筋($f_y=f'_y, A_s=A'_s$)的矩形截面偏心受拉构件, 不论大、小偏心受拉, 均可按下列公式计算为</p> $Ne' = f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (5-28)$ $e' = e_0 + 0.5h - a'_s \quad (5-29)$ $h'_0 = h - a'_s \quad (5-30)$
2	承载力校核	<p>计算公式为</p> $N = \frac{f_y A_s (h'_0 - a_s)}{e'} \quad (5-31)$ <p>或</p> $N = \left(\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u} \right)^{-1} \quad (5-32)$ <p>式中 N_{u0}——轴心受拉承载力, $N_{u0} = 2f_y A_s$ M_u——纯弯承载力, $M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s)$</p>
3	配筋计算	<p>计算公式为</p> $A_s = A'_s = \frac{N}{2f_y} \left(1 + \frac{2e_0}{h_0 - a'_s} \right) \quad (5-33)$ $A'_{s,\min} = \rho'_{\min} bh$ <p>当 $A_s = A'_s < A'_{s,\min}$ 时, 取 $A_s = A'_s = A'_{s,\min}$</p>

5.2.5 计算例题

【例题 5-3】 已知一钢筋混凝土偏心受拉构件, 截面尺寸为 $b=200\text{mm}$, $h=300\text{mm}$, $a_s=a'_s=30\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 钢筋级别为 HRB335 级, $f_y=f'_y=300\text{N/mm}^2$, $A_s=1140\text{mm}^2$ (3 根 $\Phi 22$), $A'_s=236\text{mm}^2$ (3 根 $\Phi 10$)。试求 $e_0=100\text{mm}$ 时该构件所能承受的轴向拉力设计值及弯矩设计值。

【解】

由于 $e_0=100\text{mm} < 0.5h - a_s = 0.5 \times 300 - 30 = 120(\text{mm})$, 故为小偏心受拉构件。

$$h'_0 = h - a'_s = 300 - 30 = 270(\text{mm})$$

$$h_0 = h - a_s = 300 - 30 = 270(\text{mm})$$

$$e' = 0.5h - a'_s + e_0 = 0.5 \times 300 - 30 + 100 = 220(\text{mm})$$

$$e = 0.5h - a_s - e_0 = 0.5 \times 300 - 30 - 100 = 20(\text{mm})$$

将已算得数据代入公式(5-10)、公式(5-11)计算, 得

$$N = \frac{f_y A_s (h'_0 - a_s)}{e'} = \frac{300 \times 1140 \times (270 - 30)}{220} = 373091(\text{N})$$

$$N = \frac{f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{e} = \frac{300 \times 236 \times (270 - 30)}{20} = 849600(\text{N})$$

故该构件所能承受的轴向拉力设计值为

$$N = 373091\text{N} = 373.091\text{kN}$$

该构件所能承受的弯矩设计值为

$$M = Ne_0 = 373091 \times 100 = 37.309(\text{kN} \cdot \text{m})$$

【例题 5-4】 已知一钢筋混凝土偏心受拉构件，截面尺寸为 $b=250\text{mm}$ ， $h=350\text{mm}$ ， $a_s=a'_s=30\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C20，钢筋为 HRB335 级， $f_y=f'_y=300\text{N/mm}^2$ ，作用轴向拉力设计值为 $N=380\text{kN}$ ，弯矩设计值为 $M=45.6\text{kN}\cdot\text{m}$ 。试求构件截面所需钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 。

【解】

(1) 判别大小偏心受拉

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45600000}{380000} = 120(\text{mm}) < 0.5h - a_s = 0.5 \times 350 - 30 = 145(\text{mm})$$

故为小偏心受拉构件。

(2) 计算 A_s 和 A'_s

$$h_0 = h - a_s = 350 - 30 = 320(\text{mm})$$

$$h'_0 = h - a'_s = 350 - 30 = 320(\text{mm})$$

$$e' = 0.5h - a'_s + e_0 = 0.5 \times 350 - 30 + 120 = 265(\text{mm})$$

$$e = 0.5h - a_s - e_0 = 0.5 \times 350 - 30 - 120 = 25(\text{mm})$$

由公式(5-12)和公式(5-13)计算，得

$$A_s = \frac{Ne'}{f_y(h'_0 - a'_s)} = \frac{380000 \times 265}{300 \times (320 - 30)} = 1157(\text{mm}^2)$$

$$A'_s = \frac{Ne}{f_y(h_0 - a_s)} = \frac{380000 \times 25}{300 \times (320 - 30)} = 109(\text{mm}^2)$$

验算： $\rho_{\min}bh = 0.002 \times 250 \times 350 = 175(\text{mm}^2)$

因 $A'_s = 109\text{mm}^2 < 175\text{mm}^2$ ，故取 $A'_s = 175\text{mm}^2$

故受拉较大的钢筋选用 3 根 25， $A_s = 1473\text{mm}^2$ ；受拉力较小的钢筋选用 2 根 12， $A'_s = 226\text{mm}^2$ 。

【例题 5-5】 已知一钢筋混凝土偏心受拉构件，截面尺寸为 $b=300\text{mm}$ ， $h=400\text{mm}$ ， $a_s=a'_s=40\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30， $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1=1$ ，钢筋级别采用 HRB335 级， $f_y=f'_y=300\text{N/mm}^2$ ， $\xi_b=0.55$ ， $A_s=3079\text{mm}^2$ (5 根 28)， $A'_s=603\text{mm}^2$ (3 根 16)。试求当 $e_0=300\text{mm}$ 时该构件所能承受的轴向拉力设计值 N 及弯矩设计值 M 。

【解】

由于 $e_0=300\text{mm} > 0.5h - a_s = 0.5 \times 400 - 40 = 160(\text{mm})$ ，故为大偏心受拉构件。

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a_s = 300 - \frac{400}{2} + 40 = 140(\text{mm})$$

$$h_0 = h - a'_s = 400 - 40 = 360(\text{mm})$$

$$\frac{e}{h_0} = \frac{140}{360} = 0.389$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a_s = 300 + \frac{400}{2} - 40 = 460(\text{mm})$$

$$\frac{e'}{h_0} = \frac{460}{360} = 1.278$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{3079}{300 \times 360} = 0.0285$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{603}{300 \times 360} = 0.00558$$

由公式(5-21)计算，得

$$\begin{aligned}\xi &= 1 + \frac{e}{h_0} - \sqrt{\left(1 + \frac{e}{h_0}\right)^2 - 2 \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \left(\rho \frac{e}{h_0} - \rho' \frac{e'}{h_0}\right)} \\ &= 1 + 0.389 - \sqrt{(1 + 0.389)^2 - 2 \times \frac{300}{1 \times 14.3} \times (0.0285 \times 0.389 - 0.00558 \times 1.278)} \\ &= 0.061\end{aligned}$$

$$x = \xi h_0 = 0.061 \times 360 = 22(\text{mm}) < 2a'_s = 2 \times 40 = 80(\text{mm})$$

则应用公式(5-22)计算,得

$$N = \frac{f_y A_s (h_0 - a'_s)}{e'} = \frac{300 \times 3079 \times (360 - 40)}{460} = 642.57(\text{kN})$$

$$M = Ne_0 = 642.57 \times 0.3 = 192.77(\text{kN} \cdot \text{m})$$

【例题 5-6】 一钢筋混凝土偏心受拉构件,截面尺寸为矩形, $b = 250\text{mm}$, $h = 400\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$,作用其上的纵向拉力设计值 $N = 450\text{kN}$,弯矩设计值 $M = 100\text{kN} \cdot \text{m}$,混凝土强度等级为 C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$),钢筋为 HRB335 级 ($f_y = f'_y = 300\text{N/mm}^2$), $\xi_b = 0.55$ 。试求纵向钢筋截面面积 A_s 与 A'_s 。

【解】

(1) 判别大小偏心受拉

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{100000000}{450000} = 222(\text{mm}) > 0.5h - a_s = 0.5 \times 400 - 40 = 160(\text{mm})$$

故属于大偏心受拉。

(2) 求 A'_s

$$\text{取 } x = \xi_b h_0 = 0.55 \times 360 = 198(\text{mm})$$

$$e = e_0 - 0.5h + a_s = 222 - 0.5 \times 400 + 40 = 62(\text{mm})$$

应用公式(5-23)计算,得

$$\begin{aligned}A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{450000 \times 62 - 1 \times 11.9 \times 250 \times 198 \times \left(360 - \frac{198}{2}\right)}{300 \times (360 - 40)} \\ &= -1311(\text{mm}^2) < 0\end{aligned}$$

按钢筋面积最小值 $A'_{s,\min}$ 配筋,即

$$A'_s = \rho_{\min} bh = 0.002 \times 250 \times 400 = 200(\text{mm}^2)$$

选用 2 号 12, $A'_s = 226\text{mm}^2$ 。

(3) 求 A_s 。把 $A'_s = 226\text{mm}^2$ 代入公式(5-17)计算,得

$$\begin{aligned}Ne &= f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) \\ 450000 \times 62 &= 300 \times 226 \times (360 - 40) + 1 \times 11.9 \times 250 \times (360 - 0.5x)\end{aligned}$$

得

$$x = 6\text{mm} < 2a'_s = 2 \times 40 = 80(\text{mm})$$

由公式(5-20)计算,得

$$e' = 0.5h - a'_s + e_0 = 0.5 \times 400 - 40 + 222 = 382(\text{mm})$$

由公式(5-19)计算,得

$$A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{450000 \times 382}{300 \times (360 - 40)} = 1791(\text{mm}^2)$$

选用 4 根 25 ($A_s = 1964\text{mm}^2$)。

【例题 5-7】 已知矩形截面 $b = 200\text{mm}$, $h = 350\text{mm}$, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, 钢筋用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$, 在受压区已配置 2 根 12, 受压钢筋 $A'_s = 226\text{mm}^2$, 承受轴向拉力 $N = 420\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 82.1\text{kN}\cdot\text{m}$ 。求受拉钢筋截面面积。

【解】

(1) 确定纵向力作用位置

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{82100000}{420000} = 195.5(\text{mm}) > 0.5h - a_s = 0.5 \times 350 - 40 = 135(\text{mm})$$

纵向力作用在 A_s 和 A'_s 之外。

(2) 求受拉钢筋截面面积 A_s

$$h_0 = h - a_s = 350 - 40 = 310(\text{mm})$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a_s = 195.5 - \frac{350}{2} + 40 = 60.5(\text{mm})$$

将公式(5-17)分成两部分:

$$Ne = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = M_1 + M_2$$

$$M_1 = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad \alpha_1 f_c b x = f_y A_{s1}$$

$$M_2 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad f'_y A'_s = f_y A_{s2}$$

代入公式(5-16)

$$N = f_y A_s - f'_y A'_s - \alpha_1 f_c b x$$

得

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} + \frac{N}{f_y}$$

为充分利用 A'_s , 则 $A_{s2} = A'_s = 226\text{mm}^2$

故 $M_2 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \times 226 \times (310 - 40) = 18.306 \times 10^6 (\text{N}\cdot\text{mm})$

$$M_1 = Ne - M_2 = 420 \times 10^3 \times 60.5 - 18.306 \times 10^6 = 7.104 \times 10^6 (\text{N}\cdot\text{mm})$$

按单筋矩形构件计算 A_{s2} :

$$\alpha_s = \frac{M_1}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{7.104 \times 10^6}{1 \times 14.3 \times 200 \times 310^2} = 0.026$$

查表(3-15)得

$$x = \xi h_0 = 0.026 \times 310 = 8.06(\text{mm}) < 2a_s = 80(\text{mm})$$

$$A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{N \left(e_0 + \frac{h}{2} - a'_s \right)}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{420000 \times \left(195.5 + \frac{350}{2} - 40 \right)}{300 \times (310 - 40)} = 1714(\text{mm}^2)$$

选用 4 根 25, $A_s = 1964\text{mm}^2$ 。

【例题 5-8】 已知矩形截面尺寸 $b = 200\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$, 对称配筋 $a_s = a'_s = 30\text{mm}$, $A_s = A'_s = 1018\text{mm}^2$ (4 根 18), $f_y = f'_y = 360\text{N/mm}^2$ 。求 $e_0 = 100\text{mm}$ 时构件所能承受的轴向拉力设计值 N 。

【解】

$$h'_0 = h - a'_s = 300 - 30 = 270(\text{mm})$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a_s = 100 + \frac{300}{2} - 30 = 220(\text{mm})$$

由公式(5-31)计算,得

$$N = \frac{f_y A_s (h'_0 - a_s)}{e'} = \frac{360 \times 1018 \times (270 - 30)}{220} = 399796 (\text{N}) = 400 (\text{kN})$$

【例题 5-9】 已知矩形截面尺寸 $b = h = 400 \text{mm}$, $a_s = a'_s = 40 \text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25, $f_c = 11.9 \text{N/mm}^2$, 钢筋用 HRB400 级钢筋, $f_y = 360 \text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.518$, 轴向拉力设计值 $N = 230 \text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 39.1 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。求钢筋的截面面积 (对称配筋 $A_s = A'_s$)。

【解】

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{39.1 \times 10^3}{230} = 170 (\text{mm})$$

$$h_0 = 400 - 40 = 360 (\text{mm})$$

$$e' = e_0 + 0.5h - a'_s = 170 + 0.5 \times 400 - 40 = 330 (\text{mm})$$

由公式(5-28)计算,得

$$A_s = A'_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a_s)} = \frac{230000 \times 330}{360 \times (360 - 40)} = 659 (\text{mm}^2)$$

选用 4 Φ 16, $A_s = A'_s = 804 \text{mm}^2$ 。

【例题 5-10】 已知矩形截面 $b = 1000 \text{mm}$, $h = 200 \text{mm}$, $a_s = a'_s = 40 \text{mm}$, 混凝土强度等级 C30, HRB400 级钢筋, 承受轴向拉力设计值 $N = 250 \text{kN}$, 正向或反向两方向弯矩设计值 $M = \pm 90 \text{kN} \cdot \text{m}$, 采用对称配筋, 求 $A_s = A'_s$ 值。

【解】

偏心距

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{90000000}{250000} = 360 (\text{mm})$$

$$h_0 = h - a_s = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$A_s = A'_s = \frac{N}{2f_y} \left(1 + \frac{2e_0}{h_0 - a'_s} \right) = \frac{250000}{2 \times 360} \times \left(1 + \frac{2 \times 360}{160 - 40} \right) = 2431 (\text{mm}^2)$$

取 10 Φ 18, $A_s = A'_s = 2545 \text{mm}^2$ 。

【例题 5-11】 一钢筋混凝土拉杆, $b = h = 200 \text{mm}$, 作用有 $N = 10 \text{kN}$, $M = 10 \text{kN} \cdot \text{m}$, 对称配筋, $A_s = A'_s$, 采用 HRB335 级钢筋, $f_y = f'_y = 300 \text{N/mm}^2$, 试求所配钢筋截面面积 A_s 与 A'_s 。

【解】

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10 \times 10^6}{10 \times 10^3} = 1000 (\text{mm})$$

$$a_s = a'_s = 40 \text{mm}, h_0 = h'_0 = h - a_s = 200 - 40 = 160 (\text{mm})$$

$$e' = e_0 + 0.5h - a'_s = 1000 + 0.5 \times 200 - 40 = 1060 (\text{mm})$$

由公式(5-28)计算,得

$$A_s = A'_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a_s)} = \frac{10000 \times 1060}{300 \times (160 - 40)} = 294 (\text{mm}^2)$$

选用 2 Φ 14, $A_s = A'_s = 308 \text{mm}^2$ 。

5.3 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件斜截面受剪承载力计算

5.3.1 截面尺寸符合条件与斜截面受剪承载力计算

截面尺寸符合条件与斜截面受剪承载力计算见表 5-6。

表 5-6 截面尺寸符合条件与斜截面受剪承载力计算

序号	项 目	内 容
1	截面尺寸 符合条件	<p>矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件, 其斜截面受剪应符合下列条件:</p> $V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (5-34)$ <p>式中 V——构件斜截面上的最大剪力设计值</p> <p>如果构件截面不符合公式(5-34)要求时, 应改变截面尺寸或提高混凝土强度等级</p>
2	斜截面受 剪承载力 计算	<p>矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算, 即</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (5-35)$ <p>式中 N——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值</p> <p>λ——计算截面的剪跨比</p> <p>剪跨比 λ 可按下列规定取用:</p> <p>(1) 对框架结构中的框架柱, 当其反弯点在层高范围内时, 可取 $\lambda = H_n / (2h_0)$; 对各类结构的框架柱, 可取 $\lambda = M / (Vh_0)$; 当 $\lambda < 1$ 时, 取 $\lambda = 1$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$; 此处, H_n 为柱净高, M 为计算截面上与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值</p> <p>(2) 对其他偏心受拉构件, 当承受均布荷载时, 取 $\lambda = 1.5$; 当承受集中荷载时(包括作用有多种荷载, 且集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况), 取 $\lambda = a / h_0$; 当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$; 此处, a 为集中荷载至支座或节点边缘的距离</p> <p>当公式(5-35)右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时, 应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$; 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不得小于 $0.36f_t b h_0$。其中 $A_{sv} = nA_{sv1}$, A_{sv1} 为单肢箍筋截面面积, n 为构件内一个截面的箍筋肢数, s 为箍筋间距, f_{yv} 为箍筋的抗拉强度设计值</p>

5.3.2 计算例题

【例题 5-12】一钢筋混凝土偏心受拉构件, 截面尺寸与构件的跨度如图 5-6 所示, 截面为 $b = 250\text{mm}$, $h = 280\text{mm}$; 构件上承受轴向拉力设计值为 $N = 98\text{kN}$, 跨中承受集中力设计值为 120kN 。混凝土强度等级为 C30 ($f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$, $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$), 箍筋用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$), 纵向钢筋用 HRB400 级钢筋 ($f_y = 360\text{N/mm}^2$), $a_s = a'_s = 40\text{mm}$ 。求箍筋所需数量。

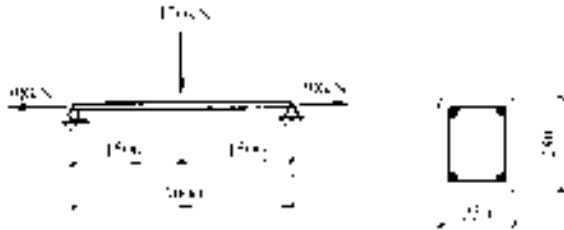


图 5-6 【例题 5-12】计算图

【解】

(1) 计算内力。剪力设计值 $V = 60\text{kN}$, 跨中弯矩设计值为 $M = 90\text{kN} \cdot \text{m}$, 已知轴向拉力设计值为 98kN 。

(2) 验算截面符合条件。应用公式(5-34)计算, 得

$$V = 60\text{kN} < 0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 250 \times 240 = 214.5 (\text{kN})$$

符合截面条件。

(3) 箍筋数量的计算

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{240} = 6.25 > 3, \text{ 取 } \lambda = 3$$

由公式(5-35), 即

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N$$

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V - \frac{1.75 f_t b h_0}{\lambda + 1.0} + 0.2N}{f_{yv} h_0}$$

$$= \frac{6000 - \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 240 + 0.2 \times 98000}{270 \times 240}$$

$$= 0.649 (\text{mm}^2/\text{mm})$$

配双肢箍筋 $8@150\text{mm}$ $\left(\frac{nA_{sv1}}{s} = 0.671\text{mm}^2/\text{mm}\right)$ 。

5.4 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算

5.4.1 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算基本计算公式

矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算基本计算公式见表 5-7。

表 5-7 矩形截面钢筋混凝土偏心受拉构件裂缝宽度验算基本计算公式

序号	项 目	内 容
1	基本计算公式	<p>根据正常使用极限状态的设计要求, 偏心受拉构件也应进行裂缝宽度验算, 其计算公式为</p> $w_{\max} = 2.4\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \quad (5-36)$ <p>其中矩形截面偏心受拉构件的受拉区有效配筋率按下式计算:</p> $\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} \quad (5-37)$ <p>受拉钢筋应力按下式计算</p> $\sigma_{sq} = \frac{N_q(e_0 + 0.5h - a'_s)}{A_s(h_0 - a'_s)} \quad (5-38)$ <p>式中 e_0——按荷载效应准永久组合计算的轴向力值 N_q 的偏心距 其他符号的意义与取法同前</p>
2	其他	按公式(5-36)算得的最大裂缝宽度不应超过表 1-12 中规定的限值

5.4.2 计算例题

【例题 5-13】 已知矩形截面偏心受拉构件的截面尺寸为 $b = 160\text{mm}$, $h = 200\text{mm}$, 配置 4 Φ 16 钢筋 ($A_s = A'_s = 402\text{mm}^2$), 混凝土强度等级为 C25 ($f_{tk} = 1.78\text{N/mm}^2$), 承受按荷载效应准永久组合计算

的轴向拉力值 $N_q = 145\text{kN}$, 偏心距 $e_0 = 30\text{mm}$, 裂缝宽度限值 $w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否满足要求。

【解】

$$\begin{aligned} a_s &= a'_s = c + 0.5d = 25 + 0.5 \times 16 = 33(\text{mm}) \\ h_0 &= h - a_s = 200 - 33 = 167(\text{mm}) \\ \rho_{\text{te}} &= \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{402}{0.5 \times 160 \times 200} = 0.025 \\ \sigma_{\text{sq}} &= \frac{N_q(e_0 + 0.5h - a'_s)}{A_s(h_0 - a'_s)} = \frac{145000 \times (30 + 0.5 \times 200 - 33)}{402 \times (167 - 33)} = 261(\text{N/mm}^2) \\ \psi &= 1.1 - \frac{0.65f_{\text{ik}}}{\rho_{\text{te}}\sigma_{\text{sk}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.25 \times 261} = 0.923 \\ w_{\text{max}} &= 2.4\psi \frac{\sigma_{\text{sq}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \\ &= 2.4 \times 0.923 \times \frac{261}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{16}{0.025} \right) \\ &= 0.285(\text{mm}) < w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

【例题 5-14】已知钢筋混凝土偏心受拉构件, $b = 250\text{mm}$, $h = 400\text{mm}$, 构件截面承受按荷载效应准永久组合计算的轴向力值 $N_q = 408\text{kN}$, 弯矩值 $M_q = 48\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C20 ($f_{\text{ik}} = 1.54\text{N/mm}^2$), 由受拉承载力计算得 $A_s = 1520\text{mm}^2$ (4 Φ 22), $A'_s = 308\text{mm}^2$ (2 Φ 14), 要求 $w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否满足要求。

【解】

$$\begin{aligned} a_s &= a'_s = c + 0.5h = 25 + 0.5 \times 22 = 36(\text{mm}) \\ h_0 &= h - a_s = 400 - 36 = 364(\text{mm}) \\ \rho_{\text{te}} &= \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1520}{0.5 \times 250 \times 400} = 0.0304 \\ e_0 &= \frac{M_q}{N_q} = \frac{48000000}{408000} = 118(\text{mm}) \\ \sigma_{\text{sq}} &= \frac{N_q(e_0 + 0.5h - a'_s)}{A_s(h_0 - a'_s)} = \frac{408000 \times (118 + 0.5 \times 400 - 36)}{1520 \times (364 - 36)} = 231(\text{N/mm}^2) \\ \psi &= 1.1 - \frac{0.65f_{\text{ik}}}{\rho_{\text{te}}\sigma_{\text{sk}}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.54}{0.0304 \times 231} = 0.957 \\ w_{\text{max}} &= 2.4\psi \frac{\sigma_{\text{sq}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \\ &= 2.4 \times 0.957 \times \frac{231}{2 \times 10^5} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{22}{0.0304} \right) \\ &= 0.28(\text{mm}) < w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

第 6 章 钢筋混凝土受扭曲构件计算与实例

6.1 受扭曲构件简述与扭曲截面承载力基本计算公式

6.1.1 受扭曲构件简述

受扭曲构件简述见表 6-1。

表 6-1 受扭曲构件简述

序号	项 目	内 容
1	受扭曲构件的分类	<p>一般地说,受扭构件是指在截面中有扭矩作用的构件</p> <p>工程中经常遇到的受扭构件可以分为以下两类。属于第一类的有带悬挑雨篷的门窗过梁(图 6-1a)、带悬挑遮阳或挡雨板的框架连系梁、两端嵌固或弹性固定的平面为曲线或折线的梁(图 6-1b)、竖向荷载作用点或作用线偏出构件支连连线以外的构件(图 6-1c)以及螺旋楼梯或悬挑式折线楼梯等。这类构件中的扭矩是由荷载直接引起的,因此它是维持基本平衡条件不可缺少的内力之一。我们把这种扭矩称为“平衡扭矩”。第二类为承受“附加扭矩”的构件,即在某些超静定结构中常常由于构件之间的连续性而在某些构件中引起的扭矩。例如图 6-1d 所示的与现浇楼盖中的次梁整浇并支承次梁的边框架主梁,由于它所具有的抗扭刚度而在次梁端支座处对次梁形成抗转动弹性约束。这种约束程度的大小是根据次梁端支座处的变形(转角)协调条件,由主梁的抗扭刚度和次梁的抗弯刚度决定的。例如,当主梁的抗扭刚度无穷大时,次梁在端支座处即为固定,而当主梁的抗扭刚度为零时,次梁在端支座处即为铰支。同时,主梁对次梁端部弹性约束产生的弯矩也就是次梁施加给主梁的扭矩。因此,这个扭矩的大小也就取决于主梁的抗扭刚度和次梁的抗弯刚度</p> <p>从上面的例子可以看出,只承受扭矩作用的纯扭构件在工程中很难遇到。在一般构件中扭矩总是与弯矩,或者与剪力,或者与弯矩、剪力同时作用的</p>
2	纯扭构件	<p>(1) 工程结构中处于纯扭矩作用下的构件是极少的,绝大多数为弯矩、剪力、扭矩同时作用,为弯剪扭复合受力构件</p> <p>(2) 受扭构件中主拉应力与构件的轴线呈 45°,由此可见,受扭构件最有效的配筋方式是将抗扭钢筋沿主拉应力轨迹线布置成螺旋形。但螺旋形配筋施工复杂,且螺旋形配筋的受力不能适应变号扭矩的作用。因此,在实际工程中,受扭构件配筋通常采用横向封闭箍筋与纵向抗扭钢筋组成的空间配筋方式来抵抗截面扭矩</p> <p>(3) 在钢筋混凝土矩形截面纯扭构件中,当扭矩达到开裂扭矩 T_{cr}后,由于部分混凝土退出受拉工作,构件的抗扭刚度明显降低。受扭构件的试验表明,配筋对提高构件开裂扭矩 T_{cr}的作用不大,但配筋的数量对构件承担的极限扭矩有很大的影响,构件最终的破坏形态和极限抗扭承载力将随配筋数量的不同而变化</p> <p>对于配筋适量的受扭构件,构件开裂后并不立即破坏,开裂前混凝土承担扭矩所产生的拉应力大部分将转由受扭钢筋(箍筋和纵筋)承担。随着外扭矩继续增大,构件表面出现多条近乎连续、与构件轴线呈 45°的螺旋形裂缝,并不断向构件内部和沿主压应力轨迹</p>

(续表 6-1)

序号	项 目	内 容
2	纯扭构件	<p>线发展延伸。当接近极限扭矩时，在构件长边上有一条裂缝发展成为临界裂缝，并向短边延伸。与这条裂缝相交的箍筋和纵筋达到屈服，此裂缝急速扩展，最后使另一面的混凝土压碎，形成一个空间扭曲破坏面，当达到极限扭矩 T_u 时构件破坏，如图 6-2 所示</p> <p>1) 根据箍筋和纵筋配筋数量的多少，受扭构件的破坏形态可分为适筋破坏、少筋破坏、部分超配筋破坏和完全超配筋破坏</p> <p>对于箍筋和纵筋配置都合适时，与裂缝相交的钢筋均能达到屈服，然后混凝土压坏，称为受扭构件的适筋破坏。其破坏特征类似于受弯构件适筋梁破坏，属于延性破坏，破坏时极限扭矩的大小取决于箍筋和纵筋的配筋数量</p> <p>当箍筋和纵筋配置数量过少时，钢筋不足以承担混凝土开裂后释放的拉应力，一旦开裂，受扭变形便迅速增大，称为受扭构件的少筋破坏。其破坏特征类似于受弯构件的少筋梁，表现出明显的受拉脆性，受扭承载力取决于混凝土的抗拉强度。此时，构件破坏时的扭矩与开裂扭矩接近，配筋对极限扭矩影响不大</p> <p>当箍筋和纵筋配置都过多时，受扭构件在破坏前出现较多密而细的螺旋形裂缝，在钢筋屈服之前混凝土先压坏，为受压脆性破坏，这种超筋破坏称为完全超配筋破坏。其破坏特征类似于受弯构件的超筋梁，属于脆性破坏，其受扭承载力取决于混凝土的抗压强度</p> <p>由于受扭钢筋由箍筋和受扭纵筋两部分钢筋组成，当箍筋和纵筋的配筋比例相差过大时，破坏时还会出现两者中配筋率较小的一种钢筋达到屈服，而另一种钢筋未达到屈服的情况，这种破坏称为部分超配筋破坏。这种破坏具有一定的延性，但小于适筋构件</p> <p>对于少筋破坏和完全超配筋破坏的受扭构件，由于破坏时脆性性质表现明显，在设计中应避免采用部分超配筋破坏的受扭构件，设计中可以采用，但不经济，如果受扭构件中箍筋数量相对较少，抗扭承载力由箍筋控制，此时，即使多配纵筋也不能提高抗扭承载力，反之亦然</p> <p>2) 由于受扭钢筋由封闭箍筋和受扭纵筋两部分钢筋组成，两者的配筋比例对受扭性能及极限受扭承载力有很大影响。为使箍筋和纵筋均能有效发挥作用，应将两部分钢筋在数量和强度上加以控制，即控制两部分钢筋的配筋强度比。配筋强度比可定义为受扭纵筋与箍筋的体积比和强度比的乘积(图 6-3)，用 ζ 表示，见公式(6-15)</p>
3	弯 剪 扭 构件	<p>(1) 实际工程中，单纯的受扭构件很少，大多数构件同时承受弯矩、剪力和扭矩作用，处于 M、V、T 共同作用的复合受力状态。扭矩使纵筋产生拉应力，与受弯时钢筋拉应力叠加，使钢筋拉应力增大，从而使受弯承载力降低，如图 6-4a 所示；而扭矩和剪力产生的剪应力总会在构件的一个侧面上叠加，使构件受剪承载力总是小于剪力和扭矩单独作用时的承载力，如图 6-4b 所示</p> <p>(2) 同时承受弯矩、剪力和扭矩共同作用的构件，受力性能比较复杂。其破坏形态与所受的弯矩、剪力和扭矩之间的比例及构件截面配筋情况有关，主要有以下三种破坏形式：</p> <p>1) 试验表明，在配筋适当条件下，当弯矩 M 较大，即 T/M 较小，且剪力不起控制作用时，发生弯型破坏，此时，弯矩起主导作用，构件底部受拉，顶部受压。底部纵筋同时受弯矩和扭矩作用产生拉应力叠加，裂缝首先在构件弯曲受拉底面出现，然后向两侧面发展，最后三个面上螺旋裂缝形成一个扭曲破坏面。若底部纵筋配置不够，则破坏始</p>

(续表 6-1)

序号	项 目	内 容
3	弯 剪 扭 构 件	<p>于底部纵筋受拉屈服，止于顶部弯曲受压混凝土压碎，如图 6-5a 所示，承载力受底部纵筋控制，且受弯承载力因扭矩的存在而降低，如图 6-6 所示</p> <p>2) 当扭矩 T 较大，而 T/M 和 T/V 均较大，且构件顶部纵筋少于底部纵筋，即 $\gamma = f_y A_s / A'_s > 1$ 时，发生扭型破坏。扭矩引起顶部纵筋的拉应力很大，而弯矩较小，其在构件顶部引起的压应力也较小，所以导致顶部纵筋的拉应力大于底部纵筋，破坏始于构件顶面纵筋先受拉屈服，然后底部混凝土被压碎，如图 6-5b 所示，承载力由顶部纵筋控制</p> <p>由于弯矩对顶部产生压应力，抵消了一部分扭矩产生的拉应力，因此，弯矩对受扭承载力有一定的提高(图 6-6)。但对于顶部和底部纵筋对称布置的情况($\gamma=1$)，则在弯矩、扭矩共同作用下总是底部纵筋先达到受拉屈服，因此，只会出现弯型破坏，而不可能出现扭型破坏</p> <p>3) 当剪力 V 和扭矩 T 均较大，弯矩 M 较小，对构件的承载力不起控制作用时，构件在扭矩和剪力的共同作用下，截面均产生剪应力，结果是截面一侧剪应力增大，另一侧剪应力减小。裂缝首先在剪应力较大一侧长边中点出现，然后向顶面和底面扩展，最后另一侧长边的混凝土压碎而达到破坏，如图 6-5c 所示。如果配筋合适，破坏时与螺旋裂缝相交的纵筋和箍筋均受拉并达到屈服</p> <p>当扭矩较大时，以受扭破坏为主；当剪力较大时，以受剪破坏为主</p>

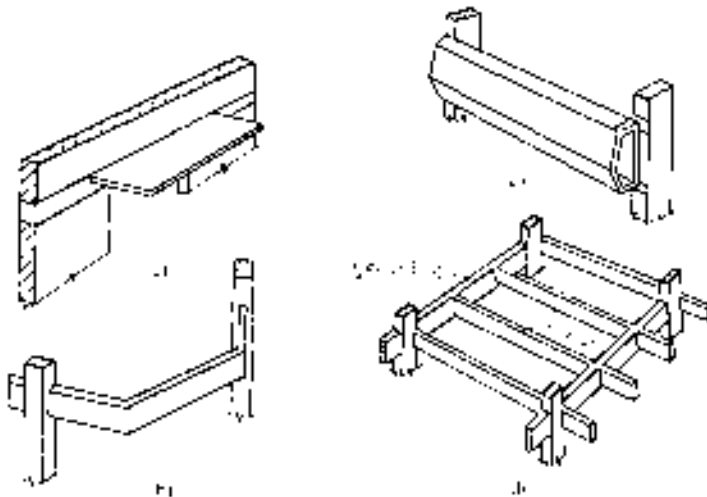


图 6-1 受扭构件实例

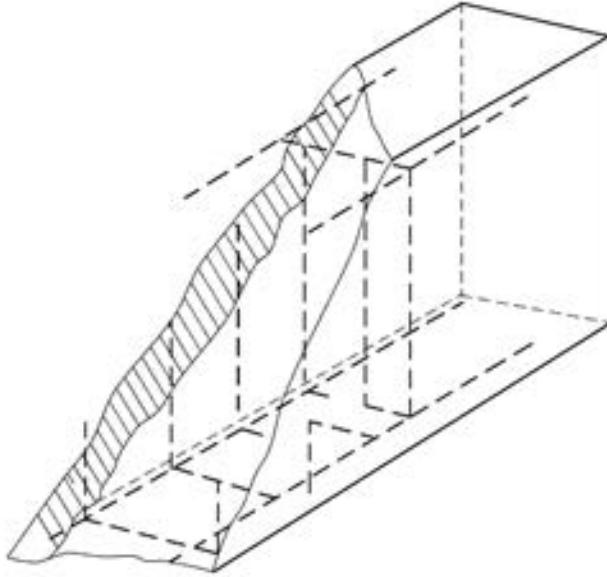


图 6-2 纯扭构件的破坏状况

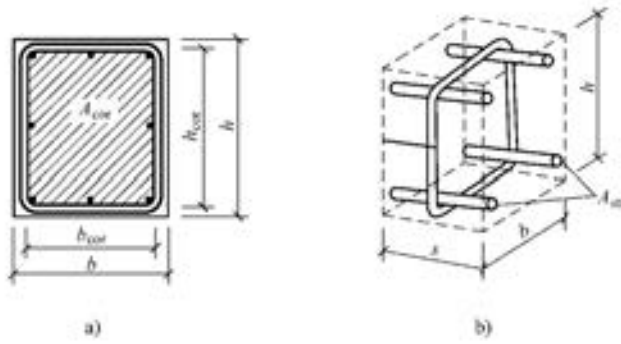


图 6-3 抗扭截面

a) 截面核心 b) 纵筋与箍筋体积比

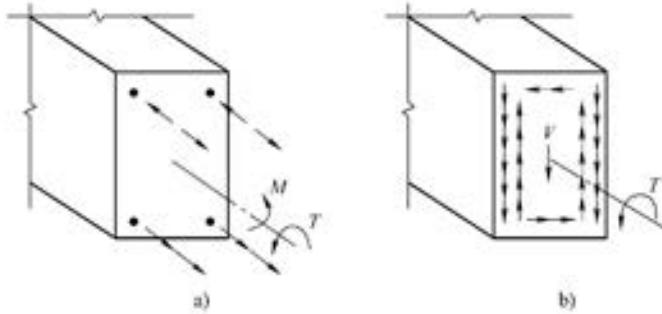


图 6-4 复合受力状态构件

a) 弯扭应力叠加 b) 剪扭应力叠加

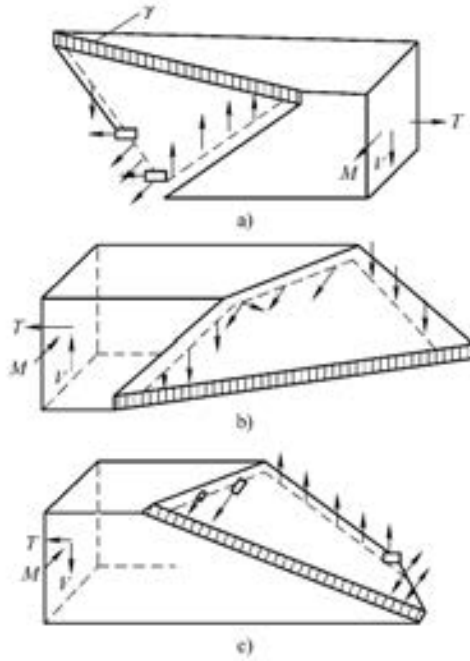


图 6-5 弯剪扭构件的破坏形态
a) 弯型破坏 b) 扭型破坏 c) 剪扭型破坏

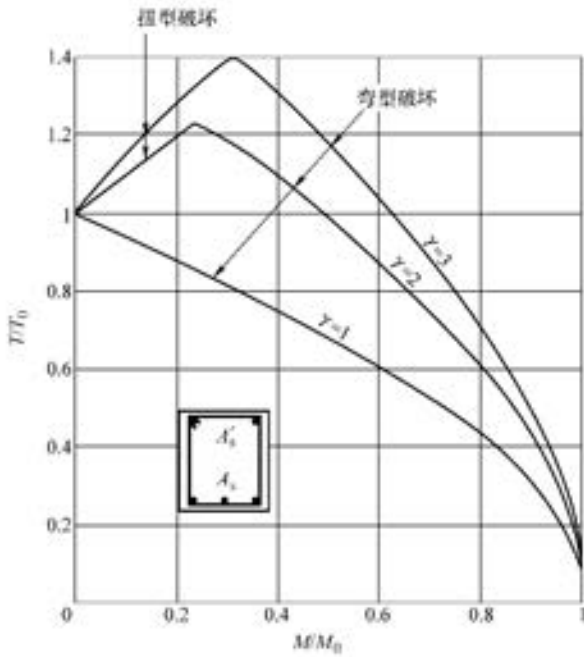


图 6-6 弯扭相关关系

6.1.2 扭曲截面承载力基本计算公式

扭曲截面承载力基本计算公式见表 6-2。

表 6-2 扭曲截面承载力基本计算公式

序号	项 目	内 容
1	截面符合条件	<p>在弯矩、剪力和扭矩共同作用下, h_w/b 不大于 6 的矩形、T 形、I 形截面和 h_w/t_w 不大于 6 的箱形截面构件(图 6-7), 其截面应符合下列条件:</p> <p>当 h_w/b(或 h_w/t_w) 不大于 4 时</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-1)$ <p>当 h_w/b(或 h_w/t_w) 等于 6 时</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.2\beta_c f_c \quad (6-2)$ <p>当 h_w/b(或 h_w/t_w) 大于 4 但小于 6 时, 按线性内插法确定</p> <p>式中 T——扭矩设计值 b——矩形截面的宽度, T 形或 I 形截面取腹板宽度, 箱形截面取两侧壁总厚度 $2t_w$ W_t——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩, 按本表序号 3 的规定计算 h_w——截面的腹板高度: 对矩形截面, 取有效高度 h_0; 对 T 形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对 I 形和箱形截面, 取腹板净高 t_w——箱形截面壁厚, 其值不应小于 $b_n/7$, 此处, b_n 为箱形截面的宽度</p> <p>当 h_w/b 大于 6 或 h_w/t_w 大于 6 时, 受扭构件的截面尺寸要求及扭曲截面承载力计算应符合专门规定</p>
2	可不进行构件受剪扭承载力计算的条件	<p>在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的构件, 当符合下列要求时, 可不进行构件受剪扭承载力计算, 但应按本书表 2-23 及表 3-30 序号 3 之(3)条、(4)条的规定配置构造纵钢筋和箍筋</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t \quad (6-3)$ <p>或</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (6-4)$ <p>式中 N——与剪力、扭矩设计值 V、T 相应的轴向压力设计值, 当 N 大于 $0.3f_c A$ 时, 取 $0.3f_c A$, 此处, A 为构件的截面面积</p>
3	截面受扭塑性抵抗矩	<p>受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩可按下列规定计算:</p> <p>(1) 矩形截面</p> $W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (6-5)$ <p>式中 b、h——分别为矩形截面的短边尺寸、长边尺寸</p> <p>(2) T 形和 I 形截面</p> $W_t = W_{tw} + W_{tf}' + W_{tf} \quad (6-6)$ <p>腹板、受压翼缘及受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩 W_{tw}、W_{tf}' 和 W_{tf}, 可按下列规定计算:</p> <p>1) 腹板</p> $W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (6-7)$

(续表 6-2)

序号	项 目	内 容
3	截面受扭塑性抵抗矩	2) 受压翼缘 $W_{tf}' = \frac{h_{f'}^2}{2}(b_f' - b) \quad (6-8)$
		3) 受拉翼缘 $W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (6-9)$
		式中 b 、 h ——截面的腹板宽度、截面高度 b_f' 、 b_f ——截面受压区、受拉区的翼缘宽度 h_{f}' 、 h_f ——截面受压区、受拉区的翼缘高度 计算时取用的翼缘宽度尚应符合 b_f' 不大于 $b+6h_f'$ 及 b_f 不大于 $b+6h_f$ 的规定 (3) 箱形截面 $W_t = \frac{b_h^2}{6}(3h_h - b_h) - \frac{(b_h - 2t_w)^2}{6}[3h_w - (b_h - 2t_w)] \quad (6-10)$ 式中 b_h 、 h_h ——箱形截面的短边尺寸、长边尺寸
4	T 形和 I 形截面纯扭构件总扭矩设计值的分配	T 形和 I 形截面纯扭构件，可将其截面划分为几个矩形截面，分别按表 6-7 序号 1 的规定进行受扭承载力计算。每个矩形截面的扭矩设计值可按下列规定计算： (1) 腹板 $T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (6-11)$
		(2) 受压翼缘 $T_f' = \frac{W_{tf}'}{W_t} T \quad (6-12)$
		(3) 受拉翼缘 $T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (6-13)$ 式中 T_w ——腹板所承受的扭矩设计值 T_f' 、 T_f ——受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值

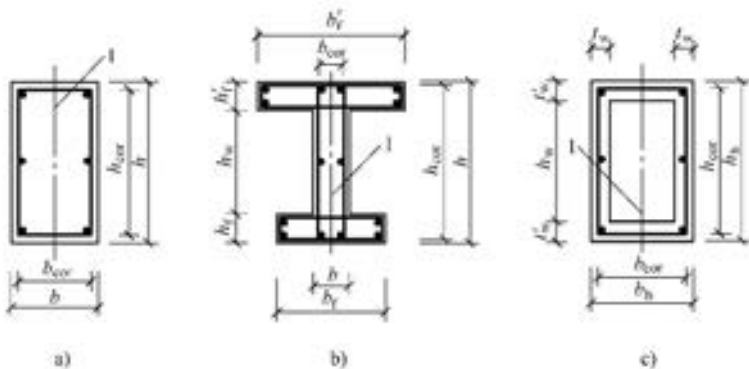


图 6-7 受扭构件截面

a) 矩形截面 b) T 形、I 形截面 c) 箱形截面 ($t_w \leq t_w'$)
 1—弯矩、剪力作用平面

6.2 矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算

6.2.1 矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算方法与规定

矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算方法与规定见表 6-3。

表 6-3 矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算方法与规定

序号	项 目	内 容
1	应符合的 计算规定	<p>矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：</p> $T \leq 0.35f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta}f_{yv} \frac{A_{st1}A_{cor}}{s} \quad (6-14)$ <p>式中 ζ——受扭的纵向普通钢筋与箍筋的配筋强度比值，计算公式为</p> $\zeta = \frac{f_y A_{st1} s}{f_{yv} A_{st1} u_{cor}} \quad (6-15)$ <p>同时应使 ζ 符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求，当 $\zeta > 1.7$ 时，计算中取 $\zeta = 1.7$；工程设计中配筋强度比的常用范围为 $\zeta = 1.0 \sim 1.3$</p> <p>W_t——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩，计算公式为</p> $W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (6-5)$ <p>f_t——混凝土抗拉强度设计值 T——扭矩设计值 f_y、f_{yv}——受扭纵向钢筋及箍筋的抗拉强度设计值，按表 2-12 采用 A_{st1}——受扭计算中沿截面周边所配置箍筋的单肢截面面积 A_{cor}——截面核心部分的面积(图 6-7a)，计算公式为</p> $A_{cor} = b_{cor} h_{cor} \quad (6-16)$ <p>此处 b_{cor} 和 h_{cor} 为箍筋内表面计算的截面核心部分的短边和长边的尺寸 A_{st1}——受扭计算中取对称布置的全部纵向普通钢筋的截面面积 s——受扭箍筋间距 u_{cor}——截面核心部分的周长。所谓受扭构件的“截面核心”是指箍筋内皮以内的截面面积。对于矩形截面(图 6-7a)计算公式为</p> $u_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor}) \quad (6-17)$
2	截面尺寸 符合条件	<p>为保证构件受扭时混凝土不首先被压碎，即防止完全超筋破坏，矩形截面钢筋混凝土构件，当 $h_0/b < 6$ 时，根据公式(6-1)，其截面(图 6-7a)应符合下列要求</p> $\frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-18)$ <p>若不满足公式(6-18)时，应加大矩形截面尺寸或提高混凝土强度等级</p>
3	按构造配 筋的条件	<p>矩形截面钢筋混凝土受扭构件，根据公式(6-3)如符合下列条件</p> $\frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t \quad (6-19)$ <p>时，则可不进行构件受扭承载力计算，而只需按有关构造规定配置钢筋</p>

(续表 6-3)

序号	项 目	内 容
4	箍筋和纵向钢筋的最小配筋率	<p>纯扭构件矩形截面钢筋混凝土构件箍筋和纵向钢筋的最小配筋要求为箍筋(见表 2-25):</p> $\rho_{sv, \min} = 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}}, \left(\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \right) \quad (6-20)$ <p>纵向钢筋(见表 2-24):</p> $\rho_{ul, \min} = 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y}, \left(\rho_{ul} = \frac{nA_{stl}}{bh} \right) \quad (6-21)$

6.2.2 计算例题

【例题 6-1】 一钢筋混凝土矩形截面梁, 截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$, 承受扭矩设计值 $T = 11\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C20 ($f_c = 9.6\text{N}/\text{mm}^2, f_t = 1.1\text{N}/\text{mm}^2$), 钢筋采用 HPB300 级钢筋 ($f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2, f_{yv} = 270\text{N}/\text{mm}^2$), 试求纵向钢筋及箍筋用量。

【解】

(1) 截面尺寸计算

$$h_0 = h - 40 = 500 - 40 = 460 (\text{mm})$$

$$h_{\text{cor}} = h - 2 \times 30 = 500 - 60 = 440 (\text{mm})$$

$$b_{\text{cor}} = b - 2 \times 30 = 250 - 60 = 190 (\text{mm})$$

(2) 计算截面受扭塑性抵抗矩 W_t 。由公式(6-5)计算, 得

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) = \frac{250^2}{6} \times (3 \times 500 - 250) = 13020833 (\text{mm}^3)$$

(3) 验算适用条件。由公式(6-18)计算, 得

$$0.25 \times 0.8 \beta_c f_c W_t = 0.25 \times 0.8 \times 1 \times 9.6 \times 13020833 = 25 (\text{kN} \cdot \text{m}) > 11\text{kN} \cdot \text{m}$$

则截面尺寸满足要求。

由公式(6-19)计算, 得

$$0.7 f_t W_t = 0.7 \times 1.1 \times 13020833 = 10 (\text{kN} \cdot \text{m}) < 11\text{kN} \cdot \text{m}$$

则需要按计算配置受扭钢筋。

(4) 计算箍筋。设纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值为 $\zeta = 1.0$ 。

由公式(6-14), 即

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{st1} A_{\text{cor}}}{s}$$

故

$$\frac{A_{st1}}{s} \geq \frac{T - 0.35 f_t W_t}{1.2 \sqrt{\zeta} b_{\text{cor}} h_{\text{cor}} f_{yv}} = \frac{11000000 - 0.35 \times 1.1 \times 13020833}{1.2 \times 1.0 \times 190 \times 440 \times 270} = 0.22 (\text{mm})$$

取 $\Phi 8 @ 200\text{mm}$

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{50.3}{200} = 0.25 (\text{mm}) > 0.22\text{mm}$$

实际配筋率为

$$\rho_{sv} = \frac{n A_{st1}}{sb} = \frac{2 \times 50.3}{200 \times 250} = 0.20\% > 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.11\%$$

满足要求。

(5) 计算受扭纵向钢筋。由公式(6-15)，即

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} u_{cor}}$$

$$\text{算得 } A_{stl} = \frac{\zeta f_{yv} A_{stl} u_{cor}}{s f_y} = \frac{1.2 \times 270 \times 50.3 \times 2 \times (190 + 440)}{200 \times 270} = 317 (\text{mm}^2)$$

选用 6 ϕ 12, $A_{stl} = 678 \text{mm}^2$, 截面配筋如图 6-8 所示。

配筋率验算

$$\rho_u = \frac{A_{stl}}{bh} = \frac{678}{250 \times 500} = 0.54\% > 0.85 \frac{f_t}{f_y} = 0.35\%$$

满足要求。

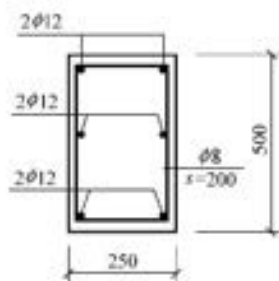


图 6-8 【例题 6-1】
截面配筋

6.3 矩形截面压扭构件的受扭承载力计算

6.3.1 矩形截面压扭构件的受扭承载力计算方法与规定

矩形截面压扭构件的受扭承载力计算方法与规定见表 6-4。

表 6-4 矩形截面压扭构件的受扭承载力计算方法与规定

序号	项 目	内 容
1	基本计算 公式	<p>试验表明, 具有轴向压力的受扭构件, 其轴向压力可以提高受扭承载力。这是因为轴向压力可以改善混凝土的相互咬合作用和纵向钢筋的暗销作用</p> <p>在轴向压力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件, 其受扭承载力应符合下列规定:</p> $T \leq \left(0.35f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6-22)$ <p>式中 N——与扭矩设计值 T 相应的轴向压力设计值, 当 N 大于 $0.3f_c A$ 时, 取 $0.3f_c A$</p> <p>A——构件截面面积</p>
2	其他要求	<p>(1) ζ 值按公式(6-15)计算, 且应符合 $N/A \leq 0.3f_c$ 及 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求。当 $\zeta > 1.7$ 时, 取 $\zeta = 1.7$</p> <p>(2) 截面尺寸应符合的要求为</p> $\frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-23)$ <p>(3) 当满足下列公式要求</p> $T \leq 0.7f_t W_t + 0.07 \frac{N}{A} W_t \quad (6-24)$ <p>时, 可按最小配筋率和构造要求配置受扭钢筋</p> <p>(4) 按表 6-3 序号 1 的要求计算</p>

6.3.2 计算例题

【例题 6-2】已知一钢筋混凝土梁, 截面尺寸为 $b = 250 \text{mm}$, $h = 500 \text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{N/mm}^2$, 纵向钢筋采用 HRB335 级, 于截面四角和长边中间设置纵向钢筋 6 ϕ 12, $A_{stl} = 678 \text{mm}^2$, $f_y = 300 \text{N/mm}^2$, 箍筋采用 HPB300 级 ϕ 6, $A_{stl} = 28 \text{mm}^2$, $f_{yv} = 270 \text{N/mm}^2$, 间距 $s = 100 \text{mm}$, $A_{stl}/s = 28/100 = 0.28 (\text{mm})$, 承受轴向压力设计值 $N = 50 \text{kN}$ 。试求该构件所能承受的扭矩设计值。

【解】

(1) 验算轴压力大小

$$\frac{N}{A} = \frac{50000}{250 \times 500} = 0.4 (\text{N/mm}^2) < 0.3f_c = 0.3 \times 14.3 = 4.29 (\text{N/mm}^2)$$

符合要求。

(2) 求截面受扭塑性抵抗矩

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) = \frac{250 \times 500}{6} \times (3 \times 500 - 250) = 13.02 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

(3) 求配筋强度比。因为

$$u_{\text{cor}} = 2(b_{\text{cor}} + h_{\text{cor}}) = 2 \times (250 - 2 \times 25 + 500 - 2 \times 25) = 1300 (\text{mm})$$

由公式(6-15)计算,得

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} u_{\text{cor}}} = \frac{300 \times 678 \times 100}{270 \times 28 \times 1300} = 2.07 > 1.7, \text{取 } \zeta = 1.7$$

(4) 求扭矩设计值。由公式(6-16)计算,得

$$A_{\text{cor}} = b_{\text{cor}} h_{\text{cor}} = (250 - 2 \times 25) \times (500 - 2 \times 25) = 90000 (\text{mm}^2)$$

应用公式(6-22)计算,得

$$\begin{aligned} T &= 0.35f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{stl} A_{\text{cor}}}{s} + 0.07 \frac{N}{A} W_t \\ &= 0.35 \times 1.43 \times 13.02 \times 10^6 + 1.2 \times \sqrt{1.7} \times \frac{270 \times 28 \times 90000}{100} + 0.07 \times \frac{50000}{250 \times 500} \times 13.02 \times 10^6 \\ &= 17.53 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

17.53kN·m即为所求该构件所能承受的扭矩设计值。

6.4 矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算

6.4.1 矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算方法与规定

矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算方法与规定见表6-5。

表6-5 矩形截面剪扭构件的受剪扭承载力计算方法与规定

序号	项 目	内 容
1	截面尺寸 符合条件	<p>在剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面剪扭一般构件,当$h_0/b < 6$时,其截面(图6-7a)应符合下列要求为</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-25)$ <p>式中 b——矩形截面宽度 h_0——矩形截面有效高度 若不满足公式(6-25)时,应对构件截面尺寸或混凝土强度等级做适当调整</p>
2	按构造配 筋的条件	<p>在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件(图6-7a),当符合下列条件</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t \quad (6-26)$ <p>或</p> $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (6-27)$ <p>时,则可不进行构件受剪扭承载力计算,而仅需根据有关的规定,按构造要求配置钢筋。公式(6-26)和公式(6-27)中的N是与剪力、扭矩设计值V、T相应的轴向压力设计值,当N大于$0.3f_c A$时,取N等于$0.3f_c A$</p>

(续表 6-5)

序号	项 目	内 容
3	剪扭构件 其受剪扭承 载力计算	在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件, 其受剪扭承载力应符合下列规定: (1) 一般剪扭构件 1) 受剪承载力
		$V \leq 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-28)$
		$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6-29)$
		式中 A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积 β_t ——一般剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数: 当 β_t 小于 0.5 时, 取 0.5; 当 β_t 大于 1.0 时, 取 1.0。
		2) 受扭承载力
		$T \leq 0.35 \beta_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6-30)$
		式中 ζ ——同公式(6-15)
		(2) 集中荷载作用下的独立剪扭构件 1) 受剪承载力
		$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} (1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-31)$
		$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6-32)$
式中 λ ——计算截面的剪跨比, 可取 λ 等于 a/h_0 ; a 为计算截面至支座截面或节点边缘的距离; 计算截面取集中荷载作用点处的截面; 当 λ 小于 1.5 时, 取 λ 等于 1.5, 当 λ 大于 3 时, 取 λ 等于 3 β_t ——集中荷载作用下剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数; 当 β_t 小于 0.5 时, 取 0.5; 当 β_t 大于 1.0 时, 取 1.0		
2) 受扭承载力 受扭承载力仍应按公式(6-30)计算, 但式中的 β_t 应按公式(6-32)计算		

6.4.2 计算例题

【例题 6-3】 已知一均布荷载作用下钢筋混凝土矩形截面剪扭构件, 其截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$ 。纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 箍筋采用 HPB300 级钢筋, $f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$, 承受扭矩设计值为 $T = 14 \times 10^6\text{N} \cdot \text{mm}$, 剪力设计值为 $V = 100 \times 10^3\text{N}$ 。求所需的箍筋和纵向钢筋。

【解】

(1) 验算截面尺寸符合条件

$$b h_0 = 250 \times 460 = 115000 (\text{mm}^2)$$

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) = \frac{250 \times 250}{6} \times (3 \times 500 - 250) = 13.02 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

应用公式(6-25)计算,得

$$\begin{aligned}\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} &= \frac{100000}{250 \times 460} + \frac{14 \times 10^6}{0.8 \times 13.02 \times 10^6} \\ &= 2.214 (\text{N/mm}^2) < 0.25\beta_c f_c = 0.25 \times 1 \times 11.9 = 2.975 (\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

符合截面尺寸条件。

(2) 验算是否按计算确定钢筋面积。应用公式(6-26)计算,得

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} = \frac{100000}{115000} + \frac{14 \times 10^6}{13.02 \times 10^6} = 1.945 (\text{N/mm}^2) > 0.7f_t = 0.7 \times 1.27 = 0.889 (\text{N/mm}^2)$$

需要按计算确定钢筋面积。

(3) 计算受扭钢筋面积。由公式(6-29)计算剪扭构件受扭承载力降低系数 β_t ,即

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \times \frac{100000 \times 13020000}{14000000 \times 250 \times 460}} = 1.068 > 1, \text{取 } \beta_t = 1$$

取 $\zeta = 1$ 。

$$A_{\text{cor}} = b_{\text{cor}} h_{\text{cor}} = (250 - 2 \times 30) \times (500 - 2 \times 30) = 83600 (\text{mm}^2)$$

1) 由公式(6-30)计算受扭箍筋,得

$$\frac{A_{\text{stl}}}{s} = \frac{T - 0.35\beta_t f_t W_t}{1.2\sqrt{\zeta} f_{\text{yv}} A_{\text{cor}}} = \frac{14 \times 10^6 - 0.35 \times 1 \times 1.27 \times 13.02 \times 10^6}{1.2 \times 1 \times 270 \times 83600} = 0.303 \text{mm}$$

2) 由公式(6-15)计算受扭纵向钢筋,得

$$u_{\text{cor}} = 2(b_{\text{cor}} + h_{\text{cor}}) = 2 \times (250 - 2 \times 30 + 500 - 2 \times 30) = 1260 (\text{mm})$$

$$A_{\text{stl}} = \frac{\zeta f_{\text{yv}} u_{\text{cor}} A_{\text{stl}}}{f_y s} = \frac{1 \times 270 \times 1260}{300} \times 0.303 = 344 (\text{mm}^2)$$

(4) 由公式(6-28)计算受剪箍筋,得

$$\frac{A_{\text{sv}}}{s} = \frac{V - 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0}{f_{\text{yv}} h_0} = \frac{100000 - 0.7 \times (1.5 - 1) \times 1.27 \times 115000}{270 \times 460} = 0.394 (\text{mm})$$

$$\frac{A_{\text{sv1}}}{s} = \frac{A_{\text{sv}}}{2s} = 0.197 (\text{mm})$$

(5) 求最后所需的钢筋

1) 所需单肢箍筋为

$$\frac{A_{\text{stl}}}{s} + \frac{A_{\text{sv1}}}{s} = 0.303 + 0.197 = 0.500 (\text{mm})$$

箍筋配筋率

$$\rho_{\text{sv}} = \frac{2 \times 0.500}{250} = 0.40\% > \rho_{\text{sv, min}} = 0.13\%$$

满足要求。

2) 受扭纵向钢筋面积

$$A_{\text{stl}} = 334 \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{tl}} = \frac{A_{\text{tl}}}{bh} = \frac{344}{250 \times 500} = 0.275\% < \rho_{\text{tl, min}} = 0.85 \frac{f_t}{f_y} = 0.36\%$$

取 $A_{\text{stl}} = \rho_{\text{stl, min}} bh = 36\% \times 250 \times 500 = 450 (\text{mm}^2)$

纵向钢筋选用8 Φ 10, $A_s = 628 \text{mm}^2$, 沿构件截面周边均匀对称布置; 箍筋采用 Φ 10, $A_{\text{sv}} = 157 \text{mm}^2$, 间距 $s = 100 \text{mm}^2$ 。

$$\rho_{sv} = \frac{157}{250 \times 100} = 0.00628 > 0.0047$$

满足要求。

6.5 矩形截面弯剪扭构件的承载力计算

6.5.1 矩形截面弯剪扭构件的承载力计算方法与规定

矩形截面弯剪扭构件的承载力计算方法与规定见表 6-6。

表 6-6 矩形截面弯剪扭构件的承载力计算方法与规定

序号	项 目	内 容
1	验算截面符合条件	在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形截面受扭构件，其截面符合条件仍为计算公式(6-1)、公式(6-2)，其公式中的 W_t 值按公式(6-5)计算。如不满足计算公式(6-1)的条件，则应增大构件截面尺寸或提高混凝土强度等级
2	承载力计算规定与计算方法	<p>在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形截面的弯剪扭构件，可按下列规定进行承载力计算：</p> <p>(1) 不考虑剪力影响的条件。当剪力设计值</p> $V \leq 0.35f_tbh_0 \quad (6-33)$ <p>或以集中荷载为主(包括作用有多种荷载,且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的75%以上的情况)的构件，当剪力设计值满足条件</p> $V \leq \frac{0.875}{\lambda+1}f_tbh_0 \quad (6-34)$ <p>时，可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别进行计算 公式(6-34)中的 λ 值的要求与取法同公式(6-32)</p> <p>(2) 不考虑扭矩影响的条件。当剪扭设计值</p> $T \leq 0.175f_tW_t \quad (6-35)$ <p>时，可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算</p> <p>(3) 受弯剪扭构件承载力的计算方法。矩形截面钢筋混凝土构件，在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的计算方法为：</p> <ol style="list-style-type: none"> 纵向钢筋应分别按受弯构件的正截面受弯承载力和剪扭构件的受扭承载力分别按所需的钢筋截面面积和相应的位置进行配置 箍筋应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力求得各自所需的箍筋截面面积和相应的位置进行配置
3	承载力计算步骤	<p>当矩形截面钢筋混凝土构件同时承受弯矩设计值 M、剪力设计值 V 和扭矩设计值 T 作用时，承载力计算步骤如下：</p> <ol style="list-style-type: none"> 按弯矩设计值 M 进行受弯构件正截面承载力设计，确定受弯纵筋 A_s 和 A'_s 按剪扭构件计算受扭箍筋 A_{stl}、受剪箍筋 A_{svl} 以及受扭纵筋 A_{stl} <ol style="list-style-type: none"> 受扭箍筋。由公式(6-30)计算，得受扭箍筋的计算公式为 $\frac{A_{stl}}{s} = \frac{T - 0.35\beta_v f_t W_t}{1.2\sqrt{e} f_{yv} A_{cor}} \quad (6-36)$ <ol style="list-style-type: none"> 受剪箍筋。由公式(6-28)计算，得受剪箍筋的计算公式为 $\frac{nA_{svl}}{s} = \frac{V - 0.7(1.5 - \beta_t) f_t bh_0}{f_{yv} h_0} \quad (6-37)$

(续表 6-6)

序号	项 目	内 容
3	承载力计算步骤	<p>或由公式(6-31)(集中荷载作用)计算,得受剪箍筋的计算公式为</p> $\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V - (1.5 - \beta_1) \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0}{f_{yv} h_0} \quad (6-38)$ <p>3) 受扭纵筋。由公式(6-15)计算,得受扭纵筋计算公式为</p> $A_{stl} = \zeta \frac{A_{st1} f_{yv}}{s f_y} u_{cor} \quad (6-39)$ <p>(3) 将上述第(1)步和第(2)步计算所得的纵筋进行叠加;受弯纵筋 A_s 和 A'_s 分别布置在截面的受拉侧(底部)和受压侧(顶部),如图 6-9a 所示;受扭纵筋应沿截面四周均匀配置,如图 6-9b 所示;叠加这两部分纵筋,配置结果如图 6-9c 所示</p> <p>(4) 将上述第(1)步和第(2)步计算所得的箍筋进行叠加;受剪箍筋 $\frac{nA_{sv1}}{s}$ 的配置($n=4$)如图 6-10a 所示;受扭箍筋 $\frac{A_{st1}}{s}$ 沿截面周边配置,如图 6-10b 所示;叠加这两部分箍筋,配置结果如图 6-10c 所示</p>

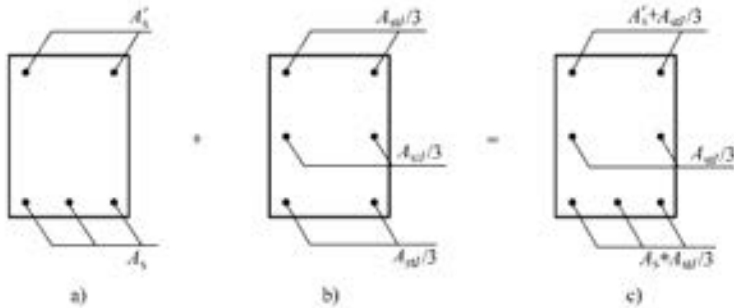


图 6-9 弯扭纵筋的叠加

a) 受弯纵筋 b) 受扭纵筋 c) 纵筋叠加

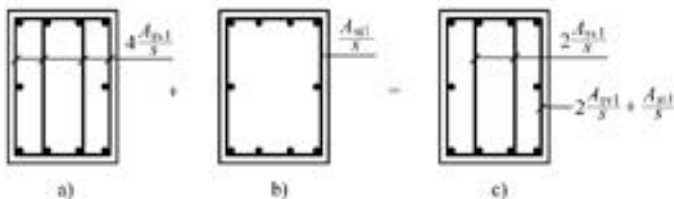


图 6-10 剪扭箍筋的叠加

a) 受剪箍筋 b) 受扭箍筋 c) 箍筋叠加

6.5.2 计算例题

【例题 6-4】 已知某矩形截面梁的截面尺寸为 $b \times h = 300\text{mm} \times 500\text{mm}$ 。梁承受扭矩设计值 $T = 25\text{kN} \cdot \text{m}$, 弯矩设计值 $M = 155\text{kN} \cdot \text{m}$, 均布荷载的剪力设计值 $V = 120\text{kN}$, 采用 C30 混凝土, 纵筋采用 HRB400 级钢筋, 箍筋采用 HPB300 级钢筋。混凝土保护层厚度为 20mm(一类环境), 试设计

所需配置的钢筋。

【解】

(1) 设计参数

查表 2-4 和表 2-5 及表 2-12 得, $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$ 。混凝土保护层厚度 $c = 20 \text{ mm}$, 高强混凝土强度折减系数 $\beta_c = 1.0$ 。

(2) 验算截面尺寸

设箍筋直径为 $\Phi 10$, 纵筋直径 $d = 20 \text{ mm}$, $a_s = 20 + 10 + d/2 = 40 \text{ (mm)}$, 取 $h_0 = 500 - 40 = 460 \text{ (mm)}$ 。

截面核心部分的短边和长边尺寸分别为

$$b_{\text{cor}} = 300 - 20 \times 2 - 10 \times 2 = 240 \text{ (mm)}$$

$$h_{\text{cor}} = 500 - 20 \times 2 - 10 \times 2 = 440 \text{ (mm)}$$

则截面核心部分的面积和周长分别为

$$A_{\text{cor}} = b_{\text{cor}} \times h_{\text{cor}} = 240 \times 440 = 105600 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$u_{\text{cor}} = 2 \times (b_{\text{cor}} + h_{\text{cor}}) = 2 \times (240 + 440) = 1360 \text{ (mm)}$$

塑性抵抗矩为

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) = \frac{300^2}{6} \times (3 \times 500 - 300) = 18 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$$

由公式(6-25)计算, 得

$$\begin{aligned} \frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} &= \frac{120 \times 10^3}{300 \times 460} + \frac{25 \times 10^6}{0.8 \times 18 \times 10^6} = 2.606 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &< 0.25\beta_c f_c = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 = 3.575 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

截面满足要求。

又由公式(6-26)计算, 得

$$\begin{aligned} \frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} &= \frac{120 \times 10^3}{300 \times 460} + \frac{25 \times 10^6}{18 \times 10^6} = 2.258 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &> 0.7f_t = 0.7 \times 1.43 = 1.001 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

需按计算配置钢筋。

(3) 确定构件计算方法

$$V = 120 \text{ kN} > 0.35f_t bh_0 = 0.35 \times 1.43 \times 300 \times 460 = 69.1 \text{ (kN)}$$

$$T = 25 \text{ kN} \cdot \text{m} > 0.175f_t W_t = 0.175 \times 1.43 \times 18 \times 10^6 = 4.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

剪力和扭矩均不可忽略, 需按弯剪扭共同作用计算钢筋。

(4) 确定受弯正截面承载力所需纵筋

应用公式(3-22)计算, 得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \right) \\ &= \frac{1.0 \times 14.3 \times 300}{360} \times \left(460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \times 155 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 300}} \right) \\ &= 1033 \text{ (mm}^2\text{)} \\ \rho_{\min} &= \left(0.45 \frac{f_t}{f_y}, 0.2\% \right)_{\max} = 0.00215 \end{aligned}$$

$$A_s = 1033 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} bh = 0.00215 \times 300 \times 500 = 322 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(5) 受剪计算

由公式(6-29)计算, 得

$$\beta_1 = \frac{1.5}{1+0.5 \frac{V}{T} \frac{W_t}{bh_0}} = \frac{1.5}{1+0.5 \times \frac{120 \times 10^3}{25 \times 10^6} \times \frac{18 \times 10^6}{300 \times 460}} = 1.14 > 1.0$$

取 $\beta_1 = 1.0$ 。

确定受剪箍筋。设箍筋肢数 $n=2$, 则由公式(6-37)计算, 得

$$\begin{aligned} \frac{A_{sv1}}{s} &= \frac{V-0.7(1.5-\beta_1)f_t bh_0}{nf_{yv} h_0} \\ &= \frac{120 \times 10^3 - 0.7 \times (1.5 - 1.0) \times 1.43 \times 300 \times 460}{2 \times 270 \times 460} \\ &= 0.21 (\text{mm}) \end{aligned}$$

(6) 受扭计算

确定受扭箍筋, 设 $\zeta = 1.2$, 则由公式(6-36)计算, 得

$$\begin{aligned} \frac{A_{st1}}{s} &= \frac{T-0.35\beta_1 W_t}{1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} A_{cor}} \\ &= \frac{25 \times 10^6 - 0.35 \times 1 \times 1.43 \times 18 \times 10^6}{1.2 \times \sqrt{1.2} \times 270 \times 105600} \\ &= 0.43 (\text{mm}) \end{aligned}$$

由公式(6-39)确定受扭纵筋计算, 得

$$A_{stl} = \zeta \frac{f_{yv}}{f_y} u_{cor} \frac{A_{st1}}{s} = 1.2 \times \frac{270}{360} \times 1360 \times 0.43 = 526.3 (\text{mm}^2)$$

验算受扭纵筋最小配筋率, 由公式(6-21)计算, 得

$$\frac{T}{Vb} = \frac{25 \times 10^6}{120 \times 10^3 \times 300} = 0.69 < 2$$

$$\rho_{t, \min} = 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} = 0.6 \sqrt{0.69} \times \frac{1.43}{360} = 0.198\%$$

$$A_{stl} = 526.3 \text{mm}^2 > \rho_{t, \min} bh = 0.00198 \times 300 \times 500 = 297 (\text{mm}^2)$$

(7) 选配钢筋

1) 确定剪扭作用的箍筋

$$\frac{A_{sv1}}{s} + \frac{A_{st1}}{s} = 0.21 + 0.43 = 0.64 (\text{mm})$$

取箍筋直径为 $\Phi 10$, 则有 $A_{sv1} = 78.5 \text{mm}^2$, 则:

$$s = \frac{78.5}{0.64} = 123 (\text{mm})$$

选双肢箍筋 $\Phi 10 @ 120 \text{mm}$ 。

2) 确定纵筋

受扭纵筋分三层, 每层 2 根。梁顶部和中部各层配筋为

$$\frac{A_{stl}}{3} = \frac{526.3}{3} = 175.4 (\text{mm}^2)$$

各选 2 $\Phi 12$, 则有 $A_s = 226 \text{mm}^2$, 满足要求。

梁底部纵筋配置为

$$A_s + \frac{A_{stl}}{3} = 1033 + \frac{526.3}{3} = 1208.4 (\text{mm}^2)$$

选 4 号 20, 则有 $A_s = 1256 \text{mm}^2$, 满足要求。

(8) 验算最小配箍率为

$$\rho_{sv, \min} = 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.28 \times \frac{1.43}{270} = 0.148\%$$

$$\rho_{sv} = \frac{2 \left(\frac{A_{sv1}}{s} + \frac{A_{stl}}{s} \right)}{b} = \frac{2 \times (0.21 + 0.43)}{300} = 0.43\% > \rho_{sv, \min}$$

满足要求。截面配筋如图 6-11 所示。

【例题 6-5】 一矩形截面钢筋混凝土构件, 截面尺寸为 $b \times h = 400 \text{mm} \times 600 \text{mm}$, $a_s = 40 \text{mm}$, 承受弯矩设计值为 $M = 152 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 剪力设计值为 $V = 150 \times 10^3 \text{N}$, 扭矩设计值为 $T = 30 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25 ($f_c = 11.9 \text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$, $\alpha_1 = 1$)。纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300 \text{N/mm}^2$), 箍筋采用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270 \text{N/mm}^2$)。求所需的箍筋和纵向钢筋。

【解】

(1) 计算截面尺寸

$$h_0 = h - a_s = 600 - 40 = 560 (\text{mm})$$

$$b_{\text{cor}} = b - 2 \times 30 = 400 - 60 = 340 (\text{mm})$$

$$h_{\text{cor}} = h - 2 \times 30 = 600 - 60 = 540 (\text{mm})$$

$$A_{\text{cor}} = b_{\text{cor}} h_{\text{cor}} = 340 \times 540 = 183600 (\text{mm}^2)$$

$$u_{\text{cor}} = 2(b_{\text{cor}} + h_{\text{cor}}) = 2 \times (340 + 540) = 1760 (\text{mm})$$

(2) 验算截面尺寸符合条件。由公式(6-5)计算, 得

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) = \frac{400^2}{6} \times (3 \times 600 - 400) = 37333333 (\text{mm}^3)$$

由公式(6-25)计算, 得

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} = \frac{150 \times 10^3}{400 \times 560} + \frac{30 \times 10^6}{0.8 \times 37333333} = 1.674 (\text{N/mm}^2) < 0.25\beta_w f_c = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 = 2.975 (\text{N/mm}^2)$$

截面尺寸符合要求。

(3) 验算是否考虑剪力计算。由公式(6-33)计算, 得

$$V = 150 \times 10^3 \text{N} > 0.35f_t bh_0 = 0.35 \times 1.27 \times 400 \times 560 = 99568 (\text{N})$$

故需做受剪计算。

(4) 验算是否考虑扭矩计算。由公式(6-35)计算, 得

$$T = 30 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} > 0.175f_t W_t = 0.175 \times 1.27 \times 37333333 = 8297333 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

故需做受扭计算。

(5) 验算是否需要进行剪扭计算。由公式(6-26)计算, 得

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} = 1.473 (\text{N/mm}^2) > 0.7f_t = 0.7 \times 1.27 = 0.889 (\text{N/mm}^2)$$

故需计算受剪及受扭箍筋。

(6) 计算受弯纵向钢筋用量。由公式(3-22)计算, 得

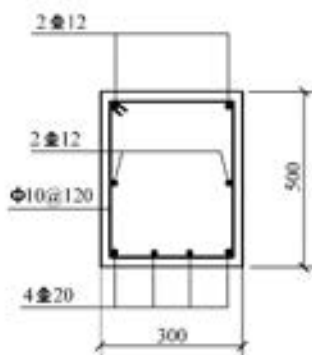


图 6-11 【例题 6-4】
截面配筋

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\alpha_l f_c b}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_l f_c b}} \right) \\
 &= \frac{1.0 \times 11.9 \times 400}{300} \times \left(560 - \sqrt{560^2 - \frac{2 \times 152 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 400}} \right) \\
 &= 956 (\text{mm}^2)
 \end{aligned}$$

(7) 计算受扭钢筋。由公式(6-29)计算剪扭构件受扭承载力降低系数 β_t 为

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V}{T} \frac{W_t}{bh_0}} = \frac{1.5}{1 + 0.5 \times \frac{150 \times 10^3}{30 \times 10^6} \times \frac{37333333}{400 \times 560}} = 1.059 > 1$$

故取 $\beta_t = 1$ ，取 $\zeta = 1.2$ 。

1) 由公式(6-36)计算受扭箍筋，得

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{st1}}{s} &= \frac{T - 0.35\beta_t f_t W_t}{1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} A_{cor}} \\
 &= \frac{30 \times 10^6 - 0.35 \times 1 \times 1.27 \times 37333333}{1.2 \times \sqrt{1.2} \times 270 \times 183600} \\
 &= 0.206 (\text{mm})
 \end{aligned}$$

2) 由公式(6-39)计算受扭纵向钢筋为

$$A_{stl} = \zeta \frac{f_{yv}}{f_y} u_{cor} \frac{A_{st1}}{s} = 1.2 \times \frac{270}{300} \times 1760 \times 0.206 = 392 (\text{mm}^2)$$

验算

$$\rho_{tl} = \frac{A_{stl}}{bh} = \frac{392}{400 \times 600} = 0.163\% < 0.359\%$$

取

$$A_{stl} = \rho_{tl, \min} bh = 0.359\% \times 400 \times 600 = 862 (\text{mm}^2)$$

(8) 计算受剪箍筋。由公式(6-37)计算，得

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sv}}{s} &= \frac{V - 0.7(1.5 - \beta_t) f_t bh_0}{f_{yv} h_0} \\
 &= \frac{150 \times 10^3 - 0.7 \times (1.5 - 1.0) \times 1.27 \times 400 \times 560}{270 \times 560} \\
 &= 0.334 (\text{mm})
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sv1}}{s} = \frac{A_{sv}}{2s} = 0.172 (\text{mm})$$

(9) 最后计算所需的钢筋配置

1) 所需箍筋配置

① 单肢箍筋

$$\frac{A_{st1}}{s} + \frac{A_{sv1}}{s} = 0.206 + 0.172 = 0.378 (\text{mm})$$

箍筋配筋率为

$$\rho_{sv} = \frac{2(A_{st1} + A_{sv1})}{bs} = \frac{2 \times 0.378}{400} = 0.189\% > \rho_{sv, \min} = 0.132\%$$

② 箍筋选用

选用双肢箍筋， $\Phi 10$ ， $s = 200\text{mm}$ ，则配筋率为

$$\rho_{sv} = \frac{157}{400 \times 200} = 0.196\%$$

满足要求。

2) 所需纵向钢筋配置

① 受扭纵向钢筋。由 $A_{stl} = 862\text{mm}^2$ ，选用 10 Φ 12， $A_s = 1131\text{mm}^2$ ，沿周边均匀对称放置，即梁顶 3 Φ 12，梁截面中间 4 Φ 12，梁底 3 Φ 12。

② 梁底最后配置的纵向钢筋为

$$A_s + \frac{A_{stl}}{3} = 956 + 339 = 1295 (\text{mm}^2)$$

实配 4 Φ 20， $A_s = 1257\text{mm}^2$ ；截面配筋如图 6-12 所示。

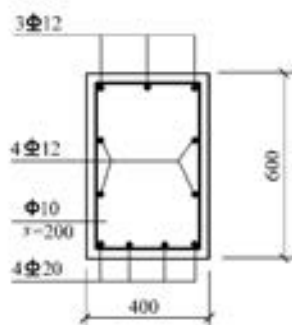


图 6-12 【例题 6-5】
截面配筋

6.5.3 钢筋混凝土矩形截面框架柱受扭截面承载力计算

钢筋混凝土矩形截面框架柱受扭截面承载力计算见表 6-7。

表 6-7 钢筋混凝土矩形截面框架柱受扭截面承载力计算

序号	项 目	内 容
1	剪扭承载力计算(1)	<p>(1) 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其受剪扭承载力可按下列规定计算：</p> <p>1) 受剪承载力</p> $V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-40)$ <p>2) 受扭承载力</p> $T \leq \beta_t \left(0.35f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6-41)$ <p>式中 λ——计算截面的剪跨比，按本书表 4-27 序号 3 的规定确定 β_t——按表 6-9 序号 3 的规定计算并符合相关要求 ζ——按表 6-7 序号 1 的规定采用</p> <p>(2) 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，当满足下列公式</p> $T \leq \left(0.175f_t + \frac{0.035N}{A} \right) W_t \quad (6-42)$ <p>时，可仅计算偏心受压构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力</p> <p>(3) 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其纵向普通钢筋截面面积应分别按偏心受压构件的正截面承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置；箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置</p>
2	弯扭承载力计算(2)	<p>(1) 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其受剪扭承载力应符合下列规定：</p> <p>1) 受剪承载力</p> $V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.2N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-43)$ <p>2) 受扭承载力</p> $T \leq \beta_t \left(0.35f_t - 0.2 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6-44)$

(续表 6-7)

序号	项 目	内 容
2	弯扭承载力计算(2)	<p>当公式(6-43)右边的计算值小于$f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$时, 取$f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$; 当公式(6-44)右边的计算值小于$1.2\sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s}$时, 取$1.2\sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s}$</p> <p>式中 λ——计算截面的剪跨比, 按本书表 4-24 序号 3 确定 A_{sv}——受剪承载力所需的箍筋截面面积 N——与剪力、扭矩设计值 V、T 相应的轴向拉力设计值 β_t——按表 6-5 序号 3 的规定计算并符合相关要求 ζ——按表 6-3 序号 1 的规定采用</p> <p>(2) 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 当满足下列公式</p> $T \leq \left(0.175 f_t - \frac{0.1N}{A} \right) W_t \quad (6-45)$ <p>时, 可仅计算偏心受拉构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力</p> <p>(3) 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱, 其纵向普通钢筋截面面积应分别按偏心受拉构件的正截面承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置; 箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置</p>

6.6 箱形、T形和工形截面构件的受扭承载力计算

6.6.1 箱形截面构件的受扭承载力计算

箱形截面构件的受扭承载力计算见表 6-8。

表 6-8 箱形截面构件的受扭承载力计算

序号	项 目	内 容
1	截面符合条件	<p>(1) 箱形截面受扭构件的截面符合条件可按表 6-2 序号 1 中的公式(6-1)、公式(6-2)确定, 并遵照文内的相应规定应用</p> <p>(2) 箱形截面的弯剪扭构件, 进行承载力计算时, 应按表 6-6 序号 2 中的公式(6-33)、公式(6-34)与公式(6-35)进行计算, 或按下列公式进行计算, 即</p> $T \leq 0.175 \alpha_h f_t W_t \quad (6-46)$ <p>可仅验算受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力</p> <p>(3) 矩形、T形、工形和箱形截面弯剪扭构件, 其纵向钢筋截面面积应分别按受弯构件的正截面受弯承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置; 箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定, 并应配置在相应的位置</p>
2	纯扭构件的计算	<p>箱形截面钢筋混凝土纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定:</p> $T \leq 0.35 \alpha_h f_t W_t + 1.2\sqrt{\xi} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6-47)$ $\alpha_h = \frac{2.5 t_w}{b_h} \quad (6-48)$ <p>式中 α_h——箱形截面壁厚影响系数, 当 α_h 大于 1.0 时, 取 1.0 ζ——同表 6-3 序号 1 应用</p>

(续表 6-8)

序号	项 目	内 容
3	弯扭构件 计算	箱形截面钢筋混凝土剪扭构件的受剪扭承载力可按下列规定计算： (1) 一般剪扭构件 1) 受剪承载力
		$V \leq 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-49)$
		2) 受扭承载力
		$T \leq 0.35 \alpha_h \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6-50)$
		式中 β_t ——按表 6-5 序号 3 中公式(6-29)计算, 但公式中的 W_t 应代之以 $\alpha_h W_t$, 计算公式为 ζ ——按表 6-3 序号 1 的规定确定
		$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V}{T} \frac{\alpha_h W_t}{b h_0}} \quad (6-51)$
		α_h ——按本表序号 2 公式(6-48)的规定确定
		(2) 集中荷载作用下的独立剪扭构件 1) 受剪承载力
		$V \leq (1.5 - \beta_t) \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-52)$
		式中 β_t ——按表 6-5 序号 3 公式(6-32)计算, 但公式中的 W_t 应代之以 $\alpha_h W_t$, 计算公式为
		$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{V}{T} \frac{\alpha_h W_t}{b h_0}} \quad (6-53)$
		2) 受扭承载力 受扭承载力仍应按公式(6-50)计算, 但式中的 β_t 值应按表 6-9 中公式(6-32)计算
4	塑性抵抗 矩计算	按表 6-2 序号 3 公式(6-10)计算

6.6.2 T形和工形截面构件的纯扭承载力计算

T形和工形截面构件的纯扭承载力计算见表 6-9。

表 6-9 T形和工形截面构件的纯扭承载力计算

序号	项 目	内 容
1	计算原则	T形和工形截面纯扭构件, 可将其截面划分为几个矩形截面, 其划分方法为, 首先满足腹板矩形截面的完整性, 即按图 6-13 所示的方法进行划分 T形截面划分为两个矩形截面; 工形截面划分为三个矩形截面。将扭矩设计值分配给每个矩形截面, 分别进行配筋计算, 最后将计算所得的纵筋和箍筋的相应截面面积分别叠加
2	计算截面 受扭塑性抵抗 抗矩	按表 6-2 序号 3 的有关计算规定计算

(续表 6-9)

序号	项 目	内 容
3	分配扭矩的计算	按表 6-2 序号 4 的有关计算规定计算
4	截面尺寸符合条件	<p>对 $h_w/b < 6$ 的 T 形、工形截面(图 6-13)应符合下列要求:</p> $\frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-54)$ <p>式中 h_w——截面的腹板高度, T 形截面取有效高度减去翼缘高度, 工形截面取腹板净高 b——T 形或工形截面的腹板宽度 若不满足公式(6-54)时, 应改变 T 形、工形截面尺寸或提高混凝土强度等级。公式(6-54)中 W_t按公式(6-6)计算</p>
5	按构造配筋的条件	<p>如 T 形或工形钢筋混凝土受扭构件, 符合条件</p> $\frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t \quad (6-55)$ <p>时, 则不需进行受扭计算, 可按有关构造要求配置受扭钢筋 公式(6-55)中 W_t按公式(6-6)进行计算</p>
6	受扭承载力计算	<p>T 形和工形截面的各个矩形截面的受扭承载力计算公式和一般矩形截面纯扭构件的受扭承载力计算公式相同。计算腹板受扭承载力时, 以 T_w和 W_{tw}代替公式(6-14)的 T和 W_t。对翼缘则以 T'_f、T_f和 W'_{tf}、W_{tf}代替公式(6-14)中的 T和 W_t。计算表达式为</p> <p>(1) 腹板受扭承载力 T_w计算公式为</p> $T_w \leq 0.35f_t W_{tw} + 1.2\sqrt{\xi}f_{yv} \frac{A_{st1}A_{f,cor}}{s} \quad (6-56)$ <p>(2) 受压翼缘受扭承载力 T'_f计算公式为</p> $T'_f \leq 0.35f_t W'_{tf} + 1.2\sqrt{\xi}f_{yv} \frac{A'_{st1}A'_{f,cor}}{s} \quad (6-57)$ <p>(3) 受拉翼缘受扭承载力 T_f计算公式为</p> $T_f \leq 0.35f_t W_{tf} + 1.2\sqrt{\xi}f_{yv} \frac{A_{st1}A_{f,cor}}{s} \quad (6-58)$ <p>T 形截面没有公式(6-58)</p>

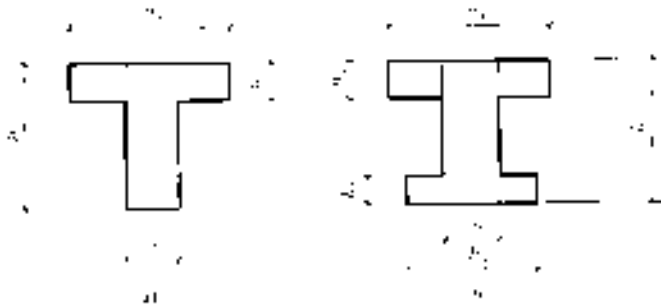


图 6-13 T 形和工形截面划分为矩形截面
 a) T 形截面 b) 工形截面

6.6.3 T形和工形截面构件剪扭承载力计算

T形和工形截面构件剪扭承载力计算见表 6-10。

表 6-10 T形和工形截面构件剪扭承载力计算

序号	项 目	内 容
1	截面尺寸 符合条件	<p>在剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土 T 形和工形截面构件(图 6-13), 其截面应符合表 6-2 序号 1 中公式(6-1)、公式(6-2)的有关规定要求</p> <p>若不满足公式(6-1)、公式(6-2)的要求时, 应对构件截面尺寸或混凝土强度等级做适当调整</p>
2	按构造配 筋的条件	<p>在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的 T 形和工形钢筋混凝土构件(图 6-13), 当符合表 6-2 序号 2 中公式(6-3)、公式(6-4)的条件时, 则可不进行构件承载力计算, 而仅需根据有关的规定, 按构造要求配置钢筋</p>
3	腹板计算	<p>(1) 腹板受剪承载力计算。T 形和工形截面钢筋混凝土剪扭构件的剪力设计值主要靠腹板承受, 其受剪承载力计算公式为</p> $V \leq 0.7(1.5 - \beta_t)f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-59)$ <p>公式(6-59)中的 β_t 计算公式为</p> $\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_{tw}}{T_{tw} b h_0}} \quad (6-60)$ <p>当 $\beta_t < 0.5$ 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1$ 时, 取 $\beta_t = 1$</p> <p>对集中荷载(包括作用有多种荷载, 且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值 75% 以上的情况)作用的剪扭构件, 则</p> $V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} (1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6-61)$ <p>式中, $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$; $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$</p> <p>公式(6-61)中的 β_t 计算公式为</p> $\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{VW_{tw}}{T_{tw} b h_0}} \quad (6-62)$ <p>当 $\beta_t < 0.5$ 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1$ 时, 取 $\beta_t = 1.0$</p> <p>(2) 腹板受扭承载力计算。T 形和工形截面钢筋混凝土剪扭构件的腹板受扭承载力为</p> $T_w \leq 0.35\beta_t f_t W_{tw} + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6-63)$ <p>公式(6-63)中的 β_t、ζ 计算公式为</p> $\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_{tw}}{T_{tw} b h_0}} \quad (6-64)$ $\zeta = \frac{f_y A_{st1} s}{f_{yv} A_{st1} u_{cor}} \quad (6-65)$

(续表 6-10)

序号	项 目	内 容
4	翼缘计算	翼缘为纯扭构件受扭承载力, 计算公式为: (1) 受压翼缘
		$T'_t \leq 0.35f_t W_{tf} + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A'_{st1} A'_{t,cor}}{s} \quad (6-66)$
		公式(6-66)中的 ζ 计算公式为
		$\zeta = \frac{f_y A'_{st1} s}{f_{yv} A'_{st1} u'_{t,cor}} \quad (6-67)$
		(2) 受拉翼缘
		$T_w \leq 0.35f_t W_{tf} + 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{t,cor}}{s} \quad (6-68)$
公式(6-68)中的 ζ 计算公式为		
		$\zeta = \frac{f_y A_{st1} s}{f_{yv} A_{st1} u_{t,cor}} \quad (6-69)$

6.6.4 T形和工形截面构件弯剪扭承载力计算

T形和工形截面构件弯剪扭承载力计算见表 6-11。

表 6-11 T形和工形截面构件弯剪扭承载力计算

序号	项 目	内 容
1	计算规定	在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的 T 形和工形截面的钢筋混凝土弯剪扭构件, 可按下列规定进行承载力计算: (1) 不考虑剪力影响的条件, 当剪力设计值
		$V \leq 0.35f_t b h_0 \quad (6-70)$
		或
		$V \leq \frac{0.875}{\lambda + 1} f_t b h_0 \quad (6-71)$
		时, 可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别进行计算
		(2) 不考虑扭矩影响的条件, 当扭矩设计值
		$T \leq 0.175f_t W_t \quad (6-72)$
		时, 可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算
2	计算方法	受弯剪扭构件承载力的计算方法。T 形和工形截面钢筋混凝土构件, 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的计算方法为: (1) 纵向钢筋应分别按受弯构件的正截面受弯承载力和剪扭构件的受扭承载力分别按所需的截面面积和相应的位置进行配置 (2) 箍筋应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力求得各自所需的箍筋截面面积和相应的位置进行配置

6.6.5 计算例题

【例题 6-6】 已知一钢筋混凝土 T 形截面梁, 截面尺寸为翼缘宽度 $b'_f = 450\text{mm}$, 翼缘高度 $h'_f = 120\text{mm}$, 腹板宽 $b = 250\text{mm}$, 腹板高 $h = 500\text{mm}$, 承受扭矩设计值为 $T = 24.6\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C25, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, 纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 箍筋采用 HPB300 级钢筋, $f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$, 试求钢筋用量。

【解】

(1) 计算截面尺寸

$$\begin{aligned} h_0 &= h - a_s = 500 - 35 = 465 \text{ (mm)} \\ b_{\text{cor}} &= b - 2 \times 25 = 250 - 50 = 200 \text{ (mm)} \\ h_{\text{cor}} &= h - 2 \times 25 = 500 - 50 = 450 \text{ (mm)} \\ b'_{\text{fcor}} &= b'_f - b - 2 \times 25 = 450 - 250 - 50 = 150 \text{ (mm)} \\ h'_{\text{fcor}} &= h'_f - 2 \times 25 = 120 - 50 = 70 \text{ (mm)} \\ A_{\text{cor}} &= b_{\text{cor}} h_{\text{cor}} = 200 \times 450 = 90000 \text{ (mm}^2\text{)} \\ u_{\text{cor}} &= 2(b_{\text{cor}} + h_{\text{cor}}) = 2 \times (200 + 450) = 1300 \text{ (mm)} \\ A'_{\text{fcor}} &= b'_{\text{fcor}} h'_{\text{fcor}} = 150 \times 70 = 10500 \text{ (mm}^2\text{)} \\ u'_{\text{fcor}} &= 2(b'_{\text{fcor}} + h'_{\text{fcor}}) = 2 \times (150 + 70) = 440 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2) 求截面受扭塑性抵抗矩。由公式(6-7)、公式(6-8)计算,得

$$\begin{aligned} W_{\text{tw}} &= \frac{b^2}{6}(3h-b) = \frac{250 \times 250}{6} \times (3 \times 500 - 250) = 13.02 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)} \\ W'_{\text{tf}} &= \frac{h_f'^2}{2}(b'_f - b) = \frac{120 \times 120}{2} \times (450 - 250) = 1.44 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)} \end{aligned}$$

由公式(6-6)计算,得

$$W_t = W_{\text{tw}} + W'_{\text{tf}} = 13.02 \times 10^6 + 1.44 \times 10^6 = 14.46 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(3) 验算适用条件

$$\begin{aligned} h_w &= h_0 - h'_f = 465 - 120 = 345 \text{ (mm)} \\ \frac{h_w}{b} &= \frac{345}{250} = 1.38 < 6 \end{aligned}$$

由公式(6-54)计算,得

$$\frac{T}{0.8W_t} = \frac{24.6 \times 10^6}{0.8 \times 14.46 \times 10^6} = 2.106 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.25\beta_c f_c = 0.25 \times 1 \times 11.9 = 2.975 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

满足截面尺寸要求。

$$\frac{T}{W_t} = 1.7 \text{ N/mm}^2 > 0.7f_t = 0.7 \times 1.27 = 0.889 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

需按计算确定受扭钢筋面积。

(4) 分配扭矩。由公式(6-11)计算,得

$$T_w = \frac{W_{\text{tw}}}{W_t} T = \frac{13.02 \times 10^6 \times 24.6 \times 10^6}{14.46 \times 10^6} = 22.15 \times 10^6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

由公式(6-12)计算,得

$$T'_f = \frac{W'_{\text{tf}}}{W_t} T = \frac{1.44 \times 10^6 \times 24.6 \times 10^6}{14.46 \times 10^6} = 2.45 \times 10^6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(5) 腹板配筋计算。取 $\zeta = 1$ 。

1) 计算箍筋。由公式(6-56)计算,得

$$\frac{A_{\text{stl}}}{s} = \frac{T_w - 0.35f_t W_{\text{tw}}}{1.2\sqrt{\zeta} f_{\text{yv}} A_{\text{cor}}} = \frac{22.15 \times 10^6 - 0.35 \times 1.27 \times 13.02 \times 10^6}{1.2 \times 1 \times 270 \times 90000} = 0.721 \text{ (mm)}$$

选用 $\Phi 10$, 间距 $s = 100 \text{ mm}$, 则 $A_{\text{stl}}/s = 78.5/100 = 0.785 \text{ (mm)}$

校核配筋率为

$$\rho_{sv} = \frac{2A_{stl}}{bs} = \frac{2 \times 78.5}{250 \times 100} = 0.628\% > \rho_{sv, \min} = 0.169\%$$

满足最小配筋率要求。

2) 计算纵向钢筋。由公式(6-15)计算, 得

$$A_{stl} = \frac{\zeta f_{yv} A_{stl} u_{cor}}{f_y s} = \frac{1 \times 270 \times 78.5 \times 1300}{100 \times 300} = 918 (\text{mm}^2)$$

验算

$$\rho_{tl} = \frac{A_{stl}}{bh} = \frac{918}{250 \times 500} = 0.735\% > \rho_{tl, \min} = 0.359\%$$

选用 6 根 14, $A_{stl} = 923 \text{mm}^2$ 。

(6) 翼缘配筋计算

1) 翼缘配筋的计算。取 $\zeta = 1$ 。由公式(6-57)计算, 得

$$\frac{A_{stl}}{s} = \frac{T'_t - 0.35f_t W'_{tf}}{1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} A'_{cor}} = \frac{2.45 \times 10^6 - 0.35 \times 1.27 \times 13.02 \times 10^6}{1.2 \times 1 \times 270 \times 10500} = 0.532 (\text{mm})$$

选用 4 根 10, 间距 $s = 100 \text{mm}$, 则 $A_{stl}/s = 78.5/100 = 0.785 (\text{mm})$

校核配筋率为

$$\rho_{sv} = \frac{2A_{stl}}{bs} = \frac{2 \times 0.785}{250} = 0.628\% > \rho_{sv, \min} = 0.169\%$$

满足最小配筋率要求。

2) 翼缘纵筋计算。应用公式(6-15)计算, 得

$$A_{stl} = \frac{\zeta f_{yv} u'_{cor} A_{stl}}{f_y s} = \frac{1 \times 270 \times 440 \times 0.785}{300} = 311 (\text{mm}^2)$$

纵筋采用 4 根 10, $A_{stl} = 314 \text{mm}^2$, 配置在翼缘的四角。

校核纵筋配筋率为

$$\rho_{tl} = \frac{A_{stl}}{bh} = \frac{314}{120 \times 200} = 1.308\% > \rho_{tl, \min} = 0.359\%$$

满足要求。

截面配筋如图 6-14 所示。

【例题 6-7】 已知一钢筋混凝土 T 形截面梁, 截面尺寸为 $b'_t = 400 \text{mm}$, $h'_t = 120 \text{mm}$, $b = 200 \text{mm}$, $h = 500 \text{mm}$, 在均布荷载作用下, 承受弯矩设计值为 $M = 98 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 剪力设计值为 $V = 67 \times 10^3 \text{N}$, 扭矩设计值为 $T = 8 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 混凝土强度等级采用 C25 ($f_t = 1.27 \text{N/mm}^2$, $f_c = 11.9 \text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$), 箍筋采用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270 \text{N/mm}^2$), 纵筋采用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300 \text{N/mm}^2$)。求箍筋和纵筋用量。

【解】

(1) 计算截面尺寸

$$\begin{aligned} h_0 &= h - a_s = 500 - 35 = 465 (\text{mm}) \\ b_{cor} &= b - 2 \times 25 = 200 - 50 = 150 (\text{mm}) \\ h_{cor} &= h - 2 \times 25 = 500 - 50 = 450 (\text{mm}) \\ A_{cor} &= b_{cor} h_{cor} = 150 \times 450 = 67500 (\text{mm}^2) \\ u_{cor} &= 2(b_{cor} + h_{cor}) = 2 \times (150 + 450) = 1200 (\text{mm}) \\ b'_{fcor} &= b'_t - b - 2 \times 25 = 400 - 200 - 50 = 150 (\text{mm}) \\ h'_{fcor} &= h'_t - 2 \times 25 = 120 - 50 = 70 (\text{mm}) \end{aligned}$$

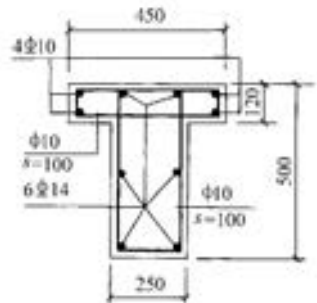


图 6-14 【例题 6-6】

截面配筋

$$A'_{\text{cor}} = h'_{\text{cor}} b'_{\text{cor}} = 150 \times 70 = 10500 (\text{mm}^2)$$

$$u'_{\text{cor}} = 2(b'_{\text{cor}} + h'_{\text{cor}}) = 2 \times (150 + 70) = 440 (\text{mm})$$

(2) 求截面受扭塑性抵抗矩。由公式(6-7)、公式(6-8)计算,得

$$W_{\text{tw}} = \frac{b^2}{6}(3h-b) = \frac{200 \times 200}{6} \times (3 \times 500 - 200) = 8.667 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

$$W'_{\text{tf}} = \frac{h'^2_{\text{f}}}{2}(b'_i - b) = \frac{120 \times 120}{2} \times (400 - 200) = 1.44 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

由公式(6-6)计算,得

$$W_t = W_{\text{tw}} + W'_{\text{tf}} = 8.667 \times 10^6 + 1.44 \times 10^6 = 10.107 \times 10^6 (\text{mm}^3)$$

(3) 验算适用条件

$$h_w = h_0 - h'_i = 465 - 120 = 345 (\text{mm})$$

$$\frac{h_w}{b} = \frac{345}{200} = 1.37 < 6$$

由公式(6-1)计算,得

$$\begin{aligned} \frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} &= \frac{67000}{200 \times 465} + \frac{8 \times 10^6}{0.8 \times 10.107 \times 10^6} = 1.71 (\text{N/mm}^2) < 0.25\beta_c f_c \\ &= 0.25 \times 1 \times 11.9 = 3 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

符合截面尺寸要求。

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} = 1.51 \text{N/mm}^2 > 0.7f_t = 0.7 \times 1.27 = 0.89 (\text{N/mm}^2)$$

需按计算确定钢筋面积。

(4) 验算是否考虑剪力计算

$$V = 67000 \text{N} > 0.35f_t bh_0 = 0.35 \times 1.27 \times 200 \times 465 = 43700 (\text{N})$$

需要考虑剪力计算。

(5) 验算是否考虑扭矩计算

$$T = 8 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} > 0.175f_t W_t = 0.175 \times 1.27 \times 10.107 \times 10^6 = 2.246 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

需要考虑扭矩计算。

(6) 计算受弯纵向钢筋。假定中和轴位于翼缘和肋部交界处时,截面承受的弯矩值为

$$\alpha_1 f_c b'_i h'_i (h_0 - 0.5h'_i) = 1 \times 11.9 \times 400 \times 120 \times (465 - 0.5 \times 120) = 231.336 (\text{kN} \cdot \text{m}) > 98 \text{kN} \cdot \text{m}$$

故中和轴在翼缘内通过,截面计算宽度按 b'_i 的矩形截面进行计算。

应用公式(3-22)计算,得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 f_c b'_i}{f_y} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b'_i}} \right) \\ &= \frac{1 \times 11.9 \times 400}{300} \times \left(465 - \sqrt{465 \times 465 - \frac{2 \times 98 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 400}} \right) \\ &= 740 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.002 \times 200 \times 500 = 200 (\text{mm}^2) < A_s = 740 \text{mm}^2$$

(7) 分配扭矩。由公式(6-11)计算,得

$$T_w = \frac{W_{\text{tw}}}{W_t} T = \frac{8.667 \times 10^6 \times 8 \times 10^6}{10.107 \times 10^6} = 6.86 \times 10^6 (\text{N/mm}^2)$$

由公式(6-12)计算,得

$$T'_f = \frac{W'_{tf}}{W_t} T = \frac{1.44 \times 10^6 \times 8 \times 10^6}{10.107 \times 10^6} = 1.14 \times 10^6 (\text{N/mm}^2)$$

(8) 腹板配筋计算, 取 $\zeta = 1$ 。

1) 计算受剪箍筋。由公式(6-60)计算, 得

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_{tw}}{T_w b h_0}} = \frac{1.5}{1 + 0.5 \times \frac{64 \times 10^3 \times 8.667 \times 10^6}{6.86 \times 10^6 \times 200 \times 465}} = 1.05 > 1, \text{ 取 } \beta_t = 1$$

由公式(6-59)计算, 得

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V - 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{67000 - 0.7 \times (1.5 - 1) \times 1.27 \times 200 \times 465}{270 \times 465} = 0.204 (\text{mm})$$

$$\frac{A_{sv1}}{s} = \frac{A_{sv}}{2s} = 0.102 \text{mm}$$

2) 计算受扭箍筋。由公式(6-63)计算, 得

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{T_w - 0.35 \beta_t W_{tw}}{1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} A_{cor}} = \frac{6.86 \times 10^6 - 0.35 \times 1 \times 1.27 \times 8.667 \times 10^6}{1.2 \times 1 \times 270 \times 67500} = 0.138 (\text{mm})$$

3) 所需受剪及受扭单肢箍筋的总用量及选用箍筋

$$\frac{A_{sv1}}{s} + \frac{A_{st1}}{s} = 0.102 + 0.138 = 0.240 (\text{mm})$$

选用 $\Phi 8$ 箍筋, 间距 $s = 150 \text{mm}$

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{50.3}{150} = 0.335 (\text{mm})$$

4) 计算受扭纵向钢筋。由公式(6-65)计算, 得

$$A_{stl} = \frac{\zeta f_{yv} A_{st1} u_{cor}}{f_y s} = \frac{1 \times 270 \times 0.335 \times 1200}{300} = 362 (\text{mm}^2)$$

选用 6 $\Phi 10$ ($A_{stl} = 471 \text{mm}^2$), 沿腹板截面周边均匀对称配置, 其中截面受拉区的受弯纵向钢筋截面面积可与受扭纵向钢筋 2 $\Phi 10$ 合并一起配置。

5) 腹板弯曲受拉区所需纵向钢筋总截面面积为

$$A_s = 740 + 157 = 897 (\text{mm}^2)$$

选用 3 $\Phi 20$, $A_s = 942 \text{mm}^2$ 。

(9) 弯曲受压翼缘配筋计算

1) 受压翼缘箍筋计算。由公式(6-66)计算, 得

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{T'_f - 0.35 f_t W'_{tf}}{1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} A'_{cor}} = \frac{1.14 \times 10^6 - 0.35 \times 1.27 \times 1.44 \times 10^6}{1.2 \times 1 \times 270 \times 10500} = 0.147 (\text{mm})$$

选用 $\Phi 8$, 间距 $s = 150 \text{mm}$, $A_{st1}/s = 50.3/150 = 0.335 (\text{mm}^2)$ 。

2) 受压翼缘纵筋计算。由公式(6-67)计算, 得

$$A'_{stl} = \frac{\zeta f_{yv} u'_{cor} A'_{st1}}{f_y s} = \frac{1 \times 270 \times 440 \times 0.335}{300} = 133 (\text{mm}^2)$$

选用 4 $\Phi 8$, $A'_{stl} = 201 \text{mm}^2$, 配置在受压翼缘的四角。

(10) 截面配筋如图 6-15 所示。

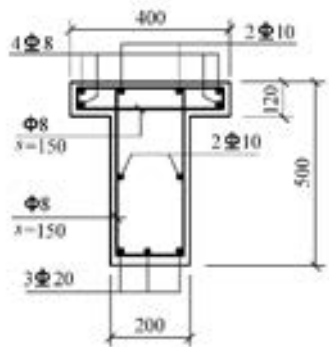


图 6-15 【例题 6-7】截面配筋

第 7 章 钢筋混凝土受冲切、局部受压及 疲劳承载力计算与实例

7.1 钢筋混凝土受冲切承载力计算

7.1.1 钢筋混凝土受冲切承载力计算方法

钢筋混凝土受冲切承载力计算方法见表 7-1。

表 7-1 钢筋混凝土受冲切承载力计算方法

序号	项 目	内 容
1	简述	<p>钢筋混凝土板、双向板、无梁楼盖、柱基础、桩承台等构件在集中荷载作用下，经常有可能由于受冲切承载力不足而沿着闭合表面在板内发生冲切锥体斜锥面破坏。受冲切破坏是一种脆性破坏，其破坏形态类似于梁的斜拉破坏。试验表明，受冲切破坏锥体斜截面大体呈 45° 的倾角，倾角大小随板厚而变化，薄板的倾角小于 45°，厚板的倾角大于 45°</p>
2	不配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板计算	<p>(1) 在局部荷载或集中反力作用下，不配置箍筋或弯起钢筋的板的受冲切承载力应符合下列规定(图 7-1)：</p> $F_t \leq 0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0 \quad (7-1)$ <p>公式(7-1)中的系数 η，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：</p> $\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (7-2)$ $\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (7-3)$ <p>式中 F_t——局部荷载设计值或集中反力设计值；板柱节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；当有不平衡弯矩时，应按本表序号 5 的规定确定</p> <p>β_h——截面高度影响系数：当 h 不大于 800mm 时，取 β_h 为 1.0；当 h 不小于 2000mm 时，取 β_h 为 0.9，其间按线性内插法取用</p> <p>u_m——计算截面的周长，取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长</p> <p>h_0——截面有效高度，取两个方向配筋的截面有效高度平均值</p> <p>η_1——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数</p> <p>η_2——计算截面周长与板截面有效高度之比的影响系数</p> <p>β_s——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值，β_s 不宜大于 4；当 β_s 小于 2 时取 2；对圆形冲切面，β_s 取 2</p> <p>α_s——柱位置影响系数：中柱，α_s 取 40；边柱，α_s 取 30；角柱，α_s 取 20</p> <p>(2) 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的计算截面周长 u_m，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度(图 7-2，当图中 l_1 大于 l_2 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替)</p>

(续表 7-1)

序号	项 目	内 容
3	配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板计算	<p>(1) 在局部荷载或集中反力作用下, 当受冲切承载力不满足本表序号 2 之(1)条的要求且板厚受到限制时, 可配置箍筋或弯起钢筋, 应符合本表序号 4 的构造规定。此时, 受冲切截面及受冲切承载力应符合下列要求:</p> <p>1) 受冲切截面</p> $F_l \leq 1.2f_t \eta u_m h_0 \quad (7-4)$ <p>2) 配置箍筋、弯起钢筋时的受冲切承载力</p> $F_l \leq 0.5f_t \eta u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu} + 0.8f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (7-5)$ <p>式中 f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值, 按表 2-12 的规定采用 A_{svu}——与呈 45°冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积 A_{sbu}——与呈 45°冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积 α——弯起钢筋与板底面的夹角</p> <p>当有条件时, 可采取配置栓钉、型钢剪力架等形式的抗冲切措施</p> <p>(2) 配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面, 尚应按本表序号 2 之(1)条的规定进行受冲切承载力计算, 此时, u_m应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 0.5h_0处的最不利周长</p>
4	板柱结构构造要求	<p>混凝土板中配置抗冲切箍筋或弯起钢筋时, 应符合下列构造要求:</p> <p>(1) 板的厚度不应小于 150mm</p> <p>(2) 按计算所需的箍筋及相应的架立钢筋应配置在与 45°冲切破坏锥面相交的范围内, 且从集中荷载作用面或柱截面边缘向外的分布长度不应小于 1.5h_0(图 7-3a); 箍筋直径不应小于 6mm, 且应做成封闭式, 间距不应大于 $h_0/3$, 且不应大于 100mm</p> <p>(3) 按计算所需弯起钢筋的弯起角度可根据板的厚度在 30°~45°之间选取; 弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏锥面相交(图 7-3b), 其交点应在集中荷载作用面或柱截面边缘以外(1/2~2/3)h的范围内。弯起钢筋直径不宜小于 12mm, 且每一方向不宜少于 3 根</p>
5	板柱节点计算用等效集中反力设计值	<p>在竖向荷载、水平荷载作用下, 当考虑板柱节点计算截面上的剪应力传递不平衡弯矩时, 其集中反力设计值 F_l应以等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$代替, $F_{l,eq}$可按下面的规定计算:</p> <p>(1) 在竖向荷载、水平荷载作用下的板柱节点, 其受冲切承载力计算中所用的等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$可按下列情况确定:</p> <p>1) 传递单向不平衡弯矩的板柱节点</p> <p>当不平衡弯矩作用平面与柱矩形截面两个轴线之一相重合时, 可按下列两种情况进行计算:</p> <p>① 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{unb}$, 当其作用的方向指向图 7-4 的 AB 边时, 等效集中反力设计值可按下列公式计算:</p> $F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{AB}}{I_c} u_m h_0 \quad (7-6)$ $M_{unb} = M_{unb,c} - F_l e_g \quad (7-7)$ <p>② 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{unb}$, 当其作用的方向指向图 7-4 的 CD 边时, 等效集中反力设计值可按下列公式计算:</p> $F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{CD}}{I_c} u_m h_0 \quad (7-8)$

(续表 7-1)

序号	项 目	内 容
5	板柱节点 计算用等效 集中反力设计 值	<p style="text-align: right;">$M_{\text{unb}} = M_{\text{unb,c}} + F_l e_g$ (7-9)</p> <p>式中 F_l——在竖向荷载、水平荷载作用下, 柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值</p> <p>α_0——计算系数, 按本序号第(2)条计算</p> <p>M_{unb}——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心轴(图 7-4 中的轴线 2)处的不平衡弯矩设计值</p> <p>$M_{\text{unb,c}}$——竖向荷载、水平荷载引起对柱截面重心轴(图 7-4 中的轴线 1)处的不平衡弯矩设计值</p> <p>a_{AB}、a_{CD}——临界截面周长重心轴至 AB、CD 边缘的距离</p> <p>I_c——按临界截面计算的类似极惯性矩, 按本序号第(2)条计算</p> <p>e_g——在弯矩作用平面内柱截面重心轴至临界截面周长重心轴的距离, 按本序号第(2)条计算; 对中柱截面和弯矩作用平面平行于自由边的边柱截面, $e_g = 0$</p> <p>2) 传递双向不平衡弯矩的板柱节点</p> <p>当节点受剪传递到临界截面周长两个方向的不平衡弯矩为 $\alpha_{0x} M_{\text{unb,x}}$、$\alpha_{0y} M_{\text{unb,y}}$ 时, 等效集中反力设计值可按下列公式计算:</p> $F_{l,\text{eq}} = F_l + \tau_{\text{unb,max}} u_m h_0 \quad (7-10)$ $\tau_{\text{unb,max}} = \frac{\alpha_{0x} M_{\text{unb,x}} \alpha_x + \alpha_{0y} M_{\text{unb,y}} \alpha_y}{I_{\text{cx}} + I_{\text{cy}}} \quad (7-11)$ <p>式中 $\tau_{\text{unb,max}}$——由受剪传递的双向不平衡弯矩在临界截面上产生的最大剪应力设计值</p> <p>$M_{\text{unb,x}}$、$M_{\text{unb,y}}$——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心处 x 轴、y 轴方向的不平衡弯矩设计值, 可按公式(7-7)或公式(7-9)同样的方法确定</p> <p>α_{0x}、α_{0y}——x 轴、y 轴的计算系数, 按本序号第(2)条和第(3)条确定</p> <p>I_{cx}、I_{cy}——对 x 轴、y 轴按临界截面计算的类似极惯性矩, 按本序号第(2)条和第(3)条确定</p> <p>α_x、α_y——最大剪应力 τ_{max} 的作用点至 x 轴、y 轴的距离</p> <p>3) 当考虑不同的荷载组合时, 应取其中的较大值作为板柱节点受冲切承载力计算用的等效集中反力设计值</p> <p>(2) 板柱节点考虑受剪传递单向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中, 与等效集中反力设计值 $F_{l,\text{eq}}$ 有关的参数和图 7-4 中所示的几何尺寸, 可按下列公式计算:</p> <p>1) 中柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算(图 7-4a):</p> $I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (7-12)$ $a_{\text{AB}} = a_{\text{CD}} = \frac{a_t}{2} \quad (7-13)$ $e_g = 0 \quad (7-14)$ $\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0}}} \quad (7-15)$ <p>2) 边柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算:</p>

(续表 7-1)

序号	项 目	内 容
5	板柱节点 计算用等效 集中反力设计 值	① 弯矩作用平面垂直于自由边(图 7-4b)
		$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + h_0 a_m a_{AB}^2 + 2h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (7-16)$
		$a_{AB} = \frac{a_t^2}{a_m + 2a_t} \quad (7-17)$
		$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (7-18)$
		$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (7-19)$
		$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + \frac{h_0}{2}}{b_c + h_0}}} \quad (7-20)$
		② 弯矩作用平面平行于自由边(图 7-4c)
		$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (7-21)$
		$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (7-22)$
		$e_g = 0 \quad (7-23)$
		$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + \frac{h_0}{2}}}} \quad (7-24)$
		3) 角柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算(图 7-4d):
		$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + h_0 a_m a_{AB}^2 + h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (7-25)$
		$a_{AB} = \frac{a_t^2}{2(a_m + a_t)} \quad (7-26)$
		$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (7-27)$
		$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (7-28)$
		$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + \frac{h_0}{2}}{b_c + \frac{h_0}{2}}}} \quad (7-29)$
		(3) 在按公式(7-10)、公式(7-11)进行板柱节点考虑传递双向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中,如将本序号第(2)条的规定视作 x 轴(或 y 轴)的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数,则与其相应的 y 轴(或 x 轴)的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数,可将前述的 x 轴(或 y 轴)的相应参数进行置换确定
		(4) 当边柱、角柱部位有悬臂板时,临界截面周长可计算至垂直于自由边的板端处,按此计算的临界截面周长应与按中柱计算的临界面周长相比较,并取两者中的较小值。在此基础上,应按本序号第(2)条和(3)条的原则,确定板柱节点考虑受剪传递不平衡弯矩的受冲切承载力计算所用等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 的有关参数

(续表 7-1)

序号	项 目	内 容
6	矩形截面 柱的阶形基础	<p>矩形截面柱的阶形基础在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力应符合下列规定(图 7-5):</p> $F_l \leq 0.7\beta_{\text{lf}}f_t b_m h_0 \quad (7-30)$ $F_l = p_s A \quad (7-31)$ $b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (7-32)$ <p>式中 h_0——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度, 取两个方向配筋的截面有效高度平均值</p> <p>p_s——按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面地基反力设计值(可扣除基础自重及其上的土重), 当基础偏心受力时, 可取用最大的地基反力设计值</p> <p>A——考虑冲切荷载时取用的多边形面积(图 7-5 中的阴影面积 $ABCDEF$)</p> <p>b_t——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长: 当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽; 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽</p> <p>b_b——柱与基础交接处或基础变阶处的冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长, 取 $b_t + 2h_0$</p>

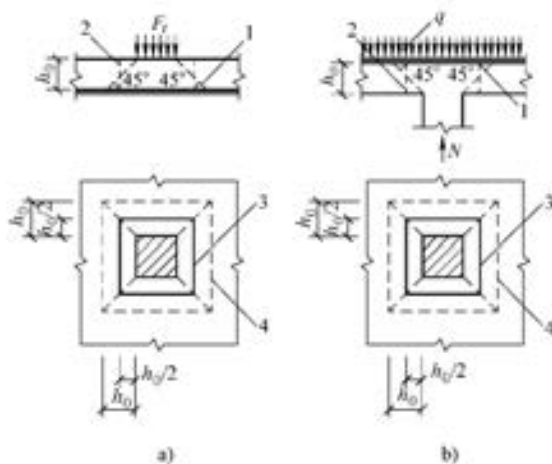


图 7-1 板受冲切承载力计算

a) 局部荷载作用下 b) 集中反力作用下

1—冲切破坏锥体的斜截面 2—计算截面 3—计算截面的周长

4—冲切破坏锥体的底面线

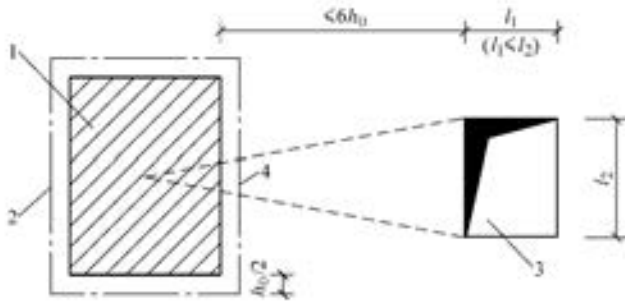


图 7-2 邻近孔洞时的计算截面周长
 1—局部荷载或集中反力作用面 2—计算截面周长
 3—孔洞 4—应扣除的长度

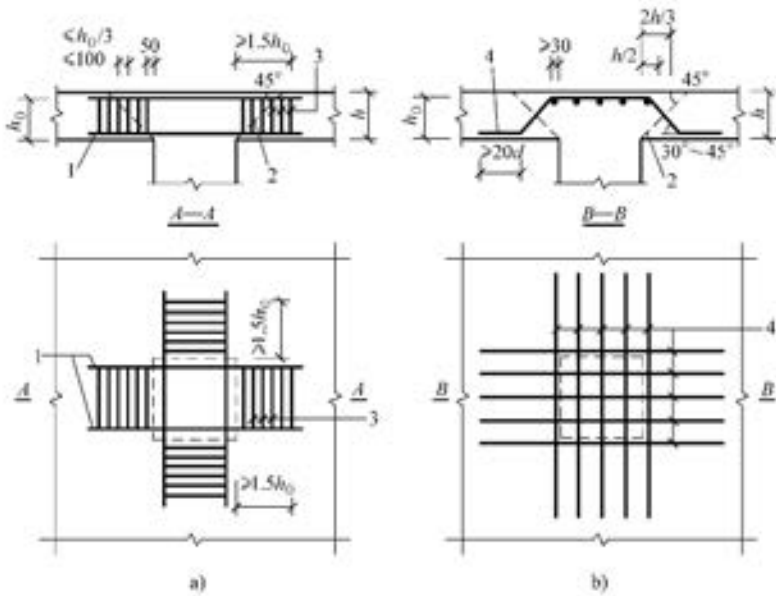


图 7-3 板中抗冲切钢筋布置
 a) 用箍筋作抗冲切钢筋 b) 用弯起钢筋作抗冲钢筋
 1—架立钢筋 2—冲切破坏锥面 3—箍筋 4—弯起钢筋

7.1.2 计算例题

【例题 7-1】一受有局部荷载的钢筋混凝土板，如图 7-6 所示。该荷载均布于 $300\text{mm} \times 700\text{mm}$ 范围内。板的混凝土强度等级为 C30，板厚为 120mm 。求板按受冲切承载力计算所能承受的最大均布荷载设计值(包括自重)。

【解】

(1) 计算数据

由 C30 混凝土，得 $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$ ，且 $\beta_h = 1.0$ 。 $h_0 = 120 - 20 = 100(\text{mm})$ ，取另一个配筋方向 $h_0 = 120 - 30 = 90(\text{mm})$ ，平均值为 $h_0 = 95\text{mm}$ 。

又

$$\beta_s = \frac{700}{300} = 2.33 \begin{matrix} > 2 \\ < 4 \end{matrix}$$

$$\eta = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} = 0.4 + \frac{1.2}{2.33} = 0.915$$

$$u_m = 2 \times (300 + h_0 + 700 + h_0) = 2 \times (300 + 95 + 700 + 95) = 2380(\text{mm})$$

(2) 承载力计算

应用公式(7-1)计算，为

$$0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.43 \times 0.915 \times 2380 \times 95 = 207(\text{kN})$$

所以该板能承受的最大均布荷载设计值为

$$q = \frac{0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0}{0.3 \times 0.7} = \frac{207}{0.3 \times 0.7} = 986(\text{kN/m}^2)$$

【例题 7-2】如图 7-7 所示，一钢筋混凝土无梁楼盖，柱网尺寸为 $6\text{m} \times 6\text{m}$ ，柱的截面尺寸 $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ ，柱帽高度为 400mm ，柱帽宽度为 1200mm ，楼板上作用有荷载设计值 $q = 20\text{kN/m}^2$ (包括自重)，混凝土强度等级为 C25， $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$ 。使用环境类别为一类。试验算板边与柱边受冲切承载力。

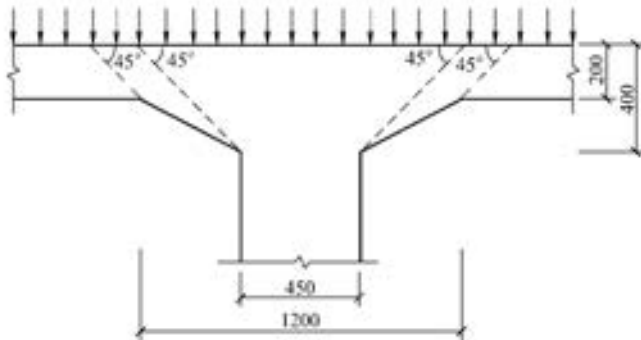


图 7-7 【例题 7-2】简图

【解】

(1) 查表 3-10 得板的保护层厚度 $c = 20\text{mm}$ 。

设纵向钢筋合力中心至近边距离 $a_s = 25\text{mm}$ 。

(2) 计算柱所承受的轴力 N 为

$$N = 6 \times 6 \times 20 = 720(\text{kN})$$

(3) 验算柱帽上边缘与板交接处的受冲切承载力(板边)

1) 确定基本尺寸

冲切破坏锥体有效高度 $h_0 = h - a_s = 200 - 25 = 175$ (mm)

冲切破坏锥体斜截面的短边长 $b_1 = 1200$ mm

冲切破坏锥体斜截面的长边长

$$b_b = b_1 + 2h_0 = 1200 + 2 \times 175 = 1550 \text{ (mm)}$$

距冲切破坏锥体斜截面短边 $h_0/2$ 的周长

$$u_m = 4 \times \left(b_1 + \frac{2h_0}{2} \right) = 4 \times (1200 + 175) = 5500 \text{ (mm)}$$

2) 所受的集中反力设计值 F_l

集中反力设计值为柱所承受的轴力 N 减去冲切破坏锥体范围的荷载设计值为

$$F_l = N - b_0^2 q = 720000 - 1550^2 \times 0.020 = 671.95 \times 10^3 \text{ (N)}$$

3) 验算受冲切承载力计算

采用公式(7-1)计算, 则因板厚 $h = 200$ mm < 800 mm, 故 $\beta_h = 1.0$ 。

因集中反力作用面积为矩形, 长边与短边尺寸的比值相等故取 $\beta_s = 2$, 由公式(7-2)得 $\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} = 1.0$ 。

因该柱为中柱, 取 $\alpha_s = 40$, 由公式(7-3)计算, 得

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} = 0.5 + \frac{40 \times 175}{4 \times 5500} = 0.82$$

因 $\eta_2 = 0.82 < \eta_1 = 1.0$, 故取 $\eta = 0.82$ 。

代入公式(7-1)计算, 得

$$F_l = 0.7 \beta_h f_t \eta u_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 0.82 \times 5500 \times 175 = 701.64 \text{ (kN)} > 671.95 \text{ kN}$$

则满足要求。

(4) 验算柱帽下边缘与板交接处的受冲切承载力(柱边)

1) 确定基本尺寸

$$h_0 = h - a_s = 400 - 25 = 375 \text{ (mm)}$$

$$b_1 = 450 \text{ mm}$$

$$b_b = b_1 + 2h_0 = 450 + 2 \times 375 = 1200 \text{ (mm)}$$

$$u_m = 4 \times \left(b_1 + 2 \times \frac{h_0}{2} \right) = 4 \times (450 + 375) = 3300 \text{ (mm)}$$

2) 所受的集中反力设计值 F_l

$$F_l = N - b_0^2 q = 720000 - 1200^2 \times 0.020 = 691.2 \times 10^3 \text{ (N)}$$

3) 验算受冲切承载力

因 $h = 400$ mm < 800 mm, 取 $\beta_h = 1.0$

因集中反力作用面积为正方形, 故取 $\beta_s = 2$

由公式(7-2)计算, 得 $\eta_1 = 1.0$ 。

因为是中柱, $\alpha_s = 40$, 由公式(7-3)计算, 得

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} = 0.5 + \frac{40 \times 375}{4 \times 3300} = 1.64$$

因 $\eta_1 = 1.0 < \eta_2 = 1.64$, 故取 $\eta = 1.0$ 。

代入公式(7-1)计算, 得

$$F_l = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 1 \times 3300 \times 375 = 1100.1 \text{ (kN)} > 691.2 \text{ kN}$$

则满足要求。

【例题 7-3】 已知一无梁楼板，柱网尺寸为 $5.5\text{m}\times 5.5\text{m}$ ，板厚为 180mm ，中柱截面尺寸为 $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ ；楼面荷载设计值（包括自重在内）为 $8\text{kN}/\text{m}^2$ ；混凝土为 C30 级（ $f_t = 1.43\text{N}/\text{mm}^2$ ），在距柱边 575mm 处开出一个 $700\text{mm}\times 500\text{mm}$ 的孔洞（图 7-8），使用环境类别为一类。试验算板的受冲切承载力是否安全。

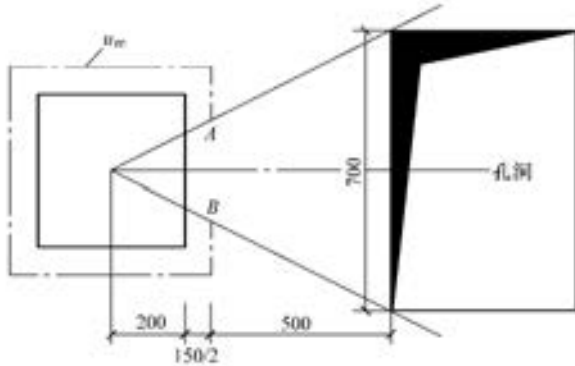


图 7-8 【例题 7-3】简图

【解】

(1) 查表 3-10 知混凝土保护层厚度为 15mm ，设纵向钢筋合力点至近边距离 $a_s = 30\text{mm}$ ， $h_0 = h - a_s = 180 - 30 = 150(\text{mm})$ 。

(2) 计算 F_l

柱轴压力

$$N = 8 \times 5.5 \times 5.5 = 242(\text{kN})$$

冲切集中反力 $F_l = N - q(b + 2h_0)^2 = 242 - 8 \times (0.4 + 2 \times 0.150)^2 = 238.1(\text{kN})$

(3) 求 u_m ，根据表 7-1 序号 2 之(1)条的规定计算，得

$$u_m = 4 \times \left(b + 2 \times \frac{h_0}{2} \right) = 4 \times (0.4 + 0.150) = 2.2(\text{m}) = 2200(\text{mm})$$

但板开洞口因 $6h_0 = 6 \times 150 = 900\text{mm} > 575\text{mm}$ ，根据表 7-1 序号 2 之(2)条的规定，尚应考虑开洞的影响。由图 7-8 可知

$$\frac{AB}{700} = \frac{200 + 75}{200 + 75 + 500}$$

$$AB = 248\text{mm}$$

$$u_m = 2200 - 248 = 1952(\text{mm})$$

因集中反力作用面积为正方形，故取 $\beta_s = 2$ ，按公式(7-2)计算，得

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} = 0.4 + \frac{1.2}{2} = 1.0$$

因该柱为中柱，故取 $\alpha_s = 40$ 。

按公式(7-3)计算，得

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} = 0.5 + \frac{40 \times 150}{4 \times 1952} = 1.268$$

因 $\eta_1 = 1.0 < \eta_2 = 1.268$ ，故取 $\eta = 1.0$ 。

(4) 求冲切承载力

因板厚 $h = 180\text{mm} < 800\text{mm}$ ，根据表 7-1 序号 2 之(1)条的规定，取 $\beta_h = 1.0$ 。按公式(7-1)计

算,得

$$0.7\beta_n f_t \eta u_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.43 \times 1.0 \times 1952 \times 150 = 293.1 (\text{kN}) > 238.1 \text{kN}$$

则满足要求。

【例题 7-4】 已知一钢筋混凝土无柱帽无梁楼盖,中柱网尺寸为 $6\text{m} \times 6\text{m}$,柱的截面尺寸为 $0.45\text{m} \times 0.45\text{m}$,楼板厚 200mm ,楼板上作用有荷载设计值 $14\text{kN}/\text{m}^2$ (包括自重),混凝土强度等级为 C30 ($f_t = 1.43\text{N}/\text{mm}^2$)。箍筋采用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270\text{N}/\text{mm}^2$),弯起钢筋采用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$),试求配置箍筋时箍筋截面面积或配置弯起钢筋时的弯起钢筋截面面积。

【解】

(1) 求集中反力设计值 F_l 。柱子承受的轴向力设计值 $N = 6 \times 6 \times 14 = 504 (\text{kN})$,无梁楼板承受的集中反力设计值为

$$F_l = N - (0.45 + 2 \times 0.18)^2 \times 14 (\text{kN}) = 494.8 (\text{kN})$$

(2) 验算柱边冲切强度

$$h_0 = 200 - 20 = 180 (\text{mm})$$

$$u_m = 4 \times (450 + 180) = 2520 (\text{mm})$$

应用公式(7-2)、公式(7-3)及公式(7-1)计算为

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} = 0.4 + \frac{1.2}{2} = 1.0$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} = 0.5 + \frac{40 \times 180}{4 \times 2520} = 1.2$$

取上述两者中的小者,故取 $\eta = 1.0$ 。

再应用公式(7-1)计算,得

$$F_l = 0.7\beta_n f_t \eta u_m h_0 = 0.7 \times 1 \times 1.43 \times 1 \times 2520 \times 180 = 454.1 (\text{kN}) < 494.8 \text{kN}$$

不满足要求,需配置受冲切钢筋。

(3) 验算板厚。应用公式(7-4)计算,得

$$1.2 f_t \eta u_m h_0 = 1.2 \times 1.43 \times 1 \times 2520 \times 180 = 778.4 (\text{kN}) > 494.8 \text{kN}$$

板厚满足要求。

(4) 计算配置箍筋时的截面面积 A_{svu} 。根据公式(7-5)计算,得

$$A_{svu} = \frac{F_l - 0.5 f_t \eta u_m h_0}{0.8 f_{yv}} = \frac{494800 - 0.5 \times 1.43 \times 1 \times 2520 \times 180}{0.8 \times 270} = 789 (\text{mm}^2)$$

789mm^2 即为所求穿过受冲切破坏锥体斜截面的全部箍筋截面面积。

(5) 计算配置弯起钢筋时的截面面积 A_{sbu} 。根据公式(7-5)计算,得

$$A_{sbu} = \frac{F_l - 0.5 f_t \eta u_m h_0}{0.8 f_y \sin \alpha} = \frac{494800 - 0.5 \times 1.43 \times 1 \times 2520 \times 180}{0.8 \times 300 \times \sin 45^\circ} = 1005 (\text{mm}^2)$$

1005mm^2 即为所求穿过受冲切锥体斜截面的全部弯起钢筋截面面积。

【例题 7-5】 已知矩形截面柱的阶形基础,柱截面尺寸为 $400\text{mm} \times 600\text{mm}$,基础底面积为 $2500\text{mm} \times 3000\text{mm}$,基础顶部作用轴向力为 750kN ,弯矩 $M = 150\text{kN} \cdot \text{m}$,混凝土强度等级为 C25, $f_t = 1.27\text{N}/\text{mm}^2$ (图 7-9),试验算基础的受冲切承载力。

【解】

(1) 验算柱与基础交接处的受冲切承载力

$$b_l = 400\text{mm}, h_0 = 800\text{mm}, b_b = 400 + 2 \times 800 = 2000 (\text{mm})$$

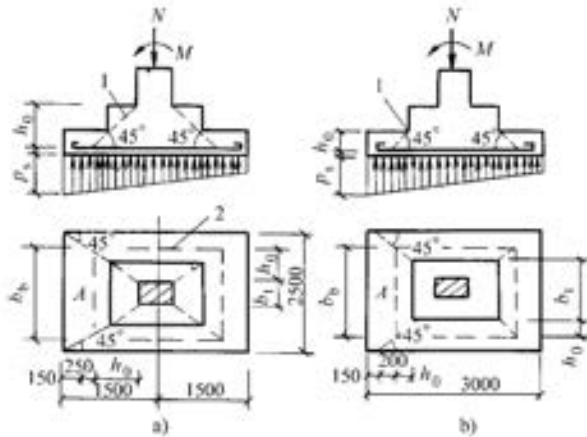


图 7-9 【例题 7-4】阶形基础

a) 柱与基础交接处 b) 基础变阶处

1—冲切破坏锥体的斜截面 2—冲切破坏锥体的底面线

$$A = 2500 \times 1500 + \frac{2500 + 2000}{2} \times 250 = 937500 (\text{mm}^2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{150000000}{750000} = 200 (\text{mm})$$

$$p_s = \frac{750000}{2500 \times 3000} \times \left(1 + \frac{6 \times 200}{3000}\right) = 0.14 (\text{N/mm}^2)$$

$$F_l = p_s A = 0.14 \times 937500 = 131.25 (\text{kN})$$

$$0.7\beta_{ft}u_m h_0 = 0.7 \times 1 \times 1.27 \times \frac{400 + 2000}{2} \times 800 = 853.44 (\text{kN}) > F_l = 131.25 \text{kN}$$

满足要求。

(2) 验算基础变阶处的受冲切承载力

$$b_1 = 1200 \text{mm}, h_0 = 450 \text{mm}, b_b = 1200 + 2 \times 450 = 2100 (\text{mm})$$

$$A = 2500 \times 1500 + \frac{2500 + 2100}{2} \times 200 = 835000 (\text{mm}^2)$$

$$e_0 = 200 \text{mm}, p_s = 0.14 \text{N/mm}^2, F_l = p_s A = 0.14 \times 835000 = 116900 (\text{N})$$

$$0.7\beta_{ft}u_m h_0 = 0.7 \times 1 \times 1.27 \times \frac{1200 + 2100}{2} \times 450 = 660082 (\text{N}) > F_l = 116900 \text{N}$$

满足要求。

7.2 钢筋混凝土局部受压承载力计算

7.2.1 钢筋混凝土局部受压承载力计算方法

钢筋混凝土局部受压承载力计算方法见表 7-2。

表 7-2 钢筋混凝土局部受压承载力计算方法

序号	项 目	内 容
1	简述	局部受压是建筑工程中常见的受力形式之一，如承重结构的支座，装配式柱子接头，刚架或拱结构的铰支承等均属局部受压受力形式。在工程实践中，因局部受压混凝土开裂或受局部受压承载力不足而引起的质量事故也屡有发生

(续表 7-2)

序号	项 目	内 容
2	局部受压区的尺寸要求	<p>(1) 试验表明,当局部受压区达到承载力时,如果配置间接钢筋过多,则局部受压的垫板会产生过大的下沉。为了限制这种情况,配置间接钢筋的混凝土结构构件,其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求:</p> $F_l \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \quad (7-33)$ $\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (7-34)$ <p>式中 F_l——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值 β_c——强度影响系数:当混凝土强度等级不超过 C50 时,取 $\beta_c = 1$;当混凝土强度等级为 C80 时,取 $\beta_c = 0.8$,其间按线性内插法取用 β_l——混凝土局部受压时的强度提高系数 A_l——混凝土局部受压面积 A_{ln}——混凝土局部受压净面积 A_b——局部受压时的计算底面积,可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定,详见下述(2)条</p> <p>(2) 局部受压的计算底面积 A_b,可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定;常用情况,可按图 7-10 取用 要求计算底面积 A_b与局部受压面积 A_l具有相同的重心位置且对称;沿 A_l各边向外扩大的有效距离不超过受压板短边尺寸,对圆形受压板可沿周边扩大一倍 b。它的优点是,对各类垫板试件,其试验值与计算值符合较好,且偏于安全</p>
3	配筋混凝土局部受压计算	<p>(1) 配置方格式或螺旋式间接钢筋(图 7-11)的局部受压承载力应符合下列规定:</p> $F_l \leq 0.9(\beta_c\beta_l f_c + 2\alpha\rho_v\beta_{cor}f_{yv}) A_{ln} \quad (7-35)$ <p>当为方格式配筋时(图 7-11a),钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5,其体积配筋率 ρ_v应按下列公式计算:</p> $\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (7-36)$ <p>(2) 当为螺旋式配筋时(图 7-11b),其体积配筋率 ρ_v应按下列公式计算:</p> $\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (7-37)$ <p>式中 β_{cor}——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数,可按公式(7-34)计算,但公式中 A_b应代之以 A_{cor},且当 A_{cor}大于 A_b时,A_{cor}取 A_b;当 A_{cor}不大于混凝土局部受压面积 A_l的 1.25 倍时,β_{cor}取 1.0 α——间接钢筋对混凝土约束的折减系数,按表 4-5 序号 2 的规定取用 f_{yv}——间接钢筋的抗拉强度设计值,按表 2-12 的规定采用 A_{cor}——方格式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心截面面积,应大于混凝土局部受压面积 A_l,其重心应与 A_l的重心重合,计算中按同心、对称的原则取值 ρ_v——间接钢筋的体积配筋率 $n_1、A_{s1}$——方格网沿 l_1方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积</p>

(续表 7-2)

序号	项 目	内 容
3	配筋混凝土局部受压计算	n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积 A_{ss1} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积 d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土土截面直径 s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距, 宜取 30~80mm (3) 间接钢筋应配置在图 7-11 所规定的高度 h 范围内, 方格网式钢筋, 不应少于 4 片; 螺旋式钢筋, 不应少于 4 圈。柱接头, h 尚不应小于 $15d$, d 为柱的纵向钢筋直径

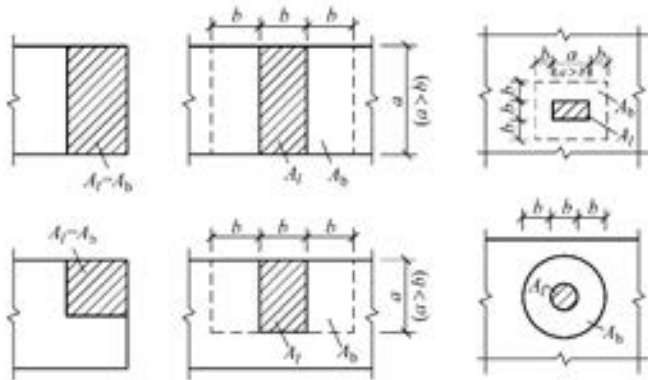


图 7-10 局部受压的计算底面积

A_l —混凝土局部受压面积 A_b —局部受压时的计算底面积

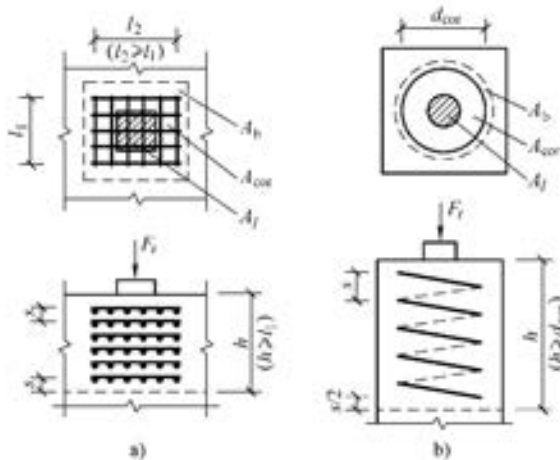


图 7-11 局部受压区的间接钢筋

a) 方格网式配筋 b) 螺旋式配筋

A_l —混凝土局部受压面积 A_b —局部受压的计算底面积

A_{cor} —方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积

7.2.2 计算例题

【例题 7-6】 已知构件局部受压面积为 $250\text{mm}\times 200\text{mm}$ ，焊接钢筋网片为 $500\text{mm}\times 400\text{mm}$ ，钢筋直径为 $\Phi 6$ ，网片间距为 $s=80\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30 ($f_c=14.3\text{N}/\text{mm}^2$)，承受轴向力设计值 $F_l=2000\text{kN}$ (图 7-11a)，试验算局部受压承载力。

【解】

(1) 计算局部受压承载力提高系数 β_l 及 β_{cor} 。应用公式 (7-34) 计算，得

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = \sqrt{\frac{600 \times 650}{250 \times 200}} = 2.79$$

$$\beta_{\text{cor}} = \sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_l}} = \sqrt{\frac{500 \times 400}{250 \times 200}} = 2$$

(2) 计算间接钢筋的体积配筋率 ρ_v 。应用公式 (7-36) 计算，得

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{\text{cor}} s} = \frac{5 \times 28.3 \times 400 + 6 \times 28.3 \times 500}{500 \times 400 \times 80} = 0.0088$$

(3) 验算截面限制条件。应用公式 (7-33) 计算，得

$$1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 2.79 \times 14.3 \times 250 \times 200 = 2693 (\text{kN}) > F_l = 2000\text{kN}$$

满足要求。

(4) 验算局部受压承载力。应用公式 (7-35) 计算，得

$$0.9(\beta_c\beta_l f_c + 2\alpha\rho_v\beta_{\text{cor}}f_{yv}) A_{ln} = 0.9 \times (1 \times 2.79 \times 14.3 + 2 \times 1 \times 0.0088 \times 270) \times 250 \times 200 = 2223 (\text{kN}) > F_l = 2000\text{kN}$$

满足要求。

【例题 7-7】 已知构件的局部受压直径为 300mm ，间接钢筋用直径 6mm 的 HPB300 级钢筋，螺旋式配筋以内的混凝土直径为 $d_{\text{cor}}=450\text{mm}$ ，间距 $s=50\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25 ($f_c=11.9\text{N}/\text{mm}^2$)，承受轴向力设计值 $F_l=2000\text{kN}$ (图 7-11b)。

试验算局部受压承载力。

【解】

(1) 确定受压面积

$$A_{ln} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 300^2}{4} = 7065 (\text{mm}^2)$$

$$A_b = \frac{\pi (3d)^2}{4} = \frac{3.14 \times (3 \times 300)^2}{4} = 635850 (\text{mm}^2)$$

$$A_{\text{cor}} = \frac{\pi d_{\text{cor}}^2}{4} = \frac{3.14 \times 450^2}{4} = 158962 (\text{mm}^2)$$

(2) 计算局部受压承载力提高系数

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = \sqrt{\frac{635850}{70650}} = 3, \quad \beta_{\text{cor}} = \sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_l}} = \sqrt{\frac{158962}{70650}} = 1.5$$

(3) 计算间接钢筋的体积配筋率 ρ_v 。应用公式 (7-37) 计算，得

$$\rho_v = \frac{4A_{s1}}{d_{\text{cor}}s} = \frac{4 \times 28.3}{450 \times 50} = 0.00503$$

(4) 验算截面限值条件。应用公式 (7-33) 计算，得

$$1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 11.9 \times 70650 = 3405 (\text{kN}) > F_l = 2000\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

(5) 验算局部受压承载力。应用公式 (7-35) 计算，得

$$0.9(\beta_c\beta_{fc}+2\alpha\rho_v\beta_{\text{conf}}f_{yv})A_{ln}=0.9\times(1\times3\times11.9+2\times1\times0.00503\times1.5\times270)\times70650$$

$$=2529(\text{kN})>F_l=2000\text{kN}$$

满足要求。

7.3 钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算

7.3.1 钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算方法

钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算方法见表 7-3。

表 7-3 钢筋混凝土受弯构件疲劳应力验算方法

序号	项 目	内 容
1	基本假定 及计算要求	<p>(1) 受弯构件的正截面疲劳应力验算时,可采用下列基本假定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 截面应变保持平面 2) 受压区混凝土的法向应力图形取为三角形 3) 钢筋混凝土构件,不考虑受拉区混凝土的抗拉强度,拉力全部由纵向钢筋承受;要求不出现裂缝的预应力混凝土构件,受拉区混凝土的法向应力图形取为三角形 4) 采用换算截面计算 <p>(2) 在疲劳验算中,荷载应取用标准值;起重机荷载应乘以动力系数,并应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)的规定。跨度不大于 12m 的吊车梁,可取用一台最大起重机的荷载</p> <p>(3) 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时,应计算下列部位的混凝土应力和钢筋应力幅:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 正截面受压区边缘纤维的混凝土应力和纵向受拉钢筋的应力幅 2) 截面中和轴处混凝土的剪应力和箍筋的应力幅 <p>注:纵向受压普通钢筋可不进行疲劳验算</p>
2	钢筋混凝 土受弯构件 正截面应力 计算	<p>(1) 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力应符合下列要求:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 受压区边缘纤维的混凝土压应力 $\sigma_{cc,\max}^f \leq f_c^f \quad (7-38)$ 2) 受拉区纵向普通钢筋的应力幅 $\Delta\sigma_{si}^f \leq \Delta f_y^f \quad (7-39)$ <p>式中 $\sigma_{cc,\max}^f$——疲劳验算时截面受压区边缘纤维的混凝土压应力,按公式(7-40)计算</p> <p>$\Delta\sigma_{si}^f$——疲劳验算时截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力幅,按公式(7-41)计算</p> <p>f_c^f——混凝土轴心抗压、抗拉疲劳强度设计值,按本书 2.1.4 节的有关规定确定</p> <p>Δf_y^f——钢筋的疲劳应力幅限值,按本书表 2-15 采用</p> <p>当纵向受拉钢筋为同一钢种时,可仅验算最外层钢筋的应力幅</p> <p>(2) 钢筋混凝土受弯构件正截面的混凝土压应力以及钢筋的应力幅应按下列公式计算:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 受压区边缘纤维的混凝土压应力 $\sigma_{cc,\max}^f = \frac{M_{\max}^f x_0}{I_0^f} \quad (7-40)$ 2) 纵向受拉钢筋的应力幅 $\Delta\sigma_{si}^f = \sigma_{si,\max}^f - \sigma_{si,\min}^f \quad (7-41)$ $\sigma_{si,\min}^f = \alpha_E^f \frac{M_{\min}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (7-42)$

(续表 7-3)

序号	项 目	内 容
2	钢筋混凝土受弯构件正截面应力计算	$\sigma_{si,max}^f = \alpha_E^f \frac{M_{max}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (7-43)$ <p>式中 M_{max}^f、M_{min}^f ——疲劳验算时同一截面上在相应荷载组合下产生的最大、最小弯矩值 $\sigma_{si,max}^f$、$\sigma_{si,min}^f$ ——由弯矩 M_{max}^f、M_{min}^f 引起相应截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力 α_E^f ——钢筋的弹性模量与混凝土疲劳变形模量的比值 I_0^f ——疲劳验算时相应于弯矩 M_{max}^f 与 M_{min}^f 为相同方向时的换算截面惯性矩 x_0 ——疲劳验算时相应于弯矩 M_{max}^f 与 M_{min}^f 为相同方向时的换算截面受压区高度 h_{0i} ——相应于弯矩 M_{max}^f 与 M_{min}^f 为相同方向时的截面受压区边缘至受拉区第 i 层纵向钢筋截面重心的距离</p> <p>当弯矩 M_{min}^f 与弯矩 M_{max}^f 的方向相反时, 公式(7-42)中 h_{0i}、x_0 和 I_0^f 应以截面相反位置的 h_{0i}'、x_0' 和 I_0^f 代替</p> <p>(3) 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时, 换算截面的受压区高度 x_0、x_0' 和惯性矩 I_0^f、I_0^f 应按下列公式计算:</p> <p>1) 矩形及翼缘位于受拉区的 T 形截面</p> $\frac{bx_0^2}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s') - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (7-44)$ $I_0^f = \frac{bx_0^3}{3} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s')^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (7-45)$ <p>2) I 形及翼缘位于受压区的 T 形截面</p> <p>① 当 x_0 大于 h_f' 时(图 7-12)</p> $\frac{b_f' x_0^2}{2} - \frac{(b_f' - b)(x_0 - h_f')^2}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s') - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (7-46)$ $I_0^f = \frac{b_f' x_0^3}{3} - \frac{(b_f' - b)(x_0 - h_f')^3}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s')^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (7-47)$ <p>② 当 x_0 不大于 h_f' 时, 按宽度为 b_f' 的矩形截面计算</p> <p>3) x_0'、I_0^f 的计算, 仍可采用上述 x_0、I_0^f 的相应公式; 当弯矩 M_{min}^f 与 M_{max}^f 的方向相反时, 与 x_0'、x_0 相应的受压区位置分别在该截面的下侧和上侧; 当弯矩 M_{min}^f 与 M_{max}^f 的方向相同时, 可取 $x_0' = x_0$、$I_0^f = I_0^f$</p> <p>(4) 说明</p> <p>1) 当纵向受拉钢筋沿截面高度分多层布置时, 公式(7-44)、公式(7-46)中 $\alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)$ 项可用 $\alpha_E^f \sum_{i=1}^n A_{si} (h_{0i} - x_0)$ 代替, 公式(7-45)、公式(7-47)中 $\alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2$ 项可用 $\alpha_E^f \sum_{i=1}^n A_{si} (h_{0i} - x_0)^2$ 代替, 此处, n 为纵向受拉钢筋的总层数, A_{si} 为第 i 层全部纵向钢筋的截面面积</p> <p>2) 纵向受压钢筋的应力应符合 $\alpha_E^f \sigma_c^f \leq f_y'$ 的条件; 当 $\alpha_E^f \sigma_c^f > f_y'$ 时, 本条各公式中 $\alpha_E^f A_s'$ 应以 $\frac{f_y' A_s'}{\sigma_c^f}$ 代替, 此处, f_y' 为纵向钢筋的抗压强度设计值, σ_c^f 为纵向受压钢筋合力点处的混凝土应力</p>

(续表 7-3)

序号	项 目	内 容
3	钢筋混凝土受弯构件斜截面疲劳验算	<p>(1) 钢筋混凝土受弯构件斜截面的疲劳验算及剪力的分配应符合下列规定：</p> <p>1) 当截面中和轴处的剪应力符合下列条件时，该区段的剪力全部由混凝土承受，此时，箍筋可按构造要求配置</p> $\tau^f \leq 0.6f_t^f \quad (7-48)$ <p>式中 τ^f——截面中和轴处的剪应力，按下述(2)条计算 f_t^f——混凝土轴心抗拉疲劳强度设计值，按本书 2.1.4 节的有关规定确定</p> <p>2) 截面中和轴处的剪应力不符合公式(7-48)的区段，其剪力应由箍筋和混凝土共同承受。此时，箍筋的应力幅 $\Delta\sigma_{sv}^f$ 应符合下列规定：</p> $\Delta\sigma_{sv}^f \leq \Delta f_{yv}^f \quad (7-49)$ <p>式中 $\Delta\sigma_{sv}^f$——箍筋的应力幅，按公式(7-51)计算 Δf_{yv}^f——箍筋的疲劳应力幅限值，按本书表 2-15 采用</p> <p>(2) 钢筋混凝土受弯构件中和轴处的剪应力应按下列公式计算：</p> $\tau^f = \frac{V_{\max}^f}{bz_0} \quad (7-50)$ <p>式中 V_{\max}^f——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最大剪力值 b——矩形截面宽度，T形、I形截面的腹板宽度 z_0——受压区合力点至受拉钢筋合力点的距离，此时，受压区高度 x_0 按公式(7-44)或公式(7-46)计算</p> <p>(3) 钢筋混凝土受弯构件斜截面上箍筋的应力幅应按下列公式计算：</p> $\Delta\sigma_{sv}^f = \frac{(\Delta V_{\max}^f - 0.1\eta f_t^f b h_0) s}{A_{sv} z_0} \quad (7-51)$ $\Delta V_{\max}^f = V_{\max}^f - V_{\min}^f \quad (7-52)$ $\eta = \frac{\Delta V_{\max}^f}{V_{\max}^f} \quad (7-53)$ <p>式中 ΔV_{\max}^f——疲劳验算时构件验算截面的最大剪力幅值 V_{\min}^f——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最小剪力值 η——最大剪力幅相对值 s——箍筋的间距 A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积</p>

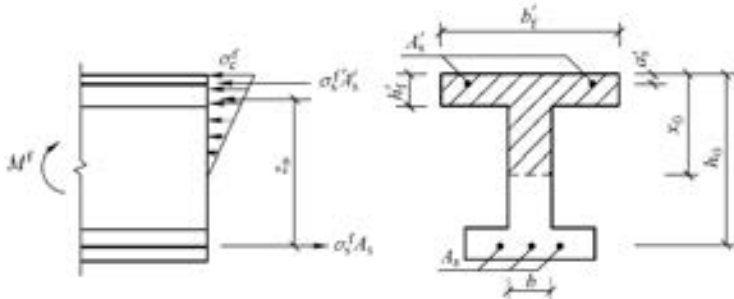


图 7-12 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力计算

7.3.2 计算例题

【例题 7-8】 已知矩形截面简支梁，梁截面宽 $b=200\text{mm}$ ，梁截面高 $h=600\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C35，轴心抗压强度设计值 $f_c=16.7\text{N/mm}^2$ ，抗拉强度设计值 $f_t=1.57\text{N/mm}^2$ ，疲劳变形模量 $E_c^f=1.4\times 10^4\text{N/mm}^2$ 。已知按静力计算求出在受拉区配置纵向钢筋 4 根 $\Phi 16$ ， $A_s=804\text{mm}^2$ ，弹性模量 $E_s=2\times 10^5\text{N/mm}^2$ ，钢筋重心到梁底距离 $a_s=50\text{mm}$ 。沿梁全长配置双肢箍筋 $\Phi 10$ ，间距 $s=160\text{mm}$ 。疲劳验算时取用的荷载标准值在跨中截面处产生的弯矩值为 $M_{\min}^f=69\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ ， $M_{\max}^f=98\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ 。疲劳验算时在支座截面取用的剪力值为 $V_{\min}^f=20000\text{N}$ ， $V_{\max}^f=80000\text{N}$ ，试验算疲劳强度是否满足要求。

【解】

(1) 验算受压区边缘纤维的混凝土应力。钢筋弹性模量与混凝土疲劳变形模量的比值为

$$\alpha_E^f = \frac{E_s}{E_c^f} = \frac{2.0 \times 10^5}{1.4 \times 10^4} = 14.29$$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 50 = 550 (\text{mm})$$

$$A_s' = 0, A_s = 804\text{mm}^2$$

疲劳验算时换算截面的受压区高度 x_0 由公式 (7-44) 计算，得

$$\begin{aligned} \frac{bx_0^2}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s') - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) &= 0 \\ \frac{200}{2} x_0^2 - 14.29 \times 804 \times (550 - x_0) &= 0 \end{aligned}$$

解之，得 $x_0=200\text{mm}$

疲劳验算时换算截面的惯性矩，由公式 (7-45) 计算，得

$$\begin{aligned} I_0^f &= \frac{bx_0^3}{3} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s')^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \\ &= \frac{200 \times 200^3}{3} + 14.29 \times 804 \times (550 - 200)^2 \\ &= 1.941 \times 10^9 (\text{mm}^4) \end{aligned}$$

混凝土疲劳应力比值计算为

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,\min}^f}{\sigma_{c,\max}^f} = \frac{M_{\min}^f}{M_{\max}^f} = \frac{69}{98} = 0.7$$

查表 2-7 得 $\gamma_p=1$

混凝土疲劳强度设计值为

$$f_c^f = \gamma_p f_c = 1 \times 16.7 = 16.7 (\text{N/mm}^2)$$

受压区边缘纤维的混凝土应力，由公式 (7-40) 计算，得

$$\sigma_{c,\max}^f = \frac{M_{\max}^f x_0}{I_0^f} = \frac{98 \times 10^6 \times 200}{1.941 \times 10^9} = 10.1 (\text{N/mm}^2) < f_c^f = 16.7\text{N/mm}^2$$

满足要求。

(2) 验算纵向受拉钢筋的应力幅。由公式 (7-42) 计算，得

$$\sigma_{si,\min}^f = \alpha_E^f \frac{M_{\min}^f (h_{01} - x_0)}{I_0^f} = \frac{14.29 \times 69 \times 10^6 \times (550 - 200)}{1.941 \times 10^9} = 177.8 (\text{N/mm}^2)$$

由公式 (7-43) 计算，得

$$\sigma_{si,\max}^f = \alpha_E^f \frac{M_{\max}^f (h_{01} - x_0)}{I_0^f} = \frac{14.29 \times 98 \times 10^6 \times (550 - 200)}{1.941 \times 10^9} = 252.5 (\text{N/mm}^2)$$

由公式(7-41)计算,得

$$\Delta\sigma_{si}^f = \sigma_{si,\max}^f - \sigma_{si,\min}^f = 252.5 - 177.8 = 74.7 (\text{N/mm}^2)$$

由公式(2-1)计算,得

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,\min}^f}{\sigma_{c,\max}^f} = \frac{177.8}{252.5} = 0.7 (\text{N/mm}^2)$$

由 $\rho_s^f = 0.7 \text{N/mm}^2$ 查表 2-15 得 $\Delta f_y^f = 77 \text{N/mm}^2$

由公式(7-39),即

$$\Delta\sigma_{s1}^f = 74.5 \text{N/mm}^2 < \Delta f_y^f = 77 \text{N/mm}^2$$

满足要求。

(3) 验算斜截面疲劳强度

$$\rho_c^f = \frac{V_{\min}^f}{V_{\max}^f} = \frac{20000}{80000} = 0.25$$

查表 2-7 得 $\gamma_p = 0.8$, 则混凝土抗拉疲劳强度设计值为

$$f_t^f = \gamma_p f_t = 0.8 \times 1.57 = 1.256 (\text{N/mm}^2)$$

受压区合力点至受拉钢筋合力点的距离为

$$z_0 = h_0 - \frac{x_0}{3} = 550 - \frac{200}{3} = 483 (\text{mm})$$

梁中和轴处混凝土切应力 τ^f 按公式(7-50)计算,得

$$\tau^f = \frac{V_{\max}^f}{bz_0} = \frac{80000}{200 \times 483} = 0.83 (\text{N/mm}^2) > 0.6f_t^f = 0.6 \times 1.57 = 0.57 (\text{N/mm}^2)$$

不满足要求。即中和轴处的混凝土应力不能全部由混凝土承受,应由箍筋和混凝土共同承受。

已知箍筋面积 $A_{sv} = 157 \text{mm}^2$, 间距 $s = 160 \text{mm}$

$$\rho_s^f = \frac{V_{\min}^f}{V_{\max}^f} = \frac{20000}{80000} = 0.25$$

查表 2-15 得, $\Delta f_{yv}^f = 149 \text{N/mm}^2$

另有

$$\Delta V_{\max}^f = V_{\max}^f - V_{\min}^f = 80000 - 20000 = 60000 (\text{N/mm}^2)$$

$$\eta = \frac{\Delta V_{\max}^f}{V_{\max}^f} = \frac{60000}{80000} = 0.75$$

将以上数值代入公式(7-51)计算,得

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sv}^f &= \frac{(\Delta V_{\max}^f - 0.1\eta f_t^f b h_0) s}{A_{sv} z_0} \\ &= \frac{(60000 - 0.1 \times 0.75 \times 1.256 \times 200 \times 550) \times 160}{157 \times 483} \\ &= 105 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

由公式(7-49),即

$$\Delta\sigma_{sv}^f = 105 \text{N/mm}^2 < \Delta f_{yv}^f = 149 \text{N/mm}^2$$

满足要求。

第 8 章 钢筋混凝土柱牛腿设计与计算

8.1 柱牛腿的截面尺寸与纵向受力钢筋的计算

8.1.1 柱牛腿的截面尺寸计算

柱牛腿的截面尺寸计算见表 8-1。

表 8-1 柱牛腿的截面尺寸计算

序 号	项 目	内 容
1	竖向力作用下的柱牛腿截面尺寸计算	<p>对于 a 不大于 h_0 的柱牛腿(图 8-1), 其截面尺寸应符合下列要求: 当牛腿仅有 F_{vk} 竖向力作用时, 牛腿的裂缝控制应符合以下条件:</p> $F_{vk} \leq \beta \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (8-1)$ <p style="text-align: center;">或</p> $h_0 = \frac{0.5 F_{vk} + \sqrt{(0.5 F_{vk})^2 + 4 \beta a b F_{vk} f_{tk}}}{2 \beta f_{tk}} \quad (8-2)$ $h = h_0 + a_s \quad (8-3)$ <p>式中 F_{vk}——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力值 β——裂缝控制系数: 支承吊车梁的牛腿取 0.65; 其他牛腿取 0.80 a——竖向力作用点至下柱边缘的水平距离, 应考虑安装偏差 20mm; 当考虑安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时取等于 0 b——牛腿宽度; 一般与柱宽相同 h_0——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度, 取 $h_1 - a_s + c \tan \alpha$, 当 α 大于 45° 时, 取 45°, c 为下柱边缘到牛腿外边缘的水平长度 a_s——为牛腿纵向钢筋的重心至牛腿上边缘的距离 牛腿的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$, 且不应小于 200mm</p>
2	竖向力和水平拉力共同作用下的柱牛腿截面尺寸计算	<p>当柱牛腿同时有 F_{vk}、F_{hk}(图 8-1, $a \leq h_0$) 作用时, 牛腿的裂缝控制要求计算公式为</p> $F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (8-4)$ <p style="text-align: center;">或</p> $h_0 = \frac{0.5 F_{vk} + \sqrt{(0.5 F_{vk})^2 + 4 \beta a b F_{vk} f_{tk} \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right)}}{2 \beta f_{tk} \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right)} \quad (8-5)$ $h = h_0 + a_s$ <p>式中 F_{hk}——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的水平拉力值 其他公式中符号意义与公式(8-1)、公式(8-2)及公式(8-3)相同</p>

(续表 8-1)

序号	项目	内容
3	柱牛腿局部受压应力计算	<p>牛腿顶面的受压面上, 在竖向力 F_{vk} 作用下, 其局部受压应力计算公式为</p> $\sigma = \frac{F_{vk}}{A} \leq 0.75f_c \quad (8-6)$ <p>式中 A——局部受压面积, $A=ab$, 此处 a、b 分别为垫板的长和宽 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值</p> <p>当不满足公式(8-6)要求时, 可调整垫板尺寸, 或提高混凝土强度等级, 或在牛腿中设置钢筋网等 $0.75f_c$值见表 8-2</p>

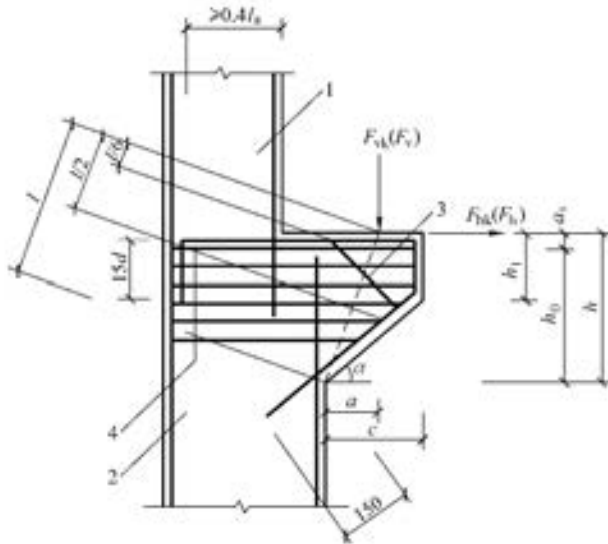


图 8-1 牛腿的外形及钢筋配置

1—上柱 2—下柱 3—弯起钢筋 4—水平箍筋

表 8-2 $0.75f_c$ 值计算表 (单位: N/mm^2)

序号	混凝土强度等级	f_c	$0.75f_c$	序号	混凝土强度等级	f_c	$0.75f_c$
1	C15	7.2	5.4	8	C50	23.1	17.325
2	C20	9.6	7.2	9	C55	25.3	18.975
3	C25	11.9	8.925	10	C60	27.5	20.625
4	C30	14.3	10.725	11	C65	29.7	22.275
5	C35	16.7	12.525	12	C70	31.8	23.85
6	C40	19.1	14.325	13	C75	33.8	25.35
7	C45	21.1	15.825	14	C80	35.9	26.925

8.1.2 柱牛腿的纵向受力钢筋计算

柱牛腿的纵向受力钢筋计算见表 8-3。

表 8-3 柱牛腿的纵向受力钢筋计算

序 号	项 目	内 容
1	竖向力作用柱牛腿纵向受力钢筋的计算	<p>在牛腿中, 承受竖向力作用所需的受拉钢筋截面面积(图 8-1), 应按下列公式计算</p> $A_s = \frac{F_v a}{0.85f_y h_0} \quad (8-7)$ <p>当 $a < 0.3h_0$ 时, 取 $a = 0.3h_0$</p> <p>式中 F_v——作用在牛腿顶部的竖向力设计值</p>
2	竖向力和水平拉力共同作用下柱牛腿纵向受力钢筋的计算	<p>在牛腿中, 承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚筋截面面积所组成的纵向受力钢筋的总截面面积, 按下列公式计算</p> $A_s \geq \frac{F_v a}{0.85f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (8-8)$ $= A_{s1} + A_{s2}$ <p>当 $a < 0.3h_0$ 时, 取 $a = 0.3h_0$</p> <p>式中 F_h——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值</p>
3	柱牛腿的水平箍筋与弯起钢筋的计算	<p>(1) 水平箍筋的计算</p> <p>如图 8-1 所示, 牛腿应设置水平箍筋, 在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积 A_{sh} 不应小于承受竖向力作用的受拉钢筋截面面积的 1/2, 计算公式为</p> $A_{sh} \geq \frac{F_v a}{1.7f_y h_0} \quad (8-9)$ <p>其他要求见表 8-4 序号 4</p> <p>(2) 弯起钢筋的计算</p> <p>如图 8-1 所示, 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时, 宜设置弯起钢筋, 其弯起钢筋截面面积 A_{sb} 不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2, 其计算公式为</p> $A_{sb} \geq \frac{F_v a}{1.7f_y h_0} \quad (8-10)$ <p>其他要求见表 8-4 序号 4</p>

8.2 柱牛腿钢筋配置要求及配筋图例

8.2.1 柱牛腿钢筋配置要求

柱牛腿钢筋配置要求见表 8-4。

表 8-4 柱牛腿钢筋配置要求

序号	项 目	内 容
1	钢筋的选用及锚固	<p>沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋,宜采用 HRB400 级或 HRB500 级热轧带肋钢筋。全部纵向受力钢筋及弯起钢筋宜沿牛腿外边缘向下伸入下柱内 150mm 后截断(图 8-1)</p> <p>纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱的锚固长度,当采用直线锚固时不应小于表 3-30 序号 1 之(1)条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a;当上柱尺寸不足时,钢筋的锚固应符合表 3-30 序号 4 之(1)条梁上部钢筋在框架中间层端节点中带 90°弯折的锚固规定。此时,锚固长度应从主柱内边算起</p> <p>当牛腿设于上柱柱顶时,宜将牛腿对边的柱外侧纵向受力钢筋沿柱顶水平弯入牛腿,作为牛腿纵向受拉钢筋使用。当牛腿顶面纵向受拉钢筋与牛腿对边的柱外侧纵向钢筋分开配置时,牛腿顶面纵向受拉钢筋应弯入柱外侧,并应符合表 3-30 序号 5 之(4)条有关钢筋搭接的规定</p>
2	配筋率	<p>承受竖向力所需的纵向受力钢筋的配筋率不应小于 0.20% 及 $0.45f_t/f_y$ (详见表 2-37),也不宜大于 0.60%,钢筋数量不宜少于 4 根直径 12mm 的钢筋</p>
3	锚筋焊接	<p>(1) 承受水平拉力的锚筋应焊在牛腿顶面外端的预埋件上,且不应少于 2 根,直径不应小于 12mm,如图 8-2 所示</p> <p>(2) 在地震组合的竖向力和水平拉力作用下,支承不等高厂房低跨屋面梁、屋架等屋盖结构的柱牛腿,除应按本书的有关规定进行计算和配筋外,尚应符合下列要求:</p> <p>1) 承受水平拉力的锚筋(图 8-2 中的 A_{22}):一级抗震等级不应少于 2 根直径为 16mm 的钢筋,二级抗震等级不应少于 2 根直径为 14mm 的钢筋,三、四级抗震等级不应少于 2 根直径为 12mm 的钢筋</p> <p>2) 牛腿中的纵向受拉钢筋和锚筋的锚固措施及锚固长度应符合本表序号 1 的有关规定,但其中的受拉钢筋锚固长度 l_a 应以 l_{aE} 代替</p> <p>3) 牛腿水平箍筋最小直径为 8mm,最大间距为 100mm</p> <p>(3) 铰接排架柱柱顶预埋件直锚筋除应符合本书有关的要求外,尚应符合下列规定:</p> <p>1) 一级抗震等级时,不应小于 4 根直径 16mm 的直锚钢筋</p> <p>2) 二级抗震等级时,不应小于 4 根直径 14mm 的直锚钢筋</p> <p>3) 有柱间支撑的柱子,柱顶预埋件应增设抗剪钢板</p>
4	水平箍筋与弯起钢筋设置	<p>牛腿应设置水平箍筋,箍筋直径宜为 6~12mm,间距宜为 100~150mm;在上部 $2h_0/3$ 范围内的箍筋总截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2</p> <p>当牛腿的剪跨比不小于 0.3 时,宜设置弯起钢筋。弯起钢筋宜采用 HRB400 级或 HRB500 级热轧带肋钢筋,并宜使其与集中荷载作用点到牛腿斜边下端点连线的交点位于牛腿上部 $l/6 \sim l/2$ 之间的范围内,l 为该连线的长度(图 8-1)。弯起钢筋截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2,且不宜少于 2 根直径 12mm 的钢筋。纵向受拉钢筋不得兼作弯起钢筋</p>

(续表 8-4)

序号	项 目	内 容
5	抗震等级 及有关要求	(1) 牛腿的抗震等级应与柱的抗震等级一致 (2) 牛腿的承载力抗震调整系数, 可采用 $\gamma_{RE} = 1.0$ (3) 考虑抗震要求的钢筋锚固长度可将本章图中的 l_a 改为 l_{aE} , l_{aE} 计算见公式(12-6)

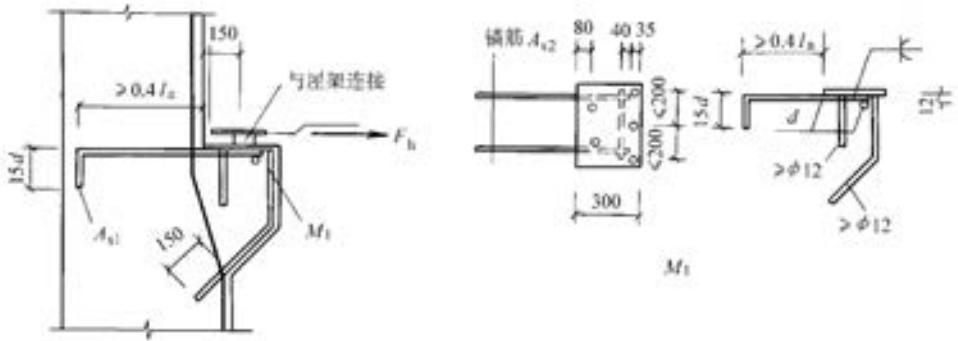


图 8-2 有水平拉力的牛腿锚筋

8.2.2 钢筋混凝土柱牛腿配筋图例

(1) 支承屋架、梁的牛腿配筋图例如图 8-3 所示。

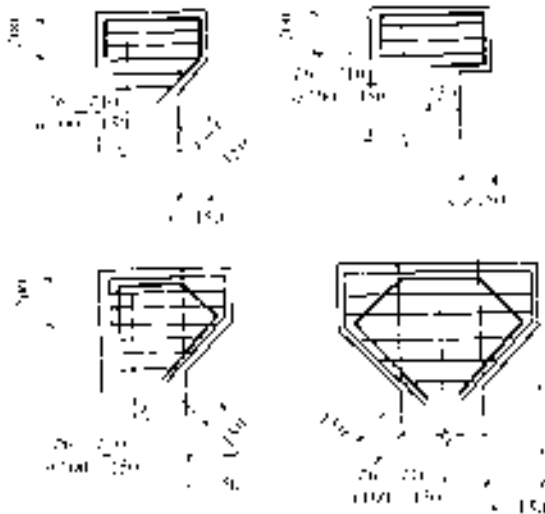


图 8-3 支承屋架、梁的牛腿配筋图例

(2) 牛腿配筋图例如图 8-4 所示。

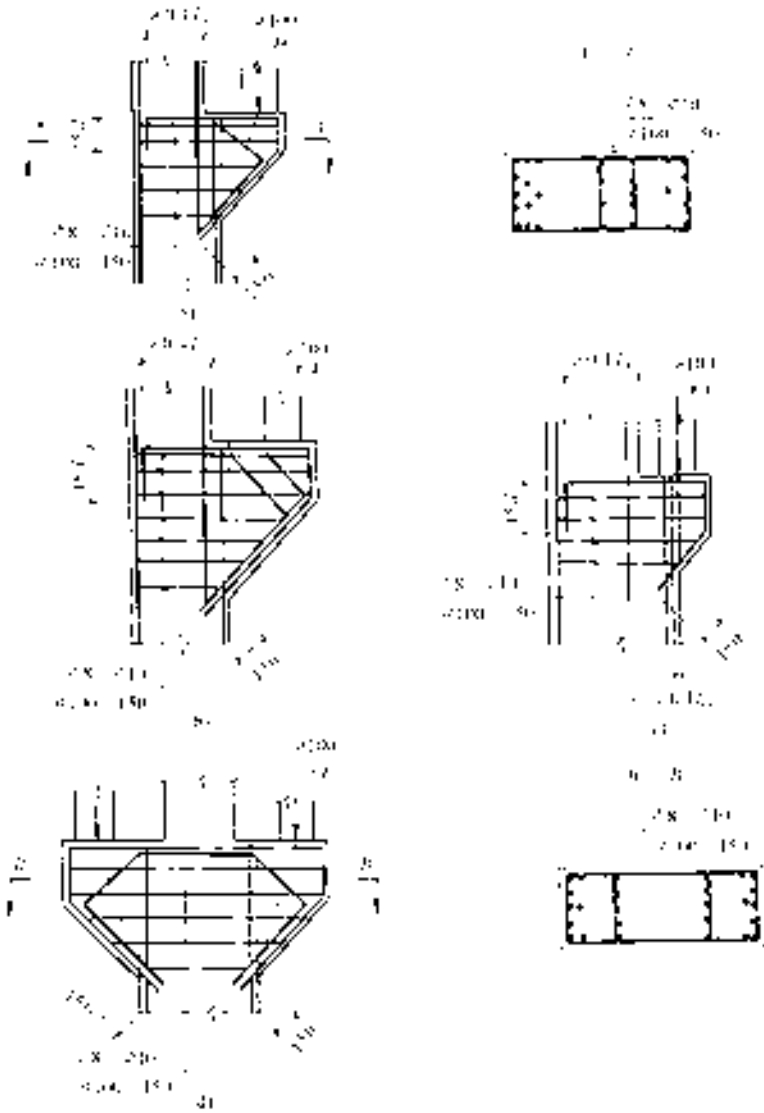


图 8-4 牛腿配筋图例

8.3 钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表

8.3.1 竖向力作用下柱牛腿承载力计算用表

柱牛腿承受竖向力所需的纵向受力钢筋的最大截面面积 $A_{s,max}$ 和最小的截面面积 $A_{s,min}$ 见表 8-5。

表 8-5 柱牛腿承受竖向力所需的最大、最小纵向受力钢筋的截面面积

$$[f_y = 300\text{N/mm}^2 (f_y = 360\text{N/mm}^2) \quad a_s = 40\text{mm}] \quad (\text{单位: mm}^2)$$

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C20	400	648 (648)	216 (216)	756 (756)	252 (252)	864 (864)	288 (288)	972 (972)	324 (324)	1080 (1080)	360 (360)	1296 (1296)	432 (432)
	500	828 (828)	276 (276)	966 (966)	322 (322)	1104 (1104)	368 (368)	1242 (1242)	414 (414)	1380 (1380)	460 (460)	1656 (1656)	552 (552)
	600	1008 (1008)	336 (336)	1176 (1176)	392 (392)	1344 (1344)	448 (448)	1512 (1512)	504 (504)	1680 (1680)	560 (560)	2016 (2016)	672 (672)
	700	1188 (1188)	396 (396)	1386 (1386)	462 (462)	1584 (1584)	528 (528)	1782 (1782)	594 (594)	1980 (1980)	660 (660)	2376 (2376)	792 (792)
	800	1368 (1368)	456 (456)	1596 (1596)	532 (532)	1824 (1824)	608 (608)	2052 (2052)	684 (684)	2280 (2280)	760 (760)	2736 (2736)	912 (912)
	900	1548 (1548)	516 (516)	1806 (1806)	602 (602)	2064 (2064)	688 (688)	2322 (2322)	774 (774)	2580 (2580)	860 (860)	3096 (3096)	1032 (1032)
	1000	1728 (1728)	576 (576)	2016 (2016)	672 (672)	2304 (2304)	768 (768)	2592 (2592)	864 (864)	2880 (2880)	960 (960)	3456 (3456)	1152 (1152)
	1100	1908 (1908)	636 (636)	2226 (2226)	742 (742)	2544 (2544)	848 (848)	2862 (2862)	954 (954)	3180 (3180)	1060 (1060)	3816 (3816)	1272 (1272)
	1200	2088 (2088)	696 (696)	2436 (2436)	812 (812)	2784 (2784)	928 (928)	3132 (3132)	1044 (1044)	3480 (3480)	1160 (1160)	4176 (4176)	1392 (1392)
	1300	2268 (2268)	756 (756)	2646 (2646)	882 (882)	3024 (3024)	1008 (1008)	3402 (3402)	1134 (1134)	3780 (3780)	1260 (1260)	4536 (4536)	1512 (1512)
	1400	2448 (2448)	816 (816)	2856 (2856)	952 (952)	3264 (3264)	1088 (1088)	3672 (3672)	1224 (1244)	4080 (4080)	1360 (1360)	4896 (4896)	1632 (1632)
1500	2628 (2628)	876 (876)	3066 (3066)	1022 (1022)	3504 (3504)	1168 (1168)	3942 (3942)	1314 (1314)	4380 (4380)	1460 (1460)	5256 (5256)	1752 (1752)	
C25	400	648 (648)	216 (216)	756 (756)	252 (252)	864 (864)	288 (288)	972 (972)	324 (324)	1080 (1080)	360 (360)	1296 (1296)	432 (432)
	500	828 (828)	276 (276)	966 (966)	322 (322)	1104 (1104)	368 (368)	1242 (1242)	414 (414)	1380 (1380)	460 (460)	1656 (1656)	552 (552)
	600	1008 (1008)	336 (336)	1176 (1176)	392 (392)	1344 (1344)	448 (448)	1512 (1512)	504 (504)	1680 (1680)	560 (560)	2016 (2016)	672 (672)
	700	1188 (1188)	396 (396)	1386 (1386)	462 (462)	1584 (1584)	528 (528)	1782 (1782)	594 (594)	1980 (1980)	660 (660)	2376 (2376)	792 (792)
	800	1368 (1368)	456 (456)	1596 (1596)	532 (532)	1824 (1824)	608 (608)	2052 (2052)	684 (684)	2280 (2280)	760 (760)	2736 (2736)	912 (912)

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C25	900	1548 (1548)	516 (516)	1806 (1806)	602 (602)	2064 (2064)	688 (688)	2322 (2322)	774 (774)	2580 (2580)	860 (860)	3096 (3096)	1032 (1032)
	1000	1728 (1728)	576 (576)	2016 (2016)	672 (672)	2304 (2304)	768 (768)	2592 (2592)	864 (864)	2880 (2880)	960 (960)	3456 (3456)	1152 (1152)
	1100	1908 (1908)	636 (636)	2226 (2226)	742 (742)	2544 (2544)	848 (848)	2862 (2862)	954 (954)	3180 (3180)	1060 (1060)	3816 (3816)	1272 (1272)
	1200	2088 (2088)	696 (696)	2436 (2436)	812 (812)	2784 (2784)	928 (928)	3132 (3132)	1044 (1044)	3480 (3480)	1160 (1160)	4176 (4176)	1392 (1392)
	1300	2268 (2268)	756 (756)	2646 (2646)	882 (882)	3024 (3024)	1008 (1008)	3402 (3402)	1134 (1134)	3780 (3780)	1260 (1260)	4536 (4536)	1512 (1512)
	1400	2448 (2448)	816 (816)	2856 (2856)	952 (952)	3264 (3264)	1088 (1088)	3672 (3672)	1224 (1224)	4080 (4080)	1360 (1360)	4896 (4896)	1632 (1632)
	1500	2628 (2628)	876 (876)	3066 (3066)	1022 (1022)	3504 (3504)	1168 (1168)	3942 (3942)	1314 (1314)	4380 (4380)	1460 (1460)	5256 (5256)	1752 (1752)
C30	400	648 (648)	231 (216)	756 (756)	270 (252)	864 (864)	308 (288)	972 (972)	347 (324)	1080 (1080)	385 (360)	1296 (1296)	462 (432)
	500	828 (828)	295 (276)	966 (966)	345 (322)	1104 (1104)	394 (368)	1242 (1242)	443 (414)	1380 (1380)	492 (460)	1656 (1656)	591 (552)
	600	1008 (1008)	360 (336)	1176 (1176)	419 (392)	1344 (1344)	479 (448)	1512 (1512)	539 (504)	1680 (1680)	599 (560)	2016 (2016)	719 (672)
	700	1188 (1188)	424 (396)	1386 (1386)	494 (462)	1584 (1584)	565 (528)	1782 (1782)	636 (594)	1980 (1980)	706 (660)	2376 (2376)	847 (792)
	800	1368 (1368)	488 (456)	1596 (1596)	569 (532)	1824 (1824)	651 (608)	2052 (2052)	732 (684)	2280 (2280)	813 (760)	2736 (2736)	976 (912)
	900	1548 (1548)	552 (516)	1806 (1806)	644 (602)	2064 (2064)	736 (688)	2322 (2322)	838 (774)	2580 (2580)	920 (860)	3096 (3096)	1104 (1032)
	1000	1728 (1728)	616 (576)	2016 (2016)	719 (672)	2304 (2304)	822 (768)	2592 (2592)	924 (864)	2880 (2880)	1027 (960)	3456 (3456)	1233 (1152)
	1100	1908 (1908)	681 (636)	2226 (2226)	794 (742)	2544 (2544)	907 (848)	2862 (2862)	1021 (954)	3180 (3180)	1134 (1060)	3816 (3816)	1361 (1272)
	1200	2088 (2088)	745 (696)	2436 (2436)	869 (812)	2784 (2784)	993 (928)	3132 (3132)	1117 (1044)	3480 (3480)	1241 (1160)	4176 (4176)	1489 (1392)
	1300	2268 (2268)	809 (756)	2646 (2646)	944 (882)	3024 (3024)	1079 (1008)	3402 (3402)	1213 (1134)	3780 (3780)	1348 (1260)	4536 (4536)	1618 (1512)
	1400	2448 (2448)	873 (816)	2856 (2856)	1019 (952)	3264 (3264)	1164 (1088)	3672 (3672)	1310 (1224)	4080 (4080)	1455 (1360)	4896 (4896)	1746 (1632)
1500	2628 (2628)	937 (876)	3066 (3066)	1094 (1022)	3504 (3504)	1250 (1168)	3942 (3942)	1406 (1314)	4380 (4380)	1562 (1460)	5256 (5256)	1875 (1752)	

8.3 钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表 433

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$
C35	400	648 (648)	255 (216)	756 (756)	297 (252)	864 (864)	340 (288)	972 (972)	382 (324)	1080 (1080)	452 (360)	1296 (1296)	510 (432)
	500	828 (828)	326 (276)	966 (966)	380 (322)	1104 (1104)	434 (368)	1242 (1242)	489 (414)	1380 (1380)	543 (460)	1656 (1656)	651 (552)
	600	1008 (1008)	396 (336)	1176 (1176)	463 (392)	1344 (1344)	529 (448)	1512 (1512)	595 (504)	1680 (1680)	661 (560)	2016 (2016)	793 (672)
	700	1188 (1188)	467 (396)	1386 (1386)	545 (462)	1584 (1584)	623 (528)	1782 (1782)	701 (594)	1980 (1980)	779 (660)	2376 (2376)	935 (792)
	800	1368 (1368)	538 (456)	1596 (1596)	628 (532)	1824 (1824)	717 (608)	2052 (2052)	807 (684)	2280 (2280)	897 (760)	2736 (2736)	1076 (912)
	900	1548 (1548)	609 (516)	1806 (1806)	710 (602)	2064 (2064)	812 (688)	2322 (2322)	913 (774)	2580 (2580)	1015 (860)	3096 (3096)	1218 (1032)
	1000	1728 (1728)	680 (576)	2016 (2016)	793 (672)	2304 (2304)	906 (768)	2592 (2592)	1020 (864)	2880 (2880)	1133 (960)	3456 (3456)	1359 (1152)
	1100	1908 (1908)	750 (636)	2226 (2226)	876 (742)	2544 (2544)	1001 (848)	2862 (2862)	1126 (954)	3180 (3180)	1251 (1060)	3816 (3816)	1501 (1272)
	1200	2088 (2088)	821 (696)	2436 (2436)	958 (812)	2784 (2784)	1095 (928)	3132 (3132)	1232 (1044)	3480 (3480)	1369 (1160)	4176 (4176)	1643 (1392)
	1300	2268 (2268)	892 (756)	2646 (2646)	1041 (882)	3024 (3024)	1189 (1008)	3402 (3402)	1338 (1134)	3780 (3780)	1487 (1260)	4536 (4536)	1784 (1512)
	1400	2448 (2448)	963 (816)	2856 (2856)	1123 (952)	3264 (3264)	1284 (1088)	3672 (3672)	1444 (1224)	4080 (4080)	1605 (1360)	4896 (4896)	1926 (1632)
1500	2628 (2628)	1034 (876)	3066 (3066)	1206 (1022)	3504 (3504)	1378 (1168)	3942 (3942)	1551 (1314)	4380 (4380)	1723 (1460)	5256 (5256)	2067 (1752)	
C40	400	648 (648)	276 (231)	756 (756)	323 (270)	864 (864)	369 (308)	972 (972)	415 (347)	1080 (1080)	461 (385)	1296 (1296)	553 (462)
	500	828 (828)	353 (295)	966 (966)	412 (345)	1104 (1104)	471 (394)	1242 (1242)	530 (443)	1380 (1380)	589 (492)	1656 (1656)	707 (591)
	600	1008 (1008)	430 (360)	1176 (1176)	502 (419)	1344 (1344)	573 (479)	1512 (1512)	645 (539)	1680 (1680)	717 (599)	2016 (2016)	860 (719)
	700	1188 (1188)	507 (424)	1386 (1386)	591 (494)	1584 (1584)	676 (565)	1782 (1782)	760 (636)	1980 (1980)	845 (706)	2376 (2376)	1014 (847)
	800	1368 (1368)	584 (488)	1596 (1596)	681 (569)	1824 (1824)	778 (651)	2052 (2052)	876 (732)	2280 (2280)	973 (813)	2736 (2736)	1167 (976)
	900	1548 (1548)	660 (552)	1806 (1806)	771 (644)	2064 (2064)	881 (736)	2322 (2322)	991 (828)	2580 (2580)	1101 (920)	3096 (3096)	1321 (1104)

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C40	1000	1728 (1728)	737 (616)	2016 (2016)	860 (719)	2304 (2304)	983 (822)	2592 (2592)	1106 (924)	2880 (2880)	1229 (1027)	3456 (3456)	1475 (1233)
	1100	1908 (1908)	814 (681)	2226 (2226)	950 (794)	2544 (2544)	1085 (907)	2862 (2862)	1221 (1021)	3180 (3180)	1357 (1134)	3816 (3816)	1628 (1361)
	1200	2088 (2088)	891 (745)	2436 (2436)	1039 (869)	2784 (2784)	1188 (993)	3132 (3132)	1336 (1117)	3480 (3480)	1485 (1241)	4176 (4176)	1782 (1489)
	1300	2268 (2268)	968 (809)	2646 (2646)	1129 (944)	3024 (3024)	1290 (1079)	3402 (3402)	1452 (1213)	3780 (3780)	1613 (1248)	4536 (4536)	1935 (1618)
	1400	2448 (2448)	1044 (873)	2856 (2856)	1219 (1019)	3264 (3264)	1393 (1164)	3672 (3672)	1567 (1310)	4080 (4080)	1741 (1455)	4896 (4896)	2089 (1746)
	1500	2628 (2628)	1121 (937)	3066 (3066)	1308 (1094)	3504 (3504)	1495 (1250)	3942 (3942)	1682 (1406)	4380 (4380)	1869 (1562)	5256 (5256)	2243 (1875)
C45	400	648 (648)	292 (243)	756 (756)	340 (284)	864 (864)	389 (324)	972 (972)	437 (364)	1080 (1080)	486 (405)	1296 (1296)	583 (486)
	500	828 (828)	373 (310)	966 (966)	435 (362)	1104 (1104)	497 (414)	1242 (1242)	559 (466)	1380 (1380)	621 (518)	1656 (1656)	745 (621)
	600	1008 (1008)	452 (378)	1176 (1176)	529 (441)	1344 (1344)	605 (504)	1512 (1512)	680 (567)	1680 (1680)	756 (630)	2016 (2016)	907 (756)
	700	1188 (1188)	535 (446)	1386 (1386)	624 (520)	1584 (1584)	713 (594)	1782 (1782)	802 (668)	1980 (1980)	891 (742)	2376 (2376)	1069 (891)
	800	1368 (1368)	616 (513)	1596 (1596)	718 (599)	1824 (1824)	821 (684)	2052 (2052)	923 (770)	2280 (2280)	1026 (855)	2736 (2736)	1231 (1026)
	900	1548 (1548)	697 (580)	1806 (1806)	813 (677)	2064 (2064)	929 (774)	2322 (2322)	1045 (871)	2580 (2580)	1161 (968)	3096 (3096)	1393 (1161)
	1000	1728 (1782)	778 (648)	2016 (2016)	907 (756)	2304 (2304)	1037 (864)	2592 (2592)	1166 (972)	2880 (2880)	1296 (1080)	3456 (3456)	1555 (1296)
	1100	1908 (1908)	859 (716)	2226 (2226)	1002 (835)	2544 (2544)	1145 (954)	2862 (2862)	1288 (1073)	3180 (3180)	1431 (1192)	3816 (3816)	1717 (1431)
	1200	2088 (2088)	940 (783)	2436 (2436)	1096 (914)	2784 (2784)	1253 (1044)	3132 (3132)	1409 (1174)	3480 (3480)	1566 (1305)	4176 (4176)	1879 (1566)
	1300	2268 (2268)	1021 (850)	2646 (2646)	1191 (992)	3024 (3024)	1361 (1134)	3402 (3402)	1531 (1276)	3780 (3780)	1701 (1418)	4536 (4536)	2041 (1701)
	1400	2448 (2448)	1102 (918)	2856 (2856)	1285 (1071)	3264 (3264)	1469 (1224)	3672 (3672)	1652 (1377)	4080 (4080)	1836 (1530)	4896 (4896)	2203 (1836)
1500	2628 (2628)	1183 (986)	3066 (3066)	1380 (1150)	3504 (3504)	1577 (1314)	3942 (3942)	1774 (1478)	4380 (4380)	1971 (1642)	5256 (5256)	2365 (1971)	

8.3 钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表 435

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 <i>h</i> /mm	柱牛腿宽 <i>b</i> /mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$
C50	400	648 (648)	307 (255)	756 (756)	358 (297)	864 (864)	409 (340)	972 (972)	460 (382)	1080 (1080)	511 (425)	1296 (1296)	613 (510)
	500	828 (828)	392 (326)	966 (966)	457 (380)	1104 (1104)	523 (434)	1242 (1242)	588 (489)	1380 (1380)	653 (543)	1656 (1656)	784 (651)
	600	1008 (1008)	477 (396)	1176 (1176)	557 (463)	1344 (1344)	636 (529)	1512 (1512)	716 (595)	1680 (1680)	795 (661)	2016 (2016)	954 (793)
	700	1188 (1188)	562 (467)	1386 (1386)	656 (545)	1584 (1584)	750 (623)	1782 (1782)	843 (701)	1980 (1980)	937 (779)	2376 (2376)	1125 (935)
	800	1368 (1368)	648 (538)	1596 (1596)	755 (628)	1824 (1824)	863 (717)	2052 (2052)	971 (807)	2280 (2280)	1079 (897)	2736 (2736)	1295 (1076)
	900	1548 (1548)	733 (609)	1806 (1806)	855 (710)	2064 (2064)	977 (812)	2322 (2322)	1099 (913)	2580 (2580)	1221 (1015)	3096 (3096)	1465 (1218)
	1000	1728 (1728)	818 (680)	2016 (2016)	954 (793)	2304 (2304)	1091 (906)	2592 (2592)	1227 (1020)	2880 (2880)	1363 (1133)	3456 (3456)	1636 (1359)
	1100	1908 (1908)	903 (750)	2226 (2226)	1054 (876)	2544 (2544)	1204 (1001)	2862 (2862)	1355 (1126)	3180 (3180)	1505 (1251)	3816 (3816)	1803 (1501)
	1200	2088 (2088)	988 (821)	2436 (2436)	1153 (958)	2784 (2784)	1318 (1095)	3132 (3132)	1482 (1232)	3480 (3480)	1647 (1369)	4176 (4176)	1977 (1634)
	1300	2268 (2268)	1074 (892)	2646 (2646)	1252 (1041)	3024 (3024)	1431 (1189)	3402 (3402)	1610 (1338)	3780 (3780)	1789 (1487)	4536 (4536)	2147 (1784)
	1400	2448 (2448)	1159 (963)	2856 (2856)	1352 (1123)	3264 (3264)	1545 (1284)	3672 (3672)	1738 (1444)	4080 (4080)	1931 (1605)	4896 (4896)	2317 (1926)
1500	2628 (2628)	1244 (1034)	3066 (3066)	1451 (1206)	3504 (3504)	1659 (1378)	3942 (3942)	1866 (1551)	4380 (4380)	2073 (1723)	5256 (5256)	2488 (2067)	
C55	400	648 (648)	318 (265)	756 (756)	370 (309)	864 (864)	423 (353)	972 (972)	476 (397)	1080 (1080)	529 (441)	1296 (1296)	635 (529)
	500	828 (828)	406 (338)	966 (966)	473 (394)	1104 (1104)	541 (451)	1242 (1242)	609 (507)	1380 (1380)	676 (564)	1656 (1656)	881 (676)
	600	1008 (1008)	494 (412)	1176 (1176)	576 (480)	1344 (1344)	659 (549)	1512 (1512)	741 (617)	1680 (1680)	823 (686)	2016 (2016)	988 (823)
	700	1188 (1188)	582 (485)	1386 (1386)	679 (566)	1584 (1584)	776 (647)	1782 (1782)	873 (728)	1980 (1980)	970 (808)	2376 (2376)	1164 (970)
	800	1368 (1368)	670 (559)	1596 (1596)	782 (652)	1824 (1824)	894 (745)	2052 (2052)	1005 (838)	2280 (2280)	1117 (931)	2736 (2736)	1341 (1117)
	900	1548 (1548)	759 (632)	1806 (1806)	885 (737)	2064 (2064)	1011 (843)	2322 (2322)	1138 (948)	2580 (2580)	1264 (1054)	3096 (3096)	1517 (1264)

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C55	1000	1728 (1728)	847 (706)	2016 (2016)	988 (823)	2304 (2304)	1129 (941)	2592 (2592)	1270 (1058)	2880 (2880)	1411 (1176)	3456 (3456)	1693 (1411)
	1100	1908 (1908)	935 (779)	2226 (2226)	1091 (909)	2544 (2544)	1247 (1039)	2862 (2862)	1402 (1169)	3180 (3180)	1558 (1298)	3816 (3816)	1870 (1558)
	1200	2088 (2088)	1023 (853)	2436 (2436)	1194 (995)	2784 (2784)	1364 (1137)	3132 (3132)	1535 (1279)	3480 (3480)	1705 (1421)	4176 (4176)	2046 (1705)
	1300	2268 (2268)	1111 (926)	2646 (2646)	1297 (1080)	3024 (3024)	1482 (1235)	3402 (3402)	1667 (1389)	3780 (3780)	1852 (1544)	4536 (4536)	2223 (1852)
	1400	2448 (2448)	1200 (1000)	2856 (2856)	1399 (1166)	3264 (3264)	1599 (1333)	3672 (3672)	1799 (1499)	4080 (4080)	1999 (1666)	4896 (4896)	2399 (1999)
	1500	2628 (2628)	1288 (1073)	3066 (3066)	1502 (1252)	3504 (3504)	1717 (1431)	3942 (3942)	1932 (1610)	4380 (4380)	2146 (1788)	5256 (5256)	2575 (2146)
C60	400	648 (648)	330 (275)	756 (756)	386 (321)	864 (864)	441 (367)	972 (972)	496 (413)	1080 (1080)	551 (459)	1296 (1296)	661 (551)
	500	828 (828)	422 (352)	966 (966)	493 (411)	1104 (1104)	563 (469)	1242 (1242)	633 (528)	1380 (1380)	704 (586)	1656 (1656)	845 (704)
	600	1008 (1008)	514 (428)	1176 (1176)	600 (500)	1344 (1344)	685 (571)	1512 (1512)	771 (643)	1680 (1680)	857 (714)	2016 (2016)	1028 (857)
	700	1188 (1188)	606 (505)	1386 (1386)	707 (589)	1584 (1584)	808 (673)	1782 (1782)	909 (757)	1980 (1980)	1010 (842)	2376 (2376)	1212 (1010)
	800	1368 (1368)	698 (581)	1596 (1596)	814 (678)	1824 (1824)	930 (775)	2052 (2052)	1047 (872)	2280 (2280)	1163 (969)	2736 (2736)	1395 (1163)
	900	1548 (1548)	789 (658)	1806 (1806)	921 (768)	2064 (2064)	1053 (877)	2322 (2322)	1184 (987)	2580 (2580)	1316 (1096)	3096 (3096)	1579 (1316)
	1000	1728 (1728)	881 (734)	2016 (2016)	1028 (857)	2304 (2304)	1175 (979)	2592 (2592)	1322 (1102)	2880 (2880)	1469 (1224)	3456 (3456)	1763 (1469)
	1100	1908 (1908)	973 (811)	2226 (2226)	1135 (946)	2544 (2544)	1297 (1081)	2862 (2862)	1460 (1216)	3180 (3180)	1622 (1352)	3816 (3816)	1946 (1622)
	1200	2088 (2088)	1065 (887)	2436 (2436)	1242 (1035)	2784 (2784)	1420 (1183)	3132 (3132)	1597 (1331)	3480 (3480)	1775 (1479)	4176 (4176)	2130 (1775)
	1300	2268 (2268)	1157 (964)	2646 (2646)	1349 (1125)	3024 (3024)	1542 (1285)	3402 (3402)	1735 (1446)	3780 (3780)	1928 (1606)	4536 (4536)	2313 (1928)
	1400	2448 (2448)	1248 (1040)	2856 (2856)	1547 (1214)	3264 (3264)	1665 (1387)	3672 (3672)	1873 (1561)	4080 (4080)	2081 (1734)	4896 (4896)	2497 (2081)
1500	2628 (2628)	1340 (1117)	3066 (3066)	1564 (1303)	3504 (3504)	1787 (1489)	3942 (3942)	2010 (1675)	4380 (4380)	2234 (1862)	5256 (5256)	2681 (2234)	

8.3 钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表 437

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$
C65	400	648 (648)	339 (282)	756 (756)	396 (329)	864 (864)	452 (376)	972 (972)	509 (423)	1080 (1080)	565 (470)	1296 (1296)	678 (564)
	500	828 (828)	433 (360)	966 (966)	506 (420)	1104 (1104)	578 (480)	1242 (1242)	650 (540)	1380 (1380)	722 (600)	1656 (1656)	867 (720)
	600	1008 (1008)	528 (438)	1176 (1176)	615 (512)	1344 (1344)	703 (585)	1512 (1512)	791 (658)	1680 (1680)	879 (731)	2016 (2016)	1055 (877)
	700	1188 (1188)	622 (517)	1386 (1386)	725 (603)	1584 (1584)	829 (689)	1782 (1782)	933 (775)	1980 (1980)	1036 (861)	2376 (2376)	1243 (1034)
	800	1368 (1368)	716 (595)	1596 (1596)	835 (694)	1824 (1824)	955 (793)	2052 (2052)	1074 (893)	2280 (2280)	1193 (992)	2736 (2736)	1432 (1190)
	900	1548 (1548)	810 (673)	1806 (1806)	945 (786)	2064 (2064)	1080 (898)	2322 (2322)	1215 (1010)	2580 (2580)	1350 (1122)	3096 (3096)	1620 (1347)
	1000	1728 (1728)	904 (752)	2016 (2016)	1055 (877)	2304 (2304)	1206 (1002)	2592 (2592)	1356 (1128)	2880 (2880)	1507 (1253)	3456 (3456)	1809 (1503)
	1100	1908 (1908)	999 (830)	2226 (2226)	1165 (968)	2544 (2544)	1331 (1107)	2862 (2862)	1498 (1245)	3180 (3180)	1664 (1383)	3816 (3816)	1997 (1660)
	1200	2088 (2088)	1093 (908)	2436 (2436)	1275 (1060)	2784 (2784)	1457 (1211)	3132 (3132)	1639 (1362)	3480 (3480)	1821 (1514)	4176 (4176)	2185 (1817)
	1300	2268 (2268)	1187 (987)	2646 (2646)	1385 (1151)	3024 (3024)	1583 (1315)	3402 (3402)	1780 (1480)	3780 (3780)	1978 (1644)	4536 (4536)	2374 (1973)
	1400	2448 (2448)	1281 (1065)	2856 (2856)	1495 (1242)	3264 (3264)	1708 (1420)	3672 (3672)	1922 (1597)	4080 (4080)	2135 (1775)	4896 (4896)	2562 (2130)
1500	2628 (2628)	1375 (1143)	3066 (3066)	1605 (1334)	3504 (3504)	1834 (1524)	3942 (3942)	2063 (1715)	4380 (4380)	2292 (1905)	5256 (5256)	2751 (2286)	
C70	400	648 (648)	347 (289)	756 (756)	404 (338)	864 (864)	462 (386)	972 (972)	520 (434)	1080 (1080)	578 (482)	1296 (1296)	693 (579)
	500	828 (828)	443 (370)	966 (966)	517 (431)	1104 (1104)	591 (493)	1242 (1242)	664 (555)	1380 (1380)	738 (616)	1656 (1656)	886 (740)
	600	1008 (1008)	539 (450)	1176 (1176)	629 (525)	1344 (1344)	719 (600)	1512 (1512)	809 (675)	1680 (1680)	899 (750)	2016 (2016)	1079 (900)
	700	1188 (1188)	636 (531)	1386 (1386)	742 (619)	1584 (1584)	847 (708)	1782 (1782)	953 (796)	1980 (1980)	1059 (884)	2376 (2376)	1271 (1061)
	800	1368 (1368)	732 (611)	1596 (1596)	854 (713)	1824 (1824)	976 (815)	2052 (2052)	1098 (917)	2280 (2280)	1220 (1018)	2736 (2736)	1464 (1222)
	900	1548 (1548)	828 (691)	1806 (1806)	966 (713)	2064 (2064)	1104 (922)	2322 (2322)	1242 (1037)	2580 (2580)	1380 (1152)	3096 (3096)	1656 (1383)

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C70	1000	1728 (1728)	924 (772)	2016 (2016)	1079 (900)	2304 (2304)	1233 (1029)	2592 (2592)	1387 (1158)	2880 (2880)	1541 (1286)	3456 (3456)	1849 (1544)
	1100	1908 (1908)	1021 (852)	2226 (2226)	1191 (994)	2544 (2544)	1361 (1136)	2862 (2862)	1531 (1278)	3180 (3180)	1701 (1420)	3816 (3816)	2042 (1704)
	1200	2088 (2088)	1117 (933)	2436 (2436)	1303 (1088)	2784 (2784)	1489 (1244)	3132 (3132)	1676 (1399)	3480 (3480)	1862 (1554)	4176 (4176)	2234 (1865)
	1300	2268 (2268)	1213 (1013)	2646 (2646)	1416 (1182)	3024 (3024)	1618 (1351)	3402 (3402)	1820 (1520)	3780 (3780)	2022 (1688)	4536 (4536)	2427 (2026)
	1400	2448 (2448)	1310 (1093)	2856 (2856)	1528 (1276)	3264 (3264)	1716 (1458)	3672 (3672)	1965 (1640)	4080 (4080)	2183 (1822)	4896 (4896)	2619 (2187)
	1500	2628 (2628)	1406 (1174)	3066 (3066)	1640 (1369)	3504 (3504)	1875 (1565)	3942 (3942)	2109 (1761)	4380 (4380)	2348 (1956)	5256 (5256)	2812 (2348)
C75	400	648 (648)	353 (294)	756 (756)	412 (343)	864 (864)	471 (392)	972 (972)	530 (441)	1080 (1080)	589 (490)	1296 (1296)	706 (588)
	500	828 (828)	451 (375)	966 (966)	526 (438)	1104 (1104)	602 (500)	1242 (1242)	677 (563)	1380 (1380)	752 (626)	1656 (1656)	903 (751)
	600	1008 (1008)	549 (457)	1176 (1176)	641 (533)	1344 (1344)	732 (609)	1512 (1512)	824 (685)	1680 (1680)	916 (762)	2016 (2016)	1099 (914)
	700	1188 (1188)	647 (539)	1386 (1386)	755 (628)	1584 (1584)	863 (718)	1782 (1782)	971 (808)	1980 (1980)	1079 (898)	2376 (2376)	1295 (1077)
	800	1368 (1368)	746 (620)	1596 (1596)	870 (724)	1824 (1824)	994 (827)	2052 (2052)	1118 (930)	2280 (2280)	1243 (1034)	2736 (2736)	1491 (1240)
	900	1548 (1548)	844 (702)	1806 (1806)	984 (819)	2064 (2064)	1125 (936)	2322 (2322)	1265 (1053)	2580 (2580)	1406 (1170)	3096 (3096)	1687 (1404)
	1000	1728 (1728)	942 (783)	2016 (2016)	1099 (914)	2304 (2304)	1256 (1044)	2592 (2592)	1413 (1175)	2880 (2880)	1570 (1306)	3456 (3456)	1884 (1567)
	1100	1908 (1908)	1040 (865)	2226 (2226)	1213 (1009)	2544 (2544)	1386 (1153)	2862 (2862)	1560 (1297)	3180 (3180)	1733 (1442)	3816 (3816)	2080 (1730)
	1200	2088 (2088)	1138 (947)	2436 (2436)	1328 (1104)	2784 (2784)	1517 (1262)	3132 (3132)	1707 (1420)	3480 (3480)	1897 (1578)	4176 (4176)	2276 (1893)
	1300	2268 (2268)	1236 (1028)	2646 (2646)	1442 (1200)	3024 (3024)	1648 (1371)	3402 (3402)	1854 (1542)	3780 (3780)	2060 (1714)	4536 (4536)	2472 (2056)
	1400	2448 (2448)	1334 (1110)	2856 (2856)	1557 (1295)	3264 (3264)	1779 (1480)	3672 (3672)	2001 (1665)	4080 (4080)	2224 (1850)	4896 (4896)	2668 (2220)
1500	2628 (2628)	1432 (1191)	3066 (3066)	1671 (1390)	3504 (3504)	1910 (1588)	3942 (3942)	2148 (1787)	4380 (4380)	2387 (1986)	5256 (5256)	2865 (2383)	

(续表 8-5)

混凝土 强度 等级	柱牛 腿高 h/mm	柱牛腿宽 b/mm											
		300		350		400		450		500		600	
		$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	$A_{s,\min}$
C80	400	648 (648)	360 (300)	756 (756)	420 (350)	864 (864)	480 (400)	972 (972)	539 (450)	1080 (1080)	599 (500)	1296 (1296)	719 (600)
	500	828 (828)	460 (384)	966 (966)	536 (448)	1104 (1104)	613 (512)	1242 (1242)	689 (575)	1380 (1380)	766 (639)	1656 (1656)	919 (767)
	600	1008 (1008)	559 (467)	1176 (1176)	653 (545)	1344 (1344)	746 (623)	1512 (1512)	839 (701)	1680 (1680)	932 (778)	2016 (2016)	1119 (934)
	700	1188 (1188)	659 (550)	1386 (1386)	769 (642)	1584 (1584)	879 (734)	1782 (1782)	989 (826)	1980 (1980)	1099 (917)	2376 (2376)	1319 (1101)
	800	1368 (1368)	759 (634)	1596 (1596)	886 (739)	1824 (1824)	1012 (845)	2052 (2052)	1139 (951)	2280 (2280)	1265 (1056)	2736 (2736)	1518 (1268)
	900	1548 (1548)	859 (717)	1806 (1806)	1002 (837)	2064 (2064)	1146 (956)	2322 (2322)	1289 (1076)	2580 (2580)	1432 (1195)	3096 (3096)	1718 (1434)
	1000	1728 (1728)	959 (801)	2016 (2016)	1119 (934)	2304 (2304)	1279 (1068)	2592 (2592)	1439 (1201)	2880 (2880)	1598 (1334)	3456 (3456)	1918 (1601)
	1100	1908 (1908)	1059 (884)	2226 (2226)	1235 (1031)	2544 (2544)	1412 (1179)	2862 (2862)	1588 (1326)	3180 (3180)	1765 (1473)	3816 (3816)	2118 (1768)
	1200	2088 (2088)	1159 (967)	2436 (2436)	1352 (1129)	2784 (2784)	1545 (1290)	3132 (3132)	1738 (1451)	3480 (3480)	1931 (1612)	4176 (4176)	2318 (1935)
	1300	2268 (2268)	1259 (1051)	2646 (2646)	1469 (1226)	3024 (3024)	1678 (1401)	3402 (3402)	1888 (1576)	3780 (3780)	2098 (1751)	4536 (4536)	2517 (2102)
	1400	2448 (2448)	1359 (1134)	2856 (2856)	1585 (1323)	3264 (3264)	1812 (1512)	3672 (3672)	2038 (1701)	4080 (4080)	2264 (1890)	4896 (4896)	2717 (2268)
1500	2628 (2628)	1459 (1218)	3066 (3066)	1702 (1421)	3504 (3504)	1945 (1624)	3942 (3942)	2188 (1826)	4380 (4380)	2431 (2029)	5256 (5256)	2917 (2435)	

注: 1. 表中是采用 HRB335 级钢筋 $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$ (表中不带括号数据) 和 HRB400 级钢筋 $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$ (表中带括号数据) 计算的。

2. 表中 b 为牛腿宽度, h 为牛腿高度, 牛腿的有效截面面积取 bh_0 , $h_0 = h - a_s$, 这里取 $a_s = 40\text{mm}$ 。

3. 表中 $A_{s,\max}$ 为牛腿承受竖向力的纵向受力钢筋的最大截面面积; $A_{s,\min}$ 为牛腿承受竖向力的纵向受力钢筋的最小截面面积。

8.3.2 水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力计算用表

水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力 F_h 的制表计算公式为

$$F_h = \frac{A_s f_y}{1.2} \quad (8-11)$$

式中 A_s ——水平拉力作用下柱牛腿锚筋截面面积 (mm^2)

f_y ——柱牛腿锚筋抗拉强度设计值

水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力 F_h 值见表 8-6。

表 8-6 水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力 F_h 值

钢筋级别	锚筋直径	2 根		3 根		4 根	
		A_s/mm^2	F_h/kN	A_s/mm^2	F_h/kN	A_s/mm^2	F_h/kN
HRB335 $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$	12	226	56.55	339	84.82	452	113.10
	14	308	76.97	462	115.45	616	153.94
	16	402	100.53	603	150.80	804	201.06
	18	509	127.23	763	190.85	1018	254.47
	20	628	157.08	942	235.62	1257	314.16
	22	760	190.07	1140	285.10	1521	380.13
	25	982	245.44	1473	368.16	1963	490.87
HRB400 $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$	12	226	67.86	339	101.79	452	135.72
	14	308	92.36	462	138.54	616	184.73
	16	402	120.64	603	180.96	804	241.27
	18	509	152.68	763	229.02	1018	305.36
	20	628	188.50	942	282.74	1257	376.99
	22	760	228.08	1140	342.12	1521	456.16
	25	982	294.52	1473	441.79	1963	589.05

第 9 章 钢筋混凝土结构预埋件计算与实例

9.1 预埋件计算与计算例题

9.1.1 预埋件计算

钢筋混凝土结构中的预埋件应按表 9-1 的要求计算。

表 9-1 预埋件计算

序号	项 目	内 容
1	由锚板和对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件计算	<p>由锚板和对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件，其锚筋的总截面面积 A_s，应按下列公式计算(图 9-1)：</p> <p>(1) 当有剪力、法向拉力和弯矩共同作用时，应按下列两个公式计算，并取其中的较大值：</p> $A_s \geq \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9-1)$ $A_s \geq \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9-2)$ <p>(2) 当有剪力、法向压力和弯矩共同作用时，应按下列两个公式计算，并取其中的较大值：</p> $A_s \geq \frac{V-0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{M-0.4Nz}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9-3)$ $A_s \geq \frac{M-0.4Nz}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9-4)$ <p>当 $M < 0.4Nz$ 时，取 $M-0.4Nz=0$</p> <p>上述公式中的系数 α_v、α_b，应按下列公式计算</p> $\alpha_v = (4.0-0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (9-5)$ <p>当 $\alpha_v > 0.7$ 时，取 $\alpha_v = 0.7$</p> $\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (9-6)$ <p>当采取措施防止锚板弯曲变形时，可取 $\alpha_b = 1$</p> <p>式中 f_y——锚筋的抗拉强度设计值，按表 2-12 采用，但不应大于 $300\text{N}/\text{mm}^2$</p> <p>V——剪力设计值</p> <p>N——法向拉力或法向压力设计值，法向压力设计值不应大于 $0.5f_c A$，此处，A 为锚板的面积</p> <p>M——弯矩设计值</p> <p>α_r——锚筋层数的影响系数；当锚筋按等间距布置时：两层取 1.0；三层取 0.9；四层取 0.85</p> <p>α_v——锚筋的受剪承载力系数</p> <p>d——锚筋直径</p> <p>α_b——锚板的弯曲变形折减系数</p> <p>t——锚板厚度</p> <p>z——沿剪力作用方向最外层锚筋中心线之间的距离</p>

(续表 9-1)

序号	项 目	内 容
2	由锚板和对称配置的弯折锚筋及直锚筋共同承受剪力的预埋件计算	<p>由锚板和对称配置的弯折锚筋及直锚筋共同承受剪力的预埋件,如图 9-2 所示,其弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应符合下列规定:</p> $A_{sb} \geq 1.4 \frac{V}{f_y} - 1.25\alpha_s A_s \quad (9-7)$ <p>式中系数 α_s 按公式(9-5)取用。当直锚筋按构造要求设置时,取 $A_s = 0$</p> <p>弯折锚筋与钢板之间的夹角不宜小于 15°,也不宜大于 45°</p>

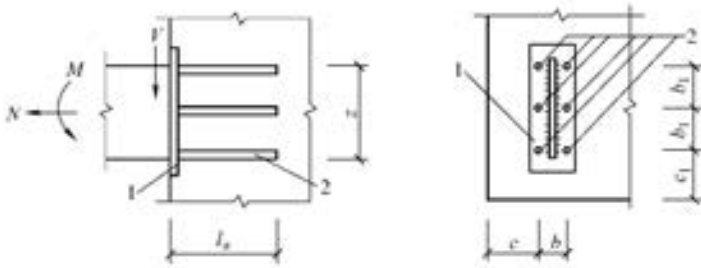


图 9-1 由锚板和直锚筋组成的预埋件
1—锚板 2—直锚筋

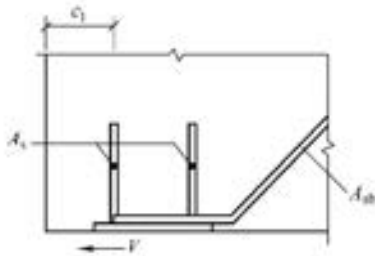


图 9-2 由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

9.1.2 计算例题

【例题 9-1】 已知承受拉力设计值 $N = 172.19\text{kN}$ 的直锚筋预埋件,构件的混凝土强度等级为 C25, 锚筋为 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 锚板采用 Q235 钢, 厚度 $t = 10\text{mm}$ 。求预埋件直锚筋的总截面面积及直径。

【解】 假设锚筋直径 $d = 14\text{mm}$, 由公式(9-6)计算, 得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \times \frac{10}{14} = 0.779$$

公式(9-2)中 $M = 0$, 得

$$A_s = \frac{N}{0.8\alpha_b f_y} = \frac{172190}{0.8 \times 0.779 \times 300} = 921 (\text{mm}^2)$$

选用锚筋 6 Φ 14, $A_s = 924\text{mm}^2 > 921\text{mm}^2$ 满足要求。

按混凝土强度等级 C25, 查表 9-6 得锚固长度 $l_a = 463\text{mm}$ 。

$$\text{又} \quad \frac{t}{d} = \frac{10}{14} = 0.7 > 0.6$$

锚板厚度 t 符合要求。

【例题 9-2】 已知承受剪力设计值 $V = 266.12\text{kN}$ 的直锚筋预埋件, 构件混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, 锚筋为 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 钢板采用 Q235 钢, 板的厚度 $t = 14\text{mm}$ 。求预埋件锚筋的总截面面积及直径。

【解】 设锚筋为三层, 则 $\alpha_r = 0.9$, 假设取锚筋直径为 $d = 20\text{mm}$, 由公式(9-5)计算, 得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 20) \times \left(\frac{14.3}{300}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.524 < 0.7$$

公式(9-1)中 $N = 0, M = 0$, 得

$$A_s = \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} = \frac{266120}{0.9 \times 0.524 \times 300} = 1881(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 6 Φ 20, $A_s = 1884\text{mm}^2 > 1881\text{mm}^2$, 分三层布置, 每层 2 Φ 20。

受剪锚筋的锚固长度为

$$l_a = 15d = 15 \times 20 = 300(\text{mm})$$

$$\text{又} \quad \frac{t}{d} = \frac{14}{20} = 0.7 > 0.6$$

满足要求。

【例题 9-3】 已知承受法向拉力设计值 $N = 178\text{kN}$, 剪力设计值 $V = 152.52\text{kN}$ 的焊有直锚筋的预埋件, 构件混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, 锚筋为 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 锚板采用 Q235 钢, 板的厚度 $t = 14\text{mm}$ 。求预埋件锚筋的总截面面积及直径。

【解】 假设锚筋采用四层, $\alpha_r = 0.85$, 假设锚筋直径为 $d = 18\text{mm}$, 由公式(9-6)计算, 得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} = 0.6 + 0.25 \times \frac{14}{18} = 0.794$$

由公式(9-5)计算, 得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 18) \times \left(\frac{14.3}{300}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.559 < 0.7$$

由公式(9-1)计算, 得

$$A_s = \frac{N}{0.8\alpha_b f_y} + \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} = \frac{178000}{0.8 \times 0.794 \times 300} + \frac{152520}{0.85 \times 0.559 \times 300} = 2004(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8 Φ 18, $A_s = 2036\text{mm}^2 > 2004\text{mm}^2$, 分四层布置, 每层 2 Φ 18。

$$\text{又} \quad \frac{t}{d} = \frac{14}{18} = 0.78 > 0.6$$

满足要求。

【例题 9-4】 已知焊有直锚筋的预埋件, 承受法向压力设计值 $N = 400\text{kN}$ 和剪力设计值 $V = 340\text{kN}$ 的共同作用, 锚筋分布情况如图 9-3 所示。锚板采用 Q235 钢, 预埋钢板厚 $t = 12\text{mm}$, 锚筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 锚筋之间的距离 $b_1 = 100\text{mm}$, $b = 120\text{mm}$, 边层锚筋中心到钢板边缘的距

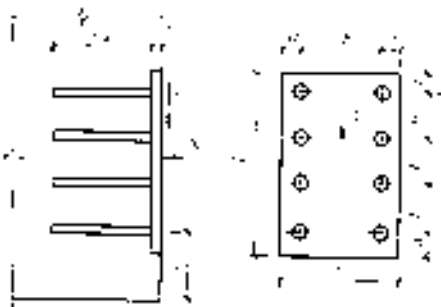


图 9-3 【例题 9-4】 示图

离 $a=35\text{mm}$ ，构件混凝土强度等级为 C25， $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ 。求预埋件锚筋的总截面面积及锚筋直径。

【解】

锚筋为四层， $\alpha_r = 0.85$

计算预埋锚板尺寸：

锚板宽度： $l = b + 2a = 120 + 2 \times 35 = 190(\text{mm})$

锚板长度： $l_1 = 3b_1 + 2a = 3 \times 100 + 2 \times 35 = 370(\text{mm})$

锚板面积： $A = ll_1 = 190 \times 370 = 70300(\text{mm}^2)$

由下列公式计算，得

$$0.5f_c A = 0.5 \times 11.9 \times 190 \times 370 = 418.29 \times 10^3(\text{N}) > 400 \times 10^3 \text{N}$$

符合要求。

假定锚筋直径 $d = 16\text{mm}$

由公式(9-5)计算，得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 16) \times \sqrt{\frac{11.9}{300}} = 0.542 < 0.7$$

由公式(9-3)计算，得

$$A_s = \frac{V - 0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} = \frac{340000 - 0.3 \times 400000}{0.85 \times 0.542 \times 300} = 1592(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8 根 $\Phi 16$ ， $A_s = 1608\text{mm}^2 > 1592\text{mm}^2$

又

$$\frac{t}{d} = \frac{12}{16} = 0.75 > 0.6$$

满足要求。

【例题 9-5】 已知承受偏心拉力 $N = 131\text{kN}$ 的直锚筋预埋件，如图 9-4 所示。作用拉力对锚筋截面重心的偏心距 $e_0 = 90\text{mm}$ ，锚筋采用 HRB335 级钢筋， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ，锚板采用 Q235 钢，钢板的厚度 $t = 10\text{mm}$ 。构件混凝土强度等级为 C25， $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ 。外层锚筋中心线之间的距离 $z = 270\text{mm}$ 。求预埋件锚筋的总截面面积及锚筋直径。

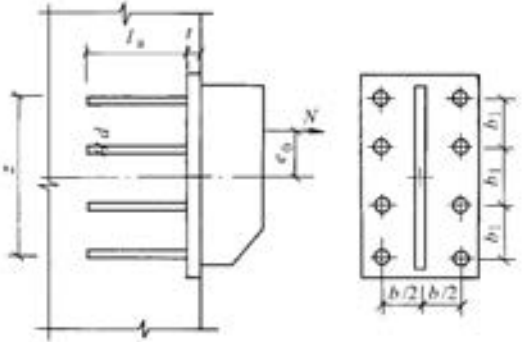


图 9-4 【例题 9-5】示图

【解】

锚筋为四层， $\alpha_r = 0.85$

假定锚筋直径为 $d = 14\text{mm}$

由偏心拉力产生的弯矩设计值为

$$M = N e_0 = 131000 \times 90 = 11.79 \times 10^6(\text{N} \cdot \text{mm})$$

由公式(9-6)计算，得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} = 0.6 + 0.25 \times \frac{10}{14} = 0.779$$

由式(9-2)计算，得

$$A_s = \frac{N}{0.8\alpha_r f_y} + \frac{M}{0.4\alpha_r \alpha_b f_y z} = \frac{131000}{0.8 \times 0.85 \times 300} + \frac{11790000}{0.4 \times 0.85 \times 0.779 \times 300 \times 270} = 1230(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8 根 $\Phi 14$ ， $A_s = 1231\text{mm}^2 > 1230\text{mm}^2$

$$\text{又} \quad \frac{t}{d} = \frac{10}{14} = 0.71 > 0.6$$

满足要求。

锚固长度 $l_a = 460\text{mm}$ 。

【例题 9-6】 已知焊有直锚筋的预埋件承受法向压力 $N = 458\text{kN}$ ，偏心距 $e_0 = 150\text{mm}$ 。锚板采用 Q235 钢，板的厚度选用 $t = 10\text{mm}$ ，锚筋采用 HRB335 级钢筋， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ，锚筋为四层，外层锚筋中心线之间的距离为 $z = 270\text{mm}$ 。构件混凝土强度等级为 C25， $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ 。求预埋件直锚筋的总截面面积及锚筋直径。

【解】 由偏心压力产生的弯矩为

$$M = N e_0 = 458000 \times 150 = 68.7 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

锚筋为四层， $\alpha_r = 0.85$ 。假定锚筋直径为 $d = 12\text{mm}$ ，由式(9-6)计算，得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} = 0.6 + 0.25 \times \frac{10}{12} = 0.808$$

由公式(9-4)计算，得

$$A_s = \frac{M - 0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z} = \frac{68700000 - 0.4 \times 458000 \times 270}{0.4 \times 0.85 \times 0.808 \times 300 \times 270} = 864 (\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8 根 $\Phi 12$ ， $A_s = 904\text{mm}^2 > 864\text{mm}^2$

$$\text{又} \quad \frac{t}{d} = \frac{10}{12} = 0.833 > 0.6$$

满足要求。

【例题 9-7】 如图 9-5 所示，作用于倒 T 形钢牛腿的剪力为 $V = 119\text{kN}$ ，荷载作用点到预埋件的锚板边的距离为 $a = 120\text{mm}$ ，锚板采用 Q235 钢，板的厚度 $t = 10\text{mm}$ ，三层锚筋，锚筋之间的距离为 $b_1 = 120\text{mm}$ ，锚筋为 HRB335 级钢筋， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ 。构件混凝土强度等级为 C30， $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$ 。求预埋件直锚筋的总截面面积及锚筋直径。

【解】 外层锚筋中心线之间的距离为 $z = 240\text{mm}$ 。锚筋为三层， $\alpha_r = 0.9$ 。假定锚筋直径为 $d = 14\text{mm}$ ，弯矩设计值为

$$M = V a = 119000 \times 120 = 14.28 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

由公式(9-5)计算，得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 14) \times \sqrt{\frac{14.3}{300}} = 0.629$$

由公式(9-6)计算，得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} = 0.6 + 0.25 \times \frac{10}{14} = 0.779$$

由公式(9-1)计算，得

$$A_s = \frac{V}{\alpha_r \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} = \frac{119000}{0.9 \times 0.629 \times 300} + \frac{14280000}{1.3 \times 0.9 \times 0.779 \times 300 \times 240} = 918 (\text{mm}^2)$$

由公式(9-4)计算，得

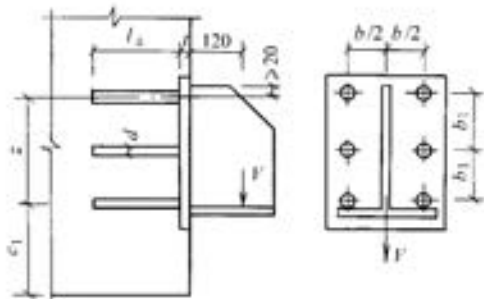


图 9-5 【例题 9-7】示图

$$A_s = \frac{M - 0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z} = \frac{14280000}{0.4 \times 0.9 \times 0.779 \times 300 \times 240} = 707 (\text{mm}^2)$$

比较计算结果, 选用 $A_s = 918 \text{mm}^2$

选用 6 Φ 14, $A_s = 923 \text{mm}^2 > 918 \text{mm}^2$

由 $\frac{t}{d} = \frac{10}{14} = 0.714 > 0.6$

均满足要求。

【例题 9-8】 如图 9-6 所示, 已知预埋件承受斜向偏心力 $N_\alpha = 178 \text{kN}$, 斜拉力作用点和预埋锚板之间的夹角 $\alpha = 45^\circ$, 对锚筋截面重心的偏心距 $e_0 = 50 \text{mm}$, 锚板厚 $t = 12 \text{mm}$, 锚筋为四层, 锚筋之间的距离为 $b_1 = 100 \text{mm}$, $b = 120 \text{mm}$, 锚板采用 Q235 钢, 预埋件直锚筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300 \text{N/mm}^2$ 。构件混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$ 。求预埋件直锚筋的总截面面积及锚筋直径。

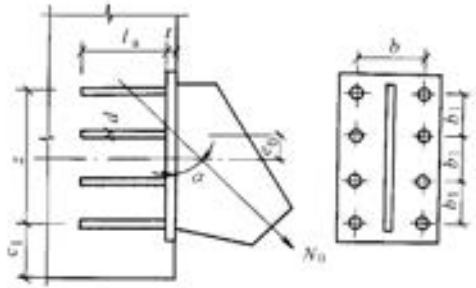


图 9-6 【例题 9-8】示图

【解】 锚筋为四层, $\alpha_r = 0.85$ 。外层锚筋中心线间的距离为 $z = 3b_1 = 3 \times 100 = 300 (\text{mm})$ 。假定锚筋直径为 $d = 16 \text{mm}$, 由公式(9-5)计算, 得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 16) \times \sqrt{\frac{14.3}{300}} = 0.594 < 0.7$$

由公式(9-6)计算, 得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} = 0.6 + 0.25 \times \frac{12}{16} = 0.788$$

由 $N_\alpha = 178 \text{kN}$, $\alpha = 45^\circ$, 计算 V 、 N 、 M 为

$$V = N_\alpha \cos \alpha = 178000 \times \cos 45^\circ = 125865 (\text{N})$$

$$N = N_\alpha \sin \alpha = 178000 \times \sin 45^\circ = 125865 (\text{N})$$

$$M = N e_0 = 125865 \times 50 = 6293250 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

由公式(9-1)计算, 得

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \\ &= \frac{125865}{0.85 \times 0.594 \times 300} + \frac{125865}{0.8 \times 0.788 \times 300} + \frac{6293250}{1.3 \times 0.85 \times 0.788 \times 300 \times 300} \\ &= 1577 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

由公式(9-2)计算, 得

$$A_s = \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} = \frac{125865}{0.8 \times 0.788 \times 300} + \frac{6293250}{0.4 \times 0.85 \times 0.788 \times 300 \times 300} = 927 (\text{mm}^2)$$

比较计算结果, 选用 $A_s = 1577 \text{mm}^2$

选用 8 Φ 16, $A_s = 1608 \text{mm}^2 > 1577 \text{mm}^2$

由 $\frac{t}{d} = \frac{12}{16} = 0.75 > 0.6$

均满足要求。

【例题 9-9】 如图 9-7 所示, 已知预埋件承受斜向偏心压力 $N_\alpha = 469 \text{kN}$, 斜向压力作用点对锚

筋截面重心的偏心距 $e_0 = 50\text{mm}$, 斜向压力与预埋件锚板平面间的夹角 $\alpha = 30^\circ$, 锚板采用 Q235 钢, 预埋锚板的厚度为 $t = 14\text{mm}$, 锚筋为四层, 直锚筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 锚筋之间的距离为 $b_1 = 100\text{mm}$, $b = 120\text{mm}$, 锚板尺寸为 $l \times l_1 = 190\text{mm} \times 370\text{mm}$ 。构件混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$ 。求预埋件直锚筋的总截面面积及锚筋直径。

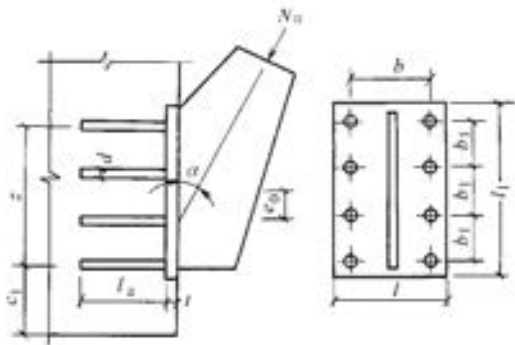


图 9-7 【例题 9-9】示图

【解】 锚筋为四层, $\alpha_r = 0.85$ 。外层锚筋中心线间的距离为 $z = 3b_1 = 3 \times 100 = 300(\text{mm})$ 。假定锚筋直径为 $d = 20\text{mm}$, 由公式 (9-5) 计算, 得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 20) \times \sqrt{\frac{14.3}{300}} = 0.524 < 0.7$$

由 $N_\alpha = 469000\text{N}$, $\alpha = 30^\circ$, 计算 N 、 V 、 M 为

$$V = N_\alpha \cos \alpha = 469000 \times \cos 30^\circ = 406166(\text{N})$$

$$N = N_\alpha \sin \alpha = 469000 \times \sin 30^\circ = 234500(\text{N})$$

$$M = N e_0 = 234500 \times 50 = 11725000(\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$0.4Nz = 0.4 \times 234500 \times 300 = 28140000(\text{N} \cdot \text{mm})$$

则 $M = 11725000\text{N} \cdot \text{mm} < 0.4Nz = 28140000(\text{N} \cdot \text{mm})$

故取 $M - 0.4Nz = 0$, 则只需按公式 (9-3) 计算。

又 $0.5f_c A = 0.5 \times 14.3 \times 190 \times 370 = 502645(\text{N}) > 234500\text{N}$

则 N 按实际取用。

由公式 (9-3) 计算, 得

$$A_s = \frac{V - 0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} = \frac{406166 - 0.3 \times 234500}{0.85 \times 0.524 \times 300} = 2513(\text{mm}^2)$$

选用 8 根 $\Phi 20$, $A_s = 2513\text{mm}^2$

由 $\frac{t}{d} = \frac{14}{20} = 0.7 > 0.6$

均满足要求。

【例题 9-10】 如图 9-8 所示, 由预埋钢板和对称于力作用线配置的弯折锚筋与直锚筋共同承受剪力的预埋件, 已知承受的剪力设计值为 $V = 240.6\text{kN}$, 直锚筋直径 $d = 14\text{mm}$, 为 4 根, $A_s = 615\text{mm}^2$, 弯折钢筋与预埋钢板面间夹角 $\alpha = 25^\circ$, 直锚筋间的距离为 $b = b_1 = 100\text{mm}$, 弯折锚筋之间的距离 $b_2 = 100\text{mm}$ 。构件混凝土强度等级为 C35, $f_c =$

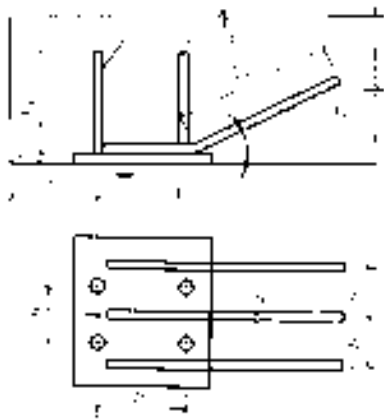


图 9-8 【例题 9-10】示图

16. $7\text{N}/\text{mm}^2$ 。锚板采用 Q235 钢, 锚板厚度为 $t=10\text{mm}$, 直锚筋与弯折锚筋均采用 HRB335 级钢筋, $f_y=300\text{N}/\text{mm}^2$ 。求弯折锚筋的总截面面积及锚筋直径。

【解】 由公式(9-5)计算, 得

$$\alpha_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = (4 - 0.08 \times 14) \times \sqrt{\frac{16.7}{300}} = 0.68$$

由公式(9-7)计算, 得

$$A_{sb} = 1.4 \frac{V}{f} - 1.25\alpha_v A_s = 1.4 \times \frac{240600}{300} - 1.25 \times 0.68 \times 615 = 600 (\text{mm}^2)$$

选用弯折锚筋为 3 根 16, $A_{sb} = 603\text{mm}^2 > 600\text{mm}^2$ 满足要求。

9.2 预埋件的构造规定

9.2.1 受力预埋件的锚板与锚筋

受力预埋件的锚板与锚筋见表 9-2。

表 9-2 受力预埋件的锚板与锚筋

序号	项 目	内 容
1	受力预埋件的锚板	受力预埋件的锚板宜采用 Q235、Q345 级钢, 锚板厚度应根据受力情况计算确定, 且不宜小于锚筋直径的 60%; 受拉和受弯预埋件的锚板厚度宜大于 $b/8$, b 为锚筋的间距
2	受力预埋件的锚筋	受力预埋件的锚筋应采用 HRB335 或 HPB300 钢筋, 不应采用冷加工钢筋
3	锚板与锚筋的焊接	直锚筋与锚板应采用 T 形焊接。当锚筋直径不大于 20mm 时宜采用压力埋弧焊; 当锚筋直径大于 20mm 时宜采用穿孔塞焊。当采用焊条电弧焊时, 焊缝高度不宜小于 6mm, 且对 $300\text{N}/\text{mm}^2$ 级钢筋不宜小于 $0.5d$, 对其他钢筋不宜小于 $0.6d$, d 为锚筋的直径

9.2.2 受力预埋件的锚筋间距与预制构件

受力预埋件的锚筋间距与预制构件见表 9-3。

表 9-3 受力预埋件的锚筋间距与预制构件

序号	项 目	内 容
1	受力预埋件的锚筋间距	<p>(1) 预埋件锚筋中心至锚板边缘的距离不应小于 $2d$ 和 20mm。预埋件的位置应使锚筋位于构件的外层主筋的内侧</p> <p>(2) 预埋件的受力直锚筋直径不宜小于 8mm, 且不宜大于 25mm。直锚筋数量不宜少于 4 根, 且不宜多于 4 排; 受剪预埋件的直锚筋可采用 2 根</p> <p>(3) 对受拉和受弯预埋件(图 9-1), 其锚筋的间距 b、b_1 和锚筋至构件边缘的距离 c、c_1, 均不应小于 $3d$ 和 45mm</p> <p>(4) 对受剪预埋件(图 9-1), 其锚筋的间距 b 及 b_1 不应大于 300mm, 且 b_1 不应小于 $6d$ 和 70mm; 锚筋至构件边缘的距离 c_1 不应小于 $6d$ 和 70mm, b、c 均不应小于 $3d$ 和 45mm</p> <p>(5) 受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于表 3-30 序号 1 之(1)条规定的受拉钢筋锚固长度; 当锚筋采用 HPB300 级钢筋时末端还应有弯钩。当无法满足锚固长度的要求时, 应采取其他有效的锚固措施。受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$, d 为锚筋的直径</p>

(续表 9-3)

序号	项 目	内 容
2	预制构件	<p>(1) 预制构件宜采用内埋式螺母、内埋式吊杆或预留吊装孔, 并采用配套的专用吊具实现吊装, 也可采用吊环吊装</p> <p>内埋式螺母或内埋式吊杆的设计与构造, 应满足起吊方便和吊装安全的要求。专用内埋式螺母或内埋式吊杆及配套的吊具, 应根据相应的产品标准和应用技术规定选用</p> <p>(2) 混凝土预制构件吊装设施的位置应能保证构件在吊装、运输过程中平稳受力。设置预埋件、吊环、吊装孔及各种内埋式预留吊具时, 应对构件在该处承受吊装荷载作用的效应进行承载力的验算, 并应采取相应的构造措施, 避免吊点处混凝土局部破坏</p>

9.3 预制构件吊环与计算用表

9.3.1 预制构件吊环材料选用与计算原则

吊环材料选用与计算原则见表 9-4。

表 9-4 吊环材料选用与计算原则

序号	项 目	内 容
1	材料选用及计算原则	<p>(1) 预制构件应尽可能采用绑扎吊装, 不设吊环, 以节省钢筋</p> <p>(2) 吊环应采用 HPB300 级钢筋或 Q235B 圆钢制作, 锚入混凝土的深度不应小于 $30d$ 并应焊接或绑扎在钢筋骨架上, d 为吊环钢筋的直径。在构件的自重标准值作用下, 每个吊环按 2 个截面计算。HPB300 钢筋, 吊环应力不应大于 $65\text{N}/\text{mm}^2$; 对 Q235 圆钢, 吊环应力不应大于 $50\text{N}/\text{mm}^2$。当在一个构件上设有 4 个吊环时, 应按 3 个吊环进行计算</p> <p>(3) 吊环应满足图 9-9 的构造要求, 埋入构件深度不应小于 $30d$ (d 为吊环直径), 并应焊接或绑扎在钢筋骨架上。对于图 9-9a、b 形式的吊环直径 d 不宜大于 12mm</p>
2	吊环选用	吊环选用参见表 9-5

9.3.2 吊环计算用表

吊环计算用表见表 9-5。

表 9-5 吊环计算用表 $65\text{N}/\text{mm}^2$ ($50\text{N}/\text{mm}^2$)

序号	吊环直径 /mm	吊环两个截面面积 /mm ²	每个吊环承受拉力 设计值/kN	两个吊环承受拉力 设计值/kN	四个吊环承受拉力 设计值/kN
1	8	101.0	6.56(5.05)	13.13(10.10)	19.70(15.15)
2	10	157.0	10.21(7.85)	20.41(15.70)	30.62(23.55)
3	12	226.2	14.70(11.31)	29.41(22.62)	44.11(33.93)
4	14	307.8	20.00(15.38)	40.01(30.77)	60.02(46.17)

注: 1. 本表吊环承受拉力按 $65\text{N}/\text{mm}^2$ ($50\text{N}/\text{mm}^2$) 计算。

2. 一个构件设有四个吊环时, 只考虑其中有三个发挥作用。

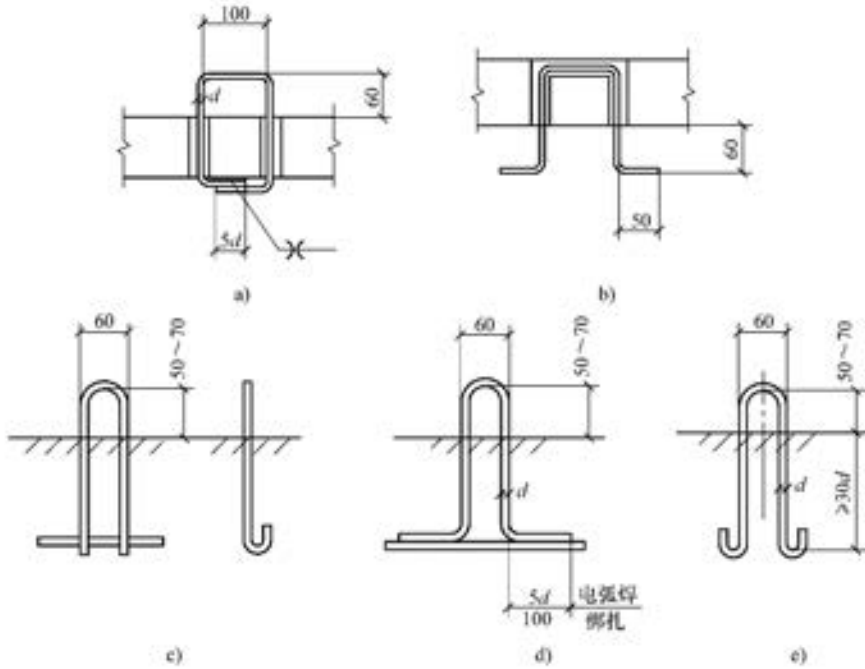


图 9-9 吊环形式

9.3.3 受拉锚筋最小锚固长度计算用表

受拉锚筋最小锚固长度 l_a 见表 9-6。

表 9-6 受拉锚筋最小锚固长度 l_a (单位: mm)

钢筋级别	锚筋直径	混凝土强度等级						
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
HPB300 级 $f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2$	8	314	272	242	220	202	192	183
	10	393	340	302	275	253	240	229
	12	471	408	363	330	303	288	274
	14	550	476	423	385	354	336	320
	16	628	544	483	440	404	384	366
	18	707	612	544	495	455	432	411
	20	785	680	604	550	505	480	457
	22	864	748	665	695	556	528	503
	25	982	850	755	688	632	600	571

(续表 9-6)

钢筋级别	锚筋直径	混凝土强度等级						
		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
HRB335 $f_y = 300\text{N/mm}^2$	8	305	265	235	214	196	187	178
	10	382	331	294	268	246	233	222
	12	458	397	352	321	295	280	267
	14	535	463	411	375	344	327	311
	16	611	529	470	428	393	373	356
	18	687	595	529	482	442	420	400
	20	764	661	587	535	491	467	444
	22	840	728	646	589	540	513	489
	25	955	827	734	669	614	583	556

注：对 HPB300 级热轧钢筋，锚固末端应做成 180° 标准弯钩。

第 10 章 钢筋混凝土叠合式受弯构件计算与实例

10.1 叠合式受弯构件简述

10.1.1 叠合式受弯构件的组成及类型

叠合式受弯构件的组成及类型见表 10-1。

表 10-1 叠合式受弯构件的组成及类型

序号	项 目	内 容
1	叠合构件	预制(既有)-现浇叠合式构件的特点是两阶段成形,两阶段受力。第一阶段可为预制构件,也可为既有结构;第二阶段则为后续配筋、浇筑而形成整体的叠合混凝土构件。叠合构件兼有预制装配和整体现浇的优点,也常用于既有结构的加固,对于水平的受弯构件(梁、板)及竖向的受压构件(柱、墙)均适用 叠合构件主要用于装配整体式结构,其原则也适用于对既有结构进行重新设计。基于上述原因及建筑产业化趋势,近年国内外叠合结构的发展很快,是一种有前途的结构形式
2	叠合式受弯构件的组成及类型	(1) 叠合构件是由预制构件(梁和板)部分和现浇混凝土部分组成,如图 10-1 所示 (2) 根据受力机理的差异和施工工艺的不同,叠合式受弯梁分为施工阶段有支撑的叠合式受弯梁和施工阶段无支撑的叠合式受弯梁两种类型

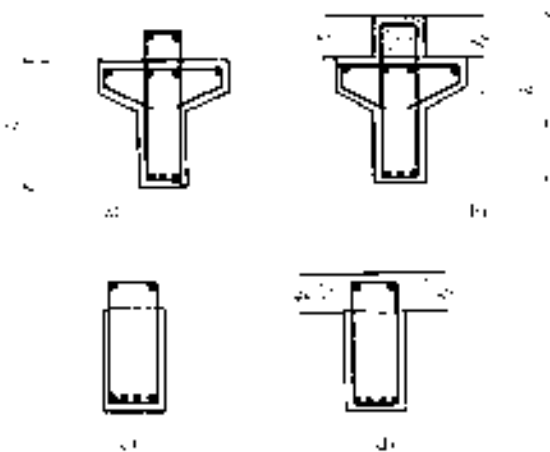


图 10-1 叠合构件

a)、c) 叠合前 b)、d) 叠合后

10.1.2 叠合式受弯构件的计算与构造规定

叠合式受弯构件的计算与构造规定见表 10-2。

表 10-2 叠合式受弯构件的计算与构造规定

序号	项 目	内 容
1	施工阶段有可靠支撑的叠合构件	当预制构件截面高度 h_1 与叠合构件截面高度 h 之比小于 $0.4(h_1/h < 0.4)$ 时, 应在施工阶段设置可靠支撑, 其计算可参照普通受弯构件的规定计算, 但其叠合构件斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力应按表 10-3 与表 10-4 的有关规定计算
2	施工阶段不加支撑的叠合构件	<p>对施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件(梁、板), 其内力应分别按下列两个阶段进行计算:</p> <p>(1) 第一阶段。计算预制构件, 此时是后浇的叠合层混凝土未达到强度设计值之前的阶段, 作用荷载由预制构件承担, 预制构件按简支构件计算。荷载包括预制构件自重、预制楼板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载</p> <p>(2) 第二阶段。计算叠合构件, 此时是叠合层混凝土达到强度设计值之后的阶段, 叠合构件按整体结构计算, 荷载考虑下列两种情况, 并取其较大值:</p> <p>1) 施工阶段考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、顶棚等自重以及本阶段的施工活荷载</p> <p>2) 使用阶段考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、顶棚等自重以及使用阶段的可变荷载</p>
3	构造规定	<p>(1) 混凝土叠合梁、板应符合下列规定:</p> <p>1) 叠合梁的叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm, 混凝土强度等级不宜低于 C30。预制梁的箍筋应全部伸入叠合层, 且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于 $10d$, d 为箍筋直径。预制梁的顶面应做成凹凸差不小于 6mm 的粗糙面</p> <p>2) 叠合板的叠合层混凝土厚度不应小于 40mm, 混凝土强度等级不宜低于 C25。预制板表面应做成凹凸差不小于 4mm 的粗糙面。承受较大荷载的叠合板以及预应力叠合板, 宜在预制底板上设置伸入叠合层的构造钢筋</p> <p>(2) 在既有结构的楼板、屋盖上浇筑混凝土叠合层的受弯构件, 应符合上述(1)条的规定, 并按表 1-8 的有关规定进行施工阶段和使用阶段计算</p>

10.2 施工阶段有可靠支撑的叠合式受弯构件计算

10.2.1 正截面承载力计算

正截面承载力计算见表 10-3。

表 10-3 正截面承载力计算

序号	项 目	内 容
1	计算方法	叠合式受弯构件可按一般受弯构件的规定和计算公式进行计算。计算截面取叠合梁截面, 但在正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力计算中, 混凝土强度等级取预制构件和叠合层中较低的强度等级, 且叠合梁的斜截面受剪承载力不低于预制构件的受剪承载力

(续表 10-3)

序号	项 目	内 容
2	叠合梁的弯矩设计值	<p>在施工阶段设有可靠支撑的叠合梁的正截面承载力计算,可不考虑底部预制构件单独承载,仅按一般受弯构件规定计算叠合梁的正截面承载力,叠合梁的弯矩设计值按下列规定采用:</p> $M = M_G + M_Q \quad (10-1)$ <p>式中 M——叠合梁计算截面的弯矩设计值 M_G——由恒荷载在计算截面产生的弯矩设计值 M_Q——由可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值</p> <p>在计算中,正弯矩区段的混凝土强度等级,按叠合层取用;负弯矩区段的混凝土强度等级,按计算截面受压区的实际情况取用</p>

10.2.2 斜截面及叠合面受剪承载力计算

斜截面及叠合面受剪承载力计算见表 10-4。

表 10-4 斜截面及叠合面受剪承载力计算

序号	项 目	内 容
1	计算原则	<p>在施工阶段设有可靠支撑的叠合梁,应分别计算预制构件和叠合构件的斜截面受剪承载力,并应计算叠合面的受剪承载力。叠合构件配置的单位长度箍筋面积 A_{sv}/s 应取本表序号 2 的三项计算结果的最大值</p>
2	计算方法	<p>(1) 预制构件斜截面受剪承载力计算</p> <p>预制构件斜截面受剪承载力应按一般钢筋混凝土梁的斜截面受剪承载力公式计算,其剪力设计值按下列规定采用:</p> $V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (10-2)$ <p>式中 V_1——预制构件计算截面的剪力设计值 V_{1G}——按简支构件计算的由预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重计算截面产生的剪力设计值 V_{1Q}——按简支构件计算的由施工活荷载在计算截面产生的剪力设计值</p> <p>(2) 叠合构件斜截面受剪承载力计算</p> <p>叠合构件斜截面受剪承载力应按一般钢筋混凝土梁的斜截面受剪承载力公式计算,但在计算时,混凝土强度等级应取预制构件和后浇叠合层混凝土强度等级中的较低者,剪力设计值按下列规定采用:</p> $V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (10-3)$ <p>式中 V——叠合构件计算截面的剪力设计值 V_{2G}——按整体结构计算的由面层、顶棚等自重计算截面产生的剪力设计值 V_{2Q}——按整体结构计算的可变荷载在计算截面产生的剪力设计值,取施工活荷载和使用阶段可变荷载在计算截面产生的剪力设计值中的较大值</p> <p>在计算中,叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_{cs} 应不低于预制构件的受剪承载力设计值 V_{cs1}, 这里:</p> $V_{cs} = 0.7f_tbh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (10-4)$ $V_{cs1} = 0.7f_{t1}bh_{01} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{01} \quad (10-5)$

(续表 10-4)

序号	项 目	内 容
2	计算方法	式中 f_{t1} ——预制构件混凝土的抗拉强度设计值 h_{01} ——预制构件截面有效高度 (3) 叠合面受剪承载力计算 1) 叠合式受弯构件底部预制构件与叠合层后浇混凝土层之间的叠合面, 在符合构造措施条件下, 其受剪承载力应符合下列规定:
		$V \leq 1.2f_t b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (10-6)$ 式中 V ——叠合构件计算截面的剪力设计值 f_t ——混凝土的抗拉强度设计值, 取叠合层和预制构件中的较低值 2) 对不配箍筋的叠合板, 当符合构造规定时, 其叠合面的受剪强度应符合下列要求:
		$\frac{V}{bh_0} \leq 0.4 \text{N/mm}^2 \quad (10-7)$

10.2.3 计算例题

【例题 10-1】 一简支钢筋混凝土矩形叠合梁, 梁宽 $b = 250\text{mm}$, 预制梁高 $h_1 = 240\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C35 ($f_t = 1.57\text{N/mm}^2$); 叠合层采用混凝土强度等级为 C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2, \alpha_1 = 1, \beta_c = 1, f_t = 1.27\text{N/mm}^2$), 叠合梁截面高 $h = 600\text{mm}$; 箍筋用 HPB300 级钢筋 ($f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$), 纵向受拉钢筋用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300\text{N/mm}^2$); 跨中弯矩设计值 $M = 222.7 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 支座剪力设计值 $V = 153.7 \times 10^3 \text{N}$, 施工阶段有可靠支撑。

【解】

(1) 叠合梁正截面受弯承载力计算, 求受弯纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。混凝土强度等级按较低的叠合层 C25 选用。

$$h_0 = 600 - 35 = 565 (\text{mm})$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{222.7 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 250 \times 565^2} = 0.234$$

查表 3-15, 得 $\gamma_s = 0.865$, 则

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{222.7 \times 10^6}{0.865 \times 300 \times 565} = 1519 (\text{mm}^2)$$

选用 4 根 22, $A_s = 1520\text{mm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{1520}{250 \times 600} = 1.0\% > \rho_{\min} = 0.2\%$$

满足要求。

(2) 叠合梁斜截面受剪承载力计算, 求受剪箍筋面积 A_{sv} 。混凝土强度等级按较低的叠合层 C25 选用。

验算截面尺寸:

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 11.9 \times 250 \times 565 = 420.219 \times 10^3 (\text{N}) > 153.7 \times 10^3 \text{N}$$

满足要求。

计算箍筋面积:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V - 0.7f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{153.7 \times 10^6 - 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 565}{270 \times 565} = 0.184 (\text{mm})$$

选双肢箍 2 Φ 6@250mm, Φ 6, $A_{sv1} = 28.3\text{mm}^2$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{2 \times 28.3}{250} = 0.226(\text{mm}) > 0.184\text{mm}$$

满足要求。

验算预制斜截面受剪承载力:

预制梁 $h_{01} = h_1 - 35 = 240 - 35 = 205(\text{mm})$

$$V_{cs} = 0.7f_tbh_{01} + \frac{f_{yv}A_{sv}h_{01}}{s}$$

$$= 0.7 \times 1.57 \times 250 \times 205 + 270 \times 0.184 \times 205 = 66.51 \times 10^3(\text{N}) < 153.7 \times 10^3\text{N}$$

叠合梁的受剪承载力大于预制梁的受剪承载力。

(3) 验算叠合面的受剪承载力。混凝土强度等级取 C25, 由公式(10-6)计算, 得

$$V = 1.2f_tbh_0 + 0.85f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0$$

$$= 1.2 \times 1.27 \times 250 \times 565 + 0.85 \times 270 \times 0.184 \times 565 = 239.12 \times 10^3(\text{N}) > 153.7 \times 10^3\text{N}$$

叠合面受剪承载力大于剪力设计值, 满足要求。

(4) 裂缝宽度、挠度验算。参见【例题 10-2】。

10.3 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件计算

10.3.1 叠合式受弯构件的正截面与斜截面的受弯承载力计算

叠合式受弯构件的正截面与斜截面的受弯承载力计算见表 10-5。

表 10-5 叠合式受弯构件的正截面与斜截面的受弯承载力计算

序号	项 目	内 容
1	受力阶段 与内力设计 值	(1) 第一阶段 (计算预制构件)。预制梁构件按简支梁计算, 如图 10-2 所示, 弯矩设计值 M_1 和剪力设计值 V_1 按下式计算:
		$M_1 = M_{1G} + M_{1Q}$ (10-8)
		$V_1 = V_{1G} + V_{1Q}$ (10-9)
		式中 M_{1G} 、 V_{1G} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重(q_{1G}) 在计算截面产生的弯矩设计值、剪力设计值
		M_{1Q} 、 V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载(q_{1Q}) 在计算截面产生的弯矩设计值、剪力设计值
		(2) 第二阶段 (计算叠合构件)。叠合层混凝土达到强度设计值, 计算叠合构件时, 按整体结构分析, 如图 10-2 所示, 按下列公式计算:
		对叠合构件的正弯矩区段
		$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q}$ (10-10)
		对叠合构件的负弯矩区段
		$M = M_{2G} + M_{2Q}$ (10-11)
叠合构件剪力		
$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q}$ (10-12)		
式中 M_{2G} 、 V_{2G} ——第二阶段面层和吊顶等自重(q_{2G}) 在计算截面产生的弯矩设计值、剪力设计值		
M_{2Q} 、 V_{2Q} ——第二阶段荷载效应组合中的活荷载(q_{2Q}) 在计算截面产生的弯矩设计值、剪力设计值中的较大值		

(续表 10-5)

序号	项 目	内 容
2	叠合构件承载力计算	<p>(1) 叠合构件承载力计算。叠合构件正截面受弯承载力,斜截面受剪承载力的计算,应按一般受弯构件的规定和计算公式进行。求出受弯纵向钢筋、受剪箍筋,其弯矩设计值按公式(10-10)、公式(10-11),剪力设计值按公式(10-12)取值</p> <p>在计算受弯承载力时,在正弯矩区段的混凝土强度等级,按叠合层取用;在负弯矩区段的混凝土强度等级,按计算截面受压区的实际情况取用</p> <p>在计算中,叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_{cs} 应取叠合层和预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算,且不低于预制构件的受剪承载力设计值</p> <p>(2) 预制构件承载力验算。预制构件正截面受弯承载力、斜截面受剪承载力的验算,应按一般受弯构件的规定和计算公式进行,验算受弯纵向钢筋、受剪箍筋。其弯矩设计值按公式(10-8),剪力设计值按公式(10-9)取值</p> <p>(3) 配筋。正弯矩区段(跨中截面)的配筋,应取预制构件与叠合构件计算结果的大值</p> <p>(4) 叠合面的受剪承载力计算。按公式(10-6)或公式(10-7)计算</p>
3	叠合构件钢筋应力验算	<p>钢筋混凝土叠合受弯构件在荷载准永久组合下,其纵向受拉钢筋的应力 σ_{sq} 应符合下列规定:</p> $\sigma_{sq} \leq 0.9f_y \quad (10-13)$ $\sigma_{sq} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2q} \quad (10-14)$ <p>在弯矩 M_{1Gk} 作用下,预制构件纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} 可按下列公式计算:</p> $\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} \quad (10-15)$ <p>式中 h_{01}——预制构件截面有效高度</p> <p>在荷载准永久组合相应的弯矩 M_{2q} 作用下,叠合构件纵向受拉钢筋中的应力增量 σ_{s2q} 可按下列公式计算:</p> $\sigma_{s2q} = \frac{0.5 \left(1 + \frac{h_1}{h} \right) M_{2q}}{0.87A_s h_0} \quad (10-16)$ <p>当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时,公式(10-16)中的 $0.5 \left(1 + \frac{h_1}{h} \right)$ 值应取等于 1.0,则公式(10-16)可表达为</p> $\sigma_{s2q} = \frac{M_{2q}}{0.87A_s h_0} \quad (10-17)$ <p>式中 h_0——叠合构件的截面有效高度</p> <p>M_{1Gk} 为预制构件自重、预制楼板自重和叠合层在计算截面产生的弯矩标准值; M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力设计值,可按下列公式计算:</p> <p>矩形单筋 $M_{1u} = \alpha_1 f_c b x_1 (h_{01} - 0.5x_1) \quad (10-18)$</p> <p>矩形双筋 $M_{1u} = \alpha_1 f_c b x_1 (h_{01} - 0.5x_1) + f_y A_s' (h_{01} - a_s') \quad (10-19)$</p> <p>T形 ($x \leq h_f'$) $M_{1u} = \alpha_1 f_c b_f' x_1 (h_{01} - 0.5x_1) \quad (10-20)$</p> <p>$M_{2q}$ 为第二阶段荷载按荷载准永久组合计算的弯矩值,表达式为</p> $M_{2q} = M_{2Gk} + M_{2qk} \quad (10-21)$ <p>式中 M_{2Gk}——面层、吊顶等自重产生的弯矩准永久值</p> <p>M_{2qk}——使用阶段可变荷载按准永久组合在计算截面产生的弯矩值</p>

(续表 10-5)

序号	项 目	内 容
4	裂缝宽度 验算	<p>(1) 预制构件的裂缝宽度验算。钢筋混凝土预制构件的最大裂缝宽度(按 mm 计)可按下列公式计算:</p> $w_{1,\max} = 1.9\psi_1 \frac{\sigma_{s1k}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \quad (10-22)$ <p>式中 ρ_{te1}——按预制构件的有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率, 计算公式为</p> $\rho_{te1} = \frac{A_s}{0.5bh_1} \quad (10-23)$ <p>d_{eq}——纵向受拉钢筋的等效直径(mm)</p> <p>σ_{s1k}——预制构件的纵向受拉钢筋应力, 计算公式为</p> $\sigma_{s1k} = \frac{M_{1k}}{0.87A_s h_{01}} \quad (10-24)$ <p>h_1——预制构件的高度</p> <p>h_{01}——预制构件的有效高度</p> <p>A_s——纵向受拉钢筋截面面积</p> <p>M_{1k}——第一阶段荷载按荷载标准组合计算的弯矩值, 表达式为</p> $M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk} \quad (10-25)$ <p>M_{1Gk}——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的弯矩标准值</p> <p>M_{1Qk}——第一阶段施工荷载在计算截面产生的弯矩标准值</p> <p>ψ_1——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数, 表达式为</p> $\psi_1 = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k}} \quad (10-26)$ <p>当 ψ_1 小于 0.2 时, 取 ψ_1 等于 0.2; 当 ψ_1 大于 1 时, 取 ψ_1 等于 1</p> <p>f_{tk1}——预制构件的混凝土抗拉强度标准值</p> <p>要求 $w_{1,\max} \leq w_{lim}$, 此处 w_{lim} 为允许最大裂缝宽度限值</p> <p>(2) 混凝土叠合构件应验算裂缝宽度, 按荷载准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响所计算的最大裂缝宽度 w_{\max}, 不应超过表 1-12 规定的最大裂缝宽度限值</p> <p>按荷载准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{\max} 可按下列公式计算:</p> <p>钢筋混凝土构件为</p> $w_{\max} = 2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2q})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \quad (10-27)$ $\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2q}} \quad (10-28)$ <p>式中 d_{eq}——受拉区纵向钢筋的等效直径, 按公式(3-123)的规定计算</p> <p>ρ_{te1}、ρ_{te}——按预制构件、叠合构件的有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率, 按公式(3-124)计算</p> <p>f_{tk1}——预制构件的混凝土抗拉强度标准值</p>

(续表 10-5)

序号	项 目	内 容
5	短期刚度、长期刚度及挠度计算	<p>(1) 荷载准永久组合或标准组合下叠合式受弯构件正弯矩区段内的短期刚度，钢筋混凝土叠合构件可按下列规定计算：</p> <p>1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 的计算公式为</p> $B_{s1} = \frac{E_s A_s h_{01}^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} \quad (10-29)$ <p>2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算：</p> $B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{45\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} \quad (10-30)$ <p>式中 α_E——钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量的比值：$\alpha_E = E_s / E_{c2}$</p> <p>(2) 叠合构件应按表 3-44 序号 1 的有关规定进行正常使用极限状态下的挠度验算。其中，叠合受弯构件按荷载准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响的钢筋混凝土构件刚度可按下列公式计算：</p> $B = \frac{M_q}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right) M_{1Gk} + \theta M_q} B_{s2} \quad (10-31)$ $M_k = M_{1Gk} + M_{2k} \quad (10-32)$ $M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2qk} \quad (10-33)$ <p>式中 M_k——叠合构件按荷载标准组合计算的弯矩值 M_q——叠合构件按荷载准永久组合计算的弯矩值 B_{s1}——预制构件的短期刚度，按本序号之(1)条取用 B_{s2}——叠合构件第二阶段的短期刚度，按本序号之(1)条取用</p> <p>(3) 挠度计算。钢筋混凝土受弯构件挠度值的计算公式为</p> $f = \alpha \frac{M_k l_0^2}{B} \quad (10-34)$ <p>式中 α——挠度系数，对均布荷载作用的简支梁，$\alpha = 5/48$</p>

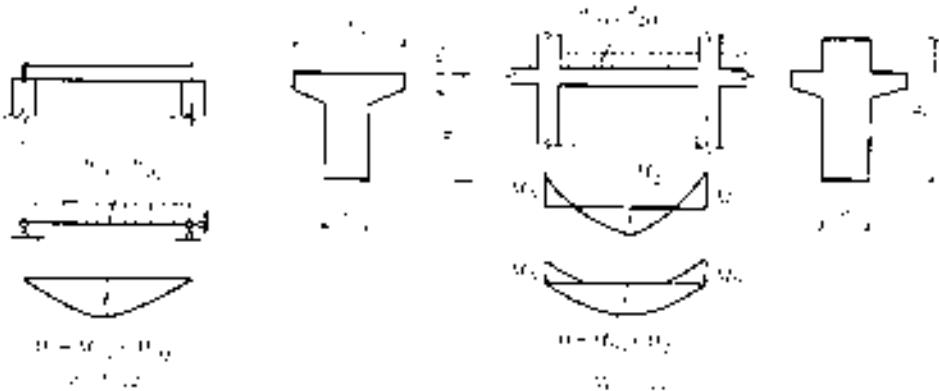


图 10-2 叠合构件受力阶段

10.3.2 计算例题

【例题 10-2】 已知一钢筋混凝土叠合梁如图 10-3 所示。梁宽 $b = 250\text{mm}$ ，预制梁高 $h_1 = 500\text{mm}$ ， $b'_f = 500\text{mm}$ ， $h'_f = 120\text{mm}$ ，计算跨度 $l_0 = 5800\text{mm}$ ，混凝土采用 C30 ($f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$)；叠合梁高 $h = 700\text{mm}$ ，叠合层混凝土采用 C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1$, $\beta_e = 1$)。受拉纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋 ($f_y = 300\text{N/mm}^2$)，箍筋采用 HPB300 钢筋 ($f_y = f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$)。施工阶段不加支撑。

第一阶段预制梁承受恒荷载（预制梁、板及叠合层自重）标准值 $q_{1Gk} = 12\text{kN/m}$ ，可变荷载（施工阶段）标准值 $q_{1Qk} = 14\text{kN/m}$ ；第二阶段恒荷载（面层、吊顶自重等新增加恒荷载）标准值 $q_{2Gk} = 10\text{kN/m}$ ，可变荷载（使用阶段）标准值 $q_{2Qk} = 22\text{kN/m}$ 。

叠合前预制构件的最大裂缝宽度限值 $w_{lim} = 0.2\text{mm}$ ，最大挠度计算值不超过 $l_0/300$ ；叠合后构件最大裂缝宽度限值 $w_{lim} = 0.3\text{mm}$ ，最大挠度计算值不超过 $l_0/200$ ；可变荷载准永久系数 $\psi_q = 0.4$ 。计算梁的配筋并做裂缝宽度和挠度验算。



图 10-3 【例题 10-2】叠合构件计算简图

【解】

(1) 内力计算

1) 第一阶段跨中弯矩和支座剪力

内力标准值为

$$M_{1Gk} = \frac{1}{8} q_{1Gk} l_0^2 = \frac{1}{8} \times 12 \times 5.8^2 = 50.5 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_{1Gk} = \frac{1}{2} q_{1Gk} l_0 = \frac{1}{2} \times 12 \times 5.8 = 34.8 (\text{kN})$$

$$M_{1Qk} = \frac{1}{8} q_{1Qk} l_0^2 = \frac{1}{8} \times 14 \times 5.8^2 = 58.9 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_{1Qk} = \frac{1}{2} q_{1Qk} l_0 = \frac{1}{2} \times 14 \times 5.8 = 40.6 (\text{kN})$$

内力设计值(恒荷载分项系数 1.2, 可变荷载分项系数 1.4)为

$$M_1 = 1.2M_{1Gk} + 1.4M_{1Qk} = 1.2 \times 50.5 + 1.4 \times 58.9 = 143.1 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_1 = 1.2V_{1Gk} + 1.4V_{1Qk} = 1.2 \times 34.8 + 1.4 \times 40.6 = 98.6 (\text{kN})$$

2) 第二阶段跨中弯矩和支座剪力

内力标准值

$$M_{2Gk} = \frac{1}{8} q_{2Gk} l_0^2 = \frac{1}{8} \times 10 \times 5.8^2 = 42.1 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_{2Gk} = \frac{1}{2}q_{2Gk}l_0 = \frac{1}{2} \times 10 \times 5.8 = 29 (\text{kN})$$

$$M_{2Qk} = \frac{1}{8}q_{2Qk}l_0^2 = \frac{1}{8} \times 22 \times 5.8^2 = 92.5 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_{2Qk} = \frac{1}{2}q_{2Qk}l_0 = \frac{1}{2} \times 22 \times 5.8 = 63.8 (\text{kN})$$

内力设计值为

$$M = 1.2M_{1Gk} + 1.2M_{2Gk} + 1.4M_{2Qk} = 1.2 \times 50.5 + 1.2 \times 42.1 + 1.4 \times 92.5 = 240.6 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V = 1.2V_{1Gk} + 1.2V_{2Gk} + 1.4V_{2Qk} = 1.2 \times 34.8 + 1.2 \times 29.0 + 1.4 \times 63.8 = 165.9 (\text{kN})$$

(2) 正截面受弯承载力计算

1) 第二阶段叠合梁正截面受弯承载力计算。 $M = 240.6 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，混凝土按叠合层 C25 取用。

$$h_0 = 700 - 40 = 660 (\text{mm})$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{240.6 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 250 \times 660^2} = 0.186$$

查表 3-15 计算，得

$$\gamma_s = 0.896 \quad \xi = 0.208$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{240.6 \times 10^6}{300 \times 0.896 \times 660} = 1356 (\text{mm}^2)$$

选 4 Φ 22

$$A_s = 1520 \text{mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} b h = 0.002 \times 250 \times 700 = 350 (\text{mm}^2) < A_s$$

$$\xi < \xi_b = 0.550$$

满足要求。

2) 第一阶段预制梁正截面受弯承载力验算

$M_1 = 143.1 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，混凝土强度等级 C30，T 形截面， $h_{01} = 500 - 40 = 460 (\text{mm})$ 。

$$\text{因 } \frac{\alpha_1 f_c b'_f h'_f}{f_y} = \frac{1 \times 14.3 \times 500 \times 120}{300} = 2860 (\text{mm}^2) > A_s$$

属于第一类 T 形截面，受弯承载力按宽度 $b'_f = 500$ 的矩形梁计算，则

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b'_f} = \frac{300 \times 1520}{1 \times 14.3 \times 500} = 63.8 (\text{mm}) < h'_f = 120 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} M_{1u} &= \alpha_1 f_c b'_f x (h_{01} - 0.5x) = 1 \times 14.3 \times 500 \times 63.8 \times (460 - 0.5 \times 63.8) \\ &= 195.29 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}) > M_1 = 143.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

按叠合梁配筋可以。

$$\xi = \frac{x}{h_{01}} = \frac{63.8}{460} = 0.139 < \xi_b = 0.550$$

满足要求。

(3) 斜截面受剪承载力计算

1) 第二阶段叠合梁斜截面受剪承载力计算。 $V = 165.9 \text{kN}$ ，取较低的叠合层混凝土强度等级 C25 计算。验算截面尺寸：

$$\frac{h_w}{b} = \frac{540}{250} = 2.16 < 4, \text{ 属于一般梁}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 11.9 \times 250 \times 660 = 490.88 (\text{kN}) > V = 165.9 \text{kN}$$

满足要求。

求箍筋用量：

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V - 0.7f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{165.9 \times 10^3 - 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 660}{270 \times 660} = 0.108 (\text{mm})$$

选双肢箍 2 Φ 8@200mm, 则

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{2 \times 50.3}{200} = 0.53 (\text{mm}) > 0.108 \text{mm}$$

2) 第一阶段预制梁斜截面受剪承载力验算。预制梁混凝土强度等级 C30, $h_{01} = 500 - 40 = 460 (\text{mm})$, 验算截面尺寸:

$$\frac{h_w}{b} = \frac{460 - 120}{250} = 1.36 < 4, \text{ 属于一般梁}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_{01} = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 250 \times 460 = 411.125 \times 10^3 (\text{N}) > 98.6 \times 10^3 \text{N}$$

满足要求。

验算受剪承载力(根据叠合梁计算出的 A_{sv}/s):

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.7f_t b h_{01} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{01} \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 460 + 270 \times 0.53 \times 460 \\ &= 180.941 \times 10^3 (\text{N}) > 98.6 \times 10^3 \text{N} \end{aligned}$$

满足要求。

3) 叠合面受剪承载力计算。 $V = 165.9 \text{ kN}$, 取叠合层混凝土 C25。由公式(10-6)计算, 得

$$\begin{aligned} V &= 1.2f_t b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{01} \\ &= 1.2 \times 1.27 \times 250 \times 660 + 0.85 \times 270 \times 0.53 \times 660 \\ &= 331.7 \times 10^3 (\text{N}) > 165.9 \times 10^3 \text{N} \end{aligned}$$

满足要求。

(4) 钢筋应力验算。第一阶段 $M_{1Gk} = 50.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 由公式(10-15)计算, 得

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} = \frac{50.5 \times 10^6}{0.87 \times 1520 \times 460} = 83 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

第二阶段。 $M_{2q} = M_{2Gk} + M_{2qk} = 42.1 + 0.4 \times 92.5 = 79.1 (\text{kN} \cdot \text{m})$

因 $M_{1Gk} = 50.5 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m} < 0.35M_{1u} = 0.35 \times 195.29 \times 10^6 = 68.35 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$, 则由公式(10-17)计算, 得

$$\sigma_{s2q} = \frac{M_{2q}}{0.87A_s h_0} = \frac{79.1 \times 10^6}{0.87 \times 1520 \times 660} = 90.6 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

由公式(10-14)计算, 得

$$\sigma_{sq} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2q} = 83 + 90.6 = 173.6 (\text{N}/\text{mm}^2) < 0.9f_y = 0.9 \times 300 = 270 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

满足要求。

(5) 最大裂缝宽度验算

1) 预制梁最大裂缝宽度验算。混凝土强度等级 C30($f_{tk} = 2.01 \text{ N}/\text{mm}^2$), HRB335 级钢筋, 弹性模量 $E_s = 200 \times 10^3 \text{ N}/\text{mm}^2$, 混凝土保护层 $c = 25 \text{ mm}$, $d = 22 \text{ mm}$ 。

$$M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk} = 50.5 \times 10^6 + 58.9 \times 10^6 = 109.4 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

由公式(10-23)计算, 得

$$\rho_{te1} = \frac{A_s}{0.5bh_1} = \frac{1520}{0.5 \times 250 \times 500} = 0.024$$

由公式(10-24)计算,得

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1k}}{0.87A_s h_{01}} = \frac{109.4 \times 10^6}{0.87 \times 460 \times 1520} = 179.8 (\text{N/mm}^2)$$

由公式(10-26)计算,得

$$\psi_1 = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.024 \times 179.8} = 0.797$$

由公式(10-22)计算,得

$$\begin{aligned} w_{1,\max} &= 1.9\psi_1 \frac{\sigma_{s1k}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \\ &= 1.9 \times 0.797 \times \frac{179.8}{200 \times 10^3} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{22}{0.024} \right) \\ &= 0.164 (\text{mm}) < w_{\lim} = 0.2 \text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

2) 叠合梁最大裂缝宽度验算。混凝土强度等级 C30, $c = 25\text{mm}$, HRB335 级钢筋, 弹性模量 $E_s = 200 \times 10^3 \text{N/mm}^2$, $d = 22\text{mm}$ 。

应用公式(10-23)计算,得

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1520}{0.5 \times 250 \times 700} = 0.0174$$

$$\sigma_{s1k} = 83 \text{N/mm}^2, \sigma_{s2q} = 90.6 \text{N/mm}^2, \rho_{te1} = 0.024$$

由公式(10-28)计算,得

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2q}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.024 \times 83 + 0.0174 \times 90.6} = 0.734$$

由公式(10-27)计算,得

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2q})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \\ &= 2 \times \frac{0.734 \times (83 + 90.6)}{200 \times 10^3} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{22}{0.024} \right) \\ &= 0.154 (\text{mm}) < w_{\lim} = 0.3 \text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

(6) 挠度验算

1) 预制梁挠度验算。混凝土强度等级 C30, $E_c = 30 \times 10^3 \text{N/mm}^2$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200 \times 10^3}{30 \times 10^3} = 6.667$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_{01}} = \frac{1520}{250 \times 460} = 0.0132$$

$$\psi_1 = 0.797 \quad M_{1k} = 109.4 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\gamma_f' = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = \frac{(500 - 250) \times 120}{250 \times 460} = 0.261$$

由公式(10-29)计算预制梁的短期刚度,得

$$B_{s1} = \frac{E_s A_s h_{01}^2}{1.15\psi_1 + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}}$$

$$= \frac{200 \times 10^3 \times 1520 \times 460^2}{1.15 \times 0.797 + 0.2 + \frac{6 \times 6.667 \times 0.0132}{1 + 3.5 \times 0.261}} = 4.619 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm})$$

由公式(10-34)计算简支梁挠度为

$$\alpha = \frac{5}{48}$$

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{M_{1k} l_0^2}{B_{s1}} = \frac{5 \times 109.4 \times 10^6 \times 5800^2}{48 \times 4.619 \times 10^{13}} = 8.3 (\text{mm}) < \frac{l_0}{300} = \frac{5800}{300} = 19.3 (\text{mm})$$

满足要求。

2) 叠合梁挠度计算。混凝土强度等级 C25, $E_c = 28 \times 10^3 \text{N/mm}^2$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200 \times 10^3}{28 \times 10^3} = 7.14$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1520}{250 \times 660} = 0.00921$$

预制梁的短期刚度 $B_{s1} = 4.619 \times 10^{13} \text{N} \cdot \text{mm}$, 叠合梁 $\gamma'_f = 0$, 叠合梁第二阶段的短期刚度由公式(10-30)计算, 得

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma'_f}}$$

$$= \frac{200 \times 10^3 \times 1520 \times 660^2}{0.7 + 0.6 \times \frac{500}{700} + \frac{4.5 \times 7.14 \times 0.00921}{1 + 0}} = 9.296 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm})$$

叠合梁在荷载的长期效应组合下的弯矩值为

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} = (50.5 + 42.1 + 0.4 \times 92.5) \times 10^6 = 129.6 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

因 $\rho' = 0$, $\theta = 2.0$

叠合梁的长期刚度由公式(10-31)计算, 得

$$B = \frac{M_q}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1Gk} + \theta M_q} B_{s2}$$

$$= \frac{129.6 \times 10^6 \times 9.296 \times 10^{13}}{\left(\frac{9.296 \times 10^{13}}{4.619 \times 10^{13}} - 1 \right) \times 50.5 \times 10^6 + 2 \times 129.6 \times 10^6}$$

$$= 3.882 \times 10^{13} (\text{N} \cdot \text{mm})$$

跨中最大挠度为

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{M_q l_0^2}{B} = \frac{5 \times 129.6 \times 10^6 \times 5800^2}{48 \times 3.882 \times 10^{13}} = 12 (\text{mm}) < \frac{l_0}{200} = \frac{5800}{200} = 29 (\text{mm})$$

满足要求。

第 11 章 钢筋混凝土剪力墙结构计算与实例

11.1 钢筋混凝土剪力墙体系

11.1.1 剪力墙体系介绍

剪力墙体系介绍见表 11-1。

表 11-1 剪力墙体系介绍

序号	项 目	内 容
1	一般说明	近年来,随着我国高层建筑的兴建与发展,用钢筋混凝土材料做墙体结构的建筑越来越多,这种墙体结构既能承受垂直荷载又能承受水平荷载,这种墙体结构通常称为剪力墙(或称为剪力墙体系) 钢筋混凝土剪力墙具有强度高、施工快、经济合理等优点,所以在高层建筑结构中被广泛应用
2	分类	剪力墙体系可分为框架-剪力墙结构体系和剪力墙结构体系两种 剪力墙有内、外墙现浇式和内、外墙装配式。在我国北方外墙有保温要求,多采用预制装配式整体保温墙板,内墙为现浇式墙体

11.1.2 按剪力墙设计的条件及对剪力墙的要求

按剪力墙设计的条件及对剪力墙的要求见表 11-2。

表 11-2 按剪力墙设计的条件及对剪力墙的要求

序号	项 目	内 容
1	按剪力墙设计的条件	当墙的长度大于其厚度的 4 倍时宜按钢筋混凝土剪力墙要求进行设计,否则宜按钢筋混凝土柱的要求进行设计。剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C20,详见表 11-3
2	剪力墙的最小厚度	钢筋混凝土剪力墙的厚度不宜小于 140mm;对剪力墙结构,墙的厚度尚不宜小于楼层高度的 1/25;对框架-剪力墙结构,墙的厚度尚不宜小于楼层高度的 1/20 当采用预制楼板时,墙的厚度尚需考虑预制板在墙上的搁置长度以及墙内竖向钢筋贯通的要求
3	钢筋的配置	钢筋混凝土剪力墙水平及竖向分布钢筋的直径不应小于 8mm,间距不应大于 300mm;厚度大于 160mm 的剪力墙应配置双排分布钢筋网;厚度不大于 160mm 的剪力墙宜在其重要部位配置双排分布钢筋网 双排分布钢筋网应沿墙的两个侧面布置,且应采用拉筋联系;拉筋直径不宜小于 6mm,间距不宜大于 600mm;对重要部位的剪力墙宜适当增加拉筋的数量

表 11-3 剪力墙的混凝土强度等级

序号	总层数	层 次			
		1~7	8~15	16~23	24 以上
1	≤10	C20~C30	C30	—	—
2	20	C30~C40	C25~C30	C25	—
3	30	C40~C45	C30~C35	C25~C30	C25
4	40	C45~C50	C35~C40	C30~C35	C25~C30

11.2 框架-剪力墙与剪力墙结构体系

11.2.1 框架-剪力墙结构体系

框架-剪力墙结构体系见表 11-4。

表 11-4 框架-剪力墙结构体系

序号	项 目	内 容
1	框架-剪力墙承受的荷载	因为在框架-剪力墙体系中，竖向荷载按框架、剪力墙各自的负荷面积计算；水平荷载下，框架一般只承担 15%~20% 的水平荷载，甚至更少，所以剪力墙将负担绝大部分的水平荷载，而框架则以负担竖向荷载为主
2	剪力墙布置	<p>剪力墙是框架-剪力墙结构体系中的重要构件，所以一般均采用现浇钢筋混凝土墙体。剪力墙在一定程度上限制了建筑平面的灵活性，但只要布置合理，这种限制可以尽可能小</p> <p>框架-剪力墙体系中，剪力墙可仅沿房屋的横向布置，也可沿纵、横向布置，但当房屋较高而框架在纵、横向刚度较差时，一般均采用沿纵、横向布置</p> <p>房屋的体形和结构布置的一般原理除同表 11-5 规定以外，还应注意下列各点：</p> <p>(1) 横向剪力墙宜布置在平面形状或刚度变化处，以减少不利内力，并宜布置在房屋变形缝区段的两端，以提高整个结构的受扭刚度</p> <p>(2) 为节约材料，不宜过多地布置剪力墙</p> <p>(3) 为保证楼盖有足够的水平刚度，剪力墙间距 L 不宜过大，通常现浇楼盖 $L \leq 4B$；装配式楼盖 $L \leq 2.5B$，B 为房屋横向宽度</p> <p>框架-剪力墙结构可以用于办公楼、旅馆、公寓、住宅及某些工业厂房，我国北京饭店东楼(20层, $H=77.2\text{m}$)、上海宾馆(27层, $H=91\text{m}$)和哈尔滨广播电视大楼(17层, $H=62.9\text{m}$)等许多高层建筑都是采用这种结构体系建造的</p>

11.2.2 剪力墙结构体系

剪力墙结构体系见表 11-5。

表 11-5 剪力墙结构体系

序号	项 目	内 容
1	剪力墙分类	<p>剪力墙在水平荷载作用下的工作特点主要取决于墙体上所开洞口的大小。按墙体工作特点不同,剪力墙可划分为如图 11-1 所示的五类(以单列洞口为例):</p> <p>(1) 整体墙(图 11-1a)。墙面上不开洞或洞口极小(洞口面积不超过墙面总表面积的 15%)的墙,它在水平外载作用下以悬臂梁(嵌固于基础顶面)形式工作,与一般悬臂梁不同之处在于剪力墙为一典型的深梁,在变形计算中不能忽略它的剪切变形</p> <p>(2) 组合整体墙(图 11-1d)。墙面上洞口开得很大,上、下洞口间墙体(工程中称其为联梁,通过它把由洞口分开的左、右墙肢联系起来)高度很小,因而其受弯刚度很小,由于墙肢变形,出现于此联梁端的弯矩也很小。反过来联梁对左右墙肢变形的约束作用自然也很小,对于比较强大的墙肢来说,它们的作用可以忽略不计。此类墙体可视为一端两铰接杆系(联梁)联系起来的两片整体墙,故其工作与整体墙很相似,所以称其为组合整体墙。它们也以悬臂梁的形式工作,只不过是两片墙肢组成的悬臂梁</p> <p>(3) 整体小开口墙(图 11-1b)。它是整体墙和组合整体墙的过渡情况。整体小开口墙更接近于整体墙,在这种墙体中已不能认为上、下洞口间的墙体(即联梁)为无穷刚性,其弯、剪变形(以剪切变形为主)已不能忽略</p> <p>(4) 联肢墙(图 11-1c)。这种墙也是整体墙和组合整体墙的过渡情况。联肢墙的变形与受力相对来说更接近于组合整体墙,但此种墙体联梁的刚度,无论是受弯刚度,还是受剪刚度,都已不能认为趋近于零,联梁两端的弯矩、剪力,以及它们对墙肢变形与受力的影响不能忽略。正是联梁端的这组约束内力帮助了两侧墙肢,使其变形与受力均比组合整体墙小</p> <p>(5) 壁式框架(图 11-1e)。这种墙的洞口很宽,以致墙肢与联梁宽度接近,两者具有大致相近的线刚度。这种墙体在水平荷载作用下的工作很接近于框架,只不过其梁、柱的截面高度都很高,故工程中称这种墙体为壁式框架。它与一般框架的主要不同点在于对节点刚域(梁柱节点区既不会与梁有相同的变形,也不会完全与柱变形一样,可近似认为节点区是一不变形的区域,即所谓刚域)处理不同,一般框架该刚域的几何尺寸很小,可予忽略,按等截面杆考虑。而对于壁式框架,刚域的几何尺寸很大,如忽略刚域仍按等截面杆简化为一般框架则误差太大,故取其计算模型为一带刚域的框架。它与一般框架不同之点还在于此种壁式框架中的梁、柱剪切变形不能忽略。在分析壁式框架结构内力和变形时,梁、柱均应按变截面杆考虑</p>
2	结构布置	<p>剪力墙体系的结构布置应注意下列各点:</p> <p>(1) 房屋平、立面力求规则、简单,不应有过多的凹凸</p> <p>(2) 结构平面布置宜对称、均匀,力求结构的刚度中心与水平荷载的合力作用线接近或重合</p> <p>(3) 剪力墙宜拉通对直,刚度沿房屋高度不宜突变</p>

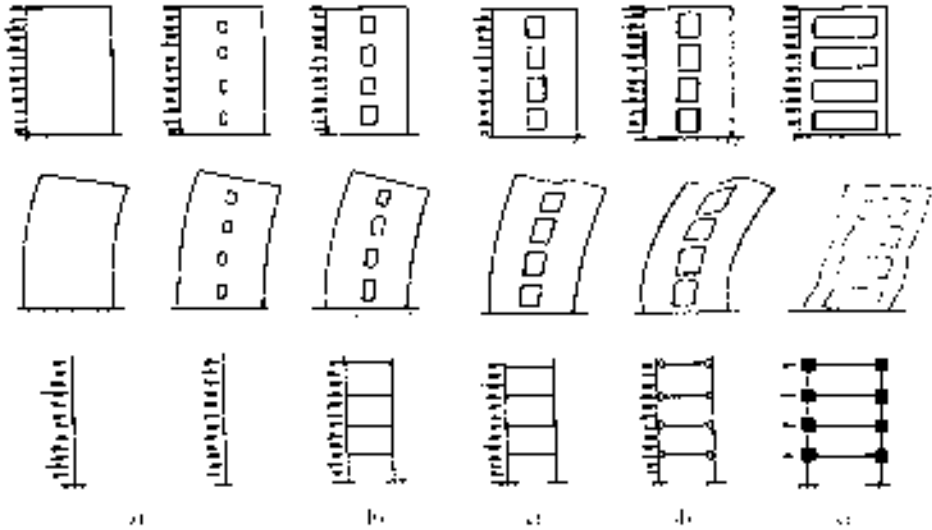


图 11-1 剪力墙的分类简图

a) 整体墙 b) 整体小开口墙 c) 联肢墙 d) 组合整体墙 e) 壁式框架

11.3 剪力墙结构的承载力计算与计算例题

11.3.1 剪力墙结构的正截面承载力计算

剪力墙结构的正截面承载力计算见表 11-6。

表 11-6 剪力墙结构的正截面承载力计算

序号	项 目	内 容
1	一般要求	<p>(1) 在承载力计算中, 剪力墙的翼缘计算宽度可取剪力墙的间距、门窗洞间翼缘墙的宽度、剪力墙厚度加两侧各 6 倍翼缘墙厚度和剪力墙墙肢总高度的 1/10 这四者中的最小值</p> <p>(2) 当剪力墙墙肢内的每排钢筋不少于 4 根且沿截面腹部均匀配置时, 按均匀配筋构件计算正截面承载力; 当墙肢内的每排钢筋少于 4 根时, 按集中配筋构件计算正截面承载力</p>
2	沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋	<p>截面对称并沿高度均匀配置纵向普通钢筋的剪力墙, 在偏心受压(图 11-2)情况下, 按下列公式进行正截面承载力计算:</p> <p>(1) 当 $\xi > \frac{2a'_s}{h_0} = 2(1-\omega)$ 时,</p> $N \leq \alpha_1 f_c [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (11-1)$ $N e \leq \alpha_1 f_c \left[\xi (1 - 0.5 \xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (11-2)$ $e = e_1 + 0.5 h - a_s \quad (11-3)$ $N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta_1}{0.5 \beta_1 \omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (11-4)$

(续表 11-6)

序号	项 目	内 容
2	沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋	$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-5)$ <p>当 $\xi \leq \xi_b$ 时, $\sigma_s = f_y$</p> <p>当 $\xi > \xi_b$ 时, $\sigma_s = f_y \frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1}$</p> $\omega = \frac{h_{sw}}{h_0}, \quad h_{sw} = h_0 - a'_s \quad (11-6)$ <p>式中 A_{sw}——沿截面腹部均匀配置的全部纵向普通钢筋截面面积 f_{yw}——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋强度设计值, 按表 2-12 采用 h_{sw}——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋区段的高度 N_{sw}——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋所承担的轴向压力, 当 ξ 大于 β_1 时, 取 $N_{sw} = f_{yw}$ M_{sw}——沿截面腹部均匀配置的纵向普通钢筋的内力对 A_s 重心的力矩, 当 ξ 大于 β_1 时, 取 $M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw}$ ω——均匀配置纵向普通钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值, 宜取 h_{sw} 为 $(h_0 - a'_s)$</p> <p>(2) 当 $\xi \leq 2a'_s/h_0 = 2(1-\omega)$ 时,</p> $Ne' = f_y A_s (h_0 - a'_s) + M'_{sw} \quad (11-7)$ $e' = e_i - \frac{h}{2} + a'_s \quad (11-8)$ $M'_{sw} = \left[0.5 - 2.25 \left(\frac{1-\omega}{\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-9)$ <p>此处, M'_{sw} 为沿截面腹部均匀配置纵向普通钢筋的内力对 A'_s 重心的力矩</p>
3	矩形截面对称配筋的剪力墙 (1)	<p>矩形截面对称配筋的剪力墙, 当均匀布置在腹部内的纵向钢筋已经确定, 要求剪力墙两端的纵向钢筋截面面积 A_s、A'_s 时, 基本公式如下 (参见图 11-2):</p> <p>(1) 大偏心受压, $\xi \leq \xi_b$</p> <p>$\xi \leq 2a'_s/h_0 = 2(1-\omega)$ 时,</p> $A_s = A'_s = \frac{Ne' - \left[0.5 - 2.25 \left(\frac{1-\omega}{\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw}}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (11-10)$ $e' = e_i - h/2 + a'_s$ <p>$\xi > 2(1-\omega)$ 时,</p> $N \leq \alpha_1 f_c \xi b h_0 + N_{sw} \quad (11-11)$ $Ne \leq \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (11-12)$ <p>即</p> $\xi = \frac{N - N_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (11-13)$ <p>即</p> $\xi = \frac{N - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega} \right)}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-14)$ $A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (11-15)$

(续表 11-6)

序号	项 目	内 容
3	矩形截面 对称配筋 的剪力墙 (1)	(2) 小偏心受压, $\xi > \xi_b$,
		$N \leq \alpha_1 f_c \xi b h_0 + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \frac{\xi_b - \xi}{\xi_b - \beta_1} + N_{sw} \quad (11-16)$
		$Ne \leq \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') + M_{sw} \quad (11-17)$
		$\xi = \frac{N - \frac{f_y' A_s' \xi_b}{\xi_b - \beta_1} - N_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 - \frac{f_y' A_s'}{\xi_b - \beta_1}} \quad (11-18)$
		当 $\xi < \beta_1$ 时, 能表示成
		$\xi = \frac{N - \frac{f_y' A_s' \xi_b}{\xi_b - \beta_1} - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 - \frac{f_y' A_s'}{\xi_b - \beta_1} + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-19)$
		当 $\xi \geq \beta_1$ 时, 能表示成
		$\xi = \frac{N - \frac{f_y' A_s' \xi_b}{\xi_b - \beta_1} - f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 - \frac{f_y' A_s'}{\xi_b - \beta_1}} \quad (11-20)$
		$A_s = A_s' = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f_y' (h_0 - a_s')} \quad (11-15)$
		(3) 通过反复迭代, 求出 ξ 和 A_s' 的稳定值。具体计算步骤如下:
		1) 判断大小偏心受压:
		求
		$\xi = \frac{N - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-21)$
		当 $\xi \leq \xi_b$ 时, 为大偏心受压; 当 $\xi > \xi_b$ 时, 为小偏心受压
		2) 大偏心受压时, 验算 ξ 是否小于 $2(1-\omega)$:
当 $\xi \leq 2a_s'/h_0 = 2(1-\omega)$ 时,		
$A_s = A_s' = \frac{N(e_i - 0.5h + a_s') - \left[0.5 - 2.25 \left(\frac{1-\omega}{\omega}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw}}{f_y (h_0 - a_s')} \quad (11-22)$		
当 $\xi > 2a_s'/h_0 = 2(1-\omega)$ 时,		
$M_{sw} = \left[0.5 - 2.25 \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-23)$		
$A_s = A_s' = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f_y' (h_0 - a_s')} \quad (11-24)$		
3) 小偏心受压时:		
当 $\xi < \beta_1$ 时, $M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-25)$		
当 $\xi \geq \beta_1$ 时, $M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw}$		

(续表 11-6)

序号	项 目	内 容
3	矩形截面对称配筋的剪力墙 (1)	$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f_y' (h_0 - a'_s)} \quad (11-26)$ $\xi = \frac{N - f_y' A'_s \frac{\xi_b}{\xi_b - \beta_1} - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 \frac{f_y' A'_s}{\xi_b - \beta_1} + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-27)$ <p>当 $\xi \geq \beta_1$ 时, 重新计算 ξ 值为</p> $\xi = \frac{N - f_y' A'_s \frac{\xi_b}{\xi_b - \beta_1} - f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 \frac{f_y' A'_s}{\xi_b - \beta_1}} \quad (11-28)$ <p>重新求 M_{sw}, A'_s, ξ 直到获得稳定值</p>
4	矩形截面对称配筋的剪力墙 (2)	<p>矩形截面对称配筋的剪力墙, 当均匀布置在腹板的纵向钢筋以及集中布置在剪力墙两端的纵向钢筋已经确定时, 其正截面受弯承载力设计值 M_u 可按下列步骤求得:</p> <p>(1) 求 ξ 值。先假定 $2(1-\omega) < \xi \leq \xi_b$, 由下列公式求 ξ 值(图 11-2):</p> $\xi = \frac{\frac{2}{\omega-1} f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-29)$ <p>当所求得的 $\xi > \xi_b$ 时, 改由下列公式求 ξ 值:</p> $\xi = \frac{\frac{\xi_b}{\beta_1 - \xi_b} f_y A_s + \frac{2}{\omega-1} f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_y A_s}{\beta_1 - \xi_b} + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5\beta_1 \omega}} \quad (11-30)$ <p>如上式求得的 $\xi > \beta_1$ 时, 还要改用下列公式求 ξ 值:</p> $\xi = \frac{\frac{\xi_b}{\beta_1 - \xi_b} f_y A_s - f_{yw} A_{sw}}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_y A_s}{\beta_1 - \xi_b}} \quad (11-31)$ <p>(2) 求 M_u 值。当 $\xi \leq 2(1-\omega)$ 时, 则</p> $M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s) + \left[0.5 - 2.25 \left(\frac{1-\omega}{\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-32)$ <p>当 $2(1-\omega) < \xi < \beta_1$ 时, 则</p> $M_u = \alpha_1 f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + f_y A'_s (h_0 - a'_s) + \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-33)$ <p>当 $\xi \geq \beta_1$ 时, 则</p> $M_u = \alpha_1 f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + f_y A'_s (h_0 - a'_s) + 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (11-34)$
5	剪力墙偏心受拉承载力计算	<p>对称配筋剪力墙的正截面偏心受拉承载力可按下列公式计算:</p> $N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (11-35)$ <p>式中 N_{u0}——剪力墙的轴心受拉承载力设计值 e_0——轴向拉力作用点至截面重心距离 M_u——剪力墙的正截面受弯承载力设计值</p>

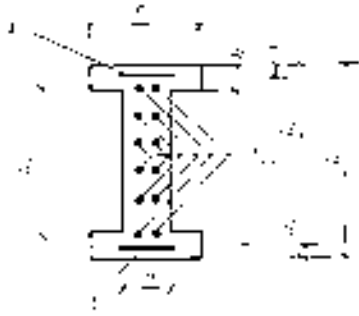


图 11-2 沿截面腹部均匀配置的工形截面图

11.3.2 剪力墙结构的斜截面受剪承载力计算

剪力墙结构的斜截面受剪承载力计算见表 11-7。

表 11-7 剪力墙结构的斜截面受剪承载力计算

序号	项 目	内 容
1	截面符合 条件	<p>钢筋混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列条件:</p> $V \leq 0.25\beta_c f_c b h \quad (11-36)$ <p>式中 V——剪力设计值 b——矩形截面的宽度或 T 形、I 形截面的腹板宽度(墙的厚度) h——截面高度(墙的长度)</p>
2	偏心受压 的斜截面 受剪承载 力	<p>钢筋混凝土剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应按下列公式计算:</p> $V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b h_0 + 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (11-37)$ <p>式中 N——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值; 当 $N > 0.2f_c b h$ 时, 取 $N = 0.2f_c b h$ A——剪力墙的截面面积, 其中, 翼缘的有效面积可按表 11-6 序号 1 之(1)条规定的翼缘计算宽度确定 A_w——T 形或 I 形截面剪力墙腹板的截面面积; 对矩形截面剪力墙, 取 $A_w = A$ A_{sh}——配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积 s_v——水平分布钢筋的竖向间距 λ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = M/(Vh_0)$; 当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$; 当 $\lambda > 2.2$ 时, 取 $\lambda = 2.2$, 此处, M 为与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0/2$ 时, λ 应按距墙底 $h_0/2$ 处的弯矩值与剪力值计算</p> <p>当剪力值 V 不大于 $\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b h_0 + 0.13N \frac{A_w}{A} \right)$ 时, 水平分布钢筋应按构造要求配置</p>
3	偏心受拉 的斜截面 受剪承载 力	<p>钢筋混凝土剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力, 应按下列公式计算:</p> $V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5f_t b h_0 - 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (11-38)$ <p>当上式右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 时, 取等于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$</p> <p>式中 N——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值 λ——计算截面的剪跨比, 按公式(11-37)中规定取用</p>

(续表 11-7)

序号	项 目	内 容
4	连梁斜截面受剪承载力	钢筋混凝土剪力墙中的连梁, 当跨高比大于 2.5 时, 其斜截面受剪承载力可按下列公式计算: $V \leq 0.7f_tbh_0 + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \quad (11-39)$

11.3.3 计算例题

【例题 11-1】已知剪力墙 $b = 180\text{mm}$, $h = 4020\text{mm}$, 采用混凝土强度等级为 C25, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$ 。配有纵向分布钢筋为 $2 \Phi 8 @ 250\text{mm}$, $f_{yw} = 270\text{N/mm}^2$ 。墙肢两端 200mm 范围内配置纵向钢筋, 采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$ 。作用在墙肢计算截面上的内力设计值为 $M = 1600\text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 250\text{kN}$ (压), $V = 240\text{kN}$ 。试确定墙肢的纵向钢筋截面面积 A_s 、 A'_s 和水平分布钢筋的数量。

【解】

(1) 确定墙肢的纵向钢筋截面面积 A_s 、 A'_s

1) 确定尺寸。已知纵向钢筋集中配置在两端的 200mm 范围内, 故合力中心点到边缘的距离 $a_s = a'_s = 100\text{mm}$, 则

$$h_0 = h - a_s = 4020 - 100 = 3920 (\text{mm})$$

沿截面腹部均匀配置纵向分布钢筋区段的高度为

$$h_{sw} = h_0 - a'_s = 3920 - 100 = 3820 (\text{mm})$$

$$\omega = \frac{h_{sw}}{h_0} = \frac{3820}{3920} = 0.974$$

竖向钢筋的排数 $n = \frac{4020 - 2 \times 200}{250} - 1 = \frac{3620}{250} - 1 = 13.48$, 取 14 层, 则

$$A_{sw} = 2 \times 14 \times 50.3 = 1408 (\text{mm}^2)$$

竖向分布钢筋的配筋率 $\rho = \frac{1408}{3820 \times 180} = 0.205\% > 0.2\%$, 满足构造要求。

2) 求偏心距

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1600 \times 10^6}{250 \times 10^3} = 6400 (\text{mm})$$

$$e_a = \frac{4020}{30} = 134 (\text{mm}), \text{ 则}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 6534 (\text{mm})$$

$$e_i = 6534 \text{mm}$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 6534 + \frac{4020}{2} - 100 = 8444 (\text{mm})$$

3) 判断大小偏心受压

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5 \beta_1 \omega}} \\ &= \frac{250000 - 270 \times 1408 \times \left(1 - \frac{2}{0.974}\right)}{1 \times 11.9 \times 180 \times 3920 + \frac{270 \times 1408}{0.5 \times 0.8 \times 0.974}} = 0.0694 < \xi_b = 0.550 \end{aligned}$$

为大偏心受压。

4) 校核 ξ 值

$$2(1-\omega) = 2 \times (1-0.974) = 0.052 < \xi = 0.0694$$

5) 求 M_{sw}

$$\begin{aligned} M_{sw} &= \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \\ &= \left[0.5 - \left(\frac{0.0694 - 0.8}{0.8 \times 0.974} \right)^2 \right] \times 270 \times 1408 \times 3820 \\ &= -550.60 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}) \end{aligned}$$

6) 求 $A_s = A'_s$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{250000 \times 8444 - 1 \times 11.9 \times 180 \times 3920^2 \times 0.0694 \times (1 - 0.5 \times 0.0694) + 550.60 \times 10^6}{300 \times (3920 - 100)} \\ &= 398 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

实际选用 4 根 14, $A_s = A'_s = 615 \text{mm}^2$, 满足要求。

(2) 确定水平分布钢筋数量

1) 验算墙肢的截面尺寸

$$V = 0.25 \beta_c f_c b h = 0.25 \times 1 \times 11.9 \times 180 \times 4020 = 2.15 \times 10^6 (\text{N}) > 240 \times 10^3 \text{N}$$

满足要求。

2) 计算剪跨比

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{M}{Vh} = \frac{1600 \times 10^6}{240 \times 10^3 \times 4020} = 1.66 \\ 1.5 < \lambda &= 1.66 < 2.2 \end{aligned}$$

3) 判断是否按构造要求配置水平分布钢筋

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) \\ &= \frac{1}{1.66 - 0.5} \times (0.5 \times 1.27 \times 180 \times 3920 + 0.13 \times 250 \times 103 \times 1) \\ &= 414 \times 10^3 (\text{N}) > 240 \times 10^3 \text{N} \end{aligned}$$

按构造要求配置水平钢筋。

4) 选用钢筋。选用 4 根 8@250mm, $A_{sv} = 101 \text{mm}^2$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s} = \frac{101}{180 \times 250} = 0.22\% > \rho_{\min} = 0.2\%$$

【例题 11-2】 截面尺寸、竖向分布钢筋和材料强度与【例题 11-1】相同。承受内力设计值 $M = 1600 \text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 4370 \text{kN}$ (压)。求墙肢内的纵向钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 。

【解】

(1) 求偏心距

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{1600 \times 10^6}{4370 \times 10^3} = 366 (\text{mm}) < 0.3 h_0 = 1176 \text{mm} \\ e_a &= \frac{4020}{30} = 134 (\text{mm}) \end{aligned}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 1176 + 134 = 1310 \text{ (mm)}$$

$$e_i = 1310 \text{ mm}$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1310 + \frac{4020}{2} - 100 = 3220 \text{ (mm)}$$

(2) 判断大小偏心受压

$$\xi = \frac{N - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5 \beta_1 \omega}}$$

$$= \frac{4370000 - 270 \times 1408 \times \left(1 - \frac{2}{0.974}\right)}{1 \times 11.9 \times 180 \times 3920 + \frac{270 \times 1408}{0.5 \times 0.8 \times 0.974}}$$

$$= 0.509 < \xi_b = 0.550$$

为大偏心受压。

$$2(1-\omega) = 2 \times (1-0.974) = 0.052 < \xi = 0.509$$

(3) 求 M_{sw}

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw}$$

$$= \left[0.5 - \left(\frac{0.509 - 0.8}{0.8 \times 0.974} \right)^2 \right] \times 270 \times 1408 \times 3820$$

$$= 523.6 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

(4) 求 $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f_y' (h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{4370000 \times 3220 - 1 \times 11.9 \times 180 \times 3920^2 \times 0.509 \times (1 - 0.5 \times 0.509) - 523.6 \times 10^6}{300 \times (3920 - 100)}$$

$$= 923 \text{ (mm}^2\text{)}$$

实际选用 4 根 18, $A_s = A'_s = 1017 \text{ mm}^2$, 满足要求。

【例题 11-3】 某剪力墙, $b=180 \text{ mm}$, $h=3400 \text{ mm}$, 采用混凝土强度等级为 C25, $f_c=11.9 \text{ N/mm}^2$, 配置纵向分布钢筋为 2 根 8, $s=250 \text{ mm}$, $f_{yw}=270 \text{ N/mm}^2$ 。墙肢两端 200mm 范围内配置纵向钢筋, 采用 HRB335 级钢筋, $f_y=300 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b=0.55$ 。作用在墙肢上的内力设计值为 $M=2030 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N=5000 \text{ kN}$ (压)。试确定墙肢内的纵向钢筋截面面积 A_s 和 A'_s 。

【解】

(1) 确定几何尺寸

$$b = 180 \text{ mm}, h = 3400 \text{ mm}, h_0 = 3400 - 100 = 3300 \text{ (mm)}$$

$$h_{sw} = h - 200 = 3400 - 200 = 3200 \text{ (mm)}$$

$$\omega = \frac{h_{sw}}{h_0} = \frac{3200}{3300} = 0.970$$

腹筋的层数 $n = (3000/250) - 1 = 12 - 1 = 11$, 取 11 层, 则

$$A_{sw} = 2 \times 11 \times 50.3 = 1107 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(2) 求偏心距

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2030 \times 10^6}{5000 \times 10^3} = 406 (\text{mm})$$

$$e_a = \frac{3400}{30} = 113 (\text{mm})$$

$$e_i = e_0 + e_a = 406 + 113 = 519 (\text{mm})$$

$$e_i = 519 \text{mm}$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 519 + \frac{3400}{2} - 100 = 2119 (\text{mm})$$

(3) 判断大小偏心受压

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5 \beta_1 \omega}} \\ &= \frac{5000000 - 270 \times 1107 \times \left(1 - \frac{2}{0.974}\right)}{1 \times 11.9 \times 180 \times 3300 + \frac{270 \times 1107}{0.5 \times 0.8 \times 0.970}} \\ &= 0.68 > \xi_b = 0.55 \end{aligned}$$

为小偏心受压。

(4) 求 M_{sw}

$$\xi = 0.68 < \beta_1 = 0.8$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{0.68 - 0.8}{0.8 \times 0.97} \right)^2 \right] \times 270 \times 1107 \times 3200 = 455.4 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

(5) 求 $A_s = A'_s$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi) - M_{sw}}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{5000000 \times 2119 - 1 \times 11.9 \times 180 \times 3300^2 \times 0.68 \times (1 - 0.5 \times 0.68) - 455.4 \times 10^6}{300 \times (3300 - 100)} \\ &= -343 (\text{mm}^2) < 0 \end{aligned}$$

采用构造配筋。选用 4 Φ 12, $A_s = A'_s = 452 \text{mm}^2$ 。

(6) 再求 ξ

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N - f'_y A'_s \frac{\xi_b}{\xi_b \beta_1} - f_{yw} A_{sw} \left(1 - \frac{2}{\omega}\right)}{\alpha_1 f_c b h_0 - \frac{f'_y A'_s}{\xi_b - \beta_1} + \frac{f_{yw} A_{sw}}{0.5 \beta_1 \omega}} \\ &= \frac{5000000 - \frac{452 \times 300 \times 0.55}{0.55 \times 0.8} - 270 \times 1107 \times \left(1 - \frac{2}{0.97}\right)}{1 \times 11.9 \times 180 \times 3300 - \frac{452 \times 300}{0.55 - 0.8} + \frac{270 \times 1107}{0.5 \times 0.8 \times 0.97}} \\ &= 0.61 < \beta_1 = 0.8 \end{aligned}$$

(7) 再求 M_{sw}

$$\xi = 0.61 < \beta_1 = 0.8$$

$$\begin{aligned} M_{sw} &= \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \\ &= \left[0.5 - \left(\frac{0.61 - 0.8}{0.8 \times 0.97} \right)^2 \right] \times 270 \times 1107 \times 3200 \\ &= 421 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}) \end{aligned}$$

(8) 再求 $A_s = A'_s$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) - M_{sw}}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{5000000 \times 2119 - 1 \times 11.9 \times 180 \times 3300^2 \times 0.61 \times (1 - 0.5 \times 0.61) - 421 \times 10^6}{300 \times (3300 - 100)} \\ &= 297 (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

选用 4 根 12, $A_s = A'_s = 452 \text{mm}^2$ 。

第 12 章 钢筋混凝土结构构件抗震设计

12.1 考虑地震作用的基本规定

12.1.1 考虑地震作用的设计要求

设计要求见表 12-1。

表 12-1 设计要求

序号	项 目	内 容
1	说明	抗震设防的混凝土结构,除应符合本书第 1 章~第 11 章的要求外,尚应按本章的规定进行结构构件的抗震设计
2	应用标准	(1) 抗震设防的混凝土结构,应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范(2016 年版)》(GB 50011—2010)规定的设计原则与有关的具体设计规定 (2) 抗震设防的混凝土建筑,应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)确定其抗震设防类别和相应的抗震设防标准 本章甲类、乙类、丙类建筑分别为现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)中特殊设防类、重点设防类、标准设防类建筑的简称
3	地震作用计算	抗震设防烈度为 6 度时,除本章有具体规定外,对乙、丙、丁类的建筑可不进行地震作用计算
4	房屋适用的最大高度	本章适用的现浇钢筋混凝土房屋的结构类型和最大高度应符合表 12-2 的要求。平面和竖向均不规则的结构,适用的最大高度宜适当降低

表 12-2 现浇钢筋混凝土房屋适用的最大高度 (单位:m)

序号	结 构 类 型	烈 度					
		6	7	8(0.2g)	8(0.3g)	9	
1	框架	60	50	40	35	24	
2	框架-剪力墙	130	120	100	80	50	
3	剪力墙	140	120	100	80	60	
4	部分框支剪力墙	120	100	80	50	不应采用	
5	筒体	框架-核心筒	150	130	100	90	70
6		筒中筒	180	150	120	100	80
7	板柱-剪力墙	80	70	55	40	不应采用	

- 注: 1. 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度(不包括局部凸出屋顶部分)。
 2. 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构。
 3. 部分框支剪力墙结构指首层或底部两层为框支层的结构,不包括仅个别框支墙的情况。
 4. 表中框架,不包括异形柱框架。
 5. 板柱-剪力墙结构指板柱、框架和剪力墙组成抗侧力体系的结构。
 6. 乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定其适用的最大高度。
 7. 超过表内高度的房屋,应进行专门研究和论证,采取有效的加强措施。

12.1.2 地震影响

地震影响见表 12-3。

表 12-3 地震影响

序号	项目	内容
1	地震影响	建筑所在地区遭受的地震影响，应采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和特征周期表征
2	抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值	抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系，应符合表 12-4 的规定。设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区内的建筑，除本书另有规定外，应分别按抗震设防烈度 7 度和 8 度的要求进行抗震设计 设计基本地震加速度取值为 50 年设计基准期超越概率 10% 的地震加速度的设计取值
3	特征周期	<p>(1) 地震影响的特征周期应根据建筑所在地的设计地震分组和场地类别确定。本书的设计地震共分为三组(详见国家标准《建筑抗震设计规范(2016年版)》(GB 50011—2010)中附录 A)，其特征周期应按下述的有关规定采用</p> <p>(2) 建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地的覆盖层厚度按表 12-5 划分为四类，其中 I 类分为 I₀、I₁ 两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 12-5 所列场地类别的分界线附近时，应允许按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期</p> <p>(3) 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值应按表 12-6 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 12-7 采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s 周期大于 6.0s 的建筑结构所采用的地震影响系数应专门研究</p>

表 12-4 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

序号	抗震设防烈度	6	7	8	9
1	设计基本地震加速度值	0.05g	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g

注：g 为重力加速度。

表 12-5 各类建筑场地的覆盖层厚度

(单位:m)

序号	岩石的剪切波速或土的等效剪切波速/(m/s)	场地类别				
		I ₀	I ₁	II	III	IV
1	$v_s > 800$	0				
2	$800 \geq v_s > 500$		0			
3	$500 \geq v_{se} > 250$		<5	≥ 5		
4	$250 \geq v_{se} > 150$		<3	3~50	>50	
5	$v_{se} \leq 150$		<3	3~15	15~80	>80

注：表 v_s 是岩石的剪切波速。

表 12-6 水平地震影响系数最大值

序号	地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
1	多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
2	罕遇地震	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.2)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 12-7 特征周期值

(单位:s)

序号	设计地震分组	场地类别				
		I ₀	I ₁	II	III	IV
1	第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
2	第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
3	第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

12.1.3 我国主要城镇的设计地震分组

我国主要城镇(县级及县级以上城镇)中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组,可按国家标准《建筑抗震设计规范(2016年版)》(GB 50011—2010)中附录 A 采用。

12.1.4 场地和地基

场地和地基见表 12-8。

表 12-8 场地和地基

序号	项 目	内 容
1	场地选择	<p>(1) 选择建筑场地时,应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料,对抗震有利、一般、不利和危险地段做出综合评价。对不利地段,应提出避开要求;当无法避开时应采取有效的措施。对危险地段,严禁建造甲、乙类的建筑,不应建造丙类的建筑</p> <p>1) 选择建筑场地时,应按表 12-9 划分对建筑抗震有利、一般、不利和危险的地段</p> <p>2) 建筑场地的类别划分,应以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度为准</p> <p>3) 土层剪切波速的测量,应符合下列要求:</p> <p>① 在场地初步勘察阶段,对大面积的同一地质单元,测试土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 3 个</p> <p>② 在场地详细勘察阶段,对单幢建筑,测试土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 2 个,测试数据变化较大时,可适量增加;对小区中处于同一地质单元内的密集建筑群,测试土层剪切波速的钻孔数量可适量减少,但每幢高层建筑和大跨空间结构的钻孔数量均不得少于 1 个</p> <p>③ 对丁类建筑及丙类建筑中层数不超过 10 层、高度不超过 24m 的多层建筑,当无实测剪切波速时,可根据岩土名称和性状,按表 12-10 划分土的类型,再利用当地经验在表 12-10 的剪切波速范围内估算各土层的剪切波速</p> <p>4) 在抗震设计中,场地指具有相似的反应谱特征的房屋群体所在地,不仅仅是房屋基础下的地基土,其范围相当于厂区、居民点和自然村,在平坦地区面积一般不小于 1km×1km</p>

(续表 12-8)

序号	项 目	内 容
1	场地选择	<p>(2) 建筑场地为 I 类时, 对甲、乙类的建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施; 对丙类的建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施, 但抗震设防烈度为 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施</p> <p>(3) 建筑场地为 III、IV 类时, 对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区, 除本书另有规定外, 宜分别按抗震设防烈度 8 度(0.20g) 和 9 度(0.40g) 时各抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施</p> <p>(4) 甲类、乙类、丙类及丁类建筑的抗震设防标准见表 12-11, 而地震作用、抗震措施和抗震构造措施要求依次见表 12-12、表 12-13 和表 12-14</p>
2	地基和基础	<p>地基和基础设计应符合下列要求:</p> <p>(1) 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上</p> <p>(2) 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基; 当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时, 应根据地震时两部分地基基础的沉降差异, 在基础、上部结构的相关部位采取相应措施</p> <p>(3) 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时, 应根据地震时地基不均匀沉降和其他不利影响, 采取相应的措施</p>
3	山区建筑的场地和地基基础	<p>山区建筑的场地和地基基础应符合下列要求:</p> <p>(1) 山区建筑场地勘察应有边坡稳定性评价和防治方案建议; 应根据地质、地形条件和使用要求, 因地制宜设置符合抗震设防要求的边坡工程</p> <p>(2) 边坡设计应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002) 的要求; 其稳定性验算时, 有关的摩擦角应按设防烈度的高低相应修正</p> <p>(3) 边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计。建筑基础与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离, 其值应根据设防烈度的高低确定, 并采取措施避免地震时地基基础破坏</p>

表 12-9 有利、一般、不利和危险地段的划分

序号	地段类别	地质、地形、地貌
1	有利地段	稳定基岩, 坚硬土, 开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
2	一般地段	不属于有利、不利和危险的地段
3	不利地段	软弱土, 液化土, 条状凸出的山嘴, 高耸孤立的丘, 陡坡, 陡坎, 河岸和边坡的边缘, 平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层(含古河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基), 高含水量的可塑黄土, 地表存在结构性裂缝等
4	危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及地震断裂带上可能发生地表位错的位置

表 12-10 土的类型划分和剪切波速范围

序号	土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围/(m/s)
1	岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s > 800$
2	坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石, 密实的碎石土	$800 \geq v_s > 500$
3	中硬土	中密、稍密的碎石土, 密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{ak} > 150$ 的黏性土和粉土, 坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
4	中软土	稍密的砾、粗、中砂, 除松散外的细、粉砂, $f_{ak} \leq 150$ 的黏性土和粉土, $f_{ak} > 130$ 的填土, 可塑新黄土	$250 \geq v_s > 150$
5	软弱土	淤泥和淤泥质土, 松散的砂, 新近沉积的黏性土和粉土, $f_{ak} \leq 130$ 的填土, 流塑黄土	$v_s \leq 150$

注: f_{ak} 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值 (kN/m^2); v_s 为岩土剪切波速。

表 12-11 甲类、乙类、丙类及丁类建筑的抗震设防标准

序号	建筑抗震设防类别	地震作用计算	抗震措施
1	甲类	应高于本地区抗震设防烈度的要求, 其值应按批准的地震安全性评价结果确定	当抗震设防烈度为 6~8 度时, 应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为 9 度时, 应符合比 9 度抗震设防更高的要求
2	乙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求 (6 度时可不进行计算 ^①)	一般情况下, 当抗震设防烈度为 6~8 度时, 应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为 9 度时, 应符合比 9 度抗震设防更高的要求
3	丙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求 (6 度时可不进行计算 ^①)	应符合本地区抗震设防烈度的要求
4	丁类	一般情况下, 应符合本地区抗震设防烈度的要求 (6 度时可不进行计算)	允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低, 但抗震设防烈度为 6 度时不应降低

注: 抗震设防标准是衡量抗震设防要求高低的尺度, 由抗震设防烈度或设计地震动参数及建筑抗震设防类别确定。

① 不规则建筑及建造于 IV 类场地上较高的高层建筑除外。

表 12-12 地震作用要求

序号	设防烈度	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
1	甲	根据地震安全性评价结果确定					
2	乙	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
3	丙	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
4	丁	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9

注: 地震作用由地震动引起的结构动态作用, 包括水平地震作用和竖向地震作用。

表 12-13 抗震措施要求

序号	设防烈度	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
1	甲	7	8		9		9 ⁺
2	乙	7	8		9		9 ⁺
3	丙	6	7		8		9
4	丁	6	7 ⁻		8 ⁻		9 ⁻

注：1. 7⁻表示比7度适当降低的要求，8⁻表示比8度适当降低的要求；9⁻表示比9度适当降低的要求，9⁺表示比9度更高的要求。

2. 抗震措施：除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

表 12-14 抗震构造措施要求

序号	设防烈度	6		7		7 (0.10g)	7 (0.15g)	8		8 (0.20g)	8 (0.30g)	9	
		场地类别	I	II III IV	I	II	III IV	III IV	I	II	III IV	III IV	I
1	甲	6	7	7	8		9	8	9		9 ⁺	9	9 ⁺
2	乙	6	7	7	8		9	8	9		9 ⁺	9	9 ⁺
3	丙	6	6	6	7		8	7	8		9	8	9

注：1. 9⁺表示比9度更高的要求。

2. 抗震构造措施：根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

12.1.5 建筑形体及其构件布置的规则性

建筑形体及其构件布置的规则性见表 12-15。

表 12-15 建筑形体及其构件布置的规则性

序号	项 目	内 容
1	建筑设计	<p>(1) 建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。不规则的建筑应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；严重不规则的建筑不应采用</p> <p>形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化</p> <p>1) 合理的建筑形体和布置在抗震设计中是头等重要的。提倡平、立面简单对称。因为震害表明，简单、对称的建筑在地震时较不容易破坏。而且道理也很清楚，简单、对称的结构容易估计其地震时的反应，容易采取抗震构造措施和进行细部处理。“规则”包含了对建筑的平、立面外形尺寸，抗侧力构件布置、质量分布，直至承载力分布等诸多因素的综合要求。“规则”的具体界限，随着结构类型的不同而异，需要建筑师和结构工程师互相配合，才能设计出抗震性能良好的建筑</p> <p>2) 规则与不规则的区分，本表序号 2 之(1)条与表 12-16 及表 12-17 规定了一些定量的参考界限，但实际上引起建筑不规则的因素还有很多，特别是复杂的建筑体型，很难一一用若干简化的定量指标来划分不规则程度并规定限制范围，但是，有经验的、有抗震知识素养的建筑设计人员，应该对所设计的建筑的抗震性能有所估计，要区分不规则、特别不规则和严重不规则等不规则程度，避免采用抗震性能差的严重不规则的设计方案</p>

(续表 12-15)

序号	项 目	内 容
1	建筑设计	<p>3) 对于特别不规则的建筑方案, 只要不属于严重不规则, 结构设计应采取比本表序号 2 之(1)条等的要求更加有效的措施</p> <p>4) 严重不规则, 指的是形体复杂, 多项不规则指标超过本表序号 2 之(2)条上限值或某一项大大超过规定值, 具有现有技术和经济条件不能克服的严重的抗震薄弱环节, 可能导致地震破坏的严重后果者</p> <p>5) 三种不规则程度的主要划分方法如下:</p> <p>① 不规则, 指的是超过表 12-16 和表 12-17 中一项及以上的不规则指标</p> <p>② 特别不规则, 指具有较明显的抗震薄弱部位, 可能引起不良后果者, 其参考界限可参见《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》, 通常有三类: 其一, 同时具有本表序号 2 之(1)条所列六个主要不规则类型的三个或三个以上; 其二, 具有表 12-18 所列的一项不规则; 其三, 具有表 12-16 和表 12-17 所列两个方面的基本不规则且其中有一项接近表 12-18 的不规则指标</p> <p>(2) 建筑设计应重视其平面、立面和竖向剖面的规则性对抗震性能及经济合理性的影响, 宜择优选用规则的形体, 其抗侧力构件的平面布置宜规则对称、侧向刚度沿竖向宜均匀变化、竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小、避免侧向刚度和承载力突变</p> <p>不规则建筑的抗震设计应符合本表序号 2 之(2)条的有关规定</p>
2	建筑形体	<p>(1) 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性, 应按下列要求划分:</p> <p>1) 混凝土房屋、钢结构房屋和钢筋-混凝土混合结构房屋存在表 12-16 所列举的某项平面不规则类型或表 12-17 所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型时, 应属于不规则的建筑</p> <p>2) 砌体房屋、单层工业厂房、单层空旷房屋、大跨屋盖建筑和地下建筑的平面和竖向不规则性的划分, 应符合本书有关章节的规定</p> <p>3) 当存在多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时, 应属于特别不规则的建筑</p> <p>图 12-1~图 12-6 为典型示例, 以便理解表 12-16 和表 12-17 中所列的不规则类型</p> <p>(2) 建筑形体及其构件布置不规则时, 应按下列要求进行地震作用计算和内力调整, 并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施:</p> <p>1) 平面不规则而竖向规则的建筑, 应采用空间结构计算模型, 并应符合下列要求:</p> <p>① 扭转不规则时, 应计入扭转影响, 且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍, 当最大层间位移远小于规定限值时, 可适当放宽</p> <p>② 凹凸不规则或楼板局部不连续时, 应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型; 高烈度或不规则程度较大时, 宜计入楼板局部变形的影响</p> <p>③ 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续, 可根据实际情况分块计算扭转转移比, 对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数</p> <p>2) 平面规则而竖向不规则的建筑, 应采用空间结构计算模型, 刚度小的楼层的地震剪力应乘以不小于 1.15 的增大系数, 其薄弱层应按本书有关规定进行弹塑性变形分析, 并应符合下列要求:</p> <p>① 竖向抗侧力构件不连续时, 该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据烈度高度和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等, 乘以 1.25~2.0 的增大系数</p> <p>② 侧向刚度不规则时, 相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本书相关章节的规定</p> <p>③ 楼层承载力突变时, 薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一层的 65%</p> <p>3) 平面不规则且竖向不规则的建筑, 应根据不规则类型的数量和程度, 有针对性地采取不低于本条 1)、2) 款要求的各项抗震措施。特别不规则的建筑, 应经专门研究, 采取更有效的加强措施或对薄弱部位采用相应的抗震性能化设计方法</p>

(续表 12-15)

序号	项 目	内 容
3	体形复杂、平立面不规则的建筑	<p>体形复杂、平立面不规则的建筑,应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素的比较分析,确定是否设置防震缝,并分别符合下列要求:</p> <p>(1) 当不设置防震缝时,应采用符合实际的计算模型,分析判明其应力集中、变形集中或地震扭转效应等导致的易损部位,采取相应的加强措施</p> <p>(2) 当在适当部位设置防震缝时,宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差以及可能的地震扭转效应的情况,留有足够的宽度,其两侧的上部结构应完全分开</p> <p>(3) 当设置伸缩缝和沉降缝时,其宽度应符合防震缝的要求</p>

表 12-16 平面不规则的主要类型

序号	不规则类型	定义和参考指标
1	扭转不规则	在规定的水平力作用下,楼层的最大弹性水平位移(或层间位移),大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的 1.2 倍
2	凹凸不规则	平面凹进的尺寸,大于相应投影方向总尺寸的 30%
3	楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化,例如,有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%,或开洞面积大于该层楼面面积的 30%,或较大的楼层错层

表 12-17 竖向不规则的主要类型

序号	不规则类型	定义和参考指标
1	侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%,或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%;除顶层或出屋面小建筑外,局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
2	竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、剪力墙、抗震支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
3	楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

表 12-18 特别不规则的项目举例

序号	不规则类型	简要涵义
1	扭转偏大	裙房以上有较多楼层考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4
2	抗扭刚度弱	扭转周期比大于 0.9,混合结构扭转周期比大于 0.85
3	层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%
4	高位转换	框支墙体的转换构件位置:7 度超过 5 层,8 度超过 3 层
5	厚板转换	7~9 度设防的厚板转换结构
6	塔楼偏置	单塔或多塔质心与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%
7	复杂连接	各部分层数、刚度、布置不同的错层或连体两端塔楼显著不规则的结构
8	多重复杂	同时具有转换层、加强层、错层、连体和多塔类型中的 2 种以上

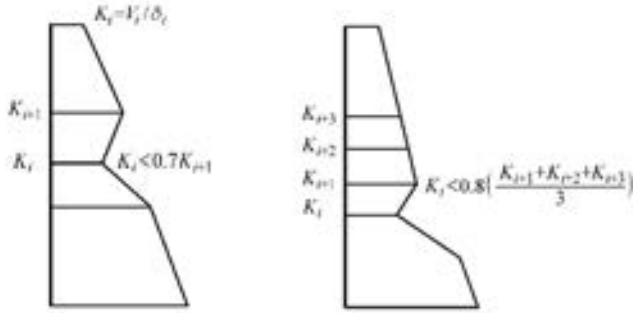


图 12-4 沿竖向的侧向刚度不规则(有软弱层)

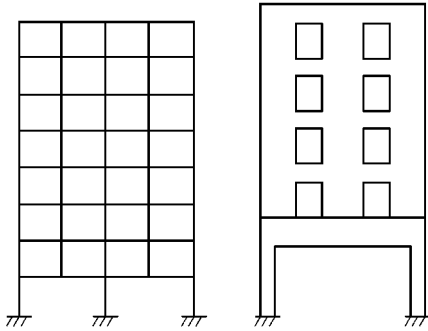


图 12-5 竖向抗侧力构件不连续示例

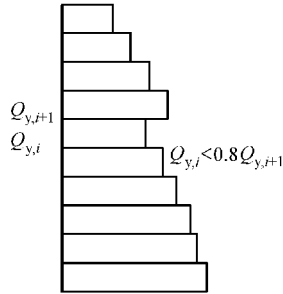


图 12-6 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化(有薄弱层)

12.1.6 建筑抗震性能化设计

建筑抗震性能化设计见表 12-19。

表 12-19 建筑抗震性能化设计

序号	项 目	内 容
1	建筑结构性能化设计根据	<p>(1) 当建筑结构采用抗震性能化设计时, 应根据其抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性, 建筑使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等, 对选定的抗震性能目标提出技术和经济可行性综合分析和论证</p> <p>(2) 建筑结构的抗震性能化设计, 应根据实际需要和可能, 具有针对性; 可分别选定针对整个结构、结构的局部部位或关键部位、结构的关键部件、重要构件、次要构件以及建筑构件和机电设备支座的性能目标</p>
2	性能化设计应符合的要求	<p>建筑结构的抗震性能化设计应符合下列要求:</p> <p>(1) 选定地震动水准。对设计使用年限 50 年的结构, 可选用本书的多遇地震、设防地震和罕遇地震的地震作用, 其中, 设防地震的加速度应按表 12-4 的设计基本地震加速度采用, 设防地震的地震影响系数最大值, 6 度、7 度 (0.10g)、7 度 (0.15g)、8 度 (0.20g)、8 度 (0.30g)、9 度可分别采用 0.12、0.23、0.34、0.45、0.68 和 0.90。对设计使用年限超过 50 年的结构, 宜考虑实际需要和可能, 经专门研究后对地震作用作适当调整。对处于发震断裂两侧 10km 以内的结构, 地震动参数应计入近场影响, 5km 以内宜乘以增大系数 1.5, 5km 以外宜乘以不小于 1.25 的增大</p>

(续表 12-19)

序号	项 目	内 容
2	性能化设计应符合的要求	<p>系数</p> <p>(2) 选定性能目标, 即对应于不同地震动水准的预期损坏状态或使用功能, 应不低于下列对基本设防目标的规定:</p> <p>当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时, 主体结构不受损坏或不需修理可继续使用; 当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时, 可能发生损坏, 但经一般性修理仍可继续使用; 当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时, 不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。使用功能或其他方面有专门要求的建筑, 当采用抗震性能设计时, 具有更具体或更高的抗震设防目标</p> <p>(3) 选定性能设计指标。设计应选定分别提高结构或其关键部位的抗震承载力、变形能力或同时提高抗震承载力和变形能力的具体指标, 尚应计及不同水准地震作用取值的不确定性而留有余地。设计宜确定在不同地震动水准下结构不同部位的水平和竖向构件承载力的要求(含不发生脆性剪切破坏、形成塑性铰、达到屈服值或保持弹性等); 宜选择在不同地震动水准下结构不同部位的预期弹性或弹塑性变形状态, 以及相应的构件延性构造的高、中或低要求。当构件的承载力明显提高时, 相应的延性构造可适当降低</p>
3	性能化设计计算应符合的要求	<p>建筑结构的抗震性能化设计的计算应符合下列要求:</p> <p>(1) 分析模型应正确、合理地反映地震作用的传递途径和楼盖在不同地震动水准下是否整体或分块处于弹性工作状态</p> <p>(2) 弹性分析可采用线性方法, 弹塑性分析可根据性能目标所预期的结构弹塑性状态, 分别采用增加阻尼的等效线性化方法以及静力或动力非线性分析方法</p> <p>(3) 结构非线性分析模型相对于弹性分析模型可有所简化, 但二者在多遇地震下的线性分析结果应基本一致; 应计入重力二阶效应、合理确定弹塑性参数, 应依据构件的实际截面、配筋等计算承载力, 可通过与理想弹性假定计算结果的对比分析, 着重发现构件可能破坏的部位及其弹塑性变形程度</p>
4	性能化设计的参考目标和计算方法	<p>结构及其构件抗震性能化设计的参考目标和计算方法, 可按表 12-20 的规定采用</p>

12.1.7 结构构件抗震性能设计方法

结构构件抗震性能设计方法见表 12-20。

表 12-20 结构构件抗震性能设计方法

序号	项 目	内 容
1	抗震性能要求	<p>结构构件可按下列规定选择实现抗震性能要求的抗震承载力、变形能力和构造的抗震等级; 整个结构不同部位的构件、竖向构件和水平构件, 可选用相同或不同的抗震性能要求:</p> <p>(1) 当以提高抗震安全性为主时, 结构构件对应于不同性能要求的承载力参考指标, 可按表 12-21 的示例选用</p> <p>(2) 当需要按地震残余变形确定使用性能时, 结构构件除满足提高抗震安全性的性能要求外, 不同性能要求的层间位移参考指标, 可按表 12-22 的示例选用</p>

(续表 12-20)

序号	项 目	内 容
1	抗震性能要求	<p>(3) 结构构件细部构造对应于不同性能要求的抗震等级,可按表 12-23 的示例选用;结构中同一部位的不同构件,可区分竖向构件和水平构件,按各自最低的性能要求所对应的抗震构造等级选用</p>
2	内力计算和验算	<p>结构构件承载力按不同要求进行复核时,地震内力计算和调整、地震作用效应组合、材料强度取值和验算方法,应符合下列要求:</p> <p>(1) 设防烈度下结构构件承载力,包括混凝土构件压弯、拉弯、受剪、受弯承载力,钢构件受拉、受压、受弯、稳定承载力等,按考虑地震效应调整的设计值复核时,应采用对应于抗震等级而不计入风荷载效应的地震作用效应基本组合,并按下列公式验算:</p> $\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I_2, \lambda, \zeta) \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (12-1)$ <p>式中 I_2——表示设防地震动,隔震结构包含水平向减震影响 λ——按非抗震性能设计考虑抗震等级的地震效应调整系数 ζ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响 其他符号同非抗震性能设计</p> <p>(2) 结构构件承载力按不考虑地震作用效应调整的设计值复核时,应采用不计入风荷载效应的基本组合,并按下列公式验算:</p> $\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I, \zeta) \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (12-2)$ <p>式中 I——表示设防烈度地震动或罕遇地震动,隔震结构包含水平向减震影响 ζ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响</p> <p>(3) 结构构件承载力按标准值复核时,应采用不计入风荷载效应的地震作用效应标准组合,并按下列公式验算:</p> $S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) \leq R_k \quad (12-3)$ <p>式中 I——表示设防烈度地震动或罕遇地震动,隔震结构包含水平向减震影响 ζ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响 R_k——按材料强度标准值计算的承载力</p> <p>(4) 结构构件按极限承载力复核时,应采用不计入风荷载效应的地震作用效应标准组合,并按下列公式验算:</p> $S_{GE} + S_{Ek}(I, \zeta) < R_u \quad (12-4)$ <p>式中 I——表示设防烈度地震动或罕遇地震动,隔震结构包含水平向减震影响 ζ——考虑部分次要构件进入塑性的刚度降低或消能减震结构附加的阻尼影响 R_u——按材料最小极限强度值计算的承载力;钢材强度可取最小极限值,钢筋强度可取屈服强度的 1.25 倍,混凝土强度可取立方强度的 0.88 倍</p>
3	层间位移计算和验算	<p>结构竖向构件在设防地震、罕遇地震作用下的层间弹塑性变形按不同控制目标进行复核时,地震层间剪力计算、地震作用效应调整、构件层间位移计算和验算方法,应符合下列要求:</p> <p>(1) 地震层间剪力和地震作用效应调整,应根据整个结构不同部位进入弹塑性阶段程度的不同,采用不同的方法。构件总体上处于开裂阶段或刚刚进入屈服阶段,可取等效刚度和等效阻尼,按等效线性方法估算;构件总体上处于承载力屈服至极限阶段,宜采用静力或动力弹塑性分析方法估算;构件总体上处于承载力下降阶段,应采用计入下降段参数的动力弹塑性分析方法估算</p> <p>(2) 在设防地震下,混凝土构件的初始刚度,宜采用长期刚度</p>

(续表 12-20)

序号	项 目	内 容
3	层间位移计算和验算	<p>(3) 构件层间弹塑性变形计算时, 应依据其实际的承载力, 并按本书的规定计入重力二阶效应; 风荷载和重力作用下的变形不参与地震组合</p> <p>(4) 构件层间弹塑性变形的验算, 可采用下列公式:</p> $\Delta u_p(I, \zeta, \xi_y, G_E) < [\Delta u] \quad (12-5)$ <p>式中 $\Delta u_p(\dots)$——竖向构件在设防地震或罕遇地震下计入重力二阶效应和阻尼影响取决于其实际承载力的弹塑性层间位移角; 对高宽比大于 3 的结构, 可扣除整体转动的影响</p> <p>$[\Delta u]$——弹塑性位移角限值, 应根据性能控制目标确定; 整个结构中变形最大部位的竖向构件, 轻微损坏可取中等破坏的一半, 中等破坏可取表 12-24 和表 12-25 规定值的平均值, 不严重破坏按小于表 12-25 规定值的 0.9 倍控制</p>

表 12-21 结构构件实现抗震性能要求的承载力参考指标示例

序号	性能要求	多遇地震	设防地震	罕遇地震
1	性能 1	完好, 按常规设计	完好, 承载力按抗震等级调整地震效应的设计值复核	基本完好, 承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核
2	性能 2	完好, 按常规设计	基本完好, 承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核	轻~中等破坏, 承载力按极限值复核
3	性能 3	完好, 按常规设计	轻微损坏, 承载力按标准值复核	中等破坏, 承载力达到极限值后能维持稳定, 降低少于 5%
4	性能 4	完好, 按常规设计	轻~中等破坏, 承载力按极限值复核	不严重破坏, 承载力达到极限值后基本维持稳定, 降低少于 10%

表 12-22 结构构件实现抗震性能要求的层间位移参考指标示例

序号	性能要求	多遇地震	设防地震	罕遇地震
1	性能 1	完好, 变形远小于弹性位移限值	完好, 变形小于弹性位移限值	基本完好, 变形略大于弹性位移限值
2	性能 2	完好, 变形远小于弹性位移限值	基本完好, 变形略大于弹性位移限值	有轻微塑性变形, 变形小于 2 倍弹性位移限值
3	性能 3	完好, 变形明显小于弹性位移限值	轻微损坏, 变形小于 2 倍弹性位移限值	有明显塑性变形, 变形约 4 倍弹性位移限值

(续表 12-22)

序号	性能要求	多遇地震	设防地震	罕遇地震
4	性能 4	完好, 变形小于弹性位移限值	轻~中等破坏, 变形小于 3 倍弹性位移限值	不严重破坏, 变形不大于 0.9 倍塑性变形限值

注: 设防烈度和罕遇地震下的变形计算, 应考虑重力二阶效应, 可扣除整体弯曲变形。

表 12-23 结构构件对应于不同性能要求的构造抗震等级示例

序号	性能要求	构造的抗震等级
1	性能 1	基本抗震构造。可按常规设计的有关规定降低二度采用, 但不得低于 6 度, 且不发生脆性破坏
2	性能 2	低延性构造。可按常规设计的有关规定降低一度采用, 当构件的承载力高于多遇地震提高二度的要求时, 可按降低二度采用; 均不得低于 6 度, 且不发生脆性破坏
3	性能 3	中等延性构造。当构件的承载力高于多遇地震提高一度的要求时, 可按常规设计的有关规定降低一度且不低于 6 度采用, 否则仍按常规设计的规定采用
4	性能 4	高延性构造。仍按常规设计的有关规定采用

表 12-24 弹性层间位移角限值

序号	结构类型	$[\theta_e]$
1	钢筋混凝土框架	1/550
2	钢筋混凝土框架-剪力墙、板柱-剪力墙、框架-核心筒	1/800
3	钢筋混凝土剪力墙、筒中筒	1/1000
4	钢筋混凝土框支层	1/1000
5	多、高层钢结构	1/250

表 12-25 弹塑性层间位移角限值

序号	结构类型	$[\theta_p]$
1	单层钢筋混凝土柱排架	1/30
2	钢筋混凝土框架	1/50
3	底部框架砌体房屋中的框架-剪力墙	1/100
4	钢筋混凝土框架-剪力墙、板柱-剪力墙、框架-核心筒	1/100
5	钢筋混凝土剪力墙、筒中筒	1/120
6	多、高层钢结构	1/50

12.2 建筑的抗震等级及其他规定

12.2.1 丙类建筑的抗震等级

房屋建筑混凝土结构构件的抗震设计, 应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采

用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。混凝土结构丙类建筑的抗震等级应按表 12-26 确定。

表 12-26 混凝土结构丙类建筑的抗震等级

序号	结构类型		设防烈度										
			6		7		8		9				
1	框架结构	高度/m	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24				
		普通框架	四	三	三	二	二	一	一				
		大跨度框架	三		二		一		一				
2	框架-剪力墙结构	高度/m	≤60	>60	≤24	>24 且 ≤60	>60	≤24	>24 且 ≤60	>60	≤24	>24 且 ≤50	
		框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一	
		剪力墙	三		三	二	二	一			一		
3	剪力墙结构	高度/m	≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	24~60	
		剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一	
4	部分框支剪力墙结构	高度/m	≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	>80	≤24	>24 且 ≤80	—		—	
		剪力墙	一般部位	四	三	四	三	二	三				二
			加强部位	三	二	三	二	一	二				一
		框支层框架	二		二		一	一					
5	筒体结构	框架-核心筒	框架	三		二		一		一			
			核心筒	二		二		一		一			
		筒中筒	内筒	三		二		一		一			
			外筒	三		二		一		一			
6	板柱-剪力墙结构	高度/m	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35	—				
		板柱及周边框架	三	二	二	二	一						
		剪力墙	二	二	二	一	二	一					
7	单层厂房结构	铰接排架	四		三		二		一				

注：1. 建筑场地为 I 类时，除 6 度设防烈度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低。

2. 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级。

3. 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架。

4. 表中框架结构不包括异形柱框架。

5. 房屋高度不大于 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙结构的要求设计时，应按表中框架-剪力墙结构确定抗震等级。

12.2.2 结构构件抗震等级尚应符合的抗震要求及剪力墙底部加强部位的范围

结构构件抗震等级尚应符合的抗震要求及剪力墙底部加强部位的范围见表 12-27。

表 12-27 结构构件抗震等级尚应符合的抗震要求及剪力墙底部加强部位的范围

序号	项 目	内 容
1	确定抗震等级尚应符合的要求	<p>确定钢筋混凝土房屋结构构件的抗震等级时，尚应符合下列要求：</p> <p>(1) 对框架-剪力墙结构，在规定的水平地震力作用下，框架底部所承担的倾覆力矩大于结构底部总倾覆力矩的 50% 时，其框架的抗震等级应按框架结构确定</p> <p>(2) 与主楼相连的裙房，除应按裙房本身确定抗震等级外，相关范围不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶板对应的相邻上下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时，应按裙房本身确定抗震等级</p> <p>(3) 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下确定抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。地下室中无上部结构的部分，其抗震构造措施的抗震等级可根据具体情况采用三级或四级</p> <p>(4) 甲、乙类建筑按规定提高一度确定其抗震等级时，如其高度超过对应的房屋最大适用高度，则应采取比相应抗震等级更有效的抗震构造措施</p>
2	剪力墙底部加强部位的范围	<p>剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：</p> <p>(1) 底部加强部位的高度应从地下室顶板算起</p> <p>(2) 部分框支剪力墙结构的剪力墙，底部加强部位的高度可取框支层加框支层以上两层的高度和落地剪力墙总高度的 1/10 中二者的较大值。其他结构的剪力墙，房屋高度大于 24m 时，底部加强部位的高度可取底部两层和墙肢总高度的 1/10 二者的较大值；房屋高度不大于 24m 时，底部加强部位可取底部一层</p> <p>(3) 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时，按上述(1)、(2)确定的底部加强部位的范围尚宜向下延伸到计算嵌固端</p>

12.2.3 考虑地震组合的验算

考虑地震组合的验算见表 12-28。

表 12-28 考虑地震组合的验算

序号	项 目	内 容
1	承载力抗震调整系数	考虑地震组合验算混凝土结构构件的承载力时，均应按承载力抗震调整系数 γ_{RE} 进行调整，承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应按表 12-29 采用
2	正截面抗震承载力的计算	<p>正截面抗震承载力应按本书第 3 章及第 4 章有关的规定计算，但应在相关计算公式右端项除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE}</p> <p>当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 均应取为 1.0</p>

表 12-29 承载力抗震调整系数

序号	结构构件类别	正截面承载力计算				斜截面承载力计算		受冲切承载力计算	局部受压承载力计算
		受弯构件	偏心受压柱		偏心受拉构件	剪力墙	各类构件及框架节点		
			轴压比小于 0.15	轴压比不小于 0.15					
1	γ_{RE}	0.75	0.75	0.8	0.85	0.85	0.85	0.85	1.0

注：预埋件锚筋截面计算的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应取为 1.0。

12.2.4 结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接及材料要求

结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接及材料要求见表 12-30。

表 12-30 结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接及材料要求

序号	项 目	内 容
1	纵向受力钢筋的锚固和连接	<p>混凝土结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接除应符合表 3-30 序号 1 和序号 5 的有关规定外, 尚应符合下列要求:</p> <p>(1) 纵向受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 应按下列公式计算:</p> $l_{aE} = \zeta_{aE} l_a \quad (12-6)$ <p>式中 ζ_{aE}——纵向受拉钢筋抗震锚固长度修正系数, 对一、二级抗震等级取 1.15, 对三级抗震等级取 1.05, 对四级抗震等级取 1.00</p> <p>l_a——纵向受拉钢筋的锚固长度, 按表 3-30 序号 1 之(1)条确定</p> <p>(2) 当采用搭接连接时, 纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下列公式计算:</p> $l_{lE} = \zeta_l l_{lE} \quad (12-7)$ <p>式中 ζ_l——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数, 按表 3-30 序号 5 之(4)条确定</p> <p>(3) 纵向受力钢筋的连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接</p> <p>(4) 纵向受力钢筋连接的位置宜避开梁端、柱端箍筋加密区; 如必须在此连接时, 应采用机械连接或焊接</p> <p>(5) 混凝土构件位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不宜超过 50%</p> <p>(6) 箍筋宜采用焊接封闭箍筋、连续螺旋箍筋或连续复合螺旋箍筋。当采用非焊接封闭箍筋时, 其末端应做成 135°弯钩, 弯钩端头平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍; 在纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍, 且不宜大于 100mm</p>
2	材料要求	<p>(1) 混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 剪力墙不宜超过 C60; 其他构件, 9 度时不宜超过 C60, 8 度时不宜超过 C70 2) 框支梁、框支柱以及一级抗震等级的框架梁、柱及节点, 不应低于 C30; 其他各类结构构件, 不应低于 C20 <p>(2) 梁、柱、支撑以及剪力墙边缘构件中, 其受力钢筋宜采用热轧带肋钢筋; 当采用现行国家标准《钢筋混凝土用钢第 2 部分: 热轧带肋钢筋》(GB 1499.2—2007) 中牌号带“E”的热轧带肋钢筋时, 其强度和弹性模量应按表 2-12 和表 2-13 有关热轧带肋钢筋的规定采用</p> <p>(3) 按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件, 其纵向受力普通钢筋应符合下列要求:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25 2) 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30 3) 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%

12.3 考虑地震作用的钢筋混凝土矩形截面框架梁设计

12.3.1 矩形截面框架梁正截面受弯承载力计算

矩形截面框架梁正截面受弯承载力计算见表 12-31。

表 12-31 矩形截面框架梁正截面受弯承载力计算

序号	项 目	内 容
1	说明	<p>考虑地震作用组合的矩形截面框架梁，其正截面受弯承载力应按表 3-9 和表 3-12 的规定计算，但在受弯承载力计算公式右边应除以相应的承载力抗震调整系数，具体计算方法见本表序号 2、序号 3 和序号 4 矩形截面框架梁受弯承载力计算</p>
2	单筋矩形截面框架梁受弯承载力计算	<p>单筋矩形截面框架梁受弯承载力计算。由公式(3-15)可写成如下的计算公式为</p> $M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) \quad (12-8)$ <p>此时，受压区高度 x 按下列公式计算为</p> $\alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (12-9)$ <p>对一级抗震等级的框架梁，公式(12-9)中的 x 应符合</p> $x \leq 0.25h_0 \quad (12-10)$ <p>对二、三级抗震等级的框架梁，公式(12-9)中的 x 应符合</p> $x \leq 0.35h_0 \quad (12-11)$ <p>式中 M——考虑地震作用组合的弯矩设计值 γ_{RE}——承载力抗震调整系数，此处，$\gamma_{RE} = 0.75$ α_1——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土抗压强度设计值的比值，见表 3-5 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值 b——矩形截面梁的宽度 h_0——矩形截面梁的有效高度 f_y——普通钢筋抗拉强度设计值 A_s——纵向受拉普通钢筋的截面面积</p>
3	双筋矩形截面框架梁受弯承载力计算	<p>双筋矩形截面框架梁受弯承载力计算为： 由公式(3-25)可写成如下的计算公式为</p> $M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)] \quad (12-12)$ <p>此时，受压区高度 x 按下列公式计算：</p> $\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (12-13)$ <p>计算中考虑受压钢筋时，必须符合 $x \geq 2a'_s$ 的条件，当不符合时，正截面受弯承载力的计算公式可为</p> $M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} f_y A_s (h - a_s - a'_s) \quad (12-14)$ <p>式中 a_s、a'_s——纵向受拉钢筋、受压钢筋合力点至边缘的距离 h——矩形截面梁的高度 框架梁纵向普通受拉钢筋最大配筋率应符合表 2-33 的要求</p>

(续表 12-31)

序号	项 目	内 容
4	计算用表	<p>表 3-15 的利用说明。利用表 3-15 计算考虑地震作用组合的框架梁时, 需注意下列两点:</p> <p>(1) 利用表 3-15 进行计算时, 应注意对于一级抗震等级的框架梁, 应满足 $\xi = x/h_0 \leq 0.25$; 对于二、三级抗震等级的框架梁, 应满足 $\xi = x/h_0 \leq 0.35$</p> <p>(2) 表 3-15 中注 1 公式应相应改为:</p> $M = \frac{1}{\gamma_{RE}} \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2; \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0};$ $h_0 = \beta \sqrt{\frac{\gamma_{RE} M}{\alpha_1 f_c b}}; \quad A_s = \frac{\gamma_{RE} M}{\gamma_s f_y h_0};$ $A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b h_0}{f_y}$

12.3.2 梁斜截面受剪承载力计算

梁斜截面受剪承载力计算见表 12-32。

表 12-32 梁斜截面受剪承载力计算

序号	项 目	内 容
1	剪力设计值计算	<p>框架梁考虑抗震等级的梁端剪力设计值 V_b 应按下列规定计算:</p> <p>(1) 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构:</p> $V_b = 1.1 \frac{M_{bua}^l + M_{bua}^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-15)$ <p>且不小于按公式 (12-16) 求得的 V_b 值</p> <p>(2) 其他情况:</p> <p>一级抗震等级</p> $V_b = 1.3 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-16)$ <p>二级抗震等级</p> $V_b = 1.2 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-17)$ <p>三级抗震等级</p> $V_b = 1.1 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-18)$ <p>对四级抗震等级, 取地震作用组合下的剪力设计值</p> <p>式中 M_{bua}^l、M_{bua}^r——框架梁左、右端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力值</p> <p>M_b^l、M_b^r——考虑地震作用组合的框架梁左、右端弯矩设计值</p> <p>V_{Gb}——考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值, 可按简支梁计算确定</p> <p>l_n——梁的净跨</p>

(续表 12-32)

序号	项 目	内 容
1	剪力设计值计算	<p>在公式(12-15)中, M_{bua}^l 与 M_{bua}^r 之和, 应分别按顺时针和逆时针方向进行计算, 并取其较大值。每端的 M_{bua} 值可按表 3-9 和表 3-12 中有关公式计算, 但在计算中应将纵向受拉钢筋的强度设计值以强度标准值代替, 并取实配的纵向钢筋截面面积, 不等式改为等式, 并在等式右边除以梁的正截面承载力抗震调整系数</p> <p>公式(12-16)、公式(12-17)、公式(12-18)中, M_b^l 与 M_b^r 之和, 应分别按顺时针方向和逆时针方向进行计算, 并取其较大值</p>
2	受剪截面符合条件及斜截面受剪承载力计算	<p>(1) 框架梁的受剪截面应符合的条件: 跨高比不小于 2.5 的框架梁</p> $V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (12-19)$ <p>跨高比小于 2.5 的框架梁</p> $V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (12-20)$ <p>式中 β_c——混凝土强度影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, β_c 取 1.0; 混凝土强度等级为 C80 时, β_c 取 0.8, 其间按表 3-26 取用</p> <p>(2) 斜截面受剪承载力计算。一、二、三级抗震等级矩形截面的一般框架梁, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:</p> $V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.42f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (12-21)$ <p>对集中荷载作用下的框架梁(包括有多种荷载且其中集中荷载对节点边缘产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况), 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:</p> $V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (12-22)$ <p>式中 λ——计算截面的剪跨比, 可取 a/h_0, a 为计算截面至支座截面或节点边缘的距离; 当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5; 当 λ 大于 3 时, 取 λ 等于 3</p> <p>f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值 b——矩形框架梁截面宽度 h_0——矩形框架梁截面有效高度 f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值 A_{sv}——同一截面各肢竖向箍筋的全部截面面积 s——箍筋间距 γ_{RE}——承载力抗震调整系数, 此处为 $\gamma_{RE} = 0.85$</p>

12.3.3 框架梁的钢筋配置规定

框架梁的钢筋配置规定见表 12-33。

表 12-33 框架梁的钢筋配置规定

序号	项 目	内 容
1	纵向受拉钢筋的配筋率	纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表 2-28 规定的数值
2	框架梁端底部和顶部钢筋面积比值	框架梁梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值见表 2-34
3	梁端箍筋	梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径,应按表 12-34 采用;当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时,表中箍筋最小直径应增大 2mm
4	沿梁全长顶面和底面的通长钢筋	梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通长的纵向钢筋,对一、二级抗震等级,钢筋直径不应小于 14mm,且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向受力钢筋中较大截面面积的 1/4;对三、四级抗震等级,钢筋直径不应小于 12mm。见表 12-35
5	梁箍筋肢距	梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距:一级抗震等级,不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值;二、三级抗震等级,不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值;各抗震等级下,均不宜大于 300mm
6	箍筋面积配筋率	见表 2-25 序号 1 之(4)条的规定

表 12-34 框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

序 号	抗震等级	加密区长度/mm	箍筋最大间距/mm	最小直径/mm
1	一级	2 倍梁高和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 6 倍,梁高的 1/4 和 100 中的最小值	10
2	二级	1.5 倍梁高和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 8 倍,梁高的 1/4 和 100 中的最小值	8
3	三级		纵向钢筋直径的 8 倍,梁高的 1/4 和 150 中的最小值	8
4	四级		纵向钢筋直径的 8 倍,梁高的 1/4 和 150 中的最小值	6

注:箍筋直径大于 12mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时,一、二级的最大间距应允许适当放宽,但不得大于 150mm。

表 12-35 梁上、下通长纵向钢筋数量及接头位置

序号	抗震等级	一、二级	三、四级	接头位置
1	上部纵向钢筋	$2 \text{ 根 } 14, \text{ 且 } \geq \frac{1}{4} A_{s\max}^t$	$2 \text{ 根 } 12$	跨中
2	下部纵向钢筋	$2 \text{ 根 } 14, \text{ 且 } \geq \frac{1}{4} A_{s\max}^b$	$2 \text{ 根 } 12$	支座或支座边 $\frac{1}{4} l_{n0}$ 处

注:1. 如采用搭接接头,应满足搭接长度要求。

2. $A_{s\max}^t$ 、 $A_{s\max}^b$ 分别为上、下最大配筋截面面积。

3. l_{n0} 为梁的净跨度。

12.4 考虑地震作用的钢筋混凝土矩形截面框架柱设计

12.4.1 矩形截面框架柱正截面偏心受压承载力计算

矩形截面框架柱正截面偏心受压承载力计算见表 12-36。

表 12-36 矩形截面框架柱正截面偏心受压承载力计算

序号	项 目	内 容
1	矩形截面 偏心受压柱 正截面承载 力计算公式	<p>(1) 考虑地震作用组合的框架柱和框支柱, 其正截面承载力应按本书第 4 章的规定计算, 但在其所有的承载力的计算公式右边, 均应除以相应的正截面承载力抗震调整系数</p> <p>(2) 在地震作用组合下矩形截面偏心受压柱正截面承载力计算公式为</p> $N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (\alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' + \sigma_s A_s) \quad (12-23)$ $Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f_y' A_s' (h_0 - a_s')] \quad (12-24)$ $e = e_i + 0.5h - a_s \quad (12-25)$ $e_i = e_0 + e_a \quad (12-26)$ $e_0 = \frac{M}{N} \quad (12-27)$ <p>式中 N——考虑地震作用组合的轴向压力设计值 M——考虑地震作用组合的与轴向压力设计值 N 相对应的弯矩设计值 γ_{RE}——承载力抗震调整系数, 此处, 取为 $\gamma_{RE} = 0.8$</p>
2	对称配筋 大偏心受压 柱计算	<p>当相对受压区高度 $\xi = x/h_0 \leq \xi_b$ 时, 为大偏心受压柱, 此时, 取 $\sigma_s = f_y$, 如为对称配筋, 则 $A_s = A_s'$, 由公式 (12-23), 可得</p> $x = \frac{\gamma_{RE} N}{\alpha_1 f_c b} \quad (12-28)$ <p>由公式 (12-24), 可得</p> $A_s = A_s' = \frac{\gamma_{RE} Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f_y' (h_0 - a_s')} \quad (12-29)$
3	对称配筋小 偏心受压柱 计算	<p>当相对受压区高度 $\xi = x/h_0 > \xi_b$ 时, 为小偏心受压柱, 如为对称配筋, 此时钢筋截面面积计算公式为</p> $A_s = A_s' = \frac{\gamma_{RE} Ne - \xi (1 - 0.5\xi) \alpha_1 f_c b h_0^2}{f_y' (h_0 - a_s')} \quad (12-30)$ <p>公式 (12-30) 中的 ξ 计算公式为</p> $\xi = \frac{\gamma_{RE} N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0^2}{\gamma_{RE} Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2} + \xi_b \quad (12-31)$ <p>式中 α_1——系数, 取值见表 3-5 β_1——系数, 取值见表 3-5 ξ_b——相对受压区高度, 取值见表 3-6 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值, 取值见表 2-4 b——柱截面宽度 h_0——柱截面有效高度 式中其他符号意义同前</p>

12.4.2 框架柱及框支柱弯矩设计值计算规定

框架柱及框支柱弯矩设计值计算规定见表 12-37。

表 12-37 框架柱及框支柱弯矩设计值计算规定

序号	项 目	内 容
1	框架柱节点上、下端和框支柱的中间层节点上、下端的截面弯矩设计值	除框架顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱以及框支梁与框支柱的节点外，框架柱节点上、下端和框支柱的中间层节点上、下端的截面弯矩设计值应符合下列要求：
		(1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架
		$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua}$ (12-32)
		(2) 框架结构
		二级抗震等级
		$\sum M_c = 1.5 \sum M_b$ (12-33)
		三级抗震等级
		$\sum M_c = 1.3 \sum M_b$ (12-34)
		四级抗震等级
		$\sum M_c = 1.2 \sum M_b$ (12-35)
(3) 其他情况	一级抗震等级	
	$\sum M_c = 1.4 \sum M_b$ (12-36)	
	二级抗震等级	
	$\sum M_c = 1.2 \sum M_b$ (12-37)	
	三、四级抗震等级	
$\sum M_c = 1.1 \sum M_b$ (12-38)		
式中 $\sum M_c$ ——考虑地震组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和；柱端弯矩设计值的确定，在一般情况下，可将公式(12-32)~公式(12-36)计算的弯矩之和，按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震组合的弯矩比进行分配		
$\sum M_{bua}$ ——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋和材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值。当有现浇板时，梁端的实配钢筋应包含梁有效翼缘宽度范围内楼板的纵向钢筋		
$\sum M_b$ ——同一节点左、右梁端，按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震组合的弯矩设计值之和的较大值；一级抗震等级，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零		
2	弯矩设计值的增大系数	一、二、三、四级抗震等级框架结构的底层，柱下端截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋应按柱上、下端的不利情况配置 底层指无地下室的基础以上或地下室以上的首层

12.4.3 框架柱及框支柱的剪力设计值计算规定

框架柱及框支柱的剪力设计值计算规定见表 12-38。

表 12-38 框架柱及框支柱的剪力设计值计算规定

序号	项 目	内 容		
1	剪力设计值 V_c 的计算	框架柱、框支柱的剪力设计值 V_c 应按下列公式计算： (1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架 $V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^l + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (12-39)$		
		(2) 框架结构 二级抗震等级 $V_c = 1.3 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-40)$		
		三级抗震等级 $V_c = 1.2 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-41)$		
		四级抗震等级 $V_c = 1.1 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-42)$		
		(3) 其他情况 一级抗震等级 $V_c = 1.4 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-43)$		
		二级抗震等级 $V_c = 1.2 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-44)$		
		三、四级抗震等级 $V_c = 1.1 \frac{(M_c^l + M_c^b)}{H_n} \quad (12-45)$		
		式中 M_{cua}^l 、 M_{cua}^b ——框架柱上、下端按实配钢筋截面面积和材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值 M_c^l 、 M_c^b ——考虑地震组合，且经调整后的框架柱上、下端弯矩设计值 H_n ——柱的净高 在公式(12-39)中， M_{cua}^l 与 M_{cua}^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值； N 可取重力荷载代表值产生的轴向压力设计值 在公式(12-40)~公式(12-43)中， M_c^l 与 M_c^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。 M_c^l 、 M_c^b 的取值应符合表 12-37 的规定		
		2	其他要求	(1) 一、二级抗震等级的框支柱，由地震作用引起的附加轴向力应分别乘以增大系数 1.5、1.2；计算轴压比时，可不考虑增大系数 (2) 各级抗震等级的框架角柱，其弯矩、剪力设计值应在按表 12-37 和本表序号 1 调整的基础上再乘以不小于 1.1 的增大系数

12.4.4 框架柱受剪截面计算

框架柱受剪截面计算见表 12-39。

表 12-39 框架柱受剪截面计算

序号	项 目	内 容
1	受剪截面 符合条件	<p>考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，其受剪截面应符合下列条件： 剪跨比 λ 大于 2 的框架柱</p> $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (12-46)$ <p>框支柱和剪跨比 λ 不大于 2 的框架柱</p> $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (12-47)$ <p>式中 λ——框架柱、框支柱的计算剪跨比，取 $M/(Vh_0)$；此处，M 宜取柱上、下端考虑地震组合的弯矩设计值的较大值，V 取与 M 对应的剪力设计值，h_0 为柱截面有效高度；当框架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时，可取 λ 等于 $H_n/(2h_0)$，此处，H_n 为柱净高</p>
2	斜截面受剪 承载力计算	<p>考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：</p> $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right] \quad (12-48)$ <p>式中 λ——框架柱、框支柱的计算剪跨比；当 λ 小于 1.0 时，取 1.0；当 λ 大于 3.0 时，取 3.0 N——考虑地震组合的框架柱、框支柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$</p>
3	出现拉力 时，斜截面 抗震受剪承 载力	<p>考虑地震组合的矩形截面框架柱和框支柱，当出现拉力时，其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：</p> $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \right] \quad (12-49)$ <p>式中 N——考虑地震组合的框架柱轴向拉力设计值 当上式右边括号内的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36f_t b h_0$</p>
4	双向受剪 计算	<p>(1) 考虑地震组合的矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其受剪截面应符合下列条件：</p> $V_x \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2\beta_c f_c b h_0 \cos\theta \quad (12-50)$ $V_y \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2\beta_c f_c b h_0 \sin\theta \quad (12-51)$ <p>式中 V_x——x 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 h_0，截面宽度为 b V_y——y 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 b_0，截面宽度为 h θ——斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角，取为 $\arctan(V_y/V_x)$</p> <p>(2) 考虑地震组合时，矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其斜截面受剪承载力应符合下列条件：</p> $V_x \leq \frac{V_{ux}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux} \tan\theta}{V_{uy}} \right)^2}} \quad (12-52)$

(续表 12-39)

序号	项 目	内 容
4	双向受剪 计算	$V_y \leq \frac{V_{uy}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux} \tan \theta}\right)^2}} \quad (12-53)$
		$V_{ux} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s_x} h_0 + 0.056N \right] \quad (12-54)$
		$V_{uy} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_y + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s_y} h_0 + 0.056N \right] \quad (12-55)$
		<p>式中 λ_x、λ_y——框架柱的计算剪跨比，按表 4-24 序号 3 的规定确定</p> <p>A_{svx}、A_{svy}——配置在同一截面内平行于 x 轴、y 轴的箍筋各肢截面面积的总和</p> <p>N——与斜向剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$，此处，A 为构件的截面面积</p> <p>在计算截面箍筋时，在公式(12-52)、公式(12-53)中可近似取 V_{ux}/V_{uy} 等于 1 计算</p>

12.5 考虑地震作用的钢筋混凝土框架柱构造要求

12.5.1 框架柱的截面尺寸

框架柱的截面尺寸应符合表 12-40 要求。

表 12-40 框架柱的截面尺寸要求

序号	项 目	内 容
1	柱截面尺寸	矩形截面柱，抗震等级为四级或层数不超过 2 层时，其最小截面尺寸不宜小于 300mm，一、二、三级抗震等级且层数超过 2 层时不宜小于 400mm；圆柱的截面直径，抗震等级为四级或层数不超过 2 层时不宜小于 350mm，一、二、三级抗震等级且层数超过 2 层时不宜小于 450mm
2	柱剪跨比	柱的剪跨比宜大于 2
3	柱边长比	柱截面长边与短边的边长比不宜大于 3

12.5.2 框架柱和框支柱的钢筋配置

框架柱和框支柱的钢筋配置要求见表 12-41。

表 12-41 框架柱和框支柱的钢筋配置要求

序号	项 目	内 容
1	钢筋配 置要求	<p>框架柱和框支柱的钢筋配置，应符合下列要求：</p> <p>(1) 柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率应符合表 2-35 的规定</p> <p>(2) 框架柱和框支柱上、下端箍筋应加密，加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 12-42 的规定</p> <p>(3) 框支柱和剪跨比不大于 2 的框架柱应在柱全高范围内加密箍筋，且箍筋间距应符合上述(2)一级抗震等级的要求</p> <p>(4) 一级抗震等级框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及二级抗震等级框架柱的直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时，除底层柱下端外，箍筋间距应允许采用 150mm；四级抗震等级框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径不应小于 8mm</p>

(续表 12-41)

序号	项 目	内 容
2	配筋百分率及纵向钢筋配置	柱的配筋百分率见表 2-36 柱的纵向钢筋宜对称配置。截面尺寸大于 400mm 的柱, 纵向钢筋的间距不宜大于 200mm
3	箍筋加密区长度	框架柱的箍筋加密区长度, 应取柱截面长边尺寸(或圆形截面直径)、柱净高的 1/6 和 500mm 中的最大值; 一、二级抗震等级的角柱应沿柱全高加密箍筋。底层柱根箍筋加密区长度应取不小于该层柱净高的 1/3; 当有刚性地面时, 除柱端箍筋加密区外尚应在刚性地面上、下各 500mm 的高度范围内加密箍筋
4	箍筋肢距	柱箍筋加密区内的箍筋肢距: 一级抗震等级不宜大于 200mm; 二、三级抗震等级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径中的较大值; 四级抗震等级不宜大于 300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束; 当采用拉筋且箍筋与纵向钢筋有绑扎时, 拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住箍筋

表 12-42 柱端箍筋加密区的构造要求

序号	抗震等级	箍筋最大间距/mm	箍筋最小直径/mm
1	一级	纵向钢筋直径的 6 倍和 100 中的较小值	10
2	二级	纵向钢筋直径的 8 倍和 100 中的较小值	8
3	三级	纵向钢筋直径的 8 倍和 150(柱根 100)中的较小值	8
4	四级	纵向钢筋直径的 8 倍和 150(柱根 100)中的较小值	6(柱根 8)

注: 柱根是指底层柱下端的箍筋加密区范围。

12.5.3 柱轴压比限值与箍筋加密区的体积配筋率

柱轴压比限值与箍筋加密区的体积配筋率见表 12-43。

表 12-43 柱轴压比限值与箍筋加密区的体积配筋率

序号	项 目	内 容
1	柱轴压比限值	一、二、三、四级抗震等级的各类结构的框架柱、框支柱, 其轴压比不宜大于表 12-44 规定的限值。对 IV 类场地上较高的高层建筑, 柱轴压比限值应适当减小
2	箍筋加密区箍筋的体积配筋率	<p>箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下列规定:</p> <p>(1) 柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率, 应符合下列规定:</p> $\rho_v = \frac{\sum a_k l_k}{l_1 l_2 s} \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (12-56)$ <p>式中 ρ_v——柱箍筋加密区的体积配筋率, 按表 7-2 序号 3 的规定计算, 计算中应扣除重叠部分的箍筋体积</p> <p>a_k——箍筋单肢截面面积</p> <p>l_k——对应于 a_k 的箍筋单肢总长度, 重叠段按一肢计算</p> <p>l_1、l_2——柱核芯混凝土面积的两个边长</p>

(续表 12-43)

序号	项 目	内 容
2	箍筋加密区箍筋的体积配筋率	s ——箍筋间距 f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值 λ_v ——最小配箍特征值，按表 12-45 采用 (2) 对一、二、三、四级抗震等级的柱，其箍筋加密区的箍筋体积配筋率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4% 和 0.4% (3) 框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其最小配箍特征值应按表 12-45 中的数值增加 0.02 采用，且体积配筋率不应小于 1.5% (4) 当剪跨比 λ 不大于 2 时，宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%；9 度设防烈度一级抗震等级时，不应小于 1.5%
3	在箍筋加密区外	在箍筋加密区外，箍筋的体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半；对一、二级抗震等级，箍筋间距不应大于 $10d$ ；对三、四级抗震等级，箍筋间距不应大于 $15d$ ，此处， d 为纵向钢筋直径

表 12-44 柱轴压比限值

序号	结构体系	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
1	框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
2	框架-剪力墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.90	0.95
3	部分框支剪力墙结构	0.60	0.70	—	

- 注：1. 轴压比指柱地震作用组合的轴向压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。
2. 当混凝土强度等级为 C65、C70 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.05；混凝土强度等级为 C75、C80 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.10。
3. 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
4. 沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺旋净距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时，轴压比限值均可按表中数值增加 0.10。
5. 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的总截面面积不少于柱截面面积的 0.8% 时，轴压比限值可按表中数值增加 0.05；此项措施与注 4 的措施同时采用时，轴压比限值可按表中数值增加 0.15，但箍筋的配箍特征值 λ_v 仍应按轴压比增加 0.10 的要求确定。
6. 调整后的柱轴压比限值不应大于 1.05。

表 12-45 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值 λ_v

序号	抗震等级	箍筋形式	轴压比								
			≤ 0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
1	一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
2		螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
3	二级	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
4		螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
5	三、四级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
6		螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

- 注：1. 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍指单个螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋。
2. 在计算复合螺旋箍的体积配筋率时，其中非螺旋箍筋的体积应乘以系数 0.8。
3. 混凝土强度等级高于 C60 时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍，当轴压比不大于 0.6 时，其加密区的最小配箍特征值宜按表中数值增加 0.02；当轴压比大于 0.6 时，宜按表中数值增加 0.03。

12.6 钢筋混凝土剪力墙结构设计

12.6.1 钢筋混凝土剪力墙结构设计一般规定

钢筋混凝土剪力墙结构设计一般规定见表 12-46。

表 12-46 钢筋混凝土剪力墙结构设计一般规定

序号	项 目	内 容
1	说明	<p>(1) 剪力墙结构是指用钢筋混凝土墙板来承受竖向荷载，抵抗水平荷载的空间结构，墙体同时作为维护和分隔构件，是一种性能比较好地抵抗水平荷载的墙，称为剪力墙</p> <p>(2) 剪力墙(图 12-7)按墙肢截面长度与宽度之比分为： $h_w/b_w < 3$：异形柱 $h_w/b_w = 3 \sim 5$：小墙肢短肢剪力墙 $h_w/b_w = 5 \sim 8$：短肢剪力墙 $h_w/b_w > 8$：普通剪力墙</p> <p>异形柱是指截面为 T 形、十字形、L 形和 Z 形，其宽度等于墙厚的柱(图 12-8)。由异形柱组成的结构称为异形柱结构。异形柱结构的最大优点是，柱截面宽度等于墙厚，室内墙面平整，便于布置</p> <p>小墙肢短肢剪力墙的抗弯、抗剪和抗扭能力都很弱，不宜用于高层建筑结构中</p> <p>短肢剪力墙的抗震性能较差，在地区应用的经验不多，为安全起见，高层建筑结构不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙结构。在短肢剪力墙结构中布置筒体或一定数量的普通剪力墙以后，抗震性能有较大的改善，可以用于高层建筑中，但应满足有关的规定</p> <p>(3) 现浇高层钢筋混凝土剪力墙结构，适用于住宅、公寓、饭店、医院病房楼等平面墙体布置较多的建筑</p>
2	剪力墙 的布置	<p>剪力墙结构体系的布置应注意下列各点：</p> <p>(1) 房屋平、立面力求规则、简单，不应有过多的凹凸</p> <p>(2) 结构平面布置宜对称、均匀，力求结构的刚度中心与水平荷载的合力作用线接近或重合</p> <p>(3) 剪力墙宜拉通对直，刚度沿房屋高度不宜突变</p>

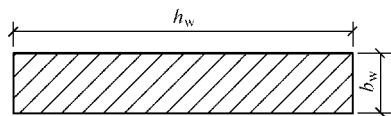


图 12-7 剪力墙截面

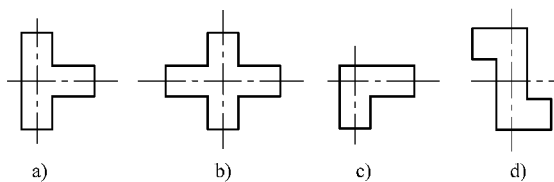


图 12-8 异形柱

a) T形 b) 十字形 c) L形 d) Z形

12.6.2 剪力墙正截面偏心受压承载力计算

剪力墙正截面偏心受压承载力计算见表 12-47。

表 12-47 剪力墙正截面偏心受压承载力计算

序号	项 目	内 容
1	剪力墙正截面偏心受压承载力基本计算公式	<p>(1) 偏心受压剪力墙正截面承载力计算时, 假定中和轴到受压区边缘的距离为受压区高度 x 的 1.5 倍, 中和轴以下的纵向钢筋全部屈服, 中和轴以上的腹部纵向钢筋未屈服, 且在计算中不考虑, 计算简图如图 12-9 所示</p> <p>(2) 由工字形截面两个基本平衡公式 ($\sum N=0, \sum M=0$), 可得各种情况下的设计计算公式:</p> $\gamma_{RE} N \leq A'_s f'_y - A_s \sigma_s - N_{sw} + N_c \quad (12-57)$ $\gamma_{RE} N \left(e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) \leq A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c \quad (12-58)$ <p>1) 当 $x > h'_f$ 时, 中和轴在腹板中, 基本公式中 N_c、M_c 由下列公式计算:</p> $N_c = \alpha_1 f_c b_w x + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \quad (12-59)$ $M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \left(h_{w0} - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (12-60)$ <p>2) 当 $x \leq h'_f$ 时, 中和轴在翼缘内, 基本公式中 N_c、M_c 由下列公式计算:</p> $N_c = \alpha_1 f_c b'_f x \quad (12-61)$ $M_c = \alpha_1 f_c b'_f x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) \quad (12-62)$ <p>3) 当 $x \leq \xi_b h_{w0}$ 时, 为大偏压, 受拉、受压端部钢筋都达到屈服, 基本公式中 σ_s、N_{sw}、M_{sw} 由下列公式计算:</p> $\sigma_s = f_y \quad (12-63)$ $N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x) b_w f_{yw} \rho_w \quad (12-64)$ $M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \quad (12-65)$ <p>4) 当 $x > \xi_b h_{w0}$ 时, 为小偏压, 端部受压钢筋屈服, 而受拉分布钢筋及端部钢筋均未屈服。基本公式中 σ_s、N_{sw}、M_{sw} 由下列公式计算:</p> $\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (12-66)$ $N_{sw} = 0 \quad (12-67)$ $M_{sw} = 0 \quad (12-68)$ <p>界限相对受压区高度</p> $\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (3-7)$ <p>式中 a'_s——剪力墙受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离 b'_f——T形或I形截面受压区翼缘宽度 e_0——偏心距, $e_0 = M/N$ f_y、f'_y——剪力墙端部受拉、受压钢筋强度设计值 f_{yw}——剪力墙墙体竖向分布钢筋强度设计值</p>

(续表 12-47)

序号	项 目	内 容
1	剪力墙正截面偏心受压承载力基本计算公式	f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 h'_f ——T 形或 I 形截面受压区翼缘的高度 h_{w0} ——剪力墙截面有效高度, $h_{w0}=h_w-a'_s$ ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率 ξ_b ——界限相对受压区高度, 详见表 3-6 α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值: 当混凝土强度等级不超过 C50 时取 1.0; 当混凝土强度等级为 C80 时取 0.94; 当混凝土强度等级在 C50 和 C80 之间时, 可按表 3-5 取值 β_1 ——随混凝土强度提高而逐渐降低的系数: 当混凝土强度等级不超过 C50 时取 0.8; 当混凝土强度等级为 C80 时取 0.74; 当混凝土强度等级在 C50 和 C80 之间时, 可按表 3-5 取值 ε_{cu} ——混凝土极限压应变, 应按公式(3-5)计算, 或按表 3-3 查用
2	矩形截面剪力墙大偏心受压对称配筋正截面承载力计算	矩形截面大偏心受压对称配筋($A'_s=A_s$)时, 正截面承载力按下列公式计算: $A_s=A'_s=\frac{\gamma_{RE}\left[M+N\left(h_{w0}-\frac{h_w}{2}\right)\right]+M_{sw}-M_c}{f_y(h_{w0}-a'_s)} \quad (12-69)$ 其中 $M_{sw}=\frac{1}{2}(h_{w0}-1.5x)^2\frac{A_{sw}f_{yw}}{h_{w0}} \quad (12-70)$ $M_c=\alpha_1f_cb_wx\left(h_{w0}-\frac{x}{2}\right) \quad (12-71)$ 受压区高度 x 为 $x=\frac{(\gamma_{RE}N+A_{sw}f_{yw})h_{w0}}{\alpha_1f_cb_wh_{w0}+1.5A_{sw}f_{yw}} \quad (12-72)$ 式中 A_{sw} ——剪力墙截面竖向分布钢筋总截面积 在工程设计时先确定竖向分布钢筋的 A_{sw} 和 f_{yw} , 求出 M_{sw} 和 M_c , 然后按公式(12-69)计算墙端所需钢筋截面面积 $A_s=A'_s$
3	矩形截面剪力墙小偏心受压对称配筋正截面承载力计算	矩形截面小偏心受压对称配筋($A_s=A'_s$)时, 正截面承载力可近似按下列公式计算: $A_s=A'_s=\frac{\gamma_{RE}Ne-\xi(1-0.5\xi)\alpha_1f_cb_wh_{w0}^2}{f'_y(h_{w0}-a'_s)} \quad (12-73)$ 式中的相对受压区高度 ξ 按以下公式计算: $\xi=\frac{\gamma_{RE}N-\xi_b\alpha_1f_cb_wh_{w0}^2}{\gamma_{RE}Ne-0.43\alpha_1f_cb_wh_{w0}^2+(\beta_1-\xi_b)(h_{w0}-a'_s)}+\xi_b \quad (12-74)$ 式中 $e=e_i+\frac{h_w}{2}-a_s \quad (12-74a)$ $e_i=e_0+a_s \quad (4-9)$ $e_0=\frac{M}{N} \quad (12-74b)$ $a_s=a'_s=b_w \quad (12-74c)$

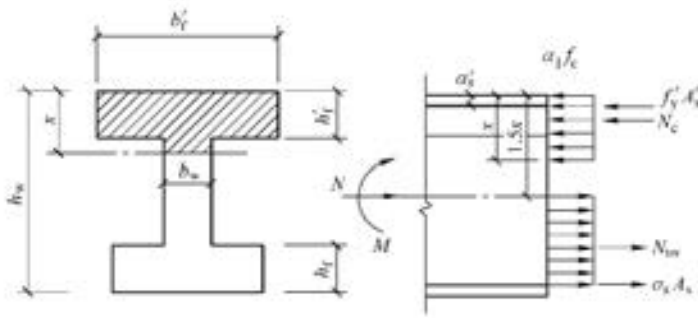


图 12-9 剪力墙正截面承载力计算简图

12.6.3 矩形截面剪力墙正截面偏心受拉对称配筋承载力计算

矩形截面剪力墙正截面偏心受拉对称配筋承载力计算见表 12-48。

表 12-48 矩形截面剪力墙正截面偏心受拉对称配筋承载力计算

序号	项 目	内 容
1	计算公式	<p>地震作用组合时的计算公式为</p> $N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{N_{0u}} - \frac{e_0}{M_{wu}} \right] \quad (12-75)$ <p>式中, N_{0u} 和 M_{wu} 可按下列公式计算:</p> $N_{0u} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \quad (12-76)$ $M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_{w0} - a'_s)}{2} \quad (12-77)$ <p>式中 A_{sw}——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积</p>
2	其他说明	<p>在抗震设计的双肢剪力墙中, 墙肢不宜出现小偏心受拉, 因为如果双肢剪力墙中一个墙肢出现小偏心受拉, 该墙肢可能会出现水平通缝而失去抗剪能力, 则由荷载产生的剪力将全部转移到另一个墙肢而导致其抗剪承载力不足。当墙肢出现大偏心受拉时, 墙肢易出现裂缝, 使其刚度降低, 剪力将在墙肢中重分配, 此时, 可将另一墙肢按弹性计算的剪力设计值增大(乘以 1.25 系数), 以提高其抗剪承载力</p>

12.6.4 剪力墙的剪力设计值计算

剪力墙的剪力设计值计算见表 12-49。

表 12-49 剪力墙的剪力设计值计算

序号	项 目	内 容
1	说明	<p>一级抗震等级剪力墙各墙肢截面考虑地震组合的弯矩设计值, 底部加强部位应按墙肢截面地震组合弯矩设计值采用, 底部加强部位以上部位应按墙肢截面地震组合弯矩设计值乘以增大系数, 其值可取 1.2; 剪力设计值应做相应调整</p>

(续表 12-49)

序号	项 目	内 容
2	剪力设计值计算	<p>考虑剪力墙的剪力设计值 V_w 应按下列规定计算:</p> <p>(1) 底部加强部位</p> <p>1) 9 度设防烈度的一级抗震等级剪力墙</p> $V_w = 1.1 \frac{M_{wua}}{M} V \quad (12-78)$ <p>2) 其他情况</p> <p>一级抗震等级</p> $V_w = 1.6V \quad (12-79)$ <p>二级抗震等级</p> $V_w = 1.4V \quad (12-80)$ <p>三级抗震等级</p> $V_w = 1.2V \quad (12-81)$ <p>四级抗震等级取地震组合下的剪力设计值</p> <p>(2) 其他部位</p> $V_w = V \quad (12-82)$ <p>式中 M_{wua}——剪力墙底部截面按实配钢筋截面面积、材料强度标准值且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值; 有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋</p> <p>M——考虑地震组合的剪力墙底部截面的弯矩设计值</p> <p>V——考虑地震组合的剪力墙的剪力设计值</p> <p>公式 (12-78) 中, M_{wua} 值可按有关的规定, 采用表 12-38 序号 1 有关计算框架柱端 M_{cua} 值的相同方法确定, 但其 γ_{RE} 值应取剪力墙的正截面承载力抗震调整系数</p>

12.6.5 剪力墙的受剪计算

剪力墙的受剪计算见表 12-50。

表 12-50 剪力墙的受剪计算

序号	项 目	内 容
1	受剪截面符合条件	<p>剪力墙的受剪截面应符合下列要求:</p> <p>当剪跨比大于 2.5 时</p> $V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (12-83)$ <p>当剪跨比不大于 2.5 时</p> $V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (12-84)$ <p>式中 V_w——考虑地震组合的剪力墙的剪力设计值</p>

(续表 12-50)

序号	项 目	内 容
2	剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力计算	<p>剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> $V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (12-85)$ <p>式中 N——考虑地震组合的剪力墙轴向压力设计值中的较小者; 当 N 大于 $0.2f_c b h$ 时取 $0.2f_c b h$</p> <p>λ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = M/(Vh_0)$; 当 λ 小于 1.5 时取 1.5; 当 λ 大于 2.2 时取 2.2; 此处, M 为与设计剪力值 V 对应的弯矩设计值; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0/2$ 时, 应按距离墙底 $h_0/2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算</p>
3	剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力计算	<p>剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> $V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 - 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (12-86)$ <p>式中 N——考虑地震组合的剪力墙轴向拉力设计值中的较大值</p> <p>当公式(12-86)右边方括号内的计算值小于 $0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$ 时, 取等于 $0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$</p>
4	水平施工缝处的受剪承载力计算	<p>一级抗震等级的剪力墙, 其水平施工缝处的受剪承载力应符合下列规定:</p> $V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (12-87)$ <p>式中 N——考虑地震组合的水平施工缝处的轴向力设计值, 压力时取正值, 拉力时取负值</p> <p>A_s——剪力墙水平施工缝处全部竖向钢筋截面面积, 包括竖向分布钢筋、附加竖向插筋以及边缘构件(不包括两侧翼墙)纵向钢筋的总截面面积</p>

12.6.6 剪力墙洞口连梁的计算

剪力墙洞口连梁的计算见表 12-51。

表 12-51 剪力墙洞口连梁的计算

序号	项 目	内 容
1	剪力设计值计算	<p>剪力墙洞口连梁的剪力设计值 V_{wb} 应按下列规定计算:</p> <p>(1) 9 度设防烈度的一级抗震等级框架</p> $V_{wb} = 1.1 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-88)$ <p>(2) 其他情况(普通箍筋连梁)</p> <p>1) 一级抗震等级</p> $V_{wb} = 1.3 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-89)$ <p>2) 二级抗震等级</p> $V_{wb} = 1.2 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-90)$

(续表 12-51)

序号	项 目	内 容
1	剪力设计值计算	<p>3) 三级抗震等级</p> $V_{wb} = 1.1 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-91)$ <p>4) 四级抗震等级</p> $V_{wb} = 1.0 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (12-92)$ <p>配置有对角斜筋的连梁, 按公式(12-92)计算</p> <p>式中 M_{bua}^l、M_{bua}^r——连梁左、右端顺时针或逆时针方向实配的受弯承载力所对应的弯矩值, 应按实配钢筋面积(计入受压钢筋)和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算</p> <p>M_b^l、M_b^r——考虑地震组合的剪力墙及筒体连梁左、右梁端弯矩设计值。应分别按顺时针方向和逆时针方向计算 M_b^l 与 M_b^r 之和, 并取其较大值。对一级抗震等级, 当两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩值应取零</p> <p>l_n——连梁净跨</p> <p>V_{Gb}——考虑地震组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值, 可按简支梁计算确定</p>
2	截面限制条件及斜截面受剪承载力计算	<p>各抗震等级的剪力墙洞口连梁, 当配置普通箍筋时, 其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> <p>(1) 跨高比大于 2.5 时</p> <p>1) 受剪截面应符合下列要求:</p> $V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (12-93)$ <p>2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求:</p> $V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42f_t b h_0 + \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (12-94)$ <p>(2) 跨高比不大于 2.5 时</p> <p>1) 受剪截面应符合下列要求:</p> $V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (12-95)$ <p>2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求:</p> $V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38f_t b h_0 + 0.9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (12-96)$ <p>式中 f_t——混凝土抗拉强度设计值</p> <p>f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值</p> <p>A_{sv}——配置在同一截面内的箍筋截面面积</p>

(续表 12-51)

序号	项 目	内 容
3	洞口连梁正截面受弯承载力计算	<p>剪力墙洞口连梁, 当采用对称配筋时, 其正截面受弯承载力应符合下列规定:</p> $M_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_y A_s (h_0 - a'_s) + f_{yd} A_{sd} z_{sd} \cos \alpha] \quad (12-97)$ <p>式中 M_b——考虑地震组合的剪力墙连梁梁端弯矩设计值 f_y——纵向钢筋抗拉强度设计值 f_{yd}——对角斜筋抗拉强度设计值 A_s——单侧受拉纵向钢筋截面面积 A_{sd}——单向对角斜筋截面面积, 无斜筋时取 0 z_{sd}——计算截面对角斜筋至截面受压区合力点的距离 α——对角斜筋与梁纵轴线夹角 h_0——连梁截面有效高度</p>

12.6.7 剪力墙洞口连梁的配筋

剪力墙洞口连梁的配筋见表 12-52。

表 12-52 剪力墙洞口连梁的配筋

序号	项 目	内 容
1	截面限制条件及斜截面受剪承载力计算	<p>对于一、二级抗震等级的连梁, 当跨高比不大于 2.5 时, 除普通箍筋外宜另配置斜向交叉钢筋, 其截面限制条件及斜截面受剪承载力可按下列规定计算:</p> <p>(1) 当洞口连梁截面宽度不小于 250mm 时, 可采用交叉斜筋配筋(图 12-10), 其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> <p>1) 受剪截面应符合下列要求:</p> $V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.25\beta_c f_c b h_0) \quad (12-98)$ <p>2) 斜截面受剪承载力应符合下列要求:</p> $M_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.4f_t b h_0 + (2.0\sin\alpha + 0.6\eta)f_{yd} A_{sd}] \quad (12-99)$ $\eta = \frac{f_{sv} A_{sv} h_0}{s f_{yd} A_{yd}} \quad (12-100)$ <p>式中 η——箍筋与对角斜筋的配筋强度比, 当小于 0.6 时取 0.6, 当大于 1.2 时取 1.2 α——对角斜筋与梁纵轴的夹角 f_{yd}——对角斜筋的抗拉强度设计值 A_{sd}——单向对角斜筋的截面面积 A_{sv}——同一截面内箍筋各肢的全部截面面积</p>

(续表 12-52)

序号	项 目	内 容
1	截面限制条件及斜截面受剪承载力计算	<p>(2) 当连梁截面宽度不小于 400mm 时, 可采用集中对角斜筋配筋(图 12-11)或对角暗撑配筋(图 12-12), 其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 受剪截面应符合公式(12-98)的要求 2) 斜截面受剪承载力应符合下列要求: $M_{wb} \leq \frac{2}{\gamma_{RE}} f_{yd} A_{sd} \sin \alpha \quad (12-101)$
2	纵向钢筋、斜筋及箍筋	<p>剪力墙及筒体洞口连梁的纵向钢筋、斜筋及箍筋的构造应符合下列要求:</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) 连梁沿上、下边缘单侧纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.15%, 且配筋不宜少于 2ϕ12; 交叉斜筋配筋连梁单向对角斜筋不宜少于 2ϕ12, 单组折线筋的截面面积可取为单向对角斜筋截面面积的一半, 且直径不宜小于 12mm; 集中对角斜筋配筋连梁和对角暗撑连梁中每组对角斜筋应至少由 4 根直径不小于 14mm 的钢筋组成 (2) 交叉斜筋配筋连梁的对角斜筋在梁端部位应设置不少于 3 根拉筋, 拉筋的间距不应大于连梁宽度和 200mm 中的较小值, 直径不应小于 6mm; 集中对角斜筋配筋连梁应在梁截面内沿水平方向及竖直方向设置双向拉筋, 拉筋应勾住外侧纵向钢筋, 间距不应大于 200mm, 直径不应小于 8mm; 对角暗撑配筋连梁中暗撑箍筋的外缘沿梁截面宽度方向不宜小于梁宽的一半, 另一方向不宜小于梁宽的 1/5; 对角暗撑约束箍筋的间距不宜大于暗撑钢筋直径的 6 倍, 当计算间距小于 100mm 时可取 100mm, 箍筋肢距不应大于 350mm <p>除集中对角斜筋配筋连梁以外, 其余连梁的水平钢筋及箍筋形成的钢筋网之间应采用拉筋拉结, 拉筋直径不宜小于 6mm, 间距不宜大于 400mm</p> <ol style="list-style-type: none"> (3) 沿连梁全长箍筋的构造宜按表 12-33 关于框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用; 对角暗撑配筋连梁沿连梁全长箍筋的间距可按表 12-34 中规定值的两倍取用 (4) 连梁纵向受力钢筋、交叉斜筋伸入墙内的锚固长度不应小于 l_{aE}, 且不应小于 600mm; <p>顶层连梁纵向钢筋伸入墙体的长度范围内, 应配置间距不大于 150mm 的构造箍筋, 箍筋直径应与该连梁的箍筋直径相同</p> <ol style="list-style-type: none"> (5) 剪力墙的水平分布钢筋可作为连梁的纵向构造钢筋在连梁范围内贯通。当梁的腹板高度 h_w 不小于 450mm 时, 其两侧面沿梁高范围设置的纵向构造钢筋的直径不应小于 10mm, 间距不应大于 200mm; 对跨高比不大于 2.5 的连梁, 梁两侧的纵向构造钢筋的面积配筋率尚不应小于 0.3%

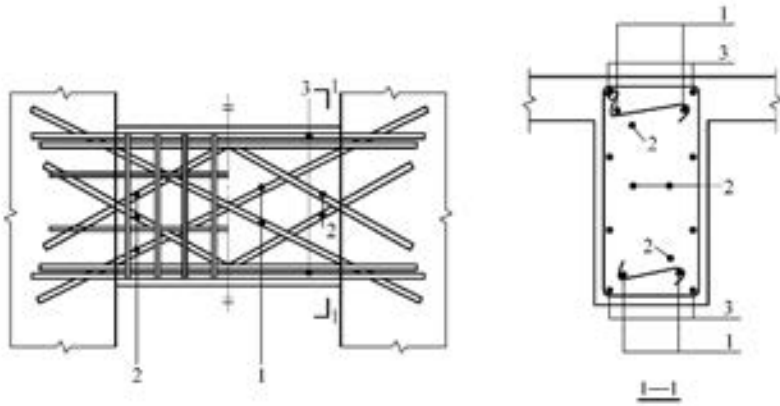


图 12-10 交叉斜筋配筋连梁
1—对角斜筋 2—折线筋 3—纵向钢筋

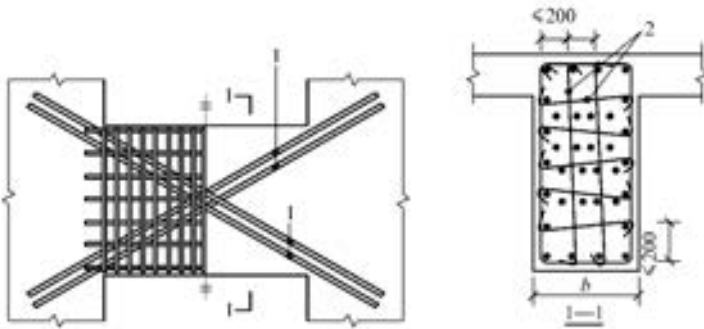


图 12-11 集中对角斜筋配筋连梁
1—对角斜筋 2—拉筋

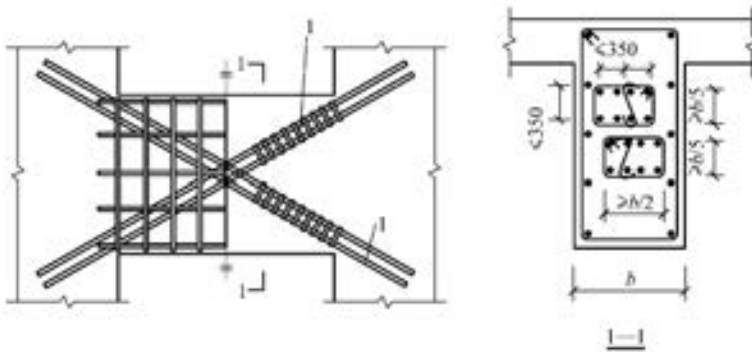


图 12-12 对角暗撑配筋连梁
1—对角暗撑

12.6.8 剪力墙的墙肢截面厚度及配筋

剪力墙的墙肢截面厚度及配筋见表 12-53。

表 12-53 剪力墙的墙肢截面厚度及配筋

序号	项 目	内 容
1	墙肢截面厚度	<p>剪力墙的墙肢截面厚度应符合下列规定:</p> <p>(1) 剪力墙结构: 一、二级抗震等级时, 一般部位不应小于 160mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/20; 三、四级抗震等级时, 不应小于 140mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/25。一、二级抗震等级的底部加强部位, 不应小于 200mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/16, 当墙端无端柱或翼墙时, 墙厚不宜小于层高或无支长度的 1/12</p> <p>(2) 框架-剪力墙结构: 一般部位不应小于 160mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/20; 底部加强部位不应小于 200mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/16</p> <p>(3) 框架-核心筒结构、筒中筒结构: 一般部位不应小于 160mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/20; 底部加强部位不应小于 200mm, 且不宜小于层高或无支长度的 1/16。筒体底部加强部位及其上一层不宜改变墙体厚度</p>
2	剪力墙的配筋	<p>(1) 剪力墙厚度大于 140mm 时, 其竖向和水平向分布钢筋不应少于双排布置</p> <p>(2) 剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋的配筋应符合本书表 2-38 的规定</p> <p>(3) 剪力墙水平和竖向分布钢筋的间距不宜大于 300mm, 直径不宜大于墙厚的 1/10, 且不应小于 8mm; 竖向分布钢筋直径不宜小于 10mm</p> <p>部分框支剪力墙结构的底部加强部位, 剪力墙水平和竖向分布钢筋的间距不宜大于 200mm</p>

12.6.9 剪力墙轴压比及边缘构件

剪力墙轴压比及边缘构件见表 12-54。

表 12-54 剪力墙轴压比及边缘构件

序号	项 目	内 容
1	剪力墙轴压比	一、二、三级抗震等级的剪力墙, 其底部加强部位的墙肢轴压比不宜超过表 12-55 的限值
2	剪力墙设置边缘构件	<p>剪力墙两端及洞口两侧应设置边缘构件, 并应符合下列要求:</p> <p>(1) 一、二、三级抗震等级剪力墙, 在重力荷载代表值作用下, 当墙肢底截面轴压比大于表 12-56 规定时, 其底部加强部位及其以上一层墙肢应按本表序号 3 的规定设置约束边缘构件; 当墙肢轴压比不大于表 12-56 规定时, 可按本表序号 4 的规定设置构造边缘构件</p> <p>(2) 部分框支剪力墙结构中, 一、二、三级抗震等级落地剪力墙的底部加强部位及以上一层的墙肢两端, 宜设置翼墙或端柱, 并应按本表序号 3 的规定设置约束边缘构件; 不落地的剪力墙, 应在底部加强部位及以上一层剪力墙的墙肢两端设置约束边缘构件</p> <p>(3) 一、二、三级抗震等级的剪力墙的一般部位剪力墙以及四级抗震等级剪力墙, 应按本表序号 4 设置构造边缘构件</p> <p>(4) 对框架-核心筒结构, 一、二、三级抗震等级的核心筒角部墙体的边缘构件尚应按下列要求加强: 底部加强部位墙肢约束边缘构件的长度宜取墙肢截面高度的 1/4, 且约束边缘构件范围内宜全部采用箍筋; 底部加强部位以上宜按本表序号 3 的要求设置约束边缘构件</p>

(续表 12-54)

序号	项 目	内 容
3	剪力墙约束边缘构件	<p>剪力墙端部设置的约束边缘构件(暗柱、端柱、翼墙和转角墙)应符合下列要求(图 12-13):</p> <p>(1) 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及配箍特征值 λ_v 宜满足表 12-57 的要求, 箍筋的配置范围及相应的配箍特征值 λ_v 和 $\lambda_v/2$ 的区域如图 12-13 所示, 其体积配筋率 ρ_v 应符合下列要求:</p> $\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (12-102)$ <p>式中 λ_v——配箍特征值, 计算时可计入拉筋</p> <p>计算体积配筋率时, 可适当计入满足构造要求且在墙端有可靠锚固的水平分布钢筋的截面面积</p> <p>(2) 一、二、三级抗震等级剪力墙约束边缘构件的纵向钢筋的截面面积, 对图 12-13 所示暗柱、端柱、翼墙与转角墙分别不应小于图中阴影部分面积的 1.2%、1.0%和 1.0%</p> <p>(3) 约束边缘构件的箍筋或拉筋沿竖向的间距, 对一级抗震等级不宜大于 100mm, 对二、三级抗震等级不宜大于 150mm</p>
4	剪力墙构造边缘构件	<p>剪力墙端部设置的构造边缘构件(暗柱、端柱、翼墙和转角墙)的范围, 应按图 12-14 确定, 构造边缘构件的纵向钢筋除应满足计算要求外, 尚应符合表 12-58 的要求</p>

表 12-55 剪力墙轴压比限值

序号	抗震等级(设防烈度)	一级(9度)	二级(7、8度)	二级、三级
1	轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注: 剪力墙轴压比指在重力荷载代表值作用下墙的轴压力设计值与墙的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。

表 12-56 剪力墙设置构造边缘构件的最大轴压比

序号	抗震等级(设防烈度)	一级(9度)	二级(7、8度)	二级、三级
1	轴压比	0.1	0.2	0.3

表 12-57 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及配箍特征值 λ_v

序号	项 目	一级(9度)		一级(7、8度)		二、三级	
		$\lambda \leq 0.2$	$\lambda > 0.2$	$\lambda \leq 0.3$	$\lambda > 0.3$	$\lambda \leq 0.4$	$\lambda > 0.4$
1	l_c (暗柱)	0.20 h_w	0.25 h_w	0.15 h_w	0.20 h_w	0.15 h_w	0.20 h_w
2	l_c (翼墙或端柱)	0.15 h_w	0.20 h_w	0.10 h_w	0.15 h_w	0.10 h_w	0.15 h_w
3	λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20
4	纵向钢筋(取较大值)	0.012 A_c , 8 ϕ 16		0.012 A_c , 8 ϕ 16		0.010 A_c , 6 ϕ 16 (三级 6 ϕ 14)	
5	箍筋或拉筋沿竖向间距	100mm		100mm		150mm	

注: 1. 抗震墙的翼墙长度小于其 3 倍厚度或端柱截面边长小于 2 倍墙厚时, 按无翼墙、无端柱查表; 端柱有集中荷载时, 配筋构造尚应满足与墙相同抗震等级框架柱的要求。

2. l_c 为约束边缘构件沿墙肢长度, 且不小于墙厚和 400mm; 有翼墙或端柱时不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm。

3. λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值, 体积配筋率可按本书公式(12-56)计算, 并可适当计入满足构造要求且在墙端有可靠锚固的水平分布钢筋的截面面积。

4. h_w 为抗震墙墙肢长度。

5. λ 为墙肢轴压比。

6. A_c 为图 12-13 中约束边缘构件阴影部分的截面面积。

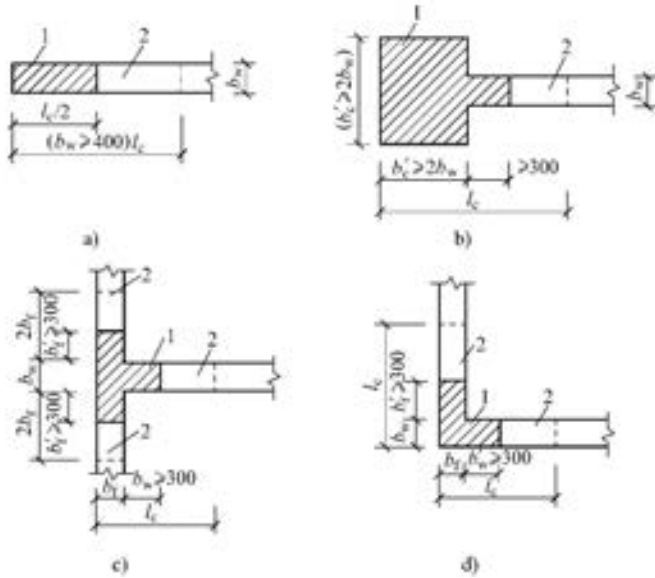


图 12-13 剪力墙的约束边缘构件

a) 暗柱 b) 端柱 c) 翼墙 d) 转角墙

1—配箍特征值为 λ 的区域 2—配箍特征值为 $\lambda/2$ 的区域

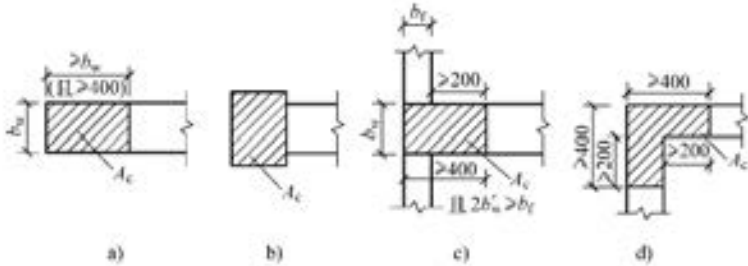


图 12-14 剪力墙的构造边缘构件

a) 暗柱 b) 端柱 c) 翼墙 d) 转角墙

表 12-58 构造边缘构件的构造配筋要求

序号	抗震等级	底部加强部位			其他部位		
		纵向钢筋最小配筋量(取较大值)	箍筋、拉筋		纵向钢筋最小配筋量(取较大值)	箍筋、拉筋	
			最小直径/mm	最大间距/mm		最小直径/mm	最大间距/mm
1	一	$0.01A_c$, $6\phi 16$	8	100	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150
2	二	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150	$0.006A_c$, $6\phi 12$	8	200
3	三	$0.006A_c$, $6\phi 12$	6	150	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	200
4	四	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	200	$0.004A_c$, $4\phi 12$	6	250

注: 1. A_c 为图 12-14 中所示的阴影面积。

2. 对其他部位, 拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的 2 倍, 转角处宜设置箍筋。

3. 当端柱承受集中荷载时, 应满足框架柱的配筋要求。

12.7 框架梁柱节点及铰接排架柱

12.7.1 框架梁柱节点

框架梁柱节点见表 12-59。

表 12-59 框架梁柱节点

序号	项 目	内 容
1	抗震验算	<p>一、二、三级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力验算；四级抗震等级的框架节点可不进行计算，但应符合抗震构造措施的要求。框支柱中间层节点的抗震受剪承载力验算方法及抗震构造措施与框架中间层节点相同</p>
2	梁柱节点核心区剪力设计值计算	<p>一、二、三级抗震等级的框架梁柱节点核心区的剪力设计值 V_j，应按下列规定计算：</p> <p>(1) 顶层中间节点和端节点</p> <p>1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架：</p> $V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \quad (12-103)$ <p>2) 其他情况：</p> $V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (12-104)$ <p>(2) 其他层中间节点和端节点</p> <p>1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架：</p> $V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (12-105)$ <p>2) 其他情况：</p> $V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (12-106)$ <p>式中 $\sum M_{bua}$——节点左、右两侧的梁端逆时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实配钢筋面积（计入纵向受压钢筋）和材料强度标准值确定</p> <p>$\sum M_b$——节点左、右两侧的梁端逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级抗震等级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零</p> <p>η_{jb}——节点剪力增大系数，对于框架结构，一级取 1.50，二级取 1.35，三级取 1.20；对于其他结构中的框架，一级取 1.35，二级取 1.20，三级取 1.10</p> <p>h_{b0}、h_b——梁的截面有效高度、截面高度，当节点两侧梁高不相同，取其平均值</p> <p>H_c——节点上柱和下柱反弯点之间的距离</p> <p>a'_s——梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离</p>
3	梁柱节点受剪计算	<p>(1) 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应符合下列条件：</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_j \beta_c f_c b_j h_j) \quad (12-107)$ <p>式中 h_j——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度 h_c</p> <p>b_j——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 b_b 不小于 $b_c/2$ 时，可取 b_c；当</p>

(续表 12-59)

序号	项 目	内 容
3	梁柱节点 受剪计算	<p>b_b 小于 $b_c/2$ 时, 可取 $(b_b+0.5h_c)$ 和 b_c 中的较小值; 当梁与柱的中线不重合且偏心距 e_0 不大于 $b_c/4$ 时, 可取 $(b_b+0.5h_c)$、$(0.5b_b+0.5b_c+0.25h_c-e_0)$ 和 b_c 三者中的最小值。此处, b_b 为验算方向梁截面宽度, b_c 为该侧柱截面宽度</p> <p>(2) 框架梁柱节点的抗震受剪承载力应符合下列规定:</p> <p>1) 9 度设防烈度的一级抗震等级框架</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (12-108)$ <p>2) 其他情况</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (12-109)$ <p>式中 N——对应于考虑地震组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值; 当 N 为压力时, 取轴向压力设计值的较小值, 且当 N 大于 $0.5f_c b_c h_c$ 时, 取 $0.5f_c b_c h_c$; 当 N 为拉力时, 取为 0</p> <p>A_{svj}——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积</p> <p>h_{b0}——框架梁截面有效高度, 节点两侧梁截面高度不等时取平均值</p> <p>η_j——正交梁对节点的约束影响系数: 当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度 $1/2$, 且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 $3/4$ 时, 可取 η_j 为 1.50, 但对 9 度设防烈度宜取 η_j 为 1.25; 当不满足上述条件时, 应取 η_j 为 1.00</p>
4	圆柱框架 的梁柱节点	<p>(1) 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 其受剪水平截面应符合下列条件:</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\eta_j \beta_c f_c A_j) \quad (12-110)$ <p>式中 A_j——节点核心区有效截面面积: 当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D^2$; 当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$</p> <p>D——圆柱截面直径</p> <p>b_b——梁的截面宽度</p> <p>η_j——正交梁对节点的约束影响系数, 按本表序号 3 之(1)条取用</p> <p>(2) 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 其抗震受剪承载力应符合下列规定:</p> <p>1) 9 度设防烈度的一级抗震等级框架</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.2\eta_j f_t A_j + 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (12-111)$ <p>2) 其他情况</p> $V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.5\eta_j f_t A_j + 0.05\eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (12-112)$ <p>式中 h_{b0}——梁截面有效高度</p> <p>A_{sh}——单根圆形箍筋的截面面积</p> <p>A_{svj}——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积</p>

(续表 12-59)

序号	项 目	内 容
5	节点区的锚固和搭接	<p>框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接应符合下列要求:</p> <p>(1) 框架中间层中间节点处, 框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点。贯穿中柱的每根梁纵向钢筋直径, 对于 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构, 当柱为矩形截面时, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/25, 当柱为圆形截面时, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/25; 对一、二、三级抗震等级, 当柱为矩形截面时, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20, 对圆柱截面, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20</p> <p>(2) 对于框架中间层中间节点、中间层端节点、顶层中间节点以及顶层端节点, 梁、柱纵向钢筋在节点部位的锚固和搭接, 应符合图 12-15 的相关构造规定。图中 l_{aE} 按表 12-30 序号 1 的规定取用, l_{abE} 按下式取用:</p> $l_{abE} = \zeta_{aE} l_{ab} \quad (12-113)$ <p>式中 ζ_{aE}——纵向受拉钢筋锚固长度修正系数, 按表 12-30 序号 1 条规定取用</p>
6	框架节点箍筋	<p>框架节点区箍筋的最大间距、最小直径宜按本书表 12-42 采用。对一、二、三级抗震等级的框架节点核心区, 配箍特征值 λ, 分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08, 且其箍筋体积配筋率分别不宜小于 0.6%、0.5% 和 0.4%。当框架柱的剪跨比不大于 2 时, 其节点核心区体积配筋率不宜小于核心区上、下柱端体积配筋率中的较大值</p>

12.7.2 铰接排架柱

铰接排架柱见表 12-60。

表 12-60 铰接排架柱

序号	项 目	内 容
1	计算及构造	<p>铰接排架柱的纵向受力钢筋和箍筋, 应按地震组合下的弯矩设计值及剪力设计值, 并根据表 12-37、表 12-38、表 12-39、表 12-41 及表 12-43 的有关规定计算确定; 其构造除应符合本表的有关规定外, 尚应符合本书其他的有关规定</p>
2	箍筋加密区规定	<p>铰接排架柱的箍筋加密区应符合下列规定:</p> <p>(1) 箍筋加密区长度:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 对柱顶区段, 取柱顶以下 500mm, 且不小于柱顶截面高度 2) 对吊车梁区段, 取上柱根部至吊车梁顶面以上 300mm 3) 对柱根区段, 取基础顶面至室内地坪以上 500mm 4) 对牛腿区段, 取牛腿全高 5) 对柱间支撑与柱连接的节点和柱位移受约束的部位, 取节点上、下各 300mm <p>(2) 箍筋加密区内的箍筋最大间距为 100mm; 箍筋的直径应符合表 12-61 的规定</p>
3	排架侧向约束	<p>当铰接排架侧向受约束且约束点至柱顶的高度不大于柱截面在该方向边长的 2 倍, 柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求:</p> <p>(1) 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度, 宜取柱顶的截面高度 h, 但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及 300mm</p> <p>(2) 当柱顶轴向力在排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时, 柱顶箍筋加密区的箍筋体积配筋率: 一级抗震等级不宜小于 1.2%; 二级抗震等级不宜小于 1.0%; 三、四级抗震等级不宜小于 0.8%</p>
4	其他	见本书其他有关规定

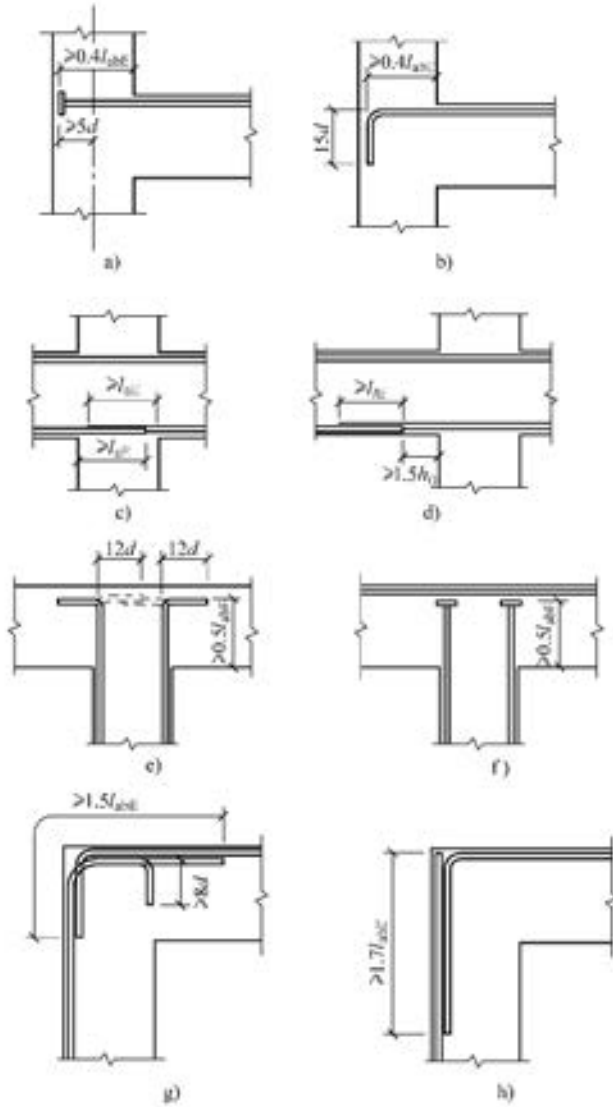


图 12-15 梁和柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

- a) 中间层端节点梁筋加锚头(锚板)锚固 b) 中间层端节点梁筋 90°弯折锚固
 c) 中间层中间节点梁筋在节点内直锚固 d) 中间层中间节点梁筋在节点外搭接
 e) 顶层中间节点柱筋 90°弯折锚固 f) 顶层中间节点柱筋加锚头
 (锚板)锚固 g) 钢筋在顶层端节点外侧和梁端顶部弯
 折搭接 h) 钢筋在顶层端节点外侧直线搭接

表 12-61 铰接排架柱箍筋加密区的箍筋最小直径 (单位:mm)

序号	加密区区段	抗震等级和场地类别					
		一级	二级	二级	三级	三级	四级
		各类场地	Ⅲ、Ⅳ类场地	I、II类场地	Ⅲ、Ⅳ类场地	I、II类场地	各类场地
1	一般柱顶、柱根区段	8(10)		8		6	
2	角柱柱顶	10		10		8	
3	吊车梁、牛腿区段 有支撑的柱根区段	10		8		8	
4	有支撑的柱顶区段柱 变位受约束的部位	10		10		8	

注：表中括号内数值用于柱根。

12.8 钢筋的锚固长度与矩形截面梁最小宽度 b 值计算用表

12.8.1 结构的钢筋锚固长度计算用表

- (1) 非抗震及抗震结构受拉普通钢筋基本锚固长度 l_{ab} 、 l_{abE} 值见表 12-62。
- (2) 非抗震及四级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_a 、 l_{aE} 值见表 12-63。
- (3) 一、二级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_{aE} 值见表 12-64。
- (4) 三级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_{aE} 值见表 12-65。

表 12-62 非抗震及抗震结构受拉普通钢筋基本锚固长度 l_{ab} 、 l_{abE} 值

序号	钢筋牌号	抗震等级	混凝土强度等级								
			C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	≥C60
1	$f_y = 270N/mm^2$	一、二级(l_{abE})	45d	39d	35d	32d	29d	28d	26d	25d	24d
2		三级(l_{abE})	41d	36d	32d	29d	26d	25d	24d	23d	22d
3		四级(l_{abE})	39d	34d	30d	28d	25d	24d	23d	22d	21d
4		非抗震(l_{ab})	39d	34d	30d	28d	25d	24d	23d	22d	21d
5	$f_y = 300N/mm^2$	一、二级(l_{abE})	44d	38d	33d	31d	29d	26d	25d	24d	24d
6		三级(l_{abE})	40d	35d	31d	28d	26d	24d	23d	22d	22d
7		四级(l_{abE})	38d	33d	29d	27d	25d	23d	22d	21d	21d
8		非抗震(l_{ab})	38d	33d	29d	27d	25d	23d	22d	21d	21d
9	HRB400	一、二级(l_{abE})	—	46d	40d	37d	33d	32d	31d	30d	29d
10	HRBF400	三级(l_{abE})	—	42d	37d	34d	30d	29d	28d	27d	26d
11	RRB400	四级(l_{abE})	—	40d	35d	32d	29d	28d	27d	26d	25d
12	$f_y = 360N/mm^2$	非抗震(l_{ab})	—	40d	35d	32d	29d	28d	27d	26d	25d
13	HRB500	一、二级(l_{abE})	—	55d	49d	45d	41d	39d	37d	36d	35d
14	HRBF500	三级(l_{abE})	—	50d	45d	41d	38d	36d	34d	33d	32d
15	$f_y = 435N/mm^2$	四级(l_{abE})	—	48d	43d	39d	36d	34d	32d	31d	30d
16		非抗震(l_{ab})	—	48d	43d	39d	36d	34d	32d	31d	30d

注：1. d 为钢筋公称直径，单位为 mm。

2. 锚固长度不应小于 200mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 12-63 非抗震及四级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_a 、 l_{aE} 值

序号	混凝土强度等级		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	$\geq C60$	
	钢筋直径 d/mm		≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	
1	HPB300 $f_y = 270\text{N}/\text{mm}^2$	普通钢筋	39d	34d	30d	28d	25d	24d	23d	22d	21d	21d
2	HRB335 $f_y = 300\text{N}/\text{mm}^2$	普通钢筋	38d	33d	29d	27d	25d	23d	22d	21d	20d	23d
3	环氧树脂 涂层钢筋		48d	41d	37d	33d	31d	29d	28d	27d	26d	28d
4	HRB400 HRBF400 RRB400 $f_y = 360\text{N}/\text{mm}^2$	普通钢筋		40d	35d	32d	29d	28d	27d	26d	25d	27d
5	环氧树脂 涂层钢筋			50d	44d	40d	37d	35d	33d	32d	31d	34d
6	HRB500 HRBF500 $f_y = 435\text{N}/\text{mm}^2$	普通钢筋		48d	43d	39d	36d	34d	32d	31d	30d	33d
7	环氧树脂 涂层钢筋			60d	53d	48d	45d	42d	40d	39d	37d	41d

注: 1. d 为钢筋公称直径, 单位为 mm。2. l_a 、 l_{aE} 值不应小于 200mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 12-64 一、二级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_{aE} 值

序号	混凝土强度等级		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	≥C60	
	钢筋直径 d/mm		≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	HPB300 $f_y = 270N/mm^2$	普通钢筋	45d	39d	35d	32d	29d	28d	26d	25d	24d	24d
		普通钢筋	44d	38d	34d	31d	27d	30d	26d	25d	27d	24d
3	HRB335 $f_y = 300N/mm^2$	环氧树脂 涂层钢筋	55d	48d	42d	38d	34d	34d	32d	31d	34d	30d
		普通钢筋		46d	41d	37d	34d	32d	31d	30d	33d	28d
4	HRB400 HRBF400 $f_y = 360N/mm^2$	普通钢筋		57d	51d	46d	42d	40d	38d	37d	41d	36d
		环氧树脂 涂层钢筋		55d	49d	45d	41d	39d	37d	36d	39d	34d
6	HRB500 HRBF500 $f_y = 435N/mm^2$	普通钢筋		69d	61d	56d	51d	49d	46d	45d	49d	43d
		环氧树脂 涂层钢筋			76d	67d	61d	56d	51d	46d	45d	49d

注: 1. d 为钢筋公称直径, 单位为 mm。
 2. l_{aE} 值不应小于 200mm。
 3. 其他见本书中有关规定。

表 12-65 三级抗震等级结构受拉普通钢筋锚固长度 l_{aE} 值

序号	混凝土强度等级		C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	≥C60	
	钢筋直径 d/mm		≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	HPB300 $f_y = 270N/mm^2$	普通钢筋	41d	36d	32d	29d	27d	25d	24d	23d	22d	22d
		普通钢筋	40d	35d	31d	28d	26d	24d	23d	22d	25d	24d
3	HRB335 $f_y = 300N/mm^2$	环氧树脂 涂层钢筋	50d	43d	39d	35d	32d	31d	29d	28d	31d	27d
		普通钢筋		48d	42d	38d	34d	34d	32d	31d	34d	30d

(续表 12-66)

直径 /mm	截面面积 A_s /mm ² 及钢筋排成一层时的最小梁宽度 b /mm																		每米质量 /kg	周边长度 /mm	弯钩长度/mm		
	一根		二根		三根		四根		五根		六根		七根		八根		九根				6. 25d	12. 5d	
	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b					
10	78.5	157	236		314			200	250	393		471		550		628		707		0.617	31.4	70	130
12	113.1	226	339	150	452	180	200	250	565	678	791		904				1017		0.888	37.7	80	150	
14	153.9	308	461	180	615	180	200	250	769	923	1077		1230				1387		1.208	44.0	90	180	
16	201.1	402	603	180	804	200	220	250	1005	1206	1407	350	1608				1809		1.578	50.3	110	200	
18	254.5	509	763	180	1017	200	220	250	1272	1526	1780	350	2036				2290		1.998	56.5	120	230	
20	314.2	628	941	180	1256	220	250	300	1570	1884	2200	350	2513	450	400	400	2827		2.466	62.8	130	250	
22	380.1	760	1140	200	1520	220	250	300	1900	2281	2661	350	3041	450	400	400	3421		2.984	69.1	140	280	
25	490.9	982	1473	200	1964	250	300	350	2454	2945	3436	400	3927	450	400	450	4418		3.85	78.5	170	310	
28	615.3	1232	1847	250	2463	300	350	400	3079	3695	4310	450	4926	500	500	500	5542		4.83	88	180	350	
30	706.9	1413	2121	250	2827	300	350	400	3534	4241	4948	500	5655	550	500	550	6362		5.55	94.3	200	380	
32	804.3	1609	2418	300	3217	300	350	400	4021	4826	5630	500	6434	600	600	600	7238		6.31	100.5	210	400	
36	1017.9	2036	3054		4072	350	400	400	5089	6107	7215	600	8143	650	550	550	9161		7.99	113.1	240	450	
40	1256.1	2513	3770		5027	400	400	400	6283	7540	8796	650	10053	700	600	700	11310		9.865	126	260	500	

注: 1. b 值中分子是指梁上面钢筋排成一层时, 分母是指梁下面钢筋排成一层时的最小梁宽度。

2. 表中梁的混凝土保护层为 25mm。

3. 当梁的上部钢筋较密时, 为保证振动棒插入并有效工作, 梁截面宜适当加宽。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范(2015年版): GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范(2016年版): GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [3] 刘立新, 叶燕华. 混凝土结构原理[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2011.
- [4] 施岚青. 建筑抗震设计[M]. 北京: 机械工业出版社, 2011.
- [5] 李国胜. 简明高层钢筋混凝土结构设计手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.