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构造手册

（第5版）

主　编　国振喜
副主编　国馨月　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构造手册

第 5 版

主　编　国振喜
副主编　国馨月　李玉芝

机 械 工 业 出 版 社

本书第 5 版是根据新颁布实施的国家标准《混凝土结构设计规范(2015 年版)》(GB 50010—2010)、《建筑抗震设计规范(2016 年版)》(GB 50011—2010)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)、《地下工程防水技术规范》(GB 50108—2008)及国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008),并结合工程实践和多方著述编写的实用工具书。

本书内容包括:钢筋混凝土结构材料标准与相关规定、钢筋混凝土板、钢筋混凝土梁、钢筋混凝土柱、钢筋混凝土柱牛腿设计、钢筋混凝土基础、钢筋混凝土剪力墙及叠合构件与装配式结构、钢筋混凝土结构构件抗震构造、高层建筑混凝土结构构造、地下工程防水构造与做法、钢筋混凝土结构预埋件及连接件和常用资料等。

本书技术标准新,内容丰富,简明实用,可供建筑结构设计人员、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构造手册/国振喜主编. —5 版.
—北京:机械工业出版社,2017.6
ISBN 978-7-111-56589-5

Ⅰ.①简… Ⅱ.①国… Ⅲ.①钢筋混凝土结构—技术手册 Ⅳ.①TU375-62

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2017)第 078405 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:刘志文 张 征 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 5 版第 1 次印刷
169mm×239mm · 34.5 印张 · 3 插页 · 972 千字
标准书号:ISBN 978-7-111-56589-5
定价:169.00 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 5 版前言

为适应我国建设事业的发展，进一步满足设计工作的需要，并答谢广大读者对本书的关心和鼓励，我们根据现行国家标准《混凝土结构设计规范(2015 年版)》(GB 50010—2010)、《建筑抗震设计规范(2016 年版)》(GB 50011—2010)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)、《地下工程防水技术规范》(GB 50108—2008)及国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)，并结合工程实践和多方著述决定对本书第 4 版进行全面修订。在保留原来章节特点的基础上，精选、更换及增加了新的内容，贴合实际，更为实用。通过对全书进行较大的修改与补充，作为第 5 版重新出版，奉献给广大建设工作者！

本书主要内容包括：钢筋混凝土结构材料标准与相关规定、钢筋混凝土板、钢筋混凝土梁、钢筋混凝土柱、钢筋混凝土柱牛腿设计、钢筋混凝土基础、钢筋混凝土剪力墙及叠合构件与装配式结构、钢筋混凝土结构构件抗震构造、高层建筑混凝土结构构造、地下工程防水构造与做法、钢筋混凝土结构预埋件及连接件和常用资料等共 12 章。

本书由国振喜主编，国馨月、李玉芝副主编。在本书编写过程中，国忠琦、国伟、孙谌、高名游、孙学、高振山、季喆、李文杰、刘珊、国刚、陈金霞、杨占荣、司文、张树魁、李艳荣、王茂、焦芷薇、李兴武、焦德文、司念武、郭玉梅、李树彬、李树凡、孙澍宁、司浩然、国英等参加了部分编写工作，还得到了其他许多同志的关心，热情支持和帮助，在此一并致谢！

由于编者水平有限，书中错误、不妥之处在所难免，敬请读者批评指正，以利改进。

国振喜

2016 年 10 月 17 日于鞍山

目　　录

第 5 版前言

第 1 章　钢筋混凝土结构材料标准与相关规定 …… *1*

1.1　混凝土选用及计算指标 …… *1*

1.1.1　混凝土结构术语和符号 …… *1*

1.1.2　混凝土的定义及特性 …… *3*

1.1.3　混凝土强度等级及选用规定 …… *4*

1.1.4　混凝土轴心抗压强度的标准值与轴心抗拉强度的标准值 …… *4*

1.1.5　混凝土轴心抗压强度的设计值与轴心抗拉强度的设计值 …… *5*

1.1.6　混凝土弹性模量及其他计算标准 …… *5*

1.1.7　混凝土保护层 …… *6*

1.1.8　混凝土结构的耐久性设计 …… *8*

1.1.9　混凝土受弯构件的挠度限值与裂缝控制等级 …… *11*

1.2　钢筋的选用及计算指标 …… *13*

1.2.1　钢筋混凝土结构的钢筋选用规定 …… *13*

1.2.2　普通钢筋强度标准值 …… *13*

1.2.3　钢筋强度设计值 …… *14*

1.2.4　钢筋的弹性模量及其他计算标准 …… *15*

1.2.5　并筋的配置形式及钢筋代换 …… *16*

1.2.6　普通钢筋计算用表 …… *17*

1.3　普通钢筋的锚固 …… *21*

1.3.1　普通钢筋的锚固长度计算 …… *21*

1.3.2　普通钢筋的锚固长度计算用表 …… *24*

1.4　普通钢筋的连接 …… *27*

1.4.1　普通钢筋的连接长度计算 …… *27*

1.4.2　普通钢筋的连接长度计算用表 …… *30*

1.5　建筑工程抗震设防分类标准 …… *34*

1.5.1　建筑工程抗震设防分类标准术语与基本规定 …… *34*

1.5.2　部分行业的建筑抗震设防类别的划分 …… *36*

1.6　结构不考虑地震的普通钢筋的配筋率 …… *41*

1.6.1　钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率 …… *41*

1.6.2　钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋最大配筋百分率 …… *42*

1.6.3　梁内受扭纵向钢筋的配筋率 …… *43*

1.6.4　钢筋混凝土梁中箍筋的配筋率 …… *45*

1.7　结构考虑地震作用组合的普通钢筋的配筋率 …… *63*

1.7.1　框架梁全长箍筋最小配筋百分率 …… *63*

1.7.2　框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 …… *63*

1.7.3　框架梁纵向受拉钢筋的最大配筋率 …… *65*

1.8　其他构件配筋率 …… 66
1.8.1　钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率 …… 66
1.8.2　柱牛腿纵向受拉钢筋配筋率 …… 67
1.8.3　剪力墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率 …… 67
1.9　建筑结构变形缝的设置 …… 68
1.9.1　一般建筑结构变形缝的设置 …… 68
1.9.2　高层建筑结构变形缝设置 …… 73
1.9.3　后浇施工缝 …… 77
第 2 章　钢筋混凝土板 …… 80
2.1　板的截面选择 …… 80
2.1.1　单向板 …… 80
2.1.2　双向板 …… 81
2.1.3　悬臂板 …… 83
2.1.4　预制板 …… 83
2.2　板的支承长度 …… 83
2.2.1　现浇板的支承长度 …… 83
2.2.2　预制板的支承长度 …… 83
2.3　板的受力钢筋 …… 84
2.3.1　受力钢筋的直径 …… 84
2.3.2　受力钢筋的间距 …… 84
2.3.3　现浇板的受力钢筋锚固与有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通钢筋的连接 …… 85
2.3.4　受力钢筋的弯起 …… 89
2.4　板的分布钢筋 …… 90
2.4.1　分布钢筋的配置要求 …… 90
2.4.2　分布钢筋的直径及间距 …… 91
2.5　板的构造钢筋及其他 …… 91
2.5.1　板的构造钢筋配置 …… 91
2.5.2　悬挑板的配筋构造 …… 96
2.5.3　板柱结构 …… 97
2.6　现浇单向板的配筋及图例 …… 99
2.6.1　分离式配筋 …… 99
2.6.2　弯起式配筋 …… 102
2.7　现浇双向板的配筋及图例 …… 103
2.7.1　分离式配筋 …… 103
2.7.2　弯起式配筋 …… 106
2.8　板上开洞时的加固配筋 …… 107
2.8.1　楼板上开孔洞边加固配筋 …… 107
2.8.2　屋面板上开孔洞边加固配筋 …… 110
2.9　板上小型设备基础 …… 110
2.9.1　板上小型设备基础的设置及连接 …… 110
2.9.2　其他要求 …… 111
2.10　现浇钢筋混凝土无梁楼板 …… 113

2.10.1　一般要求 …… 113
2.10.2　无梁楼板的配筋 …… 114
2.10.3　无梁楼板纵向钢筋构造图例 …… 114
第3章　钢筋混凝土梁 …… 117
3.1　梁的截面选择 …… 117
3.1.1　梁的截面形式 …… 117
3.1.2　梁的截面尺寸 …… 117
3.1.3　梁的跨度 …… 118
3.1.4　梁的支承长度 …… 119
3.1.5　井字梁 …… 119
3.2　梁的纵向受力钢筋 …… 121
3.2.1　梁的纵向受力钢筋的直径 …… 121
3.2.2　梁的纵向受力钢筋的层数及间距 …… 122
3.2.3　纵向受力钢筋在梁支座的锚固 …… 123
3.2.4　纵向受力钢筋的弯起 …… 126
3.2.5　梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋 …… 127
3.2.6　纵向钢筋弯折与梁、柱和拉筋弯钩及梁中间支座下部钢筋构造要求 …… 129
3.3　梁的箍筋与鸭筋 …… 130
3.3.1　梁的箍筋 …… 130
3.3.2　梁的鸭筋 …… 133
3.4　梁的纵向构造钢筋 …… 134
3.4.1　梁的上部纵向构造钢筋与架立钢筋 …… 134
3.4.2　梁侧面纵向构造钢筋及拉筋 …… 135
3.5　梁受集中荷载时(包括次梁支承在主梁上)的附加横向钢筋 …… 136
3.5.1　梁的附加横向钢筋的作用与设置 …… 136
3.5.2　梁的附加横向钢筋与折角钢筋的计算 …… 138
3.5.3　计算例题 …… 141
3.6　梁柱节点 …… 142
3.6.1　梁柱节点锚固要求 …… 142
3.6.2　梁柱节点其他要求 …… 145
3.7　悬臂梁及梁支托和圈梁 …… 146
3.7.1　悬臂梁及梁支托 …… 146
3.7.2　圈梁 …… 146
3.8　非抗震钢筋混凝土梁配筋图例 …… 151
3.8.1　顶层屋面框架梁纵向钢筋构造 …… 151
3.8.2　楼层框架梁纵向钢筋构造 …… 153
3.8.3　框架梁(屋面框架梁)箍筋间距构造 …… 155
3.8.4　连续梁中间支座纵向钢筋构造 …… 157
3.8.5　悬挑梁与框架梁加腋配筋构造 …… 159
第4章　钢筋混凝土柱 …… 162
4.1　柱的截面选择 …… 162
4.1.1　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 …… 162

4.1.2　梁与柱为刚接的钢筋混凝土框架柱 …… 162
4.1.3　单层厂房常用柱的截面形式 …… 162
4.1.4　单层厂房常用柱的截面尺寸 …… 163
4.1.5　柱的变形允许值 …… 166
4.1.6　工形柱外形构造尺寸及计算规定 …… 167
4.1.7　露天栈桥工形柱与吊车梁的连接形式 …… 168
4.1.8　双肢柱外形构造尺寸 …… 168
4.1.9　框架柱的截面尺寸 …… 170
4.2　柱中纵向钢筋 …… 170
4.2.1　柱中纵向受力钢筋 …… 170
4.2.2　柱中纵向构造钢筋与复合箍筋及芯柱配筋 …… 171
4.2.3　柱中纵向钢筋的接头 …… 174
4.3　非抗震现浇框架柱中纵向钢筋配筋构造图例 …… 175
4.3.1　框架柱柱顶纵向钢筋配筋构造 …… 175
4.3.2　框架中柱与柱变截面位置纵向钢筋连接构造 …… 178
4.3.3　剪力墙上柱与梁上柱纵向钢筋连接构造 …… 180
4.4　柱中箍筋 …… 181
4.4.1　柱中箍筋的形式及直径 …… 181
4.4.2　柱中箍筋间距 …… 181
4.4.3　柱中复合箍筋的设置及箍筋的布置 …… 182
第 5 章　钢筋混凝土柱牛腿设计 …… 187
5.1　柱牛腿的截面尺寸与纵向受力钢筋的计算 …… 187
5.1.1　柱牛腿的截面尺寸计算 …… 187
5.1.2　柱牛腿的纵向受力钢筋计算 …… 188
5.2　柱牛腿钢筋配置要求及配筋图例 …… 189
5.2.1　柱牛腿钢筋配置要求 …… 189
5.2.2　钢筋混凝土柱牛腿配筋图例 …… 191
5.3　钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表 …… 192
5.3.1　竖向力作用下柱牛腿承载力计算用表 …… 192
5.3.2　水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力计算用表 …… 197
第 6 章　钢筋混凝土基础 …… 199
6.1　地基与基础 …… 199
6.1.1　地基与基础概述 …… 199
6.1.2　建筑地基基础设计基本规定 …… 201
6.1.3　荷载计算例题 …… 206
6.2　地基承载力计算 …… 207
6.2.1　非抗震设计天然地基的承载力计算 …… 207
6.2.2　抗震设计天然地基承载力计算 …… 208
6.2.3　地基承载力特征值的确定 …… 209
6.2.4　修正后地基承载力特征值的计算 …… 209
6.2.5　修正后地基承载力计算例题 …… 210
6.3　基础一般规定 …… 210

6.3.1　地基基础设计一般规定 …… 210
6.3.2　基础类型和基础材料 …… 212
6.3.3　混凝土基础的材料选用 …… 218
6.3.4　基础的选型 …… 219
6.3.5　基础的埋置深度 …… 220
6.3.6　基础顶面标高及基础底板尺寸 …… 223
6.3.7　现浇钢筋混凝土框架基础梁 …… 223
6.4　无筋扩展基础 …… 224
6.4.1　基础特点及材料 …… 224
6.4.2　无筋扩展基础构造与计算 …… 227
6.4.3　无筋扩展基础计算例题 …… 230
6.5　钢筋混凝土扩展基础 …… 232
6.5.1　包括内容与基础构造 …… 232
6.5.2　柱和剪力墙纵向受力钢筋在混凝土基础内的锚固 …… 233
6.6　现浇柱下钢筋混凝土独立基础 …… 234
6.6.1　一般构造要求 …… 234
6.6.2　基础构造与柱的连接 …… 236
6.6.3　柱独立基础配筋构造图例 …… 239
6.7　预制柱下钢筋混凝土独立基础 …… 242
6.7.1　预制柱基础的杯口形式、构造及柱的插入深度 …… 242
6.7.2　无短柱基础杯口的配筋构造 …… 244
6.7.3　预制钢筋混凝土柱与高杯口的连接 …… 244
6.7.4　带杯口独立基础及深基础构造图例 …… 246
6.8　独立基础矩形底面积 A 值计算 …… 249
6.8.1　计算公式 …… 249
6.8.2　计算例题 …… 250
6.9　钢筋混凝土条形基础 …… 251
6.9.1　墙下钢筋混凝土条形基础 …… 251
6.9.2　柱下钢筋混凝土条形基础构造 …… 252
6.10　多层和高层建筑筏形基础 …… 257
6.10.1　多层砌体房屋墙下筏形基础 …… 257
6.10.2　高层建筑筏形基础构造 …… 258
6.11　高层建筑箱形基础 …… 262
6.11.1　箱形基础一般规定 …… 262
6.11.2　箱形基础各部截面尺寸构造要求 …… 266
6.11.3　箱形基础配筋的构造要求 …… 267
6.12　桩基础 …… 269
6.12.1　桩基础基本设计规定 …… 269
6.12.2　混凝土预制桩 …… 275
6.12.3　人工挖孔和挖孔扩底灌注桩 …… 277
6.12.4　桩基础承台构造 …… 283

第 7 章　钢筋混凝土剪力墙及叠合构件与装配式结构 …… *288*
7.1　剪力墙结构 …… *288*
7.1.1　一般规定 …… *288*
7.1.2　剪力墙分布钢筋的加强部位 …… *289*
7.1.3　剪力墙配筋规定 …… *290*
7.1.4　剪力墙身水平与竖向钢筋构造图例 …… *291*
7.2　框架-剪力墙结构 …… *296*
7.2.1　特性与布置 …… *296*
7.2.2　有边框剪力墙的截面及配筋 …… *297*
7.2.3　其他构件 …… *298*
7.3　底层大空间剪力墙结构 …… *298*
7.3.1　特性与布置 …… *298*
7.3.2　转换层的楼板及配筋 …… *299*
7.4　预制板与梁和剪力墙的连接构造 …… *300*
7.4.1　预制板板缝 …… *300*
7.4.2　预制板与剪力墙或梁的连接 …… *300*
7.5　叠合构件与装配式结构 …… *301*
7.5.1　叠合构件 …… *301*
7.5.2　装配式结构 …… *302*
第 8 章　钢筋混凝土结构构件抗震构造 …… *304*
8.1　考虑地震作用的基本规定 …… *304*
8.1.1　考虑地震作用的设计要求 …… *304*
8.1.2　地震影响 …… *305*
8.1.3　我国主要城镇的设计地震分组 …… *307*
8.1.4　场地和地基 …… *307*
8.1.5　建筑形体及其构件布置的规则性 …… *309*
8.1.6　建筑抗震性能化设计 …… *312*
8.1.7　结构构件抗震性能设计方法 …… *313*
8.2　建筑的抗震等级及其他规定 …… *317*
8.2.1　丙类建筑的抗震等级 …… *317*
8.2.2　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 …… *318*
8.2.3　考虑地震组合的验算 …… *318*
8.2.4　结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接及材料要求 …… *319*
8.3　板 …… *319*
8.3.1　多层砌体房屋板的伸进长度及结构体系 …… *319*
8.3.2　预制楼板的现浇层 …… *321*
8.4　框架梁 …… *321*
8.4.1　框架梁的截面尺寸 …… *321*
8.4.2　框架梁纵向钢筋配置及图例 …… *323*
8.4.3　框架梁中箍筋的配置 …… *326*
8.4.4　框架扁梁结构体系及构造要求 …… *328*
8.4.5　框架梁和框架柱纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接 …… *328*

8.5 框架柱 …… 329
8.5.1 框架柱截面尺寸 …… 329
8.5.2 框架柱和框支柱的钢筋配置 …… 329
8.5.3 抗震框架柱配筋构造图例 …… 331
8.5.4 柱轴压比限值与箍筋加密区的体积配筋率 …… 338
8.6 剪力墙结构 …… 340
8.6.1 一般要求 …… 340
8.6.2 剪力墙的墙肢截面厚度及配筋 …… 342
8.6.3 剪力墙的门窗洞口布置规定 …… 342
8.6.4 剪力墙轴压比及边缘构件 …… 343
8.6.5 剪力墙的配筋 …… 346
8.6.6 剪力墙洞口连梁的配筋 …… 350
8.6.7 地下室外墙钢筋构造图例 …… 352
8.6.8 剪力墙洞口补强钢筋构造 …… 352
8.7 框架-剪力墙结构 …… 355
8.7.1 一般要求 …… 355
8.7.2 构造尺寸要求 …… 356
8.7.3 现浇剪力墙与边框的构造要求 …… 356
8.8 底层大空间剪力墙结构 …… 358
8.8.1 特性与布置 …… 358
8.8.2 框支柱的构造 …… 361
8.8.3 转换层的楼板及其配筋 …… 362
8.8.4 框支梁的截面及配筋 …… 363
8.8.5 框支梁上部剪力墙构造 …… 364
8.8.6 落地剪力墙构造 …… 365
第 9 章 高层建筑混凝土结构构造 …… 366
9.1 高层建筑结构设计的基本规定 …… 366
9.1.1 说明、术语及定义 …… 366
9.1.2 一般规定与房屋适用高度和高宽比 …… 368
9.1.3 高层建筑结构抗震设防分类 …… 373
9.1.4 结构设计抗震等级 …… 374
9.1.5 结构特一级构件设计规定 …… 377
9.1.6 结构设计构件材料 …… 377
9.1.7 结构构件承载力设计 …… 379
9.1.8 高层建筑混凝土结构布置的内容与要求及规定 …… 381
9.1.9 高层建筑楼盖结构 …… 387
9.1.10 高层建筑结构水平位移限值 …… 389
9.1.11 高层建筑结构舒适度要求 …… 391
9.1.12 高层建筑结构抗震性能设计 …… 393
9.1.13 高层建筑结构抗连续倒塌设计基本要求 …… 395
9.1.14 高层建筑设置地下室的结构功能及地下室设计 …… 397
9.1.15 高层建筑结构地下建筑抗震设计 …… 398

9.1.16　预应力混凝土结构抗震设计要求 …… 400
9.2　高层建筑混凝土框架结构 …… 401
9.2.1　高层建筑混凝土框架结构的组成 …… 401
9.2.2　高层建筑混凝土框架结构一般规定 …… 402
9.2.3　高层建筑混凝土框架结构布置 …… 406
9.2.4　混凝土框架结构内力计算与截面设计 …… 408
9.2.5　高层建筑钢筋混凝土框架梁构造要求 …… 411
9.2.6　高层建筑钢筋混凝土框架柱构造要求 …… 413
9.2.7　高层建筑钢筋混凝土框架结构钢筋的连接和锚固 …… 415
9.3　高层建筑混凝土剪力墙结构 …… 418
9.3.1　高层建筑剪力墙结构的适用范围及抗震设计原则 …… 418
9.3.2　高层建筑剪力墙结构设计一般规定 …… 419
9.3.3　高层建筑剪力墙结构计算及内力取值 …… 422
9.3.4　高层建筑剪力墙的轴压比限值 …… 423
9.3.5　高层建筑剪力墙的边缘构件设置 …… 424
9.3.6　高层建筑剪力墙截面厚度 …… 427
9.3.7　高层建筑剪力墙的配筋要求 …… 429
9.3.8　高层建筑剪力墙连梁截面设计 …… 430
9.3.9　高层建筑剪力墙连梁配筋设置 …… 432
9.4　高层建筑混凝土框架-剪力墙结构 …… 433
9.4.1　框架-剪力墙结构设计的规定及受力特点 …… 433
9.4.2　框架-剪力墙结构的形式及设计方法 …… 434
9.4.3　框架部分总剪力的调整及框架-剪力墙结构的结构布置 …… 436
9.4.4　框架-剪力墙结构截面设计 …… 438
9.4.5　框架-剪力墙结构构造 …… 439
9.4.6　计算例题 …… 440
9.5　高层建筑混凝土筒体结构 …… 443
9.5.1　混凝土筒体结构的分类和受力特点 …… 443
9.5.2　筒体结构设计一般规定 …… 447
9.5.3　混凝土框架-核心筒结构构造 …… 448
9.5.4　混凝土框架-核心筒结构设计 …… 448
9.5.5　混凝土筒中筒结构构造 …… 449
9.5.6　混凝土筒中筒结构设计 …… 449
9.6　复杂高层建筑混凝土结构设计 …… 451
9.6.1　复杂高层建筑结构包括的类型及适用条件 …… 451
9.6.2　复杂高层建筑结构抗震设计规定及计算分析 …… 452
9.6.3　复杂高层建筑带转换层的结构设计规定 …… 452
9.6.4　转换梁设计 …… 455
9.6.5　转换柱设计 …… 457
9.6.6　转换板设计 …… 458
9.6.7　部分框支剪力墙结构设计 …… 458
9.6.8　复杂高层建筑带加强层结构的设计 …… 460

9.6.9　错层结构设计 …… 461
9.6.10　复杂高层建筑连体结构设计 …… 462
9.6.11　竖向体型收进、悬挑结构设计 …… 463
9.7　高层建筑混合结构 …… 466
9.7.1　高层建筑混合结构设计的形式及特点 …… 466
9.7.2　混合结构的适用条件及抗震等级与计算方法 …… 467
9.7.3　高层建筑混合结构布置原则及布置规定 …… 469
9.7.4　混合结构的其他布置规定 …… 469
9.7.5　高层建筑混合结构弹性分析计算 …… 470
9.7.6　混合结构其他计算要求 …… 471
9.7.7　高层建筑混合结构型钢混凝土梁设计 …… 472
9.7.8　混合结构型钢混凝土柱设计 …… 474
9.7.9　混合结构型钢混凝土梁柱节点设计 …… 476
9.7.10　混合结构钢管混凝土柱构造要求 …… 476
9.7.11　混合结构剪力墙设计 …… 477
9.7.12　混合结构筒体设计 …… 479
9.7.13　圆形钢管混凝土构件设计 …… 479
第 10 章　地下工程防水构造与做法 …… 489
10.1　地下工程防水构造规定 …… 489
10.1.1　总则与有关规定 …… 489
10.1.2　防水等级与防水设防要求 …… 491
10.2　地下工程混凝土结构主体防水要求 …… 494
10.2.1　防水混凝土 …… 494
10.2.2　水泥砂浆防水层 …… 497
10.2.3　卷材防水层 …… 499
10.2.4　涂料防水层 …… 504
10.2.5　塑料防水板防水层 …… 506
10.2.6　金属防水层 …… 508
10.2.7　膨润土防水材料防水层 …… 508
10.2.8　地下工程种植顶板防水 …… 510
10.3　地下工程混凝土结构细部构造防水 …… 511
10.3.1　变形缝 …… 511
10.3.2　后浇带 …… 514
10.3.3　穿墙管(盒)与埋设件 …… 516
10.3.4　预留通道接头与桩头 …… 518
10.3.5　孔口与坑池 …… 520
第 11 章　钢筋混凝土结构预埋件及连接件 …… 522
11.1　预埋件及连接件计算与计算例题 …… 522
11.1.1　预埋件计算 …… 522
11.1.2　计算例题 …… 523
11.2　预埋件及连接件的构造规定 …… 528
11.2.1　受力预埋件的锚板与锚筋 …… 528

11.2.2　受力预埋件的锚筋间距与预制构件 …… 529
11.3　预制构件及连接件吊环与计算用表 …… 529
11.3.1　材料选用与计算原则 …… 529
11.3.2　吊环计算用表 …… 530
11.3.3　受拉锚筋最小锚固长度计算用表 …… 531
第 12 章　常用资料 …… 532
12.1　钢筋的弯钩和弯折 …… 532
12.1.1　钢筋的弯钩 …… 532
12.1.2　钢筋的弯折 …… 532
12.1.3　箍筋的弯钩 …… 533
12.2　部分建筑结构荷载 …… 533
12.2.1　常用材料和构件的自重 …… 533
12.2.2　雪荷载、风荷载及温度作用 …… 534
12.3　常用计量单位换算关系及钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 b 值 …… 536
12.3.1　非法定计量单位与法定计量单位的换算关系 …… 536
12.3.2　钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 b 值 …… 536
参考文献 …… 538

第 1 章　钢筋混凝土结构材料标准与相关规定

1.1　混凝土选用及计算指标

1.1.1　混凝土结构术语和符号

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	（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 （2）素混凝土结构。无筋或不配置受力钢筋的混凝土结构 （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 （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 （5）钢筋混凝土结构。配置受力普通钢筋的混凝土结构 （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加应力的混凝土结构 （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 （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 （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 （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 （11）深受弯构件。跨高比小于 5 的受弯构件 （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 （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 （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，通过张拉预应力筋并在结构上锚固而建立预应力的混凝土结构 （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 （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 （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 （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 （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 （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

（续表 1-1）

序号	项　　目	内　　容
1	术语	（21）配筋率。混凝土构件中配置的钢筋截面面积(或体积)与规定的混凝土截面面积(或体积)的比值 （22）剪跨比。截面弯矩与剪力和有效高度乘积的比值 （23）横向钢筋。垂直于纵向受力钢筋的箍筋或间接钢筋
2	符号	（1）材料性能 E_c——混凝土的弹性模量 E_s——钢筋的弹性模量 C30——立方体抗压强度标准值为 30N/mm^{2}的混凝土强度等级 HRB500——强度级别为 500N/mm^{2}的普通热轧带肋钢筋 HRBF400——强度级别为 400N/mm^{2}的细晶粒热轧带肋钢筋 RRB400——强度级别为 400N/mm^{2}的余热处理带肋钢筋 HPB300——强度级别为 300N/mm^{2}的热轧光圆钢筋 HRB400E——强度级别为 400N/mm^{2}且有较高抗震性能的普通热轧带肋钢筋 f_{ck}、f_c——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值 f_{tk}、f_t——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值 f_{yk}、f_{pyk}——普通钢筋、预应力筋屈服强度标准值 f_{stk}、f_{ptk}——普通钢筋、预应力筋极限强度标准值 f_y、f'_y——普通钢筋抗拉、抗压强度设计值 f_{py}、f'_{py}——预应力筋抗拉、抗压强度设计值 f_{yv}——横向钢筋的抗拉强度设计值 δ_{gt}——钢筋最大力下的总伸长率，也称均匀伸长率 （2）作用和作用效应 N——轴向力设计值 N_k、N_q——按荷载标准组合、准永久组合计算的轴向力值 N_{u0}——构件的截面轴心受压或轴心受拉承载力设计值 N_{p0}——预应力构件混凝土法向预应力等于零时的预加力 M——弯矩设计值 M_k、M_q——按荷载标准组合、准永久组合计算的弯矩值 M_u——构件的正截面受弯承载力设计值 M_{cr}——受弯构件的正截面开裂弯矩值 T——扭矩设计值 V——剪力设计值 F_l——局部荷载设计值或集中反力设计值 σ_s、σ_p——正截面承载力计算中纵向钢筋、预应力筋的应力 σ_{pe}——预应力筋的有效预应力 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 τ——混凝土的剪应力 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

（续表 1-1）

序号	项　　目	内　　容
2	符号	（3）几何参数 b——矩形截面宽度，T 形、I 形截面的腹板宽度 c——混凝土保护层厚度 d——钢筋的公称直径（简称直径）或圆形截面的直径 h——截面高度 h_0——截面有效高度 l_{ab}、l_a——纵向受拉钢筋的基本锚固长度、锚固长度 l_0——计算跨度或计算长度 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 x——混凝土受压区高度 A——构件截面面积 A_s、A'_s——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积 A_p、A'_p——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积 A_l——混凝土局部受压面积 A_{cor}——箍筋、螺旋筋或钢筋网所围的混凝土核心截面面积 B——受弯构件的截面刚度 I——截面惯性矩 W——截面受拉边缘的弹性抵抗矩 W_t——截面受扭塑性抵抗矩 （4）计算系数及其他 α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值 γ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 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 λ——计算截面的剪跨比，即 $M/(Vh_0)$ ρ——纵向受力钢筋的配筋率 ρ_v——间接钢筋或箍筋的体积配筋率 ϕ——表示钢筋直径的符号，ϕ20 表示直径为 20mm 的钢筋，不代表钢筋的牌号

1.1.2 混凝土的定义及特性

在建筑工程材料中，混凝土是用量最大、用途最广的材料。混凝土的定义及特性见表 1-2。

表 1-2 混凝土的定义及特性

序号	项　　目	内　　容
1	混凝土的定义	通常所谓的混凝土，是将质量符合要求的以胶结料、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，按一定比例，经过均匀拌制、密实成型及养护硬化而成的人工石材
2	混凝土的优点	（1）原材料非常丰富。水泥的原材料以及砂、石、水等材料，在自然界极为普遍，极为丰富，均可以就地取材，而且价格低廉 （2）混凝土可以制成任何形状。混凝土在凝结前，可以按照模板的形状做成任何结构。微小的装饰花纹，几十万 m^3 的构筑物，都能单个预制，或连续不断地整体浇筑。制作简单，施工方便

（续表 1-2）

序号	项　　目	内　　容
2	混凝土的优点	（3）能适应各种用途。既可以按照需要配制成各种强度等级的混凝土，还可以按照其使用性能在配料上、工艺上采取措施制成特定用途的混凝土。混凝土具有耐火、耐酸、耐油、防辐射等特点，用途广泛 （4）经久耐用，维修费少。混凝土对自然条件影响具有较好的适应性。对冷热、冻融、干湿等的变动，对风雨侵蚀、外力撞击、水流冲刷、使用磨损等都有一定的抵抗力。在各种使用情况下是一种寿命较长的工程材料
3	混凝土的缺点	（1）自重大，抗拉强度不高。早期强度低，不利于建造大跨度及高层建筑 （2）施工比钢结构复杂，建造期一般较长，不宜在冬期和雨期施工，必须采取相应的施工措施才能保证质量 （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 （4）补强维修工作比较困难
4	混凝土的前景	（1）高强混凝土。混凝土的发展史，近几十年来表现在强度上是日益提高。世界各国混凝土的平均强度，在 20 世纪 30 年代混凝土的强度等级约为 C10，20 世纪 50 年代则为 C20，20 世纪 60 年代上升至 C30，20 世纪 70 年代已提高到 C40，我国目前的混凝土强度等级已用到 C80。国外已将高强混凝土的强度等级提高到 C100 等 （2）轻质混凝土。轻质混凝土已从三个方面开始发展：一是低强度，只作保温隔热的填充材料，如加气混凝土、膨胀珍珠岩混凝土等；二是中等强度，能作保温承重墙使用，如浮石混凝土、膨胀玻璃球混凝土等；三是强度较高，能作一般建筑结构构件使用，如陶粒混凝土、矿渣膨胀珠混凝土等

1.1.3 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 1-3。

表 1-3 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 400MPa 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

1.1.4 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 1-4 采用。

表 1-4 混凝土轴心抗压强度标准值 （单位：N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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 1-5 采用。

表 1-5 混凝土轴心抗拉强度标准值 （单位：N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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

1.1.5 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 1-6 采用。

表 1-6 混凝土轴心抗压强度设计值 （单位：N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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 1-7 采用。

表 1-7 混凝土轴心抗拉强度设计值 （单位：N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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

1.1.6 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 1-8 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 1-8 混凝土的弹性模量 （单位：$\times 10^4 N/mm^2$）

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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 1-6、表 1-7 中的强度设计值乘以疲劳强度修正系数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 1-9、表 1-10 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：

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,min}^f}{\sigma_{c,max}^f} \tag{1-1}$$

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 1-9 混凝土受压疲劳强度修正系数 γ_ρ

ρ_c^f	$0 \leqslant \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leqslant \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leqslant \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leqslant \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leqslant \rho_c^f < 0.5$	$\rho_c^f \geqslant 0.5$
γ_ρ	0.68	0.74	0.80	0.86	0.93	1.00

表 1-10 混凝土受拉疲劳强度修正系数 γ_ρ

ρ_c^f	$0 < \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leqslant \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leqslant \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leqslant \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leqslant \rho_c^f < 0.5$
γ_ρ	0.63	0.66	0.69	0.72	0.74
ρ_c^f	$0.5 \leqslant \rho_c^f < 0.6$	$0.6 \leqslant \rho_c^f < 0.7$	$0.7 \leqslant \rho_c^f < 0.8$	$\rho_c^f \geqslant 0.8$	—
γ_ρ	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）混凝土疲劳变形模量 E_c^f 应按表 1-11 采用。

表 1-11 混凝土的疲劳变形模量 （单位：$\times 10^4 N/mm^2$）

混凝土强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
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 0~100℃范围内时，混凝土的热工参数可按下列规定取值：

线膨胀系数 α_c：1×10^{-5}/℃。

热导率 λ：10.6kJ/(m·h·℃)。

比热容 c：0.96kJ/(kg·℃)。

1.1.7 混凝土保护层

构件中混凝土保护层厚度见表 1-12。

表 1-12 构件中混凝土保护层厚度

序号	项 目	内 容
1	混凝土保护层厚度要求	（1）构件中普通钢筋及预应力筋的混凝土保护层厚度应满足下列要求： 1）构件中受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径 d 2）设计使用年限为 50 年的混凝土结构，最外层钢筋的保护层厚度应符合表 1-13 的规定；设计使用年限为 100 年的混凝土结构，一类环境中，最外层钢筋的保护层厚度不应小于表 1-13 中数值的 1.4 倍(见表中括号内数值)，二、三类环境中，应采取专门的有效措施 （2）对上述(1)条的理解与应用： 1）混凝土保护层厚度不小于受力钢筋直径(单筋的公称直径或并筋的等效直径)的要求，是为了保证握裹层混凝土对受力钢筋的锚固 2）从混凝土碳化、脱钝和钢筋锈蚀的耐久性角度考虑，不再以纵向受力钢筋的外缘，而以最外层钢筋(包括箍筋、构造筋、分布筋等)的外缘计算混凝土保护层厚度

（续表 1-12）

序号	项　目	内　容
1	混凝土保护层厚度要求	3）根据本书表 1-14 对结构所处耐久性环境类别的划分，调整混凝土保护层厚度的数值。对一般情况下混凝土结构的保护层厚度稍有增加；而对恶劣环境下的保护层厚度则增幅较大 4）简化表 1-13 的表达：根据混凝土碳化反应的差异和构件的重要性，按平面构件（板、墙、壳）及杆状构件（梁、柱、杆）分两类确定保护层厚度；表中不再列入强度等级的影响，C30 及以上统一取值，C25 及以下均增加 5mm 5）考虑碳化速度的影响，使用年限 100 年的结构，保护层厚度取 1.4 倍。其余措施已在本书表 1-14 规定中表达，不再列出 6）为保证基础钢筋的耐久性，根据工程经验基础底面要求做垫层，基底保护层厚度仍取 40mm
2	可适当减小混凝土保护层厚度的措施	（1）当有充分依据并采取下列措施时，可适当减小混凝土保护层的厚度： 1）构件表面有可靠的防护层 2）采用工厂化生产的预制构件 3）在混凝土中掺加阻锈剂或采用阴极保护处理等防锈措施 4）当对地下室墙体采取可靠的建筑防水做法或防护措施时，与土层接触一侧钢筋的保护层厚度可适当减少，但不应小于 25mm （2）对上述（1）条的理解与应用： 构件的表面防护层是指表面抹灰层以及其他各种有效的保护性涂料层。例如，地下室墙体采用防水、防腐做法时，与土壤接触面的保护层厚度可适当放松 由工厂生产的预制混凝土构件，经过检验而有较好质量保证时，可根据相关标准或工程经验对保护层厚度要求适当放松 使用阻锈剂应经试验检验效果良好，并应在确定有效的工艺参数后应用 采用环氧树脂涂层钢筋、镀锌钢筋或采取阴极保护处理等防锈措施时，保护层厚度可适当放松
3	对保护层采取的构造措施	（1）当梁、柱、墙中纵向受力钢筋的保护层厚度大于 50mm 时，宜对保护层采取有效的构造措施。当在保护层内配置防裂、防剥落的焊接钢筋网片时，网片钢筋的保护层厚度不应小于 25mm，并应采取有效的绝缘、定位措施 （2）对上述（1）条的理解与应用： 当保护层很厚时（例如配置粗钢筋；框架顶层端节点弯弧钢筋以外的区域等），宜采取有效的措施对厚保护层混凝土进行拉结，防止混凝土开裂剥落、下坠。通常为保护层采用纤维混凝土或加配钢筋网片。为保证防裂钢筋网片不致成为引导锈蚀的通道，应对其采取有效的绝缘和定位措施，此时网片钢筋的保护层厚度可适当减小，但不应小于 25mm
4	当梁的混凝土保护层厚度大于 50mm 且配置表层钢筋网片时	当梁的混凝土保护层厚度大于 50mm 且配置表层钢筋网片时，应符合下列规定： （1）表层钢筋宜采用焊接网片，其直径不宜大于 8mm，间距不应大于 150mm；网片应配置在梁底和梁侧，梁侧的网片钢筋应延伸至梁高的 2/3 处 （2）两个方向上表层钢筋网片的截面面积均不应小于相应混凝土保护层（图 1-1 阴影部分）面积的 1%

表 1-13　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）	20（30）
2	二 a	20	25
3	二 b	25	35

（续表 1-13）

序号	环 境 类 别	板、墙、壳	梁、柱、杆
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。

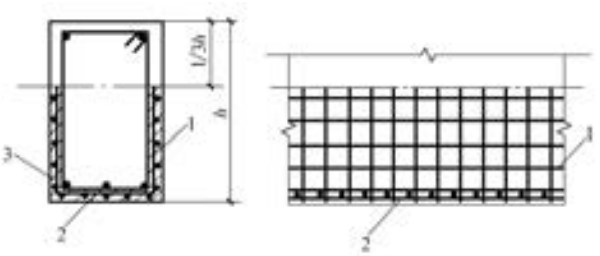


图 1-1　配置表层钢筋网片的构造要求

1—梁侧表层钢筋网片　2—梁底表层钢筋网片　3—配置钢筋网片区域

1.1.8　混凝土结构的耐久性设计

混凝土结构的耐久性设计见表 1-14。

表 1-14　混凝土结构的耐久性设计

序号	项　　目	内　　容
1	耐久性设计包括内容	（1）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： 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 对临时性的混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求 （2）混凝土结构的耐久性按正常使用极限状态控制，特点是随时间发展因材料劣化而引起性能衰减。耐久性极限状态表现为：钢筋混凝土构件表面出现锈胀裂缝；预应力筋开始锈蚀；结构表面混凝土出现可见的耐久性损伤(酥裂、粉化等)。材料劣化进一步发展还可能引起构件承载力问题，甚至发生破坏 由于影响混凝土结构材料性能劣化的因素比较复杂，其规律不确定性很大，一般建筑结构的耐久性设计只能采用经验性的定性方法解决
2	混凝土结构的环境类别	（1）混凝土结构暴露的环境类别应按表 1-15 的要求划分 （2）结构所处环境是影响其耐久性的外因。环境类别是指混凝土暴露表面所处的环境条件，设计可根据实际情况确定适当的环境类别 干湿交替主要是指室内潮湿、室外露天、地下水浸润、水位变动的环境。由于水和氧的反复作用，容易引起钢筋锈蚀和混凝土材料劣化

（续表 1-14）

序号	项　目	内　容
2	混凝土结构的环境类别	非严寒和非寒冷地区与严寒和寒冷地区的区别主要在于有无冰冻及冻融循环现象。关于严寒和寒冷地区的定义，《民用建筑热工设计规范》GB 50176 规定如下：严寒地区：最冷月平均温度低于或等于－10℃，日平均温度低于或等于 5℃的天数不少于 145d 的地区；寒冷地区：最冷月平均温度高于－10℃、低于或等于 0℃，日平均温度低于或等于 5℃的天数不少于 90d 且少于 145d 的地区。各地可根据当地气象台站的气象参数确定所属气候区域，也可根据《建筑气象参数标准》JGJ 35 提供的参数确定所属气候区域 三类环境主要是指近海海风、盐渍土及使用除冰盐的环境。滨海室外环境与盐渍土地区的地下结构、北方城市冬季依靠喷洒盐水消除冰雪而对立交桥、周边结构及停车楼都可能造成钢筋腐蚀的影响 四类和五类环境的详细划分和耐久性设计方法由有关的标准规范解决
3	一类、二类和三类环境中，设计使用年限为 50 年的混凝土结构材料要求	（1）一类、二类和三类环境中设计使用年限为 50 年的混凝土结构，其混凝土材料宜符合表 1-16 的规定 （2）混凝土材料的质量是影响结构耐久性的内因。根据对既有混凝土结构耐久性状态的调查结果和混凝土材料性能的研究，从材料抵抗性能退化的角度，表 1-16 提出了设计使用年限为 50 年的一类、二类和三类环境中结构混凝土材料耐久性的基本要求 影响耐久性的主要因素是：混凝土的水胶比、强度等级、氯离子含量和碱含量。近年来水泥中多加入不同的掺合料，有效胶凝材料含量不确定性较大，故配合比设计的水胶比难以反映有效成分的影响。混凝土的强度反映了其密实度而影响耐久性，故也提出了相应的要求 试验研究及工程实践均表明，在冻融循环环境中采用引气剂的混凝土抗冻性能可显著改善。故对采用引气剂抗冻的混凝土，可以适当降低强度等级的要求，采用括号中的数值
4	耐久性技术措施	（1）混凝土结构及构件尚应采取下列耐久性技术措施： 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）处于二类、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）处于二类、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，其防护要求应符合下列规定： 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 类、三 a 类、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 10kN/m^2的静水压力而不得透水 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 类、二 b 类环境时 50mm，三 a 类、三 b 类环境

（续表 1-14）

序号	项　目	内　容
4	耐久性技术措施	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 （2）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
5	设计使用年限为100年的混凝土结构	（1）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： 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3.0kg/m^3 4）混凝土保护层厚度应符合本书表1-12序号1之(1)条的规定；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 （2）二类、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
6	设计使用年限内尚应遵守的规定	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 1-15　混凝土结构暴露的环境类别

序号	环境类别	条　件
1	一	（1）室内干燥环境 （2）无侵蚀性静水浸没环境
2	二a	（1）室内潮湿环境 （2）非严寒和非寒冷地区的露天环境 （3）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 （4）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	（1）干湿交替环境 （2）水位频繁变动环境 （3）严寒和寒冷地区的露天环境 （4）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	（1）严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境 （2）受除冰盐影响环境 （3）海风环境
5	三b	（1）盐渍土环境 （2）受除冰盐作用环境 （3）海岸环境

（续表 1-15）

序号	环境类别	条　　件
6	四	海水环境
7	五	受人为或自然的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溅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。

表 1-16　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 类、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. 当使用非碱活性集料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

1.1.9　混凝土受弯构件的挠度限值与裂缝控制等级

受弯构件的挠度限值与裂缝控制等级见表 1-17。

表 1-17　受弯构件的挠度限值与裂缝控制等级

序号	项　　目	内　　容
1	受弯构件的挠度限值	（1）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 1-18 规定的挠度限值 （2）构件变形挠度的限值应以不影响结构使用功能、外观及与其他构件的连接等要求为目的 悬臂构件是工程实践中容易发生事故的构件，表 1-18 表注 1 中规定设计时对其挠度的控制要求；表 1-18 表注 4 中参照欧洲标准 EN1992 的规定，提出了起拱、反拱的限制，目的是为防止起拱、反拱过大引起的不良影响。当构件的挠度满足表 1-18 的要求，但相对使用要求仍然过大时，设计时可根据实际情况提出比表 1-18 括号中的限值更加严格的要求

（续表 1-17）

序号	项　　目	内　　容
2	构件裂缝控制等级	（1）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： 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 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 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 1-19 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本序号下述(2)条规定的最大裂缝宽度限值；对二 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 （2）结构构件应根据结构类型和表 1-15 规定的环境类别，按表 1-19 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 $w_{\lim}$

表 1-18　受弯构件的挠度限值

序号	构 件 类 型		挠度限值
1	吊车梁	手动吊车	$l_0/500$
2		电动吊车	$l_0/600$
3	屋盖、楼盖及楼梯构件	当 $l_0<7$m 时	$l_0/200(l_0/250)$
4		当 7m≤l_0≤9m 时	$l_0/250(l_0/300)$
5		当 $l_0>9$m 时	$l_0/300(l_0/400)$

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 1-19　结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值　（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		0.10
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。
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. 对处于四类、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 钢筋的选用及计算指标

1.2.1 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 1-20。

表 1-20 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	钢筋混凝土结构的钢筋应按下列规定选用： （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 （2）箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HRB335、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋
2	各种牌号钢筋的选用原则	国家现行钢筋产品标准中，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 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的性能要求，规定了各种牌号钢筋的选用原则： （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 （2）推广具有较好的延性、焊接性、机械连接性能及施工适应性的 HRB 系列普通热轧带肋钢筋。列入采用控温轧制工艺生产的 HRBF 系列细晶粒带肋钢筋 （3）RRB 系列余热处理钢筋由轧制钢筋经高温淬火，余热处理后提高强度。其延性、焊接性、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 （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}钢筋具有一定的经济效益

1.2.2 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 1-21 采用。预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋的屈服强度标准值f_{pyk}、极限强度标准值f_{ptk}应按表 1-22 采用。

表 1-21 普通钢筋强度标准值 （单位：N/mm^2）

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	ϕ	6～14	300	420
2	HRB335	Φ	6～14	335	455
3	HRB400	Φ	6～50	400	540
4	HRBF400	Φ^F			
5	RRB400	Φ^R			
6	HRB500	Φ	6～50	500	630
7	HRBF500	Φ^F			

表 1-22 预应力筋强度标准值 （单位：N/mm²）

序号	种类		符号	公称直径 d/mm	屈服强度标准值 f_{pyk}	极限强度标准值 f_{ptk}
1	中强度预应力钢丝	光面螺旋肋	ϕ^{PM} ϕ^{HM}	5、7、9	620	800
2					780	970
3					980	1270
4	预应力螺纹钢筋	螺纹	ϕ^{T}	18、25、32、40、50	785	980
5					930	1080
6					1080	1230
7	消除应力钢丝	光面	ϕ^{P}	5	—	1570
8					—	1860
9				7	—	1570
10		螺旋肋	ϕ^{H}	9	—	1470
11					—	1570
12	钢绞线	1×3（三股）	ϕ^{S}	8.6、10.8、12.9	—	1570
13					—	1860
14					—	1960
15		1×7（七股）		9.5、12.7、15.2、17.8	—	1720
16					—	1860
17					—	1960
18				21.6	—	1860

注：极限强度标准值为 1960N/mm² 的钢绞线作后张预应力配筋时，应有可靠的工程经验。

1.2.3 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 1-23 采用。预应力筋的抗拉强度设计值 f_{py}、抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 1-24 采用。

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。因为尽管强度不同，但极限状态下按各种钢筋强度设计值进行计算。

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 1-23 中 f_y 的数值采用；但用作受剪、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 1-23 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

表 1-24 预应力筋强度设计值 （单位：N/mm^2）

序号	种 类	极限强度标准值 f_{ptk}	抗拉强度设计值 f_{py}	抗压强度设计值 f'_{py}
1	中强度预应力钢丝	800	510	410
2		970	650	
3		1270	810	
4	消除应力钢丝	1470	1040	410
5		1570	1110	
6		1860	1320	
7	钢绞线	1570	1110	390
8		1720	1220	
9		1860	1320	
10		1960	1390	
11	预应力螺纹钢筋	980	650	400
12		1080	770	
13		1230	900	

注：当预应力筋的强度标准值不符合表 1-24 的规定时，其强度设计值应进行相应的比例换算。

1.2.4 钢筋的弹性模量及其他计算标准

（1）普通钢筋和预应力钢筋的弹性模量 E_s 应按表 1-25 采用。

表 1-25 钢筋的弹性模量 （单位：$\times 10^5 N/mm^2$）

序号	牌号或种类	弹性模量 E_s
1	HPB300	2.10
2	HRB335、HRB400、HRB500	2.00
3	HRBF400、HRBF500	
4	RRB400	
5	预应力螺纹钢筋	
6	消除应力钢丝、中强度预应力钢丝	2.05
7	钢绞线	1.95

（2）普通钢筋及预应力筋在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于表 1-26 规定的数值。

表 1-26 普通钢筋及预应力筋在最大力下的总伸长率限值

钢筋品种	普通钢筋			预应力筋
	HPB300	HRB335、HRB400、HRBF400、HRB500、HRBF500	RRB400	
δ_{gt}(%)	10.0	7.5	5.0	3.5

（3）普通钢筋和预应力筋的疲劳应力幅限值 Δf^f_y 和 Δf^f_{py} 应根据钢筋疲劳应力比值 ρ^f_s、ρ^f_p，分

别按表 1-27、表 1-28 线性内插取值。

表 1-27 普通钢筋疲劳应力幅限值 （单位：N/mm^2）

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

表 1-28 预应力筋疲劳应力幅限值 （单位：N/mm^2）

序号	疲劳应力比值 ρ_p^f	钢绞线 $f_{ptk}=1570$	消除应力钢丝 $f_{ptk}=1570$
1	0.7	144	240
2	0.8	118	168
3	0.9	70	88

注：1. 当 ρ_p^f 不小于 0.9 时，可不做预应力筋疲劳验算。

2. 当有充分依据时，可对表中规定的疲劳应力幅限值做适当调整。

普通钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 应按下式计算：

$$\rho_s^f = \frac{\sigma_{s,min}^f}{\sigma_{s,max}^f} \tag{1-2}$$

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。

预应力筋疲劳应力比值 ρ_p^f 应按下式计算：

$$\rho_p^f = \frac{\sigma_{p,min}^f}{\sigma_{p,max}^f} \tag{1-3}$$

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

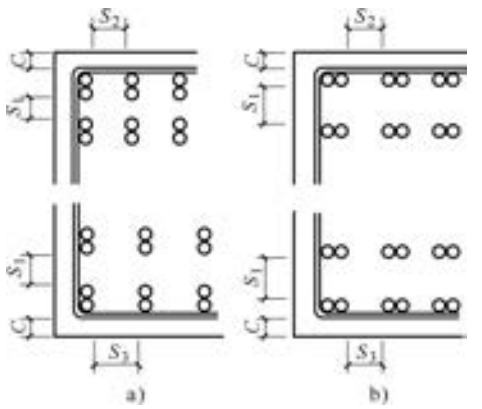
1.2.5 并筋的配置形式及钢筋代换

并筋的配置形式及钢筋代换见表 1-29。

表 1-29 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	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 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(表 1-30 附图 a)或横向(表 1-30 附图 b)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
2	钢筋代换	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
3	钢筋焊接网片或钢筋骨架配筋时	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

表 1-30 梁并筋等效直径、最小净距

序号	单筋直径 d/mm	25	28	32	附 图
1	并筋根数	2	2	2	
2	等效直径 d_{eq}/mm	35	39	45	
3	层净距 S_1/mm	35	39	45	
4	上部钢筋净距 S_2/mm	53	59	68	
5	下部钢筋净距 S_3/mm	35	39	45	

1.2.6 普通钢筋计算用表

(1) 各种钢筋间距时板每米宽钢筋截面面积见表 1-31。

(2) 钢筋的公称直径、公称截面面积、周长及理论重量见表 1-32。

表 1-31 各种钢筋间距时板

钢筋间距/mm	钢筋											
	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
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

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

每米宽钢筋截面面积 A_s （单位：mm^2）

直 径 /mm

18	18/20	20	20/22	22	22/25	25	25/28	28	28/32	32	36
3635	4062	4488	4959	5430							
3393	3791	4189	4629	5068							
3181	3554	3927	4339	4752							
2994	3345	3696	4084	4472							
2827	3159	3491	3857	4224							
2679	2993	3307	3654	4001							
2545	2843	3142	3471	3801	4355	4909					
2313	2585	2856	3156	3456	3959	4462	5030				
2121	2369	2618	2893	3168	3629	4091	4611	5131			
1957	2187	2417	2670	2924	3350	3776	4256	4737			
1818	2031	2244	2480	2715	3111	3506	3952	4398	5071	5745	7271
1696	1895	2094	2314	2534	2903	3272	3689	4105	4733	5362	6786
1590	1777	1963	2170	2376	2722	3068	3458	3848	4437	5027	6362
1497	1672	1848	2042	2236	2562	2887	. 3255	3622	4176	4731	5988
1414	1580	1745	1929	2112	2419	2727	3074	3421	3944	4468	5655
1339	1496	1653	1827	2001	2292	2584	2912	3241	3737	4233	5357
1272	1422	1571	1736	1901	2178	2454	2767	3079	3550	4021	5089
1212	1354	1496	1653	1810	2074	2337	2635	3932	3381	3830	4847
1157	1292	1428	1578	1728	1980	2231	2515	2799	3227	3656	4627
1106	1236	1366	1509	1653	1893	2134	2406	2677	3087	3497	4426
1060	1185	1309	1446	1584	1815	2045	2305	2566	2958	3351	4241
1018	1137	1257	1389	1521	1742	1963	2213	2463	2840	3217	4072
979	1094	1208	1335	1462	1675	1888	2128	2368	2731	3093	3915
942	1053	1164	1286	1408	1613	1818	2049	2281	2630	2979	3770
909	1015	1122	1240	1358	1555	1753	1976	2199	2536	2872	3635
877	980	1083	1197	1311	1502	1693	1908	2123	2448	2773	3510
848	948	1047	1157	1267	1452	1636	1844	2053	2367	2681	3393
821	917	1013	1120	1226	1405	1583	1785	1986	2290	2594	3283
795	888	982	1085	1188	1361	1534	1729	1924	2219	2513	3181
771	862	952	1052	1152	1320	1487	1677	1866	2152	2437	3084

表 1-32 钢筋的公称直径、公称截面面积、周长及理论重量

公称直径/mm	不同根数钢筋的公称截面面积 A_s/mm²									单根钢筋周长/mm	单根钢筋理论重量/(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。

1.3 普通钢筋的锚固

1.3.1 普通钢筋的锚固长度计算

普通钢筋的锚固长度计算见表 1-33。

表 1-33 普通钢筋的锚固长度计算

序号	项 目	内 容
1	不考虑地震作用普通钢筋的锚固长度计算	（1）纵向受拉普通钢筋的基本锚固长度 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，纵向受拉普通钢筋的基本锚固长度应按下列公式计算： $$l_{ab}=\alpha\frac{f_y}{f_t}d \quad (1\text{-}4)$$ 式中 l_{ab}—— 受拉钢筋的基本锚固长度 f_y—— 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，当混凝土强度等级高于 C60 时，按 C60 取值 d—— 锚固钢筋的直径 α —— 锚固钢筋的外形系数，按表 1-34 取用 （2）纵向受拉普通钢筋的锚固长度 纵向受拉普通钢筋的锚固长度由纵向受拉普通钢筋的基本锚固长度 l_{ab} 与锚固钢筋的外形长度修正系数 ζ_a 相乘而得，表达公式为 $$l_a=\zeta_a l_{ab} \quad (1\text{-}5)$$ 式中 l_a—— 纵向受拉普通钢筋的锚固长度 ζ_a—— 锚固长度修正系数，见表 1-35
2	考虑地震作用普通钢筋的锚固长度计算	（1）受拉钢筋的抗震基本锚固长度 l_{abE} 由受拉钢筋的基本锚固长度 l_{ab} 与钢筋的抗震锚固长度修正系数 ζ_{aE} 相乘而得，即 $$l_{abE}=\zeta_{aE}l_{ab} \quad (1\text{-}6)$$ （2）受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 由受拉钢筋的锚固长度 l_a 与受拉钢筋的抗震锚固长度修正系数 ζ_{aE} 相乘而得，即 $$l_{aE}=\zeta_{aE}l_a \quad (1\text{-}7)$$ 式中 ζ_{aE}——抗震锚固长度修正系数，见表 1-36 式中其他符号意义同前
3	钢筋末端采取锚固措施	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%。弯钩和机械锚固的形式（图 1-2）和技术要求应符合表 1-37 的规定
4	纵向受压普通钢筋及承受动力荷载的预制构件	（1）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% 受压钢筋不应采用末端弯钩和一侧贴焊锚筋的锚固措施 受压钢筋锚固长度范围内的横向构造钢筋应符合本书表 1-42 序号 2 之（5）中的有关规定 （2）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 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

（续表 1-33）

序号	项　　目	内　　容
5	考虑地震的框架梁和框架柱节点	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： （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 （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 1-3 的相关构造规定。图中 l_{lE} 按本书公式(1-9)的规定取用，l_{abE} 按公式(1-6)取用

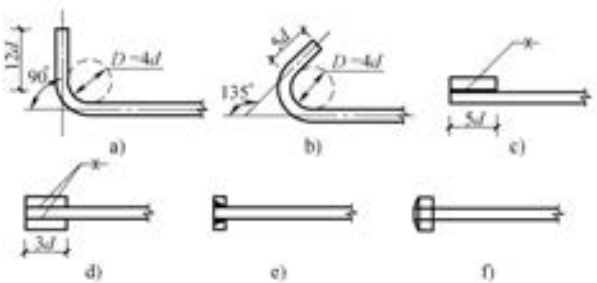


图 1-2　弯钩和机械锚固的形式和技术要求

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 1-34　锚固钢筋的外形系数 α

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
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做弯钩。

表 1-35　锚固长度修正系数 ζ_a

序号	钢筋的锚固条件	ζ_a
1	带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时	1.10
2	环氧树脂涂层带肋钢筋	1.25
3	施工过程中易受扰动的钢筋	1.10
4	锚固区保护层厚度为 $3d$ 时	0.80
5	锚固区保护层厚度为 $5d$ 时	0.70
6	锚固区保护层厚度介于 $3d$ 和 $5d$ 之间时	按 0.8 和 0.7 内插取值

注：1. 任何情况下，受拉钢筋的锚固长度 l_a 不应小于 200mm。

2. 一般情况下(即不存在表中的钢筋锚固条件时)$\zeta_a = 1.0$。

3. 当表中钢筋的锚固条件多于一项时可按连乘计算，但 ζ_a 不应小于 0.6。

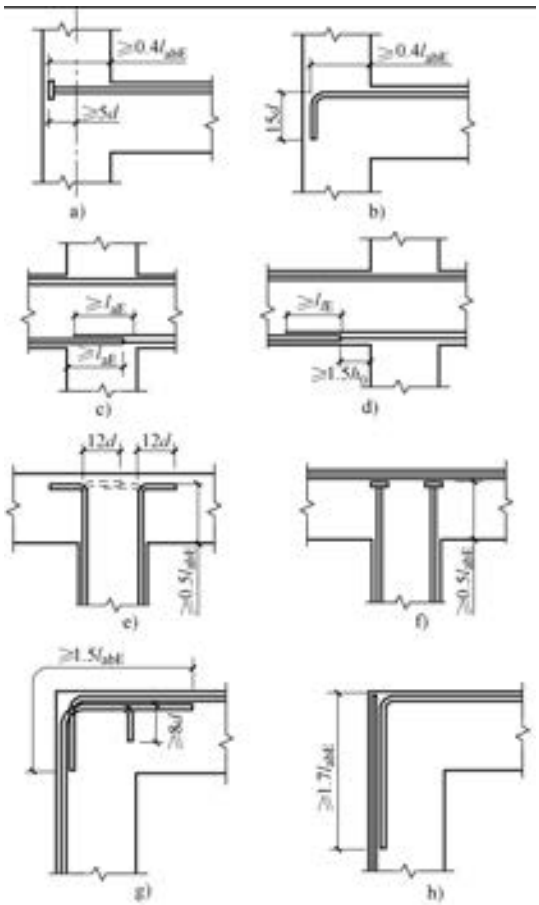


图 1-3 梁和柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

a）中间层端节点梁筋加锚头(锚板)锚固 b）中间层端间节点梁筋 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 1-36 受拉钢筋的抗震锚固长度修正系数 ζ_{aE}

抗震等级	一、二级	三级	四级
ζ_{aE}	1.15	1.05	1.0

表 1-37 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

（续表 1-37）

序号	锚固形式	技术要求
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。

1.3.2 普通钢筋的锚固长度计算用表

（1）应用公式(1-4)及公式(1-6)可求得非抗震及抗震等级结构受拉普通钢筋的基本锚固长度 l_{ab} 及 l_{abE}，见表 1-38。

（2）应用公式(1-5)及公式(1-7)与表 1-36 可求得非抗震及四级抗震结构受拉普通钢筋的锚固长度 l_a 及 l_{aE}，见表 1-39。

（3）应用公式(1-7)与表 1-36 可求得一、二级抗震等级结构受拉普通钢筋的锚固长度 l_{aE}，见表 1-40。

（4）应用公式(1-7)与表 1-36 可求得三级抗震等级结构受拉普通钢筋的锚固长度 l_{aE}，见表 1-41。

表 1-38 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	HPB300 $f_y=270\text{N/mm}^2$	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	HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$	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 HRBF400 RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$	一、二级(l_{abE})	—	46d	40d	37d	33d	32d	31d	30d	29d
10		三级(l_{abE})	—	42d	37d	34d	30d	29d	28d	27d	26d
11		四级(l_{abE})	—	40d	35d	32d	29d	28d	27d	26d	25d
12		非抗震(l_{ab})	—	40d	35d	32d	29d	28d	27d	26d	25d
13	HRB500 HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$	一、二级(l_{abE})	—	55d	49d	45d	41d	39d	37d	36d	35d
14		三级(l_{abE})	—	50d	45d	41d	38d	36d	34d	33d	32d
15		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 200 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 1-39　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		≥C60	
	钢筋直径 d/mm		≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	HPB300 f_y=270N/mm²	普通钢筋	39d	39d	34d	34d	30d	30d	28d	28d	25d	25d	24d	24d	23d	23d	22d	22d	21d	21d
2	HRB335 f_y=300N/mm²	普通钢筋	38d	42d	33d	36d	29d	32d	27d	29d	25d	27d	23d	26d	22d	24d	21d	24d	21d	23d
3		环氧树脂涂层钢筋	48d	52d	41d	45d	37d	40d	33d	37d	31d	34d	29d	32d	28d	31d	27d	29d	26d	28d
4	HRB400 HRBF400 RRB400 f_y=360N/mm²	普通钢筋			40d	44d	35d	39d	32d	35d	29d	32d	28d	31d	27d	29d	26d	28d	25d	27d
5		环氧树脂涂层钢筋			50d	55d	44d	48d	40d	44d	37d	41d	35d	38d	33d	37d	32d	35d	31d	34d
6	HRB500	普通钢筋			48d	53d	43d	47d	39d	43d	36d	39d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d
7	HRBF500 f_y=435N/mm²	环氧树脂涂层钢筋			60d	66d	53d	59d	48d	53d	45d	49d	42d	47d	40d	44d	39d	43d	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 200 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 1-40　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	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	HPB300 f_y=270N/mm²	普通钢筋	45d	45d	39d	39d	35d	35d	32d	32d	29d	29d	28d	28d	26d	26d	25d	25d	24d	24d
2	HRB335 f_y=300N/mm²	普通钢筋	44d	48d	38d	42d	34d	37d	31d	34d	28d	31d	27d	30d	26d	28d	25d	27d	24d	26d
3		环氧树脂涂层钢筋	55d	60d	48d	52d	42d	46d	38d	42d	35d	39d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d
4	HRB400 HRBF400 RRB400 f_y=360N/mm²	普通钢筋			46d	50d	41d	45d	37d	41d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d	28d	31d
5		环氧树脂涂层钢筋			57d	63d	51d	56d	46d	51d	42d	47d	40d	44d	38d	42d	37d	41d	36d	39d

（续表 1-40）

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	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
6	HRB500 HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$	普通钢筋			55d	61d	49d	54d	45d	49d	41d	45d	39d	43d	37d	41d	36d	39d	34d	38d
7		环氧树脂涂层钢筋			69d	76d	61d	67d	56d	61d	51d	56d	49d	53d	46d	51d	45d	49d	43d	47d

注：1. d 为钢筋公称直径，单位为mm。

2. l_{aE} 值不应小于 200 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 1-41　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	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	HPB300 $f_y=270\text{N/mm}^2$	普通钢筋	41d	41d	36d	36d	32d	32d	29d	29d	27d	27d	25d	25d	24d	24d	23d	23d	22d	22d
2	HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$	普通钢筋	40d	44d	35d	38d	31d	34d	28d	31d	26d	28d	24d	27d	23d	26d	22d	25d	22d	24d
3		环氧树脂涂层钢筋	50d	55d	43d	48d	39d	42d	35d	39d	32d	35d	31d	34d	29d	32d	28d	31d	27d	30d
4	HRB400 HRBF400	普通钢筋			42d	46d	37d	41d	34d	37d	31d	34d	29d	32d	28d	31d	27d	30d	26d	29d
5	RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$	环氧树脂涂层钢筋			52d	57d	46d	51d	42d	46d	39d	43d	37d	40d	35d	38d	34d	37d	32d	36d
6	HRB500 HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$	普通钢筋			50d	55d	45d	49d	41d	45d	37d	41d	36d	39d	34d	37d	33d	36d	31d	34d
7		环氧树脂涂层钢筋			63d	69d	56d	61d	51d	56d	47d	51d	44d	49d	42d	37d	41d	45d	39d	43d

注：1. d 为钢筋公称直径，单位为mm。

2. l_{aE} 值不应小于 200 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

1.4 普通钢筋的连接

1.4.1 普通钢筋的连接长度计算

普通钢筋的连接长度计算见表 1-42。

表 1-42 普通钢筋的连接长度计算

序号	项 目	内 容
1	钢筋连接的原则	（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 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 （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 25 mm，受压钢筋直径不宜大于 28 mm
2	钢筋的绑扎搭接	（1）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 1-4)。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 （2）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 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 （3）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式计算，且不应小于 300 mm $l_l=\zeta_l l_a$ （1-8） 式中 l_l—— 纵向受拉钢筋的搭接长度 ζ_l—— 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 1-43 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 （4）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(2)条纵向受拉钢筋搭接长度的 70%，且不应小于 200 mm （5）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“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 100 mm，此处 d 为锚固钢筋的直径”的要求；当受压钢筋直径大于 25 mm时，尚应在搭接接头两个端面外 100 mm的范围内各设置两道箍筋 （6）当采用搭接连接时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下式计算： $l_{lE}=\zeta_l l_{aE}$ （1-9） 式中 ζ_l—— 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 1-43 确定 同一构件中相邻纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开(图 1-5)

（续表 1-42）

序号	项　　目	内　　容
3	钢筋的机械连接	（1）结构构件中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（图 1-6） 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面积百分率可不受限制 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 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% （2）接头的设计原则和性能等级 1）接头的设计应满足强度及变形性能的要求 2）接头连接件的屈服承载力和受拉承载力的标准值不应小于被连接钢筋的屈服承载力和受拉承载力标准值的 1.10 倍 3）接头应根据其性能等级和应用场合，对单向拉伸性能、高应力反复拉压、大变形反复拉压、抗疲劳等各项性能确定相应的检验项目 4）接头应根据抗拉强度、残余变形以及高应力和大变形条件下反复拉压性能的差异，分为下列三个性能等级： Ⅰ级：接头抗拉强度等于被连接钢筋的实际拉断强度或不小于 1.10 倍钢筋抗拉强度标准值，残余变形小并具有高延性及反复拉压性能 Ⅱ级：接头抗拉强度不小于被连接钢筋抗拉强度标准值，残余变形较小并具有高延性及反复拉压性能 Ⅲ级：接头抗拉强度不小于被连接钢筋屈服强度标准值的 1.25 倍，残余变形较小并具有一定的延性及反复拉压性能 5）Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级接头的极限抗拉强度必须符合表 1-44 的规定 6）Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级接头应能经受规定的高应力和大变形反复拉压循环，且在经历拉压循环后，其抗拉强度仍应符合本书表 1-44 的规定 7）Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级接头的变形性能应符合表 1-45 的规定 8）对直接承受动力荷载的结构构件，设计应根据钢筋应力变化幅度提出接头的抗疲劳性能要求。当设计无专门要求时，接头的疲劳应力幅限值不应小于本书表 1-27 普通钢筋疲劳应力幅限值的 80%
4	钢筋的焊接连接	（1）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 （2）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（图 1-6） （3）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面积百分率可不受限制
5	连接适用部位	钢筋连接适用部位见表 1-46

（续表 1-42）

序号	项　　目	内　　容
6	需进行疲劳验算的构件	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 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： （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，焊接接头应符合本书 1.2.4 节之(3)条疲劳应力幅限值的规定

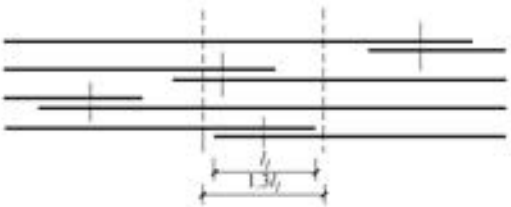


图 1-4　非抗震同一连接区段内纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头

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%。

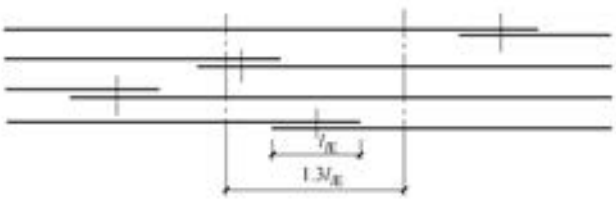


图 1-5　抗震同一连接区段内纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头

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%。

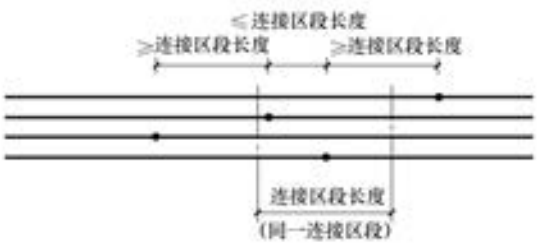


图 1-6　同一连接区段内纵向受拉钢筋机械连接、焊接接头

注：连接区段长度：机械连接为 35d；焊接为 35d 且≥500mm。

表 1-43 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

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

表 1-44 纵向受拉钢筋机械连接要求

序号	接头等级	Ⅰ级	Ⅱ级	Ⅲ级
1	极限抗拉强度	$f^0_{mst} \geqslant f_{stk}$ 钢筋拉断	$f^0_{mst} \geqslant f_{stk}$	$f^0_{mst} \geqslant 1.25 f_{yk}$
2		$f^0_{mst} \geqslant 1.1 f_{stk}$ 连接件破坏		

表 1-45 接头的变形性能

序号	接头等级		Ⅰ级	Ⅱ级	Ⅲ级
1	单向拉伸	残余变形/mm	$u_0 \leqslant 0.10(d \leqslant 32)$ $u_0 \leqslant 0.14(d>32)$	$u_0 \leqslant 0.14(d \leqslant 32)$ $u_0 \leqslant 0.16(d>32)$	$u_0 \leqslant 0.14(d \leqslant 32)$ $u_0 \leqslant 0.16(d>32)$
2		最大力下总伸长率(%)	$A_{sgt} \geqslant 6.0$	$A_{sgt} \geqslant 6.0$	$A_{sgt} \geqslant 3.0$
3	高应力反复拉压	残余变形/mm	$u_{20} \leqslant 0.3$	$u_{20} \leqslant 0.3$	$u_{20} \leqslant 0.3$
4	大变形反复拉压	残余变形/mm	$u_4 \leqslant 0.3$ 且 $u_8 \leqslant 0.6$	$u_4 \leqslant 0.3$ 且 $u_8 \leqslant 0.6$	$u_4 \leqslant 0.6$

注：当频遇荷载组合下，构件中钢筋应力明显高于 $0.6f_{yk}$ 时，设计部门可对单向拉伸残余变形 u_0 的加载峰值提出调整要求。

表 1-46 钢筋连接适用部位

序号	连接方式	适用部位
1	机械连接或焊接	(1) 框支梁 (2) 框支柱 (3) 一级抗震等级的框架梁 (4) 一、二级抗震等级的框架柱及剪力墙的边缘构件 (5) 三级抗震等级的框架柱底部及剪力墙底部构造加强部位的边缘构件
2	绑扎搭接	(1) 二、三、四级抗震等级的框架梁 (2) 三级抗震等级的框架柱除底部以外的其他部位 (3) 四级抗震等级的框架柱 (4) 三级抗震等级剪力墙非底部构造加强部位的边缘构件及四级剪力墙的边缘构件

注：1. 表中采用绑扎搭接的部位也可采用机械连接或焊接。

2. 剪力墙底部构造加强部位为底部加强部位及相邻上一层。

1.4.2 普通钢筋的连接长度计算用表

(1) 非抗震及四级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接最小长度 l_l 见表 1-47。

(2) 非抗震结构纵向受压普通钢筋绑扎搭接最小长度 l_l 见表 1-48。

(3) 一、二级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接长度 l_{lE} 见表 1-49。

(4) 三级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接长度 l_{lE} 见表 1-50。

表 1-47　非抗震及四级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接最小长度 l_l

序号	混凝土强度等级				C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		C60～C80	
	钢筋直径 d/mm				≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	钢筋牌号	HPB300 $f_y=270\text{N/mm}^2$	同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率(%)	≤25	47d		41d		36d		33d		30d		29d		27d		26d		25d	
2				50	55d		48d		42d		39d		35d		34d		32d		31d		30d	
3				100	63d		54d		48d		44d		40d		38d		37d		35d		34d	
4		HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$		≤25	46d	50d	40d	44d	35d	39d	32d	35d	29d	32d	28d	31d	27d	29d	26d	28d	25d	27d
5				50	53d	59d	46d	51d	41d	45d	37d	41d	34d	38d	33d	36d	31d	34d	30d	33d	29d	32d
6				100	61d	67d	53d	58d	47d	52d	43d	47d	39d	43d	37d	41d	36d	39d	34d	38d	33d	36d
7		HRB400 HRBF400 RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$		≤25			48d	52d	42d	47d	39d	42d	35d	39d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d
8				50			56d	61d	49d	54d	45d	49d	41d	45d	39d	43d	37d	41d	36d	40d	35d	38d
9				100			63d	70d	56d	62d	51d	56d	47d	52d	45d	49d	43d	47d	41d	45d	40d	43d
10		HRB500 HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$		≤25			58d	63d	51d	56d	47d	51d	43d	47d	41d	45d	39d	43d	37d	41d	36d	39d
11				50			67d	74d	60d	66d	54d	60d	50d	55d	47d	52d	45d	50d	44d	48d	42d	46d
12				100			77d	84d	68d	75d	62d	68d	57d	63d	54d	60d	52d	57d	50d	55d	48d	53d

注：1. d 为钢筋公称直径，单位为mm。

2. l_l 值不应小于 200 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 1-48 非抗震结构纵向受压普通钢筋绑扎搭接最小长度 l_l

序号	混凝土强度等级				C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		C60～C80	
	钢筋直径 d/mm				≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	钢筋牌号	HPB300 $f_y=270\text{N/mm}^2$	同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率(%)	≤25	33d		29d		25d		23d		21d		20d		19d		19d		18d	
2				50	38d		33d		30d		27d		25d		24d		22d		22d		21d	
3				100	44d		38d		34d		31d		28d		27d		26d		25d		24d	
4		HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$		≤25	32d	35d	28d	31d	25d	27d	22d	25d	21d	23d	20d	22d	19d	21d	18d	20d	17d	19d
5				50	37d	41d	32d	36d	29d	32d	26d	29d	24d	26d	23d	25d	22d	24d	21d	23d	20d	22d
6				100	43d	47d	37d	41d	33d	36d	30d	33d	28d	30d	26d	29d	25d	27d	24d	26d	23d	25d
7		HRB400 HRBF400 RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$		≤25			33d	37d	30d	33d	27d	30d	25d	27d	24d	26d	22d	25d	22d	24d	21d	23d
8				50			39d	43d	35d	38d	31d	35d	29d	32d	27d	30d	26d	29d	25d	28d	24d	27d
9				100			44d	49d	39d	43d	36d	40d	33d	36d	31d	34d	30d	33d	29d	32d	28d	30d
10		HRB500 HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$		≤25			40d	44d	36d	39d	33d	36d	30d	33d	28d	31d	27d	30d	26d	29d	25d	28d
11				50			47d	52d	42d	46d	38d	42d	35d	38d	33d	36d	32d	35d	30d	33d	29d	32d
12				100			54d	59d	48d	52d	43d	48d	40d	44d	38d	42d	36d	40d	35d	38d	33d	37d

注：1. d 为钢筋公称直径，单位为mm。

2. l_l 值不应小于 300 mm。

3. 其他见本书中有关规定。

表 1-49　一、二级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接长度 l_{lE}

序号	混凝土强度等级				C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		C60～C80	
	钢筋直径 d/mm				≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	钢筋牌号	HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$	同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率(%)	≤25	53d	58d	46d	50d	41d	45d	37d	41d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d	28d	31d
2				50	61d	68d	53d	59d	47d	52d	43d	47d	40d	43d	38d	41d	36d	39d	34d	38d	33d	36d
3		HRB400、HRBF400 RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$		≤25			55d	60d	49d	54d	44d	49d	41d	45d	39d	43d	37d	40d	35d	39d	34d	38d
4				50			64d	70d	57d	62d	52d	57d	47d	52d	45d	50d	43d	47d	41d	46d	40d	44d
5		HRB500、HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$		≤25			66d	73d	59d	65d	54d	59d	49d	54d	47d	51d	44d	49d	43d	47d	41d	45d
6				50			77d	85d	69d	75d	62d	69d	57d	63d	54d	60d	52d	57d	50d	50d	48d	53d

注：应用时应符合本书中有关规定。

表 1-50　三级抗震等级结构纵向受拉普通钢筋绑扎搭接长度 l_{lE}

序号	混凝土强度等级				C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		C60～C80	
	钢筋直径 d/mm				≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
1	钢筋牌号	HRB335 $f_y=300\text{N/mm}^2$	同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率(%)	≤25	48d	53d	42d	46d	37d	41d	34d	37d	31d	34d	29d	32d	28d	31d	27d	30d	26d	29d
2				50	56d	62d	49d	53d	43d	47d	39d	43d	36d	40d	34d	38d	33d	36d	32d	35d	30d	33d
3		HRB400、HRBF400 RRB400 $f_y=360\text{N/mm}^2$		≤25			50d	55d	44d	49d	40d	44d	37d	41d	35d	39d	34d	37d	32d	36d	31d	34d
4				50			58d	64d	52d	57d	47d	52d	43d	48d	41d	45d	39d	43d	38d	42d	36d	40d
5		HRB500、HRBF500 $f_y=435\text{N/mm}^2$		≤25			60d	66d	54d	59d	49d	54d	45d	49d	43d	47d	41d	45d	39d	43d	38d	41d
6				50			70d	78d	63d	69d	57d	63d	52d	58d	50d	55d	47d	52d	46d	50d	44d	48d

注：应用时应符合本书中有关规定。

1.5 建筑工程抗震设防分类标准

1.5.1 建筑工程抗震设防分类标准术语与基本规定

建筑工程抗震设防分类标准术语与基本规定见表 1-51。

表 1-51 建筑工程抗震设防分类标准术语与基本规定

序号	项 目	内 容
1	术语	（1）抗震设防分类。根据建筑遭遇地震破坏后，可能造成人员伤亡、直接和间接经济损失、社会影响的程度及其在抗震救灾中的作用等因素，对各类建筑所做的设防类别划分 （2）抗震设防烈度。按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况下，取 50 年内超越概率 10%的地震烈度 （3）抗震设防标准。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使用功能的重要性确定
2	基本规定	（1）建筑抗震设防类别划分，应根据下列因素的综合分析确定： 1）建筑破坏造成的人员伤亡、直接和间接经济损失及社会影响的大小 2）城市的大小和地位、行业的特点、工矿企业的规模 3）建筑使用功能失效后，对全局的影响范围大小、抗震救灾影响及恢复的难易程度 4）建筑各区段的重要性有显著不同时，可按区段划分抗震设防类别 5）不同行业的相同建筑，当所处地位及地震破坏所产生的后果和影响不同时，其抗震设防类别可不相同 注：区段是指由防震缝分开的结构单元、平面内使用功能不同的部分或上下使用功能不同的部分 （2）建筑工程应分为以下四个抗震设防类别： 1）特殊设防类：是指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的建筑。本书简称甲类 2）重点设防类：是指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑。本书简称乙类 3）标准设防类：是指大量的本条中除 1）、2）、4）款以外按标准要求进行设防的建筑。本书简称丙类 4）适度设防类：是指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的建筑。本书简称丁类 （3）各抗震设防类别建筑的抗震设防标准，应符合下列要求： 1）标准设防类，应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用，达到在遭遇高于当地抗震设防烈度的预估罕遇地震影响时不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏的抗震设防目标 2）重点设防类，应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施；但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施；地基基础的抗震措施，应符合有关规定。同时，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用 3）特殊设防类，应按高于本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施；但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施。同时，应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用 4）适度设防类，允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施，但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。一般情况下，仍应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用

（续表 1-51）

序号	项　　目	内　　容
2	基本规定	注：对于划为重点设防类而规模很小的工业建筑，当改用抗震性能较好的材料且符合抗震设计规范对结构体系的要求时，允许按标准设防类设防 5）根据上述规定与有关要求，各类建筑抗震措施所应采用的抗震设防烈度要求列于表 1-52～表 1-55

表 1-52　甲类、乙类、丙类、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

① 不规则建筑及建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外。

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。

表 1-53　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 1-54　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^+

（续表 1-54）

序号	设防烈度	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	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 1-55 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	Ⅱ Ⅲ Ⅳ
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。

1.5.2 部分行业的建筑抗震设防类别的划分

部分行业的建筑抗震设防类别的划分见表 1-56。

表 1-56 部分行业的建筑抗震设防类别的划分

序号	项 目	内 容
1	防灾救灾建筑	（1）这里适用于城市和工矿企业与防灾和救灾有关的建筑 （2）防灾救灾建筑应根据其社会影响及在抗震救灾中的作用划分抗震设防类别 （3）医疗建筑的抗震设防类别，应符合下列规定： 1）三级医院中承担特别重要医疗任务的门诊、医技、住院用房，抗震设防类别应划为特殊设防类 2）二、三级医院的门诊、医技、住院用房，具有外科手术室或急诊科的乡镇卫生院的医疗用房，县级及以上急救中心的指挥、通信、运输系统的重要建筑，县级及以上的独立采供血机构的建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 3）工矿企业的医疗建筑，可比照城市的医疗建筑示例确定其抗震设防类别 （4）消防车库及其值班用房，抗震设防类别应划为重点设防类 （5）20 万人口以上的城镇和县及县级市防灾应急指挥中心的主要建筑，抗震设防类别不应低于重点设防类 工矿企业的防灾应急指挥系统建筑，可比照城市防灾应急指挥系统建筑示例确定其抗震设防类别 （6）疾病预防与控制中心建筑的抗震设防类别，应符合下列规定：

（续表 1-56）

序号	项目		内容
1	防灾救灾建筑		1）承担研究、中试和存放剧毒的高危险传染病病毒任务的疾病预防与控制中心的建筑或其区段，抗震设防类别应划为特殊设防类 2）不属于上述 1）款的县、县级市及以上的疾病预防与控制中心的主要建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 （7）作为应急避难场所的建筑，其抗震设防类别不应低于重点设防类
2	基础设施建筑	城镇给水排水、燃气、热力建筑	（1）这里适用于城镇的给水、排水、燃气、热力建筑工程 工矿企业的给水、排水、燃气、热力建筑工程，可分别比照城市的给水、排水、燃气、热力建筑工程确定其抗震设防类别 （2）城镇和工矿企业的给水、排水、燃气、热力建筑，应根据其使用功能、规模、修复难易程度和社会影响等划分抗震设防类别。其配套的供电建筑，应与主要建筑的抗震设防类别相同 （3）给水建筑工程中，20 万人口以上城镇、抗震设防烈度为 7 度及以上的县及县级市的主要取水设施和输水管线、水质净化处理厂的主要水处理建(构)筑物、配水井、送水泵房、中控室、化验室等，抗震设防类别应划为重点设防类 （4）排水建筑工程中，20 万人口以上城镇、抗震设防烈度为 7 度及以上的县及县级市的污水干管(含合流)，主要污水处理厂的主要水处理建(构)筑物、进水泵房、中控室、化验室，以及城市排涝泵站、城镇主干道立交处的雨水泵房，抗震设防类别应划为重点设防类 （5）燃气建筑中，20 万人口以上城镇、县及县级市的主要燃气厂的主厂房、储气罐、加压泵房和压缩间、调度楼及相应的超高压和高压调压间、高压和次高压输配气管道等主要设施，抗震设防类别应划为重点设防类 （6）热力建筑中，50 万人口以上城镇的主要热力厂主厂房、调度楼、中继泵站及相应的主要设施用房，抗震设防类别应划为重点设防类
3		电力建筑	（1）这里适用于电力生产建筑和城镇供电设施 （2）电力建筑应根据其直接影响的城市和企业的范围及地震破坏造成的直接和间接经济损失划分抗震设防类别 （3）电力调度建筑的抗震设防类别，应符合下列规定： 1）国家和区域的电力调度中心，抗震设防类别应划为特殊设防类 2）省、自治区、直辖市的电力调度中心，抗震设防类别宜划为重点设防类 （4）火力发电厂(含核电厂的常规岛)、变电所的生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）单机容量为 300MW 及以上或规划容量为 800MW 及以上的火力发电厂和地震时必须维持正常供电的重要电力设施的主厂房、电气综合楼、网控楼、调度通信楼、配电装置楼、烟囱、烟道、碎煤机室、输煤转运站和输煤栈桥、燃油和燃气机组电厂的燃料供应设施 2）330kV 及以上的变电所和 220kV 及以下枢纽变电所的主控通信楼、配电装置楼、就地继电器室；330kV 及以上的换流站工程中的主控通信楼、阀厅和就地继电器室 3）供应 20 万人口以上规模的城镇集中供热的热电站的主要发配电控制室及其供电、供热设施 4）不应中断通信设施的通信调度建筑

（续表 1-56）

序号	项目		内容
4	基础设施建筑	交通运输建筑	（1）这里适用于铁路、公路、水运和空运系统建筑和城镇交通设施 （2）交通运输系统生产建筑应根据其在交通运输线路中的地位、修复难易程度和对抢险救灾、恢复生产所起的作用划分抗震设防类别 （3）铁路建筑中，高速铁路、客运专线（含城际铁路）、客货共线Ⅰ、Ⅱ级干线和货运专线的铁路枢纽的行车调度、运转、通信、信号、供电、供水建筑，以及特大型站和最高聚集人数很多的大型站的客运候车楼，抗震设防类别应划为重点设防类 （4）公路建筑中，高速公路、一级公路、一级汽车客运站和位于抗震设防烈度为7度及以上地区的公路监控室，一级长途汽车站客运候车楼，抗震设防类别应划为重点设防类 （5）水运建筑中，50万人口以上城市、位于抗震设防烈度为7度及以上地区的水运通信和导航等重要设施的建筑，国家重要客运站，海难救助打捞等部门的重要建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 （6）空运建筑中，国际或国内主要干线机场中的航站楼、大型机库，以及通信、供电、供热、供水、供气、供油的建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 航管楼的设防标准应高于重点设防类 （7）城镇交通设施的抗震设防类别，应符合下列规定： 1）在交通网络中占关键地位、承担交通量大的大跨度桥应划为特殊设防类；处于交通枢纽的其余桥梁应划为重点设防类 2）城市轨道交通的地下隧道、枢纽建筑及其供电、通风设施，抗震设防类别应划为重点设防类
5		邮电通信、广播电视建筑	（1）这里适用于邮电通信、广播电视建筑 （2）邮电通信、广播电视建筑，应根据其在整个信息网络中的地位和保证信息网络通畅的作用划分抗震设防类别。其配套的供电、供水建筑，应与主体建筑的抗震设防类别相同；当特殊设防类的供电、供水建筑为单独建筑时，可划为重点设防类 （3）邮电通信建筑的抗震设防类别，应符合下列规定： 1）国际出入口局，国际无线电台，国家卫星通信地球站，国际海缆登陆站，抗震设防类别应划为特殊设防类 2）省中心及省中心以上通信枢纽楼、长途传输一级干线枢纽站、国内卫星通信地球站、本地网通枢纽楼及通信生产楼、应急通信用房，抗震设防类别应划为重点设防类 3）大区中心和省中心的邮政枢纽，抗震设防类别应划为重点设防类 （4）广播电视建筑的抗震设防类别，应符合下列规定： 1）国家级、省级的电视调频广播发射塔建筑，当混凝土结构塔的高度大于250m或钢结构塔的高度大于300m时，抗震设防类别应划为特殊设防类；国家级、省级的其余发射塔建筑，抗震设防类别应划为重点设防类。国家级卫星地球站上行站，抗震设防类别应划为特殊设防类 2）国家级、省级广播中心、电视中心和电视调频广播发射台的主体建筑，发射总功率不小于200kW的中波和短波广播发射台、广播电视卫星地球站、国家级和省级广播电视监测台与节目传送台的机房建筑和天线支承物，抗震设防类别应划为重点设防类
6	公共建筑和居住建筑		（1）这里适用于体育建筑、影剧院、博物馆、档案馆、商场、展览馆、会展中心、教育建筑、旅馆、办公建筑、科学实验建筑等公共建筑和住宅、宿舍、公寓等居住建筑 （2）公共建筑，应根据其人员密集程度、使用功能、规模、地震破坏所造成的社会影响和直接经济损失的大小划分抗震设防类别

（续表 1-56）

序号	项　　目		内　　容
6	公共建筑和居住建筑		（3）体育建筑中，规模分级为特大型的体育场，大型、观众席容量很多的中型体育场和体育馆（含游泳馆），抗震设防类别应划为重点设防类 （4）文化娱乐建筑中，大型的电影院、剧场、礼堂、图书馆的视听室和报告厅、文化馆的观演厅和展览厅、娱乐中心建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 （5）商业建筑中，人流密集的大型的多层商场抗震设防类别应划为重点设防类。当商业建筑与其他建筑合建时应分别判断，并按区段确定其抗震设防类别 （6）博物馆和档案馆中，大型博物馆，存放国家一级文物的博物馆，特级、甲级档案馆，抗震设防类别应划为重点设防类 （7）会展建筑中，大型展览馆、会展中心，抗震设防类别应划为重点设防类 （8）教育建筑中，幼儿园、小学、中学的教学用房以及学生宿舍和食堂，抗震设防类别应不低于重点设防类 （9）科学实验建筑中，研究、中试生产和存放具有高放射性物品以及剧毒的生物制品、化学制品、天然和人工细菌、病毒（如鼠疫、霍乱、伤寒和新发高危险传染病等）的建筑，抗震设防类别应划为特殊设防类 （10）电子信息中心的建筑中，省部级编制和储存重要信息的建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 国家级信息中心建筑的抗震设防标准应高于重点设防类 （11）高层建筑中，当结构单元内经常使用人数超过 8000 人时，抗震设防类别宜划为重点设防类 （12）居住建筑的抗震设防类别不应低于标准设防类
7	工业建筑	采煤、采油和矿山生产建筑	（1）这里适用于采煤、采油和天然气以及采矿的生产建筑 （2）采煤、采油和天然气、采矿的生产建筑，应根据其直接影响的城市和企业的范围及地震破坏所造成的直接和间接经济损失划分抗震设防类别 （3）采煤生产建筑中，矿井的提升、通风、供电、供水、通信和瓦斯排放系统，抗震设防类别应划为重点设防类 （4）采油和天然气生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）大型油、气田的联合站、压缩机房、加压气站泵房、阀组间、加热炉建筑 2）大型计算机房和信息储存库 3）油品储运系统液化气站、轻油泵房及氮气站、长输管道首末站、中间加压泵站 4）油、气田主要供电、供水建筑 （5）采矿生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）大型冶金矿山的风机室、排水泵房、变电室、配电室等 2）大型非金属矿山的提升、供水、排水、供电、通风等系统的建筑
8		原材料生产建筑	（1）这里适用于冶金、化工、石油化工、建材和轻工业原材料等工业原材料生产建筑 （2）冶金、化工、石油化工、建材、轻工业的原材料生产建筑，主要以其规模、修复难易程度和停产后相关企业的直接和间接经济损失划分抗震设防类别 （3）冶金工业、建材工业企业的生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）大中型冶金企业的动力系统建筑，油库及油泵房，全厂性生产管制中心、通信中心的主要建筑 2）大型和不容许中断生产的中型建材工业企业的动力系统建筑 （4）化工和石油化工生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类：

（续表 1-56）

序号	项目		内容
8	工业建筑	原材料生产建筑	1）特大型、大型和中型企业的主要生产建筑以及对正常运行起关键作用的建筑 2）特大型、大型和中型企业的供热、供电、供气和供水建筑 3）特大型、大型和中型企业的通信、生产指挥中心建筑 （5）轻工原材料生产建筑中，大型浆板厂和洗涤剂原料厂等大型原材料生产企业中的主要装置及其控制系统和动力系统建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 （6）冶金、化工、石油化工、建材、轻工业原料生产建筑中，使用或生产过程中具有剧毒、易燃、易爆物质的厂房，当具有泄毒、爆炸或火灾危险性时，其抗震设防类别应划为重点设防类
9		加工制造业生产建筑	（1）这里适用于机械、船舶、航空、航天、电子(信息)、纺织、轻工、医药等工业生产建筑 （2）加工制造工业生产建筑，应根据建筑规模和地震破坏所造成的直接和间接经济损失的大小划分抗震设防类别 （3）航空工业生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）部级及部级以上的计量基准所在的建筑，记录和储存航空主要产品(如飞机、发动机等)或关键产品的信息储存所在的建筑 2）对航空工业发展有重要影响的整机或系统性能试验设施、关键设备所在建筑(如大型风洞及其测试间,发动机高空试车台及其动力装置及测试间,全机电磁兼容试验建筑) 3）存放国内少有或仅有的重要精密设备的建筑 4）大中型企业主要的动力系统建筑 （4）航天工业生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）重要的航天工业科研楼、生产厂房和试验设施，动力系统的建筑 2）重要的演示、通信、计量、培训中心的建筑 （5）电子信息工业生产建筑中，下列建筑的抗震设防类别应划为重点设防类： 1）大型彩管、玻壳生产厂房及其动力系统 2）大型的集成电路、平板显示器和其他电子类生产厂房 3）重要的科研中心、测试中心、试验中心的主要建筑 （6）纺织工业的化纤生产建筑中，具有化工性质的生产建筑，其抗震设防类别宜按本表序号 8 之(4)条划分 （7）大型医药生产建筑中，具有生物制品性质的厂房及其控制系统，其抗震设防类别宜按本表序号 6 之(9)条划分 （8）加工制造工业建筑中，生产或使用具有剧毒、易燃、易爆物质且具有火灾危险性的厂房及其控制系统的建筑，抗震设防类别应划为重点设防类 （9）大型的机械、船舶、纺织、轻工、医药等工业企业的动力系统建筑应划为重点设防类 （10）机械、船舶工业的生产厂房，电子、纺织、轻工、医药等工业的其他生产厂房，宜划为标准设防类
10	仓库类建筑		（1）这里适用于工业与民用的仓库类建筑 （2）仓库类建筑应根据其存放物品的经济价值和地震破坏所产生的次生灾害划分抗震设防类别 （3）仓库类建筑的抗震设防类别，应符合下列规定：

（续表 1-56）

序号	项　　目	内　　容
10	仓库类建筑	1）储存高、中放射性物质或剧毒物品的仓库不应低于重点设防类，储存易燃、易爆物质等具有火灾危险性的危险品仓库应划为重点设防类 2）一般的储存物品的价值低、人员活动少、无次生灾害的单层仓库等可划为适度设防类

1.6 结构不考虑地震的普通钢筋的配筋率

1.6.1 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 1-57。

表 1-57 纵向受力钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min}　　（单位：%）

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/mm²	0.50
2			强度等级 400N/mm²	0.55
3			强度等级 300N/mm²、335N/mm²	0.60
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 $(b'_f-b)h'_f$ 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：

$$\rho_s \geqslant \frac{h_{cr}}{h}\rho_{min} \tag{1-10}$$

$$h_{cr} = 1.05\sqrt{\frac{M}{\rho_{min}f_y b}} \tag{1-11}$$

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 —— 构件截面的高度；

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 ρ_{min}（%）见表 1-58。

表 1-58 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 ρ_{min}

（单位：%）

序号	混凝土强度等级	HPB300 $f_y=270N/mm^2$	HRB335 $f_y=300N/mm^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y=360N/mm^2$	HRB500、HRBF500 $f_y=435N/mm^2$
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)
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. 本表是根据表 1-57 序号 5 要求制作。

（3）根据表 1-57 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 ρ_{min}（%）见表 1-59。

表 1-59 受压构件全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min} （单位：%）

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/mm²	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
强度等级 400N/mm²	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
强度等级 300N/mm²、335 N/mm²	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70

1.6.2 钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋最大配筋百分率

钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋最大配筋百分率 ρ_{max}（%）见表 1-60。

表 1-60 钢筋混凝土受弯构件纵向受力钢筋最大配筋百分率 ρ_{max} （单位：%）

序号	混凝土强度等级	HPB300 $f_y=270N/mm^2$	HRB335 $f_y=300N/mm^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y=360N/mm^2$	HRB500、HRBF500 $f_y=435N/mm^2$
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
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. ρ_{max}(%)计算公式为 $\rho_{max}=\xi_b\frac{\alpha_1 f_c}{f_y}$。

2. ξ_b值见表 1-61。

表 1-61 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/mm²)	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/mm²)	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

1.6.3 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 1-62。

表 1-62 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	（1）梁内受扭纵向钢筋的配筋率 梁内受扭纵向钢筋的配筋率ρ_{tl}应按下式确定： $$\rho_{tl}=\frac{A_{stl}}{bh} \quad (1\text{-}12)$$ 式中 A_{stl}——沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积 （2）梁内受扭纵向钢筋的最小配筋率$\rho_{tl,\min}$应符合如下规定： $$\rho_{tl,\min}=0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}}\frac{f_t}{f_y} \quad (1\text{-}13)$$ 当 $T/(Vb)>2.0$ 时，取 $T/(Vb)=2.0$。 式中 $\rho_{tl,\min}$—— 受扭纵向钢筋的最小配筋率，取 $A_{stl}/(bh)$ b —— 受剪的截面宽度，矩形截面的宽度，T 形或 I 形截面取腹板宽度，箱形截面 b 应以 b_h 代替，此处，b_h 为箱形截面的宽度 （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 （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本书表 1-57 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
2	受扭纵向受力钢筋的最小配筋率计算用表	梁内受扭纵向受力钢筋的最小配筋百分率$\rho_{tl,\min}$见表 1-63 计算公式为 $\rho_{tl,\min}=0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}}\frac{f_t}{f_y}(\%)=\left(0.6\sqrt{2}\frac{f_t}{f_y}\right)(\%)$

表 1-63 梁内受扭纵向受力钢筋的最小配筋百分率$\rho_{tl,\min}$ （单位：%）

序号	混凝土强度等级	HPB300 $f_y=270N/mm^2$	HRB335 $f_y=300N/mm^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y=360N/mm^2$	HRB500、HRBF500 $f_y=435N/mm^2$
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

（续表 1-63）

序号	混凝土强度等级	HPB300 $f_y=270N/mm^2$	HRB335 $f_y=300N/mm^2$	HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y=360N/mm^2$	HRB500、HRBF500 $f_y=435N/mm^2$
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

1.6.4 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 1-64。

表 1-64 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 $$\rho_{sv}=\frac{A_{sv}}{bs}=\frac{nA_{sv1}}{bs}\quad(1\text{-}14)$$ （2）梁中箍筋的最大间距宜符合表 3-20 的规定；当 V 大于 $0.7f_tbh_0$ 时，箍筋的配筋率为 $$\rho_{sv}\geqslant 0.24\frac{f_t}{f_{yv}}\quad(1\text{-}15)$$ （3）在弯剪扭构件中，梁箍筋的配筋率为 $$\rho_{sv}\geqslant 0.28\frac{f_t}{f_{yv}}\quad(1\text{-}16)$$ （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。考虑地震作用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 $$\rho_{sv}\geqslant 0.30\frac{f_t}{f_{yv}}\quad(1\text{-}17)$$ 2）二级抗震等级 $$\rho_{sv}\geqslant 0.28\frac{f_t}{f_{yv}}\quad(1\text{-}18)$$ 3）三、四级抗震等级 $$\rho_{sv}\geqslant 0.26\frac{f_t}{f_{yv}}\quad(1\text{-}19)$$ 上述公式中：ρ_{sv}——梁中箍筋的配筋率 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） b——梁截面宽度 s——沿构件（梁）长度方向箍筋的间距 f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 1-7 采用 f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值，按表 1-23 中 f_y 的数值采用

（续表 1-64）

序号	项　　目	内　　容
2	计算用表	（1）根据公式(1-15)～公式(1-19)，应用公式 $\rho_{sv}=\frac{A_{sv}}{bs}\geqslant\frac{nf_t}{f_{yv}}$，则算得梁中箍筋最小面积配筋百分率 ρ_{sv}(%)见表 1-65 （2）根据公式(1-15)～公式(1-19)，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 1-66 （3）根据公式(1-14)～公式(1-19)可写成如下计算公式： $$\alpha_v=\frac{nA_{sv1}}{bs}\frac{f_{yv}}{f_t}\qquad(1\text{-}20)$$ 式中 α_v—— 沿梁全长的箍筋配筋系数，非抗震时 $\alpha_v\geqslant0.24$；对弯剪扭构件 $\alpha_v\geqslant0.28$；对一级抗震等级 $\alpha_v\geqslant0.3$；对二级抗震等级 $\alpha_v\geqslant0.28$；对三、四级抗震等级 $\alpha_v\geqslant0.26$ 其他公式中符号意义同前 根据公式(1-20)制成计算用表见表 1-67($f_{yv}=270N/mm^2$)、表 1-68($f_{yv}=300N/mm^2$)以及表 1-69($f_{yv}=360N/mm^2$)。则可根据混凝土强度等级、箍筋的抗拉强度设计值，及梁宽、箍筋直径、间距、肢数即可由表 1-67、表 1-68 及表 1-69 查得实际的箍筋配筋系数

表 1-65　梁中箍筋最小面积配筋百分率 ρ_{sv}　　（单位：%）

混凝土强度等级	$f_{yv}=270N/mm^2$				$f_{yv}=300N/mm^2$				$f_{yv}=360N/mm^2$			
	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：1. 梁箍筋最小面积配筋率的计算公式为 $\rho_{sv}=\frac{A_{sv}}{bs}\geqslant n f_t/f_{yv}$。

2. 结合本书有关规定应用。

表 1-66　梁中箍筋配筋百分率值 ρ_{sv}　　（单位：%）

梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
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	0.452	0.377
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：结合本书有关规定应用。

表 1-67 框架梁沿梁全长的箍筋配筋系数 α_v 值

($f_{yv}=270N/mm^2$)

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C20	200	2	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	1.93	1.28	0.96	0.77	0.64	2.78	1.85	1.39	1.11	0.93
	250	2	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51	2.22	1.48	1.11	0.89	0.74
	300	2	0.46	0.31	0.23	0.19	0.15	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.28	0.86	0.64	0.51	0.43	1.85	1.23	0.93	0.74	0.62
		4	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.57	1.71	1.28	1.03	0.86	3.70	2.47	1.85	1.48	1.23
	350	2	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
		4	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.41	0.94	0.71	0.56	0.47	2.20	1.47	1.10	0.88	0.73	3.17	2.12	1.59	1.27	1.06
	400	4	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	1.93	1.28	0.96	0.77	0.64	2.78	1.85	1.39	1.11	0.93
	450	4	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
	500	4	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51	2.22	1.48	1.11	0.89	0.74
		6	0.83	0.56	0.42	0.33	0.28	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.31	1.54	1.16	0.92	0.77	3.33	2.22	1.67	1.33	1.11
	550	4	0.51	0.34	0.25	0.20	0.17	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.40	0.93	0.70	0.56	0.47	2.02	1.35	1.01	0.81	0.67
		6	0.76	0.51	0.38	0.30	0.25	1.35	0.90	0.67	0.54	0.45	2.10	1.40	1.05	0.84	0.70	3.03	2.02	1.51	1.21	1.01
	600	4	0.46	0.31	0.23	0.19	0.15	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.28	0.86	0.64	0.51	0.43	1.85	1.23	0.93	0.74	0.62
		6	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	1.93	1.28	0.96	0.77	0.64	2.78	1.85	1.39	1.11	0.93
C25	200	2	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.67	1.11	0.83	0.67	0.56	2.40	1.60	1.20	0.96	0.80
	250	2	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.34	0.89	0.67	0.53	0.45	1.92	1.28	0.96	0.77	0.64
	300	2	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.71	0.48	0.36	0.29	0.24	1.11	0.74	0.56	0.45	0.37	1.60	1.07	0.80	0.64	0.53
		4	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.23	1.48	1.11	0.89	0.74	3.21	2.14	1.60	1.28	1.07
	350	2	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.61	0.41	0.31	0.24	0.20	0.95	0.64	0.48	0.38	0.32	1.37	0.92	0.69	0.55	0.46
		4	0.69	0.46	0.34	0.28	0.23	1.22	0.81	0.61	0.49	0.41	1.91	1.27	0.95	0.76	0.64	2.75	1.83	1.37	1.10	0.92
	400	4	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.67	1.11	0.83	0.67	0.56	2.40	1.60	1.20	0.96	0.80
	450	4	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
	500	4	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.34	0.89	0.67	0.53	0.45	1.92	1.28	0.96	0.77	0.64
		6	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.28	0.86	0.64	0.51	0.43	2.00	1.34	1.00	0.80	0.67	2.89	1.92	1.44	1.15	0.96
	550	4	0.44	0.29	0.22	0.18	0.15	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.21	0.81	0.61	0.49	0.40	1.75	1.17	0.87	0.70	0.58
		6	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22	1.17	0.78	0.58	0.47	0.39	1.82	1.21	0.91	0.73	0.61	2.62	1.75	1.31	1.05	0.87
	600	4	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.71	0.48	0.36	0.29	0.24	1.11	0.74	0.56	0.45	0.37	1.60	1.07	0.80	0.64	0.53
		6	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.67	1.11	0.83	0.67	0.56	2.40	1.60	1.20	0.96	0.80

（续表 1-67）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C30	200	2	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.47	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
	250	2	0.43	0.28	0.21	0.17	0.14	0.76	0.51	0.38	0.30	0.25	1.19	0.79	0.59	0.47	0.40	1.71	1.14	0.85	0.68	0.57
	300	2	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.63	0.42	0.32	0.25	0.21	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33	1.42	0.95	0.71	0.57	0.47
		4	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
	350	2	0.31	0.20	0.15	0.12	0.10	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.85	0.56	0.42	0.34	0.28	1.22	0.81	0.61	0.49	0.41
		4	0.61	0.41	0.31	0.24	0.20	1.09	0.72	0.54	0.43	0.36	1.69	1.13	0.85	0.68	0.56	2.44	1.63	1.22	0.98	0.81
	400	4	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.47	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
	450	4	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
	500	4	0.43	0.28	0.21	0.17	0.14	0.76	0.51	0.38	0.30	0.25	1.19	0.79	0.59	0.47	0.40	1.71	1.14	0.85	0.68	0.57
		6	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.14	0.76	0.57	0.46	0.38	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59	2.56	1.71	1.28	1.03	0.85
	550	4	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.55	1.04	0.78	0.62	0.52
		6	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	1.04	0.69	0.52	0.41	0.35	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54	2.33	1.55	1.16	0.93	0.78
	600	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.63	0.42	0.32	0.25	0.21	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33	1.42	0.95	0.71	0.57	0.47
		6	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.47	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
C35	200	2	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.35	0.90	0.68	0.54	0.45	1.95	1.30	0.97	0.78	0.65
	250	2	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52
	300	2	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.58	0.38	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.30	0.86	0.65	0.52	0.43
		4	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.30	1.04	0.86
	350	2	0.28	0.19	0.14	0.11	0.09	0.49	0.33	0.25	0.20	0.16	0.77	0.51	0.39	0.31	0.26	1.11	0.74	0.56	0.44	0.37
		4	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51	2.22	1.48	1.11	0.89	0.74
	400	4	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.35	0.90	0.68	0.54	0.45	1.95	1.30	0.97	0.78	0.65
	450	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
	500	4	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52
		6	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54	2.33	1.56	1.17	0.93	0.78
	550	4	0.35	0.24	0.18	0.14	0.12	0.63	0.42	0.31	0.25	0.21	0.98	0.65	0.49	0.39	0.33	1.41	0.94	0.71	0.57	0.47
		6	0.53	0.35	0.27	0.21	0.18	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.47	0.98	0.74	0.59	0.49	2.12	1.41	1.06	0.85	0.71
	600	4	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.58	0.38	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.30	0.86	0.65	0.52	0.43
		6	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.35	0.90	0.68	0.54	0.45	1.95	1.30	0.97	0.78	0.65

（续表 1-67）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C40	200	2	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.83	0.62	0.50	0.41	1.79	1.19	0.89	0.71	0.60
	250	2	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.42	0.32	0.25	0.21	0.99	0.66	0.50	0.40	0.33	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48
	300	2	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.83	0.55	0.41	0.33	0.28	1.19	0.79	0.60	0.48	0.40
		4	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.83	0.66	0.55	2.38	1.59	1.19	0.95	0.79
	350	2	0.26	0.17	0.13	0.10	0.09	0.45	0.30	0.23	0.18	0.15	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.02	0.68	0.51	0.41	0.34
		4	0.51	0.34	0.26	0.20	0.17	0.91	0.61	0.45	0.36	0.30	1.42	0.94	0.71	0.57	0.47	2.04	1.36	1.02	0.82	0.68
	400	4	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.83	0.62	0.50	0.41	1.79	1.19	0.89	0.71	0.60
	450	4	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
	500	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.42	0.32	0.25	0.21	0.99	0.66	0.50	0.40	0.33	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.64	0.48	0.38	0.32	1.49	0.99	0.74	0.59	0.50	2.14	1.43	1.07	0.86	0.71
	550	4	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.30	0.87	0.65	0.52	0.43
		6	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.35	0.90	0.68	0.54	0.45	1.95	1.30	0.97	0.78	0.65
	600	4	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.83	0.55	0.41	0.33	0.28	1.19	0.79	0.60	0.48	0.40
		6	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.83	0.62	0.50	0.41	1.79	1.19	0.89	0.71	0.60
C45	200	2	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.75	0.50	0.38	0.30	0.25	1.18	0.79	0.59	0.47	0.39	1.70	1.13	0.85	0.68	0.57
	250	2	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.36	0.90	0.68	0.54	0.45
	300	2	0.28	0.19	0.14	0.11	0.09	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.79	0.52	0.39	0.31	0.26	1.13	0.75	0.57	0.45	0.38
		4	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75
	350	2	0.24	0.16	0.12	0.10	0.08	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	0.97	0.65	0.48	0.39	0.32
		4	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.35	0.90	0.67	0.54	0.45	1.94	1.29	0.97	0.78	0.65
	400	4	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.75	0.50	0.38	0.30	0.25	1.18	0.79	0.59	0.47	0.39	1.70	1.13	0.85	0.68	0.57
	450	4	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.75	0.60	0.50
	500	4	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.36	0.90	0.68	0.54	0.45
		6	0.51	0.34	0.25	0.20	0.17	0.91	0.60	0.45	0.36	0.30	1.41	0.94	0.71	0.57	0.47	2.04	1.36	1.02	0.81	0.68
	550	4	0.31	0.21	0.15	0.12	0.10	0.55	0.37	0.27	0.22	0.18	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41
		6	0.46	0.31	0.23	0.19	0.15	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.28	0.86	0.64	0.51	0.43	1.85	1.23	0.93	0.74	0.62
	600	4	0.28	0.19	0.14	0.11	0.09	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.79	0.52	0.39	0.31	0.26	1.13	0.75	0.57	0.45	0.38
		6	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.75	0.50	0.38	0.30	0.25	1.18	0.79	0.59	0.47	0.39	1.70	1.13	0.85	0.68	0.57

（续表 1-67）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C50	200	2	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.12	0.75	0.56	0.45	0.37	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54
	250	2	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.57	0.38	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.29	0.86	0.65	0.52	0.43
	300	2	0.27	0.18	0.13	0.11	0.09	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.75	0.50	0.37	0.30	0.25	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36
		4	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
	350	2	0.23	0.15	0.12	0.09	0.08	0.41	0.27	0.21	0.16	0.14	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31
		4	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.28	0.85	0.64	0.51	0.43	1.85	1.23	0.92	0.74	0.62
	400	4	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.12	0.75	0.56	0.45	0.37	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54
	450	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.66	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48
	500	4	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.57	0.38	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.29	0.86	0.65	0.52	0.43
		6	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.35	0.90	0.67	0.54	0.45	1.94	1.29	0.97	0.78	0.65
	550	4	0.29	0.20	0.15	0.12	0.10	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.82	0.54	0.41	0.33	0.27	1.18	0.78	0.59	0.47	0.39
		6	0.44	0.29	0.22	0.18	0.15	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.22	0.82	0.61	0.49	0.41	1.76	1.18	0.88	0.71	0.59
	600	4	0.27	0.18	0.13	0.11	0.09	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.75	0.50	0.37	0.30	0.25	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36
		6	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.12	0.75	0.56	0.45	0.37	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54
C55	200	2	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52
	250	2	0.31	0.21	0.16	0.12	0.10	0.55	0.37	0.28	0.22	0.18	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42
	300	2	0.26	0.17	0.13	0.10	0.09	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35
		4	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.08	1.38	1.04	0.83	0.69
	350	2	0.22	0.15	0.11	0.09	0.07	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.89	0.59	0.45	0.36	0.30
		4	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.82	0.62	0.49	0.41	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59
	400	4	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52
	450	4	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46
	500	4	0.31	0.21	0.16	0.12	0.10	0.55	0.37	0.28	0.22	0.18	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42
		6	0.47	0.31	0.23	0.19	0.16	0.83	0.55	0.42	0.33	0.28	1.30	0.87	0.65	0.52	0.43	1.87	1.25	0.93	0.75	0.62
	550	4	0.28	0.19	0.14	0.11	0.09	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.79	0.52	0.39	0.31	0.26	1.13	0.76	0.57	0.45	0.38
		6	0.43	0.28	0.21	0.17	0.14	0.76	0.50	0.38	0.30	0.25	1.18	0.79	0.59	0.47	0.39	1.70	1.13	0.85	0.68	0.57
	600	4	0.26	0.17	0.13	0.10	0.09	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35
		6	0.39	0.26	0.19	0.16	0.13	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52

（续表 1-67）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C60	200	2	0.37	0.25	0.19	0.15	0.12	0.67	0.44	0.33	0.27	0.22	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50
	250	2	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.83	0.55	0.42	0.33	0.28	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40
	300	2	0.25	0.17	0.12	0.10	0.08	0.44	0.30	0.22	0.18	0.15	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33
		4	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.89	0.59	0.44	0.36	0.30	1.39	0.92	0.69	0.55	0.46	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67
	350	2	0.21	0.14	0.11	0.09	0.07	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29
		4	0.43	0.29	0.21	0.17	0.14	0.76	0.51	0.38	0.30	0.25	1.19	0.79	0.59	0.47	0.40	1.71	1.14	0.86	0.68	0.57
	400	4	0.37	0.25	0.19	0.15	0.12	0.67	0.44	0.33	0.27	0.22	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50
	450	4	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.30	0.24	0.20	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44
	500	4	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.83	0.55	0.42	0.33	0.28	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40
		6	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60
	550	4	0.27	0.18	0.14	0.11	0.09	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.76	0.50	0.38	0.30	0.25	1.09	0.73	0.54	0.44	0.36
		6	0.41	0.27	0.20	0.16	0.14	0.73	0.48	0.36	0.29	0.24	1.13	0.76	0.57	0.45	0.38	1.63	1.09	0.82	0.65	0.54
	600	4	0.25	0.17	0.12	0.10	0.08	0.44	0.30	0.22	0.18	0.15	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33
		6	0.37	0.25	0.19	0.15	0.12	0.67	0.44	0.33	0.27	0.22	1.04	0.69	0.52	0.42	0.35	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50

注：1. 结合本书有关规定应用。

2. 计算公式为 $\alpha_v = \dfrac{nA_{sv1}f_{yv}}{bs\ f_t}$。

表 1-68 框架梁沿梁全长的箍筋配筋系数 α_v 值

($f_{yv}=300N/mm^2$)

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C20	200	2	0.77	0.51	0.39	0.31	0.26	1.37	0.91	0.69	0.55	0.46	2.14	1.43	1.07	0.86	0.71	3.08	2.06	1.54	1.23	1.03
	250	2	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
	300	2	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.91	0.61	0.46	0.37	0.30	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69
		4	1.03	0.69	0.51	0.41	0.34	1.83	1.22	0.91	0.73	0.61	2.85	1.90	1.43	1.14	0.95	4.11	2.74	2.06	1.65	1.37
	350	2	0.44	0.29	0.22	0.18	0.15	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.22	0.82	0.61	0.49	0.41	1.76	1.18	0.88	0.71	0.59
		4	0.88	0.59	0.44	0.35	0.29	1.57	1.05	0.78	0.63	0.52	2.45	1.63	1.22	0.98	0.82	3.53	2.35	1.76	1.41	1.18
	400	4	0.77	0.51	0.39	0.31	0.26	1.37	0.91	0.69	0.55	0.46	2.14	1.43	1.07	0.86	0.71	3.08	2.06	1.54	1.23	1.03
	450	4	0.69	0.46	0.34	0.27	0.23	1.22	0.81	0.61	0.49	0.41	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63	2.74	1.83	1.37	1.10	0.91
	500	4	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
		6	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.57	1.71	1.28	1.03	0.86	3.70	2.47	1.85	1.48	1.23
	550	4	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52	2.24	1.50	1.12	0.90	0.75
		6	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.34	1.56	1.17	0.93	0.78	3.36	2.24	1.68	1.35	1.12
	600	4	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.91	0.61	0.46	0.37	0.30	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69
		6	0.77	0.51	0.39	0.31	0.26	1.37	0.91	0.69	0.55	0.46	2.14	1.43	1.07	0.86	0.71	3.08	2.06	1.54	1.23	1.03
C25	200	2	0.67	0.45	0.33	0.27	0.22	1.19	0.79	0.59	0.48	0.40	1.85	1.24	0.93	0.74	0.62	2.67	1.78	1.34	1.07	0.89
	250	2	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
	300	2	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.82	0.62	0.49	0.41	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59
		4	0.89	0.59	0.45	0.36	0.30	1.58	1.06	0.79	0.63	0.53	2.47	1.65	1.24	0.99	0.82	3.56	2.37	1.78	1.42	1.19
	350	2	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.68	0.45	0.34	0.27	0.23	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.53	1.02	0.76	0.61	0.51
		4	0.76	0.51	0.38	0.31	0.25	1.36	0.91	0.68	0.54	0.45	2.12	1.41	1.06	0.85	0.71	3.05	2.04	1.53	1.22	1.02
	400	4	0.67	0.45	0.33	0.27	0.22	1.19	0.79	0.59	0.48	0.40	1.85	1.24	0.93	0.74	0.62	2.67	1.78	1.34	1.07	0.89
	450	4	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.70	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79
	500	4	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
		6	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.23	1.48	1.11	0.89	0.74	3.21	2.14	1.60	1.28	1.07
	550	4	0.49	0.32	0.24	0.19	0.16	0.86	0.58	0.43	0.35	0.29	1.35	0.90	0.67	0.54	0.45	1.94	1.30	0.97	0.78	0.65
		6	0.73	0.49	0.36	0.29	0.24	1.30	0.86	0.65	0.52	0.43	2.02	1.35	1.01	0.81	0.67	2.91	1.94	1.46	1.17	0.97
	600	4	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.24	0.82	0.62	0.49	0.41	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59
		6	0.67	0.45	0.33	0.27	0.22	1.19	0.79	0.59	0.48	0.40	1.85	1.24	0.93	0.74	0.62	2.67	1.78	1.34	1.07	0.89

（续表 1-68）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C30	200	2	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.70	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79
	250	2	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
	300	2	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.70	0.47	0.35	0.28	0.23	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.58	1.05	0.79	0.63	0.53
		4	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.41	0.94	0.70	0.56	0.47	2.20	1.46	1.10	0.88	0.73	3.16	2.11	1.58	1.27	1.05
	350	2	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.36	0.90	0.68	0.54	0.45
		4	0.68	0.45	0.34	0.27	0.23	1.21	0.80	0.60	0.48	0.40	1.88	1.25	0.94	0.75	0.63	2.71	1.81	1.36	1.08	0.90
	400	4	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.70	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79
	450	4	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.46	0.98	0.73	0.59	0.49	2.11	1.41	1.05	0.84	0.70
	500	4	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
		6	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
	550	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
		6	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.29	1.04	0.86
	600	4	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.70	0.47	0.35	0.28	0.23	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.58	1.05	0.79	0.63	0.53
		6	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.70	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79
C35	200	2	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.16	1.44	1.08	0.86	0.72
	250	2	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
	300	2	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48
		4	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.28	0.85	0.64	0.51	0.43	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67	2.88	1.92	1.44	1.15	0.96
	350	2	0.31	0.21	0.15	0.12	0.10	0.55	0.37	0.27	0.22	0.18	0.86	0.57	0.43	0.34	0.29	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41
		4	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
	400	4	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.16	1.44	1.08	0.86	0.72
	450	4	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.85	0.57	0.43	0.34	0.28	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44	1.92	1.28	0.96	0.77	0.64
	500	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
		6	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.30	1.04	0.86
	550	4	0.39	0.26	0.20	0.16	0.13	0.70	0.47	0.35	0.28	0.23	1.09	0.73	0.55	0.44	0.36	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52
		6	0.59	0.39	0.29	0.24	0.20	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.64	1.09	0.82	0.65	0.55	2.36	1.57	1.18	0.94	0.79
	600	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.16	1.44	1.08	0.86	0.72

（续表 1-68）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C40	200	2	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.88	0.59	0.44	0.35	0.29	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66
	250	2	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
	300	2	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.29	0.24	0.20	0.92	0.61	0.46	0.37	0.31	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44
		4	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22	1.18	0.78	0.59	0.47	0.39	1.84	1.22	0.92	0.73	0.61	2.65	1.76	1.32	1.06	0.88
	350	2	0.28	0.19	0.14	0.11	0.09	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.79	0.52	0.39	0.31	0.26	1.13	0.76	0.57	0.45	0.38
		4	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.27	1.51	1.13	0.91	0.76
	400	4	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.88	0.59	0.44	0.35	0.29	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66
	450	4	0.44	0.29	0.22	0.18	0.15	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.22	0.82	0.61	0.49	0.41	1.76	1.18	0.88	0.71	0.59
	500	4	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
		6	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.83	0.66	0.55	2.38	1.59	1.19	0.95	0.79
	550	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.67	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.39	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.16	1.44	1.08	0.87	0.72
	600	4	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.29	0.24	0.20	0.92	0.61	0.46	0.37	0.31	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44
		6	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.88	0.59	0.44	0.35	0.29	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66
C45	200	2	0.47	0.31	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.31	0.87	0.65	0.52	0.44	1.89	1.26	0.94	0.75	0.63
	250	2	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.75	0.60	0.50
	300	2	0.31	0.21	0.16	0.13	0.10	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.87	0.58	0.44	0.35	0.29	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42
		4	0.63	0.42	0.31	0.25	0.21	1.12	0.75	0.56	0.45	0.37	1.74	1.16	0.87	0.70	0.58	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84
	350	2	0.27	0.18	0.13	0.11	0.09	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.75	0.50	0.37	0.30	0.25	1.08	0.72	0.54	0.43	0.36
		4	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
	400	4	0.47	0.31	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.31	0.87	0.65	0.52	0.44	1.89	1.26	0.94	0.75	0.63
	450	4	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.75	0.50	0.37	0.30	0.25	1.16	0.78	0.58	0.47	0.39	1.68	1.12	0.84	0.67	0.56
	500	4	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.75	0.60	0.50
		6	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75
	550	4	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.61	0.41	0.30	0.24	0.20	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.37	0.91	0.69	0.55	0.46
		6	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.91	0.61	0.46	0.37	0.30	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69
	600	4	0.31	0.21	0.16	0.13	0.10	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.87	0.58	0.44	0.35	0.29	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42
		6	0.47	0.31	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.31	0.87	0.65	0.52	0.44	1.89	1.26	0.94	0.75	0.63

（续表 1-68）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C50	200	2	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60
	250	2	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.66	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48
	300	2	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.35	0.27	0.21	0.18	0.83	0.55	0.42	0.33	0.28	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40
		4	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.43	0.35	1.66	1.11	0.83	0.66	0.55	2.39	1.60	1.20	0.96	0.80
	350	2	0.26	0.17	0.13	0.10	0.09	0.46	0.30	0.23	0.18	0.15	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.03	0.68	0.51	0.41	0.34
		4	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.91	0.61	0.46	0.36	0.30	1.42	0.95	0.71	0.57	0.47	2.05	1.37	1.03	0.82	0.68
	400	4	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60
	450	4	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37	1.60	1.06	0.80	0.64	0.53
	500	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.66	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
	550	4	0.33	0.22	0.16	0.13	0.11	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	0.91	0.60	0.45	0.36	0.30	1.31	0.87	0.65	0.52	0.44
		6	0.49	0.33	0.25	0.20	0.16	0.87	0.58	0.44	0.35	0.29	1.36	0.91	0.68	0.54	0.45	1.96	1.31	0.98	0.78	0.65
	600	4	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.35	0.27	0.21	0.18	0.83	0.55	0.42	0.33	0.28	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40
		6	0.45	0.30	0.22	0.18	0.15	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.25	0.83	0.62	0.50	0.42	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60
C55	200	2	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.87	0.69	0.58
	250	2	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46
	300	2	0.29	0.19	0.14	0.12	0.10	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38
		4	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	1.03	0.68	0.51	0.41	0.34	1.60	1.07	0.80	0.64	0.53	2.31	1.54	1.15	0.92	0.77
	350	2	0.25	0.17	0.12	0.10	0.08	0.44	0.29	0.22	0.18	0.15	0.69	0.46	0.34	0.27	0.23	0.99	0.66	0.49	0.40	0.33
		4	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.88	0.59	0.44	0.35	0.29	1.37	0.92	0.69	0.55	0.46	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66
	400	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.87	0.69	0.58
	450	4	0.39	0.26	0.19	0.15	0.13	0.68	0.46	0.34	0.27	0.23	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51
	500	4	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46
		6	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.08	1.38	1.04	0.83	0.69
	550	4	0.32	0.21	0.16	0.13	0.11	0.56	0.37	0.28	0.22	0.19	0.87	0.58	0.44	0.35	0.29	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42
		6	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.31	0.87	0.66	0.52	0.44	1.89	1.26	0.94	0.76	0.63
	600	4	0.29	0.19	0.14	0.12	0.10	0.51	0.34	0.26	0.21	0.17	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38
		6	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.87	0.69	0.58

（续表 1-68）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C60	200	2	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.66	1.11	0.83	0.67	0.55
	250	2	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.30	0.24	0.20	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44
	300	2	0.28	0.18	0.14	0.11	0.09	0.49	0.33	0.25	0.20	0.16	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37
		4	0.55	0.37	0.28	0.22	0.18	0.99	0.66	0.49	0.39	0.33	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51	2.22	1.48	1.11	0.89	0.74
	350	2	0.24	0.16	0.12	0.10	0.08	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32
		4	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.85	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
	400	4	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.66	1.11	0.83	0.67	0.55
	450	4	0.37	0.25	0.18	0.15	0.12	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22	1.03	0.68	0.51	0.41	0.34	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49
	500	4	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.30	0.24	0.20	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44
		6	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.89	0.59	0.44	0.36	0.30	1.39	0.92	0.69	0.55	0.46	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67
	550	4	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.21	0.81	0.60	0.48	0.40
		6	0.45	0.30	0.23	0.18	0.15	0.81	0.54	0.40	0.32	0.27	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42	1.81	1.21	0.91	0.73	0.60
	600	4	0.28	0.18	0.14	0.11	0.09	0.49	0.33	0.25	0.20	0.16	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37
		6	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.66	1.11	0.83	0.67	0.55

注：1. 结合本书有关规定应用。

2. 计算公式为 $\alpha_v = \dfrac{nA_{sv1}f_{yv}}{bs\ f_t}$。

表 1-69 框架梁沿梁全长的箍筋配筋系数 α_v 值

($f_{yv}=360N/mm^2$)

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C20	200	2	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.57	1.71	1.28	1.03	0.86	3.70	2.47	1.85	1.48	1.23
	250	2	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69	2.96	1.97	1.48	1.18	0.99
	300	2	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
		4	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	2.19	1.46	1.10	0.88	0.73	3.43	2.28	1.71	1.37	1.14	4.94	3.29	2.47	1.97	1.65
	350	2	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.47	0.98	0.73	0.59	0.49	2.12	1.41	1.06	0.85	0.71
		4	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.88	1.25	0.94	0.75	0.63	2.94	1.96	1.47	1.17	0.98	4.23	2.82	2.12	1.69	1.41
	400	4	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.57	1.71	1.28	1.03	0.86	3.70	2.47	1.85	1.48	1.23
	450	4	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.46	0.98	0.73	0.59	0.49	2.28	1.52	1.14	0.91	0.76	3.29	2.19	1.65	1.32	1.10
	500	4	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69	2.96	1.97	1.48	1.18	0.99
		6	1.11	0.74	0.56	0.44	0.37	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	3.08	2.06	1.54	1.23	1.03	4.44	2.96	2.22	1.78	1.48
	550	4	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.87	1.25	0.93	0.75	0.62	2.69	1.79	1.35	1.08	0.90
		6	1.01	0.67	0.51	0.40	0.34	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.80	1.87	1.40	1.12	0.93	4.04	2.69	2.02	1.62	1.35
	600	4	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
		6	0.93	0.62	0.46	0.37	0.31	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.57	1.71	1.28	1.03	0.86	3.70	2.47	1.85	1.48	1.23
C25	200	2	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.23	1.48	1.11	0.89	0.74	3.21	2.14	1.60	1.28	1.07
	250	2	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.14	0.76	0.57	0.46	0.38	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59	2.56	1.71	1.28	1.03	0.85
	300	2	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
		4	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63	2.97	1.98	1.48	1.19	0.99	4.27	2.85	2.14	1.71	1.42
	350	2	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15	0.81	0.54	0.41	0.33	0.27	1.27	0.85	0.64	0.51	0.42	1.83	1.22	0.92	0.73	0.61
		4	0.92	0.61	0.46	0.37	0.31	1.63	1.09	0.81	0.65	0.54	2.54	1.70	1.27	1.02	0.85	3.66	2.44	1.83	1.47	1.22
	400	4	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.23	1.48	1.11	0.89	0.74	3.21	2.14	1.60	1.28	1.07
	450	4	0.71	0.48	0.36	0.29	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
	500	4	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.14	0.76	0.57	0.46	0.38	1.78	1.19	0.89	0.71	0.59	2.56	1.71	1.28	1.03	0.85
		6	0.96	0.64	0.48	0.39	0.32	1.71	1.14	0.86	0.68	0.57	2.67	1.78	1.34	1.07	0.89	3.85	2.56	1.92	1.54	1.28
	550	4	0.58	0.39	0.29	0.23	0.19	1.04	0.69	0.52	0.41	0.35	1.62	1.08	0.81	0.65	0.54	2.33	1.55	1.17	0.93	0.78
		6	0.88	0.58	0.44	0.35	0.29	1.56	1.04	0.78	0.62	0.52	2.43	1.62	1.21	0.97	0.81	3.50	2.33	1.75	1.40	1.17
	600	4	0.53	0.36	0.27	0.21	0.18	0.95	0.63	0.48	0.38	0.32	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49	2.14	1.42	1.07	0.85	0.71
		6	0.80	0.53	0.40	0.32	0.27	1.43	0.95	0.71	0.57	0.48	2.23	1.48	1.11	0.89	0.74	3.21	2.14	1.60	1.28	1.07

（续表 1-69）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C30	200	2	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
	250	2	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.68	0.51	0.41	0.34	1.58	1.05	0.79	0.63	0.53	2.28	1.52	1.14	0.91	0.76
	300	2	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
		4	0.95	0.63	0.47	0.38	0.32	1.69	1.13	0.84	0.68	0.56	2.63	1.76	1.32	1.05	0.88	3.80	2.53	1.90	1.52	1.27
	350	2	0.41	0.27	0.20	0.16	0.14	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.13	0.75	0.56	0.45	0.38	1.63	1.08	0.81	0.65	0.54
		4	0.81	0.54	0.41	0.33	0.27	1.45	0.96	0.72	0.58	0.48	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75	3.25	2.17	1.63	1.30	1.08
	400	4	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
	450	4	0.63	0.42	0.32	0.25	0.21	1.13	0.75	0.56	0.45	0.38	1.76	1.17	0.88	0.70	0.59	2.53	1.69	1.27	1.01	0.84
	500	4	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.68	0.51	0.41	0.34	1.58	1.05	0.79	0.63	0.53	2.28	1.52	1.14	0.91	0.76
		6	0.85	0.57	0.43	0.34	0.28	1.52	1.01	0.76	0.61	0.51	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79	3.42	2.28	1.71	1.37	1.14
	550	4	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.61	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48	2.07	1.38	1.04	0.83	0.69
		6	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46	2.16	1.44	1.08	0.86	0.72	3.11	2.07	1.55	1.24	1.04
	600	4	0.47	0.32	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
		6	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.85	1.90	1.42	1.14	0.95
C35	200	2	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.30	1.04	0.86
	250	2	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.07	1.38	1.04	0.83	0.69
	300	2	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
		4	0.87	0.58	0.43	0.35	0.29	1.54	1.03	0.77	0.62	0.51	2.40	1.60	1.20	0.96	0.80	3.46	2.31	1.73	1.38	1.15
	350	2	0.37	0.25	0.19	0.15	0.12	0.66	0.44	0.33	0.26	0.22	1.03	0.69	0.51	0.41	0.34	1.48	0.99	0.74	0.59	0.49
		4	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	2.06	1.37	1.03	0.82	0.69	2.96	1.98	1.48	1.19	0.99
	400	4	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.30	1.04	0.86
	450	4	0.58	0.38	0.29	0.23	0.19	1.03	0.68	0.51	0.41	0.34	1.60	1.07	0.80	0.64	0.53	2.31	1.54	1.15	0.92	0.77
	500	4	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.07	1.38	1.04	0.83	0.69
		6	0.78	0.52	0.39	0.31	0.26	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46	2.16	1.44	1.08	0.86	0.72	3.11	2.07	1.56	1.24	1.04
	550	4	0.47	0.31	0.24	0.19	0.16	0.84	0.56	0.42	0.34	0.28	1.31	0.87	0.65	0.52	0.44	1.89	1.26	0.94	0.75	0.63
		6	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42	1.96	1.31	0.98	0.79	0.65	2.83	1.89	1.41	1.13	0.94
	600	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.86	0.69	0.58
		6	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.73	1.30	1.04	0.86

（续表 1-69）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C40	200	2	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.83	0.66	0.55	2.38	1.59	1.19	0.95	0.79
	250	2	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.85	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
	300	2	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
		4	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.41	0.94	0.71	0.56	0.47	2.20	1.47	1.10	0.88	0.73	3.17	2.12	1.59	1.27	1.06
	350	2	0.34	0.23	0.17	0.14	0.11	0.61	0.40	0.30	0.24	0.20	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.36	0.91	0.68	0.54	0.45
		4	0.68	0.45	0.34	0.27	0.23	1.21	0.81	0.61	0.48	0.40	1.89	1.26	0.94	0.76	0.63	2.72	1.81	1.36	1.09	0.91
	400	4	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.83	0.66	0.55	2.38	1.59	1.19	0.95	0.79
	450	4	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.94	0.63	0.47	0.38	0.31	1.47	0.98	0.73	0.59	0.49	2.12	1.41	1.06	0.85	0.71
	500	4	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.85	0.56	0.42	0.34	0.28	1.32	0.88	0.66	0.53	0.44	1.90	1.27	0.95	0.76	0.63
		6	0.71	0.48	0.36	0.29	0.24	1.27	0.85	0.64	0.51	0.42	1.98	1.32	0.99	0.79	0.66	2.86	1.90	1.43	1.14	0.95
	550	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.39	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.73	1.15	0.87	0.69	0.58
		6	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.16	0.77	0.58	0.46	0.39	1.80	1.20	0.90	0.72	0.60	2.60	1.73	1.30	1.04	0.87
	600	4	0.40	0.26	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.35	0.28	0.24	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.59	1.06	0.79	0.63	0.53
		6	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.71	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.83	0.66	0.55	2.38	1.59	1.19	0.95	0.79
C45	200	2	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75
	250	2	0.45	0.30	0.23	0.18	0.15	0.80	0.54	0.40	0.32	0.27	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42	1.81	1.21	0.90	0.72	0.60
	300	2	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.75	0.60	0.50
		4	0.75	0.50	0.38	0.30	0.25	1.34	0.89	0.67	0.54	0.45	2.09	1.40	1.05	0.84	0.70	3.02	2.01	1.51	1.21	1.01
	350	2	0.32	0.22	0.16	0.13	0.11	0.57	0.38	0.29	0.23	0.19	0.90	0.60	0.45	0.36	0.30	1.29	0.86	0.65	0.52	0.43
		4	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.57	0.46	0.38	1.79	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.72	1.29	1.03	0.86
	400	4	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75
	450	4	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.89	0.60	0.45	0.36	0.30	1.40	0.93	0.70	0.56	0.47	2.01	1.34	1.01	0.80	0.67
	500	4	0.45	0.30	0.23	0.18	0.15	0.80	0.54	0.40	0.32	0.27	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42	1.81	1.21	0.90	0.72	0.60
		6	0.68	0.45	0.34	0.27	0.23	1.21	0.80	0.60	0.48	0.40	1.88	1.26	0.94	0.75	0.63	2.71	1.81	1.36	1.09	0.90
	550	4	0.41	0.27	0.21	0.16	0.14	0.73	0.49	0.37	0.29	0.24	1.14	0.76	0.57	0.46	0.38	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55
		6	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.10	0.73	0.55	0.44	0.37	1.71	1.14	0.86	0.69	0.57	2.47	1.65	1.23	0.99	0.82
	600	4	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.75	0.60	0.50
		6	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.26	1.51	1.13	0.90	0.75

（续表 1-69）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C50	200	2	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
	250	2	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.72	1.15	0.86	0.69	0.57
	300	2	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.66	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48
		4	0.72	0.48	0.36	0.29	0.24	1.28	0.85	0.64	0.51	0.43	1.99	1.33	1.00	0.80	0.66	2.87	1.91	1.44	1.15	0.96
	350	2	0.31	0.21	0.15	0.12	0.10	0.55	0.36	0.27	0.22	0.18	0.85	0.57	0.43	0.34	0.28	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41
		4	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	1.09	0.73	0.55	0.44	0.36	1.71	1.14	0.85	0.68	0.57	2.46	1.64	1.23	0.98	0.82
	400	4	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
	450	4	0.48	0.32	0.24	0.19	0.16	0.85	0.57	0.43	0.34	0.28	1.33	0.89	0.66	0.53	0.44	1.91	1.28	0.96	0.77	0.64
	500	4	0.43	0.29	0.22	0.17	0.14	0.77	0.51	0.38	0.31	0.26	1.20	0.80	0.60	0.48	0.40	1.72	1.15	0.86	0.69	0.57
		6	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.15	0.77	0.57	0.46	0.38	1.79	1.20	0.90	0.72	0.60	2.59	1.72	1.29	1.03	0.86
	550	4	0.39	0.26	0.20	0.16	0.13	0.70	0.46	0.35	0.28	0.23	1.09	0.72	0.54	0.43	0.36	1.57	1.04	0.78	0.63	0.52
		6	0.59	0.39	0.29	0.24	0.20	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.63	1.09	0.82	0.65	0.54	2.35	1.57	1.18	0.94	0.78
	600	4	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.64	0.43	0.32	0.26	0.21	1.00	0.66	0.50	0.40	0.33	1.44	0.96	0.72	0.57	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.50	1.00	0.75	0.60	0.50	2.15	1.44	1.08	0.86	0.72
C55	200	2	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.08	1.38	1.04	0.83	0.69
	250	2	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.66	1.11	0.83	0.66	0.55
	300	2	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46
		4	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	1.92	1.28	0.96	0.77	0.64	2.77	1.85	1.38	1.11	0.92
	350	2	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.53	0.35	0.26	0.21	0.18	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.19	0.79	0.59	0.47	0.40
		4	0.59	0.40	0.30	0.24	0.20	1.06	0.70	0.53	0.42	0.35	1.65	1.10	0.82	0.66	0.55	2.37	1.58	1.19	0.95	0.79
	400	4	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.08	1.38	1.04	0.83	0.69
	450	4	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15	0.82	0.55	0.41	0.33	0.27	1.28	0.85	0.64	0.51	0.43	1.85	1.23	0.92	0.74	0.62
	500	4	0.42	0.28	0.21	0.17	0.14	0.74	0.49	0.37	0.30	0.25	1.15	0.77	0.58	0.46	0.38	1.66	1.11	0.83	0.66	0.55
		6	0.62	0.42	0.31	0.25	0.21	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37	1.73	1.15	0.87	0.69	0.58	2.49	1.66	1.25	1.00	0.83
	550	4	0.38	0.25	0.19	0.15	0.13	0.67	0.45	0.34	0.27	0.22	1.05	0.70	0.52	0.42	0.35	1.51	1.01	0.76	0.60	0.50
		6	0.57	0.38	0.28	0.23	0.19	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.57	1.05	0.79	0.63	0.52	2.27	1.51	1.13	0.91	0.76
	600	4	0.35	0.23	0.17	0.14	0.12	0.62	0.41	0.31	0.25	0.21	0.96	0.64	0.48	0.38	0.32	1.38	0.92	0.69	0.55	0.46
		6	0.52	0.35	0.26	0.21	0.17	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.44	0.96	0.72	0.58	0.48	2.08	1.38	1.04	0.83	0.69

（续表 1-69）

混凝土强度等级	梁宽 b/mm	箍筋肢数 n	箍筋直径 6，箍距 s/mm 为					箍筋直径 8，箍距 s/mm 为					箍筋直径 10，箍距 s/mm 为					箍筋直径 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
C60	200	2	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.89	0.59	0.44	0.36	0.30	1.39	0.92	0.69	0.55	0.46	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67
	250	2	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37	1.60	1.06	0.80	0.64	0.53
	300	2	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.30	0.24	0.20	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44
		4	0.67	0.44	0.33	0.27	0.22	1.18	0.79	0.59	0.47	0.39	1.85	1.23	0.92	0.74	0.62	2.66	1.77	1.33	1.06	0.89
	350	2	0.29	0.19	0.14	0.11	0.10	0.51	0.34	0.25	0.20	0.17	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	1.14	0.76	0.57	0.46	0.38
		4	0.57	0.38	0.29	0.23	0.19	1.01	0.68	0.51	0.41	0.34	1.58	1.06	0.79	0.63	0.53	2.28	1.52	1.14	0.91	0.76
	400	4	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.89	0.59	0.44	0.36	0.30	1.39	0.92	0.69	0.55	0.46	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67
	450	4	0.44	0.30	0.22	0.18	0.15	0.79	0.53	0.39	0.32	0.26	1.23	0.82	0.62	0.49	0.41	1.77	1.18	0.89	0.71	0.59
	500	4	0.40	0.27	0.20	0.16	0.13	0.71	0.47	0.36	0.28	0.24	1.11	0.74	0.55	0.44	0.37	1.60	1.06	0.80	0.64	0.53
		6	0.60	0.40	0.30	0.24	0.20	1.07	0.71	0.53	0.43	0.36	1.66	1.11	0.83	0.66	0.55	2.40	1.60	1.20	0.96	0.80
	550	4	0.36	0.24	0.18	0.15	0.12	0.65	0.43	0.32	0.26	0.22	1.01	0.67	0.50	0.40	0.34	1.45	0.97	0.73	0.58	0.48
		6	0.54	0.36	0.27	0.22	0.18	0.97	0.65	0.48	0.39	0.32	1.51	1.01	0.76	0.60	0.50	2.18	1.45	1.09	0.87	0.73
	600	4	0.33	0.22	0.17	0.13	0.11	0.59	0.39	0.30	0.24	0.20	0.92	0.62	0.46	0.37	0.31	1.33	0.89	0.67	0.53	0.44
		6	0.50	0.33	0.25	0.20	0.17	0.89	0.59	0.44	0.36	0.30	1.39	0.92	0.69	0.55	0.46	2.00	1.33	1.00	0.80	0.67

注：1. 结合本书有关规定应用。

2. 计算公式为 $\alpha_v = \dfrac{nA_{sv1}f_{yv}}{bs\ f_t}$。

1.7 结构考虑地震作用组合的普通钢筋的配筋率

1.7.1 框架梁全长箍筋最小配筋百分率

考虑地震作用的框架梁全长箍筋最小配筋百分率ρ_{sv}(%)见表1-70。

表1-70 考虑地震作用的框架梁全长箍筋最小配筋百分率ρ_{sv} (单位:%)

序号	抗震等级	f_{yv}/(N/mm²)	混凝土强度等级												
			C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	特一级(加密区)	270			0.212	0.233	0.253	0.267	0.280	0.290	0.302	0.310	0.317	0.323	0.329
2		300			0.191	0.209	0.228	0.240	0.252	0.261	0.272	0.279	0.285	0.291	0.296
3		360			0.159	0.174	0.190	0.200	0.210	0.218	0.227	0.232	0.238	0.242	0.247
4	特一级(非加密区)、一级	270			0.159	0.174	0.190	0.200	0.210	0.218	0.227	0.232	0.238	0.242	0.247
5		300			0.143	0.157	0.171	0.180	0.189	0.196	0.204	0.209	0.214	0.218	0.222
6		360			0.119	0.131	0.143	0.150	0.158	0.163	0.170	0.174	0.178	0.182	0.185
7	二级	270	0.114	0.132	0.148	0.163	0.177	0.187	0.196	0.203	0.202	0.217	0.222	0.226	0.230
8		300	0.103	0.119	0.133	0.147	0.160	0.168	0.176	0.183	0.190	0.195	0.200	0.203	0.207
9		360		0.099	0.111	0.122	0.133	0.140	0.147	0.152	0.159	0.163	0.166	0.170	0.173
10	三、四级	270	0.106	0.122	0.138	0.151	0.165	0.173	0.182	0.189	0.196	0.201	0.206	0.210	0.214
11		300	0.095	0.110	0.124	0.136	0.148	0.156	0.164	0.170	0.177	0.181	0.185	0.189	0.192
12		360		0.092	0.103	0.113	0.124	0.130	0.137	0.142	0.147	0.151	0.155	0.157	0.160

注:1. 计算公式:

1)特一级(加密区)$\rho_{sv} \geqslant 0.4 f_t / f_{yv}$。

2)特一级(非加密区)、一级$\rho_{sv} \geqslant 0.3 f_t / f_{yv}$。

3)二级$\rho_{sv} \geqslant 0.28 f_t / f_{yv}$。

4)三、四级$\rho_{sv} \geqslant 0.26 f_t / f_{yv}$。

2. 结合本书有关规定应用。

1.7.2 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ρ_{min}(%)见表1-71、表1-72、表1-73及表1-74。其中表1-71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1-72、表1-73及表1-74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1-71的规定编制的。

表1-71 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率ρ_{min} (单位:%)

序号	抗震等级	梁中位置	
		支座	跨中
1	特一级、一级	0.40和$80 f_t / f_y$中的较大值	0.30和$65 f_t / f_y$中的较大值
2	二级	0.30和$65 f_t / f_y$中的较大值	0.25和$55 f_t / f_y$中的较大值
3	三、四级	0.25和$55 f_t / f_y$中的较大值	0.20和$45 f_t / f_y$中的较大值

表 1-72 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min}

（HRB335 $f_y = 300N/mm^2$） （单位：%）

序号	混凝土强度等级	抗震等级					
		特一级、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 1-73 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min}

（HRB400、HRBF400、RRB400 $f_y = 360N/mm^2$） （单位：%）

序号	混凝土强度等级	抗震等级					
		特一级、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

（续表 1-73）

序号	混凝土强度等级	抗震等级					
		特一级、一级		二级		三、四级	
		梁中位置					
		支座	跨中	支座	跨中	支座	跨中
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 1-74 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min}

（HRB500、HRBF500 $f_y = 435N/mm^2$）　　（单位：%）

序号	混凝土强度等级	抗震等级					
		特一级、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

1.7.3 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 1-75

表 1-75 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	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

（续表 1-75）

序号	项　　目	内　　容
1	梁端混凝土受压区高度	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： 特一级、一级抗震等级 $x \leqslant 0.25h_0$　　（1-21） 二、三级抗震等级 $x \leqslant 0.35h_0$　　（1-22） 式中　x —— 混凝土受压区高度 h_0—— 截面有效高度 且梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%
2	计算用表	梁端纵向受拉钢筋的最大配筋百分率可按表 1-76 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≤2.5%

表 1-76　有地震作用组合框架梁纵向普通受拉钢筋最大配筋率 ρ_{max}（单位：%）

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 $f_y = 270N/mm^2$	特一级、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 $f_y = 300N/mm^2$	特一级、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、三极	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 $f_y = 360N/mm^2$	特一级、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 $f_y = 435N/mm^2$	特一级、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

1.8　其他构件配筋率

1.8.1　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 1-77。

表 1-77　钢筋混凝土柱纵向钢筋的最大配筋率

序号	结构类型	ρ_{max}(%)
1	非抗震结构柱	$\rho_{max}(\%) = \dfrac{A_s + A_s'}{bh_0} = 5\%$

（续表 1-77）

序号	结 构 类 型	ρ_{max}(%)
2	抗震结构框架柱、框支柱	$\rho_{max}(\%)=\dfrac{A_s+A_s'}{bh_0}=5\%$

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%。

1.8.2 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百分率见表 1-78。

表 1-78 柱牛腿纵向受拉钢筋的配筋百分率

序号	项 目	配筋百分率(%)
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 1-72、表 1-73 及表 1-74 中抗震等级三、四的“跨中”栏内的数值。

1.8.3 剪力墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率

剪力墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率见表 1-79。

表 1-79 剪力墙的水平和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和竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} 和 ρ_{sv}（$\rho_{sh}=\dfrac{A_{sh}}{bs_v}$，$\rho_{sv}=\dfrac{A_{sv}}{bs_h}$，$s_h$、$s_v$ 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和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

1.9 建筑结构变形缝的设置

1.9.1 一般建筑结构变形缝的设置

一般建筑结构变形缝的设置见表1-80。

表1-80 一般建筑结构变形缝的设置

序号	项 目	内 容
1	说明	混凝土结构变形缝包括伸缩缝、沉降缝及防震缝
2	伸缩缝	（1）混凝土结构的伸(膨胀)缝、缩(收缩)缝合称伸缩缝。伸缩缝是结构缝的一种，目的是为减小由于温差(早期水化热或使用期季节温差)和体积变化(施工期或使用早期的混凝土收缩)等间接作用效应积累的影响，将混凝土结构分割为较小的单元，避免引起较大的约束应力和开裂 由于现代水泥强度等级提高、水化热加大、凝固时间缩短；混凝土强度等级提高、拌合物流动性加大、结构的体量越来越大；为满足混凝土泵送、免振等工艺，混凝土的组分变化造成收缩增加，近年由此而引起的混凝土体积收缩呈增大趋势，现浇混凝土结构的裂缝问题比较普遍 工程调查和试验研究表明，影响混凝土间接裂缝的因素很多，不确定性很大，而且近年间接作用的影响还有增大的趋势 工程实践表明，超长结构采取有效措施后也可以避免发生裂缝 （2）素混凝土结构构件 1）素混凝土构件主要用于受压构件。素混凝土受弯构件仅允许用于卧置在地基上以及不承受活荷载的情况 2）素混凝土结构构件应进行正截面承载力计算；对承受局部荷载的部位尚应进行局部受压承载力计算 3）素混凝土墙和柱的计算长度 l_0 可按下列规定采用： ①两端支承在刚性的横向结构上时，取 $l_0=H$ ②具有弹性移动支座时，取 $l_0=1.25H\sim1.50H$ ③对自由独立的墙和柱，取 $l_0=2H$ 此处，H 为墙或柱的高度，以层高计 4）素混凝土结构伸缩缝的最大间距，可按表1-81的规定采用 （3）钢筋混凝土结构 1）钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距可按表1-82确定 表1-82；注1中的装配整体式结构，也包括由叠合构件加后浇层形成的结构。由于预制混凝土构件已基本完成收缩，故伸缩缝的间距可适当加大。应根据具体情况，在装配与现浇之间取值。注2中的规定同理。注3、注4则由于受到环境条件的影响较大，加严了伸缩缝间距的要求 2）对下列情况，表1-82中的伸缩缝最大间距宜适当减小： ①柱高(从基础顶面算起)低于8m的排架结构 ②屋面无保温、隔热措施的排架结构 ③位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构或经常处于高温作用下的结构 ④采用滑模类工艺施工的各类墙体结构

（续表 1-80）

序号	项　　目	内　　容
2	伸缩缝	⑤混凝土材料收缩较大，施工期外露时间较长的结构 3）如有充分依据对下列情况，表 1-82 中的伸缩缝最大间距可适当增大： ① 采取减小混凝土收缩或温度变化的措施 ② 采用专门的预加应力或增配构造钢筋的措施 ③ 采用低收缩混凝土材料，采取跳仓浇筑、后浇带、控制缝等施工方法，并加强施工养护 当伸缩缝间距增大较多时，尚应考虑温度变化和混凝土收缩对结构的影响 4）当设置伸缩缝时，框架、排架结构的双柱基础可不断开
3	沉降缝	（1）沉降缝的作用及设置见表 1-83 （2）房屋沉降缝的宽度一般可按表 1-84 采用
4	防震缝	（1）防震缝的设置及做法见表 1-85 （2）各类房屋设置防震缝的条件和宽度见表 1-87

表 1-81　素混凝土结构伸缩缝的最大间距　（单位：m）

序号	结构类别	室内或土中	露天
1	装配式结构	40	30
2	现浇式结构（配有构造钢筋）	30	20
3	现浇式结构（未配构造钢筋）	20	10

注：整片素混凝土墙壁式结构，其伸缩缝宜做成贯通式，将基础断开。

表 1-82　钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距　（单位：m）

序号	结构类别		室内或土中	露 天
1	排架结构	装配式	100	70
2	框架结构	装配式	75	50
3		现浇式	55	35
4	剪力墙结构	装配式	65	40
5		现浇式	45	30
6	挡土墙、地下室墙壁等结构	装配式	40	30
7		现浇式	30	20

注：1. 装配整体式结构的伸缩缝间距，可根据结构的具体情况取表中装配式结构与现浇式结构之间的数值。
2. 框架-剪力墙结构或框架-核心筒结构房屋的伸缩缝间距，可根据结构的具体情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值。
3. 当屋面无保温或隔热措施时，框架结构、剪力墙结构的伸缩缝间距宜按表中露天栏的数值取用。
4. 现浇挑檐、雨篷等外露结构的局部伸缩缝间距不宜大于 12m。

表 1-83 沉降缝的作用及设置

序号	项 目	内 容
1	沉降缝的作用	是防止地基不均匀沉降时，可能造成房屋破坏所采取的一种措施
2	沉降缝的设置	建筑物的下列部位宜设置沉降缝： （1）建筑平面的转折部位 （2）高度差异（或荷载差异）处 （3）长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位 （4）地基上的压缩性有显著差异处 （5）建筑结构（或基础）类型不同处 （6）分期建造房屋的交界处

表 1-84 房屋沉降缝的宽度

序号	房屋层数	沉降缝宽度/mm
1	2~3	50~80
2	4~5	80~120
3	5 层以上	不小于 120

注：在沉降处房屋应连同基础一起断开。缝内一般不填塞材料，当必须填塞时，应防止缝内两侧因房屋内倾而相互挤压影响沉降效果。

表 1-85 防震缝的设置及做法

序号	项 目	内 容
1	防震缝的设置	符合下列情况宜设置防震缝： （1）如图 1-7 所示平面各项尺寸超过表 1-86 的限值且无加强措施 （2）房屋有较大错层 （3）各部分结构的刚度或荷载相差悬殊且未采取有效措施 （4）当设置防震缝时，应将建筑分成规则的结构单元。防震缝应根据地震烈度、场地类别、房屋类型等具有足够的宽度，其两侧的上部结构应完全分开，详见表 1-87。在地震区的伸缩缝和沉降缝应符合防震缝的要求
2	防震缝做法	（1）如图 1-8 所示，防震缝的做法应符合下列要求 1）防震缝应沿全房高设置 2）基础可不设防震缝，但在防震缝处基础应加强构造和连接 3）结构单元之间或主楼与裙房之间，不应采用牛腿托梁的做法设置防震缝（应采用双柱或挑梁做法） （2）防震缝可以结合沉降要求贯通到地基，当无沉降问题时也可以从基础或地下室以上贯通。当有多层地下室形成大底盘，上部结构为带裙房多塔结构时，可将裙房用防震缝自地下室以上分隔，地下室顶板应有良好的整体性和刚度，能将上部结构地震作用分布到地下室结构 （3）抗震设防烈度 8、9 度的框架结构房屋防震缝两侧结构高度、刚度或层高相差较大时，可在防震缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙。每一侧抗撞墙的数量不应少于两道，宜分别对称布置，墙肢长度可不大于一个柱距，框架和抗撞墙内力应按设置和不设置抗撞墙两种情况进行分析，并按不利情况取值（图 1-9）。防震缝两侧抗撞墙的端柱和框架的边柱，箍筋应沿房屋全高加密

（续表 1-85）

序号	项　　目	内　　容
2	防震缝做法	（4）采取隔震设计的建筑结构，隔震层以上的上部结构，其周边应设置防震缝，缝宽不宜小于各隔震支座在罕遇地震下的最大水平位移值的 1.2 倍

注：1. 防震缝内最好留空，不要镶嵌其他材料。

2. 房屋结构因其他方面要求而设置的沉降缝、伸缩缝等，缝宽和构造应符合防震缝的要求。

表 1-86　建筑平面尺寸的限值

序号	设防烈度	L/B	L/B_{max}	l/b
1	6、7 度	≤6	≤0.35	≤2
2	8、9 度	≤5	≤0.30	≤1.5

注：见图 1-7。

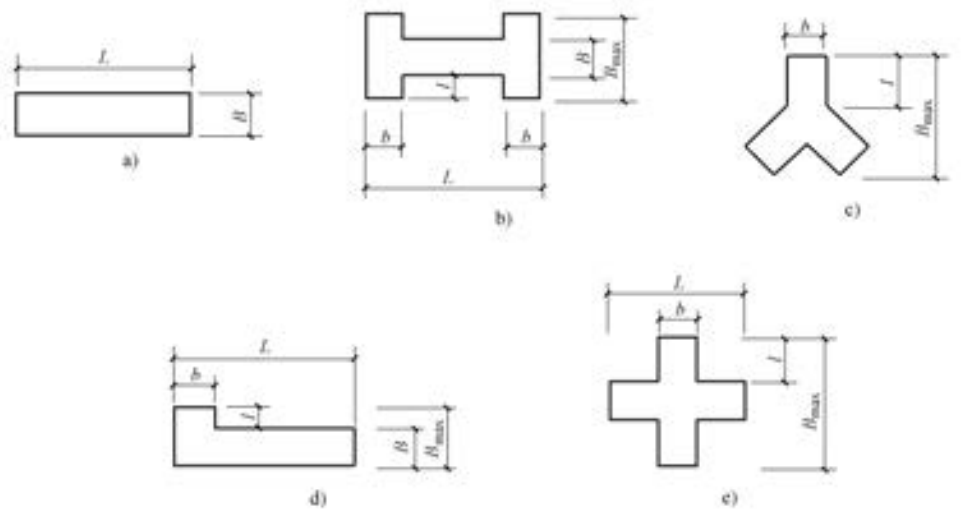


图 1-7　建筑平面

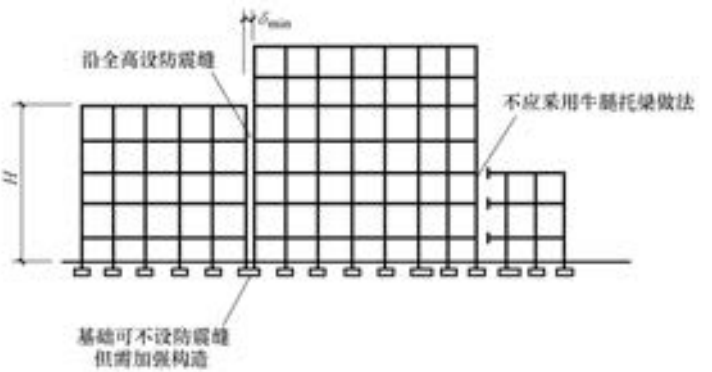


图 1-8　防震缝做法

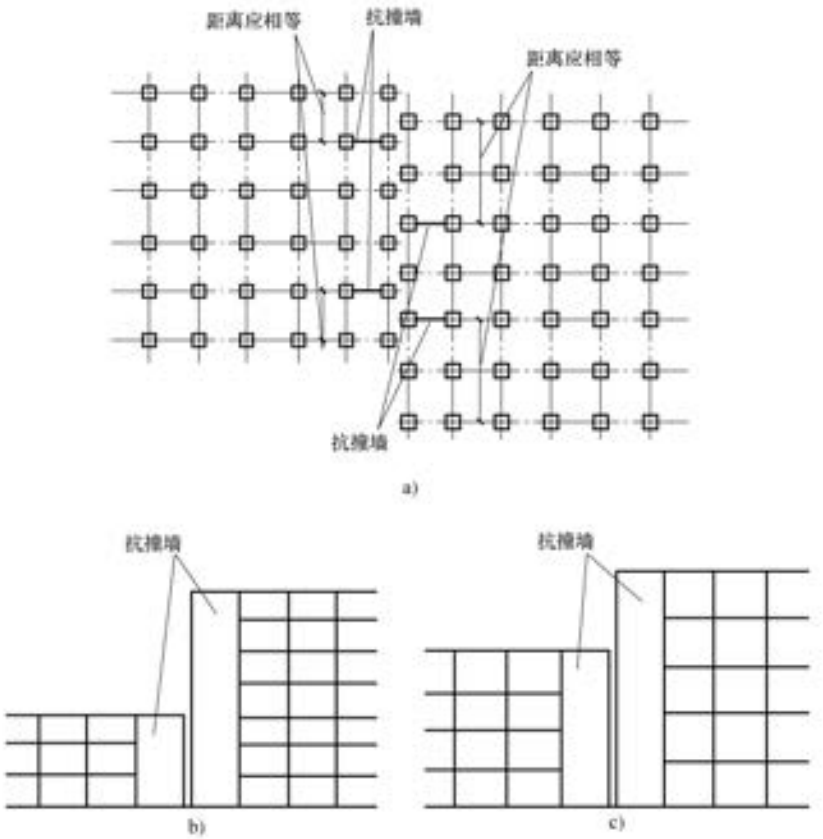


图 1-9 抗撞墙

a）平面图 b）防震缝两边高度、刚度相差较大 c）防震缝两边房屋层高不同

表 1-87 各类房屋设置防震缝的条件和宽度

序号	房屋类别	设缝条件	防震缝宽度
1	多层和高层钢筋混凝土房屋	（1）房屋平面局部凸出部分的长度大于宽度及总长的 30% （2）房屋立面局部收进的尺寸大于该方向总尺寸的 30% （3）房屋有较大错层时 （4）各部分结构的刚度或荷载相差悬殊时 （5）地基不均匀，各部分的沉降差过大时	（1）框架结构房屋，当高度 $H \leqslant 15$m 时，采用 100mm；当 $H>15$m 时，6、7、8、9 度相应每增加高度 5m、4m、3m 和 2m，宜加宽 20mm （2）框架-剪力墙结构房屋防震缝宽度，可采用上述(1)数值的 70%，且不宜小于 100mm （3）剪力墙结构房屋防震缝宽度，可采用上述(1)数值的 50%，且不宜小于 100mm 见表 1-90

（续表 1-87）

序号	房屋类别		设缝条件	防震缝宽度
2	单层工业厂房	钢筋混凝土柱	厂房体型复杂或有贴建房屋和构筑物	（1）在厂房纵横跨交接处、大柱网厂房或不设柱间支撑的厂房可采用 100~150mm （2）其他情况可采用 50~90mm，防震缝处应设置双柱或双墙
		砖柱		（1）轻型屋盖（是指木屋盖和轻钢屋架、瓦楞铁、石棉瓦屋面的屋盖）可不设防震缝 （2）钢筋混凝土屋盖厂房与贴建的建（构）筑物间可采用：50~70mm
3	单层空旷房屋（如影剧院、俱乐部、礼堂、食堂等）		大厅、前厅、舞台之间，不宜设防震缝；大厅与两侧附属房屋之间可不设防震缝，但不设缝时应加强连接	

注：1. 防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度应按不利的结构类型确定；防震缝两侧的房屋刚度不同时，防震缝宽度应按较低的房屋高度确定。

2. 当相邻结构的基础存在较大沉降差时，宜增大防震的宽度。

3. 防震缝宜沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接。

4. 结构单元之间或主楼与裙房之间如无可靠措施，不应采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

1.9.2 高层建筑结构变形缝设置

高层建筑结构变形缝设置见表 1-88。

表 1-88 高层建筑结构变形缝设置

序号	项　目	内　容
1	说明	（1）在高层建筑平面布置时，要考虑梁、柱、墙等的位置及规则性、收缩和温度应力、不均匀沉降对结构的不利影响等，常常需要设置变形缝。变形缝包括伸缩缝、沉降缝、防震缝。高层建筑中是否设置变形缝，是进行结构平面布置时要考虑的重要问题之一 （2）在地震作用时，由于结构开裂、局部损坏和进入弹塑性变形，其水平位移比弹性状态下增大很多（可达 3 倍以上），因此，伸缩缝和沉降缝的两侧很容易发生碰撞，需考虑设置满足要求的缝宽 （3）复杂平面形状的高层建筑物无法调整其平面形状的结构布置使之成为较规则的结构时，可以设置防震缝划分为较简单的几个结构。当需要设缝时，则有抗震设防时必须满足地震中互不相碰的要求，留有足够宽度；无抗震设防时，也要防止因基础倾斜而顶部相碰

（续表 1-88）

序号	项　目	内　容
2	伸缩缝	（1）伸缩缝的设置 1）伸缩缝也称为温度缝，可以释放建筑平面尺寸较大的房屋因温度变化和混凝土干缩产生的结构内力 2）高层建筑结构不仅平面尺度大，而且竖向的高度也很大，温度变化和混凝土收缩不仅会产生水平方向的变形和内力，而且也会产生竖向的变形和内力 但是，高层钢筋混凝土结构一般不计算由于温度、收缩产生的内力。因为一方面高层建筑的温度场分布和收缩参数等都很难准确地决定；另一方面混凝土又不是弹性材料，它既有塑性变形，还有徐变和应力松弛，实际的内力要远小于按弹性结构计算值 钢筋混凝土高层建筑结构的温度-收缩问题，一般由构造措施来解决 当屋面无隔热或保温措施时，或位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，可适当减少伸缩缝的距离 当混凝土的收缩较大或室内结构因施工而外露时间较长时，伸缩缝的距离也应减小 相反，当有充分依据，采取有效措施时，伸缩缝间距可以放宽 3）在未采取措施的情况下，伸缩缝的间距不宜超出表 1-89 的限制。当有充分依据、采取有效措施时，表 1-89 中的数值可以放宽 伸缩缝只设在上部结构，基础可不设伸缩缝 伸缩缝处宜做双柱，伸缩缝最小宽度为 50mm 伸缩缝与结构平面布置有关。结构平面布置不好时，可能导致房屋开裂 （2）增大伸缩缝间距的措施 当采取以下构造措施和施工措施减少温度和收缩应力时，可适当增大伸缩缝的间距： 1）在温度变化影响较大的部位提高配筋率，如顶层、底层、山墙、纵墙端开间。对于剪力墙结构，这些部位的最小构造配筋率为 0.25%，实际工程一般都为 0.3%以上 2）顶层加强保温隔热措施，或设置架空通风屋面，避免屋面结构温度梯度过大。外墙可设置保温层 3）顶层可以局部改变为刚度较小的形式（如剪力墙结构顶层局部改为框架），或顶层设温度缝，将结构划分为长度较短的区段 4）施工中留后浇带。一般每隔 30～40m 设一道，后浇带宽 800～1000mm，混凝土后浇，钢筋采用搭接接头，一些后浇施工缝的做法见表 1-91。留出后浇带后，施工过程中混凝土可以自由收缩，从而大大减小了收缩应力。混凝土的抗拉强度可以大部分用来抵抗温度应力，提高结构抵抗温度变化的能力 后浇带的混凝土可在主体混凝土施工后 60d 浇筑，至少也不应少于 30d。后浇混凝土浇筑时的温度宜低于主体混凝土浇筑时的温度。后浇带应贯通建筑物的整个横截面，将全部剪力墙、梁和板分开，使得缝两边结构都可自由伸缩。后浇带可以选择对结构影响较小的部位曲线通过，不要在一个平面内，以免全部钢筋在同一个平面内搭接。一般情况下，后浇带可设在框架梁和楼板的 1/3 跨处或剪力墙连梁跨中和内外墙连接处，如图 1-10 所示 后浇带两侧结构长期处于悬臂状态，所以支撑模板暂时不能全部拆除。当框架主梁跨度较大时，梁的钢筋可以直通而不切断，以免搭接长度过长产生施工困难，也防止悬臂状态下产生不利的内力和变形 5）采用收缩小的水泥、减少水泥用量、在混凝土中加入适宜的外加剂 6）提高每层楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构

（续表 1-88）

序号	项　目	内　容
3	沉降缝	（1）当同一建筑物中各部分的基础发生不均匀沉降时，有可能导致结构构件较大的内力和变形。此时可采用设置沉降缝的方法将各部分分开。沉降缝不但应贯通上部结构，而且应贯通基础本身 （2）高层建筑层数多、高度高、体量大，对不均匀沉降较敏感。特别是当房屋的地基不均匀或房屋不同部位的高差较大时，不均匀沉降的可能性更大 （3）一般情况下，当差异沉降小于 5mm 时，其影响较小，可忽略不计；当已知或预知差异沉降量大于 10mm 时，必须计及其影响，并采取相应构造加强措施，如控制下层边柱设计轴压比，下层框架梁边支座配筋要留有余地 （4）当高层建筑与裙房之间不设置沉降缝时，宜在裙房一侧设置后浇带，后浇带的位置宜设在距主楼边的第二跨内。后浇带混凝土宜根据实测沉降情况确定浇筑时间 （5）高层建筑在下述平面位置处，应考虑设置沉降缝： 1）高度差异或荷载差异较大处 2）上部不同结构体系或结构类型的相邻交界处 3）地基土的压缩性有显著的差异处 4）基础底面标高相差较大，或基础类型不一致处 设置沉降缝后，上部结构应在缝的两侧分别布置抗侧力结构，形成所谓双梁、双柱和双墙的现象。但将导致其他问题，如建筑立面处理困难、地下室渗漏不容易解决等 （6）一般高层建筑物各部分不均匀沉降有三种处理方法： 1）放。设沉降缝，让各部分自由沉降，互不影响，避免出现由于不均匀沉降时产生的内力，此为传统方法。缺点是在结构、建筑和施工上都较复杂，而且在高层建筑中采用此法往往使地下室容易渗水 2）抗。采用端承桩避免显著地沉降或利用刚度很大的基础来抵抗沉降，此法消耗材料较多，不经济，只宜在一定情况下使用 3）调。在设计和施工中，采取措施，如调整地基压力、调整施工顺序(先主楼后裙房)、预留沉降差等，这是处于“放”和“抗”之间的一种方法
4	防震缝	（1）地震区为防止房屋或结构单元在发生地震时相互碰撞而设置的缝，称为防震缝 按抗震设计的高层建筑在下列情况下宜设防震缝： 1）平面长度和外伸长度尺寸超出了规定限值而又没有采取加强措施时 2）各部分结构刚度相差很远，采取不同材料和不同结构体系时 3）各部分质量相差很大时 4）各部分有较大错层时 （2）抗震设计时，高层建筑宜调整平面形状和结构布置，避免设置防震缝。体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则刚度、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 （3）设置防震缝时，应符合下列规定： 1）防震缝宽度应符合下列规定： ①框架结构房屋，高度不超过 15m 时不应小于 100mm；超过 15m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度分别每增加高度 5m、4m、3m 和 2m，宜加宽 20mm 详见表 1-90

（续表 1-88）

序号	项　　目	内　　容
4	防震缝	②框架-剪力墙结构房屋不应小于本款①项规定数值的 70%，剪力墙结构房屋不应小于本款①项规定数值的 50%，且二者均不宜小于 100mm 2）防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度应按不利的结构类型确定 3）防震缝两侧的房屋高度不同时，防震缝宽度可按较低的房屋高度确定 4）8、9 度抗震设计的框架结构房屋，防震缝两侧结构层高相差较大时，防震缝两侧框架柱的箍筋应沿房屋全高加密，并可根据需要沿房屋全高在缝两侧各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙 5）当相邻结构的基础存在较大沉降差时，宜增大防震缝的宽度 6）防震缝宜沿房屋全高设置，地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接 7）结构单元之间或主楼与裙房之间不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝，否则应采取可靠措施 （4）抗震设计时，伸缩缝、沉降缝的宽度均应符合上述(3)条关于防震缝宽度的要求

表 1-89　伸缩缝的最大间距

序号	结构体系	施工方法	最大间距/m
1	框架结构	现浇	55
2	剪力墙结构	现浇	45

注：1. 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值。

2. 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时，伸缩缝间距应适当减小。

3. 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，伸缩缝的间距宜适当减小。

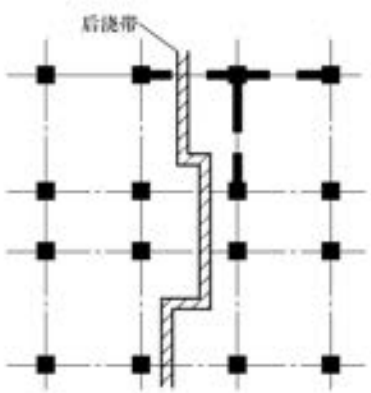


图 1-10　后浇带的位置

表 1-90 房屋高度超过 15m 防震缝宽度增加值 （单位：mm）

序号	设防烈度		6	7	8	9
	高度每增加值/m		5	4	3	2
1	结构类型	框架	20	20	20	20
2		框架-剪力墙	14	14	14	14
3		剪力墙	10	10	10	10

1.9.3 后浇施工缝

后浇施工缝的做法见表 1-91。

表 1-91 后浇施工缝的做法

序号	项 目	内 容
1	简述	钢筋混凝土结构的长度如超过规定的伸缩缝最大间距时，一般应设置伸缩缝。如施工季节的气候条件有利于后浇施工缝施工时，可以不设伸缩缝，采取后浇施工缝（后浇带）的办法处理，如图 1-11 所示。后浇施工缝的宽度为 800～1000mm，结构中的钢筋不应切断，且要配置适量的加强钢筋，待后浇施工缝两侧浇完混凝土 28d 以后，将缝两侧的混凝土表面凿毛，再用比设计的混凝土强度等级高一级的混凝土（最好用浇筑水泥配制）浇灌，并加强养护
2	现浇钢筋混凝土板	现浇钢筋混凝土板的后浇施工缝宜布置在剪力较小的跨度中间范围内，且需配置适量的加强钢筋，如图 1-12 所示
3	现浇钢筋混凝土梁	现浇钢筋混凝土梁的后浇施工缝宜布置在剪力较小的跨度中间范围内，根据梁截面面积的大小，需配置适量的加强钢筋，如图 1-13 所示
4	其他	钢筋混凝土挡土墙、地下室墙壁、箱形基础等结构的后浇施工缝一般为结构长度大于 40～60m 时宜设一道，设置在剪力较小的柱距三等分的中间范围内，并按垂直后浇施工缝主钢筋截面面积的一半配置加强钢筋，如图 1-14 所示

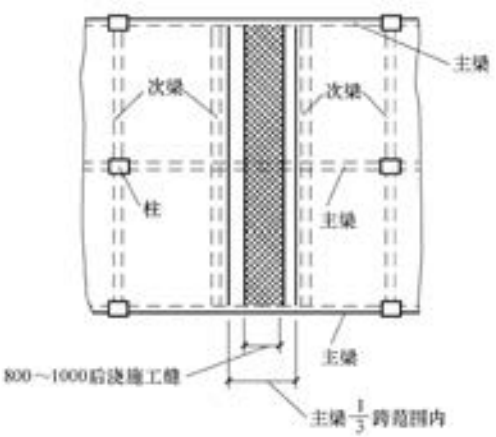


图 1-11 钢筋混凝土结构后浇施工缝

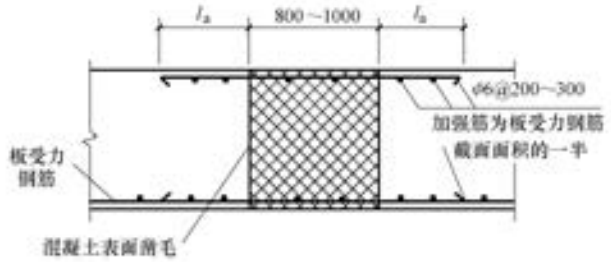


图 1-12 现浇板的后浇施工缝结构

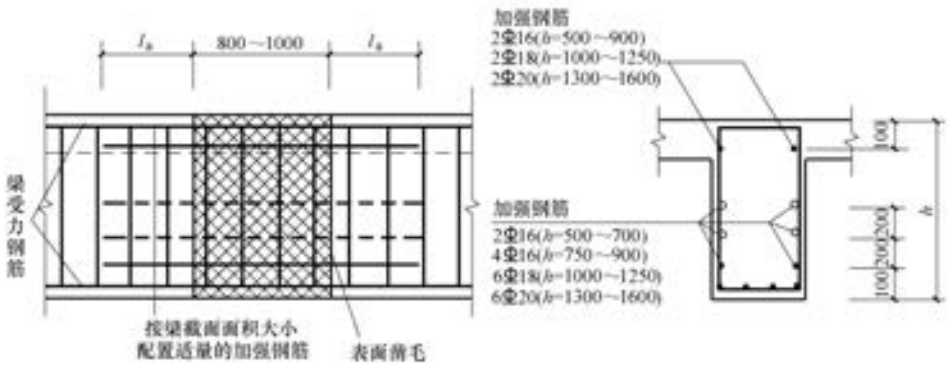


图 1-13 现浇梁的后浇施工缝结构

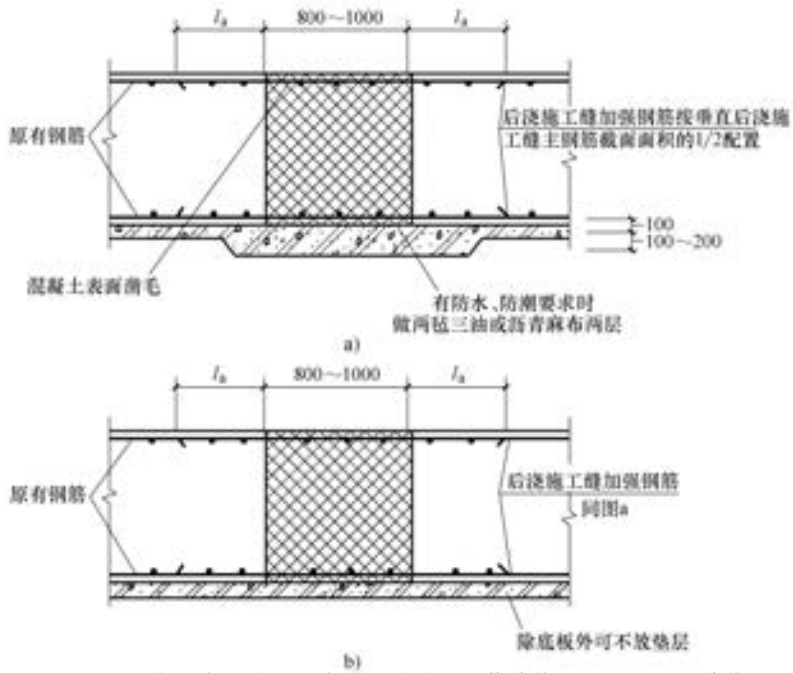


图 1-14 挡土墙、地下室墙壁、箱形基础等结构的后浇施工缝结构

a）底板(有防水、防潮要求) b）底板(无防水、防潮要求)

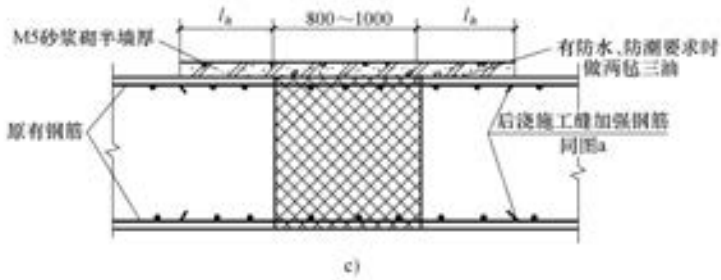


图 1-14 挡土墙、地下室墙壁、箱形基础等结构的后浇施工缝结构(续)

c) 侧壁及顶部

第 2 章　钢筋混凝土板

2.1　板的截面选择

2.1.1　单向板

钢筋混凝土现浇单向板定义及截面选择见表 2-1。

表 2-1　单向板定义及截面选择

序号	项　　目	内　　容
1	定义	沿两对边支承的板应按单向板计算的板称为单向板(也称梁式板)。四边支承的板当长边与短边长度之比不小于 3 时，可按沿短边方向受力的单向板计算，并应沿长边方向布置构造钢筋
2	确定板厚度的原则	(1) 板的厚度应由设计计算确定，即应满足承载力、刚度和裂缝控制的要求 (2) 板的厚度应满足使用要求(包括防火要求)、预埋管线施工方便要求及经济要求 (3) 板的厚度应满足构造方面的最小厚度要求，见表 2-2、表 2-3，并取上述两个表中的较大值确定板的厚度
3	板的厚度与跨度的最小比值	现浇单向板的截面厚度(h)与板计算跨度(l_0)的最小比值(即 h/l_0)见表 2-2
4	板的最小构造厚度	现浇单向板的最小厚度(h)见表 2-3
5	板的经济跨度与计算跨度	(1) 由工程设计实践经验表明：钢筋混凝土现浇单向板跨度为 1.7～2.7m 较为经济合理 (2) 现浇板的计算跨度见表 2-4
6	板的经济配筋率	现浇钢筋混凝土板的经济配筋率为 $\rho=0.4\%\sim0.8\%$

注：1. 板的厚度一般为 10mm 的倍数。

2. 板的跨度大于 4m 时，板的厚度应适当加厚；荷载较大时，板厚另行考虑。

3. 常用板的厚度为 60mm、70mm、80mm、100mm、120mm、150mm 等。

4. 当现浇板内需要预埋管道(如电线套管等)时，在不显著降低板的强度和其他不利影响的前提下，可允许在板内预埋管道。此时，板的最小厚度应大于 3 倍预埋管道外径；当有交叉管道预埋在板内时，板的最小厚度还需适当增加。预埋管道应放置在板顶部和底部钢筋之间，且其混凝土保护层厚度不宜小于 40mm。对住宅中的现浇板，当预埋单根电线套管 $\phi25$ 时板的最小厚度通常为 100mm，当板内有交叉套管时($2\phi25$)，板的最小厚度通常为 120mm。在与预埋管道垂直方向宜加配防裂钢筋网等，防止沿预埋管道产生裂缝。

表 2-2 现浇单向板的厚度(h)与板计算跨度(l_0)的最小比值

序号	板的支承情况	h/l_0
1	简支板	≥1/30
2	连续板(弹性约束)	≥1/40

注：1. l_0为板的计算跨度。
2. 跨度大于 4m 的板应适当加厚。
3. 见表 2-1 注。

表 2-3 现浇单向板的最小构造厚度

序号	板的类型	最小厚度(h)	序号	板的类型	最小厚度(h)
1	屋面板	h≥60mm	4	工业房屋行车道下楼板	h≥100mm
2	民用建筑楼板	h≥70mm	5	抗冲切楼板，无梁楼板	h≥150mm
3	工业建筑楼板	h≥80mm	6	现浇空心楼板	h≥200mm

注：见表 2-1 注。

表 2-4 现浇板的计算跨度

序号	构件名称	支座情况		计算跨度
1	单跨板	简支		L_0+h
2		一端简支另一端与梁整体固定		$L_0+h/2$
3		两端均与梁整体固定		L_0
4	多跨板	简支	$a\leqslant 0.1L_c$	L_c
5			$a>0.1L_c$	$1.1L_0$
6		两端均与梁整体固定	按塑性计算	L_0
7			按弹性计算	L_c
8		一端嵌固墙内	$a\leqslant 0.1L_c$	$L_0+(h+a)/2$
9		一端简支	$a>0.1L_c$	$1.05L_0+h/2$
10		一端嵌固墙内	按塑性计算	$L_0+h/2$
11		一端与梁固定	按弹性计算	$L_0+(h+a)/2$

注：L_0为支座间净距；L_c为支座中心间的距离；a 为支座宽度；h 为板的厚度。

2.1.2 双向板

钢筋混凝土现浇双向板的定义及其他有关要求见表 2-5。

表 2-5 双向板的定义及其他有关要求

序号	项目	内容
1	定义	(1) 在肋梁楼(屋)盖中，四边都支承在墙(或梁)上的钢筋混凝土矩形区格板，在均布荷载作用下其长边 l_2与短边 l_1的长度之比小于 2 时，或其长边 l_2与短边 l_1长度之比大于 2，但小于 3 时的板称为双向板，如图 2-1 所示

（续表 2-5）

序号	项　　目	内　　容
1	定义	（2）四边支承板应按以下原则计算：当长边与短边长度比值不小于 3 时，可按沿短边方向受力的单向板计算，并应沿长边方向布置构造钢筋；当长边与短边长度比值大于 2，但小于 3 时，宜按双向板计算；其中当长边与短边长度比值介于 2～3 时，也可按沿短边方向的单向板计算，但应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋；当长边与短边长度比值不大于 2 时，应按双向板计算 （3）当按双向板设计时，应沿两个相互垂直的方向布置受力钢筋
2	板带的划分	（1）按弹性理论计算的双向板，当短边跨度 $l_1 \geqslant 2500$mm 时，为节省板底部钢筋可将板在两个方向各分为三个板带。两边板带的宽度均为短边跨度 l_1 的 1/4，其余则为中间板带，如图 2-2 所示。在中间板带内，应按最大跨中计算弯矩配筋，而在边板带内的配筋各为其相应中间板带的一半，且每米宽度内的钢筋间距应符合表 2-11 的要求。此时，连续板的中间支座按最大计算负弯矩配筋，可不分板带均匀配置。当短边跨度 $l_1<2500$mm 时，则不分板带。跨中及支座均按计算弯矩均匀配筋 （2）按塑性理论计算的双向板，为施工方便，跨中及支座钢筋皆可均匀配置而不分板带（跨中钢筋的全部或一半伸入支座） （3）双向板当同一截面部位的纵横两个方向弯矩同号时，纵横钢筋必须分别选置，此时应将较大弯矩方向的受力钢筋配置在外层，另一方向的受力钢筋设在内层
3	板的厚度	板的厚度见表 2-6

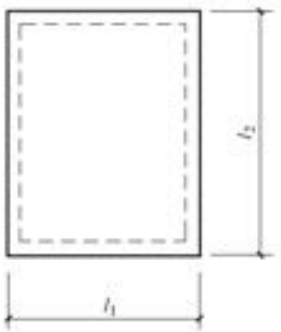


图 2-1　四边支承（简支）双向板（$l_1<l_2$）

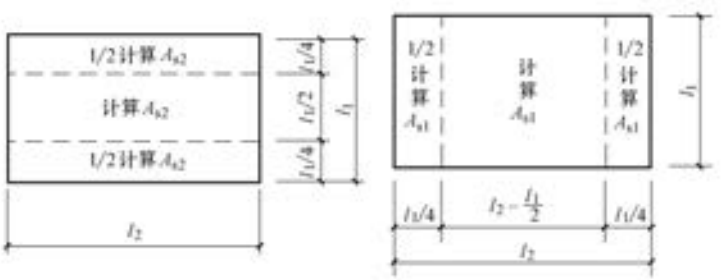


图 2-2　双向板的板带划分（$l_1<l_2$）

表 2-6 双向板的厚度

序号	板的类型	板的厚度与跨度的比值(h/l_1)	最小厚度/mm
1	简支双向板	$h/l_1 \geqslant 1/45$	≥80
2	连续双向板	$h/l_1 \geqslant 1/50$	≥80

注：1. 表中 h 为双向板的截面厚度，l_1 为双向板短跨的计算长度。

2. 双向板的厚度通常 80~160mm，在任何情况下，应使 $h \geqslant 80$mm。

3. 见表 2-1 序号 2 的有关规定。

2.1.3 悬臂板

现浇钢筋混凝土悬臂板的最小厚度见表 2-7。

表 2-7 现浇钢筋混凝土悬臂板的最小厚度

序号	板的类型	最小厚度值(h)
1	板的悬臂长度≤500mm	板的根部 $h \geqslant 70$mm
2	板的悬臂长度>500mm	板的根部 $h \geqslant 80$mm 及 $\geqslant l/12$，取两者中的大者

注：表中 l 为臂板的悬挑长度。

2.1.4 预制板

钢筋混凝土预制板的厚度除应满足计算要求外，还应根据钢筋的配置和混凝土保护层厚度的要求确定，但厚度不得小于 30mm，装配式板的厚度一般为 5mm 的倍数。

为了提高预制肋形板的整体性和横向刚度，可设置端横肋，端横肋的受力钢筋应弯入纵肋内。当采用先张长线法生产有端横肋的预应力混凝土板时，应在设计和制作上采取防止放张预应力时端横肋产生裂缝的适当措施。

2.2 板的支承长度

2.2.1 现浇板的支承长度

现浇钢筋混凝土板的支承长度应满足表 2-8 的要求。

表 2-8 现浇钢筋混凝土板的支承长度要求

序号	内 容
1	板的支承长度应满足板内受力钢筋在支座内的锚固要求，详见表 1-33
2	板搁置在砖墙上的支承长度 a 一般应不小于板厚 h，并应不小于 120mm，即 1/2 砖长，如图 2-3a 所示

2.2.2 预制板的支承长度

钢筋混凝土预制板的支承长度应满足表 2-9 的要求。

表 2-9 预制板的支承长度要求

序号	内 容
1	板搁置在钢屋架上时，其支承长度 a 应不小于 60mm，如图 2-3b 所示，还应按设计要求，将预制板与钢屋架进行有效连接

（续表 2-9）

序号	内　　容
2	板搁置在钢筋混凝土屋架上或钢筋混凝土梁上时，支承长度 a 不应小于 80mm，如图 2-3c 所示，还应按设计要求，将预制板与钢筋混凝土屋架或钢筋混凝土梁进行有效连接
3	板搁在砖墙上时，板在外墙上的支承长度 a 不应小于 120mm，在内墙上的支承长度 a 不宜小于 100mm，还应按有关构造要求，与砖墙进行可靠的拉接

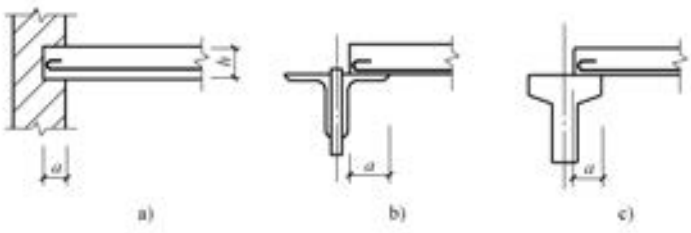


图 2-3　板的支承长度

a）板搁置在砖墙上　b）板搁置在钢屋架上

c）板搁置在钢筋混凝土屋架上或钢筋混凝土梁上

2.3　板的受力钢筋

2.3.1　受力钢筋的直径

现浇板中受力钢筋的直径见表 2-10。

表 2-10　现浇板中受力钢筋的直径　　（单位：mm）

序号	钢筋直径	支承板			悬臂板		预制板
		板　厚			悬出长度		板厚
		$h<100$	$100\leqslant h\leqslant 150$	$h>150$	$l\leqslant 500$	$l>500$	$h\leqslant 50$
1	最小钢筋直径	6	8	12	6	8	4
2	常用钢筋直径	6，8，10	8，10，12	10,12,14,16	8，10	8，10，12	4，5，6

注：现浇板中受力钢筋一般只配一种钢筋直径。

2.3.2　受力钢筋的间距

现浇板中采用绑扎钢筋作配筋时，其受力钢筋的间距应根据计算确定，但还应符合表 2-11 的规定。

表 2-11　现浇板中受力钢筋的间距　　（单位：mm）

序号	钢筋间距	跨　　中		支　　座	
		板厚 $h\leqslant 150$	板厚 $h>150$	下部	上部
1	最大钢筋间距	200	1.5h 及≤250 中的较小者	400	200

（续表 2-11）

序号	钢筋间距	跨中		支座	
		板厚 $h \leqslant 150$	板厚 $h>150$	下部	上部
2	最小钢筋间距	70	70	70	70

注：1. 表中支座处下部受力钢筋截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 1/3。

2. 板中受力钢筋一般距墙边或梁边 50mm 开始配置，如图 2-4 所示。

图 2-4 板中受力钢筋位置

2.3.3 现浇板的受力钢筋锚固与有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通钢筋的连接

现浇板的受力钢筋锚固与有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通钢筋的连接见表 2-12。

表 2-12 现浇板的受力钢筋锚固与有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通钢筋的连接

序号	项目	内容
1	板在端部支座的锚固要求	采用绑扎钢筋的板，板在端部支座的锚固长度应符合下列要求： （1）端部支座为砌体墙。如图 2-5a 所示，板伸入支座的长度为大于或等于 120mm，并大于或等于板厚 h，大于或等于二分之一墙厚，取三者中的大者 （2）端部支座为砌体墙的圈梁。如图 2-5b 所示，上部钢筋的锚固长度为：设计按铰接时，$\geqslant 0.35l_{ab}$；充分利用钢筋的抗拉强度时，$\geqslant 0.6l_{ab}$，下部纵向钢筋的锚固长度为大于或等于 $5d$（d 为下部纵向受力钢筋的直径）且不少于到圈梁的中心线 （3）端部支座为现浇钢筋混凝土梁。如图 2-5c 所示，上部纵向钢筋的锚固长度为：设计按铰接时，$\geqslant 0.35l_{ab}$；充分利用钢筋的抗拉强度时，$\geqslant 0.6l_{ab}$，下部纵向钢筋的锚长度为大于或等于 $5d$（d 为下部纵向受力钢筋的直径）且至少到梁中心线 （4）端部支座为剪力墙。板端支座为剪力墙的详细要求如图 2-5d 所示 （5）图 2-5 中括号内的锚固长度 l_a 用于梁板式转换层的板 （6）图 2-5 中“设计按铰接时”和“充分利用钢筋的抗拉强度时”由设计指定 （7）纵筋在端支座应伸至支座（梁、圈梁或剪力墙）外侧纵筋内侧后弯折，当直段长度 $\geqslant l_a$ 时可不弯折
2	多跨连续板上部贯通纵向钢筋的要求	（1）等跨有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通纵向钢筋连接构造如图 2-6 所示，括号内的锚固长度 l_a 用于梁板式转换层的板。图 2-6 中板的中间支座均按梁绘制，当支座为混凝土剪力墙、砌体墙或圈梁时，其构造相同 当相邻等跨或不等跨的上部贯通纵筋配置不同时，应将配置较大者越过其标注的跨数终点或起点伸出至相邻跨的跨中连接区域连接 除图 2-6 所示搭接连接外，板纵筋可采用机械连接或焊接连接。接头位置：上部钢筋如图 2-6 所示连接区，下部钢筋宜在距支座 1/4 净跨内 板贯通纵筋的连接要求见表 1-42，且同一连接区段内钢筋接头百分率不宜大于 50%

（续表 2-12）

序号	项　　目	内　　容
2	多跨连续板上部贯通纵向钢筋的要求	（2）不等跨板上部贯通纵向钢筋连接构造如图 2-7 所示。图 2-7a 为不等跨板上部贯通纵向钢筋连接构造一，图 2-7b 为不等跨板上部贯通纵向钢筋连接构造二，图 2-7c 为不等跨板上部贯通纵向钢筋连接构造三；当钢筋足够长时能通则通。图 2-7 中 l'_{nX} 是柱轴线 A 左右两跨的较大跨度值；l'_{nY} 是柱轴线 C 左右两跨的较大跨度值。除图 2-7 所示搭接连接外，板上部纵向钢筋在跨内也可采用机械连接，在连接区内也可采用焊接，但钢筋接头面积百分率不应超过 50% （3）板纵向钢筋采用非接触搭接构造如图 2-8 所示。图 2-8a 为纵向钢筋非接触搭接构造一，图 2-8b 为纵向钢筋非接触搭接构造二 （4）当采用非接触方式的绑扎搭接连接时，其搭接部位的钢筋净距不宜小于 30mm，且钢筋中心距不应大于 $0.2l_l$ 及 150mm 中的较小者。在搭接范围内，相互搭接的纵向钢筋与横向钢筋的每个交叉点均应进行绑扎。当纵向搭接钢筋的非搭接部分需要在一条轴线上时，采用非接触搭接构造二（图 2-8b） （5）非接触搭接使混凝土能够与搭接范围内所有钢筋的全表面充分粘接，可以提高搭接钢筋之间通过混凝土传力的可靠度 （6）除图 2-6 所示搭接连接外，板上部纵向钢筋在跨内也可采用机械连接，在连接区内也可采用焊接，但钢筋接头面积百分率不应超过 50% （7）当相邻等跨或不等跨的上部贯通纵向钢筋配置不同时，应将配置较大者越过其标注的跨数终点或起点延伸至相邻跨的跨中连接区域连接 （8）板位于同一层面的两向交叉纵向钢筋何向在下何向在上，应按具体设计说明，可参照图 2-9 所示 （9）当为 HPB300 光圆钢筋时，端部应设 180°弯钩，其平直段长度为 $3d$ （10）见表 1-42 的有关规定
3	其他	（1）单（双）向板配筋示意 1）单（双）向板配筋示意图如图 2-10 所示 2）在搭接范围内，相互搭接的纵筋与横向钢筋的每个交叉点均应进行绑扎 3）抗裂构造钢筋自身及其与受力主筋搭接长度为 150mm，抗温度筋自身及其与受力主筋搭接长度为 l_l 4）板上下贯通筋可兼作抗裂构造筋和抗温度筋。当下部贯通筋兼作抗温度钢筋时，其在支座的锚固由设计者确定 5）分布筋自身及与受力主筋、构造钢筋的搭接长度为 150mm；当分布筋兼作抗温度筋时，其自身及与受力主筋、构造钢筋的搭接长度为 l_l；其在支座的锚固按受拉要求考虑 6）其余要求见本表序号 1、2 的有关规定 （2）采用分离式配筋的多跨板，板底钢筋宜全部伸入支座；支座负弯矩钢筋向跨内延伸的长度应根据负弯矩图确定，并满足钢筋锚固的要求 简支板或连续板下部纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不应小于钢筋直径的 5 倍，且宜伸过支座中心线。当连续板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的长度宜适当增加 （3）现浇混凝土空心楼板的体积空心率不宜大于 50% 采用箱形内孔时，顶板厚度不应小于肋间净距的 1/15 且不应小于 50mm。当底板配置受力钢筋时，其厚度不应小于 50mm。内孔间肋宽与内孔高度比不宜小于 1/4，且肋宽不应小于 60mm，对预应力板不应小于 80mm 采用管形内孔时，孔顶、孔底板厚均不应小于 40mm，肋宽与内孔径之比不宜小于 1/5，且肋宽不应小于 50mm，对预应力板不应小于 60mm

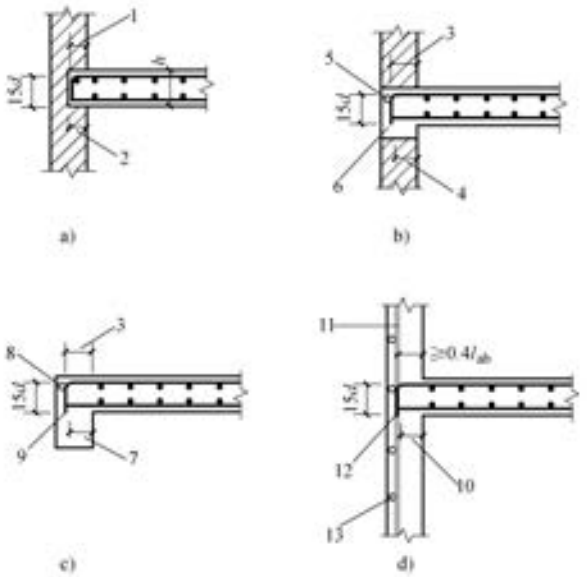


图 2-5 现浇板在端部支座钢筋的锚固

a）端部支座为砌体墙 b）端部支座为砌体墙的圈梁 c）端部支座为钢筋混凝土梁

d）端部支座为剪力墙(当用于屋面处,板上部钢筋锚固要求与图示不同时由设计明确)

1—≥0.35l_{ab} 2—≥120mm，≥h≥墙厚/2 3—设计按铰接时：

≥0.35l_{ab}，充分利用钢筋的抗拉强度时：≥0.6l_{ab}

4—≥5d 且至少到圈梁中线 5—圈梁外侧角筋 6—圈梁

7—≥5d 且至少到梁中线(l_a) 8—外侧梁角筋 9—在梁角筋内侧弯钩

10—≥5d 且至少到墙中线(l_a) 11—墙外侧竖向分布筋

12—在墙外侧水平分布筋内侧弯钩 13—墙外侧水平分布筋

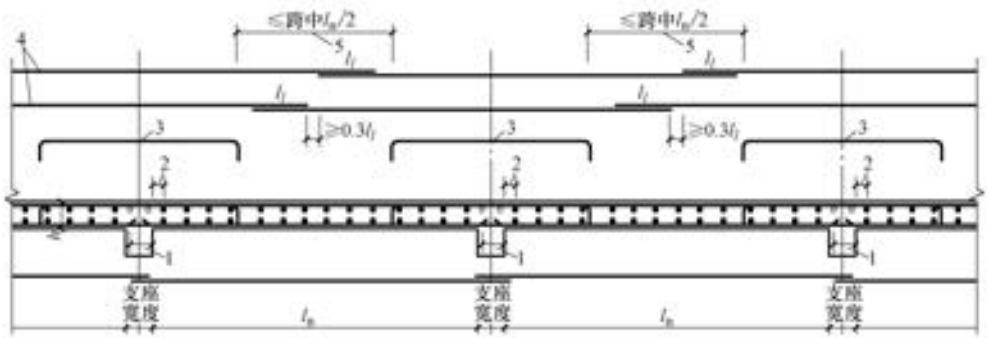


图 2-6 等跨有梁楼盖楼面板和屋面板上部贯通纵向钢筋连接构造

1—≥5d 且至少到梁中线(l_a) 2—距梁边为 1/2 板筋间距 3—向跨内伸出长度按设计标注

4—是否设置板上部贯通纵向钢筋根据具体设计 5—上部贯通纵筋连接区

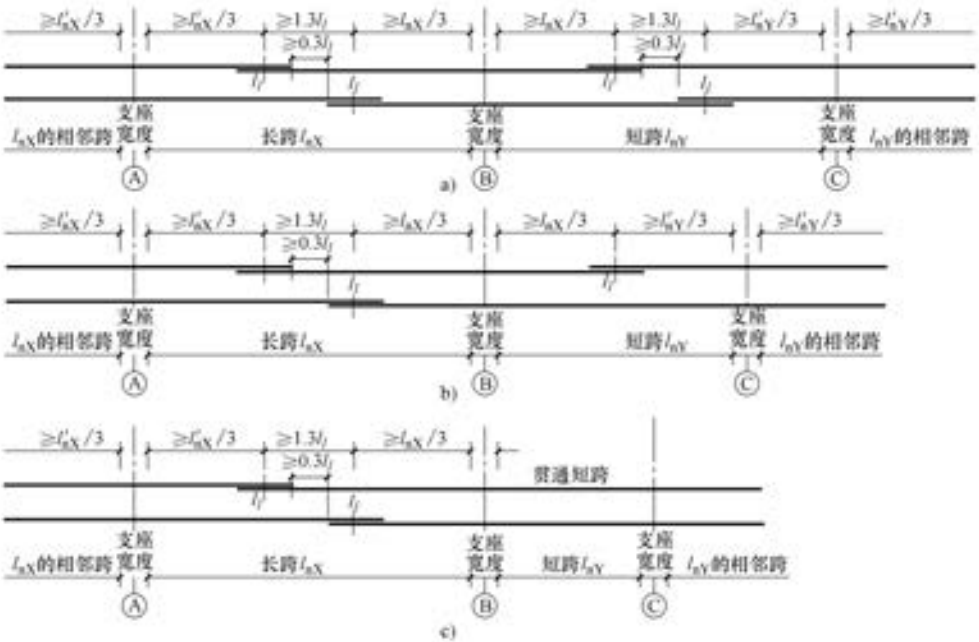


图 2-7 不等跨板上部贯通纵向钢筋连接构造

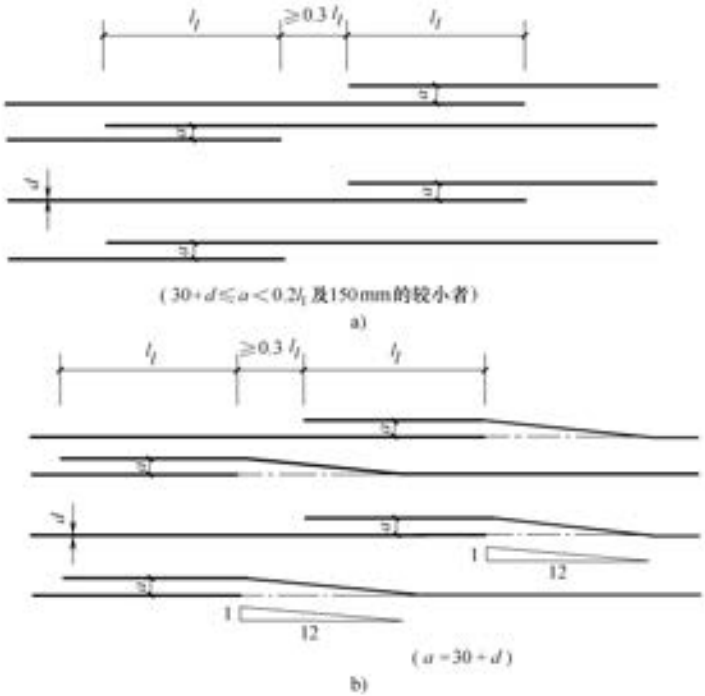


图 2-8 纵向钢筋非接触搭接构造

a）纵向钢筋非接触搭接构造一 b）纵向钢筋非接触搭接构造二

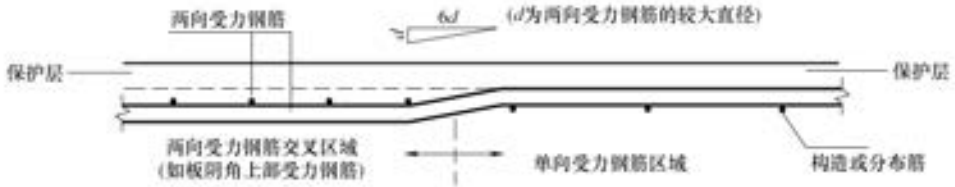


图 2-9 同层面受力钢筋交叉构造

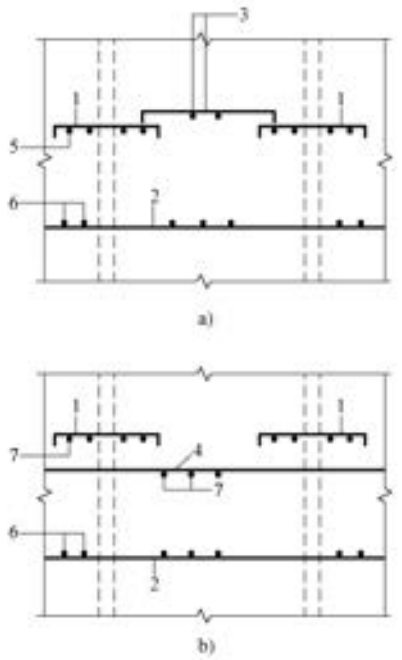


图 2-10 单(双)向板配筋示意图

a) 分离式配筋 b) 部分贯通式配筋

1—上部受力钢筋 2—下部受力钢筋 3—抗裂、抗温度钢筋设计者确定是否设置 4—上部贯通钢筋 5—分布钢筋 6—分布钢筋(下部受力钢筋) 7—分布钢筋(另一方向贯通钢筋)

2.3.4 受力钢筋的弯起

现浇板中受力钢筋的弯起可按表 2-13 采用。

表 2-13 现浇板中受力钢筋的弯起

序号	项 目	内 容
1	要求	在弯起式配筋方式中，钢筋的弯起位置应满足覆盖正、负弯矩图的要求，板中弯起钢筋的弯起角不宜小于 30°
2	弯起角度	当板厚 h<120mm 时，钢筋的弯起角一般采用 30°，当板厚 $h\geqslant$120mm 时，弯起角可采用 45°
3	弯起数量	板中受力钢筋一般可将跨中钢筋的 1/3 弯起，但不应超过 2/3

（续表 2-13）

序号	项　　目	内　　容
4	弯起长度	弯起钢筋的上部弯折点至支座边缘的距离，当简支板时为 $l_n/10$（l_n 为板的净跨度），如图 2-11 所示
5	弯折部分长度	常用板厚中弯起钢筋弯折部分的长度见表 2-14、表 2-15，如图 2-12 所示

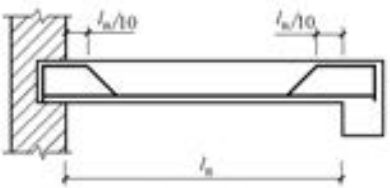


图 2-11　弯起钢筋上部弯折点至支座边缘的距离

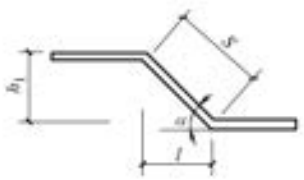


图 2-12　弯起钢筋弯折部分的长度

$\alpha=30°$时　$l=1.731h_1$　$S=2h_1$

$\alpha=45°$时　$l=h_1$　$S=1.41h_1$

表 2-14　板中弯起钢筋弯折部分的长度（弯起角度为 30°）　（单位：mm）

序号	板厚/mm	70	80	90	100	110	120
1	斜高 h_1	40	50	60	70	80	90
2	水平长 l	70	90	100	120	140	160
3	斜长 S	80	100	120	140	160	180

注：弯起钢筋的混凝土保护层按 15mm 考虑。

表 2-15　板中弯起钢筋弯折部分的长度（弯起角度为 45°）　（单位：mm）

序号	板厚/mm	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250
1	斜高 h_1	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
2	水平长 l	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
3	斜长 S	130	140	160	170	180	200	210	230	240	250	270	280	300	310

注：弯起钢筋的混凝土保护层按 15mm 考虑。

2.4　板的分布钢筋

2.4.1　分布钢筋的配置要求

现浇板中分布钢筋的配置要求见表 2-16。

表 2-16　现浇板中分布钢筋的配置要求

序号	项　　目	内　　容
1	分布钢筋的作用	（1）承受和分布板上局部荷载产生的内力 （2）在浇筑混凝土时固定受力钢筋的位置 （3）可抵抗混凝土收缩和温度变化所产生的拉应力

（续表 2-16）

序号	项　　目	内　　容
2	分布钢筋的配置要求	（1）当按单向板设计时，除沿受力方向布置受力钢筋外，还应在垂直受力方向布置分布钢筋。单位长度上分布钢筋的截面面积不小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 15%，且不应小于该方向板截面面积的 0.15%，分布钢筋的间距不应大于 250mm，直径不宜小于 6mm。对于温度变化较大或集中荷载较大的情况，分布钢筋间距不宜大于 200mm （2）分布钢筋应配置在受力钢筋的转折处及直线段，在梁截面范围可不配置 （3）当有实践经验和可靠措施时，预制板的分布钢筋可适当减少 （4）当板所受的温度变化较大时，其分布钢筋应适当增加 （5）当板面作用较大的集中荷载或对防止出现裂缝要求较严时，其分布钢筋应适当增加

2.4.2 分布钢筋的直径及间距

单向现浇板的分布钢筋直径及间距见表 2-17。

表 2-17 单向现浇板的分布钢筋直径及间距　　（单位：mm）

序号	受力钢筋直径	受力钢筋间距													
		70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170～200
1	6～8	ϕ6@250													
2	10	ϕ6@150 或 ϕ8@250			ϕ6@200				ϕ6@250						
3	12	ϕ8@200			ϕ8@250						ϕ6@200				
4	14	ϕ8@150					ϕ8@200				ϕ8@250				ϕ6@200
5	16	ϕ10@150		ϕ10@200				ϕ8@150				ϕ8@250			

注：1. 当有实践经验或可靠措施时，预制单向板的分布钢筋可不受此表规定的限制。

2. 本表适用于绑扎方式配筋的板。

3. 常用分布钢筋直径及间距允许的单向现浇板最大厚度见表 2-18。

表 2-18 常用分布钢筋直径及间距允许的单向现浇板最大厚度

序号	分布钢筋直径/mm	6			8			10		
1	分布钢筋间距/mm	250	200	150	250	200	150	250	200	150
2	允许单向现浇板的最大厚度/mm	70	90	120	130	160	220	200	260	340

2.5 板的构造钢筋及其他

2.5.1 板的构造钢筋配置

板的构造钢筋配置见表 2-19。

表 2-19 板的构造钢筋配置

序号	项　　目	内　　容
1	板的构造配筋规定	（1）按简支边或非受力边设计的现浇混凝土板，当与混凝土梁、墙整体浇筑或嵌固在砌体墙内时，应设置板面构造钢筋，并符合下列要求：

（续表 2-19）

序号	项　　目	内　　容
1	板的构造配筋规定	1）钢筋直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm，且单位宽度内的配筋面积不宜小于跨中相应方向板底钢筋截面面积的1/3。与混凝土梁、混凝土墙整体浇筑单向板的非受力方向，钢筋截面面积尚不宜小于受力方向跨中板底钢筋截面面积的1/3 2）钢筋从混凝土梁边、柱边、墙边伸入板内的长度不宜小于 $l_1/4$，砌体墙支座处钢筋伸入板边的长度不宜小于 $l_1/7$，其中计算跨度 l_1 对单向板按受力方向考虑，对双向板按短边方向考虑 3）在楼板角部，宜沿两个方向正交、斜向平行或放射状布置附加钢筋 4）钢筋应在梁内、墙内或柱内可靠锚固 （2）当按单向板设计时，应在垂直于受力的方向布置分布钢筋，单位宽度上的配筋不宜小于单位宽度上的受力钢筋的15%，且配筋率不宜小于0.15%；分布钢筋直径不宜小于6mm，间距不宜大于250mm；当集中荷载较大时，分布钢筋的配筋面积尚应增加，且间距不宜大于200mm 当有实践经验或可靠措施时，预制单向板的分布钢筋可不受本条的限制 （3）在温度、收缩应力较大的现浇板区域，应在板的表面双向配置防裂构造钢筋。配筋率均不宜小于0.10%，间距不宜大于200mm。防裂构造钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置钢筋并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚固 楼板平面的瓶颈部位宜适当增加板厚和配筋。沿板的洞边、凹角部位宜加配防裂构造钢筋，并采取可靠的锚固措施 （4）混凝土厚板及卧置于地基上的基础筏板，当板的厚度大于2m时，除应沿板的上、下表面布置纵、横方向的钢筋外，尚宜在板厚度不超过1m范围内设置与板面平行的构造钢筋网片，网片钢筋直径不宜小于12mm，纵横方向的间距不宜大于300mm （5）当混凝土板的厚度不小于150mm时，对板的无支承边的端部，宜设置U形构造钢筋并与板顶、板底的钢筋搭接，搭接长度不宜小于U形构造钢筋直径的15倍且不宜小于200mm；也可采用板面、板底钢筋分别向下、上弯折搭接的形式
2	嵌固在砌体墙内的现浇板构造钢筋及图例	嵌固在砌体墙内的现浇混凝土板，采用绑扎钢筋或焊接钢筋网配筋时，在板的上部均应配置构造钢筋 （1）构造钢筋应垂直于板的嵌固边缘配置并伸入板内。伸入板的长度从墙边算起不宜小于板短边跨度的1/7(图2-13) （2）对两边嵌固于砌体墙内的板角部分，应配置双向上部构造钢筋，其伸入板内的长度从墙边算起不宜小于板短边跨度的1/4，如图2-13所示 （3）沿板的受力方向配置的上部构造钢筋，其截面面积不宜小于该方向跨中受力钢筋截面面积的1/3。沿非受力方向配置的上部构造钢筋，可根据经验适当减少 （4）构造钢筋的直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm
3	与梁或墙整浇的现浇板构造钢筋及图例	周边与混凝土梁或混凝土墙整体浇筑的单向板或双向板，应在板边上部配置垂直于板边的构造钢筋 （1）构造钢筋的截面面积不宜小于板跨中相应方向纵向钢筋截面面积的1/3 （2）构造钢筋自梁边或墙边伸入板内的长度，在单向板中不宜小于受力方向板的计算跨度的1/4(图2-14)，在双向板中不宜小于板短跨方向计算跨度的1/4(图2-15) （3）在板角处构造钢筋应沿两个垂直方向布置或按放射状布置。当柱角或墙的阳角凸出到板内尺寸较大时，应沿柱边或墙阳角边布置构造钢筋，该钢筋伸入板内的长度应从柱边或墙边算起(图2-16) （4）构造钢筋应按受拉钢筋锚固在梁内、墙内或柱内 （5）构造钢筋的直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm

（续表 2-19）

序号	项　目	内　容
4	抗温度、收缩应力构造钢筋及图例	在温度、收缩应力较大的现浇板区域内（如跨度较大与混凝土梁或墙整浇的双向板的中部区域；与梁或墙整浇的单向板，当垂直于跨度方向的长度较长时，在长向的中部区域等）宜配置限制温度、收缩裂缝开展的构造钢筋 （1）抗温度、收缩构造钢筋应布置在板未配置钢筋的表面。其间距宜取 150～200mm，并使板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率（受力主筋可包括在内）均不宜小于 0.1%。抗温度、收缩构造钢筋最小配筋量可参考表 2-20 配置 （2）抗温度、收缩构造钢筋可利用原有上部钢筋贯通布置，也可另行设置构造钢筋网（图 2-17），并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚固
5	现浇屋面板挑檐转角处的构造钢筋及图例	（1）屋面板挑檐转角处应配置承受负弯矩的放射状构造钢筋（图 2-18a、b），其间距沿 $l/2$ 处应不大于 200mm（l 为挑檐长度），钢筋的锚固长度一般取 $l_a>l$，钢筋的直径与悬臂板支座处受力钢筋相同且不小于 ϕ8。阴角处挑檐，当挑檐因故未按要求设置伸缩缝（间距≤12m），且挑檐长度 $l\geqslant$1.2m 时，宜按图 2-18 在板上下面各设置 3 根 ⊥10～⊥14 的构造钢筋 （2）悬挑板端部钢筋在檐板内连接构造如图 2-19 所示。图 2-19a 为下悬檐板，配筋图详见具体设计；图 2-19b 为上翻檐板，配筋图详见具体设计

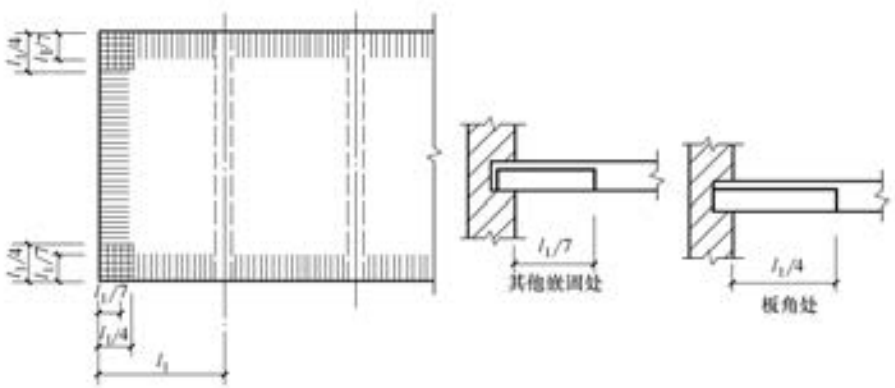


图 2-13　嵌固在砌体墙内的板上部构造钢筋的配置（绑扎钢筋）

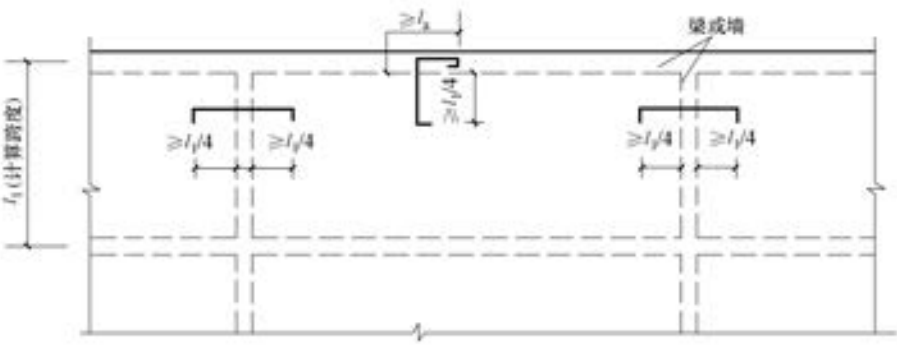


图 2-14　周边与梁整浇的单向板上部构造钢筋（边支座按简支计算）

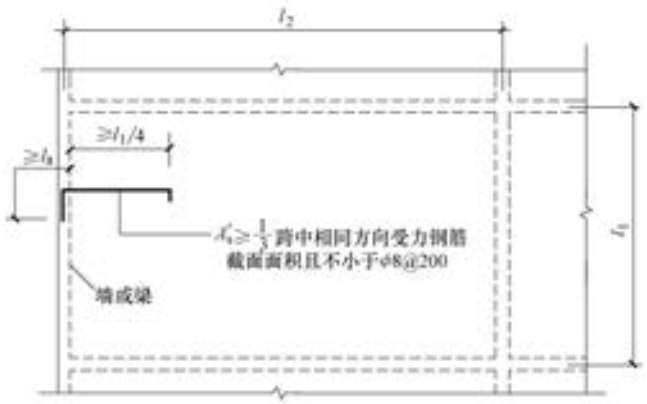


图 2-15 双向板边支座按简支计算时的上部构造钢筋
l_1—短向计算跨度 l_2—长向计算跨度

表 2-20 抗温度、收缩构造钢筋最小配筋量参考表

板厚度/mm	≤120	130~200	≥210
抗温度、收缩构造钢筋	ϕ6@150	ϕ8@200	ϕ10@200

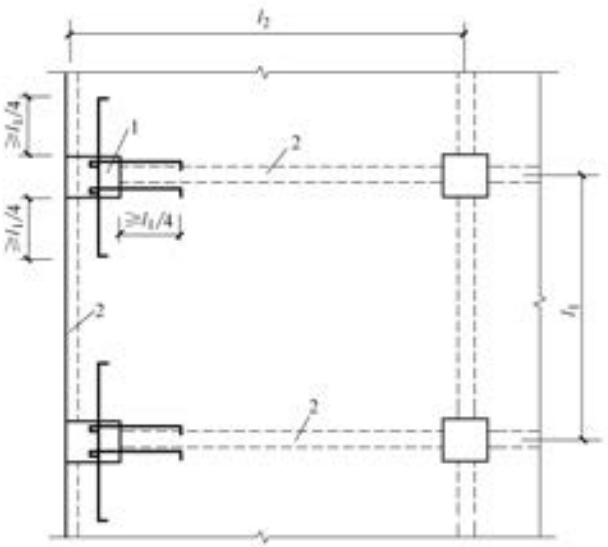


图 2-16 双向板在柱角处的上部构造钢筋($l_1<l_2$)
1—柱 2—墙或梁

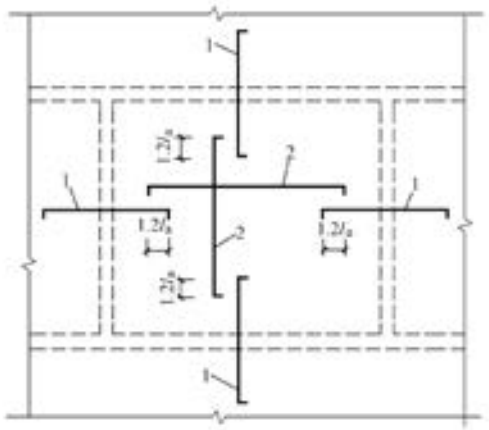


图 2-17 在板的上表面配置温度钢筋
1—板中上部原有受力钢筋
2—板上表面另行配置的抗温度、收缩应力钢筋

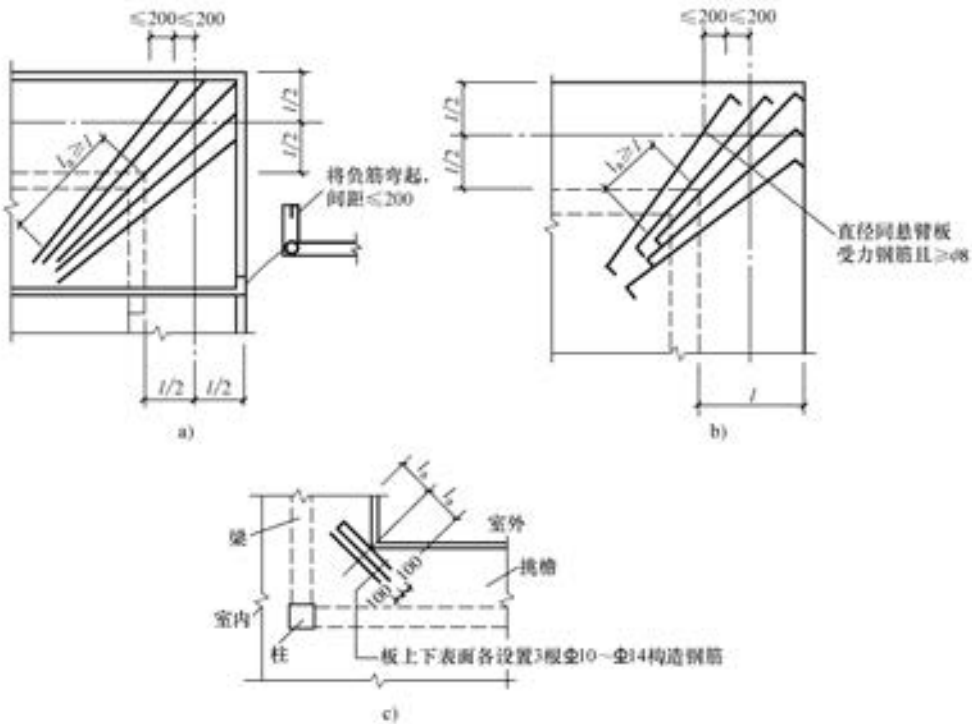


图 2-18 屋面板挑檐转角处的构造配筋
a）有肋挑檐 b）平板挑檐 c）阴角处挑檐

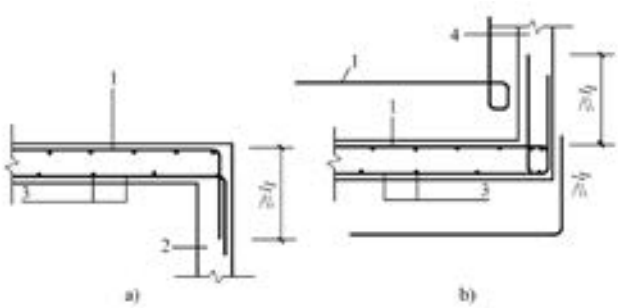


图 2-19 悬挑板端部钢筋在檐板内连接构造

a）下悬檐板 b）上翻檐板

1—悬挑板受力钢筋 2—下悬檐板配筋详见具体设计 3—构造筋、分布筋 4—上悬檐板配筋详见具体设计

2.5.2 悬挑板的配筋构造

悬挑板的配筋构造见表 2-21。

表 2-21 悬挑板的配筋构造

序号	项 目	内 容
1	延伸悬挑板配筋构造	（1）如图 2-20 所示为有梁楼盖延伸悬挑板配筋构造。图 2-20a 为上、下部均配筋构造要求，图 2-20b 为仅上部配筋构造要求 （2）位于悬挑阳角附近的延伸悬挑板，其上部受力钢筋在跨内部分须与另一向受力钢筋上下交叉，为保证悬挑阳角两边悬挑板上部受力筋的保护层等厚(均能保证受弯计算高度)，在下交叉的钢筋应按图 2-9 同层面受力钢筋交叉构造施工 （3）当为 HPB300 光圆钢筋时，在钢筋端点应设 180°弯钩，其平直段长度为 3d
2	纯悬挑板配筋构造	（1）如图 2-21 所示悬挑板端部为现浇钢筋混凝土梁。图 2-21a 为上、下部均配筋构造要求，图 2-21b 为仅上部配筋构造要求 （2）如图 2-22 所示悬挑板，其中图 2-22a 为上、下部均配筋构造要求，图 2-22b 为仅上部配筋构造要求
3	板翻边构造	（1）图 2-23 为板下翻边配筋构造图例。其中图 2-23a 为上、下部均配筋构造要求，图 2-23b 为仅上部配筋构造要求 （2）图 2-24 为板上翻边配筋构造图例。其中图 2-24a 为上、下部均配筋构造要求，图 2-24b 为仅上部配筋构造要求

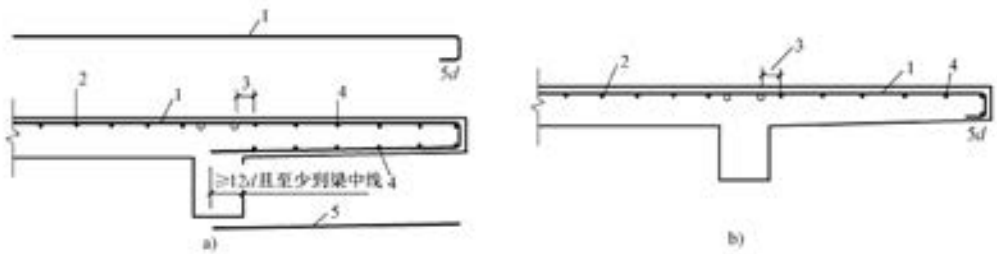


图 2-20 延伸悬挑板配筋构造

a）上、下部均配筋 b）仅上部配筋

1—受力钢筋 2—跨内板上部另向受力纵向钢筋、构造或分布筋

3—距梁角筋为 1/2 板筋间距 4—构造或发分布筋 5—构造筋

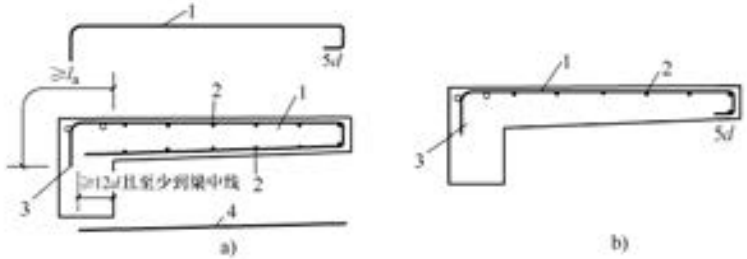


图 2-21 纯悬挑板配筋构造(1)

a）上、下部均配筋 b）仅上部配筋

1—受力钢筋 2—构造或分布筋 3—在梁角筋内弯钩 4—构造筋

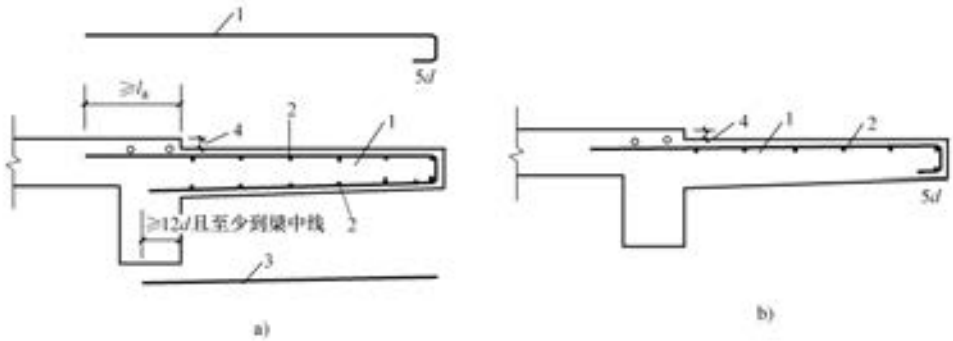


图 2-22 纯悬挑板配筋构造(2)

a）上、下部均配筋 b）仅上部配筋

1—受力钢筋 2—构造或分布筋 3—构造筋 4—由设计者定，一般为 50mm

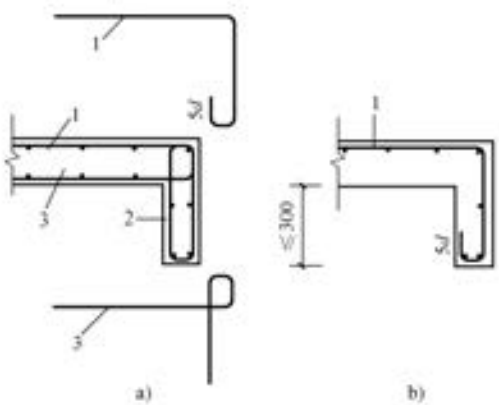


图 2-23 板下翻边配筋构造

a）上、下部均配筋 b）仅上部配筋

1—受力钢筋 2—下翻边尺寸详见具体设计 3—构造或受力钢筋

2.5.3 板柱结构

板柱结构见表 2-22。

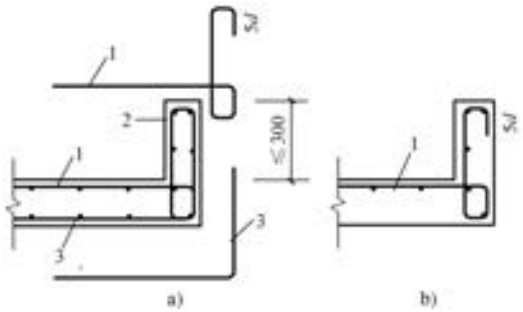


图 2-24 板上翻边配筋构造

a）上、下部均配筋 b）仅上部配筋

1—受力钢筋 2—上翻边尺寸详见具体设计 3—构造或受力钢筋

表 2-22 板柱结构

序号	项 目	内 容
1	抗冲切箍筋或弯起钢筋构造要求	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： （1）板的厚度不应小于 150mm （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 2-25a）；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 （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 2-25b），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
2	板柱节点的结构形式	板柱节点可采用带柱帽或托板的结构形式。板柱节点的形状、尺寸应包容 45° 的冲切破坏锥体，并应满足受冲切承载力的要求 柱帽的高度不应小于板的厚度 h；托板的厚度不应小于 $h/4$。柱帽或托板在平面两个方向上的尺寸均不宜小于同方向上柱截面宽度 b 与 $4h$ 的和（图 2-26）

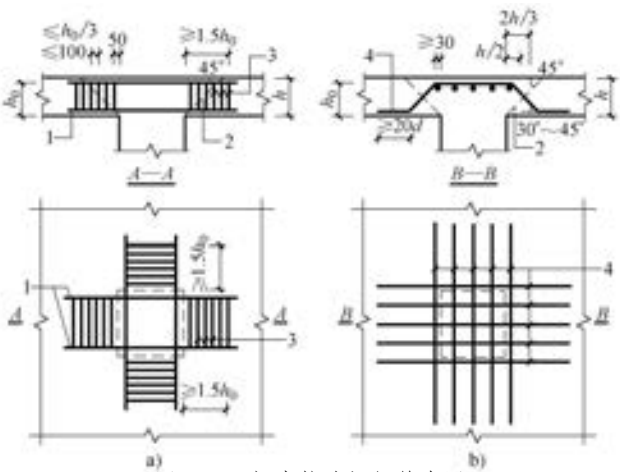


图 2-25 板中抗冲切钢筋布置

a）用箍筋作抗冲切钢筋 b）用弯起钢筋作抗冲切钢筋

1—架立钢筋 2—冲切破坏锥面 3—箍筋 4—弯起钢筋

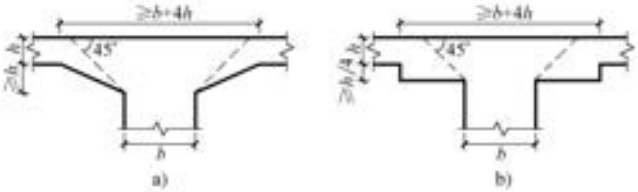


图 2-26 带柱帽或托板的板柱结构
a）柱帽 b）托板

2.6 现浇单向板的配筋及图例

2.6.1 分离式配筋

现浇单向板的分离式配筋要求见表 2-23。

表 2-23 现浇单向板的分离式配筋要求

序号	项 目	内 容
1	适用范围及要求	（1）分离式配筋一般用于板厚 $h \leqslant 150$mm 的板 （2）当多跨单向板采用分离式配筋时，跨中正弯矩钢筋宜全部伸入支座，支座负弯矩钢筋向跨内的延伸长度应满足覆盖负弯矩图和钢筋锚固的要求
2	配筋图例	（1）单跨板的分离式配筋如图 2-27 所示 （2）考虑塑性内力重分布设计的等跨连续板的分离式配筋如图 2-28 所示。板中的下部受力钢筋根据实际长度也可以采取连续配筋，不在中间支座处截断 （3）跨度相差不大于 20%的不等跨连续板，考虑塑性内力重分布设计的分离式配筋如图 2-29 所示。板中下部钢筋根据实际长度可以采取连续配筋。当跨度相差大于 20%时，上部受力钢筋伸过支座边缘的长度应根据弯矩图形确定，并满足延伸长度的要求 （4）钢筋焊接网配筋 1）单向板的下部受力钢筋焊接网不宜设置搭接接头。伸入支座下部纵向受力钢筋的间距不应大于 400mm，其截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 1/3。未伸入支座下部纵向受力钢筋的长度应满足受弯承载力和延伸长度的要求 2）单向板的上部受力钢筋和构造钢筋焊接网应根据板的实际支承情况和计算假定进行配置，可按表 2-19 序号 2 的要求和参照分离式配筋的原则进行配筋 3）考虑弯矩塑性内力重分布的单向等跨连续板采用钢筋焊接网配筋示意图如图 2-30 所示 4）考虑弯矩塑性内力重分布的不等跨连续板，当跨度相差不大于 20%时，可参照绑扎配筋方式配置上部焊接钢筋网 5）单向板在非受力方向的分布钢筋的搭接可采用叠接法、扣接法或平接法（图 2-31）。当采用叠接法或扣接法时，每个网片在搭接范围内至少应有一根受力主筋，搭接长度不应小于 $20d$（d 为分布钢筋直径）且不应小于 150mm 6）单向板当受力方向的焊接钢筋网需要设置搭接接头时，可采用叠接法或扣接法，对热轧或冷轧带肋钢筋焊接网，两片网末端之间钢筋搭接接头的最小搭接长度不应小于 $1.3l_a$（l_a 为受力钢筋的最小锚固长度）且不应小于 200mm（图 2-32）；在搭接区内每张焊接网片的横向钢筋不应少于一根，两网片最外一根横向钢筋之间搭接长度不应小于 50mm。若两网片中有一片在搭接区内无横向钢筋，则最小搭接长度不应小于表 2-24 规定的数值

（续表 2-23）

序号	项　　目	内　　容
2	配筋图例	两片光圆钢筋焊接网末端之间钢筋搭接接头的最小搭接长度，不宜小于 $1.3l_a$ 且不应小于 250mm（图 2-33）。在搭接区内每张焊接网片的横向钢筋不应少于两根，两网片最外边横向钢筋间的搭接长度不少于一个网格。若两网片中有一片在搭接区内无横向钢筋且无附加钢筋网片或附加锚固构造措施时，则不得采用搭接

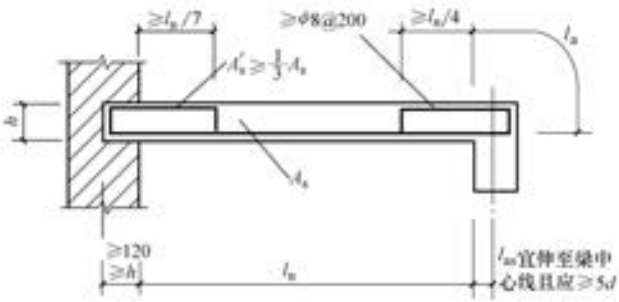


图 2-27　单跨板的分离式配筋

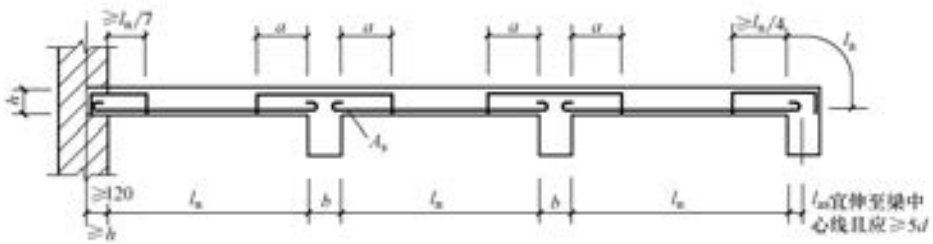


图 2-28　等跨连续板的分离式配筋

注：当 $q\leqslant 3g$ 时，$a\geqslant l_n/4$；当 $q>3g$ 时，$a\geqslant l_n/3$。

式中，q 为均布活荷载设计值；g 为均布恒荷载设计值。

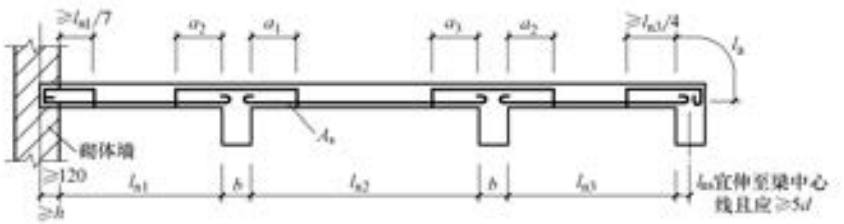


图 2-29　跨度相差不大于 20% 的不等跨连续板的分离式配筋

注：当 $q\leqslant 3g$ 时，$a_1\geqslant l_{n1}/4$，$a_2\geqslant l_{n2}/4$，$a_3\geqslant l_{n3}/4$；当 $q>3g$ 时，$a_1\geqslant l_{n1}/3$，$a_2\geqslant l_{n2}/3$，$a_3\geqslant l_{n3}/3$。

式中，q 为均布活荷载设计值；g 为均布恒荷载设计值。

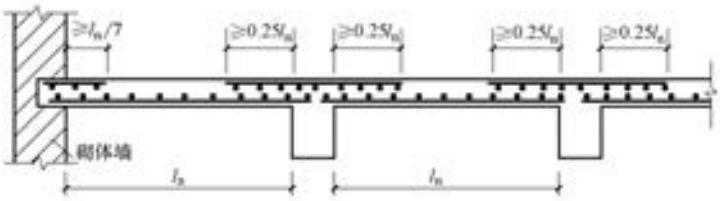


图 2-30 单向等跨连续板采用焊接钢筋网配筋示意图

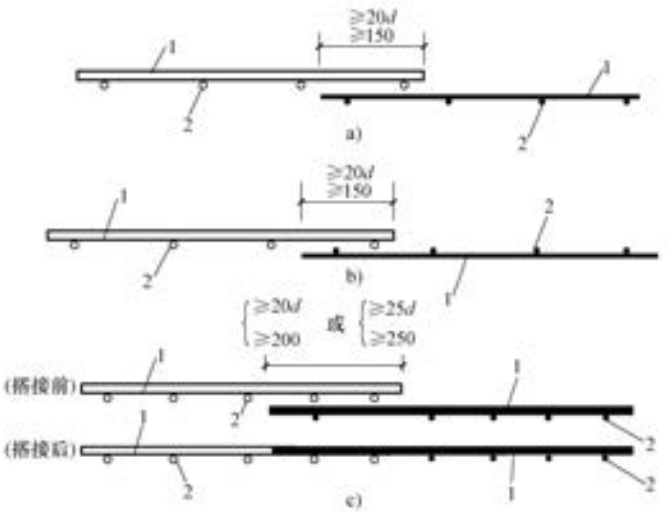


图 2-31 钢筋焊接网在非受力方向的搭接

a）叠接法 b）扣接法 c）平接法

1—分布钢筋 2—受力钢筋

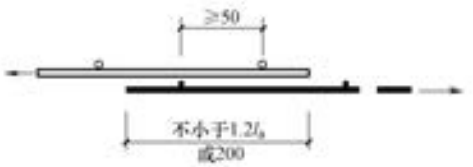


图 2-32 热轧或冷轧带肋钢筋焊接网搭接接头

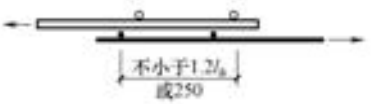


图 2-33 光面钢筋焊接网搭接接头

表 2-24 搭接区内两张网片中有一片无横筋时焊接网的最小搭接长度

（单位：mm）

焊接网类别	混凝土强度等级		
	C20	C25	≥C30
热轧或冷轧带肋钢筋焊接网	45d	40d	35d

注：1. 当钢筋的直径 d>8mm 时，其搭接长度应按表中数值增加 5d 采用。

2. 在任何情况下，纵向受拉钢筋的搭接长度不应小于 250mm。

3. d 为纵向受力钢筋直径(mm)。

2.6.2 弯起式配筋

现浇单向板的弯起式配筋要求见表 2-25。

表 2-25 现浇单向板的弯起式配筋要求

序号	项 目	内 容
1	适用范围	弯起式配筋一般用于板厚 h>150mm 及经常承受动荷载的板
2	配筋图例	（1）单跨板的弯起式配筋如图 2-34 所示 （2）等跨连续板的弯起式配筋如图 2-35 所示 （3）跨度相差不大于 20%的不等跨连续板的弯起式配筋如图 2-36 所示。当跨度相差大于 20%时，上部受力钢筋伸过支座边缘的长度，应根据弯矩图形确定，并满足延伸长度的要求

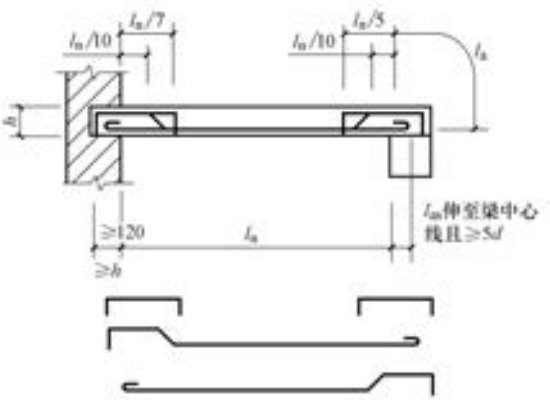


图 2-34 单跨板的弯起式配筋

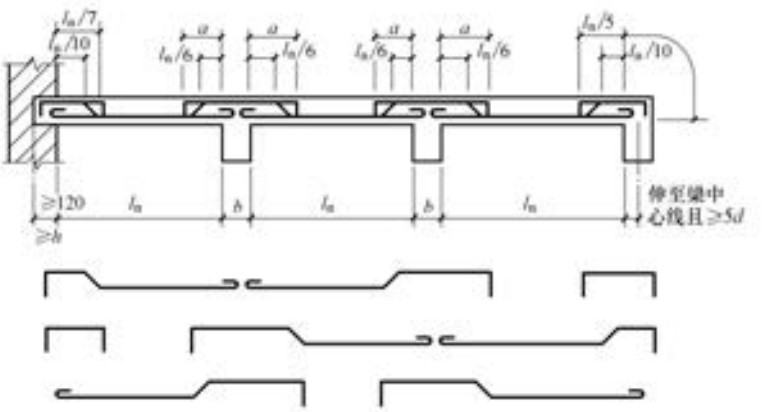


图 2-35 等跨连续板的弯起式配筋

注：当 $q \leqslant 3g$ 时，$a=l_n/4$；当 $q>3g$ 时，$a=l_n/3$。

式中，q 为均布活荷载设计值；g 为均布恒荷载设计值。

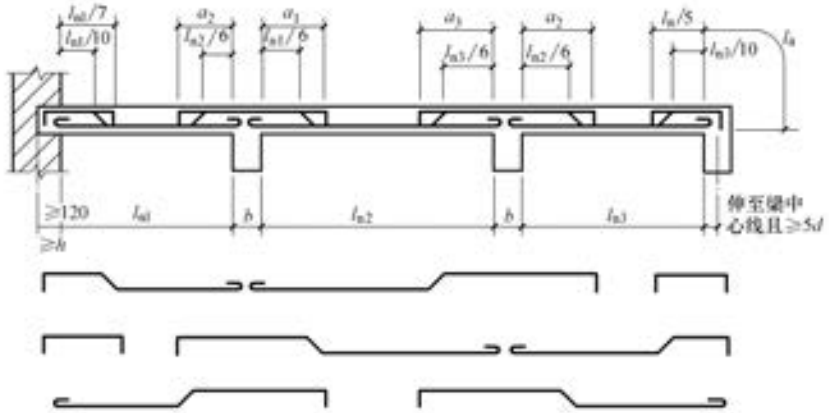


图 2-36 跨度相差不大于20%的不等跨连续板的弯起式配筋

注：当 $q \leqslant 3g$ 时，$a_1 = l_{n1}/4$，$a_2 = l_{n2}/4$，$a_3 = l_{n3}/4$；当 $q > 3g$ 时，$a_1 = l_{n1}/3$，$a_2 = l_{n2}/3$，$a_3 = l_{n3}/3$。

式中，q 为均布活荷载设计值；g 为均布恒荷载设计值。

2.7 现浇双向板的配筋及图例

2.7.1 分离式配筋

现浇双向板的分离式配筋要求见表 2-26。

表 2-26 现浇双向板的分离式配筋要求

序号	项　　目	内　　容
1	四边支承单跨双向板	按弹性理论计算，板的底部钢筋均匀配置的四边支承单跨双向板的分离式配筋如图 2-37所示
2	四边支承连续双向板	按弹性理论计算，板的底部钢筋均匀配置的四边支承连续双向板的分离式配筋如图 2-38所示
3	钢筋焊接网配筋	（1）现浇双向板短跨方向的下部钢筋焊接网不宜设置搭接接头；长跨方向的下部钢筋焊接网可设置搭接接头，并将钢筋焊接网伸入支座，必要时可用附加网片搭接(图 2-39a)或用绑扎钢筋伸入支座(图 2-39b) （2）多跨连续现浇双向板在均布荷载作用下，当长跨方向下部钢筋焊接网的搭接接头位于跨中 1/3 跨度以外的区段时，宜采用扣接法或叠接法搭接，搭接长度不应少于一个网格且不应少于 200mm(图 2-40)。当采用平接法搭接且一张网片在搭接区内无横向钢筋时，对于热轧或冷轧带肋钢筋焊接网，其搭接长度不应小于最小受拉锚固长度 l_a，且不应小于 200mm。当上述搭接接头位于边跨且处于靠近边梁或边支座的 1/3 跨度区段时，其搭接长度尚应满足 $1.3l_a$ 且不应小于 200mm(对热轧或冷轧带肋钢筋焊接网)或 250mm(对光圆钢筋焊接网)的要求(图 2-41)；此外搭接区内每张网片的横向钢筋不得少于一根(对冷轧或热轧带肋钢筋焊接网)或两根(对光圆钢筋焊接网)，两网片最外一根横向钢筋之间的搭接长度不应小于 50mm(对热轧或冷轧带肋钢筋焊接网) （3）四边与梁或墙整浇的双向板焊接钢筋网配筋示意图如图 2-41 所示。当板的短边跨度较大时下部网片可按三个板带配筋(图 2-42)。若板的温度、收缩应力较大时，在板的上部未配筋表面配置温度收缩钢筋网，此处沿纵、横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%

（续表 2-26）

序号	项　　目	内　　容
3	钢筋焊接网配筋	（4）双向板上部钢筋焊接网与柱相遇时，可采用整张网片套在柱上（图 2-43a），然后再将此网片与其他网片搭接；也可将上部网片在一个方向铺至柱边，另一方向铺至前一个方向网片的边缘，其余部分按等强度设计原则用局部套在柱上的网片补强（图 2-43b）或附加钢筋予以补强（图 2-43c）

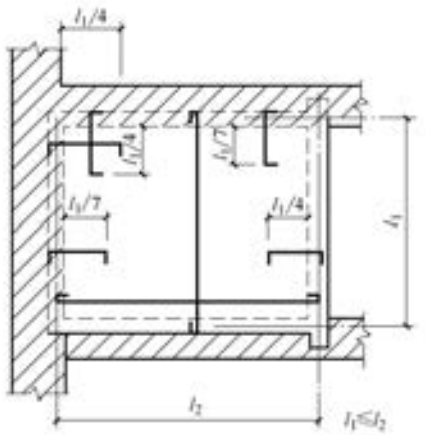


图 2-37　单跨双向板的分离式配筋

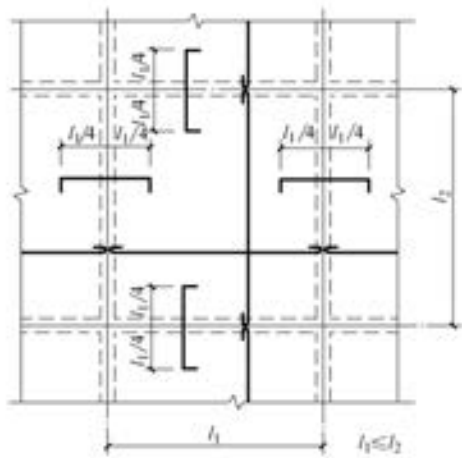


图 2-38　连续双向板的分离式配筋

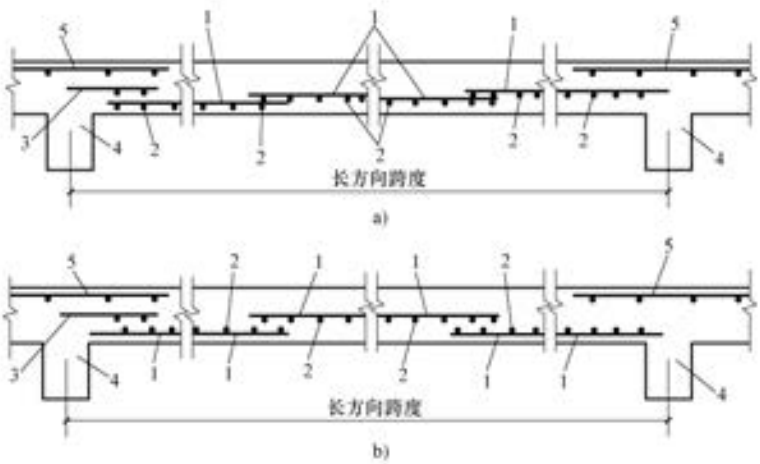


图 2-39　钢筋焊接网在双向板长跨方向的搭接

a）叠接法搭接　b）扣接法搭接

1 —长跨方向钢筋　2 —短跨方向钢筋

3 —伸入支座的附加网片　4 —支承梁　5 —支座上部钢筋

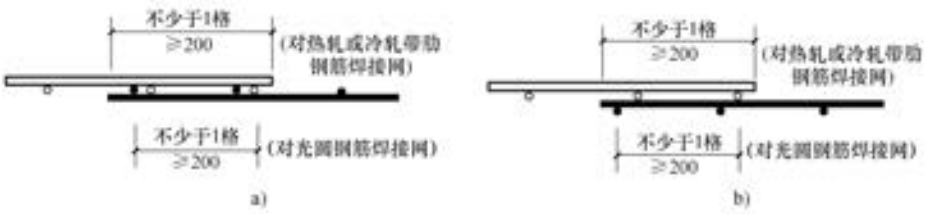


图 2-40 双向板长跨方向下部钢筋焊接网的搭接

a）扣接法 b）叠接法

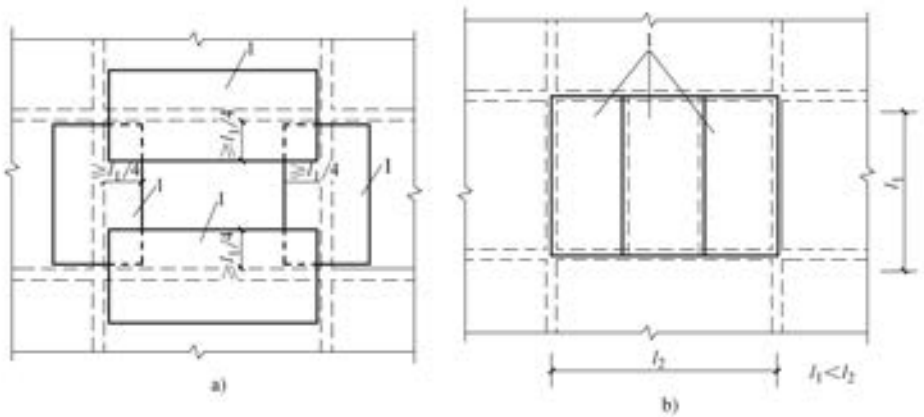


图 2-41 双向板焊接钢筋网配筋示意图(长跨方向搭接)

a）板上部钢筋焊接网 b）板下部钢筋焊接网

1—钢筋焊接网

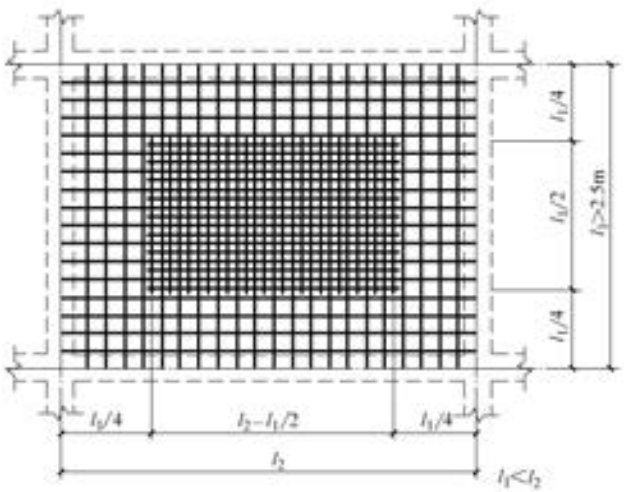


图 2-42 双向板下部钢筋焊接网按三个板带配筋示意图

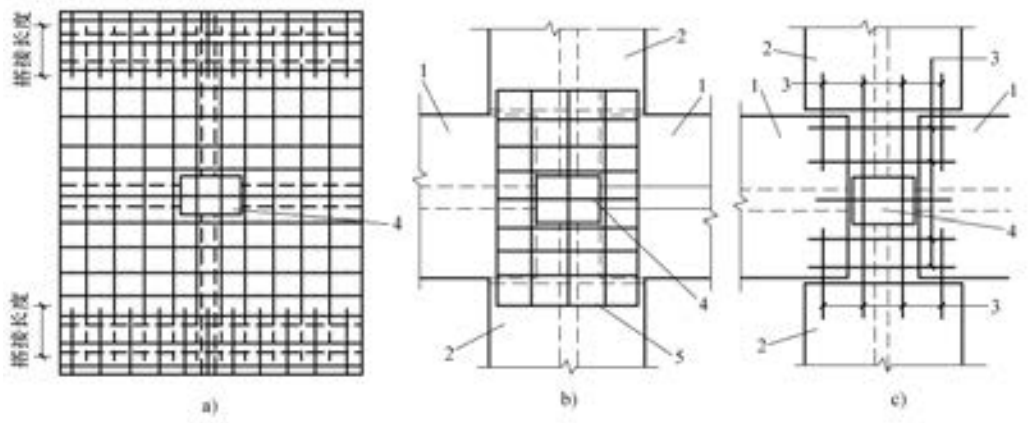


图 2-43 双向板上部钢筋焊接网与柱的连接

a）整片网套在柱上 b）网片铺至柱边，用局部套在柱上的网片补强 c）网片铺至柱边，用附加钢筋补强

1—主要受力焊接网 2—另一方向受力焊接网 3—附加绑扎钢筋 4—柱 5—补强网片

2.7.2 弯起式配筋

现浇双向板弯起式配筋要求见表 2-27。

表 2-27 现浇双向板弯起式配筋要求

序号	项 目	内 容
1	四边支承单跨双向板	钢筋混凝土四边支承单跨双向板的弯起式配筋如图 2-44 所示
2	四边支承多跨双向板	钢筋混凝土四边支承多跨双向板的弯起式配筋如图 2-45 及图 2-46 所示

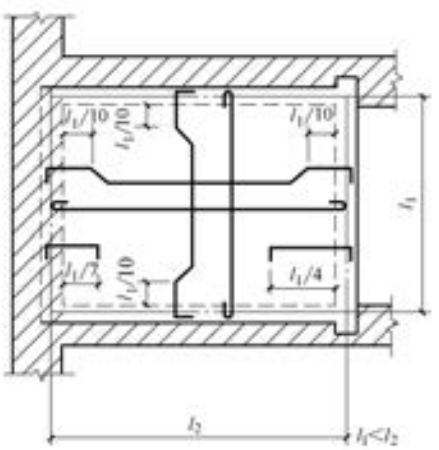


图 2-44 单跨双向板的弯起式配筋

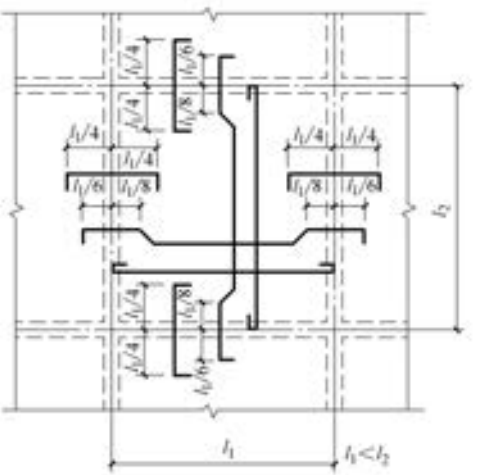


图 2-45 多跨双向板的弯起式配筋图(1)

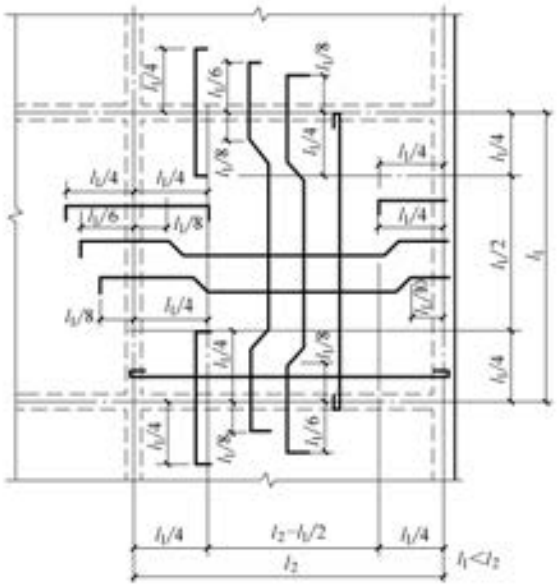


图 2-46 多跨双向板的弯起式配筋图(2)

2.8 板上开洞时的加固配筋

2.8.1 楼板上开孔洞边加固配筋

楼板上开孔洞时加固配筋见表 2-28。

表 2-28 楼板上开孔洞边加固配筋

序号	项 目	内 容
1	d(或 b)≤300mm	当板上圆形孔洞直径 d 及矩形孔洞宽度 b(b 为垂直于板跨度方向的孔洞宽度)不大于 300mm 时，可将受力钢筋绕过洞边，不需切断并可不设孔洞的附加钢筋，如图 2-47 所示
2	300mm<d(或 b)≤1000mm	当 300mm<d(或 b)≤1000mm，并在孔洞周边无集中荷载时，应在孔洞每侧配置附加钢筋，其面积应不小于孔洞宽度内被切断的受力钢筋的一半，且根据板面荷载大小选用 2⊥8~2⊥12 钢筋。对单向板受力方向的附加钢筋应伸至支座内，另一方向的附加钢筋应伸过洞边 l_a；对双向板两方向的附加钢筋均应伸至支座内。当为圆形孔洞时尚应在孔洞边配置 2⊥8~2⊥12 的环行附加钢筋及 ϕ6@200~300 的放射形钢筋，如图 2-48 所示。矩形孔洞的附加钢筋如图 2-49 所示
3	当 b(或 d)>300mm，且孔洞周边有集中荷载时，或(b 或 d)>1000mm 时	当 b(或 d)>300mm，且孔洞周边有集中荷载或当 b(或 d)>1000mm 时，应在孔洞边加设边梁，其配筋如图 2-50 及图 2-51 所示
4	其他	(1) 板上预留小孔(d≤150mm)或预埋管时，孔边或管壁至板边缘净距一般应不少于 40mm (2) 冲洗平台上的孔洞如需起台时，可参照图 2-52 处理

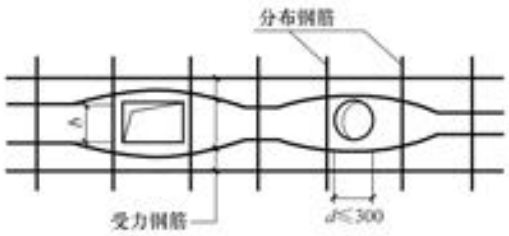


图 2-47 板上孔洞小于 300mm 的钢筋加固

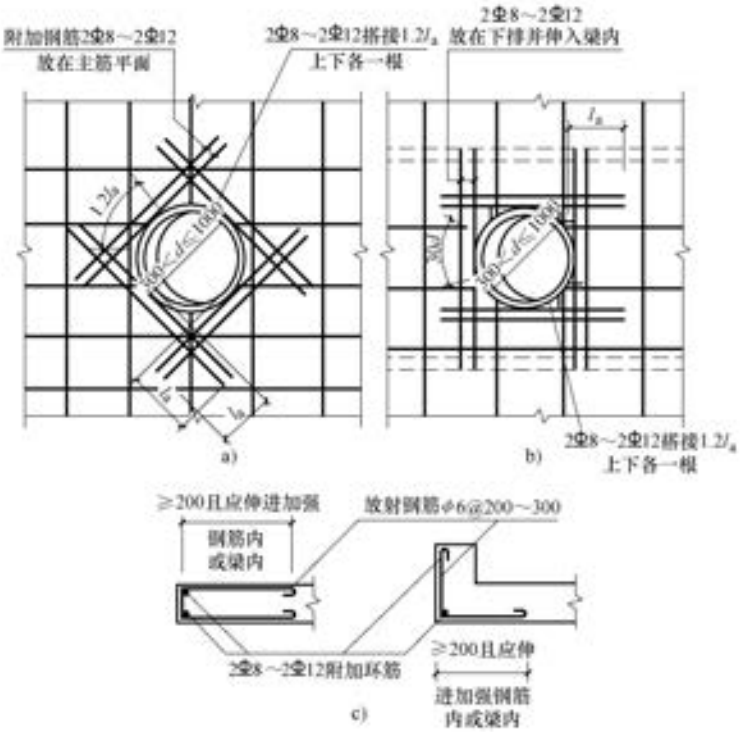


图 2-48 300mm<d(或 b)≤1000mm 的圆形孔洞钢筋的加固

a）附加钢筋斜向放置

b）附加钢筋平行于受力钢筋放置

c）孔洞边的环形附加钢筋及放射形钢筋

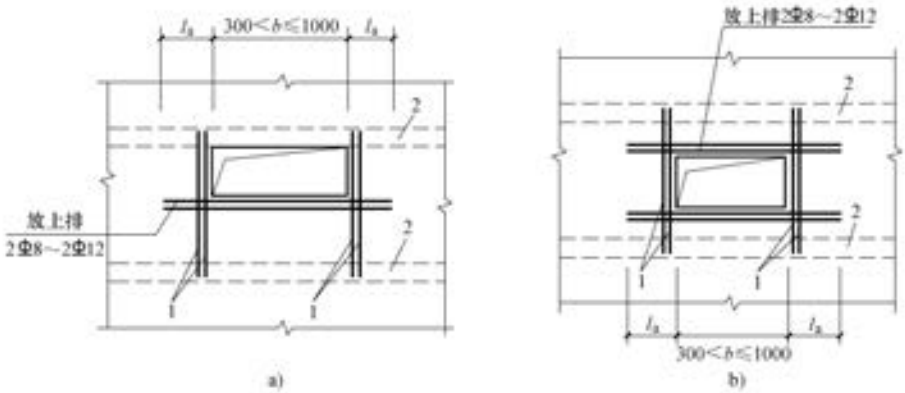


图 2-49 300mm<b≤1000mm 的矩形孔洞洞边不设边梁的配筋

a）孔洞一周边与支承梁边齐平 b）孔洞边不设边梁

1—孔洞宽度内被切断钢筋的一半 2—板的支承梁

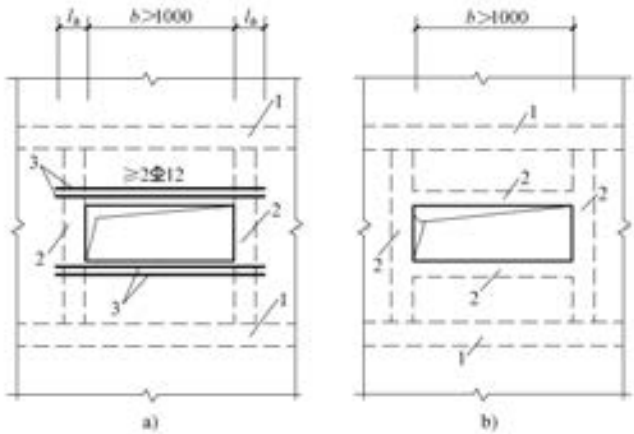


图 2-50 矩形孔洞边加设边梁的加固

a）沿板跨度方向在孔洞边加设边梁 b）孔洞周边均加设边梁

1—板的支承梁 2—孔洞边梁 3—垂直于板跨度方向的附加钢筋

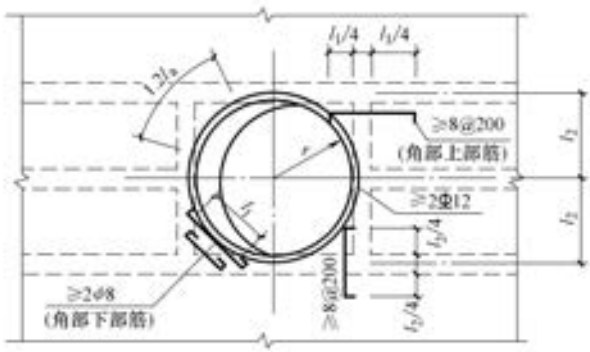


图 2-51 圆形孔洞边加设边梁的配筋(角部下部筋按跨度 l_1 的简支板计算配筋 $l_1=0.83r$)

2.8.2 屋面板上开孔洞边加固配筋

屋面板上孔洞边加固配筋除应符合表 2-28 的要求外，孔洞边的加固处理还应满足表 2-29 的要求。

表 2-29 屋面板上开孔洞要求

序号	项 目	内 容
1	d(或 b)<500mm	当 d(或 b)小于 500mm，且孔洞周边无固定的烟、气管等设备时，应按图 2-52a 处理，可不配筋
2	500mm≤d(或 b)<2000mm	当 500mm≤d(或 b)<2000mm，或孔洞周边有固定较轻的烟、气管等设备时，应按图 2-52b 处理
3	d(或 b)≥2000mm	当 d(或 b)大于或等于 2000mm，或孔洞周边有固定较重的烟、气管等设备时，应按图 2-52c 处理

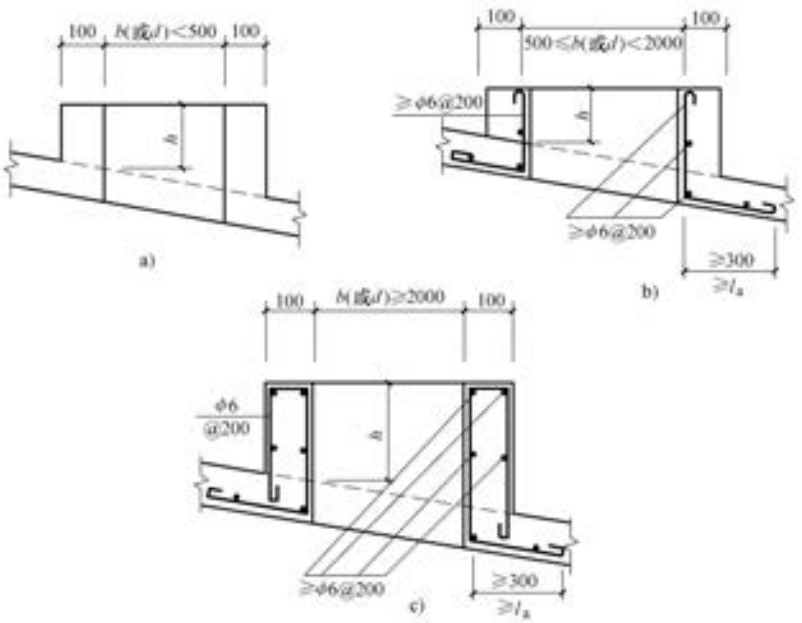


图 2-52 屋面孔洞口的加固

a) $b(d)$<500mm b) 500mm≤$b(d)$<2000mm c) $b(d)$≥2000mm

2.9 板上小型设备基础

2.9.1 板上小型设备基础的设置及连接

现浇板上小型设备基础的设置及连接要求见表 2-30。

表 2-30 现浇板上小型设备基础的设置及连接要求

序号	项 目	内 容
1	设置要求	板上设有集中荷载较大或振动较大的小型设备时，设备基础应设置在梁上；设备荷载分布的局部面积较小时，可设置单梁；局部面积较大时，应设置双梁，如图 2-53 所示

（续表 2-30）

序号	项　　目	内　　容
2	连接要求	板上的小型设备基础宜与板同时浇灌混凝土。因施工条件限制允许做二次浇灌，但必须将设备基础处的板面凿成毛面，洗刷干净后再进行浇灌。当设备的振动较大时，需配置板与基础的连接钢筋，如图 2-54 所示

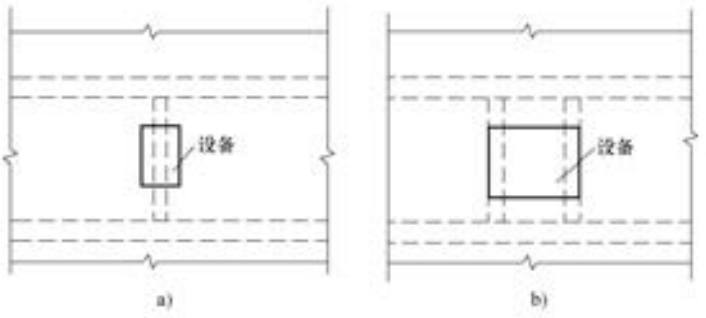


图 2-53　板上小型设备基础的设置

a）设备底面积较小　b）设备底面积较大

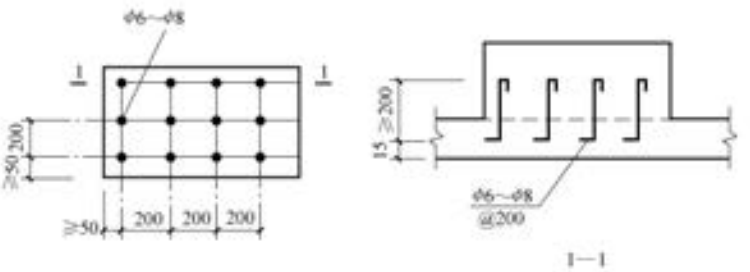


图 2-54　板与设备基础的连接钢筋布置

2.9.2　其他要求

板上小型设备基础的其他要求见表 2-31。

表 2-31　板上小型设备基础的其他要求

序号	项　　目	内　　容
1	设备基础预埋螺栓	设备基础上预埋螺栓的中心线至基础外边缘的距离应≥50mm 或 $4d$（d 为螺栓直径），如图 2-55a 所示；当设备基础上预留孔洞时，其孔洞壁外边缘至基础外边缘的距离及孔洞底至板上表面的距离均应≥100mm，如图 2-55b 所示。若不能满足上述要求时，可按图 2-56 所示方法进行处理 若地脚螺栓拔出力量较大时，需按图 2-57 配置构造钢筋
2	设备基础与板的总厚度	当设备基础与板的总厚度不能满足预埋螺栓的锚固长度时，可按图 2-58 所示的几种方法进行处理

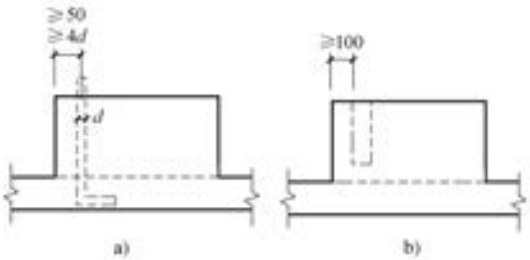


图 2-55 设备基础上预埋螺栓或预留孔至基础边的最小距离
a）设预埋螺栓 b）设预留螺栓孔

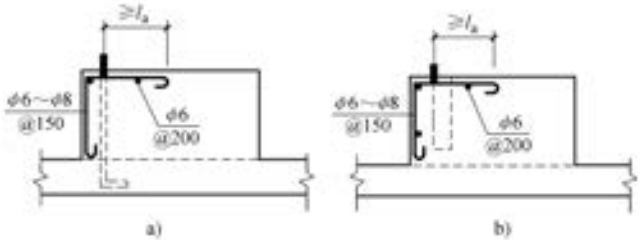


图 2-56 设备基础上预埋螺栓或预留孔至基础边的最小距离不满足时的处理方法
a）设预埋螺栓 b）设预留螺栓孔

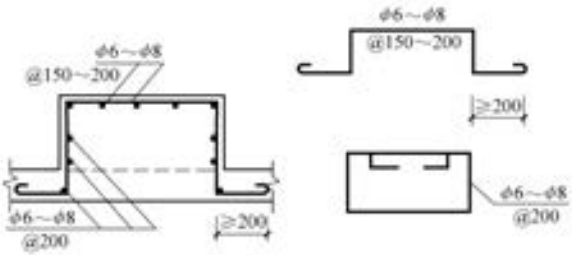


图 2-57 设备基础构造钢筋的配置

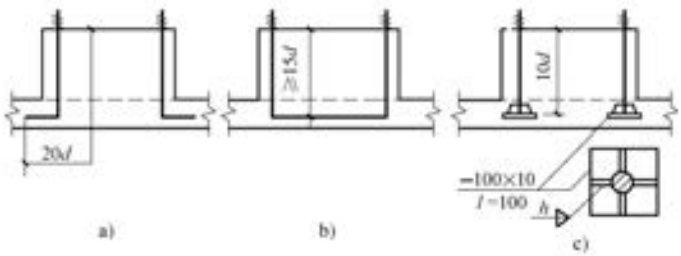


图 2-58 预埋螺栓埋设长度的处理
a）弯钩预埋螺栓 b）U 形预埋螺栓 c）有锚板的预埋螺栓

2.10　现浇钢筋混凝土无梁楼板

2.10.1　一般要求

现浇钢筋混凝土无梁楼板一般要求见表 2-32。

表 2-32　现浇钢筋混凝土无梁楼板一般要求

序号	项　目	内　容
1	类型及柱网尺寸	现浇无梁楼板按有无柱帽可分为有柱帽无梁楼板及无柱帽无梁楼板两种类型。其柱网一般布置成正方形或矩形，以正方形比较经济，跨度通常为 6m 左右
2	截面尺寸	无梁楼板的厚度 h 由受弯、受冲切计算确定，并且非抗震设计时不应小于 150mm，抗震设计时不应小于 200mm；板的厚度 h 与区格长边计算跨度 l_0 的比值为：有柱帽无梁楼板 h/l_0 不小于 1/35；无柱帽无梁楼板 h/l_0 不小于 1/30
3	其他要求	（1）为改善无梁楼板的受力性能、节约材料、方便施工，可将沿周边的板伸出边柱外侧，伸出长度(从板边缘至外柱中心)不宜超过板沿伸出方向跨度的 0.4 倍 （2）当无梁楼板不伸出外柱外侧时，在板的周边应设置圈梁，圈梁截面高度不应小于板厚度的 2.5 倍。圈梁除与半个柱上板带共同承受弯矩和剪力外，还承受扭矩，因此应配置沿截面周边布置的抗扭构造纵向钢筋 A_{stl} 和箍筋。沿周边布置的抗扭纵向钢筋配筋率 $\rho=\dfrac{A_{stl}}{bh}$ 不应小于 $0.6\sqrt{\dfrac{T}{Vb}}\dfrac{f_t}{f_y}$。箍筋的配筋率 $\rho_{sv}=\dfrac{A_{sv}}{bs}$ 不应小于 $0.28f_t/f_{yv}$ （3）无梁楼板的柱帽形式和尺寸一般由建筑美观要求和板的受冲切承载能力控制。常用的柱帽形式及配筋如图 2-59 所示，其中图 2-59a 用于轻荷载；图 2-59b 用于重荷载；图 2-59c 也用于重荷载，其受力条件稍次于图 2-59b，但施工比较方便

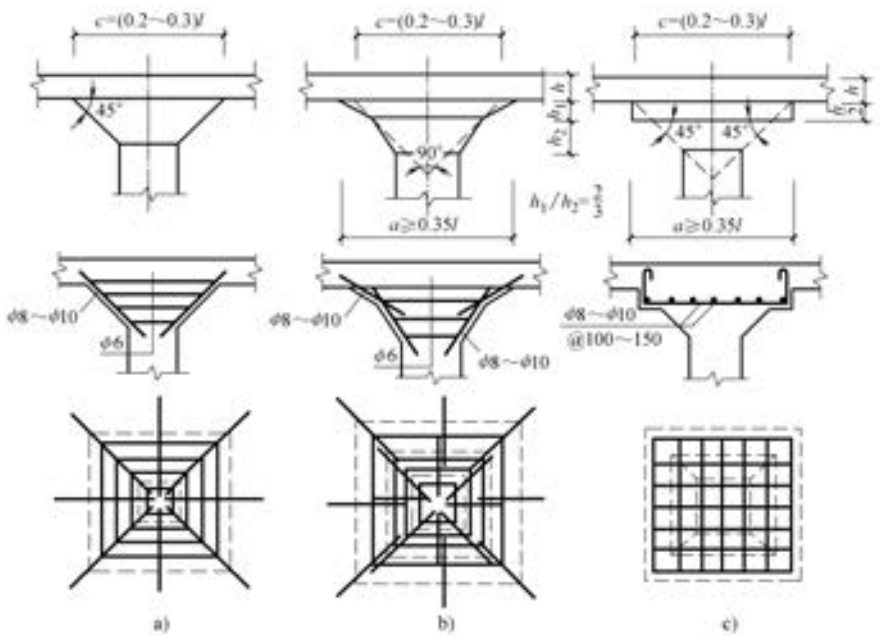


图 2-59　无梁楼板柱帽的柱帽形式及配筋

a）用于轻荷载　b）用于重荷载　c）用于受力要求稍次于 b)的重荷载

2.10.2 无梁楼板的配筋

无梁楼板的配筋见表2-33。

表2-33 无梁楼板的配筋

序号	项 目	内 容
1	板带的划分	承受垂直荷载的无梁楼板通常以纵横两个方向划分为柱上板带及跨中板带进行配筋，划分范围如图2-60所示
2	板带的配筋	（1）柱上板带及跨中板带的配筋有两种形式，即分离式与弯起式。分离式一般用于非地震情况；当设防烈度为7度时，无柱帽无梁楼板的柱上板带应采用弯起式配筋；当设防烈度为8度时，所有的柱上板带均应采用弯起式配筋 （2）考虑地震的无梁楼板，板面应配置抗震钢筋，其配筋率应大于0.25ρ（ρ为支座处负钢筋的配筋率），伸入支座正钢筋的配筋率应大于0.5ρ （3）有关无梁楼板的配筋一般构造要求，包括混凝土保护层厚度、钢筋伸入支座的锚固长度等，应符合表1-13、表1-33的有关规定 （4）当板厚h为150mm时，受力钢筋间距不应大于200mm；当板厚大于150mm时，受力钢筋间距不应大于1.5h，且不应大于250mm

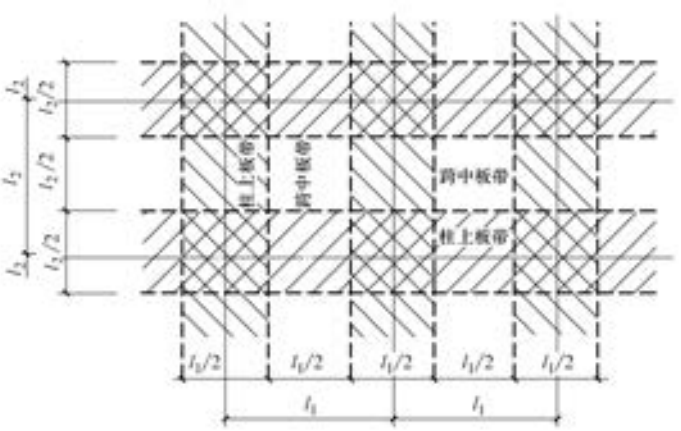


图2-60 无梁楼板的板带划分（$l_1 \leqslant l_2$）

2.10.3 无梁楼板纵向钢筋构造图例

无梁楼板纵向钢筋构造图例见表2-34。

表2-34 无梁楼板纵向钢筋构造图例

序号	项 目	内 容
1	柱上板带纵向钢筋构造与跨中板带纵向钢筋构造	（1）柱上板带纵向钢筋构造如图2-61所示，板带上部非贯通纵筋向跨内伸出长度按设计标注 （2）跨中板带纵向钢筋构造如图2-62所示，板带上部非贯通纵筋向跨内伸出长度按设计标注 （3）当相邻等跨或不等跨的上部贯通纵筋配置不同时，应将配置较大者越过其标注的跨数终点或起点伸出至相邻跨的跨中连接区域连接 （4）板贯通纵筋的连接要求详见本书表1-42纵向钢筋连接构造，且同一连接区段内钢筋接头百分率不宜大于50%，不等跨板上部贯通纵筋连接构造详见图2-7。当采用非接触方式的绑扎搭接连接时，具体构造要求详见图2-8及图2-10

（续表 2-34）

序号	项　　目	内　　容
1	柱上板带纵向钢筋构造与跨中板带纵向钢筋构造	（5）板贯通纵筋在连接区域内可采用机械连接或焊接连接 （6）板位于同一层面的两向交叉纵筋何向在下何向在上，应按具体设计说明 （7）图例构造同样适用于无柱帽的无梁楼盖 （8）板带端支座与悬挑端的纵向钢筋构造如图 2-63～图 2-65 所示 （9）抗震设计时，无梁楼盖柱上板带内贯通纵筋搭接长度应为 l_{lE}，无柱帽上板带的下部贯通纵筋，宜在距柱面 2 倍板厚以外连接，采用搭接时钢筋端部宜设置垂直于板面的弯钩
2	板带端支座纵向钢筋构造与柱上板带暗梁钢筋构造及板带悬挑端纵向钢筋构造	（1）板带端支座纵向钢筋构造如图 2-63 所示，板带上部非贯通纵筋向跨内伸出长度按设计标注 （2）柱上板带暗梁钢筋构造如图 2-64 所示，纵向钢筋做法同柱上板带钢筋（图 2-61） （3）板带悬挑端纵向钢筋构造如图 2-65 所示，板带上部非贯通纵筋向跨内伸出长度按设计标注 （4）图例板带端支座纵向钢筋构造、板带悬挑端纵向钢筋构造同样适用于无柱帽的无梁楼盖，且仅用于中间楼层。屋面处节点构造由设计者补充 （5）柱上板带暗梁仅用于无柱帽的无梁楼盖，箍筋加密区仅用于抗震设计时 （6）其余要求见本表序号 1 有关规定 （7）图例中“设计按铰接时”“充分利用钢筋的抗拉强度时”由设计指定

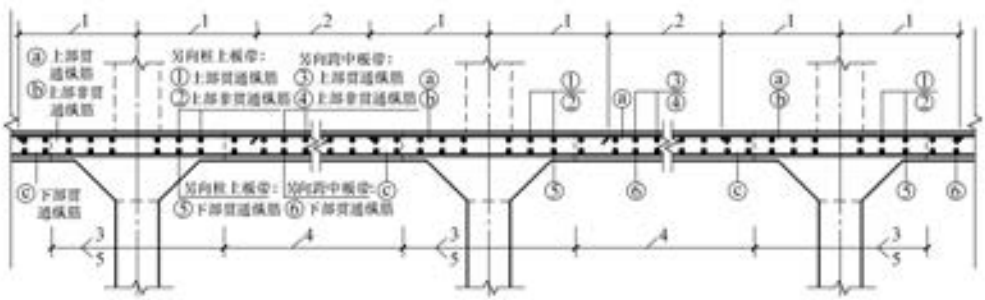


图 2-61　柱上板带纵向钢筋构造

1—上部非贯通纵筋伸出长度　2—上部贯通纵筋连接区　3—正交方向柱上板带宽度
4—正交方向跨中板带宽度　5—下部贯通纵筋连接区

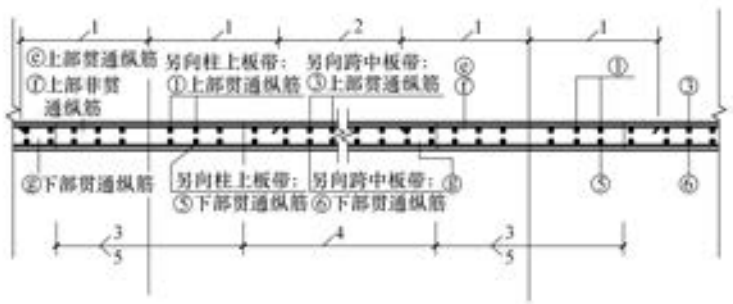


图 2-62　跨中板带纵向钢筋构造

1—上部非贯通纵筋伸出长度　2—上部贯通纵筋连接区　3—正交方向柱上板带宽度
4—正交方向跨中板带宽度　5—下部贯通纵筋连接区

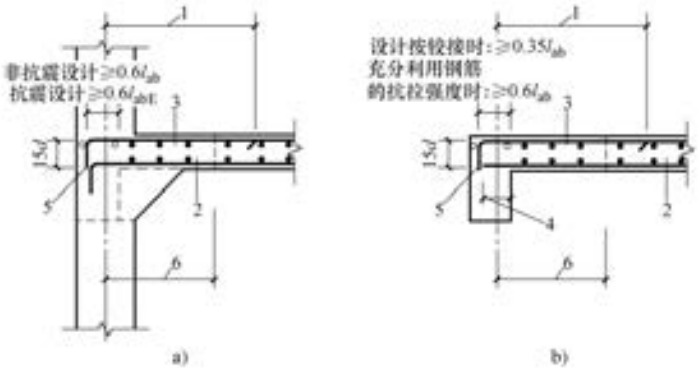


图 2-63 板带端支座纵向钢筋构造

a）柱上板带 b）跨中板带

1—上部非贯通纵筋伸出长度 2—下部贯通纵筋 3—上部贯通与非贯通纵筋

4—12d 且至少到梁中线 5—在梁角筋内侧弯钩 6—正交方向边柱列柱上板带宽度

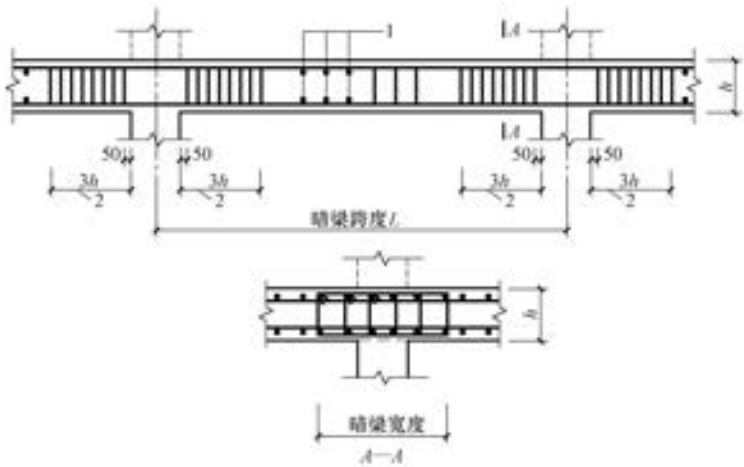


图 2-64 柱上板带暗梁钢筋构造

1—另一方向板中钢筋示意 2—加密区

A—A 暗梁配筋详见设计

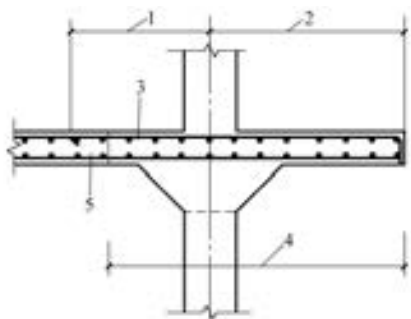


图 2-65 板带悬挑端纵向钢筋构造

1—上部非贯通纵筋伸出长度 2—上部贯通与非贯通纵筋至悬挑端部 3—上部贯通与非贯通纵筋

4—正交方向边柱列柱上板带宽度 5—下部贯通纵筋

第 3 章　钢筋混凝土梁

3.1　梁的截面选择

3.1.1　梁的截面形式

根据工程需要，钢筋混凝土梁有各种各样的截面形式，如矩形、T 形、倒 T 形、工形、花篮形、空心形和双肢形等，如图 3-1 所示。

图 3-1　梁的截面形式

梁的截面应根据不同要求，选择不同的形式。在现浇式钢筋混凝土结构中，为了施工方便，梁的截面形式常采用矩形和 T 形；在装配式楼盖中，为了搁置预制板，梁的截面形式常采用倒 T 形或花篮形。

3.1.2　梁的截面尺寸

梁的截面尺寸应根据设计计算确定。根据设计实践经验，梁截面的最小高度 h 一般可按表 3-1 的规定进行选用，当满足表 3-1 的要求时，通常可不做挠度验算。

表 3-1　钢筋混凝土结构梁截面尺寸的一般规定

序号	梁的种类		梁截面高度	常用跨度/m	适用范围	备　注
1	现浇整体楼盖	普通主梁	$h=l/10\sim l/15$（$l/10$）	$l\leqslant 9$	民用建筑框架结构、框-剪结构、框-筒结构	（1）（$l/10$）表示常用 （2）扁主梁宜采用等刚度计算方法确定，其宽度不宜超过柱宽
2		扁主梁（宽扁主梁）	$h=l/15\sim l/18$			
3		次梁	$h=l/12\sim l/15$			
4	独立梁	简支梁	$h=l/8\sim l/12$	$l\leqslant 12$	混合结构	
5		连续梁	$h=l/12\sim l/15$			
6	悬臂梁		$h=l/5\sim l/6$	$l\leqslant 4$		
7	井字梁		$h=l/15\sim l/20$	$l\leqslant 15$	长宽比小于 1.5 的楼屋盖	梁间距小于 3.6m 且周边应有边梁

（续表 3-1）

序号	梁的种类	梁截面高度	常用跨度/m	适用范围	备　注
8	框支梁	$h=l/6(l/8)$	$l\leqslant 9$	框支剪力墙结构	括号内数值为非抗震设计

注：1. 表中 h 为梁的截面高度，b 为梁的截面宽度，l 为梁的计算跨度。梁截面宽度 b 与截面高度 h 的比值（b/h），对于矩形截面梁一般为 1/2～1/3.5；对于 T 形截面梁一般为 1/2.5～1/4。

2. 如构件计算跨度 $l\geqslant 9$m 时，表中的数值应乘以系数 1.2。

3. 在设计上确有实践经验时，可不受本表限制。

4. 为了方便施工，在确定梁截面时，应统一规格尺寸，一般按下列情况采用：

梁截面宽度 b 一般宜采用 150mm、180mm、200mm、220mm、250mm、330mm，如大于 250mm 时，一般应以 50mm 为模数。圈梁的截面宽度应按墙厚确定。

梁截面高度 h 一般宜采用 250mm、300mm、350mm、…、700mm、800mm、900mm，如 h 大于 800mm 时，一般应以 100mm 为模数。

5. 现浇钢筋混凝土结构中，主梁的截面宽度应不小于 220mm，次梁的截面宽度应不小于 150mm。

6. 现浇钢筋混凝土结构中，如主梁下部钢筋为单层配置时，一般主梁至少应比次梁高出 50mm，并应将次梁下部纵向钢筋设置在主梁下部纵向钢筋上面，以保证次梁支座反力传给主梁。如主梁下部钢筋为双层配置，或附加横向钢筋采用吊筋时，主梁应比次梁高出 100mm；当次梁高度大于主梁时，应将次梁接近支座（主梁）附近设计成变截面，使主梁比次梁高出不小于 50mm；如主梁与次梁必须等高时，次梁底层钢筋应置于主梁底层钢筋上面并加强主梁在该处的箍筋或设置吊筋。

7. 框架扁梁的截面高度除满足表中规定的数值外，还应满足刚度要求，跨度较大时截面高度 h 取较大值，跨度较小时截面高度 h 宜取较小值。同时扁梁的截面高度 h 不宜小于 2.5 倍板的厚度。

8. 井字梁详见表 3-4。

3.1.3 梁的跨度

梁的跨度在首先满足各方面的实际需要前提下，要尽量经济合理、节省材料、降低造价。根据工程设计经验：次梁跨度为 4～7m，主梁跨度为 5～9m 较为经济合理。

梁的计算跨度按表 3-2 采用。

表 3-2 梁的计算跨度

序号	构件名称	支座情况		计算跨度/l
1	单跨梁			$l_0+a\leqslant 1.05\ l_0$
2	连续梁	简支	$a\leqslant 0.05l_c$ $a>0.05l_c$	l_c $1.05l_0$
3		两端均与梁整体固定	按塑性计算 按弹性计算	l_0 l_c
4		一端嵌固墙内一端简支	$a\leqslant 0.05l_c$ $a>0.05l_c$	$1.025l_0+a/2$ $1.05l_0$
5		一端嵌固墙内一端与梁固定	按塑性计算 按弹性计算	$1.05l_0$ $l_c\leqslant 1.025(l_0+a/2)$

注：l_0 为支座间净距；l_c 为支座中心间的距离；a 为支座宽度。

3.1.4 梁的支承长度

梁的支承长度可按表 3-3 的规定采用。

表 3-3 钢筋混凝土梁的支承长度规定

序号	项　目	规　定
1	锚固长度	梁的支承长度应满足纵向钢筋在支座处的锚固长度要求
2	梁支承在砖墙、砖柱上	梁支承在砖墙、砖柱上的支承长度 a，一般采用： （1）梁高 $h \leqslant 500$mm 时，$a \geqslant 180$mm （2）梁高 $h > 500$mm 时，$a \geqslant 240$mm 以上均应设置钢筋混凝土梁垫 （3）当支座反力较大时，应验算梁下部砌体的局部受压承载力，以确定是否需要扩大支承面积
3	梁支承在钢筋混凝土梁(柱)上	梁支承在钢筋混凝土梁(柱)上的支承长度，应采用 $a = 180$mm
4	钢筋混凝土檩条	钢筋混凝土檩条的支承长度 a，一般采用： （1）支承在砖墙上时，$a \geqslant 120$mm （2）支承在钢筋混凝土梁上时，$a \geqslant 80$mm
5	考虑地震作用要求	对于抗震设防烈度为 8 度和 9 度的多层砌体房屋，楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于 500mm，并应与圈梁连接。对于地震区多层多排柱内框架房屋，外纵墙及外横墙上梁的支承长度不应小于 300mm，并应与圈梁连接

3.1.5 井字梁

钢筋混凝土井字梁见表 3-4。

表 3-4 钢筋混凝土井字梁

序号	项　目	内　容
1	简述	钢筋混凝土井式楼盖是从钢筋混凝土双向板的设计理论演变出来的一种结构。当双向板跨度增大时，板的厚度也相应加厚。但是，由于板厚而自重加大，而板下部受拉区域的混凝土往往拉裂不能参加工作，所以为了减轻板的自重，而不考虑混凝土的作用，受拉主要靠下面的受拉钢筋来承担。因此当双向板跨度较大时，把板下部的混凝土从受拉区挖去一部分，但不能全部挖去，余下的部分混凝土，只要能布置受拉钢筋就行了，让受拉钢筋布置到几条相互垂直线上，这样就形成横纵两个方向相互垂直的井字梁。它和原来的矩形截面板相比，其强度计算值与原来矩形截面板相同，从而可以节省混凝土使用量，减少结构本身的自重。这个相互垂直的井字梁，设计时，一般都取相同的梁高 h 值，也不分主梁和次梁。由于井字梁在横纵两个方向都有较大的刚度，适用于使用上要求有较大空间的建筑，如民用房屋的门厅、餐厅、会议室和展览大厅等

（续表 3-4）

序号	项　目	内　容
2	井式楼盖设计	（1）井式楼盖平面尺寸的布置 平面尺寸布置要求横纵两个方向的井字梁的跨度不一定相同，设短跨为 l_1，长跨为 l_2，设计时应尽量控制长跨与短跨的比值不能过大，最好是 $l_2/l_1 \leqslant 1.5$，选用正交井字梁为最好。如果设计确实需要 $l_2/l_1 > 1.5$ 时，则选用斜交井字梁较为合适，由于斜交井字梁对整个井式楼盖静力分布有利，主要是短跨的角梁，对其他长梁可以视为中间的弹性支座。因此当狭长的井式楼盖平面采用斜交的井字梁，较美观，也是建筑上的一大优点 （2）井字梁之间的距离 横纵两个方向井字梁之间的距离最好相等，设纵向井字梁之间的距离为 y 值，横向井字梁之间的距离为 x 值。一般要求 $y/x = 0.6 \sim 1.6$，最好设计 $y/x = 1$。根据设计经验，认为 x 值或 y 值最大不宜超过 3.3m （3）井字梁的高度 h 值的确定 横纵两个方向的井字梁高度 h 值应相等，对于梁高 h 值的大小，可根据荷载设计值的大小和跨度长短来确定，即 $h = l_1/20$（或 $l_2/20$）。当荷载设计值大于或等于 $10kN/m^2$ 时，取长跨 l 值；当荷载设计值小于 $10kN/m^2$ 时，取短跨 l 值 井字梁梁高 h 值的选用参考值见表 3-5 （4）井字梁的宽度 b 值的确定 现浇井字梁，设计时按 T 形截面梁计算。一般梁宽取梁高 h 值的 1/3（h 值较小），或 1/4（h 值较大）。T 形截面计算宽度 b_f' 按表 3-6 的规定取值 （5）井字梁挠度的取值为 一般挠度　$f \leqslant l/250$ 要求较高　$f \leqslant l/400$ （6）井式楼盖楼板的设计 按双向板计算。首先假定双向板支承在固定支座上，双向板的最小厚度为 80mm，且应大于或等于板短跨边长的 1/45（单跨板），或 1/50（多跨板） （7）井字梁的计算 井式楼盖结构是高次超静定结构。根据井字梁间距的大小，可用不同的方法计算 1）当井字梁间距≤1.25m，因梁的分布较密，可近似地按双向板计算，即将梁的混凝土折算成板的厚度计算 2）当井字梁间距大于 1.25m 时，则应按井字梁计算 （8）井字梁的配筋 井字梁的配筋和一般梁的配筋基本相同，但必须注意，在横梁与纵梁交叉点处，短跨方向梁的受拉纵向主筋，应放在长跨方向梁的受拉纵向主筋的下面。与此同时还要注意，在横梁与纵梁交叉点处，两个方向的梁在其上部还有适量的构造负钢筋，以防荷载不均匀分布时可能产生的负弯矩。这种负钢筋的截面面积一般相当于下部受拉纵向主筋截面面积的 1/4～1/5。所以要求长跨梁的负筋应放在短跨梁负筋的上面。因此，不论长跨梁和短跨梁，其箍筋高度都等于梁高 $h-75mm$。为解决横纵方向井字梁端部剪力过大，当箍筋不能满足端部剪力的前提下，把端部最大剪力值减去箍筋承担的剪力，余下的剪力，采用增加弯起鸭筋来解决（图 3-2b）。对鸭筋的构造要求，由端支座内边到第一排钢筋弯起点的距离不应大于 50mm。对于梁中箍筋，则按照一般梁的箍筋要求布置，即箍筋直径相同、间距不等的办法来平衡各段剪力的大小。对于剪力不大的井字梁，即箍筋能满足抗剪要求，则各端支座按图 3-2a 增加构造负筋

表 3-5 井字梁高度

序号	梁距离/m	正交井字梁梁高 h 值	斜交井字梁梁高 h 值
1	2	$h=\frac{1}{18}l$	$h=\frac{1}{20}l$
2	3	$h=\frac{1}{17}l$	$h=\frac{1}{19}l$
3	>3	$h=\frac{1}{16}l$	$h=\frac{1}{18}l$

注：$l=l_1$(或 l_2)。

表 3-6 T 形、I 形及倒 L 形截面受弯构件受压区有效翼缘计算宽度 b_f'

序号	情况		T 形、I 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	$h_f'/h_0\geqslant 0.1$	—	$b+12h_f'$	—
4		$0.1>h_f'/h_0\geqslant 0.05$	$b+12h_f'$	$b+6h_f'$	$b+5h_f'$
5		$h_f'/h_0<0.05$	$b+12h_f'$	b	$b+5h_f'$

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，则可不考虑表列序号 3、4、5 的规定。

3. 加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面，当受压区加腋的高度 $h_h\geqslant h_f'$ 且加腋的长度 $b_h\leqslant 3h_h$ 时，其翼缘计算宽度可按表列序号 3、4、5 的规定分别增加 $2b_h$(T 形、I 形截面)和 b_h(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。

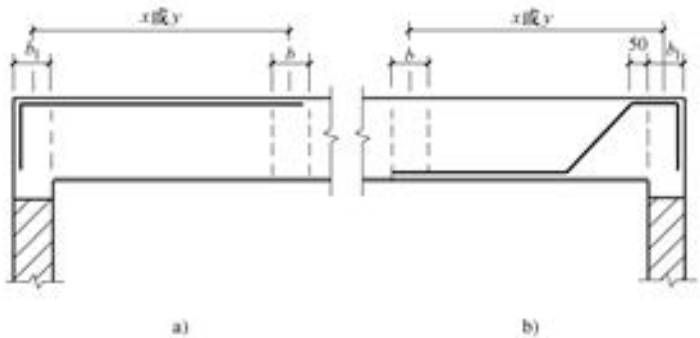


图 3-2 井字梁端部支座构造负筋及鸭筋布置图

3.2 梁的纵向受力钢筋

3.2.1 梁的纵向受力钢筋的直径

钢筋混凝土梁的纵向受力钢筋的直径及伸入支座的钢筋根数，应按设计计算确定，并应符合表 3-7 的规定。

表 3-7 纵向受力钢筋直径及伸入支座的钢筋根数

序号	梁截面宽 b/mm	梁截面高 h/mm	钢筋直径 d/mm	伸入支座钢筋根数(n)
1	$b<100$	$h<300$	$d\geqslant 8$	$n\geqslant 1$
2	$b\geqslant 100$	$h\geqslant 300$	$d\geqslant 10$	$n\geqslant 2$

注：1. 梁内纵向钢筋直径常取为 $d=12\sim25$mm，一般不宜大于 28mm。

2. 同一根梁内纵向钢筋直径的种类宜少，两种不同直径的钢筋，其直径差不宜小于 2mm，也不宜大于 2 级。

3.2.2 梁的纵向受力钢筋的层数及间距

梁的纵向受力钢筋的层数及间距规定见表 3-8。

表 3-8 梁的纵向受力钢筋的层数及间距规定

序号	项 目	内 容
1	简述	（1）纵向受力钢筋的层数，与梁的宽度、钢筋根数、直径、间距、保护层厚度等有关。通常将钢筋沿梁宽度内平均放置，并尽可能地排成一层，以增大梁截面的内力臂，提高梁的受弯承载力，当钢筋根数较多，以致排成一层不能满足钢筋净距、保护层厚度的要求时，可排成两层，但其受弯承载力较差。一般不宜多于两层 （2）梁的上部纵向钢筋水平方向的净距，不应小于 30mm 和 $1.5d$（d 为钢筋的最大直径）。下部纵向钢筋水平方向的净距，不应小于 25mm 和 d。梁的下部纵向钢筋配置多于两层时，两层以上钢筋水平方向的中距应比下面两层的中距增大一倍。各层钢筋之间的净距不应小于 25mm 和 d （3）在梁的配筋密集区域宜采用并筋的配筋形式
2	梁的下部纵向钢筋水平方向的净距	按≥25mm 及≥d，取两者中的大者，如图 3-3a 所示
3	梁的上部纵向钢筋水平方向的净距	按≥30mm 及≥$1.5d$，取两者中的大者，如图 3-3b 所示

注：1. 表中 d 为梁内纵向受力钢筋中的最大直径。

2. 如图 3-3a、图 3-3b 所示，上、下层钢筋宜相互对齐，这将有利于将混凝土浇筑密实。

3. 梁宽内纵向钢筋排成一层时的最多根数见表 3-9。

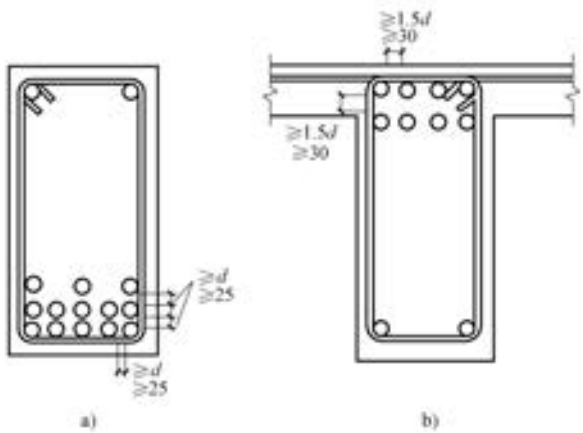


图 3-3 梁内纵向受力钢筋布置规定

a）梁的下部纵向受力钢筋水平方向布置规定 b）梁的上部纵向受力钢筋水平方向布置规定

表 3-9 梁宽内纵向受力钢筋排成一层时的最多根数

梁宽/mm	钢筋直径/mm								
	10	12	14	16	18	20	22	25	28
150	$3\left(\frac{2}{3}\right)$	$\frac{2}{3}\left(\frac{2}{3}\right)$	$\frac{2}{3}\left(\frac{2}{3}\right)$	2(2)	2(2)	2(2)	2(2)		
200	4(4)	$4\left(\frac{3}{4}\right)$	$\frac{3}{4}\left(\frac{3}{4}\right)$	$\frac{3}{4}\left(\frac{3}{4}\right)$	3(3)	3(3)	3(3)		
250	$\frac{5}{6}\left(\frac{5}{6}\right)$	5(5)	$5\left(\frac{4}{5}\right)$	$\frac{4}{5}\left(\frac{4}{5}\right)$	$\frac{4}{5}$(4)	4(4)	$4\left(\frac{3}{4}\right)$	$\frac{3}{4}\left(\frac{3}{4}\right)$	
300	$\frac{6}{7}\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{6}{7}\left(\frac{6}{7}\right)$	6(6)	$\frac{5}{6}\left(\frac{5}{6}\right)$	$\frac{5}{6}\left(\frac{5}{6}\right)$	5(5)	$5\left(\frac{4}{5}\right)$	$\frac{4}{5}\left(\frac{4}{5}\right)$	4(4)
350	$\frac{7}{8}\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{7}{8}$(7)	$\frac{6}{7}\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{6}{7}\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{6}{7}$(6)	$6\left(\frac{5}{6}\right)$	$\frac{5}{6}\left(\frac{5}{6}\right)$	$5\left(\frac{4}{5}\right)$	$\frac{4}{5}\left(\frac{4}{5}\right)$
400	$\frac{8}{10}\left(\frac{8}{9}\right)$	$\frac{8}{9}\left(\frac{8}{9}\right)$	$\frac{8}{9}\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{7}{8}\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{7}{8}\left(\frac{7}{8}\right)$	$7\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{6}{7}\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{5}{7}\left(\frac{5}{6}\right)$	$\frac{5}{6}\left(\frac{5}{6}\right)$
450	$\frac{10}{11}\left(\frac{9}{11}\right)$	$\frac{9}{10}\left(\frac{9}{10}\right)$	$\frac{9}{10}\left(\frac{9}{10}\right)$	$\frac{8}{9}\left(\frac{8}{9}\right)$	$\frac{8}{9}\left(\frac{8}{9}\right)$	$8\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{7}{8}\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{6}{8}\left(\frac{6}{7}\right)$	$\frac{6}{7}\left(\frac{5}{7}\right)$
500	$\frac{11}{12}\left(\frac{11}{12}\right)$	$\frac{10}{12}\left(\frac{10}{12}\right)$	$\frac{10}{11}\left(\frac{10}{11}\right)$	$\frac{9}{11}\left(\frac{9}{10}\right)$	$\frac{9}{10}\left(\frac{9}{10}\right)$	$\frac{9}{10}\left(\frac{8}{9}\right)$	$\frac{8}{9}\left(\frac{8}{9}\right)$	$\frac{7}{9}\left(\frac{7}{8}\right)$	$\frac{6}{8}\left(\frac{6}{7}\right)$

注：1. 表中分数值，其分子为梁截面上部钢筋排成一层时的钢筋最多根数；分母为梁截面下部钢筋排成一层时的钢筋最多根数；不是分数的，说明梁截面上部、下部钢筋根数都一样多。

2. 表中采用梁的混凝土保护层厚度为 20mm(25mm)两种。

3. 本表采用的箍筋直径为 8mm。

4. 梁宽为 150mm、200mm、250mm 及 300mm 采用 2 肢箍。

5. 梁宽为 350mm、400mm、450mm 及 500mm 采用 4 肢箍。

3.2.3 纵向受力钢筋在梁支座的锚固

钢筋混凝土梁纵向受力钢筋在支座的锚固要求见表 3-10。

表 3-10 钢筋混凝土梁纵向受力钢筋在支座的锚固要求

序号	项　目	内　容
1	应符合的规定	钢筋混凝土简支梁和连续梁简支端的下部纵向受力钢筋伸入梁的支座范围内的锚固长度 l_{as} 应如图 3-4 所示伸至梁端，且应符合表 3-11 的规定 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 l_{as} 范围内应配置不少于两个箍筋，其直径不宜小于纵向受力钢筋最大直径的 0.25 倍，间距不宜大于纵向受力钢筋最小直径的 10 倍
2	锚固措施	简支梁下部纵向受力钢筋伸入支座范围内的锚固长度不符合规定时，应采取下列锚固措施： （1）将纵向受力钢筋焊在梁端支座的预埋件上，如图 3-5 所示，但伸入支座内的水平长度 l_{as} 不宜小于 $5d$ （2）当 HRB335、HRB400 和 RRB400 级钢筋末端采用下列机械锚固措施之一时，伸入支座内的锚固长度可取 $l_{as}-5d$ 1）在纵向受力钢筋端头双面贴焊锚固钢筋，如图 3-6a 所示 2）在纵向受力钢筋端头加焊锚固钢板，如图 3-6b 所示 3）将纵向受力钢筋末端弯成 135°弯钩，弯钩平直段长度为 $5d$，如图 3-6c 所示 当采用机械锚固措施时，在锚固长度范围内的箍筋不应少于两个；直径不宜小于受力钢筋最大直径的 0.25 倍；间距不宜大于受力钢筋最小直径的 5 倍

（续表 3-10）

序号	项　目	内　容
3	承受重复荷载的预制构件	对承受重复荷载的预制构件，应将非预应力受拉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
4	在端支座上纵向受力钢筋的锚固	当梁端实际受到部分约束但按简支计算时，应在支座区上部设置构造负弯矩钢筋（图 3-7b 及图 3-8） （1）支承在砖墙或砖柱上的简支梁，支座处的弯起钢筋及构造负弯矩钢筋的锚固应满足图 3-7 的要求 （2）梁与梁或梁与柱的整体连接，在计算中端支座按简支考虑时，支座处的弯起钢筋及构造负弯矩钢筋的锚固应满足图 3-8 的要求 图 3-7b 和图 3-8 中的①号构造负弯矩钢筋，如利用架立钢筋或另设钢筋时，其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受力钢筋计算所需截面面积的 1/4，且不应少于 2 根。该附加纵向钢筋自支座边缘向跨内的伸出长度不应小于 $0.2l_0$，l_0 为该跨的计算跨度
5	在中间支座上纵向受力钢筋的锚固	（1）当梁的中间支座负弯矩承载力计算不需设置受压钢筋，且不会出现正弯矩时，一般将下部纵向受力钢筋伸至支座中心线，且不小于表 3-11 规定的锚固长度 l_{as}，如图 3-9 所示 （2）当梁的中间支座下部按计算需要配置受压钢筋或受拉钢筋时，一般将支座两侧下部受力钢筋贯通支座。如两侧部分受力钢筋直径不同，且在同一截面内该钢筋数量不超过：受压时为总钢筋数量的 50%，受拉时为总钢筋数量的 25%，应将该钢筋伸过支座中心线，且不应小于规定的受拉钢筋搭接长度 l_l 和 300mm 中的较大值，如图 3-10 所示。当下部钢筋受压时，不应小于 $0.7l_l$ 和 200mm 的较大值。受拉钢筋搭接长度 l_l 按较小直径 d 确定

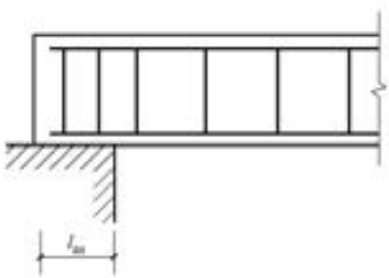


图 3-4　纵向受力钢筋伸入梁简支支座的锚固

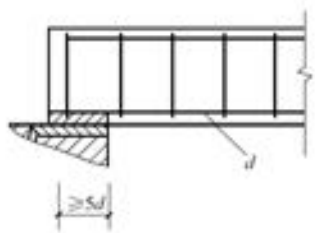


图 3-5　受力钢筋焊在预埋件上

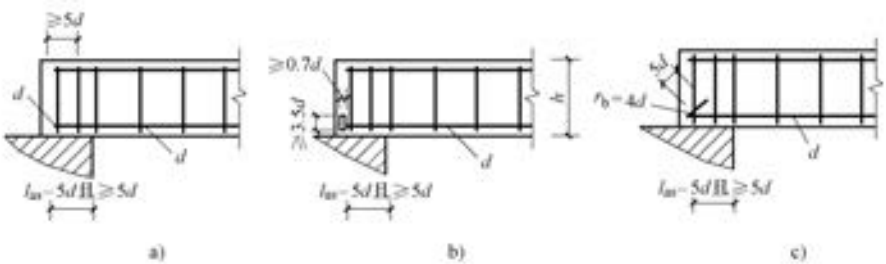


图 3-6　钢筋末端采用的机械锚固措施

a）加焊锚固钢筋　b）加焊锚固钢板　c）135°弯钩

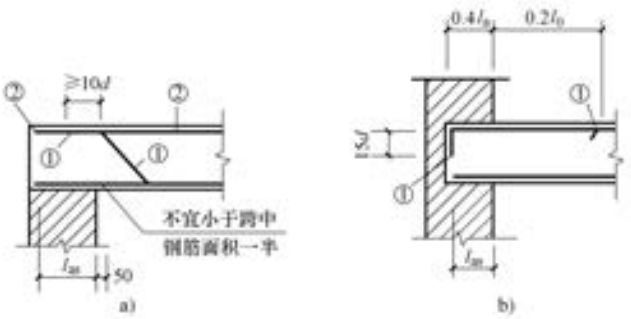


图 3-7 砌体墙或砖柱上梁的受力钢筋的锚固
a）梁支承在砌体墙或砖柱上 b）梁嵌入支承在砌体墙或砖柱上

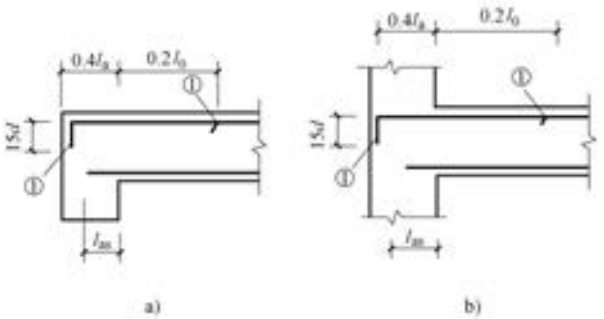


图 3-8 梁柱连接的受力筋锚固
a）梁与梁连接 b）梁与柱连接

表 3-11 受力钢筋伸入支座范围内的最小锚固长度 l_{as}

情　况	$V \leqslant 0.7 f_t b h_0$	$V > 0.7 f_t b h_0$	
		带肋钢筋	光面钢筋
l_{as}	$5d$	$12d$	$15d$

注：对混凝土强度等级为 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 $V > 0.7 f_t b h_0$ 时，对带肋钢筋宜采用附加锚固措施，或取锚固长度 $l_{as} \geqslant 15d$。

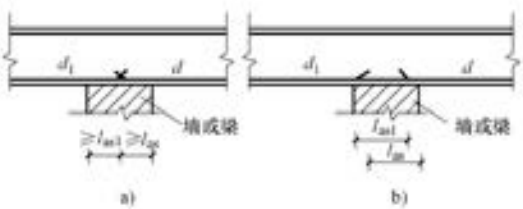


图 3-9 中间支座下部受力钢筋的锚固
a）宽支座 b）窄支座

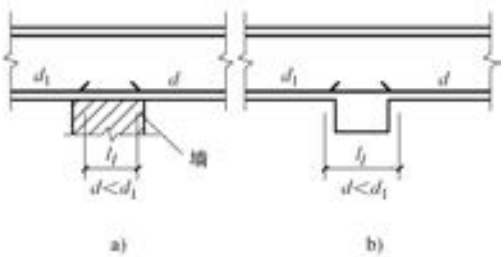


图 3-10 中间支座下部受力钢筋的搭接
a）梁支承在墙上 b）次梁支承在主梁上

3.2.4 纵向受力钢筋的弯起

纵向受力钢筋的弯起要求见表 3-12。

表 3-12 纵向受力钢筋的弯起要求

序号	项 目	内 容
1	弯起钢筋的设置	（1）在采用绑扎骨架的钢筋混凝土梁中，承受剪力的钢筋宜优先采用箍筋。弯起钢筋应根据计算配置 （2）当需要设置弯起钢筋以满足斜截面的受剪承载力要求时，应留有足够根数的纵向钢筋可供弯起 （3）梁底层钢筋中角部钢筋不应弯起 （4）弯起钢筋不应采用浮筋，如图 3-14b 所示
2	弯起钢筋的弯起角度和弯转半径	（1）弯起钢筋一般是由纵向钢筋弯起而成。弯起钢筋的弯起角度一般为 45°，梁截面高 h>800mm 时，可弯起 60°；梁截面高较小，并有集中荷载时，可为 30° （2）为了避免弯起钢筋在弯转处因其合力将该处的混凝土压碎，钢筋在弯转处应有一定的圆弧半径，一般不小于 $10d$，如图 3-11 所示
3	弯起钢筋的锚固	当设置弯起钢筋时，弯起钢筋的弯终点外应留有锚固长度，其长度在受拉区不应小于 $20d$，在受压区不应小于 $10d$；对光面钢筋在末端应设置弯钩，如图 3-11 所示
4	弯起钢筋的布置	（1）弯起钢筋应在同一截面中与梁轴线对称成对弯起，当两个截面中各弯起一根钢筋时，这两根钢筋也应沿梁轴线对称弯起。钢筋弯起顺序，一般按先内层后外层，先外侧后内侧进行 （2）在梁的受拉区中，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截面面积之前弯起；但弯起钢筋与梁中心线的交点，应在不需要该钢筋的截面之外（图 3-12）；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 $h_0/2$ （3）当按计算需设置弯起钢筋时，前一排（对支座而言）的弯起点至后一排的弯终点的距离 s_{max} 不应大于表 3-18 中 V>0.7$f_t bh_0$ 栏的规定，如图 3-13 所示；对需要进行验算疲劳的梁，当需要设置计算弯起钢筋时，其距离尚不应大于 $h_0/2$。同时，第一排弯起钢筋的弯终点距支座边缘的距离不应大于 50mm，一般取用 50mm （4）当纵向受力钢筋不能在需要的地方弯起，或弯起钢筋不足以承受剪力时，需增设附加弯起钢筋，且其两端应锚固在受压区内（鸭筋），弯起钢筋不应采用浮筋，如图 3-14 所示

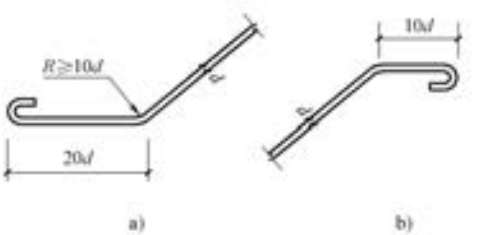


图 3-11 弯起钢筋端部构造
（带肋钢筋末端不设弯钩）
a）受拉区 b）受压区

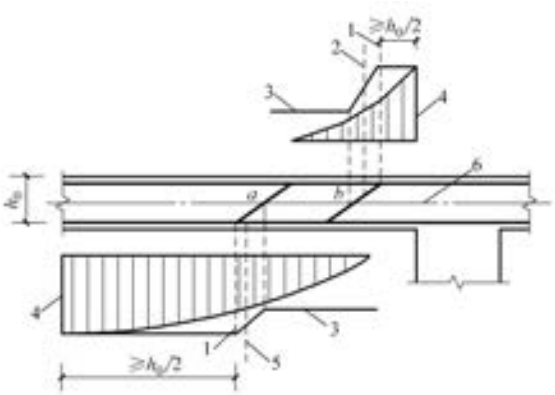


图 3-12 弯起钢筋弯起点与弯矩图形的关系

1—在受拉区的弯起点 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 3-13 弯起钢筋的距离

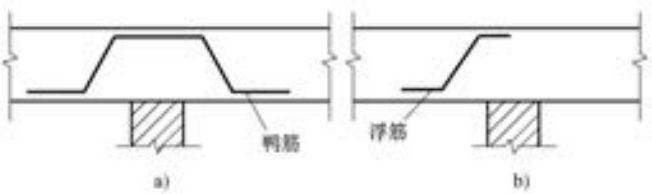


图 3-14 附加斜钢筋(鸭筋)的设置

a) 鸭筋 b) 浮筋

3.2.5 梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋

梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋见表 3-13。

表 3-13 梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋

序号	项 目	内 容
1	连续梁	钢筋混凝土梁支座截面负弯矩钢筋的长度，应按弯矩图、受拉钢筋的弯起点(图 3-12)及受拉钢筋的延伸长度 l_d(图 3-15)的规定确定。纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断，当必须截断时，应符合以下规定： (1) 当剪力设计值 $V \leqslant 0.7 f_t b h_0$ (3-1) 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 $1.2 l_a$

（续表 3-13）

序号	项　目	内　容
1	连续梁	（2）当剪力设计值 $V>0.7f_tbh_0$　　（3-2） 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 $1.2l_a+h_0$ （3）若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩受拉区内，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下式的规定： $l_d \geqslant 1.2l_a+1.7h_0$　　（3-3） 其延伸长度 l_d 可按表 3-14 中 l_{d1} 和 l_{d2} 中取外伸长度较长者确定。其中 l_{d1} 是从“充分利用该钢筋强度的截面”延伸出的长度；而 l_{d2} 是从“按正截面承载力计算不需要该钢筋的截面”延伸出的长度（图 3-15）
2	悬臂梁	在钢筋混凝土悬臂梁中，应有不少于两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，而应按表 3-12 序号 4 的有关规定的弯起点位置向下弯折，并按表 3-12 序号 2、序号 3 的有关规定在梁的下边锚固

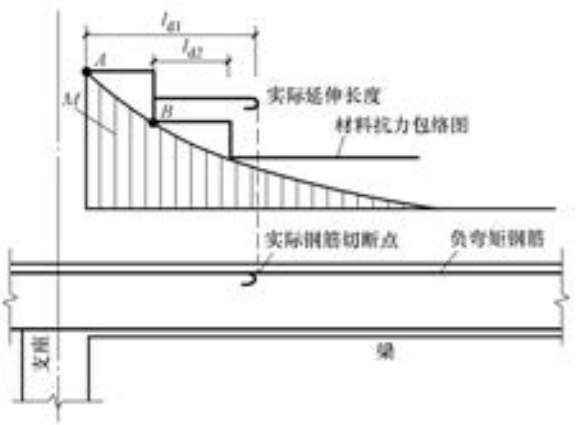


图 3-15　梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋截断点的延伸长度
A—钢筋强度充分利用截面　*B*—按计算不需要该钢筋的截面

表 3-14　负弯矩钢筋的延伸长度 l_d　　（单位：mm）

序号	截面条件	充分利用截面伸出 l_{d1}	计算不需要截面伸出 l_{d2}
1	$V\leqslant 0.7bh_0f_t$	$1.2l_a$	$20d$
2	$V>0.7bh_0f_t$	$1.2\ l_a+h_0$	$20d$ 且 h_0
3	$V>0.7bh_0f_t$ 且断点仍在负弯矩受拉区内	$1.2\ l_a+1.7h_0$	$20d$ 且 $1.3h_0$

3.2.6 纵向钢筋弯折与梁、柱和拉筋弯钩及梁中间支座下部钢筋构造要求

纵向钢筋弯折与梁、柱和拉筋弯钩及梁中间支座下部钢筋构造要求见表 3-15。

表 3-15 纵向钢筋弯折与梁、柱和拉筋弯钩及梁中间支座下部钢筋构造要求

序号	项 目	内 容
1	纵向钢筋弯折	纵向钢筋弯折构造如图 3-16 所示，图中 d 为钢筋直径，r 为弯折半径，括号内数字为顶层边节点要求
2	梁、柱箍筋和拉筋弯钩构造	如图 3-17 所示为梁、柱箍筋和拉筋弯钩构造。图 3-17a 为角部部位，图 3-17b 为搭接处角部部位，图 3-17c 为中部部位，图中 d 为箍筋或拉筋直径
3	梁中间支座下部纵向钢筋锚固构造	（1）梁中间支座下部纵向钢筋锚固构造如图 3-18 所示，括号内为非抗震框架梁下部纵向钢筋的锚固长度 （2）梁中间支座下部钢筋构造，是在支座两边应有一层梁纵向钢筋均伸入支座锚固的情况下，为保证相邻纵向钢筋在支座内上下左右彼此之间的净距均满足构造要求和保证节点部位钢筋混凝土的浇筑质量所采取的构造措施 （3）梁中间支座下部钢筋构造同样适用于非框架梁。当用于非框架梁时，下部钢筋的锚固长度详见本书相应的非框架梁构造及其说明 （4）当梁(不包括框支梁)下部第二层钢筋不伸入支座时，设计者如果在计算中考虑充分利用纵向钢筋的抗压强度，则在计算时须减去不伸入支座的那一部分钢筋面积

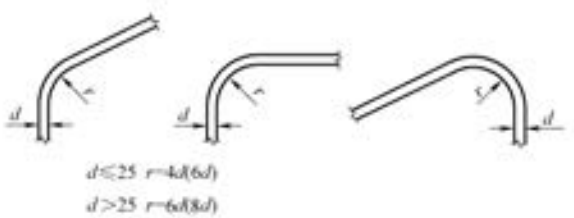


图 3-16 纵向钢筋弯折构造

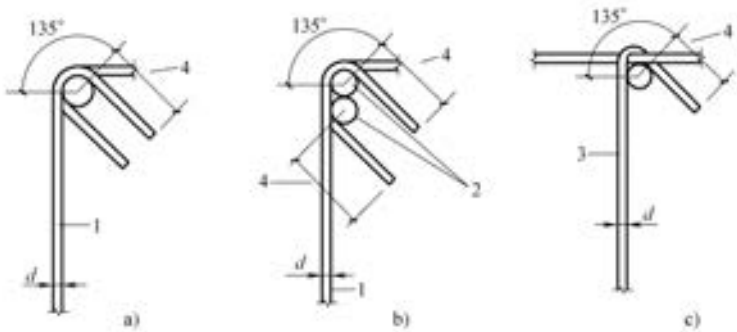


图 3-17 梁、柱箍筋和拉筋弯钩构造

a）角部 b）搭接处角部 c）中部

1—梁、柱封闭箍筋 2—绑扎搭接的柱、梁纵向钢筋 3—拉筋 4—非抗震 5d，抗震 10d 或 75mm 中较大值

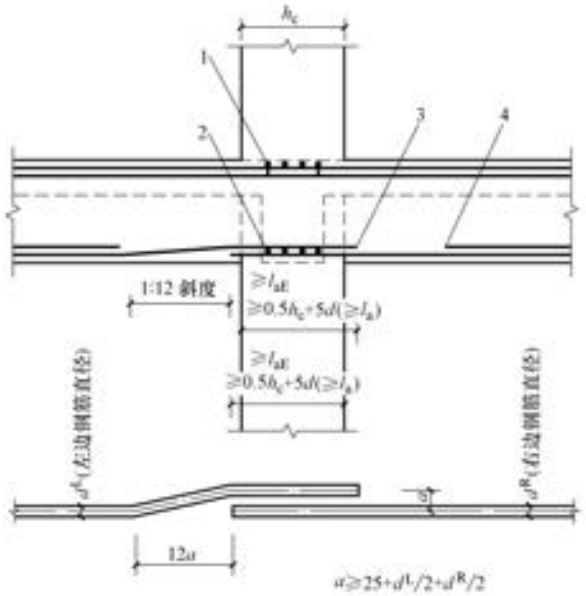


图 3-18 梁中间支座下部纵向钢筋锚固构造

(括号内为非抗震框架梁下部纵向钢筋的锚固长度)

1—另一方向的梁上部钢筋 2—另一方向的梁下部钢筋(当两方向的梁等高时)

3—上下两根钢筋之间净距≥25mm 4—不伸入支座的梁下部第二层纵向钢筋

3.3 梁的箍筋与鸭筋

3.3.1 梁的箍筋

梁的箍筋设置、布置及间距等规定见表 3-16。

表 3-16 梁的箍筋设置、布置及间距等规定

序号	项 目	内 容
1	箍筋的设置	混凝土梁宜采用箍筋作为承受剪力的钢筋 箍筋沿梁跨长设置范围应由计算确定，如按计算不需要箍筋时，应满足表 3-17 的构造规定
2	支座处箍筋的布置	支座处箍筋的位置可按图 3-19 布置。支座处的第一道箍筋离支座边宜大于或等于 50mm，一般取用 50mm。支座范围内每隔 100~200mm 设置箍筋，并在纵向钢筋的端部宜设置一道箍筋
3	箍筋的间距	箍筋的间距应由计算确定，但为了使绑扎出的箍筋骨架具有足够的刚度，同时也为了使可能出现在两根箍筋之间而不与任何箍筋相交的斜裂缝不致过于平缓，以至降低了梁的受剪承载力，则要求梁内箍筋不得超过表 3-18 规定的最大间距
4	箍筋的直径	箍筋的直径应由计算确定，但为了在施工中使箍筋骨架能够具有一定的刚度，根据设计经验，箍筋的最小直径应符合表 3-19 的规定

（续表 3-16）

序号	项　　目	内　　容
5	箍筋的形式	（1）箍筋的形式有开口式（图 3-20a、b）和封闭式（图 3-20c、d） （2）开口式箍筋只能用于无振动荷载且计算不需要配置纵向受压钢筋的现浇 T 形截面梁的跨中部分 （3）除上述情况外，一般均应采用封闭式箍筋 （4）在有扭矩作用的构件中，箍筋间距应符合表 3-18 的规定，且箍筋必须为封闭式，当采用绑扎骨架时，骨架的末端应做成不小于 135°弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 $10d$（d 为箍筋直径）和 100mm
6	箍筋的肢数	（1）箍筋的肢数有单肢、双肢和四肢 （2）梁截面宽 $b\leqslant 150$mm，且上、下只有一根纵向钢筋时，才采用单肢箍筋 （3）梁截面宽 $b\leqslant 400$mm，且一层内的纵向受压钢筋不多于 4 根时，采用双肢箍筋 （4）梁截面宽 $b>400$mm，且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，采用四肢箍筋，但构造梁及圈梁除外 （5）梁中一层的纵向受拉钢筋多于 5 根时，宜采用四肢箍筋 （6）四肢箍筋的宽度 b_s 见表 3-20，供参考

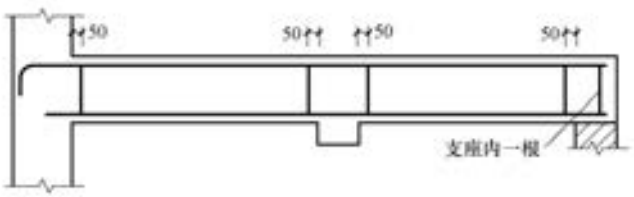


图 3-19　支座处箍筋的布置

表 3-17　箍筋设置范围构造规定

序号	梁截面高度（h）	箍筋设置范围	备　　注
1	$h<150$mm	可不设置箍筋	
2	$h=150\sim 300$mm	可仅在梁端部各 1/4 跨度范围内设置箍筋	但当在梁的中部 1/2 跨度范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋
3	$h>300$mm	应沿梁全长设置箍筋	

表 3-18　梁中箍筋的最大间距　　（单位：mm）

序号	梁高 h	$V>0.7f_tbh_0$	$V\leqslant 0.7f_tbh_0$
1	$150<h\leqslant 300$	150	200
2	$300<h\leqslant 500$	200	300

（续表 3-18）

序号	梁高 h	$V>0.7f_tbh_0$	$V\leqslant 0.7f_tbh_0$
3	$500<h\leqslant 800$	250	350
4	$h>800$	300	400

注：1. 当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋应做成封闭式；此时，箍筋的间距在绑扎骨架中不应大于 $15d$，在焊接骨架中不应大于 $20d$（d 为纵向受压钢筋的最小直径），同时在任何情况下均不应大于 400mm；当一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，应设置复合箍筋；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 $10d$；当梁的宽度不大于 400mm，且一层内的纵向受压钢筋不多于 4 根时，可不设置复合箍筋。

2. 梁中配有两片及两片以上的焊接骨架时，应设置横向连系筋，并用点焊或绑扎方法使其与骨架的纵向钢筋连成一体。横向连系钢筋的间距不应大于 500mm，且不宜大于梁宽的两倍。当梁设置有计算需要的纵向受压钢筋时，横向连系钢筋的间距尚应符合下列要求：
点焊时不应大于 $20d$，绑扎时不应大于 $15d$，d 为纵向受压钢筋中的最小直径。

3. 在绑扎骨架中非焊接的搭接接头长度范围内：当搭接钢筋为受拉时，其箍筋的间距不应大于 $5d$，且不应大于 100mm；当搭接钢筋为受压时，其箍筋的间距不应大于 $10d$，且不应大于 200mm，d 为受力钢筋中的最小直径。

4. 梁中箍筋的最大间距除符合本表的规定外，当 $V>0.7f_tbh_0$ 时，箍筋的配筋率 $\rho_{sv}(\rho_{sv}=A_{sv}/bs)$ 尚不应小于 $0.24f_t/f_{yv}$（见表 1-65），式中 A_{sv} 为配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积。

表 3-19 梁中箍筋最小直径 （单位：mm）

序号	梁截面高 h	箍筋最小直径 d	一般采用直径 d
1	$h\leqslant 800$	$d\geqslant 6$	$d=6\sim 10$
2	$h>800$	$d\geqslant 8$	$d=8\sim 12$

注：1. 梁中配有计算需要受压钢筋时，箍筋直径不应小于 $d/4$（d 为纵向受压钢筋的最大直径）。

2. 在受力钢筋搭接长度范围内，箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。

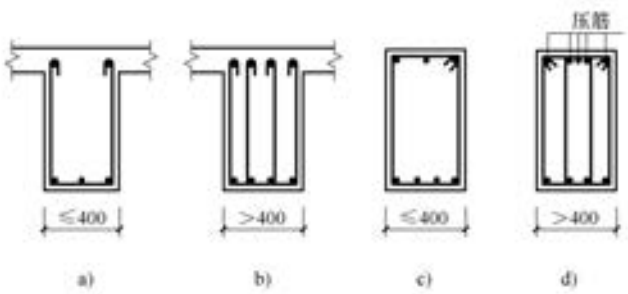


图 3-20 箍筋的形式

a）、b）开口式箍筋 c）、d）封闭式箍筋

表 3-20 四肢箍筋的宽度 b_s

序号	梁宽 b /mm	一层中纵向钢筋根数						
		5	6	7	8	9	10	
		钢筋中央二肢间的钢筋根数						
		3	2	3	4	3	4	
1	350	230	190	205	220			
2	400	270	220	240	255	225	240	
3	450		250	270	290	260	270	
4	500			310	330	290	305	

注：1. 本表仅适用于构件混凝土保护层厚度为 25mm。

2. 本表适用于钢筋直径不大于 25mm。

3. 箍筋直径应为 8mm，与表 3-9 配合应用。

3.3.2 梁的鸭筋

梁的鸭筋的设置要求见表 3-21。

表 3-21 梁的鸭筋的设置要求

序号	项 目	内 容
1	鸭筋与浮筋	当纵向受力钢筋不能在需要的地方弯起(如跨中受集中荷载作用)，或弯起钢筋不够承受剪力时，则专为承受剪力设置一种弯筋称为鸭筋，如图 3-21a 所示。此时，应将鸭筋的两端均锚固在受压区内，禁止使用一端在受拉区的所谓“浮筋”，如图 3-21b 所示
2	鸭筋的设置	(1) 需要指出的是，在如图 3-22 所示的以承受集中荷载为主的梁中，如果在集中荷载到简支支座之间的区段需要配置弯起钢筋，从斜截面受剪角度要求离集中荷载最近的一排弯起钢筋的弯起点到集中荷载作用点之间的距离 s_1 不得大于表 3-18 规定的箍筋的最大间距；而从斜截面受弯角度又要求 s_1 不得小于 $0.5h_0$。这两个要求往往是有矛盾的。这时，可以采用图 3-22a 所示的附加“鸭筋”的办法来承受剪力。如果需要像图 3-22b 中所示的那样，把纵向钢筋弯起以承受剪力，则在靠近集中荷载这一排中弯起的纵向钢筋在正截面中不能作为受弯钢筋使用，而只能看作是附加钢筋 (2) 在连续梁之间支座两侧也会出现上述矛盾。这时也可以采用附加“鸭筋”作为最靠近支座的那一排弯起钢筋参加斜截面受剪，也可以采用图 3-23 所示的做法，即令左跨最靠近支座的一排弯起钢筋只参与受剪，在支座左侧的正截面中不考虑这些钢筋参与承受负弯矩。待它伸过支座后，再在承受右侧正截面中考虑它参加承担负弯矩。对于由右跨弯上来的最靠支座的一排弯起钢筋也按同样原则处理。但不得采用图 3-21b 中所示的“浮筋”来作为参与受剪的弯起钢筋，因为这种钢筋两端锚固不足，不可能在斜截面中有效地发挥受剪作用 (3) 主梁承受荷载较大，同一最大剪力值的区段较大，除箍筋外往往需要较多的弯起钢筋，才能满足斜截面的受剪承载力要求，但跨中受力钢筋的弯起数量有时又不能满足要求。这时，应在支座附近或在集中荷载处(次梁部位)设置补充的斜钢筋即鸭筋，以满足需要，如图 3-24 所示

图 3-21 鸭筋与浮筋

a）鸭筋 b）浮筋

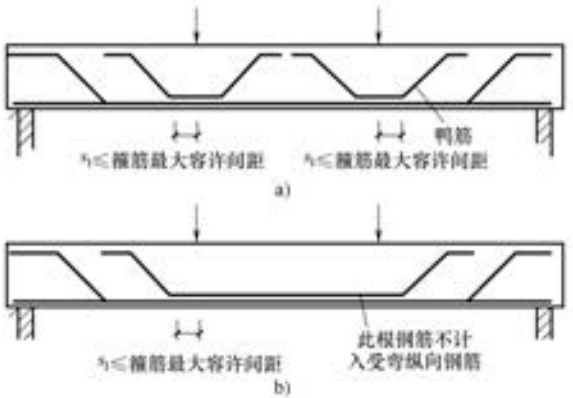


图 3-22 鸭筋(1)

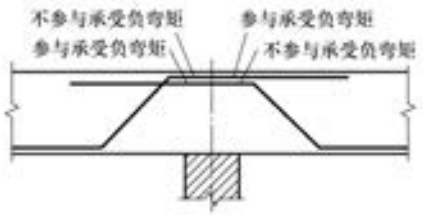


图 3-23 鸭筋(2)

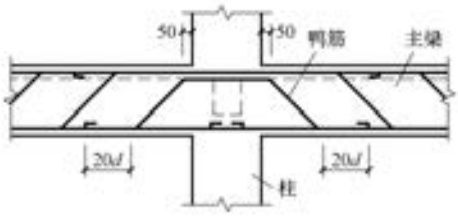


图 3-24 鸭筋(3)

3.4 梁的纵向构造钢筋

3.4.1 梁的上部纵向构造钢筋与架立钢筋

梁的上部纵向构造钢筋与架立钢筋的设置要求见表 3-22。

表 3-22 梁的上部纵向构造钢筋与架立钢筋的设置要求

序号	项 目	内 容
1	梁的上部纵向构造钢筋与架立钢筋的设置与作用	（1）当梁端按简支计算但实际受到部分约束时，应在支座区上部设置纵向构造钢筋。其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受力钢筋计算所需截面面积的 1/4，且不应少于 2 根。该纵向构造钢筋自支座边缘向跨内伸出的长度不应小于 $l_0/5$，l_0为梁的计算跨度 （2）当梁内配置箍筋，并在梁顶面箍筋转角处无纵向受力钢筋时，应设置架立钢筋。架立钢筋的作用是形成钢筋骨架和承受温度与收缩应力以及构件吊装过程中可能产生的拉力

（续表 3-22）

序号	项　　目	内　　容
2	架立钢筋的根数	绑扎骨架配筋中，采用双肢箍筋时，架立钢筋为 2 根，采用四肢箍筋时，架立钢筋为 4 根
3	架立钢筋与受力钢筋的搭接长度	架立钢筋与受力钢筋的搭接长度应符合下列规定： （1）架立钢筋直径<10mm 时，搭接长度为 100mm （2）架立钢筋直径≥10mm 时，搭接长度为 150mm
4	架立钢筋的最小直径	架立钢筋的最小直径见表 3-23

表 3-23　架立钢筋的最小直径

序号	梁的计算跨度 l/m	架立钢筋的最小直径 d/mm
1	l<4	d≥8
2	l=4～6	d≥10
3	l>6	d≥12

3.4.2　梁侧面纵向构造钢筋及拉筋

梁侧面纵向构造钢筋及拉筋见表 3-24。

表 3-24　梁侧面纵向构造钢筋及拉筋

序号	项　　目	内　　容
1	梁侧面纵向构造钢筋的设置	（1）为了保持钢筋骨架的刚度，同时也为了承受温度和收缩应力以及防止在梁腹板内出现如图 3-25b 所示的过宽裂缝。当梁扣除翼板厚度后的截面高度 h_w≥450mm 时，在梁的两个侧面应沿高度配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁下部、上部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积应不小于扣除翼板厚度后的梁截面面积 bh_w 的 0.1%。纵向构造钢筋沿梁的两侧间距 a 不宜大于 200mm（图 3-25a 及图 3-26）。此处，腹板高度 h_w：对矩形截面，取有效高度；对 T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形截面，取腹板净高，纵向构造钢筋的直径按构造设置时可按表 3-25 选用 （2）梁的两侧面纵向构造钢筋根据需要由设计确定；按构造设置时，一般伸至梁端，不做弯钩；若按计算配置时，则在梁端应满足受拉时的锚固要求 （3）梁侧面构造纵向钢筋和受扭纵向钢筋的搭接与锚固长度应符合下列要求： 1）当为梁侧面构造钢筋时，其搭接与锚固长度可取为 15d 2）当为梁侧面受扭纵向钢筋时，其搭接长度为 l_l 或 l_{lE}（抗震）；其锚固长度与方式同框架梁下部纵向钢筋 （4）当箍筋为多肢复合箍时，应采用大箍套小箍的形式 （5）箍筋及拉筋弯钩构造参见图 3-17
2	梁侧面纵向构造钢筋及拉筋设置图例	梁两侧面的纵向构造钢筋宜用拉筋联系。当梁宽≤350mm 时拉筋直径用 ϕ6；梁宽>350mm 时拉筋宜用 ϕ8，拉筋间距为 500～600mm，一般为两倍的箍筋间距，如图 3-26 所示

（续表 3-24）

序号	项　　目	内　　容
3	需做疲劳验算的钢筋混凝土梁	对钢筋混凝土薄腹梁或需要做疲劳验算的钢筋混凝土梁，应在下部 1/2 梁高的腹板内沿两侧配置纵向构造钢筋，其直径为 8～14mm，间距为 100～150mm，并按下密上疏的方式布置；在上部 1/2 梁高的腹板内可按本表序号 1 的有关规定配置纵向构造钢筋

表 3-25　梁侧纵向构造钢筋直径

序　　号	梁宽/mm	纵向构造钢筋最小直径/mm
1	$b \leqslant 250$	8
2	$250 < b \leqslant 350$	10
3	$350 < b \leqslant 550$	12
4	$550 < b \leqslant 750$	14

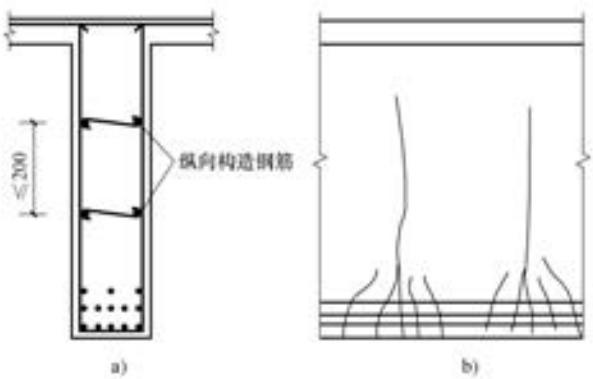


图 3-25　梁侧面纵向构造钢筋的设置

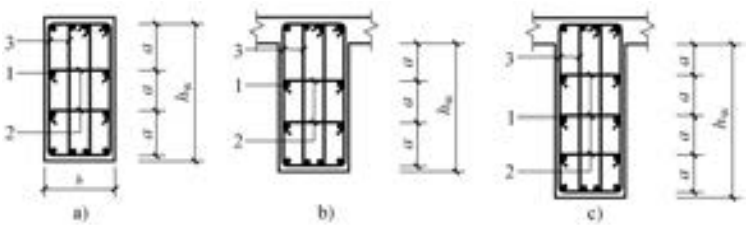


图 3-26　梁侧面纵向构造钢筋及拉筋布置

a）无翼板梁四肢箍筋　b）有翼板梁四肢箍筋(1)　c）有翼板梁四肢箍筋(2)

1—梁侧面纵向构造钢筋　2—拉筋　3—箍筋

3.5　梁受集中荷载时(包括次梁支承在主梁上)的附加横向钢筋

3.5.1　梁的附加横向钢筋的作用与设置

梁的附加横向钢筋的作用与设置见表 3-26。

表 3-26 梁的附加横向钢筋的作用与设置

序号	项 目	内 容
1	附加横向钢筋的作用	在次梁与主梁的交接处，由于次梁在负弯矩作用下将于主梁侧面的上部开裂，因而次梁上的全部荷载只能通过受压区混凝土以剪力的形式传给主梁，故该力将作用于主梁高度的中、下部，有可能使主梁下部混凝土产生如图 3-27 所示的八字形裂缝。为使次梁荷载可靠地传给主梁，应设置横向钢筋(附加箍筋或附加吊筋)使次梁传来的力传至主梁截面上部的受压区
2	适用范围	位于梁下部或在梁截面高度范围内的集中荷载，应全部由抗剪、抗扭所需横向钢筋以外的附加横向钢筋(箍筋、吊筋)承担。附加横向钢筋应布置在长度为 s($s=2h_1+3b$)的范围内，如图 3-28a、b 所示 当梁下部有长度较长的悬臂板时，悬挂悬臂板的吊筋构造如图 3-28c 所示。箍筋不作为吊筋考虑
3	附加横向钢筋的选用原则	(1) 次梁在主梁上部或集中荷载较小时，一般在次梁每侧配置 2~3 根附加箍筋，如图 3-28a 所示；按构造配置附加箍筋时，次梁每侧不得少于 2⌶6 (2) 次梁在主梁上部或集中荷载较大时，宜配置附加吊筋，如图 3-28b 所示，该附加吊筋不得小于 2⌶12 (3) 在整体式梁板结构中，当次梁位于主梁下部时可按图 3-29a 增设吊筋；当梁中预埋钢管或螺栓传递集中荷载时可按图 3-29b、c 配置吊筋 (4) 附加横向钢筋宜优先采用箍筋。当采用吊筋时，其弯起段应伸至梁上边缘，且末端水平段长度不应小于表 3-12 序号 3 的规定
4	其他	箍筋及拉筋弯钩构造参见图 3-17

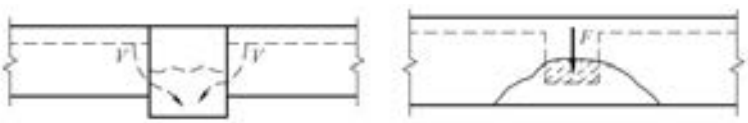


图 3-27 主次梁相交裂缝示图

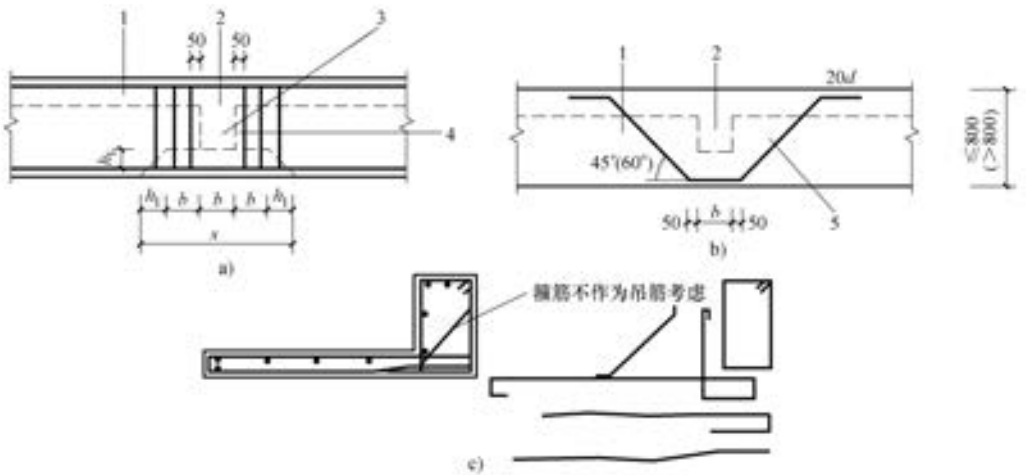


图 3-28 附加横向钢筋的配置(1)

a) 附加箍筋 b) 附加吊筋 c) 悬臂板的吊筋

1—主梁 2—次梁 3—该区域梁正常箍筋或加密区箍筋照设 4—间距 $8d$(d 为箍筋直径)；最大间距应≤正常箍筋间距；当在箍筋加密区范围时，间距尚应≤100mm 5—附加吊筋，直径应≥2⌶12

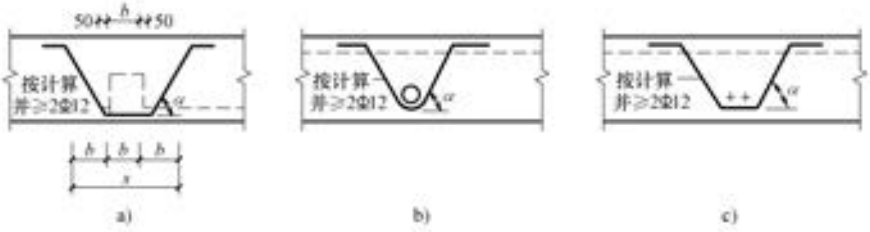


图 3-29 附加横向钢筋的配置(2)

a) 次梁位于主梁下部 b) 梁中设预埋钢管传递集中荷载 c) 梁中设螺栓传递集中荷载

3.5.2 梁的附加横向钢筋与折角钢筋的计算

梁的附加横向钢筋与折角钢筋的计算见表 3-27。

表 3-27 梁的附加横向钢筋与折角钢筋的计算

序号	项 目	内 容
1	梁的附加横向钢筋	位于梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载，应全部由附加横向钢筋承担；附加横向钢筋宜采用箍筋 箍筋应布置在长度为 $2h_1$ 与 $3b$ 之和的范围内(图 3-30)。当采用吊筋时，弯起段应伸至梁的上边缘，且末端水平段长度应符合本书的有关规定 附加横向钢筋所需的总截面面积应符合如下规定： $$A_{sv} \geqslant \frac{F}{f_{yv}\sin\alpha} \tag{3-4}$$ 式中 A_{sv}——承受集中荷载所需的附加横向钢筋总截面面积；当采用附加吊筋时，A_{sv} 应为左、右弯起段截面面积之和 F——作用在梁的下部或梁截面高度范围内的集中荷载设计值 α——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角 由公式(3-4)得制表公式为 $$F = A_{sv} f_{yv} \sin\alpha = [F] \tag{3-5}$$ 附加箍筋承载力计算用表见表 3-28 附加吊筋承载力计算用表见表 3-29
2	梁折角处钢筋计算	折梁的内折角处应增设箍筋(图 3-31)。箍筋应能承受未在受压区锚固纵向受拉钢筋的合力，且在任何情况下不应小于全部纵向钢筋合力的 35% 由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力按下列公式计算： 未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力为： $$N_{s1} = 2 f_y A_{s1} \cos\frac{\alpha}{2} \tag{3-6}$$ 全部纵向受拉钢筋合力的 35%为： $$N_{s2} = 0.7 f_y A_s \cos\frac{\alpha}{2} \tag{3-7}$$ 式中 A_s——全部纵向受拉钢筋的截面面积 A_{s1}——未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的截面面积 α——构件的内折角 按上述条件求得的箍筋应设置在长度 s 等于 $h\tan(3\alpha/8)$ 的范围内

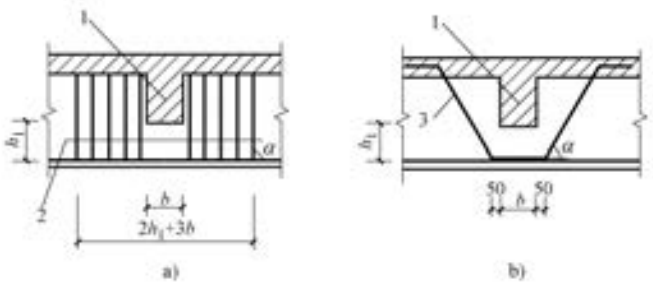


图 3-30 梁截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

a) 附加箍筋 b) 附加吊筋

1—传递集中荷载的位置 2—附加箍筋 3—附加吊筋

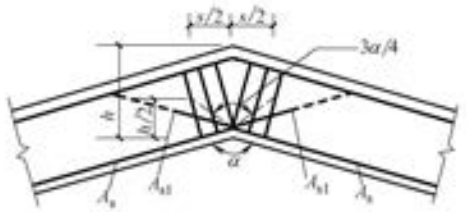


图 3-31 折梁内折角处的配筋

表 3-28 附加箍筋承受集中荷载承载力[*F*] (单位:kN)

钢筋强度设计值	箍筋		箍筋个数		
	肢数	直径/mm	每边 1 个(共 2 个)	每边 2 个(共 4 个)	每边 3 个(共 6 个)
$f_{yv}=270N/mm^2$	双肢	6	30.6	61.1	91.7
		8	54.3	108.6	163.0
		10	84.8	169.6	254.3
		12	122.1	244.3	366.4
	四肢	6	61.1	122.3	183.4
		8	108.6	217.3	325.9
		10	169.6	339.1	508.7
		12	244.3	488.6	732.9
$f_{yv}=300N/mm^2$	双肢	6	33.9	67.9	101.8
		8	60.3	120.6	181.0
		10	94.2	188.5	282.7
		12	135.7	271.4	407.2
	四肢	6	67.9	135.7	203.6
		8	120.6	241.3	361.9
		10	188.5	377.0	565.5
		12	271.4	542.9	814.3

（续表 3-28）

钢筋强度设计值	箍筋		箍筋个数		
	肢数	直径/mm	每边 1 个(共 2 个)	每边 2 个(共 4 个)	每边 3 个(共 6 个)
$f_{yv}=360N/mm^2$	双肢	6	40.8	81.5	122.3
		8	72.4	144.9	217.3
		10	113.0	226.1	339.1
		12	162.9	325.7	488.6
	四肢	6	81.5	163.0	244.5
		8	144.9	189.7	434.6
		10	226.1	452.2	678.2
		12	325.7	651.5	977.2

注：参见图 3-30a。

表 3-29 附加吊筋承受集中荷载承载力[*F*] （单位：kN）

钢筋强度设计值	钢筋直径/mm	弯起角度			
		$\alpha=45°$		$\alpha=60°$	
		1 根	2 根	1 根	2 根
$f_{yv}=270N/mm^2$	12	43.19	86.37	52.89	105.78
	14	58.76	117.53	71.97	143.94
	16	76.78	153.58	94.05	188.09
	18	97.18	194.36	119.02	338.04
	20	119.97	239.95	146.94	293.87
	22	145.14	290.27	177.76	355.51
	25	187.44	374.89	229.57	459.14
	28	235.14	470.27	287.98	575.96
	32	307.07	614.15	376.09	752.17
$f_{yv}=300N/mm^2$	12	47.98	95.97	58.77	117.53
	14	65.31	130.62	79.99	159.98
	16	85.30	170.61	104.47	208.95
	18	107.96	215.92	132.23	264.45
	20	133.29	266.57	163.24	326.48
	22	161.28	322.55	197.52	395.05
	25	208.26	416.52	255.07	510.13
	28	261.24	522.48	319.95	639.91
	32	341.21	682.43	417.90	835.80

(续表 3-29)

钢筋强度设计值	钢筋直径/mm	弯起角度			
		$\alpha=45°$		$\alpha=60°$	
		1 根	2 根	1 根	2 根
$f_{yv}=360N/mm^2$	12	57.58	115.16	70.52	141.04
	14	78.35	156.71	95.96	191.93
	16	102.38	204.77	125.39	250.79
	18	129.57	259.14	158.69	317.38
	20	159.56	319.93	195.92	391.83
	22	193.52	387.03	237.01	474.01
	25	249.93	499.85	306.09	612.19
	28	313.51	627.03	383.97	767.95
	32	409.43	818.86	501.45	1002.90

注：参见图 3-30b。

3.5.3 计算例题

【例题 3-1】 已知 $F=243kN$，采用附加箍筋，$\alpha=90°$，如图 3-30a 所示，钢筋种类为 HPB300 级钢筋，$f_{yv}=270N/mm^2$。试求附加箍筋的数量。

【解】 由公式(3-4)计算，得

$$A_{sv}=\frac{F}{f_{yv}\sin\alpha}=\frac{243000}{270\times\sin90°}=900(mm^2)$$

选用 8⫞12，$A_{sv}=904mm^2$，因系双肢箍，故取 4⫞12，即每边 2⫞12。查表 3-28 可得同样结果(每边 2⫞12，$[F]=244.3kN>243kN$)。

【例题 3-2】 已知 $F=215kN$，采用附加吊筋，$\alpha=45°$，如图 3-30b 所示，钢筋种类为 HRB335 级钢筋，$f_{yv}=300N/mm^2$。试求附加吊筋的数量。

【解】 由公式(3-4)计算，得

$$A_{sv}=\frac{F}{f_{yv}\sin\alpha}=\frac{215000}{300\times\sin45°}=1014(mm^2)$$

选用 4⏊18，$A_{sv}=1017mm^2$，因每根吊筋两边都有弯起部分，故取 2⏊18 吊筋。查表 3-29 可得同样结果(2⏊18，$[F]=215.92kN>215kN$)。

【例题 3-3】 如图 3-31 所示，已知梁的内折角 $\alpha=120°$，处于受拉区，纵向受拉钢筋采用 HRB335 级钢筋，$f_y=300N/mm^2$，3⏊18，$A_s=763mm^2$，$S/2=346.5mm$，$h/2=346.5mm$。

试求：(1) 当 3⏊18 钢筋全部伸入混凝土受压区时所需箍筋数量。

(2) 当 3⏊18 钢筋全部未伸入混凝土受压区时所需箍筋数量。

(3) 当 3⏊18 钢筋中只有 1⏊18 未伸入混凝土受压区时所需的箍筋数量。

【解】

(1) 全部纵向钢筋 3⏊18($A_s=763mm^2$)伸入混凝土受压区时，纵向受拉钢筋合力的 35%由箍筋承担，需由箍筋承担的合力为

$$N_{s2}=0.7f_yA_s\cos(\alpha/2)$$
$$=0.7\times300\times763\times\cos(120°/2)$$

$$= 80115\text{N}$$

应增设箍筋面积：

$$A_{sv} = N_{s2}/f_{yv} = 80115/270 = 297(\text{mm}^2)$$

选用 3 Φ 8 双肢箍筋，$A_{sv} = 302(\text{mm}^2)$，箍筋设置范围的长度为

$$S = h\tan(3\alpha/8) = 693\times\tan(3\times120°/8) = 693(\text{mm})$$

（2）全部纵向钢筋未伸入混凝土受压区时，纵向受拉钢筋的合力全部由箍筋承担，这合力数为

$$\begin{aligned} N_{s1} &= 2f_y A_s\cos(\alpha/2) \\ &= 2\times300\times763\times\cos(120°/2) \\ &= 228900(\text{N}) \end{aligned}$$

应增设箍筋面积：

$$A_{sv} = N_{s1}/f_{yv} = 228900/270 = 848(\text{mm}^2)$$

选用 6 Φ 10 双肢箍筋，$A_{sv} = 942\text{mm}^2 > 848\text{mm}^2$，箍筋设置范围的长度为

$$S = h\tan(3\alpha/8) = 693\times\tan(3\times120°/8) = 693(\text{mm})$$

（3）当 3 ⌆ 18 钢筋中只有 1 ⌆ 18（$A_{s1} = 254.5\text{mm}^2$）钢筋未伸入混凝土受压区时，箍筋承担纵向钢筋合力为

$$\begin{aligned} N_{s3} &= 2f_y A_{s1}\cos(\alpha/2) + 0.7f_y A_s\cos(\alpha/2) \\ &= 2\times300\times254.5\times\cos(120°/2) + 0.7\times300\times509\times\cos(120°/2) \\ &= 129795(\text{N}) \end{aligned}$$

应增设箍筋面积：

$$A_{sv} = N_{s3}/f_{yv} = 129795/270 = 481(\text{mm}^2)$$

选用 4 Φ 10 双肢箍筋，$A_{sv} = 628\text{mm}^2$，箍筋设置范围的长度为 $S = 693\text{mm}$。

3.6 梁柱节点

3.6.1 梁柱节点锚固要求

梁柱节点锚固要求见表 3-30。

表 3-30 梁柱节点锚固要求

序号	项 目	内 容
1	梁纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固	梁纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固应符合下列要求： （1）梁上部纵向钢筋伸入节点的锚固： 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 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书表 1-33 序号 3 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 3-32a） 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 3-32b） （2）框架梁下部纵向钢筋伸入端节点的锚固：

（续表 3-30）

序号	项　目	内　容
1	梁纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固	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 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表序号 2 中间节点梁下部纵向钢筋锚固的规定
2	框架中间层中间节点或连续梁中间支座的锚固	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： （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 （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 （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 3-33a） （4）当柱截面尺寸不足时，宜按本表序号 1 之（1）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 （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 3-33b）
3	柱纵向钢筋及柱纵向钢筋在顶层中节点的锚固	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： （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 （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 3-34a） （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 3-34b） （4）当柱顶有现浇楼板且板厚不小于 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（图 3-34a）
4	顶层端节点梁、柱纵向钢筋锚固与搭接	顶层端节点柱外侧纵向钢筋可弯入梁内做梁上部纵向钢筋；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： （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 1.5 l_{ab}（图 3-35a）。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 3-35a），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 （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上述（1）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截断

（续表 3-30）

序号	项　目	内　容
4	顶层端节点梁、柱纵向钢筋锚固与搭接	（3）纵向钢筋搭接接头也可沿节点柱顶外侧直线布置（图 3-35b），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上述（1）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 （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 （5）柱内侧纵向钢筋的锚固应符合本表序号 3 关于顶层中节点的规定

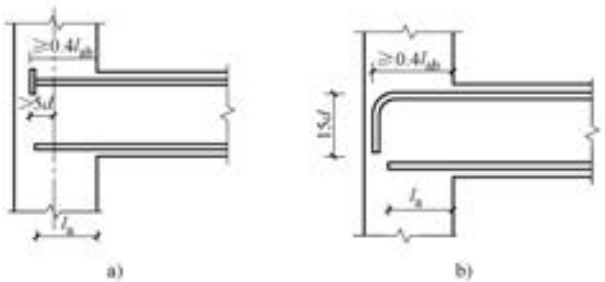


图 3-32　梁上部纵向钢筋在中间层端节点内的锚固
a）钢筋端部加锚头锚固　b）钢筋末端 90°弯折锚固

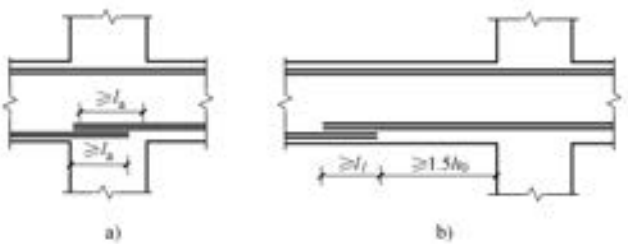


图 3-33　梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接
a）下部纵向钢筋在节点中直线锚固　b）下部直线钢筋在节点或支座范围外的搭接

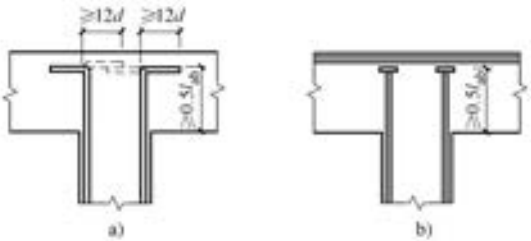


图 3-34 顶层节点中柱纵向钢筋在节点内的锚固

a）柱纵向钢筋 90°弯折锚固 b）柱纵向钢筋端头加锚板锚固

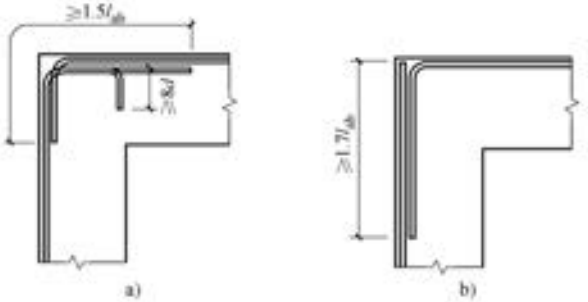


图 3-35 顶层端节点梁、柱纵向钢筋在节点内的锚固与搭接

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

3.6.2 梁柱节点其他要求

梁柱节点其他要求见表 3-31。

表 3-31 梁柱节点其他要求

序号	项　　目	内　　容
1	顶层端节点处梁上部纵向钢筋截面面积	顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合如下规定 $$A_s \leqslant \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \quad (3\text{-}8)$$ 式中 b_b——梁腹板宽度 h_0——梁截面有效高度 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
2	框架节点内水平箍筋的设置	（1）在框架节点内应设置水平箍筋，箍筋应符合本书表 4-18 与表 4-19 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下述(2)条的规定 （2）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下述(3)条的构造要求；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 （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

3.7 悬臂梁及梁支托和圈梁

3.7.1 悬臂梁及梁支托

悬臂梁及梁支托见表 3-32。

表 3-32 悬臂梁及梁支托

序号	项 目	内 容
1	悬臂梁	（1）梁顶面的纵向受力钢筋不少于 2 根，应按计算确定，沿梁角配置，伸至梁外端，并向下弯折不小于 12d，其余钢筋不应在梁的上面截断，按规定的弯起点位置向下弯折 （2）弯起钢筋应根据施工对钢筋骨架的稳定和结构计算确定。当悬臂长度大于 1.5m 时，不论计算是否需要，均宜设置一排（从根部算起）弯起钢筋。若悬臂端有集中荷载作用时，宜设置多排弯起钢筋，如图 3-36 所示 （3）梁底部架立钢筋应不少于 2 根，其直径不小于 12mm （4）应符合表 3-13 序号 2 的规定 （5）当悬臂梁端设有次梁的间接加载时，应在次梁内侧增设附加箍筋
2	梁支托	当 $V>0.25f_c bh_0$ 又不增加整个梁的截面高度，或柱与横梁刚度相差较大或有其他构造要求时，应设置支托（图 3-37）。增设梁支托后的梁截面高度应满足 $V\leqslant 0.25 f_c bh_0$ 要求 支托长度从支座轴线算起不应小于 $l/10$，一般取（1/6～1/8）l，l 为梁的跨度；支托高度 $h'\leqslant 0.4h$，h 为梁的高度；支托坡度一般为 1∶3。支托下部的斜向钢筋面积不应小于跨中截面受力钢筋面积的 1/4，且不少于 2⌶12（双肢箍时）或 4⌶12（四肢箍时），一般应与横梁伸进支托的下部纵向钢筋的直径和根数相同；支托内箍筋按计算确定，其间距一般为梁内箍筋间距的一半 在图 3-37 中 l_s：当不利用其强度时，取 $l_s=l_{as}$；当充分利用其抗压强度时，取 $l_s=0.7l_a$；当充分利用其抗拉强度时，取 $l_s=l_a$

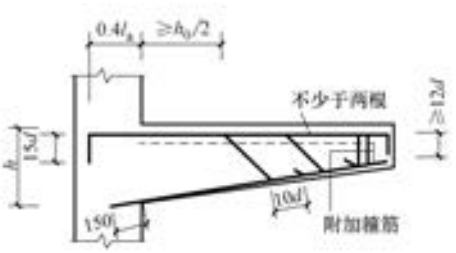


图 3-36 悬臂梁的配筋

3.7.2 圈梁

现浇钢筋混凝土圈梁设置见表 3-33。

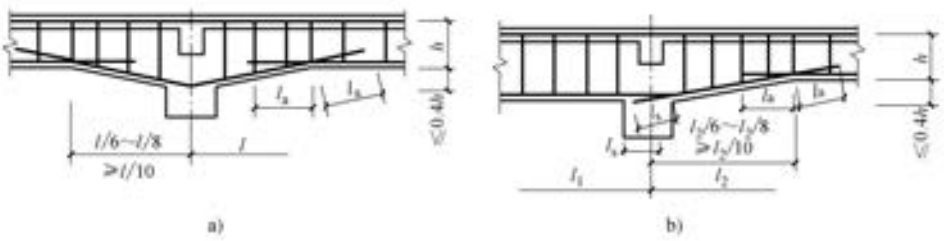


图 3-37 梁支托的配筋

a）双倾斜支托 b）单倾斜支托

表 3-33 现浇钢筋混凝土圈梁设置

序号	项 目	内 容
1	圈梁的形式及连接	（1）非地震区房屋 1）圈梁宜连续设置在同一水平面上，并形成封闭状。当圈梁被门窗洞口截断时，应在洞口上部增设相同截面的附加圈梁。附加圈梁与圈梁的搭接长度 l 不应小于 $2H$，且不得小于 1000mm，如图 3-38 所示。圈梁宜与预制板设在同一标高处或紧靠板底 2）纵横墙交接处的圈梁应有可靠的连接。对于现行《砌体结构设计规范》GB 50003 规定的刚性方案房屋，圈梁应与横墙加以连接，其间距 s 不宜大于表 3-34 规定的相应横墙间距，连接方式可将圈梁伸入横墙 1.5~2.0m，或在该墙上设置贯通圈梁；刚弹性和弹性方案房屋，圈梁应与屋架、大梁等构件可靠连接 （2）地震区房屋 1）多层黏土砖房及多层砌块房屋中，楼屋盖的钢筋混凝土梁或屋架应与圈梁可靠连接；坡屋顶房屋的屋架应与顶层圈梁可靠连接；预制阳台应与圈梁可靠连接。抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁应与圈梁连接；凸出屋顶的楼、电梯间，构造柱应与顶部圈梁连接 2）底部框架-抗震墙房屋和多排柱内框架房屋的抗震构造措施同上述 1）的规定 3）单层钢筋混凝土柱厂房中，圈梁应与柱或屋架牢固连接；顶部圈梁与柱或屋架连接的锚拉钢筋不宜少于 4Φ12，且锚固长度不宜少于 35 倍钢筋直径，防震缝处圈梁与柱或屋架的拉结宜加强 4）单层砖柱厂房中屋架(屋面梁)与墙顶圈梁应采用螺栓或焊接拉结；墙顶圈梁应与柱顶垫块整浇；抗震设防烈度为 9 度时，在垫块两侧各 500mm 范围内，圈梁的箍筋间距不应大于 100mm 5）空旷房屋中，大厅的砖柱上端钢筋应锚入屋架底部的圈梁内
2	圈梁的设置原则	（1）非地震区房屋 1）车间、仓库、食堂等空旷的单层房屋： ① 砖砌体房屋，檐口标高为 5~8m 时应在檐口标高处设置圈梁一道；檐口标高大于 8m 时，应增加设置数量 ② 砌块及料石砌体房屋中，檐口标高为 4~5m 时，应在檐口标高处设置圈梁一道，檐口标高大于 5m 时，应增加设置数量 对有起重机或较大振动设备的单层工业房屋，除在檐口或窗顶标高处设置现浇钢筋混凝土圈梁外，尚应增加设置数量 2）多层砌体房屋： ① 宿舍、办公楼等多层砌体民用房屋，且层数为 3~4 层时，应在檐口标高处设置圈梁一道。当层数超过 4 层时，应在所有纵横墙上隔层设置

（续表 3-33）

序号	项　目	内　容
2	圈梁的设置原则	② 多层砌体工业房屋，应每层设置现浇钢筋混凝土圈梁 ③ 设置墙梁的多层砌体房屋应在托梁、墙梁顶面和檐口标高处设置现浇钢筋混凝土圈梁，其他楼层处应在所有纵横墙上每层设置 3）采用现浇钢筋混凝土楼(屋)盖的多层砌体结构房屋，当层数超过 8 层时，除在檐口标高处设置一道圈梁外，可隔层设置圈梁，并与楼(屋)面板一起现浇。未设置圈梁的楼面板嵌入墙内的长度不应小于 120mm，并沿墙长配置不小于 2Φ10 的纵向钢筋 4）组合砖墙砌体结构房屋应在基础顶面及有组合墙的楼层处设置现浇钢筋混凝土圈梁。纵向钢筋应伸入构造柱内，并应符合受拉钢筋的锚固要求 5）配筋砌块砌体剪力墙房屋应在楼(屋)盖的所有纵横墙顶处设置现浇钢筋混凝土圈梁。圈梁的混凝土强度等级不宜低于同层混凝土块体强度等级的 2 倍，或该层灌孔混凝土的强度等级，也不应低于 C20 6）建筑在软弱地基或不均匀地基上的砌体房屋： ① 在多层房屋的基础和顶层处宜各设置一道，其他各层可隔层设置，必要时也可层层设置 ② 单层工业厂房、仓库，可结合基础梁、连系梁、过梁等酌情设置 7）在温差较大地区的房屋，为防止墙体开裂，圈梁不宜外露，以减小圈梁与砌体的温差 (2) 地震区房屋 1）当 6 度 8 层、7 度 7 层和 8 度 6 层时应在所有楼(处)盖处的纵横墙上设置钢筋混凝土圈梁 2）多层普通砖、多孔砖房屋： ① 装配式钢筋混凝土楼、屋盖，或木楼、屋盖的砖房，横墙承重时应按表 3-35 的要求设置圈梁；纵墙承重时，每层均应设置圈梁，且抗震横墙上圈梁的间距应比表内要求适当加密。当表 3-35 要求的间距内无横墙时，应利用梁或板缝中配筋替代圈梁 ② 现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋，允许不另设圈梁，但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接 ③ 同一结构单元的基础(或桩承台)，宜采用同一类型的基础且底面宜埋置在同一标高上，否则应增设基础圈梁并应按 1∶2 的台阶逐步放坡 ④ 横墙较小的住宅楼总高度和层数接近或达到《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的限值时，所有纵横墙均应在楼、屋盖标高处设置加强的现浇钢筋混凝土圈梁，圈梁的截面高度不宜小于 150mm，上下纵筋各不应少于 3Φ10，箍筋不少于Φ6，间距不大于 300mm 3）多层砌块房屋，对小砌块房屋的圈梁：8 度区应按表 3-35 中 9 度区设置；6 度、7 度区应按表 3-35 中 8 度区设置，但屋盖处间距可不作限制 4）底部框架-抗震墙房屋，除过渡层以外的其他楼层，采用装配式钢筋混凝土楼板时均应设现浇圈梁；采用现浇钢筋混凝土楼板时允许不另设圈梁，但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱可靠连接 5）多层多排柱内框架房屋，采用现浇钢筋混凝土楼板时应允许不设圈梁，单楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱可靠连接 6）单层钢筋混凝土柱厂房，砌体围护墙在下列部位应设置现浇钢筋混凝土圈梁：

（续表 3-33）

序号	项　　目	内　　容
2	圈梁的设置原则	① 梯形屋架端部上弦和柱顶的标高处应各设一道，但屋架端部高度不大于 900mm 时可合并设置 ② 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，应按上密下稀的原则每隔 4m 左右在窗顶增设圈梁一道 ③ 不等高厂房的高低跨封墙和纵横跨交接处的悬墙，圈梁的竖向间距不应大于 3m ④ 抗震设防烈度为 8 度Ⅲ类、Ⅳ类场地和 9 度时，当砖围护墙下另设条形基础时，在柱基础顶面标高处应设置连续的现浇钢筋混凝土圈梁 7）单层砖柱厂房，厂房柱顶标高处应沿房屋外墙及承重内墙设置现浇闭合圈梁，抗震设防烈度为 8 度和 9 度时还应沿墙高每隔 3~4m 增设圈梁一道。当地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土层时，尚应设置基础圈梁 8）单层空旷房屋，大厅柱(墙)顶标高处应设置现浇圈梁，并宜沿墙高每隔 3m 左右增设一道圈梁。梯形屋架端部高度大于 900mm 时尚应在上弦标高处增设圈梁一道。大厅与两侧附属房屋间不设防震缝时，应在同一标高处设置封闭圈梁并在交接处拉通 9）多层石结构房屋，每层的纵横墙均应设置圈梁 10）组合砖墙砌体结构房屋，抗震设计时的圈梁设置及其构造措施同非抗震设计 11）配筋砌块砌体剪力墙房屋，楼、屋盖处应设置钢筋混凝土圈梁。圈梁混凝土强度等级不宜小于砌块强度等级的 2 倍，或该层灌孔混凝土的强度等级，但不应低于 C20
3	圈梁的截面尺寸	圈梁的宽度宜与墙厚相同，当墙厚 $d \geqslant 240$mm 时，圈梁的宽度不宜小于 $2d/3$。圈梁的高度应为砌体每皮厚度的倍数，且不应小于 120mm；对于组合砖墙砌体结构房屋的圈梁高度不宜小于 240mm；对于配筋砌块砌体剪力墙房屋的圈梁宽度和高度宜等于墙厚和砌块高度 对于地震区的小砌块房屋，圈梁宽度不应小于 190mm；对于多层砌体房屋中的基础圈梁，单层钢筋混凝土柱厂房的砌体围护墙和砖柱厂房中砖外墙和承重内墙的圈梁以及单层空旷房屋中大厅柱(墙)顶标高处的圈梁，其高度不应小于 180mm；对于配筋小型空心砌块房屋，现浇楼板的圈梁高度不宜小于 200mm，装配整体式楼板的板底圈梁高度不宜小于 120mm。对 6 度 8 层、7 度 7 层和 8 度 6 层的所有楼(屋)盖处纵横墙上圈梁的截面尺寸不应小于 240mm×180mm。对配筋砌块砌体剪力墙房屋，圈梁的宽度宜为墙厚，高度不宜小于 200mm
4	圈梁的配筋	圈梁的纵向钢筋不应少于 4Φ10，钢筋的搭接长度按受拉钢筋考虑，箍筋的间距不应大于 300mm。组合砖墙砌体结构房屋圈梁的纵向钢筋不宜小于 4Φ12，箍筋宜采用Φ6、间距 200mm。根据房屋类型，圈梁配筋不应少于表 3-36 的规定。当 6 度 8 层、7 度 7 层和 8 度 6 层时，圈梁主筋不应少于 4Φ12，箍筋Φ6、间距 200mm 圈梁兼作过梁时，过梁部分的钢筋应按计算用量另行增配。对单层砖柱厂房抗震设计，当圈梁兼作门窗过梁或抵抗不均匀沉降影响时，其截面和配筋除满足抗震要求外，尚应根据实际受力计算确定
5	圈梁配筋构造	圈梁转角处的配筋构造如图 3-39 所示。对于地震区，图中 l_a 采用 l_{aE} 值；各圈梁在转角处应增设水平斜筋，其直径与纵筋直径相同

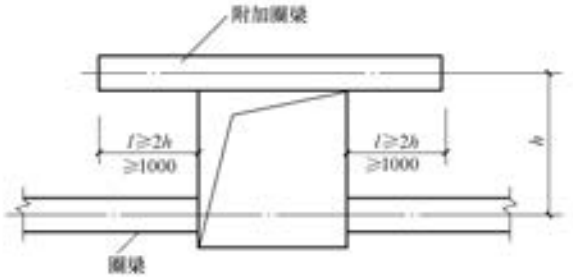


图 3-38 圈梁切断时的布置

表 3-34 房屋的静力计算方案

序号	屋盖或楼盖类别	刚性方案	刚弹性方案	弹性方案
1	整体式、装配整体和装配式无檩体系钢筋混凝土屋盖或钢筋混凝土楼盖	s<32m	32m≤s≤72m	s>72m
2	装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖、轻钢屋盖和有密铺望板的木屋盖或木楼盖	s<20m	20m≤s≤48m	s>48m
3	瓦材屋面的木屋盖和轻钢屋盖	s<16m	16m≤s≤36m	s>36m

注：1. 表中 s 为房屋横墙间距。

2. 对无围墙或伸缩缝处无横墙的房屋，应按弹性方案考虑。

表 3-35 砖房现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

序号	墙类	设防烈度		
		6、7	8	9
1	外墙及内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
2	内横墙	屋盖处及每层楼盖处；屋盖处间距不应大于 4.5m；楼盖处间距不应大于 7.2m；构造柱对应部位	屋盖处及每层楼盖处；各层所有横墙，且间距不应大于 4.5m；构造柱对应部位	屋盖处及每层楼盖处；各层所有横墙

表 3-36 圈梁的配筋要求

序号	墙类	房屋类型	非抗震	抗震设防烈度		
				6、7	8	9
1	最小纵筋	多层砌体房屋和底部框架、内框架房屋的一般圈梁	4Φ10	4Φ10	4Φ12	4Φ14
2		多层石结构房屋的圈梁	4Φ10	4Φ10		
3		多层小砌块房屋的圈梁，多层砌体房屋及多层砌块房屋的基础圈梁，单层砖柱厂房及单层空旷房屋中大厅柱(墙)顶标高处的圈梁	4Φ10	4Φ12		

（续表 3-36）

序号	墙类	房屋类型	非抗震	抗震设防烈度		
				6、7	8	9
4	最小纵筋	配筋砌块砌体剪力墙房屋	4Φ10	纵筋直径不应小于墙中水平分布钢筋直径，且不宜小于 4Φ12		
5		单层钢筋混凝土柱厂房一般圈梁	4Φ10	4Φ12		4Φ14
6		单层钢筋混凝土柱厂房转角处柱顶圈梁在端开间范围内（转角处应增设 3 根同直径水平斜筋）	4Φ12	4Φ14		4Φ16
7	最大箍筋间距/mm	单层钢筋混凝土柱厂房转角处两侧各 1m 范围内的柱顶圈梁	Φ6@100	Φ8@100		
8		单层空旷房屋、多层小砌块房屋、配筋砌块砌体剪力墙房屋及多层石结构房屋的圈梁	Φ6@300	Φ6@200		
9		其他房屋的圈梁，箍筋用Φ6	300	250	200	150

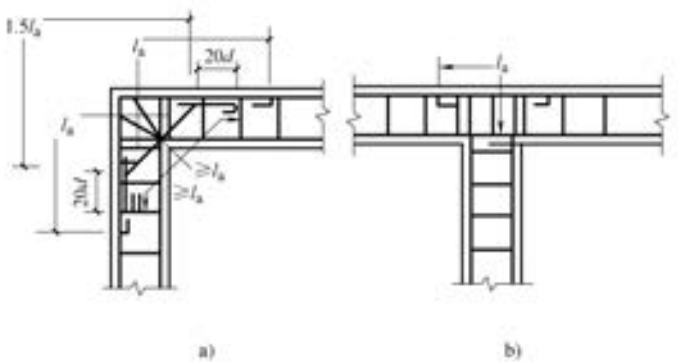


图 3-39 圈梁转角处的配筋构造

a）外纵、横墙交接处 b）外纵墙与内横墙交接处

3.8 非抗震钢筋混凝土梁配筋图例

3.8.1 顶层屋面框架梁纵向钢筋构造

顶层屋面框架梁纵向钢筋构造见表 3-37。

表 3-37 顶层屋面框架梁纵向钢筋构造

序号	项 目	内 容
1	顶层屋面框架梁纵向钢筋构造	顶层屋面框架梁纵向钢筋构造如图 3-40 所示，要求如下： （1）跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1$，2，3…

（续表 3-37）

序号	项　目	内　容
1	顶层屋面框架梁纵向钢筋构造	（2）图中 h_c 为柱截面沿框架方向的高度 （3）当梁上部有通长钢筋时，连接位置宜位于跨中 $l_{ni}/3$ 范围内；梁下部钢筋连接位置宜位于支座 $l_{ni}/3$ 范围内；且在同一连接区段内钢筋接头面积百分率不宜大于 50% （4）钢筋连接要求见本书表 1-42 （5）当具体工程对框架梁下部纵筋在中间支座或边支座的锚固长度要求不同时，应由设计者指定 （6）应符合本书表 3-30 的有关规定 （7）纵向钢筋弯折构造要求如图 3-16 所示 （8）l_a 见表 1-39 的有关规定 （9）梁侧面构造钢筋要求见表 3-24 序号 1 （10）顶层端节点处梁上部钢筋与附加角部钢筋构造要求参见本书图 4-17 及图 4-18
2	顶层端节点下部钢筋的锚固	顶层端节点下部钢筋的锚固如图 3-41 所示，要求如下： （1）顶层端节点梁下部钢筋端头加锚头（锚板）锚固如图 3-41a 所示，顶层端支座梁下部钢筋直锚如图 3-41b 所示 （2）l_{ab} 见本书表 1-38 （3）见本表序号 1 中的有关规定
3	顶层中间节点梁下部筋在节点处搭接	顶层中间节点梁下部筋在节点处搭接如图 3-42 所示，要求如下： （1）梁下部钢筋不能在柱内锚固时，可在节点外搭接。相邻跨钢筋直径不同时，搭接位置位于较小直径一跨 （2）l_l 见本书表 1-47 及表 1-48 （3）见本表序号 1 中的有关规定
4	非框架梁配筋构造	非框架梁配筋构造如图 3-43 所示，要求如下： （1）跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1$，2，3… （2）当端支座为柱、剪力墙（平面内连接）时，梁端部应设箍筋加密区，设计应确定加密区长度。设计未确定时取该工程框架梁加密区长度。梁端与柱斜交，或与圆柱相交时的箍筋起始位置参见本书图 3-50 （3）当梁上部有通长钢筋时，连接位置宜位于跨中 $l_{ni}/3$ 范围内；梁下部钢筋连接位置宜位于支座 $l_{ni}/4$ 范围内；且在同一连接区段内钢筋接头面积百分率不宜大于 50% （4）钢筋连接要求见本书表 1-42 （5）当梁配有受扭纵向钢筋时，梁下部纵筋锚入支座的长度应为 l_a，在端支座直锚长度不足时可弯锚。当梁纵筋兼作温度应力筋时，梁下部钢筋锚入支座长度由设计确定 （6）纵筋在端支座应伸至主梁外侧纵筋内侧后弯折，当直段长度不小于 l_a 时可不弯折 （7）当梁中纵筋采用光面钢筋时，图中 $12d$ 应改为 $15d$ （8）梁侧面构造钢筋要求见本书表 3-24 序号 1 （9）图中“设计按铰接时”“充分利用钢筋的抗拉强度时”由设计指定 （10）弧形非框架梁的箍筋间距沿梁凸面线度量 （11）纵向钢筋弯折构造要求如图 3-16 所示 （12）长度值 l_{ab} 见本书表 1-38

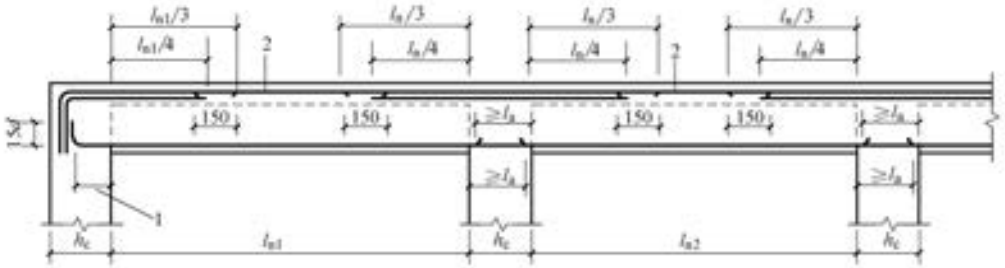


图 3-40 顶层屋面框架梁纵向钢筋构造

1—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧，且≥0.4l_{ab} 2—架立筋

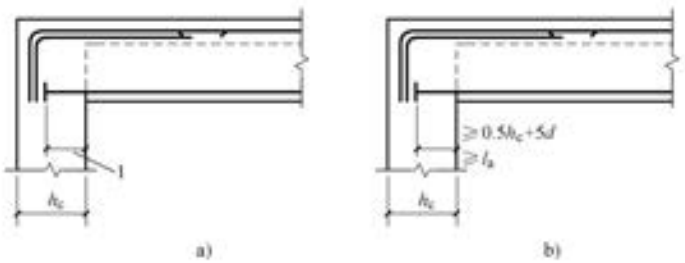


图 3-41 顶层端节点下部钢筋的锚固

a）顶层端节点梁下部钢筋端头加锚头(锚板)锚固 b）顶层端支座梁下部钢筋直锚

1—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{ab}

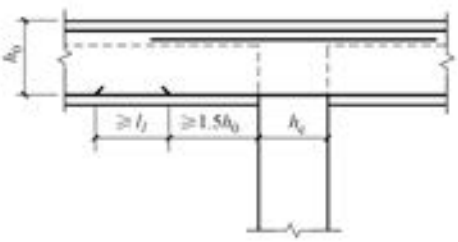


图 3-42 顶层中间节点梁下部筋在节点外搭接

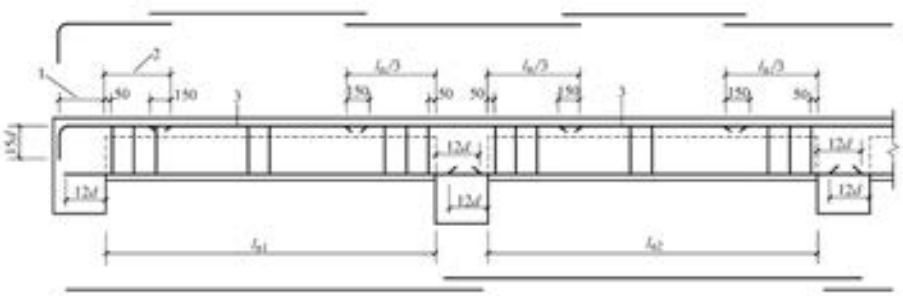


图 3-43 非框架梁配筋构造

1—设计按铰接时：≥0.35l_{ab}，充分利用钢筋的抗拉强度时：≥0.6l_{ab} 2—设计按铰接时：l_{n1}/5，充分利用钢筋的抗拉强度时：l_{n1}/3 3—(通长筋)架立筋

3.8.2 楼层框架梁纵向钢筋构造

楼层框架梁纵向钢筋构造见表 3-38。

表 3-38 楼层框架梁纵向钢筋构造

序号	项 目	内 容
1	楼层框架梁纵向钢筋构造	楼层框架梁纵向钢筋构造如图 3-44 所示，要求如下： （1）跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1$，2，3… （2）图中 h_c 为柱截面沿框架方向的高度 （3）当梁上部有通长钢筋时，连接位置宜位于跨中 $l_{ni}/3$ 范围内；梁下部钢筋连接位置宜位于支座 $l_{ni}/3$ 范围内；且在同一连接区段内钢筋接头面积百分率不宜大于 50% （4）钢筋连接要求见本书表 1-42 （5）当具体工程对框架梁下部纵筋在中间支座或边支座的锚固长度要求不同时，应由设计者指定 （6）当梁纵筋采用绑扎搭接接长时，搭接区内箍筋直径及间距要求为： 1）搭接区内箍筋直径不小于 $d/4$（d 为搭接钢筋最大直径），间距不应大于 100mm 及 $5d$（d 为搭接钢筋最小直径） 2）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 （7）梁侧面构造钢筋要求见表 3-24 序号 1 （8）纵向钢筋弯折构造要求如图 3-16 所示 （9）l_{ab} 见本书表 1-38
2	端支座纵筋锚固与中间层中间节点梁下部筋在节点外搭接	（1）端支座纵筋锚固构造如图 3-45 所示，要求如下： 1）端支座加锚头（锚板）锚固如图 3-45a 所示 2）端支座直锚如图 3-45b 所示 3）见本表序号 1 的有关规定 （2）中间层中间节点梁下部筋在节点外搭接如图 3-46 所示，要求如下： 1）梁下部钢筋不能在柱内锚固时，可在节点外搭接。相邻跨钢筋直径不同时，搭接位置位于较小直径一跨 2）l_l 见本书表 1-47 及表 1-48 3）见本表序号 1 中有关规定
3	不伸入支座的梁下部纵向钢筋断点位置	不伸入支座的梁下部纵向钢筋断点位置如图 3-47 所示，要求如下： （1）本构造详图不适用于框支梁 （2）伸入支座的梁下部纵向钢筋锚固构造参见图 3-44 及图 3-45

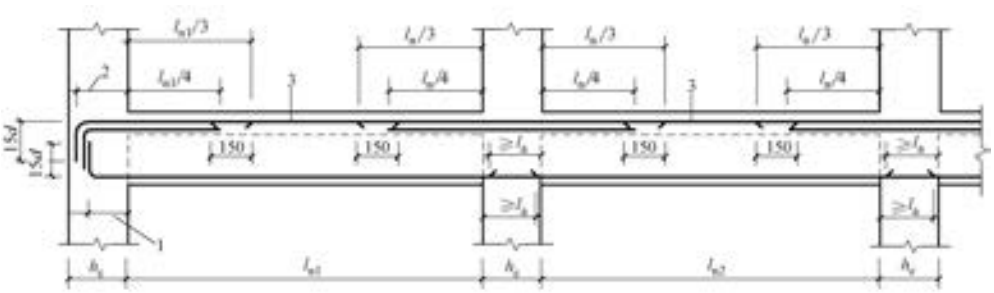


图 3-44 楼层框架梁纵向钢筋构造

1—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧或柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{ab} 2—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{ab} 3—架立筋

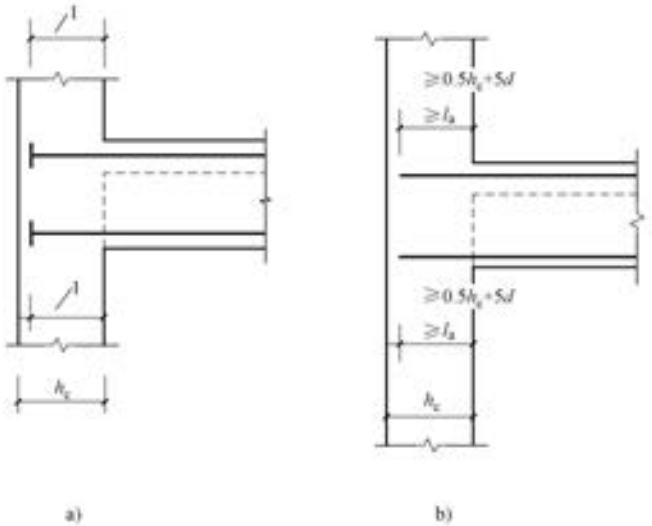


图 3-45 端支座纵筋锚固构造

a）端支座加锚头(锚板)锚固 b）端支座直锚

1—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{ab}

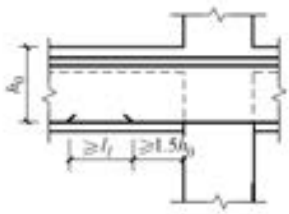


图 3-46 中间层中间节点梁

下部筋在节点外搭接

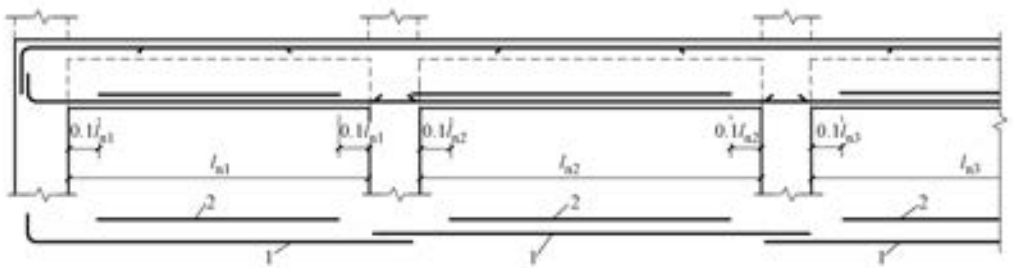


图 3-47 不伸入支座的梁下部纵向钢筋断点位置

1—伸入支座的钢筋 2—不伸入支座的钢筋

3.8.3 框架梁(屋面框架梁)箍筋间距构造

框架梁(屋面框架梁)箍筋间距构造见表 3-39。

表 3-39　框架梁(屋面框架梁)箍筋间距构造

序号	项　　目	内　　容
1	一种箍筋间距构造	一种箍筋间距框架梁(屋面框架梁)构造如图 3-48 所示，要求如下： (1) 弧形梁沿梁中心线展开，箍筋间距沿凸面线量度 (2) 梁中附加箍筋、吊筋构造见本书表 3-24 及表 3-26 (3) 见表 3-38 序号 1 之(6)条的规定
2	两种箍筋间距构造	两种箍筋间距框架梁(屋面框架梁)构造如图 3-49 所示，要求如下： (1) 弧形梁沿梁中心线展开，箍筋间距沿凸面线量度 (2) 见本表序号 1 中有关规定
3	梁与方柱斜交或与圆柱相交时箍筋起始位置	框架梁(屋面框架梁)与方柱斜交或与圆柱相交时箍筋起始位置如图 3-50 所示，要求如下： (1) 为便于施工，梁在柱内箍筋在现场可用两个半套箍搭接或焊接 (2) 见本表序号 1 中有关规定

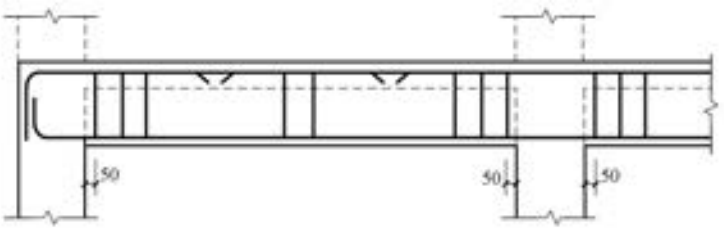


图 3-48　一种箍筋间距框架梁(屋面框架梁)构造

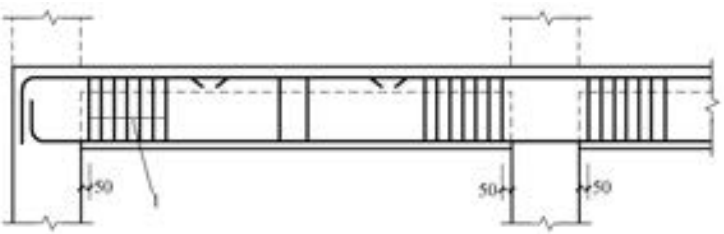


图 3-49　两种箍筋间距框架梁(屋面框架梁)构造

1—梁端箍筋规格及数量由设计标注

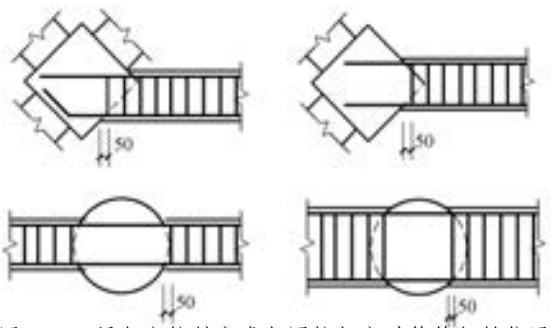


图 3-50　梁与方柱斜交或与圆柱相交时箍筋起始位置

3.8.4 连续梁中间支座纵向钢筋构造

连续梁中间支座纵向钢筋构造见表 3-40。

表 3-40 连续梁中间支座纵向钢筋构造

序号	项 目	内 容
1	顶层屋面框架梁中间支座纵向钢筋构造	（1）顶层屋面框架梁中间支座纵向钢筋构造如图 3-51 所示 （2）图 3-51 中，括号内为非抗震梁纵筋的锚固长度 （3）图 3-51 中标注可直锚的钢筋，当支座宽度满足直锚要求时可直锚，具体构造要求参见本书图 3-45b （4）纵向钢筋弯折构造要求如图 3-16 所示
2	中间层中间支座框架梁纵向钢筋构造	（1）中间层中间支座框架梁纵向钢筋构造如图 3-52 所示 （2）其他同本表序号 1 中有关规定
3	非框架梁中间支座纵向钢筋构造	（1）非框架梁中间支座纵向钢筋构造如图 3-53 所示 （2）当支座两边梁宽不同或错开布置时，将无法直通的纵筋弯锚入梁内。或当支座两边纵筋根数不同时，可将多出的纵筋弯锚入梁内(图 3-53c) （3）梁下部纵向筋锚固要求参见本书图 3-43

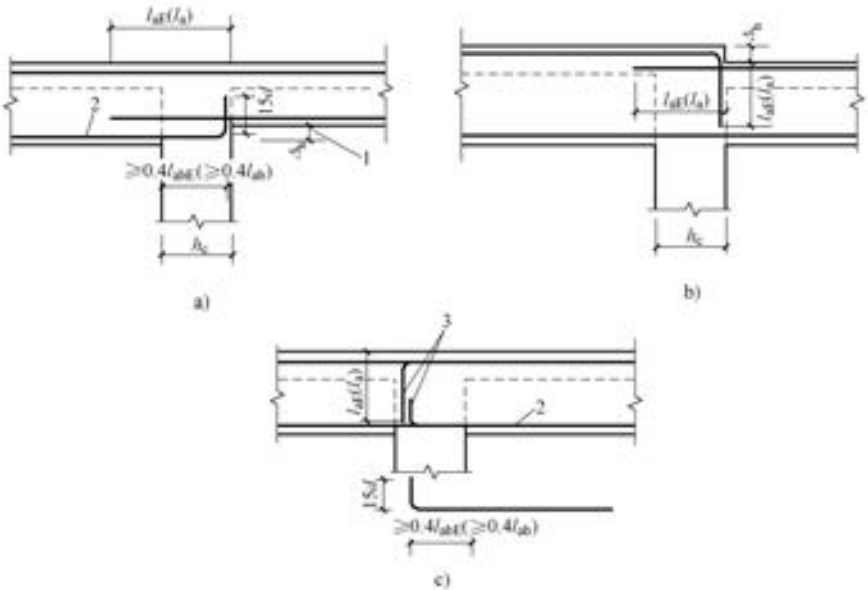


图 3-51 顶层屋面框架梁中间支座纵向钢筋构造

1—当 $\Delta_h/(h_c-50)\leqslant 1/6$ 时参见图 3-52b 做法 2—可直锚

3—当支座两边梁宽不同或错开布置时，将无法直通的纵筋弯锚入柱内；或当支座两边纵筋根数不同时，可将多出的纵筋弯锚入柱内

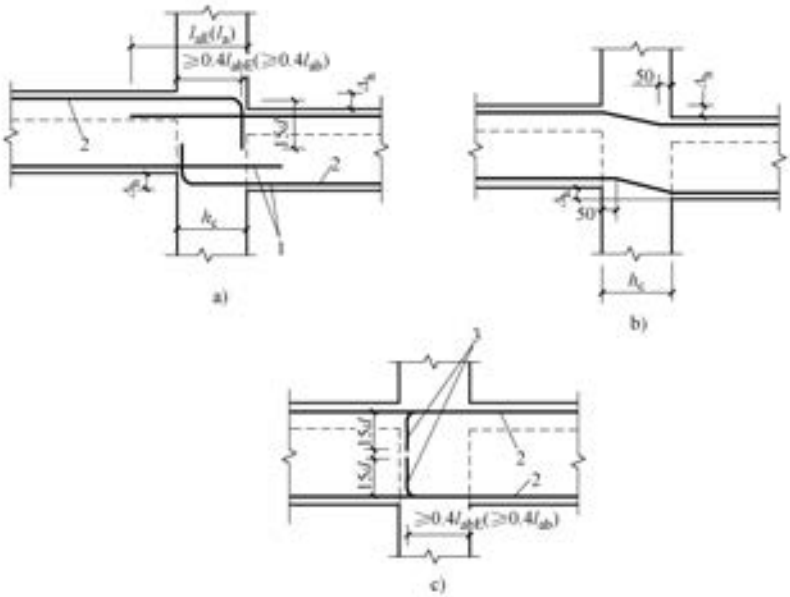


图 3-52　中间层中间支座框架梁纵向钢筋构造

a）$\Delta_h/(h_c-50)>1/6$　b）$\Delta_h/(h_c-50)\leqslant 1/6$ 时，纵筋可连续布置

c）当支座两边梁宽不同或错开布置时

1—锚固构造同上部钢筋　2—可直锚　3—当支座两边梁宽不同或错开布置时，将无法直通的纵筋弯锚入柱内；或当支座两边纵筋根数不同时，可将多出的纵筋弯锚入柱内

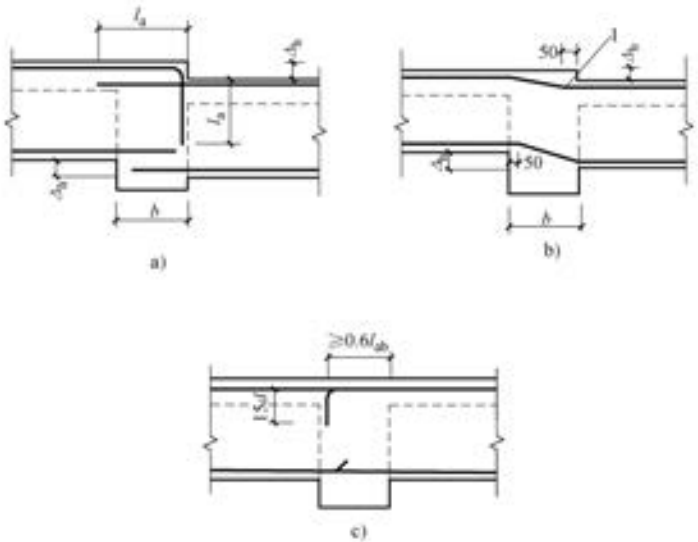


图 3-53　非框架梁中间支座纵向钢筋构造

a）$\Delta_h/(h_c-50)>1/6$ 时，支座两边纵筋互锚梁下部纵向筋锚固要求参见图 3-43

b）$\Delta_h/(h_c-50)\leqslant 1/6$ 时，纵筋连续布置　c）当支座两边梁宽不同或错开布置时

1—平直段入支座 50mm

3.8.5 悬挑梁与框架梁加腋配筋构造

悬挑梁与框架梁加腋配筋构造见表 3-41。

表 3-41 悬挑梁与框架梁加腋配筋构造

序号	项 目	内 容
1	悬挑梁配筋构造	（1）纯悬挑梁配筋构造如图 3-54 所示，要求如下： 1）当不考虑地震时，纯悬挑梁的悬挑端的纵向钢筋直锚长度≥l_a 且≥0.5h_c+5d 时，可不必往下弯折 2）当梁上部设有第三排钢筋时，其伸出长度应由设计者注明 3）见表 3-13 序号 1 及表 3-32 序号 1 的有关规定 （2）各类梁的悬挑端配筋构造如图 3-55 所示，要求如下： 1）图 3-55a 所示悬挑梁，可用于中间层或屋面 2）图 3-55b 所示悬挑梁，为 $\Delta_h/(h_c-50)>1/6$，仅用于中间层 3）图 3-55c 所示悬挑梁，为当 $\Delta_h/(h_c-50)\leqslant 1/6$ 时，上部纵筋连续布置，用于中间层，当支座为梁时也可用于屋面 4）如图 3-55d 所示，为 $\Delta_h/(h_c-50)>1/6$，仅用于中间层，悬挑端的纵向钢筋直锚长度≥l_a且≥0.5h_c+5d 时，可不必往下弯折 5）如图 3-55e 所示，为当 $\Delta_h/(h_c-50)\leqslant 1/6$ 时，上部纵筋连续布置，用于中间层，当支座为梁时也可用于屋面 6）如图 3-55f 所示，为 $\Delta_h\leqslant h_b/3$），用于屋面，当支座为梁时也可用于中间层 7）如图 3-55g 所示，为 $\Delta_h\leqslant h_b/3$），用于屋面，当支座为梁时也可用于中间层 8）括号内数字为抗震框架梁纵筋锚固长度。当悬挑梁考虑竖向地震作用时（由设计明确），图中悬挑梁中钢筋锚固长度 l_a、l_{ab}应改为 l_{aE}、l_{abE}，悬挑梁下部钢筋伸入支座长度也应采用 l_{aE} 9）图 3-55a、图 3-55f、图 3-55g 节点，当屋面框架梁与悬挑端根部底平时，框架柱中纵向钢筋锚固要求可按中柱柱节点（参见本书图 4-19 与图 8-27） 10）l_{ab}及 l_{abE}见本书表 1-38，l_a见本书表 1-39，l_{aE}见本书表 1-39、表 1-40 及表 1-41 （3）悬挑梁端附加箍筋范围及纵向钢筋弯折要求如图 3-56 所示，其中 1）悬挑梁端附加箍筋范围如图 3-56a 所示 2）纵向钢筋弯折要求如图 3-56b 所示
2	框架水平、竖向加腋构造	（1）框架梁水平加腋构造如图 3-57 所示，要求如下： 1）括号内为非抗震梁纵筋的锚固长度 2）当梁结构平法施工图中，水平加腋部位的配筋设计未给出时，其梁腋上下部斜纵筋（仅设置第一排）直径分别同梁内上下纵筋，水平间距不宜大于 200mm；水平加腋部位侧面纵向构造筋的设置及构造要求同梁内侧面纵向构造筋，见本书表 3-24 序号 1 3）加腋部位箍筋规格及肢距与梁端部的箍筋相同 4）图中 C_3 取值：抗震等级为一级：≥2.0h_b 且≥500mm，抗震等级为二～四级：≥1.5h_b 且≥500mm 5）见本表序号 1 中的有关规定 6）见本书表 3-32 序号 2 中的有关规定 （2）框架梁竖向加腋构造如图 3-58 所示，要求如下： 1）本图中框架梁竖向加腋构造适用于加腋部分参与框架梁计算，配筋由设计标注；其他情况设计应另行给出做法 2）见上述（1）中有关规定

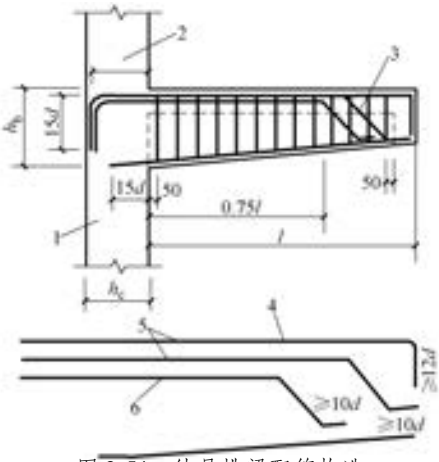


图 3-54 纯悬挑梁配筋构造

1—柱或墙 2—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{ab} 3—当l<4h_b时，可不将箍筋在端部弯下 4—至少 2 根角筋，并不少于第一排纵筋的 1/2，其余纵筋弯下 5—第一排 6—第二排

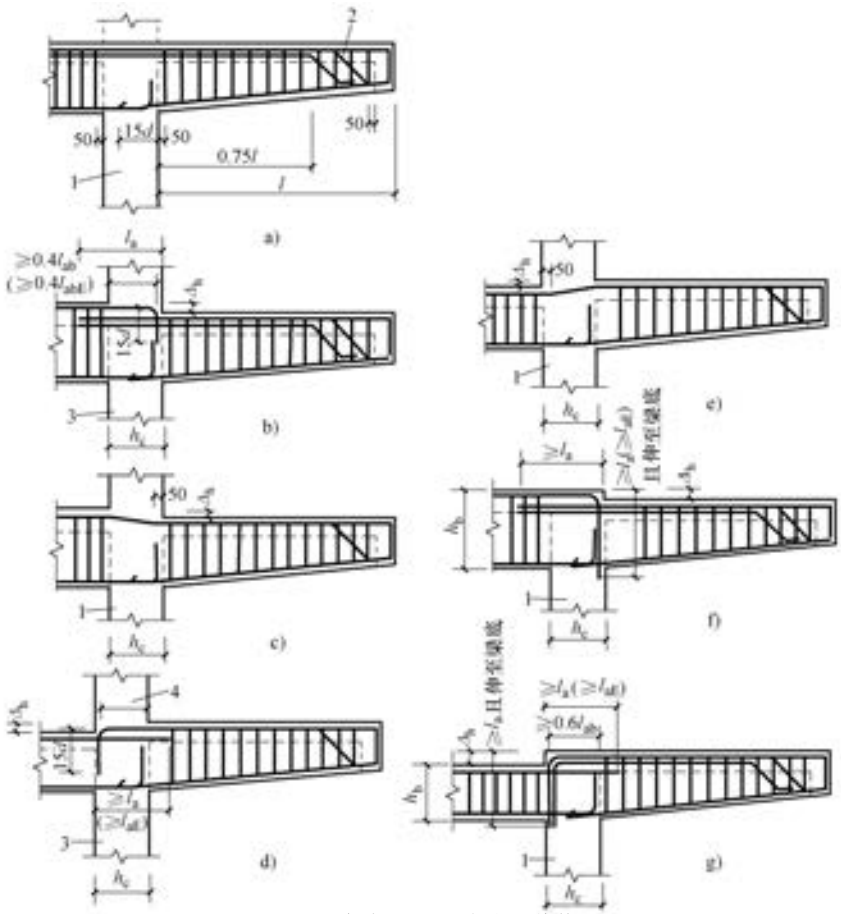


图 3-55 各类梁的悬挑端配筋构造

1—柱、墙或梁 2—当l<4h_b时，可不将钢筋在端部弯下 3—柱、墙 4—伸至柱对边纵筋内侧，且≥0.4l_{ab}

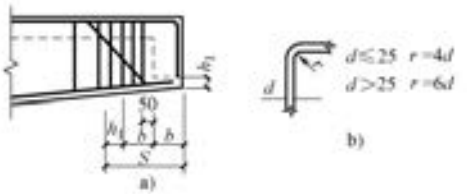


图 3-56 悬挑梁端附加箍筋范围及纵向钢筋弯折要求
a）悬挑梁端附加箍筋范围 b）纵向钢筋弯折要求

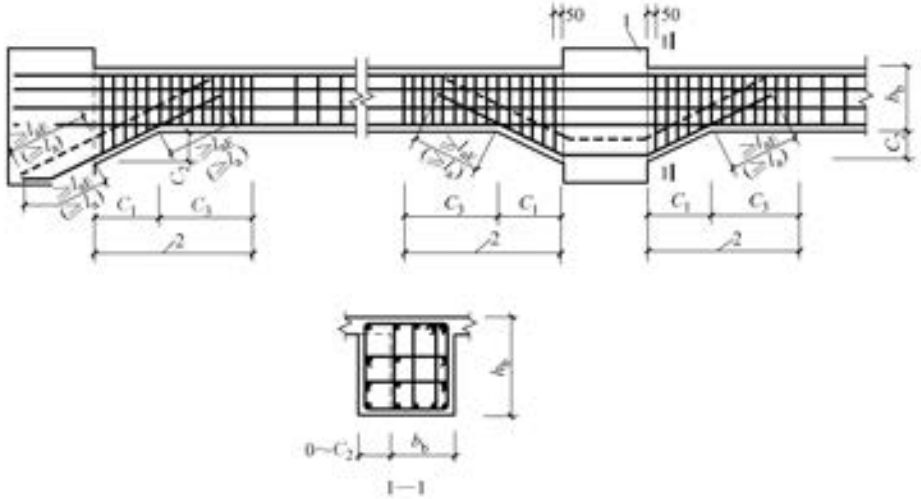


图 3-57 框架梁水平加腋构造
1—柱 2—箍筋加密区

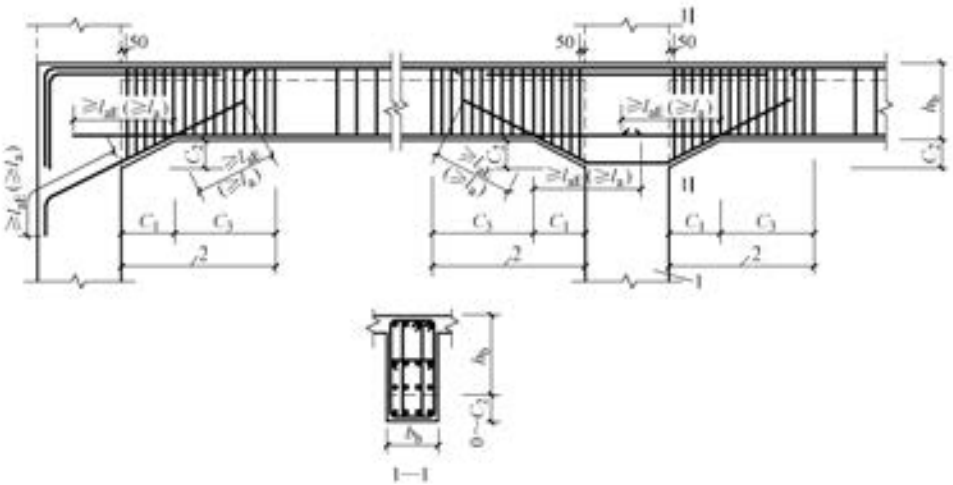


图 3-58 框架梁竖向加腋构造
1—柱 2—箍筋加密区

第 4 章　钢筋混凝土柱

4.1　柱的截面选择

4.1.1　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

轴心受压和偏心受压的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 4-1 的规定取用。

表 4-1　刚性屋盖的单层房屋排架柱、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
		两跨及多跨	1.25H	1.0H	1.2H
2	有起重机房屋柱	上柱	2.0H_u	1.25 H_u	1.5 H_u
		下柱	1.0H_l	0.8 H_l	1.0 H_l
3	露天起重机和栈桥柱		2.0H_l	1.0 H_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 不小于 0.3 的情况；当 H_u/H_l 小于 0.3 时，计算长度宜采用 2.5H_u。

4.1.2　梁与柱为刚接的钢筋混凝土框架柱

轴心受压和偏心受压的一般多层房屋中梁柱为刚接的框架结构各层柱段，其计算长度可按表 4-2 的规定取用。

表 4-2　框架结构各层柱段的计算长度

序号	楼盖类型	柱段	计算长度 l_0	序号	楼盖类型	柱段	计算长度 l_0
1	现浇楼盖	底层柱段	1.0H	2	装配式楼盖	底层柱段	1.25H
		其余各层柱段	1.25H			其余各层柱段	1.5H

注：1. 具有非轻质填充墙且梁柱为刚接的框架结构各层柱段，当框架为三跨及三跨以上，或为两跨且框架总宽度不小于其总高度的 1/3 时，各层柱段的计算长度可取为 H。

2. 对底层柱段，H 为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度；对其余各层柱段，H 为上、下两层楼盖顶面之间的高度。

3. 按有侧移考虑的框架结构，当竖向荷载较小或竖向荷载大部分作用在框架节点上或其附近时，各层柱段的计算长度应根据可靠设计经验取用较上述规定更大的数值。

4.1.3　单层厂房常用柱的截面形式

单层厂房铰接排架柱一般采用预制柱，柱顶与屋架铰接，柱根与杯形基础固接，常用柱的截面形式见表 4-3。

表 4-3 单层厂房柱常用柱截面参考

序号	柱截面高度 h	宜采用柱的截面形式	序号	柱截面高度 h	宜采用柱的截面形式
1	$h \leqslant 500$mm	矩形截面柱	4	$h = 1300 \sim 1500$mm	工形截面柱或双肢柱
2	$h = 600 \sim 800$mm	矩形或工形截面柱	5	$h > 1600$mm	双肢柱
3	$h = 900 \sim 1200$mm	工形截面柱			

注：抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，宜采用斜腹杆双肢柱。

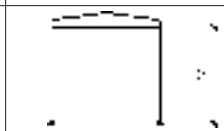
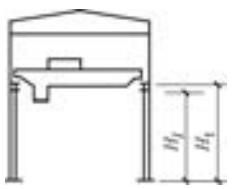
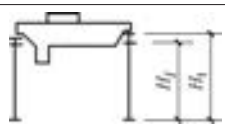
4.1.4 单层厂房常用柱的截面尺寸

（1）柱的截面尺寸应由设计计算确定，必须满足强度和刚度要求。

（2）6m 柱距的厂房柱和露天起重机栈桥柱，其截面最小尺寸符合表 4-4 的要求时，可不进行刚度验算。

（3）对于单层厂房常用柱的截面尺寸可参照表 4-5～表 4-7 采用。

表 4-4 6m 柱距实腹柱截面尺寸

项目	简图	分项		截面高度 h	截面宽度 b
无起重机厂房		单跨		$\geqslant H/18$	$\geqslant H/30$ 并 $\geqslant 300$mm；管柱 $r \geqslant H/105$ 并 $D \geqslant 300$mm
		多跨		$\geqslant H/20$	
有起重机厂房		$Q \leqslant 10$t		$\geqslant H_t/14$	$\geqslant H_l/25$ 并 $\geqslant 300$mm；管柱 $r \geqslant H_l/85$ 并 $D \geqslant 400$mm
		$Q = 15 \sim 20$t	$H_t \leqslant 10$m	$\geqslant H_t/11$	
			$10\text{m} < H_t \leqslant 12\text{m}$	$\geqslant H_t/12$	
		$Q = 30$t	$H_t \leqslant 10$m	$\geqslant H_t/10$	
			$H_t \geqslant 12$m	$\geqslant H_t/11$	
		$Q = 50$t	$H_t \leqslant 11$m	$\geqslant H_t/9$	
			$H_t \geqslant 13$	$\geqslant H_t/10$	
		$Q = 75 \sim 100$t	$H_t \leqslant 12$m	$\geqslant H_t/8$	
			$H_t \geqslant 14$m	$\geqslant H_t/8.5$	
露天栈桥		$Q \leqslant 10$t		$\geqslant H_t/10$	$\geqslant H_t/25$ 并 $\geqslant 500$mm；管柱 $r \geqslant H_l/70$ 并 $D \geqslant 400$mm
		$Q \leqslant 15 \sim 30$t	$H_t \leqslant 12$m	$\geqslant H_t/9$	
		$Q = 50$t	$H_t \leqslant 12$m	$\geqslant H_t/8$	

注：1. 表中 Q 为起重机起重量，H 为基础顶面至柱顶的总高度，H_t 为基础顶面至吊车梁顶的高度，H_l 为基础顶面至吊车梁底的高度，r 为管柱的单管回转半径，D 为管柱的单管外径。

2. 当采用平腹杆双肢柱时，截面高度 h 应乘以系数 1.1；采用斜腹杆双肢柱时，截面高度 h 应乘以系数 1.05。

3. 表中有起重机厂房的柱截面高度是按重级工作制考虑的，对中、轻级工作制应乘以系数 0.95。

4. 当厂房柱距为 12m 时，柱的截面尺寸宜乘以系数 1.1。

5. 柱顶端为不动支点（复式排架如带有储仓）时，有起重机厂房的柱截面可按下列情况确定：

当 $Q \leqslant 10$t 时，h 为 $\dfrac{H_t}{16} \sim \dfrac{H_t}{18}$，$b \geqslant \dfrac{H}{30}$ 且 $b \geqslant 300$mm。

当 $Q > 10$t 时，h 为 $\dfrac{H_t}{14} \sim \dfrac{H_t}{16}$，$b \geqslant \dfrac{H}{25}$ 且 $b \geqslant 400$mm。

6. 山墙柱、壁柱的上柱截面尺寸（$h \times b$）不宜小于 350mm×300mm，下柱截面尺寸应满足下列尺寸要求：

截面高度 $h \geqslant \dfrac{1}{25} H_{xl}$，且 $h \geqslant 600$mm（中、轻型厂房中 h 允许减少，但不宜小于排架柱的截面高度）。

截面宽度 $b \geqslant \dfrac{1}{30} H_{yl}$，且 $b \geqslant 400$mm。

式中，H_{xl} 为自基础顶面至屋架或抗风桁架与壁柱较低连接点的距离，H_{yl} 为柱宽方向两支点间的最大间距。壁柱与屋架及基础的连接点均可视为柱宽方向的支点；在柱高范围内，与柱有钢筋拉结的墙梁及与柱刚性连接的大型墙板也可视为柱宽方向的支点。

表 4-5　6m 柱距厂房钢筋混凝土柱的截面尺寸选用表　　（单位：mm）

起重机起重量/t	轨顶标高/m	柱截面简图	边柱				中柱			
			上柱		下柱		上柱		下柱	
			无起重机走道	有起重机走道	实腹柱及平腹杆双肢柱	斜腹杆双肢柱	无起重机走道	有起重机走道	实腹柱及平腹杆双肢柱	斜腹杆双肢柱
5	6～8.4		矩 400×400	矩 400×400	（$b\times h$） 矩 400×600		矩 400×400		（$b\times h$） 矩 400×600	
10	8.4		矩 400×400	矩 400×400	（$b\times h\times h_i\times b_i$） I400×800×150×100		矩 400×600	矩 400×800	（$b\times h\times h_i\times b_i$） I400×800×150×100	
	10.2		矩 400×400	矩 400×400	I400×800×150×100		矩 400×600	矩 400×800	I400×800×150×100	
	12		矩 500×400	矩 500×400	I500×1000×150×120		矩 500×600	矩 500×800	I500×1000×150×120	
15～20	8.4		矩 400×400	矩 400×400	I400×800×150×100		矩 400×600	矩 400×800	I400×800×150×100	
	10.2		矩 400×400	矩 400×400	I400×1000×150×100		矩 400×600	矩 400×800	I400×1000×150×120	
	12		矩 500×400	矩 500×400	I500×1000×150×120		矩 500×600	矩 500×800	I500×1000×150×120	
30	10.2		矩 500×500	矩 500×800	I500×1200×150×120		矩 500×600	矩 500×800	I500×1200×150×120	
	12		矩 500×500	矩 500×800	I500×1200×200×120		矩 500×600	矩 500×800	I500×1200×200×120	
	14.4		矩 600×600	矩 600×800	I600×1200×200×120		矩 600×600	矩 600×800	I600×1400×200×120	
50	10.2		矩 500×600	矩 500×800	I500×1200×200×120		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×300	双 500×1600×300
	12		矩 500×600	矩 500×800	I500×1200×200×120		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×300	双 500×1600×300
	14.4		矩 600×600	矩 600×800	I600×1400×200×120		矩 600×600	矩 600×800	双 600×1600×300	双 600×1600×300
75	12		矩 600×700	矩 600×900	（$b\times h\times h_Z$） 双 600×1600×300	双 600×1600×300	矩 600×700	矩 600×900	（$b\times h\times h_Z$） 双 600×1800×300	双 600×1800×300
	14.4		矩 600×700	矩 600×900	双 600×1800×300	双 600×1600×300	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×300	双 600×2000×300
	16.2		矩 700×700	矩 700×900	双 700×1800×300	双 700×1800×300	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2000×350	双 700×2000×300
100	12		矩 600×700	矩 600×900	双 600×1800×300	双 600×1600×300	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×300	双 600×2000×300
	14.4		矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×300	双 600×1800×300	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×2000×300
	16.2		矩 700×700	矩 700×900	双 700×2000×350	双 700×1800×350	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2200×350	双 700×2000×350
125	14.4		矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×1800×350	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×2000×350
	16.2		矩 700×700	矩 700×900	双 700×2200×350	双 700×2000×350	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2200×350	双 700×2000×350
	18		矩 700×700	矩 700×900	双 700×2200×350	双 700×2000×350	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2250×350	双 700×2000×350

表 4-6　12m 柱距厂房钢筋混凝土柱的截面尺寸选用表　　（单位：mm）

起重机起重量/t	轨顶标高/m	柱截面简图	边柱				中柱			
			上柱		下柱		上柱		下柱	
			无起重机走道	有起重机走道	实腹柱及平腹杆双肢柱	斜腹杆双肢柱	无起重机走道	有起重机走道	实腹柱及平腹杆双肢柱	斜腹杆双肢柱
5	6～8.4		（$b\times h$） 矩 400×400		（$b\times h\times h_i\times b_i$） I400×600×100×100		矩 500×600	矩 500×800	I500×1000×150×120	
10	8.4		矩 400×400		I400×1000×150×100		矩 500×600	矩 500×800	（$b\times h\times h_i\times b_i$） I500×1000×150×120	
	10.2		矩 400×400		I400×1000×150×100		矩 500×600	矩 500×800	I500×1000×150×120	
	12		矩 500×400		I500×1000×150×100		矩 500×600	矩 500×800	I500×1200×200×120	
15～20	8.4		矩 400×400		I400×1000×150×100		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×250	双 500×1600×250
	10.2		矩 500×400		I500×1100×150×100		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×250	双 500×1600×250
	12		矩 500×500		I500×1100×200×100		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×300	双 500×1600×300
30	10.2		矩 500×500		I500×1100×200×100		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×300	双 500×1600×300
	12		矩 500×500		I500×1200×200×100		矩 500×600	矩 500×800	双 500×1600×300	双 500×1600×300
	14.4		矩 600×500		I600×1300×200×120		矩 600×600	矩 600×800	双 600×1600×300	双 600×1600×300
50	10.2		矩 500×600		I500×1400×200×120		矩 600×600	矩 600×800	双 600×1600×300	双 600×1600×300
	12		矩 500×600		I500×1400×200×120		矩 600×600	矩 600×800	双 600×1800×300	双 600×1800×300
	14.4		矩 600×600		双 600×1600×300	双 600×1600×300	矩 600×600	矩 600×800	双 600×1800×300	双 600×1800×300
75	12			矩 600×900	（$b\times h\times h_Z$） 双 600×1800×300	双 600×1800×300	矩 600×700	矩 600×900	（$b\times h\times h_Z$） 双 600×2000×350	双 600×2000×300
	14.4			矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×2000×350	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×2000×300
	16.2			矩 700×900	双 700×2000×250	双 700×2000×250	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2200×350	双 600×2000×350
100	12			矩 600×900	双 600×2000×350	双 600×2000×350	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2000×350	双 700×2000×350
	14.4			矩 600×900	双 600×2200×350	双 600×2200×350	矩 600×700	矩 600×900	双 600×2200×350	双 600×2000×350
	16.2			矩 700×900	双 700×2200×350	双 700×2200×350	矩 700×700	矩 700×900	双 700×2400×400	双 700×2400×350
125	14.4						矩 600×700	矩 600×900	双 600×2200×350	双 600×2200×350
	16.2						矩 700×700	矩 700×900	双 700×2400×400	双 700×2400×350
	18						矩 800×700	矩 800×900	双 800×2400×400	双 800×2400×350

表 4-7 露天栈桥钢筋混凝土柱截面尺寸选用表 （单位：mm）

起重机起重量/t	轨顶标高/m	6m 柱 距	9m 柱 距	12m 柱距
5	8	I400×800×150×100	I400×800×150×100	I400×1000×150×100
	9	I400×900×150×100	I400×900×150×100	I400×1000×150×100
	10	I400×1000×150×100	I400×1000×200×120	I400×1100×200×120
10	8	I400×900×150×100	I400×1000×150×100	I400×1100×150×100
	9	I400×1000×150×100	I400×1100×200×120	I400×1100×200×120
	10	I400×1000×200×120	I500×1100×200×120	I500×1100×200×120
15	8	I400×1000×150×100	I400×1100×200×120	I500×1100×200×120
	9	I500×1000×200×120	I500×1100×200×120	I500×1100×200×120
	10	I500×1100×200×120	I500×1200×200×120	I500×1200×200×120
	12	I500×1300×200×120	I500×1300×200×120	I500×1300×200×120
20	8	I400×1000×150×100	I500×1100×200×120	I500×1200×200×120
	9	I500×1000×200×120	I500×1100×200×120	I500×1200×200×120
	10	I500×1100×200×120	I500×1200×200×120	I500×1300×200×120
	12	I500×1300×200×120	I500×1300×200×120	I500×1400×200×120
30	8	I500×1000×200×120	I500×1100×200×120	I500×1100×200×120
	9	I500×1100×200×120	I500×1200×200×120	I500×1300×200×120
	10	I500×1200×200×120	I500×1300×200×120	I500×1400×200×120
	12	I500×1300×200×120	双 500×1600×250	双 500×1600×250
50	10	I500×1400×200×120	双 600×1600×300	双 600×1600×250
	12	双 600×1600×300	双 600×1800×300	双 600×1800×350

4.1.5 柱的变形允许值

设有重级工作制起重机的厂房柱和设有中、重级工作制起重机的露天栈桥柱，当需要进行变形计算时，在吊车梁顶面标高处，由一台最大起重机水平荷载标准值所产生的变形，不应超过表 4-8 所规定的允许值。

表 4-8 柱的允许计算变形

序号	变形的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向变形	$H_t/1250$	$H_t/2000$
2	露天栈桥柱的横向变形	$H_t/2500$	—
3	厂房和露天栈桥柱的纵向变形	$H_t/4000$	—

注：1. H_t 为基础顶面至吊车梁顶面的高度。

2. 计算厂房或露天栈桥柱的纵向变形时，可假定起重机的纵向水平制动力分配在温度区段内所有柱间支撑或纵向排架上。

3. 在设有 A8 级起重机的厂房中，厂房柱的水平位移允许值宜减小 10%。

4. 在设有 A6 级起重机的厂房柱的纵向位移宜符合表中的要求。

4.1.6 工形柱外形构造尺寸及计算规定

（1）工形柱的翼缘厚度不宜小于 120mm，腹板厚度不宜小于 100mm。当腹板开孔时，宜在孔洞周边每边设置 2~3 根直径不小于 8mm 的补强钢筋。

（2）腹板开孔的工形柱，当孔的横向尺寸小于柱截面高度的一半、孔的竖向尺寸小于相邻两孔之间的净距时，柱的刚度可按实腹工形柱计算，但在计算承载力时应扣除孔洞的削弱部分。当开孔尺寸超过上述规定时，柱的刚度和承载力应按双肢柱计算。

（3）工形柱的构造尺寸应满足图 4-1 的规定。

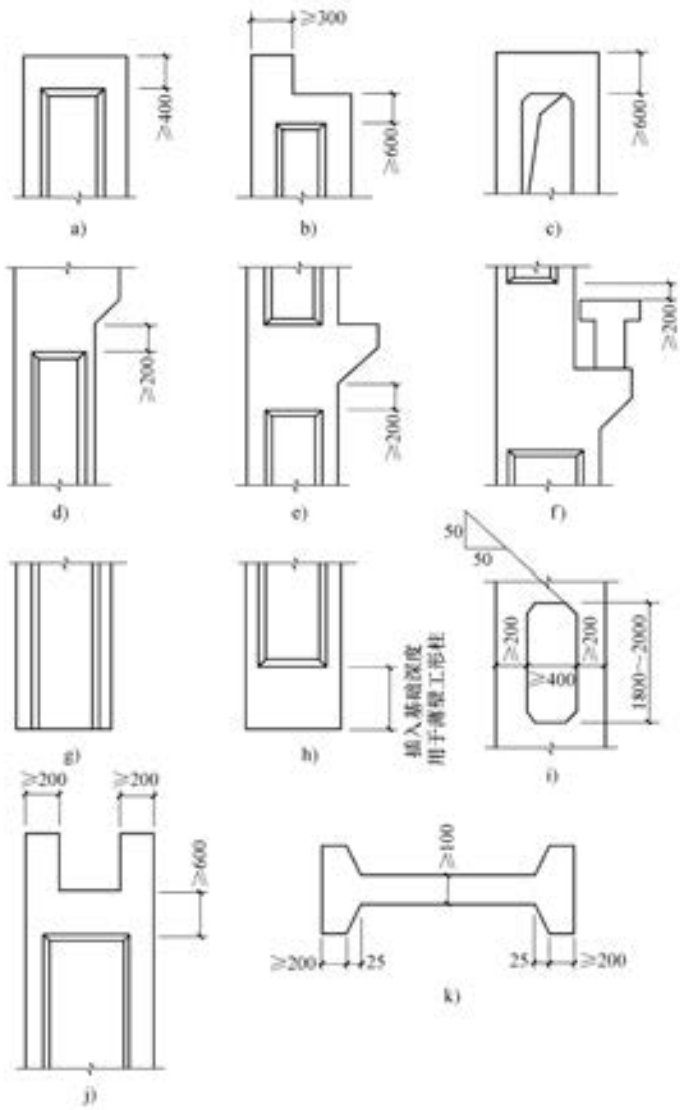


图 4-1 工形柱的构造尺寸

a）、b）、c）、j）柱顶部位 d）、e）、f）牛腿部位 g）、h）柱根部位

i）人孔 k）柱截面

4.1.7 露天栈桥工形柱与吊车梁的连接形式

（1）当柱截面高度 $h \geqslant 1200$mm 时，宜优先采用如图 4-2所示的连接形式。若 $h<1200$mm 而又需要采用这种连接形式时，可将小柱边外移，如图 4-2 所示的虚线部分。

（2）当柱截面高度 $h<1200$mm 时，且不设走道板或仅设单侧走道板时，也可采用如图 4-3 所示的连接形式。

（3）当利用吊车梁伸出的翼缘作走道板时，可采用如图 4-4 所示的连接形式。

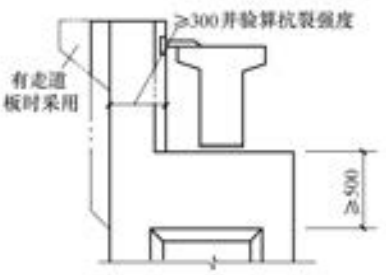


图 4-2 柱与吊车梁连接形式

4.1.8 双肢柱外形构造尺寸

双肢柱外形构造尺寸要求见表 4-9。

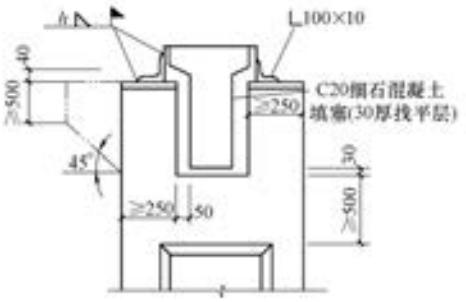


图 4-3 走道板连接形式

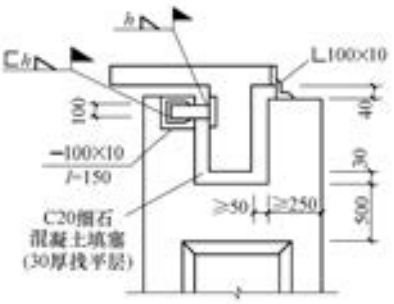


图 4-4 翼缘走道板连接形式

表 4-9 双肢柱外形构造尺寸要求

序号	项　目	内　容
1	斜腹杆双肢柱	斜腹杆双肢柱的截面尺寸应满足图 4-5 的要求
2	平腹杆双肢柱	平腹杆双肢柱的截面尺寸应满足图 4-6 的要求 腹杆刚度 $K_{w1}(K_{w1}=I_w/l'_w)$宜大于肢杆刚度 $K_c(K_c=I_c/l'_c)$的 5 倍，且 $h_w \geqslant 400$mm $b \geqslant H_1/25$，且 $b \geqslant 500$mm $b_{w1}=b-100$mm　$h_c \geqslant 250$mm　$h_{w1} \geqslant 400$mm　$h_{w2} \geqslant 250$mm 肢杆节间的净长 l'_c不宜大于 $10h_c$，一般采用 1800～2500mm
3	双肢柱外形构造	双肢柱的柱肢中心应尽量与吊车梁中心重合；如不能重合，起重机中心也不宜超出柱肢外缘。斜腹杆双肢柱的斜腹杆与水平面的夹角 β 宜为 45°左右，一般为 35°～55°，且不大于 60°。设有吊车梁的柱肢上端应为斜腹杆的设置起点，如两柱肢均设有起重机时，则以承受起重机荷载较大的柱肢为斜腹杆的设置起点，如图 4-7 所示
4	柱脚形式	双肢柱的柱脚，当基础设计为单杯口时，宜采用如图 4-8 所示的形式；当柱脚采用分肢插入基础杯口时，应采用如图 4-5 或图 4-6 所示的形式
5	双肢柱肩梁	双肢柱的肩梁高度 h_s应符合下列要求： （1）$h_s \geqslant 2h_c$，且 $\geqslant 600$mm （2）应满足柱肢及上柱内纵向受力钢筋锚固长度的要求 （3）肩梁刚度 $K_s\left(K_s=\dfrac{I_s}{l'_w}\right)$宜为肢杆刚度 $K_c\left(K_c=\dfrac{I_s}{l'_c}\right)$的 20 倍以上
6	其他	双肢柱上段柱开设人孔时，人孔的底标高宜与起重机轨顶面相近。肩梁下段设置牛腿时，牛腿区段范围内的柱宜为实腹矩形截面

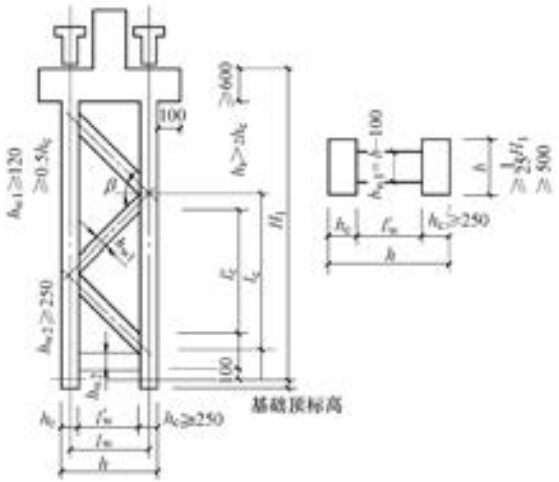


图 4-5 斜腹杆双肢柱的截面尺寸(分肢插入杯口)

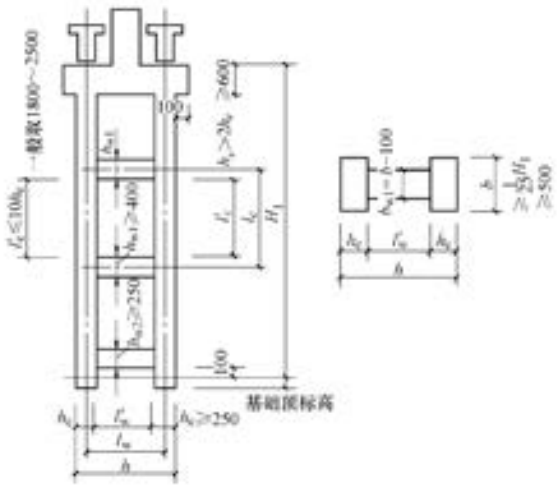


图 4-6 平腹杆双肢柱的截面尺寸(分肢插入杯口)

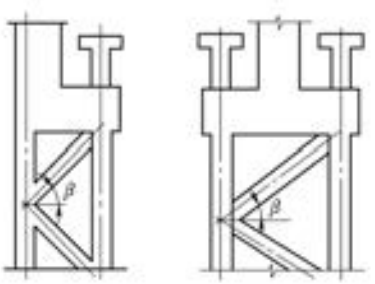


图 4-7 双肢柱的外形构造

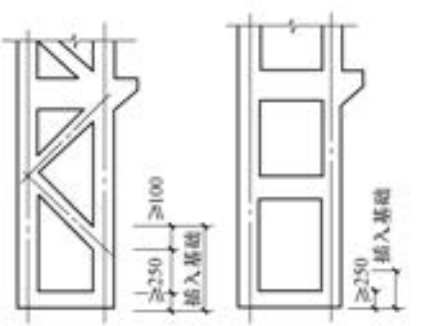


图 4-8 柱脚形式(合肢插入杯口)

4.1.9 框架柱的截面尺寸

钢筋混凝土框架柱的截面尺寸见表 4-10。

表 4-10 钢筋混凝土框架柱的截面尺寸

序号	项 目	内 容
1	柱截面尺寸的高度与宽度	（1）框架柱的截面尺寸，宜符合下列规定： 1）框架柱的截面一般采用矩形、方形、圆形或多角形等 2）矩形截面柱的边长不宜小于 300mm，圆形截面柱的直径不宜小于 350mm 3）柱剪跨比宜大于 2 4）柱截面长边与短边的边长比不宜大于 3 （2）框架柱的截面尺寸应由设计计算确定，也可先按下列方法进行估算 1）框架柱的截面高度与宽度可取不宜小于（1/15～1/20）H（H 为框架柱层高），且不小于 300mm 2）当框架柱以承受轴向压力为主时，可按轴向受压构件估算截面尺寸，但考虑到实际存在的弯矩影响，可将轴向压力乘以 1.2～1.4 的系数予以增大 3）当水平风荷载影响较大时，由风荷载引起的弯矩可近似按 $M=\frac{\sum F}{n}\frac{H}{2}$ 计算（$\sum F$ 为计算层以上所有各层水平风荷载的总和，n 为同层柱子的根数，H 为层高）
2	其他要求	（1）框架柱的柱截面宽度 b_c 小于或等于 500mm 时，取 50mm 的倍数，宽度 b_c 大于 500mm 时，取 100mm 的倍数。框架柱的柱截面高度 h_c 应取 100mm 的倍数 （2）柱截面尺寸 $\frac{h_c}{b_c}\leqslant 3$，宜满足 $h_c\geqslant\frac{l_0}{25}$，$b_c\geqslant\frac{l_0}{30}$，$l_0$ 为柱子计算长度 （3）框架边柱的截面应满足梁的纵向受拉钢筋在节点内的锚固要求，如图 3-32 所示 （4）柱可沿全高分阶段改变截面尺寸和混凝土强度等级，但不宜在同一楼层同时改变截面尺寸和混凝土强度等级

4.2 柱中纵向钢筋

4.2.1 柱中纵向受力钢筋

柱中纵向受力钢筋的要求见表 4-11。

表 4-11 柱中纵向受力钢筋的要求

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）纵向受力钢筋一般对称配置，其直径不宜小于 12mm，也不宜大于 32mm，最大不超过 36mm；全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 5% （2）受力钢筋的最小配筋百分率应符合表 1-57 中的有关规定，全部纵向钢筋配筋率不宜超过表 1-77 序号 1 的规定 （3）柱中纵向钢筋的净间距不应小于 50mm，且不宜大于 300mm （4）偏心受压柱的截面高度不小于 600mm 时，在柱的侧面上应设置直径不小于 10mm 的纵向构造钢筋，并相应设置复合箍筋或拉筋 （5）圆柱中纵向钢筋不宜少于 8 根，不应少于 6 根，且宜沿周边均匀布置

（续表 4-11）

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	（6）在偏心受压柱中，垂直于弯矩作用平面的侧面上的纵向受力钢筋以及轴心受压柱中各边的纵向受力钢筋，其中距不宜大于 300mm （7）水平浇筑的预制柱，纵向钢筋的最小净间距可按本书表 3-8 关于梁的有关规定取用
2	构造配置	（1）矩形截面柱纵向受力钢筋按构造配置时，可参照表 4-12 选用 （2）圆形、环形截面偏心受压柱纵向受力钢筋的配置除应符合一般规定外，还应符合下列要求： 1）圆形截面偏心受压柱 ① 沿周边均匀配置纵向钢筋 ② 截面内纵向钢筋数量不少于 6 根 2）环形截面偏心受压柱 ① 沿周边均匀配置纵向钢筋 ② 截面内纵向钢筋数量不少于 6 根，且还应满足 $\frac{r_1}{r_2} \geqslant 0.5$ 式中　r_1——环形截面的内半径 　　r_2——环形截面的外半径

表 4-12　矩形截面柱构造配筋

柱截面高度 h/mm	柱截面宽度 b/mm				
	300	350	400	500	600
400	4⌀16	4⌀18	4⌀18		
500	6⌀14	4⌀16+2⌀14	6⌀16	8⌀16	
600	4⌀16+2⌀14	4⌀18+2⌀16	6⌀18	6⌀16+2⌀18	6⌀18+2⌀20
700		6⌀18	4⌀20+2⌀18	6⌀18+2⌀20	8⌀20
800			4⌀20+2⌀22	8⌀20	6⌀22+2⌀20
900				6⌀20+4⌀18	6⌀20+4⌀22
1000				10⌀20	6⌀22+4⌀20
1200					6⌀25+4⌀22

注：1. 按构造配筋时宜采用 HPB300 级热轧钢筋。

2. 表中配筋按 bh×0.6%计算。

4.2.2　柱中纵向构造钢筋与复合箍筋及芯柱配筋

钢筋混凝土柱中纵向构造钢筋与复合箍筋及芯柱配筋的设置见表 4-13。

表 4-13 钢筋混凝土柱中纵向构造钢筋与复合箍筋及芯柱配筋的设置

序号	项 目	内 容
1	纵向构造钢筋设置	（1）当偏心受压柱的截面高度 $h \geqslant 600$mm 时，可根据柱的截面大小，在柱侧边应配置直径为 10~16mm 的纵向构造钢筋（预制柱一般为 12mm，现浇柱一般为 16mm），其间距不应大于 500mm（对于平腹杆双肢柱，其间距不应大于 400mm） （2）矩形截面柱的纵向构造钢筋如图 4-9 所示 （3）工字形截面柱的纵向构造钢筋如图 4-10 所示 （4）双肢柱的纵向构造钢筋如图 4-11 所示
2	复合箍筋的设置	（1）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 （2）设置在柱周边的纵向受力钢筋，除圆形截面外，b>400mm 时，宜使纵向受力钢筋每隔一根置于箍筋转角处 （3）复合箍筋可采用多个矩形箍组成或矩形箍加拉筋、三角形筋、菱形筋等 （4）复合箍筋中的拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住封闭箍筋，如图 3-17 所示 （5）矩形截面柱的复合箍筋形式如图 4-12 所示 （6）矩形复合箍筋的基本复合方式可为： 1）沿复合箍筋周边，箍筋局部重叠不宜多于两层。以复合箍筋最外围的封闭箍筋为基准，柱内的横向箍筋紧挨其设置在下（或在上），柱内纵向箍筋紧挨其设置在上（或在下） 2）柱内复合箍筋可全部采用拉筋，拉筋须同时钩住纵向钢筋和外围封闭箍筋 3）为使箍筋外围局部重叠不多于两层，当拉筋设在旁边时，可沿竖向将相邻两道箍筋按其各自平面位置交错放置，如图 4-12d、e、g 所示
3	芯柱配筋设置	（1）试验研究和工程经验证明根据设计需要在矩形或圆形截面柱内的中部设置矩形核芯柱（或称附加芯柱、芯柱，如图 4-13 所示），不但可以提高柱的受压承载力，还可以提高柱的变形能力。在压、弯、剪作用下，当柱出现弯、剪裂缝，在大变形情况下芯柱可以有效地减小柱的压缩，保持柱的外形和截面承载力，特别对于承受高轴压的短柱，更有利于提高变形能力，延缓倒塌 （2）为了便于梁中钢筋通过，芯柱边长不宜小于柱边长或直径的 1/3，且不宜小于 250mm （3）纵向钢筋的连接及根部锚固同框架柱，往上直通至芯柱柱顶标高 （4）芯柱配置的纵向钢筋与箍筋由设计者按具体情况确定

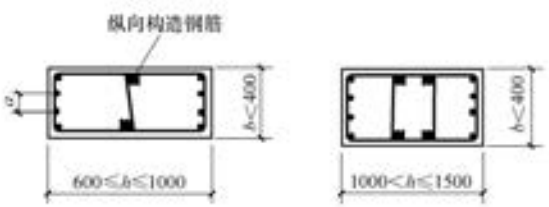


图 4-9 矩形截面柱的纵向构造钢筋

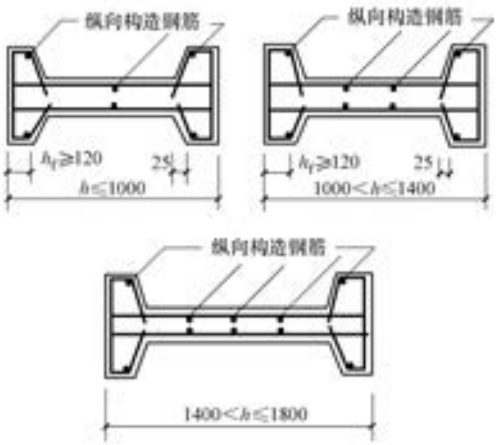


图 4-10 工字形截面柱的纵向构造钢筋

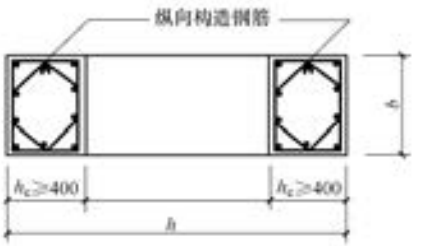


图 4-11 双肢柱的纵向构造钢筋

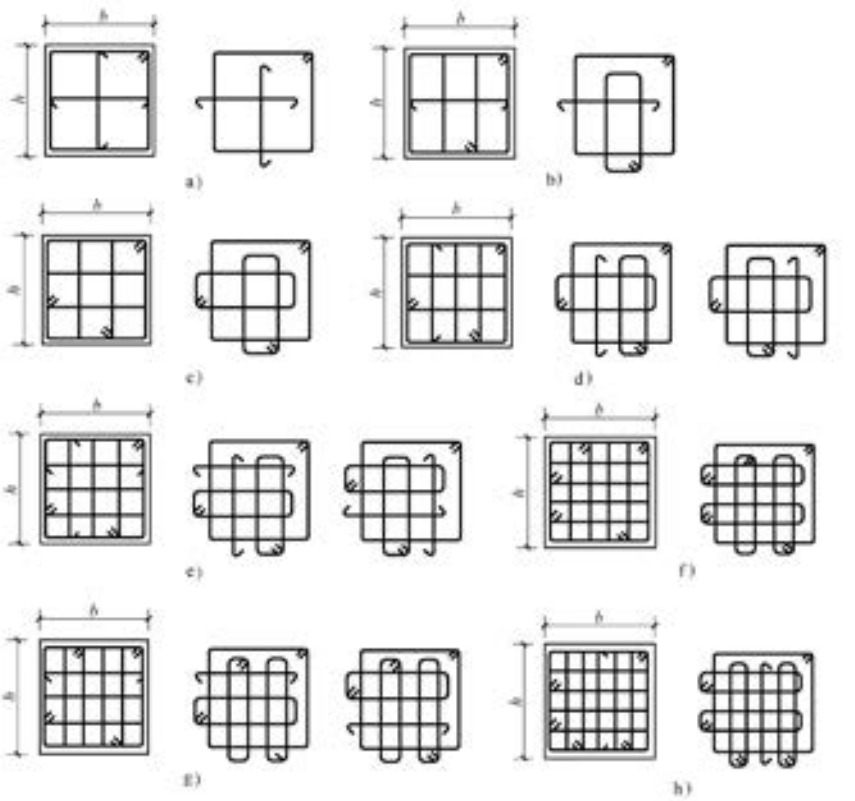


图 4-12 矩形截面柱的复合箍筋形式

a）箍筋肢数 3×3 b）箍筋肢数 4×3 c）箍筋肢数 4×4 d）箍筋肢数 5×4
e）箍筋肢数 5×5 f）箍筋肢数 6×6 g）箍筋肢数 6×5 h）箍筋肢数 7×6

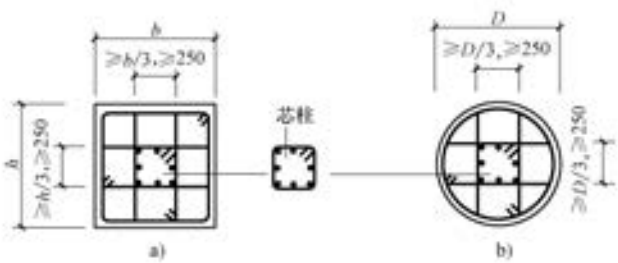


图 4-13 芯柱配筋构造

a）矩形柱截面 b）圆形柱截面

4.2.3 柱中纵向钢筋的接头

柱中纵向钢筋的接头要求见表 4-14。

表 4-14 柱中纵向钢筋的接头要求

序号	项 目	内 容
1	现浇柱中纵向钢筋的接头	现浇柱中的纵向钢筋，应优先采用焊接或机械连接的接头 柱中纵向受拉钢筋的焊接接头应符合表 1-42 中的有关规定 柱中纵向受力钢筋的机械连接接头应符合表 1-42 中的有关规定
2	柱中纵向钢筋的搭接接头	（1）应符合表 1-42 中的规定 （2）柱中纵向钢筋各部位的接头采用搭接接头方案时，搭接方案宜满足下列要求： 1）受压钢筋直径 $d \leqslant 32$mm；受拉钢筋直径 $d \leqslant 28$mm 2）搭接位置可以从基础顶面开始或各层楼面开始 3）当柱的每边钢筋不多于 4 根时，可在同一水平截面上接头，如图 4-14a 所示；每边钢筋为 5~8 根时，应在两个水平截面上接头，如图 4-14b 所示；每边钢筋为 9~12 根时，应在 3 个水平截面上接头，如图 4-14c 所示。当钢筋受拉时，其搭接长度 l_l 为按接头面积百分率规定确定，且不小于 300mm；钢筋受压时，l_l 为按接头面积百分率规定确定，且不小于 200mm 当 $e_0 \leqslant 0.2h$ 时，按受压钢筋的搭接长度取用；当 $e_0 > 0.2h$ 时，按受拉钢筋的搭接长度取用 （3）下柱伸入上柱搭接钢筋的根数及直径应满足上柱受力筋的要求。当上下柱内钢筋直径不同时，搭接长度应按上柱内钢筋直径计算 （4）当钢筋的折角大于 1∶6 时，应设插筋或将上柱内钢筋锚在下柱内（图 4-15a），当折角不大于 1∶6 时，钢筋可以弯曲伸入上柱搭接（图 4-15b）
3	预制柱的钢筋接头	在预制柱中，当上柱纵向受力钢筋的直径和根数与下柱相同时，上柱钢筋伸入下柱内的形式如图 4-16a 所示；当上柱纵向受力钢筋的直径和根数与下柱不同时，上柱钢筋伸入下柱内的形式如图 4-16b 所示；中间柱的小柱纵向受力钢筋伸入下柱的形式如图 4-16c 所示

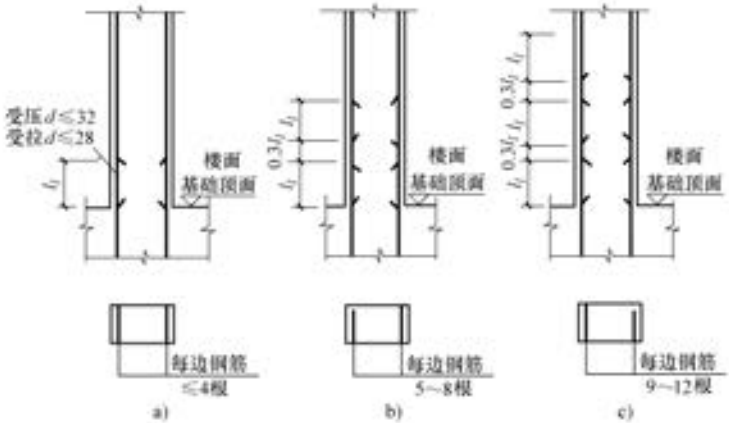


图 4-14 纵向钢筋搭接接头方案

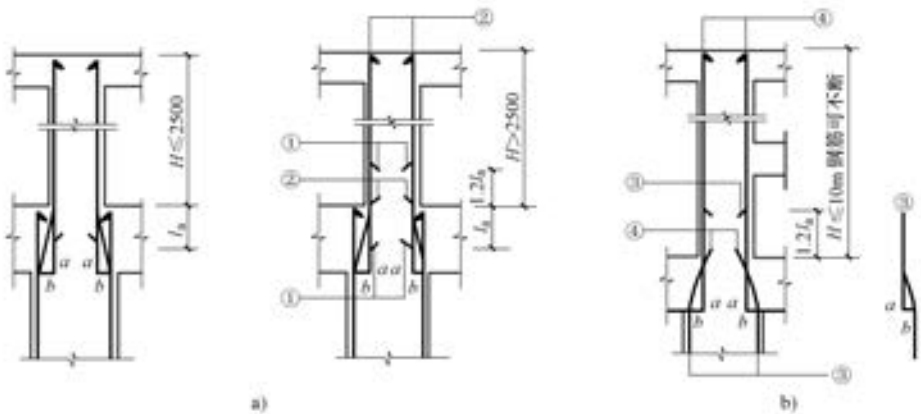


图 4-15 插筋和弯折连接

a) $\frac{b}{a}>\frac{1}{6}$时 b) $\frac{b}{a}\leqslant\frac{1}{6}$时

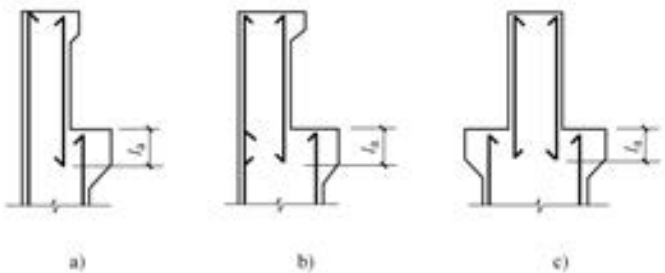


图 4-16 柱钢筋的接头(预制柱)

a) 下柱外侧钢筋直接伸入柱内 b)、c) 上柱钢筋伸入下柱牛腿内锚固

4.3 非抗震现浇框架柱中纵向钢筋配筋构造图例

4.3.1 框架柱柱顶纵向钢筋配筋构造

框架柱柱顶纵向钢筋配筋构造见表 4-15。

表 4-15 框架柱柱顶纵向钢筋配筋构造

序号	项 目	内 容
1	框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋配筋构造	（1）框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋配筋构造如图 4-17 与图 4-18 所示 （2）图 4-17a 1）图 4-17a 所示为柱筋作为梁上部钢筋使用 2）见表 3-30 序号 4 中的有关规定 （3）图 4-17b 1）图 4-17b 所示为从梁底算起 1.5l_{ab}超过柱内侧边缘 2）见表 3-30 序号 4 中的有关规定 （4）图 4-17c 1）图 4-17c 所示为从梁底算起 1.5l_{ab}未超过柱内侧边缘 2）见表 3-30 序号 4 中的有关规定 （5）图 4-18a 1）如图 4-18a 所示，用于图 4-17b 或图 4-17c 节点未伸入梁内的柱外侧钢筋锚固，当现浇板厚度不小于 100mm 时，也可按图 4-17b 节点方式伸入板内锚固，且伸入板内长度不宜小于 15d 2）见表 3-30 中的有关规定 （6）图 4-18b 1）如图 4-18b 所示，用于梁、柱纵向钢筋搭接接头沿节点外侧直线布置 2）见表 3-30 中的有关规定 （7）其他规定 1）图 4-17a、b、c 和图 4-18a 应配合使用，图 4-18a 不应单独使用（仅用于未伸入梁内的柱外侧纵筋锚固），伸入梁内的柱外侧纵筋不宜少于柱外侧全部纵筋截面面积的 65%。可选择图 4-17b+图 4-18a 或图 4-17c+图 4-18a 或图 4-17a+图 4-17b+图4-18a或图 4-17a+图 4-17c+图 4-18a 的做法 2）图 4-18b 用于梁、柱纵向钢筋接头沿节点柱顶外侧直线布置的情况，可与图 4-17a组合使用 3）l_{ab}见本书表 1-38 4）纵向钢筋弯折构造要求参见本书图 3-16 5）见本书表 3-30 中的有关规定 6）节点纵向钢筋弯折构造如图 3-16 所示
2	框架中柱柱顶纵向钢筋配筋构造	（1）框架中柱柱顶纵向钢筋可用直线方式锚入柱顶节点，自梁底算起的锚固长度不应小于 l_a，且柱纵向钢筋必须伸至柱顶，钢筋构造如图 4-19 所示 （2）如图 4-19a 所示，当直锚长度小于 l_a时，将柱两侧纵向钢筋伸入柱顶的锚固长度不小于 0.5l_{ab}后向柱内水平弯折，弯折后的水平段投影长度不应小于 12d，此处，d 为柱两侧纵向钢筋直径 （3）如图 4-19b 所示，当直锚长度小于 l_a，且顶层为现浇钢筋混凝土板，其混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 100mm 时，将柱两侧纵向钢筋伸入柱顶的锚固长不小于 0.5l_{ab}后向节点外水平弯折锚入现浇钢筋混凝土板内，弯折后的水平段投影长度不应小于 12d，此处，d 为柱两侧纵向钢筋直径 （4）如图 4-19c 所示，柱纵向钢筋端头加锚头（锚板），自梁底算起的锚固长度不小于 0.5l_{ab} （5）如图 4-19d 所示，自梁底算起的锚固长度不小于 l_a时，则柱两侧的纵向钢筋用直线方式锚入柱顶 （6）上述中柱柱头纵向钢筋构造的四种构造做法，施工人员应根据各种做法所要求的条件正确应用 （7）l_a见表 1-39 （8）l_{ab}见表 1-38 （9）节点纵向钢筋弯折要求如图 3-16 所示

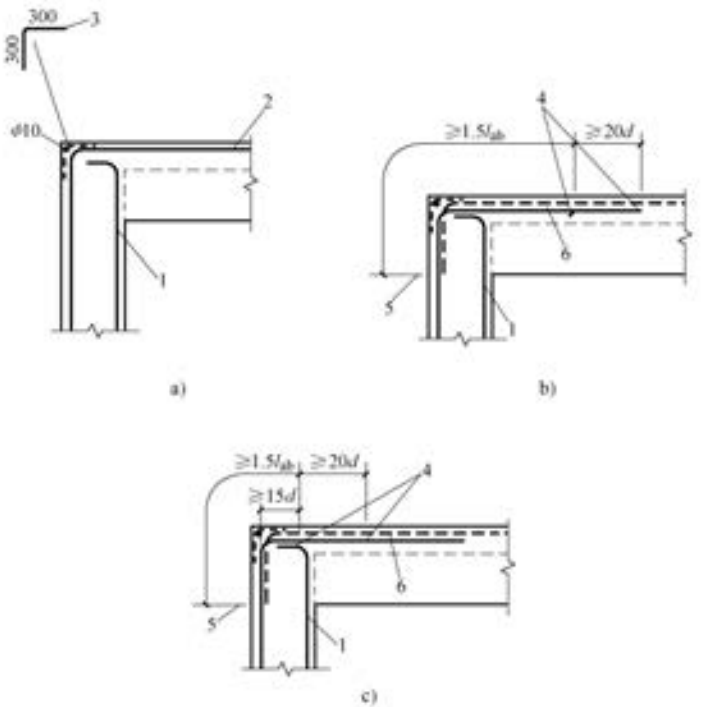


图 4-17 框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋配筋构造(1)

a）柱筋作为梁上部钢筋使用 b）从梁底算起 1.5l_{ab}超过柱内侧边缘

c）从梁底算起 1.5l_{ab}未超过柱内侧边缘

1—柱内侧纵筋同中柱柱顶纵向钢筋构造，如图 4-19 所示 2—柱外侧纵向钢筋直径不小于梁上部钢筋时，可弯入梁内作梁上部纵向钢筋 3—当柱纵筋直径≥25mm 时，在柱宽范围的柱箍筋内侧设置间距>150mm，但不少于 3 ϕ 10 的角部附加钢筋 4—柱外侧纵向钢筋配筋率>1.2%时，分两批截断 5—梁底 6—梁上部纵筋

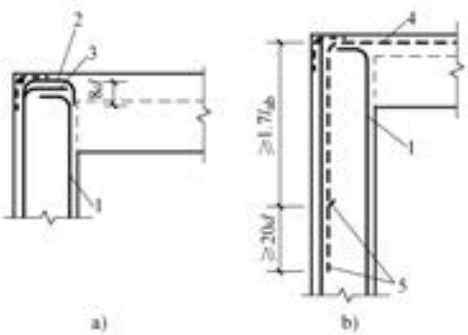


图 4-18 框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋配筋构造(2)

a）柱梁侧纵筋在顶部的锚固 b）梁上部纵向钢筋配筋率>1.2%时，搭接接头沿柱顶外侧布置

1—柱内侧纵筋同中柱柱顶纵向钢筋构造，如图 4-19 所示 2—柱顶第一层钢筋伸至柱内边向下弯折 8d

3—柱顶第二层钢筋伸至柱内边 4—梁上部纵筋

5—梁上部纵向钢筋配筋率>1.2%时，应分两批截断，当梁上部纵向钢筋为两排时，先断第二排钢筋

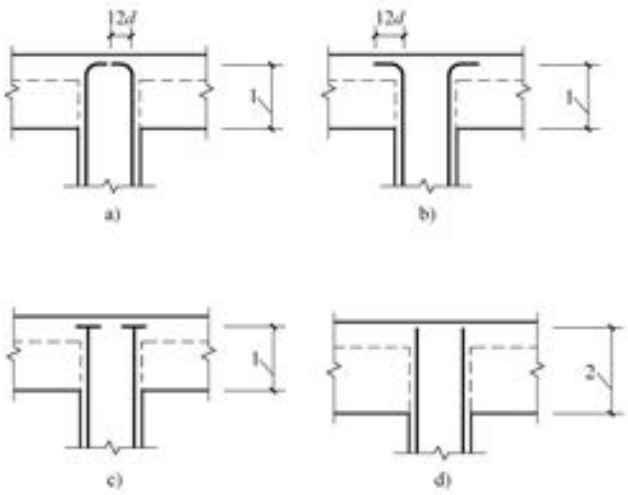


图 4-19 中柱柱顶纵向钢筋构造

a）当直锚长度小于 l_a 时 b）当柱顶有不小于 100mm 厚的现浇板

c）柱纵向钢筋端头加锚头（锚板） d）当直锚长度≥l_a 时

1—伸至柱顶，且≥0.5l_{ab} 2—伸至柱顶，且≥l_a

4.3.2 框架中柱与柱变截面位置纵向钢筋连接构造

框架中柱与柱变截面位置纵向钢筋连接构造见表 4-16。

表 4-16 框架中柱与柱变截面位置纵向钢筋连接构造

序号	项 目	内 容
1	中柱纵向钢筋连接构造	（1）框架中柱柱两边钢筋相同时纵向钢筋的连接构造如图 4-20 所示。图 4-20a 为钢筋的绑扎搭接接头，图 4-20b 为钢筋的机械连接接头，图 4-20c 为钢筋的焊接连接接头 （2）框架中柱的上柱与下柱的钢筋不同时的连接构造如图 4-21 所示。图 4-21a 为上柱钢筋比下柱钢筋多时的连接构造；图 4-21b 为上柱钢筋直径比下柱钢筋直径大时的连接构造，此时将柱下端的连接位置上移至柱上端；图 4-21c 为下柱钢筋比上柱钢筋多时的连接构造；图 4-21d 为下柱钢筋直径比上柱钢筋直径大时的连接构造。图 4-21 为钢筋的绑扎搭接接头，也可采用钢筋的机械连接接头或对焊连接接头 （3）柱纵向钢筋连接接头应相互错开。在同一截面内的钢筋接头面积百分率：对于绑扎搭接和机械连接不宜大于 50%；对于焊接连接不应大于 50% （4）框架柱纵向钢筋直径 d>28mm 时，不宜采用绑扎搭接接头 （5）钢筋的连接应符合表 1-42 及表 4-14 的有关规定 （6）l_l 取值长度见表 1-47
2	柱变截面位置纵向钢筋连接构造	（1）框架柱变截面位置纵向钢筋连接构造如图 4-22、图 4-23 所示 （2）图 4-22a 为中柱，且应符合 Δ/h_b>1/6 规定，连接要求如图中所示 （3）图 4-22b 为中柱，且应符合 Δ/h_b≤1/6 规定，连接要求如图中所示 （4）图 4-22c 为边柱，且应符合 Δ/h_b>1/6 规定，连接要求如图中所示 （5）图 4-23a 为边柱，且应符合 Δ/h_b≤1/6 规定，连接要求如图中所示 （6）图 4-23b 为边柱，连接要求如图中所示 （7）图 4-22 及图 4-23 中楼层以上柱纵筋连接构造参见图 4-20 及图 4-21

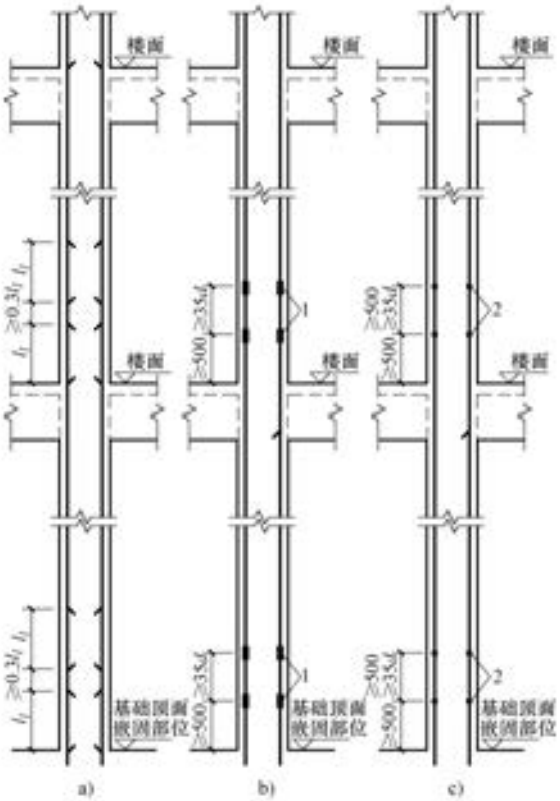


图 4-20 框架中柱柱两边钢筋相同时纵向钢筋的连接构造

a）绑扎搭接接头 b）机械连接接头 c）焊接连接接头

1—相邻纵筋交错机械连接 2—相邻纵筋交错焊接连接

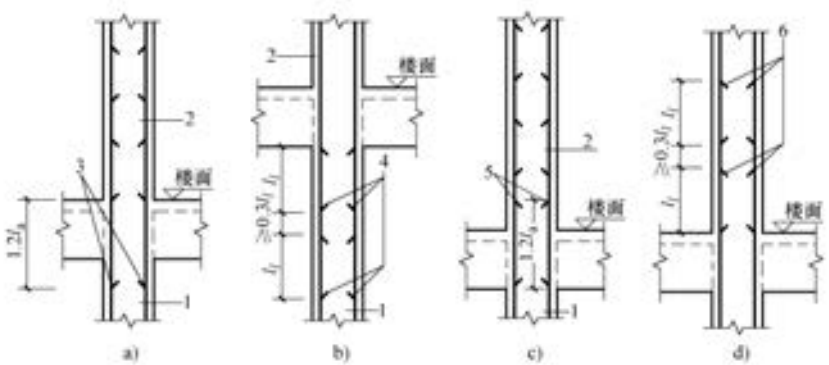


图 4-21 框架中柱之上柱与下柱的钢筋不同时的连接构造

a）上柱钢筋比下柱钢筋多时 b）上柱钢筋直径比下柱钢筋直径大时

c）下柱钢筋比上柱钢筋多时 d）下柱钢筋直径比上柱钢筋直径大时

1—下柱 2—上柱 3—上柱比下柱多出的钢筋 4—上柱较大直径钢筋

5—下柱比上柱多出的钢筋 6—下柱较大直径钢筋

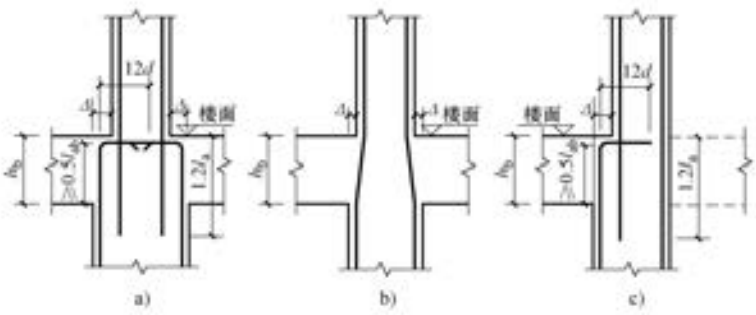


图 4-22 框架柱变截面位置纵向钢筋的连接构造(1)

a）中柱，且 $\Delta/h_b>1/6$ 情况 b）中柱，且 $\Delta/h_b\leqslant 1/6$ 情况

c）边柱，且 $\Delta/h_b>1/6$ 情况

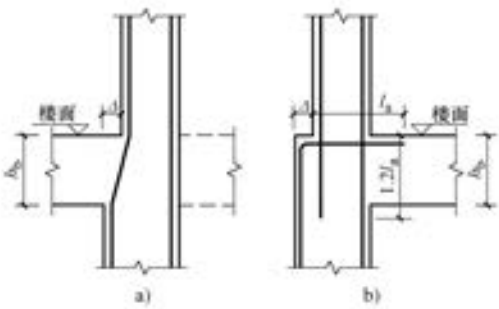


图 4-23 框架柱变截面位置纵向钢筋的连接构造(2)

a）边柱，且 $\Delta/h_b\leqslant 1/6$ 情况 b）边柱，按图示情况

4.3.3 剪力墙上柱与梁上柱纵向钢筋连接构造

剪力墙上柱与梁上柱纵向钢筋连接构造见表 4-17。

表 4-17 剪力墙上柱与梁上柱纵向钢筋连接构造

序号	项 目	内 容
1	剪力墙上柱纵向钢筋连接构造	（1）剪力墙上柱纵向钢筋连接构造如图 4-24 所示。图 4-24a 为柱与墙重叠一层构造做法，图 4-24b 为柱纵向钢筋锚固在墙顶部时柱根部构造做法 （2）当为复合箍筋时，对于四边均有梁的中间节点，在四根梁端的最高梁底至楼板顶范围内可只设置沿周边的矩形封闭箍筋 （3）柱纵向钢筋连接接头相互错开，在同一截面内的钢筋接头百分率：对于绑扎搭接和机械连接不宜大于 50%；对于焊接连接不应大于 50% （4）柱纵向钢筋直径 d>28mm 时，不宜采用绑扎搭接接头 （5）墙上起柱(柱纵筋锚固在墙顶部时)和梁上起柱时，墙体和梁的平面外方向应设梁，以平衡柱脚在该方向的弯矩；当柱宽度大于梁宽时，梁应设水平加腋 （6）钢筋连接应符合表 1-42 的有关规定 （7）纵向钢筋弯折构造参见图 3-16
2	梁上柱纵向钢筋连接构造	（1）梁上柱纵向钢筋连接构造如图 4-25 所示 （2）见本表序号 1 中的有关规定

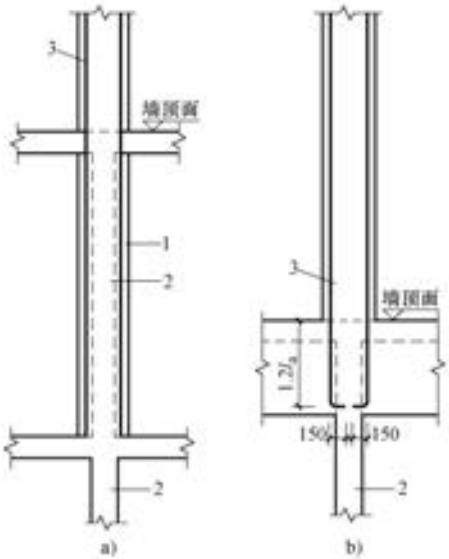


图 4-24 剪力墙上柱纵向钢筋连接构造
a）柱与墙重叠一层 b）柱纵向钢筋锚固在墙顶部时柱根构造
1—柱 2—剪力墙 3—钢筋连接做法参见图 4-20 或图 4-21

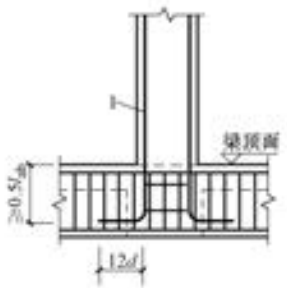


图 4-25 梁上柱纵向钢筋连接构造
1—钢筋连接做法参见图 4-20 或图 4-21

4.4 柱中箍筋

4.4.1 柱中箍筋的形式及直径

柱中箍筋的形式及直径要求见表 4-18。

表 4-18 柱中箍筋的形式及直径要求

序号	项 目	内 容
1	箍筋形式	在柱中及其他受压构件中的箍筋应为封闭式。当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3%时，箍筋应焊成封闭环式，或在箍筋末端做成不小于 135°的弯钩，弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径
2	箍筋直径	柱中箍筋直径由计算确定，还应符合下列规定： （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）柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3%时，箍筋直径不宜小于 8mm

4.4.2 柱中箍筋间距

（1）柱中箍筋间距是指中到中。

（2）柱中箍筋间距应由计算确定，但还应符合表 4-19 的规定。

表 4-19 柱中箍筋最大间距

序号	柱中全部纵向钢筋配筋百分率	箍筋最大间距
1	≤3%	箍筋间距不应大于 400mm，且不应大于构件截面的短边尺寸；同时，在绑扎骨架中，不应大于 15d；在焊接骨架中不应大于 20d，d 为纵向钢筋的最小直径
2	>3%	间距不应大于纵向钢筋最小直径的 10 倍，且不应大于 200mm

注：1. 在配有螺旋式或焊接环式间接钢筋的柱中，如计算中考虑间接钢筋的作用，则间接钢筋的间距不应大于 80mm 及 $d_{cor}/5$（d_{cor}为按间接钢筋内表面确定的直径），且不应小于 40mm（图 4-26）；间接钢筋的直径应符合表 4-18 序号 2 的规定。

2. 柱内纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距要求应符合表 1-42 序号 2 的规定。

3. 框架柱纵向钢筋搭接区范围箍筋加密构造如图 4-27 所示。

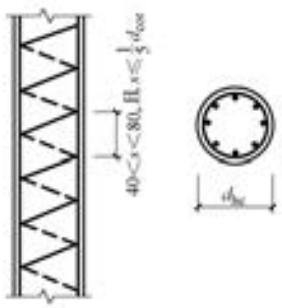


图 4-26 间接钢筋的间距

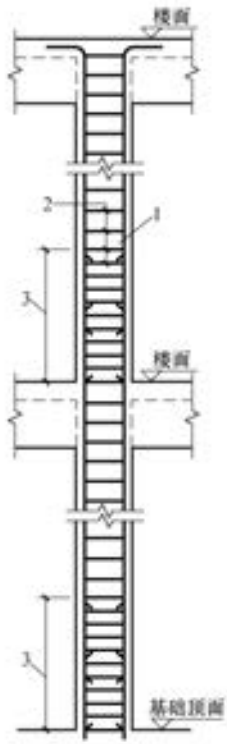


图 4-27 框架柱箍筋配置构造

1—柱纵向钢筋 2—箍筋

3—柱纵向钢筋搭接区范围箍筋加密

4.4.3 柱中复合箍筋的设置及箍筋的布置

柱中复合箍筋的设置及箍筋的布置见表 4-20。

表 4-20 柱中复合箍筋的设置及箍筋的布置

序号	项　　目	内　　容
1	柱中复合箍筋的设置	（1）当柱截面短边长度大于 400mm，且各边纵向钢筋多于 3 根，或当柱截面短边长度未超过 400mm，但各边纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋 （2）仅当柱短边长度 $b\leqslant 400$mm，且纵向钢筋不多于 4 根，可不设置复合箍筋，如图 4-28a 和图 4-29a 所示。当与拉筋组成箍筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住封闭箍筋 （3）复合箍筋可采用多个矩形箍组成或矩形箍加拉筋、菱形筋等
2	箍筋布置及体积配筋率	（1）常用的方形、圆形、矩形柱其箍筋布置可参考图 4-28 和图 4-29 配置 （2）在箍筋加密区长度内配置矩形箍、复合箍或螺旋箍，其体积配筋率不宜小于有关的规定
3	复合箍筋的体积配筋率计算	（1）如图 4-30 所示的多个矩形箍及矩形箍加拉筋，其体积配筋率的计算公式（箍筋相重叠部分不计算，下同）为 $$\rho_v=\frac{n_1A_{sv1}l_1+n_2A_{sv2}l_2}{l_1l_2S}\tag{4-1}$$ （2）如图 4-31 所示的矩形箍加菱形箍，其体积配筋率的计算公式为 $$\rho_v=\frac{n_1A_{sv1}l_1+n_2A_{sv2}l_2+n_3A_{sv3}l_3}{l_1l_2S}\tag{4-2}$$ 式中　n_1、n_2、n_3——配置在同一截面内，同一方向，截面面积相同的箍筋肢数 （3）如图 4-32 所示的螺旋箍，其体积配筋率的计算公式为 $$\rho_v=\frac{4A_{ss}}{d_{cor}S}\tag{4-3}$$ （4）如图 4-33（图中 $n=4$）所示的多个矩形箍，其体积配筋率的计算公式为 $$A_{sv}=nA_{sv1}\tag{4-4}$$ （5）在箍筋加密区长度以外，箍筋配筋率不宜小于加密区配筋率的一半，一般采用扩大箍筋间距的办法来减小配筋率，但应满足有关规定的最大间距的要求 （6）如图 4-34（图中 $n_1=n_2=2$）所示的矩形箍加拉筋，其体积配筋率的计算公式为 $$A_{sv}=n_1A_{sv1}+n_2A_{sv2}\tag{4-5}$$ （7）如图 4-35（图中 $n_1=n_2=2$）所示的矩形箍加菱形箍，其体积配筋率的计算公式为 $$A_{sv}=n_1A_{sv1}+n_2\cos\alpha A_{sv2}\tag{4-6}$$

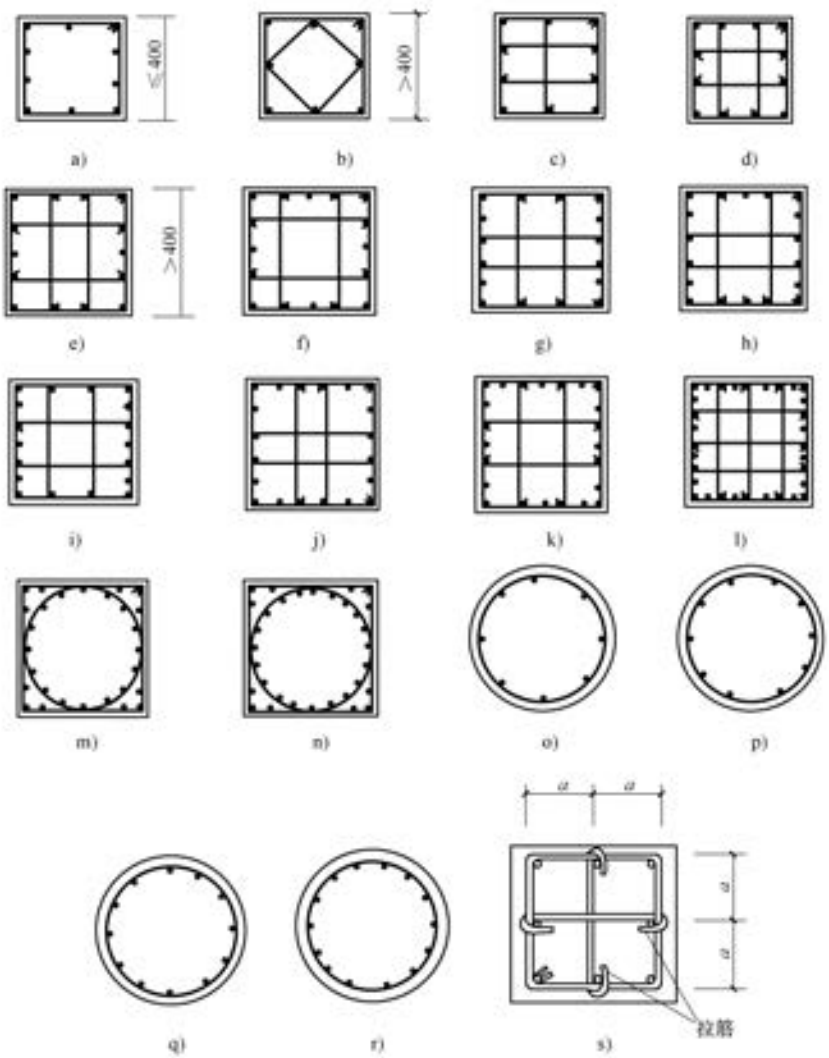


图 4-28 方柱与圆柱箍筋

a）仅用于非抗震设计和加密区以外区段 b）8 根钢筋 c）10 根钢筋 d）12 根钢筋
e）14 根钢筋 f）16 根钢筋 g）16 根钢筋 h）18 根钢筋 i）18 根钢筋
j）20 根钢筋 k）24 根钢筋 l）32 根钢筋 m）28 根钢筋 n）32 根钢筋
o）8 根钢筋 p）10 根钢筋 q）12 根钢筋 r）14 根钢筋 s）拉筋大样

注：1. 箍筋弯钩大样参见图 3-17。

2. 所有圆柱最好设螺旋形箍筋。

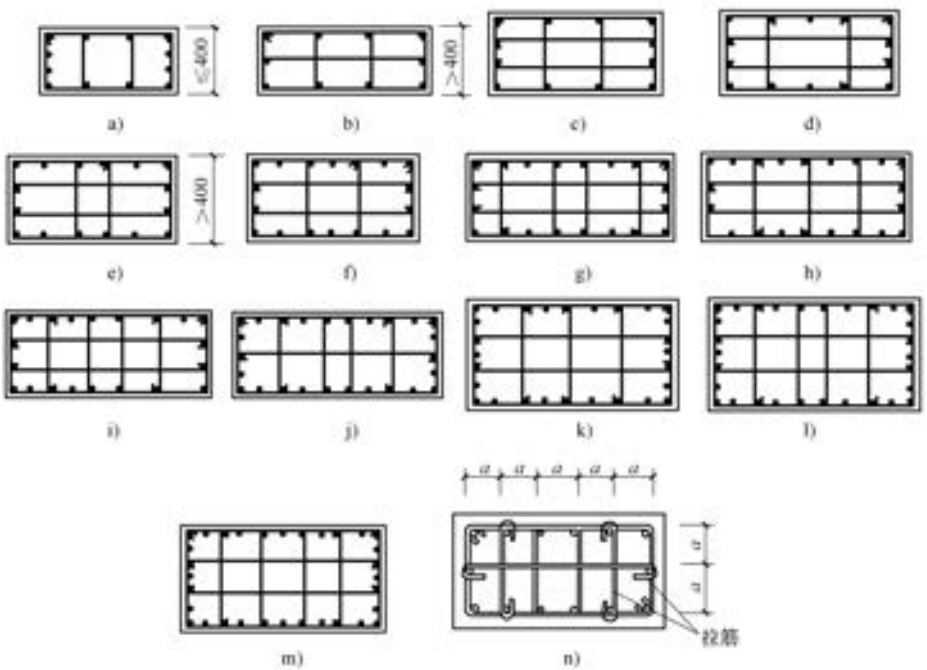


图 4-29 矩形柱箍筋

a）仅用于非抗震设计和加密区以外区段 b）10 根钢筋 c）12 根钢筋
d）14 根钢筋 e）16 根钢筋 f）18 根钢筋 g）20 根钢筋
h）22 根钢筋 i）24 根钢筋 j）26 根钢筋 k）28 根钢筋
l）30 根钢筋 m）32 根钢筋 n）拉筋大样

注：箍筋弯钩大样参见图 3-17。

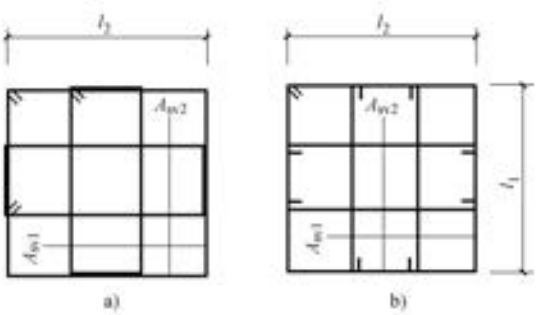


图 4-30 多个矩形箍及矩形箍加拉筋

a）多个矩形箍筋 b）矩形箍加拉筋

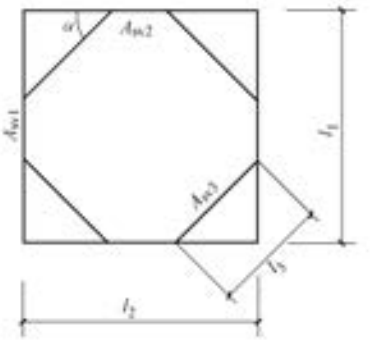


图 4-31 矩形箍加菱形箍

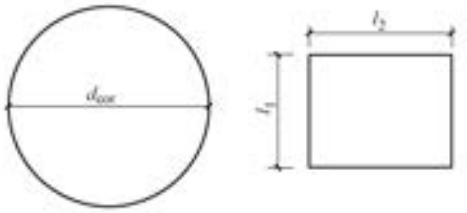


图 4-32 螺旋箍

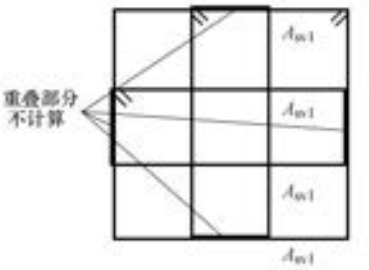


图 4-33 多个矩形箍

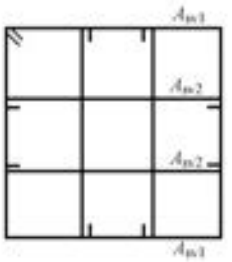


图 4-34 矩形箍加拉筋

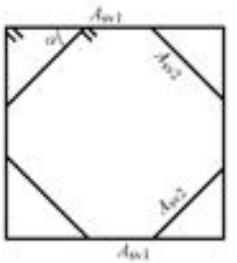


图 4-35 矩形箍加菱形箍

第 5 章　钢筋混凝土柱牛腿设计

5.1　柱牛腿的截面尺寸与纵向受力钢筋的计算

5.1.1　柱牛腿的截面尺寸计算

柱牛腿的截面尺寸计算见表 5-1。

表 5-1　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	对于 a 不大于 h_0 的柱牛腿(图 5-1)，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： $$F_{vk} \leqslant \beta \frac{f_{tk} b h_0}{0.5+a/h_0} \tag{5-1}$$ 或 $$h_0 = \frac{0.5F_{vk} + \sqrt{(0.5F_{vk})^2 + 4\beta a b F_{vk} f_{tk}}}{2\beta b f_{tk}} \tag{5-2}$$ $$h = h_0 + a_s \tag{5-3}$$ 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 $h_0 = h_1 - a_s + c\tan\alpha$，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——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
2	竖向力和水平拉力共同作用下的柱牛腿截面尺寸计算	当柱牛腿同时有 F_{vk}、F_{hk}(图 5-1，$a \leqslant h_0$)作用时，牛腿的裂缝控制要求计算公式为 $$F_{vk} \leqslant \beta\left(1-0.5\frac{F_{hk}}{F_{vk}}\right)\frac{f_{tk} b h_0}{0.5+a/h_0} \tag{5-4}$$ 或 $$h_0 = \frac{0.5F_{vk} + \sqrt{(0.5F_{vk})^2 + 4\beta a b F_{vk} f_{tk}(1-0.5F_{hk}/F_{vk})}}{2\beta b f_{tk}(1-0.5F_{hk}/F_{vk})} \tag{5-5}$$ $$h = h_0 + a_s$$ 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(5-1)、公式(5-2)及公式(5-3)相同

（续表 5-1）

序号	项　目	内　容
3	柱牛腿局部受压应力计算	在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 $$\sigma=\frac{F_{vk}}{A}\leqslant 0.75f_c \quad (5\text{-}6)$$ 式中　A ——局部受压面积，$A=ab$，此处 a、b 为垫板的长和宽 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值 当不满足公式(5-6)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 $0.75f_c$ 值计算表见表 5-2

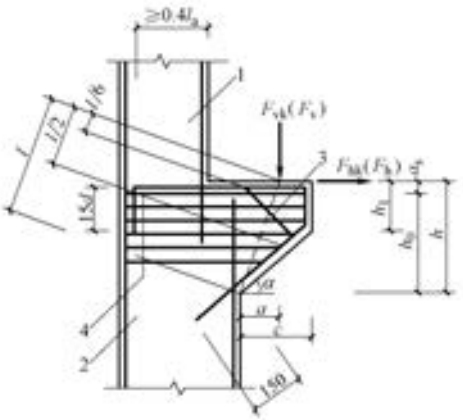


图 5-1　牛腿的外形及钢筋配置

1—上柱　2—下柱　3—弯起钢筋　4—水平箍筋

表 5-2　$0.75f_c$ 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

5.1.2　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 5-3。

表 5-3 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	在牛腿中，由承受竖向力作用所需的受拉钢筋截面面积(图 5-1)，应按下式计算 $$A_s=\frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} \quad (5\text{-}7)$$ 当 $a<0.3h_0$ 时，取 $a=0.3h_0$ 式中 F_v——作用在牛腿顶部的竖向力设计值
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	在牛腿中，由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，按下式计算 $$A_s \geqslant \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0}+1.2\frac{F_h}{f_y} \quad (5\text{-}8)$$ $$=A_{s1}+A_{s2}$$ 当 $a<0.3h_0$ 时，取 $a=0.3h_0$ 式中 F_h——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值
3	柱牛腿的水平箍筋与弯起钢筋的计算	(1) 水平箍筋的计算 如图 5-1 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 $$A_{sh} \geqslant \frac{F_v a}{1.7 f_y h_0} \quad (5\text{-}9)$$ 其他要求见表 5-4 序号 4 (2) 弯起钢筋的计算 如图 5-1 所示，当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geqslant 0.3$ 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 $$A_{sb} \geqslant \frac{F_v a}{1.7 f_y h_0} \quad (5\text{-}10)$$ 其他要求见表 5-4 序号 4

5.2 柱牛腿钢筋配置要求及配筋图例

5.2.1 柱牛腿钢筋配置要求

柱牛腿钢筋配置要求见表 5-4。

表 5-4 柱牛腿钢筋配置要求

序号	项 目	内 容
1	钢筋的选用及锚固	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 5-1) 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本书表 1-33 序号 1 中规定的受拉钢筋锚固长度 l_a；当上柱尺寸不足时，钢筋的锚固应符合本书表 3-30 序号 1 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，锚固长度应从上柱内边算起

（续表 5-4）

序号	项　目	内　容
1	钢筋的选用及锚固	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，并应符合本书中有关钢筋搭接的规定
2	配筋率	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 1-78），也不宜大于 0.60%，钢筋数量不宜少于 4 根直径 12mm 的钢筋
3	锚筋焊接	（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 5-2 所示 （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： 1）承受水平拉力的锚筋（图 5-2 中的 A_{s2}）：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 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 3）牛腿水平箍筋最小直径为 8mm，最大间距为 100mm （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： 1）一级抗震等级时，不应小于 4 根直径 16mm 的直锚钢筋 2）二级抗震等级时，不应小于 4 根直径 14mm 的直锚钢筋 3）有柱间支撑的柱子，柱顶预埋件应增设抗剪钢板
4	水平箍筋与弯起钢筋设置	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 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 $l/6$～$l/2$ 之间的范围内，l 为该连线的长度（图 5-1）。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
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(1-7)

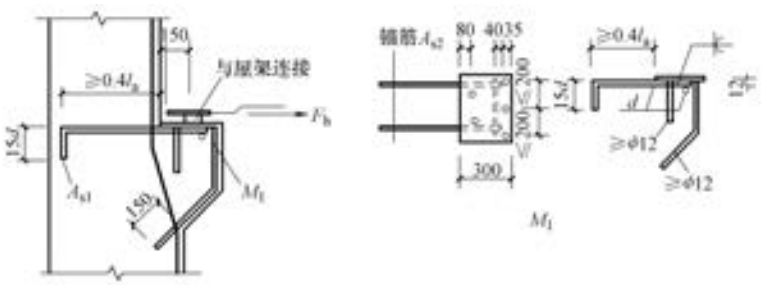


图 5-2　有水平拉力的牛腿锚筋

5.2.2 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 5-3 所示。

（2）牛腿配筋图例如图 5-4 所示。

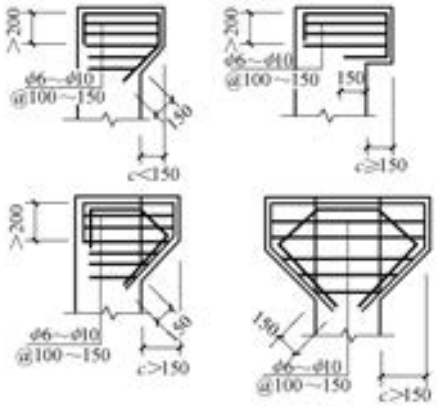


图 5-3 支承屋架、梁的牛腿配筋图例

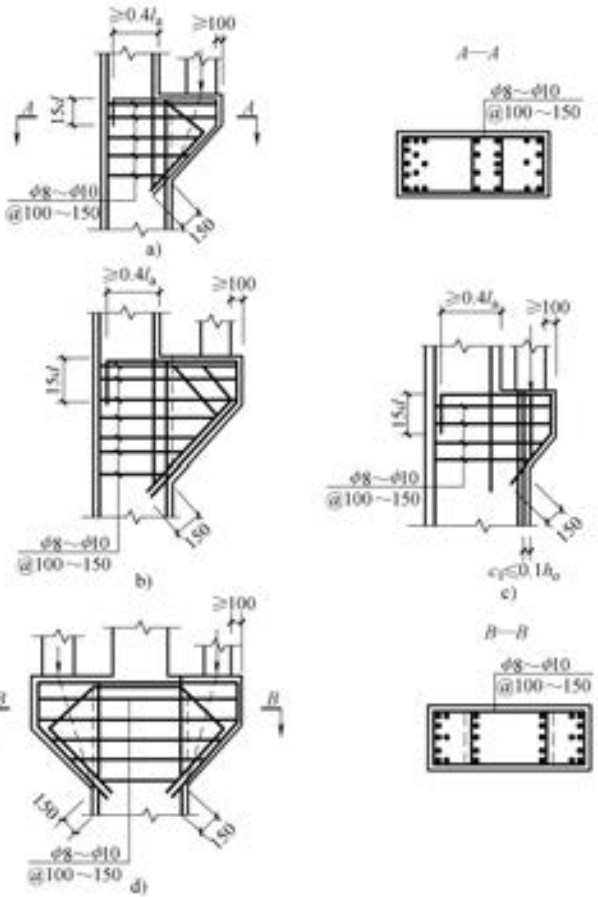


图 5-4 牛腿配筋图例

5.3 钢筋混凝土柱牛腿承载力计算用表

5.3.1 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5-5。

表5-5 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

$f_y=300N/mm^2(f_y=360N/mm^2)$ $a_s=40mm$ （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)

（续表 5-5）

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	
		$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$
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)
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)

（续表 5-5）

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	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)
	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)
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)

（续表 5-5）

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	
		$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$A_{s,min}$
C50	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)
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)

（续表 5-5）

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	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)
	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)
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)

（续表 5-5）

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	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 $f_y=300N/mm^2$（表中不带括号数据）和 HRB400 级钢筋 $f_y=360N/mm^2$（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 $a_s=40mm$。

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。

5.3.2 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

$$F_h=\frac{A_s f_y}{1.2} \tag{5-11}$$

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 计算用表见表 5-6。

表 5-6 水平拉力作用下柱牛腿锚筋承载力 F_h 计算用表

钢筋级别	锚筋直径/mm	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 $f_y=300$N/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 $f_y=360$N/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 6 章　钢筋混凝土基础

6.1　地基与基础

6.1.1　地基与基础概述

地基与基础概述见表 6-1。

表 6-1　地基与基础概述

序号	项　　目	内　　容
1	名词术语	（1）地基。为支承基础的土体或岩体 （2）基础。将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分 （3）地基承载力特征值。是指由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值 （4）重力密度(重度)。单位体积岩土所承受的重力，为岩土体的密度与重力加速度的乘积 （5）岩体结构面。岩体内开裂的和易开裂的面，如层面、节理、断层、片理等，又称不连续构造面 （6）标准冻结深度。在地面平坦、裸露、城市之外的空旷场地中不少于 10 年的实测最大冻结深度的平均值 （7）地基变形允许值。为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值 （8）土岩组合地基。在建筑地基(或被沉降缝分隔区段的建筑地基)的主要受力层范围内，有下卧基岩表面坡度较大的地基；或石芽密布并有出露的地基；或大块孤石或个别石芽出露的地基 （9）地基处理。是指为提高地基土的承载力，或改善其变形性质或渗透性质而采取的工程措施 （10）复合地基。部分土体被增强或被置换，而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基 （11）扩展基础。为扩散上部结构传来的荷载，使作用在基底的压应力满足地基承载力的设计要求，且基础内部的应力满足材料强度的设计要求，这种起到压力向侧边扩展作用的基础称为扩展基础 （12）无筋扩展基础。由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的，且不需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础 （13）桩基础。由设置于岩土中的桩和连接于桩顶端的承台组成的基础 （14）支挡结构。使岩土边坡保持稳定、控制位移、主要承受侧向荷载而建造的结构物 （15）基坑工程。为保证地面向下开挖形成的地下空间在地下结构施工期间的安全稳定所需的挡土结构及地下水控制、环境保护等措施的总称

（续表 6-1）

序号	项　　目	内　　容
2	地基、基础	（1）受建筑物荷载的影响，建筑物下一定范围内土层将产生应力和变形，应力和变形不可忽略的那部分地层称为地基(图 6-1)。由于土在形成过程中，不同阶段沉积的物质成分、颗粒大小等不同，沿竖向呈层状构造。基础以下的土层称为持力层，在地基范围内持力层以下的土层称为下卧层，如果下卧层的承载力低于持力层，则称为软弱下卧层 （2）作为承托建筑物的地基应满足如下两方面的要求： 1）地基的承载能力不小于作用于地基的压力，在防止地基整体破坏和建筑物失稳方面具有足够的安全储备 2）地基的变形值不能过大，保证建筑物不因沉降过大而损坏或影响正常使用 （3）所选择的建筑场地下的土层，能否满足建筑物或构筑物对地基的上述要求，必须在设计之前进行工程地质勘察，提出勘察报告，然后根据拟建建筑物的结构形式、荷载、构造和使用等方面的要求，进行承载力、变形、稳定性分析。凡是基础直接建造在未经加固的天然地层上时，这种地基称为天然地基。如天然地基较软弱，不能满足承载力、变形、稳定性要求，则需对地基进行加固处理，这种经过加工处理的地基成为人工地基。天然地基施工简单，造价经济；而人工地基一般比天然地基施工复杂，造价也高。因此，在一般情况下，应尽量采用天然地基 （4）建筑物为满足稳定性要求及使之落在较好的土层上，一般要埋入地下一定深度，埋入这部分结构，起着支撑上部结构，并将上部结构荷载传给地基的作用，称为基础。基础的形式有很多，设计时应选择能适应上部结构和场地工程地质条件、符合使用要求，满足地基设计基本要求及技术上合理的基础结构方案，还应保证基础本身在上部结构荷载及地基反力共同作用下不至于破坏。基础依其埋置深度，可分为浅基础及深基础。一般地基埋置较浅(一般小于 5m)，可用简单方法进行基坑开挖、排水等施工程序就可建造起来的基础称为浅基础。例如，单独基础、条形基础、十字交叉基础、筏基、箱基等。如果建筑物荷载较大且上层土质较软弱时，须将基础埋于较深的土层上，这时要借助于特殊施工方法建造的基础，称为深基础。例如，桩基础、沉井、地下连续墙等某些特殊的施工方法修建的基础则称为深基础 （5）建筑物的地基、基础和上部结构，虽然各自功能不同，研究方法各异，但三者是彼此联系、相互制约的整体。如软弱地基除考虑采用人工处理地基之外，还要增大基础底面尺寸、适当加强上部结构的整体刚度或采用桩基础、沉井等方案。各种设计方案进行经济技术比较，以使所选择的方案安全可靠、经济合理、技术先进、施工方便 （6）地基和基础是建筑物的根基，又属于地下隐蔽工程，它的勘察、设计和施工质量直接关系到建筑物的安危。实践表明，许多建筑物的工程质量事故往往发生在地基基础之上，而且，一旦事故发生，补救并非易事。此外，随着城市的发展，高层建筑越来越多，基础的埋置深度越来越大，因此，基础工程费用占建筑物总投资的 1/5 左右，所以地基和基础在建筑工程中的重要性是显而易见的

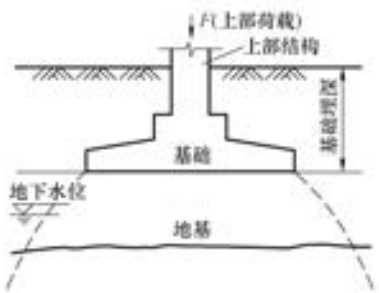


图 6-1　地基、基础示意图

6.1.2 建筑地基基础设计基本规定

建筑地基基础设计基本规定见表6-2。

表6-2 建筑地基基础设计基本规定

序号	项　　目	内　　容
1	建筑地基基础设计内容、等级及应符合的规定	（1）地基基础设计包括三个内容，即地基承载力计算、变形计算和稳定性计算 地基承载力计算是每项工程都必须进行的基本设计内容。稳定性计算并不要求所有的工程都需要进行。只有两种情况才需要计算建筑物的稳定性，一种是经常受水平荷载的高层建筑和高耸结构；另一种是建造在斜坡上的建筑物和构筑物。对变形计算按本序号下述(3)的规定范围执行 （2）地基基础设计应根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表6-3选用 （3）根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定： 1）所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定 2）设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计 3）表6-4所列范围内设计等级为丙级的建筑物可不做变形验算，如有下列情况之一时应做变形验算： ① 地基承载力特征值小于130kN/m^2，且体型复杂的建筑 ② 在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时 ③ 软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时 ④ 相邻建筑距离近，可能发生倾斜时 ⑤ 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时 4）对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性 5）基坑工程应进行稳定性验算 6）建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算 （4）为了更好地理解上述(1)、(2)、(3)的规定，可用表6-5完整描述地基的设计计算
2	地基基础设计荷载规定	（1）荷载术语 见国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)之2.1术语 （2）荷载分类和荷载代表值 1）建筑结构的荷载可分为下列三类： ① 永久荷载，包括结构自重、土压力、预应力等 ② 可变荷载，包括楼面活荷载、屋面活荷载和积灰荷载、起重机荷载、风荷载、雪荷载、温度作用等 ③ 偶然荷载，包括爆炸力、撞击力等 2）建筑结构设计时，应按下列规定对不同荷载采用不同的代表值： ① 对永久荷载应采用标准值作为代表值 ② 对可变荷载应根据设计要求采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值

（续表 6-2）

序号	项　　目	内　　容
2	地基基础设计荷载规定	③ 对偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值 3）确定可变荷载代表值时应采用 50 年设计基准期 4）荷载的标准值应按有关的规定采用 5）承载能力极限状态设计或正常使用极限状态按标准组合设计时，对可变荷载应按规定的荷载组合采用荷载的组合值或标准值作为其荷载代表值。可变荷载的组合值应为可变荷载的标准值乘以荷载组合值系数 6）正常使用极限状态按频遇组合设计时，应采用可变荷载的频遇值或准永久值作为其荷载代表值；按准永久组合设计时，应采用可变荷载的准永久值作为其荷载代表值 可变荷载的频遇值应为可变荷载标准值乘以频遇值系数 可变荷载准永久值应为可变荷载标准值乘以准永久值系数 （3）地基基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定： 1）按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值 2）计算地基变形时，传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值 3）计算挡土墙、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为 1.0 4）在确定基础或桩基承台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力、挡土墙土压力以及滑坡推力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，采用相应的分项系数；当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态下作用的标准组合 5）基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0 （4）地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定 1）正常使用极限状态下，标准组合的效应设计值 S_k 应按下式确定： $$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \psi_{c2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{cn} S_{Qnk} \quad (6\text{-}1)$$ 式中 S_{Gk}——永久作用标准值 G_k 的效应 S_{Qik}——第 i 个可变作用标准值 Q_{ik} 效应 ψ_{ci}——第 i 个可变作用 Q_i 的组合值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 5009 的规定取值 2）准永久组合的效应设计值 S_k 应按下式确定： $$S_k = S_{Gk} + \psi_{q1} S_{Q1k} + \psi_{q2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{qn} S_{Qnk} \quad (6\text{-}2)$$ 式中 ψ_{qi}——第 i 个可变作用的准永久值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值 3）承载能力极限状态下，由可变作用控制的基本组合的效应设计值 S_d，应按下式确定： $$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} \psi_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} \psi_{q2} S_{Q2k} + \cdots + \gamma_{Qn} \psi_{qn} S_{Qnk} \quad (6\text{-}3)$$

（续表 6-2）

序号	项　　目	内　　容
2	地基基础设计荷载规定	式中　γ_G——永久作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值 γ_{Qi}——第 i 个可变作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值 4）对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的设计值 S_d 可按下式确定： $$S_d = 1.35S_k \quad (6\text{-}4)$$ 式中　S_k——标准组合的作用效应设计值 （5）荷载是上部结构对于基础的一种力学作用，是上部结构设计与地基基础设计之间的数值联系。地基基础设计的荷载是上部结构设计的结果，地基基础设计的荷载必须和上部结构设计的荷载组合与取值一致。但由于地基基础设计与上部结构设计在概念与设计方法上都有差异，在设计原则上也不统一，造成了地基基础设计荷载规定中的某些方面与上部结构设计中的习惯并不完全一致，为了进行地基基础设计，在荷载计算时，必须进行 3 套（标准组合、基本组合和准永久组合）荷载传递的计算。荷载传递计算的结果各适用于不同的计算项目 地基基础设计荷载规定可用表 6-6 的形式简明表达，以方便应用
3	岩土工程勘察规定	地基基础设计前应进行岩土工程勘察，并应符合下列规定： （1）岩土工程勘察报告应提供下列资料： 1）有无影响建筑场地稳定性的不良地质作用，评价其危害程度 2）建筑物范围内的地层结构及其均匀性，各岩土层的物理力学性质指标，以及对建筑材料的腐蚀性 3）地下水埋藏情况、类型和水位变化幅度及规律，以及对建筑材料的腐蚀性 4）在抗震设防区应划分场地类别，并对饱和砂土及粉土进行液化判别 5）对可供采用的地基基础设计方案进行论证分析，提出经济合理、技术先进的设计方案建议；提供与设计要求相对应的地基承载力及变形计算参数，并对设计与施工应注意的问题提出建议 6）当工程需要时，尚应提供下列资料： ① 深基坑开挖的边坡稳定计算和支护设计所需的岩土技术参数，论证其对周边环境的影响 ② 基坑施工降水的有关技术参数及地下水控制方法的建议 ③ 用于计算地下水浮力的设防水位 （2）地基评价宜采用钻探取样、室内土工试验、触探，并结合其他原位测试方法进行。设计等级为甲级的建筑物应提供载荷试验指标、抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料；设计等级为乙级的建筑物应提供抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料；设计等级为丙级的建筑物应提供触探及必要的钻探和土工试验资料 （3）建筑物地基均应进行施工验槽。如地基条件与原勘察报告不符时，应进行施工勘察
4	设计使用年限	地基基础的设计使用年限不应小于建筑结构的设计使用年限

表 6-3 地基基础设计等级

序号	设计等级	建筑和地基类型
1	甲级	（1）重要的工业与民用建筑物 （2）30层以上的高层建筑 （3）体型复杂，层数相差超过10层的高低层连成一体建筑物 （4）大面积的多层地下建筑物(如地下车库、商场、运动场等) （5）对地基变形有特殊要求的建筑物 （6）复杂地质条件下的坡上建筑物(包括高边坡) （7）对原有工程影响较大的新建建筑物 （8）场地和地基条件复杂的一般建筑物 （9）位于复杂地质条件及软土地区的两层及两层以上地下室的基坑工程 （10）开挖深度大于15m的基坑工程 （11）周边环境条件复杂、环境保护要求高的基坑工程
2	乙级	（1）除甲级、丙级以外的工业与民用建筑物 （2）除甲级、丙级以外的基坑工程
3	丙级	（1）场地和地基条件简单、荷载分布均匀的7层及7层以下民用建筑及一般工业建筑；次要的轻型建筑物 （2）非软土地区且场地地质条件简单、基坑周边环境条件简单、环境保护要求不高且开挖深度小于5.0m的基坑工程

表 6-4 可不做地基变形验算的设计等级为丙级的建筑物范围

序号	地基主要受力层情况	地基承载力特征值f_{ak}/(kN/m²)			$80\leqslant f_{ak}<100$	$100\leqslant f_{ak}<130$	$130\leqslant f_{ak}<160$	$160\leqslant f_{ak}<200$	$200\leqslant f_{ak}<300$
		各土层坡度(%)			≤5	≤10	≤10	≤10	≤10
1	建筑类型	砌体承重结构、框架结构(层数)			≤5	≤5	≤6	≤6	≤7
2		单层排架结构(6m柱距)	单跨	起重机额定起重量/t	10~15	15~20	20~30	30~50	50~100
3				厂房跨度/m	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
4			多跨	起重机额定起重量/t	5~10	10~15	15~20	20~30	30~75
5				厂房跨度/m	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
6		烟囱		高度/m	≤40	≤50	≤75		≤100
7		水塔		高度/m	≤20	≤30	≤30		≤30
8				容积/m³	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000

注：1. 地基主要受力层是指条形基础底面下深度为$3b$(b为基础底面宽度)，独立基础下为$1.5b$，且厚度均不小于5m的范围(两层以下一般的民用建筑除外)。

2. 地基主要受力层中如有承载力特征值小于130kN/m²的土层，表中砌体承重结构的设计应符合软弱地基的有关要求。

3. 表中砌体承重结构和框架结构均是指民用建筑，对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数。

4. 表中起重机额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值是指最大值。

表 6-5 地基设计计算规定

序号	计算项目	计算内容及要求	
1	承载力计算	甲级、乙级、丙级均需计算承载力	
2	变形验算	甲级、乙级	必须验算变形
3		丙级	凡属表 6-4 范围以外的情况都必须验算变形
4			虽然在表 6-4 范围以内，但又符合表 6-2 序号 1 之(3)的 3）规定的 5 个补充条件之一时，仍然需要验算变形
5			其余情况不需要验算变形
6	稳定性验算	经常受水平荷载的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，建造在斜坡上的建筑物和构筑物	

注：甲级、乙级、丙级的建筑和地基类型见表 6-3。

表 6-6 地基计算荷载规定

序号	计算项目	计算内容	荷载组合	抗力限值
1	地基承载力计算	确定基础底面积及埋深	正常使用极限状态下的标准组合	地基承载力特征值或单桩承载力特征值
2	地基变形计算	建筑物沉降	正常使用极限状态下的准永久组合	地基变形允许值
3	稳定性验算	土压力、滑坡推力、地基及斜坡的稳定性	承载力极限状态下的基本组合，但分项系数取 1.0	
4	基础结构承载力计算	基础或承台高度、结构截面、结构内力、配筋及材料强度验算	承载力极限状态下的基本组合，采用相应的分项系数	材料强度的设计值
5	基础抗裂验算	基础裂缝宽度	正常使用极限状态下的标准组合	

注：1. 地基承载力计算。地基承载力计算按正常使用极限状态设计，荷载取标准组合。

2. 变形验算。变形验算的荷载组合应考虑长期效应组合，荷载取值采用准永久组合。这是由于地基变形主要是由土层的固结引起的，而土的固结常常延续很长的时间。作用时间很短的可变荷载不可能引起固结沉降，因此计算沉降时不计风荷载和地震荷载。

3. 稳定性验算。稳定性验算应当属于按承载力极限状态设计的范畴，因此荷载组合取基本组合，荷载取值采用设计值。但又规定分项系数取 1.0，说明实际采用的荷载还是标准值。这从挡土墙的稳定性验算的规定可知，当作用和抗力都是由土的体积力所引起时，稳定性验算时仍采用安全系数的设计方法，因此荷载只能取标准值。

但当将计算得到的土压力或滑坡推力用于计算抗滑桩的截面与配筋时，必须乘以 1.35 的分项系数，见公式(6-4)；在验算桩的水平承载力时则取分项系数为 1.0。

4. 基础结构设计。对于基础结构设计，应完全遵从上部结构的设计原则，荷载采用承载力极限状态下的基本组合，并取用相应的分项系数，抗力采用各种材料的强度设计值。

6.1.3 荷载计算例题

【例题 6-1】 已知一种基础埋置深度为3m，基础底面以上土的平均重度为16kN/m^3。在各种荷载条件作用下，建筑物上部结构的荷载传至基础底面的压力及土和基础的自重压力如下：

（1）承载力极限状态：

基本组合为190kN/m^2

（2）正常使用极限状态：

1）标准组合为175kN/m^2

2）准永久组合为160kN/m^2

（3）土和基础的自重压力为70kN/m^2

试求：

（1）确定基础尺寸时，基础底面的压力值。

（2）计算地基变形时，基础底面的压力值。

（3）需验算建筑物的地基稳定时，基础底面的压力值。

（4）计算基础结构内力时，基础底面压力。

（5）验算基础裂缝宽度时，基础底面压力。

【解】

（1）由表6-2序号2之(3)的1）的规定：

按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。

由题给条件中，175kN/m^{2}为上部结构传至基础底面的压力标准值，再加上土和基础的自重压力70kN/m^2，得245kN/m^2。

（2）由表6-2序号2之(3)的2）的规定：

计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。

由题给条件中，按要求取上部结构传至基础底面的压力准永久值为160kN/m^2，加上土和基础的自重70kN/m^2，得基础底面总压力为230kN/m^2，再减去基础底面处土的有效自重压力48kN/m^2，得变形计算时的基础底面附加压力为182N/m^2。

（3）由表6-2序号2之(3)的3)的规定：

计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，但其荷载分项系数均为1.0。

由题给条件中，190kN/m^{2}为上部结构传至基础底面的压力，再加上土和基础的自重压力70kN/m^2，得260kN/m^2。

（4）由表6-2序号2之(3)的4)的规定：

在确定基础或桩台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力，应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，采用相应的荷载分项系数。

由题给条件中，取相应于荷载标准值的基底净反力190kN/m^2，乘以1.35的分项系数，得反力设计值为256.5kN/m^2。

（5）由表6-2序号2之(3)的4)的规定：

当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

由题给条件中，正常使用极限状态标准组合为175kN/m^2。

6.2 地基承载力计算

6.2.1 非抗震设计天然地基的承载力计算

天然地基基础底面的压力应符合下列要求：

（1）当轴心荷载作用时

$$P_k \leqslant f_a \tag{6-5}$$

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{F_k}{A} + \gamma_m d \tag{6-6}$$

式中 P_k——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值（kN/m^2）；

f_a——修正后的地基承载力特征值（kN/m^2）；

F_k——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；

G_k——基础自重和基础上的土重（kN）；

A——基础底面面积（m^2）；

γ_m——基础和基础上土的平均重度，一般取 $20kN/m^3$；

d——为基础埋深。

由公式（6-5）持力层承载力的要求，得

$$\frac{F_k}{A} + \gamma_m d \leqslant f_a$$

由此可得，矩形基础底面面积为

$$A \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_m d} \tag{6-7}$$

对于条形基础，可沿基础长度的方向取单位长度进行计算，荷载同样是单位长度上的荷载，则基础宽度为

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_m d} \tag{6-8}$$

公式（6-7）和公式（6-8）中的地基承载力特征值，在基础底面未确定以前可先只考虑深度修正，初步确定基底尺寸以后，再将宽度修正项加上，重新确定承载力特征值。直至设计出最佳的基础底面尺寸。

（2）当偏心荷载作用时

当偏心荷载作用时，除应符合公式（6-5）要求外，尚应符合下式要求：

$$P_{k,max} \leqslant 1.2 f_a \tag{6-9}$$

式中 $P_{k,max}$——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最大压力值（kN/m^2）。

对于偏心荷载作用下的基础底面尺寸常采用试算法确定。计算方法如下：

1）先按中心荷载作用条件，利用公式（6-7）或公式（6-8）初步估算基础底面尺寸。

2）根据偏心程度，将基础底面面积扩大 10%～40%，并以适当的比例确定矩形基础的长 l 和宽 b，一般取 $l/b = 1 \sim 2$。

3）计算基底最大压力，计算基底平均压力，并使其满足公式（6-5）和公式（6-9）要求。

另外，为避免基础底面由于偏心过大而与地基土翘离，箱形基础还要求基底边缘最小压力值满足下式：

$$P_{k,min} \geqslant 0 \quad 或 \quad e = \frac{M_k}{F_k + G_k} \leqslant b/6 \tag{6-10}$$

筏形基础要求

$$e \leqslant 0.1W/A \tag{6-11}$$

式中 e——偏心距；

M_k——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值(kN·m)；

F_k、G_k——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值、基础自重和基础上的土重(kN)；

b——偏心方向的边长(m)；

W——基础底面的抵抗矩(m^3)。

若持力层下有相对软弱的下卧土层，还须对软弱下卧层进行强度验算。如果建筑物有变形验算要求，应进行变形验算。承受水平力较大的高层建筑和不利于稳定的地基上的结构还须进行稳定性验算。

6.2.2 抗震设计天然地基承载力计算

(1) 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

1) 砌体房屋。

2) 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的一般单层厂房、单层空旷房屋和8层、高度24m以下的一般民用框架房屋及与其基础荷载相当的多层框架厂房。

3) 表6-4规定的可不进行上部结构抗震验算的建筑。

注：软弱黏性土层是指7度、8度和9度时，地基土静承载力特征值分别小于80kN/m^2、100kN/m^2和120kN/m^2的土层。

(2) 天然地基基础抗震验算时，地基抗震承载力应按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \tag{6-12}$$

式中 f_{aE}——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a——地基抗震承载力调整系数，应按表6-7采用；

f_a——深宽修正后的地基承载力特征值，见公式(6-15)。

表6-7 地基土抗震承载力调整系数

序号	岩土名称和性状	ζ_a
1	岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{ak} \geqslant 300$kN/m^2的黏性土和粉土	1.5
2	中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，150kN/$m^2 \leqslant f_{ak} <$ 300kN/m^2的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
3	稍密的细、粉砂，100kN/$m^2 \leqslant f_{ak} <$150kN/m^2的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
4	淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

(3) 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各公式要求：

$$P \leqslant f_{aE} \tag{6-13}$$

$$P_{max} \leqslant 1.2 f_{aE} \tag{6-14}$$

式中 P——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

P_{max}——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

高宽比大于4的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现脱离区(零应力区)；其他建筑基础底面与地基土之间脱离区(零应力区)面积不应超过基础底面面积的15%。

6.2.3 地基承载力特征值的确定

地基承载力特征值的确定见表 6-8。

表 6-8 地基承载力特征值的确定

序号	项 目	内 容
1	地基承载力特征值的确定原则	地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试，公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定
2	由深层平板载荷试验确定地基承载力特征值	深层平板载荷试验要点： （1）深层平板载荷试验可适用于确定深部地基土层及大直径桩桩端土层在承压板下应力主要影响范围内的承载力 （2）深层平板载荷试验的承压板采用直径为 0.8m 的刚性板，紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm （3）加荷等级可按预估极限承载力的 1/10~1/15 分级施加 （4）每级加荷后，第一个小时内按间隔 10min、10min、10min、15min、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降。当在连续 2h 内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载 （5）当出现下列情况之一时，可终止加载： 1）沉降 s 急骤增大，荷载-沉降（p-s）曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且沉降量超过 $0.04d$（d 为承压板直径） 2）在某级荷载下，24h 内沉降速率不能达到稳定 3）本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍 4）当持力层土层坚硬，沉降量很小时，最大加载量不小于设计要求的 2 倍 （6）承载力特征值的确定应符合下列规定： 1）当 p-s 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值 2）满足前三条终止加载条件之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载，当该值小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半 3）不能按上述要求确定时，可取 $s/d=0.01\sim0.015$ 所对应的荷载值，但其值不应大于最大加载量的一半 （7）同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过平均值的 30%时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak}

6.2.4 修正后地基承载力特征值的计算

（1）当基础宽度大于 3m 或埋置深度（简称埋深）大于 0.5m 时，从荷载试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下式修正：

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5) \tag{6-15}$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值（kN/m^2）；

f_{ak}——地基承载力特征值（kN/m^2），按表 6-8 的原则确定；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土类查表 6-9；

γ——基础底面以下土的重度（kN/m^3），地下水位以下取浮重度；

b——基础底面宽度（m），当基础底面宽度小于 3m 按 3m 取值，大于 6m 时按 6m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度（kN/m^3），位于地下水位以下的土层取有效重度；

d——基础埋置深度（m），宜自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，当采用

箱形基础或筏形基础时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

表 6-9 承载力修正系数

序号	土的类别		η_b	η_d
1	淤泥和淤泥质土		0	1.0
2	人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
3	红黏土	含水比 $a_w>0.8$	0	1.2
4		含水比 $a_w\leqslant 0.8$	0.15	1.4
5	大面积压实填土	压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土	0	1.5
6		最大干密度大于 2.1t/m³ 的级配砂石	0	2.0
7	粉土	黏粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
8		黏粒含量 $\rho_c<10\%$ 的粉土	0.5	2.0
9	e 及 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
10	粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
11	中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：1. 强风化和全风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正。

2. 地基承载力特征值按表 6-8 序号 2 时的深层平板载荷试验确定时 η_d 取 0。

3. 含水比是指土的天然含水量与液限的比值。

4. 大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土。

(2) 也可以根据公式(6-15)和表 6-9 制成计算用表求修正后的地基承载力特征值 f_a，极为快速、方便。

6.2.5 修正后地基承载力计算例题

【例题 6-2】 已知某工程地质资料：$f_{ak}=170\text{kN/m}^2$，$\eta_b=0.15$，$\eta_d=1.4$，$\gamma=16\text{kN/m}^3$，$\gamma_m=16\text{kN/m}^3$。假定基础宽度 $b=1.5\text{m}$，$d=2.1\text{m}$。求修正后地基承载力特征值 f_a。

【解】

应用公式(6-15)计算，

因 $b=1.5\text{m}<3\text{m}$，$d=2.1\text{m}>0.5\text{m}$，故只需深度修正。所以

$$f_a=f_{ak}+\eta_d\gamma_m(d-0.5)=170+1.4\times16\times(2.1-0.5)=206(\text{kN/m}^2)$$

【例题 6-3】 已知某工程为独立基础，根据地质资料：$f_{ak}=250\text{kN/m}^2$，$\eta_b=2$，$\eta_d=3$，$\gamma=18\text{kN/m}^3$，$\gamma_m=20\text{kN/m}^3$。假定基础宽度 $b=4.5\text{m}$，$d=2.5\text{m}$。求修正后地基承载力特征值 f_a。

【解】

应用公式(6-15)计算，

因 $b=4.5\text{m}>3\text{m}$，$d=2.5\text{m}>0.5\text{m}$，故宽度深度均需修正。所以

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)=250+2\times18\times(4.5-3)+3\times20\times(2.5-0.5)=424(\text{kN/m}^2)$$

6.3 基础一般规定

6.3.1 地基基础设计一般规定

地基基础设计一般规定见表 6-10。

表 6-10 地基基础设计一般规定

序号	项 目	内 容
1	简述	（1）由于地基基础是隐蔽工程，不论地基和基础哪一方面出现问题，既不容易发现也难于修复，轻者会影响使用，严重者还会导致建筑物破坏甚至酿成灾害。因此，地基基础的设计应引起高度重视 （2）地基基础设计是建筑结构设计的重要内容之一，与建筑物的安全和正常使用有密切关系。设计时必须根据上部结构的使用要求、建筑物的安全等级、上部结构类型特点、工程地质条件、水文地质条件以及施工条件、造价和环境保护等各种条件，合理选择地基基础方案，因地制宜，精心设计，以确保建筑物的安全和正常使用。力求做到使基础工程安全可靠、经济合理、技术先进和施工方便 （3）设计者要熟悉地基基础的设计原则；熟悉基础选型、基础埋置深度的选择；掌握地基承载力特征值的确定，基础底面积的确定，地基持力层和软弱下卧层的承载力验算；掌握钢筋混凝土墙下条形基础、独立基础的设计和柱下条形基础的设计；了解地基基础与上部结构共同作用的概念；熟悉减轻不均匀沉降的措施
2	地基基础设计等级	根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度(危及人的生命,造成经济损失和社会影响及修复的可能性)，将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表 6-3 选用
3	地基基础设计基本要求	根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列基本要求： （1）地基土体强度条件。要求所有建筑物基础底面尺寸均应满足地基承载力计算的有关规定 （2）地基变形条件。设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；表 6-3 所列范围内设计等级为丙级的建筑物可不做变形验算，但如有下列情况之一时，仍应做变形验算： 1）地基承载力特征值小于 130kN/m^2，且体型复杂的建筑 2）在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时 3）软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时 4）相邻建筑距离过近，可能发生倾斜时 5）地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时 （3）地基稳定性验算。经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，尚应验算其稳定性；基坑工程应进行稳定性验算 （4）建筑物抗浮验算。当地下水埋藏较浅，建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算 （5）其他详见表 6-2 序号 1 的有关规定
4	基础荷载规定	地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应按下列规定： （1）按地基承载力确定基础底面面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值 （2）计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值 （3）计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑推力时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，但其分项系数均为 1.0 （4）在确定基础或桩台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配

（续表 6-10）

序号	项　目	内　容
4	基础荷载规定	筋和验算材料强度时，上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力，应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，采用相应的分项系数 （5）当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合 （6）基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0 （7）其他详见表 6-2 序号 2 的有关规定
5	浅基础的设计步骤	（1）天然地基上的基础，一般是指建造在未经过人工处理的地基上的基础。它比桩基础和其他人工地基施工简单，不需要复杂的施工设备，因此可以缩短工期、降低工程造价。所以，在设计地基基础时，首先应当先考虑采用天然地基浅基础的设计方案 （2）在一般情况下，进行地基基础设计时，需具备下列资料： 1）建筑物场地的地形图 2）建筑场地的工程地质勘察资料 3）建筑的平面图、立面图、剖面图，作用在基础上的荷载、设备基础以及各种设备管道的布置及标高 4）建筑材料的供应情况，以及施工单位的设备和人员的技术力量等 （3）天然地基浅基础的设计，应根据上述情况的地基勘察资料、水文地质条件等和建筑物的类型、结构特点、建筑施工工期与条件等进行全面的了解，按下列设计步骤进行： 1）选择基础的材料和构造形式 2）确定基础的埋置深度 3）确定地基土的承载力特征值 4）确定基础底面尺寸，必要时进行下卧层强度验算 5）对设计等级为甲级、乙级的建筑物，以及不符合表 6-2 有关规定的丙级建筑物，进行地基变形验算 6）对建于斜坡上的建筑物和构筑物及经常承受较大水平荷载的高层建筑和高耸结构，进行地基稳定性验算 7）按基础材料强度确定基础的剖面尺寸，进行基础结构计算 8）绘制基础的设计图和施工详图，编制工程预算书和工程设计施工说明书

6.3.2 基础类型和基础材料

基础类型和基础材料见表 6-11。

表 6-11 基础类型和基础材料

序号	项　目	内　容
1	简述	在建筑物的设计和施工中，地基和基础占有很重要的位置，它对建筑物的安全使用和工程造价有着很大的影响，因此正确选择地基基础的类型和基础材料十分重要。在选择地基基础类型和基础材料时，应考虑下面三个方面的因素： （1）建筑物的性质（包括它的用途、重要性、结构形式、荷载性质和荷载大小等） （2）地基的地质情况（包括建筑场地和地基的土层分布、土的性质和地下水等） （3）施工情况（包括施工条件、施工技术、施工设备、工期、造价等） 在综合考虑上述三方面因素的基础上，合理选择地基基础方案和基础材料，因地制宜、精心设计，精心施工，以保证建筑物的安全和正常使用

（续表 6-11）

序号	项　目	内　容
2	基础类型	（1）说明 基础的作用就是把建筑物的荷载安全可靠地传递给地基，保证地基不会发生强度破坏或者产生过大的变形，同时还要充分发挥地基的承载能力。因此，基础的结构类型必须根据建筑物的结构形式、荷载的性质大小和地基土层的情况来选定。随着上部结构类型的增多、使用功能的需求、地基条件、建筑材料和施工方法的发展，浅基础类型有多种形式，形成了从独立的、条形的到交叉的、成片的乃至空间整体的基础系列 （2）条形基础 条形基础是指基础长度远大于其宽度（至少 5 倍以上）的一种基础形式。可分为墙下条形基础和柱下条形基础 1）墙下条形基础。墙下条形基础是承重墙基础的主要形式，常用砖、毛石、三合土和灰土建造。当上部结构荷重较大而土质较差时，可采用混凝土或钢筋混凝土建造。墙下钢筋混凝土条形基础一般做成无肋式，如图 6-2a 所示；如果地基在水平方向上压缩不均匀，为了增加基础的整体性，减少不均匀沉降，也可做成有肋式的条形基础，如图 6-2b 所示 2）柱下条形基础。如果柱子的荷载较大而土层的承载力又较低，做单独基础需要很大的面积，因而互相接近，为增加基础的整体性并方便施工，在这种情况下，将同一排的柱基础连通做成柱下钢筋混凝土条形基础，如图 6-3 所示。荷载较大的高层建筑，如土质较弱，为进一步增加基础的整体刚度，减少不均匀沉降，可在柱网下纵横方向设置钢筋混凝土条形基础，形成柱下交叉梁基础，如图 6-4 所示 （3）单独基础 按支承的上部结构形式，可分为柱下单独基础和墙下单独基础 1）柱下单独基础。柱的基础一般都是单独基础。依据柱的材料和荷载大小确定基础所用的材料。砌体柱下常采用刚性基础，材料一般为砖、石、灰土或三合土、混凝土等。现浇柱下一般采用钢筋混凝土扩展基础。预制柱下一般采用钢筋混凝土杯形基础。基础截面形式可做成阶梯形、锥形、杯形，如图 6-5 所示 2）墙下单独基础。 ① 墙下单独基础是在当上层土质松散而在不深处有较好的土层时，为了节省基础材料和减少开挖量而采用的一种基础形式。图 6-6a 所示是在单独基础之间放置钢筋混凝土过梁，以承受上部结构传来的荷载。单独基础应布置在墙的转角、两墙交叉和窗间墙处，其间距一般不超过 4m。在我国北方为防止梁下土受冻膨胀而使梁破坏，需在梁下留 60～90mm 空隙，两侧用砖挡土，空隙下面铺 500～600mm 厚的松砂或干煤渣 ② 当上部结构荷载较小时，也可用砖拱承受上部结构传来的荷载，如图 6-6b 所示。因砖拱有横向推力，墙两端的单独基础要适当加大，柱基周围填土要密实，以抵抗横向推力；有时将端部一跨基础改为条形基础，以增加其稳定性 （4）筏形基础 1）当柱或墙传来的荷载很大，地基土较软弱，用十字交叉条形基础仍不能满足地基承载力的要求时，或相邻基槽距离很小，施工不便时，或地下水常年在地下室的地坪以上，为了防止地下水渗入室内时，往往需要把整个房屋底面（或地下室部分）做成一整块钢筋混凝土连续板，称为筏形基础，如图 6-7 所示。按构造不同可分为平板式和梁板式两类 2）在多层住宅和办公楼等民用建筑中也常采用墙下筏形基础，墙下筏形通常做成

（续表 6-11）

序号	项　目	内　容
2	基础类型	一块不带梁的等厚的钢筋混凝土平板，筏板厚度一般可根据楼层层数大约按每层50mm 确定，但不得小于 200mm。具体厚度尚需根据筏板的抗冲切、抗剪切要求确定 （5）箱形基础 箱形基础由钢筋混凝土底板、顶板和纵横交叉的隔墙构成，如图 6-8 所示。底板、顶板和隔墙共同工作、具有很大的整体刚度。基础中空部分构成地下室。与实体基础相比可减少基底压力。箱形基础的主要特点是刚性大，而且挖去很多土，减少了基础底面的附加压力，因而适用于地基软弱土层厚、荷载大和建筑面积不太大的一些重要建筑物基础。某些对不均匀沉降有严格要求的设备间或构造物，也可采用箱形基础。目前高层建筑中多采用箱形基础 （6）大块基础 水塔、烟囱、高炉和其他一些独立构筑物常把全部结构支承在一个整体的大块基础上，如图 6-9 所示为水塔基础。这类基础的稳定性要求较高。大块基础可以是实体的，但为了减少基础体积和重量，也可以做成空心的 （7）壳体基础 1）壳体基础是一类较新的基础形式，一般适于作水塔、烟囱、料仓和中小型高炉等构筑物的基础 2）为改善基础的受力性能，基础的形状可做成各种形式的壳体，称为壳体基础，如图 6-10 所示。壳体基础常见形式是正圆锥壳及其组合形式。主要在高耸建筑物，如烟囱、水塔、电视塔、储仓和中小型高炉等筒形构筑物使用。图 6-11 是某高 271m 的远距离信报塔的空壳基础的结构示意图
3	基础材料	（1）说明 基础常用的材料有：砖、石、灰土或三合土、混凝土、毛石混凝土和钢筋混凝土。基础埋在土中，经常受潮，容易受浸蚀，而且它是建筑物的隐蔽部分，破坏了不容易发现，也不容易修复，所以必须要求基础的材料要有足够的强度和耐久性 （2）砖 砖砌体具有一定的抗压强度，但抗拉强度和抗剪强度较低。根据地基土的潮湿程度和地区的寒冷程度而有不同的要求。地面以下或防潮层以下的砖砌体所用的材料最低强度等级不得低于表 6-12 所对应的数值。地下水位以下或地基土潮湿时应采用水泥砂浆砌筑。砖基础底面以下一般设垫层。砖具有取材容易、价格便宜、施工简便的特点，广泛应用于 6 层及 6 层以下的民用建筑和墙承重厂房 （3）石料 料石（经过加工、形状规则的石块）、毛石（未经加工凿平的石材）和大漂石有相当高的强度和抗冻性，是基础的良好材料。特别在山区，石料丰富，应就地取材，充分利用。做基础的石料要选用质地坚硬、不易风化的岩石，石块的厚度不宜小于 150mm。石料的强度等级和砂浆的强度等级要求见表 6-12。对毛石基础，由于毛石之间间隙较大，如果砂浆黏结的性能较差，则不能用于层数较多的建筑物，且不宜用于地下水位以下 （4）混凝土和毛石混凝土 混凝土的强度、耐久性、抗冻性都较好，且便于机械化施工和预制。当荷载较大或位于地下水位以下时，常采用混凝土基础。混凝土强度等级一般采用 C10～C15。混凝土可建造比砖和砌石有较大刚性角的基础，因此同样的基础宽度，用混凝土时，基础的高度可以小一些，但混凝土造价稍高，耗水泥量大。如果基础体积较大，为了节

（续表 6-11）

序号	项　　目	内　　容
3	基础材料	约混凝土用量，可以在混凝土中掺入体积 20%～30%的毛石，做成毛石混凝土基础。掺入的毛石尺寸不得大于 300mm，使用前须冲洗干净 （5）灰土或三合土 1）灰土由石灰和黏性土料配制而成。我国早在 1000 多年以前就采用灰土作为基础垫层，效果很好。灰土多用于基础砌体下部受力不大的情况，以代替砖、石、混凝土。作基础材料用的灰土、石灰和土料的体积比一般为 3∶7 或 2∶8。石灰以块状生石灰为宜，使用前加水熟化 1～2d 后焖成粉末，过 5～10mm 筛即可使用。土料应以有机质含量低的粉质黏土为宜，不要太干或太湿。使用前也应过 10～20mm 筛。加适量水拌和后合格灰土的简易判别方法就是：“捏紧成团，落地开花”。拌匀的灰土分层铺入基槽内夯压密实。施工中通常每层虚铺厚度 220～250mm，夯实后厚度 150mm（一步灰土）。施工后要求灰土达到的干重度不小于 14.5～15.5kN/m^3。一般可铺 2～3 步灰土。夯实合格的灰土，承载力特征值可采用 200～250kN/m^2。灰土在水中硬化慢、早期强度低、抗水性差，宜在比较干燥的土层中使用。因其本身具有一定的抗冻性，在我国华北和西北地区广泛用于 5 层和 5 层以下的民用房屋 2）在灰土中加入水泥或由石灰、砂、骨料（碎石、碎砖、矿渣等）按体积比 1∶2∶4 或 1∶3∶6 做成三合土，可以有更高的强度和抗水性。三合土基础常用于南方地区地下水位较低、4 层及 4 层以下的民用建筑 （6）钢筋混凝土 钢筋混凝土是质量很好的基础材料，其强度、耐久性和抗冻性都较理想，特别是具有较强的抗弯、抗剪能力。在相同条件下可减少基础的高度，用于荷载大、土质软弱的情况或地下水以上的扩展基础、筏基、箱基、壳体基础。对于一般的钢筋混凝土基础，混凝土的强度等级应不低于 C20，壳体基础的混凝土强度等级不宜低于 C25

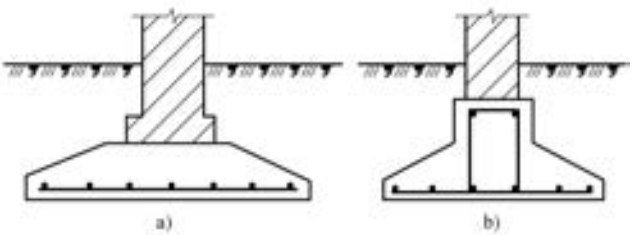


图 6-2　墙下钢筋混凝土条形基础

a）无肋式　b）有肋式

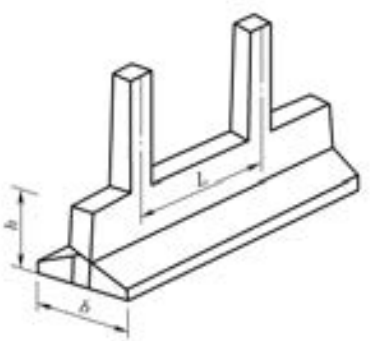


图 6-3　柱下钢筋混凝土条形基础

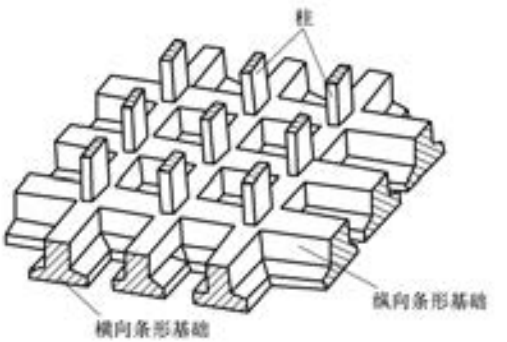


图 6-4　柱下交叉条形基础

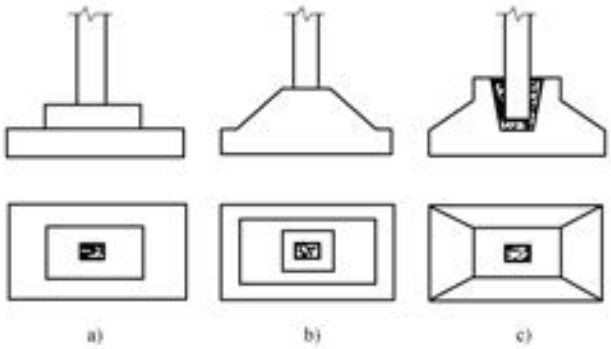


图 6-5 柱下单独基础

a）阶梯形基础 b）锥形基础 c）杯形基础

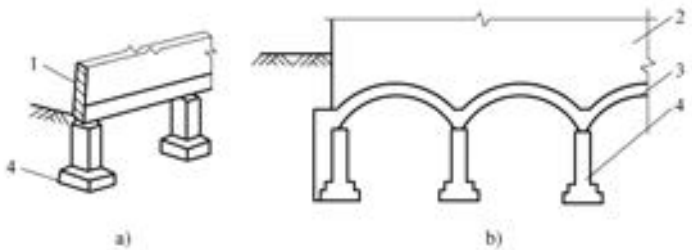


图 6-6 墙下单独基础

a）过梁 b）砖拱

1—过梁 2—砖墙 3—砖拱 4—单独基础

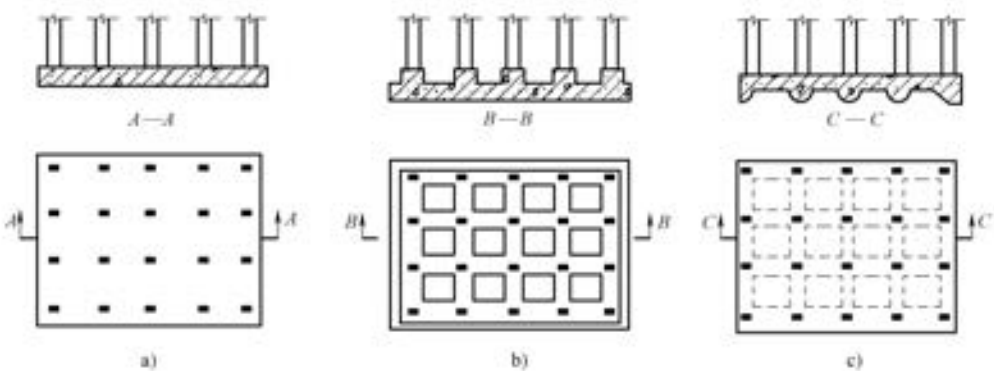


图 6-7 筏形基础

a）平板式 b）、c）梁板式

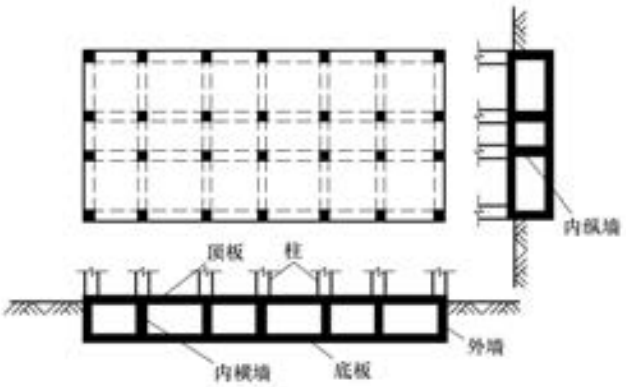


图 6-8 箱形基础

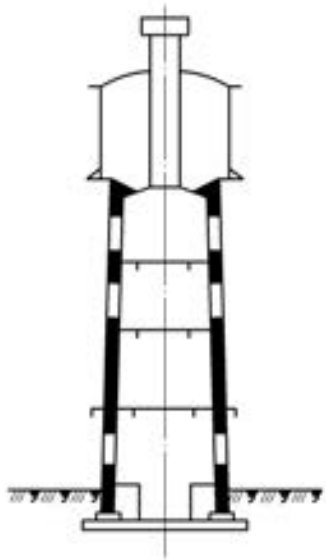


图 6-9 水塔基础

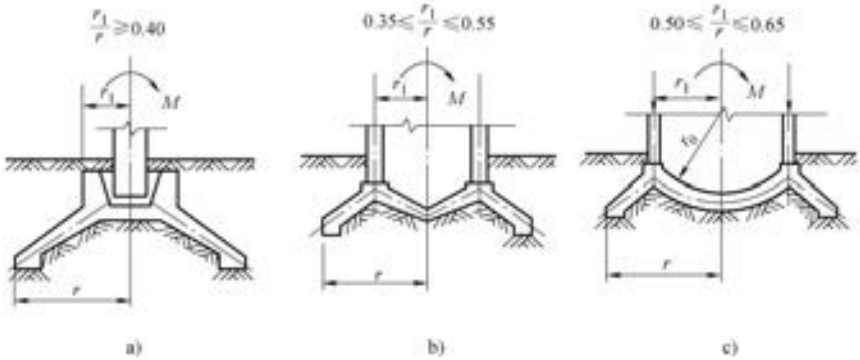


图 6-10 壳体基础的结构形式

a）正圆锥体 b）M 形组合壳 c）内球外锥组合壳

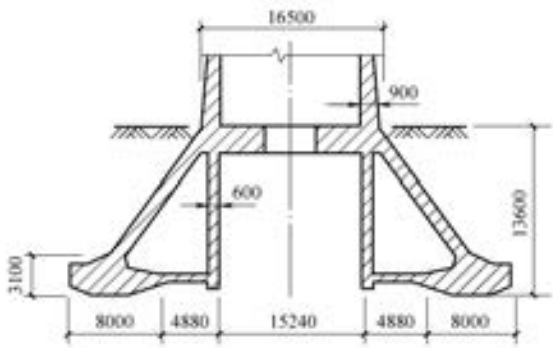


图 6-11 哈姆布格(Hamburg)远距离信报塔基础结构示意图

(塔身总高度 $H=271$m,混凝土结构部分高度 $h=204$m,1967 年)

表 6-12 地面以下或防潮层以下的砌体、潮湿房间墙所用材料的最低强度等级

序号	潮湿程度	烧结普通砖	混凝土普通砖、蒸压灰砂砖	混凝土砌块	石材	水泥砂浆
1	稍潮湿的	MU15	MU20	MU7.5	MU30	M5
2	很潮湿的	MU20	MU20	MU10	MU30	M7.5
3	含水饱和的	MU20	MU25	MU15	MU40	M10

注：1. 在冻胀地区，地面以下或防潮层以下的砌体，不宜采用多孔砖，如采用时，其孔洞应用不低于M10的水泥砂浆预先灌实。当采用混凝土空心砌块时，其孔洞应采用强度等级不低于Cb20的混凝土预先灌实。

2. 对安全等级为一级或设计使用年限大于50年的房屋，表中材料强度等级应至少提高一级。

6.3.3 混凝土基础的材料选用

混凝土基础的材料选用要求见表6-13。

表 6-13 混凝土基础的材料选用要求

序号	项 目	内 容
1	钢筋混凝土基础	（1）混凝土强度等级 1）钢筋混凝土柱下独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础采用混凝土强度等级不低于C20，一般宜采用C25、C30 2）柱下条形基础采用的混凝土强度等级不小于C20，一般宜采用C25、C30 3）箱形基础的混凝土强度等级不小于C20，一般宜采用C25、C30 4）筏形基础和桩箱、桩筏基础的混凝土强度等级不小于C30，一般宜采用C35、C40 5）壳体基础混凝土强度等级不小于C20；但作为构筑物基础时，混凝土强度等级不小于C30 （2）钢筋种类。钢筋混凝土基础受力钢筋应采用HRB335、HRB400级钢筋 （3）基础垫层。钢筋混凝土基础垫层混凝土强度等级可采用C10，一般宜采用C15 （4）混凝土保护层厚度。当基础有垫层时，基础的保护层厚度不小于40mm；当无垫层时不小于70mm
2	素混凝土基础	素混凝土基础的混凝土强度等级不小于C15
3	预制柱基础杯口	预制钢筋混凝土柱插入杯口部分的表面应凿毛，柱与基础杯口之间的空隙，应用比基础混凝土强度等级高一级的不收缩或微膨胀细石混凝土先填底部，将柱校正后灌注振实四周，如图6-12所示

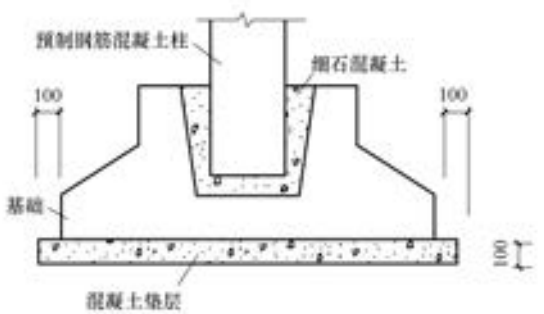


图 6-12 基础垫层及杯口充填

6.3.4 基础的选型

基础的选型一般可按表 6-14 采用。

表 6-14 基础的选型

序号	项 目	内 容
1	选型原则	基础的选型应根据上部结构类型、有无地下室、工程地质和水文地质情况、施工条件、荷载大小、性质、场地类别与环境等因素综合考虑确定
2	民用建筑	一般民用建筑选用刚性条形基础，如条件许可(地下水位较深)时，可采用刚性灰土条形基础；当地下水位较高或冬期施工时，可采用刚性混凝土条形基础。如基础宽度大于 2.5m 时，宜采用墙下钢筋混凝土条形基础 如遇软弱地基或需要抗震设防时，应在室内地面下设置基础圈梁。基础圈梁应纵横拉通，设防烈度 7 度，其间距不宜大于 15m；8 度不宜大于 11m
3	多层内框架结构	多层内框架结构当地基较差时，中柱宜选用柱下钢筋混凝土条形基础或墙下钢筋混凝土条形基础
4	框架或剪力墙结构	框架结构当无地下室、地基较好、荷载较小、柱网分布较均匀时，可采用柱下钢筋混凝土独立基础。对需要抗震设防的建筑，其纵横方向应设连系梁，连系梁可按柱荷载的 10%引起的拉力验算 框架或剪力墙结构，当无地下室、地基较差、荷载较大，为了增强整体性，减小不均匀沉降，可选用十字交叉钢筋混凝土条形基础；如选用上述基础不能满足变形条件要求，又不宜采用桩基或其他人工地基时，可选用墙下钢筋混凝土筏形基础 框架或剪力墙结构，有地下室，上部结构对不均匀沉降限制较严，防水要求较高时，宜选用箱形基础
5	框架-剪力墙结构	框架-剪力墙结构，无地下室，宜采用十字交叉钢筋混凝土条形基础或钢筋混凝土筏形基础 框架-剪力墙结构，有地下室，无特殊防水要求，柱网、荷载及墙轴分布比较均匀，地基较好时，可选用十字交叉墙下钢筋混凝土条形基础。当有抗震设防要求时，宜用箱形基础
6	地质土质较差	当地基土质较差时，采用上述各种类型基础仍不能满足设计要求时，可选用桩基或其他有效的人工地基
7	高层建筑	高层建筑如遇下列情况，与深基或其他人工地基相比较为经济且施工条件有可能时，宜采用桩基： (1) 地基较弱，作为天然地基，其承载力或沉降量不能满足设计要求时 (2) 相邻建筑物之间，或建筑物各单元之间，地基压力相互影响而引起过大不均匀沉降差，难以满足容许值时 (3) 对倾斜有特殊要求时 (4) 限于现场已有建筑物条件，新建筑物的基础必须采用深基而又影响已有建筑物，施工时既不允许开挖，又无其他施工手段等情况时 (5) 土层变化较大、厚度不均匀、荷载较大或下卧基岩岩面起伏相差较大而引起过大的不均匀沉降时 (6) 采用深埋天然地基，在经济上不合理，施工有困难时
8	高层建筑基础选用	对于建在属于一般工程地质条件地基上的高层建筑基础类型，可按建筑物层数参照表 6-15 选用

表 6-15 高层建筑基础选用

序号	建筑物层数	可选用的基础类型
1	8~12	筏形基础、箱形基础、桩基础
2	12~20	箱形基础、桩基础
3	20以上	桩基础

6.3.5 基础的埋置深度

基础的埋置深度要求见表6-16。

表 6-16 基础的埋置深度要求

序号	项 目	内 容
1	确定埋置深度的条件	基础的埋置深度，应按下列条件确定： （1）建筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础的形式和构造 （2）作用在地基上的荷载大小和性质 （3）工程地质和水文地质条件 （4）相邻建筑物的基础埋深 （5）地基土冻胀和融陷的影响
2	最小埋深	在满足地基稳定和变形要求前提下，基础应尽量浅埋，当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作持力层。除岩石地基外，基础埋深不宜小于0.5m
3	高层建筑	高层建筑基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑稳定性要求。在抗震设防区，除岩石地基外，天然地基上的箱形和筏形基础其埋置深度不宜小于建筑物高度的1/15；桩箱或桩筏基础的埋置深度(不计桩长)不宜小于建筑物高度的1/18
4	地下水	基础宜埋置在地下水位以上，当必须埋在地下水位以下时，应采取地基土在施工时不受扰动的措施 当基础埋置在易风化的软质岩层上，施工时应在基坑挖好后立即铺筑垫层
5	条形基础	条形基础的埋置深度有变化时，应做成阶梯过渡，阶高与阶长之比取1∶2，每阶高度不宜大于500mm
6	存在相邻建筑物时的基础埋深	当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础。当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据荷载大小、基础形式和土质情况而定，一般取相邻两基础底面高差的1~2倍。如上述要求不能满足时，应采取分段施工、设临时加固支撑，打板桩、地下连续墙等施工措施，或加固原有建筑物地基
7	防冻害措施	地基土的冻胀类别分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀，可按表6-17、表6-18查取。在冻胀、强冻胀和特强冻胀地基上采用防冻害措施时应符合下列规定： （1）对在地下水位以上的基础，基础侧表面应回填不冻胀的中、粗砂，其厚度不应小于200mm；对在地下水位以下的基础，可采用桩基础、保温性基础、自锚式基础(冻土层下有扩大板或扩底短桩)，也可将独立基础或条形基础做成正梯形的斜面基础 （2）宜选择地势高、地下水位低、地表排水条件好的建筑场地。对低洼场地，建筑物的室外地坪标高应至少高出自然地面300~500mm，其范围不宜小于建筑四周向外各一倍冻结深度距离的范围

（续表 6-16）

序号	项　　目	内　　容
7	防冻害措施	（3）应做好排水设施，施工和使用期间防止水浸入建筑地基。在山区应设截水沟或在建筑物下设置暗沟，以排走地表水和潜水 （4）在强冻胀性和特强冻胀性地基上，其基础结构应设置钢筋混凝土圈梁和基础梁，并控制建筑的长高比 （5）当独立基础连系梁下或桩基础承台下有冻土时，应在梁或承台下留有相当于该土层冻胀量的空隙 （6）外门斗、室外台阶和散水坡等部位宜与主体结构断开，散水坡分段不宜超过 1.5m，坡度不宜小于 3%，其下宜填入非冻胀性材料 （7）对跨年度施工的建筑，入冬前应对地基采取相应的防护措施；按采暖设计的建筑物，当冬季不能正常采暖时，也应对地基采取保温措施

表 6-17　地基土的冻胀性分类

序号	土的名称	冻前天然含水量 w(%)	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_w/m	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级	冻胀类别
1	碎（卵）石，砾、粗、中砂（粒径小于 0.075mm 颗粒含量大于 15%），细砂（粒径小于 0.075mm 颗粒含量大于 10%）	$w\leqslant 12$	>1.0	$\eta\leqslant 1$	Ⅰ	不冻胀
			≤1.0	$1<\eta\leqslant 3.5$	Ⅱ	弱胀冻
2		$12<w\leqslant 18$	>1.0			
			≤1.0	$3.5<\eta\leqslant 6$	Ⅲ	胀冻
3		$w>18$	>0.5			
			≤0.5	$6<\eta\leqslant 12$	Ⅳ	强胀冻
4	粉砂	$w\leqslant 14$	>1.0	$\eta\leqslant 1$	Ⅰ	不冻胀
			≤1.0	$1<\eta\leqslant 3.5$	Ⅱ	弱胀冻
5		$14<w\leqslant 19$	>1.0			
			≤1.0	$3.5<\eta\leqslant 6$	Ⅲ	胀冻
6		$19<w\leqslant 23$	>1.0			
			≤1.0	$6<\eta\leqslant 12$	Ⅳ	强胀冻
7		$w>23$	不考虑	$\eta>12$	Ⅴ	特强胀冻
8	粉土	$w\leqslant 19$	>1.5	$\eta\leqslant 1$	Ⅰ	不冻胀
			≤1.5	$1<\eta\leqslant 3.5$	Ⅱ	弱胀冻
9		$19<w\leqslant 22$	>1.5	$1<\eta\leqslant 3.5$	Ⅱ	弱胀冻
			≤1.5	$3.5<\eta\leqslant 6$	Ⅲ	胀冻
10		$22<w\leqslant 26$	>1.5			
			≤1.5	$6<\eta\leqslant 12$	Ⅳ	强胀冻
11		$26<w\leqslant 30$	>1.5			
			≤1.5	$\eta>12$	Ⅴ	特强胀冻
12		$w>30$	不考虑			

（续表 6-17）

序号	土的名称	冻前天然含水量 w(%)	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_w/m	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级	冻胀类别
13	黏性土	$w \leqslant w_p+2$	>2.0	$\eta \leqslant 1$	Ⅰ	不冻胀
			≤2.0	$1<\eta \leqslant 3.5$	Ⅱ	弱胀冻
14		$w_p+2<w \leqslant w_p+5$	>2.0			
			≤2.0	$3.5<\eta \leqslant 6$	Ⅲ	胀 冻
15		$w_p+5<w \leqslant w_p+9$	>2.0			
			≤2.0	$6<\eta \leqslant 12$	Ⅳ	强胀冻
16		$w_p+9<w \leqslant w_p+15$	>2.0			
			≤2.0	$\eta>12$	Ⅴ	特强胀冻
17		$w>w_p+15$	不考虑			

注：1. w_p——塑限含水量(%)。

w——在冻土层内冻前天然含水量的平均值(%)。

2. 盐渍化冻土不在表列。

3. 塑性指数大于 22 时，冻胀性降低一级。

4. 粒径小于 0.005mm 的颗粒含量大于 60%时，为不冻胀土。

5. 碎石类土当充填物大于全部质量的 40%时，其冻胀性按充填物土的类别判断。

6. 碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粒径小于 0.075mm 颗粒含量不大于 15%)、细砂(粒径小于 0.075mm 颗粒含量不大于 10%)均按不冻胀考虑。

表 6-18 建筑基础底面下允许冻土层最大厚度 h_{max} （单位：m）

序号	冻胀性	基础形式	采暖情况	基底平均压力/(kN/m²) 110	130	150	170	190	210
1	弱冻胀土	方形基础	采暖	0.90	0.95	1.00	1.10	1.15	1.20
			不采暖	0.70	0.80	0.95	1.00	1.05	1.10
2		条形基础	采暖	>2.50	>2.50	>2.50	>2.50	>2.50	>2.50
			不采暖	2.20	2.50	>2.50	>2.50	>2.50	>2.50
3	冻胀土	方形基础	采暖	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	—
			不采暖	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	—
4		条形基础	采暖	1.55	1.80	2.00	2.20	2.50	—
			不采暖	1.15	1.35	1.55	1.75	1.95	—

注：1. 本表只计算法向冻胀力，如果基侧存在切向冻胀力，应采取防切向力措施。

2. 基础宽度小于 0.6m 时不适用，矩形基础取短边尺寸按方形基础计算。

3. 表中数据不适用于淤泥、淤泥质土和欠固结土。

4. 计算基底平均压力时取永久作用的标准组合值乘以 0.9，可以内插。

6.3.6 基础顶面标高及基础底板尺寸

基础顶面标高及基础底板尺寸要求见表 6-19。

表 6-19 基础顶面标高及基础底板尺寸要求

序号	项 目	内 容
1	基础顶面标高	基础顶面标高或基础梁顶面的标高一般应低于设计地面 50~100mm；在任何情况下，外墙基础顶面不应高于室外设计地面，内墙基础顶面也不应高于室内设计地面
2	基础底板尺寸	（1）轴心受压基础的底板一般应采用正方形，其边长应为 100mm 的倍数 （2）偏心受压基础的底板一般采用矩形，其长边与短边长度之比一般为 2，最大不应大于 3，长边和短边的边长应为 100mm 的倍数

6.3.7 现浇钢筋混凝土框架基础梁

现浇钢筋混凝土框架基础梁见表 6-20。

表 6-20 现浇钢筋混凝土框架基础梁

序号	项 目	内 容
1	基础梁箍筋复合形式	（1）基础梁截面纵向钢筋外围应采用封闭箍筋，当为多肢复合箍筋时，其截面内箍可采用开口箍或封闭箍 （2）封闭箍的弯钩可在四角的任何部位，开口箍的弯钩宜设在基础底板内 （3）当多于 6 肢箍时，偶数肢增加小开口箍或小套箍，奇数肢加一单肢箍 （4）图 6-13 所示为基础梁箍筋的复合形式。图 6-13a 为 3 肢箍，图 6-13b 为 4 肢箍，图 6-13c 为 5 肢箍，图 6-13d 为 6 肢箍
2	等高地下框架梁中间支座锚固与交叉构造	（1）等高地下框架梁支座锚固与交叉构造，是在两向地下框架梁的上部纵向钢筋均通过支座、下部纵向钢筋均锚入支座的情况下，为保证上部双向纵向钢筋顺通交叉、下部纵向钢筋既能顺通交叉又避免出现平行接触锚固的情况，以保证节点内相邻纵向钢筋各方向的净距均能满足规定要求，并易于保证节点部位钢筋混凝土的浇筑质量所采取的构造措施 （2）当两向地下框架梁采用等高截面时，可任选一向地下框架梁按设计标高，将另一向地下框架梁顶的设计标高降低 d（d 为相交叉地下框架梁的纵向钢筋直径）后进行施工 （3）当柱两边的地下框架梁下部纵向钢筋相对伸入支座锚固且钢筋中心线相对时，按图 6-14 将柱一边的纵向钢筋微弯起伸入支座，实现与对面来筋的非接触锚固 （4）图 6-14 所示为等高地下框架梁中间支座锚固与交叉构造 （5）l_a、l_{aE} 值长度见表 1-39 及表 1-40、表 1-41

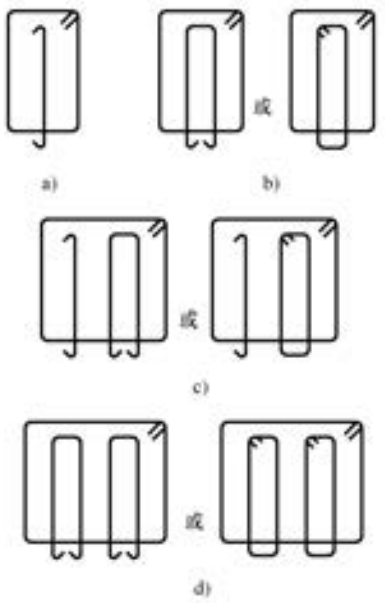


图 6-13 基础梁箍筋的复合形式
a）3 肢箍 b）4 肢箍 c）5 肢箍 d）6 肢箍

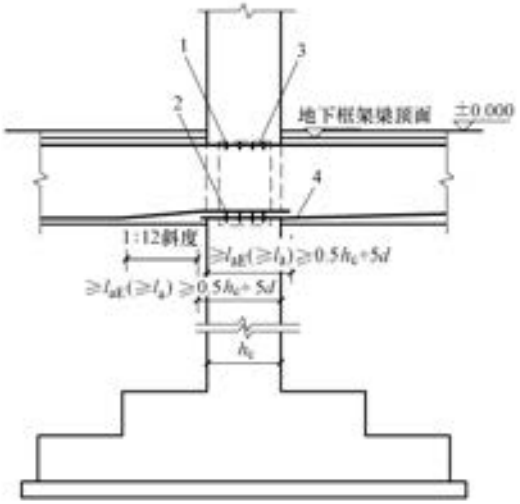


图 6-14 等高地下框架梁中间支座锚固与交叉构造
1—另一方向的梁上部钢筋 2—另一方向的梁下部钢筋
3—另一方向的梁整体降低 d 4—垂直净距≥25mm

6.4 无筋扩展基础

6.4.1 基础特点及材料

无筋扩展基础特点及材料见表 6-21。

表 6-21 无筋扩展基础特点及材料

序号	项 目	内 容
1	无筋扩展基础的特点及设计	（1）无筋扩展基础又称刚性基础，是指由砖、石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础 （2）无筋扩展基础是最基本的形式，具有施工简单、便于就地取材等特点，适用于多层民用建筑和轻型厂房 （3）无筋扩展基础用脆性材料砌筑而成，常用的基础类型剖面参见图 6-15。由于材料的抗压强度较高，抗拉、抗剪强度较低，因此稍有挠曲变形，基础内拉应力就会超过材料的抗拉强度，在基础的一边（条形基础）或一角（柱下独立基础）产生裂缝。裂缝发展很快，随后基底反力和基础内力重分布，其他部分也相继出现裂缝，直至贯通，基础破坏，如图 6-16 所示 （4）为弥补脆性材料这一弱点，保证基础正常工作，设计时采取了限定基础和每个台阶的相对高度（高度与相应宽度之比）的措施，使基础具有足够的刚度。这样，在荷载作用下，基础几乎就不会发生挠曲变形 （5）无筋扩展基础设计步骤 1）根据就地取材原则，考虑上部结构荷载和地基条件，确定基础形式和埋深

（续表 6-21）

序号	项　目	内　容
1	无筋扩展基础的特点及设计	2）根据持力层承载力计算基础底面积，并确定其形状 3）根据容许台阶高宽比设计剖面形状及尺寸 4）验算基础顶面或两种材料接触面上的抗压强度 5）如有软弱下卧层，尚需做下卧层承载力验算 6）根据规定还需做地基的变形计算 7）绘制基础施工图
2	无筋扩展基础材料及操作要点	（1）无筋扩展基础材料 刚性无筋扩展基础所用材料带有明显的地方性、区域性。最常使用机制砖（不低于MU10）和混凝土（C15）；北方干燥地区也多用于灰土，即石灰（块状生石灰为宜，消化1~2d后使用）与塑性指数较低的黏性土配制而成（体积比3∶7或2∶8）；在南方则常采用三合土，即石灰、砂和骨料（碎砖、碎石、矿渣等）配制而成（体积比1∶2∶4或1∶3∶6） （2）无筋扩展基础操作要点 1）砖和毛石基础 ① 这两种基础均为砌筑成形。砖基础在地下水位以上用混合砂浆，地下水位以下用水泥砂浆（不低于M5）砌筑。在寒冷地区宜用高强度等级的水泥砂浆砌筑。毛石基础可用白灰砂浆砌筑，一般成阶梯形（图6-15c）。因毛石形状不规整，为保证毛石基础的整体刚性，传力均匀，须满足基础台阶高宽比的允许值 ② 砖基础习惯上采用“二一间隔法”砌成“大放脚”，即从基底开始，每砌两皮砖收1/4砖长，再砌一皮砖收1/4砖长，如此反复至与墙体（柱）相连（图6-15e），即可满足宽高比要求。实际上是将砖砌体作为整体考虑。如埋深较大，上述放脚剖面太大，底部也可以砌筑成宽台阶式，即与混凝土、灰土等基础形式相似，台阶宽高比仍需满足要求 ③ 基底可铺设垫层（灰土、三合土均可），一般不超过100mm厚，不计入基础总高。在南方，垫层厚度可达150~250mm，此时垫层作为基础的一部分考虑。垫层宽度两侧各宽出基础50~100mm，垫层的作用主要是整平砌筑基础底面。砌筑前必须先铺底灰，用水将砖浇透，并保证砂浆饱满 2）混凝土和毛石混凝土基础 ① 混凝土基础为现场浇筑成形。在混凝土中加入少量毛石（小于基础体积的30%）即为毛石混凝土基础，毛石强度等级不低于MU20，其长度不大于300mm。在寒冷地区，混凝土和毛石强度等级相应提高至MU10和MU30以上。三层以上房屋若地基潮湿、地下水位较高不宜做灰土基础时，多采用这种材料，但应注意地下水质对混凝土的侵蚀作用。基础剖面为阶梯形和角锥形两种（图6-15g）。混凝土基础下可铺设低强度等级素混凝土垫层，尺寸同上 ② 毛石混凝土基础的底层应先铺设120~150mm的混凝土层，再铺设毛石。毛石插入混凝土约一半深度后，再灌混凝土，填空所有空隙，反复施工 3）灰土和三合土基础 ① 这两种基础是在基槽内分层铺土夯实而成。每层虚铺厚度量250mm，夯实至150mm（俗称一步）。三层及三层以下房屋可用两步，三层以上宜用三步。施工时应注意保持基坑干燥，控制灰土的含水量，灰土含水量过大或过小均不易夯实，施工前应通过试验求得压实最佳含水量，在最佳含水量下夯实达到最大密实度（粉质黏土15~15.5kN/m^3，黏土为14.5kN/m^3）

（续表 6-21）

序号	项　　目	内　　容
2	无筋扩展基础材料及操作要点	② 如在水下施工，应排干基坑内积水。若地基过分软弱，底部灰土不易夯实，可先铺设薄砂层作为垫层。基础夯实后应及时回填，以避免雨水冲蚀。若遭雨水侵蚀，则应刮去软弱表层，重新铺设夯实 ③ 灰土强度受冻结影响不大。在-15℃以下的冻融试验表明，不饱和灰土解冻后强度仍可增加。有水供给时，龄期超过三个月，冻结强度无明显下降，故在寒冷地区也可使用，但应注意防止灰土早期受冻。灰土基础上皮距室内设计地面的距离应不小于 400~800mm，视土质、冻深及灰土龄期而定 ④ 灰土基础在我国应用历史悠久，因其造价低廉（仅为砖石或混凝土基础的 1/2~1/3）、耐久性强而被广泛采用。灰土基础与砖墙衔接部分，要做砖放脚 ⑤ 三合土基础夯实至设计标高后，最后一遍夯打宜浇浓灰浆，待其表面略为风干后，再铺一层薄砂，最后整平夯实。因三合土强度低，仅限于低层（四层以下）房屋使用

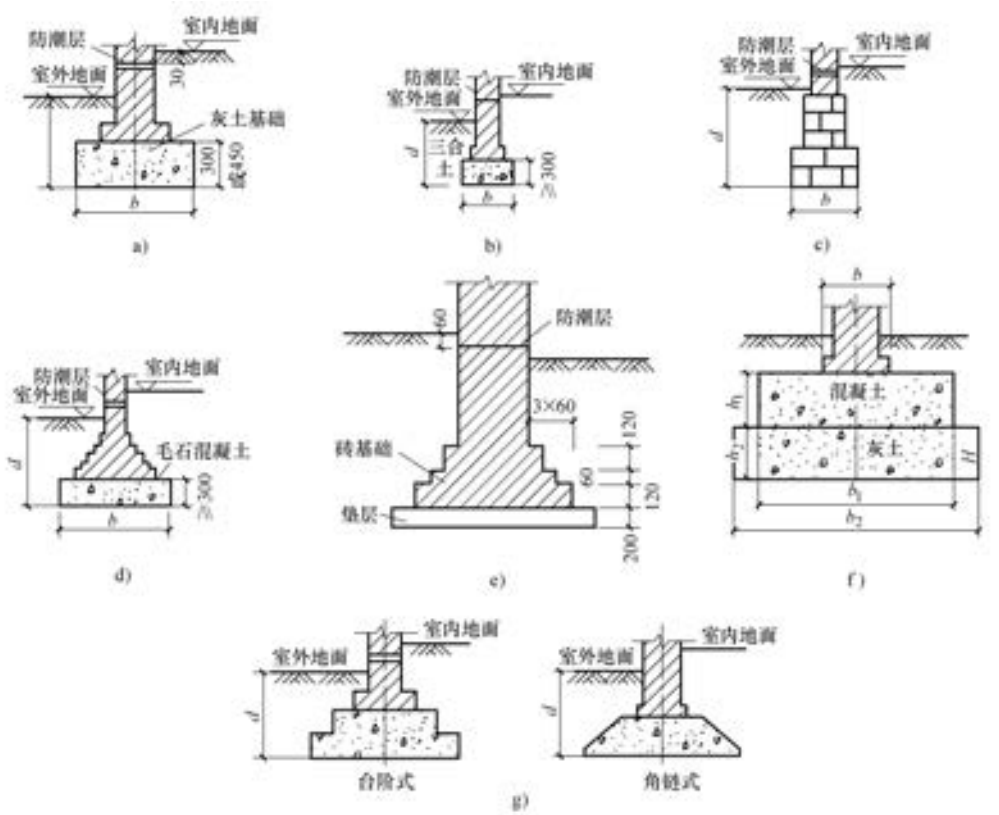


图 6-15　刚性基础剖面图

a）灰土基础　b）三合土基础　c）毛石基础　d）毛石混凝土基础

e）砖基础　f）迭合基础　g）混凝土基础

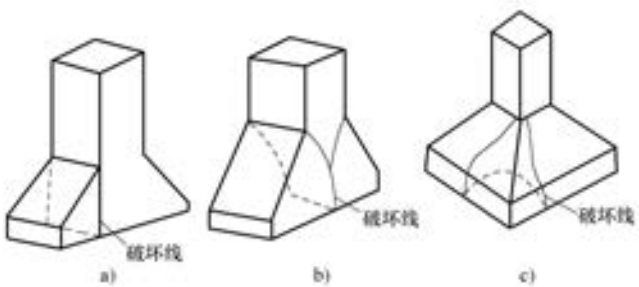


图 6-16 基础的典型破坏形式

a）条形基础（$\alpha=55°$） b）条形基础（$\alpha=45°$） c）方形基础

6.4.2 无筋扩展基础构造与计算

无筋扩展基础构造与计算见表 6-22。

表 6-22 无筋扩展基础构造与计算

序号	项 目	内 容
1	无筋扩展基础构造	（1）一般分析 由于无筋扩展基础材料抗压性能好而抗拉、抗弯强度低，不能承受较大的弯曲应力。而基础在地基反力的作用下有向上弯曲的趋势。由图 6-17 可见，基础 abc 部分在反力 p 作用下 ac 截面作用有一个弯矩，可能使基础沿 ac 截面裂开。显然 p 值、b_1/h 值越大，则基础越容易破坏 根据试验研究证明，当基础材料的强度和基底反力 p 确定后，只要 b_1/h 小于某一容许比值$[b_1/h]$，就能保证基础不被破坏。b_1/h 的数值也可以用基础斜面 ab 与铅垂面 ac 的夹角 α 来表示，与$[b_1/h]$相对应的角度$[\alpha]$称为基础的刚性角 为了避免基础出现弯曲破坏，无筋扩展基础一般设计成轴心受压基础。并用增加基础高度控制基础外伸宽度和基础高度的比值来提高基础的抗弯能力 为了方便施工，基础通常做成台阶状剖面（图 6-17 虚线轮廓所示），每一台阶的宽度与高度之比也应小于允许比值的要求 表 6-23 就给出了刚性基础各台阶宽高比的允许值，各种材料宽高比的允许值主要取决于基底反力 p 的大小（与弯矩有关）和基础材料的强度（与抗弯能力有关）。当基础材料的强度和地基反力确定后，只要各台阶的宽高比小于某一允许宽高比值，就可保证基础不会破坏 （2）基础高度 基础高度应符合下式要求（图 6-18） $$H_0 \geqslant \frac{b-b_0}{2\tan\alpha} \quad (6\text{-}16)$$ 式中 b——基础底面宽度 b_0——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度 H_0——基础高度 $\tan\alpha$——基础台阶宽高比 $b_2:H_0$，其允许值可按表 6-23 选用 （3）其他要求 采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1（图 6-18b），并不

（续表 6-22）

序号	项　目	内　容
1	无筋扩展基础构造	应小于 300mm 且不小于 $20d$（d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径）。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不符合关于最小锚固长度时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于 $10d$ 也不应大于 $20d$
2	无筋扩展基础的结构计算	无筋扩展基础底面的宽度，除应满足地基承载力要求外，还受允许宽高比限制，应满足 $$b \leqslant b_0 + 2H_0 \tan\alpha \quad (6\text{-}17)$$ 为了方便施工，基础通常做成台阶状剖面，其剖面尺寸的设计除满足承载力要求、变形要求、构造要求外，还应满足基础台阶宽高比允许值的要求，即 $$\frac{b_2}{H_0} \leqslant \left[\frac{b_2}{H_0}\right] = \tan\alpha \quad (6\text{-}18)$$ 当台阶宽度确定时，基础高度为 $$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\left[\frac{b_2}{H_0}\right]} = \frac{b_2}{\tan\alpha} \quad (6\text{-}19)$$ 当台阶高度确定时，台阶宽度为 $$b_2 \leqslant \left[\frac{b_2}{H_0}\right] H_0 = \tan\alpha H_0 \quad (6\text{-}20)$$ 基础大放脚采用两皮一收与一皮一收相同的做法，每收一次其两边各收 1/4 砖长。大放脚每边台阶数目可按下式计算（图 8-20a）为 $$n \geqslant \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - b_2\right) \times \frac{1}{60} \quad (6\text{-}21)$$ 式中　b——基础地面宽度（mm） a——砖墙墙厚（mm） b_2——基础的最大允许悬挑长度（mm） 按基础台阶宽高比允许值设计的基础，一般已具有足够的刚度，不需再做抗弯、抗剪验算。为了保证基础的质量，还应满足构造要求
3	无筋扩展基底的设计步骤	（1）根据材料选择基础台阶高度 H_0 无筋扩展基础台阶的高度是由所用材料的模数决定的，台阶宽度则根据与台阶高度的比值满足允许宽高比要求来确定。不同材料的无筋扩展基础，其台阶高度也不同，一般规定如下： 1）混凝土基础。混凝土阶梯形基础的高度不宜小于 300mm；锥形断面应按刚性角放坡，为使基底不出现锐角而发生破坏，基底应放一台阶，其高度不小于 200mm 2）砖基础。为了施工方便及减少砍砖损耗，基础台阶的高度及宽度应符合砖的模数，这种基础又称大放脚基础。砖基础一般采用等高式或间隔式砌法。等高式是两皮一收的砌法，间隔式砌法是两皮一收与一皮一收相间。相比较而言，在相同底宽的情况下，采用间隔式可减少基础高度，也较节省材料。砖基础下一般应先做 100mm 厚 C10 或 C15 的混凝土垫层 3）毛石基础。毛石基础建造的台阶高一般不小于 200mm 4）三合土和灰土基础。基础高度应是 150mm 的倍数 （2）基础宽度的确定 先根据地基承载力要求初步确定基础宽度，再根据允许宽高比验算，如不满足则应

（续表 6-22）

序号	项　　目	内　　容
3	无筋扩展基底的设计步骤	调整基础高度重新验算，直至满足要求为止 （3）局部抗压强度验算 当基础由不同材料组成时，应对接触部分做局部抗压强度验算 （4）对混凝土基础，当基础底面平均压力超过 300kN/m^{2}时，还应对台阶高度变化处的断面进行抗剪强度验算

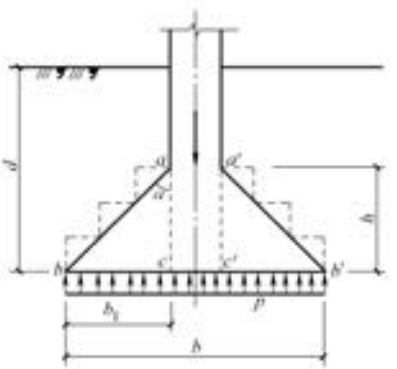


图 6-17　刚性基础的计算

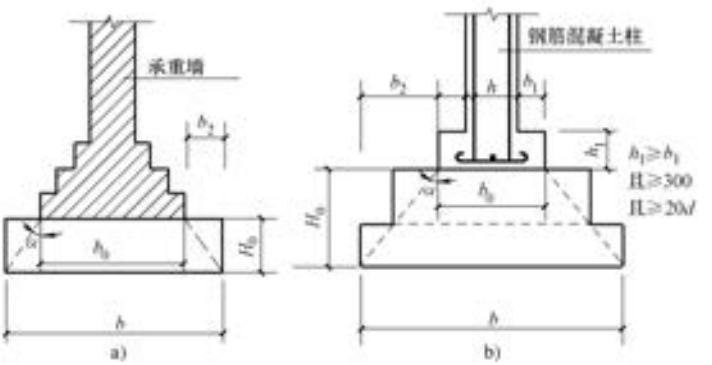


图 6-18　无筋扩展基础构造示意

a）承重砖墙　b）钢筋混凝土柱

注：d 为柱中纵向钢筋直径。

表 6-23　无筋扩展基础台阶宽高比的允许值[b_2/H_0]

序号	基础材料	质 量 要 求	台阶宽高比的允许值		
			$p_k \leqslant 100$	$100 < p_k \leqslant 200$	$200 < p_k \leqslant 300$
1	混凝土基础	C15 混凝土	1∶1.00	1∶1.00	1∶1.25
2	毛石混凝土基础	C15 混凝土	1∶1.00	1∶1.25	1∶1.50
3	砖基础	砖不低于 MU10、砂浆不低于 M5	1∶1.50	1∶1.50	1∶1.50

（续表 6-23）

序号	基础材料	质 量 要 求	台阶宽高比的允许值		
			$p_k \leqslant 100$	$100 < p_k \leqslant 200$	$200 < p_k \leqslant 300$
4	毛石基础	砂浆不低于 M5	1∶1.25	1∶1.50	—
5	灰土基础	体积比为3∶7或2∶8的灰土，其最小干密度： 粉土 1.55t/m³ 粉质黏土 1.50t/m³ 黏土 1.45t/m³	1∶1.25	1∶1.50	—
6	三合土基础	体积比1∶2∶4～1∶3∶6（石灰∶砂∶集料），每层约虚铺220mm，夯至150mm	1∶1.50	1∶2.00	—

注：1. p_k 为作用的标准组合时基础底面处的平均压力值（kN/m²）。

2. 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于200mm。

3. 当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分做抗压验算。

4. 混凝土基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过300kN/m²，尚应进行抗剪验算；对基底反力集中于立柱附近的岩石地基，应进行局部受压承载力验算。

6.4.3 无筋扩展基础计算例题

【例题 6-4】 某承重砖墙厚240mm，基础埋置深度0.8m，p_k<200kN/m²，经计算基础底面宽度1.2m，要求设计基础顶面至少低于室外地面0.1m的刚性条形基础。

【解】

基础下层采用300mm厚的C15素混凝土，其上采用“二、一间隔收”砖基础。查表6-23序号1得台阶宽高比的允许值为1∶1，所以混凝土层收进300mm。砖基础所需台阶数为

$$n=\frac{1200-240-2\times300}{2\times60}=3(\text{阶})$$

基础高度 $H_0=120\times2+60\times1+300=600\text{mm}$ 满足要求。绘制基础剖面如图6-19所示。

【例题 6-5】 某砌体结构房屋，底层内纵墙厚0.37m，上部结构传至基础顶面处竖向力值 $F_k=300\text{kN/m}$，已知基础埋深 $d=2.0\text{m}$，基础材料采用MU20毛石，M5砂浆砌筑，地基土为黏土，其重度 $\gamma=18\text{kN/m}^3$，经深度修正后的地基承载力特征值 $f_a=224\text{kN/m}^2$。试确定条形毛石基础宽度及剖面尺寸，并绘出基础剖面图形。

【解】

（1）应用公式(6-8)确定毛石条形基础宽度为

$$b\geqslant\frac{F_k}{f_a-\gamma_m d}=\frac{300}{224-20\times2.0}=1.63(\text{m})<3(\text{m})\quad\text{取 } b=1.7\text{m}$$

（2）确定毛石条形基础台阶宽高比允许值

应用公式(6-6)求该基底反力为

$$p_k=\frac{F_k+G_k}{A}=\frac{300+20\times2.0}{1.7\times1.0}=200(\text{kN/m}^2)$$

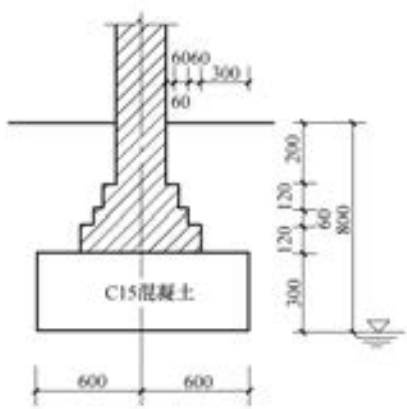


图 6-19 【例题 6-4】简图

查表 6-23 序号 4 得毛石基础台阶宽高比允许值为 1∶1.5。

（3）毛石基础所需台阶数(要求每台阶宽≤200mm)为

$$n=\frac{b-b_0}{2}\times\frac{1}{200}=\frac{1700-370}{2}\times\frac{1}{200}=3.3(\text{阶})$$

需设置四步台阶。

（4）确定基础剖面尺寸并绘出图形(图 6-20)。

（5）验算台阶宽高比

基础宽高比为

$$\frac{b_2}{H_0}=\frac{665}{1600}=\frac{1}{2.4}<\frac{1}{1.5}$$

每阶宽高比为

$$\frac{b_2}{H_0}=\frac{200}{400}=\frac{1}{2}<\frac{1}{1.5}$$

满足要求。

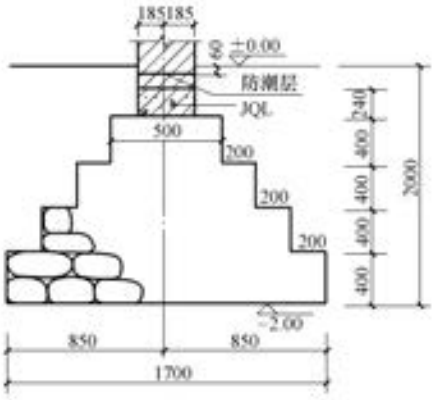


图 6-20 【例题 6-5】简图

【例题 6-6】 已知由砖墙传来竖向力值 F_k = 100kN/m，基础埋置深度 d = 1.0m，修正后的地基承载力特征值 f_a = 120kN/m²，基础采用 MU20、M5 水泥砂浆砌毛石。试设计毛石条形基础的剖面尺寸(图6-21)。

【解】

（1）应用公式(6-8)求基础宽度为

$$b=\frac{F_k}{f_a-\gamma_m d}=\frac{100}{120-20\times1}=1(\text{m})<3(\text{m})$$

（2）确定台阶宽度

基础采用一层毛石，上层用砖砌三层大放脚，大放脚采用两皮一收的等高式，每两皮标注尺寸为 120mm。如图 6-21 所示，求 b_2 为

$$b_2=(1-0.24-6\times0.6)/2=0.2(\text{m})$$

符合构造要求。

（3）求毛石台阶高度 H_0

查表 6-23 序号 4，得允许宽高比 $[b_2/H_0]$ = 1/1.5

则应用公式(6-19)求毛石台阶高度 H_0 为

$$H_0\geqslant\frac{b_2}{[b_2/H_0]}=\frac{0.2}{1/1.5}=0.3(\text{m})$$

结合构造要求，取 H_0 = 0.4m。

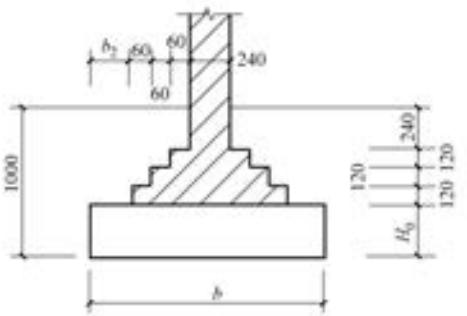


图 6-21 【例题 6-6】简图

（4）最上层砖台阶顶面距室外设计地坪距离为 1000−400−3×120 = 240(mm) > 100(mm)，故符合构造要求。

【例题 6-7】 某办公楼外墙厚度 360mm，从室内设计地面起算的埋深 1.55m，上部结构荷载标准值 F_k = 88kN/m(图 6-22)。地基土经深度修正后的承载力特征值 f_a = 90kN/m²，室内外高差为 0.45m。试设计计算此外墙条形基础。

【解】

设采用两步灰土基础。基础自重计算高度为

$$d=1.55-\frac{0.45}{2}=1.32(\text{m})$$

按公式(6-8)算出基底宽度 b 为

$$b=\frac{F_k}{f_a-\gamma_m d}=\frac{88}{90-20\times1.32}=1.38(\text{m})$$，取 $b=1.40\text{m}$

因为 $p_k=f_a=90\text{kN/m}^2<100\text{kN/m}^2$，根据题给条件查表 6-23 序号 5，得灰土基础台阶宽高比允许值[b_2/H_0] = 1/1.25，本题灰土基础采用两步，即厚度 $H_0=300\text{mm}$，于是算得最大允许悬挑长度为

$$b_2=\frac{1}{1.25}H_0=\frac{1}{1.25}\times300=240(\text{mm})$$

根据公式(6-21)，算大放脚每边台阶数目为

$$n=\left(\frac{1400}{2}-\frac{370}{2}-240\right)\frac{1}{60}=4.58$$，取 $n=5$

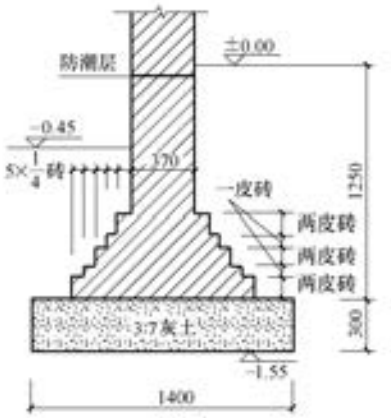


图 6-22 【例题 6-7】简图

根据图 6-22 所示各部尺寸，而实际的 b_2 值为

$$b_2=\frac{b}{2}-\frac{a}{2}-5\times60=\frac{1400}{2}-\frac{370}{2}-300=214(\text{mm})<240(\text{mm})$$

满足要求。

6.5 钢筋混凝土扩展基础

6.5.1 包括内容与基础构造

钢筋混凝土扩展基础包括内容与基础构造见表 6-24。

表 6-24 钢筋混凝土扩展基础包括内容与基础构造

序号	项 目	内 容
1	包括内容	(1) 钢筋混凝土扩展基础又称柔性基础 (2) 钢筋混凝土扩展基础包括钢筋混凝土柱下独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。这种基础通过钢筋来承受弯曲产生的拉应力，其高度不受刚性角的限制，构造高度可以较小，但需要满足抗弯、抗剪和抗冲切破坏的要求 (3) 钢筋混凝土扩展基础，通常能在较小的埋深内，把基础底面扩大到所需的面积，因此是最常用的一种基础形式。为使扩展基础具有一定的刚度，要求基础台阶的宽高比不大于 2.5。从基础受力特点分析，钢筋混凝土扩展基础仍为一板式基础，基础底板的厚度应满足抗冲切的要求，并按板的受力分析进行抗剪及抗弯强度计算
2	一般构造规定	扩展基础的构造，应符合下列规定： (1) 锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm；且两个方向的坡度不宜大于 1∶3；阶梯形基础的每阶高度，宜为 300~500mm (2) 垫层的厚度不宜小于 70mm，垫层混凝土强度等级不宜低于 C10 或 C15。垫层周边伸出基础边缘宜为 100mm (3) 扩展基础受力钢筋最小配筋率不应小于 0.15%，底板受力钢筋的最小直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm，也不应小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm，每延米分布钢筋的面积不应小于受力钢筋面积的 15%。当有垫层时钢筋保护层的厚度不应小于 40mm；无垫

（续表 6-24）

序号	项　　目	内　　容
2	一般构造规定	层时不应小于 70mm （4）混凝土强度等级不应低于 C20 （5）当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，除外侧钢筋外，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍，并宜交错布置（图 6-23） （6）钢筋混凝土条形基础底板在丁字形及十字形交接处，底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置，另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度的 1/4 处（图 6-24）。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置（图 6-25） （7）当条形基础设有基础梁时，基础底板的分布钢筋在梁宽范围内不设置 （8）在两向受力钢筋交接处的网状部位，分布钢筋与同向受力钢筋的构造搭接长度为 150mm

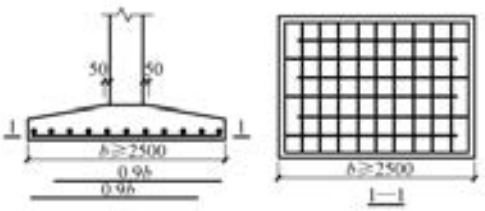


图 6-23　柱下独立基础底板受力钢筋布置

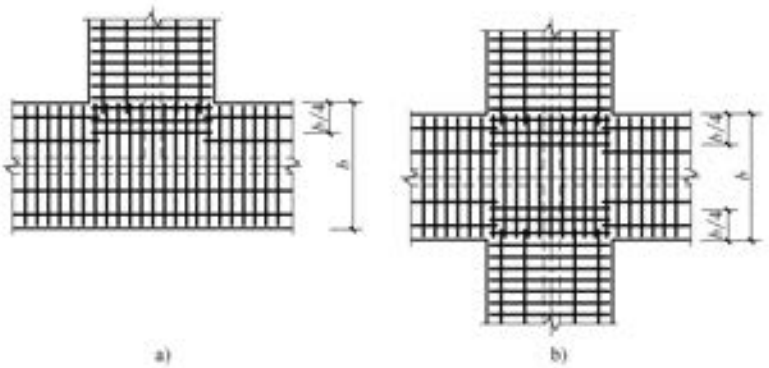


图 6-24　条形基础底板钢筋布置示意图（1）

a）丁字交接基础底板　b）十字交接基础底板

6.5.2　柱和剪力墙纵向受力钢筋在混凝土基础内的锚固

钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度应符合下列规定：

（1）钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内锚固长度（l_a）应根据本书的有关规定确定。

（2）抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度和 9 度地区的建筑工程，纵向受力钢筋的抗震锚固长度（l_{aE}）应按下列公式计算：

1）一、二级抗震等级纵向受力钢筋的抗震锚固长度（l_{aE}）应按下式计算

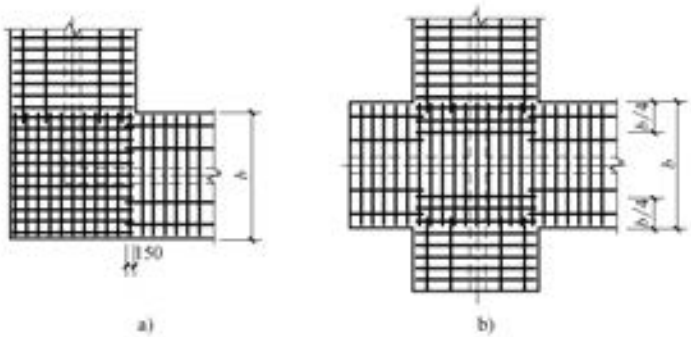


图 6-25 条形基础底板钢筋布置示意图(2)

a）转角梁板端部无纵向延伸 b）转角梁板端部均有纵向延伸

$$l_{aE} = 1.15 l_a \tag{6-22}$$

2）三级抗震等级纵向受力钢筋的抗震锚固长度(l_{aE})应按下式计算：

$$l_{aE} = 1.05 l_a \tag{6-23}$$

3）四级抗震等级纵向受力钢筋的抗震锚固长度(l_{aE})应按下式计算：

$$l_{aE} = l_a \tag{6-24}$$

式中 l_a、l_{aE}——纵向受拉钢筋的锚固长度，详见表 1-39、表 1-40 及表 1-41

（3）当基础高度小于 l_a(l_{aE})时，纵向受力钢筋的锚固总长度除符合上述要求外，其最小直锚段的长度不应小于 $20d$，弯折段的长度不应小于 150mm。

6.6 现浇柱下钢筋混凝土独立基础

6.6.1 一般构造要求

现浇柱下钢筋混凝土独立基础一般构造要求见表 6-25。

表 6-25 现浇柱下钢筋混凝土独立基础一般构造要求

序号	项 目	内 容
1	基础形式	（1）钢筋混凝土柱下独立基础，一般设计成阶梯形，如图 6-26a 所示；或锥形，如图 6-26b 所示 （2）承受轴心荷载的基础，底板一般采用正方形，其边长宜为 100mm 的倍数。承受偏心荷载的基础，底板一般采用矩形，其长宽比一般不大于 2，最大不大于 3；其边长宜为 100mm 的倍数 基础底板中心线一般与柱中心线重合，如图 6-26c 所示。当作用在底板上荷载的偏心距 $e_0 = \frac{M_k}{N_k}$很大时，可设计成不对称的基础，如图 6-26d 所示 （3）阶梯形基础在长宽两个方向的阶数一般相等，如图 6-26c 所示，当$\frac{l}{b}$较大，构造上有困难时，在短边方向可减少一阶，即长短边方向阶数不同，如图 6-27 所示 （4）当基础埋置深度较大(例如埋深 $h \geqslant 3$m)时，宜设置短柱，如图 6-28a 所示。当埋深不很大，或仅个别基础稍深时，可采用加厚垫层的办法解决，如图 6-28b 所示 （5）当柱基础与相邻的设备基础相碰时，可参照图 6-29 的方法处理

（续表 6-25）

序号	项　　目	内　　容
2	基础高度	钢筋混凝土基础高度 h 应按受冲切承载能力及剪切承载能力和柱内纵向钢筋在基础内的锚固长度的要求确定，一般为 100mm 的倍数
3	阶梯形基础的阶高及阶数	钢筋混凝土阶梯形基础的阶高一般为 300～500mm，阶数按下列规定采用，且不多于三阶，如图 6-30 所示 $h \leqslant 500$mm 时，　　为一阶 500mm$<h \leqslant$900mm 时，　　为二阶 $h>$900mm 时，　　为三阶

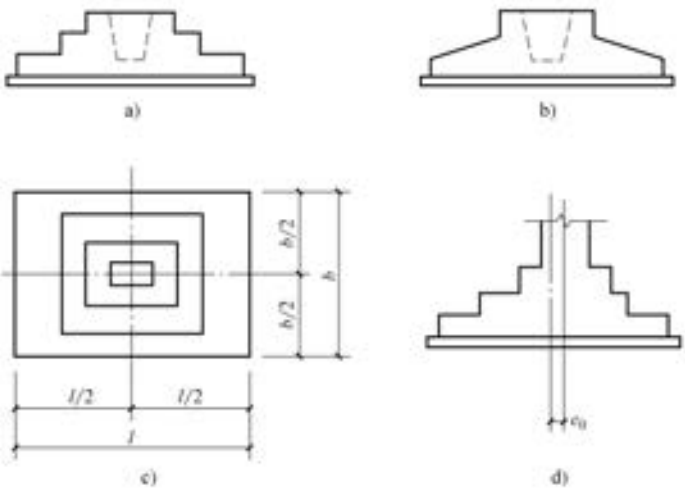


图 6-26　基础形式(1)

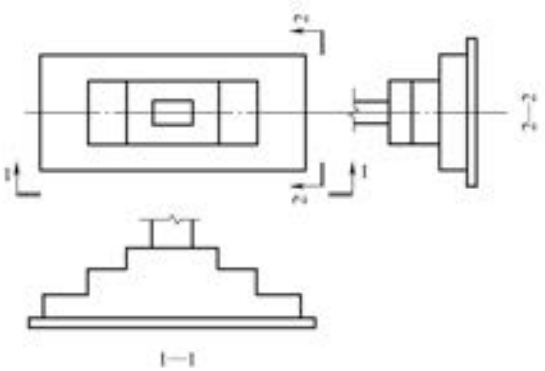


图 6-27　基础形式(2)

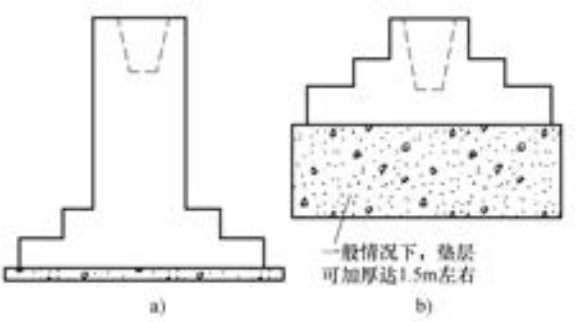


图 6-28　基础形式(3)

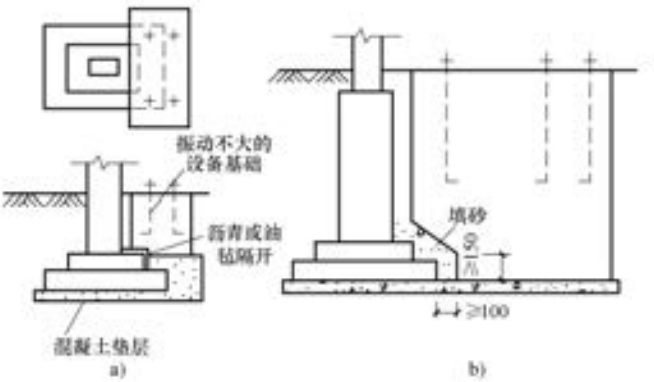


图 6-29　柱基础与设备基础相碰时的处理方法
a）沥青或油毡隔断　b）填砂隔断

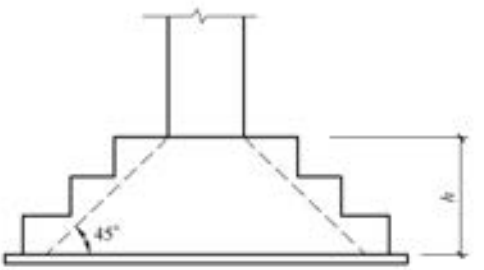


图 6-30　阶梯形基础的阶数

6.6.2　基础构造与柱的连接

基础构造与柱的连接要求见表 6-26。

表 6-26　基础构造与柱的连接要求

序号	项　　目	内　　容
1	锥形及阶梯形基础	（1）锥形基础的边缘高度 h_1 不应小于 200mm，锥形基础顶面的坡度可根据浇灌混凝土时能保持基础外形的条件确定，一般情况下取 $\alpha \leqslant 30°$，如图 6-31 所示 （2）阶梯形基础的外边线应在 45°线以外，其阶高 h 及阶宽 b 一般按下述要求选用

（续表 6-26）

序号	项　目	内　容
1	锥形及阶梯形基础	（图 6-32）： $\frac{b_3}{h_3}\geqslant 1$；$\frac{b_2+b_3}{h_2+h_3}\geqslant 1$；$\frac{b_1+b_2+b_3}{h}\geqslant 1$ （3）钢筋混凝土基础的阶高 h 及阶宽 b，应采用 100mm 的倍数
2	柱与基础的连接	（1）基础顶面尺寸 为便于模板搁置，基础顶面的每边应比柱的截面尺寸大于或等于 50mm，如按构造需要，一般取用 50mm，如图 6-32 所示 （2）现浇柱基础的插筋构造 现浇柱的基础中应伸出插筋与柱内的纵向钢筋连接，宜优先采用焊接或机械连接的接头。插筋应符合下列要求： 1）插筋的直径，钢筋种类、根数及其间距应与柱内的纵向钢筋相同。插筋的下端宜做成直钩放在基础底板的网片上，或下端不做直钩直接放在基础底板的垫层上 2）基础中插筋与箍筋共同组成骨架，竖立于基础底板钢筋网上，如图 6-33 所示。当符合下列条件之一时，可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE} 处 ① 柱为轴心受压或小偏心受压，基础高度大于或等于 1200mm ② 柱为大偏心受压，基础高度大于或等于 1400mm 3）基础中的插筋与柱中纵向钢筋搭接位置、搭接长度的要求，应符合下列规定： ① 当基础台阶顶面至设计地面高度 $H_1<1500$mm 时，柱与基础插筋搭接位置应设在基础顶面处，如图 6-34a 所示。如设置基础梁时，应将基础梁搁置在 C15 混凝土柱墩上，如图 6-34b 所示 ② 当 1500mm$\leqslant H_1\leqslant$3000mm 时，插筋搭接位置应在地面标高下 150mm 处，如图 6-35a 所示 ③ 当 $H_1>3000$mm 时，插筋搭接位置应在基础顶面处和地面标高下 150mm 处，如图 6-35b 所示 ④ 在搭接长度范围内，箍筋间距不应大于 100mm，也不应大于 $5d$（d 为纵向受力钢筋中的最小直径） ⑤ 基础内需按构造要求放置两个箍筋，箍筋形式与柱内箍筋形式相同，分别设在基础顶面下 100mm 处和插筋下端处 4）基础内伸出的插筋与柱内纵向钢筋的搭接根数，应符合下列规定： ① 当柱截面内的每边纵向钢筋根数不多于 4 根时，插筋与柱内所有纵向钢筋的搭接可在同一个平面上，如图 6-36a 所示 ② 当柱截面内的每边纵向受力钢筋根数为 5～8 根时，插筋与柱内纵向钢筋应在两个平面上进行搭接，如图 6-36b 所示 ③ 当柱截面内的每边纵向受力钢筋根数为 9～12 根时，其搭接位置应设在三个平面上，如图 6-37 所示 5）l_l 值应符合表 1-42 及表 1-47 的有关规定

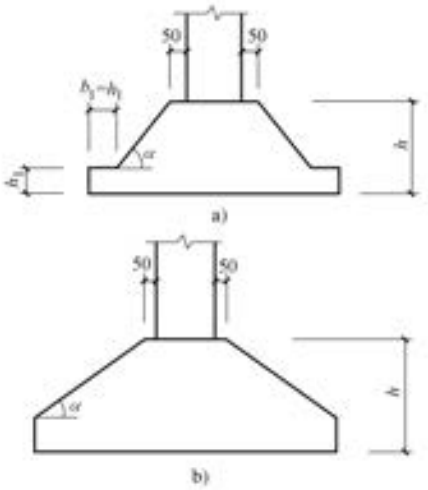


图 6-31 现浇柱的锥形基础
a）类型一 b）类型二

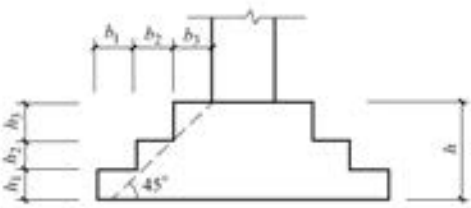


图 6-32 基础阶高及阶宽

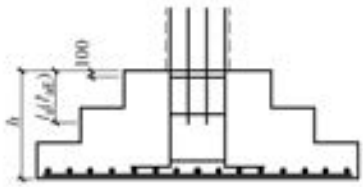


图 6-33 现浇柱的基础中插筋构造示意图

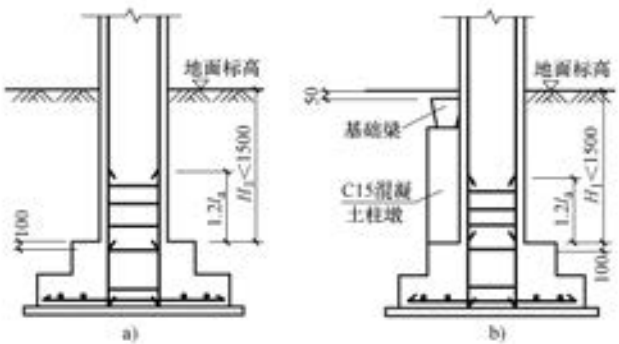


图 6-34 基础中插筋与柱中纵向钢筋搭接位置(1)

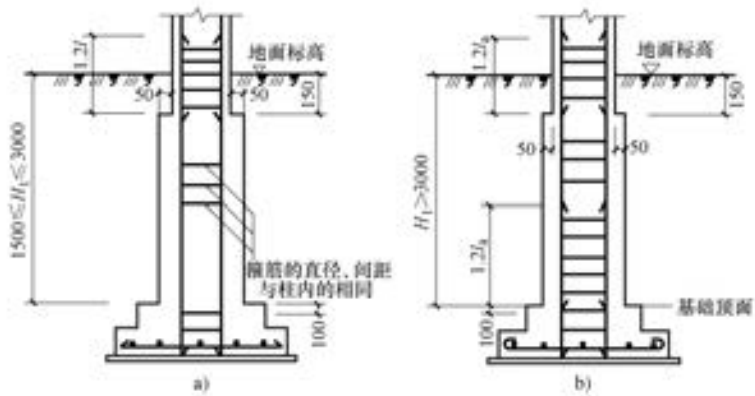


图 6-35 基础中插筋与柱中纵向钢筋搭接位置(2)

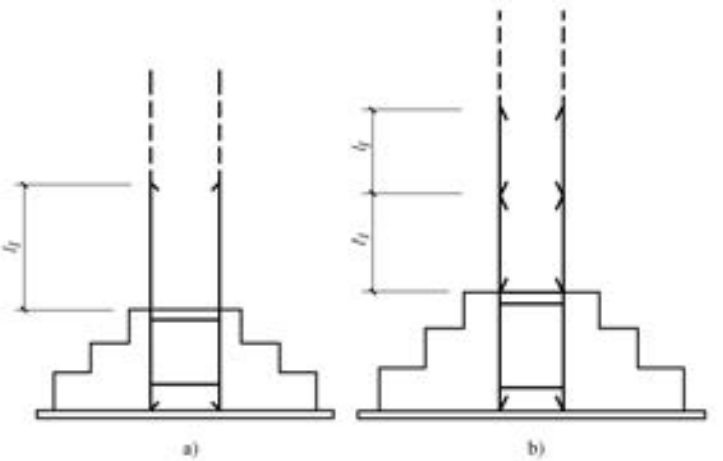


图 6-36 基础中插筋与柱中纵向钢筋搭接位置(3)

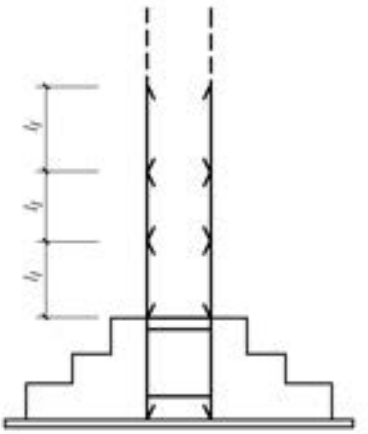


图 6-37 基础中插筋与柱中纵向钢筋搭接位置(4)

6.6.3 柱独立基础配筋构造图例

柱独立基础配筋构造图例见表 6-27。

表 6-27 柱独立基础配筋构造图例

序号	项 目	内 容
1	单柱独立基础底板配筋构造	单柱独立基础底板配筋构造如图 6-38 所示 (1) 图 6-38a 为阶梯形基础底板配筋构造 (2) 图 6-38b 为锥形基础底板配筋构造 (3) 独立基础底板配筋构造适用于普通独立基础和杯口独立基础 (4) 几何尺寸和配筋按具体结构设计和本图构造确定 (5) 独立基础底板双向交叉钢筋长向设置在下，短向设置在上 (6) 应符合表 6-24 及表 6-25 中的有关规定

（续表 6-27）

序号	项　目	内　容
2	双柱普通独立基础底部与顶部配筋构造	双柱普通独立基础底部与顶部配筋构造如图 6-39 所示 （1）双柱普通独立基础底板的截面形状，可为阶梯形截面或锥形截面 （2）几何尺寸和配筋按具体结构设计和本图构造确定 （3）双柱普通独立基础底部双向交叉钢筋，根据基础两个方向从柱外缘至基础外缘的伸出长度 ex 和 ex' 的大小，较大者方向的钢筋设置在下，较小者方向的钢筋设置在上 （4）应符合表 6-24 及表 6-25 中的有关规定，l_a 见本书表 1-39
3	单柱独立基础底板配筋长度减短 10%构造	单柱独立基础底板配筋长度减短 10%构造如图 6-40 所示 （1）对称独立基础配筋构造如图 6-40a 所示 （2）非对称独立基础配筋构造如图 6-40b 所示 （3）当独立基础底板长度≥2500mm 时，除外侧钢筋外，底板配筋长度可取相应方向底板长度的 0.9 倍 （4）当非对称独立基础底板长度≥2500mm，但该基础某侧从柱中心至基础底板边缘的距离<1250mm 时，钢筋在该侧不应减短 （5）应符合表 6-24 及表 6-25 中的有关规定
4	设置基础梁的双柱普通独立基础配筋构造	（1）设置基础梁的双柱普通独立基础配筋构造如图 6-41 所示 （2）双柱独立基础底板的截面形状，可为阶梯形截面或锥形截面 （3）几何尺寸和配筋按具体结构设计和有关构造确定 （4）双柱独立基础底部短向受力钢筋设置在基础梁纵筋之下，与基础梁箍筋的下水平段位于同一层面 （5）双柱独立基础所设置的基础梁宽度，宜比柱截面宽度≥100mm（每边≥50mm）。当具体设计的基础梁宽度小于柱截面宽度时，施工时应按有关构造规定增设梁包柱侧腋 （6）应符合表 6-24 及表 6-25 中有关规定

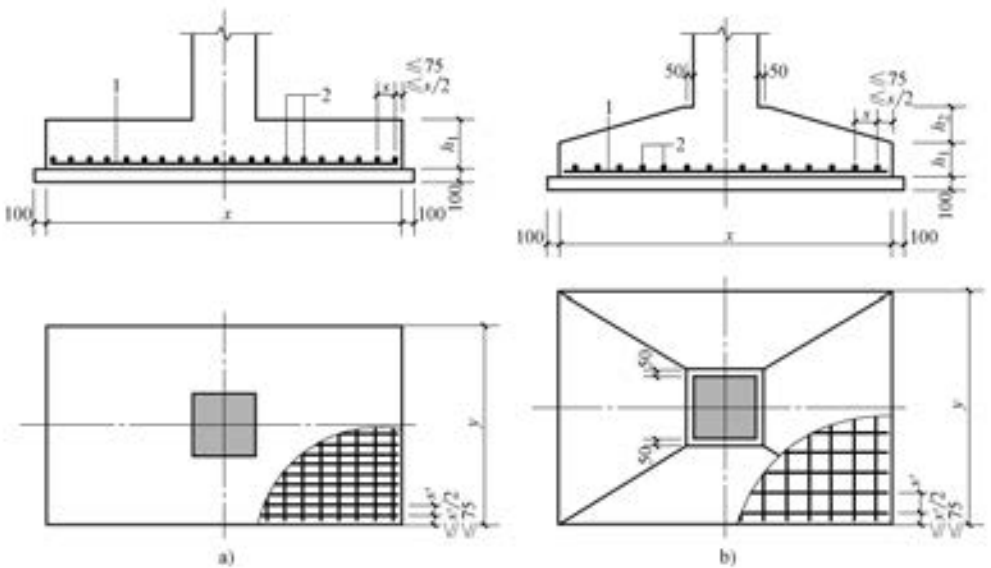


图 6-38　单柱独立基础底板配筋构造

a）阶梯形基础　b）锥形基础

1—x 向配筋　2—y 向配筋

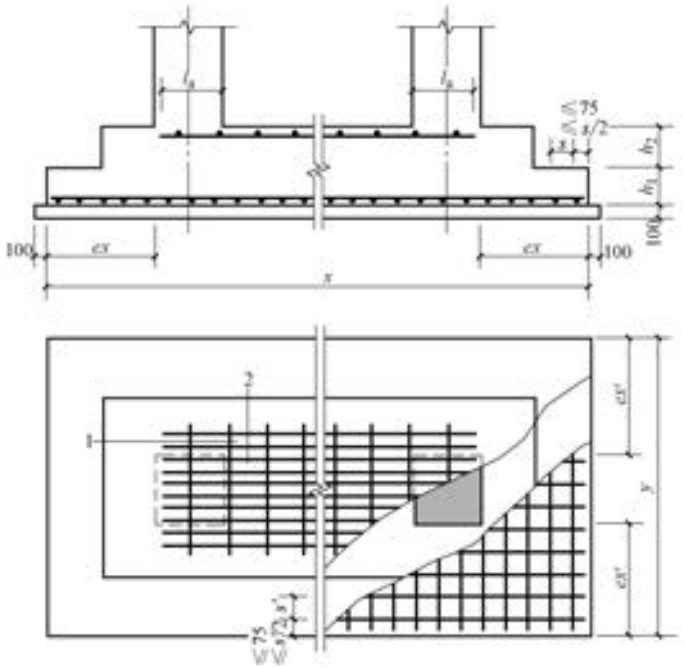


图 6-39 双柱普通独立基础底部与顶部配筋构造

1—分布钢筋 2—顶部柱间纵向配筋

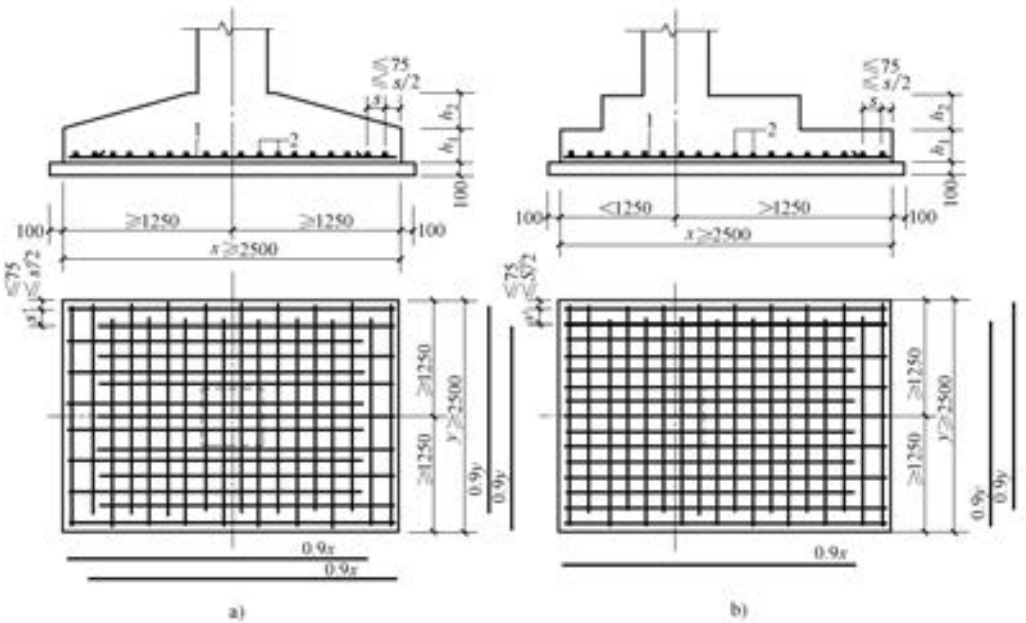


图 6-40 单柱独立基础底板配筋长度减短 10%构造

a）对称独立基础 b）非对称独立基础

1—x 向配筋 2—y 向配筋

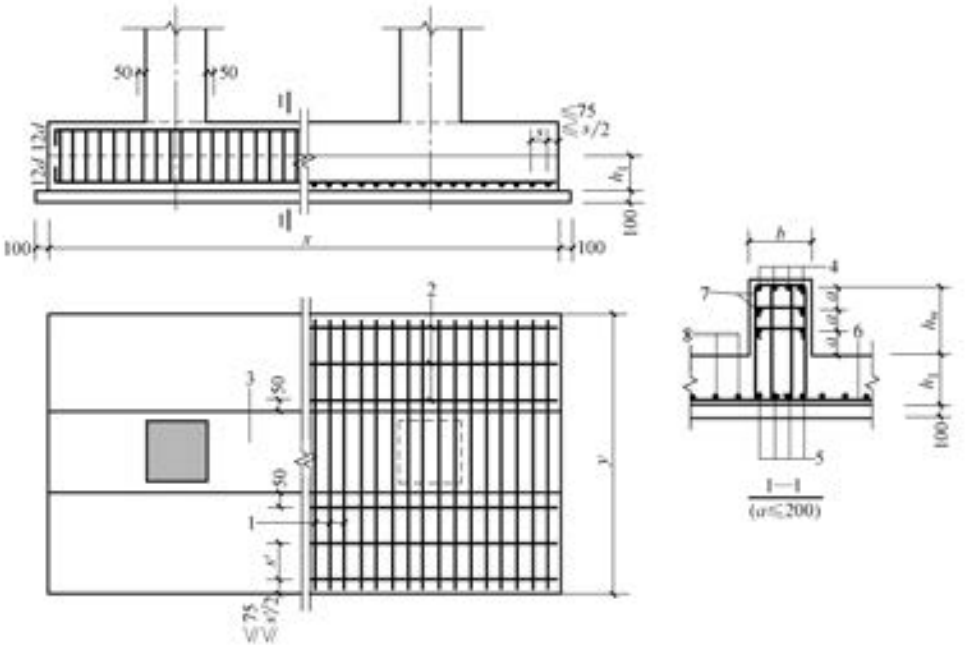


图 6-41 设置基础梁的双柱普通独立基础配筋构造
1—基础底板 y 向(短向)受力钢筋 2—基础底板 x 向(长向)分布钢筋
3—单跨基础梁 4—基础梁顶部纵筋 5—基础梁底部纵筋
6—基础底板受力配筋 7—基础梁箍筋及侧面纵筋 8—基础底板分布配筋

6.7 预制柱下钢筋混凝土独立基础

6.7.1 预制柱基础的杯口形式、构造及柱的插入深度

预制柱基础的杯口形式、构造及柱的插入深度见表 6-28。

表 6-28 预制柱基础的杯口形式、构造及柱的插入深度

序号	项 目	内 容
1	基础的杯口形式	当预制柱的截面为矩形及工形时，柱的基础采用单杯口形式；当为双肢柱时，基础可采用双杯口或单杯口形式，如图 6-42 所示
2	基础的杯口构造	预制柱基础杯口的构造如图 6-42 所示
3	基础的杯底厚度和杯壁厚度	基础的杯底厚度和杯壁厚度可按表 6-29 选用。但基础的下阶边缘厚度 a_2 应大于或等于杯底厚度 a_1，并应大于 200mm
4	柱的插入深度	预制柱插入基础杯口的深度为 h_1 加 50mm。预制柱的插入深度 h_1 取用下列三个条件中的最大值： (1) 满足表 6-30 的要求 (2) 满足柱内纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a(l_{aE})的要求 (3) 满足吊装时柱的稳定性要求，h_1 不应小于吊装时柱长的 0.05 倍

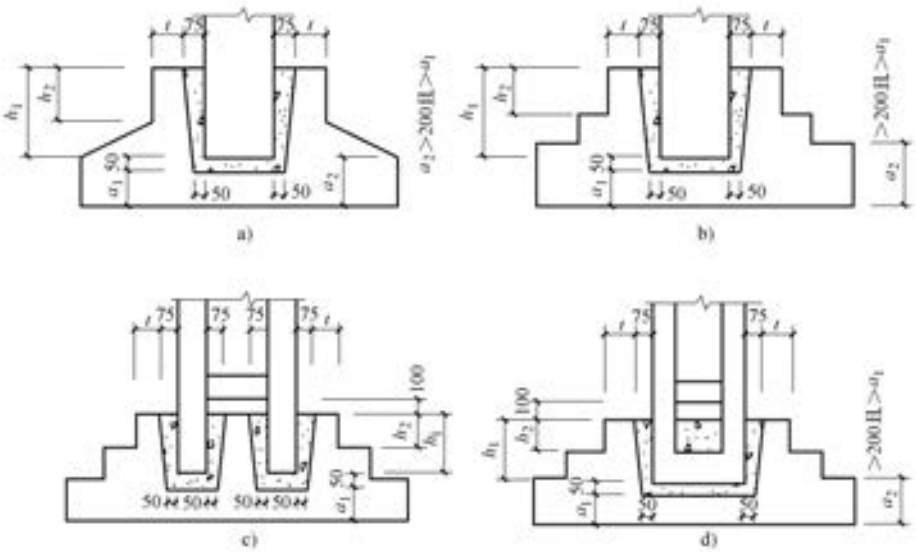


图 6-42 预制柱基础的杯口构造

a）矩形及工字形柱单杯口基础(1) b）矩形及工字形柱单杯口基础(2)

c）双肢柱双杯口基础 d）双肢柱单杯口基础

表 6-29 基础的杯底厚度和杯壁厚度

序号	柱截面长边尺寸 h/mm	杯底厚度 a_1/mm	杯壁厚度 t/mm
1	$h<500$	≥150	150~200
2	$500\leqslant h<800$	≥200	≥200
3	$800\leqslant h<1000$	≥200	≥300
4	$1000\leqslant h<1500$	≥250	≥350
5	$1500\leqslant h<2000$	≥300	≥400

注：1. 双肢柱的杯底厚度值可适当加大。

2. 当有基础梁时，基础梁下的杯壁厚度，应满足其支承宽度的要求。

3. 柱子插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙，应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实，当达到材料设计强度的 70%以上时，方能进行上部吊装。

表 6-30 柱的插入深度 h_1 （单位：mm）

矩形或工字形柱				双肢柱
$h<500$	$500\leqslant h<800$	$800\leqslant h<1000$	$h>1000$	
$h\sim1.2h$	h	$0.9h\geqslant800$	$0.8h\geqslant1000$	$(1/3\sim2/3)h_a$ $(1.5\sim1.8)h_b$

注：1. h 为柱截面长边尺寸；h_a为双肢柱全截面长边尺寸；h_b为双肢柱全截面短边尺寸。

2. 柱轴心受压或小偏心受压时，h_1可适当减小，偏心距大于 $2h$(或 $2d$)时，h_1应适当加大。

6.7.2 无短柱基础杯口的配筋构造

无短柱基础杯口的配筋构造见表6-31。

表6-31 无短柱基础杯口的配筋构造

序号	项 目	内 容
1	杯壁不配筋的条件	杯口基础当预制柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h_2 \geqslant 0.65$ 时，或大偏心受压且 $t/h_2 \geqslant 0.75$ 时，杯壁可不配筋，但杯口顶部需配焊接钢筋网，如图6-43所示
2	杯壁配筋的条件	（1）一般杯口顶面应配置钢筋直径为8~10mm的焊接钢筋网或绑扎钢筋网，如图6-43所示 （2）当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leqslant t/h_2 < 0.65$ 时，杯壁可按表6-32构造配筋；其他情况下，应按计算配筋 （3）当双杯口基础的中间隔板宽度小于400mm时，应在隔板内配置钢筋直径为12mm间距为200mm的纵向钢筋和钢筋直径为8mm间距为300mm的横向钢筋，如图6-43b所示

表6-32 杯口顶层钢筋网配筋

柱截面长边尺寸 h/mm	$h<1000$	$1000 \leqslant h < 1500$	$1500 \leqslant h \leqslant 2000$
钢筋网直径/mm	8~10	10~12	12~16

注：表中钢筋网置于杯口顶部，每边两根。

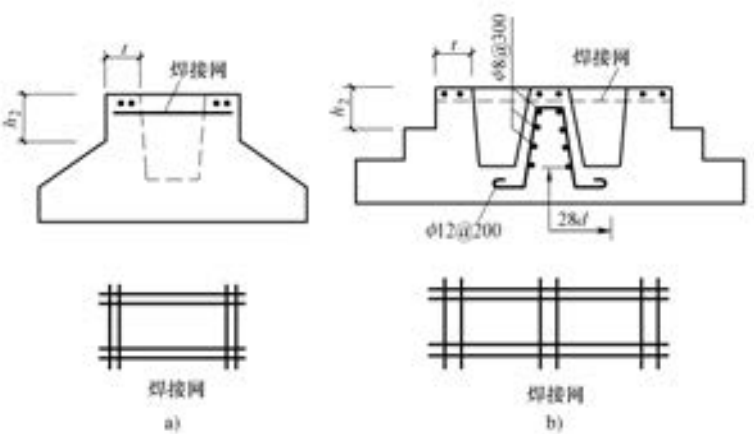


图6-43 杯口基础杯口配筋构造

a）单杯口 b）双杯口

6.7.3 预制钢筋混凝土柱与高杯口的连接

预制钢筋混凝土柱与高杯口的连接见表6-33。

表 6-33 预制钢筋混凝土柱与高杯口的连接

序号	项 目	内 容
1	柱插入高杯口深度	预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接如图 6-44 所示；应符合表 6-30插入深度的规定
2	应符合的规定及高杯口壁配筋	预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)当满足下列要求时且杯壁厚度符合表 6-34 的规定外，尚应符合下列规定： (1) 起重机起重量小于或等于 750kN，轨顶标高小于或等于 14m，基本风压小于 0.5kN/m²的工业厂房，且基础短柱的高度不大于 5m (2) 起重机起重量大于 750kN，基本风压大于 0.5kN/m²，且符合下式时： $$\frac{E_2J_2}{E_1J_1}\geqslant 10 \quad (6\text{-}25)$$ 式中 E_1——预制钢筋混凝土柱的弹性模量(kN/m²) J_1——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩(m⁴) E_2——短柱的钢筋混凝土弹性模量(kN/m²) J_2——短柱对其截面短轴的惯性矩(m⁴) (3) 当基础短柱的高度大于 5m，并符合下式时： $$\frac{\Delta_2}{\Delta_1}\leqslant 1.1 \quad (6\text{-}26)$$ 式中 Δ_1——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移(m) Δ_2——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移(m) (4) 杯壁厚度应符合表 6-34 的规定。高杯口基础短柱的纵向钢筋，除满足计算要求外，在非地震区及抗震设防烈度低于 9 度地区，且满足上述(1)、(2)、(3)条的要求时，短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于 20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上；短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸小于或等于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm；当长边尺寸大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔 1m 左右伸下一根并做 150mm 的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 l_a 处(图 6-45)。短柱短边每隔 300mm 应配置直径不小于 12mm 的纵向钢筋且每边的配筋率不少于 0.05%短柱的截面面积。短柱中的杯口壁内横向箍筋不应小于 ϕ8@150mm，短柱中其他部位的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；当抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm

表 6-34 高杯口基础的杯壁厚度 *t*

序号	柱截面的长边尺寸 h/mm	杯壁厚度 t/mm
1	$600<h\leqslant 800$	$\geqslant 250$
2	$800<h\leqslant 1000$	$\geqslant 300$
3	$1000<h\leqslant 1400$	$\geqslant 350$
4	$1400<h\leqslant 1600$	$\geqslant 400$

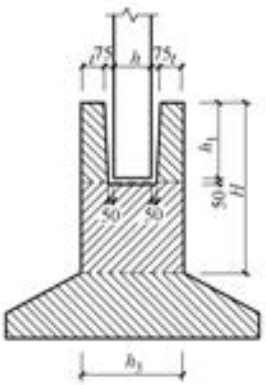


图 6-44 高杯口基础

H—短柱高度

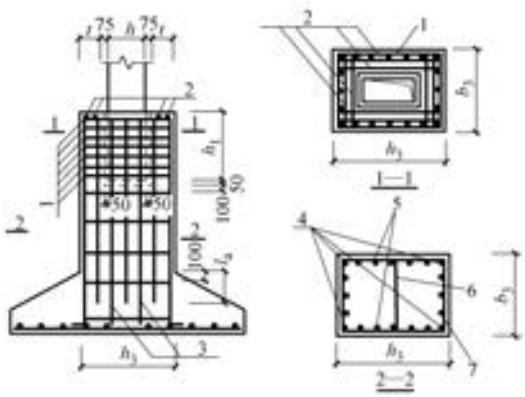


图 6-45 高杯口基础构造配筋

1—杯口壁内横向箍筋Φ 8@ 150mm 2—顶层焊接钢筋网 3—插入基础底部的纵向钢筋不应少于每米 1 根 4—短柱四角钢筋一般不少于Φ 20 5—短边长边纵向钢筋当 $h_3 \leqslant 1000$mm 用Φ 12@ 300mm，当 $h_3 > 1000$mm 用Φ 16@ 300mm 6—按构造要求 7—短柱短边纵向钢筋每边不小于 0.05% $b_3 h_3$（不小于Φ 12@ 300mm）

6.7.4 带杯口独立基础及深基础构造图例

带杯口独立基础及深基础构造图例见表 6-35。

表 6-35 带杯口独立基础及深基础构造图例

序号	项 目	内 容
1	单杯口和双杯口独立基础构造	单杯口和双杯口独立基础构造如图 6-46 所示 （1）图 6-46a 为单杯口独立基础构造 （2）图 6-46b 为双杯口独立基础构造 （3）图 6-46c 为杯口顶部焊接钢筋网 （4）杯口独立基础底板的截面形状可为阶梯形截面或锥形截面。当为锥形截面且坡度较大时，应在坡面上安装顶部模板，以确保混凝土能够浇筑成型、振捣密实 （5）几何尺寸和配筋按具体结构和图 6-46 构造确定 （6）基础底板底部钢筋构造，详见本书表 6-27 序号 1、3 的有关规定 （7）当双杯口的中间杯壁宽度 t_5<400mm 时，按图 6-46 所示设置构造配筋施工
2	单高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造	单高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造如图 6-47 所示 （1）高杯口独立基础底板的截面形状可为阶梯形截面或锥形截面。当为锥形截面且坡度较大时，应在坡面上安装顶部模板，以确保混凝土能够浇筑成型、振捣密实 （2）几何尺寸和配筋按具体结构设计和图 6-47 构造确定，施工按相应有关制图规则 （3）基础底板底部钢筋构造，详见本书表 6-27 序号 1、3 的有关规定
3	双高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造	双高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造如图 6-48 所示 （1）当双杯口的中间杯壁宽度 t_5<400mm，设置中间杯壁构造配筋 （2）详见本表序号 2 的有关规定

（续表 6-35）

序号	项　目	内　容
4	单柱普通独立深基础短柱配筋构造	单柱普通独立深基础短柱配筋构造如图 6-49 所示 （1）独立深基础底板的截面形式可为阶梯形截面或锥形截面。当为锥形截面且坡度较大时，应在坡面上安装顶部模板，以确保混凝土能够浇筑成型、振捣密实 （2）几何尺寸和配筋按具体结构设计和图 6-49 构造确定，施工按相应有关制图规则 （3）独立深基础底板底部钢筋构造，详见本书表 6-27 序号 1、3 的有关规定
5	双柱普通独立深基础短柱配筋构造	双柱普通独立深基础短柱配筋构造如图 6-50 所示 （1）独立深基础底板的截面形式可为阶梯形截面或锥形截面。当为锥形截面且坡度较大时，应在锥面上安装顶部模板，以确保混凝土能够浇筑成型、振捣密实 （2）几何尺寸和配筋按具体结构设计和图 6-50 构造确定，施工按相应有关制图规则 （3）独立深基础底板底部钢筋构造，详见本书表 6-27 序号 1、3 的有关规定

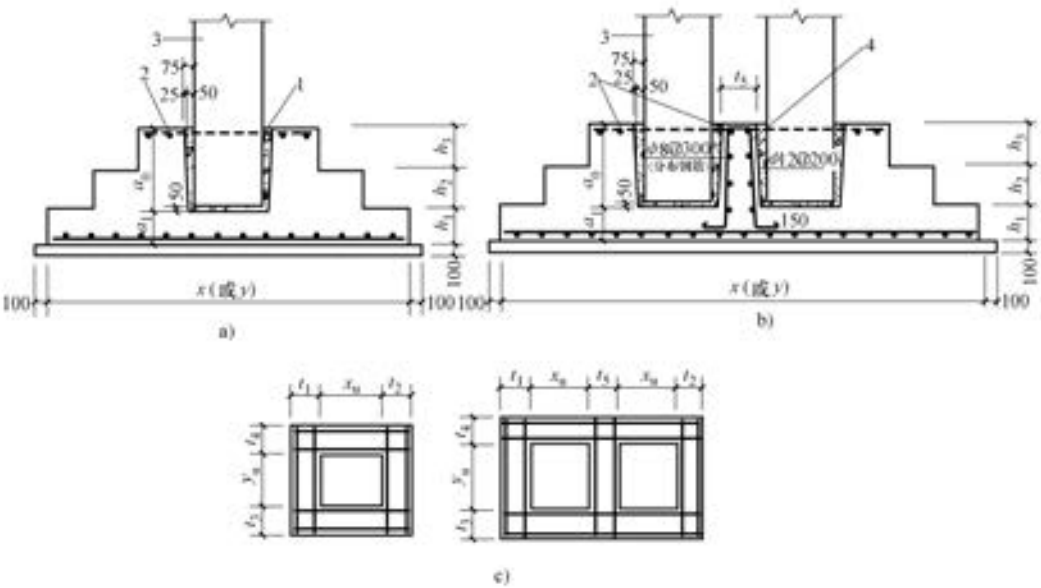


图 6-46　单杯口和双杯口独立基础构造

1—柱插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土先填底部，将柱校正后灌注振实四周

2—杯口顶部焊接钢筋网　3—钢筋混凝土柱

4—当中间杯壁宽度 t_5<400mm 时的构造配筋

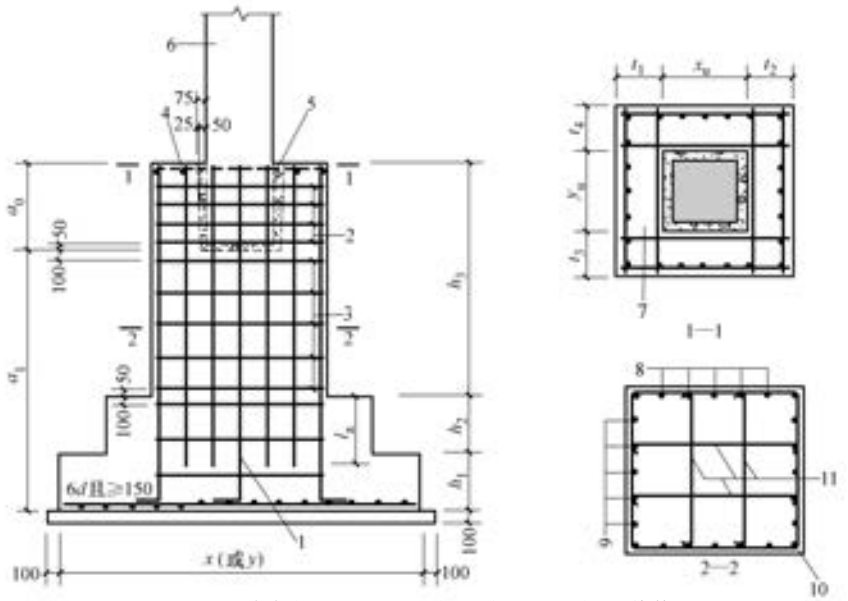


图 6-47 单高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造

1—插至基底纵筋间距≤1m 支在底板钢筋网上 2—杯口范围以内箍筋间距 3—杯口范围以外箍筋间距 4—杯口顶部焊接钢筋网 5—柱插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土先填底部，将柱校正后灌注振实四周 6—钢筋混凝土柱 7—杯口顶部焊接钢筋网，其下方外围为杯口范围设置的箍筋 8—长边中部竖向纵筋 9—短边中部竖向纵筋 10—角筋 11—拉筋在短柱范围内设置，其规格、间距同短柱箍筋，两向相对于短柱纵筋隔一拉一

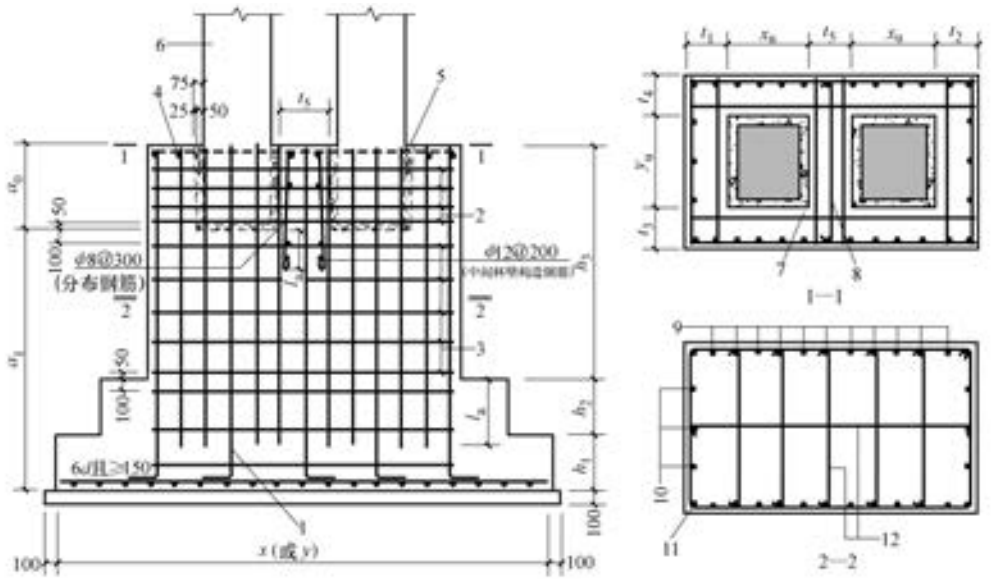


图 6-48 双高杯口独立基础杯壁和基础短柱配筋构造

1—插至基底纵筋间距≤1m 支在底板钢筋网上 2—杯口范围以内箍筋间距 3—杯口范围以外箍筋间距 4—杯口顶部焊接钢筋网 5—柱插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土先填底部，将柱校正后灌注振实四周 6—钢筋混凝土柱 7—杯口顶部焊接钢筋网，其下方外围为杯口范围设置的箍筋 8—中间杯壁内设置的拉筋，其规格、竖向间距同杯口箍筋 9—长边中部竖向纵筋 10—短边中部竖向纵筋 11—角筋 12—拉筋在短柱范围内设置，其规格、间距同短柱箍筋，两向相对于短柱纵筋隔一拉一

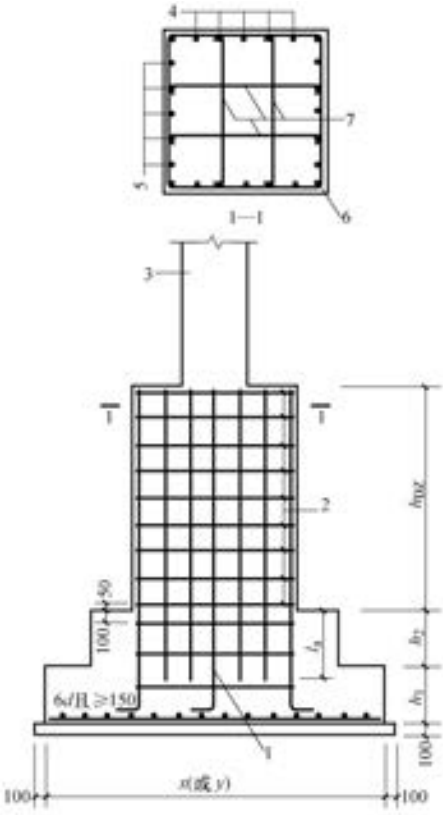


图 6-49 单柱普通独立深基础短柱配筋构造

1—插至基底纵筋间距≤1m 支在底板钢筋网上 2—短柱范围箍筋间距 3—钢筋混凝土柱 4—x 向中部竖向纵筋 5—y 向中部竖向纵筋 6—角筋 7—拉筋在短柱范围内设置，其规格、间距同短柱箍筋，两向相对于短柱纵筋隔一拉一

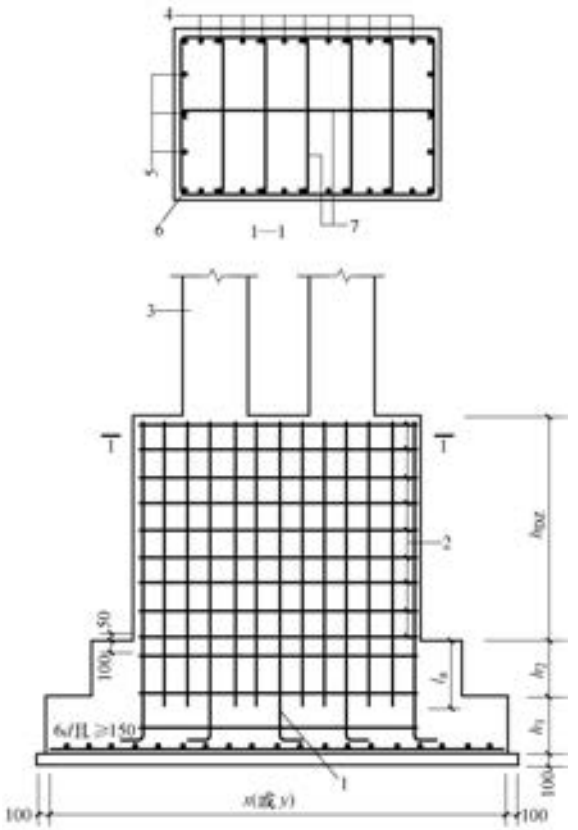


图 6-50 双柱普通独立深基础短柱配筋构造

1—插至基底纵筋间距≤1m 支在底板钢筋网上 2—短柱范围箍筋间距 3—钢筋混凝土柱 4—长边中部竖向纵筋 5—短边中部竖向纵筋 6—角筋 7—拉筋在短柱范围内设置，其规格、间距同短柱箍筋，两向相对于短柱纵筋隔一拉一

6.8 独立基础矩形底面积 A 值计算

6.8.1 计算公式

（1）轴心受压基础的计算。轴心受压矩形基础底面积 A 值的计算公式为

$$A=\frac{F_k}{f_a-d\gamma_m} \tag{6-27}$$

$$A=bl \tag{6-28}$$

式中 A——基础底面积；

F_k——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

b——基础底边的宽度；

l——基础底边的长度；

f_a——修正后的地基承载力特征值；

d——基础埋置深度；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度，一般取 20kN/m^3。

（2）偏心受压基础的计算。首先求轴心受压基础底面积 A 值，然后根据柱截面尺寸和基础底面积 A 值确定基础底边宽 b 值和基础底边长 l 值。计算公式为

$$p_{k,max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{6M_k}{bl^2}\leqslant 1.2f_a \tag{6-29}$$

$$p_{k,min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{6M_k}{bl^2} \tag{6-30}$$

$$p_k=\frac{1}{2}(p_{k,max}+p_{k,min}) \tag{6-31}$$

式中 p_k——基础底面积的平均压力值；

b——为垂直弯矩作用平面的基础底边边长；

l——为弯矩作用平面的基础底边边长；

其他式中符号；意义同前。

6.8.2 计算例题

【例题 6-8】 已知某工程基础为条形基础，每米长承受砖墙传来的轴向压力 $F_k=272$kN，根据地质资料确定的埋深 $d=1.5$m，修正后地基承载力特征值为 $f_a=200$kN/m^2，基础砌体和基础覆盖土的平均重度 $\gamma_m=20$kN/m^3。求此基础宽度 b 值。

【解】

取轴心受压条形基础长度方向 $l=1$m，则应用公式(6-8)或公式(6-27)及公式(6-28)计算，得

$$b=\frac{F_k}{(f_a-d\gamma_m)l}=\frac{272}{(200-1.5\times 20)\times 1}=1.6(\text{m})$$

即为所求。

【例题 6-9】 已知某宿舍楼采用条形基础，每米长承受砖墙传来的轴向压力 $F_k=369.6$kN，根据地质资料确定的基础埋设深度 $d=2$m，修正后地基承载力特征值 $f_a=250$kN/m^2。基础砌体和基础覆盖土的重度 $\gamma_m=20$kN/m^3。求此条形基础的宽度 b 值。

【解】

取轴心受压条形基础长度方向 $l=1$m 计算，则应用公式(6-8)或公式(6-27)及公式(6-28)计算，得

$$b=\frac{F_k}{(f_a-d\gamma_m)l}=\frac{369.6}{(250-2\times 20)\times 1}=1.76(\text{m})$$

即为所求。

【例题 6-10】 已知某工程为轴心受压独立基础，基础埋置深度为 2.2m，$\gamma_m=20$kN/m^3，地基承载力特征值 $f_a=280$kN/m^2，基础顶面竖向力值 $F_k=1410$kN。试求基础底面积 A 值。

【解】

根据公式(6-27)进行计算，得

$$A=\frac{F_k}{f_a-d\gamma_m}=\frac{1410}{280-20\times 2.2}=6(\text{m}^2)$$

按方形基础考虑，则

$$b=l=\sqrt{A}=\sqrt{6}=2.45(\mathrm{m})$$

即为所求。

【例题 6-11】 已知某工程为矩形独立基础，基础顶面承受轴心受压竖向力值 $F_k=680\mathrm{kN}$，$\gamma_m=20\mathrm{kN/m^3}$，基础埋置深度 $d=1.8\mathrm{m}$，地基承载力特征值为 $f_a=150\mathrm{kN/m^2}$，基础顶面柱截面为 $a\times h=400\mathrm{mm}\times600\mathrm{mm}$。试求基础底面积及基础底边宽 b 和长 l 值。

【解】

根据公式(6-27)进行计算，得

$$A=\frac{F_k}{f_a-d\gamma_m}=\frac{680}{150-1.8\times20}=6(\mathrm{m^2})$$

根据柱长边与宽边比 $\frac{h}{a}=\frac{600}{400}=1.5$

可得基础底边宽为 $b=\sqrt{A\div1.5}=\sqrt{6\div1.5}=2\mathrm{m}$

所以基础底边长为 $l=A\div b=6\div2=3\mathrm{m}$

故基础底面积为

$$A=bl=2\times3=6(\mathrm{m^2})$$

即基础的底面积为 $A=6\mathrm{m^2}$，基础底边宽为 $b=2\mathrm{m}$，基础底边长为 $l=3\mathrm{m}$。

【例题 6-12】 已知某工程为偏心受压矩形基础，基础埋置深度为 $d=2.8\mathrm{m}$，$\gamma_m=20\mathrm{kN/m^3}$，地基承载力特征值为 $f_a=260\mathrm{kN/m^2}$，基础顶面承受轴心压力竖向力值为 $F_k=1830\mathrm{kN}$，沿基础长边底面承受的弯矩值为 $M_k=120\mathrm{kN\cdot m}$。求基础底面积 A 值和基础底边 b 值和 l 值。

【解】

根据已知条件，$d=2.8\mathrm{m}$，$f_a=260\mathrm{kN/m^2}$，查表 5-131(见《建筑地基基础设计手册》)，得 $A=9\mathrm{m^2}$(查 $F_k=1836\mathrm{kN}>1830\mathrm{kN}$)。

根据柱断面尺寸确定基础底宽和底长。

$$bl=2.4\times3.8=9.12\mathrm{m^2}$$

根据式(6-29)进行计算，得

$$\begin{aligned}P_{k,max}&=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{6M_k}{bl^2}\\&=\frac{1830+(2.4\times3.8\times2.8\times20)}{2.4\times3.8}+\frac{6\times120}{2.4\times3.8^2}\\&=257+21\\&=278(\mathrm{kN/m^2})\end{aligned}$$

验算 $1.2f_a=1.2\times260=312(\mathrm{kN/m^2})$

则 $P_{k,max}=278(\mathrm{kN/m^2})<1.2f_a=312(\mathrm{kN/m^2})$

满足要求。

故基础底面积为

$$A=bl=2.4\times3.8=9.12(\mathrm{m^2})$$

6.9 钢筋混凝土条形基础

6.9.1 墙下钢筋混凝土条形基础

墙下钢筋混凝土条形基础的构造要求见表 6-36。

表 6-36 墙下钢筋混凝土条形基础的构造要求

序号	项 目	内 容
1	采用条件	墙下钢筋混凝土条形基础是在上部结构的荷载比较大，地基土质软弱，用一般砖石和混凝土砌体又不经济时采用
2	基础的外形尺寸	（1）墙下钢筋混凝土条形基础按外形不同可分为无纵肋板式条形基础和有纵肋板式条形基础，如图 6-51 所示 （2）墙下条形基础的高度 h 应按受冲切计算确定。构造要求一般为 $h \geqslant \frac{b}{7} \sim \frac{b}{8}$，且 $h \geqslant 300\text{mm}$，式中 b 为基础宽度。当悬挑长度 $\frac{b}{2}$ 小于或等于 750mm 时，基础高度可做成等厚度；当 $\frac{b}{2} > 200\text{mm}$ 时，可做成变厚度，且板的边缘厚度应 $\geqslant 200\text{mm}$，坡度 $i \leqslant 1:3$ （3）当墙下的地基土质不均匀或沿地基纵向荷载分布不均匀时，为了抵抗不均匀沉降和加强条形基础的纵向抗弯能力，可做成有纵肋板式条形基础。纵肋的宽度为墙厚加 100mm。翼板厚度宜以不配箍筋或弯起钢筋的条件按受弯承载力计算确定。当悬挑长度小于或等于 750mm 时，基础的翼板可做成等厚度；当悬挑长度大于 750mm 或翼板厚度大于 250mm 可做成变厚度，此时翼板边缘厚度不应小于 200mm，且坡度 $i \leqslant 1:3$，如图 6-51b 所示
3	基础的配筋	（1）墙下条形基础的横向受力钢筋宜采用 HRB335 及 HRB400 级钢筋，其直径不小于 10mm，钢筋间距不应大于 200mm，且配筋率不应小于 0.15%。墙下条形基础的纵向钢筋一般按构造配置，宜采用直径为 8~12mm，间距不应大于 300mm。当基础下的地基局部软弱时，可在底板内设置暗梁局部加强，如图 6-52 所示 （2）有纵肋板式条形基础，当肋宽大于 350mm 时，肋内应配置四肢箍筋；当肋宽大于 800mm 时，应配置六肢箍筋。箍筋直径一般为 6~8mm，间距为 200~400mm，纵肋内的纵向受力钢筋，按构造要求配置上下相同的双筋，其配筋率应满足受弯构件最小配筋率要求 （3）当底板宽度 b 大于或等于 2500mm 时，底板的横向受力钢筋长度 l 可按 0.9(b−50)交错布置(图 6-52)，并应满足关于截断钢筋对延伸长度的要求 （4）底板纵横交接处的配筋平面布置可参见图 6-24 及图 6-25 设置

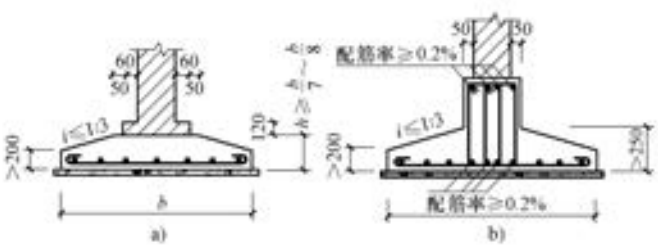


图 6-51 墙下条形基础构造

a）无纵肋 b）有纵肋

6.9.2 柱下钢筋混凝土条形基础构造

钢筋混凝土柱下条形基础一般采用倒 T 形截面，由肋梁和翼板组成。

柱下条形基础的构造，除参照表 6-36 序号 2 的规定外，尚应符合表 6-37 的规定。

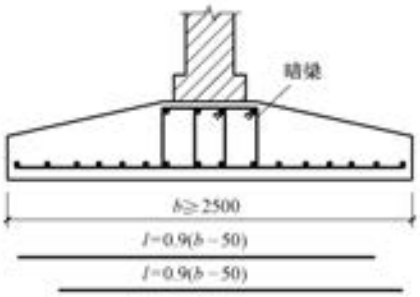


图 6-52 底板横向钢筋交错布置

表 6-37 柱下钢筋混凝土条形基础构造

序号	项 目	内 容
1	基础的外形尺寸	（1）柱下钢筋混凝土条形基础的肋高 h 宜为柱距的 1/4～1/8（柱距小于或等于 6m）；肋梁宽 b 等于柱宽加 100mm，且 $b \geqslant b_f/4$，如图 6-53 所示 （2）翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度 h_f 为 200～250mm 时，宜采用等厚度翼板，如图 6-53a 所示，当翼板厚度 h_f 大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其坡度≤1∶3，其边缘厚度不应小于 200mm，如图 6-53b 所示 （3）一般情况下，条形基础的端部应有向外悬臂伸出，其长度宜为第一跨距的（0.25～0.3）倍，如图 6-54 所示 （4）现浇柱与条形基础肋梁的交接处，其平面尺寸不应小于图 6-55 的规定 （5）预制柱与肋梁交接处的杯口构造：当杯口顶面与肋梁顶面标高相同时，其平面尺寸宜符合图 6-56 的要求；当杯口顶面高于肋梁顶面时，要求与柱下独立基础相同
2	基础的配筋	（1）柱下条形基础肋梁顶面和底面的纵向受力钢筋除应满足计算要求外，顶部钢筋应按计算配筋全部贯通配置，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 1/3。纵向受力钢筋的直径不应小于 12mm （2）条形基础梁的纵向受力钢筋应按计算确定，并沿梁上下配置，其配筋率均不得小于 0.2%，钢筋直径不应小于 12mm，如图 6-53 所示 （3）肋宽 b 小于或等于 350mm 时，采用双肢箍筋 350mm<b≤800mm 时，采用四肢箍筋 b 大于 800mm 时，采用六肢箍筋 （4）肋梁箍筋应采用封闭式，其直径不应小于 8mm，间距按计算确定，但不应大于 15d（d 为纵向受力钢筋直径），也不应大于 400mm；在距支座 0.25～0.3 柱距范围内应加密配置 （5）当肋梁腹板高 $h_w \geqslant 450$mm 时，应在腹板两侧配置直径不小于 14mm 的纵向构造钢筋。该纵向构造钢筋的间距为 200mm，其截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1% （6）翼板的横向受力钢筋由计算确定，但直径不应小于 10mm，间距为 100～200mm。纵向分布钢筋的直径为 8～10mm，间距不大于 250mm （7）在柱下钢筋混凝土条形基础的 T 形和十字形交接处，翼板横向受力钢筋仅沿

（续表 6-37）

序号	项　　目	内　　容
2	基础的配筋	一个主要受力轴方向通长放置，而另一轴向的横向受力钢筋，伸入受力轴方向底板宽度 1/4 即可。如图 6-24 所示 （8）当条形基础底板在 L 形拐角处，其底板横向受力钢筋应沿两个轴向通长放置，如图 6-25 所示，分布钢筋在主要受力轴向通长放置，而另一轴向的分布钢筋可在交接边缘处断开 （9）柱下钢筋混凝土条形基础的肋梁箍筋在中段 $0.4l$ 范围内，间距可适当增大，但不宜大于 400mm，如图 6-57 所示 （10）预制柱列下钢筋混凝土条形基础的构造规定应符合下列要求： 1）全部柱下单独基础连接在一起，且在杯口壁上配置连续钢筋，如图 6-58 所示 2）在每隔 20～40m 长留 800mm 宽的后浇带，在浇灌前必须清洗干净后，并刷高强度等级水泥浆一道 3）配筋要求与现浇柱下钢筋混凝土条形基础相同
3	肋梁的连接及配筋	柱与条形基础肋梁的连接及配筋要求见表 6-38

表 6-38　柱与条形基础肋梁的连接及配筋要求

序号	项　　目	内　　容
1	现浇柱与肋梁的连接	当柱边长<600mm 且 $h_c<b$ 时，肋梁内应伸出插筋与柱内纵向钢筋连接，宜采用焊接或机械连接方法；当柱边长≥600mm 且 $h_c\geqslant b$ 时，肋梁内除应伸出插筋与柱内纵向钢筋连接外，肋梁在与柱连接处可按图 6-59 所示配筋
2	预制柱与基础肋梁杯口连接处	预制柱与基础肋梁杯口连接处配筋如图 6-60 所示

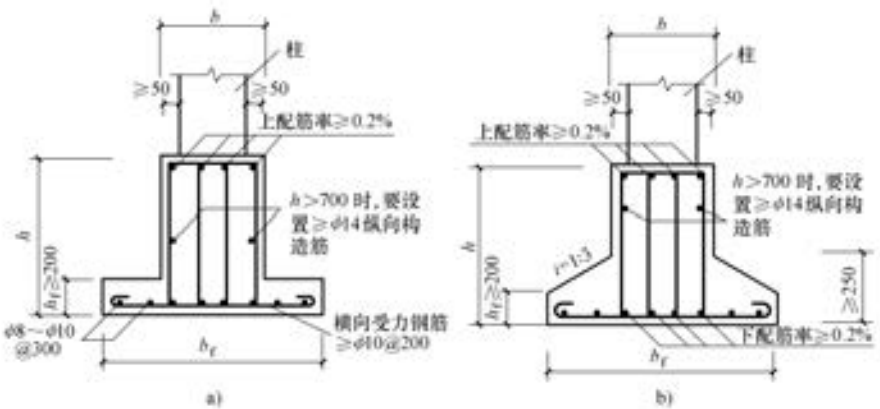


图 6-53　柱下钢筋混凝土条形基础构造

a）翼板厚≤250mm　b）翼板厚>250mm

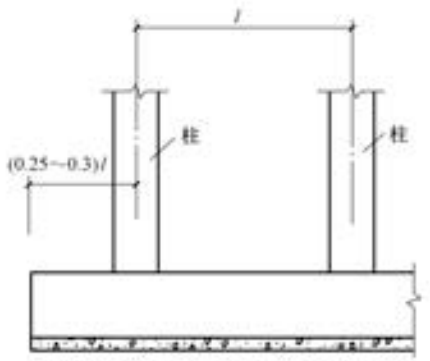


图 6-54 柱列端部肋梁悬挑长度

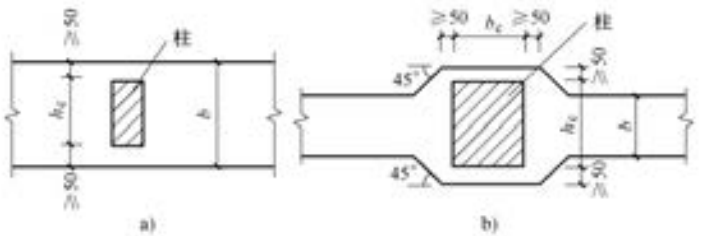


图 6-55 现浇柱与条形基础肋梁交接处平面尺寸

a）与肋梁轴线垂直的柱边长 h_c<600mm 且 h_c<b 时 b）与肋梁轴线垂直的柱边长 h_c≥600mm 且 h_c≥b 时

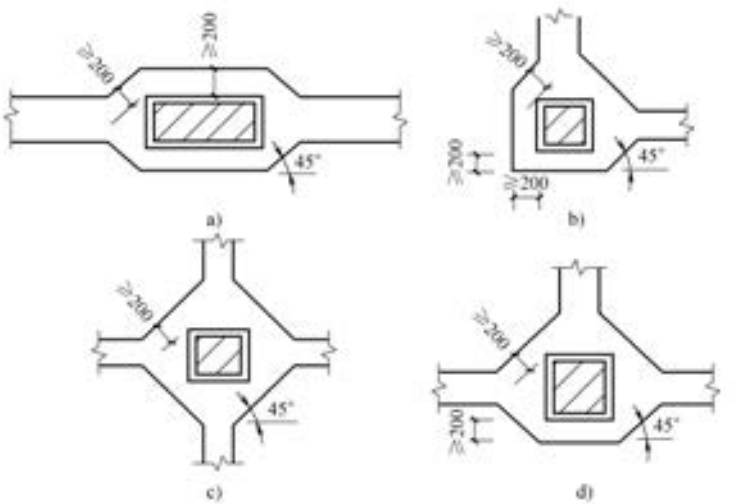


图 6-56 预制柱肋梁交接处杯口尺寸

a）柱与直线形肋梁相连 b）柱与角形肋梁相连 c）柱与十字形肋梁相连 d）柱与 T 形肋梁相连

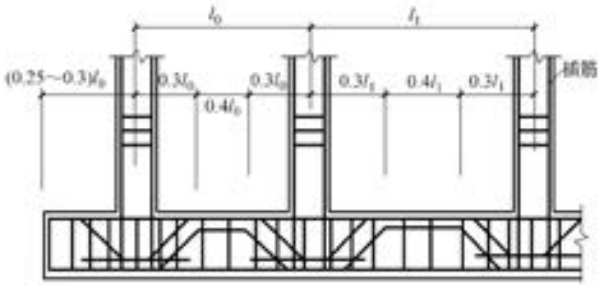


图 6-57 肋梁配筋构造

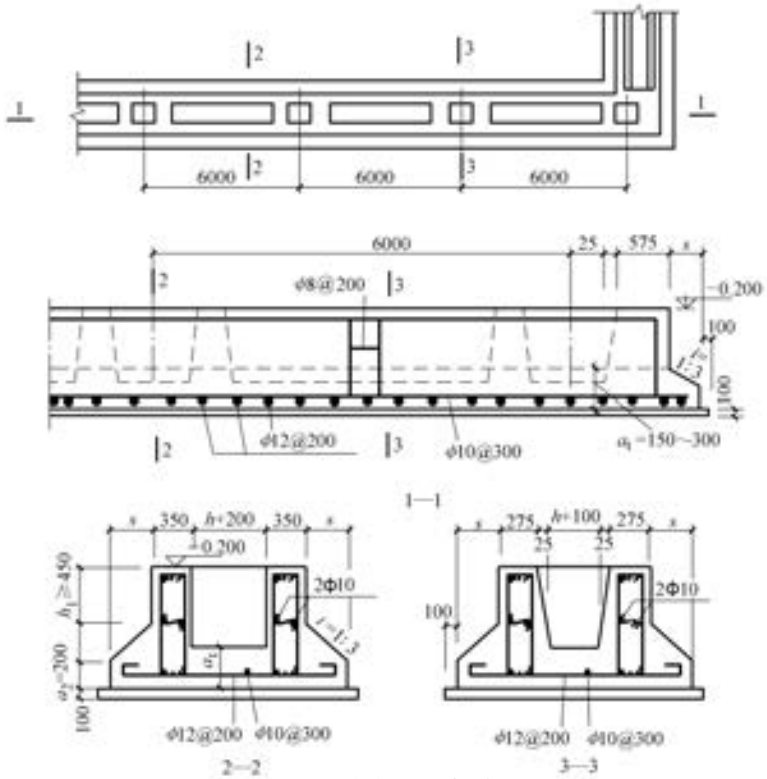


图 6-58 预制柱列下条形基础

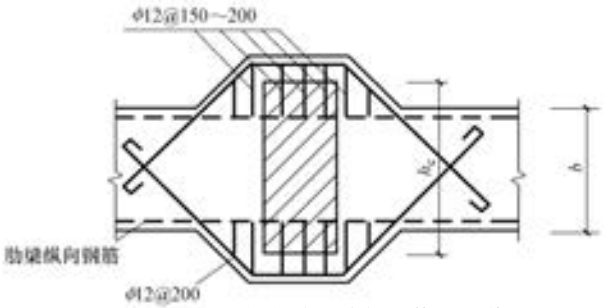


图 6-59 现浇柱与肋梁连接处构造配筋
($h_c \geqslant b$ 时)

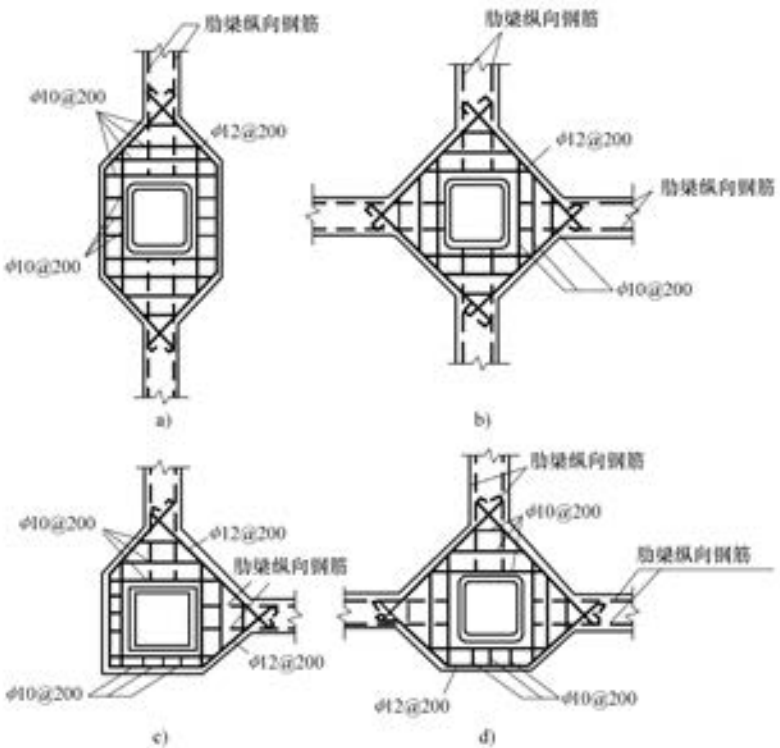


图 6-60　预制柱与基础肋梁杯口连接处配筋

a）柱与直线形肋梁相连　b）柱与十字形肋梁相连　c）柱与角形肋梁相连　d）柱与 T 形肋梁相连

6.10　多层和高层建筑筏形基础

6.10.1　多层砌体房屋墙下筏形基础

墙下筏形基础见表 6-39。

表 6-39　墙下筏形基础

序号	项　　目	内　　容
1	简述	墙下筏形基础一般可选用平板式(筏板基础)或梁板式筏形基础，地下水位较高时，宜设置架空隔水层，并做好排水处理 墙下浅埋筏形基础(包括不埋式筏板)可适用于具有硬壳层(包括人工处理形成的)比较均匀的软弱地基，6 层及 6 层以下横墙较密的民用建筑。其构造要求应符合有关的规定。筏形基础垫层厚度一般为 100mm
2	墙下筏形基础与砖墙交接处的构造要求	墙下筏形基础与砖墙交接处的构造应符合下列要求： (1) 筏板悬挑墙外的长度，从轴线算起横向不宜大于 1500mm，纵向不宜大于 1000mm (2) 墙脚应放大，当墙厚为 240mm 时，墙脚每侧宜挑出 180mm，分为三个台阶，如图 6-61 所示；墙厚为 370mm 时，墙脚每侧宜挑出 120mm，分为两个台阶，如图 6-62 所示；墙厚为 490mm 时，墙脚每侧宜挑出 60mm，为一个台阶，如图 6-63 所示。墙脚的台阶高度宜为 60mm 或 120mm

（续表 6-39）

序号	项　目	内　容
3	墙下筏形基础的厚度	墙下筏形基础的底板宜为等厚度的钢筋混凝土平板。其厚度除按计算确定外，平板厚度与计算区段的最小跨度比不宜小于 1/20。多层民用建筑的板厚可根据楼层层数按每层 50mm 计算，但不得小于 250mm。当边跨有悬臂伸出的筏板，其悬臂部分可做成坡度，边缘厚度不应小于 200mm
4	墙下筏形基础的配筋	（1）墙下筏形基础当采用 HPB300 级钢筋配筋时混凝土强度等级不应低于 C20；当采用 HRB335 级钢筋配筋时不应低于 C25 （2）筏形基础底板厚度小于 300mm 时，可配置单层钢筋，板厚大于或等于 300mm 时，应配置双层钢筋。筏形基础的配筋除应符合计算要求外，纵横方向支座钢筋尚应分别有 0.20%、0.10%配筋率连通，跨中钢筋应按实际配筋率全部连通 （3）筏形基础的受力钢筋的最小直径不宜小于 12mm，间距不应大于 1.5 倍板厚，且不应大于 200mm；分布钢筋直径为 8~10mm，间距为 200~300mm （4）筏形基础的四角应配置放射状的附加钢筋

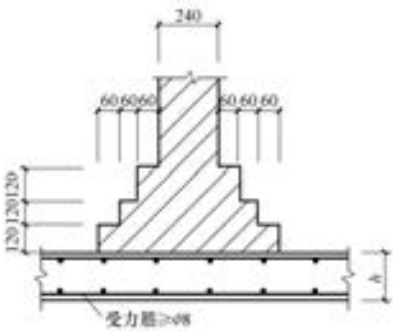


图 6-61　240mm 墙脚构造

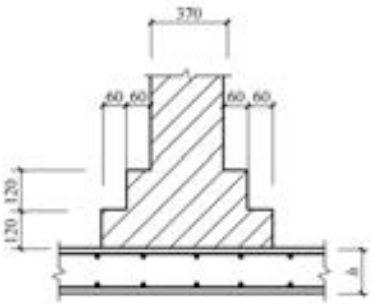


图 6-62　370mm 墙脚构造

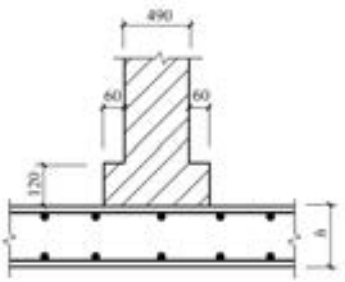


图 6-63　490mm 墙脚构造

6.10.2　高层建筑筏形基础构造

高层建筑筏形基础构造见表 6-40。

表 6-40 高层建筑筏形基础构造

序号	项 目	内 容
1	简述	（1）当上部结构荷载较大，地基土压缩性较高，采用人工地基或桩基不经济时，可将基础扩大成支承整个建筑物结构的大钢筋混凝土板，即成为筏形基础或称为筏板基础（如图 6-64 所示）。采用筏形基础可降低基底压力，增加整个基础刚度，调整地基不均匀沉降。因此，筏形基础广泛用于高层建筑，特别是需要设置地下停车场的高层建筑中 （2）筏形基础又可分为柱下筏形基础和墙下筏形基础，或者为两种情况的组合。为了适当增加筏板整体刚度，在板上或板底设置连续肋梁 （3）筏形基础常做成一块等厚的钢筋混凝土板（如图 6-64a 所示），称为平板式筏形基础，适用于柱荷载不大、柱距较小且等柱距的情况；当荷载较大时，可以加大柱下的板厚（如图 6-64b 所示）。如柱荷载太大且不均匀，柱距又较大时，将产生较大的弯曲应力，可沿柱轴线纵横向设肋梁（如图 6-64c 所示），就成为梁板式筏形基础（或称为肋梁式筏形基础），肋梁设在板下使地坪自然形成，且较经济，但施工不方便。肋梁也可设在板的上方，施工方便，但要架空地坪（图 6-65） （4）筏形基础的结构与钢筋混凝土楼盖结构相似，由柱子或墙传来的荷载，经主、次梁及板传给地基。若将地基反力看作作用于筏基底板上的荷载，则筏形基础相当于一倒置的钢筋混凝土平面楼盖 （5）筏形基础大多采用梁板式结构的形式，当柱网间距大时，可加肋梁使基础刚度增大。当柱网为正方形时（或近于正方形），筏形基础也可以做成无梁式基础板，相当于一倒置的无梁楼盖 （6）梁板式筏形基础向上凸出的肋梁，如图 6-65b 所示，布置纵向和横向的肋梁时，应使其交点位于柱下。肋梁向下凸出时，其断面可做成梯形的，施工时利用土模浇筑混凝土，以节省模板，且底板上部是平整的，使用方便。但施工质量不易检查。通常采用的还是肋梁向上凸出的形式。为使其形成平整为室内地面，可在肋梁间填土或填筑低强度等级混凝土。如果肋的间距不大时，也可以铺设预制钢筋混凝土板
2	确定选型	筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素确定选型
3	平面尺寸	筏形基础的平面尺寸，应根据地基土的承载力、上部结构的布置及荷载分布等因素按有关规定确定。对单幢建筑物，在地基土比较均匀的条件下，基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合；当不能重合时，在荷载效应准永久组合下，偏心距 e 宜符合下式要求： $$e \leqslant \frac{0.1W}{A} \tag{6-32}$$ 式中 W——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩（m^3） A——基础底面面积（m^2） 不难证明，对于矩形筏形基础，公式（6-32）相当于要求基底边缘最小压力与最大压力之比 $\xi = p_{min}/p_{max} \geqslant 0.818$。可见对偏心距的要求是比较严格的
4	材料选用	筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当有地下室时应采用防水混凝土，当采用防水混凝土时，防水混凝土的抗渗等级应按表 6-43 选用。对重要建筑，宜采用自防水并设置架空排水层

（续表 6-40）

序号	项　目	内　容
5	地下室	（1）采用筏形基础的地下室，在沿地下室四周布置钢筋混凝土外墙时，外墙厚度不应小于250mm，内墙厚度不应小于200mm。墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋，竖向和水平钢筋的直径不应小于12mm，间距不应大于250mm 当地下一层结构顶板作为上部结构的嵌固部位时，应能保证将上部结构的地震作用或水平力传递到地下室抗侧力构件上，沿地下室外墙和内墙边缘的板面不应有大洞口；地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖，板厚不应小于180mm，其混凝土强度等级不宜小于C30；楼面应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于0.25% （2）地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造要求应符合下列规定： 1）当交叉基础梁的宽度小于柱截面的边长时，交叉基础梁连接处应设置八字角，柱角和八字角之间的净距不宜小于50mm，如图6-66a所示 2）当单向基础梁与柱的连接，柱截面的边长大于400mm，可按图6-66b、c采用；柱角和八字角之间的净距不宜小于50mm；当柱截面的边长小于或等于400mm时，可按图6-66d采用 3）当基础梁与剪力墙连接时，基础梁边至剪力墙边的距离不宜小于50mm（图6-66e）
6	筏基底板	平板式和梁板式筏形基础底板厚度应能满足受冲切承载力的要求。板的最小厚度不宜小于400mm。梁板式筏形基础底板的板格应满足受冲切承载力的要求。梁板式筏形基础的板厚不应小于400mm，且板厚与板格的最小跨度之比不应小于1/14
7	筏形基础与裙房之间基础构造要求及回填	（1）带裙房高层建筑筏形基础的沉降缝和后浇带设置应符合下列要求： 1）当高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝时，高层建筑的基础埋深应大于裙房基础的埋深，其值不应小于2m。地面以下沉降缝的缝隙应用粗砂填实（图6-67a） 2）当高层建筑与相连的裙房之间不设置沉降缝时，宜在裙房一侧设置用于控制沉降差的后浇带。当高层建筑基础面积满足地基承载力和变形要求时，后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第一跨内。当需要满足高层建筑地基承载力、降低高层建筑沉降量，减小高层建筑与裙房间的沉降差而增大高层建筑基础面积时，后浇带可设在距主楼边柱的第二跨内，此时尚应满足下列条件： ① 地基土质应较均匀 ② 裙房结构刚度较好且基础以上的地下室和裙房结构层数不应少于两层 ③ 后浇带一侧与主楼连接的裙房基础底板厚度应与高层建筑的基础底板厚度相同（图6-67b） 根据沉降实测值和计算值确定的后期沉降差满足设计要求后，后浇带混凝土方可进行浇筑 3）当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时，高层建筑及与其紧邻一跨裙房的筏板应采用相同厚度，裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化，应同时满足主、裙楼基础整体性和基础板的变形要求；应进行地基变形和基础内力的验算，验算时应分析地基与结构间变形的相互影响，并应采取有效措施防止产生有不利影响的差异沉降 （2）筏形与箱形基础地下室施工完成后，应及时进行基坑回填。回填土应按设计要求选料。回填时应先清除基坑内的杂物，在相对的两侧或四周同时进行并分层夯实，回填土的压实系数不应小于0.94

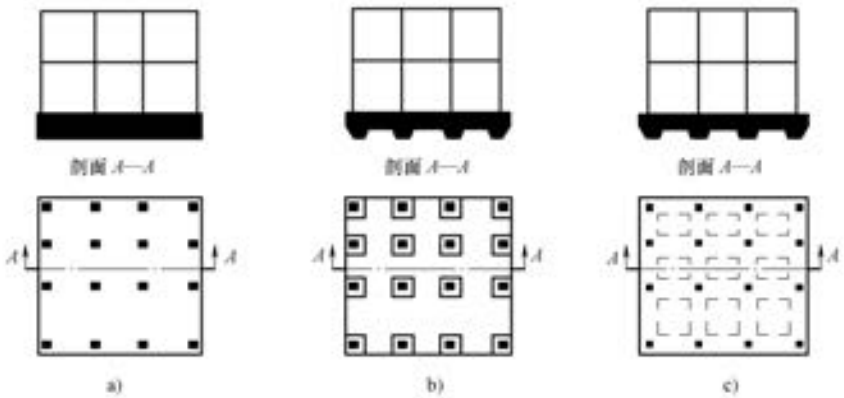


图 6-64　筏形基础的基本类型

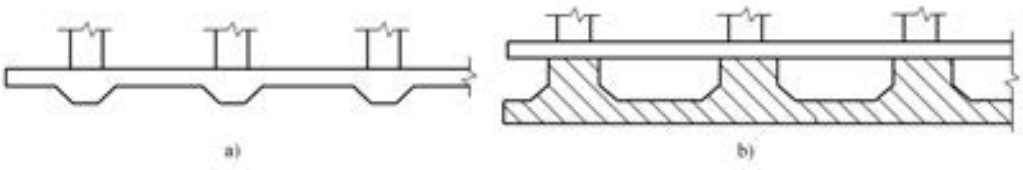


图 6-65　梁板式筏基的肋梁位置

a）肋梁设在板下　b）肋梁设在板上

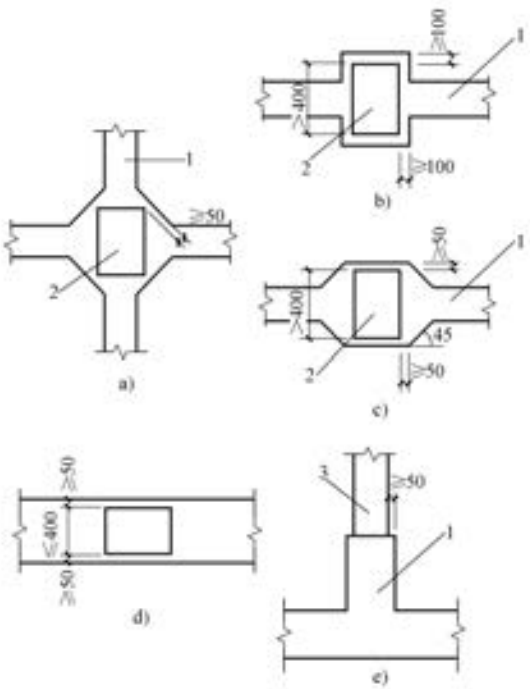


图 6-66　地下室底层柱和剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接构造

1—基础梁　2—柱　3—墙

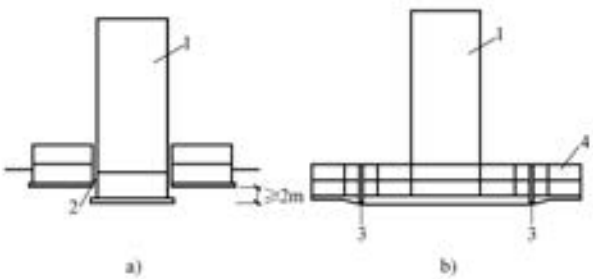


图 6-67 高层建筑与裙房间的沉降缝处理示意图
1—高层 2—室外地坪以下用粗砂填实 3—后浇带 4—裙房及地下室

6.11 高层建筑箱形基础

6.11.1 箱形基础一般规定

箱形基础一般规定见表 6-41。

表 6-41 箱形基础一般规定

序号	项 目	内 容
1	简述	（1）一般说明 1）箱形基础是由顶板、底板、外墙和内墙组成的空间整体结构（如图 6-68a 所示），一般由钢筋混凝土建造，空间部分可结合建筑使用功能设计成地下室，是多层和高层建筑中广泛采用的一种基础形式 2）当层数较多，荷载较大，而地下室不需设计成大空间的建筑（如地下停车场等）时，通常将基础设计成箱形基础。在 20 世纪 50 年代初期，北京展览馆中央大厅基础首先采用了箱形基础。之后，我国在许多高层建筑中，特别是上部结构为钢筋混凝土剪力墙结构时，大多采用了箱形基础 3）由于箱形基础埋深都很深，需挖除很厚的土层，因此可大幅度降低基底附加应力，从而可减小地基沉降 （2）箱形基础具有以下特点 1）有很大的刚度和整体性，因而能有效地调整基础的不均匀沉降，常用于上部结构荷载大、地基软弱且分布不均的情况，当地基特别软弱且复杂时，可采用箱基下桩基的方案 2）有较好的抗震效果，因为箱形基础将上部结构较好地嵌固于基础，基础埋置得又较深，因而可降低建筑物的重心，从而增加建筑物的整体性。在地震区，对抗震、人防和地下室（如图 6-68b 所示）有要求的高层建筑，宜采用箱形基础 3）有较好的补偿性，箱形基础的埋置深度一般比较大，基础底面处的土自重应力和水压力在很大程度上补偿了由于建筑物自重和荷载产生的基底压力 （3）箱形基础的设计与计算 箱形基础的设计与计算比一般基础要复杂得多，长期以来没有统一的计算方法，合理的设计应考虑上部结构、基础和地基的共同作用。我国于 20 世纪 70 年代在北京、上海等地的高层建筑中进行了测试研究工作，对箱基的基底反力和箱基内力分析等问题取得了重要成果，我国行业标准《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》（JGJ 6—2011）为箱基的设计与施工提供了有效的依据

（续表 6-41）

序号	项　　目	内　　容
1	简述	（4）箱形基础设计包括以下内容 1）确定箱形基础的埋置深度 2）进行箱形基础的平面布置及构造设计 3）根据箱形基础的平面尺寸验算地基承载力 4）箱形基础的沉降和整体倾斜验算 5）箱形基础内力分析及结构设计
2	平面尺寸	（1）箱形基础的平面尺寸，应根据地基土的承载力、上部结构的布置及荷载分布等因素确定。当为满足地基承载力的要求而扩大底板面积时，扩大部位宜设在建筑物的宽度方向 （2）对单幢建筑物，在均匀地基的条件下，箱形基础的基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时，在荷载准永久值组合下，偏心距 e 宜符合下式要求： $$e \leqslant \frac{0.1W}{A} \tag{6-33}$$ 式中　W——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩（m^3） A——基础底面面积（m^2）
3	埋置深度	（1）箱形基础的埋置深度除应满足一般基础埋置深度有关规定外，对于作为高层建筑或重型建筑物的基础，为防止整体倾斜，满足抗倾覆和抗滑稳定性要求，一定程度上依赖于箱基的埋置深度和周围土体的约束作用，同时考虑箱基使用功能的要求，如作为人防抗爆防辐射要求，设置设备层的要求等。一般最小埋置深度在 3.0～5.0m，在地震区天然地基上箱形基础埋深不宜小于高层建筑物总高度的 1/15；对桩基上箱形基础，当桩顶嵌入箱基底板内的长度对大直径桩不小于 100mm、对小直径桩不小于 50mm 时，箱形基础埋深（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 1/18。为确定合理的埋深应进行抗倾覆等稳定性验算 （2）箱形基础的埋置深度比一般基础要大得多，既有利于对地基承载力的提高，又由于基础体积所占空间部分挖去的土方重量远比箱基为重，相应的基底附加压力值会得到减小。因此，箱形基础是一种理想的补偿基础。采用箱形基础不但可提高地基土的承载力，而且在同样的上部结构荷载情况下，基础的沉降量要比其他类型天然地基的基础小 （3）高层建筑同一结构单元内，箱形基础的埋置深度宜一致，且不得局部采用箱形基础 （4）箱形基础的高度应满足结构承载力和刚度的要求，不宜小于箱形基础长度（不包括底板悬挑部分）的 1/20，且不宜小于 3m
4	地下室与上部结构嵌固部位的确定及要求	（1）当地下室的四周外墙与土层紧密接触时，上部结构的嵌固部位按下列规定确定： 1）上部结构为剪力墙结构，地下室为单层或多层箱形基础地下室，地下一层结构顶板可作为上部结构的嵌固部位 2）上部结构为框架、框架-剪力墙或框架-核心筒结构时：

（续表 6-41）

序号	项　　目	内　　容
4	地下室与上部结构嵌固部位的确定及要求	① 地下室为单层箱形基础，箱形基础的顶板可作为上部结构的嵌固部位（图 6-69a） ② 对采用筏形基础的单层或多层地下室以及采用箱形基础的多层地下室，当地下一层的结构侧向刚度 K_B 大于或等于与其相连的上部结构底层楼层侧向刚度 K_F 的 1.5 倍时，地下一层结构顶板可作为上部结构的嵌固部位（图 6-69b、c） ③ 对大底盘整体筏形基础，当地下室内、外墙与主体结构墙体之间的距离符合表 6-42 要求时，地下一层的结构侧向刚度可计入该范围内的地下室内、外墙刚度，但此范围内的侧向刚度不能重复使用于相邻塔楼。当 K_B 小于 $1.5K_F$ 时，建筑物的嵌固部位可设在筏形基础或箱形基础的顶部，结构整体计算分析时宜考虑基底土和基侧土的阻抗，可在地下室与周围土层之间设置适当的弹簧和阻尼器来模拟 （2）见表 6-40 序号 5 之（1）的有关规定 （3）地下室的抗震等级、构件的截面设计以及抗震构造措施应符合本书中的有关规定。剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起；当结构嵌固在基础顶面时，剪力墙底部加强部位的范围也应从地面算起，并将底部加强部位延伸至基础顶面
5	内、外墙布置	箱形基础的内、外墙应沿上部结构柱网和剪力墙纵横均匀布置，当上部结构为框架或框剪结构时，墙体水平截面总面积不宜小于箱基水平投影面积的 1/12；当基础平面长宽比大于 4 时，纵墙水平截面面积不宜小于箱形基础水平投影面积的 1/18。在计算墙体水平截面面积时，可不扣除洞口部分
6	混凝土强度等级	基础混凝土应符合耐久性要求。箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C25；桩箱基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当采用防水混凝土时，防水混凝土的设计抗渗等级应按表 6-43 选用。对重要建筑宜采用自防水井设架空排水层方案
7	洞口的设置	（1）门洞宜设在柱间居中部位，洞边至上层柱中心的水平距离不宜小于 1.2m，洞口上过梁的高度不宜小于层高的 1/5，洞口面积不宜大于柱距与箱形基础全高乘积的 1/6 （2）墙体洞口周围应设置加强钢筋，洞口四周附加钢筋面积不应小于洞口内被切断钢筋面积的一半，且不少于两根直径为 14mm 的钢筋，此钢筋应从洞口边缘处延长 40 倍钢筋直径

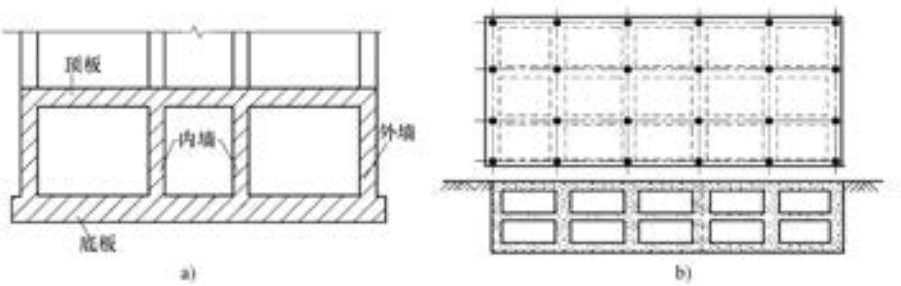


图 6-68 箱形基础的组成与布置

a）箱形基础的组成 b）箱体的布置

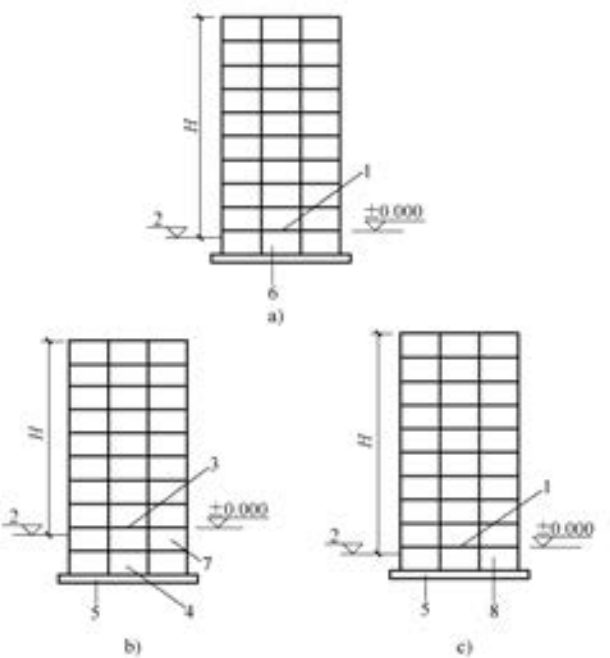


图 6-69 上部结构的嵌固部位示意图

a）地下室为箱基、上部结构为框架或框架-剪力墙结构时的嵌固部位

b）采用筏基或箱基的多层地下室，$K_B \geqslant 1.5K_F$，上部结构为框架或框架-剪力墙结构时的嵌固部位

c）采用筏基的单层地下室，$K_B \geqslant 1.5K_F$，

上部结构为框架或框架-剪力墙结构时的嵌固部位

1—嵌固部位：地下室顶板 2—室外地坪 3—嵌固部位：地下一层顶板

4—地下二层(或地下二层为箱基) 5—筏基

6—地下室为箱基 7—地下一层 8—单层地下室

表 6-42 地下室墙与主体结构墙之间的最大间距 *d*

非抗震设计	抗震设防烈度		
	6 度、7 度	8 度	9 度
$d \leqslant 50m$	$d \leqslant 40m$	$d \leqslant 30m$	$d \leqslant 20m$

表 6-43 防水混凝土的抗渗等级

序号	埋置深度 d/m	设计抗渗等级	序号	埋置深度 d/m	设计抗渗等级
1	$d<10$	P6	3	$20 \leqslant d<30$	P10
2	$10 \leqslant d<20$	P8	4	$30 \leqslant d$	P12

注：1. 本表适用于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类围岩(土层及软弱围岩)。

2. 山岭隧道防水混凝土的抗渗等级可按国家现行有关标准执行。

6.11.2 箱形基础各部截面尺寸构造要求

箱形基础各部截面尺寸构造要求见表 6-44。

表 6-44 箱形基础各部截面尺寸构造要求

序号	项 目	内 容
1	简述	(1) 箱形基础是指由底板、顶板、外侧墙及一定数量纵横较均匀布置的内隔墙构成的整体刚度较好的钢筋混凝土箱式结构 (2) 箱形基础的平面形状及尺寸应根据地基强度，建筑物地基的容许变形值，上部结构的布局等条件确定
2	顶板、底板及墙体厚度及要求	(1) 当考虑上部结构嵌固在箱形基础的顶板上或地下一层结构顶部时，箱基或地下一层结构顶板除满足正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力要求外，其厚度尚不应小于 200mm 箱形基础的墙身厚度应根据实际受力情况，整体刚度及防水要求确定。墙体内应设置双面钢筋，竖向和水平钢筋的直径均不应小于 10mm，间距不应大于 200mm。除上部为剪力墙外，内、外墙的墙顶处宜配置两根直径不小于 20mm 的通长构造钢筋 (2) 箱形基础的底板厚度应根据实际受力情况、整体刚度及防水要求确定。底板厚度可参照表 6-45 选用，但不应小于 400mm (3) 箱形基础的墙体应符合下列要求： 1) 墙身厚度应根据实际受力情况及防水要求确定。当符合上述(1)和表 6-41 序号 4 要求时，上部结构传至箱基顶部的总弯矩设计值、总剪力设计值可分别按受力方向的墙身弯曲刚度、剪切刚度分配至各道墙上 2) 外墙厚度不应小于 250mm；内墙厚度不应小于 200mm
3	底层柱与箱形基础交接处构造	现浇底层柱与箱形基础交接处，墙边和柱边之间或柱角和墙的八字角之间的净距不宜小于 50mm(图 6-70)，并应验算交接面处墙体的局部受压承载力，当不满足时，应增加箱形基础墙体的受压面积或采用其他有效措施
4	低矮结构单元基础处理	与高层建筑相连的门厅等低矮结构单元的基础，可采用从箱形基础挑出的基础梁方案(图 6-71)。挑出长度不宜大于 0.15 倍箱形基础宽度，并应验算挑梁产生的偏心荷载对箱基的不利影响。挑出部分下面应填充一定厚度的松散材料，或采取其他能保证其自由下沉的措施

（续表 6-44）

序号	项　　目	内　　容
5	后浇带	当箱形基础长度超过 40m 时，若不采用特殊措施则应设置贯通施工后浇带。施工后浇带间距为 20~40m，带宽不宜小于 800mm。在施工后浇带处钢筋必须贯通。施工后浇带宜设在柱距三等分的中间范围内。后浇施工带处的底板及外墙宜采用附加卷材防水。施工后浇带两侧宜采用钢筋支架铅丝网或单层钢板网隔断。施工后浇带可在顶板浇筑混凝土 14d 后，采用比设计强度等级提高 10N/mm^2 的无收缩水泥配制的混凝土浇筑密实，并加强养护(宜为 28d)。当采用刚性防水方案时，同一结构单元的箱形基础应避免设置变形缝

表 6-45　箱形基础底板厚度选用参考

序　号	基底平均净反力/(kN/m^2)	底板厚度
1	100~200	$L_n/14 \sim L_n/10$
2	200~300	$L_n/10 \sim L_n/8$
3	300~400	$L_n/8 \sim L_n/6$
4	400~500	$L_n/6 \sim L_n/5$

注：L_n 为箱形基础底板中较大区格的净跨尺寸。

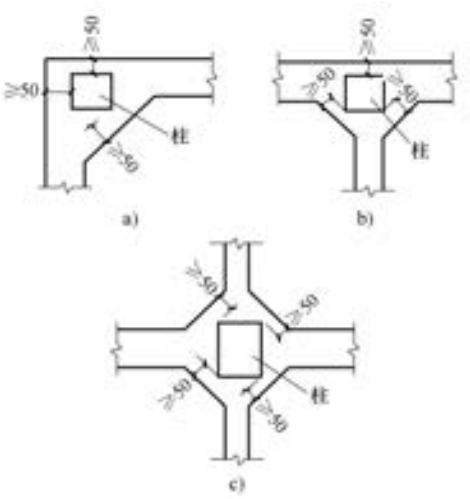


图 6-70　现浇底层柱与箱形基础墙交接
a）角柱　b）边柱　c）中柱

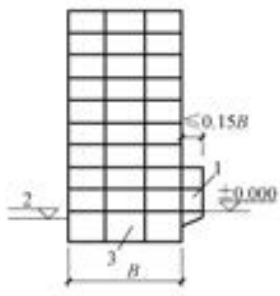


图 6-71　箱形基础挑出部位示意图
1—裙房　2—室外地坪　3—箱基

6.11.3　箱形基础配筋的构造要求

箱形基础配筋的构造要求见表 6-46。

表 6-46 箱形基础配筋的构造要求

序号	项 目	内 容
1	配筋原则	当地基压缩层深度范围内的土层在竖向和水平方向较均匀、且上部结构为平、立面布置较规则的剪力墙、框架、框架-剪力墙体系时，箱形基础的顶、底板可仅按局部弯曲计算，计算时地基反力应扣除板的自重。顶、底板钢筋配置量除满足局部弯曲的计算要求外，跨中钢筋应按实际配筋全部连通，支座钢筋尚应有1/4贯通全跨，底板上下贯通钢筋的配筋率均不应小于0.15%
2	底层柱纵向钢筋伸入基础的长度	底层柱纵向钢筋伸入箱形基础的长度应符合下列规定： （1）柱下三面或四面有箱形基础墙的内柱，除四角钢筋应直通基底外，其余钢筋可终止在顶板底面以下40倍钢筋直径处 （2）外柱、与剪力墙相连的柱及其他内柱的纵向钢筋应直通到基底
3	箱基外墙设有窗井	当箱基的外墙设有窗井时，窗井的分隔墙应与内墙连成整体。窗井分隔墙可视作由箱形基础内墙伸出的挑梁。窗井底板应按支承在箱基外墙、窗井外墙和分隔墙上的单向板或双向板计算
4	底板及顶板的配筋	箱形基础底板及顶板的钢筋，如有接头宜优先采用焊接接头，当采用搭接接头时，应按受拉搭接长度考虑。底板及顶板均采用双层双向配筋，受力钢筋直径不宜小于14mm，钢筋间距宜为200mm
5	墙体的配筋	墙体一般采用双层、双向配筋。横向及竖向钢筋直径均不宜小于10mm，间距为200mm，但外墙竖向钢筋直径不宜小于12mm，间距为200mm。除上部为剪力墙结构外，内外墙的墙顶处宜配置两根不小于直径为20mm的水平纵向通长构造钢筋，其钢筋接头和内外墙钢筋锚固均按受拉钢筋考虑
6	墙体洞口削弱处构造	墙体洞口削弱处，上下过梁的配筋及洞口两侧和角部的加强钢筋应按计算确定。且洞口每侧加强钢筋的截面面积不应小于洞口宽度内被切断受力钢筋截面面积的一半，也不少于两根直径为16mm的钢筋，洞口钢筋应深入墙内$40d$（d为加强钢筋直径），洞口角部墙体两面各配置不少于两根直径为12mm的斜筋，其长度不小于1.3m，如图6-72所示
7	基础与柱内纵向钢筋的搭接	伸出箱形基础顶面与柱内纵向钢筋搭接的钢筋，其搭接长度、搭接位置等，详见钢筋混凝土柱的有关要求

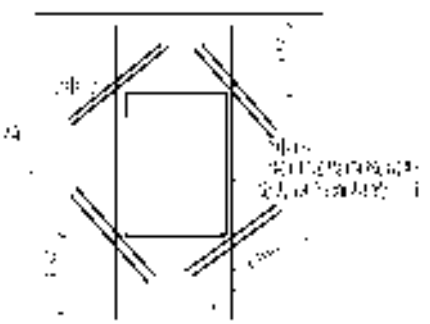


图 6-72 洞口两侧及每角的加强钢筋

注：未示无上下过梁时的洞口上下加强钢筋。

6.12 桩基础

6.12.1 桩基础基本设计规定

桩基础基本设计规定见表 6-47。

表 6-47 桩基础基本设计规定

序号	项 目	内 容
1	术语	（1）桩基。由设置于岩土中的桩和与桩顶连接的承台共同组成的基础或由柱与桩直接连接的单桩基础 （2）复合桩基。由基桩和承台下地基土共同承担荷载的桩基础 （3）基桩。桩基础中的单桩 （4）复合基桩。单桩及其对应面积的承台下地基土组成的复合承载基桩 （5）减沉复合疏桩基础。软土地基天然地基承载力基本满足要求的情况下，为减小沉降采用疏布摩擦型桩的复合桩基 （6）单桩竖向极限承载力。单桩在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载，它取决于土对桩的支承阻力和桩身承载力 （7）极限侧阻力。相应于桩顶作用极限荷载时，桩身侧表面所发生的岩土阻力 （8）极限端阻力。相应于桩顶作用极限荷载时，桩端所发生的岩土阻力 （9）单桩竖向承载力特征值。单桩竖向极限承载力标准值除以安全系数后的承载力值 （10）变刚度调平设计。考虑上部结构形式、荷载和地层分布以及相互作用效应，通过调整桩径、桩长、桩距等改变基桩支承刚度分布，以使建筑物沉降趋于均匀、承台内力降低的设计方法 （11）承台效应系数。竖向荷载下，承台底地基土承载力的发挥率 （12）负摩阻力。桩周土由于自重固结、湿陷、地面荷载作用等原因而产生大于基桩的沉降所引起的对桩表面的向下摩阻力 （13）下拉荷载。作用于单桩中性点以上的负摩阻力之和 （14）土塞效应。敞口空心桩沉桩过程中土体涌入管内形成的土塞，对桩端阻力的发挥程度的影响效应 （15）灌注桩后注浆。灌注桩成桩后一定时间，通过预设于桩身内的注浆导管及与之相连的桩端、桩侧注浆阀注入水泥浆，使桩端、桩侧土体（包括沉渣和泥皮）得到加固，从而提高单桩承载力，减小沉降 （16）桩基等效沉降系数。弹性半无限体中群桩基础按 Mindlin（明德林）解计算沉降量 w_M 与按等代墩基 Boussinesq（布辛奈斯克）解计算沉降量 w_B 之比，用以反映 Mindlin 解应力分布对计算沉降的影响
2	一般规定	（1）桩基础应按下列两类极限状态设计： 1）承载能力极限状态：桩基达到最大承载能力、整体失稳或发生不适于继续承载的变形 2）正常使用极限状态：桩基达到建筑物正常使用所规定的变形限值或达到耐久性要求的某项限值 （2）根据建筑规模、功能特征、对差异变形的适应性、场地地基和建筑物体形的复杂性以及由于桩基问题可能造成建筑破坏或影响正常使用的程度，应将桩基设计分为表 6-48 所列的三个设计等级。桩基设计时，应根据表 6-48 确定设计等级 （3）桩基应根据具体条件分别进行下列承载能力计算和稳定性验算： 1）应根据桩基的使用功能和受力特征分别进行桩基的竖向承载力计算和水平承载力计算 2）应对桩身和承台结构承载力进行计算；对于桩侧土不排水抗剪强度小于 $10kN/m^2$ 且长径比大于 50 的桩，应进行桩身压屈验算；对于混凝土预制桩，应按吊装、运输和锤击作用进行桩身承载力验算；对于钢管桩，应进行局部压屈验算

（续表 6-47）

序号	项　　目	内　　容
2	一般规定	3）当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算 4）对位于坡地、岸边的桩基，应进行整体稳定性验算 5）对于抗浮、抗拔桩基，应进行基桩和群桩的抗拔承载力计算 6）对于抗震设防区的桩基，应进行抗震承载力验算 （4）下列建筑桩基应进行沉降计算： 1）设计等级为甲级的非嵌岩桩和非深厚坚硬持力层的建筑桩基 2）设计等级为乙级的体形复杂、荷载分布显著不均匀或桩端平面以下存在软弱土层的建筑桩基 3）软土地基多层建筑减沉复合疏桩基础 （5）对受水平荷载较大，或对水平位移有严格限制的建筑桩基应计算其水平位移 （6）应根据桩基所处的环境类别和相应的裂缝控制等级，验算桩和承台正截面的抗裂和裂缝宽度 （7）桩基设计时，所采用的作用效应组合与相应的抗力应符合下列规定： 1）确定桩数和布桩时，应采用传至承台底面的荷载效应标准组合；相应的抗力应采用基桩或复合基桩承载力特征值 2）计算荷载作用下的桩基沉降和水平位移时，应采用荷载效应准永久组合；计算水平地震作用、风载作用下的桩基水平位移时，应采用水平地震作用、风载效应标准组合 3）验算坡地、岸边建筑桩基的整体稳定性时，应采用荷载效应标准组合；抗震设防区，应采用地震作用效应和荷载效应的标准组合 4）在计算桩基结构承载力、确定尺寸和配筋时，应采用传至承台顶面的荷载效应基本组合。当进行承台和桩身裂缝控制验算时，应分别采用荷载效应标准组合和荷载效应准永久组合 5）桩基结构安全等级、结构设计使用年限和结构重要性系数 γ_0 应按现行有关建筑结构规范的规定采用，除临时性建筑外，重要性系数 γ_0 应不小于 1.0 6）对桩基结构进行抗震验算时，其承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应按本书的规定采用 （8）以减小差异沉降和承台内力为目标的变刚度调平设计，宜结合具体条件按下列规定实施： 1）对于主裙楼连体建筑，当高层主体采用桩基时，裙房（含纯地下室）的地基或桩基刚度宜相对弱化，可采用天然地基、复合地基、疏桩或短桩基础 2）对于框架-核心筒结构高层建筑桩基，应强化核心筒区域桩基刚度（如适当增加桩长、桩径、桩数、采用后注浆等措施），相对弱化核心筒外围桩基刚度（采用复合桩基，视地层条件减小桩长） 3）对于框架-核心筒结构高层建筑天然地基承载力满足要求的情况下，宜于核心筒区域局部设置增强刚度、减小沉降的摩擦型桩 4）对于大体量筒仓、储罐的摩擦型桩基，宜按内强外弱原则布桩 5）对上述按变刚度调平设计的桩基，宜进行上部结构-承台-桩-土共同工作分析 （9）软土地基上的多层建筑物，当天然地基承载力基本满足要求时，可采用减沉复合疏桩基础 （10）对于本表序号 2 之（4）条规定应进行沉降计算的建筑桩基，在其施工过程及建成后使用期间，应进行系统的沉降观测直至沉降稳定
3	桩的选型与布置	（1）基桩可按下列规定分类： 1）按承载性状分类： ① 摩擦型桩： 摩擦桩。在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载由桩侧阻力承受，桩端阻力小到可忽略不计 端承摩擦桩。在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受

（续表 6-47）

序号	项　　目	内　　容
3	桩的选型与布置	② 端承型桩： 端承桩。在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载由桩端阻力承受，桩侧阻力小到可忽略不计 摩擦端承桩。在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受 2）按成桩方法分类： ① 非挤土桩。干作业法钻(挖)孔灌注桩、泥浆护壁法钻(挖)孔灌注桩、套管护壁法钻(挖)孔灌注桩 ② 部分挤土桩。冲孔灌注桩、钻孔挤扩灌注桩、搅拌劲芯桩、预钻孔打入(静压)预制桩、打入(静压)式敞口钢管桩、敞口预应力混凝土空心桩和 H 型钢桩 ③ 挤土桩。沉管灌注桩、沉管夯(挤)扩灌注桩、打入(静压)预制桩、闭口预应力混凝土空心桩和闭口钢管桩 3）按桩径(设计直径 d)大小分类： ① 小直径桩：$d\leqslant 250$mm ② 中等直径桩：250mm$<d<$800mm ③ 大直径桩：$d\geqslant 800$mm （2）桩型与成桩工艺应根据建筑结构类型、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料供应条件等，按安全适用、经济合理的原则选择。选择时可按表 6-52 进行 1）对于框架-核心筒等荷载分布很不均匀的桩筏基础，宜选择基桩尺寸和承载力可调性较大的桩型和工艺 2）挤土沉管灌注桩用于淤泥和淤泥质土层时，应局限于多层住宅桩基 3）抗震设防烈度为 8 度及以上地区，不宜采用预应力混凝土管桩(PC)和预应力混凝土空心方桩(PS) （3）基桩的布置应符合下列条件： 1）基桩的最小中心距应符合表 6-49 的规定；当施工中采取减小挤土效应的可靠措施时，可根据当地经验适当减小 2）排列基桩时，宜使桩群承载力合力点与竖向永久荷载合力作用点重合，并使基桩受水平力和力矩较大方向有较大抗弯截面模量 3）对于桩箱基础、剪力墙结构桩筏(平板和梁板式承台)基础，宜将桩布置于墙下 4）对于框架-核心筒结构桩筏基础应按荷载分布考虑相互影响，将桩相对集中布置于核心筒和柱下；外围框架柱宜采用复合桩基，有合适桩端持力层时，桩长宜减小 5）应选择较硬土层作为桩端持力层。桩端全断面进入持力层的深度，对于黏性土、粉土不宜小于 $2d$，砂土不宜小于 $1.5d$，碎石类土不宜小于 $1d$。当存在软弱下卧层时，桩端以下硬持力层厚度不宜小于 $3d$ 6）对于嵌岩桩，嵌岩深度应综合荷载、上覆土层、基岩、桩径、桩长诸因素确定；对于嵌入倾斜的完整和较完整岩的全断面深度不宜小于 $0.4d$ 且不小于 0.5m，倾斜度大于 30%的中风化岩，宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌岩深度；对于嵌入平整、完整的坚硬岩和较硬岩的深度不宜小于 $0.2d$，且不应小于 0.2m
4	耐久性规定	（1）桩基结构的耐久性应根据设计使用年限及本书表 1-15、表 1-16 的环境类别规定以及水、土对钢、混凝土腐蚀性的评价进行设计 （2）二类和三类环境中，设计使用年限为 50 年的桩基结构混凝土耐久性应符合表 6-50 的规定 （3）桩身裂缝控制等级及最大裂缝宽度应根据环境类别和水、土介质腐蚀性等级按表 6-51 规定选用 （4）四类、五类环境桩基结构耐久性设计可按国家现行标准《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ 267 和《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 等执行 （5）对三、四、五类环境桩基结构，受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋

表 6-48 建筑桩基设计等级

序号	设计等级	建 筑 类 型
1	甲级	（1）重要的建筑 （2）30层以上或高度超过100m的高层建筑 （3）体型复杂且层数相差超过10层的高低层(含纯地下室)连体建筑 （4）20层以上框架-核心筒结构及其他对差异沉降有特殊要求的建筑 （5）场地和地基条件复杂的7层以上的一般建筑及坡地、岸边建筑 （6）对相邻既有工程影响较大的建筑
2	乙级	除甲级、丙级以外的建筑
3	丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的7层及7层以下的一般建筑

表 6-49 基桩的最小中心距

序号	土类与成桩工艺		排数不少于3排且桩数不少于9根的摩擦型桩桩基	其他情况
1	非挤土灌注桩		3.0d	3.0d
2	部分挤土桩	非饱和土、饱和非黏性土	3.5d	3.0d
3		饱和黏性土	4.0d	3.5d
4	挤土桩	非饱和土、饱和非黏性上	4.0d	3.5d
5		饱和黏性土	4.5d	4.0d
6	钻、挖孔扩底桩		2D 或 D+2.0m(当 D>2m)	1.5D 或 D+1.5m(当 D>2m)
7	沉管夯扩、钻孔挤扩桩	非饱和土、饱和非黏性土	2.2D 且 4.0d	2.0D 且 3.5d
8		饱和黏性上	2.5D 且 4.5d	2.2D 且 4.0d

注：1. d——圆桩设计直径或方桩设计边长，D——扩大端设计直径。

2. 当纵横向桩距不相等时，其最小中心距应满足“其他情况”一栏的规定。

3. 当为端承桩时，非挤土灌注桩的“其他情况”一栏可减小至2.5d。

表 6-50 二类和三类环境桩基结构混凝土耐久性的基本要求

序号	环境类别		最大水胶比	最小水泥用量/(kg/m³)	混凝土最低强度等级	最大氯离子含量(%)	最大碱含量/(kg/m³)
1	二	a	0.60	250	C25	0.3	3.0
2		b	0.55	275	C30	0.2	3.0
3	三		0.50	300	C30	0.1	3.0

注：1. 氯离子含量是指其与水泥用量的百分率。

2. 预应力构件混凝土中最大氯离子含量为0.06%，最小水泥用量为300kg/m³；混凝土最低强度等级应按表中规定提高两个等级。

3. 当混凝土中加入活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时，可适当降低最小水泥用量。

4. 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中碱含量不做限制。

5. 当有可靠工程经验时，表中混凝土最低强度等级可降低一个等级。

表 6-51 桩身的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值

序号	环境类别		钢筋混凝土桩		预应力混凝土桩	
			裂缝控制等级	w_{lim}/mm	裂缝控制等级	w_{lim}/mm
1	二	a	三	0.2(0.3)	二	0
2		b	三	0.2	二	0
3	三		三	0.2	一	0

注：1. 水、土为强、中腐蚀性时，抗拔桩裂缝控制等级应提高一级。

2. 二a类环境中，位于稳定地下水位以下的基桩，其最大裂缝宽度限值可采用括弧中的数值。

表 6-52 桩型与成桩工艺选择

序号	桩类			桩径		最大桩长/m	穿越土层											桩端进入持力层				地下水位		对环境影响		孔底有无挤密
				桩身/mm	扩底端/mm		一般黏性土及其填土	淤泥和淤泥质土	粉土	砂土	碎石土	季节性冻土膨胀土	黄土		中间有硬夹层	中间有砂夹层	中间有砾石夹层	硬黏性土	密实砂土	碎石土	软质岩石和风化岩石	以上	以下	振动和噪声	排浆	
													非自重湿陷性黄土	自重湿陷性黄土												
1	非挤土成桩	干作业法	长螺旋钻孔灌注桩	300~800	—	28	○	×	○	△	×	○	○	△	×	△	×	○	○	△	△	○	×	无	无	无
2			短螺旋钻孔灌注桩	300~800	—	20	○	×	○	△	×	○	○	×	×	△	×	○	○	×	×	○	×	无	无	无
3			钻孔扩底灌注桩	300~600	800~1200	30	○	×	○	×	×	○	○	△	×	△	×	○	○	△	△	○	×	无	无	无
4			机动洛阳铲成孔灌注桩	300~500	—	20	○	×	△	×	×	○	○	△	△	×	△	○	○	×	×	○	×	无	无	无
5			人工挖孔扩底灌注桩	800~2000	1600~3000	30	○	×	△	△	△	○	○	○	○	△	△	○	△	△	○	○	△	无	无	无
6		泥浆护壁法	潜水钻成孔灌注桩	500~800	—	50	○	○	○	△	×	△	△	×	×	△	×	○	○	△	×	○	○	无	有	无
7			反循环钻成孔灌注桩	600~1200	—	80	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	○	○	○	无	有	无
8			正循环钻成孔灌注桩	600~1200	—	80	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	○	○	○	无	有	无
9			旋挖成孔灌注桩	600~1200	—	60	○	△	○	△	△	△	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○	无	有	无
10			钻孔扩底灌注桩	600~1200	1000~1600	30	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	△	△	△	○	○	无	有	无
11		套管护壁	贝诺托灌注桩	800~1600	—	50	○	○	○	○	○	△	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	无	无	无
12			短螺旋钻孔灌注桩	300~800	—	20	○	○	○	○	×	△	○	△	△	△	△	○	○	△	△	○	○	无	无	无
13	部分挤土成桩	灌注桩	冲击成孔灌注桩	600~1200	—	50	○	△	△	△	○	△	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	有	无
14			长螺旋钻孔压灌桩	300~800	—	25	○	△	○	○	△	○	○	○	△	△	△	○	○	△	△	○	△	无	无	无
15			钻孔挤扩多支盘桩	700~900	1200~1600	40	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	×	○	○	无	有	无

（续表 6-52）

序号	桩类			桩径		最大桩长/m	穿越土层											桩端进入持力层				地下水位		对环境影响		孔底有无挤密
				桩身/mm	扩底端/mm		一般黏性土及其填土	淤泥和淤泥质土	粉土	砂土	碎石土	季节性冻土膨胀土	黄土		中间有硬夹层	中间有砂夹层	中间有砾石夹层	硬黏性土	密实砂土	碎石土	软质岩石和风化岩石	以上	以下	振动和噪声	排浆	
													非自重湿陷性黄土	自重湿陷性黄土												
16	部分挤土成桩	预制桩	预钻孔打入式预制桩	500	—	50	○	○	○	△	×	○	○	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○	有	无	有
17			静压混凝土(预应力混凝土)敞口管桩	800	—	60	○	○	○	△	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	△	○	○	无	无	有
18			H 型钢桩	规格	—	80	○	○	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	无	无
19			敞口钢管桩	600~900	—	80	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	无	有
20	挤土成桩	灌注桩	内夯沉管灌注桩	325，377	460~700	25	○	○	○	△	△	○	○	○	×	△	×	○	△	△	×	○	○	有	无	有
21		预制桩	打入式混凝土预制桩闭口钢管桩、混凝土管桩	500×500 1000	—	60	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○	有	无	有
22			静压桩	1000	—	60	○	○	△	△	△	△	○	△	△	△	×	○	○	△	×	○	○	无	无	有

注：表中符号○表示比较合适；△表示有可能采用；×表示不宜采用。

6.12.2 混凝土预制桩

混凝土预制桩见表 6-53。

表 6-53 混凝土预制桩

序号	项 目	内 容
1	截面尺寸	（1）三角形桩截面的边长为 200～500mm （2）方形桩的截面边长不应小于 200mm，常用截面尺寸及桩长见表 6-54 （3）预应力混凝土预制实心桩的截面边长不宜小于 350mm
2	混凝土强度等级	预制桩的混凝土强度等级不宜低于 C30；预应力混凝土实心桩的混凝土强度等级不应低于 C40；预制桩纵向钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm
3	桩的配筋	（1）预制桩的桩身配筋应按吊运、打桩及桩在使用中的受力等条件计算确定。采用锤击法沉桩时，预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%。静压法沉桩时，最小配筋率不宜小于 0.6%，主筋直径不宜小于 14mm，打入桩桩顶以下(4～5)d 长度范围内箍筋应加密，并设置钢筋网片。纵向钢筋数量：三角形桩不宜少于 3 $\pm$ 14，方形桩不宜少于 4 $\pm$ 14 （2）箍筋一般采用 ϕ8，其间距不应大于 200mm，也不应小于 50mm。在桩顶及桩尖约 1m 范围内箍筋应加密，如图 6-73 及图 6-74 所示，且这部分箍筋应焊接成封闭环形或采用螺旋箍筋 （3）沿桩长每 2m 左右，于纵向钢筋内宜设 ϕ10～ϕ12 加劲箍筋一个 （4）桩的纵向受力钢筋在下料前应采用闪光接触焊焊好，不宜采用搭接接头。焊接接头面积，在同一焊接接头区段内不得超过纵向钢筋总面积的 1/2，且有焊接接头的截面之间的距离不得小于 45d(d 为纵向钢筋的直径) （5）桩顶直接承受锤击时，必须配置三层或四层钢筋网以增强桩顶强度，钢筋网的钢筋直径不应小于 6mm，网孔为 50mm×50mm～70mm×70mm，钢筋网之间的距离为 50～70mm。桩顶第一层钢筋网(钢筋网之一)应下弯不少于 200mm(图 6-75) （6）方形桩和三角形桩的桩尖应设置 ϕ20～ϕ32 钢筋芯棒，并与桩内纵向钢筋互相焊牢，芯棒长度不宜小于 600mm，应露出桩尖外 30～50mm(图 6-76)
4	接桩构造	（1）预制桩的分节长度应根据施工条件及运输条件确定；每根桩的接头数量不宜超过 3 个。接桩应保证传力可靠、构造简单、施工方便 （2）预制桩的桩尖可将主筋合拢焊在桩尖辅助钢筋上，对于持力层为密实砂和碎石类土时，宜在桩尖处包以钢板桩靴，加强桩尖 （3）接桩一般有以下两种做法： 第一种：在上桩下端和下桩上端预埋角钢或钢板连接，连接焊缝长度不应少于 250mm，焊缝厚度不应小于 8mm。桩内预埋角钢或钢板应与纵向钢筋焊接，焊缝长度不应小于 140mm，焊缝厚度不应小于 6mm 第二种：对方形桩可采用硫黄胶泥浆接桩。这种接桩构造简单，操作方便，安装可靠，适用于在软土层中的接桩，但对一级建筑物或承受拔力的桩宜慎重选用。接桩的具体做法：在下桩顶预留 4 个螺旋状锚筋孔，孔径不宜小于锚筋直径的 2.5 倍，孔深比锚筋长 30～50mm；在上桩底预埋 4 根 ϕ16～ϕ22 锚筋，锚筋伸入孔内长度不小于 15d，锚筋预埋在上桩内的长度不小于 l_a。为了使下桩顶不致因锤击损坏，可在下桩顶部配置钢帽。接桩时先吊起上桩，垂直对准已打入地下的下桩，使锚筋插入下桩预留孔内，保持上桩与下桩接触端的间距为 250mm；然后浇筑硫黄胶泥浆，先孔内后桩顶面层(厚度约 10～20mm)；缓慢放下上桩、使上下桩胶接，待其冷凝后即可继续打桩。硫黄胶泥浆浇筑温度控制在 140～145℃之间，灌注时间不得超过 2min

表 6-54 方形桩常用截面尺寸及桩长

截面尺寸/(mm×mm)	300×300	350×350	400×400	450×450	500×500
桩长/m	≤12	≤18	≤24	≤27	≤30

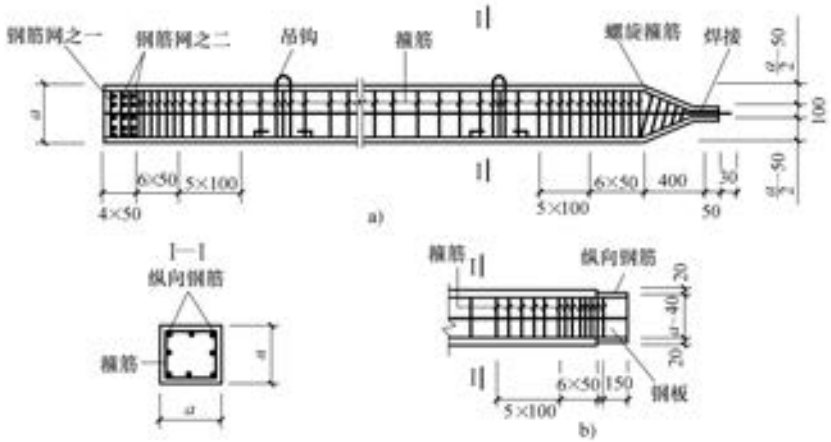


图 6-73 方形桩的配筋示例

a）方形桩 b）方形桩接桩

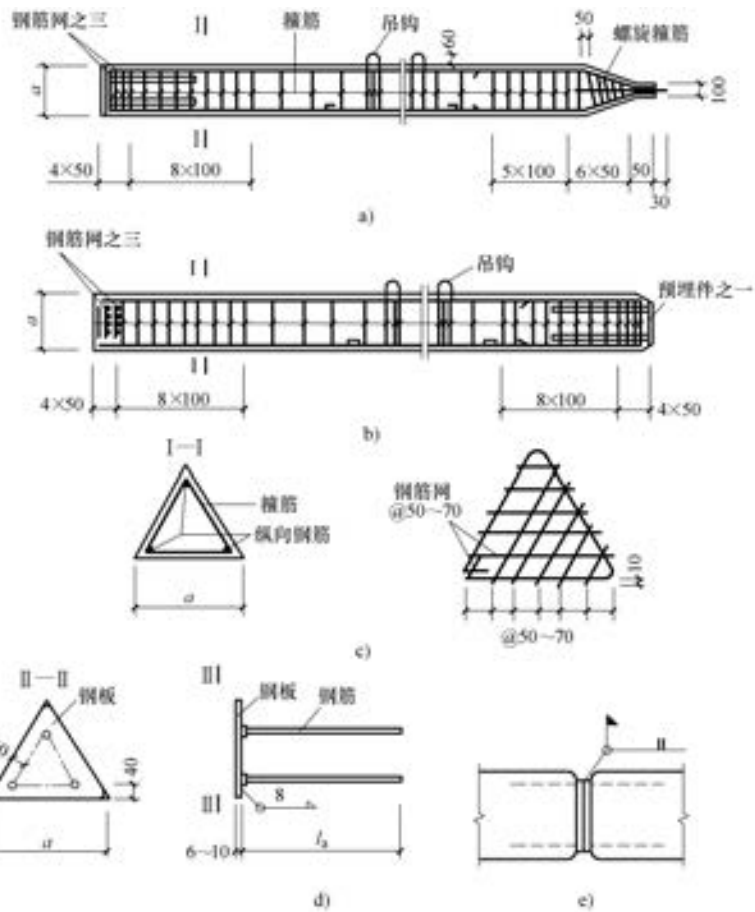


图 6-74 三角形桩的配筋示例

a）三角形桩 b）三角形桩接桩 c）钢筋网之三 d）预埋件之一 e）接桩处构造

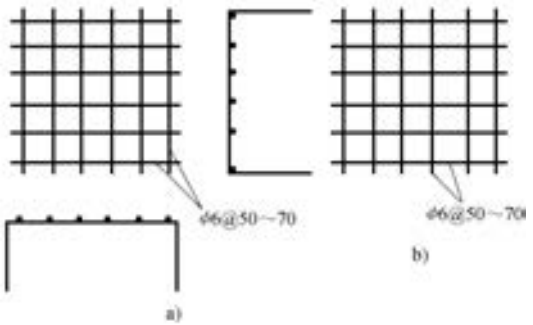


图 6-75 方桩桩顶钢筋网
a）钢筋网之一 b）钢筋网之二

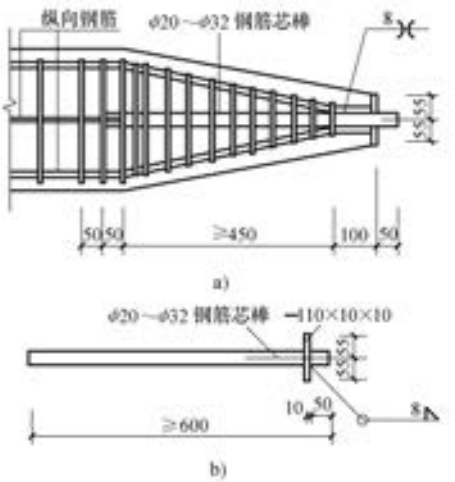


图 6-76 桩尖构造示例
a）桩尖配筋构造 b）钢筋芯棒

6.12.3 人工挖孔和挖孔扩底灌注桩

人工挖孔和挖孔扩底灌注桩见表 6-55。

表 6-55 人工挖孔和挖孔扩底灌注桩

序号	项 目	内 容
1	特点及适用条件	人工挖孔灌注桩是用人工挖土成孔，浇筑混凝土成桩；挖孔扩底灌注桩是在挖孔灌注桩的基础上，扩大桩底尺寸而成。这类桩由于其受力性能可靠，不需大型机具设备，施工操作工艺简单，在各地应用较为普遍，已成为大直径灌注桩施工的一种主要工艺方式 挖孔及挖孔扩底灌注桩的特点是：单桩承载力高，结构传力明确，沉降量小，可一柱一桩，不需承台，不需凿桩头；可作支撑、抗滑、锚拉、挡土等用；可直接检查桩直径、垂直度和持力土层情况，桩质量可靠；施工机具设备较简单，都为工地常规机具，施工工艺操作简便，占场地小；施工无振动、无噪声、无环境污染，对周围建筑物无影响；可多桩同时进行，施工速度快，节省设备费用，降低工程造价；但桩成孔工艺存在劳动强度较大，单桩施工速度较慢，安全性较差等问题，这些问题一般可通过采取技术措施加以克服 挖孔及挖孔扩底灌注桩适用于桩直径 800mm 以上，无地下水或地下水较少的黏土、粉质黏土，含少量的砂、砂卵石、姜结石的黏土层采用，特别适于黄土层使用，深度一般 20m 左右，可用于高层建筑、公用建筑、水工结构(如泵站、桥墩作支撑、抗滑、挡土、锚拉桩之用)。对有流砂、地下水位较高、涌水量大的冲积地带及近代沉积的含水量高的淤泥、淤泥质土层，不宜采用
2	基本规定	(1) 人工挖孔桩的孔径(不含护壁)不得小于 0.8m，且不宜大于 2.5m；孔深不宜大于 30m。当桩净距小于 2.5m 时，应采用间隔开挖。相邻排桩跳挖的最小施工净距不得小于 4.5m (2) 人工挖孔桩混凝土护壁的厚度不应小于 100mm，混凝土强度等级不应低于桩身混凝土强度等级，并应振捣密实；护壁应配置直径不小于 8mm 的构造钢筋，竖向筋应上下搭接或拉接 (3) 人工挖孔桩施工应采取下列安全措施：

（续表 6-55）

序号	项　　目	内　　容
2	基本规定	1）孔内必须设置应急软爬梯供人员上下；使用的电动葫芦、吊笼等应安全可靠，并配有自动卡紧保险装置，不得使用麻绳和尼龙绳吊挂或脚踏井壁凸缘上下；电动葫芦宜用按钮式开关，使用前必须检验其安全起吊能力 2）每日开工前必须检测井下的有毒、有害气体，并应有相应的安全防范措施；当桩孔开挖深度超过 10m 时，应有专门向井下送风的设备，风量不宜少于 25L/s 3）孔口四周必须设置护栏，护栏高度宜为 0.8m 4）挖出的土石方应及时运离孔口，不得堆放在孔口周边 1m 范围内，机动车辆的通行不得对井壁的安全造成影响 5）施工现场的一切电源、电路的安装和拆除必须遵守现行行业标准《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46 的规定 （4）开孔前，桩位应准确定位放样，在桩位外设置定位基准桩，安装护壁模板必须用桩中心点校正模板位置，并应由专人负责 （5）第一节井圈护壁应符合下列规定： 1）井圈中心线与设计轴线的偏差不得大于 20mm 2）井圈顶面应比场地高出 100~150mm，壁厚应比下面井壁厚度增加 100~150mm （6）修筑井圈护壁应符合下列规定： 1）护壁的厚度、拉接钢筋、配筋、混凝土强度等级均应符合设计要求 2）上下节护壁的搭接长度不得小于 50mm 3）每节护壁均应在当日连续施工完毕 4）护壁混凝土必须保证振捣密实，应根据土层渗水情况使用速凝剂 5）护壁模板的拆除应在灌注混凝土 24h 之后 6）发现护壁有蜂窝、漏水现象时，应及时补强 7）同一水平面上的井圈任意直径的极差不得大于 50mm （7）当遇有局部或厚度不大于 1.5m 的流动性淤泥和可能出现涌土涌砂时，护壁施工可按下列方法处理： 1）将每节护壁的高度减小到 300~500mm，并随挖、随验、随灌注混凝土 2）采用钢护筒或有效的降水措施 （8）挖至设计标高后，应清除护壁上的泥土和孔底残渣、积水，并应进行隐蔽工程验收。验收合格后，应立即封底和灌注桩身混凝土 （9）灌注桩身混凝土时，混凝土必须通过溜槽；当落距超过 3m 时，应采用串筒，串筒末端距孔底高度不宜大于 2m；也可采用导管泵送；混凝土宜采用插入式振捣器振实 （10）当渗水量过大时，应采取场地截水、降水或水下灌注混凝土等有效措施。严禁在桩孔中边抽水边开挖，同时不得灌注相邻桩
3	构造要求	挖孔桩直径（d）一般为 800~2000mm，最大直径可达 3500mm；桩埋置深度（桩长）一般为 20m 左右，最深可达 40m。当要求增大承载力、底部扩底时，扩底直径一般为 1.3~3.0d，最大可达 4.5d，扩底直径大小按$\frac{d_1-d}{2}:h=1:4$，$h_1\geqslant\frac{d_1-d}{4}$进行控制（图 6-77a、b）。 一般采用一柱一桩，如采用一柱两桩时，两桩中心距不应小于 3d，两桩扩大头净距不小于 1m（图 6-77c），上下设置不小于 0.5m（图 6-77d）桩底宜挖成锅底形，锅底中心比四周低 200mm，根据试验，它比平底桩可提高承载力 20%以上。桩底应支撑在可靠的持力层上，支撑桩大多采用构造配筋，配筋率以 0.4%为宜，配筋长度一般为 1/2 桩长，且不小于 10m；用作抗滑、锚固、挡土桩的配筋，按全长或 2/3 桩长配置，由计算确定。箍

（续表 6-55）

序号	项　　目	内　　容
3	构造要求	筋采用螺旋箍筋或封闭箍筋，不小于 ϕ8@200mm，在桩顶 1.0m 范围内间距加密一倍，以提高桩的抗剪强度。当钢筋笼长度超过 4.0m 时，为加强其刚度和整体性，可每隔 2.0m 设一道 ϕ16～ϕ20 焊接加劲箍筋。钢筋笼长超过 10m 需分段拼接，拼接处应用焊接。桩混凝土强度等级不得小于 C25，混凝土预制桩尖强度等级不得小于 C30
4	机具设备及材料要求	提升机具包括：1t 卷扬机配三木塔或 1t 以上单轨电动葫芦（链条式）配提升金属架与轨道，活底吊桶；挖孔工具包括：短柄铁锹、镐、锤、钎 水平运输工具包括：双轮手推车或 1t 机动翻斗车；混凝土浇筑机具包括：混凝土搅拌机（含计量设备）、小直径插入式振动器、插钎、串筒等，当水下浇筑混凝土时，尚应配金属导管、吊斗、混凝土储料斗、提升装置（卷扬机或起重机等）、浇筑架、测锤，以及钢筋笼吊放机械等。其他机具设备包括：钢筋加工机具、支护模板、支撑、电焊机、吊挂式软爬梯；36V 低压变压器、井内外照明设施；桩孔深超过 20m，另配鼓风机、输风管；有地下水应配潜水泵及橡胶软管等
5	操作要点	（1）挖孔灌注桩的操作程序是：场地整平→放线、定位桩→挖第一节桩孔土方→支模浇筑第一节混凝土护壁→在护壁上二次投测标高及桩位十字轴线→安装活动井盖、垂直运输架、电动葫芦或卷扬机、活底吊土桶、排水、通风、照明设施等→第二节桩身挖土→清理桩孔四周、校核桩孔垂直度和直径→拆上节模板，支第二节模板，浇筑第二节混凝土护壁→重复第二节挖土、支模、浇筑混凝土护壁工序，循环作业直至设计深度→检查持力层后进行扩底→清理虚土、排除积水、检查尺寸和持力层→吊放钢筋笼就位→浇筑桩身混凝土。当桩孔不设支护和不扩底时，则无此两道工序 （2）为防止坍孔和保证操作安全，直径 1.2m 以上桩孔多设混凝土支护，每节高 0.9～1.0m，厚 80～150mm，或加配适量直径 6～9mm 光圆钢筋，混凝土用 C20 或 C25；直径 1.2m 以下桩孔，井口 1/4 砖或 1/2 砖护圈高 1.2m，下部遇有不良土体用半砖护砌 （3）护壁施工采取一节组合式钢模板拼装而成，拆上节支下节，循环周转使用，模板用 U 形卡连接，上下设两半圆组成的钢圈顶紧，不另设支撑，混凝土用吊桶运输人工浇筑，上部留 100mm 高作浇筑口，拆模后用砌砖或混凝土堵塞，混凝土强度达 1N/mm^2 即可拆模 （4）挖孔由人工从自上而下逐层用镐、锹进行，遇坚硬土层用锤、钎破碎；挖土次序为先挖中间部分后挖周边，允许尺寸误差±50mm，扩底部分采取先挖桩身圆柱体，再按扩底尺寸从上到下削土修成扩底形。弃土装入活底吊桶或箩筐内。垂直运输，在孔上口安支架、工字轨道、电动葫芦或搭三木搭，用 1～2t 慢速卷扬机提升（图 6-78），吊至地面上后，用机动翻斗车或手推车运出 （5）桩中线控制是在第一节混凝土护壁上设十字控制点，每一节设横杆吊大线坠作中心线，用水平尺杆找圆周 （6）直径 1.2m 内的桩，钢筋笼的制作与一般灌筑桩的方法相同，对直径和长度大的钢筋笼，一般在主筋内侧每隔 2.5m 加设一道直径 25～30mm 的加强箍，每隔一箍在箍内设一井字加强支撑，与主筋焊接牢固组成骨架（图 6-79），为便于吊运，一般分两节制作，钢筋笼的主筋为通长钢筋，其接头采用对焊，主筋与骨架间隔点焊固定，控制平整度误差不大于 50mm，钢筋笼四侧主筋上每隔 5m 设置耳环，控制保护层为 50～70mm，钢筋笼外形尺寸比孔小 110～120mm

（续表 6-55）

序号	项　目	内　容
5	操作要点	钢筋笼就位用小型吊运机具（图 6-80）或履带式起重机进行（图 6-81），上下节主筋采用帮条双面焊接，整个钢筋笼用槽钢悬挂在井壁上，借自重保持垂直度正确 （7）混凝土用粒径小于 50mm 石子，水泥用强度等级 32.5 级普通水泥或矿渣水泥。坍落度 40~80mm，用机械拌制。混凝土用自卸斗汽车、机动车或手推车向桩孔内浇筑。混凝土下料采用串桶，深桩孔用混凝土溜管；如地下水大（孔中水位上升速度大于 6mm/min），应采用混凝土导管水中浇筑混凝土工艺（图 6-82），混凝土要垂直灌入桩孔内，并应连续分层浇筑，每次厚不超过 1.5m。小直径桩孔，6m 以下利用混凝土的大坍落度和下冲力使密实；6m 以内分层捣实。大直径桩应分层捣实，或用卷扬机吊导管上下插捣。对直径小、深度大的桩，人工下井振捣有困难时，可在混凝土中掺水泥用量 0.25% 木钙减水剂，使混凝土坍落度增至 130~180mm，利用混凝土大坍落度下沉力使之密实，但桩上部钢筋部位仍应用振捣器振捣密实 （8）桩混凝土的养护：当桩顶标高比自然场地标高低时，在混凝土浇筑 12h 后进行湿水养护，当桩顶标高比场地标高高时，混凝土浇筑 12h 后应覆盖草袋，并湿水养护，养护时间不少于 7d
6	地下水及流砂处理	桩挖孔时，如地下水丰富、渗水或涌水量较大时，可根据情况分别采取以下措施： （1）少量渗水，可在桩孔内挖小集水坑，随挖土随用吊桶将泥水一起吊出 （2）大量渗水，可在桩孔内先挖较深集水井，设小型潜水泵将地下水排出桩孔外，随挖土随加深集水井 （3）涌水量很大时，如桩较密集，可将一桩超前开挖，使附近地下水汇集于此桩孔内，用 1~2 台潜水泵将地下水抽出，起到深井降水的作用，将附近桩孔地下水位降低 （4）渗水量较大，井底地下水难以排干时，底部泥渣可用压缩空气清孔方法清孔 桩孔内排水时，注意周围地下水位变化，否则由于土壤固结、地面下沉会给周围设施带来危害 当挖孔时遇流沙层，一般可在井孔内设高 1~2m，厚 4mm 钢套护筒，直径略小于混凝土护壁内径，利用混凝土支护作支点，用小型油压千斤顶将钢护筒逐渐压入土中，阻挡流沙，钢套筒可一个接一个下沉，压入一段，开挖一段桩孔，直至穿过流沙层 0.5~1.0m，再转入正常挖土和设混凝土支护。浇筑混凝土时，至该段，随浇混凝土随将钢护筒（上设吊环）吊出，也可不吊出
7	护壁厚度计算	大直径人工挖孔桩大都采取分段挖土，分段护壁的方法施工，以保证操作安全。分段现浇混凝土护壁厚度，一般取受力最大处，即地下最深段护壁所承受的土压力及地下水的侧压力（图 6-83）确定其厚度。施工过程中地面不均匀堆土产生偏压力的影响可不考虑 混凝土护壁厚度 t 可按下列公式计算： $$t \geqslant \frac{KN}{f_c} \tag{6-34}$$ 或 $$t \geqslant \frac{KpD}{2f_c} \tag{6-35}$$ 式中　N——作用在混凝土护壁截面上的压力（N/m^2），$N=p\frac{D}{2}$ K——安全系数，一般取 $K=1.65$ f_c——混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm^2），由本书表 1-6 查得 p——土和地下水对护壁的最大侧压力（N/mm^2）

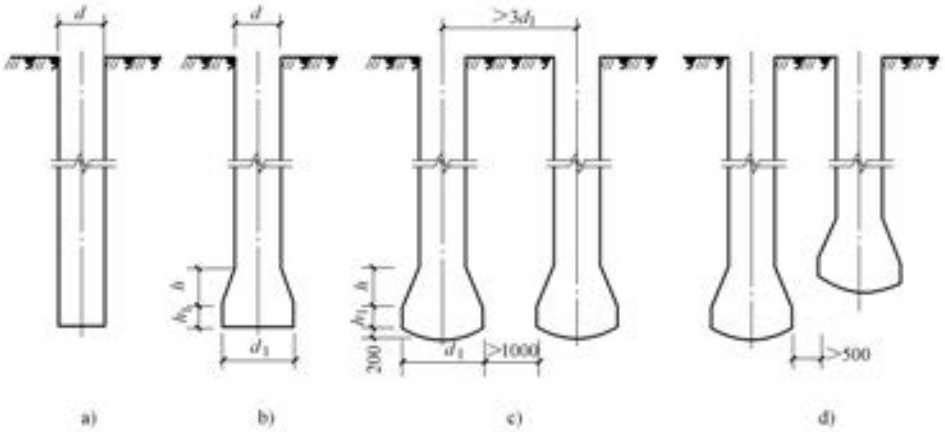


图 6-77 人工挖孔和挖孔扩底灌注桩

a）圆柱桩 b）扩底桩 c）、d）扩底桩群布置

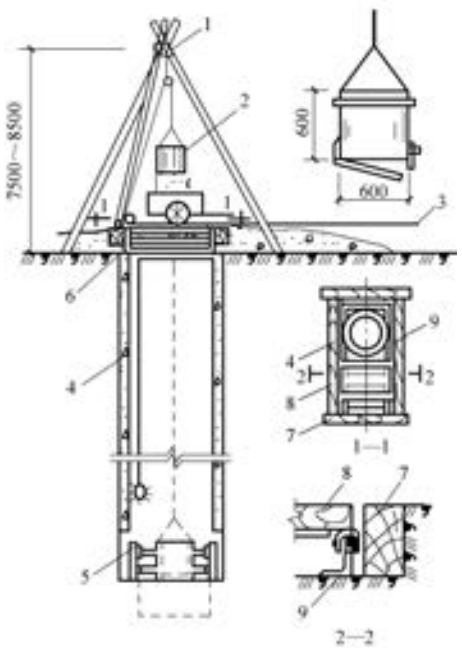


图 6-78 人工挖孔桩成孔工艺

1—三木塔 2—吊土桶 3—接卷扬机

4—混凝土护壁 5—定型组合钢模版

6—活动安全盖板 7—枕木

8—活动井盖 9—角钢轨道

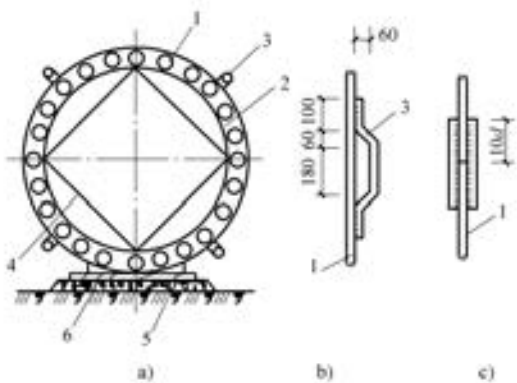


图 6-79 钢筋笼的成型与加固

a）钢筋笼加固成型 b）耳环

c）上下段钢筋笼主筋对焊连接

1—主筋 32 2—箍筋 ϕ12~ϕ16@150mm

3—耳环 ϕ20 4—加劲支撑 30@5.0m

5—轻轨 6—枕木

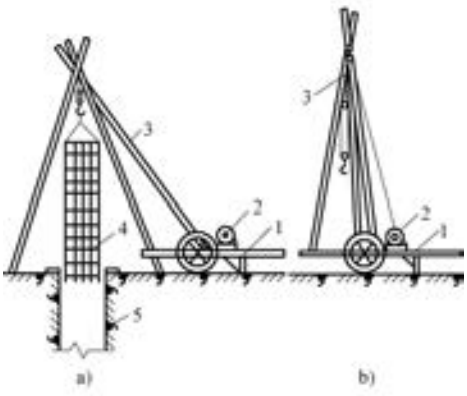


图 6-80 小型钢筋笼吊放

a）小型钢筋笼吊放 b）三木搭移动

1—双轮架子车 2—0.5~1.0t 卷扬机

3—三木搭 4—钢筋笼 5—桩孔

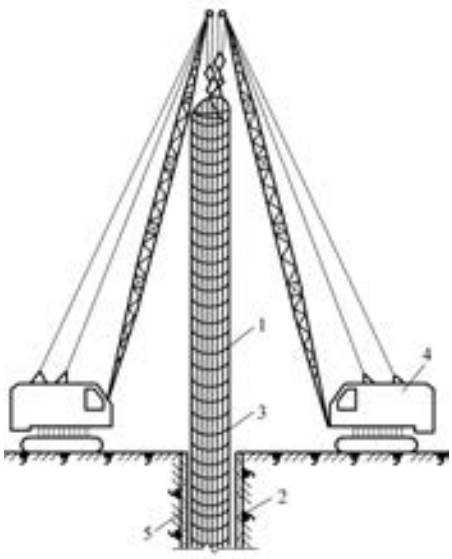


图 6-81 大直径灌注桩钢筋笼的吊放

1—上节钢筋笼 2—下节钢筋笼

3—钢筋焊接接头 4—15 履带式或

轮胎式起重机 5—混凝土护壁

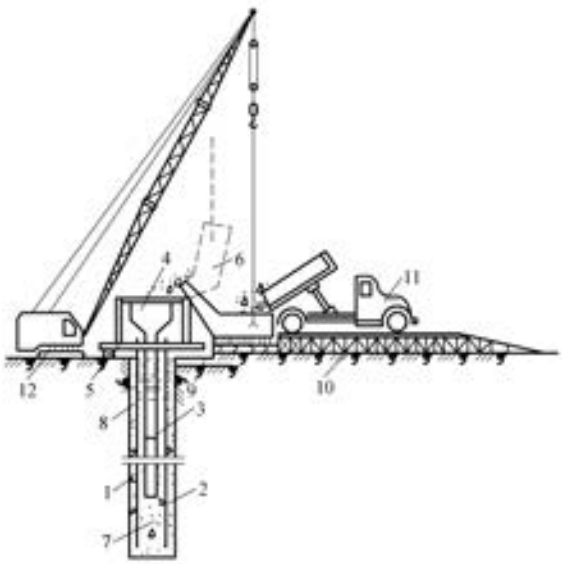


图 6-82 混凝土浇筑工艺

1—大直径桩孔 2—钢筋笼 3—导管 4—下料漏斗

5—浇筑台架 6—卸料槽 7—混凝土 8—泥浆水

9—泥浆溢流槽 10—钢承台

11—自卸汽车 12—履带式起重机

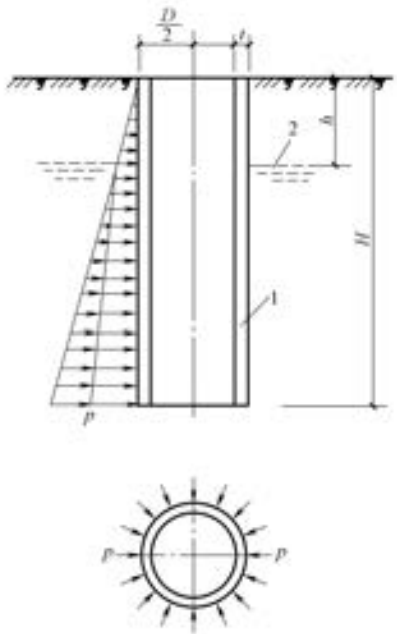


图 6-83 护壁受力计算简图

1—护壁 2—地下水位线

6.12.4 桩基础承台构造

桩基础承台构造见表 6-56。

表 6-56 桩基础承台构造

序号	项目	内容
1	混凝土强度等级及保护层厚度	（1）承台混凝土材料及其强度等级应符合结构混凝土耐久性的要求和抗渗要求 （2）承台混凝土强度等级不应低于 C20，一般采用 C25、C30 （3）承台底面钢筋的混凝土保护层厚度，当有混凝土垫层时，不应小于 50mm，无垫层时不应小于 70mm；此外尚不应小于桩头嵌入承台内的长度
2	承台尺寸要求	（1）桩基承台的构造尺寸，应满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的要求 （2）柱下独立桩基承台的最小宽度不应小于 500mm，边桩中心至承台边缘的距离不应小于桩的直径或边长，且桩的外边缘至承台边缘的距离不应小于 150mm。对于墙下条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不应小于 75mm，承台的最小厚度不应小于 300mm （3）柱下独立桩基承台当为阶梯形或锥形承台时，承台边缘的厚度不应小于 300mm，如图 6-84 所示，其余构造要求与柱下钢筋混凝土独立基础相同 （4）高层建筑平板式和梁板式筏形承台的最小厚度不应小于 400mm，墙下布桩的剪力墙结构筏形承台的最小厚度不应小于 200mm （5）筏形、箱形承台板的厚度尚应满足整体刚度、施工条件及基础防水的要求。对于桩布置于墙下或梁(肋)下的情况，承台板厚度不宜小于 300mm，且板厚与计算区段最小跨度之比不宜小于 1/20
3	承台形式	（1）墙下条形承台梁的布桩可沿墙轴线单排布置或双排成对或双排交错布置(图 6-85)。空旷、高大的建筑物，如食堂、礼堂等，不宜采用单排布桩条形承台 （2）独立柱下的承台平面可为方形、矩形、圆形或多边形。当承受轴心荷载时，布桩可用行列式或梅花式，桩距为等距离；承受偏心荷载时，布桩可采用不等距，但须与重心轴对称，如图 6-86 所示。柱下桩基承台中桩数，当采用一般直径桩(非大直径桩)时，一般宜不少于三根
4	承台的钢筋配置	（1）条形承台梁的纵向主筋应符合表 1-57 关于最小配筋率的规定，如图 6-87 所示，主筋直径不应小于 12mm，架立筋直径不应小于 10mm，箍筋直径不应小于 6mm。承台梁端部纵向受力钢筋的锚固长度及构造应与柱下多桩承台的规定相同 （2）柱下独立桩基承台钢筋应通长配置(如图 6-88a 所示)，对四桩以上(含四桩)承台宜按双向均匀布置，对三桩的三角形承台应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内(如图 6-88b 所示)。钢筋锚固长度自边桩内侧(当为圆桩时，应将其直径乘以 0.8 等效为方桩)算起，不应小于 $35d$(d 为钢筋直径)；当不满足时应将钢筋向上弯折，此时水平段的长度不应小于 $25d$，弯折段长度不应小于 $10d$。承台纵向受力钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 200mm。柱下独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15% （3）柱下独立两桩承台，应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(2015 年版)附录 G 中的深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋。承台纵向受力钢筋端部的锚固长度及构造应与柱下多桩承台的规定相同 （4）筏形承台板或箱形承台板在计算中当仅考虑局部弯矩作用时，考虑到整体弯曲的影响，在纵横两个方向的下层钢筋配筋率不宜小于 0.15%；上层钢筋应按计算配筋率全部连通。当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚中间部位设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网

（续表 6-56）

序号	项　目	内　容
5	桩与承台的连接构造	（1）桩顶嵌入承台底板的长度：桩径 250~800mm 时，不宜小于 50mm，对大直径桩及主要承受横向力的桩，不宜小于 100mm （2）混凝土桩的桩顶纵向主筋应锚入承台内，其锚入长度不宜小于 35 倍纵向主筋直径或 l_a（取两者中大者）。对于抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度应按有关规定确定 （3）预应力混凝土管桩应在桩顶约 1m 范围内灌入混凝土，其混凝土强度等级不低于 C25，并在混凝土内埋设不少于 4 ⊥16 钢筋，如图 6-89 所示 （4）对于框架柱下的大直径灌注桩，当采用一柱一桩时看作单桩承台（桩帽）或将桩与柱直接连接，其构造与配筋示意如图 6-90 所示
6	柱与承台的连接构造	柱与承台的连接构造应符合下列规定： （1）对于一柱一桩基础，柱与桩直接连接时，柱纵向主筋锚入桩身内长度不应小于 35 倍纵向主筋直径 （2）对于多桩承台，柱纵向主筋应锚入承台不小于 35 倍纵向主筋直径；当承台高度不满足锚固要求时，竖向锚固长度不应小于 20 倍纵向主筋直径，并向柱轴线方向呈 90° 弯折 （3）当有抗震设防要求时，对于一、二级抗震等级的柱，纵向主筋锚固长度应乘以 1.15 的系数；对于三级抗震等级的柱，纵向主筋锚固长度应乘以 1.05 的系数
7	承台与承台之间的连接构造	承台与承台之间的连接构造应符合下列规定： （1）一柱一桩时，应在桩顶两个主轴方向上设置连系梁。当桩与柱的截面直径之比大于 2 时，可不设连系梁 （2）两桩桩基的承台，应在其短向设置连系梁 （3）有抗震设防要求的柱下桩基承台，宜沿两个主轴方向设置连系梁 （4）连系梁顶面宜与承台顶面位于同一标高。连系梁宽度不宜小于 250mm，其高度可取承台中心距的 1/10~1/15，且不宜小于 400mm （5）连系梁配筋应按计算确定，梁上下部配筋不宜小于 2 根直径 14mm 钢筋；位于同一轴线上的相邻跨连系梁纵向钢筋应连通 （6）连系梁的纵向受拉钢筋最小截面面积可按所连接柱最大轴力的 10% 作为拉力来确定，且不宜小于上下各两根 ϕ14 钢筋，纵向钢筋按受拉要求锚入承台。连系梁的箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 300mm （7）有条件时可利用承墙的基础梁或按抗震设计的基础梁兼作连系梁 （8）连系梁设计时应考虑由于桩的位置因施工误差产生的偏心弯矩或扭矩影响 （9）工业厂房桩基承台间的连系梁应沿厂房纵向设置，当有墙梁时，可将墙梁兼起连系梁作用 （10）单跨且无外伸基础连系梁配筋示意如图 6-91 所示
8	其他	承台和地下室外墙与基坑侧壁间隙应灌注素混凝土或搅拌流动性水泥土，或采用灰土、级配砂石、压实性较好的素土分层夯实，其压实系数不宜小于 0.94

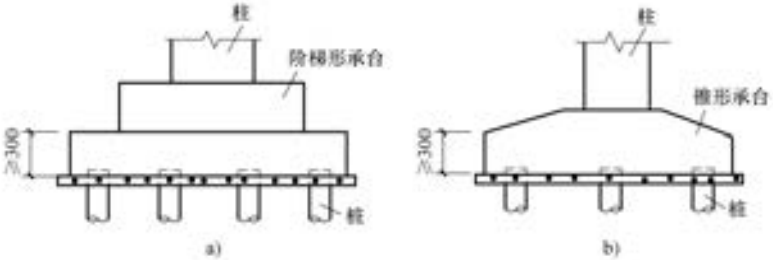


图 6-84 柱下独立桩基承台厚度要求

a）阶梯形承台 b）锥形承台

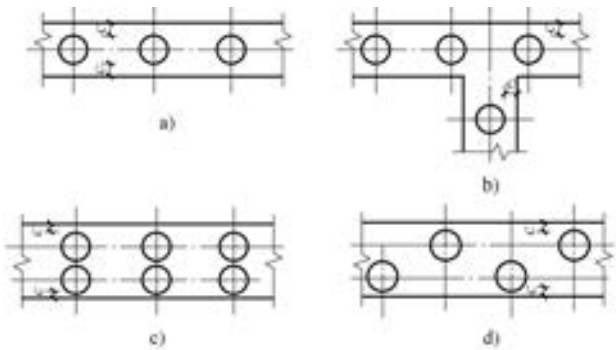


图 6-85 墙下条形承台梁布桩

a）沿墙轴线单排布置 b）横墙较多的多层建筑在纵横墙交叉处单排布置

c）双排成对布置 d）双排交错布置

c—桩外边缘至承台梁边缘距离，不应小于 75mm

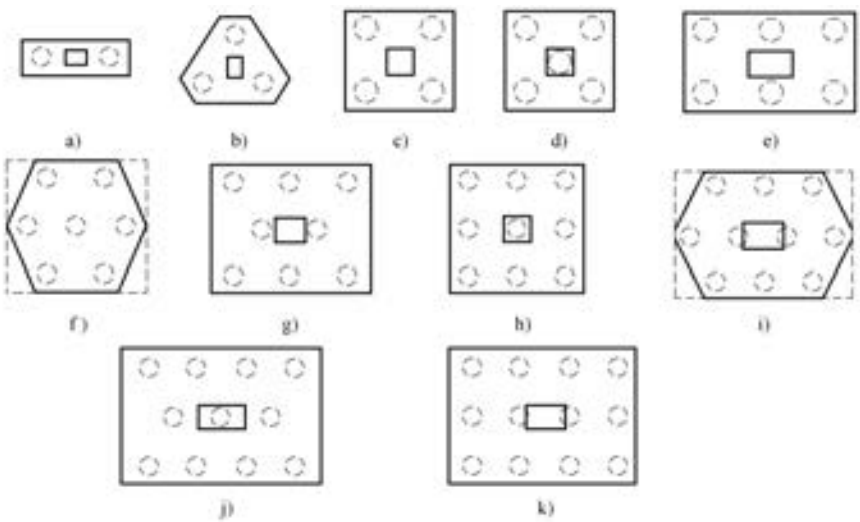


图 6-86 承台常用形式

a）二桩承台 b）三桩承台 c）四桩承台 d）五桩承台 e）六桩承台 f）七桩承台

g）八桩承台 h）九桩承台 i）十桩承台 j）十一桩承台 k）十二桩承台

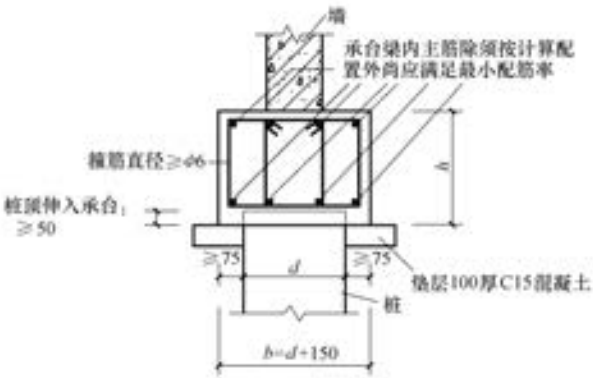


图 6-87　承台梁配筋示意图

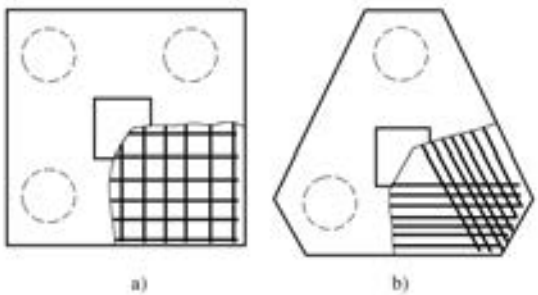


图 6-88　柱下独立桩基承台配筋示意图
a）方形或矩形承台　b）三角形三桩承台

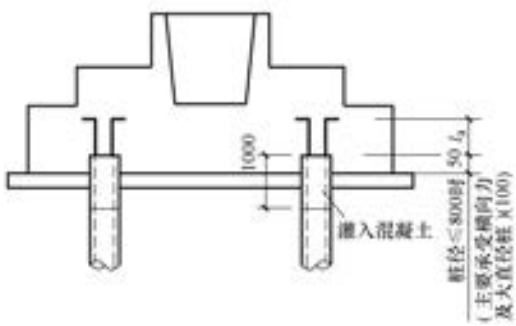


图 6-89　管桩与承台连接

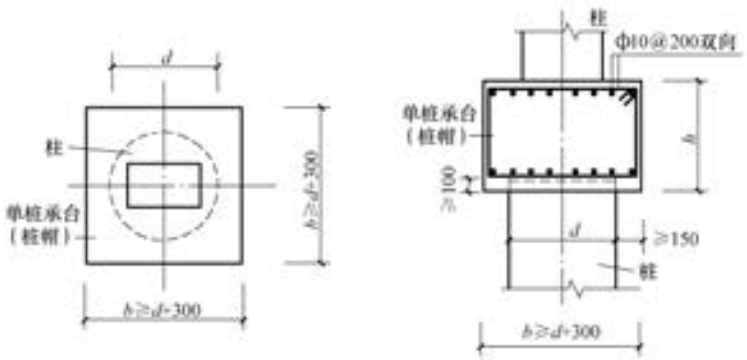


图 6-90 单桩承台配筋示意图

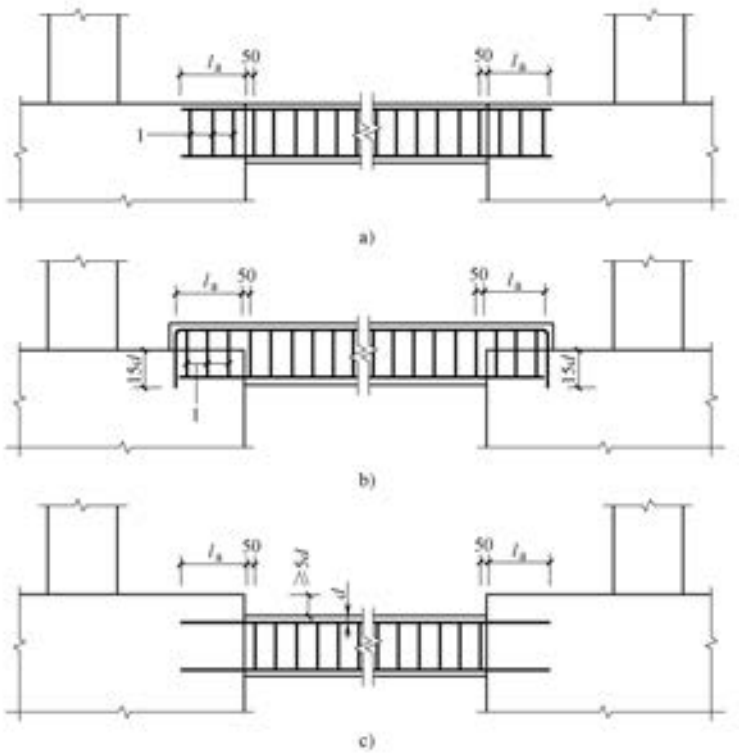


图 6-91 单跨且无外伸基础连系梁配筋示意图

a）基础连梁顶面与基础顶面一平或连梁顶面低于基础顶面<5d

b）基础连梁顶面高于但梁底面低于基础顶面

c）基础连梁顶面低于基础顶面≥5d 1—基础内可为下开口箍筋

第 7 章　钢筋混凝土剪力墙及叠合构件与装配式结构

7.1　剪力墙结构

7.1.1　一般规定

剪力墙的一般规定见表 7-1。

表 7-1　剪力墙的一般规定

序号	项　　目	内　　容
1	定义及适用范围	（1）当竖向构件截面的长边（h）大于其短边厚度（b）的 4 倍时（即 $h>4b$），应按钢筋混凝土墙（剪力墙）的要求进行设计，否则按钢筋混凝土柱的要求进行设计，如图 7-1 所示 （2）剪力墙结构施工简单，没有凸出墙面的梁柱，特别适用于居住建筑 （3）现浇剪力墙结构的适用最大高度为 150m
2	混凝土强度等级	剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C20，见表 7-2
3	剪力墙厚度 b	剪力墙厚度 b 取用下列情况的较厚者（图 7-2） （1）支撑预制楼（屋面）板的钢筋混凝土剪力墙的厚度 $b\geqslant 140$mm （2）对剪力墙结构，$b\geqslant H/25$ （3）框架-剪力墙结构，$b\geqslant H/20$，此处，H 为楼层高度
4	预制楼板	当采用预制楼板时，支撑的墙的厚度尚应满足墙内竖向钢筋贯通的要求
5	结构布置	（1）剪力墙结构的平面布置，应力求简单规整，不应有过多的凸凹。结构平面和刚度分布应尽量均匀对称，上、下楼层剪力墙宜拉通对直 （2）门窗洞口的平面位置应满足图 7-3 的要求。如个别门窗洞口开设的位置不能满足图 7-3 的要求时，应适当采取加强措施 （3）剪力墙中的门窗洞口宜上下对齐，洞口之间的连梁除应满足正截面抗弯承载力及斜截面受剪承载力要求外，尚应满足剪力墙抗水平荷载的刚度要求 剪力墙中不宜设置叠合错洞。当不得不采用叠合错洞时，应在洞周边增设暗框架钢筋骨架，如图 7-4a 所示 当剪力墙底层设有局部错洞时，应在一、二层洞口两侧形成上、下连续的暗柱，并在一层洞口上部增设暗梁，如图 7-4b 所示 （4）各层楼板及屋面板设置在同一标高，避免同一楼层的楼板或屋面板高低错层 （5）屋顶的局部凸出部分（如电梯间机房和水箱间等）不采用混合结构 （6）在首层地面、各层楼板及屋面板标高处，应沿全部剪力墙设置水平圈梁连成构造框架 （7）应尽量减轻建筑物自重，非承重外墙或内隔墙尽可能采用轻质材料 （8）结构单元的两端或拐角不宜设置楼梯间和电梯间，必须设置时，应采取有效措施，保证山墙与纵墙连接的可靠性及整体性 （9）较长的剪力墙宜结合洞口设置弱连梁，将一道剪力墙分成较均匀的若干墙段，各墙段（包括小开洞墙及联肢墙）的高宽比不宜小于 2 （10）房屋底部有框支层时，框支层的刚度不应小于相邻上层刚度的 50%，落地剪力墙数量不宜小于上部剪力墙数量的 50%，其间距不宜大于四开间和 24m 的较小值 （11）剪力墙宜拉通对直，刚度沿房屋高度不宜突变

表 7-2 剪力墙的混凝土强度等级

序号	总层数	层次			
		一~七	八~十五	十六~二十三	二十四层以上
1	≤10	C20~C30	C30	—	—
2	20	C30~C40	C30~C40	C30	—
3	30	C30~C40	C30~C35	C25~C30	C25
4	40	C40~C50	C30~C40	C25~C30	C20~C30

图 7-1 剪力墙墙肢的截面($h>4b$)

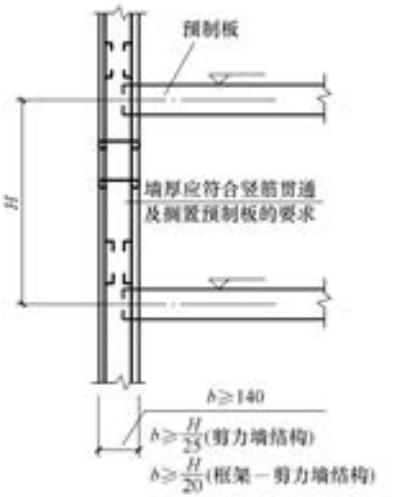


图 7-2 剪力墙的最小厚度

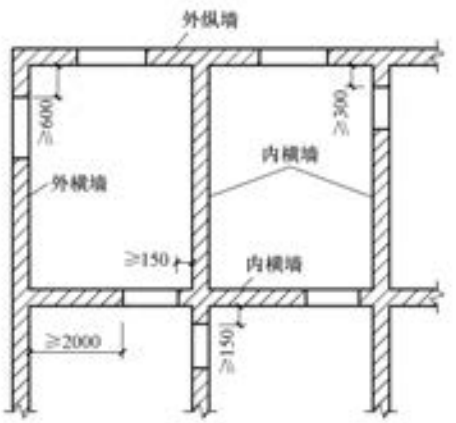


图 7-3 门窗洞口控制位置

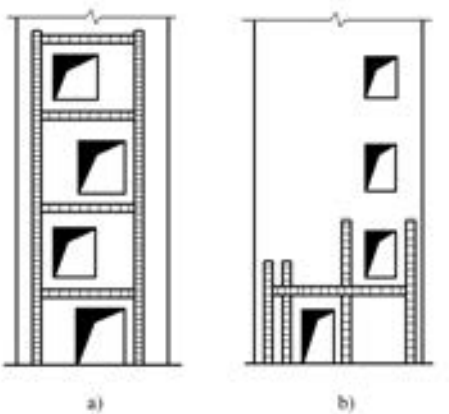


图 7-4 错洞剪力墙的加强配筋
a）叠合错洞墙 b）底层局部错洞墙

7.1.2 剪力墙分布钢筋的加强部位

需加强配置水平和竖向分布钢筋的剪力墙结构的加强部位见表 7-3，如图 7-5 和图 7-6 所示。

表 7-3 水平和竖向分布钢筋的剪力墙结构的加强部位

编号	剪力墙结构的加强部位	
①	剪力墙结构的顶层	
②	剪力墙结构的底部加强区，取右列情况的较大者(图 7-6)	墙肢总高度 H_w 的 $\frac{1}{8}$
		底层层高 H_1
		墙肢截面长边 h
③	现浇端山墙	
④	楼梯间	
⑤	电梯间	
⑥	端开间的内纵墙	

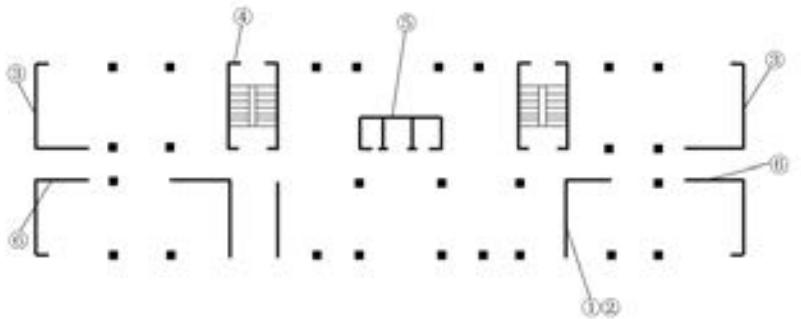


图 7-5 属分布钢筋加强区的剪力墙

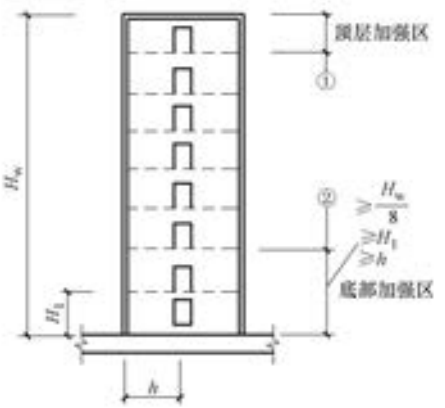


图 7-6 一般剪力墙的加强区

7.1.3 剪力墙配筋规定

剪力墙配筋规定见表 7-4。

表 7-4 剪力墙配筋规定

序号	项 目	内 容
1	竖向受力钢筋及墙的翼缘计算宽度	(1) 剪力墙墙肢两端应配置竖向钢筋，并与墙内的竖向分布钢筋共同用于墙的正截面受弯承载力计算。每端的竖向受力钢筋不宜少于 4 根直径为 12mm 或 2 根直径为 16mm 的

（续表 7-4）

序号	项　　目	内　　容
1	竖向受力钢筋及墙的翼缘计算宽度	钢筋，并宜沿该竖向钢筋方向配置直径不小于 6mm、间距为 250mm 的箍筋或拉筋 （2）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、门窗洞间翼墙的宽度、剪力墙厚度加两侧各 6 倍翼墙厚度、剪力墙墙肢总高度的 1/10 四者中的最小值
2	配筋率	（1）墙水平及竖向分布钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 300mm。可利用焊接钢筋网片进行墙内配筋 （2）见表 1-79 中有关规定 （3）对于房屋高度不大于 10m 且不超过 3 层的墙，其截面厚度不应小于 120mm，其水平与竖向分布钢筋的配筋率均不宜小于 0.15%
3	其他要求	（1）厚度大于 160mm 的墙应配置双排分布钢筋网；结构中重要部位的剪力墙，当其厚度不大于 160mm 时，也宜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，且应采用拉筋连系；拉筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 600mm （2）墙中配筋构造应符合下列要求： 1）墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接（即接头面积百分率 100%），搭接长度不应小于 1.2 l_a 2）墙水平分布钢筋的搭接长度不应小于 1.2l_a。同排水平分布钢筋的搭接接头之间以及上、下相邻水平分布钢筋的搭接接头之间，沿水平方向的净间距不宜小于 500mm 3）墙中水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折 10d，d 为钢筋直径 4）端部有翼墙或转角的墙，内墙两侧和外墙内侧的水平分布钢筋应伸至翼墙或转角外边，并分别向两侧水平弯折 15d。在转角墙处，外墙外侧的水平分布钢筋应在墙端外角处弯入翼墙，并与翼墙外侧的水平分布钢筋搭接 5）带边框的墙，水平和竖向分布钢筋宜分别贯穿柱、梁或锚固在柱、梁内 （3）墙洞口连梁应沿全长配置箍筋，箍筋直径不应小于 6mm，间距不宜大于 150mm。在顶层洞口连梁纵向钢筋伸入墙内的锚固长度范围内，应设置间距不大于 150mm 的箍筋，箍筋直径宜与跨内箍筋直径相同。同时，门窗洞边的竖向钢筋应满足受拉钢筋锚固长度的要求 墙洞口上、下两边的水平钢筋除应满足洞口连梁正截面受弯承载力的要求外，尚不应少于 2 根直径不小于 12mm 的钢筋。对于计算分析中可忽略的洞口，洞边钢筋截面面积分别不宜小于洞口截断的水平分布钢筋总截面面积的一半。纵向钢筋自洞口边伸入墙内的长度不应小于受拉钢筋的锚固长度

7.1.4 剪力墙身水平与竖向钢筋构造图例

剪力墙身水平与竖向钢筋构造图例见表 7-5。

表 7-5 剪力墙身水平与竖向钢筋构造图例

序号	项　　目	内　　容
1	剪力墙身水平钢筋构造	（1）图例括号内为非抗震纵筋搭接和锚固长度 （2）图例所示拉筋应与剪力墙每排的竖向筋和水平筋绑扎 （3）剪力墙钢筋配置若多于两排，中间排水平筋端部构造同内侧钢筋 （4）当墙体水平钢筋伸入端柱的直锚长度≥l_{aE}（l_a）时，可不必上下弯折，但必须伸至端柱对边竖向钢筋内侧位置。其他情况，墙体水平钢筋必须伸入端柱对边竖向钢筋内侧位置，然后弯折 （5）括号内数字用于非抗震设计

（续表 7-5）

序号	项　目	内　容
1	剪力墙身水平钢筋构造	（6）端部无暗柱时剪力墙水平钢筋端部做法如图 7-7 所示，其中图 7-7a 为当剪力墙厚度较小时；图 7-7b 为当剪力墙厚度较大时 （7）端部有暗柱时剪力墙水平钢筋端部做法如图 7-8 所示 （8）剪力墙水平钢筋交错搭接如图 7-9 所示，沿高度每隔一根错开搭接 （9）斜交转角剪力墙暗柱水平钢筋做法如图 7-10 所示 （10）转角剪力墙水平钢筋构造做法如图 7-11 所示： 1）图 7-11a 为连接区域按暗柱范围外，外侧水平筋连续通过转弯，上下相邻两排水平筋在转角一侧交错搭接 2）图 7-11b 为连接区域在暗柱范围外，上下相邻两排水平筋在转角两侧交错搭接 3）图 7-11c 为外侧水平筋在转角处搭接 （11）剪力墙身水平钢筋构造可分为双排配筋、三排配筋、四排配筋，如图 7-12 所示： 1）图 7-12a（$b_w \leqslant 400mm$）为双排配筋 2）图 7-12b（$400mm < b_w \leqslant 700mm$）为三排钢筋，水平、竖向钢筋均匀分布，拉筋需与各排分布筋绑扎 3）图 7-12c（$b_w > 700mm$）为四排钢筋，水平、竖向钢筋均匀分布，拉筋需与各排分布筋绑扎 （12）端柱转角剪力墙水平钢筋构造如图 7-13 所示 （13）端柱翼墙水平钢筋构造如图 7-14 所示 （14）翼墙与斜交翼墙水平钢筋构造如图 7-15 所示 （15）端柱端部墙与水平变截面墙（$b_{w1} > b_{w2}$）水平钢筋构造如图 7-16 所示 （16）l_{ab}、l_{abE} 见本书表 1-38 （17）l_a、l_{aE} 见本书表 1-39、表 1-40 及表 1-41 （18）见表 7-4 的有关规定
2	剪力墙身竖向钢筋构造	（1）端柱、小墙肢的竖向钢筋与箍筋构造与本书中框架柱相同。其中抗震竖向钢筋与箍筋构造与非抗震纵向钢筋构造与箍筋均详见本书中的有关规定 （2）这里所指小墙肢为截面高度不大于截面厚度 4 倍的矩形截面独立墙肢 （3）所有暗柱纵向钢筋绑扎搭接长度范围内的箍筋直径及间距要求见本书中的相关规定 （4）纵向钢筋的连接应符合本书中的相关规定要求 （5）剪力墙身竖向分布钢筋连接构造如图 7-17 所示 1）图 7-17a 为一、二级抗震等级剪力墙底部加强部位钢筋搭接构造 2）图 7-17b 为各级抗震等级或非抗震钢筋机械连接构造 3）图 7-17c 为各级抗震等级或非抗震钢筋焊接构造 4）图 7-17d 为一、二级抗震等级剪力墙非底部加强部位或三、四级抗震等级剪力墙或非抗震剪力墙钢筋可在同一部位搭接 （6）剪力墙身竖向钢筋构造可分为双排钢筋、三排钢筋、四排钢筋，如图 7-18 所示： 1）图 7-18a（$b_w \leqslant 400mm$）为双排钢筋 2）图 7-18b（$400mm < b_w \leqslant 700mm$）为三排钢筋，水平、竖向钢筋均匀分布，拉筋需与各排分布筋绑扎 3）图 7-18c（$b_w > 700mm$）为四排钢筋，水平、竖向钢筋均匀分布，拉筋需与各排分布筋绑扎 （7）剪力墙竖向钢筋顶部构造如图 7-19 所示： 1）图 7-19a 为边部剪力墙顶部钢筋构造 2）图 7-19b 为中部剪力墙顶部钢筋构造 3）图 7-19c 为边框梁与剪力墙顶部钢筋构造 （8）剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造如图 7-20 所示： 1）图 7-20a，边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造（1） 2）图 7-20b，中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造（1） 3）图 7-20c，中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造（2） 4）图 7-20d，边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造（2） （9）剪力墙竖向分布钢筋锚入连梁构造如图 7-21 所示 （10）见本表序号 1 中有关规定 （11）应符合表 7-4 中有关规定

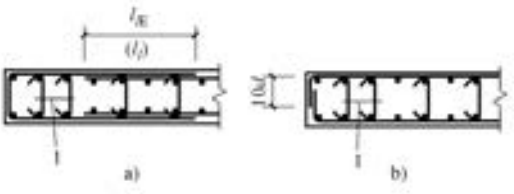


图 7-7 端部无暗柱时剪力墙水平钢筋端部做法
a）端部做法(1) b）端部做法(2)
1—双列拉筋

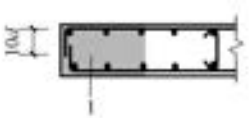


图 7-8 端部有暗柱时剪力墙水平钢筋端部做法
1—暗柱

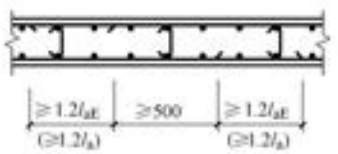


图 7-9 剪力墙水平钢筋交错搭接

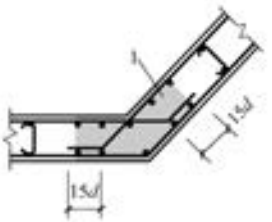


图 7-10 斜交转角剪力墙暗柱水平钢筋做法
1—暗柱

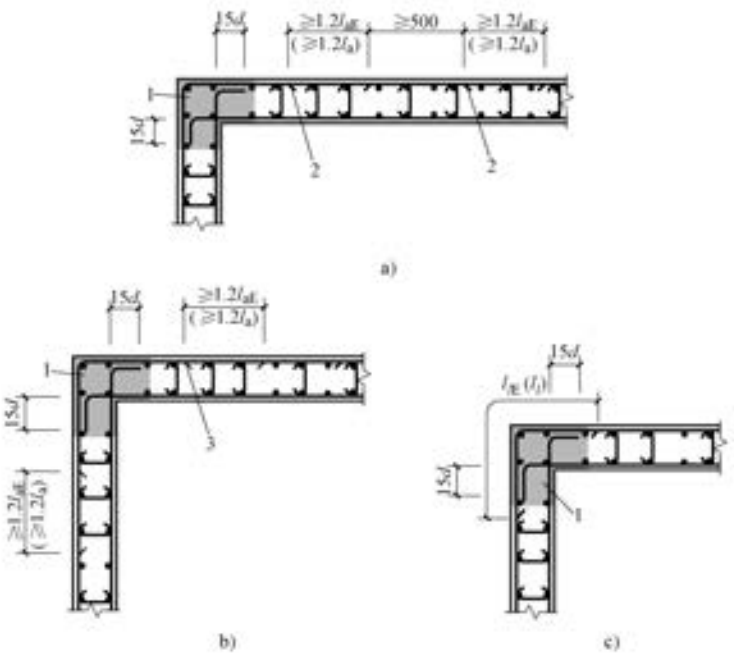


图 7-11 转角剪力墙水平钢筋构造做法
a）构造做法(1) b）构造做法(2) c）构造做法(3)
1—暗柱范围 2—上下相邻两排水平筋在转角一侧交错搭接
3—上下相邻两排水平筋在转角两侧交错搭接

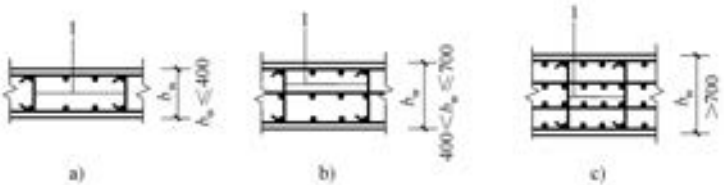


图 7-12 剪力墙身水平钢筋构造

a）$b_w \leqslant 400$mm 双排钢筋做法 b）400mm$<b_w \leqslant$700mm 三排钢筋做法 c）$b_w >$700mm 四排钢筋做法

1—拉筋规格、间距详见设计

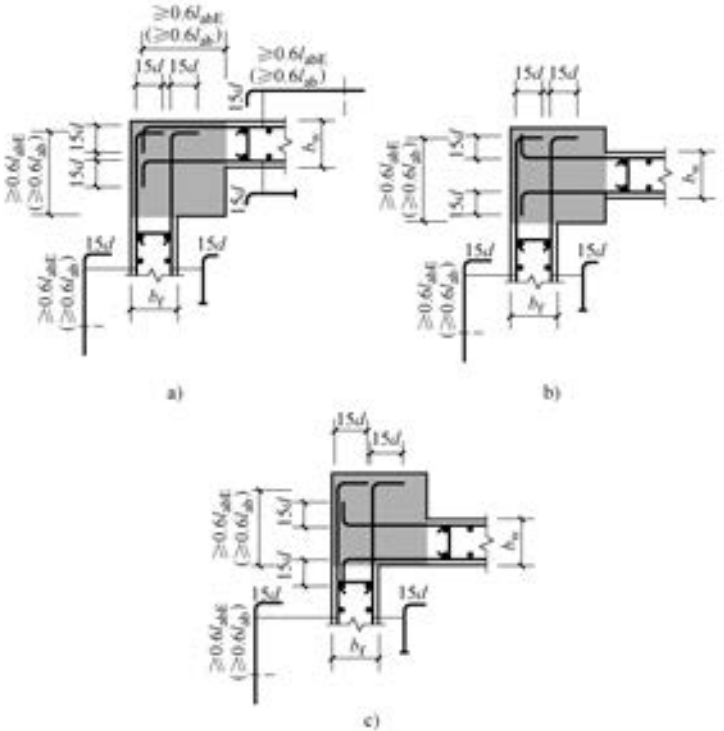


图 7-13 端柱转角剪力墙水平钢筋构造

a）端柱转角剪力墙(1) b）端柱转角剪力墙(2) c）端柱转角剪力墙(3)

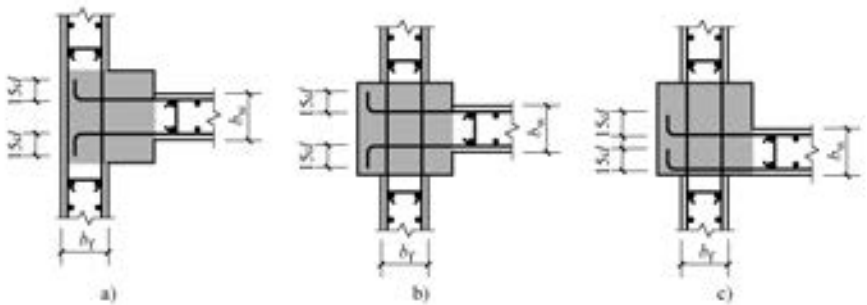


图 7-14 端柱翼墙水平钢筋构造

a）端柱翼墙(1) b）端柱翼墙(2) c）端柱翼墙(3)

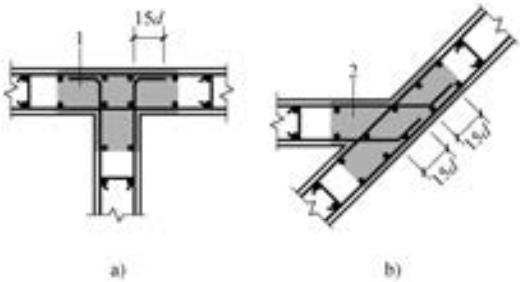


图 7-15 翼墙与斜交翼墙水平钢筋构造
a）翼墙水平钢筋构造 b）斜交翼墙水平钢筋构造
1—翼墙暗柱范围 2—暗柱

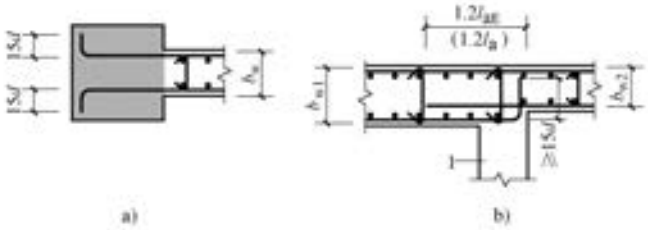


图 7-16 端柱端部墙与水平变截面墙水平钢筋构造
a）端柱端部墙钢筋构造 b）水平变截面墙水平钢筋构造
1—剪力墙

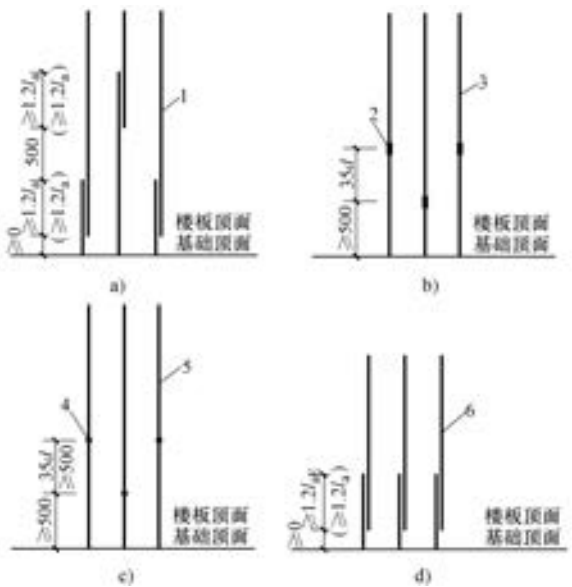


图 7-17 剪力墙身竖向分布钢筋连接构造
a）分布钢筋搭接构造
b）分布钢筋机械连接构造
c）分布钢筋焊接构造
d）分布钢筋可在同一部位搭接构造
1—一、二级抗震等级剪力墙底部加强部位竖向分布钢筋搭接构造 2—相邻钢筋交错机械连接 3—各级抗震等级或非抗震剪力墙竖向分布钢筋机械连接构造 4—相邻钢筋交错焊接 5—各级抗震等级或非抗震剪力墙竖向分布钢筋焊接构造 6—一、二级抗震等级剪力墙非底部加强部位或三、四级抗震等级或非抗震剪力墙竖向分布钢筋可在同一部位搭接

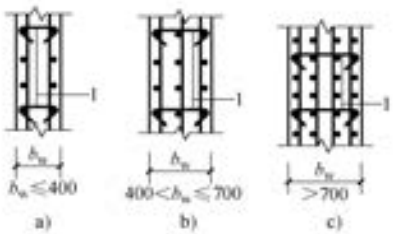


图 7-18 剪力墙身竖向钢筋构造

a）$b_w \leqslant 400$mm 双排钢筋做法

b）400mm$< b_w \leqslant$700mm 三排钢筋做法

c）$b_w >$700mm 四排钢筋做法

1—拉筋规格、间距详见设计

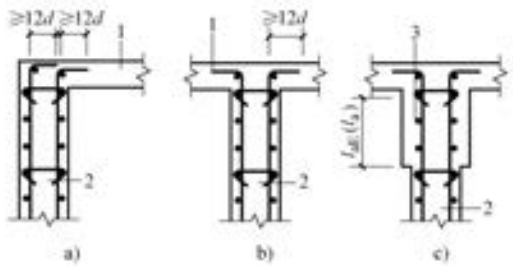


图 7-19 剪力墙竖向钢筋顶部构造

a）边部剪力墙顶部钢筋构造

b）中部剪力墙顶部钢筋构造

c）边框梁与剪力墙顶部钢筋构造

1—屋面板或楼板 2—剪力墙 3—边框梁

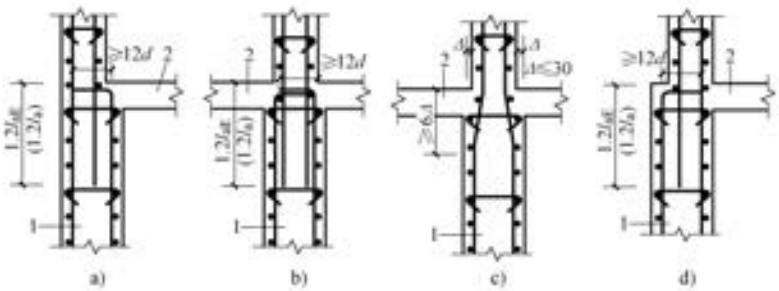


图 7-20 剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造

a）边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(1) b）中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(1)

c）中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(2) d）边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(2)

1—剪力墙 2—楼板

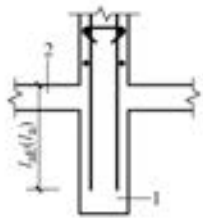


图 7-21 剪力墙竖向分布钢筋锚入连梁构造

1—连梁 2—楼板

7.2 框架-剪力墙结构

7.2.1 特性与布置

框架-剪力墙结构的特性与布置见表 7-6。

表 7-6 框架-剪力墙结构的特性与布置

序号	项目	内 容
1	特性	（1）框架结构的适当部位设置一些剪力墙，组成框架-剪力墙结构体系。框架主要承受竖向荷载和部分侧力，大部分侧力由剪力墙承受，剪力墙可以是单片墙体，也可以是电梯井、楼梯井、管道井组成的封闭式井筒 （2）框架与剪力墙协同工作，提高了结构的刚度，减小了层间位移和顶点位移 （3）框架-剪力墙结构是一种经济有效的抗风结构体系，其适用最大高度为 130m
2	布置	（1）框架-剪力墙结构体系是由框架和剪力墙共同承担风荷载作用，为使框架与剪力墙协同工作，剪力墙的平面布置宜均匀分布，各片墙的刚度宜接近 横向剪力墙宜设置在建筑物的端部附近，以增强结构承受偏心扭转的能力；楼梯间、电梯间、平面形状变化处及恒载较大的部位也应设置剪力墙。在伸缩缝、沉降缝、防震缝两侧不宜设置剪力墙 纵向剪力墙宜布置在结构单元的中间区段，房屋纵向长度较长时，不宜集中在两端布置纵向剪力墙，否则会造成墙对框架温度变形的约束。纵向剪力墙间距较大时宜在其间留施工后浇带以减少温度和收缩应力的影响 剪力墙平面布置可如图 7-22 所示 （2）楼盖平面内的变形将影响楼层侧力在各抗侧力构件之间的分配，横向剪力墙的间距和剪力墙之间楼盖的长宽比宜满足表 7-7 的要求，如楼盖有较大的开洞时，剪力墙的间距应予减少 （3）楼盖是保证水平力作用沿平面传递的重要横向构件，因此必须有足够的刚度和整体性。框架-剪力墙结构高度超过 50m 时，应优先采用现浇楼盖。不超过 50m 的建筑也可采用装配整体式楼盖，预制板应均匀排列，板缝拉开的宽度不宜小于 40mm，板缝大于 40mm 时应在板缝内配置钢筋，并宜贯通整个结构单元。预制板板缝和板缝梁后浇混凝土强度等级不应低于 C20

表 7-7 剪力墙的间距

序号	楼盖形式	非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度、7 度	8 度	9 度
1	现浇楼板	≤5B 且≤60m	≤4B 且≤50m	<3B 且≤40m	≤2B 且≤30m
2	装配整体楼板	≤3.5B 且≤50m	≤3B 且≤40m	≤2.5B 且≤30m	

注：1. 表中 B 为楼盖的宽度。

2. 现浇层厚度大于 60mm 的叠合楼板可作为现浇楼板考虑。

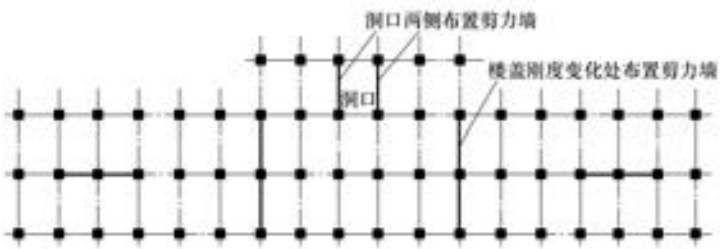


图 7-22 剪力墙平面布置示意图

7.2.2 有边框剪力墙的截面及配筋

有边框剪力墙的边框梁、柱对剪力墙起约束作用，即使剪力墙破坏后，周边框架仍能承受竖向

荷载，且具有一定抗侧力能力。楼层处设置的横梁能控制剪力墙斜裂缝的延伸，因此边框柱和梁应有足够的截面，以便承受剪力墙通裂时对边框柱产生的附加剪力。

如图 7-23 所示，周边带有梁柱的有边框的现浇剪力墙，当剪力墙与梁柱有可靠连接时，其主要竖向受力钢筋应配置在柱截面内。它的梁、柱、墙的截面尺寸及配筋需符合下列要求。

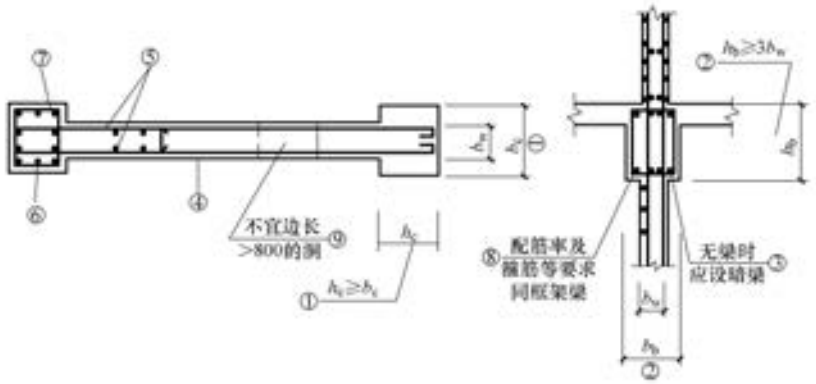


图 7-23　有边框剪力墙的截面及配筋要求

以下按图 7-23 中的编号顺序说明如下：

① 边柱截面宽度 $b_c \geqslant 2.5b_w$，截面高度 $h_b \geqslant 3\ b_w$，此处，b_w为墙厚。

② 梁截面宽度 $b_b \geqslant 2b_w$，截面高度 $h_b \geqslant 3b_w$。

③ 墙周边有柱无梁时，应设暗梁。

④ 墙厚 $b_w \geqslant 160\text{mm}$ 及 $b_w \geqslant \dfrac{H_n}{20}$，此处，$H_n$为层间净高，墙与边柱中线宜重合。

⑤ 水平和竖向分布钢筋配筋率 $\rho_{sh}=\rho_{sv} \geqslant 0.2\%$，且配双排钢筋，$d \geqslant \phi 8$。

⑥ 边柱纵向钢筋的配置及构造要求同对框架柱的要求。

⑦ 边柱箍筋应符合底部加强部位的要求，即 $d \geqslant \phi 6$，$s \leqslant 150\text{mm}$。

⑧ 梁的纵向钢筋及箍筋等构造要求同对框架梁的要求。

⑨ 不宜开边长>800mm 的洞口，如洞口边长≤800mm 时，应在洞口周边按有关要求配置洞边钢筋。

7.2.3　其他构件

框架-剪力墙结构中的其他构件，如框架梁和框架柱、连系梁等构件的有关构造规定均同前面有关章节中相应构件的要求。

7.3　底层大空间剪力墙结构

7.3.1　特性与布置

底层大空间剪力墙结构的特性与布置见表 7-8。

表 7-8　底层大空间剪力墙结构的特性与布置

序号	项　　目	内　　容
1	特性	（1）底层大空间剪力墙结构也称为部分框支剪力墙结构。当高层剪力墙结构的底层要求有较大空间时，可将部分剪力墙设计为框支剪力墙，但还应设置足够的落地剪力墙 （2）底层大空间剪力墙结构的适用最大高度为 120m

（续表 7-8）

序号	项　　目	内　　容
2	布置	（1）底层大空间剪力墙结构由落地剪力墙和框支剪力墙组成 （2）底层大空间剪力墙结构的平面布置应如图 7-24 所示，力求简单规则，均衡对称，避免扭转的不利影响 （3）落地剪力墙的数量不宜少于全部剪力墙的 30%。落地剪力墙的间距应满足以下条件：$l \leqslant 3B$ 且 $\leqslant 36m$

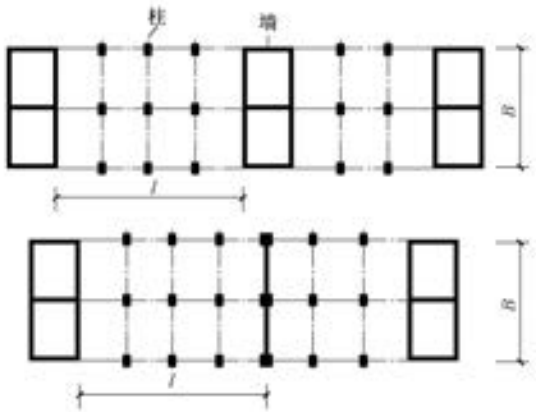


图 7-24　底层大空间剪力墙结构平面示意图

7.3.2　转换层的楼板及配筋

为了保证转换层楼板的整体刚度应采用现浇楼板。

转换层的楼板加强措施及其配筋需符合表 7-9 的要求（图 7-25）。

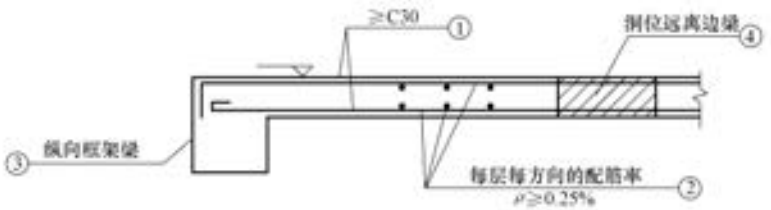


图 7-25　转换层的楼板及配筋

表 7-9　转换层的楼板及配筋要求

图 7-25 中编号	说　　明
①	转换层楼板混凝土强度等级宜≥C30，板厚宜≥180mm
②	楼板应采用双向上下层配筋，每层每一方向的配筋率宜 $\rho \geqslant 0.25\%$
③	楼板外侧可利用纵向框架梁或纵向外墙予以加强
④	楼板开洞位置尽可能远离外侧边梁，在大空间部分的楼板不宜开洞

7.4　预制板与梁和剪力墙的连接构造

7.4.1　预制板板缝

如图 7-26 所示，预制板间的板缝构造需符合下列要求。

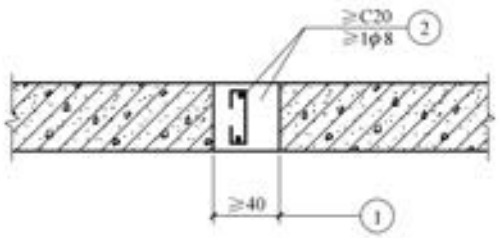


图 7-26　板缝构造要求

以下按图 7-26 中的编号顺序说明如下：

① 框架-剪力墙结构、房屋高度 H<50m 的框架结构或剪力墙结构，预制板间的缝宽宜≥40mm。

② 板缝宽度≥40mm 时，板缝配置不少于 1 根直径 8mm 的通长钢筋，以形成板缝梁，并贯通整个结构，板缝混凝土强度等级≥C20。

7.4.2　预制板与剪力墙或梁的连接

如图 7-27 所示，预制板与剪力墙或梁的连接构造需符合下列要求。

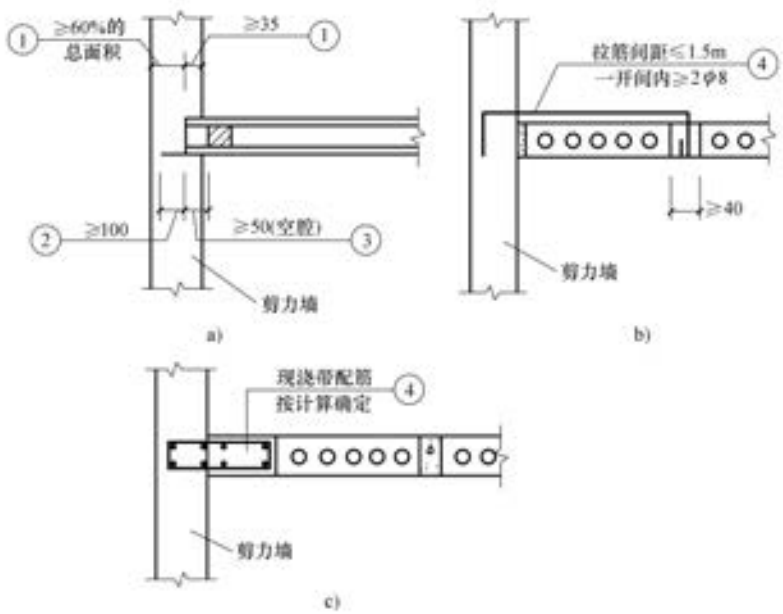


图 7-27　预制板与剪力墙或梁的连接构造

以下按图 7-27 中的编号顺序说明如下：

① 预制板搁置于墙或梁上的长度≥35mm；墙上搁板后，剩余的上下贯通面积应大于总截面面积的 60%。

② 预制板板端留出胡子筋长度≥100mm。

③ 预制空心板堵头一侧应留出≥50mm 长的空腔，空腔内与板缝同时浇灌≥C20 的细石混凝土。

④ 预制板与剪力墙平行时，应在预制板板面上设置拉筋，其一端锚入墙内，另一端钩入板缝底，拉筋间距≤1.5m，且每一开间内不少于 2 根直径 8mm 拉筋；也可在预制板与剪力墙留现浇带，其配筋按计算确定。

7.5 叠合构件与装配式结构

7.5.1 叠合构件

叠合构件见表 7-10。

表 7-10 叠 合 构 件

序号	项 目	内 容
1	说明	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	水平叠合构件	(1)两阶段成形的水平叠合受弯构件，当预制构件高度不足全截面高度的 40%时，施工阶段应有可靠的支撑 施工阶段有可靠支撑的叠合受弯构件，可按整体受弯构件设计计算，但其斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力应按有关规定计算 施工阶段无支撑的叠合受弯构件，应对底部预制构件及浇筑混凝土后的叠合构件按有关的要求进行两阶段受力计算 (2)混凝土叠合梁、板应符合下列规定： 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 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 (3)在既有结构的楼板、屋盖上浇筑混凝土叠合层的受弯构件，应符合本序号上述(2)条的规定，并按承载能力极限状态、既有结构设计原则的有关规定进行施工阶段和使用阶段计算

（续表 7-10）

序号	项　　目	内　　容
3	竖向叠合构件	（1）由预制构件及后浇混凝土成形的叠合柱和墙，应按施工阶段及使用阶段的工况分别进行预制构件及整体结构的计算 （2）在既有结构柱的周边或墙的侧面浇筑混凝土而成形的竖向叠合构件，应考虑承载力以及施工支顶的情况，并按有关承载能力极限状态、既有结构设计原则的规定进行施工阶段和使用阶段的承载力计算 （3）依托既有结构的竖向叠合柱、墙在使用阶段的承载力计算中，应根据实测结果考虑既有构件部分几何参数变化的影响 竖向叠合柱、墙既有构件部分混凝土、钢筋的强度设计值按既有结构的设计应符合的规定确定；后浇混凝土部分混凝土、钢筋的强度应按有关规定乘以强度利用的折减系数确定，且宜考虑施工时支顶的实际情况适当调整 （4）柱外二次浇筑混凝土层的厚度不应小于 60mm，混凝土强度等级不应低于既有柱的强度。粗糙结合面的凹凸差不应小于 6mm，并宜通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中纵向受力钢筋直径不应小于 14mm；箍筋直径不应小于 8mm 且不应小于柱内相应箍筋的直径，箍筋间距应与柱内相同 墙外二次浇筑混凝土层的厚度不应小于 50mm，混凝土强度等级不应低于既有墙的强度。粗糙结合面的凹凸差应不小于 4mm，并宜通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中竖向、水平钢筋直径不宜小于 8mm 且不应小于墙中相应钢筋的直径

7.5.2 装配式结构

装配式结构见表 7-11。

表 7-11 装配式结构

序号	项　　目	内　　容
1	设计原则	（1）装配式、装配整体式混凝土结构中各类预制构件及连接构造应按下列原则进行设计： 1）应在结构方案和传力途径中确定预制构件的布置及连接方式，并在此基础上进行整体结构分析和构件及连接设计 2）预制构件的设计应满足建筑使用功能，并符合标准化要求 3）预制构件的连接宜设置在结构受力较小处，且宜便于施工；结构构件之间的连接构造应满足结构传递内力的要求 4）各类预制构件及其连接构造应按从生产、施工到使用过程中可能产生的不利工况进行验算，对预制非承重构件尚应符合本序号下述(2)条的规定 （2）非承重预制构件的设计应符合下列要求： 1）与支承结构之间宜采用柔性连接方式 2）在框架内镶嵌或采用焊接连接时，应考虑其对框架抗侧移刚度的影响 3）外挂板与主体结构的连接构造应具有一定的变形适应性
2	其他要求	（1）预制混凝土构件在生产、施工过程中应按实际工况的荷载、计算简图、混凝土实体强度进行施工阶段验算。验算时应将构件自重乘以相应的动力系数：对脱模、翻转、吊装、运输时可取 1.5，临时固定时可取 1.2 注：动力系数尚可根据具体情况适当增减 （2）装配式、装配整体式混凝土结构中各类预制构件的连接构造，应便于构件安装、装配整体式。对计算时不考虑传递内力的连接，也应有可靠的固定措施 （3）装配整体式结构中框架梁的纵向受力钢筋和柱、墙中的竖向受力钢筋宜采用机械连

（续表 7-11）

序号	项　　目	内　　容
2	其他要求	接、焊接等形式；板、墙等构件中的受力钢筋可采用搭接连接形式；混凝土接合面应进行粗糙处理或做成齿槽；拼接处应采用强度等级不低于预制构件的混凝土灌缝 装配整体式结构的梁柱节点处，柱的纵向钢筋应贯穿节点；梁的纵向钢筋应满足本书中关于柱、梁柱节点及牛腿的锚固要求 当柱采用装配式榫式接头时，接头附近区段内截面的轴心受压承载力宜为该截面计算所需承载力的 1.3~1.5 倍。此时，可采取在接头及其附近区段的混凝土内加设横向钢筋网、提高后浇混凝土强度等级和设置附加纵向钢筋等措施 （4）采用预制板的装配整体式楼盖、屋盖应采取下列构造措施： 1）预制板侧应为双齿边；拼缝上口宽度不应小于 30mm；空心板端孔中应有堵头，深度不宜少于 60mm；拼缝中应浇灌强度等级不低于 C30 的细石混凝土 2）预制板端宜伸出锚固钢筋互相连接，并宜与板的支承结构(圈梁、梁顶或墙顶)伸出的钢筋及板端拼缝中设置的通长钢筋连接 （5）整体性要求较高的装配整体式楼盖、屋盖，应采用预制构件加现浇叠合层的形式；或在预制板侧设置配筋混凝土后浇带，并在板端设置负弯矩钢筋、板的周边沿拼缝设置拉结钢筋与支座连接 （6）装配整体式结构中预制承重墙板沿周边设置的连接钢筋应与支承结构及相邻墙板互相连接，并浇筑混凝土与周边楼盖、墙体连成整体

第 8 章　钢筋混凝土结构构件抗震构造

8.1　考虑地震作用的基本规定

8.1.1　考虑地震作用的设计要求

考虑地震作用的设计要求见表 8-1。

表 8-1　考虑地震作用的设计要求

序号	项　　目	内　　容
1	说明	抗震设防的混凝土结构，除应符合本书非抗震各章节的有关要求外，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》GB 50011 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 确定其抗震设防类别和相应的抗震设防标准 本书甲类、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 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 8-2 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 8-2　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. 房屋高度是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-核心筒结构是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是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-剪力墙结构是指板柱、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。

8.1.2 地震影响

地震影响见表 8-3。

表 8-3 地 震 影 响

序号	项 目	内 容
1	说明	（1）地球在不停地运动过程中，深部岩石的应变超过容许值时，岩层将发生断裂、错动和碰撞，从而引发地面振动，称之为地震或构造地震。此外，火山喷发和地面塌陷也将引起地面振动，但其影响较小，因此，通常所说的地震是指构造地震。强烈的构造地震影响面广，破坏性大，发生的频率高，约占破坏性地震总量的 90%以上 地震像刮风和下雨一样，是一种自然现象。地球上每年都有许许多多次地震发生，只不过它们之中绝大部分是人们难于感觉得到而已 地壳深处岩层发生断裂、错动和碰撞的地方称为震源。震源深度小于 60km 的称为浅源地震；震源深度为 60~300km 的称为中源地震；震源深度大于 300km 的称为深源地震。浅源地震造成的地面破坏比中源地震和深源地震大。我国发生的地震绝大多数属浅源地震 震源正上方的地面为震中。地面上某点至震中的距离称为震中距。一般地说，震中距越远，所遭受的地震破坏越小 （2）震级是表示地震本身大小的尺度，是按一次地震本身强弱程度而定的等级。震级是衡量一次地震释放能量大小的等级，所以一次地震只有一个震级 衡量地震释放能量大小的等级，称为震级，用符号 M 表示 1935 年，里克特首先提出震级的确定方法，称为里氏震级。里氏震级的定义是：用周期为 0.8s、阻尼系数为 0.8 和放大倍数为 2800 的标准地震仪，在距震中为 100km 处记录的以微米（μm，$1\mu m=1\times10^{-3}$mm）为单位的最大水平地面位移（振幅）A 的常用对数值，表达式为 $$M=\lg A \qquad (8\text{-}1)$$ $M<2$ 的地震称为微震或无感地震；$M=2\sim4$ 的地震称为有感地震；$M>5$ 的地震称为破坏性地震；$M>7$ 的地震称为强震或大地震；$M>8$ 的地震称为特大地震 目前，世界上已记录到的最大地震震级为 9 级 （3）地震烈度是指地震时在一定地点震动的强烈程度。有关规定将地震烈度分为 12 度 震中的烈度称“震中烈度”。震级 M 与震中烈度 I_0 的对应关系见表 8-4 （4）50 年内超越概率约为 63%的地震烈度为对应于统计“众值”的烈度，比基本烈度约低一度半，取为第一水准烈度，称为“多遇地震” 50 年超越概率约 10%的地震烈度，即 1990 年中国地震区划图规定的“地震基本烈度”或中国地震动参数区划图规定的峰值加速度所对应的烈度，取为第二水准烈度，称为“设防地震” 50 年超越概率 2%~3%的地震烈度，取为第三水准烈度，称为“罕遇地震”，当基本烈度 6 度时为 7 度强，7 度时为 8 度强，8 度时为 9 度弱，9 度时为 9 度强
2	地震影响	（1）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值的对应关系，应符合表 8-5 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 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》（GB 50011—2010）（2016 年版）中附录 A），其特征周期应按下述的有关规定采用

（续表 8-3）

序号	项　　目	内　　容
2	地震影响	2）建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 8-6 划分为四类，其中Ⅰ类分为 I_0、I_1两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 8-6 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 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 8-7 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 8-8 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

表 8-4　震级与震中烈度的对应关系

震级 M	$4\frac{3}{4}\sim5\frac{1}{4}$	$5\frac{1}{2}\sim5\frac{3}{4}$	$6\sim6\frac{1}{2}$	$6\frac{3}{4}\sim7$	$7\frac{1}{4}\sim7\frac{3}{4}$	$8\sim8\frac{1}{8}$	$8\frac{1}{2}\sim8.9$
震中烈度 I_0	6	7	8	9	10	11	12

表 8-5　抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
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 8-6　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	$\nu_S>800$	0				
2	$800\geqslant\nu_S>500$		0			
3	$500\geqslant\nu_{se}>250$		<5	≥5		
4	$250\geqslant\nu_{se}>150$		<3	3~50	>50	
5	$N_{se}\leqslant150$		<3	3~15	15~80	>80

注：表 ν_S是岩石的剪切波速。

表 8-7　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 8-8 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

8.1.3 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》（GB 50011—2010）（2016 年版）中附录 A 采用。

8.1.4 场地和地基

场地和地基见表 8-9。

表 8-9 场地和地基

序号	项　　目	内　　容
1	场地选择	（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 1）选择建筑场地时，应按表 8-10 划分对建筑抗震有利、一般、不利和危险的地段 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 3）土层剪切波速的测量，应符合下列要求： 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 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 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 8-11 划分土的类型，再利用当地经验在表 8-11 的剪切波速范围内估算各土层的剪切波速 4）在抗震设计中，场地是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 （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 （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 （4）甲类、乙类及丙类建筑的抗震设防标准见本书表 1-52，而地震作用、抗震措施和抗震构造措施要求依次见表 1-53、表 1-54 和表 1-55

（续表 8-9）

序号	项　　目	内　　容
2	地基和基础	地基和基础设计应符合下列要求： （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 （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 （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
3	山区建筑的场地和地基基础	山区建筑的场地和地基基础应符合下列要求： （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 （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 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 （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

表 8-10　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，高耸孤立的山丘，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(含故河道、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、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

表 8-11　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	$800\geqslant v_S>500$
3	中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_{ak}>150kN/m^2$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	$500\geqslant v_S>250$
4	中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak}\leqslant 150kN/m^2$ 的黏性土和粉土，$f_{ak}>130kN/m^2$ 的填土，可塑新黄土	$250\geqslant v_S>150$
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，$f_{ak}\leqslant 130kN/m^2$ 的填土，流塑黄土	$v_S\leqslant 150$

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。

8.1.5 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 8-12。

表 8-12 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	（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 形体是指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化 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 2）规则与不规则的区分，本表序号 2 之(1)条与表 8-13 及表 8-14 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 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 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 5）三种不规则程度的主要划分方法如下： ①不规则指的是超过表 8-13 和表 8-14 中一项及以上的不规则指标 ②特别不规则是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 8-15 所列的一项不规则；其三，具有表 8-13 和表 8-14 所列两个方面的基本不规则且其中有一项接近表 8-15 的不规则指标 （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 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
2	建筑形体	（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： 1）混凝土房屋、钢结构房屋和钢-混凝土混合结构房屋存在表 8-13 所列举的某项平面不规则类型或表 8-14 所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑 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

（续表 8-12）

序号	项　　目	内　　容
2	建筑形体	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 图 8-1~图 8-6 为典型示例，以便理解表 8-13 和表 8-14 中所列的不规则类型 （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： 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： ①扭转不规则时，应计入扭转影响，且在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移或层间位移的最大值与平均值的比值不宜大于 1.5，当最大层间位移远小于规定限值时，可适当放宽 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 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位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数 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： 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低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 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 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楼层的 65% 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
3	体形复杂、平立面不规则的建筑	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： （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 （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 （3）当设置伸缩缝和沉降缝时，其宽度应符合防震缝的要求

表 8-13　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	在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2
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 8-14 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 8-15 特别不规则的项目举例

序号	不规则类型	简 要 含 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两种以上

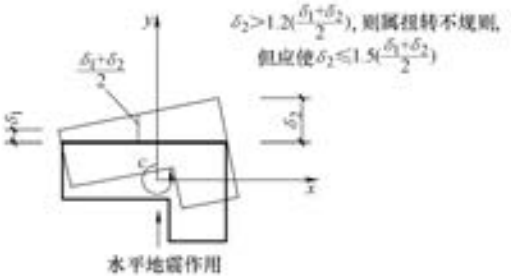


图 8-1 建筑结构平面的扭转不规则示例

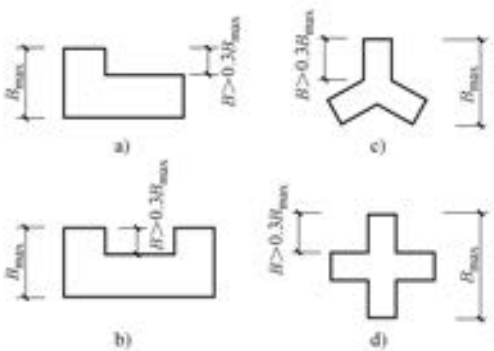


图 8-2 建筑结构平面的凸角或凹角不规则示例

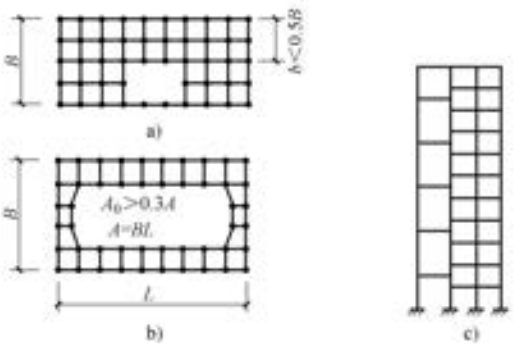


图 8-3 建筑结构平面的局部不连续示例(大开洞及错层)

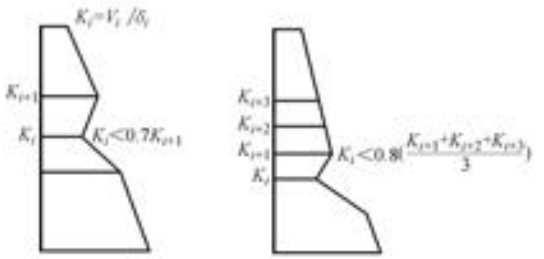


图 8-4 沿竖向的侧向刚度不规则(有软弱层)

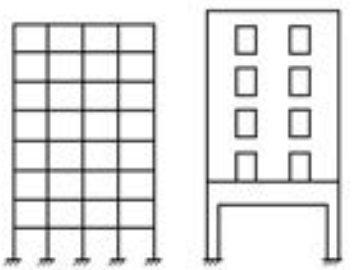


图 8-5 竖向抗侧力构件不连续示例

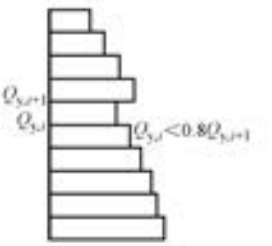


图 8-6 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化(有薄弱层)

8.1.6 建筑抗震性能化设计

建筑抗震性能化设计见表 8-16。

表 8-16 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	(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 (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

（续表 8-16）

序号	项　　目	内　　容
2	性能化设计应符合的要求	建筑结构的抗震性能化设计应符合下列要求： （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本书表 8-5 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做适当调整。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 的增大系数 （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： 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 （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
3	性能化设计计算应符合的要求	建筑结构的抗震性能化设计的计算应符合下列要求： （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 （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 （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
4	性能化设计的参考目标和计算方法	结构及其构件抗震性能化设计的参考目标和计算方法，可按本书表 8-17 的规定采用

8.1.7 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 8-17。

表 8-17 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	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： （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 8-18 的示例选用 （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 8-19 的示例选用 （3）结构构件细部对应于不同性能要求的构造抗震等级，可按表 8-20 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
2	内力计算和验算	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： （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，并按下式验算： $$\gamma_G S_{GE}+\gamma_E S_{Ek}(I_2,\lambda,\zeta)\leqslant R/\gamma_{RE} \quad (8\text{-}2)$$ 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 （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，并按下式验算： $$\gamma_G S_{GE}+\gamma_E S_{Ek}(I,\zeta)\leqslant R/\gamma_{RE} \quad (8\text{-}3)$$ 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 （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，并按下式验算： $$S_{GE}+S_{Ek}(I,\zeta)\leqslant R_k \quad (8\text{-}4)$$ 式中 I—— 表示设防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 （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，并按下式验算： $$S_{GE}+S_{Ek}(I,\zeta)<R_u \quad (8\text{-}5)$$ 式中 I—— 表示设防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

（续表 8-17）

序号	项　　目	内　　容
3	层间位移计算和验算	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： （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 （2）在设防地震下，混凝土构件的初始刚度，宜采用长期刚度 （3）构件层间弹塑性变形计算时，应依据其实际的承载力，并应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 （4）构件层间弹塑性变形的验算，可采用下式验算： $$\Delta u_{\mathrm{p}}(I,\zeta,\xi_y,G_{\mathrm{E}})<[\Delta u] \tag{8-6}$$ 式中 $\Delta u_{\mathrm{p}}(\cdots)$ —— 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 $[\Delta u]$ —— 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 8-21 和表 8-22 规定值的平均值，不严重破坏按小于表 8-22 规定值的 0.9 倍控制

表 8-18　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 8-19　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

（续表 8-19）

序号	性能要求	多遇地震	设防地震	罕遇地震
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
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 8-20 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两度采用，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两度的要求时，可按降低两度采用；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 8-21 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 8-22 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

8.2 建筑的抗震等级及其他规定

8.2.1 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。丙类建筑的抗震等级应按表 8-23 确定。

表 8-23 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					
		剪力墙 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			
		框架-核心筒 核心筒	二		二			一			一			
		筒中筒 内筒	三		二			一			一			
		筒中筒 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. 大跨度框架是指跨度不小于 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。

8.2.2 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 8-24。

表 8-24 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	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： （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 （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 （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 （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
2	剪力墙底部加强部位的范围	剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定： （1）底部加强部位的高度应从地下室顶板算起 （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 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 （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

8.2.3 考虑地震组合的验算

考虑地震组合的验算见表 8-25。

表 8-25 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 8-26 采用
2	正截面抗震承载力的计算	正截面抗震承载力应按有关的规定计算，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} 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

表 8-26 承载力抗震调整系数

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					
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。

8.2.4 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 8-27。

表 8-27 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	混凝土结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接除应符合本书表 1-33 和表 1-42 的有关规定外，尚应符合下列要求： （1）纵向受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 应按下式计算： $$l_{aE}=\zeta_{aE}l_a \quad (8\text{-}7)$$ 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 l_a—— 纵向受拉钢筋的锚固长度，按本书公式(1-5)确定 （2）当采用搭接连接时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下式计算： $$l_{lE}=\zeta_l l_{aE} \quad (8\text{-}8)$$ 式中 ζ_l—— 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按本书表 1-43 确定 （3）纵向受力钢筋的连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接 （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 （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% （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
2	材料要求	（1）混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定： 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 （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 中牌号带“E”的热轧带肋钢筋时，其强度和弹性模量应按表 1-23 和表 1-25 有关热轧带肋钢筋的规定采用 （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： 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%

8.3 板

8.3.1 多层砌体房屋板的伸进长度及结构体系

多层砌体房屋板的伸进长度及结构体系见表 8-28。

表 8-28　多层砌体房屋板的伸进长度及结构体系

序号	项　　目	内　　容
1	多层普通砖、多孔砖房屋的楼、屋盖应符合的要求	多层普通砖、多孔砖房屋的楼、屋盖应符合下列要求： （1）现浇钢筋混凝土楼板或屋面板伸进纵、横墙内的长度，均不应小于 120mm （2）装配式钢筋混凝土楼板或屋面板，当圈梁未设在板的同一标高时，板端伸进外墙的长度不应小于 120mm，伸进内墙的长度不应小于 100mm，在梁上不应小于 80mm （3）当板的跨度大于 4.8m 并与外墙平行时，靠外墙的预制板侧边应与墙或圈梁拉结 （4）房屋端部大房间的楼盖，8 度时房屋的屋盖和 9 度时房屋的楼、屋盖，当圈梁设在板底时，钢筋混凝土预制板应相互拉结，并应与梁、墙或圈梁拉结
2	多层砌体房屋的建筑布置和结构体系应符合的要求	多层砌体房屋的建筑布置和结构体系，应符合下列要求： （1）应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。不应采用砌体墙和混凝土墙混合承重的结构体系 （2）纵横向砌体抗震墙的布置应符合下列要求： 1）宜均匀对称，沿平面内宜对齐，沿竖向应上下连续；且纵横向墙体的数量不宜相差过大 2）平面轮廓凹凸尺寸，不应超过典型尺寸的 50%；当超过典型尺寸的 25%时，房屋转角处应采取加强措施 3）楼板局部大洞口的尺寸不宜超过楼板宽度的 50%；且不应在墙体两侧同时开洞 4）房屋错层的楼板高差超过 500mm 时，应按两层计算；错层部位的墙体应采取加强措施 5）同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀；墙面洞口的面积，6 度、7 度时不宜大于墙面总面积的 55%，8 度、9 度时不宜大于 50% 6）在房屋宽度方向的中部应设置内纵墙，其累计长度不宜小于房屋总长度的 60%（高宽比大于 4 的墙段不计入） （3）房屋有下列情况之一时宜设置防震缝，缝两侧均应设置墙，缝宽应根据烈度和房屋高度确定，可采用 70～100mm： 1）房屋立面高差在 6m 以上 2）房屋有错层，且楼板高差大于层高的 1/4 3）各部分结构刚度、质量截然不同 （4）楼梯间不宜设置在房屋的尽端或转角处 （5）不应在房屋转角处设置转角窗 （6）横墙较少、跨度较大的房屋，宜采用现浇钢筋混凝土屋盖
3	房屋中砌体墙段的局部尺寸限值	房屋中砌体墙段的局部尺寸限值，宜符合表 8-29 的要求

表 8-29　房屋的局部尺寸限值　（单位：m）

序号	部　　位	6 度	7 度	8 度	9 度
1	承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.2	1.5
2	承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.2	1.5
3	非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.0
4	内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.5	2.0
5	无锚固女儿墙（非出入口处）的最大距离	0.5	0.5	0.5	0.0

注：1. 局部尺寸不足时，应采取局部加强措施弥补，且最小宽度不宜小于 1/4 层高和表列数据的 80%。

2. 出入口处的女儿墙应有锚固。

8.3.2 预制楼板的现浇层

预制楼板的现浇层见表 8-30。

表 8-30 预制楼板的现浇层

序号	项 目	内 容
1	现浇层的设置	对框架-剪力墙结构采用装配式楼板时，对板上的现浇层设置应符合下列规定(图 8-7) (1) 现浇层的厚度 $h_1 \geqslant 40$mm，混凝土强度等级应≥C20 (2) 6 度、7 度时，宜每层设置现浇层 (3) 8 度、9 度时，应每层设置现浇层 (4) 现浇层内应双向配置钢筋直径为 4~6mm 钢筋网，其间距为 150~250mm
2	预制板的构造连接	预制板的板缝，预制板与梁及剪力墙的连接，叠合板的构造等，其要求同本书 7.4 节及其他有关的非抗震构造要求

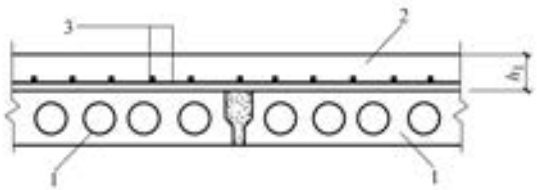


图 8-7 预制楼板上的现浇层

1—预制板 2—现浇层 3—钢筋直径为 4~6mm 双向钢筋网

8.4 框架梁

8.4.1 框架梁的截面尺寸

框架梁的截面尺寸见表 8-31。

表 8-31 框架梁的截面尺寸

序号	项 目	内 容
1	框架梁的截面尺寸	(1) 框架梁截面尺寸关系如图 8-8 所示 (2) 框架梁截面高度 h_b 可按($\frac{1}{10} \sim \frac{1}{18}$) l_0 确定，l_0 为框架梁的计算跨度 (3) 其他要求为 1) $b_b \geqslant 200$mm 2) $b_b \geqslant \frac{b_c}{2}$ 3) $h_b/b_b \leqslant 4$ 4) $l_0/h_b \geqslant 5$ 5) $e \leqslant b_c/4$ 此处，b_b—框架梁的截面宽度；b_c—框架柱的截面宽度；h_b—框架梁的截面高度；l_0—框架梁的计算跨度；e—偏心距

（续表 8-31）

序号	项　　目	内　　容
2	框架扁梁	（1）框架扁梁截面尺寸关系如图 8-9 所示 （2）框架扁梁截面高度 h_b 应满足刚度要求，对于钢筋混凝土框架扁梁 h_b 可取（$\frac{1}{16}$ ~ $\frac{1}{22}$）l_0，对于预应力混凝土框架扁梁 h_b 可取（$\frac{1}{20}$ ~ $\frac{1}{25}$）l_0，跨度较大时截面高度 h_b 宜取较大值，跨度较小时截面高度 h_b 宜取较小值，此处，l_0 为框架扁梁的计算跨度。同时框架扁梁的截面高度 h_b 不宜小于 2.5 倍板的厚度 （3）其他要求为 1）$b_b/h_b \leqslant 3$ 2）$b_b/b_c \leqslant 2$ 3）当 $h_c > b_c$ 时，$b_b \leqslant b_c + h_c/2$ 4）$h_b \geqslant 16$ 倍柱纵向钢筋直径 5）扁梁不宜用于一级框架结构 此处，b_b—框架扁梁的截面宽度；h_b—框架扁梁的截面高度；b_c—框架柱的截面宽度，圆形截面取柱直径的 0.8 倍；h_c—框架柱的截面高度
3	框架梁的截面符合条件	框架梁的受剪截面应符合下列条件： （1）跨高比大于 2.5 的框架梁 $$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b_b h_0) \tag{8-9}$$ （2）跨高比不大于 2.5 的框架梁 $$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b_b h_0) \tag{8-10}$$ 此处，V_b—调整后的梁端组合剪力设计值；f_c—混凝土轴心抗压强度设计值；b_b—梁的截面宽度；h_0—梁的截面有效高度；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，其间按线性内插法取用

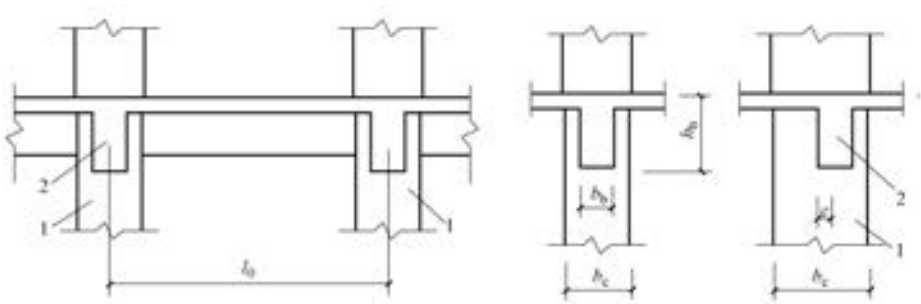


图 8-8　框架梁截面尺寸关系

1—框架柱　2—框架梁

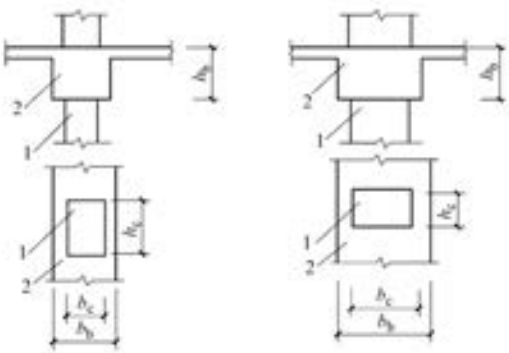


图 8-9 框架扁梁截面尺寸

1—框架柱 2—框架扁梁

8.4.2 框架梁纵向钢筋配置及图例

框架梁纵向钢筋的配置及图例要求见表 8-32。

表 8-32 框架梁纵向钢筋的配置及图例要求

序号	项 目	内 容
1	纵向受拉钢筋的配筋率	（1）钢筋混凝土框架梁中纵向受拉钢筋的配筋率，不应小于表 1-71 及表 1-72、表 1-73 与表 1-74 的规定的数值 （2）框架梁纵向受拉钢筋的配筋率均不应大于 2.5%，见表 1-76
2	梁顶面和底面通长钢筋的设置	沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根纵向钢筋，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，钢筋直径不应少于 12mm，见表 8-33
3	受压钢筋和受拉钢筋截面面积的比值	框架梁的两端箍筋加密区范围内，纵向受压钢筋和纵向受拉钢筋的截面面积的比值，应符合下列要求： 一级抗震等级 $\frac{A_s'}{A_s} \geqslant 0.5$ （8-11） 二、三级抗震等级 $\frac{A_s'}{A_s} \geqslant 0.3$ （8-12） 见表 8-34
4	纵向钢筋	按抗震设计时，框架梁纵向钢筋宜采用直钢筋，不宜采用弯起钢筋。当框架梁承受较大竖向荷载且跨中钢筋较多时，可采用弯起钢筋。锚入柱内的弯起钢筋，当能有效地承受负弯矩时应计入受拉钢筋截面面积之内
5	配筋构造图例	（1）抗震屋面框架梁纵向钢筋构造如图 8-10 所示，要求如下： 1）跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1, 2, 3\cdots$ 2）图中 h_c 为柱截面沿框架方向的高度 3）梁上部通长钢筋与非贯通钢筋直径相同时，连接位置宜位于跨中 $l_{ni}/3$ 范围内；梁下部钢筋连接位置宜位于支座 $l_{ni}/3$ 范围内；且在同一连接区段内钢筋接头面积百分率不宜大于 50%

（续表 8-32）

序号	项　　目	内　　容
5	配筋构造图例	4）一级框架梁宜采用机械连接，二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接连接 5）钢筋连接要求见本书表 1-42 中的有关规定 6）当梁纵筋采用绑扎搭接接长时，搭接区内箍筋直径及间距要求见本书中的有关规定 7）梁侧面构造钢筋要求见本书表 3-24 序号 1 中的有关规定 8）顶层端节点处梁上部钢筋与附加角部钢筋构造如图 8-26 所示 9）图中 l_{abE} 见本书表 1-38，l_{aE} 见本书表 1-39、表 1-40 及表 1-41，l_{lE} 见本书表 1-49 及表 1-50 10）纵向钢筋弯折构造如本书图 3-16 所示 （2）抗震屋面框架梁顶层端节点梁下部钢筋的锚固构造如图 8-11 所示，要求如下： 1）图 8-11a 为顶层端节点梁下部钢筋端头如锚头（锚板）锚固 2）图 8-11b 为顶层端支座梁下部钢筋直锚 3）见上述（1）条中的有关要求 （3）抗震屋面框架梁顶层中间节点梁下部筋在节点外搭接构造如图 8-12 所示，要求如下： 1）梁下部钢筋不能在柱内锚固时，可在节点外搭接。相邻跨钢筋直径不同时，搭接位置与较小直径一跨 2）见上述（1）条中的有关要求 （4）抗震楼层框架梁纵向钢筋构造如图 8-13 所示，要求如下： 1）跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1，2，3\cdots$ 2）图中 h_c 为柱截面沿框架方向的高度 3）梁上部通长钢筋与非贯通钢筋直径相同时，连接位置宜位于跨中 $l_{ni}/3$ 范围内；梁下部钢筋连接位置宜位于支座 $l_{ni}/3$ 范围内；且在同一连接区段内钢筋接头面积百分率不宜大于 50% 4）一级框架梁宜采用机械连接，二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接连接 5）钢筋连接要求见本书表 1-42 中的有关规定 6）当梁纵筋采用绑扎搭接接长时，搭接区内箍筋直径及间距要求见本书中的有关规定 7）梁侧面构造钢筋要求见本书表 3-24 序号 1 中的有关规定 8）见上述（1）条中的有关规定 （5）抗震楼层框架梁端支座锚固构造如图 8-14 所示，要求如下： 1）端支座加锚头（锚板）锚固如图 8-14a 所示 2）端支座直锚如图 8-14b 所示 3）见上述（4）条中的有关规定 （6）抗震楼层框架梁中间层中间节点梁下部筋在节点外搭接如图 8-15 所示，要求如下： 1）梁下部钢筋不能在柱内锚固时，可在节点外搭接。相邻跨钢筋直径不同时，搭接位置位于较小直径一跨 2）见上述（4）条中的有关规定

表 8-33　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 ⏤ 14，且 $\geqslant \frac{1}{4}A^{t}_{smax}$	2ϕ12	跨中
2	下部纵向钢筋	2 ⏤ 14，且 $\geqslant \frac{1}{4}A^{b}_{smax}$	2ϕ12	支座或支座边 $\frac{1}{4}l_{b0}$ 处

注：1. 如采用搭接接头，应满足搭接长度要求。
2. A^{t}_{smax}、A^{b}_{smax} 为上、下最大配筋截面面积。
3. l_{b0} 为梁的净跨度。

表 8-34 框架梁端部下(A'_s)对上(A_s)纵向钢筋截面面积之比

抗震等级	一级	二级	三级	一般情况
A'_s/A_s	≥0.5	≥0.3	≥0.3	≤0.8

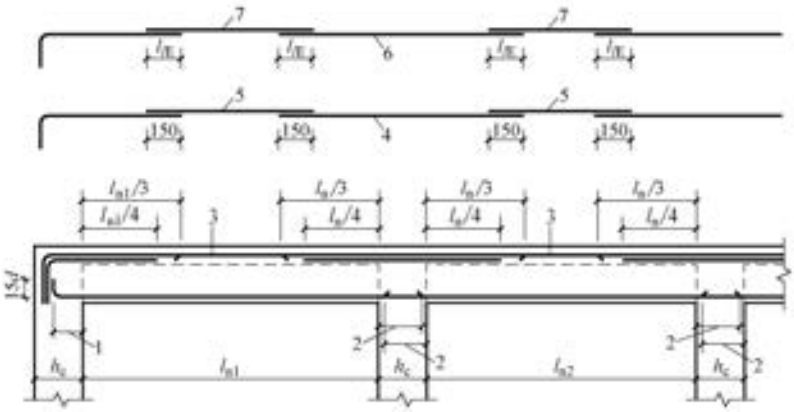


图 8-10 抗震屋面框架梁纵向钢筋构造

1—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧且≥0.4l_{abE} 2—≥l_{aE}且≥0.5h_c+5d 3—通长筋 4—用于梁上有架立筋时，架立筋与非贯通钢筋的搭接 5—架立筋 6—用于梁上部贯通钢筋由不同直径钢筋搭接时 7—通长筋(小直径)

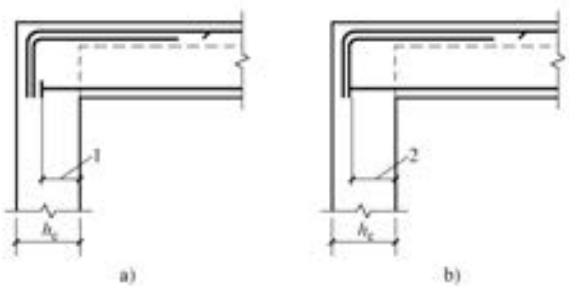


图 8-11 抗震屋面框架梁顶层端节点梁下部钢筋的锚固构造

a) 顶层端节点梁下部钢筋端头加锚头(锚板)锚固 b) 顶层端支座梁下部钢筋直锚

1—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧，且≥0.4 l_{abE} 2—≥0.5h_c+5d 且≥l_{aE}

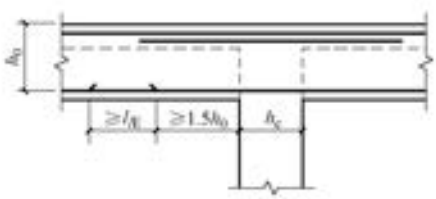


图 8-12 顶层中间节点梁下部筋在节点外搭接构造

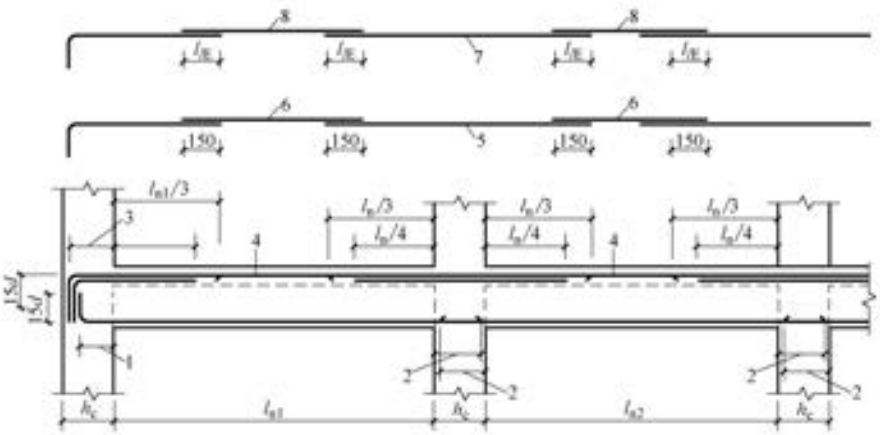


图 8-13 抗震楼层框架梁纵向钢筋构造

1—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧或柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{abE} 2—≥l_{aE}且≥0.5h_c+5d 3—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4l_{abE}、l_{n1}/4 4—通长筋 5—用于梁上有架立筋时，架立筋与非贯通钢筋的搭接 6—架立筋 7—用于梁上部贯通钢筋由不同直径钢筋搭接时 8—通长筋(小直径)

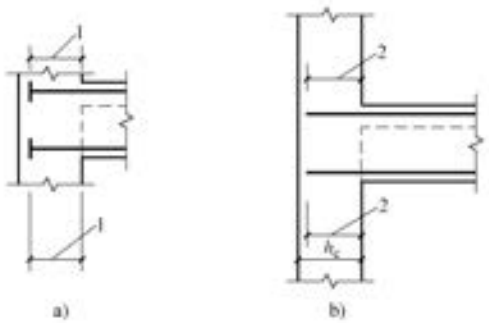


图 8-14 抗震楼层框架梁端支座锚固构造

a) 端支座加锚头(锚板)锚固 b) 端支座直锚

1—伸至柱外侧纵筋内侧，且≥0.4 l_{abE} 2—≥l_{aE}且≥0.5h_c+5d

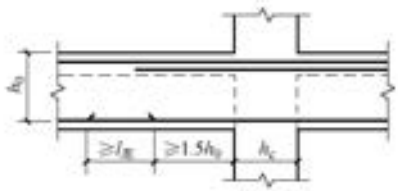


图 8-15 中间层中间节点梁下部筋在节点外搭接

8.4.3 框架梁中箍筋的配置

框架梁中箍筋的配置要求见表 8-35。

表 8-35 框架梁中箍筋的配置要求

序号	项 目	内 容
1	梁端箍筋的加密区长度、间距和直径	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 8-36 的规定取用；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
2	箍筋配置	（1）第一个箍筋应设置在距构件节点边缘不大于 50mm 处，一般取用 50mm （2）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 及 20 倍箍筋直径的较大值；二、三级抗震等级不宜大于 250mm 及 20 倍箍筋直径的较大值，四级抗震等级不宜大于 300mm （3）非加密区的箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍 （4）纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接
3	箍筋的配筋率计算公式及计算用表	（1）沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} 计算公式应符合本书表 1-64 序号 1 中有关规定的计算公式 （2）梁箍筋计算用表应符合本书表 1-64 序号 2 中的有关计算用表
4	箍筋配筋图例	（1）一级～四级抗震等级楼层框架梁、屋面框架梁梁端箍筋加密区要求如图 8-16 所示，图中 h_b 为梁截面高度 （2）一级～四级抗震等级楼层框架梁、屋面框架梁(尽端为梁)端箍筋加密区要求如图 8-17 所示，图中 h_b 为梁截面高度 （3）弧形梁沿梁中心线展开，箍筋间距沿凸面线量度 （4）本图抗震框架梁箍筋加密区范围同样适用于框架梁与剪力墙平面内连接的情况 （5）梁中附加箍筋、吊筋构造见本书表 3-26 与表 3-27 中的有关规定 （6）当梁纵筋采用绑扎搭接接长时，搭接区内箍筋直径及间距要求见本书中的有关规定 （7）见表 8-36 的有关规定

表 8-36 梁端箍筋加密区的构造要求

序号	抗震等级	箍筋加密区长度	箍筋最大间距	箍筋最小直径
1	一级	$2h_b$ 和 500mm 二者中的较大值	纵向钢筋直径的 6 倍、梁高的 1/4 或 100mm 三者中的最小值	10mm
2	二级	$1.5h_b$ 和 500mm 二者中的较大值	纵向钢筋直径的 8 倍、梁高的 1/4 或 100mm 三者中的最小值	8mm
3	三级		纵向钢筋直径的 8 倍、梁高的 1/4 或 150mm 三者中的最小值	8mm
4	四级		纵向钢筋直径的 8 倍、梁高的 1/4 或 150mm 三者中的最小值	6mm

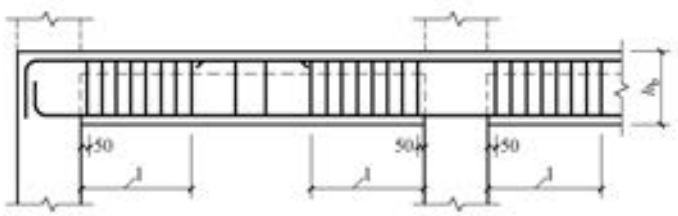


图 8-16 一级～四级抗震等级楼层框架梁、屋面框架梁梁端箍筋加密区
1—箍筋加密区长度：抗震等级为一级：≥2.0h_b且≥500；抗震等级为二～四级：≥1.5h_b且≥500

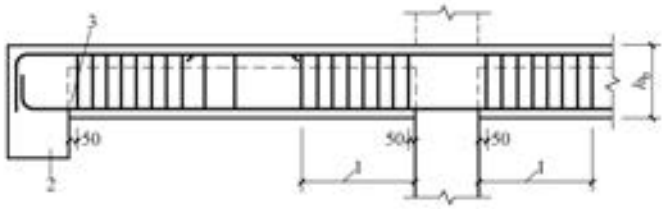


图 8-17 一级~四级抗震等级楼层框架梁、屋面框架梁(尽端为梁)端箍筋加密区

1—箍筋加密区长度：抗震等级为一级：≥2.0h_b且≥500；抗震等级为二~四级：≥1.5h_b且≥500

2—主梁 3—此端箍筋构造可不设加密区，梁端箍筋规格及数量由设计确定

8.4.4 框架扁梁结构体系及构造要求

框架扁梁结构体系及构造要求见表 8-37。

表 8-37 框架扁梁结构体系及构造要求

序号	项 目	内 容
1	结构体系	框架扁梁与周边普通梁柱框架结合可用于多层框架结构、设置足够的剪力墙形成框墙结构可用于高层建筑
2	构造要求	(1) 框架扁梁结构的楼板应现浇，宜双向布置，上、下柱中线不应有偏心，梁柱中线应重合，且不宜用于一级抗震等级的框架结构 (2) 有关扁梁宽度的取值见表 8-31 序号 2，截面设计应满足挠度及抗裂要求 (3) 扁梁的纵向钢筋在柱宽度范围一级框架应不少于配筋总面积的 75%，二、三、四级框架不少于 50%，柱宽以外的钢筋应由边梁受扭承载力来确定 (4) 扁梁箍筋肢数不少于 4 肢，箍筋肢距不宜大于 200mm。箍筋加密范围，一级框架不少于 2.5b_c(或 500mm)，二、三、四级框架不少于 2b_c(或 500mm)，箍距取 100mm (5) 边框架宜采用普通梁、柱框架，锚入边梁的扁梁纵向钢筋的保护层厚度靠边梁外侧不宜小于 50mm (6) 扁梁纵向受力钢筋的最小配筋率不应小于 0.3%，一般为单层放置，间距不宜大于 100mm (7) 扁梁两侧面应配置腰筋，其直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm (8) 扁梁节点外核心区(两向扁梁相交面积扣除柱截面面积部分)，对于中柱节点可配置附加水平箍筋及竖向拉筋，拉筋钩住扁梁纵向钢筋并与之绑扎；拉筋直径：一、二级抗震等级不宜小于 10mm，三、四级抗震等级不宜小于 8mm；当核心区受剪承载力不能满足计算要求时，可配置附加腰筋；对于扁梁边柱节点核心区，也可配置附加腰筋 (9) 扁梁节点的内、外核心区均可视为梁的支座，梁纵向受力钢筋在支座区的锚固和搭接均按有关框架梁的规定执行，其中支座梁底的钢筋宜贯通或按受拉钢筋一样搭接；梁面钢筋宜有 1/4~1/3 贯通

8.4.5 框架梁和框架柱纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接

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见表 8-38。

表 8-38 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

序号	项 目	内 容
1	框架节点锚固与搭接基本要求	见本书表 1-33 序号 5 的规定
2	框架节点区箍筋	框架节点区箍筋的最大间距、最小直径宜按表 8-42 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_v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、下柱端体积配箍率中的较大值

8.5 框架柱

8.5.1 框架柱截面尺寸

框架柱的截面尺寸应符合表 8-39 的规定。

表 8-39 框架柱的截面尺寸

序号	项目	内容
1	框架柱的截面尺寸	（1）框架柱的几何尺寸关系如图 8-18 所示 （2）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 （3）柱截面沿竖向总高度的变化次数不宜超过三次 （4）柱的剪跨比宜大于 2，柱截面长边与短边的边长比不宜大于 3 （5）框架梁的纵向钢筋在节点范围内的锚固如图 1-3 所示
2	框架长柱	符合 $\frac{H_n}{h_c}>4$ 的按框架长柱设计。此处，H_n—框架柱的净高；h_c—框架柱的截面高度
3	框架短柱	符合 $\frac{H_n}{h_c}\leqslant 4$ 的按框架短柱设计
4	框架柱的截面符合条件	框架柱的受剪截面应符合下列条件： 剪跨比 λ 大于 2 的框架柱 $V_c\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b h_0)$ (8-13) 框支柱和剪跨比 λ 不大于 2 的框架柱 $V_c\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0)$ (8-14)

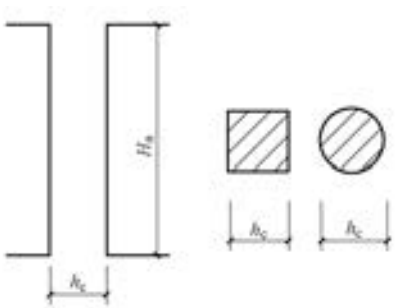


图 8-18 框架柱

8.5.2 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 8-40。

表 8-40 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	框架柱和框支柱的钢筋配置，应符合下列要求： （1）柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率应符合表 8-41 的规定 （2）框架柱和框支柱上、下两端箍筋应加密，加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 8-42 的规定 （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)条一级抗震等级的要求 （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
2	配筋百分率及纵向钢筋配置	柱的配筋最大百分率见表 1-77 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	箍筋肢距及箍筋形式	（1）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 （2）当框架柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3%时，箍筋应焊成封闭环式 为了加强箍筋对核芯混凝土的约束作用，根据实际需要，可以采用如图 8-19 所示的封闭式箍筋 箍筋为封闭式时，柱箍筋应做成 135°弯钩，如图 8-20a 所示；拉筋箍可两端弯钩(图 8-20b)或一端弯钩一端为直钩(图 8-20c)；弯钩直线段长度不小于 10d，直钩长度不小于 6d；当箍筋需焊成封闭环式时，单面焊缝长度不小于 50mm，且不小于 5d，如图 8-20d 所示
5	钢筋的锚固与连接	（1）钢筋的锚固见本书表 1-33 （2）钢筋的连接见本书表 1-42

表 8-41 柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率 （%）

序号	柱类型	抗震等级					非抗震
		特一级	一级	二级	三级	四级	
1	中柱、边柱	1.4	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)	0.5
2	角柱	1.6	1.1	0.9	0.8	0.7	0.5
3	框支柱	1.1	1.1	0.9	—	—	0.7

注：1. 表中括号内数值适用于框架结构。

2. 采用 335N/mm^{2}级、400N/mm^{2}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. 当混凝土强度等级高于 C60 时，上述数值应增加 0.1 采用。

表 8-42 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	特一级、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。

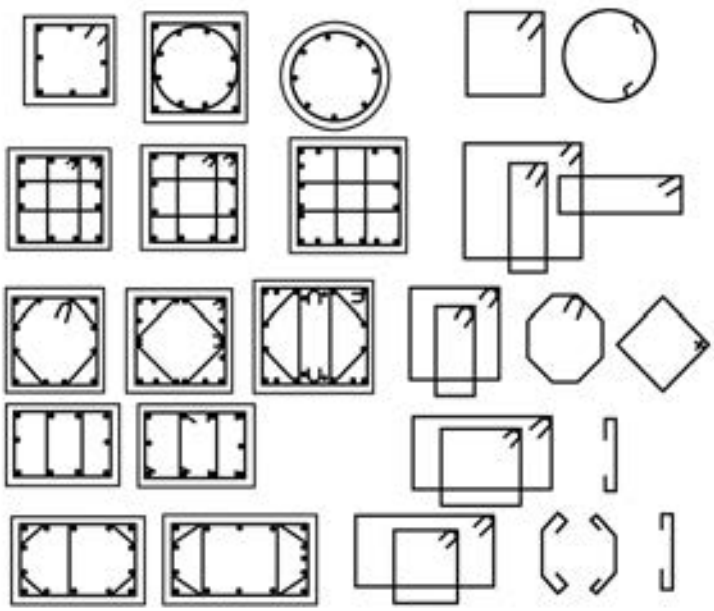


图 8-19 框架柱的箍筋形式

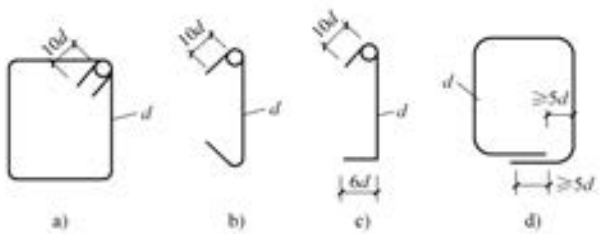


图 8-20 箍筋和拉筋的弯钩

8.5.3 抗震框架柱配筋构造图例

抗震框架柱配筋构造图例见表 8-43。

表 8-43 抗震框架柱配筋构造图例

序号	项 目	内 容
1	抗震框架柱纵向钢筋连接构造	（1）抗震框架中柱柱两边钢筋相同时纵向钢筋的连接构造如图 8-21 所示，要求如下： 1）图 8-21a 为柱两边纵向钢筋的绑扎搭接接头。当某层连接区的高度小于纵筋分两批搭接所需要的高度时，应改用机械连接或焊接连接 2）图 8-21b 为柱两边纵向钢筋的机械连接接头 3）图 8-21c 为柱两边纵向钢筋的焊接连接接头 4）柱相邻纵向钢筋连接接头相互错开。在同一截面内钢筋接头面积百分率不宜大于 50% 5）图中 h_c 为柱截面长边尺寸（圆柱为截面直径），H_n 为所在楼层的柱净高 6）柱纵筋绑扎搭接长度及绑扎搭接、机械连接、焊接连接要求见本书中的有关规定 7）轴心受拉及小偏心受拉柱内的纵向钢筋不得采用绑扎搭接接头，设计者应在柱平法结构施工图中注明某平面位置及层数 8）当嵌固部位位于基础顶面以上时，嵌固部位以下地下室部分柱纵向钢筋连接构造，如图 8-23～图 8-25 所示 9）钢筋的锚固要求见本书表 1-33 10）钢筋的连接要求见本书表 1-42 （2）抗震框架中柱之上柱与下柱的纵向钢筋不同时的连接构造如图 8-22 所示，要求如下： 1）图 8-22a 为上柱纵向钢筋比下柱纵向钢筋多时的连接构造 2）图 8-22b 为上柱纵向钢筋直径比下柱纵向钢筋直径大时的连接构造 3）图 8-22c 为下柱纵向钢筋比上柱纵向钢筋多时的连接构造 4）图 8-22d 为下柱纵向钢筋直径比上柱纵向钢筋直径大时的连接构造 5）图 8-22 中为绑扎搭接，也可采用机械连接和焊接连接 6）见上述（1）条中的有关规定
2	地下室抗震框架柱的纵向钢筋连接构造与地下室抗震框架柱的箍筋加密区范围	（1）地下室抗震框架柱的纵向钢筋连接构造如图 8-23 所示，要求如下： 1）图 8-23a 为绑扎搭接接头。当某层连接区的高度小于纵筋分两批搭接所需要的高度时，应改用机械连接或焊接连接 2）图 8-23b 为机械连接接头 3）图 8-23c 为焊接连接接头 4）钢筋的锚固要求见本书表 1-33 5）钢筋的连接要求见本书表 1-42 6）图 8-23 中 h_c 为柱截面长边尺寸（圆柱为截面直径），H_n 为所在楼层的柱净高 （2）地下室抗震框架柱的箍筋加密区范围如图 8-24 所示 （3）地下一层增加钢筋在嵌固部位的锚固构造如图 8-25 所示，要求如下： 1）图 8-25a 为弯锚构造做法 2）图 8-28b 为直锚构造做法 3）地下一层柱截面每侧纵向钢筋不应小于地上一层柱对应纵向钢筋的 1.1 倍，且地下一层柱上端和节点左右梁端实配的抗震受弯承载力之和应大于地上一层柱下端实配的抗震受弯承载力的 1.3 倍 （4）图 8-23 及图 8-24 中钢筋连接构造及柱箍筋加密区范围用于嵌固部位不在基础底面情况下地下室部分（基础底面至嵌固部位）的柱 （5）见本序号上述（1）条中的有关规定

（续表 8-43）

序号	项　　目	内　　容
3	抗震框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋构造	抗震框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋构造如图 8-26 所示，要求如下： （1）如图 8-26a 所示，柱筋作为梁上部钢筋使用 （2）如图 8-26b 所示，为从梁底算起 1.5l_{abE}超过柱内侧边缘 （3）如图 8-26c 所示，为从梁底算起 1.5l_{abE}未超过柱内侧边缘 （4）如图 8-26d 所示，为用于图 8-26b 或图 8-26c 节点未伸入梁内的柱外侧钢筋锚固，当现浇板厚度不小于 100mm 时，也可按图 8-26b 节点方式伸入板内锚固，且伸入板内长度不宜小于 15d （5）如图 8-26e 所示，用于梁、柱纵向钢筋搭接接头沿节点外侧直线布置 （6）应符合表 8-38 和表 8-40 中有关规定 （7）节点纵向钢筋弯折要求如图 3-16（括号内数值）所示 （8）其他规定 1）节点图 8-26a、b、c、d 应配合使用，节点图 8-26d 不应单独使用（仅用于未伸入梁内的柱外侧柱筋锚固），伸入梁内的柱外侧纵筋不宜少于柱外侧全部纵筋面积的 65%。可选择图 8-26b+图 8-26d 或图 8-26c+图 8-26d 或图 8-26a+图 8-26b+图 8-26d 或图 8-26a+图 8-26c+图 8-26d 的做法 2）节点图 8-26e 用于梁、柱纵向钢筋接头沿节点柱顶外侧直线布置的情况，可与节点图 8-26a 组合使用
4	抗震框架中柱柱纵向钢筋构造和抗震框架柱变截面位置纵向钢筋构造	（1）抗震框架中柱柱顶纵向钢筋可用直线方式锚入柱顶节点，自梁底算起的锚固长度不应小于 l_{aE}，且柱纵向钢筋必须伸至柱顶，配筋构造如图 8-27 所示，具体要求如下： 1）如图 8-27a 所示，当直锚长度小于 l_{aE}时，将柱两侧纵向钢筋伸至柱顶的锚固长度不小于 0.5l_{abE}后向柱内水平弯折，弯折后的水平投影段长度不应小于 12d，此处，d 为柱两侧纵向钢筋直径 2）如图 8-27b 所示，当直锚长度小于 l_{aE}，且顶层为现浇钢筋混凝土板，其混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 100mm 时，将柱两侧纵向钢筋伸至柱顶的长度不小于 0.5l_{abE}后向柱外水平弯折锚入现浇钢筋混凝土板内，弯折后的水平段投影长度不应小于 12d，此处，d 为柱两侧纵向钢筋直径 3）如图 8-27c 所示，当直锚长度小于 l_{aE}，则将柱纵向钢筋端头加锚头（锚板），将柱两侧纵向钢筋伸至柱顶的长度不小于 0.5l_{abE} 4）如图 8-27d 所示，自梁底算起的锚固长度不小于 l_{aE}时，则柱两侧的纵向钢筋用直线方式锚至柱顶即可 5）上述中柱柱头纵向钢筋构造分四种构造做法，施工人员应根据各种做法所要求的条件正确选用 （2）抗震框架柱变截面位置纵向钢筋连接构造如图 8-28、图 8-29 所示 1）图 8-28a 为中柱，且应符合 $\Delta/h_b>1/6$ 情况，连接要求如图中所示 2）图 8-28b 为中柱，且应符合 $\Delta/h_b\leqslant 1/6$ 情况，连接要求如图中所示 3）图 8-28c 为边柱，且应符合 $\Delta/h_b>1/6$ 情况，连接要求如图中所示 4）图 8-29a 为边柱，且应符合 $\Delta/h_b\leqslant 1/6$ 情况，连接要求如图中所示 5）图 8-29b 为边柱，且应符合 $\Delta/h_b>1/6$ 情况，连接要求如图中所示 6）图 8-28 及图 8-29 中楼层（面）以上柱纵筋连接构造如图 8-21～图 8-23 所示 （3）纵向钢筋弯折要求如图 3-16 所示

（续表 8-43）

序号	项　　目	内　　容
5	抗震框架柱、剪力墙上柱、梁上柱箍筋加密区范围及抗震剪力墙上柱、梁上柱纵向钢筋构造与底层刚性地面箍筋加密范围	（1）抗震框架柱、剪力墙上柱、梁上柱箍筋加密区范围如图 8-30 所示。抗震剪力墙上柱嵌固部位为墙顶面（图 8-31）、梁上柱嵌固部位为梁顶面（图 8-32） （2）抗震剪力墙上柱纵向钢筋构造如图 8-31 所示，其中图 8-31a 为柱与剪力墙重叠一层构造做法，图 8-31b 为柱纵筋锚固在剪力墙顶部时柱根构造做法 （3）梁上柱纵向钢筋构造如图 8-32 所示 （4）底层刚性地面柱上下箍筋各加密 500mm，如图 8-33 所示 （5）纵向钢筋弯折要求如图 3-16 所示 （6）见本书表 8-40 中有关规定 （7）除具体工程设计标注有箍筋全高加密的柱外，柱箍筋加密区按图 8-30 规定所示 （8）当柱纵筋采用搭接连接时，搭接区范围内箍筋构造见本书中有关规定 （9）当柱在某楼层各向均无梁连接时，计算箍筋加密范围采用的 H_n 按该跃层柱的总净高取用，其余情况同普通柱 （10）剪力墙上起柱，在剪力墙顶面标高以下锚固范围内的柱箍筋按上柱非加密区箍筋要求配置。梁上起柱，在梁内设两道柱箍筋 （11）剪力墙上起柱（柱纵筋锚固剪力墙顶部时）和梁上起柱时，墙体和梁的平面外方向应设梁，以平衡柱脚在该方向的弯矩；当柱宽度大于梁宽时，梁应设水平加腋

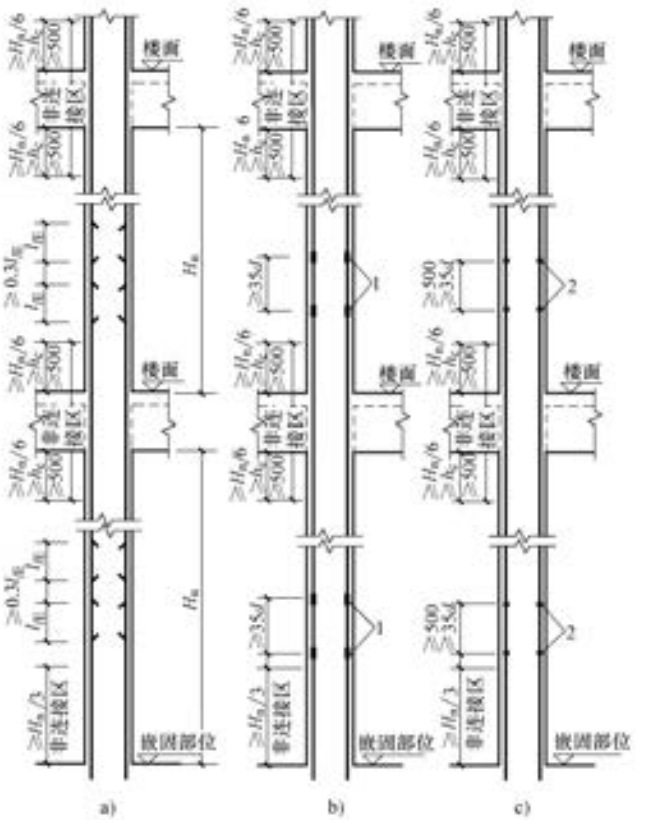


图 8-21　抗震框架中柱柱两边钢筋相同时纵向钢筋的连接构造
a）绑扎搭接接头　b）机械连接接头　c）焊接连接接头
1—相邻纵向钢筋交错机械连接　2—相邻纵向钢筋交错焊接连接

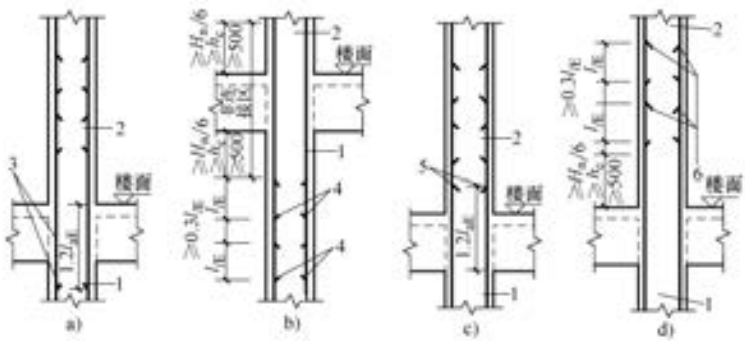


图 8-22 抗震框架中柱之上柱与下柱的纵向钢筋不同时的连接构造

a）上柱纵向钢筋比下柱纵向钢筋多时 b）上柱纵向钢筋直径比下柱纵向钢筋直径大时

c）下柱纵向钢筋比上柱纵向钢筋多时 d）下柱纵向钢筋直径比上柱纵向钢筋直径大时

1—下柱 2—上柱 3—上柱比下柱多出的钢筋 4—上柱较大直径钢筋

5—下柱比上柱多出的钢筋 6—下柱较大直径钢筋

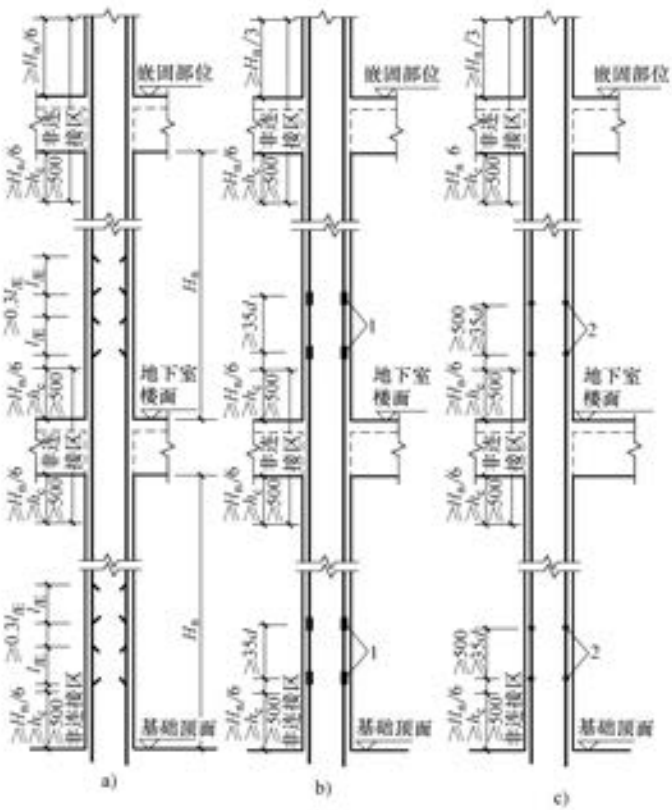


图 8-23 地下室抗震框架柱的纵向钢筋连接构造

a）绑扎搭接接头 b）机械连接接头 c）焊接连接接头

1—相邻纵向钢筋交错机械连接 2—相邻纵向钢筋交错焊接连接

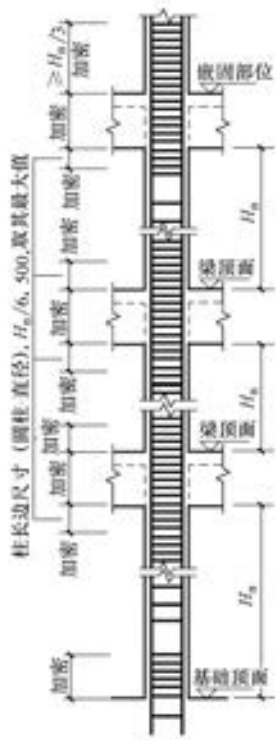


图 8-24 地下室抗震框架柱的箍筋加密区范围

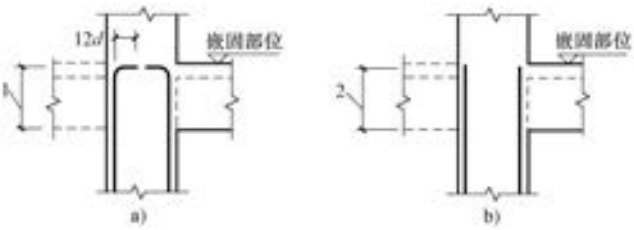


图 8-25 地下一层增加钢筋在嵌固部位的锚固构造

a）弯锚 b）直锚

1—伸至梁顶，且≥0.5l_{abE} 2—伸至梁顶，且≥l_{aE}

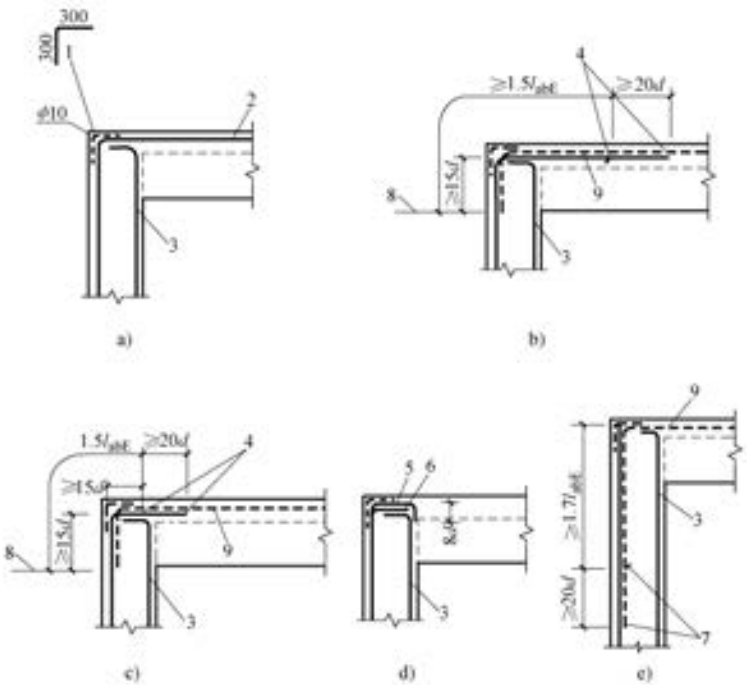


图 8-26 抗震框架边柱和角柱柱顶纵向钢筋构造

a）柱筋作为梁上部钢筋使用 b）从梁底算起 1.5l_{abE}超过柱内侧边缘

c）从梁底算起 1.5l_{abE}未超过柱内侧边缘

d）用于本图 b)或 c)节点未伸入梁内的柱外侧钢筋锚固

e）梁上部纵向钢筋配筋率大于 1.2%时，搭接接头沿柱顶外侧布置

1—当柱纵筋直径≥25mm 时，在柱宽范围的柱箍筋内侧设置间距>150mm，但不少于 3ϕ10 的角部附加钢筋 2—柱外侧纵向钢筋直径不小于梁上部钢筋时，可弯入梁内作梁上部纵向钢筋 3—柱内侧纵筋同中柱柱顶纵向钢筋构造 4—柱外侧纵向钢筋配筋率>1.2%时分两批截断 5—柱顶第一层钢筋伸至柱内边向下弯折 8d 6—柱顶第二层钢筋伸至柱内边 7—梁上部纵向钢筋配筋率>1.2%时，应分两批截断。当梁上部纵向钢筋为两排时，先断第二排钢筋 8—梁底 9—梁上部纵向钢筋

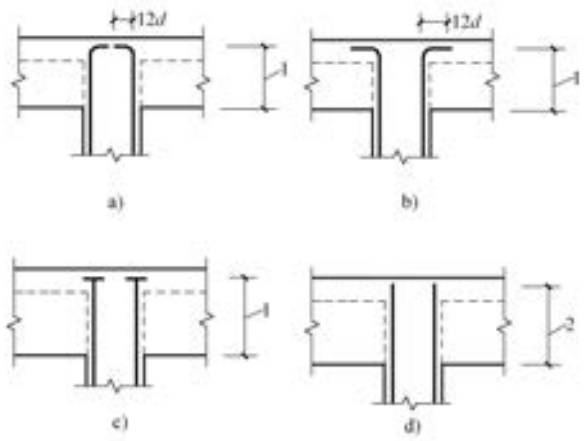


图 8-27 抗震框架中柱柱顶纵向钢筋配筋构造

a）当直锚长度小于 l_{aE} 时(1) b）当直锚长度小于 l_{aE} 时(2)

c）当直锚长度小于 l_{aE} 时(3) d）当直锚长度大于等于 l_{aE} 时

1—伸至柱顶，且≥0.5l_{abE} 2—伸至柱顶，且≥l_{aE}

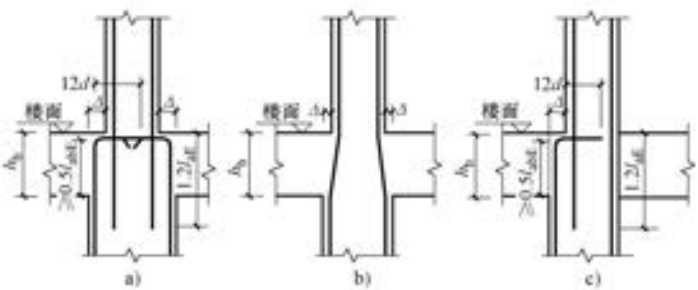


图 8-28 抗震框架柱变截面位置纵向钢筋构造(1)

a）中柱，$\Delta/h_b>1/6$ 情况 b）中柱，$\Delta/h_b\leq 1/6$ 情况 c）边柱，$\Delta/h_b>1/6$ 情况

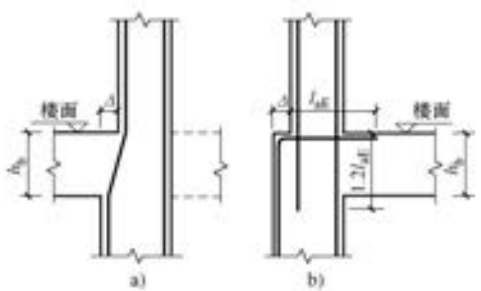


图 8-29 抗震框架柱变截面位置纵向钢筋构造(2)

a）边柱，且 $\Delta/h_b\leq 1/6$ 情况 b）边柱，$\Delta/h_b>1/6$ 情况

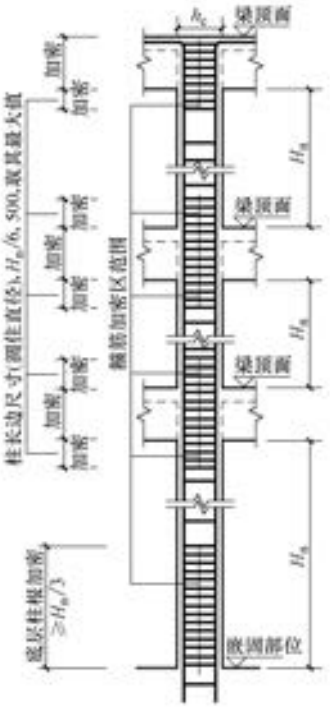


图 8-30　抗震框架柱、剪力墙上柱、梁上柱箍筋加密区范围

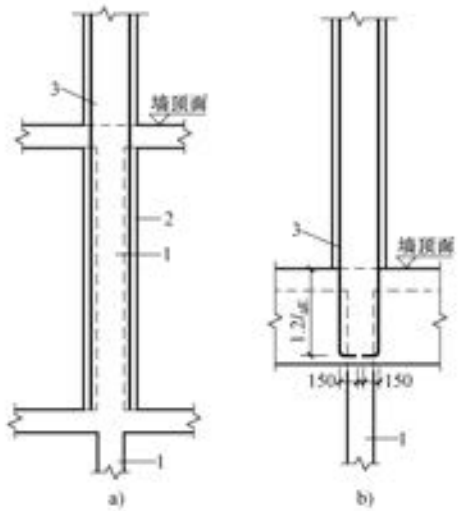


图 8-31　抗震剪力墙上柱纵向钢筋构造

a）柱与剪力墙重叠一层　b）柱纵筋锚固在剪力墙顶部时柱根构造

1—剪力墙　2—柱　3—锚筋连接做法见图 8-21～图 8-23

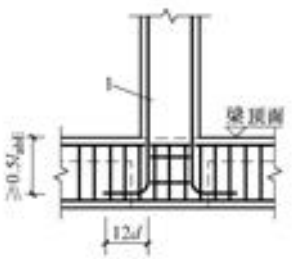


图 8-32　梁上柱纵向钢筋构造

1—钢筋连接做法见图 8-21～图 8-23

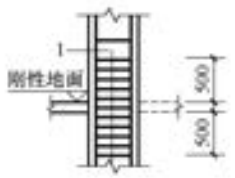


图 8-33　底层刚性地面柱上下箍筋各加密 500mm

1—箍筋加密

8.5.4　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 8-44。

表 8-44　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 8-45 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

（续表 8-44）

序号	项　　目	内　　容
2	箍筋加密区箍筋的体积配筋率	箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下列规定： （1）柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率，应符合如下规定： $$\rho_v = \frac{\sum a_k l_k}{l_1 l_2 s} \geqslant \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (8\text{-}15)$$ 式中 ρ_v—— 柱箍筋加密区的体积配筋率，计算中应扣除重叠部分的箍筋体积 a_k—— 箍筋单肢截面面积 l_k—— 对应于 a_k 的箍筋单肢总长度，重叠段按一肢计算 l_1、l_2—— 柱核芯混凝土面积的两个边长 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 8-46 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 8-46 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 8-45　柱轴压比限值

序号	结 构 类 型	抗 震 等 级			
		特一级、一级	二级	三级	四级
1	框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
2	板柱-剪力墙、框架-剪力墙、框架-核心筒、筒中筒结构	0.75	0.85	0.90	0.95
3	部分框支剪力墙结构	0.60	0.70	—	

注：1. 轴压比是指柱考虑地震作用组合的轴压力设计值与柱全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。

2. 表内数值适用于混凝土强度等级不高于 C60 的柱。当混凝土强度等级为 C65～C70 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.05；当混凝土强度等级为 C75～C80 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.10。

3. 表内数值适用于剪跨比大于 2 的柱；剪跨比不大于 2 但不小于 1.5 的柱，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，其轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。

4. 当沿柱全高采用井字复合箍，箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或当沿柱全高采用复合螺旋箍，箍筋螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或当沿柱全高采用连续复合螺旋箍，且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时，轴压比限值可增加 0.10。

5. 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的 0.8%时，柱轴压比限值可增加 0.05。当本项措施与注 4 的措施共同采用时，柱轴压比限值可比表中数值增加 0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加 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 8-46 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. 普通箍是指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍是指单个螺旋箍筋；复合箍是指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍是指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍是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。

8.6 剪力墙结构

8.6.1 一般要求

剪力墙结构的一般要求见表 8-47。

表 8-47 剪力墙结构的一般要求

序号	项目	内容
1	剪力墙的布置	（1）剪力墙应在建筑平面的主要轴线方向布置。对一般的矩形、T 形、L 形等平面宜沿两个主轴方向布置；三角形、Y 形平面宜沿三个方向布置；正多边形、圆形及弧形平面可沿径向及环向布置。内、外剪力墙应尽量各自拉通、对直，尽量避免剪力墙错开或转折。如建筑平面布置不能拉通，墙错开≤3 倍墙厚时，可按整体平面剪力墙考虑。如墙有转折，转折角≤15°，也可作整体、平面剪力墙考虑，如图 8-34 所示 （2）剪力墙宜沿竖向贯通建筑物的全高，墙体厚度可沿高度方向由下至上逐渐减薄，以使结构的侧向刚度较均匀变化，避免发生突变。在竖向，当楼层的刚度小于上层或下层时，应不小于相邻的上层或下层刚度的 70% （3）平面布置原则 1）剪力墙体系中的剪力墙要承担楼房的全部竖向荷载和来自任何方向的风或地震引起的水平力，所以剪力墙应沿楼层平面各主要轴线方向布置 一般情况下，对于矩形、L 形、T 形、H 形和口字形平面，剪力墙可沿纵、横两个方向布置；对于圆形或弧形平面，可沿径向和环向布置；对于三角形、三叉形以及其他复杂平面，可沿纵向、横向、斜向等两个或三个主轴方向布置 2）同方向剪力墙在平面上宜尽量对齐，以便能利用连梁形成具有较大延性和较大耗能容量的联肢墙 3）为使墙体水平剪力能达到均匀分布，同方向各片剪力墙的墙肢宽度宜大致相等

（续表 8-47）

序号	项　　目	内　　容
1	剪力墙的布置	4）为使剪力墙在水平地震力作用下呈现延性的弯曲破坏，而不发生脆性的剪切破坏，每片剪力墙均不宜过长，其高长比(总高度/长度)不应小于 2。对于太长的剪力墙，宜开设洞口，将它划分为若干个由各层楼板或弱连梁(跨高比大于 6)相连接的独立墙段，使每个独立墙段的高长比(层高/墙长)不小于 2.0 独立墙段可以是无洞墙、小洞墙或联肢墙。每片独立墙段中任一墙肢的长度均不宜大于 8m，也不应小于 0.5m 或墙厚的 3 倍。试验表明，往复水平荷载作用下的窄墙肢，即使加强了配筋也难免不发生早期破坏 5）对于在结构上无法进一步划小的、长度大于 8m 的墙肢，可以在墙面上于各楼层开设高度不小于 2/3 层高的施工洞，将它划分成较窄的墙肢，施工洞可用砌体填补 6）高层建筑结构不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙体系。短肢剪力墙(水平截面高厚比为 5~8)较多时，应布置筒体(或一般剪力墙)，形成短肢剪力墙与筒体(或一般剪力墙)共同抵抗水平力的剪力墙体系 （4）竖向布置原则 1）所有剪力墙均应上下对齐，并从底到顶连续设置，不得中断，避免剪力传递迂回和刚度突变 2）顶层因布置大厅或大房间而取消一部分剪力墙时，其余剪力墙则应适当增加配筋量，以承受因刚度突变而在顶层引起的塑性变形集中效应 3）为使楼层抗推刚度尽量做到连续、均匀变化，剪力墙的厚度应分段减薄，每次宜减薄 20~50mm，而且每次减少的厚度不应超过墙厚的 25%。此外，墙厚的减薄与混凝土强度等级的降低应错开楼层。混凝土强度等级的降低一般是每一次降低一级 4）除外墙和电梯井墙减薄时需单面收进外，其余墙体均应双面对称收进 5）墙体上的各楼层洞口宜上下对齐，成列布置，尽量避免左右错位。洞口的设置还不应使各墙肢的抗推刚度大小悬殊，以免造成水平剪应力的不均匀分布
2	适用最大高度	现浇钢筋混凝土剪力墙结构的适用最大高度见表 9-4 序号 3
3	混凝土强度等级	剪力墙结构的混凝土强度等级不应低于 C20，且 9 度时不宜高于 C60，8 度时不宜高于 C70

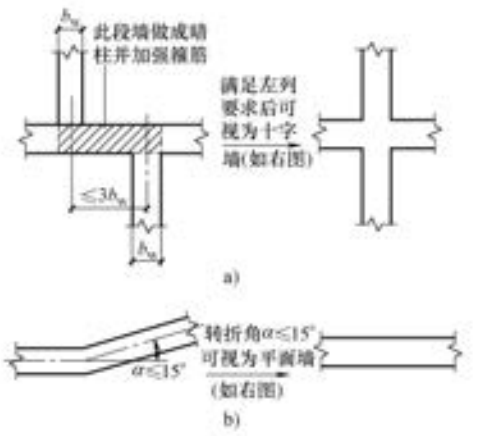


图 8-34　内、外剪力墙错开或转折时要求
a）墙体错开时　b）墙体转折时

8.6.2 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 8-48。

表 8-48 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	剪力墙的墙肢截面厚度应符合下列规定： （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 （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 （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
2	剪力墙的配筋	（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 （2）剪力墙的水平和竖向分布钢筋的配筋应符合本书表 1-79 的规定 （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 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

8.6.3 剪力墙的门窗洞口布置规定

剪力墙的门窗洞口布置规定见表 8-49。

表 8-49 剪力墙的门窗洞口布置规定

序号	项 目	内 容
1	布置原则	（1）对一级抗震等级，宜采用开洞剪力墙，且上下各层洞口宜对齐 （2）对二、三级抗震等级，上下各层洞宜对齐 （3）剪力墙上下层门窗洞口尽量对齐，成列布置，形成明确的墙肢和连系梁。由于使用要求上下洞口不能对齐需要错开时，应采取措施
2	错洞墙	错洞墙，按一级抗震设计时，不应采用；二、三级不宜采用，必要时洞口错开的水平距离不小于 2m，如图 8-35a 所示。通常不宜采用叠合错洞墙，必要时做暗框架配筋，如图8-35b 所示
3	底层局部错洞墙	底层局部错洞墙，如图 8-35c 所示，做如下处理： （1）在标准层洞口部位的竖向钢筋应延伸至底层，在一~二层形成上下连续的暗柱 （2）在二层洞口下设暗梁并加强配筋，底层墙截面的暗柱应伸入二层
4	其他规定	（1）按一级抗震等级设计的剪力墙，应采用有连系梁连接的联肢墙 （2）较长的剪力墙可只用楼板（无连系梁）或弱的连系梁将墙分为若干个独立墙段。每个独立墙段可以是实体墙小开口墙、联肢墙或壁式框架。每个独立墙段的总高度与长度之比应大于 2，并且每个墙段中，各个墙肢截面长度不应大于 8m，可以采用施工洞把长墙肢再划分为联肢墙 （3）尽量避免在洞口与边墙和两个门洞之间形成小墙肢，否则，小墙肢宽度不应小于 3 倍墙厚，并用暗柱加强 （4）剪力墙上开洞，洞口距墙端要有一定距离，如图 7-3 所示。剪力墙在纵横墙交会处应配置暗柱，并按构造配筋 （5）各层楼板宜设置在同一标高上，避免同一楼层的楼板或屋面板高低错层

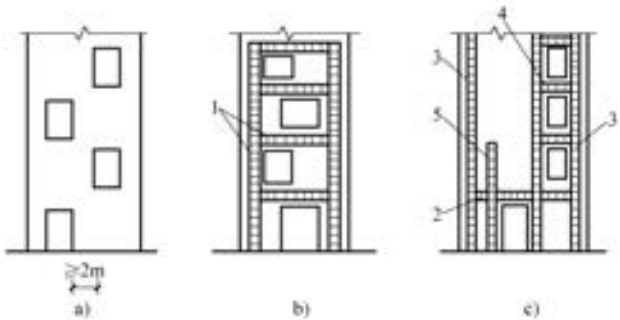


图 8-35 错洞剪力墙的构造要求

a）一般错洞墙 b）叠合错洞墙 c）底层局部错洞墙

1—暗框架 2—暗梁 3—暗柱 4—连续暗柱 5—伸至二层

8.6.4 剪力墙轴压比及边缘构件

剪力墙轴压比及边缘构件见表 8-50。

表 8-50 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 8-51 的限值
2	剪力墙设置边缘构件	剪力墙两端及洞口两侧应设置边缘构件，并宜符合下列要求： （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 8-52 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 8-52 规定时，可按本表序号 4 的规定设置构造边缘构件 （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 （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 （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
3	剪力墙约束边缘构件	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 8-36)： （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 8-53 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 8-36 所示，其体积配筋率 ρ_v 应符合如下要求： $$\rho_v \geqslant \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{8-16}$$ 式中 λ_v——配箍特征值，计算时可计入拉筋 计算体积配箍率时，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 （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 8-36 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% （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 （4）剪力墙边缘构件纵向钢筋连接构造如图 8-38 所示，图 8-38a 为绑扎搭接，图 8-38b 为机械连接，图 8-38c 为焊接连接。适用于约束边缘构件阴影部分和构造边缘构件的纵向钢筋 （5）剪力墙上起约束边缘构件纵向钢筋构造如图 8-39 所示

（续表 8-50）

序号	项　　目	内　　容
3	剪力墙约束边缘构件	（6）搭接长度范围内，约束边缘构件阴影部分、构造边缘构件、扶壁柱及非边缘暗柱的箍筋直径应不小于纵向搭接钢筋最大直径的 0.25 倍、箍筋间距不大于纵向搭接钢筋最小直径的 5 倍，且不大于 100mm （7）括号内数字用于非抗震设计
4	剪力墙构造边缘构件	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 8-37 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 8-54 的要求

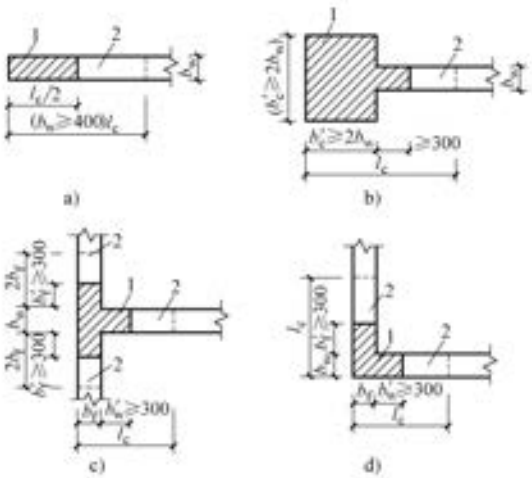


图 8-36　剪力墙的约束边缘构件

a）暗柱　b）端柱　c）翼墙　d）转角墙

1—配箍特征值为 λ_v 的区域　2—配箍特征值为 $\lambda_v/2$ 的区域

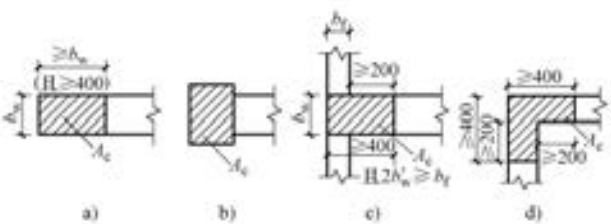


图 8-37　剪力墙的构造边缘构件

a）暗柱　b）端柱　c）翼墙　d）转角墙

表 8-51　剪力墙轴压比限值

抗震等级（设防烈度）	一级（9 度）	二级（7、8 度）	二级、三级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注：剪力墙肢轴压比是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。

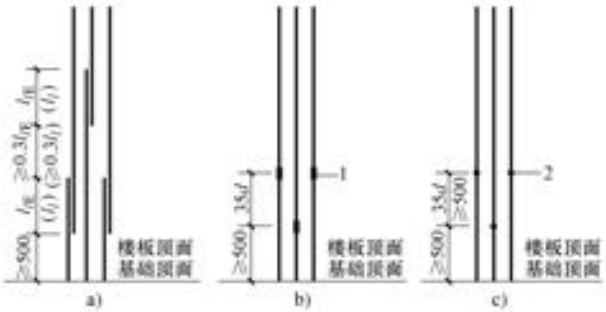


图 8-38 剪力墙边缘构件纵向钢筋连接构造

a）绑扎搭接 b）机械连接 c）焊接连接

1—相邻钢筋交错机械连接 2—相邻钢筋交错焊接

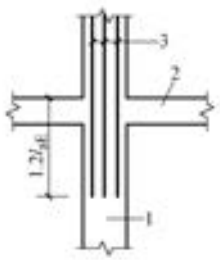


图 8-39 剪力墙上起约束边缘构件纵向钢筋构造

1—剪力墙 2—楼板 3—约束边缘构件纵向钢筋

表 8-52 剪力墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级(设防烈度)	一级(9 度)	二级(7、8 度)	二级、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

表 8-53 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

序号	项 目	一级(9 度)		一级(7、8 度)		二、三级	
		$\lambda \leqslant 0.2$	$\lambda > 0.2$	$\lambda \leqslant 0.3$	$\lambda > 0.3$	$\lambda \leqslant 0.4$	$\lambda > 0.4$
1	l_c(暗柱)	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
2	l_c(翼墙或端柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
3	λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20
4	纵向钢筋(取较大值)	$0.012A_c$，8ϕ16		$0.012A_c$，8ϕ16		$0.010A_c$，6ϕ16 (三级 6ϕ14)	
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，体积配箍率可按式(8-16)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 8-36 中约束边缘构件阴影部分的截面面积。

表 8-54 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，6ϕ16	8	100	0.008A_c，6ϕ14	8	150
2	二	0.008A_c，6ϕ14	8	150	0.006A_c，6ϕ12	8	200
3	三	0.006A_c，6ϕ12	6	150	0.005A_c，4ϕ12	6	200
4	四	0.005A_c，4ϕ12	6	200	0.004A_c，4ϕ12	6	250

注：1. A_c为图 8-37 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。

8.6.5 剪力墙的配筋

剪力墙的配筋要求见表 8-55。

表 8-55 剪力墙的配筋要求

序号	项目	内容
1	一般配置原则及图例	（1）为了施工方便，一般是把竖向钢筋配置在墙的内侧，水平钢筋配置在墙的外侧，如图 7-18 所示 （2）剪力墙身竖向分布钢筋连接构造如图 7-17 所示。图 7-17a 为一、二级抗震等级剪力墙底部加强部位竖向分布钢筋搭接构造，HPB300 级钢筋端头加 180°的弯钩。图 7-17b 为各级抗震等级或非抗震剪力墙竖向分布钢筋采用机械连接。图 7-17c 为各级抗震等级或非抗震剪力墙竖向分布钢筋连接，HPB300 级钢筋端头加 5d 直钩。图 7-17d 为竖向钢筋可在同一部位搭接 （3）剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造如图 7-20 所示。图 7-20a 为边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(1)，图 7-20b 为中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(1)，图 7-20c为中部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(2)，图 7-20d 为边部剪力墙变截面处竖向分布钢筋构造(2) （4）不同厚度 b_w剪力墙的钢筋网片数量如图 8-40 所示。当厚度 b_w大于 140mm 且不大于 400mm 时，竖向和水平分布钢筋如图 8-40a 所示应双排布置。如图 8-40b 所示，当厚度 b_w大于 400mm，但不大于 700mm 时，宜采用三排钢筋。如图 8-40c 所示，当 b_w大于 700mm 时宜采用四排配筋。受力钢筋可均匀分布成数排 （5）剪力墙水平分布钢筋的锚固，应符合下列要求： 1）剪力墙水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折 10d 后截断(图 8-41c)。其中，d 为水平分布钢筋的直径 2）当剪力墙端部有翼墙或转角墙时，内墙两侧的水平分布钢筋和外墙内侧的水平分布钢筋，应伸至翼墙或转角墙外边，并分别向两侧水平弯折 15d 后截断(图 8-41a、b) 在转角墙处，外墙长度应不小于 1.2l_{aE}(图 8-41a) 3）带边框的剪力墙，其水平和竖向分布钢筋宜分别贯穿柱、梁，或锚固在柱、梁内。剪力墙水平分布钢筋在边框柱内的锚固如图 8-42 所示
2	双排钢筋的配置	（1）在下列情况下的剪力墙应配置双排钢筋： 1）承受垂直于墙面的水平荷载(如地下室墙) 2）墙厚大于 140mm

（续表 8-55）

序号	项　　目	内　　容
2	双排钢筋的配置	3）山墙及相邻端开间的内纵墙 4）电梯间，楼梯间 5）当外墙为预制墙板，且仅有一道内纵墙 6）一级剪力墙的所有部位 7）二级剪力墙的加强部位 （2）在下列情况下的剪力墙宜配置双排钢筋： 1）墙厚为 140mm 2）二级剪力墙的一般部位 3）三、四级和非抗震设计剪力墙的加强部位 （3）剪力墙的加强部位见表 7-3
3	双排钢筋的布置及拉筋	双排钢筋应沿墙的两个侧面布置，水平及竖向分布钢筋的直径不应小于 8mm，也不宜大于墙厚的 1/10；间距不应大于 300mm。且应于双排钢筋之间采用拉筋连系，拉筋直径不小于 6mm，间距不应大于 600mm，并每平方米内不少于 2 根，拉筋应与外皮水平钢筋钩牢，如图 7-18 所示
4	配筋率	一、二、三级抗震等级的剪力墙的水平和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 0.20%
5	焊接钢筋网的配置	（1）钢筋焊接网用作钢筋混凝土房屋结构的剪力墙的分布筋时，其适用范围应符合下列要求： 1）可用于无抗震设防的钢筋混凝土房屋的剪力墙，抗震设防烈度为 6 度、7 度和 8 度的丙类钢筋混凝土房屋的框架-剪力墙结构、剪力墙结构、部分框支剪力墙结构和筒体结构中的剪力墙 2）抗震房屋的最大高度：当采用热轧带肋钢筋焊接网时，应符合表 9-4 的现浇钢筋混凝土房屋适用的最大高度的规定；当采用冷轧带肋钢筋焊接网时，应比表 9-4 的适用最大高度低 20m 3）筒体结构中的核心筒和一级抗震等级剪力墙底部加强区，宜采用热轧带肋钢筋焊接网 （2）钢筋焊接网混凝土剪力墙的抗震设计，应根据设防烈度、结构类型和房屋高度，按表 8-23 的规定采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算要求和抗震构造措施 （3）钢筋焊接网混凝土剪力墙的竖向和水平分布钢筋的配置，应符合下列要求： 1）一、二、三级抗震等级的剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率均不应小于 0.25%；四级抗震等级剪力墙不应小于 0.2%；当钢筋直径为 6mm 时，分布钢筋间距不应大于 150mm；当分布钢筋直径不小于 8mm 时，其间距不应大于 300mm 2）部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，竖向和水平分布钢筋配筋率均不应小于 0.3%，钢筋间距不应大于 200mm （4）抗震等级一、二级的冷轧带肋钢筋焊接网剪力墙，底部加强部位墙肢底截面在重力荷载代表值作用下的轴压比分别小于 0.2、0.3 时，底部加强部位及相邻上一层的墙两端和洞口两侧边缘构件沿墙肢的长度不应小于 0.1 h_w（h_w为墙肢长度），其配箍特征值不应小于 0.1，且应符合构造边缘构件底部加强部位的要求 （5）带肋钢筋焊接网剪力墙分布钢筋的设置、轴压比限值、约束边缘构件及构造边缘构件的设置等除应符合上述(1)至(4)的有关规定外，尚应符合本章的其他有关规定 边缘构件的纵向钢筋应采用热轧带肋钢筋

（续表 8-55）

序号	项　　目	内　　容
5	焊接钢筋网的配置	（6）墙体中钢筋焊接网在水平方向的搭接可采用平搭法或扣搭法，其搭接长度应符合有关的规定 （7）剪力墙中焊接网的布置应符合下列规定： 剪力墙中作为分布钢筋的焊接网可按一楼层为一个竖向单元。其竖向搭接可设置在楼层面之上，搭接长度不应小于 400mm 或 $40d$（d 为竖向分布钢筋直径）。在搭接范围内，下层的焊接网不设水平分布钢筋，搭接时应将下层网的竖向钢筋与上层网的钢筋绑扎牢固（图 8-43） （8）带肋钢筋焊接网在墙体端部的构造应符合下列规定： 1）当墙体端部无暗柱或端柱时，可用现场绑扎的“U”形附加钢筋连接。附加钢筋的间距宜与钢筋焊接网水平钢筋的间距相同，其直径可按等强度设计原则确定（图 8-44a），附加钢筋的锚固长度不应小于最小锚固长度。焊接网水平分布钢筋末端宜有垂直于墙面的 90° 直钩，直钩长度为 $5d$～$10d$，且不小于 50mm 2）当墙体端部设有暗柱时，焊接网的水平钢筋可伸入暗柱内锚固，该伸入部分可不焊接竖向钢筋，或将焊接网设在暗柱外侧，并将水平分布钢筋弯成直钩（直钩长度为 $5d$～$10d$，且不小于 50mm）锚入暗柱内（图 8-44b）；对于相交墙体（图 8-44c、d）及设有端柱（图 8-44e）的情况，可将焊接网的水平钢筋直接伸入墙体相交处的暗柱或端柱中 带肋钢筋焊接网在暗柱或端柱中的锚固长度，应符合有关的规定 （9）墙体内双排钢筋焊接网之间应设置拉筋连接，其直径不应小于 6mm，间距不应大于 700mm；对重要部位的剪力墙宜适当增加拉筋的数量

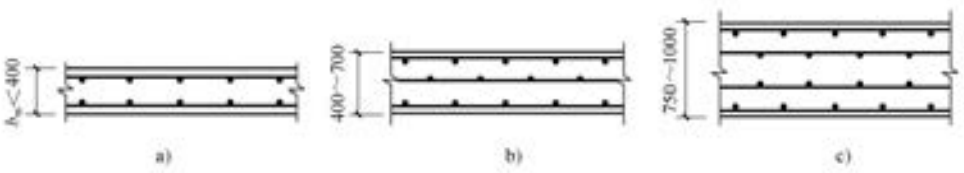


图 8-40　不同厚度剪力墙的钢筋网片数量

a）140mm<b_w<400mm　b）400mm≤b_w≤700mm　c）b_w>700mm

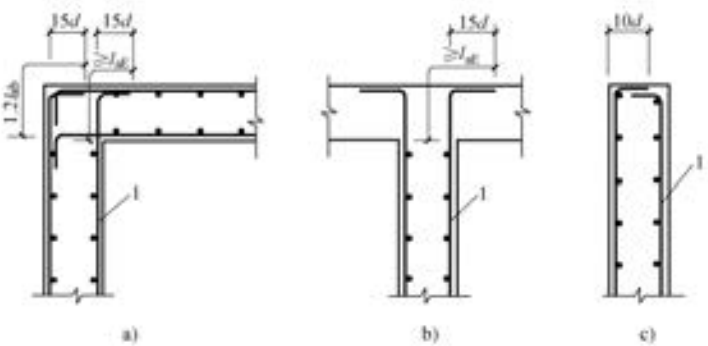


图 8-41　剪力墙水平分布钢筋在翼墙内的锚固

a）转角墙　b）有翼墙　c）墙端头

1—水平分布钢筋

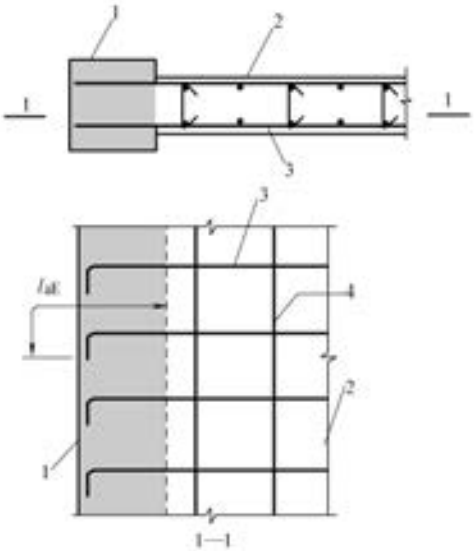


图 8-42 剪力墙水平分布钢筋在边框柱内的锚固
1—端柱 2—剪力墙 3—水平分布钢筋 4—竖向分布钢筋

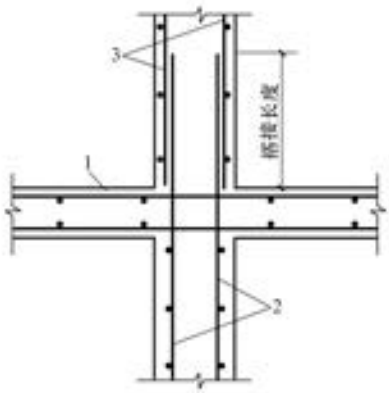


图 8-43 墙体钢筋焊接网的竖向搭接
1—楼板 2—下层焊接网 3—上层焊接网

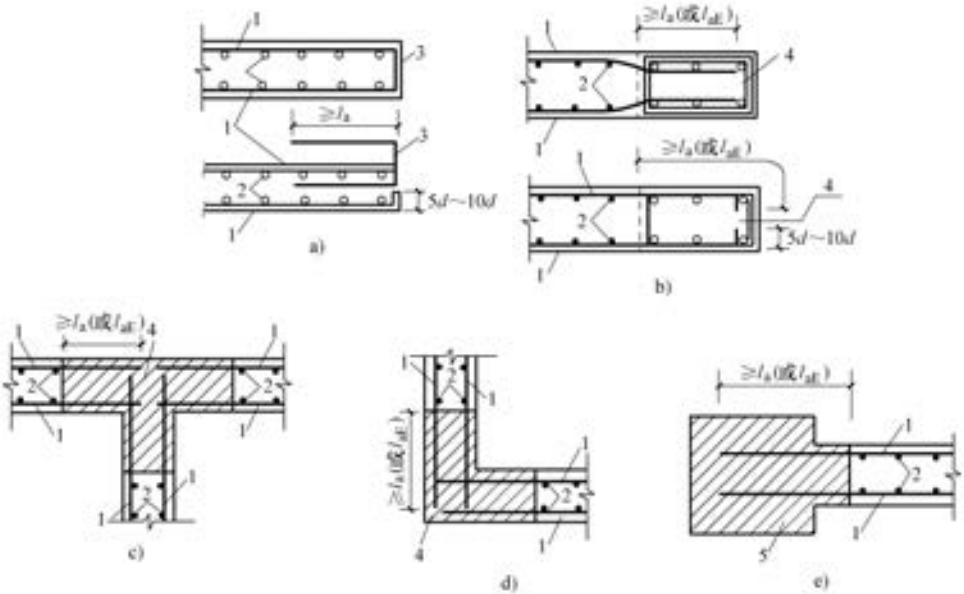


图 8-44 钢筋焊接网在墙体端部的构造
a）墙端无暗柱 b）墙端设有暗柱 c）相交墙体(T形) d）相交墙体(L形) e）墙端设有端柱
1—焊接网水平钢筋 2—焊接网竖向钢筋 3—附加连接钢筋 4—暗柱(墙) 5—端柱

8.6.6 剪力墙洞口连梁的配筋

剪力墙洞口连梁的配筋见表 8-56。

表 8-56 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	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： （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 8-45），其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定： 1）受剪截面应符合如下要求： $$V_{wb} \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.25\beta_c f_c b h_0) \quad (8\text{-}17)$$ 2）斜截面受剪承载力应符合下列要求： $$M_{wb} \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[0.4 f_t b h_0 + (2.0\sin\alpha + 0.6\eta) f_{yd} A_{sd}] \quad (8\text{-}18)$$ $$\eta = (f_{sv} A_{sv} h_0)/(s f_{yd} A_{yd}) \quad (8\text{-}19)$$ 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 （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 8-46）或对角暗撑配筋（图 8-47），其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定： 1）受剪截面应符合公式（8-17）的要求 2）斜截面受剪承载力应符合如下要求： $$M_{wb} \leqslant \frac{2}{\gamma_{RE}} f_{yd} A_{sd} \sin\alpha \quad (8\text{-}20)$$
2	纵向钢筋、斜筋及箍筋	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： （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 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，拉筋应钩住外侧纵向钢筋，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 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 （3）沿连梁全长箍筋的构造宜按本书表 8-35 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本书表 8-36 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

（续表 8-56）

序号	项　　目	内　　容
2	纵向钢筋、斜筋及箍筋	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 （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%

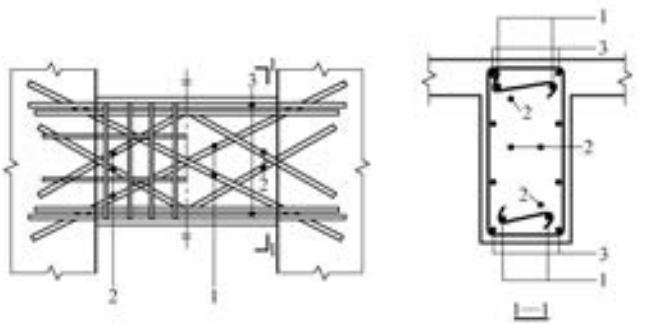


图 8-45　交叉斜筋配筋连梁
1—对角斜筋　2—折线筋　3—纵向钢筋

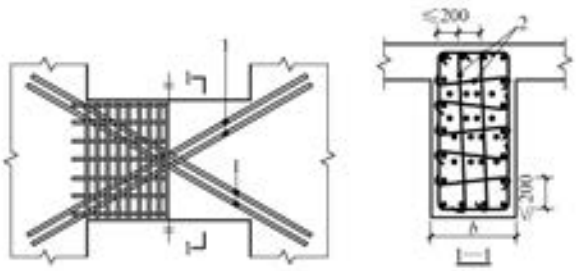


图 8-46　集中对角斜筋配筋连梁
1—对角斜筋　2—拉筋

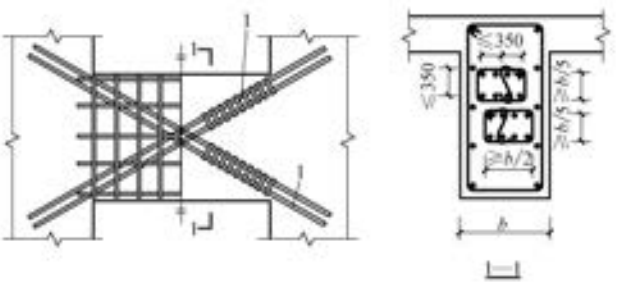


图 8-47　对角暗撑配筋连梁
1—对角暗撑

8.6.7　地下室外墙钢筋构造图例

地下室外墙钢筋构造图例见表 8-57。

表 8-57　地下室外墙钢筋构造图例

序号	项　　目	内　　容
1	地下室外墙竖向钢筋构造	（1）地下室外墙竖向钢筋构造如图 8-48 所示，如图所示，取 H_{-x} 为 H_{-1} 和 H_{-2} 的较大值 （2）当具体工程的钢筋的排布与这里不同时（如将水平筋设置在外层），应按设计要求进行施工 （3）扶壁柱、内墙是否作为地下室外墙的平面外支承应由设计人员根据工程具体情况确定，并在设计文件中明确 （4）是否设置水平非贯通筋由设计人员根据计算确定，非贯通筋的直径、间距及长度由设计人员在设计图样中标注 （5）当扶壁柱、内墙不作为地下室外墙的平面外支承时，水平贯通筋的连接区域不受限制 （6）外墙和顶板的连接节点做法按图 8-50a、b 选用，由设计人员在图样中注明 （7）地下室外墙与基础的连接见《混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图（独立基础、条形基础、筏形基础及桩基承台）》（11G101—3）与本书第 6 章的有关规定
2	地下室外墙水平钢筋构造	（1）地下室外墙水平钢筋构造如图 8-49 所示，取 l_{nx} 为相邻水平跨的较大净跨值，H_n 为本层层高 （2）需符合本表序号 1 中的有关规定
3	转角两边墙及顶板外墙节点钢筋构造	（1）转角两边墙及顶板外墙节点钢筋构造如图 8-50 所示，其中，图 8-50a 为转角两边墙体外侧钢筋构造，图 8-50b 为顶板作为外墙的简支支承构造，图 8-50c 为顶板作为外墙的弹性嵌固支承构造 （2）需符合本表序号 1 中的有关规定

8.6.8　剪力墙洞口补强钢筋构造

剪力墙洞口补强钢筋构造见表 8-58。

表 8-58　剪力墙洞口补强钢筋构造

序号	项　　目	内　　容
1	剪力墙开矩形洞口	（1）矩形洞宽和洞高均不大于 800mm 时洞口补强纵筋构造如图 8-51 所示，图中括号内标注用于非抗震 （2）矩形洞宽和洞高均大于 800mm 时洞口补强暗梁构造如图 8-52 所示，图中括号内标注用于非抗震
2	剪力墙开圆形洞口	（1）剪力墙圆形洞口直径不大于 300mm 时补强纵筋构造如图 8-53 所示，图中括号内标注用于非抗震 （2）连梁中部圆形洞口补强钢筋构造如图 8-54 所示，图中圆形洞口预埋钢套管，括号内标注用于非抗震 （3）剪力墙圆形洞口直径大于 800mm 时补强纵筋构造如图 8-55 所示，图中括号内标注用于非抗震 （4）剪力墙圆形洞口直径大于 300mm 且小于或等于 800mm 时补强纵筋构造如图 8-56 所示，图中括号内标注用于非抗震

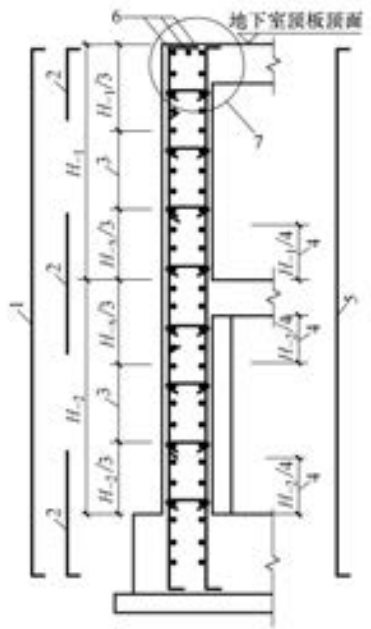


图 8-48 地下室外墙竖向钢筋构造

1—外侧竖向贯通筋，在连接区内采用搭接、机械连接或焊接
2—外侧竖向非贯通筋 3—外侧竖向贯通筋连接区
4—内侧竖向贯通筋连接区 5—内侧竖向贯通筋，在连接区内采用搭接、机械连接或焊接 6—墙顶通长加强筋（按具体设计） 7—见图 8-50a、b

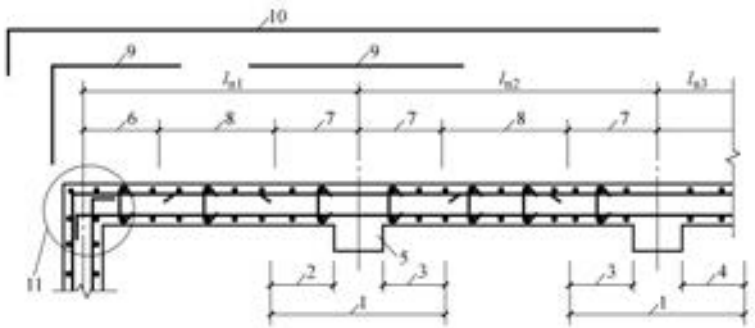


图 8-49 地下室外墙水平钢筋构造

1—内侧水平贯通筋连接区 2—$l_{n1}/4$、$H_n/4$ 中较小值
3—$l_{n2}/4$、$H_n/4$ 中较小值 4—$l_{n3}/4$、$H_n/4$ 中较小值
5—扶壁柱或内墙 6—$l_{n1}/3$、$H_n/3$ 中较小值非连接区
7—$l_{nx}/3$、$H_n/3$ 中较小值非连接区 8—外侧水平贯通筋连接区
9—外侧水平非贯通筋 10—外侧水平贯通筋 11—见图 8-50a

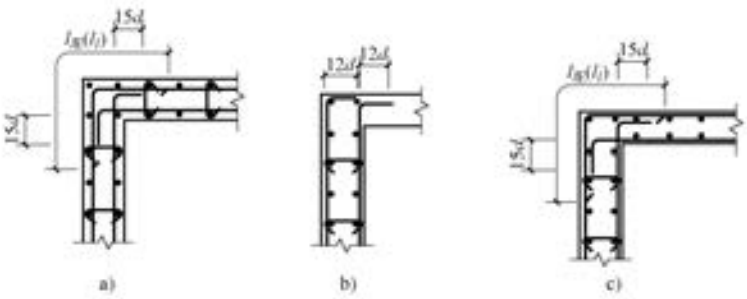


图 8-50 转角两边墙及顶板外墙节点钢筋构造

a）转角两边墙，当转角两边墙体外侧钢筋直径及间距相同时可连通设置

b）顶板作为外墙的简支支承 c）顶板作为外墙的弹性嵌固支承

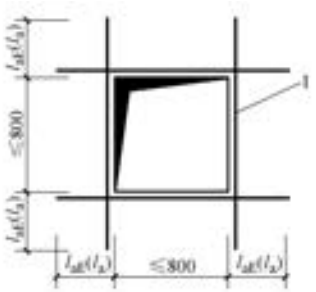


图 8-51 矩形洞宽和洞高均不大于 800mm 时洞口补强纵筋构造

1—当设计注写补强纵筋时，按注写值补强；当设计未注写时，按每边配置两根直径不小于 12mm 且不小于同向被切断纵向钢筋总面积的 50% 补强。补强钢筋种类与被切断钢筋相同

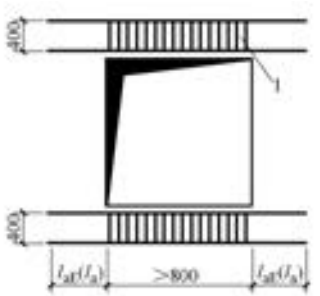


图 8-52 矩形洞宽和洞高均大于 800mm 时洞口补强暗梁构造

1—洞口上下补强暗梁配筋按设计标注。当洞口上边或下边为剪力墙连梁时，不再重复设置补强暗梁、洞口竖向两侧设置剪力墙边缘构件，详见剪力墙墙柱设计

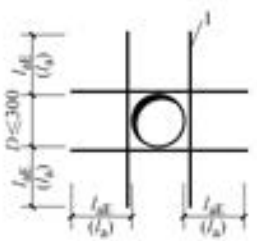


图 8-53 剪力墙圆形洞口直径不大于 300mm 时补强纵筋构造

1—洞口每侧补强纵筋按设计注写值

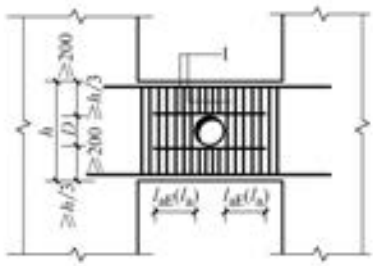


图 8-54 连梁中部圆形洞口补强钢筋构造

1—洞口每侧补强纵筋与补强箍筋按设计注写值

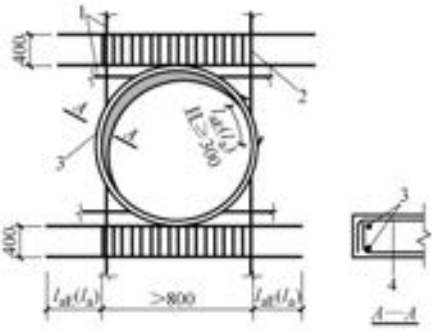


图 8-55 剪力墙圆形洞口直径大于800mm时补强纵筋构造

1—墙体分布钢筋延伸至洞口边弯折 2—洞口上下补强暗梁配筋按设计标注。当洞口上边或下边为剪力墙连梁时，不再重复设置补强暗梁。洞口竖向两侧设置剪力墙边缘构件，详见剪力墙墙柱设计 3—环形加强钢筋 4—墙体分布钢筋

图 8-56 剪力墙圆形洞口直径大于300mm且小于等于800mm时补强纵筋构造

1—洞口每侧补强纵筋按设计注写值

8.7 框架-剪力墙结构

8.7.1 一般要求

框架-剪力墙结构的一般要求见表 8-59。

表 8-59 框架-剪力墙结构的一般要求

序号	项 目	内 容
1	一般布置要求	（1）剪力墙应沿纵横两个主轴方向布置。只承受风荷载，不作抗震设计的建筑，当纵向受风面积不大，纵向刚度较大，可不设纵向剪力墙 （2）在建筑物结构单元中，剪力墙的布置力求均匀对称，尽量使结构单元刚度中心与质量中心重合，剪力墙尽量布置在结构单元端部附近，距单元尽端不要过远，以避免端部楼板外伸过大。为方便支模，现浇剪力墙不宜在防震缝、沉降缝和伸缩缝的两侧同时布置 （3）横向剪力墙宜尽量均匀对称地设置在建筑物的端部附近、楼(电)梯间、平面形状变化处及恒载较大的地方 （4）纵向剪力墙宜布置在结构单元的中间区段内。房屋纵向较长时，不宜在两端布置纵向剪力墙。否则，宜留施工后浇带，以减少收缩应力影响 （5）剪力墙宜贯通建筑物全高，厚度逐渐减薄，避免刚度突然变化 （6）楼、电梯间等的竖向通道，不宜设在结构单元的端角区，也不应独立设在柱网行列的中间，必须至少有两侧与柱网重合，并布置剪力墙 （7）剪力墙布置，不宜过分集中，每道剪力墙承受的水平力不宜超过总水平力的40% （8）纵、横向剪力墙宜布置成L形、T形和U形等 （9）剪力墙尽量不开洞，若开洞时，洞口宜布置在截面中间，避免布置在端部和紧靠柱边，洞口边至柱边距离，不宜小于两倍墙厚。剪力墙中心线与墙端柱中心线宜重合，不宜将墙做偏，防止偏心
2	适用最大高度	现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构的适用最大高度见表 9-4 序号 2

8.7.2 构造尺寸要求

框架-剪力墙结构的构造尺寸要求见表 8-60。

表 8-60 框架-剪力墙结构的构造尺寸要求

序号	项 目	内 容
1	单肢墙的长度	连成一片的单肢墙的长度不宜大于 8m。当墙肢长度大于 8m 时，可用门窗口或施工洞形成联肢墙。施工洞待施工完后用轻质材料封闭
2	楼板	房屋高度超过 50m 时，宜采用现浇楼板。框架-剪力墙结构应优先采用现浇楼板。建筑物的顶层、转换层平面复杂或开洞过大的楼层，应采用现浇楼板。高度不超过 50m 抗震设计的框架-剪力墙结构采用装配式楼板，设防烈度 6 度、7 度时，宜每层设现浇面层；8 度、9 度时，应每层设现浇面层，即形成装配整体式楼盖
3	最大间距	横向剪力墙的最大间距，一般应满足表 7-7 的要求

注：1. 装配整体式楼盖，是指装配式楼板上做配筋现浇层，层厚不小于 40mm，双向配置，$\phi 4 \sim \phi 6$，间距 200~300mm 的钢筋网，板缝宽度不宜小于 40mm，缝宽大于 40mm 时，应配筋形成板缝梁，并宜贯通整个单元。混凝土强度等级不低于 C20。

2. 现浇部分厚度大于 60mm 预应力或非预应力叠合楼板，可以按现浇楼板考虑。

3. 剪力墙间楼板有较大的开洞时，剪力墙的间距应减小。

8.7.3 现浇剪力墙与边框的构造要求

框架-剪力墙结构的现浇剪力墙与边框的构造要求见表 8-61。

表 8-61 框架-剪力墙结构的现浇剪力墙与边框的构造要求

序号	项 目	内 容
1	周边边框与墙厚	（1）剪力墙周边宜设置端柱和梁作为边框，端柱截面尺寸宜与同层框架柱相同，且柱各边尺寸均不应小于 2 倍墙厚 （2）剪力墙中心线宜与边框中心重合 （3）当墙周边仅有柱而无梁时，应设置暗梁；暗梁的高度可取 2 倍墙厚 （4）墙的厚度不应小于 160mm，且不应小于层高的 1/20 （5）嵌砌在框架间的剪力墙，其边框梁、柱截面尺寸应与框架梁、柱截面尺寸相一致
2	门窗洞口要求	(1)剪力墙需要开洞时，应在洞口周边按表 8-54 中的要求配置构造钢筋 （2）一级，上下洞口应对齐，不宜采用错洞剪力墙(图 8-57a) （3）二、三级，上下洞口宜对齐。如需错位布置时，则应使洞口错开的水平距离不小于 2m(图 8-57b) （4）尽可能避免叠合错位布置洞口(图 8-57c)
3	剪力墙的配筋	（1）剪力墙截面中的主要纵向钢筋应配在边框柱(或框架柱)的截面内；腹板中应配置水平和竖向分布筋 错洞墙的纵向受力钢筋还应配置在暗框架内 （2）剪力墙的水平和竖向分布钢筋的配筋率均不应小于 0.25%，并应配置双排钢筋，钢筋间距不大于 300mm，直径不应小于 8mm，拉筋直径不应少于 6mm，间距不应大于 600mm 水平分布钢筋应位于竖向分布钢筋外侧 分布钢筋直径不宜大于墙厚的 1/10 （3）剪力墙边框梁中的纵向钢筋配筋率应符合表 1-57 及表 1-58 最小配筋百分率的规定；剪力墙端框柱中的纵向钢筋的配筋应符合表 8-40 的要求，且不宜少于相似受荷面积框架柱的配筋

（续表 8-61）

序号	项　　目	内　　容
3	剪力墙的配筋	（4）剪力墙中端柱的箍筋设置，应符合表 8-53 和表 8-54 中对底部加强部位的要求。当剪力墙在门洞边形成独立端柱时，应验算轴压比且柱全高范围的箍筋宜符合对框架柱箍筋加密区的构造要求 （5）一级剪力墙各部位、二级剪力墙加强部位每排竖向分布钢筋的接头位置应错开。错开距离不小于 500mm。每次接头总数不超过竖筋总数的一半（图 8-58） 内外水平分布钢筋的接头位置应错开不少于 500mm 的距离（图 8-59） （6）门窗洞口补强筋配置 非连续边长小于 800mm 的小洞口，应将洞口处被切断的分布筋集中布置在洞口四边，此补强筋每边不宜小于：一、二级 4φ12，箍筋 φ8@ 150mm，配置在 $h=1.5\sim2.0b_w$ 的暗框内；三、四级 2φ12，箍筋 φ6@ 200mm。补强筋在墙内锚固长度不小于 l_{aE}
4	连系梁的配筋	（1）连系梁上下纵向钢筋伸入墙内长度不应小于 l_{aE}，且不小于 600mm。箍筋应满足计算需要，且沿梁全长尚应符合对框架梁端箍筋加密区的规定 顶层连系梁纵筋在锚固长度内应设置间距不小于 150mm 的箍筋（图 8-60） （2）跨高比小于 2 的连系梁，当梁宽 b 不小于 300mm 时，宜沿对角线配置交叉斜腹筋（图 8-61），此时，梁内竖向、水平分布筋可按构造要求配置。斜腹筋每束不少于 4φ12，伸入墙内长度不小于 l_{aE}，在端部大于 600mm 或 2 倍梁宽范围内设封闭箍筋不少于 φ6@ 100mm
5	管道穿梁的规定	（1）沿梁长方向管道宜设于跨中 $l_n/3$ 范围内，沿截面高度方向宜设于中间 $h/3$ 的部位内（图 8-62） （2）穿管处一般应埋设钢套管。在有腐蚀介质的厂房中，套管应为耐腐蚀材料制作 （3）穿孔直径 $D\leqslant100$mm 时，可在洞口各边设不小于 2φ12～2φ14 的补强钢筋。洞口较大时，应进行洞口削弱截面的抗剪承载力验算

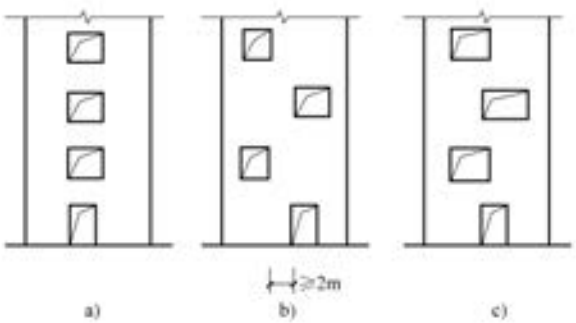


图 8-57　剪力墙上洞口布置

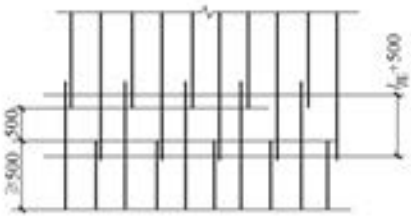


图 8-58　竖向分布钢筋接头

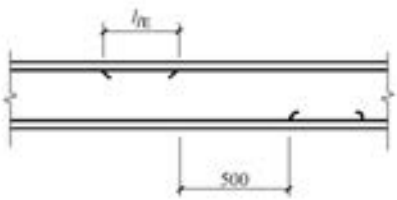


图 8-59　水平分布钢筋接头

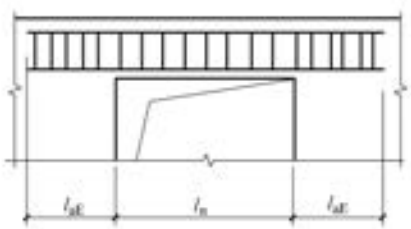


图 8-60　顶层连系梁箍筋配置

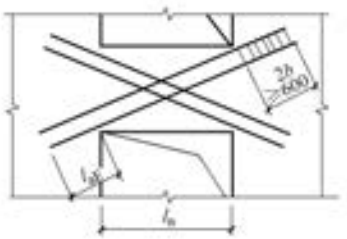


图 8-61　连系梁配交叉斜腹筋

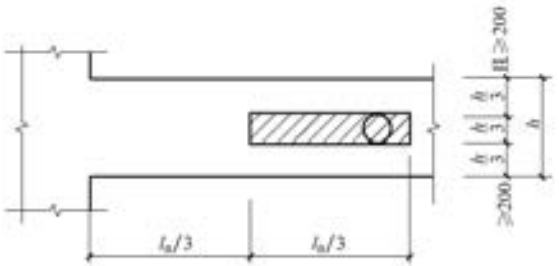


图 8-62　管道穿连系梁位置

8.8　底层大空间剪力墙结构

8.8.1　特性与布置

考虑抗震设计的底层大空间剪力墙结构的特性与布置要求见表 8-62。

表 8-62　考虑抗震设计的底层大空间剪力墙结构的特性与布置

序号	项　　目	内　　容
1	特性	（1）底部大空间剪力墙结构，又称框支剪力墙结构，是指楼房上部各层采用剪力墙结构、楼房底部几层采用框架-剪力墙或框架-筒体结构所组成的混合结构。楼房底部几层，因使用上要求大空间，只允许少数剪力墙落地；不能落地的剪力墙，改由框架来支承，使整个结构成为上刚下柔即带有底部柔弱层的非匀变结构。此类结构又称框托墙结构 （2）底层大空间剪力墙结构(也称为部分框支剪力墙结构)，当高层剪力墙结构的底层要求有较大空间时，可将部分剪力墙设计为框支剪力墙，但还应设置足够的落地剪力墙 （3）底层大空间剪力墙结构的适用最大高度见表 9-4 序号 4

（续表 8-62）

序号	项　　目	内　　容
2	结构布置	（1）简单框支剪力墙结构 1）落地剪力墙 ① 落地剪力墙应上下贯通。力求简单规则，均衡对称，传力路线直接，避免扭转的不利影响 ② 楼房底部大空间楼层的纵向和横向落地墙，宜集中布置在一个独立结构单元或其中一个大空间区段的两端，纵、横向落地墙宜连为一体，形成筒体，如图 8-63a 所示 当上面各层采用“鱼骨式墙体”时，宜将房屋两端的竖筒一直延伸到房屋顶层，以增强房屋抵抗扭转振动的能力 ③ 长矩形平面建筑中，相邻两道落地墙的间距 L，抗震设计时宜符合以下规定：a. 底部为 1~2 层框支层时，$L\leqslant 2B$，且 $L\leqslant 24$m；b. 底部为 3 层及 3 层以上框支层时，$L\leqslant 1.5B$，且 $L\leqslant 20$m；B 为转换层楼盖宽度 当房屋中一个结构单元的长度较大时，除单元两端应布置落地墙外，还需在单元长度中央布置一道带框架的横向落地墙（图 8-63b）或落地墙筒（图 8-63c） ④落地剪力墙与相邻框支柱的距离，当底部为 1~2 层框支层时，不宜大于 12m；当底部为 3 层及 3 层以上框支层时，不宜大于 10m ⑤独立结构单元的长度不宜超过 60m ⑥底部大空间楼层的落地剪力墙上的洞口，宜设置在每一片墙体的中央 ⑦转换层楼盖梁的上一层墙体不宜开设边门洞，特别是中柱的上方以及靠近边缘处，更不宜在墙体上开设门洞，以免在该处形成较窄的墙肢，不利于竖向压力的传递 ⑧对于楼房底部大空间楼层，可采取加大落地墙厚度和提高混凝土强度等级等措施，来增加其楼层抗推刚度，使上部剪力墙楼层与底部大空间楼层的侧向刚度比值不超过规定限值 当底部大空间仅为一层时，转换层上、下楼层的结构等效剪切刚度比 γ 可按计算确定，并使其不大于 2。当底部大空间层数多于一层时，其转换层上部与下部结构的等效侧向刚度比 γ_e 应按有关计算确定，并使其不大于 1.3 2）转换层楼盖 ①承担从上层剪力墙体系向下层大空间框架-剪力墙体系转换的楼盖，称之为转换层楼盖，根据上层剪力墙的布置与下层柱网轴线重合与否，以及下层柱网尺寸的大小，转换层楼盖可采用梁式楼盖、箱形楼盖或厚板楼盖；近年来转换构件还采用转换桁架、空腹桁架和斜撑等 ②转换层楼盖应根据抗震设防烈度高低、落地剪力墙间距大小和该层以上的楼房总高度，恰当地确定楼板的厚度和配筋，以保证转换层楼板向落地剪力墙传递水平地震力时具有足够的水平刚度和强度 ③转换层楼盖必须采用现浇钢筋混凝土楼板，混凝土强度等级不应低于 C30 ④转换层楼盖的上一层楼板也应采用现浇钢筋混凝土楼板，且应适当加厚和增加板面配筋 3）框支梁 采用框支剪力墙体系的高层商住楼，上面各层为公寓或旅馆，下面几层为商场。在客房或公寓楼层的底部，通常需要增设一个层高为 2.2m 的设备层，用来布置各种管道。对于这类建筑，转换层托墙梁（框支梁）的位置，根据工程具体情况，可以有如下三种布置方案： ①托墙梁设置在设备层楼板的下面。这是一种通常的做法，优点是，结构比较简单、完整；缺点是，较高截面的大梁显露在大空间楼层，对使用有一定影响 ②托墙梁设置在设备层，梁高等于层高，管道由梁腹中穿过，检修用的门洞布置在跨度中央剪力最小处。优点是，设备层兼作结构转换层，减小了建筑高度；缺点是，设备层墙体的开洞受到限制

（续表 8-62）

序号	项　　目	内　　容
2	结构布置	③托墙梁架设置于设备层的上一层，即以设备层上一层剪力墙（适当加厚）的自身作为托墙梁。采用此方案的条件是：a. 该层剪力墙无洞口或无大洞口，b. 各道剪力墙均能直接搁置到下层框架柱上 此外，地下室用作停车场的框支剪力墙结构，地下室层高受到限制，不便设置框支梁，若底层剪力墙符合上面第③款的条件时，也可利用底层剪力墙兼作框支梁，按照框支梁的构造要求，加厚墙体和配置纵、横向钢筋 4）框支柱 ①框支柱（托墙柱）的截面宽度宜比托墙梁的截面宽度大 50mm，以利于梁、柱纵向钢筋在节点处均能顺利通过和有效锚固 ②为确保底部大空间各楼层具有较大的抗震可靠度，进行结构地震作用效应计算时，沿房屋的纵向和横向，落地墙宜承担楼层水平剪力的 100%，托墙框架再额外承担不少于楼层水平剪力的 20% ③高位转换层下面各楼层的框支柱，应考虑地震时结构弹塑性侧移（约为多遇烈度地震作用下弹性侧移值的 3 倍，另再乘以柔弱楼层塑性变形集中效应引起的侧移增大系数 $\eta_p = 2$）状态下 *P-Δ* 效应引起的附加轴力和弯矩，并采取加密箍筋、双向螺旋箍筋等提高框支柱变形能力的措施；有条件时，宜采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱 此外，转换层以下各楼层的纵、横向框架梁，也应考虑 *P-Δ* 效应的不利影响，适当加大其截面和配筋 （2）大底盘框支剪力墙结构 带有大底盘的框支剪力墙结构，进行结构布置时，除应符合前一款（1）简单框支剪力墙结构所提出的要求外，还应注意以下几点： 1）上部结构 ①主楼（塔楼）和裙房的平面均应力求简单、对称，各自的质心和刚心应力求重合 ②主楼结构平面与裙房结构平面宜同心布置，主楼形心与裙房形心的偏差，不宜大于同方向裙房边长的 1/5。此外，裙房边长与同方向主楼边长之比不宜大于 2.5 ③楼房底盘（包括主楼和裙房）各楼层的抗推刚度应大致相等，此外，底盘最上一层的层刚度（包括主楼）应尽量接近于塔楼最下一层的层刚度，即两者的层刚度的比值接近于 1 ④主楼应根据自身需要布置落地墙，落地墙的数量、厚度及间距，均应符合前一款中对简单体形框支剪力墙结构所提出的要求。裙房也应根据需要并按照分散、均匀的原则，布置一定数量的纵墙和横墙。任何情况下，均不得将主楼所需要的落地墙布置在裙房内，以免主楼地震作用引起的巨大水平剪力和倾覆力矩无法直接传递至基础 2）地基基础 ①主楼（塔楼）与裙房的重力荷载大小悬殊，设计和施工中均应采取严格措施，控制高层主楼与低层裙房之间的地基沉降差，同时还应将楼房的总沉降量控制在较小数值内 ②当底盘面积与塔楼面积相差不多，且楼房总高度小于 60m，层数在 20 层以下时，可采用将高低层连为一体的箱形基础或整片承台的桩基础 ③若楼房底盘平面面积远大于主楼楼面面积，主楼采用箱形基础、整片承台桩基础或桩-箱基础，裙房采用天然地基上的条形或格形基础，主楼结构与裙房结构之间又未设置沉降缝时，应在裙房中与主楼相邻的跨度中段，于各层楼盖设置贯通的后浇带，待主楼结构和裙房结构各自施工完毕后，再浇灌后浇带的混凝土。后浇带的混凝土的强度等级，应比原结构的混凝土提高一级，并适当加强配筋

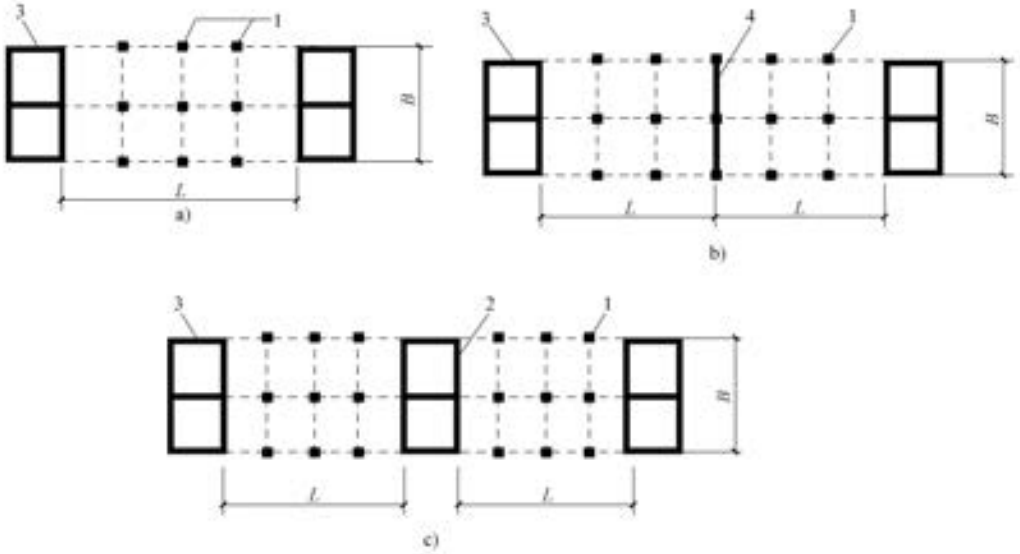


图 8-63 底部大空间楼层落地墙的布置

1—框架 2—墙筒 3—端筒 4—剪力墙

8.8.2 框支柱的构造

底层大空间剪力墙框支柱的构造要求见表 8-63。

表 8-63 底层大空间剪力墙框支柱的构造要求

序号	项 目	内 容
1	混凝土强度等级	框支柱的混凝土强度等级不小于 C30
2	柱的截面宽度	框支柱的截面宽度 b_c 宜为：$b_c=b_b$ 及 $b_c=b_b+50\text{mm}$，$H_n/b_c>4$，此处 H_n 为框支柱的净高度，b_b 为框支梁的截面宽度
3	柱的截面高度	框支柱的截面沿框支框架方向的高度 h_c 宜为：$h_c\geqslant\frac{l_n}{12}$ 及 $\frac{H_n}{h_c}\geqslant4$，此处 l_n 为框支梁的净跨度，H_n 为框支柱的净高度
4	柱的轴压比	框支柱的轴压比见表 8-45 序号 3
5	柱全部纵向钢筋的配筋率	柱纵向钢筋最小配筋百分率应满足表 8-41 序号 3 的规定 柱纵向钢筋配筋率宜≤3%，超过时箍筋应焊成封闭环式
6	柱箍筋配置	（1）箍筋应沿柱全高加密，间距≤100mm。最小体积配箍率应满足表 8-44 的有关要求 （2）箍筋肢距：一级抗震等级≤200mm；二级抗震等级≤250mm；三级抗震等级≤300mm 纵向钢筋每隔一根用箍筋约束
7	其他	（1）框支柱应有部分纵向钢筋延伸到上层剪力墙楼板底 （2）应符合表 8-46 的有关规定 （3）应符合表 8-62 序号 2 之(1)的 4）的有关规定
8	配筋图例	框支柱配筋构造如图 8-64 所示

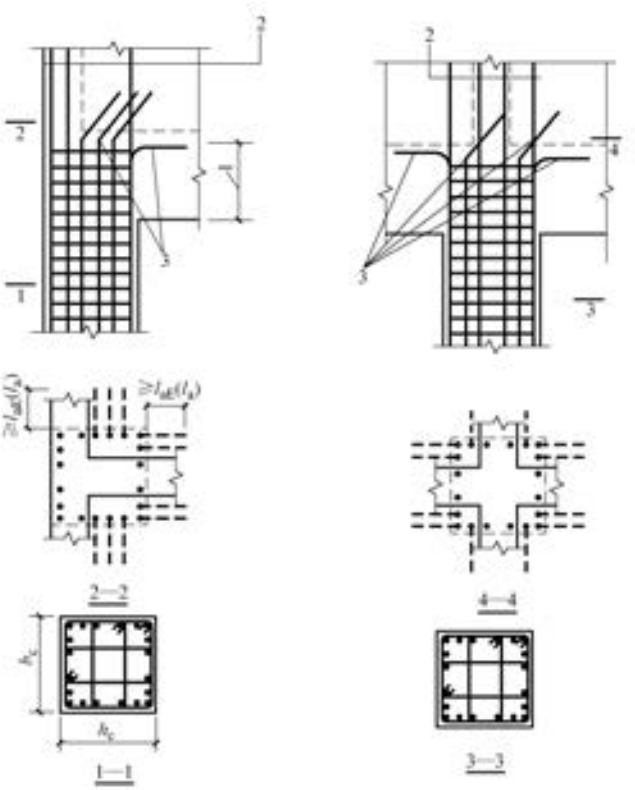


图 8-64 框支柱配筋构造

1—伸至柱顶，且≥0.5l_{abE}(≥0.5l_{ab}) 2—框支柱部分纵筋延伸到上层剪力墙楼板顶，原则为：能通则通 3—自框支柱边缘算起，弯锚入框支梁或楼层板内≥l_{aE}(≥l_a)

8.8.3 转换层的楼板及其配筋

转换层楼板及其配筋要求见表 8-64。

表 8-64 转换层楼板及其配筋要求

序号	项 目	内 容
1	简述及规定	(1) 转换层楼板也称框支层楼板，是指框支结构与剪力墙结构连接处的楼板。转换层楼板应有足够的平面内整体刚度，采用现浇楼板 (2) 转换层上部的墙、柱等竖向承重和抗侧力构件，宜直接落在转换层的主结构上。表 9-5 中 B 级高度框支剪力墙高层建筑的结构转换层，不宜采用框支主、次梁方案 (3) 楼板的外侧边可以利用纵向框架梁或外纵墙予以加强 (4) 应符合表 8-62 序号 2 之(1)的 2) 的有关规定
2	混凝土强度等级	转换层楼板必须采用现浇钢筋混凝土楼板，混凝土强度等级不应低于 C30
3	板厚	楼板厚度不应小于 180mm；对于大底盘框支剪力墙结构，楼板厚度不应小于 200mm。转换层上面相邻楼层的楼板也应适当加强
4	楼板配筋	楼板应上、下双层双向配筋，板面和板底的每层钢筋网每一方向的配筋率均不宜小于 0.25%。楼板中的钢筋应锚固在边梁或墙体内

（续表 8-64）

序号	项　　目	内　　容
5	楼板边缘及洞口周边	落地剪力墙和筒体外缘周围的楼板不宜开洞。其他部位楼板上的洞口也应远离外侧边，而且楼板边缘和较大洞口周边应增设边梁，其宽度不宜小于板厚的 2 倍，边梁纵向钢筋的配筋率不应小于 1%，被洞口截断的楼板钢筋，锚入边梁内的长度不应小于 l_{aE}（见表 1-39、表 1-40 与表 1-41）
6	其他	转换层楼板在落地剪力墙之间的长宽比不宜超过表 8-65 的限值，且落地剪力墙的间距不宜超过 24m

表 8-65　转换层楼板的长宽比限值

地　震　烈　度	6　度	7　度	8　度
长　宽　比	2.5	2.5	2

8.8.4　框支梁的截面及配筋

框支梁的截面及配筋要求见表 8-66。

表 8-66　框支梁的截面及配筋要求

序号	项　　目	内　　容
1	框支梁截面尺寸	（1）框支梁与框支柱的截面中线宜重合 （2）框支梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度减去 50mm，不宜小于其上墙体截面厚度的 2 倍，且不宜小于 400mm；当梁上托柱时，尚不应小于梁宽方向的柱截面宽度。梁截面高度，抗震设计时不应小于计算跨度的 1/6，非抗震设计时不应小于计算跨度的 1/8；框支梁可采用加腋梁 （3）框支梁截面组合的最大剪力设计值应符合如下要求： $$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0) \qquad (8\text{-}21)$$ 式中　b、h_0—— 框支梁的截面宽度和截面有效高度 f_c—— 混凝土的轴心抗压强度设计值 β_c—— 混凝土强度影响系数。当混凝土强度等级不大于 C50 时，取 1.0；等于 C80 时，取 0.8；介于 C50 和 C80 之间时，线性内插取值 γ_{RE}—— 构件承载力抗震调整系数，取 $\gamma_{RE}=0.85$ （4）当框支梁上部的墙体开有门洞或梁上托柱时，若洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁加腋或增大框支墙洞口连梁刚度等措施 （5）框支梁不宜开洞。若需开洞时，洞口位置宜远离框支柱边，上、下弦杆应加强抗剪配筋，开洞部位应配置加强钢筋，或用型钢加强，被洞口削弱的截面应进行承载力计算
2	框支梁配筋	（1）梁上、下纵向钢筋配筋率应满足一般框架梁要求 （2）梁上、下纵向钢筋应全部锚入柱内，不宜有接头。有接头时，梁纵向钢筋接头宜采用机械连接，同一截面内接头钢筋截面面积不应超过全部纵向钢筋截面面积的 50%，接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位 （3）偏心受拉的框支梁，其支座上部纵向钢筋至少应有 50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；在梁腹两侧边沿梁高应配置间距不大于 200mm、直径不小于 16mm 的腰筋，且梁腹每侧腰筋的截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%

（续表 8-66）

序号	项　　目	内　　容
2	框支梁配筋	（4）框支梁支座处（离柱边 1.5 倍梁截面高度范围内）箍筋应加密，加密区箍筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 100mm。非加密区箍筋不应小于 10mm，间距不应大于 200mm （5）当框支梁上部的墙体开有门洞或梁上托柱时，该部位框支梁的箍筋应加密配置，箍筋直径、间距及配箍率，不应低于上述（4）对框支梁支座处加密区箍筋的各项要求 （6）梁上、下纵向钢筋和腰筋的锚固宜符合图 8-65 的要求；当梁上部配置多排纵向钢筋时，其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小，但不应小于钢筋锚固长度 l_{aE} 1）图 8-65 中，跨度值 l_n 为左跨 l_{ni} 和右跨 l_{ni+1} 之较大值，其中 $i=1$，2，3… 2）图 8-65 中，h_b 为梁截面的高度，b_b 为梁截面宽度 3）梁中括号内数字用于非抗震设计 （7）框支梁不应采用弯起钢筋 （8）对框支梁上部的墙体开洞部位，梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取墙边两侧各 1.5 倍转换梁高度 （9）纵向钢筋弯折构造要求如图 3-16 所示

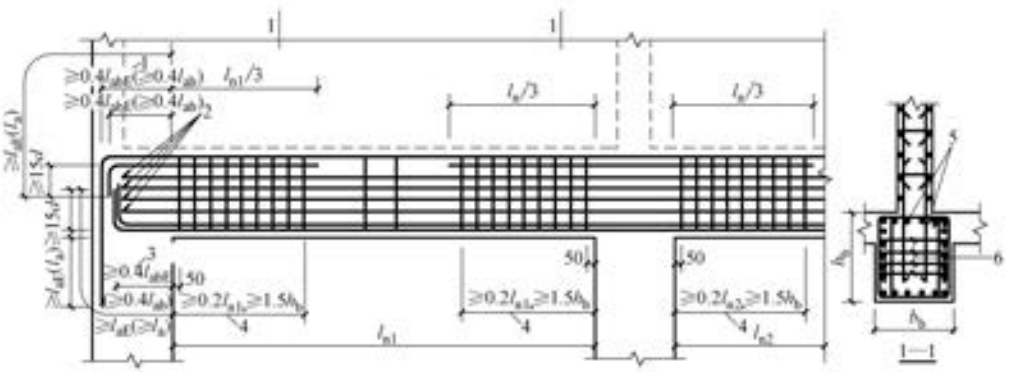


图 8-65　框支梁配筋构造

1—伸至对边柱纵筋内侧，且≥0.4l_{abE}（≥0.4l_{ab}）　2—总锚固长度≥l_{aE}（l_a），直锚不足时可弯锚，伸至梁纵筋弯钩内侧，且水平段的长度≥0.4l_{abE}（≥0.4l_{ab}），弯折段长度≥15d　3—伸至梁上部纵筋弯钩段内侧，且≥0.4l_{abE}（≥0.4l_{ab}）　4—箍筋加密区　5—墙体竖向钢筋锚固长度≥l_{aE}（l_a）边缘构件纵向钢筋锚固长度≥1.2l_{aE}（1.2l_a）　6—拉筋直径不宜小于箍筋两个规格，水平间距为非加密区箍筋间距的 2 倍，竖向沿梁高间距≤200mm，上下相邻两排拉筋错开设置

8.8.5　框支梁上部剪力墙构造

框支梁上部剪力墙构造应符合下列要求：

（1）墙厚宜≥200mm；当框支梁上部剪力墙作为框支梁考虑时，墙宜适当加厚，且不应设置边门洞。

（2）分布钢筋除应满足计算要求外，尚应满足构造要求及剪力墙加强部位的要求。

（3）不得在中柱框支梁的上部设置门洞。

（4）框支梁上部墙体的竖向钢筋在框支梁内的锚固长度不应小于 l_{aE}。

（5）框支梁上一层的墙体，若开设边洞时，洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚，按约束边缘构件的要求进行配筋设计。

（6）一、二级抗震等级的框支梁，除应验算框支梁与剪力墙间水平施工缝受剪承载力外，必要时设置附加插筋。

8.8.6 落地剪力墙构造

落地剪力墙构造应符合下列要求：

（1）部分框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋百分率不应小于0.3%，钢筋间距不应大于200mm，钢筋直径不应小于8mm。

（2）分布钢筋的直径不宜大于墙厚的1/10。

（3）门洞口不应布置在墙的端部。

（4）落地剪力墙在转换楼盖以下的墙体，混凝土强度等级不应低于C30。

（5）底部带转换层的高层建筑结构，其落地剪力墙底部加强部位的高度，可取框支层加上框支层以上2层的高度与墙肢（落地剪力墙）总高度的1/8中两者的较大值。此处所指剪力墙底部加强部位，包括落地剪力墙和转换构件上部2层的剪力墙。所以，转换层墙体上部2层剪力墙的抗震等级应采用底部加强部位剪力墙的抗震等级。

（6）落地剪力墙的墙肢不宜出现偏心受拉。

（7）部分框支剪力墙结构的一级落地剪力墙底部加强部位尚应满足下列要求：

1）验算剪力墙受剪承载力时不宜计入混凝土的受剪作用。若需计入混凝土的受剪作用，则墙肢在边缘构件以外的部位，在两排钢筋网之间应设置直径不小于8mm的拉结筋，拉筋的水平和竖向间距应分别不大于该方向分布钢筋间距2倍和400mm两者的较小值。

这是因为，框支结构的落地墙，在转换层以下的部位是保证框支结构抗震性能的关键部位，何况此部位墙体的剪力传递还存在矮墙效应。为了保证抗震墙在大震时的受剪承载力，只能考虑墙体中有拉筋约束部分的混凝土受剪承载力。

2）无地下室且墙肢底部截面出现偏心受拉时，宜在墙肢与基础交接面于墙肢截面中部另设单排的45°交叉防滑斜筋，防滑斜筋承担的拉力，可按交接面处总剪力设计值的30%采用。

第 9 章　高层建筑混凝土结构构造

9.1　高层建筑结构设计的基本规定

9.1.1　说明、术语及定义

高层建筑结构说明、术语及定义见表 9-1。

表 9-1　高层建筑结构说明、术语及定义

序号	项　　目	内　　容
1	说明	（1）高层建筑混凝土结构构造，除应符合本书其他各章的有关规定外，尚应按本章的规定进行结构构造的设计 （2）目前为止，世界各国对多层建筑与高层建筑的划分界限并不统一。多少层的建筑或多少高度的建筑为高层建筑，不同国家根据本国的不同标准或结构形式有不同的规定。本表序号 3 为世界部分国家和组织对高层建筑起始高度及层数的规定；本表序号 4 为我国根据不同标准的结构用途或形式对高层建筑起始高度及层数的规定
2	术语	（1）框架结构。由梁和柱为主要构件组成的承受竖向和水平作用的结构 （2）剪力墙结构。由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构 （3）框架-剪力墙结构。由框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构 （4）板柱-剪力墙结构。由无梁楼板和柱组成的板柱框架与剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构 （5）筒体结构。由竖向筒体为主组成的承受竖向和水平作用的建筑结构。筒体结构的筒体分剪力墙围成的薄壁筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒等 （6）框架-核心筒结构。由核心筒与外围的稀柱框架组成的筒体结构 （7）筒中筒结构。由核心筒与外围框筒组成的筒体结构 （8）混合结构。由钢框架(框筒)、型钢混凝土框架(框筒)、钢管混凝土框架(框筒)与钢筋混凝土核心筒体所组成的共同承受水平和竖向作用的建筑结构 （9）转换结构构件。完成上部楼层到下部楼层的结构形式转变或上部楼层到下部楼层结构布置改变而设置的结构构件，包括转换梁、转换桁架、转换板等。部分框支剪力墙结构的转换梁也称为框支梁 （10）转换层。设置转换结构构件的楼层，包括水平结构构件及其以下的竖向结构构件 （11）加强层。设置连接内筒与外围结构的水平伸臂结构(梁或桁架)的楼层，必要时还可沿该楼层外围结构设置带状水平桁架或梁 （12）连体结构。除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体的结构 （13）多塔楼结构。未通过结构缝分开的裙楼上部具有两个或两个以上塔楼的结构 （14）裙楼(房)。与高层建筑相连的，建筑高度不超过 24m 的附属建筑 （15）结构抗震性能设计。以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计 （16）结构抗震性能目标。针对不同的地震地面运动水准设定的结构抗震性能水准 （17）结构抗震性能水准。对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定

（续表 9-1）

序号	项　　目	内　　容
2	术语	（18）商业服务网点。住宅底部（地上）设置的百货店、副食店、粮店、邮政所、储蓄所、理发店等小型商业服务用房。该用房不超过 2 层、建筑面积不超过 300m^2，采用耐火极限大于 1.5h 的楼板和耐火极限大于 2.00h 且不开门窗洞的隔墙与住宅和其他用房完全分隔，该用房和住宅的疏散楼梯及安全出口应分别独立设置
3	世界部分国家和组织对高层建筑起始高度及层数的定义规定	（1）苏联 住宅为 10 层及 10 层以上，其他建筑为 7 层及 7 层以上 （2）美国 22~25m 或 7 层以上 （3）英国 24.3m （4）法国 住宅为 8 层及 8 层以上，大于或等于 31m （5）德国 大于或等于 23m（从室内地面起） （6）日本 11 层，31m （7）比利时 25m（从室外地面起） （8）国际高层建筑会议将高层建筑分为以下四类： 1）第一类高层建筑为 9~16 层（最高 50m） 2）第二类高层建筑为 17~25 层（最高 75m） 3）第三类高层建筑为 26~40 层（最高 100m） 4）第四类高层建筑为 40 层以上（高于 100m 以上时，为超高层建筑）
4	我国根据不同标准的结构用途或形式对高层建筑起始高度及层数的定义规定	（1）《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 规定： 高层建筑为 10 层及 10 层以上或房屋高度大于 28m 的住宅建筑和房屋高度大于 24m 的其他高层民用建筑 建筑高度大于 24m，层数在 2 层或 2 层以上的工业建筑属于高层工业建筑 房屋高度。自室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括凸出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度 （2）《民用建筑设计通则》GB 50352 规定： 1）民用建筑按使用功能可分为居住建筑和公共建筑两大类 2）民用建筑按地上层数或高度分类划分应符合下列规定： ① 住宅建筑按层数分类：1~3 层为低层住宅，4~6 层为多层住宅，7~9 层为中高层住宅，10 层及 10 层以上为高层住宅 ② 除住宅建筑之外的民用建筑高度不大于 24m 者为单层和多层建筑，大于 24m 者为高层建筑（不包括建筑高度大于 24m 的单层公共建筑） ③ 建筑高度大于 100m 的民用建筑为超高层建筑 注：本条建筑层数和建筑高度计算应符合防火规范的有关规定 3）民用建筑等级分类划分应符合有关标准或行业主管部门的规定

（续表 9-1）

序号	项　目	内　容
4	我国根据不同标准的结构用途或形式对高层建筑起始高度及层数的定义规定	（3）《建筑设计防火规范》（GB 50016—2014）规定： 1）高层建筑应根据其使用性质、火灾危险性、疏散和扑救难度等进行分类。并应符合表 9-2 的规定 2）上述 1）款是根据各种高层民用建筑的使用性质、火灾危险性、疏散和扑救难易程度等将高层民用建筑分为两类，其分类的目的是为了针对不同高层建筑类别在耐火等级、防火间距、防火分区、安全疏散、消防给水、防烟排烟等方面分别提出不同的要求，以达到既保障各种高层建筑的消防安全，又能节约投资的目的 对高层民用建筑进行分类是一个较为复杂的问题。从消防的角度将性质重要、火灾危险性大、疏散和扑救难度大的高层民用建筑定为一类。这类高层建筑有的同时具备上述几方面的因素，有的则具有较为突出的一两个方面的因素。例如医院病房楼不计高度皆划为一类，这是根据病人行动不便、疏散困难的特点来决定的

表 9-2　高层民用建筑分类

序号	名　称	一　类	二　类
1	住宅建筑	建筑高度大于 54m 的住宅建筑（包括设置商业服务网点的住宅建筑）	建筑高度大于 27m，但不大于 54m 的住宅建筑（包括设置商业服务网点的住宅建筑）
2	公共建筑	（1）建筑高度大于 50m 的公共建筑 （2）建筑高度 24m 以上部分任一楼层建筑面积大于 1000m^2 的商店、展览、电信、邮政、财贸金融建筑和其他多种功能组合的建筑 （3）医疗建筑、重要公共建筑 （4）省级及以上的广播电视和防灾指挥调度建筑、网局级和省级电力调度建筑 （5）藏书超过 100 万册的图书馆、书库	除一类高层公共建筑外的其他高层公共建筑

9.1.2　一般规定与房屋适用高度和高宽比

一般规定与房屋适用高度和高宽比见表 9-3。

表 9-3　一般规定与房屋适用高度和高宽比

序号	项　目	内　容
1	一般规定	（1）结构体系 1）高层建筑钢筋混凝土结构可采用框架、剪力墙、框架-剪力墙、筒体和板柱剪力墙结构体系 高层建筑结构应根据房屋高度和高宽比、抗震设防类别、抗震设防烈度、场地类别、结构材料和施工技术条件等因素考虑其适宜的结构体系

（续表 9-3）

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	2）高层建筑不应采用严重不规则的结构体系，并应符合下列要求： ① 应具有必要的承载能力、刚度和变形能力 ② 应避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构丧失承受重力荷载、风荷载和地震作用的能力 ③ 对可能出现的薄弱部位，应采取有效措施予以加强 3）高层建筑的结构体系尚宜符合下列要求： ① 结构的竖向和水平布置宜具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部突变和扭转效应而形成薄弱部位 ② 宜具有多道抗震防线 上述 2）与 3）这两条强调了高层建筑结构概念设计原则，宜采用规则的结构，不应采用严重不规则的结构 规则结构一般是指：体型(平面和立面)规则，结构平面布置均匀、对称并具有较好的抗扭刚度；结构竖向布置均匀，结构的刚度、承载力和质量分布均匀、无突变 实际工程设计中，要使结构方案规则往往比较困难，有时会出现平面或竖向布置不规则的情况。表 9-22 及表 9-25 分别对结构平面布置及竖向布置的不规则性提出了限制条件。若结构方案中仅有个别项目超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，此结构虽属不规则结构，但仍可按这里有关规定进行计算和采取相应的构造措施；若结构方案中有多项超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，此结构属特别不规则结构，应尽量避免；若结构方案中有多项超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，而且超过较多，或者有一项超过了条款中规定的“不应”的限制条件，则此结构属严重不规则结构，这种结构方案不应采用，必须对结构方案进行调整 4）高层建筑混凝土结构宜采取措施减小混凝土收缩、徐变、温度变化、基础差异沉降等非荷载效应的不利影响。房屋高度不低于 150m 的高层建筑外墙宜采用各类建筑幕墙 （2）计算分析 1）高层建筑结构的荷载和地震作用应按有关规定进行计算 2）复杂结构和混合结构高层建筑的计算分析，应符合有关规定 3）高层建筑结构的变形和内力可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑塑性变形引起的内力重分布 4）高层建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选取的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况 高层建筑结构分析，可选择平面结构空间协同、空间杆系、空间杆-薄壁杆系、空间杆-墙板元及其他组合有限元等计算模型 5）进行高层建筑内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼板平面内的整体刚度 当楼板可能产生较明显的面内变形时，计算时应考虑楼板的面内变形影响或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整 6）高层建筑结构按空间整体工作计算分析时，应考虑下列变形： ① 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形 ② 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形 ③ 墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形 7）高层建筑结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载和(或)地震作用效应分析，并应按有关的规定进行荷载效应和作用效应计算

（续表 9-3）

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	8）高层建筑结构内力计算中，当楼面活荷载大于 4kN/m^{2}时，应考虑楼面活荷载不利布置引起的结构内力的增大；当整体计算中未考虑楼面活荷载不利布置时，应适当增大楼面梁的计算弯矩 9）高层建筑结构在进行重力荷载作用效应分析时，柱、墙、斜撑等构件的轴向变形宜采用适当的计算模型来考虑施工过程的影响；复杂高层建筑及房屋高度大于 150m 的其他高层建筑结构，应考虑施工过程的影响 10）高层建筑结构进行风作用效应计算时，正反两个方向的风作用效应宜按两个方向计算的较大值采用；体型复杂的高层建筑，应考虑风向角的不利影响 11）结构整体内力与位移计算中，型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按实际情况直接参与计算。并应按本章 9.7 节（高层建筑混合结构）的有关规定进行截面设计 12）体型复杂、结构布置复杂以及 B 级高度高层建筑结构，应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算 13）抗震设计时，B 级高度的高层建筑结构、混合结构和本章 9.6 节（复杂高层建筑混凝土结构设计）规定的高层建筑结构，尚应符合下列要求： ① 宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应，振型数不应小于 15，对多塔楼结构的振型数不应小于塔楼数的 9 倍，且计算振型数应使各振型参与质量之和不小于总质量的 90% ② 应采用弹性时程分析法进行补充计算 ③ 宜采用弹塑性静力或弹塑性动力分析方法补充计算 14）对多塔楼结构，宜按整体模型和各塔楼分开的模型分别计算，并采用较不利的结构进行结构设计。当塔楼周边的裙楼超过两跨时，分塔楼模型宜至少附带两跨的裙楼结构 15）对受力复杂的结构构件，宜按应力分析的结果校核配筋设计 16）对结构分析软件的计算结果，应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据 （3）计算参数 1）高层建筑结构地震作用效应计算时，可对剪力墙连梁刚度予以折减，折减系数不宜小于 0.5 2）在结构内力与位移计算中，现浇楼盖和装配整体式楼盖中，梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大。近似考虑时，楼面梁刚度增大系数可根据翼缘情况取为 1.3～2.0 对于无现浇面层的装配式楼盖，不宜考虑楼面梁刚度的增大 3）在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩乘以调幅系数进行调幅，并应符合下列规定： ① 装配整体式框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.7～0.8；现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.8～0.9 ② 框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大 ③ 应先对竖向荷载作用下框架梁的弯矩进行调幅，再与水平作用产生的框架梁弯矩进行组合 ④ 截面设计时，框架梁跨中截面正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的 50% 4）高层建筑结构楼面梁受扭计算中应考虑现浇楼盖对梁的约束所用。当计算中未考虑现浇楼盖对梁扭转的约束作用时，可对梁的计算扭矩予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的约束情况确定 （4）计算简图处理

（续表 9-3）

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	1）高层建筑结构分析计算时宜对结构进行力学上的简化处理，使其既能反映结构的受力性能，又适应于所选用的计算分析软件的力学模型 2）楼面梁与竖向构件的偏心以及上、下层竖向构件之间的偏心宜按实际情况计入结构的整体计算。当结构整体计算中未考虑上述偏心时，应采用柱、墙端附加弯矩的方法予以近似考虑 3）在结构整体计算中，密肋板楼盖宜按实际情况进行计算。当不能按实际情况计算时，可按等刚度原则对密肋梁进行适当简化后再行计算 对平板无梁楼盖，在计算中应考虑板的面外刚度影响，其面外刚度可按有限元方法计算或近似将柱上板带等效为框架梁计算 4）在结构整体计算中，宜考虑框架或壁式框架梁、柱节点区的刚域（图 9-1）影响。梁端截面弯矩可取刚域端截面的弯矩计算值。刚域的长度可按下列公式计算： $l_{b1}=a_1-0.25h_b$　　（9-1） $l_{b2}=a_2-0.25h_b$　　（9-2） $l_{c1}=c_1-0.25b_c$　　（9-3） $l_{c2}=c_2-0.25b_c$　　（9-4） 当计算的刚域长度为负值时，应取为零 5）在结构整体计算中，转换层结构、加强层结构、连体结构、竖向收进结构（含多塔楼结构），应选用合适的计算模型进行分析。在整体计算中对转换层、加强层、连接体等做简化处理的，宜对其局部进行更细致的补充计算分析 6）复杂平面和立面的剪力墙结构，应采用适合的计算模型进行分析。当采用有限元模型时，应在截面变化处合理地选择和划分单元；当采用杆系模型计算时，对错洞墙、叠合错洞墙可采用适当的模型化处理，并应在整体计算的基础上对结构局部进行更细致的补充计算分析 7）高层建筑结构整体计算中，当地下室顶板作为上部结构嵌固部位时，地下一层与首层侧向刚度比不宜小于 2
2	房屋适用高度和高宽比	（1）钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度应区分为 A 级和 B 级。A 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 9-4 的规定，B 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 9-5 的规定 平面和竖向均不规则的高层建筑结构，其最大适用高度宜适当降低 （2）钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表 9-6 的规定

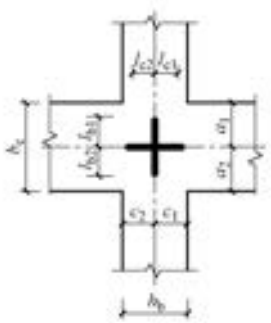


图 9-1　刚域

表 9-4 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 （单位：m）

序号	结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
				6 度	7 度	8 度		9 度
						0.20g	0.30g	
1	框架		70	60	50	40	35	—
2	框架-剪力墙		150	130	120	100	80	50
3	剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	80	60
4		部分框支剪力墙	130	120	100	80	50	不应采用
5	筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	90	70
6		筒中筒	200	180	150	120	100	80
7	板柱-剪力墙		110	80	70	55	40	不应采用

注：1. 表中框架不含异形柱框架。

2. 部分框支剪力墙结构是指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。

3. 甲类建筑，6 度、7 度、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求，9 度时应专门研究。

4. 框架结构、板柱-剪力墙结构以及 9 度抗震设防的表列其他结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

表 9-5 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 （单位：m）

序号	结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
				6 度	7 度	8 度	
						0.20g	0.30g
1	框架-剪力墙		170	160	140	120	100
2	剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130	110
3		部分框支剪力墙	150	140	120	100	80
4	筒体	框架-核心筒	220	210	180	140	120
5		筒中筒	300	280	230	170	150

注：1. 部分框支剪力墙结构是指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。

2. 甲类建筑，6 度、7 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8 度时应专门研究。

3. 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

表 9-6 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

序号	结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度、7 度	8 度	9 度
1	框架	5	4	3	—
2	板柱-剪力墙	6	5	4	—
3	框架-剪力墙、剪力墙	7	6	5	4
4	框架-核心筒	8	7	6	4
5	筒中筒	8	8	7	5

9.1.3 高层建筑结构抗震设防分类

高层建筑结构抗震设防分类见表 9-7。

表 9-7 高层建筑结构抗震设防分类

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）高层建筑的抗震设防烈度必须按照国家规定的权限审批、颁发的文件(图件)确定。一般情况下，抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度 （2）抗震设计的高层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 的规定确定其抗震设防类别： 1）特殊设防类。是指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的建筑。本书简称甲类 2）重点设防类。是指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的建筑。本书简称乙类 3）标准设防类。是指大量的除 1）、2）、4）款以外按标准要求进行设防的建筑。本书简称丙类 4）适度设防类。是指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的建筑。本书简称丁类 （3）高层建筑没有“适度设防类”设防(简称丁类) （4）本书中甲类建筑、乙类建筑、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 中特殊设防类、重点设防类、标准设防类简称
2	建筑抗震设防标准	甲类、乙类、丙类建筑的抗震设防标准见表 9-8
3	建筑的地震作用、抗震措施、抗震构造措施	（1）甲类、乙类、丙类建筑地震作用要求见表 9-9 （2）甲类、乙类、丙类建筑抗震措施要求见表 9-10 （3）甲类、乙类、丙类建筑抗震构造措施要求见表 9-11

表 9-8 甲类、乙类、丙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	甲类建筑	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	乙类建筑	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	丙类建筑	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

① 不规则建筑及建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外。

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。

表 9-9 甲类、乙类、丙类建筑地震作用要求

序号	设防烈度	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
1	甲类建筑	根据地震安全性评价结果确定					
2	乙类建筑	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
3	丙类建筑	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 9-10 甲类、乙类、丙类建筑抗震措施要求

序号	设防烈度	6	7	7(0.15g)	8	8(0.30g)	9
1	甲类建筑	7	8		9		9^+
2	乙类建筑	7	8		9		9^+
3	丙类建筑	6	7		8		9

注：1. 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 9-11 甲类、乙类、丙类建筑抗震构造措施要求

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	Ⅱ Ⅲ Ⅳ
1	甲类建筑	6	7	7	8		9	8	9		9^+	9	9^+
2	乙类建筑	6	7	7	8		9	8	9		9^+	9	9^+
3	丙类建筑	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。

9.1.4 结构设计抗震等级

高层建筑结构设计抗震等级见表 9-12。

表 9-12 高层建筑结构设计抗震等级

序号	项 目	内 容
1	抗震措施	抗震等级是根据国内外高层建筑震害、有关科研成果、工程设计经验而划分的： （1）各抗震设防类别的高层建筑结构，其抗震措施应符合下列要求： 1）甲类、乙类建筑：应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施，但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求来采取抗震措施；当建筑场地为Ⅰ类时，应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求来采取抗震构造措施。见表 9-10 及表 9-11

（续表 9-12）

序号	项　　目	内　　容
1	抗震措施	2）丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施；当建筑场地为Ⅰ类时，除 6 度外，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。见表 9-10 及表 9-11 （2）当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，宜分别按抗震设防烈度 8 度（0.20g）和 9 度（0.40g）时各类建筑的要求采取抗震构造措施。见表 9-10 及表 9-11
2	A 级高度丙类建筑的抗震等级	抗震设计时，高层建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、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。A 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表 9-13 确定。当本地区的设防烈度为 9 度时，A 级高度乙类建筑的抗震等级应按特一级采用，甲类建筑应采取更有效的抗震措施 本书“特一级和一、二、三、四级”即“抗震等级为特一级和一、二、三、四级”的简称
3	B 级高度丙类建筑的抗震等级	抗震设计时，B 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表 9-14 确定
4	其他要求	（1）抗震设计的高层建筑，当地下室顶层作为上部结构的嵌固端时，地下一层相关范围的抗震等级应按上部结构采用，地下一层以下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；地下室中超出上部主楼相关范围且无上部结构的部分，其抗震等级可根据具体情况采用三级或四级 上述的“相关范围”，一般是指主楼周边外延 1～2 跨的地下室范围 （2）抗震设计时，与主楼连为整体的裙房的抗震等级，除应按裙房本身确定外，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 上述的“相关范围”，一般是指主楼周边外延不少于三跨的裙房结构，相关范围以外的裙房可按裙房自身的结构类型确定抗震等级。裙房偏置时，其端部有较大扭转效应，也需要适当加强 （3）甲、乙类建筑按本表序号 1 之（1）条提高一度确定抗震措施时，或Ⅲ、Ⅳ类场地且设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的丙类建筑按本表序号 1 之（2）条提高一度确定抗震构造措施时，如果房屋高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度，则应采取比对应抗震等级更有效的抗震构造措施

表 9-13　A 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级

序号	结构类型		烈　　度						
			6 度		7 度		8 度		9 度
1	框架结构	高度/m	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24
		框架	四	三	三	二	二	一	一
		大跨度框架	三		二		二		一

（续表 9-13）

序号	结构类型			烈度						
				6 度		7 度		8 度		9 度
2	框架-剪力墙结构	高度/m		≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
3		框架		四	三	三	二	二	一	一
4		剪力墙		三		二		一		一
5	剪力墙结构	高度/m		≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60
6		剪力墙		四	三	三	二	二	一	一
7	部分框支剪力墙结构	非底部加强部位的剪力墙		四	三	三	二	二	—	—
8		底部加强部位的剪力墙		三	二	二	一	一		
9		框支框架		二		二	一	一		
10	筒体结构	框架-核心筒	框架	三		二		一		一
11			核心筒	二		二		一		一
12		筒中筒	内筒	三		二		一		一
			外筒							
13	板柱-剪力墙结构	高度/m		≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35	—
14		框架、板柱及柱上板带		三	二	二	二	一	一	
15		剪力墙		二	二	二	一	二	一	

注：1. 接近或等于高度分界的，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级。

2. 底部带转换层的筒体结构，其转换框架的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用。

3. 当框架-核心筒结构的高度不超过 60m 时，其抗震等级应允许按框架-剪力墙结构采用。

表 9-14 B 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级

序号	结构类型		烈度		
			6 度	7 度	8 度
1	框架-剪力墙	框架	二	一	一
2		剪力墙	二	一	特一
3	剪力墙	剪力墙	二	一	一
4	部分框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙	二	一	一
5		底部加强部位剪力墙	一	一	特一
6		框支框架	一	特一	特一
7	框架-核心筒	框架	二	一	一
8		筒体	二	一	特一
9	筒中筒	外筒	二	一	特一
10		内筒	二	一	特一

注：底部带转换层的筒体结构，其转换框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用。

9.1.5 结构特一级构件设计规定

结构特一级构件设计规定见表 9-15。

表 9-15 结构特一级构件设计规定

序号	项 目	内 容
1	说明	特一级抗震等级的钢筋混凝土构件除应符合一级钢筋混凝土构件的所有设计要求外，尚应符合本表的有关规定
2	框架柱	特一级框架柱应符合下列规定： （1）宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱 （2）柱端弯矩增大系数 η_c、柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20% （3）钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本书表 8-46 规定的数值增加 0.02 采用；全部纵向钢筋构造配筋百分率，中、边柱不应小于 1.4%，角柱不应小于 1.6%
3	框架梁	特一级框架梁应符合下列规定： （1）梁端剪力增大系数 η_{vb} 应增大 20% （2）梁端加密区箍筋最小面积配筋率应增大 10%
4	框支柱	特一级框支柱应符合下列规定： （1）宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱 （2）底层柱下端及与转换层相连的柱上端的弯矩增大系数取 1.8，其余层柱端弯矩增大系数 η_c 应增大 20%；柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20%；地震作用产生的柱轴力增大系数取 1.8，但计算柱轴压比时可不计该项增大 （3）钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本书表 8-46 的数值增大 0.03 采用，且箍筋体积配箍率不应小于 1.6%；全部纵向钢筋最小构造配筋百分率取 1.6%
5	剪力墙、筒体墙	特一级剪力墙、筒体墙应符合下列规定： （1）底部加强部位的弯矩设计值应乘以 1.1 的增大系数，其他部位的弯矩设计值应乘以 1.3 的增大系数；底部加强部位的剪力设计值，应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.9 倍采用，其他部位的剪力设计值，应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.4 倍采用 （2）一般部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋率应取为 0.35%，底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应取为 0.40% （3）约束边缘构件纵向钢筋最小构造配筋率应取为 1.4%，配箍特征值宜增大 20%；构造边缘构件纵向钢筋的配筋率不应小于 1.2% （4）框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位边缘构件宜配置型钢，型钢宜向上、下各延伸一层 （5）连梁的要求同一级

9.1.6 结构设计构件材料

高层建筑混凝土结构构件材料要求见表 9-16。

表 9-16 高层建筑混凝土结构构件材料要求

序号	项 目	内 容
1	一般要求	高层建筑混凝土结构宜采用高强高性能混凝土和高强度钢筋；构件内力较大或抗震性能有较高要求时，宜采用型钢混凝土、钢管混凝土构件 采用高强度混凝土可以减小柱截面面积。C60 混凝土已广泛采用，取得了良好的效益 采用高强度钢筋可有效减少配筋量，提高结构的安全度。目前我国已经可以大量生产满足结构抗震性能要求的 400N/mm²、500N/mm² 级热轧带肋钢筋和 300N/mm² 级热轧光圆钢筋。400N/mm²、500N/mm² 级热轧带肋钢筋的强度设计值比 335N/mm² 级钢筋分别提高 20%和 45%；300N/mm² 级热轧光圆钢筋的强度设计值比 235N/mm² 级钢筋提高 28.5%，节材效果十分明显 型钢混凝土柱截面含型钢一般为 5%~8%，可使柱截面面积减小 30%左右。由于型钢骨架要求钢结构的制作、安装能力，因此目前较多用在高层建筑的下层部位柱、转换层以下的框支柱等；在较高的高层建筑中也有全部采用型钢混凝土梁、柱的实例 钢管混凝土可使柱混凝土处于有效侧向约束下，形成三向应力状态，因而延性和承载力提高较多。钢管混凝土柱如用高强混凝土浇筑，可以使柱截面减小至原截面面积的 50%左右。钢管混凝土在与钢筋混凝土梁的节点构造十分重要，也比较复杂。钢管混凝土柱设计及构造可按本书 9.7 节中的有关规定执行
2	混凝土强度等级	针对高层混凝土结构的特点，这里提出了不同结构部位、不同结构构件的混凝土强度等级最低要求及抗震上限限值。某些结构局部特殊部位混凝土强度等级的要求，在本书相关条文中作了补充规定 各类结构用混凝土的强度等级均不应低于 C20，并应符合下列规定： （1）抗震设计时，一级抗震等级框架梁、柱及其节点的混凝土强度等级不应低于 C30 （2）筒体结构的混凝土强度等级不宜低于 C30 （3）作为上部结构嵌固部位的地下室楼盖的混凝土强度等级不宜低于 C30 （4）转换层楼板、转换梁、转换柱、箱形转换结构以及转换厚板的混凝土强度等级均不应低于 C30 （5）预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40、不应低于 C30 （6）型钢混凝土梁、柱的混凝土强度等级不宜低于 C30 （7）现浇非预应力混凝土楼盖结构的混凝土强度等级不宜高于 C40 （8）抗震设计时，框架柱的混凝土强度等级，9 度时不宜高于 C60，8 度时不宜高于 C70；剪力墙的混凝土强度等级不宜高于 C60
3	受力钢筋及其性能	高层建筑混凝土结构的受力钢筋及其性能应符合本书的有关规定。按一、二、三级抗震等级设计的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋尚应符合下列规定： （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%
4	混合结构	（1）抗震设计时混合结构中钢材应符合下列规定： 1）钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85 2）钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20% 3）钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性 （2）混合结构中的型钢混凝土竖向构件的型钢及钢管混凝土的钢管宜采用 Q345 和 Q235 等级的钢材，也可采用 Q390、Q420 等级或符合结构性能要求的其他钢材；型钢梁宜采用 Q235 和 Q345 等级的钢材

9.1.7 结构构件承载力设计

高层建筑结构构件承载力设计见表 9-17。

表 9-17 高层建筑结构构件承载力设计

序号	项 目	内 容
1	承载力验算	高层建筑结构构件的承载力应按下式验算： 持久设计状况、短暂设计状况 $\gamma_0 S_d \leqslant R_d$ (9-5) 地震设计状况 $S_d \leqslant R_d/\gamma_{RE}$ (9-6) 式中 γ_0——结构重要性系数，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 S_d——作用组合的效应设计值，应符合本书表 9-18 和表 9-19 的规定 R_d——构件承载力设计值 γ_{RE}——构件承载力抗震调整系数
2	承载力抗震调整系数	抗震设计时，钢筋混凝土构件的承载力抗震调整系数应按表 8-26 采用；型钢混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数应按本书表 9-101 规定采用。当仅考虑竖向地震作用组合时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均应取为 1.0

表 9-18 高层建筑结构荷载无地震作用组合的效应

序号	项 目	内 容
1	荷载基本组合的效应设计值	持久设计状况和短暂设计状况下，当荷载与荷载效应按线性关系考虑时，荷载基本组合的效应设计值应按下式确定： $S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk}$ (9-7) 式中 S_d——荷载组合的效应设计值 γ_G——永久荷载分项系数 γ_Q——楼面活荷载分项系数 γ_w——风荷载的分项系数 γ_L——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数，设计使用年限为 50 年时取 1.0，设计使用年限为 100 年时取 1.1 S_{Gk}——永久荷载效应标准值 S_{Qk}——楼面活荷载效应标准值 S_{wk}——风荷载效应标准值 ψ_Q、ψ_w——楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数，当永久荷载效应起控制作用时应分别取 0.7 和 0.0；当可变荷载效应起控制作用时应分别取 1.0 和 0.6 或 0.7 和 1.0 对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房，本条楼面活荷载组合值系数取 0.7 的场合应取为 0.9
2	荷载基本组合的分项系数	持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用： （1）永久荷载的分项系数 γ_G：当其效应对结构承载力不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35；当其效应对结构承载力有利时，应取 1.0 （2）楼面活荷载的分项系数 γ_Q：一般情况下应取 1.4 （3）风荷载的分项系数 γ_w 应取 1.4

表 9-19 高层建筑结构荷载有地震作用组合的效应

序号	项 目	内 容
1	荷载和地震作用基本组合效应	地震设计状况下，当作用与作用效应按线性关系考虑时，荷载和地震作用基本组合的效应设计值应按下式确定： $S_d=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh}S_{Ehk}+\gamma_{Ev}S_{Evk}+\psi_w\gamma_w S_{wk}$ (9-8) 式中 S_d——荷载和地震作用组合的效应设计值 S_{GE}——重力荷载代表值的效应 S_{Ehk}——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数、调整系数 S_{Evk}——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数、调整系数 γ_G——重力荷载分项系数 γ_w——风荷载分项系数 γ_{Eh}——水平地震作用分项系数 γ_{Ev}——竖向地震作用分项系数 ψ_w——风荷载的组合值系数，应取 0.2
2	荷载和地震作用基本组合分项系数	地震设计状况下，荷载和地震作用基本组合的分项系数应按表 9-20 采用。当重力荷载效应对结构的承载力有利时，表 9-20 中 γ_G 不应大于 1.0
3	有关说明	对非抗震设计的高层建筑结构，应按公式(9-7)计算荷载效应的组合；对抗震设计的高层建筑结构，应同时按公式(9-7)和公式(9-8)计算荷载效应和地震作用效应组合，并按本书的有关规定(如强柱弱梁、强剪弱弯等)，对组合内力进行必要的调整。同一构件的不同截面或不同设计要求，可能对应不同的组合工况，应分别进行验算

表 9-20 地震设计状况时荷载和作用的分项系数

序号	参与组合的荷载和作用	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	说 明
1	重力荷载及水平地震作用	1.2	1.3	—	—	抗震设计的高层建筑结构均应考虑
2	重力荷载及竖向地震作用	1.2	—	1.3	—	9度抗震设计时考虑；水平长悬臂和大跨度结构7度(0.15g)、8度、9度抗震设计时考虑
3	重力荷载、水平地震及竖向地震作用	1.2	1.3	0.5	—	9度抗震设计时考虑；水平长悬臂和大跨度结构7度(0.15g)、8度、9度抗震设计时考虑
4	重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.2	1.3	—	1.4	60m以上的高层建筑考虑
5	重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用及风荷载	1.2	1.3	0.5	1.4	60m以上的高层建筑，9度抗震设计时考虑；水平长悬臂和大跨度结构7度(0.15g)、8度、9度抗震设计计时考虑
6		1.2	0.5	1.3	1.4	水平长悬臂结构和大跨度结构，7度(0.15g)、8度、9度抗震设计时考虑

注：1. g 为重力加速度。

2. “—”表示组合中不考虑该项荷载或作用效应。

9.1.8 高层建筑混凝土结构布置的内容与要求及规定

高层建筑混凝土结构布置的内容与要求及规定见表9-21。

表9-21 高层建筑混凝土结构布置的内容与要求及规定

序号	项　　目	内　　容
1	结构布置的内容	在高层建筑结构设计中，除了要根据结构高度选择合理的结构体系外，还要恰当地设计和选择建筑物的平面、立面、剖面形状和总体型，也即进行结构布置。结构布置主要包括以下内容： （1）结构平面布置，即确定梁、柱、墙、基础、电梯井和楼梯等在平面上的位置 （2）结构竖向布置，即确定结构竖向形式、楼层高度、电梯机房、屋顶水箱、电梯井和楼梯的高度，是否设置地下室、转换层、加强层、技术夹层以及它们的位置和高度等
2	结构布置要求	（1）选择有利的场地，避开不利的场地，采取措施保证地基的稳定性。危险场地不宜兴建高层建筑，如基岩有活动性断层和破碎带、不稳定的滑坡地带等；而为不利场地时，高层建筑要采取相应措施以减轻震害，如场地冲积层过厚、沙土有液化危险、湿陷性黄土等 （2）保证地基基础的承载力、刚度，以及足够的抗滑移、抗倾覆能力，使整个高层建筑形成稳定的结构体系，防止在外荷载作用下产生过大的不均匀沉降、倾覆和局部抗裂等 （3）合理设置防震缝。一般情况下宜采取调整平面形状与尺寸，加强构造措施，设置后浇带等方法，尽量不设缝、少设缝。设缝时必须保证有足够的缝宽 （4）应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。结构平面布置力求简单、规则、对称，避免凹角和狭长的缩颈部位；避免在凹角和端部设置楼(电)梯间；避免楼(电)梯间偏置。结构竖向体形尽量避免外挑、内收，力求刚度均匀渐变 （5）多道抗震设防能力，避免因局部结构或构件破坏面导致整个结构体系丧失抗震能力。如框架为强柱弱梁，梁屈服后柱仍能保持稳定；剪力墙结构的连梁先屈服；框架-剪力墙的连梁首先屈服，然后才是墙肢、框架破坏等 （6）合理选择结构体系。对于钢筋混凝土结构，一般来说纯框架结构抗震能力有限；框架-剪力墙性能较好；剪力墙结构和筒体结构具有良好的空间整体性，刚度也较大 （7）结构应有足够的刚度，且具有均匀的刚度分布以控制结构顶点总位移和层间位移，避免因局部突变和扭转效应而形成薄弱部位。在小震时，应防止过大的变形使结构或非结构构件开裂，影响正常使用；在强震下，结构应不发生倒塌、失稳或倾覆现象 （8）结构应有足够的结构承载力，具有较均匀的刚度和承载力分布。局部强度太大会使其他部位形成相对薄弱的环节 （9）节点的承载力应大于构件的承载力。要从构造上采取措施防止地震作用下节点的承载力和刚度过早退化 （10）结构应有足够的变形能力及耗能能力，应防止构件脆性破坏，保证构件有足够的延性。如采取提高抗剪能力、加强约束箍筋等措施 （11）凸出屋面的塔楼必须具有足够的承载力和延性，以承受鞭梢效应影响。对可能出现的薄弱部位，应采取有效措施予以加强 （12）减轻结构自重，最大限度降低地震的作用，积极采用轻质高强材料。应避免因部分结构或构件破坏而导致整体结构丧失承载重力荷载、风荷载和地震作用的能力
3	结构布置规定	（1）高层建筑结构的平面布置见表9-22 （2）高层建筑结构的竖向布置见表9-25

表 9-22 高层建筑结构的平面布置

序号	项 目	内 容
1	结构平面布置原则	（1）在高层建筑的一个独立结构单元内，结构平面形状宜简单、规则，质量、刚度和承载力分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置 建筑形体及其构件布置的平面结构房屋存在表 9-23 所列举的某项平面不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑 （2）抗震设计的混凝土高层建筑，其平面布置宜符合下列规定： 1）平面宜简单、规则、对称，减少偏心 2）平面长度不宜过长（图 9-2），L/B 宜符合表 9-24 的要求 3）平面凸出部分的长度 l 不宜过大、宽度 b 不宜过小（图 9-2），l/B_{max}、l/b 宜符合表 9-24 的要求 4）建筑平面不宜采用角部重叠或细腰形平面布置 角部重叠和细腰形的平面图形（图 9-3），在中央部位形成狭窄部分，在地震中容易产生震害，尤其在凹角部位，因为应力集中容易使楼板开裂、破坏，不宜采用。如采用，这些部位应采取加大楼板厚度、增加板内配筋、设置集中配筋的边梁、配置 45°斜向钢筋等方法予以加强 需要说明的是，表 9-24 中，三项尺寸的比例关系是独立的规定，一般不具有关联性 （3）施工简便，造价低
2	结构平面形状选择	（1）高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状 高层建筑承受较大的风力。在沿海地区，风力成为高层建筑的控制性荷载，采用风压较小的平面形状有利于抗风设计 对抗风有利的平面形状是简单规则的凸平面，如圆形、正多边形、椭圆形、鼓形等平面。对抗风不利的平面是有较多凹凸的复杂形状平面，如 V 形、Y 形、H 形、弧形等平面 （2）抗震设计时，B 级高度钢筋混凝土高层建筑、混合结构高层建筑的最大适用高度已放松到比较高的程度，与此相应，对其结构的规则性要求必须严格；复杂高层建筑结构的竖向布置已不规则，对这些结构的平面布置的规则性应严格要求。因此，对上述结构的平面布置应简单、规则，减少偏心 （3）结构平面布置应减少扭转的影响。在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及本书 9.6 节所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9，B 级高度高层建筑、超过 A 级高度的混合结构及本书 9.6 节中所指的复杂高层建筑不应大于 0.85 当楼层的最大层间位移角不大于本书表 9-29 序号 3 规定的限值的 40%时，该楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移与该楼层平均值的比值可适当放松，但不应大于 1.6 （4）当楼板平面比较狭长、有较大的凹入或开洞时，应在设计中考虑其对结构产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于该层楼面宽度的 50%；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的 30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于 5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于 2m 楼板有较大凹入或开有大面积洞口后，被凹口或洞口划分开的各部分之间的连接较为薄弱，在地震中容易相对振动而使削弱部位产生震害，因此对凹入或洞口的大小加以限制。设计中应同时满足本条规定的各项要求。以图 9-4 所示平面为例，L_2 不宜小于 $0.5L_1$，a_1 与 a_2 之和不宜小于 $0.5L_2$ 且不宜小于 5m，a_1 和 a_2 均不应小于 2m，开洞面积不

（续表 9-22）

序号	项　　目	内　　容
2	结构平面形状选择	宜大于楼面面积的 30% （5）楼(电)梯间无楼板而使楼面产生较大削弱，应将楼(电)梯间周边的楼板加厚，并加强配筋 几类不规则平面定义的类型见表 9-23 及图 9-5~图 9-7 所示 （6）艹字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板 高层住宅建筑常采用艹字形、井字形平面以利于通风采光，而将楼(电)梯间集中配置于中央部位。楼(电)梯间无楼板而使楼面产生较大削弱，此时应将楼(电)梯间周边的剩余楼板加厚，并加强配筋。外伸部分形成的凹槽可加拉梁或拉板，拉梁宜宽扁放置并加强配筋，拉梁和拉板宜每层均匀设置 （7）楼板开大洞削弱后，宜采取下列措施： 1）加厚洞口附近楼板，提高楼板的配筋率，采用双层双向配筋 2）洞口边缘设置边梁、暗梁 3）在楼板洞口角部集中配置斜向钢筋

表 9-23　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

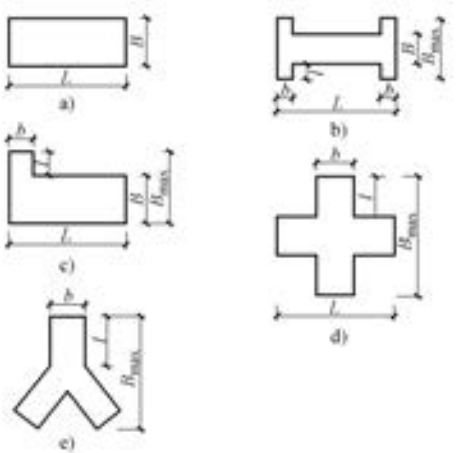


图 9-2　建筑平面示意图

表 9-24 平面尺寸及凸出部位尺寸的比值限值

序 号	设 防 烈 度	L/B	l/B_{max}	l/b
1	6、7 度	≤6.0	≤0.35	≤2.0
2	8、9 度	≤5.0	≤0.30	≤1.5

图 9-3 角部重叠和细腰形平面示意图

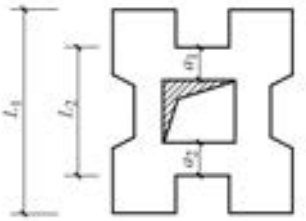


图 9-4 楼板净宽度要求示意图

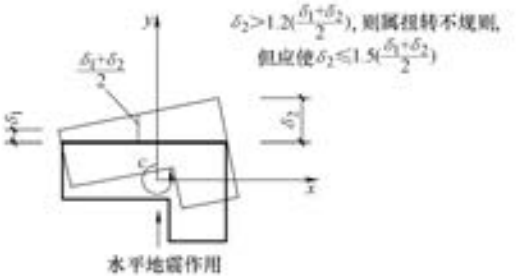


图 9-5 建筑结构平面的扭转不规则示例

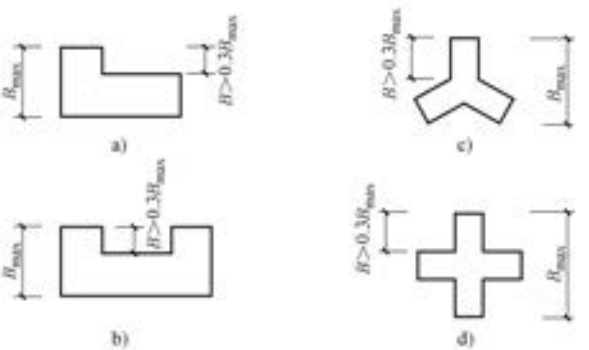


图 9-6 建筑结构平面的凸角或凹角比值示例

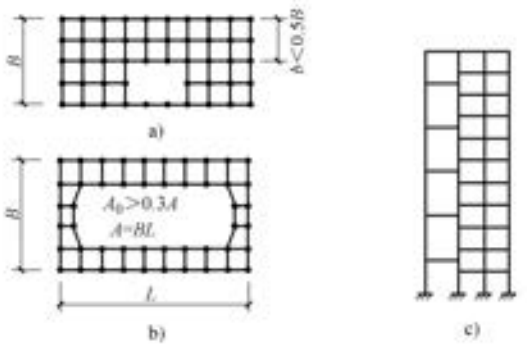


图 9-7 建筑结构平面的局部不连续示例(大开洞及错层)

表 9-25 高层建筑结构的竖向布置

序号	项 目	内 容
1	结构竖向布置原则	(1) 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和收进。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化 建筑形体及其构件布置的竖向结构房屋存在表 9-26 所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型应属于不规则的建筑 结构的侧向刚度，往往沿竖向分段改变构件截面尺寸和混凝土强度等级，这种改变使结构刚度自下向上递减。从施工角度来看，分段改变不宜太多；但从结构受力角度来看，分段改变却宜多而均匀。实际工程设计中，一般沿竖向变化不超过 4 段；每次改变，梁、柱尺寸减少 100~150mm，墙厚减少 50mm；混凝土强度降低一个等级；而且一般尺寸改变与强度改变错开楼层布置，避免楼层刚度产生较大突变 (2) 抗震设计时，高层建筑相邻楼层的侧向刚度变化应符合下列规定： 1) 对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_1 可按公式(9-9)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于 0.8 $$\gamma_1=\frac{V_i\Delta_{i+1}}{V_{i+1}\Delta_i} \quad (9\text{-}9)$$ 式中 γ_1——楼层侧向刚度比 V_i、V_{i+1}——第 i 层和第 i+1 层的地震剪力标准值(kN) Δ_i、Δ_{i+1}——第 i 层和第 i+1 层在地震作用标准值作用下的层间位移(m) 2) 对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_2 可按公式(9-10)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9；当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5 $$\gamma_2=\frac{V_i\Delta_{i+1}\ h_i}{V_{i+1}\Delta_i h_{i+1}} \quad (9\text{-}10)$$ 式中 γ_2——考虑层高修正的楼层侧向刚度比 (3) A 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的 80%，不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%；B 级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不应小于其相邻上一层受剪承载力的 75% 楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上，该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和

（续表 9-25）

序号	项　目	内　容
1	结构竖向布置原则	（4）抗震设计时，结构竖向抗侧力构件宜上、下连续贯通 （5）抗震设计时，当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于 0.2 时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的 75%（图 9-8a、b）；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，上部楼层水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层的水平尺寸 B 的 1.1 倍，且水平外挑尺寸 a 不宜大于 4m（图 9-8c、d） （6）楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的 1.5 倍 （7）不宜采用同一楼层刚度和承载力变化同时不满足本上述第（2）和（3）条规定的高层建筑结构 （8）侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合上述第（2）、（3）、（4）条要求的楼层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数 （9）结构顶层取消部分墙、柱形成空旷房间时，宜进行弹性或弹塑性时程分析补充计算并采取有效的构造措施
2	竖向不规则结构图形	几类不规则竖向定义的类型见表 9-26 及图 9-9、图 9-10 及图 9-11 所示
3	结构竖向突变的原因	（1）结构的竖向体型突变 由于竖向体型突变而使刚度变化，一般有下面两种情况： 1）建筑顶部内收形成塔楼。顶部小塔楼因鞭梢效应而放大地震作用，塔楼的质量和刚度越小，则地震作用放大越明显。在可能的情况下，宜采用台阶形逐级内收的立面 2）楼层外挑内收。结构刚度和质量变化大，地震作用下易形成较薄弱环节 （2）结构体系的变化 抗侧力结构布置改变在下列情况下发生： 1）剪力墙结构或框筒结构的底部大空间需要，底层或底部若干层剪力墙不落地，可能产生刚度突变。这时应尽量增加其他落地剪力墙、柱或筒体的截面尺寸，并适当提高相应楼层混凝土等级，尽量使刚度的变化减少 2）中部楼层部分剪力墙中断。如果建筑功能要求必须取消中间楼层的部分墙体，则取消的墙不宜多于 1/3，不得超过半数，其余墙体应加强配筋 3）顶层设置空旷的大空间，取消部分剪力墙或内柱。由于顶层刚度削弱，高震型影响会使地震力加大。顶层取消的剪力墙也不宜多于 1/3，不得超过半数。框架取消内柱后，全部剪力应由外柱箍筋承受，顶层柱子应全长加密配箍 当上下层结构轴线布置或者结构形式发生变化时，要设置结构转换层，如图 9-12 所示。目前常见的转换形式有厚板转换和箱形梁转换等。厚板转换层厚度可达 2m 以上

表 9-26　结构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%

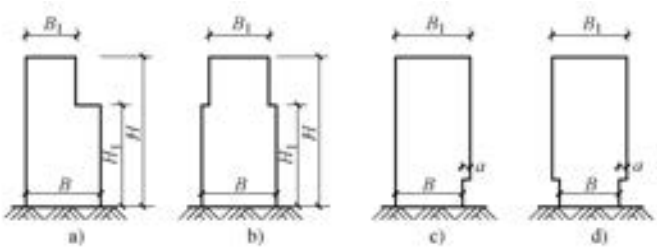


图 9-8 结构竖向收进和外挑示意图

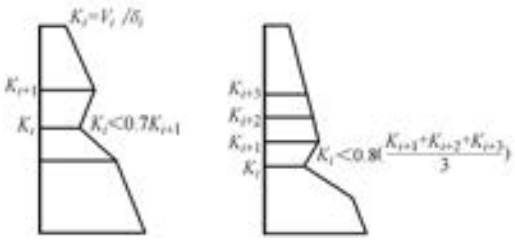


图 9-9 沿竖向的侧向刚度不规则(有软弱层)

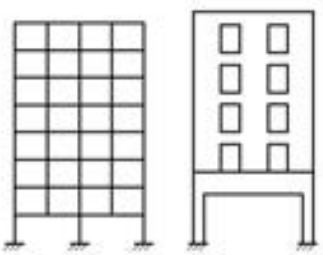


图 9-10 竖向抗侧力构件不连续示意图

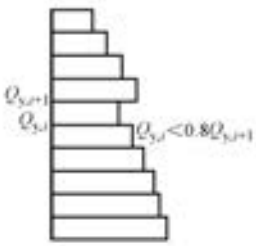


图 9-11 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化(有薄弱层)

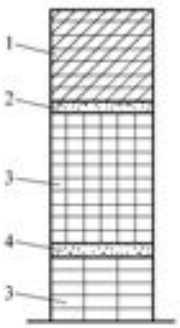


图 9-12 结构转换层
1—剪力墙 2—结构形式变化转换层
3—框架 4—结构布置变化转换层

9.1.9 高层建筑楼盖结构

高层建筑楼盖结构见表 9-27。

表 9-27 高层建筑楼盖结构

序号	项 目	内 容
1	楼盖结构	(1) 在目前高层建筑结构计算中，一般都假定水平楼盖在自身平面内的刚度无限大，则结构中各竖向抗侧力结构(剪力墙、框架和筒体等)通过水平的楼盖结构连为空间整体，在水平荷载作用下楼面只有位移而不变形。所以在楼面构造设计上，要使楼面具有较大的刚度。楼盖的刚性是保证建筑物的空间整体性和水平力的有效传递 (2) 房屋高度超过 50m 时，框架-剪力墙结构、筒体结构及复杂高层建筑结构应采用现浇楼盖结构，剪力墙结构和框架结构宜采用现浇楼盖结构 (3) 房屋高度不超过 50m 时，8 度、9 度抗震设计时宜采用现浇楼盖结构；6 度、7 度抗震设计时可采用装配整体式楼盖，且应符合下列要求：

（续表 9-27）

序号	项　　目	内　　容
1	楼盖结构	1）无现浇叠合层的预制板，板端搁置在梁上的长度不宜小于 50mm 2）预制板板端宜预留胡子筋，其长度不宜小于 100mm 3）预制空心板孔端应有堵头，堵头深度不宜小于 60mm，并应采用强度等级不低于 C20 的混凝土浇灌密实 4）楼盖的预制板板缝上缘宽度不宜小于 40mm，板缝大于 10mm 时应在板缝内配置钢筋，并宜贯通整个结构单元。现浇板缝、板缝梁的混凝土强度等级宜高于预制板的混凝土强度等级 5）楼盖每层宜设置钢筋混凝土现浇层。现浇层厚度不应小于 50mm，并应双向配置直径不小于 6mm、间距不大于 200mm 的钢筋网，钢筋应锚固在梁或剪力墙内 （4）普通高层建筑楼面结构选型可按表 9-28 确定
2	房屋的顶层及其他	（1）房屋的顶层、结构转换层、大底盘多塔楼结构的底盘顶层、平面复杂或开洞过大的楼层、作为上部结构嵌固部位的地下室楼层应采用现浇楼盖结构。一般楼层现浇楼板厚度不应小于 80mm，当板内预埋暗管时不宜小于 100mm；顶层楼板厚度不宜小于 120mm，宜双层双向配筋；转换层楼板应符合本书 9.6 节的有关规定；普通地下室顶板厚度不宜小于 160mm；作为上部结构嵌固部位的地下室楼层的顶楼盖应采用梁板结构，楼板厚度不宜小于 180mm，应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25% （2）肋形楼盖在多、高层建筑中广泛应用，一般采用现浇式。要求混凝土强度等级不应低于 C20，不宜高于 C40。在框架-剪力墙结构中也采用装配整体式楼面（灌板缝加现浇面层）形成肋形楼盖方案 （3）密肋楼盖多用于跨度较大而梁高受限制的情况，在筒体结构的角区楼板也常用密肋楼盖。其肋间距为 0.9~1.5m，以 1.2m 较经济；密肋板的跨度一般不大于 9m；预应力混凝土密肋楼盖的跨度一般不超过 12m （4）平板楼面一般用于剪力墙结构或筒体结构。板底平整，可不另加吊平顶；结构厚度小，适应于层高较低的情况；缺点是适用的跨度不能太大，一般非预应力平板跨度不大于 6~7m，预应力平板不大于 9m，否则厚度太大，不经济 （5）无梁楼盖时在柱网尺寸近似方形以及层高受限制时采用的现浇结构，分为现浇带柱帽（托板）和不带柱帽（托板）两种。普通混凝土结构，无柱帽时楼盖跨度不宜大于 7m，有柱帽时跨度不宜大于 9m；预应力混凝土结构，楼盖跨度不宜大于 12m。在地震区，无梁楼盖应与剪力墙结合，形成板柱-剪力墙结构
3	现浇预应力混凝土楼板	采用预应力楼板可以大大减小楼面结构高度，压缩层高并减轻结构自重；改善结构使用功能，减小挠度，避免裂缝；大跨度楼板可以增加使用面积，容易适应楼面用途改变；施工速度加快，节省钢材和混凝土。预应力楼板近年来在高层建筑楼面结构中应用越来越广泛 为确定板的厚度，必须考虑挠度、抗冲切承载力、防火及钢筋防腐蚀要求等。现浇预应力楼板厚度可按跨度的 1/45~1/50 采用。板厚不宜小于 150mm，预应力楼板的预应力钢筋保护层厚度不宜小于 30mm 预应力楼板设计中应采取措施防止或减少竖向和横向主体结构对楼板施加预应力的阻碍作用

表 9-28 普通高层建筑楼面结构选型

序号	结构体系	房屋高度	
		不大于 50m	大于 50m
1	框架	可采用装配式楼面(灌板缝)	宜采用现浇楼面
2	剪力墙	可采用装配式楼面(灌板缝)	宜采用现浇楼面
3	框架-剪力墙	宜采用现浇楼面 可采用装配整体式楼面(灌板缝加现浇面层)	应采用现浇楼面
4	板柱-剪力墙	应采用现浇楼面	——
5	框架-核心筒和筒中筒	应采用现浇楼面	应采用现浇楼面

9.1.10 高层建筑结构水平位移限值

高层建筑结构水平位移限值要求见表 9-29。

表 9-29 高层建筑结构水平位移限值要求

序号	项目	内容
1	简述与计算	(1) 在正常使用条件下，高层建筑结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求 (2) 高层建筑层数多、高度大，为保证高层建筑结构具有必要的刚度，应对其楼层位移加以控制。侧向位移控制实际上是对构件截面大小、刚度大小的一个宏观指标 (3) 在正常使用条件下，限制高层建筑结构层间位移的主要目的有两点： 1) 保证主结构基本处于弹性受力状态，对钢筋混凝土结构来讲，要避免混凝土墙或柱出现裂缝；同时，将混凝土梁等楼面构件的裂缝数量、宽度和高度限制在规定允许范围之内 2) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好，避免产生明显损伤 至今，控制层间变形的参数有三种：即层间位移与层高之比(层间位移角)；有害层间位移角；区格广义剪切变形。其中层间位移角是过去应用最广泛、最为工程技术人员所熟知的 ① 层间位移与层高之比(即层间位移角) $$\theta_i=\frac{\Delta u_i}{h_i}=\frac{u_i-u_{i-1}}{h_i} \tag{9-11}$$ ② 有害层间位移角 $$\theta_{id}=\frac{\Delta u_{id}}{h_i}=\theta_i-\theta_{i-1}=\frac{u_i-u_{i-1}}{h_i}-\frac{u_{i-1}-u_{i-2}}{h_{i-1}} \tag{9-12}$$ 式中 θ_i，θ_{i-1}——第 i 层上、下楼盖的转角，即第 i 层、第 $i-1$ 层的层间位移角 ③ 区格的广义剪切变形(简称剪切变形) $$\gamma_{ij}=\theta_i-\theta_{i-1,j}=\frac{u_i-u_{i-1}}{h_i}+\frac{v_{i-1,j}-v_{i-1,j-1}}{l_{ij}} \tag{9-13}$$ 式中 γ_{ij}——区格 ij 剪切变形，其中脚标 i 表示区格所在层次，j 表示区格序号 $\theta_{i-1,j}$——区格 ij 下楼盖的转角，以顺时针方向为正 l_{ij}——区格 ij 的宽度 $v_{i-1,j-1}$、$v_{i-1,j}$——相应节点的竖向位移

（续表 9-29）

序号	项　　目	内　　容
1	简述与计算	如上所述，从结构受力与变形的相关性来看，参数 γ_{ij} 即剪切变形较符合实际情况；但就结构的宏观控制而言，参数 θ_i 即层间位移角又较简便 考虑到层间位移控制是一个宏观的侧向刚度指标，为便于设计人员在工程设计中应用，本书采用了层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$，即层间位移角 θ 作为控制指标
2	弹性方法计算	（1）正常使用条件下，结构的水平位移、地震作用等按有关规定计算 （2）目前，高层建筑结构是按弹性阶段进行设计的。地震按小震考虑；结构构件的刚度采用弹性阶段的刚度；内力与位移分析不考虑弹塑性变形。因此所得出的位移相应也是弹性阶段的位移，比在大震作用下弹塑性阶段的位移小得多，因而位移的控制指标也比较严
3	最大水平位移与层高之比规定	（1）按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 宜符合下列规定： 1）高度不大于 150m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 9-30 的限值 2）高度不小于 250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500 3）高度在 150~250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值可按本条第 1）和第 2）款的限值线性插入取用 4）楼层层间最大位移 Δu 以楼层竖向构件最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。抗震设计时，本条规定的楼层位移计算可不考虑偶然偏心的影响 （2）对上述（1）条的理解与应用 本书采用层间位移角 $\Delta u/h$ 作为刚度控制指标，不扣除整体弯曲转角产生的侧移，即直接采用内力位移计算的位移输出值 高度不大于 150m 的常规高度高层建筑的整体弯曲变形相对影响较小，层间位移角 $\Delta u/h$ 的限值按不同的结构体系在 1/550~1/1000 之间分别取值。但当高度超过 150m 时，弯曲变形产生的侧移有较快增长，所以超过 250m 高度的建筑，层间位移角限值按 1/500 作为限值。150~250m 的高层建筑按线性插入考虑 本条层间位移角 $\Delta u/h$ 的限值是指最大层间位移与层高之比，第 i 层的 $\Delta u/h$ 是指第 i 层和第 $i-1$ 层在楼层平面各处位移差 $\Delta u_i = u_i - u_{i-1}$ 中的最大值。由于高层建筑结构在水平力作用下几乎都会产生扭转，所以 Δu 的最大值一般在结构单元的尽端处 表 9-30 及表 9-31 序号 4 中，“除框架结构外的转换层”，包括了框架-剪力墙结构和筒体结构的托柱或托墙转换以及部分框支剪力墙结构的框支层；明确了水平位移限值针对的是风荷载或多遇地震标准值作用下结构分析所得到的位移计算值
4	结构薄弱层	（1）高层建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定： 1）下列结构应进行弹塑性变形验算： ① 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构 ② 甲类建筑和 9 度抗震设防的乙类建筑结构 ③ 采用隔震和消能减震设计的建筑结构 ④ 房屋高度大于 150m 的结构 2）下列结构宜进行弹塑性变形验算： ① 在表 9-32 所列高度范围且不满足本书表 9-25 序号 1 之（2）~（6）条规定的竖向不规则高层建筑结构

（续表 9-29）

序号	项　　目	内　　容
4	结构薄弱层	② 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度抗震设防的乙类建筑结构 ③ 板柱-剪力墙结构 3）楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值 （2）结构薄弱层(部位)层间弹塑性位移应符合下式规定 $\Delta u_p = \mu \Delta u_y \leqslant [\theta_p] h$　　（9-14） 式中　Δu_p——层间弹塑性位移 μ——楼层延性系数 Δu_y——层间屈服位移(mm) $[\theta_p]$——层间弹塑性位移角限值，可按表 9-31 采用；对框架结构，当轴压比小于 0.40 时，可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造采用比本书中框架柱箍筋最小配箍特征值大 30%时，可提高 20%，但累计提高不宜超过 25% h——层高

表 9-30　楼层层间最大位移与层高之比的限值

序　　号	结 构 体 系	$\Delta u/h$ 限值
1	框架	1/550
2	框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
3	筒中筒、剪力墙	1/1000
4	除框架结构外的转换层	1/1000

表 9-31　层间弹塑性位移角限值

序　　号	结 构 体 系	$[\theta_p]$
1	框架结构	1/50
2	框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构	1/100
3	剪力墙结构和筒中筒结构	1/120
4	除框架结构外的转换层	1/120

表 9-32　采用时程分析法的高层建筑结构

序　　号	设防烈度、场地类别	建筑高度范围
1	8 度Ⅰ、Ⅱ类场地和 7 度	>100m
2	8 度Ⅲ、Ⅳ类场地	>80m
3	9 度	>60m

注：场地类别应按本书表 8-6 的规定采用。

9.1.11　高层建筑结构舒适度要求

高层建筑结构舒适度要求见表 9-33。

表 9-33 高层建筑结构舒适度要求

序号	项 目	内 容
1	舒适度与风振加速度关系	高层建筑物在风荷载作用下将产生振动，过大的振动加速度将使在高楼内居住的人们感觉不舒适，甚至不能忍受，两者的关系可根据表 9-34 来确定
2	风振加速度限值	房屋高度不小于 150m 的高层混凝土建筑结构应满足风振舒适度要求。按有关标准规定的 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值 a_{lim} 不应超过表 9-35 的限值。也可通过风洞试验结果判断确定，计算时结构阻尼比宜取 0.01～0.02
3	楼盖结构舒适度	楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3Hz，竖向振动加速度峰值不应超过表 9-36 的限值。楼盖结构竖向振动加速度可按本表序号 4 计算
4	楼盖结构竖向振动加速度计算	（1）楼盖结构的竖向振动加速度宜采用时程分析方法计算 （2）人行走引起的楼盖振动峰值加速度可按下式近似计算： $a_p=\dfrac{F_p}{\beta w}g$ （9-15） $F_p=p_0e^{-0.35f_n}$ （9-16） 式中 a_p——楼盖振动峰值加速度（m/s^2） F_p——接近楼盖结构自振频率时人行走产生的作用力（kN） p_0——人们行走产生的作用力（kN），按表 9-37 采用 f_n——楼盖结构竖向自振频率（Hz） β——楼盖结构阻尼比，按表 9-37 采用 w——楼盖结构阻抗有效重量（kN），可按下述（3）条计算 g——重力加速度，取 $9.8m/s^2$ （3）楼盖结构的阻抗有效重量 w 可按下列公式计算： $w=\overline{w}BL$ （9-17） $B=CL$ （9-18） 式中 $\overline{w}$——楼盖单位面积有效重量（kN/m^2），取恒载和有效分布活荷载之和。楼层有效分布活荷载：对办公建筑可取 $0.55kN/m^2$，对住宅可取 $0.3kN/m^2$ L——梁跨度（m） B——楼盖阻抗有效质量的分布宽度（m） C——垂直于梁跨度方向的楼盖受弯连续性影响系数，对边梁取 1，对中间梁取 2

表 9-34 舒适度与风振加速度关系

序 号	不舒适的程度	建筑物的加速度
1	无感觉	$<0.005g$
2	有感	$0.005g\sim0.015g$
3	扰人	$0.015g\sim0.05g$
4	十分扰人	$0.05g\sim0.15g$
5	不能忍受	$>0.15g$

表 9-35 结构顶点风振加速度限值 a_{lim}

序 号	使 用 功 能	$a_{lim}/(m/s^2)$
1	住宅、公寓	0.15
2	办公、旅馆	0.25

表 9-36 楼盖竖向振动加速度限值

序 号	人员活动环境	峰值加速度限值/(m/s^2)	
		竖向自振频率不大于 2Hz	竖向自振频率不小于 4Hz
1	住宅、办公	0.07	0.05
2	商场及室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为 2~4Hz 时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

表 9-37 人行走作用力及楼盖结构阻尼比

序 号	人员活动环境	人员行走作用力 p_0/kN	结构阻尼比 β
1	住宅，办公，教堂	0.3	0.02~0.05
2	商场	0.3	0.02
3	室内人行天桥	0.42	0.01~0.02
4	室外人行天桥	0.42	0.01

注：1. 表中阻尼比用于钢筋混凝土楼盖结构和钢-混凝土组合楼盖结构。

2. 对住宅、办公、教堂居住，阻尼比 0.02 可用于无家具和非结构构件情况，如无纸化电子办公区、开敞办公区和教堂；阻尼比 0.03 可用于有家具、非结构构件，带少量可拆卸隔断的情况；阻尼比 0.05 可用于含全高填充场的情况。

3. 对室内人行天桥，阻尼比 0.02 可用于天桥带干挂吊顶的情况。

9.1.12 高层建筑结构抗震性能设计

高层建筑结构抗震性能设计见表 9-38。

表 9-38 高层建筑结构抗震性能设计

序号	项 目	内 容
1	结构抗震性能目标与水准	（1）结构抗震性能设计应分析结构方案的特殊性、选用适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施 结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为 A、B、C、D 四个等级，结构抗震性能分为 1、2、3、4、5 五个水准(表 9-39)，每个性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应 （2）结构抗震性能水准可按表 9-40 进行宏观判别
2	不同抗震性能水准的规定	不同抗震性能水准的结构可按下列规定进行设计： （1）第 1 性能水准的结构，应满足弹性设计要求。在多遇地震作用下，其承载力和变形应符合本书的有关规定；在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

（续表 9-38）

序号	项　目	内　容
2	不同抗震性能水准的规定	$$\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh}S^*_{Ehk}+\gamma_{Ev}S^*_{Evk}\leqslant R_d/\gamma_{RE} \quad (9\text{-}19)$$ 式中　R_d、γ_{RE}——构件承载力设计值和承载力抗震调整系数，同本书表 9-17 序号 1 的规定 S_{GE}、γ_G、γ_{Eh}、γ_{Ev}——同本书表 9-19 序号 1 的规定 S^*_{Ehk}——水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数 S^*_{Evk}——竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数 （2）第 2 性能水准的结构，在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件及普通竖向构件的抗震承载力宜符合公式(9-19)的规定；耗能构件的受剪承载力宜符合公式(9-19)的规定，其正截面承载力应符合下式规定： $$S_{GE}+S^*_{Ehk}+0.4S^*_{Evk}\leqslant R_k \quad (9\text{-}20)$$ 式中　R_k——截面承载力标准值，按材料强度标准值计算 （3）第 3 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件及普通竖向构件的正截面承载力应符合公式(9-20)的规定，水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件正截面承载力尚应符合公式(9-21)的规定，其受剪承载力宜符合公式(9-19)的规定；部分耗能构件进入屈服阶段，但其受剪承载力应符合公式(9-20)的规定。在预估的罕遇地震作用下，结构薄弱部位的层间位移角应满足本书表 9-29 序号 4 之(2)条的规定 $$S_{GE}+0.4S^*_{Ehk}+S^*_{Evk}\leqslant R_k \quad (9\text{-}21)$$ （4）第 4 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在设防烈度或预估的罕遇地震作用下，关键构件的抗震承载力应符合公式(9-20)的规定，水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件正截面承载力尚应符合公式(9-21)的规定；部分竖向构件以及大部分耗能构件进入屈服阶段，但钢筋混凝土竖向构件的受剪截面应符合公式(9-22)的规定，钢-混凝土组合剪力墙的受剪截面应符合公式(9-23)的规定。在预估的罕遇地震作用下，结构薄弱部位的层间位移角应符合本书表 9-29 序号 4 之(2)条的规定 $$V_{GE}+V^*_{Ek}\leqslant 0.15f_{ck}bh_0 \quad (9\text{-}22)$$ $$(V_{GE}+V^*_{Ek})-(0.25f_{ak}A_a+0.5f_{spk}A_{sp})\leqslant 0.15f_{ck}bh_0 \quad (9\text{-}23)$$ 式中　V_{GE}——重力荷载代表值作用下的构件剪力(N) V^*_{Ek}——地震作用标准值的构件剪力(N)，不需考虑与抗震等级有关的增大系数 f_{ck}——混凝土轴心拉压强度标准值(N/mm^2) f_{ak}——剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值(N/mm^2) A_a——剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积(mm^2) f_{spk}——剪力墙墙内钢板的强度标准值(N/mm^2) A_{sp}——剪力墙墙内钢板的横截面面积(mm^2) （5）第 5 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析。在预估的罕遇地震作用下，关键构件的抗震承载力宜符合公式(9-20)的规定；较多的竖向构件进入屈服阶段，但同一楼层的竖向构件不宜全部屈服；竖向构件的受剪截面应符合公式(9-22)或公式(9-23)的规定；允许部分耗能构件发生比较严重的破坏；结构薄弱部位的层间位移角应符合本书表 9-29 序号 4 之(2)条的规定

（续表 9-38）

序号	项　　目	内　　容
3	结构弹塑性计算规定	结构弹塑性计算分析除应符合有关的规定外，尚应符合下列规定： （1）高度不超过 150m 的高层建筑可采用静力弹塑性分析方法；高度超过 200m 时，应采用弹塑性时程分析法；高度在 150~200m，可视结构自振特性和不规则程度选择静力弹塑性方法或弹塑性时程分析方法。高度超过 300m 的结构，应有两个独立的计算，进行校核 （2）复杂结构应进行施工模拟分析，应以施工全过程完成后的内力为初始状态 （3）弹塑性时程分析宜采用双向或三向地震输入

表 9-39　结构抗震性能目标

序　　号	性能目标 / 性能水准 / 地震水准	A	B	C	D
1	多遇地震	1	1	1	1
2	设防烈度地震	1	2	3	4
3	预估的罕遇地震	2	3	4	5

表 9-40　各性能水准结构预期的震后性能状况

序号	结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的可能性
			关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	1	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	2	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后可继续使用
4	4	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后可继续使用
5	5	比较严重损坏	中度损坏	部分构件比较严重损坏	比较严重损坏	需排险大修

注：“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

9.1.13　高层建筑结构抗连续倒塌设计基本要求

高层建筑结构抗连续倒塌设计基本要求见表 9-41。

表 9-41　高层建筑结构抗连续倒塌设计基本要求

序号	项　　目	内　　容
1	安全等级为一级的高层建筑结构	安全等级为一级的高层建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求；有特殊要求时，可采用拆除构件方法进行抗连续倒塌设计

（续表 9-41）

序号	项　　目	内　　容
2	抗连续倒塌拆除构件方法规定	抗连续倒塌的拆除构件方法应符合下列规定： （1）逐个分别拆除结构周边柱、底层内部柱以及转换桁架腹杆等重要构件 （2）可采用弹性静力方法分析剩余结构的内力与变形 （3）剩余结构构件承载力应符合下列公式要求： $R_d \geqslant \beta S_d$　　（9-24） 式中　S_d——剩余结构构件效应设计值，可按本表序号 3 之(2)条的规定计算 R_d——剩余结构构件承载力设计值，可按本表序号 3 之(4)条的规定计算 β——效应折减系数。对中部水平构件取 0.67，对其他构件取 1.0
3	抗连续倒塌设计与构件截面承载力计算	（1）抗连续倒塌概念设计应符合下列规定： 1）应采取必要的结构连接措施，增强结构的整体性 2）主体结构宜采用多跨规则的超静定结构 3）结构构件应具有适宜的延性，避免剪切破坏、压溃破坏、锚固破坏、节点先于构件破坏 4）结构构件应具有一定的反向承载能力 5）周边及边跨框架的柱距不宜过大 6）转换结构应具有整体多重传递重力荷载途径 7）钢筋混凝土结构梁柱宜刚接，梁板顶、底钢筋在支座处宜按受拉要求连续贯通 8）钢结构框架梁柱宜刚接 9）独立基础之间宜采用拉梁连接 （2）结构抗连续倒塌设计时，荷载组合的效应设计值可按下式确定： $S_d = \eta_d(S_{Gk} + \sum \psi_{qi} S_{Qi,k}) + \Psi_W S_{wk}$　　（9-25） 式中　S_{Gk}——永久荷载标准值产生的效应 $S_{Qi,k}$——第 i 个竖向可变荷载标准值产生的效应 S_{wk}——风荷载标准值产生的效应 ψ_{qi}——可变荷载的准永久值系数 Ψ_W——风荷载组合值系数，取 0.2 η_d——竖向荷载动力放大系数。当构件直接与被拆除竖向构件相连时取 2.0，其他构件取 1.0 （3）当拆除某构件不能满足结构抗连续倒塌设计要求时，在该构件表面附加 80kN/m^2 侧向偶然作用设计值，此时其承载力应满足下列公式要求： $R_d \geqslant S_d$　　（9-26） $S_d = S_{Gk} + 0.6 S_{Qk} + S_{Ad}$　　（9-27） 式中　R_d——构件承载力设计值，按本书表 9-17 序号 1 的规定采用 S_d——作用组合的效应设计值 S_{Gk}——永久荷载标准值的效应 S_{Qk}——活荷载标准值的效应 S_{Ad}——侧向偶然作用设计值的效应 （4）构件截面承载力计算时，混凝土强度可取标准值；钢材强度，正截面承载力验算时，可取标准值的 1.25 倍，受剪承载力验算时可取标准值

9.1.14 高层建筑设置地下室的结构功能及地下室设计

高层建筑设置地下室的结构功能及地下室设计见表 9-42。

表 9-42 高层建筑设置地下室的结构功能及地下室设计

序号	项 目	内 容
1	设置地下室的结构功能	（1）高层建筑宜设地下室 如设置地下室，同一结构单元应全部设置地下室，不宜采用部分地下室，且地下室应当有相同的埋深 （2）高层建筑设置地下室有如下的结构功能： 1）利用土体的侧压力防止水平力作用下结构的滑移和倾覆 2）减小土的重量，降低地基的附加压力 3）提高地基土的承载能力 4）减少地震作用对上部结构的影响
2	地下室设计	（1）高层建筑地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，应符合下列规定： 1）地下室顶板应避免开设大洞口，其混凝土强度等级应符合本书表 9-16 序号 2 的有关规定，楼盖设计应符合本书表 9-27 序号 2 之(1)条的有关规定 2）地下一层与相邻上层的侧向刚度比应符合本书表 9-3 序号 1 之(4)条的 7）的规定 3）地下室顶板对应于地上框架柱的梁柱节点设计应符合下列要求之一： ① 地下一层柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合计算要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍；地下一层梁端顶面和底面的纵向钢筋应比计算值增大 10%采用 ② 地下一层柱每侧的纵向钢筋面积不小于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍且地下室顶板梁柱节点左右梁端截面与下柱上端同一方向实配的受弯承载力之和不小于地上一层对应柱下端实配的受弯承载力的 1.3 倍 4）地下室与上部对应的剪力墙墙肢端部边缘构件的纵向钢筋截面面积不应小于地上一层对应的剪力墙墙肢边缘构件的纵向钢筋截面面积 （2）高层建筑地下室设计，应综合考虑上部荷载、岩土侧压力及地下水的不利作用影响。地下室应满足整体抗浮要求，可采取排水、加配重或设置抗拔锚桩(杆)等措施。当地下水具有腐蚀性时，地下室外墙及底板应采取相应的防腐蚀措施 （3）高层建筑地下室不宜设置变形缝。当地下室长度超过伸缩缝最大间距时，可考虑利用混凝土后期强度，降低水泥用量；也可每隔 30～40m 设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带。后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内以及剪力墙附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应在结构同跨内；底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带封闭时间宜滞后 45d 以上，其混凝土强度等级宜提高一级，并宜采用无收缩混凝土，低温入模 （4）高层建筑主体结构地下室底板与扩大地下室底板交界处，其截面厚度和配筋应适当加强 （5）高层建筑地下室外墙设计应满足水土压力及地面荷载侧压作用下承载力要求，其竖向和水平分布钢筋应双层双向布置，间距不宜大于 150mm，配筋率不宜小于 0.3% （6）高层建筑地下室外周回填土应采用级配砂石、砂土或灰土，并应分层夯实 （7）有窗井的地下室，应设外挡土墙，挡土墙与地下室外墙之间应有可靠连接

9.1.15 高层建筑结构地下建筑抗震设计

高层建筑结构地下建筑抗震设计见表9-43。

表9-43 高层建筑结构地下建筑抗震设计

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）这里主要适用于地下车库、过街通道、地下变电站和地下空间综合体等单建式地下建筑。不包括地下铁道、城市公路隧道等 （2）地下建筑宜建造在密实、均匀、稳定的地基上。当处于软弱土、液化土或断层破碎带等不利地段时，应分析其对结构抗震稳定性的影响，采取相应措施 （3）地下建筑的建筑布置应力求简单、对称、规则、平顺；横剖面的形状和构造不宜沿纵向突变 （4）地下建筑的结构体系应根据使用要求、场地工程地质条件和施工方法等确定，并应具有良好的整体性，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变 （5）丙类钢筋混凝土地下结构的抗震等级，6度、7度时不应低于四级，8度、9度时不宜低于三级。乙类钢筋混凝土地下结构的抗震等级，6度、7度时不宜低于三级，8度、9度时不宜低于二级 （6）裙房与主楼相连，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 裙房与主楼相连的相关范围，一般可从主楼周边外延3跨且不小于20m，相关范围以外的区域可按裙房自身的结构类型确定其抗震等级。裙房偏置时，其端部有较大扭转效应，也需要加强，如图9-13a、b所示 （7）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，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 关于地下室的抗震等级。带地下室的多层和高层建筑，当地下室结构的刚度和受剪承载力比上部楼层相对较大时（见本书表9-42序号2之（1）条），地下室顶板可视作嵌固部位，在地震作用下的屈服部位将发生在地上楼层，同时将影响到地下一层。地面以下地震响应逐渐减小，规定地下一层的抗震等级不能降低；而地下一层以下不要求计算地震作用，规定其抗震构造措施的抗震等级可逐层降低，如图9-13c所示 （8）位于岩石中的地下建筑，其出入口通道两侧的边坡和洞口仰坡，应依据地形、地质条件选用合理的口部结构类型，提高其抗震稳定性
2	计算要点	（1）按这里要求采取抗震措施的下列地下建筑，可不进行地震作用计算： 1）7度Ⅰ、Ⅱ类场地的丙类地下建筑 2）8度（0.20g）Ⅰ、Ⅱ类场地时，不超过两层、体型规则的中小跨度丙类地下建筑 （2）地下建筑的抗震计算模型，应根据结构实际情况确定并符合下列要求： 1）应能较准确地反映周围挡土结构和内部各构件的实际受力状况；与周围挡土结构分离的内部结构，可采用与地上建筑同样的计算模型 2）周围地层分布均匀、规则且具有对称轴的纵向较长的地下建筑，结构分析可选择平面应变分析模型并采用反应位移法或等效水平地震加速度法、等效侧力法计算 3）长宽比和高宽比均小于3及上述第2）款以外的地下建筑，宜采用空间结构分析计算模型并采用土层-结构时程分析法计算

（续表 9-43）

序号	项　　目	内　　容
2	计算要点	（3）地下建筑抗震计算的设计参数，应符合下列要求： 1）地震作用的方向应符合下列规定： ① 按平面应变模型分析的地下结构，可仅计算横向的水平地震作用 ② 不规则的地下结构，宜同时计算结构横向和纵向的水平地震作用 ③ 地下空间综合体等体型复杂的地下结构，8 度、9 度时尚宜计及竖向地震作用 2）地震作用的取值，应随地下的深度比地面相应减少：基岩处的地震作用可取地面的一半，地面至基岩的不同深度处可按插入法确定；地表、土层界面和基岩面较平坦时，也可采用一维波动法确定；土层界面、基岩面或地表起伏较大时，宜采用二维或三维有限元法确定 3）结构的重力荷载代表值应取结构、构件自重和水、土压力的标准值及各可变荷载的组合值之和 4）采用土层-结构时程分析法或等效水平地震加速度法时，土、岩石的动力特性参数可由试验确定 （4）地下建筑的抗震验算，除应符合本书的有关要求外，尚应符合下列规定： 1）应进行多遇地震作用下截面承载力和构件变形的抗震验算 2）对于不规则的地下建筑以及地下变电站和地下空间综合体等，尚应进行罕遇地震作用下的抗震变形验算。计算可采用本书的简化方法，混凝土结构弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$ 宜取 1/250 3）液化地基中的地下建筑，应验算液化时的抗浮稳定性。液化土层对地下连续墙和抗拔柱等的摩阻力，宜根据实测的标准贯入锤击数与临界标准贯入锤击数的比值确定其液化折减系数
3	抗震构造措施和抗液化措施	（1）钢筋混凝土地下建筑的抗震构造，应符合下列要求： 1）宜采用现浇结构。需要设置部分装配式构件时，应使其与周围构件有可靠的连接 2）地下钢筋混凝土框架结构构件的最小尺寸应不低于同类地面结构构件的规定 3）中柱的纵向钢筋最小总配筋率，应增加 0.2%。中柱与梁或顶板、中间楼板及底板连接处的箍筋应加密，其范围和构造与地面框架结构的柱相同 （2）地下建筑的顶板、底板和楼板，应符合下列要求： 1）宜采用梁板结构。当采用板柱-剪力墙结构时，应在柱上板带中设构造暗梁，其构造要求与同类地面结构的相应构件相同 2）对地下连续墙的复合墙体，顶板、底板及各层楼板的负弯矩钢筋至少应有 50% 锚入地下连续墙，锚入长度按受力计算确定；正弯矩钢筋需锚入内衬，并均不小于规定的锚固长度 3）楼板开孔时，孔洞宽度应不大于该层楼板宽度的 30%；洞口的布置宜使结构质量和刚度的分布仍较均匀、对称，避免局部突变。孔洞周围应设置满足构造要求的边梁或暗梁 （3）地下建筑周围土体和地基存在液化土层时，应采取下列措施： 1）对液化土层采取注浆加固和换土等消除或减轻液化影响的措施 2）进行地下结构液化上浮验算，必要时采取增设抗拔桩、配置压重等相应的抗浮措施 3）存在液化土薄夹层，或施工中深度大于 20m 的地下连续墙围护结构遇到液化土层时，可不做地基抗液化处理，但其承载力及抗浮稳定性验算应计入土层液化引起的土压力增加及摩阻力降低等因素的影响

（续表 9-43）

序号	项　　目	内　　容
3	抗震构造措施和抗液化措施	（4）地下建筑穿越地震时岸坡可能滑动的古河道或可能发生明显不均匀沉陷的软土地带，应采取更换软弱土或设置桩基础等措施 （5）位于岩石中的地下建筑，应采取下列抗震措施： 1）口部通道和未经注浆加固处理的断层破碎带区段采用复合式支护结构时，内衬结构应采用钢筋混凝土衬砌，不得采用素混凝土衬砌 2）采用离壁式衬砌时，内衬结构应在拱墙相交处设置水平撑抵紧围岩 3）采用钻爆法施工时，初期支护和围岩地层间应密实回填。干砌块石回填时应注浆加强

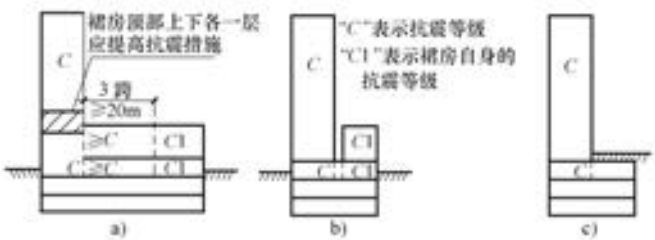


图 9-13　裙房和地下室的抗震等级

a）、b）裙房的抗震等级　c）地下室的抗震等级

9.1.16　预应力混凝土结构抗震设计要求

预应力混凝土结构抗震设计要求见表 9-44。

表 9-44　预应力混凝土结构抗震设计要求

序号	项　　目	内　　容
1	适用条件	（1）预应力混凝土结构可用于抗震设防烈度 6 度、7 度、8 度区，当 9 度区需采用预应力混凝土结构时，应有充分依据，并采取可靠措施 无黏结预应力混凝土结构的抗震设计，应采取措施防止罕遇地震下结构构件塑性铰区以外有效预加力松弛，并符合专门的规定 （2）抗震设计的预应力混凝土结构，应采取措施使其具有良好的变形和消耗地震能量的能力，达到延性结构的基本要求；应避免构件剪切破坏先于弯曲破坏、节点先于被连接构件破坏、预应力筋的锚固黏结先于构件破坏 （3）抗震设计时，后张预应力框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有黏结预应力筋。承重结构的受拉杆件和抗震等级为一级的框架，不得采用无黏结预应力筋，应采用有黏结预应力筋
2	混凝土强度等级与内力调整	（1）预应力混凝土结构的混凝土强度等级，框架和转换层的转换构件不宜低于 C40。其他抗侧力的预应力混凝土构件，不应低于 C30 （2）抗震设计时，预应力混凝土结构的抗震等级及相应的地震组合内力调整，应按本书对钢筋混凝土结构的要求执行
3	抗震计算	预应力混凝土结构的抗震计算，应符合下列规定： （1）预应力混凝土框架结构的阻尼比宜取 0.03；在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构及板柱-剪力墙结构中，当仅采用预应力混凝土梁或板时，阻尼比应取 0.05 （2）预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，在地震组合中，预应力作用分项系数，当预应力作用效应对构件承载力有利时应取用 1.0，不利时应取用 1.2

（续表 9-44）

序号	项　目	内　容
3	抗震计算	（3）预应力筋穿过框架节点核芯区时，节点核芯区的截面抗震验算，应计入总有效预加力以及预应力孔道削弱核芯区有效验算宽度的影响
4	抗震构造	预应力混凝土框架的抗震构造，除应符合钢筋混凝土结构的要求外，尚应符合下列规定： （1）预应力混凝土框架梁端截面，计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度应符合本书表 1-75 的规定；按普通钢筋抗拉强度设计值换算的全部纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 2.5% （2）在预应力混凝土框架梁中，应采用预应力筋和普通钢筋混合配筋的方式，梁端截面配筋宜符合如下要求： $$A_s \geqslant \frac{1}{3}\left(\frac{f_{py}h_p}{f_y h_s}\right)A_p \quad (9\text{-}28)$$ 注：对二、三级抗震等级的框架-剪力墙、框架-核心筒结构中的后张有黏结预应力混凝土框架，公式(9-28)右端项系数 1/3 可改为 1/4 （3）预应力混凝土框架梁梁端截面的底部纵向普通钢筋和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，应符合本书表 9-49 序号 2 的有关规定。计算顶部纵向受力钢筋截面面积时，应将预应力筋按抗拉强度设计值换算为普通钢筋截面面积 框架梁端底面纵向普通钢筋配筋率尚不应小于 0.2% （4）当计算预应力混凝土框架柱的轴压比时，轴向压力设计值应取柱组合的轴向压力设计值加上预应力筋有效预加力的设计值，其轴压比应符合本书表 8-45 序号 2 的相应要求 （5）预应力混凝土框架柱的箍筋宜全高加密。大跨度框架边柱可采用在截面受拉较大的一侧配置预应力筋和普通钢筋的混合配筋，另一侧仅配置普通钢筋的非对称配筋方式
5	其他要求	（1）后张预应力混凝土板柱-剪力墙结构，其板柱上板带的端截面应符合本表序号 4 对受压区高度的规定和公式(9-28)对截面配筋的要求 板柱节点应符合有关的规定 （2）后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核芯区。预应力筋-锚具组装件的锚固性能，应符合专门的规定

9.2 高层建筑混凝土框架结构

9.2.1 高层建筑混凝土框架结构的组成

高层建筑混凝土框架结构的组成见表 9-45。

表 9-45 高层建筑混凝土框架结构的组成

序号	项　目	内　容
1	混凝土框架结构的组成构件	框架结构是由梁和柱连接而成的承受竖向和水平作用的结构。梁柱交接处的框架节点通常为刚性连接，有时也将部分节点做成铰接或半铰接。柱底一般为固定支座，必要时也设计成铰支座。为利于结构受力，框架梁宜拉通、对直，框架柱宜纵横对齐、上下对中，梁柱轴线宜在同一竖向平面内。有时由于使用功能或建筑造型上的要求，框架结构也可做成缺梁、内收或梁斜向布置等，如图 9-14 所示

（续表 9-45）

序号	项　　目	内　　容
1	混凝土框架结构的组成构件	框架结构是高次超静定结构，既承受竖向荷载，又承受侧向作用力，如风荷载或水平地震作用等。一般情况下，计算时不考虑填充墙对框架抗侧的作用，因为填充墙的存在在建筑物的使用过程中具有不确定性，而且填充墙常常采用轻质材料，或在柱与墙之间留有缝隙仅通过钢筋柔性连接。但当填充墙采用砌体墙并与框架结构为刚性连接时，例如砌体填充墙的上部与框架梁底之间充分“塞紧”，或采用先砌墙后浇梁的施工顺序时，则在水平地震作用下，框架结构将发生侧向变形，填充墙将起斜压杆的作用。在水平地震作用下，刚性填充墙对框架侧向刚度有较大贡献，要注意尽量使结构的整体抗侧刚度对称，以免地震时产生过大的整体扭转
2	混凝土框架结构分类	（1）混凝土结构按施工方法的不同可分为现浇式、装配式和装配整体式等 （2）现浇式框架即梁、柱、楼盖均为现浇钢筋混凝土结构。一般做法是每层的柱与其上部的梁板同时支模、绑扎钢筋，然后一次浇筑混凝土。板中的钢筋伸入梁内锚固，梁的纵向钢筋伸入柱内锚固。因此，全现浇式框架结构的整体性强、抗震(振)性能好，其缺点是现场施工的工作量大、工期长、需要大量的模板 （3）装配式框架是指梁、柱、楼板均为预制，通过焊接拼装连接成整体的框架结构。由于所有构件均为预制，可实现标准化、工厂化、机械化生产。因此，施工速度快、效率高。但由于在焊接接头处须预埋连接件，增加了用钢量。装配式框架结构的整体性较差，抗震(振)能力弱，不宜在地震区应用 （4）装配整体式框架是指梁、柱、楼板均为预制，在构件吊装就位后，焊接或绑扎节点区钢筋，浇筑节点区混凝土，从而将梁、柱、楼板连成整体框架结构。装配整体式框架既具有较好的整体性和抗震(振)能力，又可采用预制构件，减少现场浇筑混凝土的工作量。因此它兼有现浇式框架和装配式框架的优点，但节点区现场浇筑混凝土施工复杂是其缺点 （5）目前国内外大多采用现浇式混凝土框架结构

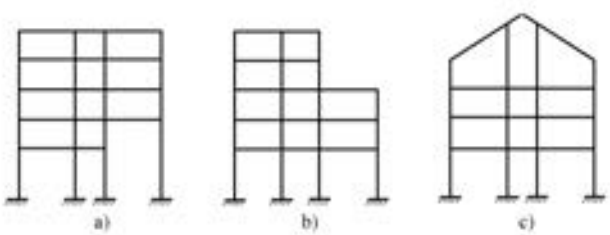


图 9-14　框架结构示例

a）缺梁的框架　b）内收的框架　c）有斜梁的框架

9.2.2　高层建筑混凝土框架结构一般规定

高层建筑混凝土框架结构一般规定见表 9-46。

表 9-46　高层建筑混凝土框架结构一般规定

序号	项　　目	内　　容
1	双向梁柱抗侧力体系	（1）框架结构应设计成双向梁柱抗侧力体系。主体结构除个别部位外，不应采用铰接 （2）抗震设计的框架结构不应采用单跨框架

（续表 9-46）

序号	项　目	内　容
1	双向梁柱抗侧力体系	单跨框架结构是指整栋建筑全部或绝大部分采用单跨框架的结构，不包括仅局部为单跨框架的框架结构
2	填充墙及隔墙	（1）框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。抗震设计时，框架结构如采用砌体填充墙，其布置应符合下列规定： 1）避免形成上、下层刚度变化过大 2）避免形成短柱 3）减少因抗侧刚度偏心而造成的结构扭转 框架结构如采用砌体填充墙，当布置不当时，常能造成结构竖向刚度变化过大；或形成短柱；或形成较大的刚度偏心。由于填充墙是由建筑专业布置，结构图样上不予表示，容易被忽略。国内外皆有由此而造成的震害例子。本条目的是提醒结构工程师注意防止砌体(尤其是砖砌体)填充墙对结构设计的不利影响 （2）抗震设计时，砌体填充墙及隔墙应具有自身稳定性，并应符合下列规定： 1）砌体的砂浆强度等级不应低于 M5，当采用砖及混凝土砌块时，砌块的强度等级不应低于 MU5；采用轻质砌块时，砌块的强度等级不应低于 MU2.5。墙顶应与框架梁或楼板密切结合 2）砌体填充墙应沿框架柱全高每隔 500mm 左右设置 2 根直径 6mm 的拉筋，6 度时拉筋宜沿墙全长贯通，7~9 度时拉筋应沿墙全长贯通 3）墙长大于 5m 时，墙顶与梁(板)宜有钢筋拉结；墙长大于 8m 或层高的 2 倍时，宜设置间距不大于 4m 的钢筋混凝土构造柱；墙高超过 4m 时，墙体半高处(或门洞上皮)宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁 4）楼梯间采用砌体填充墙时，应设置间距不大于层高且不大于 4m 的钢筋混凝土构造柱，并应采用钢丝网砂浆面层加强
3	楼梯间、电梯间	（1）抗震设计时，框架结构的楼梯间应符合下列规定： 1）楼梯间的布置应尽量减小其造成的结构平面不规则 2）宜采用现浇钢筋混凝土楼梯，楼梯结构应有足够的抗倒塌能力 3）宜采取措施减小楼梯对主体结构的影响 4）当钢筋混凝土楼梯与主体结构整体连接时，应考虑楼梯对地震作用及其效应的影响，并应对楼梯构件进行抗震承载力验算 框架结构中，钢筋混凝土楼梯自身的刚度对结构地震作用和地震反应有着较大的影响，若楼梯布置不当会造成结构平面不规则，抗震设计时应尽量避免出现这种情况 （2）框架结构按抗震设计时，不应采用部分由砌体墙承重的混合形式。框架结构中的楼、电梯间及局部出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等，应采用框架承重，不应采用砌体墙承重
4	框架梁、柱中心线	（1）框架梁、柱中心线宜重合。当梁柱中心线不能重合时，在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响，以及梁荷载对柱子的偏心影响 梁、柱中心线之间的偏心距，9 度抗震设计时不应大于柱截面在该方向宽度的 1/4；非抗震设计和 6~8 度抗震设计时不宜大于柱截面在该方向宽度的 1/4，如偏心距大于该方向柱宽的 1/4 时，可采取增设梁的水平加腋(图 9-15)等措施。设置水平加腋后，仍须考虑梁柱偏心的不利影响 1）梁的水平加腋厚度可取梁截面高度，其水平尺寸宜满足下列要求：

（续表 9-46）

序号	项　目	内　容
4	框架梁、柱中心线	$b_x/l_x \leqslant 1/2$ （9-29） $b_x/b_b \leqslant 2/3$ （9-30） $b_b+b_x+x \geqslant b_c/2$ （9-31） 式中　b_x——梁水平加腋宽度（mm） l_x——梁水平加腋长度（mm） b_b——梁截面宽度（mm） b_c——沿偏心方向柱截面宽度（mm） x——非加腋侧梁边到柱边的距离（mm） 2）梁采用水平加腋时，框架节点有效宽度 b_j 宜符合下列公式要求： ① 当 $x=0$ 时，b_j 按下式计算： $b_j \leqslant b_b+b_x$ （9-32） ② 当 $x \neq 0$ 时，b_j 取公式（9-33）和公式（9-34）两公式计算的较大值，且应满足公式（9-35）的要求： $b_j \leqslant b_b+b_x+x$ （9-33） $b_j \leqslant b_b+2x$ （9-34） $b_j \leqslant b_b+0.5h_c$ （9-35） 式中　h_c——柱截面高度（mm） （2）不与框架柱（包括框架-剪力墙结构中的柱）相连的次梁，可按非抗震要求进行设计 图 9-16 为框架楼层平面中的一个区格。图中梁 L_1 两端不与框架柱相连，因而不参与抗震，所以梁 L_1 的构造可按非抗震要求。例如，梁端箍筋不需要按抗震要求加密，仅需满足抗剪强度的要求，其间距也可按非抗震构件的要求；箍筋无需弯 135°钩，90°钩即可；纵筋的锚固、搭接等都可按非抗震要求。图中梁 L_2 与 L_1 不同，其一端与框架柱相连，另一端与梁相连；与框架柱相连端应按抗震设计，其要求应与框架梁相同，与梁相连端构造可同 L_1 梁
5	延性耗能框架的概念设计	（1）为实现抗震设防目标，钢筋混凝土框架除了必须具有足够的承载力和刚度外，还应具有良好的延性和耗能能力。延性是指强度或承载力没有大幅度下降情况下的屈服后变形能力。耗能能力用往复荷载作用下构件或结构的力-变形滞回曲线包含的面积度量。在变形相同的情况下，滞回曲线包含的面积越大，则耗能能力越大，对抗震越有利 （2）钢筋混凝土框架应具有下列抗震性能： 1）梁铰机制（整体机制）优于柱铰机制（局部机制） 梁铰机制（图 9-17a）是指塑性铰出在梁端，除柱脚外，柱端无塑性铰；柱铰机制（图 9-17b）是指在同一层所有柱的上、下端形成塑性铰。梁铰机制之所以优于柱铰机制是因为：梁铰分散在各层，即塑性变形分散在各层，不至于形成倒塌机构；而柱铰集中在某一层，塑性变形集中在该层，该层为柔软层或薄弱层，形成倒塌机构；梁铰的数量远多于柱铰的数量，在同样大小的塑性变形和耗能要求下，对梁铰的塑性转动能力要求低，对柱铰的塑性转动能力要求高；梁是受弯构件，容易实现大的延性和耗能能力，柱是压弯构件，尤其是轴压比大的柱，不容易实现大的延性和耗能能力。实际工程设计中，很难实现完全梁铰机制，往往是既有梁铰、又有柱铰的混合铰机制（图 9-17c）。设计中，需要通过加大柱脚固定端截面的承载力，推迟柱脚出铰；通过“强柱弱梁”，尽量减少柱铰

（续表 9-46）

序号	项　　目	内　　容
5	延性耗能框架的概念设计	2）弯曲(压弯)破坏优于剪切破坏 梁、柱剪切破坏是脆性破坏，延性小，力-变形滞回曲线“捏拢”严重，构件的耗能能力差；而弯曲破坏为延性破坏，滞回曲线呈“梭形”或捏拢不严重，构件的耗能能力大。因此，梁、柱构件应按“强剪弱弯”设计 3）大偏压破坏优于小偏压破坏 钢筋混凝土小偏心受压柱的延性和耗能能力显著低于大偏心受压柱，主要是因为小偏压柱相对受压区高度大，延性和耗能能力降低。因此，要限制抗震设计的框架柱的轴压比(平均轴向压应力与混凝土轴心抗压强度之比)，并采取配置足够箍筋等措施，以获得较大的延性和耗能能力 4）不允许核芯区破坏以及纵向钢筋在核芯区的锚固破坏 梁、拉核芯区的破坏为剪切破坏，可能导致框架失效。在地震往复作用下，伸入核芯区的纵向钢筋与混凝土之间的黏结破坏，会导致梁端转角增大，从而增大层间位移。因此，框架设计的重要环节之一是避免梁柱核芯区破坏以及纵向钢筋在核芯区锚固破坏 (3）框架结构的抗震设计必须遵循以下原则，才有可能形成延性耗能框架： 1）强柱弱梁。以保证塑性铰出现在梁端而不是在柱端，使结构形成梁铰机制，借以利用适筋梁良好的变形性能，吸收和耗散尽可能多的地震能量 2）强剪弱弯。以保证构件(包括框架梁和柱)受弯破坏而不是受剪破坏，使构件处于良好的变形性能下、尽可能多地吸收和耗散地震能量 3）强核芯区、强锚固。核芯区的受剪承载力应大于汇交在同一节点的两侧梁达到受弯承载力时对应的核芯区的剪力。在梁、柱塑性铰充分发展前，核芯区不破坏。伸入核芯区的梁、柱纵向钢筋，在核芯区内应有足够的锚固长度，避免因黏结、锚固破坏而增大层间位移，以保证结构的整体性 4）强压弱拉。以保证梁、柱各构件的受拉钢筋屈服早于混凝土的压溃和保证形成塑性铰。为此，构件的含钢率需介于它的最大与最小含钢率之间 5）局部加强。提高和加强柱根部以及角柱、框支柱等受力不利部位的承载力和抗震构造措施，推迟或避免其过早破坏 6）限制柱轴压比，加强柱箍筋对混凝土的约束

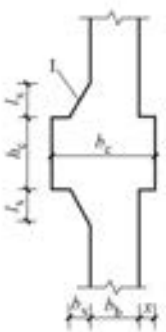


图 9-15　水平加腋梁
1—水平加腋

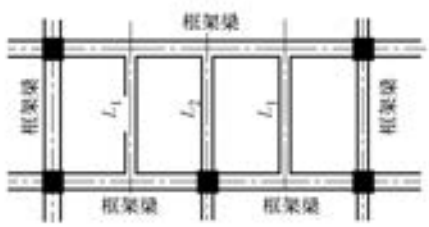


图 9-16　结构平面中次梁示意图

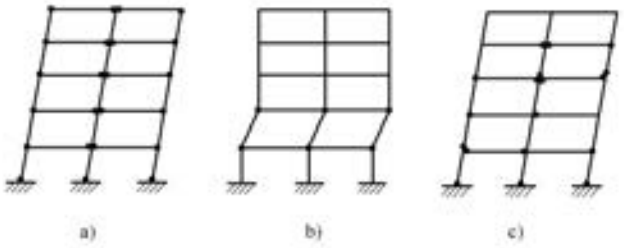


图 9-17 框架屈服机制

a）梁铰机制 b）柱铰机制 c）混合铰机制

9.2.3 高层建筑混凝土框架结构布置

高层建筑混凝土框架结构布置见表 9-47。

表 9-47 高层建筑混凝土框架结构布置

序号	项 目	内 容
1	一般说明	（1）框架结构的布置既要满足建筑功能的要求，又要使结构体形规则、受力合理、施工方便。框架结构布置包括平面布置、竖向布置和构件选型 （2）高层框架结构应双向布置框架(图 9-18)。主体结构除个别部位外，不应采用铰接 （3）柱网尺寸不宜大于 10m×10m，柱网尺寸太大时，梁板截面尺寸大，不经济。墙下应设梁支承；梁柱轴线宜重合在一个平面内。当梁柱轴线不在一个平面内时，偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 1/4 （4）如偏心距大于该方向柱宽的 1/4 时，可采用增设梁的水平加腋等措施(图 9-15)。设置水平加腋后，仍需考虑梁柱偏心的不利影响 （5）应符合表 9-46 的有关规定
2	结构平面布置	（1）柱网布置 结构平面的长边方向称为纵向，短边方向称为横向。平面布置首先是确定柱网。所谓柱网就是柱在平面图上的位置，因经常布置成矩形网格而得名。柱网尺寸(开间、进深)主要由使用要求决定。民用建筑的开间常为 3.8~7.2m，进深为 4.5~7.0m （2）承重框架的布置 一般情况下，柱在纵、横两个方向均应有梁拉结，这样就构成沿纵向的纵向框架和沿横向的横向框架，两者共同构成空间受力体系。该体系中承受绝大部分竖向荷载的框架称为承重框架。楼盖形式不同，竖向荷载的传递途径不同，可以有不同的承重框架布置方案，即横向框架承重、纵向框架承重和纵、横向框架混合承重方案。纵、横向梁柱连接除个别部位外，不应采用铰接 1）横向框架承重方案。在横向布置主梁、楼板平行于长轴布置、在纵向布置连系梁构成横向框架承重方案，如图 9-18a 所示。横向框架往往跨数少，主梁沿横向布置有利于提高结构的横向抗侧刚度。另外，主梁沿横向布置还有利于室内的采光与通风，对预制楼板而言，传力明确 2）纵向框架承重方案。在纵向布置主梁、楼板平行于短轴布置、在横向布置连系梁构成纵向框架承重方案(图 9-18b)，横向框架梁与柱必须形成刚接。该方案楼面荷载由纵向梁传至柱子，所以横向梁的高度较小，有利于设备管线的穿行。当在房屋纵向需要较大空间时，纵向框架承重方案可获得较高的室内净高。利用纵向框架的刚度还可调整该方向的不均匀沉降。此外，该承重方案还具有传力明确的优点。纵向框架承重方案的缺点是房屋的横向刚度较小

（续表 9-47）

序号	项　　目	内　　容
2	结构平面布置	3）纵、横向框架混合承重方案。在纵、横两个方向上均布置主梁以承受楼面荷载就构成纵、横向框架混合承重方案，如图 9-18c（采用预制板楼盖）和图 9-18d（采用现浇楼盖）所示。纵、横向框架混合承重方案具有较好的整体工作性能
3	结构竖向布置	房屋的层高应满足建筑功能要求，一般为 2.8～4.2m，通常以 300mm 为模数。在满足建筑功能要求的同时，应尽可能使结构规则、简单、刚度、质量变化均匀。从有利于结构受力角度考虑，沿竖向框架柱宜上下连续贯通，结构的侧向刚度宜下大上小
4	结构构件选型	（1）构件选型包括确定构件的形式和尺寸。框架一般是高次超静定结构，因此，必须确定构件的截面形式和几何尺寸后才能进行受力分析。框架梁的截面一般为矩形。当楼盖为现浇板时，楼板的一部分可作为梁的翼缘。则梁的截面就成为 T 形或 L 形。当采用预制板楼盖时，为减小楼盖结构高度和增加建筑净空，梁的截面常取为十字形（图 9-19a）或花篮形（图 9-19b）；也可采用如图 9-19c 所示的叠合梁，其中预制梁做成 T 形截面，在预制梁和预制板安装就位后，再现浇部分混凝土，使后浇混凝土与预制梁形成整体 （2）框架柱的截面形式常为矩形或正方形。有时由于建筑上的需要，也可设计成圆形、八角形、T 形、L 形、十字形等，其中 T 形、L 形、十字形也称异形柱 （3）构件的尺寸一般凭经验确定。如果选取不恰当，就无法满足承载力或变形限值的要求，造成返工。确定构件尺寸时，首先要满足构造要求，并参照过去的经验初步选定尺寸，然后再进行承载力的估算，并验算有关尺寸限值。楼盖部分构件的尺寸可按梁板结构的方法确定；柱的截面尺寸可先根据其所受的轴力按轴压比公式估算出，再乘以适当的放大系数（1.2～1.5）以考虑弯矩的影响

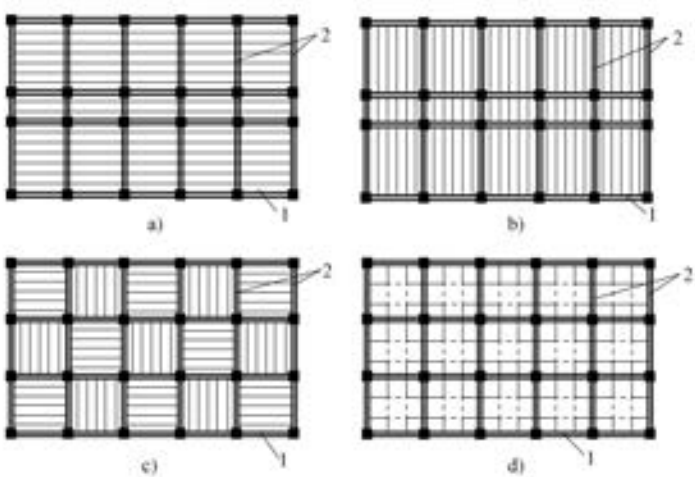


图 9-18　承重框架的布置方案

a）横向框架承重　b）纵向框架承重　c）纵、横向框架承重（预制板）　d）纵、横向框架承重（现浇楼盖）

1—纵向框架　2—横向框架

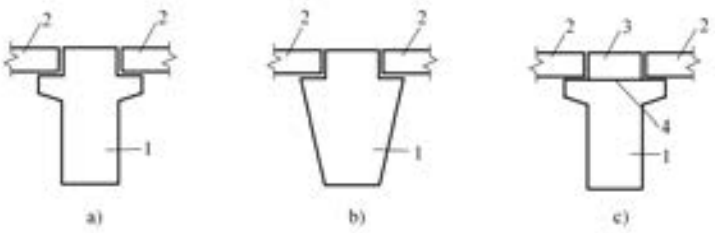


图 9-19 预制梁和叠合梁的截面形式

1—预制梁 2—预制板 3—后浇混凝土 4—叠合面

9.2.4 混凝土框架结构内力计算与截面设计

混凝土框架结构内力计算与截面设计见表 9-48。

表 9-48 混凝土框架结构内力计算与截面设计

序号	项 目	内 容
1	内力计算简图	（1）计算单元 当框架间距相同、荷载相等、截面尺寸一样时，可取出一榀框架进行计算，如横向计算单元，纵向计算单元(图 9-20) （2）各跨梁的计算跨度为每跨柱形心线至形心线的距离。底层的层高为基础顶面至第二层楼面的距离，中间层的层高为该层楼面至上层楼面的距离，顶层的层高为顶层楼面至屋面的距离(图 9-21)。需注意下列事项： 1）当上下柱截面发生改变时，取截面小的形心线进行整体分析，计算杆件内力时要考虑偏心影响 2）当框架梁的坡度 $i \leqslant 1/8$ 时，可近似按水平梁计算 3）当各跨跨长相差≤10%时，可近似按等跨梁计算 4）当梁端加腋，且截面高度之比相差≤1.6 时，可按等截面计算 基顶高度应根据基础形式及基础埋置深度而定，要尽量采用浅基础 （3）楼面荷载分配 进行框架结构在竖向荷载作用下的内力计算前，先要将楼面上的竖向荷载分配给支承它的框架梁 楼面荷载的分配与楼盖的构造有关。当采用装配式或装配整体式楼盖时，板上荷载通过预制板的两端传递给它的支承结构。如果采用现浇楼盖时，楼面上的恒荷载和活荷载根据每个区格板两个方向的边长之比，沿单向或双向传递。区格板长边边长与短边边长之比大于 3 时沿单向传递，小于或等于 3 时沿双向传递 当板上荷载沿双向传递时，可以按双向板楼盖中的荷载分析原则，从每个区格板的四个角点作 45°线将板划成四块，每个分块上的恒荷载和活荷载向与之相邻的支承结构上传递。此时，由板传递给框架梁上的荷载为三角形或梯形
2	框架结构内力计算	（1）高层建筑结构是一个高次超静定结构，目前已有许多计算机程序供内力、位移计算和截面设计。尽管如此，作为初学者，应该学习和掌握一些简单的手算方法。通过手算，不但可以了解各类高层建筑结构的受力特点，还可以对电算结果的正确与否有一个基本的判别力。除此之外，手算方法在初步设计中作为快速估算结构的内力和变形也十分有用

（续表 9-48）

序号	项　　目	内　　容
2	框架结构内力计算	（2）在竖向荷载作用下，多层框架结构的内力分析可用力法、位移法等结构力学方法计算。在作初步设计时，如采用手算，可用更为简化的分层法计算 （3）水平荷载(风荷载或地震作用)一般都可简化为作用于框架节点上的水平力。但有些近似的手算方法目前仍为工程师们所常用，这些方法概念清楚、计算简单，计算结果易于分析与判断，能反映刚架受力的基本特点。如在水平荷载作用下的反弯点法和 D 值法等 （4）关于分层法、反弯点法和 D 值法的计算方法，见《实用建筑结构静力计算手册》(国振喜、张树义主编,机械工业出版社,2017 年)
3	框架结构截面设计	（1）抗震设计时，除顶层、柱轴压比小于 0.15 者及框支梁柱节点外，框架的梁、柱节点处考虑地震作用组合的柱端弯矩设计值应符合下列要求： 1）一级框架结构及 9 度时的框架： $$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \tag{9-36}$$ 2）其他情况： $$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \tag{9-37}$$ 式中　$\sum M_c$——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合弯矩设计值之和；上、下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析的弯矩比例进行分配 $\sum M_b$——节点左、右梁端截面逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和；当抗震等级为一级且节点左、右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零 $\sum M_{bua}$——节点左、右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，可根据实际配筋面积(计入受压钢筋和梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋)和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算 η_c——柱端弯矩增大系数；对框架结构，二、三级分别取 1.5 和 1.3；对其他结构中的框架，一、二、三、四级分别取 1.4、1.2、1.1 和 1.1 （2）抗震设计时，一、二、三级框架结构的底层柱底截面的弯矩设计值，应分别采用考虑地震作用组合的弯矩值与增大系数 1.7、1.5、1.3 的乘积。底层框架柱纵向钢筋应按上、下端的不利情况配置 （3）抗震设计的框架柱、框支柱端部截面的剪力设计值，一、二、三、四级时应按下列公式计算： 1）一级框架结构和 9 度时的框架： $$V = \frac{1.2(M_{cua}^{t} + M_{cua}^{b})}{H_n} \tag{9-38}$$ 2）其他情况： $$V = \frac{\eta_{vc}(M_c^{t} + M_c^{b})}{H_n} \tag{9-39}$$ 式中　M_c^{t}、M_c^{b}——柱上、下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合上述(1)条、(2)条的规定

（续表 9-48）

序号	项　目	内　容
3	框架结构截面设计	M^{t}_{cua}、M^{b}_{cua}——柱上、下端顺时针或逆时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积、材料强度标准值和重力荷载代表值产生的轴向压力设计值并考虑承载力抗震调整系数计算 H_n——柱的净高 η_{vc}——柱端剪力增大系数。对框架结构，二、三级分别取 1.3、1.2；对其他结构类型的框架，一、二级分别取 1.4 和 1.2，三、四级均取 1.1 （4）抗震设计时，框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。一、二、三、四级框架角柱经按上述(1)条、(2)条及(3)条调整后的弯矩、剪力设计值应乘以不小于 1.1 的增大系数 （5）抗震设计时，框架梁端部截面组合的剪力设计值，一、二、三级应按下列公式计算；四级时可直接取考虑地震作用组合的剪力计算值 1）一级框架结构及 9 度时的框架： $$V=\frac{1.1(M^{l}_{bua}+M^{r}_{bua})}{l_n}+V_{Gb} \quad (9\text{-}40)$$ 2）其他情况： $$V=\frac{\eta_{vb}(M^{l}_{b}+M^{r}_{b})}{l_n}+V_{Gb} \quad (9\text{-}41)$$ 式中 M^{l}_{b}、M^{r}_{b}——梁左、右端逆时针或顺时针方向截面组合的弯矩设计值。当抗震等级为一级且梁两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小一端的弯矩应取零 M^{l}_{bua}、M^{r}_{bua}——梁左、右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，可根据实配钢筋面积(计入受压钢筋，包括有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋)和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算 l_n——梁的净跨 V_{Gb}——梁在重力荷载代表值(9 度时还应包括竖向地震作用标准值)作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值 η_{vb}——梁剪力增大系数，一、二、三级分别取 1.3、1.2 和 1.1

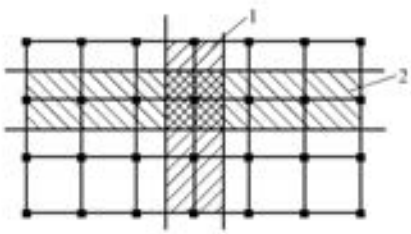


图 9-20　框架结构计算单元

1—横向计算单元　2—纵向计算单元

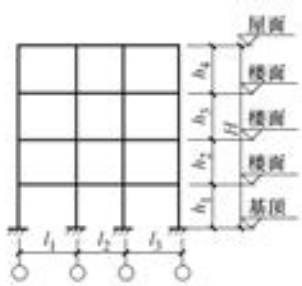


图 9-21　框架结构计算简图

9.2.5 高层建筑钢筋混凝土框架梁构造要求

高层建筑钢筋混凝土框架梁构造要求见表 9-49。

表 9-49 高层建筑钢筋混凝土框架梁构造要求

序号	项　　目	内　　容
1	梁的截面尺寸	（1）梁的截面尺寸，宜符合下列各项要求： 1）截面宽度不宜小于 200mm 2）截面高宽比不宜大于 4 3）净跨与截面高度之比不宜小于 4 （2）梁宽大于柱宽的扁梁应符合下列要求： 1）采用扁梁的楼、屋盖应现浇。梁中线宜与柱中线重合，扁梁应双向布置。扁梁的截面尺寸应符合下列要求，并应满足对挠度和裂缝宽度的规定： $b_b \leqslant 2b_c$　　(9-42) $b_b \leqslant b_c + h_b$　　(9-43) $h_b \geqslant 16d$　　(9-44) 式中　b_c——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的 0.8 倍 b_b、h_b——梁截面宽度和高度 d——柱纵筋直径 2）扁梁不宜用于一级框架结构
2	梁的钢筋配置	（1）框架梁设计应符合下列要求： 1）抗震设计时，计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比值，一级不应大于 0.25，二、三级不应大于 0.35。详见表 1-75 及表 1-76 2）纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min}(%)，非抗震设计时，不应小于 0.2 和 $45f_t/f_y$ 二者的较大值；抗震设计时，不应小于表 1-71 规定的数值，具体见表 1-72～表 1-74 3）抗震设计时，梁端截面的底面和顶面纵向钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5；二、三级不应小于 0.3 4）抗震设计时，梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合表 9-50 的要求；当梁端纵向钢筋配筋率大于 2%时。表中箍筋最小直径应增大 2mm （2）梁的纵向钢筋配置，尚应符合下列规定： 1）抗震设计时，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%，不应大于 2.75%；当梁端受拉钢筋的配筋率大于 2.5%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半 2）沿梁全长顶面和底面应至少各配置两根纵向配筋，一、二级抗震设计时钢筋直径不应小于 14mm，且分别不应小于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 1/4；三、四级抗震设计和非抗震设计时钢筋直径不应小于 12mm 3）一、二、三级抗震等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径，对矩形截面柱，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20；对圆形截面柱，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20 4）高层框架梁宜采用直钢筋，不宜采用弯起钢筋

（续表 9-49）

序号	项　目	内　容
3	梁的箍筋	（1）非抗震设计时，框架梁箍筋配筋构造应符合下列规定： 1）应沿梁全长设置箍筋，第一个箍筋应设置在距支座边缘 50mm 处 2）截面高度大于 800mm 的梁，其箍筋直径不宜小于 8mm；其余截面高度的梁不应小于 6mm。在受力钢筋搭接长度范围内，箍筋直径不应小于搭接钢筋最大直径的 1/4 3）箍筋间距不应大于表 3-20 的规定；在纵向受拉钢筋的搭接长度范围内，箍筋间距尚不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；在纵向受压钢筋的搭接长度范围内，箍筋间距尚不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm 4）承受弯矩和剪力的梁，当梁的剪力设计值大于 $0.7f_tbh_0$ 时，其箍筋的面积配筋率应符合公式（1-15）的规定 5）承受弯矩、剪力和扭矩的梁，其箍筋面积配筋率和受扭纵向钢筋的面积配筋率应分别符合公式（1-16）和公式（1-13）的规定 箍筋计算用表见表 1-65～表 1-69 6）当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，其箍筋配置尚应符合下列规定： ① 箍筋直径不应小于纵向受压钢筋最大直径的 1/4 ② 箍筋应做成封闭式 ③ 箍筋间距不应大于 $15d$ 且不应大于 400mm；当一层内的受压钢筋多于 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） ④ 当梁截面宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，或当梁截面宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋 （2）抗震设计时，框架梁的箍筋尚应符合下列构造要求： 1）沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合计算公式（1-17）～公式（1-19）的规定 框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率见表 1-70 2）在箍筋加密区范围内的箍筋肢距：一级不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于 300mm 3）箍筋应有 135° 弯钩，弯钩端头直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径和 75mm 的较大值 4）在纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距，钢筋受拉时不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；钢筋受压时不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm 5）框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍 6）见表 9-50 的规定
4	其他要求	（1）框架梁的纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接 （2）框架梁上开洞时，洞口位置宜位于梁跨中 1/3 区段，洞口高度不应大于梁高的 40%；开洞较大时应进行承载力验算，梁上洞口周边应配置附加纵向钢筋和箍筋（图 9-22），并应符合计算及构造要求

表 9-50 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径

序号	抗震等级	加密区长度(取较大值)/mm	箍筋最大间距(取最小值)/mm	箍筋最小直径/mm
1	特一级、一级	$2.0h_b$，500	$h_b/4$，$6d$，100	10
2	二级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，100	8
3	三级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，150	8
4	四级	$1.5h_b$，500	$h_b/4$，$8d$，150	6

注：1. d 为纵向钢筋直径，h_b为梁截面高度。

2. 一、二级抗震等级框架梁，当箍筋直径大于 12mm、肢数不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，箍筋加密区最大间距应允许适当放松，但不应大于 150mm。

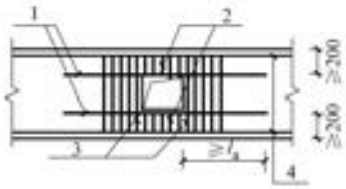


图 9-22 梁上洞口周边配筋构造示意图

1—洞口上、下附加纵向钢筋 2—洞口上、下附加箍筋

3—洞口两侧附加箍筋 4—梁纵向钢筋 l_a—受拉钢筋的锚固长度

9.2.6 高层建筑钢筋混凝土框架柱构造要求

高层建筑钢筋混凝土框架柱构造要求见表 9-51。

表 9-51 高层建筑钢筋混凝土框架柱构造要求

序号	项 目	内 容
1	柱截面尺寸	柱截面尺寸宜符合下列规定： （1）矩形截面柱的边长，非抗震设计时不宜小于 250mm，抗震设计时，四级不宜小于 300mm，一、二、三级时不宜小于 400mm；圆柱直径，非抗震和四级抗震设计时不宜小于 350mm，一、二、三级时不宜小于 450mm （2）柱剪跨比宜大于 2 （3）柱截面高宽比不宜大于 3
2	柱轴压比	抗震设计时，钢筋混凝土柱轴压比不宜超过表 8-45 的规定；对于Ⅳ类场地上较高的高层建筑，其轴压比限值应适当减小
3	柱纵向钢筋和箍筋配置应符合的要求	柱纵向钢筋和箍筋配置应符合下列要求： （1）柱全部纵向钢筋的配筋率不应小于表 8-41 的规定值，且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应小于 0.2%；抗震设计时，对Ⅳ类场地上较高的高层建筑，表中数值应增加 0.1 （2）抗震设计时，柱箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求： ① 箍筋的最大间距和最小直径，应按表 8-42 采用 ② 一级框架柱的箍筋直径大于 12mm 且箍筋肢距不大于 150mm 及二级框架柱箍筋直径不小于 10mm 且肢距不大于 200mm 时，除柱根外最大间距应允许采用 150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时，箍筋最小直径应允许采用 6mm；四级框架柱的剪跨比不大于 2 或柱中全部纵向钢筋的配筋率大于 3%时，箍筋直径不应小于 8mm ③ 剪跨比不大于 2 的柱箍筋间距不应大于 100mm

（续表 9-51）

序号	项　　目	内　　容
4	柱的纵向钢筋配置应满足的规定	柱的纵向钢筋配置，尚应满足下列规定： （1）抗震设计时，宜采用对称配筋 （2）截面尺寸大于 400mm 的柱，一、二、三级抗震设计时其纵向钢筋间距不宜大于 200mm；抗震等级为四级和非抗震设计时，柱纵向钢筋间距不宜大于 300mm；纵向钢筋净距均不应小于 50mm （3）全部纵向钢筋的配筋率，非抗震设计时不宜大于 5%、不应大于 6%，抗震设计时不应大于 5% （4）一级且剪跨比不大于 2 的柱，其单侧纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 1.2% （5）边柱、角柱及剪力墙端柱考虑地震作用组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%
5	柱中箍筋	（1）抗震设计时，柱箍筋设置尚应符合下列规定： 1）箍筋应为封闭式，其末端应做成 135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径，且不应小于 75mm 2）箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于 200mm，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径中的较大值，四级不宜大于 300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋组合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍筋 3）柱非加密区的箍筋，其体积配箍率不宜小于加密区的一半；其箍筋间距，不应大于加密区箍筋间距的 2 倍，且一、二级不应大于 10 倍纵向钢筋直径，三、四级不应大于 15 倍纵向钢筋直径 （2）非抗震设计时，柱中箍筋应符合下列规定； 1）周边箍筋应为封闭式 2）箍筋间距不应大于 400mm，且不应大于构件截面的短边尺寸和最小纵向受力钢筋直径的 15 倍 3）箍筋直径不应小于最大纵向钢筋直径的 1/4，且不应小于 6mm 4）当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3%时，箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于最小纵向钢筋直径的 10 倍，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 10 倍箍筋直径 5）当柱每边纵筋多于 3 根时，应设置复合箍筋 6）柱内纵向钢筋采用搭接做法时，搭接长度范围内箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 1/4；在纵向受拉钢筋的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，且不应大于 100mm；在纵向受压钢筋的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 10 倍，且不应大于 200mm。当受压钢筋直径大于 25mm 时，尚应在搭接接头端面外 100mm 的范围内各设置两道箍筋 （3）柱的纵筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接 （4）应该注意的是，由于规定中有一个柱箍筋肢距不大于 200mm 的规定，如将箍筋肢距一律按均匀分布且不大于 200mm，如图 9-23a 所示，这样将使浇捣混凝土发生困难。因为混凝土在浇捣时，是不允许从高处直接坠落的，必须使用导管，将混凝土引导至柱根部，然后逐渐向上浇灌。如果箍筋肢距全部不大于 200mm，将无法使用导管。在柱的横剖面中箍筋的布置如图 9-23b 所示，这样既便于施工，对柱纵向钢筋的拉结也符合要求。当柱截面很大，且为矩形时，例如 1.2m×2.4m 等，应考虑留 2 个导管的位置
6	柱箍筋加密区范围	抗震设计时，柱箍筋加密区的范围应符合下列规定： （1）底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取矩形截面柱的长边尺寸（或圆形截面柱的直径）、柱净高的 1/6 和 500mm 三者之最大值范围

（续表 9-51）

序号	项　　目	内　　容
6	柱箍筋加密区范围	（2）底层柱刚性地面上、下各 500mm 的范围 （3）底层柱柱根以上 1/3 柱净高的范围 （4）剪跨比不大于 2 的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于 4 的柱全高范围 （5）一、二级框架角柱的全高范围 （6）需要提高变形能力的柱的全高范围
7	体积配箍率	（1）柱加密区范围内箍筋的体积配箍率见本书表 8-44 及表 8-46 的有关规定 （2）对于高层建筑表 8-46 中抗震等级去掉四级
8	框架节点	框架节点核心区应设置水平箍筋，且应符合下列规定： （1）非抗震设计时，箍筋配置应符合本表序号 5 之(2)条的有关规定，但箍筋间距不宜大于 250mm；对四边有梁与之相连的节点，可仅沿节点周边设置矩形箍筋 （2）抗震设计时，箍筋的最大间距和最小直径宜符合本表序号 3 有关柱箍筋的规定。一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08，且箍筋体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5%和 0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核心区的体积配箍率不宜小于核心区上、下柱端体积配箍率中的较大值

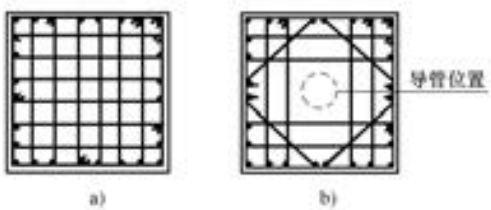


图 9-23　箍筋的肢距

9.2.7　高层建筑钢筋混凝土框架结构钢筋的连接和锚固

高层建筑钢筋混凝土框架结构钢筋的连接和锚固见表 9-52。

表 9-52　高层建筑钢筋混凝土框架结构钢筋的连接和锚固

序号	项　　目	内　　容
1	钢筋的连接与锚固要求	（1）非抗震设计，抗震设计时，受拉钢筋的锚固要求与计算用表见本书表 1-33 的有关规定 （2）非抗震设计，抗震设计时，受力钢筋的连接要求与计算用表见本书表 1-42 的有关规定 （3）框架梁、柱节点的构造要求，见本书表 1-33 的有关规定
2	框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和连接	（1）非抗震设计时，框架梁、柱纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接(图 9-24)应符合下列要求： 1）顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶；当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_a 时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁、板内水平弯折，当充分

（续表 9-52）

序号	项　　目	内　　容
2	框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和连接	利用柱纵向钢筋的抗拉强度时，其锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{ab}$，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。此处，l_{ab} 为钢筋基本锚固长度，应按本书的有关规定采用 2）顶层端节点处，在梁宽范围以内的柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_a$；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径 3）梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_a，且伸过柱中心线的长度不宜小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，弯折水平段的投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$，弯折后竖直投影长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径 4）当计算中不利用梁下部纵向钢筋的强度时，其伸入节点内的锚固长度应取不小于 12 倍的梁纵向钢筋直径。当计算中充分利用梁下部钢筋的抗拉强度时，梁下部纵向钢筋可采用直线方式或向上 90°弯折方式锚固于节点内，直线锚固时的锚固长度不应小于 l_a；弯折锚固时，弯折水平段的投影长度不应小于 $0.4l_{ab}$，弯折后竖直投影长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径 5）当采用锚固板锚固措施时，钢筋锚固构造应符合本书的有关规定 （2）抗震设计时，框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固和搭接（图 9-25）应符合下列要求： 1）顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁内、板内水平弯折，锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{abE}$，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径。此处，l_{abE} 为抗震时钢筋的基本锚固长度，一、二级取 $1.5l_{ab}$，三、四级分别取 $1.05l_{ab}$ 和 $1.00l_{ab}$ 2）顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$，且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65%；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径 3）梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_{aE}，且伸过柱中心线的长度不应小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{abE}$，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径 4）梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用 90°弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内
3	配筋参考图例	（1）见本书表 3-37 及表 3-38 中有关配筋构造图例 （2）见本书表 4-15 及表 4-16 中有关配筋构造图例 （3）见本书表 8-32 及表 4-44 中有关配筋构造图例

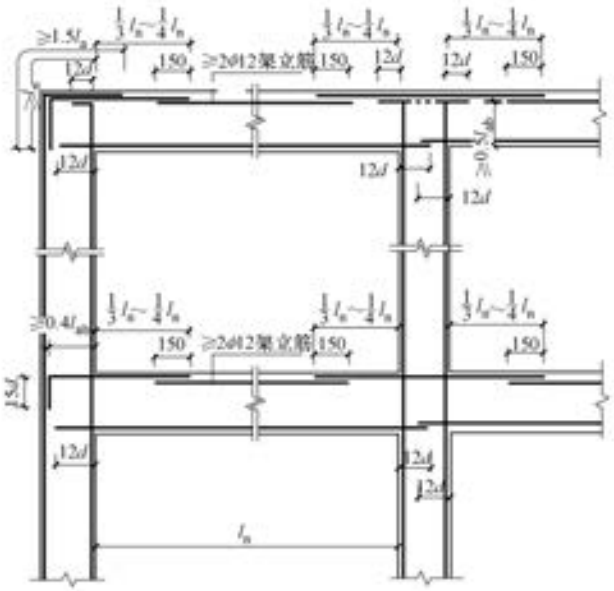


图 9-24 非抗震设计时，框架梁、柱纵向钢筋在框架节点区的锚固示意图

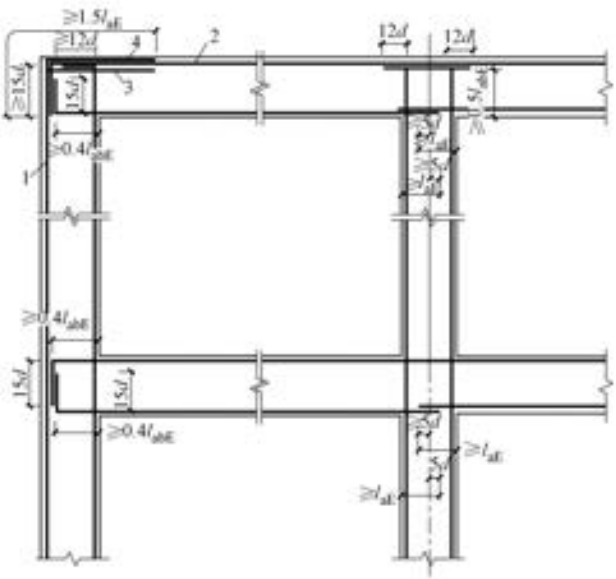


图 9-25 抗震设计时，框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固示意图

1—柱外侧纵向钢筋 2—梁上部纵向钢筋 3—伸入梁内的柱外侧纵向钢筋

4—不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，可伸入板内

9.3 高层建筑混凝土剪力墙结构

9.3.1 高层建筑剪力墙结构的适用范围及抗震设计原则

高层建筑剪力墙结构的适用范围及抗震设计原则见表9-53。

表9-53 高层建筑剪力墙结构的适用范围及抗震设计原则

序号	项 目	内 容
1	剪力墙结构适用范围	（1）高层建筑混凝土剪力墙结构是由一系列的竖向纵、横墙和平面楼板所组成的空间结构体系。它具有刚度大、位移小、抗震性能好的特点，是高层建筑中常用的结构体系 （2）高层建筑现浇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房屋 （3）现浇钢筋混凝土剪力墙结构的适用最大高度可按表9-4和表9-5规定采用 （4）当住宅、公寓、饭店等建筑，在底部一层或多层需设置机房、汽车房、商店、餐厅等较大平面空间用房时，可以设计成上部为一般剪力墙结构，底部为部分剪力墙落到基础，其余为框架承托上部剪力墙的框支剪力墙结构 （5）现浇钢筋混凝土剪力墙的平面体形，可根据建筑功能需要，设计成各种形状，剪力墙应按各类房屋使用要求，满足抗侧力刚度和承载力进行合理布置 （6）剪力墙广泛用于多层和高层钢筋混凝土房屋，剪力墙之所以是主要的抗震结构构件，是因为：剪力墙的刚度大，容易满足小震作用下结构尤其是高层建筑结构的位移限值；地震作用下剪力墙的变形小，破坏程度低；可以设计成延性剪力墙，大震时通过连梁和墙肢底部塑性铰范围的塑性变形，耗散地震能量；与其他结构（如框架）同时使用时，剪力墙吸收大部分地震作用，降低其他结构构件的抗震要求。设防烈度较高地区（8度及以上）的高层建筑采用剪力墙，其优点更为突出 （7）应符合本书表7-1的有关规定 （8）结构特点 1）剪力墙体系是利用房屋的内、外墙作为承重构件的一种体系。承重墙同时也兼作维护和分隔墙使用，适用于开间较小的住宅、旅馆等高层建筑 2）剪力墙结构中竖向荷载由楼盖直接传到墙上，因此剪力墙的间距取决于楼板的跨度，剪力墙结构的开间一般为3~8m，较适用于住宅、旅馆类建筑，层数在10~40层范围内都可采用，在20~30层的房屋中应用较为广泛 3）剪力墙作为平面构件，在自身平面内承载力和刚度较大，平面外的承载力和刚度较小，结构设计时一般不考虑墙的平面外承载力和刚度。因此，剪力墙要双向布置，分别抵抗各自平面内的侧向力，抗震设计的剪力墙结构，应尽量使两个方向的刚度接近 4）墙体的平面布置应综合考虑建筑使用功能、构件类型、施工工艺及技术经济指标等因素加以确定 5）住宅和旅馆客房具有开间较小、墙体较多、房间面积不太大的特点，采用剪力墙结构比较适合，而且房间内没有梁柱棱角、整体美观。但剪力墙结构墙体多，使建筑平面布置和使用要求受到一定的限制，不容易形成大空间。为了满足布置门厅、餐厅、会议室、商店和公用设施等大空间的要求，可以在底部一层或数层取消部分剪力墙而代之以框架，形成框支剪力墙结构
2	抗震设计原则	在抗震设防区内也应设计延性的剪力墙结构。为了实现延性剪力墙，剪力墙的抗震设计应符合下列原则： （1）强墙弱梁。连梁屈服先于墙肢屈服，使塑性变形和耗能分散于连梁中，避免因墙肢过早屈服使塑性变形集中在某一层而形成软弱层或薄弱层

（续表 9-53）

序号	项　　目	内　　容
2	抗震设计原则	（2）强剪弱弯。在侧向力作用下剪力墙墙肢底部一定高度内可能屈服形成塑性铰，适当提高塑性铰范围的抗剪承载力，实现墙肢强剪弱弯、避免墙肢剪切破坏 对于连梁，通过剪力增大系数调整剪力设计值，实现强剪弱弯 （3）限制墙肢的轴压比和墙肢设置边缘构件。轴压比是影响墙肢抗震性能的主要因素。限制底部加强部位墙肢的轴压比、设置边缘构件是提高剪力墙抗震性能的重要措施 （4）加强重点部位。剪力墙底部加强部位是其重点部位。除了适当提高底部加强部位的抗剪承载力、限制底部加强部位墙肢的轴压比外，还需要加强该部位的抗震构造措施，对一级剪力墙还需要提高其抗弯承载力 （5）连梁特殊措施。对抗震等级高的、跨高比小的连梁采取特殊措施，使其成为延性构件

9.3.2 高层建筑剪力墙结构设计一般规定

高层建筑剪力墙结构设计一般规定见表 9-54。

表 9-54 高层建筑剪力墙结构设计一般规定

序号	项　　目	内　　容
1	剪力墙布置	（1）剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其布置应符合下列规定： 1）平面布置宜简单、规则，宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差过大。抗震设计时，不应采用仅单向有墙的结构布置 2）宜自下到上连续布置，避免刚度突变 3）门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁；宜避免造成墙肢宽度相差悬殊的洞口设置；抗震设计时，一、二、三级剪力墙的底部加强部位不宜采用上下洞口不对齐的错洞墙，全高均不宜采用洞口局部重叠的叠合错洞墙 （2）对上述(1)条的理解与应用 高层建筑结构应有较好的空间工作性能，剪力墙应双向布置，形成空间结构。特别强调在抗震结构中，应避免单向布置剪力墙，并宜使两个方向刚度接近 剪力墙的抗侧刚度较大，如果在某一层或几层切断剪力墙，易造成结构刚度突变，因此，剪力墙从上到下宜连续设置 剪力墙洞口的布置，会明显影响剪力墙的力学性能。规则开洞，洞口成列、成排布置，能形成明确的墙肢和连梁，应力分布比较规则，又与当前普遍应用程序的计算简图较为符合，设计计算结果安全可靠。错洞剪力墙和叠合错洞剪力墙的应力分布复杂，计算、构造都比较复杂和困难。剪力墙底部加强部位，是塑性铰出现及保证剪力墙安全的重要部位，一、二和三级剪力墙的底部加强部位不宜采用错洞布置，如无法避免错洞墙，应控制错洞墙洞口间的水平距离不小于 2m，并在设计时进行仔细计算分析，在洞口周边采取有效构造措施(图 9-26a、b)。此外，一、二、三级抗震设计的剪力墙全高都不宜采用叠合错洞墙，当无法避免叠合错洞布置时，应按有限元方法仔细计算分析，并在洞口周边采取加强措施(图 9-26c)，或在洞口不规则部位采用其他轻质材料填充，将叠合洞口转化为规则洞口(图 9-26d,其中阴影部分表示轻质填充墙体) 错洞墙或叠合错洞墙的内力和位移计算均应符合有关的规定。若在结构整体计算中采用杆系、薄壁杆系模型或对洞口做了简化处理的其他有限元模型时，应对不规则开洞墙的计算结果进行分析、判断，并进行补充计算和校核。目前除了平面有限元方法外，尚没有更好的简化方法计算错洞墙。采用平面有限元方法得到应力后，可不考虑混凝土的抗拉作用，按应力进行配筋，并加强构造措施

（续表 9-54）

序号	项　目	内　容
1	剪力墙布置	本书所指的剪力墙结构是以剪力墙及因剪力墙开洞形成的连梁组成的结构，其变形特点为弯曲型变形，目前有些项目采用了大部分由跨高比较大的框架梁联系的剪力墙形成的结构体系，这样的结构虽然剪力墙较多，但受力和变形特性接近框架结构，当层数较多时对抗震是不利的，宜避免
2	连梁设置要求	（1）剪力墙不宜过长，较长剪力墙宜设置跨高比较大的连梁将其分成长度较均匀的若干墙段，各墙段的高度与墙段长度之比不宜小于 3，墙段长度不宜大于 8m （2）跨高比小于 5 的连梁应按本章的有关规定设计，跨高比不小于 5 的连梁宜按框架梁设计
3	剪力墙底部加强部位	抗震设计时，剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定： （1）底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起 （2）底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值，部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本书表 9-86 序号 1 之(3)条的规定 （3）当结构计算嵌固端位于地下一层底板或以下时，底部加强部位宜延伸到计算嵌固端
4	梁的布置与剪力墙的关系	（1）楼面梁不宜支承在剪力墙或核心筒的连梁上 在上述中，楼面梁支承在连梁上时，连梁产生扭转，一方面不能有效约束楼面梁，另一方面连梁受力十分不利，因此要尽量避免。楼板次梁等截面较小的梁支承在连梁上时，次梁端部可按铰接处理 （2）当剪力墙或核心筒墙肢与其平面外相交的楼面梁刚接时，可沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱，并应符合下列规定： 1）设置沿楼面梁轴线方向与梁相连的剪力墙时，墙的厚度不宜小于梁的截面宽度 2）设置扶壁柱时，其截面宽度不应小于梁宽，其截面高度可计入墙厚 3）墙内设置暗柱时，暗柱的截面高度可取墙的厚度，暗柱的截面宽度可取梁宽加 2 倍墙厚 4）应通过计算确定暗柱或扶壁柱的纵向钢筋(或型钢)，纵向钢筋的总配筋率不宜小于表 9-55 的规定 5）楼面梁的水平钢筋应伸入剪力墙或扶壁柱，伸入长度应符合钢筋锚固要求。钢筋锚固段的水平投影长度，非抗震设计时不宜小于 $0.4l_{ab}$，抗震设计时不宜小于 $0.4l_{abE}$；当锚固段的水平投影长度不满足要求时，可将楼面梁伸出墙面形成梁头，梁的纵筋伸入梁头后弯折锚固(图 9-27)，也可采取其他可靠的锚固措施 6）暗柱或扶壁柱应设置箍筋，箍筋直径，一、二、三级时不应小于 8mm，四级及非抗震时不应小于 6mm，且均不应小于纵向钢筋直径的 1/4；箍筋间距，一、二、三级时不应大于 150mm，四级及非抗震时不应大于 200mm （3）当墙肢的截面高度与厚度之比不大于 4 时，宜按框架柱进行截面设计
5	短肢剪力墙	（1）抗震设计时，高层建筑结构不应全部采用短肢剪力墙；B 级高度高层建筑以及抗震设防烈度为 9 度的 A 级高度高层建筑，不宜布置短肢剪力墙，不应采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。当采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构时，应符合下列规定： 1）在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不宜大于结构底部总地震倾覆力矩的 50% 2）房屋适用高度应比本书表 9-4 规定的剪力墙结构的最大适用高度适当降低，7 度、8 度($0.2g$)和 8 度($0.3g$)时分别不应大于 100m、80m 和 60m

（续表 9-54）

序号	项　　目	内　　容
5	短肢剪力墙	（2）短肢剪力墙是指截面厚度不大于 300mm、各肢截面高度与厚度之比的最大值大于 4 但不大于 8 的剪力墙 具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构是指在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的 30%的剪力墙结构 （3）抗震设计时，短肢剪力墙的设计应符合下列规定： 1）短肢剪力墙截面厚度除应符合本书表 9-65 序号 1、序号 2 的要求外，底部加强部位尚不应小于 200mm，其他部位尚不应小于 180mm 2）一、二、三级短肢剪力墙的轴压比，分别不宜大于 0.45、0.50、0.55，一字形截面短肢剪力墙的轴压比限值应相应减少 0.1 3）短肢剪力墙的底部加强部位应按表 9-56 序号 2 之(3)条调整剪力设计值。其他各层一、二、三级时剪力设计值应分别乘以增大系数 1.4、1.2 和 1.1 4）短肢剪力墙边缘构件的设置应符合本书表 9-59 序号 1 的规定 5）短肢剪力墙的全部竖向钢筋的配筋率，底部加强部位一、二级不宜小于 1.2%，三、四级不宜小于 1.0%；其他部位一、二级不宜小于 1.0%，三、四级不宜小于 0.8% 6）不宜采用一字形短肢剪力墙，不宜在一字形短肢剪力墙上布置平面外与之相交的单侧楼面梁
6	承载力验算	剪力墙应进行平面内的斜截面受剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力验算。在集中荷载作用下，墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力验算

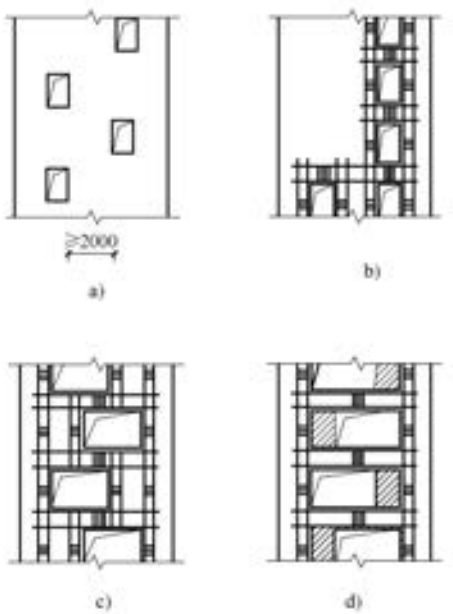


图 9-26　剪力墙洞口不对齐时的构造措施

a）一般错洞墙　b）底部局部错铜墙

c）叠合错洞墙构造之一　d）叠合错洞墙构造之二

表 9-55 暗柱或扶壁柱纵向钢筋的构造配筋率

设计状况	抗震设计				非抗震设计
	一级	二级	三级	四级	
配筋率(%)	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5

注：采用 400N/mm^2、335N/mm^{2}级钢筋时，表中数值宜分别增加 0.05 和 0.10。

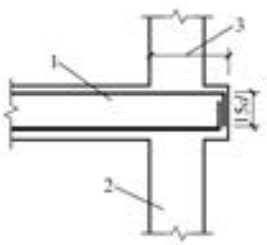


图 9-27 楼面梁伸出墙面形成梁头

1—楼面梁 2—剪力墙 3—楼面梁钢筋锚固水平投影长度

9.3.3 高层建筑剪力墙结构计算及内力取值

高层建筑剪力墙结构计算及内力取值见表 9-56。

表 9-56 高层建筑剪力墙结构计算及内力取值

序号	项 目	内 容
1	剪力墙结构计算	(1) 剪力墙结构的内力与位移计算，目前已普遍采用电算。复杂平面和立面的剪力墙结构，应采用适合的计算模型进行分析。当采用有限元模型时，应在复杂变化处合理地选择和划分单元；当采用杆件模型时，宜采用施工洞或计算洞进行适当的模型化处理后进行整体计算，并应在此基础上进行局部补充计算分析 (2) 剪力墙结构当采用手算简化方法时，需根据墙体开洞情况分为实体墙、整截面墙、整体小开口墙、联肢墙和壁式框架，采用等效刚度协同工作方法进行分析。具体计算方法可见参考文献 (3) 抗震结构的剪力墙中连梁允许塑性调幅，当部分连梁降低弯矩设计值后，其余部位的弯矩设计值应适当提高，以满足平衡条件；可按折减系数不宜小于 0.50 计算连梁刚度 (4) 具有不规则洞口布置的错洞墙，可按弹性平面有限元方法进行应力分析，并按应力进行配筋设计
2	内力取值	(1) 一级剪力墙的底部加强部位以上部位，墙肢的组合弯矩设计值和组合剪力设计值应乘以增大系数，弯矩增大系数可取为 1.2，剪力增大系数可取为 1.3(图 9-28) (2) 抗震设计的双肢剪力墙，其墙肢不宜出现小偏心受拉；当任一墙肢为偏心受拉时，另一墙肢的弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数 1.25 (3) 底部加强部位剪力墙截面的剪力设计值，一、二、三级时应按公式(9-45)调整，9 度一级剪力墙应按公式(9-46)调整；二、三级的其他部位及四级时可不调整 $V=\eta_{vw}V_w$ (9-45) $V=1.1\dfrac{M_{wua}}{M_w}V_w$ (9-46)

（续表 9-56）

序号	项　　目	内　　容
2	内力取值	式中 V——底部加强部位剪力墙截面剪力设计值 V_w——底部加强部位剪力墙截面考虑地震作用组合的剪力计算值 M_{wua}——剪力墙正截面抗震受弯承载力，应考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE}、采用实配纵筋面积、材料强度标准值和组合的轴力设计值等计算，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 M_w——底部加强部位剪力墙底截面弯矩的组合计算值 η_{vw}——剪力增大系数，一级取 1.6，二级取 1.4，三级取 1.2 （4）对于短肢剪力墙应符合表 9-54 序号 5 之(3)条的有关规定

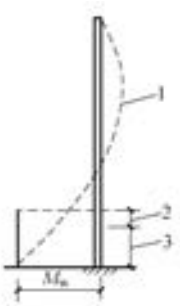


图 9-28　一级剪力墙弯矩调整

1—组合弯矩计算值　2—上一层　3—底部加强部位

9.3.4　高层建筑剪力墙的轴压比限值

高层建筑剪力墙的轴压比限值见表 9-57。

表 9-57　高层建筑剪力墙的轴压比限值

序号	项　　目	内　　容
1	墙轴压比限值	（1）重力荷载代表值作用下，一、二、三级剪力墙墙肢的轴压比不宜超过表 9-58 的限值 （2）在上述(1)条中，轴压比是影响剪力墙在地震作用下塑性变形能力的重要因素。清华大学及国内外研究单位的试验表明，相同条件的剪力墙，轴压比低的，其延性大，轴压比高的，其延性小；通过设置约束边缘构件，可以提高高轴压比剪力墙的塑性变形能力，但轴压比大于一定值后，即使设置约束边缘构件，在强震作用下，剪力墙仍可能因混凝土压溃而丧失承受重力荷载的能力。因此，规定了剪力墙的轴压比限值。将轴压比限值扩大到三级剪力墙；将轴压比限值扩大到结构全高，不仅仅是底部加强部位
2	短肢剪力墙轴压比	见本书表 9-54 序号 5 之(3)条的有关规定

表 9-58 剪力墙墙肢轴压比限值

抗震等级	一级(9度)	一级(6、7、8度)	二、三级
轴压比限值(N/f_cA)	0.4	0.5	0.6

注：1. 墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢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. N 为重力荷载作用下剪力墙肢的轴力设计值。

3. A 为剪力墙墙肢截面面积。

4. f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值。

9.3.5 高层建筑剪力墙的边缘构件设置

高层建筑剪力墙的边缘构件设置见表 9-59。

表 9-59 高层建筑剪力墙的边缘构件设置

序号	项目	内容
1	设置边缘构件应符合的规定	剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列规定： (1) 一、二、三级剪力墙底层墙肢底截面的轴压比大于表 9-60 的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，约束边缘构件应符合本表序号 2 的规定 (2) 除上述(1)条所列部位外，剪力墙应按本表序号 3 设置构造边缘构件 (3) B 级高度高层建筑的剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置 1~2 层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求
2	约束边缘构件	(1) 剪力墙的约束边缘构件可为暗柱、端柱和翼墙(图 9-29)，并应符合下列规定： 1) 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v 应符合表 9-61 的要求，其体积配箍率 ρ_v 应按下式计算： $$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (9\text{-}47)$$ 式中 ρ_v——箍筋体积配箍率。可计入箍筋、拉筋以及符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于总体积配箍率的 30% λ_v——约束边缘构件配箍特征值 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；混凝土强度等级低于 C35 时，应取 C35 的混凝土轴心抗压强度设计值 f_{yv}——箍筋、拉筋或水平分布钢筋的抗拉强度设计值 2) 剪力墙约束边缘构件阴影部分(图 9-29)的竖向钢筋除应满足正截面受压(受拉)承载力计算要求外，其配筋率一、二、三级时分别不应小于 1.2%、1.0%和 1.0%，并分别不应少于 8ϕ16、6ϕ16 和 6ϕ14 的钢筋(ϕ 表示钢筋直径) 3) 约束边缘构件内箍筋或拉筋沿竖向的间距，一级不宜大于 100mm，二、三级不宜大于 150mm；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于 300mm，不应大于竖向钢筋间距的 2 倍

（续表 9-59）

序号	项　　目	内　　容
2	约束边缘构件	（2）根据表 9-61，当 $\lambda_v=0.12$ 时，应用公式(9-47)可求得约束边缘构件体积配箍率 ρ_{vmin}(%)见表 9-62；当 $\lambda_v=0.20$ 时，应用公式(9-47)可求得约束边缘构件体积配箍率 ρ_{vmin}(%)见表 9-63
3	构造边缘构件	（1）剪力墙构造边缘构件的范围宜按图 9-30 中阴影部分采用，其最小配筋应满足表 9-64 的规定，并应符合下列规定： 1）竖向配筋应满足正截面受压(受拉)承载力的要求 2）当端柱承受集中荷载时，其竖向钢筋、箍筋直径和间距应满足框架柱的相应要求 3）箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于 300mm，不应大于竖向钢筋间距的 2 倍 4）抗震设计时，对于连体结构、错层结构以及 B 级高度高层建筑结构中的剪力墙(筒体)，其构造边缘构件的最小配筋应符合下列要求： ① 竖向钢筋最小量应比表 9-64 中的数值提高 $0.001A_c$ 采用 ② 箍筋的配筋范围宜取图 9-30 中阴影部分，其配箍特征值 λ_v 不宜小于 0.1 5）非抗震设计的剪力墙，墙肢端都应配置不少于 4ϕ12 的纵向钢筋，箍筋直径不应小于 6mm、间距不宜大于 250mm （2）剪力墙构造边缘构件中的纵向钢筋按承载力计算和构造要求二者中的较大值设置。设计时需注意计算边缘构件竖向最小配筋所用的面积 A_c 的取法和配筋范围。承受集中荷载的端柱还要符合框架柱的配筋要求。构造边缘构件中的纵向钢筋宜采用高强钢筋。构造边缘构件可配置箍筋与拉筋相结合的横向钢筋

表 9-60　剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

等级或烈度	一级(9 度)	一级(6、7、8 度)	二、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

表 9-61　约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

序号	项　　目	一级(9 度)		一级(6、7、8 度)		二、三级	
		$\mu_N\leqslant0.2$	$\mu_N>0.2$	$\mu_N\leqslant0.3$	$\mu_N>0.3$	$\mu_N\leqslant0.4$	$\mu_N>0.4$
1	l_c(暗柱)	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
2	l_c(翼墙或端柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
3	λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20

注：1. μ_N 为墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比，h_w 为墙肢的长度。

2. 剪力墙的翼墙长度小于翼墙厚度的 3 倍或端柱截面边长小于 2 倍墙厚时，按无翼墙、无端柱查表。

3. l_c 为约束边缘构件沿墙肢的长度(图 9-29)。对暗柱不应小于墙厚和 400mm 的较大值；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。

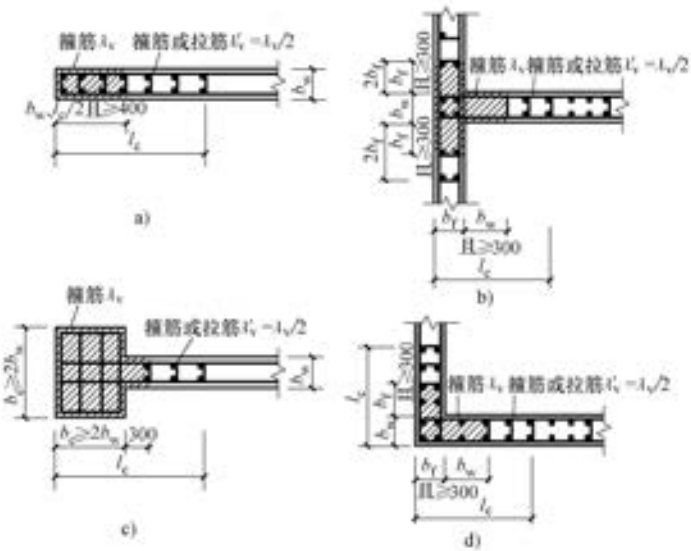


图 9-29 剪力墙的约束边缘构件

a）暗柱 b）有翼墙 c）有端柱 d）转角墙(L 形墙)

表 9-62 约束边缘构件体积配箍率 ρ_{vmin}(%) $\lambda_v=0.12$

序号	箍筋及拉筋级别 f_{yv}/(N/mm²)	≤C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	270	0.742	0.849	0.938	1.027	1.124	1.222	1.320	1.413	1.502	1.596
2	300	0.668	0.764	0.844	0.924	1.012	1.100	1.188	1.272	1.352	1.436
3	360	0.557	0.637	0.703	0.770	0.843	0.917	0.990	1.060	1.127	1.197
4	435	0.461	0.527	0.582	0.637	0.698	0.759	0.819	0.877	0.932	0.990

表 9-63 约束边缘构件体积配箍率 ρ_{vmin}(%) $\lambda_v=0.20$

序号	箍筋及拉筋级别 f_{yv}/(N/mm²)	≤C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
1	270	1.237	1.415	1.563	1.711	1.874	2.037	2.200	2.356	2.504	2.659
2	300	1.113	1.273	1.407	1.540	1.687	1.833	1.980	2.120	2.253	2.393
3	360	0.928	1.061	1.172	1.283	1.406	1.528	1.650	1.767	1.878	1.994
4	435	0.768	0.878	0.970	1.062	1.163	1.264	1.366	1.462	1.554	1.651

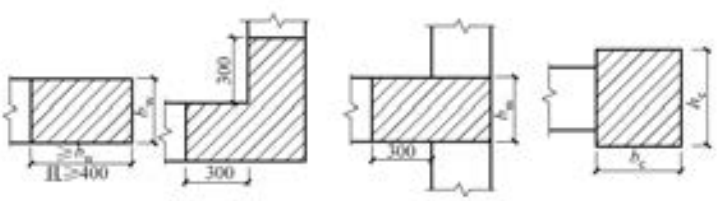


图 9-30 剪力墙的构造边缘构件范围

表 9-64 剪力墙构造边缘构件的最小配筋要求

序号	抗震等级	底部加强部位		
		竖向钢筋最小量(取较大值)	箍筋	
			最小直径/mm	沿竖向最大间距/mm
1	一	$0.010A_c$，6ϕ16	8	100
2	二	$0.008A_c$，6ϕ14	8	150
3	三	$0.006A_c$，6ϕ12	6	150
4	四	$0.005A_c$，4ϕ12	6	200

序号	抗震等级	其他部位		
		竖向钢筋最小量(取较大值)	拉筋	
			最小直径/mm	沿竖向最大间距/mm
1	一	$0.008A_c$，6ϕ14	8	150
2	二	$0.006A_c$，6ϕ12	8	200
3	三	$0.005A_c$，4ϕ12	6	200
4	四	$0.004A_c$，4ϕ12	6	250

注：1. A_c为构造边缘构件的截面面积，即图 9-30 剪力墙截面的阴影部分。

2. 符号 ϕ 表示钢筋直径。

3. 其他部位的转角处宜采用箍筋。

9.3.6 高层建筑剪力墙截面厚度

高层建筑剪力墙截面厚度见表 9-65。

表 9-65 高层建筑剪力墙截面厚度

序号	项目	内容
1	墙体稳定验算	(1) 剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求： $$q \leqslant \frac{E_c t^3}{10 l_0^2} \quad (9\text{-}48)$$ 式中 q——作用于墙顶组合的等效竖向均布荷载设计值 E_c——剪力墙混凝土的弹性模量 t——剪力墙墙肢截面厚度 l_0——剪力墙墙肢计算长度，应按本表下述(2)条确定 (2) 剪力墙墙肢计算长度应按下式计算： $$l_0 = \beta h \quad (9\text{-}49)$$ 式中 β——墙肢计算长度系数，应按本表下述(3)条确定 h——墙肢所在楼层的层高 (3) 墙肢计算长度系数β应根据墙肢的支承条件按下列规定采用： 1) 单片独立墙肢按两边支承板计算，取β等于 1.0

（续表 9-65）

序号	项　　目	内　　容
1	墙体稳定验算	2）T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘（图 9-31），采用三边支承板按公式（9-50）计算；当β计算值小于 0.25 时，取 0.25 $$\beta=\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{h}{2b_{\mathrm{f}}}\right)^2}} \tag{9-50}$$ 式中　b_{f}——T形、L形、槽形、工字形剪力墙的单侧翼缘截面高度，取图 9-31 中各b_{fi}的较大值或最大值 3）T形剪力墙的腹板（图 9-31）也按三边支承板计算，但应将公式（9-50）中的b_{f}代以b_{w} 4）槽形和工字形剪力墙的腹板（图 9-31），采用四边支承板按公式（9-51）计算；当β计算值小于 0.2 时，取 0.2 $$\beta=\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{3h}{2b_{\mathrm{w}}}\right)^2}} \tag{9-51}$$ 式中　b_{w}——槽形、工字形剪力墙的腹板截面高度 （4）当T形、L形、槽形、工字形剪力墙的翼缘截面高度或T形、L形剪力墙的腹板截面高度与翼缘截面厚度之和小于截面厚度的 2 倍和 800mm 时，尚宜按下式验算剪力墙的整体稳定： $$N\leqslant\frac{1.2E_{\mathrm{c}}I}{h^2} \tag{9-52}$$ 式中　N——作用于墙顶组合的竖向荷载设计值 I——剪力墙整体截面的惯性矩，取两个方向的较小值
2	剪力墙的厚度	（1）一、二级剪力墙：底部加强部位不应小于 200mm，其他部位不应小于 160mm；一字形独立剪力墙底部加强部位不应小于 220mm，其他部位不应小于 180mm （2）三、四级剪力墙：不应小于 160mm，一字形独立剪力墙的底部加强部位尚不应小于 180mm （3）非抗震设计时不应小于 160mm （4）剪力墙井筒中，分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于 160mm
3	其他	设计人员可利用计算机软件进行墙体稳定验算，可按设计经验、轴压比限值及本表序号 2 之（1）、（2）、（3）条初步选定剪力墙的厚度，也可按有关规定进行初选：一、二级剪力墙底部加强部位可选层高或无支长度（图 9-32）二者较小值的 1/16，其他部位为层高或剪力墙无支长度二者较小值的 1/20；三、四级剪力墙底部加强部位可选层高或无支长度二者较小值的 1/20，其他部位为层高或剪力墙无支长度二者较小值的 1/25 一般剪力墙井筒内分隔空间的墙，不仅数量多，而且无支长度不大，为了减轻结构自重，可按本表序号 2 之（4）条规定其墙厚可适当减小

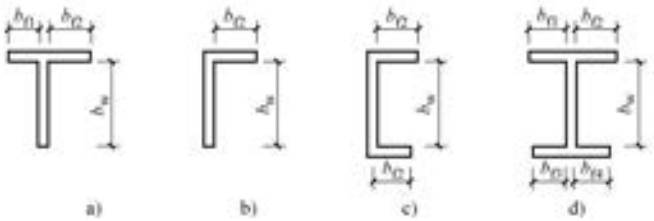


图 9-31 剪力墙腹板与单侧翼缘截面高度示意图
a）T形 b）L形 c）槽形 d）工字形

图 9-32 剪力墙的层高与无支长度示意图

9.3.7 高层建筑剪力墙的配筋要求

高层建筑剪力墙的配筋要求见表 9-66。

表 9-66 高层建筑剪力墙的配筋要求

序号	项 目	内 容
1	配筋率	（1）剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率，一、二、三级时均不应小于 0.25%，四级和非抗震设计时均不应小于 0.20% （2）短肢剪力墙的配筋率见本书表 9-54 序号 5 之(3)条的有关规定 （3）房屋顶层剪力墙、长矩形平面房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间纵向剪力墙以及端山墙的水平和竖向分布钢筋的配筋率均不应小于 0.25%，间距均不应大于 200mm
2	钢筋配置	（1）剪力墙的竖向和水平分布钢筋的间距均不宜大于 300mm，直径不应小于 8mm。剪力墙的竖向和水平分布钢筋的直径不宜大于墙厚的 1/10 （2）高层剪力墙结构的竖向和水平分布钢筋不应单排配置。剪力墙截面厚度不大于 400mm 时，可采用双排配筋；大于 400mm、但不大于 700mm 时，宜采用三排配筋；大于 700mm 时，宜采用四排配筋。各排分布钢筋之间拉筋的间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm，如图 7-12 及图 7-18 所示 （3）剪力墙的钢筋锚固和连接应符合下列规定： 1）非抗震设计时，剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_a；抗震设计时，剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_{aE}。l_a、l_{aE}的取值应符合本书表 9-52 的有关规定 2）剪力墙竖向及水平分布钢筋采用搭接连接时(图 9-33)，一、二级剪力墙的底部加强部位，接头位置应错开，同一截面连接的钢筋数量不宜超过总数量的 50%，错开净距不宜小于 500mm；其他情况剪力墙的钢筋可在同一截面连接。分布钢筋的搭接长度，非抗震设计时不应小于 $1.2l_a$，抗震设计时不应小于 $1.2l_{aE}$ 3）暗柱及端柱内纵向钢筋连接和锚固要求宜与框架柱相同，宜符合本书表 9-52 的有关规定
3	计算用表	剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率及不同墙厚时的最少配筋见表 9-67。实际工程设计中水平和竖向分布筋的间距一般不宜大于 200mm，表 9-67 可供工程设计时及施工图审查时参考

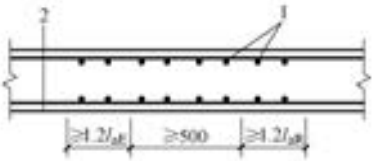


图 9-33 剪力墙分布钢筋的搭接连接

1—竖向分布钢筋 2—水平分布钢筋，非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

表 9-67 一般剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率及不同墙厚配筋

序号	抗震等级		一、二、三级			四级和非抗震			配筋方式
	最小配筋率(%)		0.25			0.20			
	配筋用量		A_s	d	s	A_s	d	s	
1	剪力墙厚度(b_w)/mm	160	400	8	250	320	8	300	双排配筋
2		180	450	8	220	360	8	280	
3		200	500	8	200	400	8	250	
4		220	550	8	180	440	8	220	
5		250	625	8	160	500	8	200	
6		300	750	8	130	600	8	160	
7		350	875	8	110	700	8	140	
8		400	1000	8	100	800	8	120	
9	剪力墙厚度(b_w)/mm	450	1125	10	200	900	10	260	三排配筋
10		500	1250	10	180	1000	10	230	
11		550	1375	10	170	1100	10	210	
12		600	1500	10	150	1200	10	190	
13		650	1625	10	140	1300	10	180	
14		700	1750	10	130	1400	10	160	
15	剪力墙厚度(b_w)/mm	750	1875	12	230	1500	12	300	四排配筋
16		800	2000	12	220	1600	12	280	
17		900	2250	12	200	1800	12	250	
18		1000	2500	12	180	2000	12	220	

注：1. 表中 A_s 为钢筋总用量(mm^2)，d 为钢筋直径(mm)，s 为钢筋间距(mm)。

2. 与本书表 1-32 配合应用。

9.3.8 高层建筑剪力墙连梁截面设计

高层建筑剪力墙连梁截面设计见表 9-68。

表 9-68 高层建筑剪力墙连梁截面设计

序号	项 目	内 容
1	连梁剪力设计值确定	连梁两端截面的剪力设计值 V 应按下列规定确定： （1）非抗震设计以及四级剪力墙的连梁，应分别取考虑水平风荷载、水平地震作用组合的剪力设计值 （2）一、二、三级剪力墙的连梁，其梁端截面组合的剪力设计值应按公式(9-53)确定，9 度时一级剪力墙的连梁应按公式(9-54)确定 $$V=\eta_{vb}\frac{M_b^l+M_b^r}{l_n}+V_{Gb} \tag{9-53}$$ $$V=1.1\frac{M_{bua}^l+M_{bua}^r}{l_n}+V_{Gb} \tag{9-54}$$ 式中 M_b^l、M_b^r——连梁左右端截面顺时针或逆时针方向的弯矩设计值 M_{bua}^l、M_{bua}^r——连梁左右端截面顺时针或逆时针方向实配的抗震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 l_n——连梁的净跨 V_{Gb}——在重力荷载代表值作用下按简支梁计算的梁端截面剪力设计值 η_{vb}——连梁剪力增大系数，一级取 1.3，二级取 1.2，三级取 1.1
2	连梁剪力设计值应符合的规定	（1）连梁截面剪力设计值应符合下列规定： 1）永久、短暂设计状况 $$V\leqslant 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \tag{9-55}$$ 2）地震设计状况 跨高比大于 2.5 的连梁 $$V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20\beta_c f_c b_b h_{b0}) \tag{9-56}$$ 跨高比不大于 2.5 的连梁 $$V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b_b h_{b0}) \tag{9-57}$$ 式中 V——按本表序号 1 调整后的连梁截面剪力设计值 b_b——连梁截面宽度 h_{b0}——连梁截面有效高度 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 （2）剪力墙的连梁不满足上述(1)条的要求时，可采取下列措施： 1）减小连梁截面高度或采取其他减小连梁刚度的措施 2）抗震设计剪力墙连梁的弯矩可塑性调幅；内力计算时已经按本书表 9-3 序号 1 之(2)的 1）的规定降低了刚度的连梁，其弯矩值不宜再调幅，或限制再调幅范围。此时，应取弯矩调幅后相应的剪力设计值校核其是否满足上述(1)条的规定；剪力墙中其他连梁和墙肢的弯矩设计值宜视调幅连梁数量的多少而相应适当增大 3）当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时，可按独立墙肢的计算简图进行第二次多遇地震作用下的内力分析，墙肢截面应按两次计算的较大值计算配筋

（续表 9-68）

序号	项　　目	内　　容
3	连梁斜截面受剪承载力应符合的规定	连梁的斜截面受剪承载力应符合下列规定： （1）永久、短暂设计状况 $$V \leqslant 0.7 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (9\text{-}58)$$ （2）地震设计状况 跨高比大于 2.5 的连梁 $$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (9\text{-}59)$$ 跨高比不大于 2.5 的连梁 $$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38 f_t b_b h_{b0} + 0.9 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (9\text{-}60)$$ 式中　V——按本表序号 1 调整后的连梁截面剪力设计值

9.3.9　高层建筑剪力墙连梁配筋设置

高层建筑剪力墙连梁配筋设置见表 9-69。

表 9-69　高层建筑剪力墙连梁配筋设置

序号	项　　目	内　　容
1	配筋率	（1）跨高比（l/h_b）不大于 1.5 的连梁，非抗震设计时，其纵向钢筋的最小配筋率可取为 0.2%；抗震设计时，其纵向钢筋的最小配筋率宜符合表 9-70 的要求；跨高比大于 1.5 的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率可按框架梁的要求采用 （2）剪力墙结构连梁中，非抗震设计时，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率不宜大于 2.5%；抗震设计时，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率宜符合表 9-71 的要求。如不满足，则应按实配钢筋进行连梁强剪弱弯的验算
2	配筋构造	连梁的配筋构造（图 9-34）应符合下列规定： （1）连梁顶面、底面纵向水平钢筋伸入墙肢的长度，抗震设计时不应小于 l_{aE}，非抗震设计时不应小于 l_a，且均不应小于 600mm （2）抗震设计时，沿连梁全长箍筋的构造应符合本书表 9-49 框架梁梁端箍筋加密区的箍筋构造要求；非抗震设计时，沿连梁全长的箍筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm （3）顶层连梁纵向水平钢筋伸入墙肢的长度范围内应配置箍筋，箍筋间距不宜大于 150m，直径应与该连梁的箍筋直径相同 （4）连梁高度范围内的墙肢水平分布钢筋应在连梁内拉通作为连梁的腰筋。连梁截面高度大于 700mm 时，其两侧面腰筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；跨高比不大于 2.5 的连梁，其两侧腰筋的总面积配筋率不应小于 0.3%
3	连梁开洞	剪力墙开小洞口和连梁开洞应符合下列规定： （1）剪力墙开有边长小于 800mm 的小洞口，且在结构整体计算中不考虑其影响时，应在洞口上、下和左、右配置补强钢筋，补强钢筋的直径不应小于 12mm，截面面积应分别不小于被截断的水平分布钢筋和竖向分布钢筋的面积（图 9-35a） （2）穿过连梁的管道宜预埋套管，洞口上、下的截面有效高度不宜小于梁高的 1/3，且不宜小于 200mm；被洞口削弱的截面应进行承载力验算，洞口处应配置补强纵向钢筋和箍筋（图 9-35b），补强纵向钢筋的直径不应小于 12mm

表 9-70 跨高比不大于 1.5 的连梁纵向钢筋的最小配筋率(%)

序 号	跨 高 比	最小配筋率(采用较大值)
1	$l/h_b \leqslant 0.5$	0.20，$0.45f_t/f_y$
2	$0.5<l/h_b \leqslant 1.5$	0.25，$55f_t/f_y$

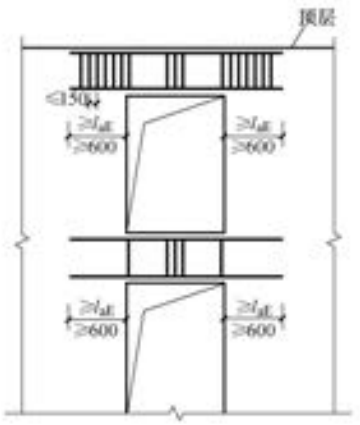


图 9-34 连梁配筋构造示意图
注：非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

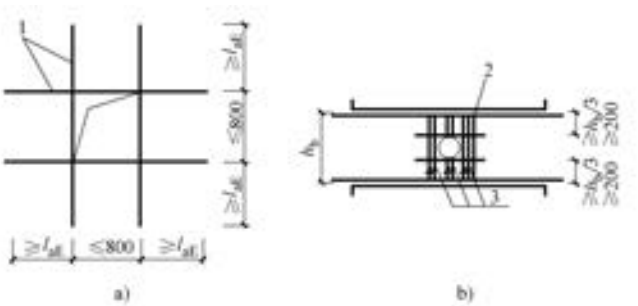


图 9-35 洞口补强配筋示意图
a）剪力墙洞口 b）连梁洞口
1—墙洞口周边补强钢筋 2—连梁洞口上、下补强纵向箍筋
3—连梁洞口补强箍筋，非抗震设计时图中 l_{aE} 取 l_a

表 9-71 连梁纵向钢筋的最大配筋率(%)

序 号	跨 高 比	最大配筋率
1	$l/h_b \leqslant 1.0$	0.6
2	$1.0<l/h_b \leqslant 2.0$	1.2
3	$2.0<l/h_b \leqslant 2.5$	1.5

9.4 高层建筑混凝土框架-剪力墙结构

9.4.1 框架-剪力墙结构设计的规定及受力特点

框架-剪力墙结构设计的规定及受力特点见表 9-72。

表 9-72 框架-剪力墙结构设计的规定及受力特点

序号	项 目	内 容
1	设计规定	（1）框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求除应符合本节的规定外，尚应符合本书其他各章的有关规定 （2）应符合本书表 7-6 的有关规定

（续表 9-72）

序号	项　　目	内　　容
2	受力特点	（1）框架-剪力墙结构，简称框剪结构。它是框架结构和剪力墙结构组成的结构体系，既能为建筑使用提供较大的平面空间，又具有较大的抗侧力刚度。框剪结构中的剪力墙可以单独设置，也可利用电梯井、楼梯间、管道井等墙体。框剪结构可应用于多种使用功能的高层房屋，如办公楼、饭店、公寓、住宅、教学楼、试验楼、病房楼等 （2）框架-剪力墙结构是由两种变形性质不同的抗侧力单元通过楼板协调变形而共同抵抗竖向荷载及水平荷载的结构，如图 9-36 所示 1）在竖向荷载作用下，按各自的承荷面积计算出每榀框架和每榀剪力墙的竖向荷载，分别计算内力 2）在水平荷载作用下，因为框架与剪力墙的变形性质不同，不能直接把总水平剪力按抗侧刚度的比例分配到每榀结构上，首先来讨论纯框架结构或剪力墙结构各自的受力和变形特性，在这基础上再来讨论这两种结构组合起来后的受力和变形特性 ① 框架结构的构件稀疏且截面尺寸小，因而侧向刚度不大，在水平荷载作用下，一般呈剪切型变形（图 9-36b），建筑物高度中段的层间位移较大，刚度或强度方面均不能适应高度较大的高层建筑。但由于竖向构件少而截面小，对房屋的平面布置有利，若设计处理得当，框架结构具有较好的延性，有利于抗震 ② 剪力墙结构由于墙的截面高度大，单片墙的刚度大，抗弯能力强，在水平荷载作用下，一般呈弯曲型变形（图 9-36a），顶部附近楼层的层间位移较大，因其刚度和强度均较大，故可用于较高的高层建筑，缺点是墙（特别是墙较多时）将空间分隔，平面布置不灵活，墙的抗剪强度弱于抗弯强度，易出现由于剪切造成的脆性破坏 ③ 框架-剪力墙结构同时具有框架和剪力墙，在结构布置合理的情况下，可以同时发挥两者的优点和互相制约彼此的缺点：使结构具有较大的整体抗侧刚度、侧向变形介于剪切变形和弯曲变形之间（图 9-36c），层间相对位移变化较缓和、平面布置较易获得较大空间、两种结构形成抗震的两道防线等，因而成为高层建筑较常用的一种结构形式。可以采用协同工作方法得到侧移和各自的水平层剪力及内力（图 9-36d）

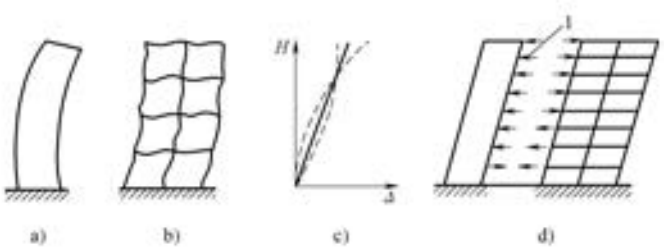


图 9-36　框架-剪力墙结构协同工作

a）剪力墙变形　b）框架变形　c）变形协调　d）内力协调

H—高度　Δ—水平位移　1—相互作用力

9.4.2　框架-剪力墙结构的形式及设计方法

框架-剪力墙结构的形式及设计方法见表 9-73。

表 9-73 框架-剪力墙结构的形式及设计方法

序号	项 目	内 容
1	框架-剪力墙结构的形式	（1）框架-剪力墙结构可采用下列形式： 1）框架与剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置 2）在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙（带边框剪力墙） 3）在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙 4）上述两种或三种形式的混合 （2）组成框架-剪力墙结构的框架和剪力墙两种结构，其形式是多样而且是可变的，主要根据建筑平面布局和结构受力需要去灵活处理 要指出的是，无论哪种形式，它都是以其整体来承担荷载和作用，各部分承担的力应通过整体分析方法（包括简化方法）确定，反过来说，应通过各部分含量的搭配和布置的调整来取得更合理的设计
2	框架-剪力墙结构的设计方法	（1）抗震设计的框架-剪力墙结构，应根据在规定的水平力作用下结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值，确定相应的设计方法，并应符合下列规定： 1）当框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的 10%时，按剪力墙结构进行设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计 2）当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10%但不大于 50%时，按框架-剪力墙结构进行设计 3）当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%但不大于 80%时，按框架-剪力墙结构进行设计，其最大适用高度可比框架结构适当增加，框架部分的抗震等级和轴压比限值宜按框架结构的规定采用 4）当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 80%时，按框架-剪力墙结构进行设计，但其最大适用高度宜按框架结构采用，框架部分的抗震等级和轴压比限值应按框架结构的规定采用。当结构的层间位移角不满足框架-剪力墙结构的规定时，可按本书表 9-38 的有关规定进行结构抗震性能分析和论证 （2）在上述（1）条中，框架-剪力墙结构在规定的水平力作用下，结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值不尽相同，结构性能有较大的差别。在结构设计时，应据此比值确定该结构相应的适用高度和构造措施，计算模型及分析均按框架-剪力墙结构进行实际输入和计算分析 1）当框架部分承担的倾覆力矩不大于结构总倾覆力矩的 10%时，意味着结构中框架承担的地震作用较小，绝大部分均由剪力墙承担，工作性能接近于纯剪力墙结构，此时结构中的剪力墙抗震等级可按剪力墙结构的规定执行；其最大适用高度仍按框架-剪力墙结构的要求执行；其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计，也就是说需要按表 9-74 序号 1 规定的剪力调整，其侧向位移控制指标按剪力墙结构采用 2）当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10%但不大于 50%时，属于典型的框架-剪力墙结构，按本章有关规定进行设计 3）当框架部分承受的倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 50%但不大于 80%时，意味着结构中剪力墙的数量偏少，框架承担较大的地震作用，此时框架部分的抗震等级和轴压比宜按框架结构的规定执行，剪力墙部分的抗震等级和轴压比按框架-剪力墙结构的规定采用；其最大适用高度不宜再按框架-剪力墙结构的要求执行，但可比框架结构的要求适当提高，提高的幅度可视剪力墙承担的地震倾覆力矩来确定

（续表 9-73）

序号	项　　目	内　　容
2	框架-剪力墙结构的设计方法	4）当框架部分承受的倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的80%时，意味着结构中剪力墙的数量极少，此时框架部分的抗震等级和轴压比应按框架结构的规定执行，剪力墙部分的抗震等级和轴压比按框架-剪力墙结构的规定采用；其最大适用高度宜按框架结构采用。对于这种少墙框剪结构，由于其抗震性能较差，不主张采用，以避免剪力墙受力过大、过早破坏。当不可避免时，宜采取将此种剪力墙减薄、开竖缝、开结构洞、配置少量单排钢筋等措施，减小剪力墙的作用 在上述第3）、4）款规定的情况下，为避免剪力墙过早开裂或破坏，其位移相关控制指标按框架-剪力墙结构的规定采用。对第4）款，如果最大层间位移角不能满足框架-剪力墙结构的限值要求，可按本书表9-38的有关规定，进行结构抗震性能分析论证

9.4.3 框架部分总剪力的调整及框架-剪力墙结构的结构布置

框架部分总剪力的调整及框架-剪力墙结构的结构布置见表9-74。

表9-74 框架部分总剪力的调整及框架-剪力墙结构的结构布置

序号	项　　目	内　　容
1	框架部分总剪力的调整	（1）抗震设计时，框架-剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定； 1）满足公式（9-61）要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足公式（9-61）要求的楼层，其框架总剪力应按$0.2V_0$和$1.5V_{f,max}$二者的较小值采用 $$V_f \geqslant 0.2V_0 \tag{9-61}$$ 式中 V_0——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力 V_f——对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力 $V_{f,max}$——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值 2）各层框架所承担的地震总剪力按本条第1）款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不予调整 3）按振型分解反应谱法计算地震作用时，本条第1）款所规定的调整可在振型组合之后、并满足关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行 （2）在上述（1）条中，框架-剪力墙结构在水平地震作用下，框架部分计算所得的剪力一般都较小。按多道防线的概念设计要求，墙体是第一道防线，在设防地震、罕遇地震下先于框架破坏，由于塑性内力重分布，框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震下加大，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。随着建筑形式的多样化，框架柱的数量沿竖向有时会有较大的变化，框架柱的数量沿竖向有规律分段变化时可分段调整的规定，对框架柱数量沿竖向变化更复杂的情况，设计时应专门研究框架柱剪力的调整方法 对有加强层的结构，框架承担的最大剪力不包含加强层及相邻上下层的剪力

（续表 9-74）

序号	项　　目	内　　容
2	框架-剪力墙结构的结构布置	（1）框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系；抗震设计时，结构两主轴方向均应布置剪力墙 （2）框架-剪力墙结构中，主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接；梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合；框架梁、柱中心线之间有偏离时，应符合本书表 9-73 的有关规定 （3）框架-剪力墙结构中剪力墙的布置宜符合下列规定： 1）剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位，剪力墙间距不宜过大 2）平面形状凹凸较大时，宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙 3）纵、横剪力墙宜组成 L 形、T 形和[形等形式 4）单片剪力墙底部承担的水平剪力不应超过结构底部总水平剪力的 30% 5）剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐 6）楼、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置 7）抗震设计时，剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度接近 （4）长矩形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙的布置尚宜符合下列规定： 1）横向剪力墙沿长方向的间距宜满足本书表 7-7 的要求，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小 2）纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端 （5）板柱-剪力墙结构的布置应符合下列规定： 1）应同时布置筒体或两主轴方向的剪力墙以形成双向抗侧力体系，并应避免结构刚度偏心，其中剪力墙或筒体应分别符合本书 9.3 节和 9.5 节的有关规定，且宜在对应剪力墙或筒体的各楼层处设置暗梁 2）抗震设计时，房屋的周边应设置边梁形成周边框架，房屋的顶层及地下室顶板宜采用梁板结构 3）有楼、电梯间等较大开洞时，洞口周围宜设置框架梁或边梁 4）无梁板可根据承载力和变形要求采用无柱帽（柱托）板或有柱帽（柱托）板形式。柱托板的长度和厚度应按计算确定，且每方向长度不宜小于板跨度的 1/6，其厚度不宜小于板厚度的 1/4。7 度时宜采用有柱托板，8 度时应采用有柱托板，此时托板每方向长度尚不宜小于同方向柱截面宽度和 4 倍板厚之和，托板总厚度尚不应小于柱纵向钢筋直径的 16 倍。当无柱托板且无梁板受冲切承载力不足时，可采用型钢剪力架（键），此时板的厚度并不应小于 200mm 5）双向无梁板厚度与长跨之比，不宜小于表 9-75 规定
3	其他	抗风设计时，板柱-剪力墙结构中各层筒体或剪力墙应能承担不小于 80% 相应方向该层承担的风荷载作用下的剪力；抗震设计时，应能承担各层全部相应方向该层承担的地震剪力，而各层板柱部分尚应能承担不小于 20% 相应方向该层承担的地震剪力，且应符合有关抗震构造要求

表 9-75　双向无梁板厚度与长跨的最小比值

序号	非预应力楼板		预应力楼板	
1	无柱托板	有柱托板	无柱托板	有柱托板
2	1/30	1/35	1/40	1/45

9.4.4 框架-剪力墙结构截面设计

框架-剪力墙结构截面设计见表9-76。

表9-76 框架-剪力墙结构截面设计

序号	项 目	内 容
1	配筋率	框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构中，剪力墙的竖向、水平分布钢筋的配筋率，抗震设计时均不应小于0.25%，非抗震设计时均不应小于0.20%，并应至少双排布置。各排分布筋之间应设置拉筋，拉筋的直径不应小于6mm、间距不应大于600mm
2	板柱-剪力墙结构设计规定	板柱-剪力墙结构设计应符合下列规定； （1）结构分析中规则的板柱结构可用等代框架法，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代框架方向两侧柱距各1/4；宜采用连续体有限元空间模型进行更准确的计算分析 （2）楼板在柱周边临界截面的冲切应力，不宜超过$0.7f_t$，超过时应配置抗冲切钢筋或抗剪栓钉，当地震作用导致柱上板带支座弯矩反号时还应对反向做复核。板柱节点冲切承载力可按本书的相关规定进行验算，并应考虑节点不平衡弯矩作用下产生的剪力影响 典型布置的抗剪栓钉设置如图9-37所示；图9-38、图9-39分别给出了矩形柱和圆柱抗剪栓钉的不同排列示意图 当地震作用能导致柱上板带的支座弯矩反号时，应验算如图9-40所示虚线界面的冲切承载力 （3）沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋，且钢筋的总截面面积应符合下式要求： $$A_s \geqslant N_G / f_y \quad (9\text{-}62)$$ 式中 A_s——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积 N_G——该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值，8度时尚宜计入竖向地震影响 f_y——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值
3	其他	（1）高层建筑混凝土框架-剪力墙结构中的剪力墙宜采用现浇式 （2）有抗震设防的高层框剪结构截面设计，应首先注意使结构具备良好的延性，使延性系数(一般用其结构最大允许变形与屈服变形的比值)达到4~6的要求。延性的要求是通过控制构件的轴压比、剪压比、强剪弱弯、强柱弱梁、强底层柱下端、强底部剪力墙、强节点等验算和一系列构造措施实现的

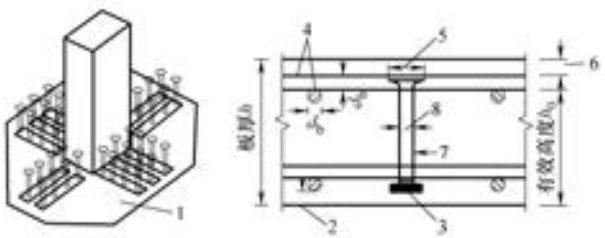


图9-37 典型抗剪栓钉布置示意图

1—临界截面 2—底部保护层 3—底部扁钢条 4—受弯钢筋
5—顶部面积≥10倍钉身面积 6—板面保护层 7—铆钉 8—钉身直径

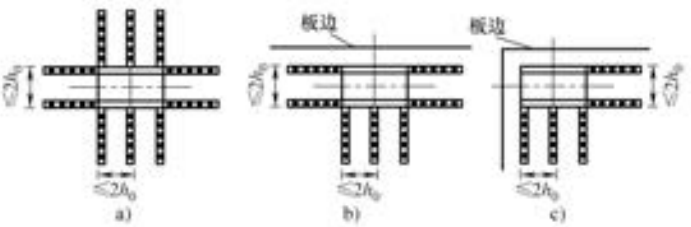


图 9-38 矩形柱抗剪栓钉排列示意图

a）内柱 b）边柱 c）角柱

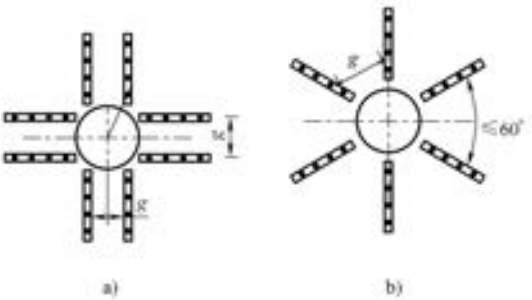


图 9-39 圆柱周边抗剪栓钉排列示意图

a）$g \leqslant 2h_0$，但不小于 0.6 倍柱直径 b）$g \leqslant 2h_0$

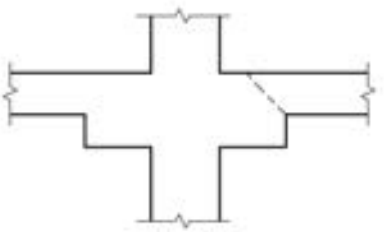


图 9-40 冲切截面验算示意图

9.4.5 框架-剪力墙结构构造

框架-剪力墙结构构造见表 9-77。

表 9-77 框架-剪力墙结构构造

序号	项 目	内 容
1	带边框剪力墙	带边框剪力墙的构造应符合下列规定： （1）带边框剪力墙的截面厚度除应符合本书表 9-65 序号 1 的墙体稳定计算要求外，还应符合下列规定： 1）抗震设计时，一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于 200mm 2）除上述 1）项以外的其他情况下不应小于 160mm （2）剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_a（非抗震设计）或 l_{aE}（抗震设计） （3）与剪力墙重合的框架梁可保留，也可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的 2 倍或与该榀框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求 （4）剪力墙截面宜按工形设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内 （5）边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合本章 9.2 节中有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密

（续表 9-77）

序号	项　　目	内　　容
2	板柱-剪力墙结构中，板的构造设计规定	板柱-剪力墙结构中，板的构造设计应符合下列规定： （1）抗震设计中，应在柱上板带中设置构造暗梁，暗梁宽度取柱宽及两侧各 1.5 倍板厚之和，暗梁支座上部钢筋截面面积不宜小于柱上板带钢筋截面面积的 50%，并应全跨拉通，暗梁下部钢筋应不小于上部钢筋的 1/2。暗梁箍筋的布置，当计算不需要时，直径不应小于 8mm，间距不宜大于 $3h_0/4$，肢距不宜大于 $2h_0$；当计算需要时应按计算确定，且直径不应小于 10mm，间距不宜大于 $h_0/2$，肢距不宜大于 $1.5h_0$ （2）设置柱托板时，非抗震设计时托板底部宜布置构造钢筋；抗震设计时托板底部钢筋应按计算确定，并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时，可考虑托板厚度的有利影响 （3）无梁楼板开局部洞口时，应验算承载力及刚度要求。当未做专门分析时，在板的不同部位开单个洞的大小应符合图 9-41 的要求。若在同一部位开多个洞时，则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋

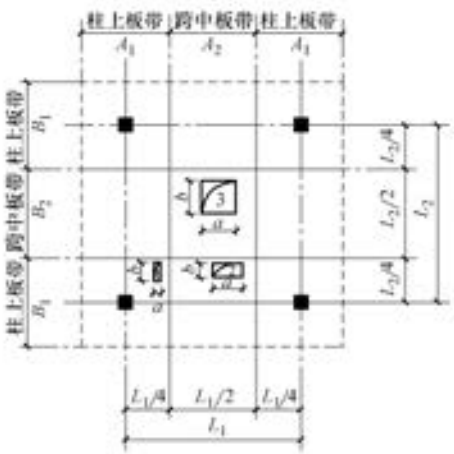


图 9-41　无梁楼板开洞要求

注：洞 1：$a \leqslant a_c/4$ 且 $a \leqslant t/2$，$6 \leqslant b_c/4$ 且 $b \leqslant t/2$，其中，a 为洞口短边尺寸，b 为洞口长边尺寸，a_c 为相应于洞 a 短边方向的柱宽，b_c 为相应于洞口长边方向的柱宽，t 为板厚；洞 2：$a \leqslant A_2/4$ 且 $b \leqslant B_1/4$；洞 3：$a \leqslant A_2/4$ 且 $b \leqslant B_2/4$

9.4.6　计算例题

【例题 9-1】　某框架-剪力墙结构高 40m，框架承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%，丙类建筑，设防烈度 7 度。设计基本地震加速度 0.15g，建筑场地为Ⅳ类。试确定采用构造措施时所用的抗震等级。

【解】

（1）根据表 9-4 的规定，本结构属 A 级高度。

（2）根据本书表 9-12 序号 1 之(1)条的有关规定，应按设防烈度 7 度考虑。

根据本书表 9-12 序号 1 之(2)条，因场地为Ⅳ类，应按设防烈度 8 度考虑，最终按 8 度考虑。

（3）根据表 9-73 序号 2 之(1)条，框架部分的抗震等级应按框架结构考虑。

（4）查表 9-13 得：

剪力墙的抗震等级为一级。

框架的抗震等级为一级。

（5）在进行内力调整等其他抗震措施时不能用本题所确定的抗震等级。

【例题 9-2】 位于设防烈度 8 度，Ⅲ类场地，高 58m，丙类的钢筋混凝土框架-剪力墙结构房屋。在重力荷载代表值、水平风荷载及水平地震作用下第四层边柱的轴向力标准值分别为 N_G = 4300kN，N_W = 1200kN 及 N_{Eh} = 500kN；柱截面为 600mm×800mm，混凝土 C40，f_c = 19.1N/mm²。第四层层高 3.60m，横梁高 600mm。经计算知剪力墙部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%。试求：(1)框架部分的抗震等级计算；(2)柱轴压比的验算。

【解】

（1）现经计算得知：该结构的剪力墙部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%，这说明框架部分仅是承担抵抗侧向荷载的次要结构，位于设防烈度 8 度、Ⅲ类场地，58m 高的丙类钢筋混凝土框架-剪力墙结构房屋的框架柱，按本书表 9-13A 级高度的高层建筑结构抗震等级的划分标准，该结构的框架柱应属抗震等级二级。

（2）今第四层的层高 3.60m，横梁高 600mm，柱的净高 H_n = 3.60m−0.60m = 3.00m 时，柱的剪跨比 $\lambda = \dfrac{M}{Vh_0}$。当柱的反弯点在层高范围内时，可取 $\lambda = \dfrac{1}{2h_0}H_n$，这样，该框架柱的剪跨比 λ 将为

$$\lambda = \frac{3.00}{2\times(0.80-0.05)} = 2.0$$

这说明该柱的剪跨比 λ 不大于 2.0，该柱已被纳入短柱范畴，柱轴压比限值应减少 0.05；框架柱为二级抗震等级时，由表 8-45，考虑短柱的因素，它的柱轴压比限值为(0.85−0.05) = 0.80。

再求该柱的轴压比 μ_N：

考虑到只有房高大于 60m 时才开始计及风荷载效应参与有地震作用时的效应组合，为此，这时该柱在第四层处的轴压比应为(表 9-20)

$$\mu_N = \frac{N}{f_c A} = \frac{(4300\times1.2+500\times1.3)\times10^3}{19.1\times(600\times800)} = 0.634 < 0.80$$

满足二级要求。

【例题 9-3】 某高层现浇框架-剪力墙结构，抗震设防烈度为 8 度，高度 61m，丙类建筑，Ⅰ类场地，设计地震分组为一组；在重力荷载(包括恒载及活荷载)代表值、风荷载标准值及水平地震作用标准值作用下，第三层框架边柱的轴压力标准值分别为：重力效应 N_G = 7920kN，风荷载效应 N_W = 120kN，水平地震作用效应 N_{Eh} = 390kN，柱截面为 800mm×800mm，混凝土强度等级为 C40，f_c = 19.1N/mm²。试求验算柱轴压比。

【解】 按本书表 9-19 序号 1 考虑荷载效应与地震作用效应的基本组合，按本书公式(9-8)得边柱轴压力为

$$N = \gamma_G N_G + \gamma_{Eh} N_{Eh} + \Psi_W \gamma_W N_W = 1.2\times7920+1.3\times390+1.4\times0.2\times120 = 10044.6(\text{kN})$$

按本书表 9-12 序号 1，根据建筑类别为丙类、抗震设防烈度为 8 度、Ⅰ类场地，抗震等级应考虑的设防烈度为 7 度；然后，根据已知框架-剪力墙结构高度为 61m 及决定抗震等级应考虑的设防烈度为 7 度，从本书表 9-13 查出框架-剪力墙结构的框架抗震等级为二级；最后按本书表 9-51 序号 2 验算柱的轴压比为

$$\mu_N = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{10044.6\times10^3}{800\times800\times19.1} = 0.822 < 0.85$$

满足二级要求。

【例题 9-4】 某高层现浇框架-剪力墙结构，抗震设防烈度为7度，高度55m，乙类建筑，Ⅱ类场地，设计地震分组为一组，某框架柱的竖向荷载与地震作用组合的最大轴压力设计值 $N=9780\text{kN}$。柱截面尺寸为800mm×800mm，混凝土强度等级为C40，$f_c=19.1\text{N/mm}^2$。试求验算柱轴压比。

【解】 根据建筑类别为乙类，抗震设防烈度为7度、Ⅱ类场地，按本书表9-12序号1抗震等级应考虑的设防烈度为8度；已知框架-剪力墙结构高度为55m，决定抗震等级应考虑的设防烈度为8度，从表9-13查出框架-剪力墙结构的框架抗震等级为二级；按本书表8-45验算柱的轴压比为

$$\mu_N=\frac{N}{A_c f_c}=\frac{9780\times10^3}{800\times800\times19.1}=0.822<0.85$$

满足二级要求。

【例题 9-5】 有一幢高15层框架-剪力墙结构属框架柱数量从下至上基本不变的规则建筑，抗震设防烈度为7度，Ⅱ类场地。

经计算得结构底部总水平地震作用标准值 $F_{Ek}=6700\text{kN}$，已求得某楼层框架分配的最大剪力 $V_{f,max}=900\text{kN}$。试求确定各楼层框架总剪力标准值。

【解】

应用公式(9-61)计算，得

$$0.2V_0=0.2F_{Ek}=0.2\times6700=1340(\text{kN})$$

$$V_{f,max}=900\text{kN}<0.2V_0=1340(\text{kN})$$

不满足公式(9-61)的要求。

$$1.5V_{f,max}=1.5\times900=1350(\text{kN})>0.2V_0=1340(\text{kN})$$

根据表9-74序号1的规定，则取各楼层框架总剪力为 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,max}$ 中较小值，即取 $V_f=1340\text{kN}$。

【例题 9-6】 有一规则建筑，采用框架-剪力墙结构，在地震作用下结构的底部总剪力为 $V_0=4000\text{kN}$，各层框架部分所承担总剪力中的最大值 $V_{f,max}=400\text{kN}$，该结构某层的总剪力为2600kN，其中某层框架部分所承担的总剪力为300kN。试确定该层框架部分总剪力应该采用的数值。

【解】

$0.2V_0=0.2\times4000=800\text{kN}>300\text{kN}$，未满足公式(9-61)的要求，要调整。

$$1.5V_{f,max}=1.5\times400=600(\text{kN})$$

因 $$V_{f,max}=400\text{kN}<0.2V_0=800(\text{kN})$$

根据表9-74序号1的规定，这时，各楼层的框架总剪力应按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,max}$ 二者的较小值采用，即取 $V=600\text{kN}$，故该层也应采用 $V=600\text{kN}$。

【例题 9-7】 某14层框架-剪力墙结构属框架柱数量从下至上基本不变的规则建筑，已知在水平地震作用下结构的总基底剪力 $V_0=12000\text{kN}$，框架的总剪力最大值在第五层，$V_{f,max}=1800\text{kN}$，经计算得某层一根柱在水平地震作用下的内力标准值为

上端弯矩 $M_{上}=\pm130\text{kN}\cdot\text{m}$。

下端弯矩 $M_{下}=\pm290\text{kN}\cdot\text{m}$。

剪力 $V=\pm80\text{kN}$。

轴力 $N_{max}=-410\text{kN}$。

$N_{min}=-310\text{kN}$。

试确定该柱应采用的内力值。

【解】

(1) 因 $0.2V_0=0.2\times12000=2400(\text{kN})>V_{f,max}=1800(\text{kN})$

根据表 9-74 序号 1 之(1)条第 1 款，该柱内力需要调整。

(2) 因 $1.5V_{f,max}=1.5\times1800=2700(kN)>2400(kN)=0.2V_0$。

根据表 9-74 序号 1 有关的规定，应取较小值作为框架的总剪力，即取 $V=2400kN$。

(3) 内力的调整系数 $\eta=\dfrac{2400}{1800}=1.3$。

(4) 根据表 9-74 序号 1 有关规定得调整后的内力值为

$$M_{上}=\pm130\times1.3=\pm169(kN\cdot m)$$

$$M_{下}=\pm290\times1.3=\pm377(kN\cdot m)$$

$$V=\pm80\times1.3=\pm104(kN)$$

轴力不必调整。

【例题 9-8】 某具有高层现浇整体楼面的框架-剪力墙结构，抗震设防烈度 8 度，楼面横向宽度 18m。试确定在布置横向剪力墙时，符合规定的间距。

【解】 应用本书表 7-7 规定剪力墙间距为 $3B$ 和 40m 中取较小者，$3B=3\times1.8=54m>40m$，取 40m。

9.5 高层建筑混凝土筒体结构

9.5.1 混凝土筒体结构的分类和受力特点

混凝土筒体结构的分类和受力特点见表 9-78。

表 9-78 混凝土筒体结构的分类和受力特点

序号	项 目	内 容
1	说明	(1) 筒体结构是一种竖向悬臂筒式结构体系，是空间整截面工作结构，如同一根竖立在地面上的悬臂箱形梁，具有造型美观、使用灵活、受力合理、刚度大、有良好的抗侧力性能等优点，适用于 30 层或 100m 以上的超高层建筑。筒体结构随高度的增高其空间作用越明显，一般宜用于 60m 以上的高层建筑。目前全世界最高的 100 幢高层建筑约有三分之二采用筒体结构；国内百米以上的高层建筑约有一半采用钢筋混凝土筒体结构 (2) 常用的筒体结构有：框筒结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构和束筒结构。不同的筒体结构具有不同的特点，可以满足不同的使用要求 (3) 核芯筒作为一种高层建筑的承重结构，可以同时承受竖向荷载和侧向力的作用。当单个核芯筒独立工作时，建筑物四周的柱子一般不落地，仅有核芯筒将上部荷载传至基础。因此，核芯筒结构占地面积小，可在地面留出较大的空间以满足绿化、交通、保护既有建筑物等规划要求。核芯筒结构中建筑周边的柱子仅承受若干层的楼面竖向荷载，其截面尺寸较小，便于建筑上开窗采光、视野开阔，很受用户欢迎 核芯筒结构具有较大的抗侧刚度，且受力明确，分析方便。核芯筒本身是一个典型的竖向悬臂结构，在竖向荷载和侧向力作用下，可按偏心受压构件进行筒身截面配筋设计。但在地震区，实腹的核芯筒结构的受力性能并不理想。实腹形的筒体结构易于出现脆性的破坏形态，且在地震作用下，作为悬臂结构的实腹核芯筒为静定结构，没有多余的约束，缺乏第二道防线。当核芯筒底部在水平力作用下形成塑性铰时，整个结构即成为机构而倒塌。同时，水塔状的建筑外形和质量分布及刚性的结构形式，使核芯筒结构具有较大的地震反应。因此，结构布置时应该在筒壁四周适当地布置一些结构洞，或者根据结构抗震的要求对筒壁上的门窗洞口进行适当的调整，使筒壁成为联肢剪力墙的结构形式，利用连系梁梁端的塑性铰耗散地震能量，使之出现“强肢弱梁”型的破坏形态

（续表 9-78）

序号	项　　目	内　　容
1	说明	当建筑周边柱子不落地时，楼面竖向荷载只能通过水平悬挑构件传至核芯筒。因为悬臂段跨度较大，水平悬挑构件的形式一般为钢架结构，当层数较多时还可在竖向分成若干区段，设置多个桁架，各区段范围内楼盖可以通过小框架支承于下层的悬挑桁架上，也可通过悬挂索支承于上层的悬挑桁架上 当核芯筒成组布置时，可形成较大的使用空间，常常被用于高层办公楼建筑中。这时常布置一些柱子承受竖向荷载以减少楼盖结构的跨度，这些柱子承受侧向力的能力很小，侧向力主要由核芯筒承受
2	筒体结构的分类	（1）框筒结构。由建筑外围的深梁、密排柱和楼盖构成的筒状空间结构，称为框筒。典型的框筒结构如图 9-42a 所示，当框筒单独作为承重结构时，一般在中间需布置柱子（图 9-42b），承受竖向荷载，可减少楼盖结构的跨度；框筒结构外筒柱距较密，常常不能满足建筑使用要求。为扩大底层柱距，常用巨大的拱、梁或桁架等支承上部的柱子 （2）框架-核心筒结构。框架-核心筒结构由布置在楼层中央的剪力墙核心筒和周边的框架组成，如图 9-43 所示。框架-核心筒结构的受力性能与框架-剪力墙结构相似，但框架-核心筒结构中的柱子往往数量少而截面大；框架-核心筒结构可提供较大的开阔空间，常被用于高层办公楼建筑中 （3）筒中筒结构。筒中筒结构一般含内、外两个筒，外筒是由密排柱和截面高度相对较大的裙梁组成的框筒，内筒为剪力墙和连梁组成的薄壁筒，如图 9-44 所示。一般把楼梯间、电梯间等服务性设施布置在核心筒内，内外筒之间的开阔空间可满足建筑上自由分隔、灵活布置的要求。设计一般要求内筒与外筒之间的距离以不大于 12m 为宜，内筒的边长为外筒相应边长的 1/3 左右较为适宜。常用于可供出租的商务办公中心 （4）束筒结构。由若干个单元筒集成一体，从而形成空间刚度极大的结构，每一个单元筒能够单独形成一个筒体结构，如图 9-45 所示。束筒的抗侧刚度比框筒和筒中筒结构大，能适用更高的高层建筑。束筒结构的腹板框架数量较多，使翼缘框架与腹板框架相交的角柱增加，大大减小剪力滞后，从而充分发挥筒体结构的空间作用
3	筒体结构受力性能	（1）框筒结构。框筒是由密排的柱和高跨比很大的框筒梁组成，也可以说是实腹筒上开有规律窗口的筒。但是由于洞口的存在，框筒的受力性能和实腹筒有一定差异。理想的实腹式筒体是一箱形截面空间结构，由于各层楼盖的水平支撑作用，整个结构具有很强的整体工作性能，即实腹筒的整个截面变形基本上符合平截面假定 在水平力的作用下，框筒结构的受力既相似于薄壁箱形结构，又有其自身特点，不仅平行于水平力方向的腹板参与工作，而且与水平力垂直的翼缘板也完全参与工作。对于箱形结构，腹板和翼缘的应力根据材料力学解答都呈直线分布，如图 9-46 中虚线所示；框筒中水平剪力主要由腹板框架整体承担，整个弯矩则主要由一侧受拉、另一侧受压的翼缘框架承担。框筒的腹板框架不再保持平截面变形，其腹板框架柱的轴力呈曲线分布，如图 9-46 中实线所示。靠近角柱的柱子轴力大，远离角柱的柱子轴力小。这种翼缘框架柱内轴力随着距角柱距离的增大而减小，不再保持直线分布的规律称为“剪力滞后”。这种剪力滞后是由于翼缘框架中梁的剪切变形和梁、柱的弯曲变形造成的，即翼缘框架的裙梁剪力传递能力减弱引起的。在水平力作用下，腹板框架受力，角柱产生轴力、剪力

（续表 9-78）

序号	项　　目	内　　容
3	筒体结构受力性能	和弯矩。因角柱的轴向变形，使相邻的翼缘框架裙梁端产生剪力，这个剪力使裙梁另一端翼缘框架柱子产生轴力。依次传递下去，则翼缘框架的梁柱均产生内力，包括轴力、剪力和弯矩。这就是剪力传递，显然，翼缘框架的梁柱内力随着距角柱越远而越小 剪力滞后使部分中柱分担的内力减小，承载能力得不到发挥，结构整体性减弱；且裙梁越高或剪切刚度大、墙面开孔率越小即整体性越强，剪力滞后效应越小。此外，框筒平面宽度越大，剪力滞后效应越明显。因此，为了增强框筒的整体性，减小剪力滞后，设计中应增加裙梁高度，限制柱距和开孔率，控制框筒的长宽比尽量接近于 1 侧向力作用下，腹板框架将发生剪切型的侧向位移曲线；而翼缘框架一侧受拉，一侧受压状态将形成弯曲型的变形曲线，因此，框筒结构在侧向力作用下的侧向位移曲线呈弯剪型 （2）框架-核心筒结构。这种结构的外框架柱距较大，一般柱距为 6~12m，超过了框筒结构的柱距（不宜大于 4m）；框架-核心筒结构的工作性能接近于框架-剪力墙结构，中央核心筒承受外力产生的大部分剪力和弯矩，以弯曲型变形为主；外柱作为等效框架共同工作，承担的剪力较小，以剪切变形为主，在楼盖的作用下，两者位移协调，其侧移曲线呈弯剪型 （3）筒中筒结构。筒中筒结构的外筒一般为框筒，内筒为剪力墙薄壁筒，其空间受力性能与许多因素有关，比实腹筒体和框筒要复杂得多，影响因素主要有： 1）影响一般筒体的剪力滞后效应、框筒的长宽比等 2）筒中筒结构的高宽比。一般来讲，当筒中筒结构的高宽比分别为 5、3 和 2 时，外框筒的抗倾覆力矩约占总倾覆力矩的 50%、25% 和 10%。为了充分发挥外框筒的空间作用，筒中筒结构的高宽比不宜小于 3，结构高度不宜低于 60m 3）内外筒之间的刚度比。该比值直接影响到结构整体弯矩和剪力在内筒和外筒之间的分配 筒中筒结构的剪力主要由外筒的腹板框架和内筒的腹板部分承担，剪力分配与内外筒之间的抗侧刚度比有关，在不同的高度，侧向力在内外筒之间的分配比例不同，一般地，在结构底部，内筒承担了大部分剪力，外筒承担的剪力很小 侧向力产生的弯矩由内外筒共同承担，由于外筒柱离建筑平面形心较远，故外筒柱内的轴力所形成的抗倾覆弯矩极大。外筒中，翼缘框架又占了其中的主要部分，角柱也发挥了十分重要的作用，而外筒腹板框架及内筒腹板墙肢的局部弯曲产生的弯矩极小 筒中筒结构在侧向力作用下的侧向位移曲线呈弯剪型 （4）束筒结构。束筒结构相当于增加了腹板框架数量的框筒结构。这种结构对减小剪力滞后效应、增加整体性非常有效，故束筒结构的抗侧刚度比框筒和筒中筒结构大

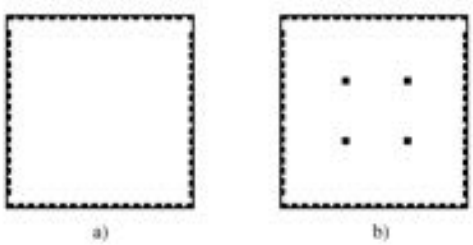


图 9-42　框筒结构图

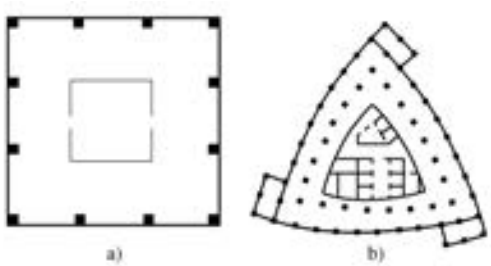


图 9-43 框架-核心筒结构
a）框架-核心筒结构典型形式
b）上海虹桥宾馆平面图(35层,高103.7m)

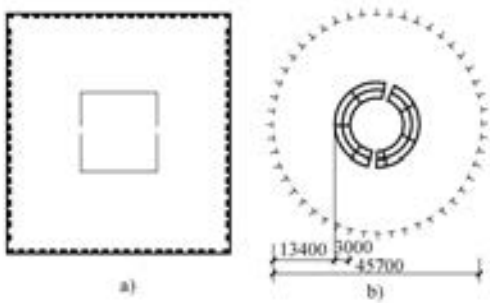


图 9-44 筒中筒结构
a）筒中筒结构典型形式
b）中国香港合和中心(64层,高215m)

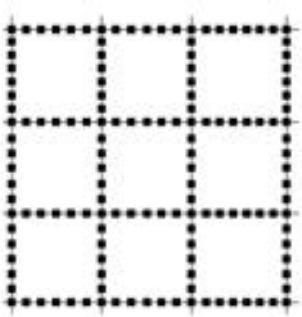


图 9-45 束筒结构

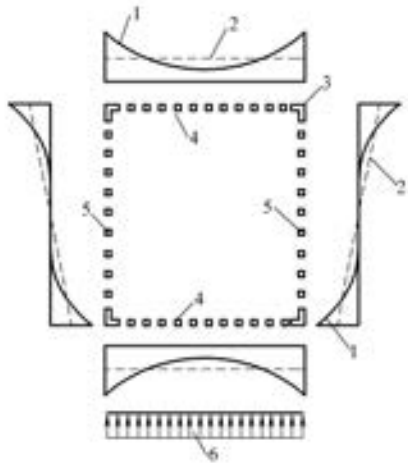


图 9-46 框筒结构受力特点
1—实际应力分布 2—材料力学解答
3—角柱 4—翼缘框架
5—腹板框架 6—荷载作用方向

9.5.2 筒体结构设计一般规定

筒体结构设计一般规定见表 9-79。

表 9-79 筒体结构设计一般规定

序号	项 目	内 容
1	适用条件	（1）本节适用于钢筋混凝土框架-核心筒结构和筒中筒结构，其他类型的筒体结构可参照使用。筒体结构各种构件的截面设计和构造措施除应遵守本节规定外，尚应符合本书 9.2 节、9.3 节及 9.4 节的有关规定 （2）筒中筒结构的高度不宜低于 80m，高宽比不宜小于 3。对高度不超过 60m 的框架-核心筒结构，可按框架-剪力墙结构设计 （3）当相邻层的柱不贯通时，应设置转换梁等构件。转换构件的结构设计应符合本书 9.6 节的有关规定
2	构造规定	（1）筒体结构的楼盖外角宜设置双层双向钢筋（图 9-47），单层单向配筋率不宜小于 0.3%，钢筋的直径不应小于 8mm、间距不应大于 150mm，配筋范围不宜小于外框架（或外筒）至内筒外墙中距的 1/3 和 3m （2）核心筒或内筒的外墙与外框柱间的中距，非抗震设计大于 15m、抗震设计大于 12m 时，宜采取增设内柱等措施 （3）楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上 （4）抗震设计时，框筒柱和框架柱的轴压比限值可按框架-剪力墙结构的规定采用
3	设计规定	（1）核心筒或内筒中剪力墙截面形状宜简单；截面形状复杂的墙体可按应力进行截面设计校核 （2）筒体结构核心筒或内筒设计应符合下列规定： 1）墙肢宜均匀、对称布置 2）筒体角部附近不宜开洞，当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于 500mm 和开洞墙截面厚度的较大值 3）筒体墙应按本书表 9-65 序号 1 验算墙体稳定，且外墙厚度不应小于 200mm，内墙厚度不应小于 160mm，必要时可设置扶壁柱或扶壁墙 4）筒体墙的水平、竖向配筋不应少于两排，其最小配筋率应符合本书表 9-66 序号 1 之（1）条的规定 5）抗震设计时，核心筒、内筒的连梁宜配置对角斜向钢筋或交叉暗撑 6）筒体墙的加强部位高度、轴压比限值、边缘构件设置以及截面设计，应符合本书 9.3 节中的有关规定 （3）核心筒或内筒的外墙不宜在水平方向连续开洞，洞间墙肢的截面高度不宜小于 1.2m；当洞间墙肢的截面高度与厚度之比小于 4 时，宜按框架柱进行截面设计 （4）抗震设计时，筒体结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值应符合下列规定： 1）框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 2）当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的 15%；此时，各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总地震剪力标准值，墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用，已为特一级的可不再提高 3）当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 20%，但其最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，应按结构底部总地震剪力标准值的 20% 和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的 1.5 倍二者的较小值进行调整

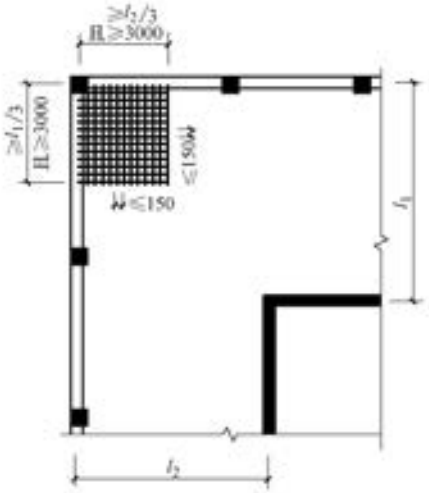


图 9-47 板角配筋示意图

9.5.3 混凝土框架-核心筒结构构造

混凝土框架-核心筒结构构造见表 9-80。

表 9-80 混凝土框架-核心筒结构构造

序号	项 目	内 容
1	核心筒	（1）核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的 1/12，当筒体结构设置角筒、剪力墙或增强结构整体刚度的构件时，核心筒的宽度可适当减小 （2）框架-核心筒结构的周边柱间必须设置框架梁
2	框架-双筒结构	（1）当内筒偏置、长宽比大于 2 时，宜采用框架-双筒结构 （2）当框架-双筒结构的双筒间楼板开洞时，其有效楼板宽度不宜小于楼板典型宽度的 50%，洞口附近楼板应加厚，并应采用双层双向配筋，每层单向配筋率不应小于 0.25%；双筒间楼板宜按弹性板进行细化分析

9.5.4 混凝土框架-核心筒结构设计

混凝土框架-核心筒结构设计见表 9-81。

表 9-81 混凝土框架-核心筒结构设计

序号	项 目	内 容
1	核心筒墙体	抗震设计时，核心筒墙体设计尚应符合下列规定： （1）底部加强部位主要墙体的水平和竖向分布钢筋的配筋率均不宜小于 0.30% （2）底部加强部位约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，约束边缘构件范围内应主要采用箍筋 （3）底部加强部位以上宜按本书表 9-59 序号 2 之(1)条的规定设置约束边缘构件

（续表 9-81）

序号	项　　目	内　　容
2	核心筒连梁	（1）核心筒连梁的受剪截面应符合表 9-83 序号 2 的要求，其构造设计应符合表 9-82 序号 3 及表 9-83 序号 3 的有关规定 （2）对内筒偏置的框架-筒体结构，应控制结构在考虑仍然偏心影响的规定地震力作用下，最大楼层水平位移和层间位移不应大于该楼层平均值的 1.4 倍，结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比不应大于 0.85，且 T_1 的扭转成分不宜大于 30%

9.5.5 混凝土筒中筒结构构造

混凝土筒中筒结构构造见表 9-82。

表 9-82 混凝土筒中筒结构构造

序号	项　　目	内　　容
1	说明	应符合表 9-79 的有关规定
2	截面要求	（1）筒中筒结构的平面外形宜选用圆形、正多边形、椭圆形或矩形等，内筒宜居中 （2）矩形平面的长宽比不宜大于 2 （3）内筒的宽度可为高度的 1/12~1/15，如有另外的角筒或剪力墙时，内筒平面尺寸可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高，竖向刚度宜均匀变化 （4）三角形平面宜切角，外筒的切角长度不宜小于相应边长的 1/8，其角部可设置刚度较大的角柱或角筒；内筒的切角长度不宜小于相应边长的 1/10，切角处的筒壁宜适当加厚 （5）外框筒应符合下列规定： 1）柱距不宜大于 4m，框筒柱的截面长边应沿筒壁方向布置，必要时可采用 T 形截面 2）洞口面积不宜大于墙面面积的 60%，洞口高宽比宜与层高和柱距之比值相近 3）外框筒梁的截面高度可取柱净距的 1/4 4）角柱截面面积可取中柱的 1~2 倍
3	外框筒梁和内筒连梁	外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求： （1）非抗震设计时，箍筋直径不应小于 8mm；抗震设计时，箍筋直径不应小于 10mm （2）非抗震设计时，箍筋间距不应大于 150mm；抗震设计时，箍筋间距沿梁长不变，且不应大于 100mm，当梁内设置交叉暗撑时，箍筋间距不应大于 200mm （3）框筒梁上、下纵向钢筋的直径均不应小于 16mm，腰筋的直径不应小于 10mm，腰筋间距不应大于 200mm

9.5.6 混凝土筒中筒结构设计

混凝土筒中筒结构设计见表 9-83。

表 9-83 混凝土筒中筒结构设计

序号	项　　目	内　　容
1	说明	应符合表 9-79 的有关规定
2	连梁的截面尺寸	外框筒梁和内筒连梁的截面尺寸应符合下列规定： （1）持久、短暂设计状况

（续表 9-83）

序号	项　　目	内　　容
2	连梁的截面尺寸	$V_b \leqslant 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0}$ （9-63） （2）地震设计状况 1）跨高比大于 2.5 时 $V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20\beta_c f_c b_b h_{b0})$ （9-64） 2）跨高比不大于 2.5 时 $V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b_b h_{b0})$ （9-65） 式中　V_b——外框筒梁或内筒连梁剪力设计值 b_b——外框筒梁或内筒连梁截面宽度 h_{b0}——外框筒梁或内筒连梁截面的有效高度 β_c——混凝土强度影响系数，应按本书表 9-68 中有关规定采用
3	连梁的计算	跨高比不大于 2 的框筒梁和内筒连梁宜增配对角斜向钢筋。跨高比不大于 1 的框筒梁和内筒连梁宜采用交叉暗撑（图 9-48），且应符合下列规定： （1）梁的截面宽度不宜小于 400mm （2）全部剪力应由暗撑承担，每根暗撑应由不少于 4 根纵向钢筋组成，纵筋直径不应小于 14mm，其总面积 A_s 应按下列公式计算： 1）持久、短暂设计状况 $A_s \geqslant \frac{V_b}{2f_y \sin\alpha}$ （9-66） 2）地震设计状况 $A_s \geqslant \frac{\gamma_{RE} V_b}{2f_y \sin\alpha}$ （9-67） 式中　α——暗撑与水平线的夹角 （3）两个方向暗撑的纵向钢筋应采用矩形箍筋或螺旋箍筋绑成一体，箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 150mm （4）纵筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{aE}，非抗震设计时 l_{aE} 可取 l_a，抗震设计时 l_{aE} 宜取 $1.15l_a$ （5）梁内普通箍筋的配置应符合表 9-82 序号 3 的构造要求

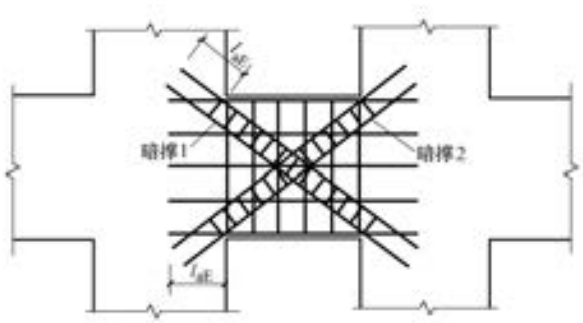


图 9-48　梁内交叉暗撑的配筋

9.6 复杂高层建筑混凝土结构设计

9.6.1 复杂高层建筑结构包括的类型及适用条件

复杂高层建筑结构包括的类型及适用条件见表 9-84。

表 9-84 复杂高层建筑结构包括的类型及适用条件

序号	项 目	内 容
1	复杂高层建筑结构包括的类型	复杂高层建筑结构包括：带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构，属于不规则结构，传力途径复杂，有的工程平面布置也不规则，在地震作用下容易形成敏感的薄弱部位 （1）带转换层的高层建筑结构。在高层建筑结构的底部，当上部楼层部分竖向构件（剪力墙、框架柱）不能直接连续贯通落地时（图 9-49a），必须设置安全可靠的结构转换层，形成带转换层高层建筑结构。转换层所在的层称为转换层，设有转换层的结构称为带转换层的结构。带转换层的结构属于竖向不规则结构，转换层是薄弱楼层 （2）带加强层的高层建筑结构。加强层结构一般在框架-核心筒结构中采用。框架-核心筒结构的外围框架都为稀柱框架，当房屋较高时，结构的侧向刚度较弱，有时不满足设计要求，此时可沿建筑物的竖向利用建筑避难层、设备层空间，在核心筒与外围框架之间设置适宜刚度的水平外伸构件，必要时可在周边框架柱之间增设水平环带构件，以构成带加强层的结构（图 9-49b）。框架-核心筒结构设置加强层后，其稀柱框架的轴力可平衡较大一部分水平力产生倾覆力矩，从而减少内筒的弯曲变形，转换为外围框架柱的轴向变形，结构在水平力作用下的位移可明显减少。带加强层的结构属于竖向不规则结构，加强层的设置引起结构刚度和内力在加强层附近发生明显突变。在地震作用下，结构容易在加强层附近形成薄弱层 （3）错层结构。房屋不同部位因功能不同而使楼层错层时，便形成了错层结构（图 9-49c）。错层结构属于竖向布置不规则结构；错层附近的竖向抗侧力结构受力复杂，难免会形成众多应力集中部位；错层结构的楼板有时会受到较大的削弱；剪力墙结构错层后会使部分剪力墙的洞口布置不规则，形成错洞剪力墙或叠合错洞剪力墙；框架结构错层则更为不利，往往形成许多短柱与长柱混合的不规则体系。抗震设计时，高层建筑宜避免错层。当因功能不同而使楼层错层时，宜采用防震缝划分为独立的结构单元 （4）连体结构。连体结构可分为两种形式。一种形式为架空的连廊，在两个建筑之间设置一个或多个连廊（图 9-49d）。震害表明，连体结构破坏严重，连接体本身塌落较多，同时使主体结构中与连接体相连的部分结构严重破坏，尤其当两个主体结构层数不等或体型、平面和刚度不同时，两建筑的地震反应差别很大，在地震中该连体结构会出现复杂的平扭耦联振动，扭转反应效应增大，连体结构破坏尤为严重。另一种形式为凯旋门式，这种形式的两个主体结构一般采用对称的平面形式，在两个主体结构的顶部若干层连接成整体楼层，连接体的宽度与主体结构的宽度相等或接近 （5）多塔楼结构。在多个高层建筑的底部有一个连成整体的大裙房，形成大底盘（图 9-49e）；当一幢高层建筑的底部设有较大面积的裙房时，为带底盘的单塔结构，这种结构是多塔楼结构的一个特殊情况。对于多个塔楼仅通过地下室连为一体，地上无裙房或有局部小裙房但不连为一体的情况，一般不属于大底盘多塔结构 带大底盘的高层建筑，结构在大底盘上一层突然收进，属于竖向不规则结构；大底盘上有两个或多个塔楼时，结构振型复杂，并产生复杂的扭转振动，使结构内力增大
2	适用条件	这里对复杂高层建筑结构的规定适用于带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构（包括多塔楼结构）

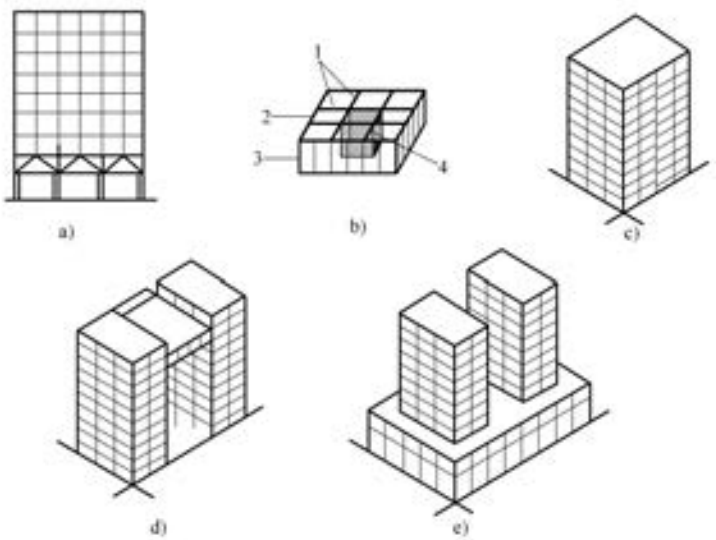


图 9-49　复杂高层建筑结构示意图

a）桁架转换层　b）加强层　c）错层　d）连体　e）多塔楼

1—刚臂　2—水平梁　3—框架柱　4—实腹筒

9.6.2　复杂高层建筑结构抗震设计规定及计算分析

复杂高层建筑结构抗震设计规定及计算分析见表 9-85。

表 9-85　复杂高层建筑结构抗震设计规定及计算分析

序号	项　　目	内　　容
1	抗震设计规定	（1）9 度抗震设计时不应采用带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构和连体结构，即 9 度抗震设防时不应采用复杂高层结构 （2）7 度和 8 度抗震设计时，剪力墙结构错层高层建筑的房屋高度分别不宜大于 80m 和 60m；框架-剪力墙结构错层高层建筑的房屋高度分别不应大于 80m 和 60m。抗震设计时，B 级高度高层建筑不宜采用连体结构；底部带转换层的 B 级高度筒中筒结构，当外筒框支层以上采用由剪力墙构成的壁式框架时，其最大适用高度应比本书表 9-5 规定的数值适当降低 （3）7 度和 8 度抗震设计的高层建筑不宜同时采用超过两种本书表 9-84 序号 2 所规定的复杂高层建筑结构
2	计算分析	复杂高层建筑结构的计算分析应符合本书表 9-3 中的有关规定。复杂高层建筑结构中的受力复杂部位，尚宜进行应力分析，必要时，对其中某些受力复杂部位尚宜采用有限元法等方法进行详细的应力分析，了解应力分布情况，并按应力进行配筋设计校核

9.6.3　复杂高层建筑带转换层的结构设计规定

复杂高层建筑带转换层的结构设计规定见表 9-86。

表 9-86　复杂高层建筑带转换层的结构设计规定

序号	项　　目	内　　容
1	转换层	（1）转换层。设置转换结构构件的楼层，包括水平结构构件及其以下的竖向结构构件

（续表 9-86）

序号	项　　目	内　　容
1	转换层	（2）在高层建筑结构的底部，当上部楼层部分竖向构件（剪力墙、框架柱）不能直接连续贯通落地时，应设置结构转换层，形成带转换层高层建筑结构。本节对带托墙转换层的剪力墙结构（部分框支剪力墙结构）及带托柱转换层的筒体结构的设计作出规定 （3）带转换层的高层建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起，宜取至转换层以上两层且不宜小于房屋高度的 1/10 （4）转换层上部结构与下部结构的侧向刚度变化应符合本表序号 2 的规定 （5）部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，8 度时不宜超过 3 层，7 度时不宜超过 5 层，6 度时可适当提高 （6）带转换层的高层建筑结构，其抗震等级应符合表 9-12 的有关规定，带托柱转换层的筒体结构，其转换柱和转换梁的抗震等级按部分框支剪力墙结构中的框支框架采纳。对部分框支剪力墙结构，当转换层的位置设置在 3 层及 3 层以上时，其框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级宜按本书表 9-13 和表 9-14 的规定提高一级采用，已为特一级时可不提高 （7）转换层上部的竖向抗侧力构件（墙、柱）宜直接落在转换层的主要转换构件上 （8）采用空腹桁架转换层时，空腹桁架宜满层设置，应有足够的刚度。空腹桁架的上、下弦杆宜考虑楼板作用，并应加强上、下弦杆与框架柱的锚固连接构造；竖腹杆应按强剪弱弯进行配筋设计，并加强箍筋配置以及与上、下弦杆的连接构造措施 （9）部分框支剪力墙结构中，抗震设计的矩形平面建筑框支转换层楼板，当平面较长或不规则以及各剪力墙内力相差较大时，可采用简化方法验算楼板平面内受弯承载力 （10）抗震设计时，带托柱转换层的筒体结构的外围转换柱与内筒、核心筒外墙的中距不宜大于 12m （11）托柱转换层结构，转换构件采用桁架时，转换桁架斜腹杆的交点、空腹桁架的竖腹杆宜与上部密柱的位置重合；转换桁架的节点应加强配筋及构造措施
2	转换层上、下结构侧向刚度规定	（1）当转换层设置在一、二层时，可近似采用转换层与其相邻上层结构的等效剪切刚度比 γ_{e1} 表示转换层上、下层结构刚度的变化，γ_{e1} 宜接近 1，非抗震设计时 γ_{e1} 不应小于 0.4，抗震设计时 γ_{e1} 不应小于 0.5。γ_{e1} 可按下列公式计算： $$\gamma_{e_1}=\frac{G_1A_1}{G_2A_2}\frac{h_2}{h_1} \tag{9-68}$$ $$A_i=A_{w,i}+\sum_i C_{i,j}A_{ci,j}(i=1,2) \tag{9-69}$$ $$C_{i,j}=2.5\left(\frac{h_{ci,j}}{h_i}\right)^2(i=1,2) \tag{9-70}$$ 式中　G_1、G_2——转换层和转换层上层的混凝土剪变模量 A_1、A_2——转换层和转换层上层的折算抗剪截面面积，可按公式（9-69）计算 $A_{w,i}$——第 i 层全部剪力墙在计算方向的有效截面面积（不包括翼缘截面面积） $A_{ci,j}$——第 i 层第 j 根柱的截面面积 h_i——第 i 层的层高 $h_{ci,j}$——第 i 层第 j 根柱沿计算方向的截面高度 $C_{i,j}$——第 i 层第 j 根柱截面面积折算系数，当计算值大于 1 时取 1

（续表 9-86）

序号	项　　目	内　　容
2	转换层上、下结构侧向刚度规定	（2）当转换层设置在第二层以上时，按本书公式(9-9)计算的转换层与其相邻上层的侧向刚度比不应小于 0.6 （3）当转换层设置在第二层以上时，尚宜采用图 9-50 所示的计算模型按公式(9-71)计算转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比 γ_{e2}。γ_{e2}宜接近 1，非抗震设计时 γ_{e2}不应小于 0.5，抗震设计时 γ_{e2}不应小于 0.8 $$\gamma_{e2}=\frac{\Delta_2 H_1}{\Delta_1 H_2} \tag{9-71}$$ 式中　γ_{e2}——转换层下部结构与上部结构的等效侧向刚度比 H_1——转换层及其下部结构(图 9-50a)的高度 Δ_1——转换层及其下部结构(图 9-50a)的顶部在单位水平力作用下的侧向位移 H_2——转换层上部若干层结构(图 9-50b)的高度，其值应等于或接近计算模型 1 的高度 H_1，且不大于 H_1 Δ_2——转换层上部若干层结构(图 9-50b)的顶部在单位水平力作用下的侧向位移
3	转换结构构件	（1）转换结构构件是指完成上部楼层到下部楼层的结构形式转变或上部楼层到下部楼层结构布置改变而设置的结构构件，包括转换梁、转换桁架、转换板等。部分框支剪力墙结构的转换梁也称为框支梁 （2）转换结构构件可采用转换梁、桁架、空腹桁架、箱形结构、斜撑等，非抗震设计和 6 度抗震设计时可采用厚板，7 度、8 度抗震设计时地下室的转换结构构件可采用厚板。特一、一、二级转换结构构件的水平地震作用计算内力应分别乘以增大系数 1.9、1.6、1.3；转换结构构件在符合下述 1）或 2）的规定时应考虑竖向地震作用 1）高层建筑中的大跨度、长悬臂结构，7 度(0.15g)、8 度抗震设计时应计入竖向地震作用 2）9 度抗震设计时应计算竖向地震作用

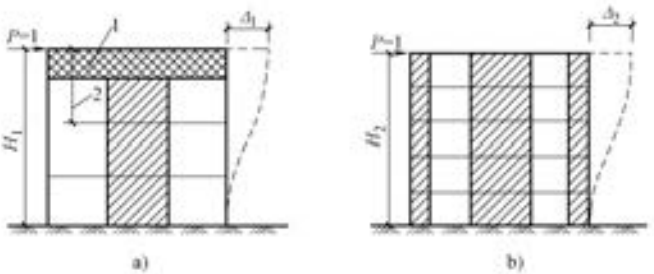


图 9-50　转换层上、下等效侧向刚度计算模型

a）计算模 1 转换层及其下部结构　b）计算模 2 转换层及其上部结构

1—转换构件　2—转换层

9.6.4 转换梁设计

转换梁设计见表 9-87。

表 9-87 转换梁设计

序号	项 目	内 容
1	转换梁设计应符合的要求	转换梁设计应符合下列要求： （1）转换梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率，非抗震设计时均不应小于 0.30%；抗震设计时，特一、一和二级分别不应小于 0.60%、0.50%和 0.40% （2）离柱边 1.5 倍梁截面高度范围内的梁箍筋应加密，加密区箍筋直径不应小于 10mm、间距不应大于 100mm。加密区箍筋的最小面积配筋率，非抗震设计时不应小于 $0.9f_t/f_{yv}$；抗震设计时，特一、一和二级分别不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$、$1.2f_t/f_{yv}$和 $1.1f_t/f_{yv}$，见表 9-88 （3）偏心受拉的转换梁（一般为框支梁）的支座上部纵向钢筋至少应有 50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；沿梁腹板高度应配置间距不大于 200mm、直径不小于 16mm 的腰筋
2	转换梁设计应符合的规定	（1）转换梁设计尚应符合下列规定： 1）转换梁与转换柱截面中线宜重合 2）转换梁截面高度不宜小于计算跨度的 1/8。托柱转换梁截面宽度不应小于其上所托柱在梁宽方向的截面宽度。框支梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度，且不宜小于其上墙体截面厚度的 2 倍和 400mm 的较大值 3）转换梁截面组合的剪力设计值应符合下列规定： 持久、短暂设计状况 $V\leqslant 0.20\beta_c f_c b h_0$ （9-72） 地震设计状况 $V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0)$ （9-73） 4）托柱转换梁应沿腹板高度配置腰筋，其直径不宜小于 12mm、间距不宜大于 200mm 5）转换梁纵向钢筋接头宜采用机械连接，同一连接区段内接头钢筋截面面积不宜超过全部纵筋截面面积的 50%，接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位 6）转换梁不宜开洞。若必须开洞时，洞口边离开支座柱边的距离不宜小于梁截面高度；被洞口削弱的截面应进行承载力计算，因开洞形成的上、下弦杆应加强纵向钢筋和抗剪箍筋的配置 7）对托柱转换梁的托柱部位和框支梁上部的墙体开洞部位，梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取梁上托柱边或墙边两侧各 1.5 倍转换梁高度；箍筋直径、间距及面积配筋率应符合本表序号 1 之（2）条的规定 8）框支剪力墙结构中的框支梁上、下纵向钢筋和腰筋（图 9-51）应在节点区可靠锚固，水平段应伸至柱边，且非抗震设计时不应小于 $0.4l_{ab}$，抗震设计时不应小于 $0.4l_{abE}$，梁上部第一排纵向钢筋应向柱内弯折锚固，且应延伸过梁底不小于 l_a（非抗震设计）或 l_{aE}（抗震设计）；当梁上部配置多排纵向钢筋时，其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小，但水平段长度和弯下段长度之和不应小于钢筋锚固长度 l_a（非抗震设计）或 l_{aE}（抗震设计） 9）托柱转换梁在转换层宜在托柱位置设置正交方向的框架梁或楼面梁 （2）对上述（1）条的理解与应用

（续表 9-87）

序号	项　　目	内　　容
2	转换梁设计应符合的规定	转换梁受力较复杂，为保证转换梁安全可靠，分别对框支梁和托柱转换梁的截面尺寸及配筋构造等，提出了具体要求 转换梁承受较大的剪力，开洞会对转换梁的受力造成很大影响，尤其是转换梁端部剪力最大的部位开洞的影响更加不利，因此对转换梁上开洞进行了限制，并规定梁上洞口避开转换梁端部，开洞部位要加强配筋构造 研究表明，托柱转换梁在托柱部位承受较大的剪力和弯矩，其箍筋应加密配置（图 9-52a）。框支梁多数情况下为偏心受拉构件，并承受较大的剪力；框支梁上墙体开有边门洞时，往往形成小墙肢，此小墙肢的应力集中尤为突出，而边门洞部位框支梁应力急剧加大。在水平荷载作用下，上部有边门洞框支梁的弯矩约为上部无边门洞框支梁弯矩的 3 倍，剪力也约为 3 倍，因此除小墙肢应加强外，边门洞墙边部位对应的框支梁的抗剪能力也应加强，箍筋应加密配置（图 9-52b）。当洞口靠近梁端且剪压比不满足规定时，也可采用梁端加腋提高其抗剪承载力，并加密配箍 需要注意的是，对托柱转换梁，在转换层尚宜设置承担正交方向柱底弯矩的楼面梁或框架梁，避免转换梁承受过大的扭矩作用 对托柱转换梁的腰筋配置要求，图 9-51 中钢筋锚固做了规定

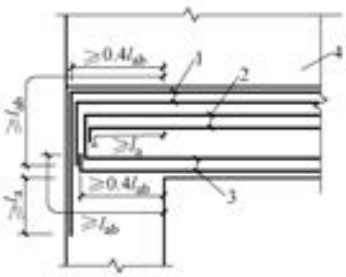


图 9-51　框支梁主筋和腰筋的锚固
1—梁上部纵向钢筋　2—梁腰筋
3—梁下部纵向钢筋　4—上部剪力墙
抗震设计时图中 l_a、l_{ab} 分别取为 l_{aE}、l_{abE}

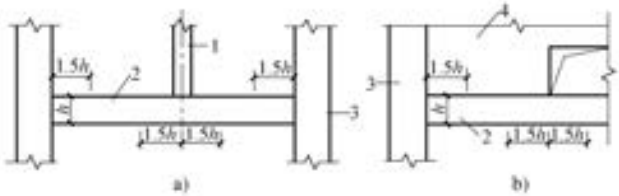


图 9-52　托柱转换梁、框支梁箍筋加密区示意图
1—梁上托柱　2—转换梁　3—转换柱　4—框支剪力墙

表 9-88　转换加密区箍筋的最小面积配筋率（%）

序号	混凝土强度等级	f_{yv} = 300N/mm²				f_{yv} = 360N/mm²			
		非抗震	特一级	一级	二级	非抗震	特一级	一级	二级
1	C30	0.429	0.620	0.572	0.524	0.358	0.516	0.477	0.437
2	C35	0.471	0.680	0.628	0.576	0.392	0.567	0.523	0.480
3	C40	0.513	0.741	0.684	0.627	0.428	0.618	0.570	0.522
4	C45	0.540	0.780	0.720	0.660	0.450	0.650	0.600	0.550
5	C50	0.567	0.819	0.756	0.693	0.472	0.682	0.630	0.578
6	C55	0.588	0.849	0.784	0.719	0.490	0.708	0.653	0.599
7	C60	0.612	0.884	0.816	0.748	0.510	0.737	0.680	0.623

（续表 9-88）

序号	混凝土强度等级	$f_{yv}=300N/mm^2$				$f_{yv}=360N/mm^2$			
		非抗震	特一级	一级	二级	非抗震	特一级	一级	二级
8	C65	0.627	0.906	0.836	0.766	0.522	0.755	0.697	0.639
9	C70	0.642	0.927	0.856	0.785	0.535	0.773	0.713	0.654
10	C75	0.654	0.945	0.872	0.799	0.545	0.787	0.727	0.666
11	C80	0.666	0.962	0.888	0.814	0.555	0.802	0.740	0.678

9.6.5 转换柱设计

转换柱设计见表 9-89。

表 9-89 转换柱设计

序号	项　　目	内　　容
1	转换柱设计应符合的要求	转换柱设计应符合下列要求： （1）柱内全部纵向钢筋配筋率应符合本书表 9-51 序号 3 中框支柱的规定 （2）抗震设计时，转换柱箍筋应采用复合螺旋箍或井字复合箍，并应沿柱全高加密，箍筋直径不应小于 10mm，箍筋间距不应大于 100mm 和 6 倍纵向钢筋直径的较小值 （3）抗震设计时，转换柱的箍筋配箍特征值应比普通框架柱要求的数值增加 0.02 采用，且箍筋体积配箍率不应小于 1.5% 转换柱包括部分框支剪力墙结构中的框支柱和框架-核心筒、框架-剪力墙结构中支承托柱转换梁的柱，是带转换层结构重要构件，受力性能与普通框架大致相同，但受力大，破坏后果严重。计算分析和试验研究表明，随着地震作用的增大，落地剪力墙逐渐开裂、刚度降低，转换柱承受的地震作用逐渐增大
2	转换柱设计尚应符合的规定	转换柱设计尚应符合下列规定： （1）柱截面宽度，非抗震设计时不宜小于 400mm，抗震设计时不应小于 450mm；柱截面高度，非抗震设计时不宜小于转换梁跨度的 1/15，抗震设计时不宜小于转换梁跨度的 1/12 （2）一、二级转换柱由地震作用产生的轴力应分别乘以增大系数 1.5、1.2，但计算柱轴压比时可不考虑该增大系数 （3）与转换构件相连的一、二级转换柱的上端和底层柱下端截面的弯矩组合值应分别乘以增大系数 1.5、1.3，其他层转换柱柱端弯矩设计值应符合本书表 9-48 序号 3 之（1）条的规定 （4）一、二级柱端截面的剪力设计值应符合本书表 9-48 序号 3 之（3）条的有关规定 （5）转换角柱的弯矩设计值和剪力设计值应分别在上述（3）、（4）的基础上乘以增大系数 1.1 （6）柱截面的组合剪力设计值应符合下列规定： 持久、短暂设计状况　$V\leqslant 0.20\beta_c f_c b h_0$　（9-74） 地震设计状况　$V\leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c b h_0)$　（9-75） （7）纵向钢筋间距均不应小于 80mm，且抗震设计时不宜大于 200mm，非抗震设计时不宜大于 250mm；抗震设计时，柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于 4.0% （8）非抗震设计时，转换柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其箍筋体积配箍率不宜小于 0.8%，箍筋直径不宜小于 10mm，箍筋间距不宜大于 150mm

（续表 9-89）

序号	项　　目	内　　容
2	转换柱设计尚应符合的规定	（9）部分框支剪力墙结构中的框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入上部墙体内不少于一层，其余柱纵筋应锚入转换层梁内或板内；从柱边算起，锚入梁内、板内的钢筋长度，抗震设计时不应小于 l_{aE}，非抗震设计时不应小于 l_a
3	梁、柱节点核心区抗震验算	抗震设计时，转换梁、柱的节点核心区应进行抗震验算，节点应符合构造措施的要求。转换梁、柱的节点核心区应按本书表 9-51 序号 8 的规定设置水平箍筋

9.6.6 转换板设计

转换板设计见表 9-90。

表 9-90 转换板设计

序号	项　　目	内　　容
1	厚板设计	厚板设计应符合下列规定： （1）转换厚板的厚度可由抗弯、抗剪、抗冲切截面验算确定 （2）转换厚板可局部做成薄板，薄板与厚板交界处可加腋；转换厚板也可局部做成夹心板 （3）转换厚板宜按整体计算时所划分的主要交叉梁系的剪力和弯矩设计值进行截面设计并按有限元法分析结果进行配筋校核；受弯纵向钢筋可沿转换板上、下部双层双向配置，每一方向总配筋率不宜小于 0.6%；转换板内暗梁的抗剪箍筋面积配筋率不宜小于 0.45% （4）厚板外周边宜配置钢筋骨架网 （5）转换厚板上、下部的剪力墙、柱的纵向钢筋均应在转换厚板内可靠锚固 （6）转换厚板上、下一层的楼板应适当加强，楼板厚度不宜小于 150mm
2	箱形转换结构	箱形转换结构上、下楼板厚度均不宜小于 180mm，应根据转换柱的布置和建筑功能要求设置双向横隔板；上、下板配筋设计应同时考虑板局部弯曲和箱形转换层整体弯曲的影响，横隔板宜按深梁设计

9.6.7 部分框支剪力墙结构设计

部分框支剪力墙结构设计见表 9-91。

表 9-91 部分框支剪力墙结构设计

序号	项　　目	内　　容
1	部分框支剪力墙结构布置	部分框支剪力墙结构的布置应符合下列规定： （1）落地剪力墙和筒体底部墙体应加厚 （2）框支柱周围楼板不应错层布置 （3）落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部 （4）框支梁上一层墙体内不宜设置边门洞，也不宜在框支中柱上方设置门洞 （5）落地剪力墙的间距 l 应符合下列规定：

（续表 9-91）

序号	项　　目	内　　容
1	部分框支剪力墙结构布置	1）非抗震设计时，l 不宜大于 $3B$ 和 36m 2）抗震设计时，当底部框支层为 1~2 层时，l 不宜大于 $2B$ 和 24m；当底部框支层为 3 层及 3 层以上时，l 不宜大于 $1.5B$ 和 20m；此处，B 为落地墙之间楼盖的平均宽度 （6）框支柱与相邻落地剪力墙的距离，1~2 层框支层时不宜大于 12m，3 层及 3 层以上框支层时不宜大于 10m （7）框支框架承担的地震倾覆力矩应小于结构总地震倾覆力矩的 50% （8）当框支梁承托剪力墙并承托转换次梁及其上剪力墙时，应进行应力分析，按应力校核配筋，并加强构造措施。B 级高度部分框支剪力墙高层建筑的结构转换层，不宜采用框支主、次梁方案
2	部分框支剪力墙结构框支柱	部分框支剪力墙结构框支柱承受的水平地震剪力标准值应按下列规定采用： （1）每层框支柱的数目不多于 10 根时，当底部框支层为 1~2 层时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 2%；当底部框支层为 3 层及 3 层以上时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 3% （2）每层框支柱的数目多于 10 根时，当底部框支层为 1~2 层时，每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 20%；当框支层为 3 层及 3 层以上时，每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 30% 框支柱剪力调整后，应相应调整框支柱的弯矩及柱端框架梁的剪力和弯矩，但框支梁的剪力、弯矩、框支柱的轴力可不调整
3	部分框支剪力墙结构框支梁上部墙体的构造	部分框支剪力墙结构框支梁上部墙体的构造应符合下列规定： （1）当梁上部的墙体开有边门洞时（图 9-53），洞边墙体宜设置翼墙、端柱或加厚，并应按本书表 9-59 序号 2 约束边缘构件的要求进行配筋设计；当洞口靠近梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁加腋或增大框支墙洞口连梁刚度等措施 （2）框支梁上部墙体竖向钢筋在梁内的锚固长度，抗震设计时不应小于 l_{aE}，非抗震设计时不应小于 l_a （3）框支梁上部一层墙体的配筋宜按下列规定进行校核： 1）柱上墙体的端部竖向钢筋截面面积 A_s： $$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c)/f_y \tag{9-76}$$ 2）柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋截面面积 A_{sw}： $$A_{sw} = 0.2 l_n b_w (\sigma_{02} - f_c)/f_{yw} \tag{9-77}$$ 3）框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋截面面积 A_{sh}： $$A_{sh} = 0.2 l_n b_w \sigma_{xmax}/f_{yh} \tag{9-78}$$ 式中　l_n——框支梁净跨度（mm） h_c——框支柱截面高度（mm） b_w——墙肢截面厚度（mm） σ_{01}——柱上墙体 h_c 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值（N/mm^2） σ_{02}——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值（N/mm^2） σ_{xmax}——框支梁与墙体交接面上考虑风荷载、地震作用组合的水平拉应力设计值（N/mm^2） 有地震作用组合时，公式（9-76）~公式（9-78）中 σ_{01}、σ_{02}、σ_{xmax} 均应乘以 γ_{RE}，γ_{RE} 取 0.85 （4）框支梁与其上部墙体的水平施工缝处宜按有关的规定验算抗滑移能力

（续表 9-91）

序号	项　　目	内　　容
4	截面剪力设计值计算	部分框支剪力墙结构中，抗震设计的矩形平面建筑框支转换层楼板，其截面剪力设计值应符合下列要求： $V_f \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.1\beta_c f_c b_f t_f)$　　(9-79) $V_f \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(f_y A_s)$　　(9-80) 式中　b_f、t_f——框支转换层楼板的验算截面宽度和厚度 V_f——由不落地剪力墙传到落地剪力墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值，8度时应乘以增大系数2.0，7度时应乘以增大系数1.5。验算落地剪力墙时可不考虑此增大系数 A_s——穿过落地剪力墙的框支转换层楼盖（包括梁和板）的全部钢筋的截面面积 γ_{RE}——承载力抗震调整系数，可取0.85
5	其他要求	（1）部分框支剪力墙结构中，特一、一、二、三级落地剪力墙底部加强部位的弯矩设计值应按墙底截面有地震作用组合的弯矩值乘以增大系数1.8、1.5、1.3、1.1采用；其剪力设计值应按本书表9-15序号5、表9-56序号2之（3）条的规定进行调整。落地剪力墙墙肢不宜出现偏心受拉 （2）部分框支剪力墙结构中，剪力墙底部加强部位墙体的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率，抗震设计时不应小于0.3%，非抗震设计时不应小于0.25%；抗震设计时钢筋间距不应大于200mm，钢筋直径不应小于8mm （3）部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，墙体两端宜设置翼墙或端柱，抗震设计时尚应按本书表9-59序号2之（1）条的规定设置约束边缘构件 （4）部分框支剪力墙结构的落地剪力墙基础应有良好的整体性和抗转动的能力 （5）部分框支剪力墙结构中，框支转换层楼板厚度不宜小于180mm，应双层双向配筋，且每层每方向的配筋率不宜小于0.25%，楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内；落地剪力墙和筒体外围的楼板不宜开洞。楼板边缘和较大洞口周边应设置边梁，其宽度不宜小于板厚的2倍，全截面纵向钢筋配筋率不应小于1.0%。与转换层相邻楼层的楼板也应适当加强

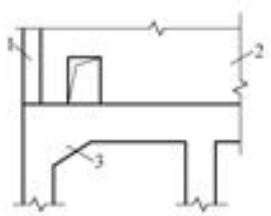


图 9-53　框支梁上墙体有边门洞时洞边墙体的构造要求

1—翼墙或端柱　2—剪力墙　3—框支梁加腋

9.6.8　复杂高层建筑带加强层结构的设计

复杂高层建筑带加强层结构的设计见表9-92。

表 9-92 复杂高层建筑带加强层结构的设计

序号	项 目	内 容
1	设计规定	（1）加强层。设置连接内筒与外围结构的水平伸臂结构（梁或桁架）的楼层，必要时还可沿该楼层外围结构设置带状水平桁架或梁 （2）当框架-核心筒、筒中筒结构的侧向刚度不能满足要求时，可利用建筑避难层、设备层空间，设置适宜刚度的水平伸臂构件，形成带加强层的高层建筑结构。必要时，加强层也可同时设置周边水平环带构件。水平伸臂构件、周边环带构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、箱形梁、空腹桁架等形式 （3）带加强层高层建筑结构设计应符合下列规定： 1）应合理设计加强层的数量、刚度和设置位置。当布置 1 个加强层时，可设置在 0.6 倍房屋高度附近；当布置 2 个加强层时，可分别设置在顶层和 0.5 倍房屋高度附近；当布置多个加强层时，宜沿竖向从顶层向下均匀布置 2）加强层水平伸臂构件宜贯通核心筒，其平面布置宜位于核心筒的转角、T 字节点处；水平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接；结构内力和位移计算中，设置水平伸臂桁架的楼层宜考虑楼板平面内的变形 3）加强层及其相邻层的框架柱、核心筒应加强配筋构造 4）加强层及其相邻层楼盖的刚度和配筋应加强 5）在施工程序及连接构造上应采取减小结构竖向温度变形及轴向压缩差的措施，结构分析模型应能反映施工措施的影响
2	抗震设计	（1）抗震设计时，带加强层高层建筑结构应符合下列要求： 1）加强层及其相邻层的框架柱、核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用，一级应提高至特一级，但抗压等级已经为特一级时应允许不再提高 2）加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小 0.05 采用 3）加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件 （2）对上述(1)条的理解与应用 带加强层的高层建筑结构，加强层刚度和承载力较大，与其上、下相邻楼层相比有突变，加强层相邻楼层往往成为抗震薄弱层；与加强层水平伸臂结构相连接部位的核心筒剪力墙以及外围框架柱受力大且集中。因此，为了提高加强层及其相邻楼层与加强层水平伸臂结构相连接的核心筒墙体及外围框架柱的抗震承载力和延性，本条规定应对此部位结构构件的抗震等级提高一级采用(已经为特一级者可不提高)；框架柱箍筋应全柱段加密，轴压比从严(减小 0.05)控制；剪力墙应设置约束边缘构件

9.6.9 错层结构设计

错层结构设计见表 9-93。

表 9-93 错层结构设计

序号	项 目	内 容
1	设计规定	（1）抗震设计时，高层建筑沿竖向宜避免错层布置。当房屋不同部位因功能不同而使楼层错层时，宜采用防震缝划分为独立的结构单元 （2）错层两侧宜采用结构布置和侧向刚度相近的结构体系 （3）错层结构中，错开的楼层不应归并为一个刚性梁板，计算分析模型应能反映错层影响

（续表 9-93）

序号	项　　目	内　　容
1	设计规定	（4）抗震设计时，错层处框架柱应符合下列要求： 1）截面高度不应小于600mm，混凝土强度等级不应低于C30，箍筋应全柱段加密配置 2）抗震等级应提高一级采用，一级应提高至特一级，但抗震等级已经为特一级时应允许不再提高 （5）在设防烈度地震作用下，错层处框架柱的截面承载力宜符合本书公式(9-20)的要求
2	截面厚度及配筋	（1）错层处(图 9-54)平面外受力的剪力墙的截面厚度，非抗震设计时不应小于200mm，抗震设计时不应小于250mm，并均应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱；抗震设计时，其抗震等级应提高一级采用。错层处剪力墙的混凝土强度等级不应低于C30，水平和竖向分布钢筋的配筋率，非抗震设计时不应小于0.3%，抗震设计时不应小于0.5% （2）上述中，错层结构在错层处的构件(图 9-54)要采取加强措施 本表序号1之(4)条和这里规定了错层处柱截面高度、剪力墙截面厚度以及剪力墙分布钢筋的最小配筋率要求，并规定平面外受力的剪力墙应设置与其垂直的墙肢或扶壁柱，抗震设计时，错层处框架柱和平面外受力的剪力墙的抗震等级应提高一级采用，以免该类构件先于其他构件破坏。如果错层处混凝土构件不能满足设计要求，则需采取有效措施。框架柱采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，剪力墙内设置型钢，可改善构件的抗震性能

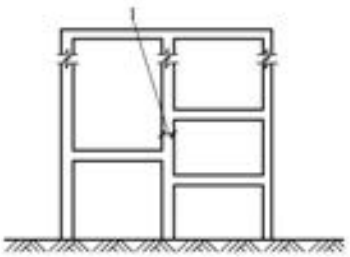


图 9-54　错层结构加强部位示意图

1—错层处框架柱截面高度或剪力墙截面高度

9.6.10　复杂高层建筑连体结构设计

复杂高层建筑连体结构设计见表 9-94。

表 9-94　复杂高层建筑连体结构设计

序号	项　　目	内　　容
1	连体结构构造	（1）连体结构。除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体的结构 （2）连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面布置和刚度；宜采用双轴对称的平面形式。7度、8度抗震设计时，层数和刚度相差悬殊的建筑不宜采用连体结构 （3）连接体结构与主体结构宜采用刚性连接。刚性连接时，连接体结构的主要结构构件应至少伸入主体结构一跨并可靠连接；必要时可延伸至主体部分的内筒，并与内筒可靠连接 当连接体结构与主体结构采用滑动连接时，支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求，并应采取防坠落、撞击措施。罕遇地震作用下的位移要求，应采用时程分析方法进行计算复核

（续表 9-94）

序号	项　　目	内　　容
1	连体结构构造	（4）刚性连接的连接体结构可设置钢梁、钢桁架、型钢混凝土梁，型钢应伸入主体结构至少一跨并可靠锚固。连接体结构的边梁截面宜加大；楼板厚度不宜小于 150mm，宜采用双层双向钢筋网，每层每方向钢筋网的配筋率不宜小于 0.25% 当连接体结构包含多个楼层时，应特别加强其最下面一个楼层及顶层的构造设计 （5）抗震设计时，连接体及与连接体相连的结构构件应符合下列要求： 1）连接体及与连接体相连的结构构件在连接体高度范围及其上、下层；抗震等级应提高一级采用，一级提高至特一级，但抗震等级已经为特一级时应允许不再提高 2）与连接体相连的框架柱在连接体高度范围及其上、下层，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小 0.05 采用 3）与连接体相连的剪力墙在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件
2	连体结构计算	（1）7 度（0.15g）和 8 度抗震设计时，连体结构的连接体应考虑竖向地震的影响 连体结构的连接体一般跨度较大、位置较高，对竖向地震的反应比较敏感，放大效应明显，因此抗震设计时高烈度区应考虑竖向地震的不利影响 （2）6 度和 7 度（0.10g）抗震设计时，高位连体结构的连接体宜考虑竖向地震的影响 计算分析表明高层建筑中连体结构连接体的竖向地震作用受连体跨度、所处位置以及主体结构刚度等多方面因素的影响，6 度和 7 度 0.10g 抗震设计时，对于高位连体结构（如连体位置高度超过 80m 时）宜考虑其影响 （3）连体结构的计算应符合下列规定： 1）刚性连接的连接体楼板应按本书表 9-91 序号 4 进行受剪截面和承载力验算 2）刚性连接的连接体楼板较薄弱时，宜补充分塔楼模型计算分析

9.6.11 竖向体型收进、悬挑结构设计

竖向体型收进、悬挑结构设计见表 9-95。

表 9-95 竖向体型收进、悬挑结构设计

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	（1）多塔楼结构以及体型收进、悬挑程度超过本书表 9-25 序号 1 之（5）条限值的竖向不规则高层建筑结构应遵守本节的规定 （2）多塔楼结构以及体型收进、悬挑结构，竖向体型突变部位的楼板宜加强，楼板厚度不宜小于 150mm，宜双层双向配筋，每层每方向钢筋网的配筋率不宜小于 0.25%。体型突变部位上、下层结构的楼板也应加强构造措施
2	抗震设计多塔楼高层建筑结构应符合的规定	（1）抗震设计时，多塔楼高层建筑结构应符合下列规定： 1）各塔楼的层数、平面和刚度宜接近；塔楼对底盘宜对称布置；上部塔楼结构的综合质心与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的 20% 2）转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内（图 9-55） 3）塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高，剪力墙宜按本书表 9-59 序号 2 之（1）条的规定设置约束边缘构件，柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密；当塔楼结构相对于底盘结构偏心收进时，应加强底盘周边竖向构件的配筋构造措施 4）大底盘多塔楼结构，可按本书表 9-3 序号 1 之（2）条的 14）规定的整体和分塔楼计算模型分别验算整体结构和各塔楼结构扭转为主的第一周期与平动为主的第一周期的比值，并应符合本书表 9-22 序号 2 之（3）条的有关要求

（续表 9-95）

序号	项　目	内　容
2	抗震设计多塔楼高层建筑结构应符合的规定	（2）对上述(1)条的理解与应用 中国建筑科学研究院结构所等单位的试验研究和计算分析表明，多塔楼结构振型复杂，且高振型对结构内力的影响大，当各塔楼质量和刚度分布不均匀时，结构扭转振动反应大，高振型对内力的影响更为突出。因此本条规定多塔楼结构各塔楼的层数、平面和刚度宜接近；塔楼对底盘宜对称布置，减小塔楼和底盘的刚度偏心。大底盘单塔楼结构的设计，也应符合本条关于塔楼与底盘的规定 震害和计算分析表明，转换层宜设置在底盘楼层范围内，不宜设置在底盘以上的塔楼内(图 9-55)。若转换层设置在底盘屋面的上层塔楼内时，易形成结构薄弱部位，不利于结构抗震，应尽量避免；否则应采取有效的抗震措施，包括增大构件内力、提高抗震等级等 为保证结构底盘与塔楼的整体作用，裙房屋面板应加厚并加强配筋，板面负弯矩配筋宜贯通；裙房屋面上、下层结构的楼板也应加强构造措施 为保证多塔楼建筑中塔楼与底盘整体工作，塔楼之间裙房连接体的屋面梁以及塔楼中与裙房连接体相连的外围柱、墙，从固定端至出裙房屋面上一层的高度范围内，在构造上应予以特别加强(图 9-56)
3	悬挑结构设计应符合的规定	（1）悬挑结构设计应符合下列规定： 1）悬挑部位应采取降低结构自重的措施 2）悬挑部位结构宜采用冗余度较高的结构形式 3）结构内力和位移计算中，悬挑部位的楼层宜考虑楼板平面内的变形，结构分析模型应能反映水平地震对悬挑部位可能产生的竖向振动效应 4）7 度(0.15g)和 8 度、9 度抗震设计时，悬挑结构应考虑竖向地震的影响；6 度、7 度抗震设计时，悬挑结构宜考虑竖向地震的影响 5）抗震设计时，悬挑结构的关键构件以及与之相邻的主体结构关键构件的抗震等级宜提高一级采用，一级提高至特一级，抗震等级已经为特一级时，允许不再提高 6）在预估罕遇地震作用下，悬挑结构关键构件的截面承载力宜符合本书公式(9-21)的要求 （2）对上述(1)条的理解与应用 悬挑部分的结构一般竖向刚度较差、结构的冗余度不高，因此需要采取措施降低结构自重、增加结构冗余度，并进行竖向地震作用的验算，且应提高悬挑关键构件的承载力和抗震措施，防止相关部位在竖向地震作用下发生结构的倒塌 悬挑结构上下层楼板承受较大的面内作用，因此在结构分析时应考虑楼板面内的变形，分析模型应包含竖向振动的质量，保证分析结果可以反映结构的竖向振动反应
4	底盘高度规定	（1）体型收进高层建筑结构、底盘高度超过房屋高度 20% 的多塔楼结构的设计应符合下列规定： 1）体型收进处宜采取措施减小结构刚度的变化，上部收进结构的底部楼层层间位移角不宜大于相邻下部区段最大层间位移角的 1.15 倍(图 9-58) 2）抗震设计时，体型收进部位上、下各 2 层塔楼周边(图 9-57)竖向结构构件的抗震等级宜提高一级采用，一级提高至特一级，抗震等级已经为特一级时，允许不再提高 3）结构偏心收进时，应加强收进部位以下 2 层结构周边竖向构件的配筋构造措施 （2）对上述(1)条的理解与应用 大量地震震害以及相关的试验研究和分析表明，结构体型收进较多或收进位置较高时，因上部结构刚度突然降低，其收进部位形成薄弱部位，因此规定在收进的相邻部位采取

（续表 9-95）

序号	项　　目	内　　容
4	底盘高度规定	更高的抗震措施。当结构偏心收进时，受结构整体扭转效应的影响，下部结构的周边竖向构件内力增加较多，应予以加强。图 9-57 中表示了应该加强的结构部位 收进程度过大、上部结构刚度过小时，结构的层间位移角增加较多，收进部位成为薄弱部位，对结构抗震不利，因此限制上部楼层层间位移角不大于下部结构层间位移角的 1.15 倍，当结构分段收进时，控制收进部位底部楼层的层间位移角和下部相邻区段楼层的最大层间位移角之间的比例（图 9-58）

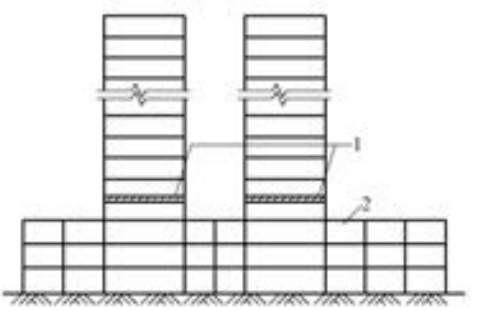


图 9-55　多塔楼结构转换层不适宜位置示意图
1—转换层不适宜位置　2—底盘屋面

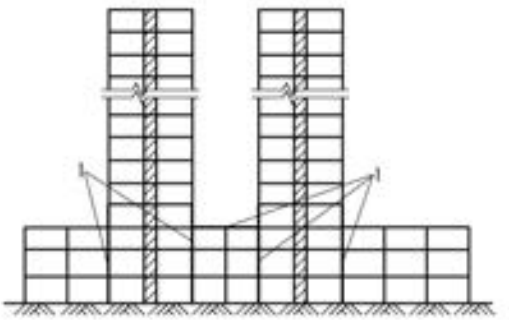


图 9-56　多塔楼结构加强部位示意图
1—加强部位

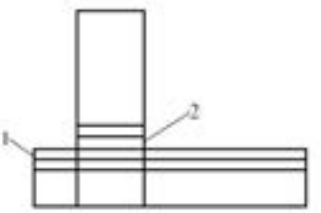


图 9-57　体型收进结构的加强部位示意图
1—下部结构　2—上部结构周边构件

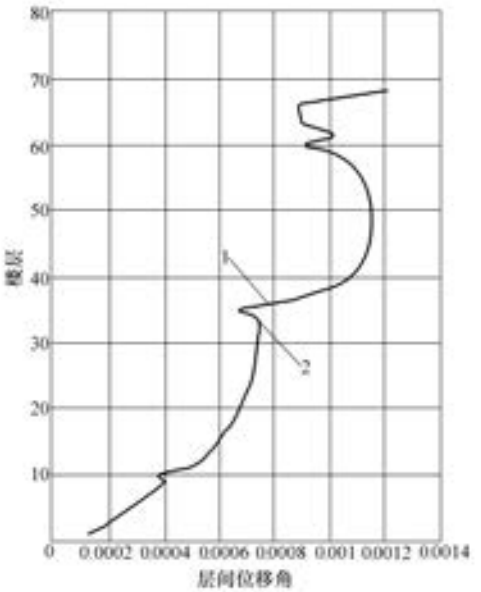


图 9-58 结构收进部位楼层层间位移角分布

1—收进部位底部楼层层间位移角 2—下部相邻区段最大层间位移角

9.7 高层建筑混合结构

9.7.1 高层建筑混合结构设计的形式及特点

高层建筑混合结构设计的形式及特点见表 9-96。

表 9-96 高层建筑混合结构设计的形式及特点

序号	项 目	内 容
1	混合结构的形式	（1）混合结构。由钢框架(框筒)、型钢混凝土框架(框筒)、钢管混凝土框架(框筒)与钢筋混凝土核心筒体所组成的共同承受水平和竖向作用的建筑结构，称为高层建筑混合结构，简称为混合结构 （2）这里规定的混合结构，是指由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，以及由外围钢框筒或型钢混凝土、钢管混凝土框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构
2	混合结构的特点	（1）在钢框架-混凝土筒体混合结构体系中，混凝土筒体承担了绝大部分的水平剪力，而钢框架承受的剪力约为楼层总剪力的 5%，但由于钢筋混凝土筒体的弹性极限变形很小，约为 1/3000，在达到规程限定的变形时，钢筋混凝土抗震墙已经开裂，而此时钢框架尚处于弹性阶段，地震作用在抗震墙和钢框架之间会进行再分配，钢框架承受的地震力会增加，而且钢框架是重要的承重构件，它的破坏和竖向承载力的降低，将危及房屋的安全 （2）混合结构高层建筑随地震强度的加大，损伤加剧，阻尼增大，结构破坏主要集中于混凝土筒体，表现为底层混凝土筒体的混凝土受压破坏、暗柱和角柱纵向钢筋压屈，

（续表 9-96）

序号	项　　目	内　　容
2	混合结构的特点	而钢框架没有明显的破坏现象，结构整体破坏属于弯曲型 （3）混合结构体系建筑的抗震性能在很大程度上取决于混凝土筒体，为此必须采取有效措施保证混凝土筒体的延性 （4）钢框架梁和混凝土筒体连接区受力复杂，预埋件与混凝土之间的黏结容易遭到破坏，当采用楼面无限刚性假定进行分析时，梁只承受剪力和弯矩，但试验表明，这些梁实际上还存在轴力，而且由于轴力的存在，往往在节点处引起早期破坏，因此节点设计必须考虑水平力的有效传递。现在比较通行的钢梁通过预埋钢板与混凝土筒体连接的做法，经试验结果表明，不是非常可靠的。此外，钢梁与混凝土筒体连接处仍存在弯矩 （5）混凝土筒体浇捣完后会产生收缩、徐变，总的收缩、徐变量比荷载作用下的轴向变形大，而且要很长时间以后才趋于稳定，而钢框架无此性能。因此，在混合结构中，即使无外荷载作用，由于混凝土筒体的收缩、徐变有可能使钢框架产生很大的内力

9.7.2 混合结构的适用条件及抗震等级与计算方法

混合结构的适用条件及抗震等级与计算方法见表 9-97。

表 9-97 混合结构的适用条件及抗震等级与计算方法

序号	项　　目	内　　容
1	混合结构的适用条件	（1）混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表 9-98 的规定 （2）混合结构高层建筑的高宽比不宜大于表 9-99 的规定
2	抗震等级	（1）抗震设计时，混合结构房屋应根据设防类别、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。丙类建筑混合结构的抗震等级应按表 9-100 确定 （2）在上述(1)条中，试验表明，在地震作用下，钢框架-混凝土筒体结构的破坏首先出现在混凝土筒体，应对该筒体采取较混凝土结构中的筒体更为严格的构造措施，以提高其延性，因此对其抗震等级适当提高。型钢混凝土柱-混凝土筒体及筒中筒体系的最大适用高度已较 B 级高度的钢筋混凝土结构略高，对其抗震等级要求也适当提高
3	计算方法	（1）混合结构在风荷载及多遇地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值应符合本书表 9-29 序号 3 之(1)条的有关规定；在罕遇地震作用下，结构的弹塑性层间位移应符合本书表 9-29 序号 4 之(2)条的有关规定 （2）混合结构框架所承担的地震剪力应符合本书表 9-79 序号 3 之(4)条的规定 （3）地震设计状况下，型钢(钢管)混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 可分别按表 9-101 和表 9-102 采用 （4）当采用压型钢板混凝土组合楼板时，楼板混凝土可采用轻质混凝土，其强度等级不应低于 LC25；高层建筑钢-混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙

表 9-98 混合结构高层建筑适用的最大高度 （单位：m）

序号	结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
				6度	7度	8度		9度
						0.2g	0.3g	
1	框架-核心筒	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	120	100	70
2		型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	240	220	190	150	130	70
3	筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	280	260	210	160	140	80
4		型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	300	280	230	170	150	90

注：平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度应适当降低。

表 9-99 混合结构高层建筑适用的最大高宽比

序号	结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
			6度、7度	8度	9度
1	框架-核心筒	8	7	6	4
2	筒中筒	8	8	7	5

表 9-100 丙类建筑混合结构抗震等级

序号	结构类型		抗震设防烈度						
			6度		7度		8度		9度
1	房屋高度/m		≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70
2	钢框架-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	一	一	特一	一	特一	特一
3	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一	特一
4		型钢(钢管)混凝土框架	三	二	二	一	一	一	一
5	房屋高度/m		≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120	≤90
6	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	一	一	特一	一	特一	特一
7	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一	特一
8		型钢(钢管)混凝土外筒	三	二	二	一	一	一	一

注：钢结构构件抗震等级，抗震设防烈度为6、7、8、9度时应分别取四、三、二、一级。

表 9-101 型钢(钢管)混凝土构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

序号	正截面承载力计算				斜截面承载力计算
1	型钢混凝上梁	型钢混凝土柱及钢管混凝土柱	剪力墙	支撑	各类构件及节点
2	0.75	0.80	0.85	0.80	0.85

表 9-102 钢构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

强度破坏(梁,柱,支撑,节点板件,螺栓,焊缝)	屈曲稳定(柱,支撑)
0.75	0.80

9.7.3 高层建筑混合结构布置原则及布置规定

高层建筑混合结构布置原则及布置规定见表 9-103。

表 9-103 高层建筑混合结构布置原则及布置规定

序号	项目	内容
1	结构布置	混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外，尚应符合本书表 9-22、表 9-25 及表 1-88 的有关规定
2	平面布置规定	混合结构的平面布置应符合下列规定： (1) 平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度，平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面，建筑的开间、进深宜统一 (2) 筒中筒结构体系中，当外围钢框架柱采用 H 形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围筒体平面内；角柱宜采用十字形、方形或圆形截面 (3) 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上
3	竖向布置规定	混合结构的竖向布置应符合下列规定： (1) 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化、无突变，构件截面宜由下至上逐渐减小 (2) 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件；当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层，且单柱的抗弯刚度变化不宜超过 30% (3) 对于刚度变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施 (4) 钢框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑和耗能支撑，支撑宜双向连续布置；框架支撑宜延伸至基础

9.7.4 混合结构的其他布置规定

混合结构的其他布置规定见表 9-104。

表 9-104 混合结构的其他布置规定

序号	项目	内容
1	楼盖体系	楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，其布置应符合下列规定： (1) 楼面宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力混凝土叠合楼板，楼板与钢梁应可靠连接 (2) 机房设备层、避难层及外伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用钢筋混凝土楼板，并应采取加强措施

（续表 9-104）

序号	项　目	内　容
1	楼盖体系	（3）对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板；对楼板大开洞部位宜采取设置刚性水平支撑等加强措施
2	加强层设置	当侧向刚度不足时，混合结构可设置刚度适宜的加强层。加强层宜采用伸臂桁架，必要时可配合布置周边带状桁架。加强层设计应符合下列规定： （1）伸臂桁架和周边带状桁架宜采用钢桁架 （2）伸臂桁架应与核心筒墙体刚接，上、下弦杆均应延伸至墙体内且贯通，墙体内宜设置斜腹杆或暗撑；外伸臂桁架与外围框架柱宜采用铰接或半刚接，周边带状桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接 （3）核心筒墙体与伸臂桁架连接处宜设置构造型钢柱，型钢柱宜至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层 （4）当布置有外伸桁架加强层时，应采取有效措施减少由于外框柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件内力
3	8度、9度抗震设计	（1）8度、9度抗震设计时，应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱；7度抗震设计时，宜在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱 （2）在上述(1)条中，钢(型钢混凝土)框架-混凝土筒体结构体系中的混凝土筒体在底部一般均承担了85%以上的水平剪力及大部分的倾覆力矩，所以必须保证混凝土筒体具有足够的延性，配置了型钢的混凝土筒体墙在弯曲时，能避免发生平面外的错断及筒体角部混凝土的压溃，同时也能减少钢柱与混凝土筒体之间的竖向变形差异产生的不利影响。而筒中筒体系的混合结构，结构底部内筒承担的剪力及倾覆力矩的比例有所减少，但考虑到此种体系的高度均很高，在大震作用下很有可能出现角部受拉，为延缓核心筒弯曲铰及剪切铰的出现，筒体的角部也宜布置型钢 型钢柱可设置在核心筒的四角、核心筒剪力墙的大开口两侧及楼面钢梁与核心筒的连接处。试验表明，钢梁与核心筒的连接处，存在部分弯矩及轴力，而核心筒剪力墙的平面外刚度又较小，很容易出现裂缝，因此楼面梁与核心筒剪力墙刚接时，在筒体剪力墙中宜设置型钢柱，同时也能方便钢结构的安装；楼面梁与核心筒剪力墙铰接时，应采取措施保证墙上的预埋件不被拔出。混凝土筒体的四角受力较大，设置型钢柱后核心筒剪力墙开裂后的承载力下降不多，能防止结构的迅速破坏。因为核心筒剪力墙的塑性铰一般出现在高度的1/10范围内，所以在此范围内，核心筒剪力墙四角的型钢柱宜设置栓钉
4	外围框架平面内梁与柱	（1）混合结构中，外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接；楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接 （2）在上述(1)条中，外框架平面内采用梁柱刚接，能提高其刚度及抵抗水平荷载的能力。如在混凝土筒体墙中设置型钢并需要增加整体结构刚度时，可采用楼面钢梁与混凝土筒体刚接；当混凝土筒体墙中无型钢柱时，宜采用铰接。刚度发生突变的楼层，梁柱、梁墙采用刚接可以增加结构的空间刚度，使层间变形有效减小

9.7.5 高层建筑混合结构弹性分析计算

高层建筑混合结构弹性分析计算见表 9-105。

表 9-105 高层建筑混合结构弹性分析计算

序号	项 目	内 容
1	弹性分析规定	（1）弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，梁的刚度可取钢梁刚度的 1.5~2.0 倍，但应保证钢梁与楼板有可靠连接。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用 （2）上述(1)条中，在弹性阶段，楼板对钢梁刚度的加强作用不可忽视。从国内外工程经验看，作为主要抗侧力构件的框架梁支座处尽管有负弯矩，但由于楼板钢筋的作用，其刚度增大作用仍然很大，故在整体结构计算时宜考虑楼板对钢梁刚度的加强作用。框架梁承载力设计时一般不按照组合梁设计。次梁设计一般由变形要求控制，其承载力有较大富余，故一般也不按照组合梁设计，但次梁及楼板作为直接受力构件的设计应有足够的安全储备，以适应不同使用功能的要求，其设计采用的活载宜适当放大
2	弹性阶段的内力和位移计算	（1）结构弹性阶段的内力和位移计算时，构件刚度取值应符合下列规定： 1）型钢混凝土构件、钢管混凝土柱的刚度可按下列公式计算： $EI=E_cI_c+E_aI_a$ (9-81) $EA=E_cA_c+E_aA_a$ (9-82) $GA=G_cA_c+G_aA_a$ (9-83) 式中 E_cI_c，E_cA_c，G_cA_c——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度 E_aI_a，E_aA_a，G_aA_a——型钢、钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度 2）无端柱型钢混凝土剪力墙可近似按相同截面的混凝土剪力墙计算其轴向、抗弯和抗剪刚度，可不计端部型钢对截面刚度的提高作用 3）有端柱型钢混凝土剪力墙可按 H 形混凝土截面计算其轴向和抗弯刚度，端柱内型钢可折算为等效混凝土面积计入 H 形截面的翼缘面积，墙的抗剪刚度可不计入型钢作用 4）钢板混凝土剪力墙可将钢板折算为等效混凝土面积计算其轴向、抗弯和抗剪刚度 （2）上述(1)条中，在进行结构整体内力和变形分析时，型钢混凝土梁、柱及钢管混凝土柱的轴向、抗弯、抗剪刚度都可按照型钢与混凝土两部分刚度叠加方法计算

9.7.6 混合结构其他计算要求

混合结构其他计算要求见表 9-106。

表 9-106 混合结构其他计算要求

序号	项 目	内 容
1	竖向荷载作用计算	（1）竖向荷载作用计算时，宜考虑钢柱、型钢混凝土(钢管混凝土)柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，计算竖向变形差异时宜考虑混凝土收缩、徐变、沉降及施工调整等因素的影响 （2）在上述(1)条中，外柱与内筒的竖向变形差异宜根据实际的施工工况进行计算。在施工阶段，宜考虑施工过程中已对这些差异的逐层进行调整的有利因素，也可考虑采取外伸臂桁架延迟封闭、楼面梁与外周柱及内筒体采用铰接等措施减小差异变形的影响。在伸臂桁架永久封闭以后，后期的差异变形会对伸臂桁架或楼面梁产生附加内力，伸臂桁架及楼面梁的设计时应考虑这些不利影响

（续表 9-106）

序号	项　　目	内　　容
2	结构施工	（1）当混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态；应验算在浇筑混凝土之前外围型钢结构在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及变形，并据此确定钢结构安装与浇筑楼层混凝土的间隔层数 （2）在上述(1)条中，混凝土筒体先于钢框架施工时，必须控制混凝土筒体超前钢框架安装的层次，否则在风荷载及其他施工荷载作用下，会使混凝土筒体产生较大的变形和应力。根据以往的经验，一般核心筒提前钢框架施工不宜超过 14 层，楼板混凝土浇筑迟于钢框架安装不宜超过 5 层
3	多遇地震作用	（1）混合结构在多遇地震作用下的阻尼比可取为 0.04。风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为 0.02～0.04 （2）在上述(1)条中，影响结构阻尼比的因素很多，因此准确确定结构的阻尼比是一件非常困难的事情。试验研究及工程实践表明，一般带填充墙的高层钢结构的阻尼比为 0.02 左右，钢筋混凝土结构的阻尼比为 0.05 左右，且随着建筑高度的增加，阻尼比有不断减小的趋势。钢-混凝土混合结构的阻尼比应介于两者之间，考虑到钢-混凝土混合结构抗侧刚度主要来自混凝土核心筒，故阻尼比取为 0.04，偏向于混凝土结构。风荷载作用下，结构的塑性变形一般较设防烈度地震作用下为小，故抗风设计时的阻尼比应比抗震设计时为小，阻尼比可根据房屋高度和结构形式选取不同的值；结构高度越高阻尼比越小，采用的风荷载回归期越短，其阻尼比取值越小。一般情况下，风荷载作用时结构楼层位移和承载力验算时的阻尼比可取为 0.02～0.04，结构顶部加速度验算时的阻尼比可取为 0.01～0.015
4	设置伸臂桁架及楼板开大洞	（1）结构内力和位移计算时，设置伸臂桁架的楼层以及楼板开大洞的楼层应考虑楼板平面内变形的不利影响 （2）在上述(1)条中，对于设置伸臂桁架的楼层或楼板开大洞的楼层，如果采用楼板平面内刚度无限大的假定，就无法得到桁架弦杆或洞口周边构件的轴力和变形，对结构设计偏于不安全

9.7.7 高层建筑混合结构型钢混凝土梁设计

高层建筑混合结构型钢混凝土梁设计见表 9-107。

表 9-107 高层建筑混合结构型钢混凝土梁设计

序号	项　　目	内　　容
1	型钢板件宽厚比限值	（1）型钢混凝土构件中型钢板件(图 9-59)的宽厚比不宜超过表 9-108 的规定 （2）在上述(1)条中，由试验表明，由于混凝土及箍筋、腰筋对型钢的约束作用，在型钢混凝土中的型钢截面的宽厚比可较纯钢结构适当放宽。型钢混凝土中，型钢翼缘的宽厚比取为纯钢结构的 1.5 倍，腹板取为纯钢结构的 2 倍，填充式箱形钢管混凝土可取为纯钢结构的 1.5～1.7 倍。本次修订增加了 Q390 级钢材型钢钢板的宽厚比要求，是在 Q235 级钢材规定数值的基础上乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 得到

（续表 9-107）

序号	项　　目	内　　容
2	型钢混凝土梁构造要求	（1）型钢混凝土梁应满足下列构造要求： 1）混凝土粗骨料最大直径不宜大于 25mm，型钢宜采用 Q235 及 Q345 级钢材，也可采用 Q390 或其他符合结构性能要求的钢材 2）型钢混凝土梁的最小配筋率不宜小于 0.30%，梁的纵向钢筋宜避免穿过柱中型钢的翼缘。梁的纵向受力钢筋不宜超过两排；配置两排钢筋时，第二排钢筋宜配置在型钢截面外侧。当梁的腹板高度大于 450mm 时，在梁的两侧面应沿梁高度配置纵向构造钢筋，纵向构造钢筋的间距不宜大于 200mm 3）型钢混凝土梁中型钢的混凝土保护层厚度不宜小于 100mm，梁纵向钢筋净间距及梁纵向钢筋与型钢骨架的最小净距不应小于 30mm，且不小于粗骨料最大粒径的 1.5 倍及梁纵向钢筋直径的 1.5 倍 4）型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以 90°弯折固定在柱截面内时，抗震设计的弯折前直段长度不应小于钢筋抗震基本锚固长度 l_{abE} 的 40%，弯折直段长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径；非抗震设计的弯折前直段长度不应小于钢筋基本锚固长度 l_{ab} 的 40%，弯折直段长度不应小于 12 倍纵向钢筋直径 5）梁上开洞不宜大于梁截面总高的 40%，且不宜大于内含型钢截面高度的 70%，并应位于梁高及型钢高度的中间区域 6）型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应设置专门的锚固件，型钢梁的上翼缘宜设置栓钉；型钢混凝土转换梁在型钢上翼缘宜设置栓钉。栓钉的最大间距不宜大于 200mm，栓钉的最小间距沿梁轴线方向不应小于 6 倍的栓钉杆直径，垂直梁方向的间距不应小于 4 倍的栓钉杆直径，且栓钉中心至型钢板件边缘的距离不应小于 50mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm （2）上述(1)条是对型钢混凝土梁的基本构造要求。其中： 第 1)款规定型钢混凝土梁的强度等级和粗骨料的最大直径，主要是为了保证外包混凝土与型钢有较好的黏结强度和方便混凝土的浇筑 第 2)款规定型钢混凝土梁纵向钢筋不宜超过两排，因为超过两排时，钢筋绑扎及混凝土浇筑将产生困难 第 3)款规定了型钢的保护层厚度，主要是为了保证型钢混凝土构件的耐久性以及保证型钢与混凝土的黏结性能，同时也是为了方便混凝土的浇筑 第 4)款提出了纵向钢筋的连接锚固要求。由于型钢混凝土梁中钢筋直径一般较大，如果钢筋穿越梁柱节点，将对柱翼缘有较大削弱，所以原则上不希望钢筋穿过柱翼缘；如果需锚固在柱中，为满足锚固长度，钢筋应伸过柱中心线并弯折在柱内 第 5)款对型钢混凝土梁上开洞提出要求。开洞高度按梁截面高度和型钢尺寸双重控制，对钢梁开洞超过 0.7 倍钢梁高度时，抗剪能力会急剧下降，对一般混凝土梁则同样限制开洞高度为混凝土梁高的 0.3 倍 第 6)款对型钢混凝土悬臂梁及转换梁提出钢筋锚固、设置抗剪栓钉要求。型钢混凝土悬臂梁端无约束，而且挠度较大；转换梁受力大且复杂。为保证混凝土与型钢的共同变形，应设置栓钉以抵抗混凝土与型钢之间的纵向剪力

（续表 9-107）

序号	项　目	内　容
3	型钢混凝土梁箍筋应符合的规定	（1）型钢混凝土梁的箍筋应符合下列规定： 1）箍筋的最小面积配筋率应符合本书表 9-49 序号 3 之（1）的 4）及之（2）的 1）的规定，且不应小于 0.15% 2）抗震设计时，梁端箍筋应加密配置。加密区范围，一级取梁截面高度的 2.0 倍，二、三、四级取梁截面高度的 1.5 倍；当梁净跨小于梁截面高度的 4 倍时。梁箍筋应全跨加密配置 3）型钢混凝土梁应采用具有 135°弯钩的封闭式箍筋，弯钩的直段长度不应小于 8 倍箍筋直径。非抗震设计时，梁箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 250mm；抗震设计时，梁箍筋的直径和间距应符合表 9-109 的要求 （2）上述（1）条中，箍筋的最低配置要求主要是为了增强混凝土部分的抗剪能力及加强对箍筋内部混凝土的约束，防止型钢失稳和主筋压曲。当梁中箍筋采用 335N/mm^2、400N/mm^{2}级钢筋时，箍筋末端要求 135°施工有困难时，箍筋末端可采用 90°直钩加焊接的方式

表 9-108　型钢板件宽厚比限值

序　号	钢　号	梁		柱		
				H、＋、T 形截面		箱形截面
		b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w
1	Q235	23	107	23	96	72
2	Q345	19	90	19	81	61
3	Q390	18	83	18	75	56

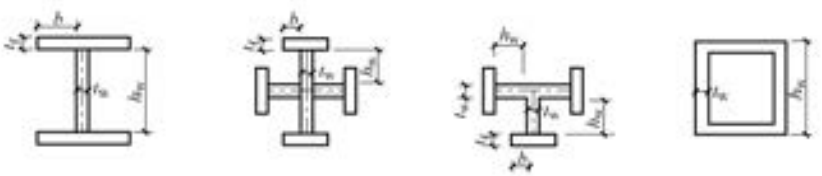


图 9-59　型钢板件示意图

表 9-109　梁箍筋的直径和间距　（单位：mm）

序号	抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
1	一	≥12	≤180	≤120
2	二	≥10	≤200	≤150
3	三	≥10	≤250	≤180
4	四	≥8	250	200

9.7.8　混合结构型钢混凝土柱设计

混合结构型钢混凝土柱设计见表 9-110。

表 9-110 混合结构型钢混凝土柱设计

序号	项 目	内 容
1	柱的轴压比	抗震设计时，混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表 9-111 的限值，轴压比可按下式计算： $$\mu_N = N/(f_c A_c + f_a A_a) \quad (9\text{-}84)$$ 式中 μ_N——型钢混凝土柱的轴压比 N——考虑地震组合的柱轴向力设计值 A_c——扣除型钢后的混凝土截面面积 f_c——混凝土的轴心抗压强度设计值 f_a——型钢的抗压强度设计值 A_a——型钢的截面面积
2	型钢混凝土柱构造要求	型钢混凝土柱设计应符合下列构造要求： （1）型钢混凝土柱的长细比不宜大于 80 （2）房屋的底层、顶层以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的型钢混凝土柱宜设置栓钉，型钢截面为箱形的柱子也宜设置栓钉，栓钉水平间距不宜大于 250mm （3）混凝土粗骨料的最大直径不宜大于 25mm。型钢柱中型钢的保护厚度不宜小于 150mm；柱纵向钢筋净间距不宜小于 50mm，且不应小于柱纵向钢筋直径的 1.5 倍；柱纵向钢筋与型钢的最小净距不应小于 30mm，且不应小于粗骨料最大粒径的 1.5 倍 （4）型钢混凝土柱的纵向钢筋最小配筋率不宜小于 0.8%，且在四角应各配置一根直径不小于 16mm 的纵向钢筋 （5）柱中纵向受力钢筋的间距不宜大于 300mm；当间距大于 300mm 时，宜附加配置直径不小于 14mm 的纵向构造钢筋 （6）型钢混凝土柱的型钢含钢率不宜小于 4%
3	型钢混凝土柱箍筋应符合的规定	型钢混凝土柱箍筋的构造设计应符合下列规定： （1）非抗震设计时，箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 200mm （2）抗震设计时，箍筋应做成 135°弯钩，箍筋弯钩直段长度不应小于 10 倍箍筋直径 （3）抗震设计时，柱端箍筋应加密，加密区范围应取矩形截面柱长边尺寸（或圆形截面柱直径）、柱净高的 1/6 和 500mm 三者的最大值；对剪跨比不大于 2 的柱，其箍筋均应全高加密，箍筋间距不应大于 100mm （4）抗震设计时，柱箍筋的直径和间距应符合表 9-112 的规定，加密区箍筋最小体积配箍率尚应符合公式（9-85）的要求，非加密区箍筋最小体积配箍率不应小于加密区箍筋最小体积配箍率的一半；对剪跨比不大于 2 的柱，其箍筋体积配箍率尚不应小于 1.0%，9 度抗震设计时尚不应小于 1.3% $$\rho_v \geqslant 0.85\lambda_v f_c / f_y \quad (9\text{-}85)$$ 式中 λ_v——柱最小配箍特征值，宜按本书表 8-46 采用
4	柱脚设置要求	抗震设计时，混合结构中的钢柱及型钢混凝土柱、钢管混凝土柱宜采用埋入式柱脚。采用埋入式柱脚时，应符合下列规定： （1）埋入深度应通过计算确定，且不宜小于型钢柱截面长边尺寸的 2.5 倍 （2）在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉，其直径不宜小于 19mm，其竖向及水平间距不宜大于 200mm 注：当有可靠依据时，可通过计算确定栓钉数量

表 9-111 型钢混凝土柱的轴压比限值

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.70	0.80	0.90

注：1. 转换柱的轴压比应比表中数值减少 0.10 采用。
2. 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比应比表中数值减少 0.05 采用。
3. 当采用 C60 以上混凝土时，轴压比宜减少 0.05。

表 9-112 型钢混凝土柱箍筋直径和间距 （单位：mm）

序号	抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
1	一	≥12	≤150	≤100
2	二	≥10	≤200	≤100
3	三、四	≥8	≤200	≤150

注：箍筋直径除应符合表中要求外，尚不应小于纵向钢筋直径的 1/4。

9.7.9 混合结构型钢混凝土梁柱节点设计

混合结构型钢混凝土梁柱节点设计见表 9-113。

表 9-113 混合结构型钢混凝土梁柱节点设计

序号	项目	内容
1	型钢混凝土梁柱节点	型钢混凝土梁柱节点应符合下列构造要求： （1）型钢柱在梁水平翼缘处应设置加劲肋，其构造不应影响混凝土浇筑密实 （2）箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的 1.5 倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径 （3）梁中钢筋穿过梁柱节点时，不宜穿过柱型钢翼缘；需穿过柱腹板时，柱腹板截面损失率不宜大于 25%，当超过 25%时，则需进行补强；梁中主筋不得与柱型钢直接焊接
2	圆形钢管混凝土构件及节点设计	圆形钢管混凝土构件及节点可按本书表 9-118 进行设计

9.7.10 混合结构钢管混凝土柱构造要求

混合结构钢管混凝土柱构造要求见表 9-114。

表 9-114 混合结构钢管混凝土柱构造要求

序号	项目	内容
1	圆形钢管混凝土柱	圆形钢管混凝土柱尚应符合下列构造要求： （1）钢管直径不宜小于 400mm （2）钢管壁厚不宜小于 8mm （3）钢管外径与壁厚的比值 D/t 宜在 $(20\sim100)\sqrt{235/f_y}$，$f_y$ 为钢材的屈服强度

（续表 9-114）

序号	项　　目	内　　容
1	圆形钢管混凝土柱	（4）圆钢管混凝土柱的套箍指标$\frac{f_aA_a}{f_cA_c}$，不应小于 0.5，也不宜大于 2.5 （5）柱的长细比不宜大于 80 （6）轴向压力偏心率 e_0/r_c 不宜大于 1.0，其中，e_0 为偏心距，r_c 为核心混凝土横截面半径 （7）钢管混凝土柱与框架梁刚性连接时，柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的加劲肋；加劲肋设置于柱内时，应留孔以利混凝土浇筑；加劲肋设置于柱外时，应形成加劲环板 （8）直径大于 2m 的圆形钢管混凝土构件应采取有效措施减小钢管内混凝土收缩对构件受力性能的影响
2	矩形钢管混凝土柱	矩形钢管混凝土柱应符合下列构造要求： （1）钢管截面短边尺寸不宜小于 400mm （2）钢管壁厚不宜小于 8mm （3）钢管截面的高宽比不宜大于 2，当矩形钢管混凝土柱截面最大边尺寸不小于 800mm 时，宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施 （4）钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$ （5）柱的长细比不宜大于 80 （6）矩形钢管混凝土柱的轴压比应按本书公式(9-84)计算，并不宜大于表 9-115 的限值

表 9-115　矩形钢管混凝土柱轴压比限值

一　　级	二　　级	三　　级
0.70	0.80	0.90

9.7.11　混合结构剪力墙设计

混合结构剪力墙设计见表 9-116。

表 9-116　混合结构剪力墙设计

序号	项　　目	内　　容
1	受剪截面规定	钢板混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列规定： （1）持久、短暂设计状况 $V_{cw} \leqslant 0.25 f_c b_w h_{w0}$　　(9-86) $V_{cw} = V - \left(\frac{0.3}{\lambda} f_a A_{a1} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_{sp} A_{sp}\right)$　　(9-87) （2）地震设计状况 剪跨比 λ 大于 2.5 时

（续表 9-116）

序号	项　　目	内　　容
1	受剪截面规定	$$V_{cw}\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20f_c b_w h_{w0}) \quad (9\text{-}88)$$ 剪跨比 λ 不大于 2.5 时 $$V_{cw}\geqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15f_c b_w h_{w0}) \quad (9\text{-}89)$$ $$V_{cw}=V-\frac{1}{\gamma_{RE}}\left(\frac{0.25}{\lambda}f_a A_{a1}+\frac{0.5}{\lambda-0.5}f_{sp}A_{sp}\right) \quad (9\text{-}90)$$ 式中 V——钢板混凝土剪力墙截面承受的剪力设计值 V_{cw}——仅考虑钢筋混凝土截面承受的剪力设计值 λ——计算截面的剪跨比。当 $\lambda<1.5$ 时，取 $\lambda=1.5$；当 $\lambda>2.2$ 时，取 $\lambda=2.2$；当计算截面与墙底之间的距离小于 $0.5h_{w0}$ 时，λ 应按距离墙底 $0.5h_{w0}$ 处的弯矩值与剪力值计算 f_a——剪力墙端部暗柱中所配型钢的抗压强度设计值 A_{a1}——剪力墙一端所配型钢的截面面积，当两端所配型钢截面面积不同时，取较小一端的面积 f_{sp}——剪力墙墙身所配钢板的抗压强度设计值 A_{sp}——剪力墙墙身所配钢板的横截面面积
2	斜截面受剪承载力	钢板混凝土剪力墙偏心受压时的斜截面受剪承载力，应按下列公式进行验算： （1）持久、短暂设计状况 $$V\leqslant\frac{1}{\lambda-0.5}\left(0.5f_t b_w h_{w0}+0.13N\frac{A_w}{A}\right)+f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_{w0}+\frac{0.3}{\lambda}f_a A_{a1}+\frac{0.6}{\lambda-0.5}f_{sp}A_{sp} \quad (9\text{-}91)$$ （2）地震设计状况 $$V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda-0.5}\left(0.4f_t b_w h_{w0}+0.10N\frac{A_w}{A}\right)+0.8f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_{w0}+\frac{0.25}{\lambda}f_a A_{a1}+\frac{0.5}{\lambda-0.5}f_{sp}A_{sp}\right] \quad (9\text{-}92)$$ 式中 N——剪力墙承受的轴向压力设计值，当大于 $0.2f_c b_w h_w$ 时，取为 $0.2f_c b_w h_w$
3	剪力墙构造规定	型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙应符合下列构造要求： （1）抗震设计时，一、二级抗震等级的型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙底部加强部位，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过本书表 9-58 的限值，其轴压比可按下式计算： $$\mu_N=N/(f_c A_c+f_a A_a+f_{sp}A_{sp}) \quad (9\text{-}93)$$ 式中 N——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值 A_c——剪力墙墙肢混凝土截面面积 A_a——剪力墙所配型钢的全部截面面积 （2）型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙在楼层标高处宜设置暗梁 （3）端部配置型钢的混凝土剪力墙，型钢的保护层厚度宜大于 100mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢，且应满足钢筋锚固长度要求 （4）周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢，且应满足钢筋锚固长度要求；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计要求

（续表 9-116）

序号	项　目	内　容
4	钢板混凝土剪力墙构造要求	钢板混凝土剪力墙尚应符合下列构造要求： （1）钢板混凝土剪力墙体中的钢板厚度不宜小于 10mm，也不宜大于墙厚的 1/15 （2）钢板混凝土剪力墙的墙身分布钢筋配筋率不宜小于 0.4%，分布钢筋间距不宜大于 200mm，且应与钢板可靠连接 （3）钢板与周围型钢构件宜采用焊接 （4）钢板与混凝土墙体之间连接件的构造要求可按照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中关于组合梁抗剪连接件构造要求执行，栓钉间距不宜大于 300mm （5）在钢板墙角部 1/5 板跨且不小于 1000mm 范围内，钢筋混凝土墙体分布钢筋、抗剪栓钉间距宜适当加密

9.7.12 混合结构筒体设计

混合结构筒体设计见表 9-117。

表 9-117 混合结构筒体设计

序号	项　目	内　容
1	弯矩、剪力和轴力	（1）当核心筒墙体承受的弯矩、剪力和轴力均较大时，核心筒墙体可采用型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙。钢板混凝土剪力墙的受剪截面及受剪承载力应符合本书表 9-116 序号 1、序号 2 的规定，其构造设计应符合本书表 9-116 序号 3、序号 4 的规定 （2）在上述(1)条中，钢板混凝土剪力墙是指两端设置型钢暗柱，上下有型钢暗梁，中间设置钢板，形成的钢-混凝土组合剪力墙
2	混凝土梁与筒体连接	钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体应有可靠连接，应能传递竖向剪力及水平力。当钢梁或型钢混凝土梁通过埋件与混凝土筒体连接时，预埋件应有足够的锚固长度，连接做法可按图 9-60 采用
3	钢筋混凝土核心筒、内筒设计规定	（1）钢筋混凝土核心筒、内筒的设计，除应符合本书表 9-79 序号 3 之(2)条的规定外，尚应符合下列规定： 1）抗震设计时，钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的筒体底部加强部位分布钢筋的最小配筋率不宜小于 0.35%，筒体其他部位的分布筋不宜小于 0.30% 2）抗震设计时，框架-钢筋混凝土核心筒混合结构的筒体底部加强部位约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的 1/4，筒体底部加强部位以上墙体宜按本书表 9-59 序号 2 的规定设置约束边缘构件 3）当连梁抗剪截面不足时，可采取在连梁中设置型钢或钢板等措施 （2）在上述(1)条中，考虑到钢框架-钢筋混凝土核心筒中核心筒的重要性，其墙体配筋较钢筋混凝土框架-核心筒中核心筒的配筋率适当提高，提高其构造承载力和延性要求

9.7.13 圆形钢管混凝土构件设计

圆形钢管混凝土构件设计见表 9-118。

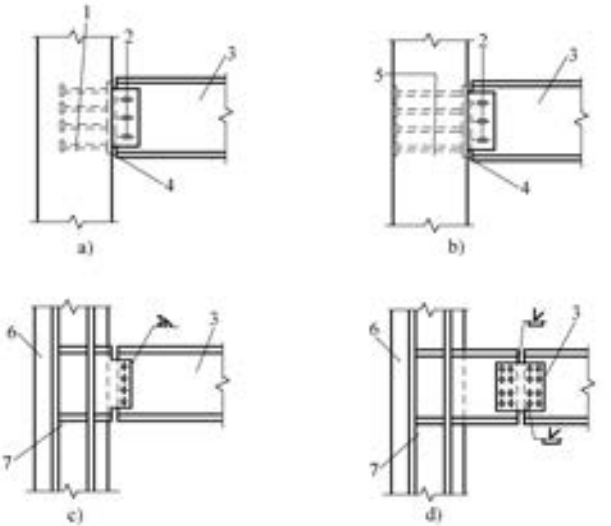


图 9-60 钢梁、型钢混凝土梁与混凝土核心筒的连接构造示意图

a）铰接 b）铰接 c）铰接 d）刚接

1—栓钉 2—高强度螺栓及长圆孔 3—钢梁 4—预埋件端板

5—穿筋 6—混凝土墙 7—墙内预埋钢骨柱

表 9-118 圆形钢管混凝土构件设计

序号	项 目	内 容
1	构件设计	（1）钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列公式规定： 持久、短暂设计状况 $N \leqslant N_u$ (9-94) 地震设计状况 $N \leqslant N_u / \gamma_{RE}$ (9-95) 式中 N——轴向压力设计值 N_u——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值 （2）钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值应按下列公式计算： $N_u = \varphi_l \varphi_e N_0$ (9-96) $N_0 = 0.9 A_c f_c (1+\alpha\theta)$ （当 $\theta \leqslant [\theta]$ 时） (9-97) $N_0 = 0.9 A_c f_c (1+\sqrt{\theta}+\theta)$ （当 $\theta > [\theta]$ 时） (9-98) $\theta = \dfrac{A_a f_a}{A_c f_c}$ (9-99) 且在任何情况下均应满足如下条件： $\varphi_l \varphi_e \leqslant \varphi_0$ (9-100) 式中 N_0——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值 θ——钢管混凝土的套箍指标 α——与混凝土强度等级有关的系数，按表 9-119 取值 $[\theta]$——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 9-119 取值 A_c——钢管内的核心混凝土横截面面积 f_c——核心混凝土的抗压强度设计值 A_a——钢管的横截面面积

（续表 9-118）

序号	项　目	内　容
1	构件设计	f_a——钢管的抗拉、抗压强度设计值 φ_l——考虑长细比影响的承载力折减系数，按下述(4)条的规定确定 φ_e——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按下述(3)条的规定确定 φ_0——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值 (3) 钢管混凝土柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e，应按下式计算： 当 $e_0/r_c \leqslant 1.55$ 时： $$\varphi_e = \frac{0.1}{1+1.85\dfrac{e_0}{r_c}} \tag{9-101}$$ $$e_0 = \frac{M_2}{N} \tag{9-102}$$ 当 $e_0/r_c > 1.55$ 时： $$\varphi_e = \frac{0.3}{\dfrac{e_0}{r_c}-0.4} \tag{9-103}$$ 式中　e_0——柱端轴向压力偏心距的较大者 r_c——核心混凝土横截面的半径 M_2——柱端弯矩设计值的较大者 N——轴向压力设计值 (4) 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l，应按下列公式计算： 当 $L_e/D > 4$ 时： $$\varphi_l = 1-0.115\sqrt{L_e/D-4} \tag{9-104}$$ 当 $L_e/D \leqslant 4$ 时： $$\varphi_l = 1 \tag{9-105}$$ 式中　D——钢管的外直径 L_e——柱的等效计算长度，按下述(5)条和下述(6)条确定 (5) 柱的等效计算长度应按下列公式计算： $$L_e = \mu k L \tag{9-106}$$ 式中　L——柱的实际长度 μ——考虑柱端约束条件的计算长度系数，根据梁柱刚度的比值，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 确定 k——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按下述(6)条确定 (6) 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k，应按下列公式计算： 1) 轴心受压柱和杆件(图 9-61a)： $$k = 1 \tag{9-107}$$ 2) 无侧移框架柱(图 9-61b、c)： $$k = 0.5+0.3\beta+0.2\beta^2 \tag{9-108}$$

（续表 9-118）

序号	项　目	内　容
1	构件设计	3）有侧移框架柱（图 9-61d）和悬臂柱（图 9-61e、f）： 当 $e_0/r_c \leqslant 0.8$ 时 $$k = 1 - 0.625 e_0 / r_c \tag{9-109}$$ 当 $e_0/r_c > 0.8$ 时，取 $k = 0.5$ 当自由端有力矩 M_1 作用时， $$k = (1+\beta_1)/2 \tag{9-110}$$ 并将公式（9-109）与公式（9-110）所得 k 值进行比较，取其中的较大值 式中 β——柱两端弯矩设计值的绝对值较小者 M_1 与绝对值较大者 M_2 的比值，单曲压弯时 β 取正值，双曲压弯时 β 取负值 β_1——悬臂柱自由端弯矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值，当 β_1 为负值即双曲压弯时，则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算（图 9-61f） 注：1. 无侧移框架是指框架中设有支撑架、剪力墙、电梯井等支撑结构，且其抗侧移刚度不小于框架抗侧移刚度的 5 倍者；有侧移框架是指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架抗侧移刚度的 5 倍者 2. 嵌固端是指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度的比值不小于 4 者，或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者 （7）钢管混凝土单肢柱的拉弯承载力应满足下列规定： $$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leqslant 1 \tag{9-111}$$ $$N_{ut} = A_a F_a \tag{9-112}$$ $$M_u = 0.3 r_c N_0 \tag{9-113}$$ 式中 N——轴向拉力设计值 M——柱端弯矩设计值的较大者 （8）当钢管混凝土单肢柱的剪跨 a（横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离）小于柱子直径 D 的 2 倍时，柱的横向受剪承载力应符合下式规定： $$V \leqslant V_u \tag{9-114}$$ 式中 V——横向剪力设计值 V_u——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值 （9）钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下式计算： $$V_u = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}}\right) \tag{9-115}$$ $$V_0 = 0.2 A_c f_c (1+3\theta) \tag{9-116}$$ 式中 V_0——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值 N'——与横向剪力设计值 V 对应的轴向力设计值 a——剪跨，即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离 （10）钢管混凝土的局部受压应符合下式规定： $$N_l \leqslant N_{ul} \tag{9-117}$$ 式中 N_l——局部作用的轴向压力设计值 N_{ul}——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值 （11）钢管混凝土柱在中央部位受压时（图 9-62），局部受压承载力设计值应按下式计算：

（续表 9-118）

序号	项　　目	内　　容
1	构件设计	$$N_{ul}=N_0\sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (9\text{-}118)$$ 式中　N_0——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按公式(9-97)、公式(9-98)计算 A_l——局部受压面积 A_c——钢管内核心混凝土的横截面面积 （12）钢管混凝土柱在其组合界面附近受压时(图 9-63)，局部受压承载力设计值应按下式计算： 当 $A_l/A_c \geqslant 1/3$ 时： $$N_{ul}=(N_0-N')\omega\frac{A_l}{A_c} \quad (9\text{-}119)$$ 当 $A_l/A_c<1/3$ 时： $$N_{ul}=(N_0-N')\omega\sqrt{3}\frac{A_l}{A_c} \quad (9\text{-}120)$$ 式中　N_0——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按公式(9-97)、公式(9-98)计算 N'——非局部作用的轴向压力设计值 ω——考虑局压应力分布状况的系数，当局压应力为均匀分布时取 1.00；当局压应力为非均匀分布(如与钢管内壁焊接的柔性抗剪连接件等)时取 0.75 当局部受压承载力不足时，可将局压区段的管壁进行加厚
2	连接设计	（1）钢管混凝土柱的直径较小时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接(图 9-64)，外加强环应是环绕钢管混凝土柱的封闭的满环(图 9-65)。外加强环与钢管外壁应采用全熔透焊缝连接，外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度，最小宽度 c 不应小于钢梁翼缘宽度的 70% （2）钢管混凝土柱的直径较大时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接，也可与带有悬臂梁段的柱在现场进行梁的拼接。悬臂梁段可采用等截面(图 9-66)或变截面(图 9-67、图 9-68)；采用变截面梁段时，其坡度不宜大于 1/6 （3）钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接构造应同时满足管外剪力传递及弯矩传递的要求 （4）钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用环形牛腿或承重销；钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋楼板与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。也可采用其他符合计算受力要求的连接方式传递管外剪力 （5）环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上、下加强环组成(图 9-69)。肋板应与钢管壁外表面及上、下加强环采用角焊缝焊接，上、下加强环可分别与钢管壁外表面采用角焊缝焊接。环形牛腿的上、下加强环以及台锥式深牛腿的下加强环应预留直径不小于 50mm 的排气孔，台锥式环形深牛腿下加强环的直径可由楼板的冲切承载力计算确定 （6）钢管混凝土柱的外径不小于 600mm 时，可采用承重销传递剪力。由穿心腹板和上、下翼缘板组成的承重销(图 9-70)，其截面高度宜取框架梁截面高度的 50%，其平面位置应根据框架梁的位置确定。翼缘板在穿过钢管壁不少于 50mm 后可逐渐收窄。钢管与翼缘板之间、钢管与穿心腹板之间应采用全熔透坡口焊缝焊接，穿心腹板与对面的钢管壁之间(图 9-70a)或与另一方向的穿心腹板之间(图 9-70b)应采用角焊缝焊接

（续表 9-118）

序号	项　　目	内　　容
2	连接设计	（7）钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用井式双梁、环梁、穿筋单梁和变宽度梁，也可采用其他符合受力分析要求的连接方式 （8）井式双梁的纵向钢筋可从钢管侧面平行通过，并宜增设斜向构造钢筋（图 9-71）；井式双梁与钢管之间应浇筑混凝土 （9）钢筋混凝土环梁（图 9-72）的配筋应由计算确定。环梁的构造应符合下列规定： 1）环梁截面高度宜比框架梁高 50mm 2）环梁的截面宽度宜不小于框架梁宽度 3）框架梁的纵向钢筋在环梁内的锚固长度应满足本书的有关规定 4）环梁上、下环筋的截面面积，应分别不小于框架梁上、下纵筋截面面积的 70% 5）环梁内、外侧应设置环向腰筋，腰筋直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 150mm 6）环梁按构造设置的箍筋直径不宜小于 10mm，外侧间距不宜大于 150mm （10）采用穿筋单梁构造（图 9-73）时，在钢管开孔的区段应采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬（套）管的壁厚不应小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 s 不应小于孔的长径 b，衬（套）管端面至孔边的净距 w 不应小于孔长径 b 的 2.5 倍。宜采用双筋并股穿孔（图 9-73） （11）钢管直径较小或梁宽较大时，可采用梁端加宽的变宽度梁传递管外弯矩的构造方式（图 9-74）。变宽度梁一个方向的 2 根纵向钢筋可穿过钢管，其余纵向钢筋可连续绕过钢管，绕筋的斜度不应大于 1/6，并应在梁变宽度处设置附加箍筋

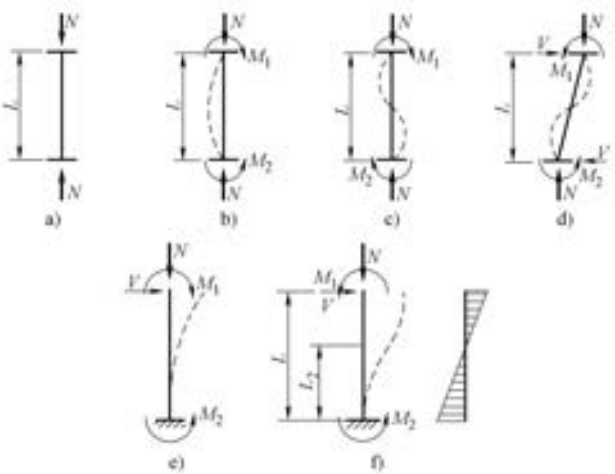


图 9-61　框架柱及悬臂柱计算简图

a）轴心受压　b）无侧移单曲压弯　c）无侧移双曲压弯

d）有侧移双曲压弯　e）单曲压弯　f）双曲压弯

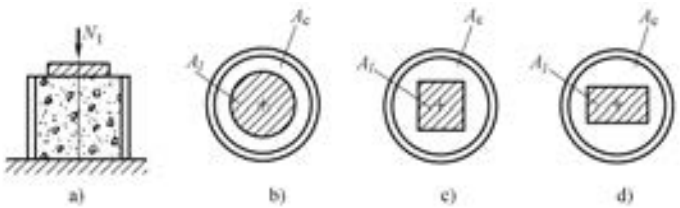


图 9-62 中央部位局部受压

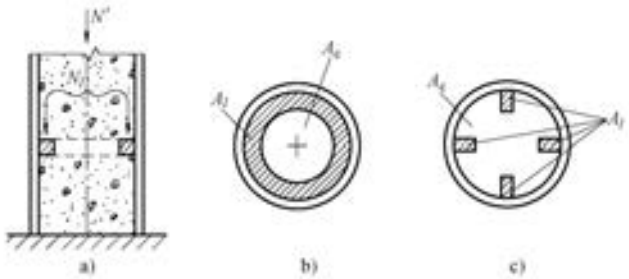


图 9-63 组合界面附近局部受压

表 9-119 系数 α、$[\theta]$取值

序号	混凝土等级	≤C50	C55~C80
1	α	2.00	1.80
2	θ	1.00	1.56

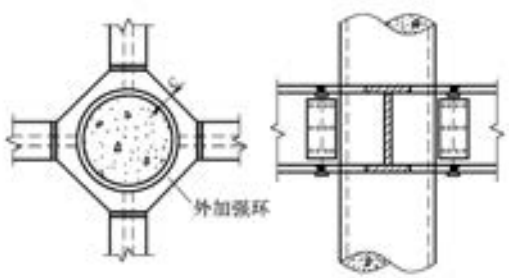


图 9-64 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意图

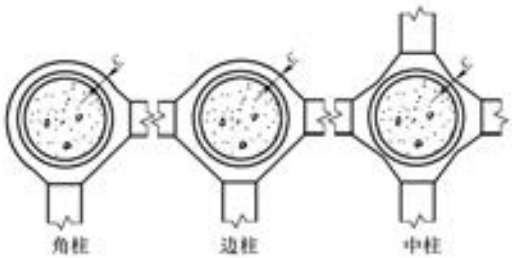


图 9-65 外加强环构造示意图

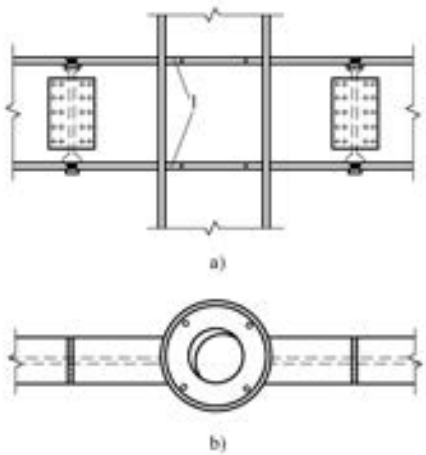


图 9-66 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱采用内加强环连接构造示意图
a）立面图 b）平面图
1—内加强环

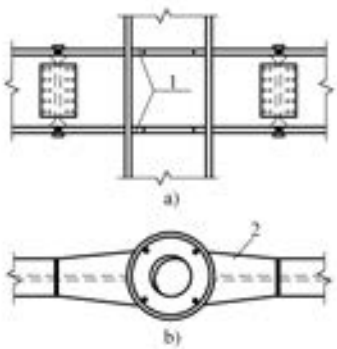


图 9-67 翼缘加宽的悬臂钢梁与钢管混凝土柱连接构造示意图
a）立面图 b）平面图
1—内加强环 2—翼缘加宽

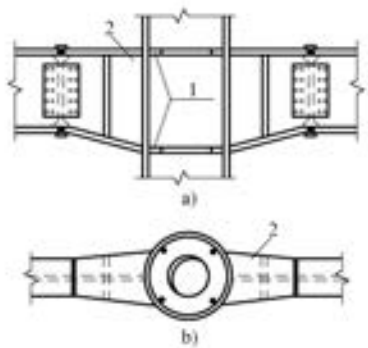


图 9-68 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与钢管混凝土柱连接构造示意图
a）立面图 b）平面图
1—内加强环 2—变高度(腹板加腋)悬臂梁段

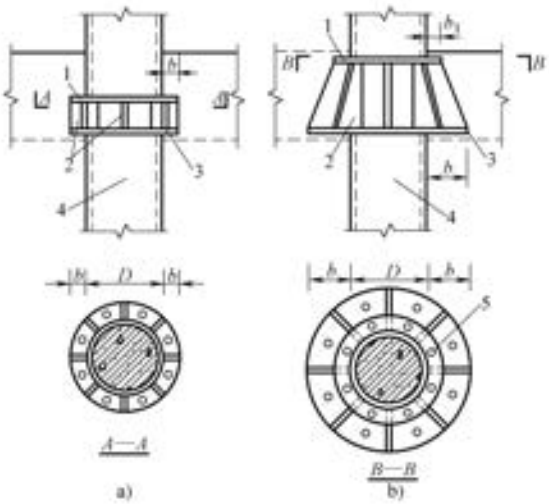


图 9-69 环形牛腿构造示意图

a）环形牛腿 b）台锥式深牛腿

1—上加强环 2—腹板或肋板 3—下加强环

4—钢管混凝土柱 5—排气孔

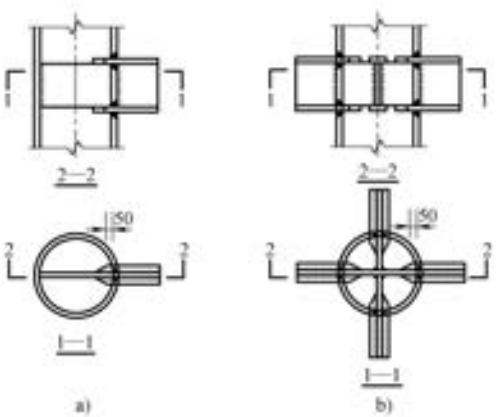


图 9-70 承重销构造示意图

a）边柱 b）中柱

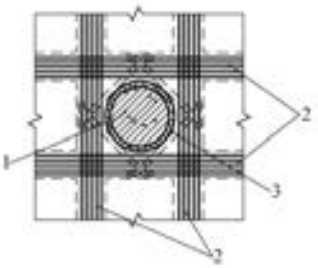


图 9-71　井式双梁构造示意图
1—钢管混凝土柱　2—双梁的纵向钢筋　3—附加斜向钢筋

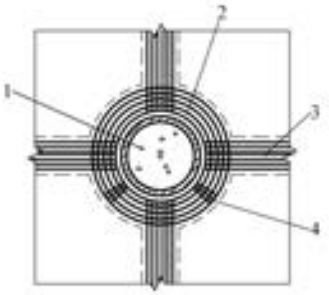


图 9-72　钢筋混凝土环梁构造示意图
1—钢管混凝土柱　2—环梁的环向钢筋　3—框架梁纵向钢筋　4—环梁箍筋

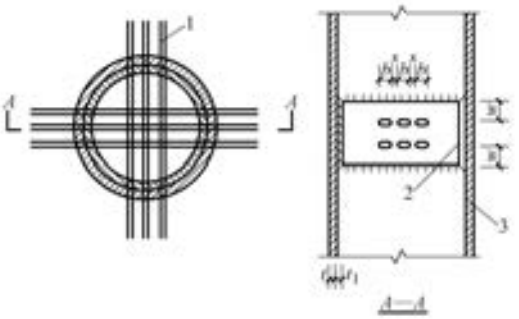


图 9-73　穿筋单梁构造示意图
1—并股双钢筋　2—内衬加强管段　3—柱钢管

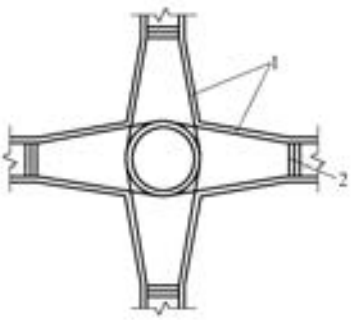


图 9-74　变宽度梁构造示意图
1—框架梁纵向钢筋　2—框架梁附加箍筋

第 10 章　地下工程防水构造与做法

10.1　地下工程防水构造规定

10.1.1　总则与有关规定

地下工程防水总则与有关规定见表 10-1。

表 10-1　地下工程防水总则与有关规定

序号	项　　目	内　　容
1	地下工程防水总则	（1）地下工程由于深埋在地下，时刻受地下水的渗透作用，如防水问题处理不好，致使地下水渗漏到工程内部，将会带来一系列问题：影响人员在工程内正常的工作和生活；使工程内部装修和设备加快锈蚀。使用机械排除工程内部渗漏水，需要耗费大量能源和经费，而且大量的排水还可能引起地面和地面建筑物不均匀沉降和破坏等。另外，据有关资料记载，美国有 20%左右的地下室存在氡污染，而氡是通过地下水渗漏渗入到工程内部聚积在内表面的。我国地下工程内部氡污染的情况如何，尚未见到相关报道，但如地下工程存在渗漏水则会使氡污染的可能性增加 为适应我国地下工程建设的需要，使新建、续建、改建的地下工程能合理正常地使用，充分发挥其经济效益、社会效益、战备效益，因此为使地下工程防水的设计和施工符合确保质量、技术先进、经济合理、安全适用的要求，特编写本章内容，供工程中应用 （2）本章内容适用于普遍性的、带有共性要求的新建、改建和续建的地下工程防水，包括： 1）工业与民用建筑地下工程，如医院、旅馆、商场、影剧院、洞库、电站、生产车间等 2）市政地下工程，如城市共用沟、城市公路隧道、人行过街地下通道、水工涵管等 3）地下铁道，如城市地铁区间隧道、地铁车站等 4）防护工程，为战时防护要求而修建的国防和人防工程，如指挥工程、人员掩蔽工程、疏散通道等 5）铁路、公路隧道、山岭及水底隧道等 （3）地下工程防水的设计和施工应遵循“防、排、截、堵相结合，刚柔相济，因地制宜，综合治理”的原则 （4）地下工程防水的设计和施工应符合环境保护的要求，并应采取相应措施 （5）地下工程的防水，应积极采用经过试验、检测和鉴定并经实践检验质量可靠的新材料、新技术、新工艺 （6）地下工程防水的设计和施工，除应符合本章内容外，尚应符合国家其他现行有关标准的规定
2	有关规定	（1）一般规定 1）地下工程必须进行防水设计，防水设计应定级准确、方案可靠、施工简便、经济合理

（续表 10-1）

序号	项　目	内　容
2	有关规定	2）地下工程防水方案应根据工程规划、结构设计、材料选择、结构耐久性和施工工艺等确定 3）地下工程的防水设计，应考虑地表水、地下水、毛细管水等的作用，以及由于人为因素引起的附近水文地质改变的影响。单建式的地下工程，应采用全封闭、部分封闭的防排水设计；附建式的全地下或半地下工程的防水设防高度，应高出室外地坪高程 500mm 以上 4）地下工程迎水面主体结构应采用防水混凝土，并应根据防水等级的要求采取其他防水措施 5）地下工程的变形缝（诱导缝）、施工缝、后浇带、穿墙管（盒）、预埋件、预留通道接头、桩头等细部构造，应加强防水措施 6）地下工程的排水管沟、地漏、出入口、窗井、风井等，应采取防倒灌措施；寒冷及严寒地区的排水沟应采取防冻措施 7）地下工程的防水设计，应根据工程的特点和需要收集下列资料： ① 最高地下水位的高程、出现的年代，近几年的实际水位高程和随季节变化情况 ② 地下水类型、补给来源、水质、流量、流向、压力 ③ 工程地质构造，包括岩层走向、倾角、节理及裂隙，含水地层的特性、分布情况和渗透系数，溶洞及陷穴，填土区、湿陷性土和膨胀土层等情况 ④ 历年气温变化情况、降水量、地层冻结深度 ⑤ 区域地形、地貌、天然水流、水库、废弃坑井以及地表水、洪水和给水排水系统资料 ⑥ 工程所在区域的地震烈度、地热，含瓦斯等有害物质的资料 ⑦ 施工技术水平和材料来源 8）工程防水设计，应包括下列内容： ① 防水等级和设防要求 ② 防水混凝土的抗渗等级和其他技术指标，质量保证措施 ③ 其他防水层选用的材料及其技术指标，质量保证措施 ④ 工程细部构造的防水措施，选用的材料及其技术指标，质量保证措施 ⑤ 工程的防排水系统，地面挡水、截水系统及工程各种洞口的防倒灌措施 （2）其他要求 1）地下工程与城市给水、排水管道的水平距离宜大于 2.5m，当不能满足时，地下工程应采取有效的防水措施 2）地下工程在施工期间对工程周围的地表水，应采取截水、排水、挡水和防洪措施 3）地下工程雨季进行防水混凝土和其他防水层施工时，应采取防雨措施 4）明挖法地下工程的结构自重应大于静水压力造成的浮力，在自重不足时应采取锚桩或其他抗浮措施 5）明挖法地下工程防水施工时，应符合下列规定： ① 地下水位应降至工程底部最低高程 500mm 以下，降水作业应持续至回填完毕 ② 工程底板范围内的集水井，在施工排水结束后应采用微膨胀混凝土填筑密实 ③ 工程顶板、侧墙留设大型孔洞时，应采取临时封闭、遮盖措施 6）明挖法地下工程的混凝土和防水层的保护层验收合格后，应及时回填，并应符合下列规定： ① 基坑内杂物应清理干净、无积水

（续表 10-1）

序号	项　　目	内　　容
2	有关规定	② 工程周围 800mm 以内宜采用灰土、黏土或亚黏土回填，其中不得含有石块、碎砖、灰渣、有机杂物以及冻土 ③ 回填施工应均匀对称进行，并应分层夯实。人工夯实每层厚度不应大于 250mm，机械夯实每层厚度不应大于 300mm，并应采取保护措施；工程顶部回填土厚度超过 500mm 时，可采用机械回填碾压 7）地下工程上的地面建筑物周围应做散水，宽度不宜小于 800mm，散水坡度宜为 5% 8）地下工程建成后，其地面应进行整修，地质勘察和施工留下的探坑等应回填密实，不得积水。工程顶部不宜设置蓄水池或修建水渠 （3）安全与环境保护 1）防水工程中不得采用现行国家标准《职业性接触毒物危害程度分级》GB 5044 中划分为Ⅲ级（中度危害）和Ⅲ级以上毒物的材料 2）当配制和使用有毒材料时，现场必须采取通风措施，操作人员必须穿防护服；戴口罩、手套和防护眼镜，严禁毒性材料与皮肤接触和入口 3）有毒材料和挥发性材料应密封储存，妥善保管和处理，不得随意倾倒 4）使用易燃材料时，应严禁烟火 5）使用有毒材料时，作业人员应按规定享受劳保福利和营养补助，并应定期检查身体

10.1.2 防水等级与防水设防要求

地下工程防水等级与防水设防要求见表 10-2。

表 10-2 地下工程防水等级与防水设防要求

序号	项　　目	内　　容
1	防水等级	（1）地下工程的防水等级应分为四级，各等级防水标准应符合表 10-3 的规定 （2）地下工程不同防水等级的适用范围，应根据工程的重要性和使用中对防水的要求按表 10-4 选定 在进行防水设计时，可根据表 10-3 与表 10-4 中规定的适用范围，结合工程的实际情况合理确定工程的防水等级。如办公用房属人员长期停留场所，档案库、文物库属少量湿迹会使物品变质、失效的储物场所，配电间、地铁车站顶部属少量湿迹会严重影响设备正常运转和危及工程安全运营的场所或部位，指挥工程属极重要的战备工程，故都应定为一级；而一般生产车间属人员经常活动的场所，地下车库属有少量湿迹不会使物品变质、失效的场所，电气化地铁隧道、地铁隧道、城市公路隧道、公路隧道侧墙属有少量湿迹基本不影响设备正常运转和工程安全运营的场所或部位，人员掩蔽工程属重要的战备工程，故应定为二级；城市地下公共管线沟属人员临时活动场所，战备交通隧道和疏散干道属一般战备工程，可定为三级。对于一个工程（特别是大型工程），因工程内部各部分的用途不同，其防水等级可以有所差别，设计时可根据表中适用范围的原则分别予以确定。但设计时要防止防水等级低的部位的渗漏水影响防水等级高的部位的情况
2	防水设防要求	（1）地下工程的防水设防要求，应根据使用功能、使用年限、水文地质、结构形式、环境条件、施工方法及材料性能等因素确定 1）明挖法地下工程防水设防要求应按表 10-5 选用 2）暗挖法地下工程防水设防要求应按表 10-6 选用 地下工程的防水可分为两部分，一是结构主体防水，二是细部构造特别是施工缝、

（续表 10-2）

序号	项　　目	内　　容
2	防水设防要求	变形缝、诱导缝、后浇带的防水。目前结构主体采用防水混凝土结构自防水，其防水效果尚好，而细部构造，特别是施工缝、变形缝的渗漏水现象较多。针对目前存在的这种情况，明挖法施工时不同防水等级的地下工程防水方案分为四部分内容，即主体、施工缝、后浇带、变形缝(诱导缝)。对于结构主体，目前普遍应用的是防水混凝土自防水结构，当工程的防水等级为一级时，应再增设两道其他防水层；当工程的防水等级为二级时，可视工程所处的水文地质条件、环境条件、工程设计使用年限等不同情况，应再增设一道其他防水层。之所以做这样的规定，除了确保工程的防水要求外，还考虑到下面的因素：即过去人们一直认为混凝土材料是永久性材料，但通过长期实践，人们逐渐认识到混凝土在地下工程中会受地下水侵蚀，其耐久性会受到影响。现在我国地下水特别是浅层地下水受污染比较严重，而防水混凝土又不是绝对不透水的材料，据测定抗渗等级为 P8 的防水混凝土的渗透系数为 $(5\sim8)\times10^{-10}$cm/s。所以地下水对地下工程的混凝土结构、钢筋的侵蚀破坏已是一个不容忽视的问题。防水等级为一、二级的工程，多是一些比较重要、投资较大、要求使用年限长的工程，为确保这些工程的使用寿命，单靠防水混凝土来抵抗地下水的侵蚀其效果是有限的，而防水混凝土和其他防水层结合使用则可较好地解决这一矛盾。对于施工缝、后浇带、变形缝，应根据不同防水等级选用不同的防水措施，防水等级越高，拟采用的措施越多，一方面是为了解决目前缝隙渗漏率高的状况，另一方面是由于缝的工程量相对于结构主体来说要小得多，采用多种措施也能做到精心施工，容易保证工程质量。暗挖法与明挖法不同处是工程内垂直施工缝多，其防水做法与水平施工缝有所区别 （2）处于侵蚀性介质中的工程，应采用耐侵蚀的防水混凝土、防水砂浆、防水卷材或防水涂料等防水材料 （3）处于冻融侵蚀环境中的地下工程，其混凝土抗冻融循环不得少于 300 次 （4）结构刚度较差或受振动作用的工程，宜采用延伸率较大的卷材、涂料等柔性防水材料

表 10-3　地下工程防水标准

序号	防水等级	防 水 标 准
1	一级	不允许渗水，结构表面无湿渍
2	二级	不允许漏水，结构表面可有少量湿渍 工业与民用建筑：总湿渍面积不应大于总防水面积(包括顶板、墙面、地面)的 1/1000；任意 100m^{2}防水面积上的湿渍不超过 2 处，单个湿渍的最大面积不大于 0.1m^2 其他地下工程：总湿渍面积不应大于总防水面积的 2/1000；任意 100m^{2}防水面积上的湿渍不超过 3 处，单个湿渍的最大面积不大于 0.2m^2；其中，隧道工程还要求平均渗水量不大于 0.05L/(m^2·d)，任意 100m^{2}防水面积上的渗水量不大于 0.15L/(m^2·d)
3	三级	有少量漏水点，不得有线流和漏泥沙 任意 100m^{2}防水面积上的漏水或湿渍点数不超过 7 处，单个漏水点的最大漏水量不大于 2.5L/d，单个湿渍的最大面积不大于 0.3m^2
4	四级	有漏水点，不得有线流和漏泥沙 整个工程平均漏水量不大于 2L/(m^2·d)；任意 100m^{2}防水面积上的平均漏水量不大于 4L/(m^2·d)

表 10-4 不同防水等级的适用范围

序号	防水等级	适 用 范 围
1	一级	人员长期停留的场所；因有少量湿渍会使物品变质、失效的储物场所及严重影响设备正常运转和危及工程安全运营的部位；极重要的战备工程、地铁车站
2	二级	人员经常活动的场所；在有少量湿渍的情况下不会使物品变质、失效的储物场所及基本不影响设备正常运转和工程安全运营的部位；重要的战备工程
3	三级	人员临时活动的场所；一般战备工程
4	四级	对渗漏水无严格要求的工程

表 10-5 明挖法地下工程防水设防要求

序号	工程部位		主体结构							施工缝							后浇带					变形缝(诱导缝)						
1	防水措施		防水混凝土	防水卷材	防水涂料	塑料防水板	膨润土防水材料	防水砂浆	金属防水板	遇水膨胀止水条(胶)	外贴式止水带	中埋式止水带	外抹防水砂浆	外涂防水涂料	水泥基渗透结晶型防水涂料	预埋注浆管	补偿收缩混凝土	外贴式止水带	预埋注浆管	遇水膨胀止水条(胶)	防水密封材料	中埋式止水带	外贴式止水带	可卸式止水带	防水密封材料	外贴防水卷材	外涂防水涂料
2	防水等级	一级	应选	应选一至两种						应选两种							应选	应选两种				应选	应选一至两种				
3		二级	应选	应选一种						应选一至两种							应选	应选一至两种				应选	应选一至两种				
4		三级	应选	宜选一种						宜选一至两种							应选	宜选一至两种				应选	宜选一至两种				
5		四级	宜选	—						宜选一种							应选	宜选一种				应选	宜选一种				

表 10-6 暗挖法地下工程防水设防要求

序号	工程部位		衬砌结构						内衬砌施工缝						内衬砌变形缝(诱导缝)				
1	防水措施		防水混凝土	塑料防水板	防水砂浆	防水涂料	防水卷材	金属防水层	外贴式止水带	预埋注浆管	遇水膨胀止水条(胶)	防水密封材料	中埋式止水带	水泥基渗透结晶型防水涂料	中埋式止水带	外贴式止水带	可卸式止水带	防水密封材料	遇水膨胀止水条(胶)
2	防水等级	一级	必选	应选一至两种					应选一至两种						应选	应选一至两种			
3		二级	应选	应选一种					应选一种						应选	应选一种			
4		三级	宜选	宜选一种					宜选一种						应选	宜选一种			
5		四级	宜选	宜选一种					宜选一种						应选	宜选一种			

10.2 地下工程混凝土结构主体防水要求

10.2.1 防水混凝土

防水混凝土要求见表 10-7。

表 10-7 防水混凝土要求

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）防水混凝土可通过调整配合比，或掺加外加剂、掺合料等措施配制而成，其抗渗等级不得小于 P6。 （2）防水混凝土的施工配合比应通过试验确定，试配混凝土的抗渗等级应比设计要求提高 0.2N/mm^2 （3）防水混凝土应满足抗渗等级要求，并应根据地下工程所处的环境和工作条件，满足抗压、抗冻和抗侵蚀性等耐久性要求
2	设计要求	（1）防水混凝土的设计抗渗等级，应符合本书表 6-43 的规定 （2）防水混凝土的环境温度不得高于 80℃；处于侵蚀性介质中防水混凝土的耐侵蚀要求应根据介质的性质按有关标准执行 （3）防水混凝土结构底板的混凝土垫层，强度等级不应小于 C15，厚度不应小于 100mm，在软弱土层中不应小于 150mm （4）防水混凝土结构，应符合下列规定： 1）结构厚度不应小于 250mm 2）裂缝宽度不得大于 0.2mm，并不得贯通 3）钢筋保护层厚度应根据结构的耐久性和工程环境选用，迎水面钢筋保护层厚度不应小于 50mm
3	材料标准	（1）用于防水混凝土的水泥应符合下列规定： 1）水泥品种宜采用硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥，采用其他品种水泥时应经试验确定 2）在受侵蚀性介质作用时，应按介质的性质选用相应的水泥品种 3）不得使用过期或受潮结块的水泥，并不得将不同品种或强度等级的水泥混合使用 （2）防水混凝土选用矿物掺合料时，应符合下列规定： 1）粉煤灰的品质应符合现行国家标准《用于水泥和混凝土中的粉煤灰》GB/T 1596 的有关规定，粉煤灰的级别不应低于Ⅱ级，烧失量不应大于 5%，用量宜为胶凝材料总量的 20%～30%，当水胶比小于 0.45 时，粉煤灰用量可适当提高 2）硅粉的品质应符合表 10-8 的要求，用量宜为胶凝材料总量的 2%～5% 3）粒化高炉矿渣粉的品质要求应符合现行国家标准《用于水泥和混凝土中的粒化高炉矿渣粉》GB/T 18046 的有关规定 4）使用复合掺合料时，其品种和用量应通过试验确定 （3）用于防水混凝土的砂、石，应符合下列规定： 1）宜选用坚固耐久、粒形良好的洁净石子；最大粒径不宜大于 40mm，泵送时其最大粒径不应大于输送管径的 1/4；吸水率不应大于 1.5%；不得使用碱活性集料；石子的质量要求应符合国家现行标准《普通混凝土用碎石或卵石质量标准及检验方法》JGJ 53 的有关规定

（续表 10-7）

序号	项　目	内　容
3	材料标准	2）砂宜选用坚硬、抗风化性强、洁净的中粗砂，不宜使用海砂；砂的质量要求应符合国家现行标准《普通混凝土用砂、石质量及检验方法标准》JGJ 52 的有关规定 （4）用于拌制混凝土的水，应符合国家现行标准《混凝土用水标准》JGJ 63 的有关规定 （5）防水混凝土可根据工程需要掺入减水剂、膨胀剂、防水剂、密实剂、引气剂、复合型外加剂及水泥基渗透结晶型材料，其品种和用量应经试验确定，所用外加剂的技术性能应符合国家现行有关标准的质量要求 （6）防水混凝土可根据工程抗裂需要掺入合成纤维或钢纤维，纤维的品种及掺量应通过试验确定 （7）防水混凝土中各类材料的总碱量（Na_2O 当量）不得大于 3kg/m^3；氯离子含量不应超过胶凝材料总量的 0.1%
4	施工做法	（1）防水混凝土施工前应做好降排水工作，不得在有积水的环境中浇筑混凝土 （2）防水混凝土的配合比，应符合下列规定： 1）胶凝材料用量应根据混凝土的抗渗等级和强度等级等选用，其总用量不宜小于 320kg/m^3；当强度要求较高或地下水有腐蚀性时，胶凝材料用量可通过试验调整 2）在满足混凝土抗渗等级、强度等级和耐久性条件下，水泥用量不宜小于 260kg/m^3 3）砂率宜为 35%～40%，泵送时可增至 45% 4）灰砂比宜为 1∶1.5～1∶2.5 5）水胶比不得大于 0.50，有侵蚀性介质时水胶比不宜大于 0.45 6）防水混凝土采用预拌混凝土时，入泵坍落度宜控制在 120～160mm，坍落度每小时损失值不应大于 20mm，坍落度总损失值不应大于 40mm 7）掺加引气剂或引气型减水剂时，混凝土含气量应控制在 3%～5% 8）预拌混凝土的初凝时间宜为 6～8h （3）防水混凝土配料应按配合比准确称量，其计量允许偏差应符合表 10-9 的规定 （4）使用减水剂时，减水剂宜配制成一定浓度的溶液 （5）防水混凝土应分层连续浇筑，分层厚度不得大于 500mm （6）用于防水混凝土的模板应拼缝严密、支撑牢固 （7）防水混凝土拌合物应采用机械搅拌，搅拌时间不宜小于 2min。掺外加剂时，搅拌时间应根据外加剂的技术要求确定 （8）防水混凝土拌合物在运输后如出现离析，必须进行二次搅拌。当坍落度损失后不能满足施工要求时，应加入原水胶比的水泥浆或掺加同品种的减水剂进行搅拌，严禁直接加水 （9）防水混凝土应采用机械振捣，避免漏振、欠振和超振 （10）防水混凝土应连续浇筑，宜少留施工缝。当留设施工缝时，应符合下列规定： 1）墙体水平施工缝不应留在剪力最大处或底板与侧墙的交接处，应留在高出底板表面不小于 300mm 的墙体上。拱（板）墙结合的水平施工缝，宜留在拱（板）墙接缝线以下 150～300mm 处。墙体有预留孔洞时，施工缝距孔洞边缘不应小于 300mm 2）垂直施工缝应避开地下水和裂隙水较多的地段，并宜与变形缝相结合 （11）施工缝防水构造形式宜按图 10-1～图 10-4 选用，当采用两种以上构造措施时可进行有效组合

（续表 10-7）

序号	项　　目	内　　容
4	施工做法	（12）施工缝的施工应符合下列规定： 1）水平施工缝浇筑混凝土前，应将其表面浮浆和杂物清除，然后铺设净浆或涂刷混凝土界面处理剂、水泥基渗透结晶型防水涂料等材料，再铺 30～50mm 厚的 1∶1 水泥砂浆，并应及时浇筑混凝土 2）垂直施工缝浇筑混凝土前，应将其表面清理干净，再涂刷混凝土界面处理剂或水泥基渗透结晶型防水涂料，并应及时浇筑混凝土 3）遇水膨胀止水条(胶)应与接缝表面密贴 4）选用的遇水膨胀止水条(胶)应具有缓胀性能，7d 的净膨胀率不宜大于最终膨胀率的 60%，最终膨胀率宜大于 220% 5）采用中埋式止水带或预埋式注浆管时，应定位准确、固定牢靠 （13）大体积防水混凝土的施工，应符合下列规定： 1）在设计许可的情况下，掺粉煤灰混凝土设计强度等级的龄期宜为 60d 或 90d 2）宜选用水化热低和凝结时间长的水泥 3）宜掺入减水剂、缓凝剂等外加剂和粉煤灰、磨细矿渣粉等掺合料 4）炎热季节施工时，应采取降低原材料温度、减少混凝土运输时吸收外界热量等降温措施，入模温度不应大于 30℃ 5）混凝土内部预埋管道，宜进行水冷散热 6）应采取保温保湿养护。混凝土中心温度与表面温度的差值不应大于 25℃，表面温度与大气温度的差值不应大于 20℃，温降梯度不得大于 3℃/d，养护时间不应少于 14d （14）防水混凝土结构内部设置的各种钢筋或绑扎钢丝，不得接触模板。用于固定模板的螺栓必须穿过混凝土结构时，可采用工具式螺栓或螺栓加堵头，螺栓上应加焊方形止水环。拆模后应将留下的凹槽用密封材料封堵密实，并应用聚合物水泥砂浆抹平(图 10-5) （15）防水混凝土终凝后应立即进行养护，养护时间不得少于 14d （16）防水混凝土的冬期施工，应符合下列规定： 1）混凝土入模温度不应低于 5℃ 2）混凝土养护应采用综合蓄热法、蓄热法、暖棚法、掺化学外加剂等方法，不得采用电热法或蒸汽直接加热法 3）应采取保湿保温措施

表 10-8　硅粉品质要求

序号	项　　目	指　　标
1	比表面积/(m^2/kg)	≥15000
2	二氧化硅含量(%)	≥85

表 10-9　防水混凝土配料量允许偏差

序号	混凝土组成材料	每盘计算(%)	累计计量(%)
1	水泥、掺合料	±2	±1
2	粗、细集料	±3	±2
3	水、外加剂	±2	±1

注：累计计量仅适用于计算机控制计量的搅拌站。

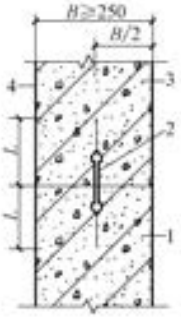


图 10-1　施工缝防水构造(1)
钢板止水带 $L\geqslant150$mm　橡胶止水带 $L\geqslant200$mm
钢边橡胶止水带 $L\geqslant120$mm
1—先浇混凝土　2—中埋止水带
3—后浇混凝土　4—结构迎水面

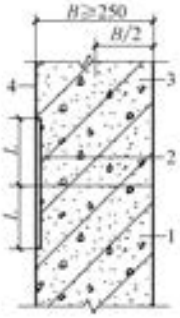


图 10-2　施工缝防水构造(2)
外贴止水带 $L\geqslant150$mm　外涂防水涂料 $L=200$mm
外抹防水砂浆 $L=200$mm
1—先浇混凝土　2—外贴止水带
3—后浇混凝土　4—结构迎水面

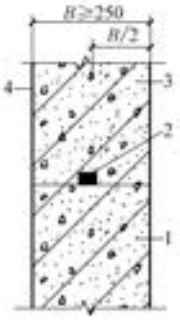


图 10-3　施工缝防水构造(3)
1—先浇混凝土　2—遇水膨胀止水条(胶)
3—后浇混凝土　4—结构迎水面

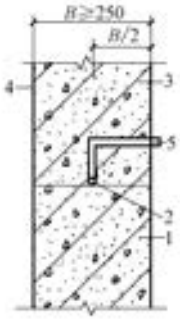


图 10-4　施工缝防水构造(4)
1—先浇混凝土　2—预埋注浆管
3—后浇混凝土　4—结构迎水面　5—注浆导管

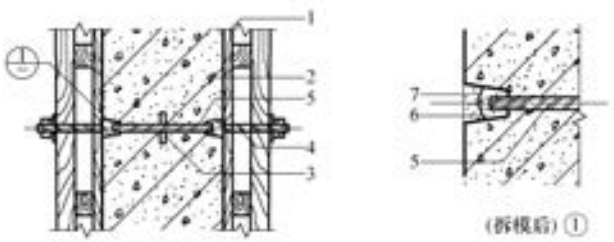


图 10-5　固定模板用螺栓的防水构造
1—模板　2—结构混凝土　3—止水环　4—工具式螺栓
5—固定模板用螺栓　6—密封材料　7—聚合物水泥砂浆

10.2.2　水泥砂浆防水层

水泥砂浆防水层要求见表 10-10。

表 10-10 水泥砂浆防水层要求

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）防水砂浆应包括聚合物水泥防水砂浆、掺外加剂或掺合料的防水砂浆，宜采用多层抹压法施工 （2）水泥砂浆防水层可用于地下工程主体结构的迎水面或背水面，不应用于受持续振动或温度高于 80℃的地下工程防水 （3）水泥砂浆防水层应在基础垫层、初期支护、围护结构及内衬结构验收合格后施工
2	设计要求	（1）水泥砂浆的品种和配合比设计应根据防水工程要求确定 （2）聚合物水泥防水砂浆厚度单层施工宜为 6~8mm，双层施工宜为 10~12mm；掺外加剂或掺合料的水泥防水砂浆厚度宜为 18~20mm （3）水泥砂浆防水层的基层混凝土强度或砌体用的砂浆强度均不应低于设计值的 80%
3	材料标准	（1）用于水泥砂浆防水层的材料，应符合下列规定： 1）应使用硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥或特种水泥，不得使用过期或受潮结块的水泥 2）砂宜采用中砂，含泥量不应大于±1%，硫化物和硫酸盐含量不应大于 1% 3）拌制水泥砂浆用水，应符合国家现行标准《混凝土用水标准》JGJ 63 的有关规定 4）聚合物乳液的外观：应为均匀液体，无杂质、无沉淀、不分层。聚合物乳液的质量要求应符合国家现行标准《建筑防水涂料用聚合物乳液》JC/T 1017 的有关规定 5）外加剂的技术性能应符合现行国家有关标准的质量要求 （2）防水砂浆主要性能应符合表 10-11 的要求
4	施工做法	（1）基层表面应平整、坚实、清洁，并应充分湿润、无明水 （2）基层表面的孔洞、缝隙，应采用与防水层相同的防水砂浆堵塞并抹平 （3）施工前应将预埋件、穿墙管预留凹槽内嵌填密封材料后，再施工水泥砂浆防水层 （4）防水砂浆的配合比和施工方法应符合所掺材料的规定，其中聚合物水泥防水砂浆的用水量应包括乳液中的含水量 （5）水泥砂浆防水层应分层铺抹或喷射，铺抹时应压实、抹平，最后一层表面应提浆压光 （6）聚合物水泥防水砂浆拌和后应在规定时间内用完，施工中不得任意加水 （7）水泥砂浆防水层各层应紧密黏合，每层宜连续施工；必须留设施工缝时，应采用阶梯坡形槎，但离阴阳角处的距离不得小于 200mm （8）水泥砂浆防水层不得在雨天、五级及以上大风中施工。冬期施工时，气温不应低于 5℃。夏季不宜在 30℃以上或烈日照射下施工 （9）水泥砂浆防水层终凝后，应及时进行养护，养护温度不宜低于 5℃，并应保持砂浆表面湿润，养护时间不得少于 14d 聚合物水泥防水砂浆未达到硬化状态时，不得浇水养护或直接受雨水冲刷，硬化后应采用干湿交替的养护方法。潮湿环境中，可在自然条件下养护

表 10-11 防水砂浆主要性能要求

序号	防水砂浆种类	黏结强度/(N/mm²)	抗渗性/(N/mm²)	抗折强度/(N/mm²)	干缩率/(%)	吸水率(%)	冻融循环/次	耐碱性	耐水性(%)
1	掺外加剂、掺合料的防水砂浆	>0.6	>0.8	同普通砂浆	同普通砂浆	≤3	>50	10%NaOH溶液浸泡14d无变化	—
2	聚合物水泥防水砂浆	>1.2	≥1.5	≥8.0	≤0.15	≤4	>50	—	≥80

注：耐水性指标是指砂浆浸水 168h 后材料的黏结强度及抗渗性的保持率。

10.2.3 卷材防水层

卷材防水层要求见表 10-12。

表 10-12 卷材防水层要求

序号	项目	内容
1	一般规定	（1）卷材防水层宜用于经常处在地下水环境，且受侵蚀性介质作用或受振动作用的地下工程 （2）卷材防水层应铺设在混凝土结构的迎水面 （3）卷材防水层用于建筑物地下室时，应铺设在结构底板垫层至墙体防水设防高度的结构基面上；用于单建式的地下工程时，应从结构底板垫层铺设至顶板基面，并应在外围形成封闭的防水层
2	设计要求	（1）防水卷材的品种规格和层数，应根据地下工程防水等级、地下水位高低及水压力作用状况、结构构造形式和施工工艺等因素确定 （2）卷材防水层的卷材品种可按表 10-13 选用，并应符合下列规定： 1）卷材外观质量、品种规格应符合国家现行有关标准的规定 2）卷材及其胶粘剂应具有良好的耐水性、耐久性、耐刺穿性、耐腐蚀性和耐菌性 （3）卷材防水层的厚度应符合表 10-14 的规定 （4）阴阳角处应做成圆弧或 45°坡角，其尺寸应根据卷材品种确定。在阴阳角等特殊部位，应增做卷材加强层，加强层宽度宜为 300~500mm
3	材料标准	（1）高聚物改性沥青类防水卷材的主要物理性能，应符合表 10-15 的要求 （2）合成高分子防水卷材的主要物理性能，应符合表 10-16 的要求 （3）粘贴各类防水卷材应采用与卷材材性相容的胶粘材料，其黏结质量应符合表 10-17 的要求 （4）聚乙烯丙纶复合防水卷材应采用聚合物水泥防水黏结材料，其物理性能应符合表 10-18 的要求
4	施工做法	（1）卷材防水层的基面应坚实、平整、清洁，阴阳角处应做圆弧或折角，并应符合所用卷材的施工要求 （2）铺贴卷材严禁在雨天、雪天、五级及以上大风中施工；冷粘法、自粘法施工的环境气温不宜低于 5℃，热熔法、焊接法施工的环境气温不宜低于-10℃。施工过程中下雨或下雪时，应做好已铺卷材的防护工作 （3）不同品种防水卷材的搭接宽度，应符合表 10-19 的要求

（续表 10-12）

序号	项　目	内　容
4	施工做法	（4）防水卷材施工前，基面应干净、干燥，并应涂刷基层处理剂；当基面潮湿时，应涂刷湿固化型胶粘剂或潮湿界面隔离剂。基层处理剂的配制与施工应符合下列要求： 1）基层处理剂应与卷材及其黏结材料的材性相容 2）基层处理剂喷涂或刷涂应均匀一致，不应露底，表面干燥后方可铺贴卷材 （5）铺贴各类防水卷材应符合下列规定： 1）应铺设卷材加强层 2）结构底板垫层混凝土部位的卷材可采用空铺法或点粘法施工，其黏结位置、点粘面积应按设计要求确定；侧墙采用外防外贴法的卷材及顶板部位的卷材应采用满粘法施工 3）卷材与基面、卷材与卷材间的黏结应紧密、牢固；铺贴完成的卷材应平整顺直，搭接尺寸应准确，不得产生扭曲和皱折 4）卷材搭接处和接头部位应粘贴牢固，接缝口应封严或采用材性相容的密封材料封缝 5）铺贴立面卷材防水层时，应采取防止卷材下滑的措施 6）铺贴双层卷材时，上下两层和相邻两幅卷材的接缝应错开 1/3~1/2 幅宽，且两层卷材不得相互垂直铺贴 （6）弹性体改性沥青防水卷材和改性沥青聚乙烯胎防水卷材采用热熔法施工应加热均匀，不得加热不足或烧穿卷材，搭接缝部位应溢出热熔的改性沥青 （7）铺贴自粘聚合物改性沥青防水卷材应符合下列规定： 1）基层表面应平整、干净、干燥、无尖锐凸起物或孔隙 2）排除卷材下面的空气，应辊压粘贴牢固，卷材表面不得有扭曲、皱折和起泡现象 3）立面卷材铺贴完成后，应将卷材端头固定或嵌入墙体顶部的凹槽内，并应用密封材料封严 4）低温施工时，宜对卷材和基面适当加热，然后铺贴卷材 （8）铺贴三元乙丙橡胶防水卷材应采用冷粘法施工，并应符合下列规定： 1）基底胶粘剂应涂刷均匀，不应露底、堆积 2）胶粘剂涂刷与卷材铺贴的间隔时间应根据胶粘剂的性能控制 3）铺贴卷材时，应辊压粘贴牢固 4）搭接部位的黏合面应清理干净，并应采用接缝专用胶粘剂或胶粘带黏结 （9）铺贴聚氯乙烯防水卷材，接缝采用焊接法施工时，应符合下列规定： 1）卷材的搭接缝可采用单焊缝或双焊缝。单焊缝搭接宽度应为 60mm，有效焊接宽度不应小于 30mm；双焊缝搭接宽度应为 80mm，中间应留设 10~20mm 的空腔，有效焊接宽度不宜小于 10mm 2）焊接缝的结合面应清理干净，焊接应严密 3）应先焊长边搭接缝，后焊短边搭接缝 （10）铺贴聚乙烯丙纶复合防水卷材应符合下列规定： 1）应采用配套的聚合物水泥防水黏结材料 2）卷材与基层粘贴应采用满粘法，黏结面积不应小于 90%，刮涂黏结料应均匀，不应露底、堆积 3）固化后的黏结料厚度不应小于 1.3mm 4）施工完的防水层应及时做保护层

（续表 10-12）

序号	项　目	内　容
4	施工做法	（11）高分子自粘胶膜防水卷材宜采用预铺反粘法施工，并应符合下列规定： 1）卷材宜单层铺设 2）在潮湿基面铺设时，基面应平整坚固、无明显积水 3）卷材长边应采用自粘边搭接，短边应采用胶粘带搭接，卷材端部搭接区应相互错开 4）立面施工时，在自粘边位置距离卷材边缘 10~20mm 内，应每隔 400~600mm 进行机械固定，并应保证固定位置被卷材完全覆盖 5）浇筑结构混凝土时不得损伤防水层 （12）采用外防外贴法铺贴卷材防水层时，应符合下列规定： 1）应先铺平面，后铺立面，交接处应交叉搭接 2）临时性保护墙宜采用石灰砂浆砌筑，内表面宜做找平层 3）从底面折向立面的卷材与永久性保护墙的接触部位，应采用空铺法施工；卷材与临时性保护墙或围护结构模板的接触部位，应将卷材临时贴附在该墙上或模板上，并应将顶端临时固定 4）当不设保护墙时，从底面折向立面的卷材接槎部位应采取可靠的保护措施 5）混凝土结构完成铺贴立面卷材时，应先将接槎部位的各层卷材揭开，并应将其表面清理干净，如卷材有局部损伤，应及时进行修补；卷材接槎的搭接长度，高聚物改性沥青类卷材应为 150mm，合成高分子类卷材应为 100mm；当使用两层卷材时，卷材应错槎接缝，上层卷材应盖过下层卷材 卷材防水层甩槎、接槎构造如图 10-6 所示 （13）采用外防内贴法铺贴卷材防水层时，应符合下列规定： 1）混凝土结构的保护墙内表面应抹厚度为 20mm 的 1∶3 水泥砂浆找平层，然后铺贴卷材 2）卷材宜先铺立面，后铺平面；铺贴立面时，应先铺转角，后铺大面 （14）卷材防水层经检查合格后，应及时做保护层，保护层应符合下列规定： 1）顶板卷材防水层上的细石混凝土保护层，应符合下列规定： ① 采用机械碾压回填土时，保护层厚度不宜小于 70mm ② 采用人工回填土时，保护层厚度不宜小于 50mm ③ 防水层与保护层之间宜设置隔离层 2）底板卷材防水层上的细石混凝土保护层厚度不应小于 50mm 3）侧墙卷材防水层宜采用软质保护材料或铺抹 20mm 厚 1∶2.5 水泥砂浆层

表 10-13　卷材防水层的卷材品种

序号	类　别	品 种 名 称
1	高聚物改性沥青类防水卷材	弹性体改性沥青防水卷材
2		改性沥青聚乙烯胎防水卷材
3		自粘聚合物改性沥青防水卷材
4	合成高分子类防水卷材	三元乙丙橡胶防水卷材
5		聚氯乙烯防水卷材
6		聚乙烯丙纶复合防水卷材
7		高分子自粘胶膜防水卷材

表 10-14 不同品种卷材的厚度

序号	卷材品种	高聚物改性沥青类防水卷材			合成高分子类防水卷材			
		弹性体改性沥青防水卷材、改性沥青聚乙烯胎防水卷材	自粘聚合物改性沥青防水卷材		三元乙丙橡胶防水卷材	聚氯乙烯防水卷材	聚乙烯丙纶复合防水卷材	高分子自粘胶膜防水卷材
			聚酯毡胎体	无胎体				
1	单层厚度/mm	≥4	≥3	≥1.5	≥1.5	≥1.5	卷材：≥0.9 黏结料：≥1.3 芯材厚度≥0.6	≥1.2
2	双层总厚度/mm	≥(4+3)	≥(3+3)	≥(1.5+1.5)	≥(1.2+1.2)	≥(1.2+1.2)	卷材：≥(0.7+0.7) 黏结料：≥(1.3+1.3) 芯材厚度≥0.5	—

注：1. 带有聚酯毡胎体的自粘聚合物改性沥青防水卷材应执行国家现行标准《自粘聚合物改性沥青聚酯胎防水卷材》JC 898。

2. 无胎体的自粘聚合物改性沥青防水卷材应执行国家现行标准《自粘橡胶沥青防水卷材》JC 840。

表 10-15 高聚物改性沥青类防水卷材的主要物理性能

序号	项目		性能要求				
			弹性体改性沥青防水卷材			自粘聚合物改性沥青防水卷材	
			聚酯毡胎体	玻纤毡胎体	聚乙烯膜胎体	聚酯毡胎体	无胎体
1	可溶物含量/(g/m²)		3mm 厚≥2100 4mm 厚≥2900			3mm 厚≥2100	—
2	拉伸性能	拉力/(N/50mm)	≥800(纵横向)	≥500(纵横向)	≥140(纵向) ≥120(横向)	≥450(纵横向)	≥180(纵横向)
3		延伸率(%)	最大拉力时≥40(纵横向)	—	断裂时≥250(纵向)	最大拉力时≥30(纵横向)	断裂时≥200(纵向)
4	低温柔度/℃		-25，无裂纹				
5	热老化后低温柔度/℃		-20，无裂缝			-22，无裂纹	
6	不透水性		压力 0.3N/mm²，保持时间 30min，不透水				

表 10-16 合成高分子防水卷材的主要物理性能

序号	项目	性能要求			
		三元乙丙橡胶防水卷材	聚氯乙烯防水卷材	聚乙烯丙纶复合防水卷材	高分子自粘胶膜防水卷材
1	拉伸强度	≥7.5N/mm²	≥12N/mm²	≥60N/10mm	≥100N/10mm
2	断裂伸长率	≥450%	≥250%	≥300%	≥400%
3	低温弯折性	-40℃，无裂纹	-20℃，无裂纹	-20℃，无裂纹	-20℃，无裂纹
4	不透水性	压力 0.3N/mm²，保持时间 120min，不透水			
5	撕裂强度	≥25kN/m	≥40kN/m	≥20N/10mm	≥120N/10mm
6	复合强度(表层与芯层)	—	—	1.2N/mm	—

表 10-17 防水卷材黏结质量要求

序号	项目		自粘聚合物改性沥青防水卷材黏合面		三元乙丙橡胶和聚氯乙烯防水卷材胶粘剂	合成橡胶胶粘带	高分子自粘胶膜防水卷材黏合面
			聚酯毡胎体	无胎体			
1	剪切状态下的黏合性(卷材-卷材)	标准试验条件/(N/10mm)≥	40 或卷材断裂	20 或卷材断裂	20 或卷材断裂	20 或卷材断裂	40 或卷材断裂
2	黏结剥离强度(卷材-卷材)	标准试验条件/(N/10mm)≥	15 或卷材断裂		15 或卷材断裂	4 或卷材断裂	—
3		浸水 168h 后保持率(%)≥	70		70	80	—
4	与混凝土黏结强度(卷材-混凝土)	标准试验条件/(N/10mm)≥	15 或卷材断裂		15 或卷材断裂	6 或卷材断裂	20 或卷材断裂

表 10-18 聚合物水泥防水黏结材料物理性能

序号	项目		性能要求
1	与水泥基面的黏结拉伸强度/(N/mm^2)	常温 7d	≥0.6
2		耐水性	≥0.4
3		耐冻性	≥0.4
4	可操作时间/h		≥2
5	抗渗性/(N/mm^2)(7d)		≥1.0
6	剪切状态下的黏合性/(N/mm,常温)	卷材与卷材	≥2.0 或卷材断裂
7		卷材与基面	≥1.8 或卷材断裂

表 10-19 防水卷材搭接宽度

序号	卷材品种	搭接宽度/mm
1	弹性体改性沥青防水卷材	100
2	改性沥青聚乙烯胎防水卷材	100
3	自粘聚合物改性沥青防水卷材	80
4	三元乙丙橡胶防水卷材	100/60(胶粘剂/胶粘带)
5	聚氯乙烯防水卷材	60/80(单焊缝/双焊缝)
6		100(胶粘剂)
7	聚乙烯丙纶复合防水卷材	100(黏结料)
8	高分子自粘胶膜防水卷材	70/80(自粘胶/胶粘带)

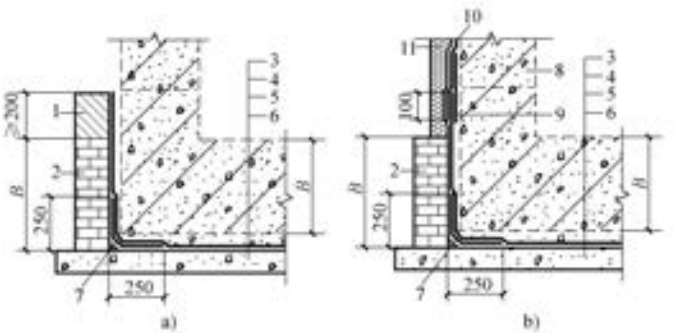


图 10-6 卷材防水层甩槎、接槎构造

a）甩槎 b）接槎

1—临时保护墙 2—永久保护墙 3—细石混凝土保护层 4—卷材防水层

5—水泥砂浆找平层 6—混凝土垫层 7—卷材加强层 8—结构墙体

9—卷材加强层 10—卷材防水层 11—卷材保护层

10.2.4 涂料防水层

涂料防水层要求见表 10-20。

表 10-20 涂料防水层要求

序号	项 目	内 容
1	一般规定	（1）涂料防水层应包括无机防水涂料和有机防水涂料。无机防水涂料可选用掺外加剂、掺合料的水泥基防水涂料、水泥基渗透结晶型防水涂料。有机防水涂料可选用反应型、水乳型、聚合物水泥等涂料 （2）无机防水涂料宜用于结构主体的背水面，有机防水涂料宜用于地下工程主体结构的迎水面，用于背水面的有机防水涂料应具有较高的抗渗性，且与基层有较好的黏结性
2	设计要求	（1）防水涂料品种的选择应符合下列规定： 1）潮湿基层宜选用与潮湿基面黏结力大的无机防水涂料或有机防水涂料，也可采用先涂无机防水涂料而后再涂有机防水涂料构成复合防水涂层 2）冬期施工宜选用反应型涂料 3）埋置深度较深的重要工程、有振动或有较大变形的工程，宜选用高弹性防水涂料 4）有腐蚀性的地下环境宜选用耐腐蚀性较好的有机防水涂料，并应做刚性保护层 5）聚合物水泥防水涂料应选用Ⅱ型产品 （2）采用有机防水涂料时，基层阴阳角应做成圆弧形，阴角直径宜大于 50mm，阳角直径宜大于 10mm，在底板转角部位应增加胎体增强材料，并应增涂防水涂料 （3）防水涂料宜采用外防外涂或外防内涂（图 10-7、图 10-8） （4）掺外加剂、掺合料的水泥基防水涂料厚度不得小于 3.0mm；水泥基渗透结晶型防水涂料的用量不应小于 1.5kg/m^2，且厚度不应小于 1.0mm；有机防水涂料的厚度不得小于 1.2mm

（续表 10-20）

序号	项　　目	内　　容
3	材料标准	（1）涂料防水层所选用的涂料应符合下列规定： 1）应具有良好的耐水性、耐久性、耐腐蚀性及耐菌性 2）应无毒、难燃、低污染 3）无机防水涂料应具有良好的湿干黏结性和耐磨性，有机防水涂料应具有较好的延伸性及较大适应基层变形能力 （2）无机防水涂料的性能指标应符合表 10-21 的规定，有机防水涂料的性能指标应符合表 10-22 的规定
4	施工做法	（1）无机防水涂料基层表面应干净、平整、无浮浆和明显积水 （2）有机防水涂料基层表面应基本干燥，不应有气孔、凹凸不平、蜂窝麻面等缺陷。涂料施工前，基层阴阳角应做成圆弧形 （3）涂料防水层严禁在雨天、雾天、五级及以上大风时施工，不得在施工环境温度低于 5℃及高于 35℃或烈日暴晒时施工。涂膜固化前如有降雨可能时，应及时做好已完涂层的保护工作 （4）防水涂料的配制应按涂料的技术要求进行 （5）防水涂料应分层刷涂或喷涂，涂层应均匀，不得漏刷漏涂；接槎宽度不应小于 100mm （6）铺贴胎体增强材料时，应使胎体层充分浸透防水涂料，不得有露槎及褶皱 （7）有机防水涂料施工完后应及时做保护层，保护层应符合下列规定： 1）底板、顶板应采用 20mm 厚 1∶2.5 水泥砂浆层和 40～50mm 厚的细石混凝土保护层，防水层与保护层之间宜设置隔离层 2）侧墙背水面保护层应采用 20mm 厚 1∶2.5 水泥砂浆 3）侧墙迎水面保护层宜选用软质保护材料或 20mm 厚 1∶2.5 水泥砂浆

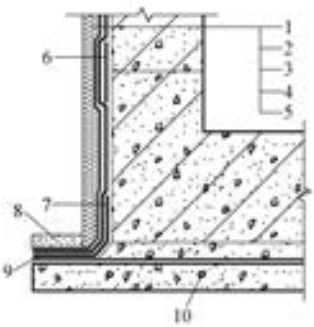


图 10-7　防水涂料外防外涂构造
1—保护墙　2—砂浆保护层　3—涂料防水层　4—砂浆找平层　5—结构墙体　6—涂料防水层加强层　7—涂料防水加强层　8—涂料防水层搭接部位保护层　9—涂料防水层搭接部位　10—混凝土垫层

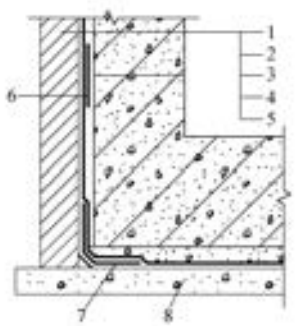


图 10-8　防水涂料外防内涂构造
1—保护墙　2—涂料保护层　3—涂料防水层　4—找平层　5—结构墙体　6—涂料防水层加强层　7—涂料防水加强层　8—混凝土垫层

表 10-21 无机防水涂料的性能指标

序号	涂料种类	抗折强度/(N/mm²)	黏结强度/(N/mm²)	一次抗渗性/(N/mm²)	二次抗渗性/(N/mm²)	冻融循环/次
1	掺外加剂、掺合料水泥基防水涂料	>4	>1.0	>0.8	—	>50
2	水泥基渗透结晶型防水涂料	≥4	≥1.0	>0.8	>0.8	>50

表 10-22 有机防水涂料的性能指标

序号	涂料种类	可操作时间/min	潮湿基面黏结强度/(N/mm²)	抗渗性/(N/mm²)			浸水 168h 后拉伸强度/(N/mm²)	浸水 168h 后断裂伸长率(%)	耐水性(%)	表干/h	实干/h
				涂膜(120min)	砂浆迎水面	砂浆背水面					
1	反应型	≥20	≥0.5	≥0.3	≥0.8	≥0.3	≥1.7	≥400	≥80	≤12	≤24
2	水乳型	≥50	≥0.2	≥0.3	≥0.8	≥0.3	≥0.5	≥350	≥80	≤4	≤12
3	聚合物水泥	≥30	≥1.0	≥0.3	≥0.8	≥0.6	≥1.5	≥80	≥80	≤4	≤12

注：1. 浸水 168h 后的拉伸强度和断裂伸长率是在浸水取出后只经擦干即进行试验所得的值。

2. 耐水性指标是指材料浸水 168h 后取出擦干即进行试验，其黏结强度及抗渗性的保持率。

10.2.5 塑料防水板防水层

塑料防水板防水层要求见表 10-23。

表 10-23 塑料防水板防水层要求

序号	项目	内容
1	一般规定	(1) 塑料防水板防水层宜用于经常受水压、侵蚀性介质或受振动作用的地下工程防水 (2) 塑料防水板防水层宜铺设在复合式衬砌的初期支护和二次衬砌之间 (3) 塑料防水板防水层宜在初期支护结构趋于基本稳定后铺设
2	设计要求	(1) 塑料防水板防水层应由塑料防水板与缓冲层组成 (2) 塑料防水板防水层可根据工程地质、水文地质条件和工程防水要求，采用全封闭、半封闭或局部封闭铺设 (3) 塑料防水板防水层应牢固地固定在基面上，固定点的间距应根据基面平整情况确定，拱部宜为 0.5~0.8m、边墙宜为 1.0~1.5m、底部宜为 1.5~2.0m。局部凹凸较大时，应在凹处加密固定点
3	材料标准	(1) 塑料防水板可选用乙烯-醋酸乙烯共聚物、乙烯-沥青共混聚合物、聚氯乙烯、高密度聚乙烯类或其他性能相近的材料 (2) 塑料防水板应符合下列规定： 1) 幅宽宜为 2~4m 2) 厚度不得小于 1.2mm 3) 应具有良好的耐刺穿性、耐久性、耐水性、耐腐蚀性、耐菌性 4) 塑料防水板主要性能指标应符合表 10-24 的规定

（续表 10-23）

序号	项　目	内　容
3	材料标准	（3）缓冲层宜采用无纺布或聚乙烯泡沫塑料，缓冲层材料性能指标应符合表 10-25 的规定 （4）暗钉圈应采用与塑料防水板相容的材料制作，直径不应小于 80mm（图 10-9）
4	施工做法	（1）塑料防水板防水层的基面应平整、无尖锐凸出物；基面平整度 D/L 不应大于 1/6 注：D 为初期支护基面相邻两凸面间凹进去的深度，L 为初期支护基面相邻两凸面间的距离 （2）铺设塑料防水板前应先铺缓冲层，缓冲层应采用暗钉圈固定在基面上（图 10-9）。钉距应符合本表序号 2 之（3）条的规定 （3）塑料防水板的铺设应符合下列规定： 1）铺设塑料防水板时，宜由拱顶向两侧展铺，并应边铺边用压焊机将塑料板与暗钉圈焊接牢靠，不得有漏焊、假焊和焊穿现象。两幅塑料防水板的搭接宽度不应小于 100mm。搭接缝应为热熔双焊缝，每条焊缝的有效宽度不应小于 10mm 2）环向铺设时，应先拱后墙，下部防水板应压住上部防水板 3）塑料防水板铺设时宜设置分区预埋注浆系统 4）分段设置塑料防水板防水层时，两端应采取封闭措施 （4）接缝焊接时，塑料板的搭接层数不得超过三层 （5）塑料防水板铺设时应少留或不留接头，当留设接头时，应对接头进行保护。再次焊接时应将接头处的塑料防水板擦拭干净 （6）铺设塑料防水板时，不应绷得太紧，宜根据基面的平整度留有充分的余地 （7）塑料防水板的铺设应超前混凝土施工，超前距离宜为 5～20m，并应设临时挡板防止机械损伤和电火花灼伤塑料防水板 （8）二次衬砌混凝土施工时应符合下列规定： 1）绑扎、焊接钢筋时应采取防刺穿、灼伤塑料防水板的措施 2）混凝土出料口和振捣棒不得直接接触塑料防水板 （9）塑料防水板防水层铺设完毕后，应进行质量检查，并应在验收合格后进行下道工序的施工

表 10-24　塑料防水板主要性能指标

序号	项　目	性能指标			
		乙烯-醋酸乙烯共聚物	乙烯-沥青共混聚合物	聚氯乙烯	高密度聚乙烯
1	拉伸强度/（N/mm^2）	≥16	≥14	≥10	≥16
2	断裂延伸率（%）	≥550	≥500	≥200	≥550
3	不透水性/（N/mm^2）（120min）	≥0.3	≥0.3	≥0.3	≥0.3
4	低温弯折性	-35℃无裂纹	-35℃无裂纹	-20℃无裂纹	-35℃无裂纹
5	热处理尺寸变化率（%）	≤2.0	≤2.5	≤2.0	≤2.0

表 10-25 缓冲层材料性能指标

序号	性能指标 / 材料名称	抗拉强度 /(N/50mm)	伸长率(%)	质量 /(g/m²)	顶破强度/kN	厚度/mm
1	聚乙烯泡沫塑料	>0.4	≥100	—	≥5	≥5
2	无纺布	纵横向≥700	纵横向≥50	>300	—	—

10.2.6 金属防水层

金属防水层要求见表 10-26。

表 10-26 金属防水层要求

序号	项 目	内 容
1	适用条件及有关要求	(1) 金属防水层可用于长期浸水、水压较大的水工及过水隧道，所用的金属板和焊条的规格及材料性能，应符合设计要求 (2) 金属板的拼接应采用焊接，拼接焊缝应严密。竖向金属板的垂直接缝，应相互错开 (3) 金属板防水层应用临时支撑加固。金属板防水层底板上应预留浇捣孔，并应保证混凝土浇筑密实，待底板混凝土浇筑完后应补焊严密 (4) 金属板防水层如先焊成箱体，再整体吊装就位时，应在其内部加设临时支撑 (5) 金属板防水层应采取防锈措施
2	对主体结构要求	(1) 主体结构内侧设置金属防水层时，金属板应与结构内的钢筋焊牢，也可在金属防水层上焊接一定数量的锚固筋(图 10-10) (2) 主体结构外侧设置金属防水层时，金属板应焊在混凝土结构的预埋件上。金属板经焊缝检查合格后，应将其与结构间的空隙用水泥砂浆灌实(图 10-11)

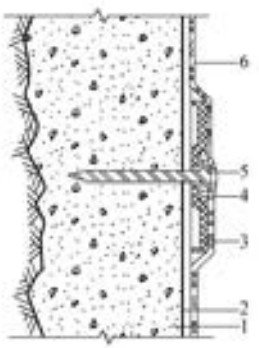


图 10-9 暗钉圈固定缓冲层

1—初期支护 2—缓冲层 3—热塑性暗钉圈 4—金属垫圈 5—射钉 6—塑料防水板

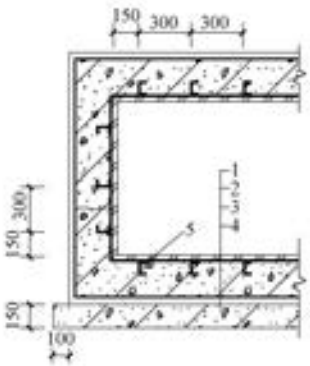


图 10-10 结构内侧设置金属板防水层

1—金属板 2—主体结构 3—防水砂浆 4—垫层 5—锚固筋

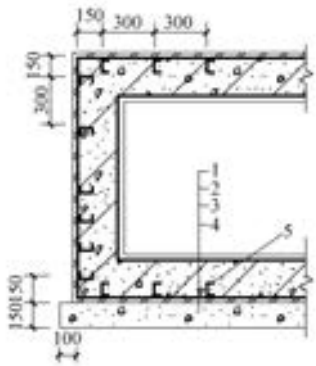


图 10-11 结构外侧设置金属板防水层

1—防水砂浆 2—主体结构 3—金属板 4—垫层 5—锚固筋

10.2.7 膨润土防水材料防水层

膨润土防水材料防水层要求见表 10-27。

表 10-27 膨润土防水材料防水层要求

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	（1）膨润土防水材料包括膨润土防水毯和膨润土防水板及其配套材料，采用机械固定法铺设 （2）膨润土防水材料防水层应用于 pH 值为 4~10 的地下环境，含盐量较高的地下环境应采用经过改性处理的膨润土，并应经检测合格后使用 （3）膨润土防水材料防水层应用于地下工程主体结构的迎水面，防水层两侧应具有一定的夹持力
2	设计要求	（1）铺设膨润土防水材料防水层的基层混凝土强度等级不得小于 C15，水泥砂浆强度等级不得低于 M7.5 （2）阴、阳角部位应做成直径不小于 30mm 的圆弧或 30mm×30mm 的坡角 （3）变形缝、后浇带等接缝部位应设置宽度不小于 500mm 的加强层，加强层应设置在防水层与结构外表面之间 （4）穿墙管件部位宜采用膨润土橡胶止水条、膨润土密封膏或膨润土粉进行加强处理
3	材料标准	（1）膨润土防水材料应符合下列规定： 1）膨润土防水材料中的膨润土颗粒应采用钠基膨润土，不应采用钙基膨润土 2）膨润土防水材料应具有良好的不透水性、耐久性、耐腐蚀性和耐菌性 3）膨润土防水毯非织布外表面宜附加一层高密度聚乙烯膜 4）膨润土防水毯的织布层和非织布层之间应连接紧密、牢固，膨润土颗粒应分布均匀 5）膨润土防水板的膨润土颗粒应分布均匀、粘贴牢固，基材应采用厚度为 0.6~1.0mm 的高密度聚乙烯片材 （2）膨润土防水材料性能指标应符合表 10-28 的要求
4	施工做法	（1）基层应坚实、清洁，不得有明水和积水。平整度应符合本书表 10-23 序号 4 之(1)条的规定 （2）膨润土防水材料应采用水泥钉和垫片固定。立面和斜面上的固定间距宜为400~500mm，平面上应在搭接缝处固定 （3）膨润土防水毯的织布面应与结构外表面或底板垫层混凝土密贴；膨润土防水板的膨润土面应与结构外表面或底板垫层密贴 （4）膨润土防水材料应采用搭接法连接，搭接宽度应大于 100mm。搭接部位的固定位置距搭接边缘的距离宜为 25~30mm，搭接处应涂膨润土密封膏。平面搭接缝可干撒膨润土颗粒，用量宜为 0.3~0.5kg/m （5）立面和斜面铺设膨润土防水材料时，应上层压着下层，卷材与基层、卷材与卷材之间应密贴，并应平整无褶皱 （6）膨润土防水材料分段铺设时，应采取临时防护措施 （7）甩槎与下幅防水材料连接时，应将收口压板、临时保护膜等去掉，并应将搭接部位清理干净，涂抹膨润土密封膏，然后搭接固定 （8）膨润土防水材料的永久收口部位应用收口压条和水泥钉固定，并应用膨润土密封膏覆盖 （9）膨润土防水材料与其他防水材料过渡时，过渡搭接宽度应大于 400mm，搭接范围内应涂抹膨润土密封膏或铺撒膨润土粉 （10）破损部位应采用与防水层相同的材料进行修补，补丁边缘与破损部位边缘的距离不应小于 100mm；膨润土防水板表面膨润土颗粒损失严重时应涂抹膨润土密封膏

表 10-28 膨润土防水材料性能指标

序号	项目		性能指标		
			针刺法钠基膨润土防水毯	刺覆膜法钠基膨润土防水毯	胶粘法钠基膨润土防水毯
1	单位面积质量/(g/m²、干重)		≥4000		
2	膨润土膨胀指数/(mL/2g)		≥24		
3	拉伸强度/(N/100mm)		≥600	≥700	≥600
4	最大负荷下伸长率(%)		≥10	≥10	≥8
5	剥离强度	非制造布-编织布/(N/10cm)	≥40	≥40	—
6		PE 膜-非制造布/(N/10cm)	—	≥30	—
7	渗透系数/(cm/s)		$\leqslant 5\times10^{-11}$	$\leqslant 5\times10^{-12}$	$\leqslant 1\times10^{-13}$
8	滤失量/mL		≤18		
9	膨润土耐久性(mL/2g)		≥20		

10.2.8 地下工程种植顶板防水

地下工程种植顶板防水要求见表 10-29。

表 10-29 地下工程种植顶板防水要求

序号	项目	内容
1	一般规定	(1) 地下工程种植顶板的防水等级应为一级 (2) 种植土与周边自然土体不相连，且高于周边地坪时，应按种植屋面要求设计 (3) 地下工程种植顶板结构应符合下列规定： 1) 种植顶板应为现浇防水混凝土，结构找坡，坡度宜为 1%～2% 2) 种植顶板厚度不应小于 250mm，最大裂缝宽度不应大于 0.2mm，并不得贯通 3) 种植顶板的结构荷载设计应按国家现行标准《种植屋面工程技术规程》JGJ 155 的有关规定执行 (4) 地下室顶板面积较大时，应设计蓄水装置；寒冷地区的设计，冬秋季时宜将种植土中的积水排出
2	设计要求	(1) 种植顶板防水设计应包括主体结构防水，管线、花池、排水沟、通风井和亭、台、架、柱等构配件的防排水、泛水设计 (2) 地下室顶板为车道或硬铺地面时，应根据工程所在地区现行建筑节能标准进行绝热(保温)层的设计 (3) 少雨地区的地下工程顶板种植土宜与大于 1/2 周边的自然土体相连，若低于周边土体时，宜设置蓄排水层 (4) 种植土中的积水宜通过盲沟排至周边土体或建筑排水系统 (5) 地下工程种植顶板的防排水构造应符合下列要求： 1) 耐根穿刺防水层应铺设在普通防水层上面 2) 耐根穿刺防水层表面应设置保护层，保护层与防水层之间应设置隔离层 3) 排(蓄)水层应根据渗水性、储水量、稳定性、抗生物性和碳酸盐含量等因素进行设计；排(蓄)水层应设置在保护层上面，并应结合排水沟分区设置

（续表 10-29）

序号	项　　目	内　　容
2	设计要求	4）排(蓄)水层上应设置过滤层，过滤层材料的搭接宽度不应小于 200mm 5）种植土层与植被层应符合国家现行标准《种植屋面工程技术规程》JGJ 155 的有关规定 （6）地下工程种植顶板防水材料应符合下列要求： 1）绝热(保温)层应选用密度小、压缩强度大、吸水率低的绝热材料，不得选用散状绝热材料 2）耐根穿刺层防水材料的选用应符合国家相关标准的规定或具有相关权威检测机构出具的材料性能检测报告 3）排(蓄)水层应选用抗压强度大且耐久性好的塑料排水板、网状交织排水板或轻质陶粒等轻质材料
3	绿化改造	（1）已建地下工程顶板的绿化改造应经结构验算，在安全允许的范围内进行 （2）种植顶板应根据原有结构体系合理布置绿化 （3）原有建筑不能满足绿化防水要求时，应进行防水改造。加设的绿化工程不得破坏原有防水层及其保护层
4	细部构造	（1）防水层下不得埋设水平管线。垂直穿越的管线应预埋套管，套管超过种植土的高度应大于 150mm （2）变形缝应作为种植分区边界，不得跨缝种植 （3）种植顶板的泛水部位应采用现浇钢筋混凝土，泛水处防水层高出种植土应大于 250mm （4）泛水部位、水落口及穿顶板管道四周宜设置 200～300mm 宽的卵石隔离带

10.3　地下工程混凝土结构细部构造防水

10.3.1　变形缝

变形缝要求见表 10-30。

表 10-30　变形缝要求

序号	项　　目	内　　容
1	一般规定	（1）变形缝应满足密封防水、适应变形、施工方便、检修容易等要求 （2）用于伸缩的变形缝宜少设，可根据不同的工程结构类别、工程地质情况采用后浇带、加强带、变形缝等替代措施 （3）变形缝处混凝土结构的厚度不应小于 300mm
2	设计要求	（1）用于沉降的变形缝最大允许沉降差值不应大于 30mm （2）变形缝的宽度宜为 20 ～ 30mm （3）变形缝的防水措施可根据工程开挖方法、防水等级按本书表 10-5、表 10-6 选用。变形缝的几种复合防水构造形式，如图 10-12～图 10-14 所示 （4）环境温度高于 50℃处的变形缝，中埋式止水带可采用金属制作(图 10-15)

（续表 10-30）

序号	项　目	内　容
3	材料标准	（1）变形缝用橡胶止水带的物理性能应符合表 10-31 的要求 （2）密封材料应采用混凝土建筑接缝用密封胶，不同模量的建筑接缝用密封胶的物理性能应符合表 10-32 的要求
4	施工做法	（1）中埋式止水带施工应符合下列规定： 1）止水带埋设位置应准确，其中间空心圆环应与变形缝的中心线重合 2）止水带应固定，顶、底板内止水带应成盆状安设 3）中埋式止水带先施工一侧混凝土时，其端模应支撑牢固，并应严防漏浆 4）止水带的接缝宜为一处，应设在边墙较高位置上，不得设在结构转角处，接头宜采用热压焊接 5）中埋式止水带在转弯处应做成圆弧形，（钢边）橡胶止水带的转角半径不应小于 200mm，转角半径应随止水带的宽度增大而相应加大 （2）安设于结构内侧的可卸式止水带施工时应符合下列规定： 1）所需配件应一次配齐 2）转角处应做成 45°折角，并应增加紧固件的数量 （3）变形缝与施工缝均用外贴式止水带（中埋式）时，其相交部位宜采用十字配件（图 10-16）。变形缝用外贴式止水带的转角部位宜采用直角配件（图 10-17） （4）密封材料嵌填施工时，应符合下列规定： 1）缝内两侧基面应平整干净、干燥，并应刷涂与密封材料相容的基层处理剂 2）嵌缝底部应设置背衬材料 3）嵌填应密实连续、饱满，并应黏结牢固 （5）在缝表面粘贴卷材或涂刷涂料前，应在缝上设置隔离层。卷材防水层、涂料防水层的施工应符合本书表 10-12 和表 10-20 的有关规定

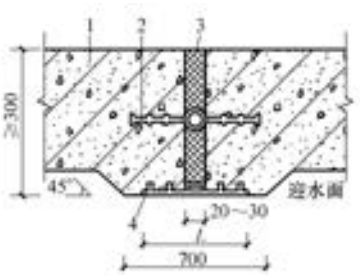


图 10-12　中埋式止水带与外贴防水层复合使用

外贴式止水带 $L \geqslant 300$mm

外贴防水卷材 $L \geqslant 400$mm

外涂防水涂层 $L \geqslant 400$mm

1—混凝土结构　2—中埋式止水带

3—填缝材料　4—外贴止水带

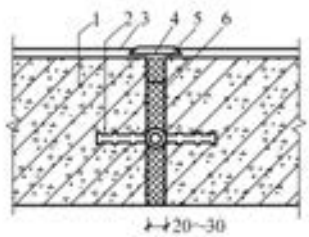


图 10-13　中埋式止水带与嵌缝材料复合使用

1—混凝土结构　2—中埋式止水带

3—防水层　4—隔离层　5—密封材料　6—填缝材料

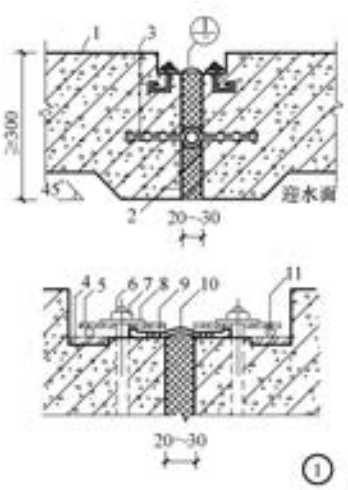


图 10-14 中埋式止水带与可卸式止水带复合使用

1—混凝土结构 2—填缝材料 3—中埋式止水带
4—预埋钢板 5—紧固件压板 6—预埋螺栓
7—螺母 8—垫圈 9—紧固件压块
10—Ω 形止水带 11—紧固件圆钢

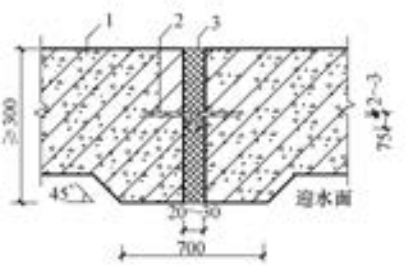


图 10-15 中埋式金属止水带

1—混凝土结构 2—金属止水带 3—填缝材料

表 10-31 橡胶止水带的物理性能

序号	项目			性能要求		
				B 型	S 型	J 型
1	硬度/(邵尔 A,度)			60±5	60±5	60±5
2	拉伸强度/(N/mm^2)			≥15	≥12	≥10
3	扯断伸长率(%)			≥380	≥380	≥300
4	压缩永久变形		70℃×24h(%)	≤35	≤35	≤25
5			23℃×168h(%)	≤20	≤20	≤20
6	撕裂强度/(kN/m)			≥30	≥25	≥25
7	脆性温度/℃			≤-45	≤-40	≤-40
8	热空气老化	70℃×168h	硬度变化/(邵尔 A,度)	≤8	≤8	—
9			拉伸强度/(N/mm^2)	≥12	≥10	—
10			扯断伸长率(%)	≥300	≥300	—
11		100℃×168h	硬度变化/(邵尔 A,度)	—	—	+8
12			拉伸强度/(N/mm^2)	—	—	≥9
13			扯断伸长率(%)	—	—	≥250
14	橡胶与金属黏合			断面在弹性体内		

注：1. B 型适用于变形缝用止水带，S 型适用于施工缝用止水带，J 型适用于有特殊耐老化要求的接缝用止水带。

2. 橡胶与金属黏合指标仅适用于具有钢边的止水带。

表 10-32 建筑接缝用密封胶物理性能

序号	项目			性能要求			
				25(低模量)	25(低模量)	20(低模量)	20(低模量)
1	流动性	下垂度(N 型)	垂直/mm	≤3			
2			水平/mm	≤3			
3		流平性(S 型)		光滑平整			
4	挤出性/(mL/min)			≥80			
5	弹性恢复率(%)			≥80		≥60	
6	拉伸模量/(N/mm^2)		23℃ -20℃	≤0.4 和≤0.6	>0.4 和>0.6	≤0.4 和≤0.6	>0.4 和>0.6
7	定伸黏结性			无破坏			
8	浸水后定伸黏结性			无破坏			
9	热压冷拉后黏结性			无破坏			
10	体积收缩率(%)			≤25			

注：体积收缩率仅适用于乳胶型和溶剂型产品。

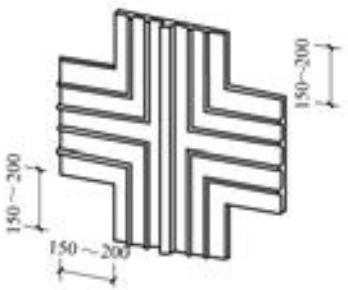


图 10-16 外贴式止水带在施工缝与变形缝相交处的十字配件

图 10-17 外贴式止水带在转角处的直角配件

10.3.2 后浇带

后浇带要求见表 10-33。

表 10-33 后浇带要求

序号	项目	内容
1	一般规定	(1) 后浇带宜用于不允许留设变形缝的工程部位 (2) 后浇带应在其两侧混凝土龄期达到 42d 后再施工；高层建筑的后浇带施工应按规定时间进行 (3) 后浇带应采用补偿收缩混凝土浇筑，其抗渗和抗压强度等级不应低于两侧混凝土

（续表 10-33）

序号	项　　目	内　　容
2	设计要求	（1）后浇带应设在受力和变形较小的部位，其间距和位置应按结构设计要求确定，宽度宜为 700～1000mm （2）后浇带两侧可做成平直缝或阶梯缝，其防水构造形式宜采用图 10-18～图10-20 所示形式 （3）采用掺膨胀剂的补偿收缩混凝土，水中养护 14d 后的限制膨胀率不应小于 0.015%，膨胀剂的掺量应根据不同部位的限制膨胀率设定值经试验确定
3	材料标准	（1）用于补偿收缩混凝土的水泥、砂、石、拌合水及外加剂、掺合料等应符合本书表 10-7 的有关规定 （2）混凝土膨胀剂物理性能应符合表 10-34 的要求
4	施工做法	（1）补偿收缩混凝土的配合比除应符合本书表 10-7 序号 4 之(2)条的规定外，尚应符合下列要求： 1）膨胀剂掺量不宜大于 12% 2）膨胀剂掺量应以胶凝材料总量的百分比表示 （2）后浇带混凝土施工前，后浇带部位和外贴式止水带应防止落入杂物和损伤外贴止水带 （3）后浇带两侧的接缝处理应符合本书表 10-7 序号 4 之(12)条的规定 （4）采用膨胀剂拌制补偿收缩混凝土时，应按配合比准确计量 （5）后浇带混凝土应一次浇筑，不得留设施工缝；混凝土浇筑后应及时养护，养护时间不得少于 28d （6）后浇带需超前止水时，后浇带部位的混凝土应局部加厚，并应增设外贴式或中埋式止水带(图 10-21)

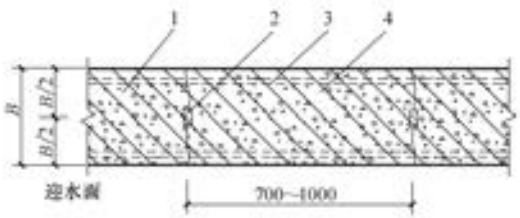


图 10-18　后浇带防水构造(1)

1—先浇混凝土　2—遇水膨胀止水条(胶)　3—结构主筋　4—后浇补偿收缩混凝土

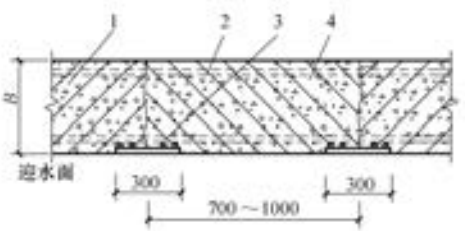


图 10-19　后浇带防水构造(2)

1—先浇混凝土　2—结构主筋　3—外贴式止水带　4—后浇补偿收缩混凝土

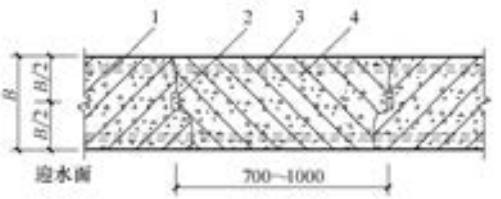


图 10-20 后浇带防水构造(3)

1—先浇混凝土 2—遇水膨胀止水条(胶)

3—结构主筋 4—后浇补偿收缩混凝土

表 10-34 混凝土膨胀剂物理性能

序号	项目			性能指标
1	细度	比表面积/(m^2/kg)		≥250
2		0.08mm 筛余(%)		≤12
3		1.25mm 筛余(%)		≥0.5
4	凝结时间	初凝/min		≤45
5		终凝/h		≤10
6	限制膨胀率(%)	水中	7d	≥0.025
7			28d	≤0.10
8		空气中	21d	≥-0.020
9	抗压强度/(N/mm^2)	7d		≥25.0
10		28d		≥45.0
11	抗折强度/(N/mm^2)	7d		≥4.5
12		28d		≥6.5

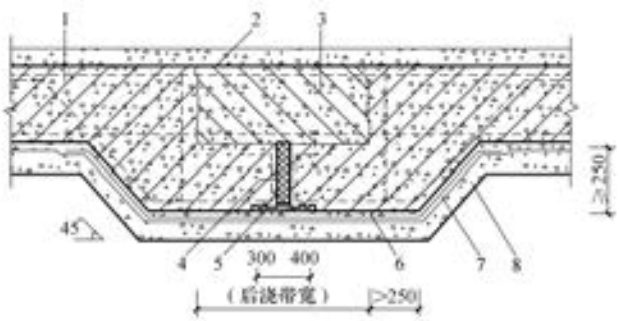


图 10-21 后浇带超前止水构造

1—混凝土结构 2—钢丝网片 3—后浇带 4—填缝材料

5—外贴式止水带 6—细石混凝土保护层 7—卷材防水层 8—垫层混凝土

10.3.3 穿墙管(盒)与埋设件

穿墙管(盒)与埋设件见表 10-35。

表 10-35 穿墙管(盒)与埋设件

序号	项 目	内 容
1	穿墙管(盒)	(1) 穿墙管(盒)应在浇筑混凝土前预埋 (2) 穿墙管与内墙角、凹凸部位的距离应大于 250mm (3) 结构变形或管道伸缩量较小时，穿墙管可采用主管直接埋入混凝土内的固定式防水法，主管应加焊止水环或环绕遇水膨胀止水圈，并应在迎水面预留凹槽，槽内应采用密封材料嵌填密实。其防水构造形式宜采用图 10-22 和图 10-23 (4) 结构变形或管道伸缩量较大或有更换要求时，应采用套管式防水法，套管应加焊止水环(图 10-24) (5) 穿墙管防水施工时应符合下列要求： 1) 金属止水环应与主管或套管满焊密实，采用套管式穿墙防水构造时，翼环与套管应满焊密实，并应在施工前将套管内表面清理干净 2) 相邻穿墙管间的间距应大于 300mm 3) 采用遇水膨胀止水圈的穿墙管，管径宜小于 50mm，止水圈应采用胶粘剂满粘固定于管上，并应涂缓胀剂或采用缓胀型遇水膨胀止水圈 (6) 穿墙管线较多时，宜相对集中，并应采用穿墙盒方法。穿墙盒的封口钢板应与墙上的预埋角钢焊严，并应从钢板上的预留浇筑孔注入柔性密封材料或细石混凝土(图 10-25) (7) 当工程有防护要求时，穿墙管除应采取防水措施外，尚应采取满足防护要求的措施 (8) 穿墙管伸出外墙的部位，应采取防止回填时将管体损坏的措施
2	埋设件	(1) 结构上的埋设件应采用预埋或预留孔(槽)等 (2) 埋设件端部或预留孔(槽)底部的混凝土厚度不得小于 250mm，当厚度小于 250mm 时，应采取局部加厚或其他防水措施(图 10-26) (3) 预留孔(槽)内的防水层，宜与孔(槽)外的结构防水层保持连续

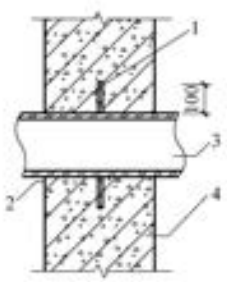


图 10-22 固定式穿墙管防水构造(1)
1—止水环 2—密封材料
3—主管 4—混凝土结构

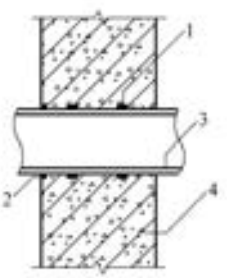


图 10-23 固定式穿墙管防水构造(2)
1—遇水膨胀止水圈 2—密封材料
3—主管 4—混凝土结构

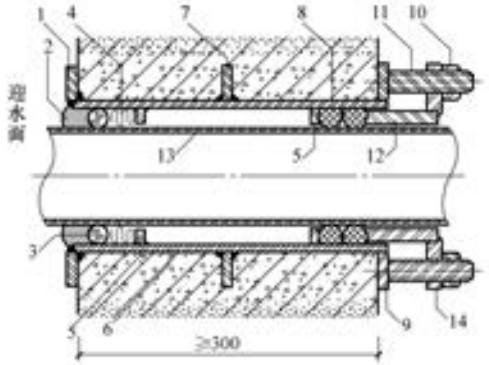


图 10-24 套管式穿墙管防水构造

1—翼环 2—密封材料 3—背衬材料 4—充填材料
5—挡圈 6—套管 7—止水环 8—橡胶圈 9—翼盘
10—螺母 11—双头螺栓 12—短管 13—主管 14—法兰盘

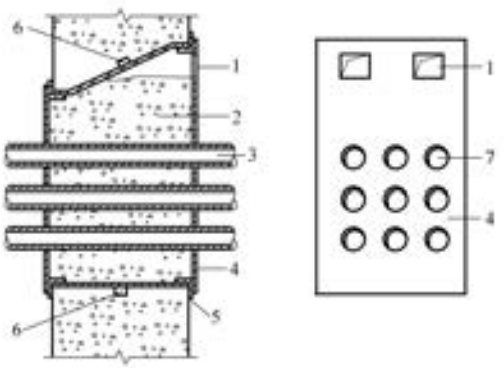


图 10-25 穿墙群管防水构造

1—浇筑孔 2—柔性材料或细石混凝土 3—穿墙管
4—封口钢板 5—固定角钢 6—遇水膨胀止水条 7—预留孔

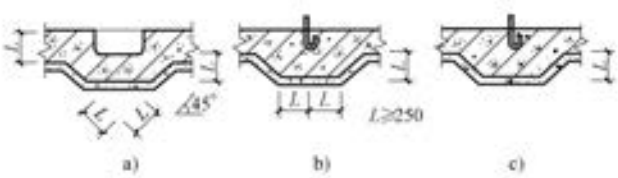


图 10-26 预埋件端部或预留孔(槽)处理

a) 预留槽 b) 预留孔 c) 预埋件

10.3.4 预留通道接头与桩头

预留通道接头与桩头见表 10-36。

表 10-36 预留通道接头与桩头

序号	项 目	内 容
1	预留通道接头	（1）预留通道接头处的最大沉降差值不得大于 30mm （2）预留通道接头应采取变形缝防水构造形式(图 10-27、图 10-28) （3）预留通道接头的防水施工应符合下列规定： 1）中埋式止水带、遇水膨胀橡胶条(胶)、预埋注浆管、密封材料、可卸式止水带的施工应符合本书表 10-30 的有关规定 2）预留通道先施工部位的混凝土、中埋式止水带和防水相关的预埋件等应及时保护，并应确保端部表面混凝土和中埋式止水带清洁，埋设件不得锈蚀 3）采用图 10-27 的防水构造时，在接头混凝土施工前应将先浇混凝土端部表面凿毛，露出钢筋或预埋的钢筋接驳器钢板，与待浇混凝土部位的钢筋焊接或连接好后再行浇筑 4）当先浇混凝土中未预埋可卸式止水带的预埋螺栓时，可选用金属或尼龙的膨胀螺栓固定可卸式止水带。采用金属膨胀螺栓时，可选用不锈钢材料或用金属涂膜、环氧涂料等涂层进行防锈处理
2	桩头	（1）桩头防水设计应符合下列规定： 1）桩头所用防水材料应具有良好的黏结性、湿固化性 2）桩头防水材料应与垫层防水层连为一体 （2）桩头防水施工应符合下列规定： 1）应按设计要求将桩顶剔凿至混凝土密实处，并应清洗干净 2）破桩后如发现渗漏水，应及时采取堵漏措施 3）涂刷水泥基渗透结晶型防水涂料时，应连续、均匀，不得少涂或漏涂，并应及时进行养护 4）采用其他防水材料时，基面应符合施工要求 5）应对遇水膨胀止水条(胶)进行保护 （3）桩头防水构造形式应符合图 10-29 和图 10-30 的规定

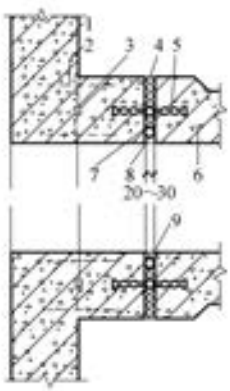


图 10-27 预留通道接头防水构造(1)

1—先浇混凝土结构 2—连接钢筋 3—遇水膨胀止水条（胶） 4—填缝材料 5—中埋式止水带 6—后浇混凝土结构 7—遇水膨胀橡胶条(胶) 8—密封材料 9—填充材料

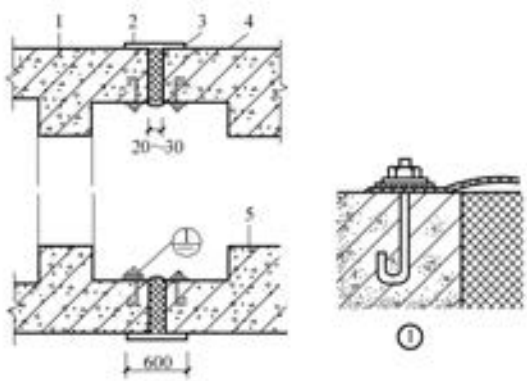


图 10-28 预留通道接头防水构造(2)

1—先浇混凝土结构 2—防水涂料 3—填缝材料 4—可卸式止水带 5—后浇混凝土结构

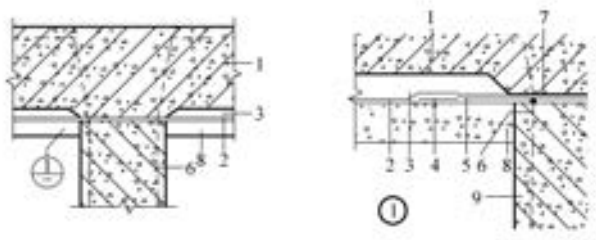


图 10-29 桩头防水构造(1)

1—结构底板 2—底板防水层 3—细石混凝土保护层 4—防水层
5—水泥基渗透结晶型防水涂料 6—桩基受力筋 7—遇水膨胀止水条(胶)
8—混凝土垫层 9—桩基混凝土

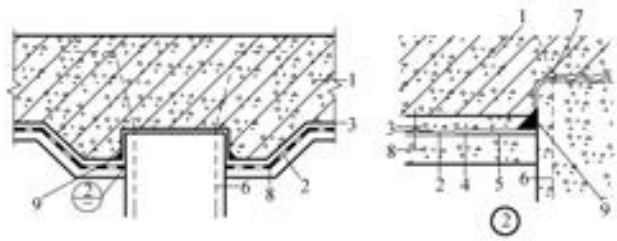


图 10-30 桩头防水构造(2)

1—结构底板 2—底板防水层 3—细石混凝土保护层
4—聚合物水泥防水砂浆 5—水泥基渗透结晶型防水涂料
6—桩基受力筋 7—遇水膨胀止水条(胶) 8—混凝土垫层 9—密封材料

10.3.5 孔口与坑池

孔口与坑池见表 10-37。

表 10-37 孔口与坑池

序号	项 目	内 容
1	孔口	(1) 地下工程通向地面的各种孔口应采取防地面水倒灌的措施。人员出入口高出地面的高度宜为 500mm，汽车出入口设置明沟排水时，其高度宜为 150mm，并应采取防雨措施 (2) 窗井的底部在最高地下水位以上时，窗井的底板和墙应做防水处理，并宜与主体结构断开(图 10-31) (3) 窗井或窗井的一部分在最高地下水位以下时，窗井应与主体结构连成整体，其防水层也应连成整体，并应在窗井内设置集水井(图 10-32) (4) 无论地下水位高低，窗台下部的墙体和底板应做防水层 (5) 窗井内的底板，应低于窗下缘 300mm。窗井墙高出地面不得小于 500mm。窗井外地面应做散水，散水与墙面间应采用密封材料嵌填 (6) 通风口应与窗井同样处理，竖井窗下缘离室外地面高度不得小于 500mm
2	坑、池	(1) 坑、池、储水库宜采用防水混凝土整体浇筑，内部应设防水层。受振动作用时应设柔性防水层 (2) 底板以下的坑、池，其局部底板应相应降低，并应使防水层保持连续(图 10-33)

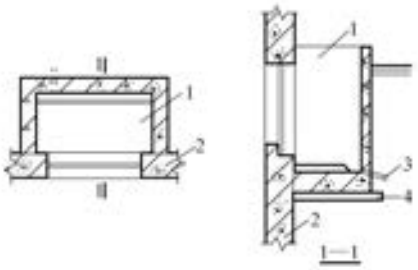


图 10-31　窗井防水构造示意图(1)
1—窗井　2—主体结构　3—排水管　4—垫层

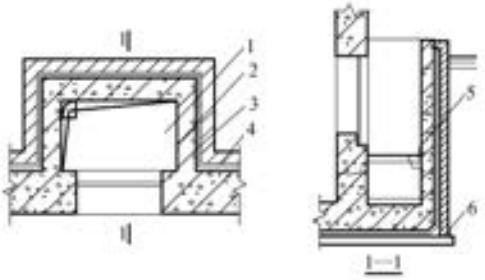


图 10-32　窗井防水构造示意图(2)
1—窗井　2—防水层　3—主体结构
4—防水层保护层　5—集水井　6—垫层

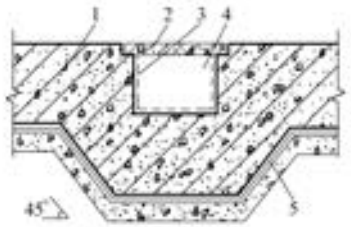


图 10-33　底板下坑、池的防水构造
1—底板　2—盖板　3—坑、池防水层
4—坑、池　5—主体结构防水层

第 11 章　钢筋混凝土结构预埋件及连接件

11.1　预埋件及连接件计算与计算例题

11.1.1　预埋件计算

钢筋混凝土结构中的预埋件及连接件应按表 11-1 的要求计算。

表 11-1　预埋件及连接件计算

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及连接件计算	由锚板和对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件及连接件，其锚筋的总截面面积 A_s，应按下列公式计算(图 11-1)： (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： $A_s \geqslant \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8\alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3\alpha_r \alpha_b f_y z}$ (11-1) $A_s \geqslant \frac{N}{0.8\alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4\alpha_r \alpha_b f_y z}$ (11-2) (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： $A_s \geqslant \frac{V-0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{M-0.4Nz}{1.3\alpha_r \alpha_b f_y z}$ (11-3) $A_s \geqslant \frac{M-0.4Nz}{0.4\alpha_r \alpha_b f_y z}$ (11-4) 当 $M<0.4Nz$ 时，取 $M-0.4Nz=0$ 在上述公式中的系数 α_v、α_b，应按下列公式计算 $\alpha_v = (4.0-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}$ (11-5) 当 $\alpha_v>0.7$ 时，取 $\alpha_v=0.7$ $\alpha_b = 0.6+0.25\frac{t}{d}$ (11-6) 当采取措施防止锚板弯曲变形时，可取 $\alpha_b=1$ 式中　f_y——锚筋的抗拉强度设计值，按表 1-23 采用，但不应大于 300N/mm^2 V——剪力设计值 N——法向拉力或法向压力设计值，法向压力设计值不应大于 $0.5f_cA$，此处，A 为锚板的面积 M——弯矩设计值 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

（续表 11-1）

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及连接件计算	α_v——锚筋的受剪承载力系数 d——锚筋直径 α_b——锚板的弯曲变形折减系数 t——锚板厚度 z——沿剪力作用方向最外层锚筋中心线之间的距离
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及连接件计算	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及连接件（图 11-2），其弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应符合如下规定： $$A_{sb} \geqslant 1.4\frac{V}{f_y} - 1.25\alpha_v A_s \quad (11\text{-}7)$$ 式中，系数 α_v 按公式（11-5）取用。当直锚筋按构造要求设置时，取 $A_s = 0$ 弯折锚筋与钢板之间的夹角不宜小于 15°，也不宜大于 45°

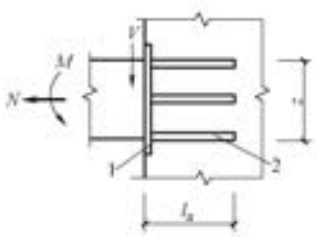


图 11-1　由锚板和直锚筋组成的预埋件
1—锚板　2—直锚筋

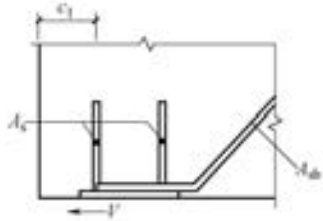


图 11-2　由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

11.1.2　计算例题

【例题 11-1】　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（11-6）计算，得

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \times 10/14 = 0.779$$

公式（11-2）中　$V = M = 0$，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 ⊥ 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 11-6 得锚固长度 $l_a = 463\text{mm}$。

又

$$\frac{t}{d} = \frac{10}{14} = 0.7 > 0.6$$

锚板厚度 t 符合要求。

【例题 11-2】　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 $t =$

14mm。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(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times20)\times\left(\frac{14.3}{300}\right)^{1/2}=0.524<0.7$$

公式(11-1)中 $N=M=0$，得

$$A_s=\frac{V}{\alpha_r\alpha_v f_y}=\frac{266120}{0.9\times0.524\times300}=1881(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 6⊥20，$A_s=1884\text{mm}^2>1881\text{mm}^2$，分三层布置，每层 2⊥20。

受剪锚筋的锚固长度为

$$l_a=15d=15\times20=300(\text{mm})$$

又

$$\frac{t}{d}=\frac{14}{20}=0.7>0.6$$

满足要求。

【例题 11-3】 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(11-6)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(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times18)\times\left(\frac{14.3}{300}\right)^{1/2}=0.559<0.7$$

由公式(11-1)计算，得

$$A_s=\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{V}{\alpha_r\alpha_v f_y}=\frac{178000}{0.8\times0.794\times300}+\frac{152520}{0.85\times0.559\times300}=2004(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8⊥18，$A_s=2036\text{mm}^2>2004\text{mm}^2$，分四层布置，每层 2⊥18。

又

$$\frac{t}{d}=\frac{14}{18}=0.78>0.6$$

满足要求。

【例题 11-4】 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 11-3 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。

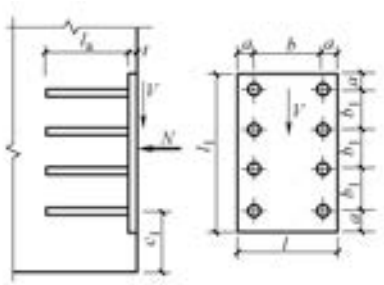


图 11-3 【例题 11-4】图

【解】

锚筋为四层，$\alpha_r=0.85$

计算预埋锚板尺寸：

锚板宽度：$l=b+2a=120+2\times35=190(\text{mm})$

锚板长度：$l_1=3b_1+2a=3\times100+2\times35=370(\text{mm})$

锚板面积：$A=ll_1=190\times370=70300(\text{mm}^2)$

由下列公式计算，得

$$0.5f_cA=0.5\times11.9\times190\times370=418.29\times10^3\text{N}>400\times10^3\text{N}$$

符合要求。

假定锚筋直径 $d=16\text{mm}$

由公式(11-5)计算，得

$$\alpha_r=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times16)\times\sqrt{\frac{11.9}{300}}=0.542<0.7$$

由公式(11-3)计算，得

$$A_s=\frac{V-0.3N}{\alpha_r\alpha_v f_y}=\frac{340000-0.3\times400000}{0.85\times0.540\times300}=1592(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8⊥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 11-5】 已知承受偏心拉力 $N=131\text{kN}$ 的直锚筋预埋件，如图 11-4 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。

【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

$$M=Ne_0=131000\times90=11.79\times10^6(\text{N}\cdot\text{mm})$$

由公式(11-6)计算，得

$$\alpha_b=0.6+0.25\frac{t}{d}=0.6+0.25\times\frac{10}{14}=0.779$$

由式(11-2)计算，得

$$A_s=\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{M}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}=\frac{131000}{0.8\times0.779\times300}+\frac{11790000}{0.4\times0.85\times0.779\times300\times270}=1230(\text{mm}^2)$$

选用直锚筋 8⊥14，$A_s=1231\text{mm}^2>1230\text{mm}^2$

又

$$\frac{t}{d}=\frac{10}{14}=0.71>0.6$$

满足要求。

锚固长度 $l_a=460\text{mm}$。

【例题 11-6】 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。

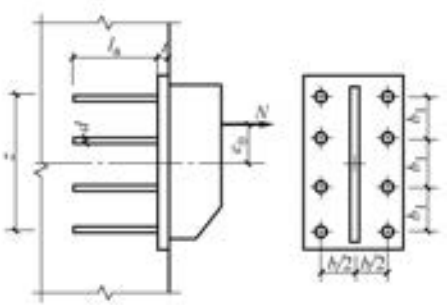


图 11-4 【例题 11-5】图

【解】 由偏心压力产生的弯矩为

$$M=Ne_0=458000\times150=68.7\times10^6(\mathrm{N\cdot mm})$$

锚筋为四层，$\alpha_r=0.85$。假定锚筋直径为 $d=12\mathrm{mm}$，由公式(11-6)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(11-4)计算，得

$$A_s=\frac{M-0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}=\frac{68700000-0.4\times458000\times270}{0.4\times0.85\times0.808\times300\times270}=864\ (\mathrm{mm}^2)$$

选用直锚筋 8 ⌶ 12，$A_s=904\mathrm{mm}^2>864\mathrm{mm}^2$

又
$$\frac{t}{d}=\frac{10}{12}=0.833>0.6$$

满足要求。

【例题 11-7】 如图 11-5 所示，作用于倒 T 形钢牛腿的剪力为 $V=119\mathrm{kN}$，荷载作用点到预埋件的锚板边的距离为 $a=120\mathrm{mm}$，锚板采用 Q235 钢，板的厚度 $t=10\mathrm{mm}$，三层锚筋，锚筋之间的距离为 $b_1=120\mathrm{mm}$，锚筋为 HRB335 级钢筋，$f_y=300\mathrm{N/mm}^2$。构件混凝土强度等级为 C30，$f_c=14.3\mathrm{N/mm}^2$。求预埋件直锚筋的总截面面积及锚筋直径。

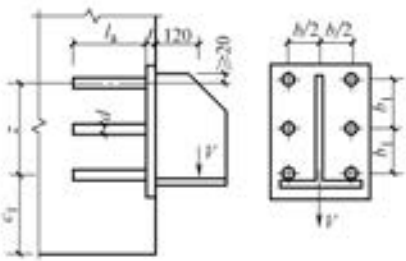


图 11-5 【例题 11-7】图

【解】 外层锚筋中心线之间的距离为 $z=240\mathrm{mm}$。锚筋为三层，$\alpha_r=0.9$。假定锚筋直径为 $d=14\mathrm{mm}$，弯矩设计值为

$$M=Va=119000\times120=14.28\times10^6(\mathrm{N\cdot mm})$$

由公式(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times14)\times\sqrt{\frac{14.3}{300}}=0.629$$

由公式(11-6)计算，得

$$\alpha_b=0.6+0.25\frac{t}{d}=0.6+0.25\times\frac{10}{14}=0.779$$

由式(11-1)计算，得

$$A_s=\frac{V}{\alpha_r\alpha_v f_y}+\frac{M}{1.3\alpha_r\alpha_b f_y z}=\frac{119000}{0.9\times0.629\times300}+\frac{14280000}{1.3\times0.9\times0.779\times300\times240}=918\ (\mathrm{mm}^2)$$

由公式(11-4)计算，得

$$A_s=\frac{M-0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}=\frac{14280000}{0.4\times0.9\times0.779\times300\times240}=707\ (\mathrm{mm}^2)$$

比较计算结果，选用 $A_s=918\mathrm{mm}^2$

选用 6 ⌶ 14，$A_s=923\mathrm{mm}^2>918\mathrm{mm}^2$

由
$$\frac{t}{d}=\frac{10}{14}=0.714>0.6$$

均满足要求。

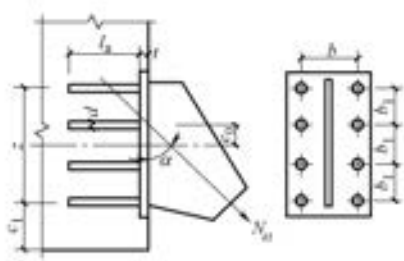


图 11-6 【例题 11-8】图

【例题 11-8】 如图 11-6 所示，已知预埋件承受斜向偏心拉力 $N_\alpha=178\mathrm{kN}$，斜拉力作用点和预埋锚板之间的

夹角 $\alpha=45°$，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。

【解】 锚筋为四层，$\alpha_r=0.85$。外层锚筋中心线间的距离为 $z=3b_1=3\times100=300\text{mm}$。假定锚筋直径为 $d=16\text{mm}$，由公式(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times16)\times\sqrt{\frac{14.3}{300}}=0.594<0.7$$

由公式(11-6)计算，得

$$\alpha_b=0.6+0.25\frac{t}{d}=0.6+0.25\times\frac{12}{16}=0.788$$

由 $N_\alpha=178\text{kN}$，$\alpha=45°$，计算 V、N、M 为

$$V=N_\alpha\cos\alpha=178000\times\cos45°=125865(\text{N})$$

$$N=N_\alpha\sin\alpha=178000\times\sin45°=125865(\text{N})$$

$$M=Ne_0=125865\times\sin45°\times50=6293250(\text{N}\cdot\text{mm})$$

由公式(11-1)计算，得

$$A_s=\frac{V}{\alpha_r\alpha_v f_y}+\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{M}{1.3\alpha_r\alpha_b f_y z}$$

$$=\frac{125865}{0.85\times0.594\times300}+\frac{125865}{0.8\times0.788\times300}+\frac{6293250}{1.3\times0.85\times0.788\times300\times300}$$

$$=1577(\text{mm}^2)$$

由公式(11-2)计算，得

$$A_s=\frac{N}{0.8\alpha_b f_y}+\frac{M}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z}=\frac{125865}{0.8\times0.788\times300}+\frac{6293250}{0.4\times0.85\times0.788\times300\times300}=927(\text{mm}^2)$$

比较计算结果，选用 $A_s=1577\text{mm}^2$

选用 $8\Phi16$，$A_s=1608\text{mm}^2>1577\text{mm}^2$

由

$$\frac{t}{d}=\frac{12}{16}=0.75>0.6$$

均满足要求。

【例题 11-9】 如图 11-7 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 $\alpha=30°$，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 $l\times l_1=190\times370(\text{mm}^2)$。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。

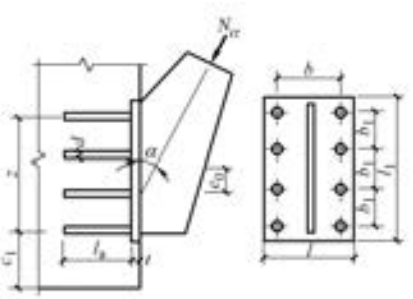


图 11-7 【例题 11-9】图

【解】 锚筋为四层，$\alpha_r=0.85$。外层锚筋中心线间的距离为 $z=3b_1=3\times100=300\text{mm}$。假定锚筋直径为 $d=20\text{mm}$，由公式(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times20)\times\sqrt{\frac{14.3}{300}}=0.524<0.7$$

由 $N_\alpha=469000\text{N}$，$\alpha=30°$，计算 N、V、M 为

$$N=N_\alpha\cos\alpha=469000\times\cos30°=406166(\text{N})$$

$$V=N_\alpha\sin\alpha=469000\times\sin30°=234500(\text{N})$$

$$M=Ne_0=234500\times50=11725000(\text{N}\cdot\text{mm})$$

$$0.4Nz=0.4\times234500\times300=28140000(\text{N}\cdot\text{mm})$$

则 $M=11725000\text{N}\cdot\text{mm}<0.4Nz=28140000\text{N}\cdot\text{mm}$

故取 $M-0.4\,Nz=0$，则只需按公式(11-3)计算。

又 $$0.5f_cA=0.5\times14.3\times190\times370=502645(\text{N})>234500(\text{N})$$

则 N 按实际取用。

由公式(11-3)计算，得

$$A_s=\frac{V-0.3N}{\alpha_r\alpha_v f_y}=\frac{406166-0.3\times234500}{0.85\times0.524\times300}=2513\ (\text{mm}^2)$$

选用 8⌀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 11-10】 如图 11-8 所示，由预埋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 $\alpha=25°$，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，$f_c=16.7\text{N/mm}^2$。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，$f_y=300\text{N/mm}^2$。求弯折锚筋的总截面面积及锚筋直径。

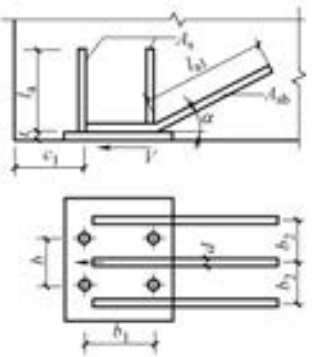


图 11-8 【例题 11-10】图

【解】 由公式(11-5)计算，得

$$\alpha_v=(4-0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}}=(4-0.08\times14)\times\sqrt{\frac{16.7}{300}}=0.68$$

由公式(11-7)计算，得

$$A_{sb}=1.4\frac{V}{f_y}-1.25\alpha_v A_s=1.4\times\frac{240600}{300}-1.25\times0.68\times615=600(\text{mm}^2)$$

选用弯折锚筋为 3⌀16，$A_{sb}=603\text{mm}^2>600\text{mm}^2$

满足要求。

11.2 预埋件及连接件的构造规定

11.2.1 受力预埋件的锚板与锚筋

受力预埋件的锚板与锚筋见表 11-2。

表 11-2 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 钢、Q345 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尚宜大于 $b/8$，b 为锚筋的间距

（续表 11-2）

序号	项　目	内　容
2	受力预埋件的锚筋	受力预埋件的锚筋应采用 HRB335 钢筋或 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 300N/mm²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

11.2.2 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 11-3。

表 11-3 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	（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 （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 （3）对受拉和受弯预埋件（图 11-1），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 （4）对受剪预埋件（图 11-1），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 （5）受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于本书表 1-33 序号 1 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
2	预制构件	（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 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 （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

11.3 预制构件及连接件吊环与计算用表

11.3.1 材料选用与计算原则

预制构件吊环材料选用与计算原则见表 11-4。

表 11-4 预制构件吊环材料选用与计算原则

序号	项 目	内 容
1	材料选用与计算原则	（1）预制构件应尽可能采用绑扎吊装，不设吊环，以节省钢筋 （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。对 HPB300 钢筋，吊环应力不应大于 65N/mm^2；对 Q235B 圆钢，吊环应力不应大于 50N/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 （3）吊环应满足图 11-9 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 11-9a、b 形式的吊环直径 d 不宜大于 12mm
2	吊环选用表	吊环选用表见表 11-5

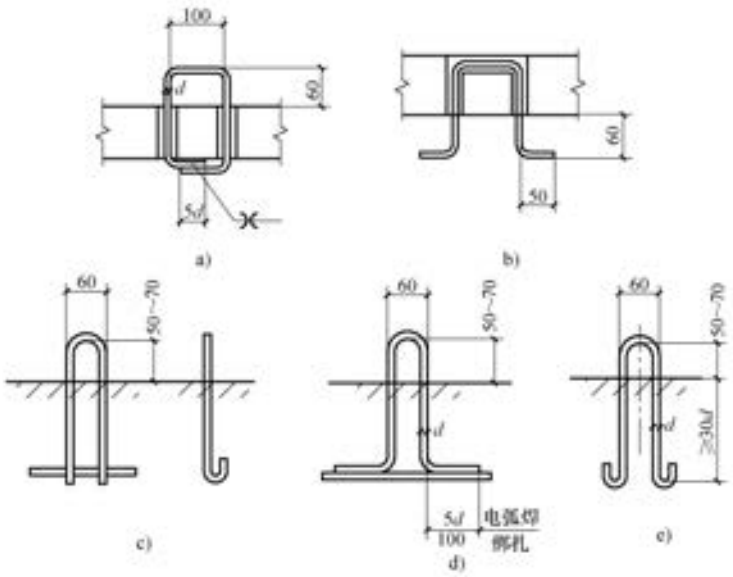


图 11-9 吊环形式

11.3.2 吊环计算用表

吊环计算用表见表 11-5。

表 11-5 吊环计算用表（65N/mm^2（50N/mm^2））

序号	吊环直径/mm	吊环两个截面面积/mm^2	一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 65N/mm^2（50N/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。

11.3.3 受拉锚筋最小锚固长度计算用表

受拉锚筋最小锚固长度计算用表见表 11-6。

表 11-6 受拉锚筋最小锚固长度 l_a 计算用表 （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 $f_y=270N/mm^2$	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
HRB335 $f_y=300N/mm^2$	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

注：对 HPB300 级热轧钢筋，锚固末端应做成 180°标准弯钩。

第 12 章　常 用 资 料

12.1　钢筋的弯钩和弯折

12.1.1　钢筋的弯钩

钢筋的弯钩要求见表 12-1。

表 12-1　钢筋的弯钩要求

序号	项　　目	内　　容
1	绑扎骨架的受力钢筋	绑扎骨架的受力钢筋，应在末端做弯钩。但下列骨架的末端可不做弯钩： （1）HRB335、HRB400 及 RRB400 级热轧骨架及热处理钢筋 （2）焊接骨架焊接网中的光面钢筋 （3）绑扎骨架中的受压光面钢筋
2	末端可不做弯钩的钢筋	下列绑扎骨架中不受力或按构造配置的纵向附加钢筋的末端可不做弯钩： （1）板的分布钢筋 （2）梁内不受力的架立钢筋 （3）梁柱内按构造配置的纵向附加钢筋
3	钢筋弯钩的形式	弯钩的形式可分为三种：半圆弯钩、直弯钩和斜弯钩（图 12-1）。半圆弯钩是最常用的一种钩。直弯钩只用在柱钢筋的底部。斜弯钩主要用于直径较小的钢筋中

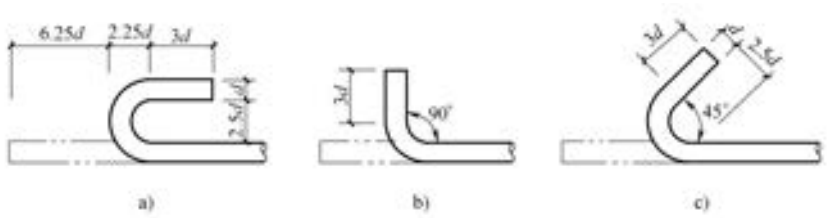


图 12-1　钢筋弯钩形式及其增长长度

a）半圆弯钩　b）直弯钩　c）斜弯钩

12.1.2　钢筋的弯折

钢筋的弯折要求见表 12-2。

表 12-2　钢筋的弯折要求

序号	项　　目	内　　容
1	带肋钢筋	HRB335、HRB400 及 RRB400 级钢筋末端需做 90°或 135°弯折时，钢筋的弯曲直径 $D \geqslant 4d$（HRB335 级钢）或 $5d$（HRB400、RRB400 级钢），如图 12-2 所示。平直部分长度应按设计要求确定
2	弯曲直径	弯起钢筋中间部位弯折处的弯曲直径 $D \geqslant 5d$，如图 12-3 所示。各边长关系见表 12-3

表 12-3　弯起钢筋斜长系数表

序号	弯起角度	$\alpha = 30°$	$\alpha = 45°$	$\alpha = 60°$
1	斜边长度 s	$2h$	$1.41h$	$1.15h$
2	底边长度 l	$1.732h$	h	$0.575h$
3	增加长度	$0.268h$	$0.41h$	$0.575h$

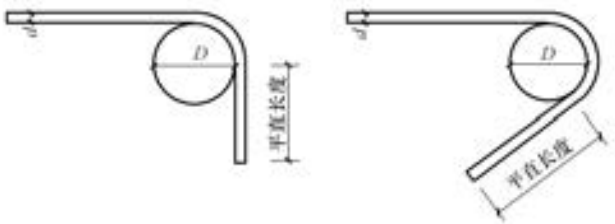


图 12-2 钢筋末端 90°或 135°弯折示意图

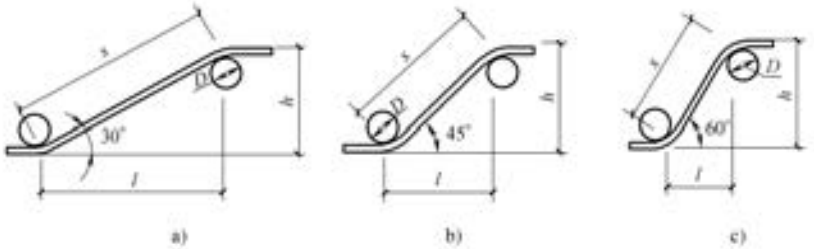


图 12-3 弯起钢筋斜长计算简图

a）弯起角度 30° b）弯起角度 45° c）弯起角度 60°

12.1.3 箍筋的弯钩

箍筋的弯钩要求见表 12-4。

表 12-4 箍筋的弯钩要求

序号	项 目	内 容
1	用 HPB300 级钢筋制作的箍筋	用 HPB300 级钢筋制作的箍筋，其末端应做成弯钩，弯钩的弯曲直径应大于受力钢筋直径，且不小于箍筋直径的 2.5 倍(图 12-4)。对有抗震或抗扭要求的结构，箍筋形式应选用图 12-4a 的形式，如无特殊要求时，才可选择图 12-4b、c 的形式
2	弯钩增加长度	为了满足图 12-4 对 135°弯钩平直段长度的要求，箍筋两个弯钩增加长度可按表 12-5 选用

表 12-5 箍筋弯钩增加长度 （单位：mm）

序号	图 形	使用条件	箍筋直径			
			6	8	10	12
1		抗震结构 $l \geqslant 10d$	160	210	260	310
2		抗扭结构 $l \geqslant 5d$ 及 50mm，其他情况 $l \geqslant 5d$	100	130	160	190

注：弯钩增加长度按平直长度 $l+3d$ 计算，已包括箍筋弯曲时的伸长长度。

12.2 部分建筑结构荷载

12.2.1 常用材料和构件的自重

一般材料和构件的单位自重可取其平均值，对于自重变异较大的材料和构件，自重的标准值应根据对结构的不利或有利状态，分别取上限值或下限值。常用材料和构件的自重可按国家标准《建

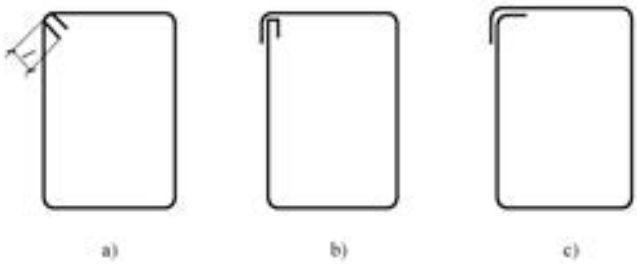


图 12-4 箍筋示意图

a）用于抗震时 $l \geqslant 10d$，用于抗扭时 $l \geqslant 5d$ 及 50mm，其他情况 $l \geqslant 5d$ b）、c）可用于非地震区

筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)附录 A 表 A 采用。

12.2.2 雪荷载、风荷载及温度作用

雪荷载、风荷载及温度作用见表 12-6。

表 12-6 雪荷载、风荷载及温度作用

序号	项 目	内 容
1	雪荷载标准值及基本雪压	（1）屋面水平投影面上的雪荷载标准值，应按下式计算： $s_k = \mu_r s_0$ (12-1) 式中 s_k——雪荷载标准值(kN/m²) μ_r——屋面积雪分布系数 s_0——基本雪压(kN/m²) （2）基本雪压应采用按有关规定的方法确定的 50 年重现期的雪压；对雪荷载敏感的结构，应采用 100 年重现期的雪压 （3）全国城市的基本雪压值应按国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)附录 E 表 E.5 中重现期 R 为 50 年的值采用。当城市或建设地点的基本雪压值在国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)附录 E 表 E.5 中没有给出时，基本雪压值应按有关规定的方法，根据当地年最大雪压或雪深资料，按基本雪压定义，通过统计分析确定，分析时应考虑样本数量的影响。当地没有雪压和雪深资料时，可根据附近地区规定的基本雪压或长期资料，通过气象和地形条件的对比分析确定；也可比照全国基本雪压分布图近似确定 （4）山区的雪荷载应通过实际调查后确定。当无实测资料时，可按当地邻近空旷平坦地面的雪荷载值乘以系数 1.2 采用 （5）雪荷载的组合值系数可取 0.7；频遇值系数可取 0.6；准永久值系数应按雪荷载分区Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ的不同，分别取 0.5、0.2 和 0；雪荷载分区应按国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)附录 E 表 E.5 的规定采用
2	风荷载标准值及基本风压	（1）垂直于建筑物表面上的风荷载标准值，应按下列规定确定： 计算主要受力结构时，应按下式计算： $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$ (12-2) 式中 w_k——风荷载标准值(kN/m²) β_z——高度 z 处的风振系数 μ_s——风荷载体型系数 μ_z——风压高度变化系数 w_0——基本风压(kN/m²)

（续表 12-6）

序号	项　目	内　容
2	风荷载标准值及基本风压	（2）计算围护结构时，应按下式计算： $w_k=\beta_{gz}\mu_{sl}\mu_z w_0$　（12-3） 式中　β_{gz}——高度 z 处的阵风系数 μ_{sl}——风荷载局部体型系数 （3）全国各城市的基本风压值应按国家标准《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）附录 E 表 E.5 中重现期 R 为 50 年的值采用。当城市或建设地点的基本风压值在国家标准《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）附录 E 表 E.5 中没有给出时，基本风压值应按有关规定的方法，根据基本风压的定义和当地年最大风速资料，通过统计分析确定，分析时应考虑样本数量的影响。当地没有风速资料时，可根据附近地区规定的基本风压或长期资料，通过气象和地形条件的对比分析确定；也可比照有关全国基本风压分布图近似确定 （4）风荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.4 和 0.0
3	温度作用	（1）一般规定 1）温度作用应考虑气温变化、太阳辐射及使用热源等因素，作用在结构或构件上的温度作用应采用其温度的变化来表示 2）计算结构或构件的温度作用效应时，应采用材料的线膨胀系数 α_T。常用材料的线膨胀系数可按表 12-7 采用 3）温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4 （2）基本气温 1）基本气温可采用按有关规定的方法确定的 50 年重现期的月平均最高气温 T_{max} 和月平均最低气温 T_{min}。全国各城市的基本气温值可按国家标准《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）附录 E 表 E.5 采用。当城市或建设地点的基本气温值在有关规定中没有给出时，基本气温值可根据当地气象台站记录的气温资料，按有关规定的方法通过统计分析确定。当地没有气温资料时，可根据附近地区规定的基本气温，通过气象和地形条件的对比分析确定；也可比照有关规定的方法近似确定 2）对金属结构等对气温变化较敏感的结构，宜考虑极端气温的影响，基本气温 T_{max} 和 T_{min} 可根据当地气候条件适当增加或降低 （3）均匀温度作用 1）均匀温度作用的标准值应按下列规定确定： ① 对结构最大温升的工况，均匀温度作用标准值按下式计算： $\Delta T_k=T_{s,max}-T_{0,min}$　（12-4） 式中　ΔT_k——均匀温度作用标准值（℃） $T_{s,max}$——结构最高平均温度（℃） $T_{0,min}$——结构最低初始平均温度（℃） ② 对结构最大温降的工况，均匀温度作用标准值按下式计算： $\Delta T_k=T_{s,min}-T_{0,max}$　（12-5） 式中　$T_{s,min}$——结构最低平均温度（℃） $T_{0,max}$——结构最高初始平均温度（℃） 2）结构最高平均温度 $T_{s,max}$ 和最低平均温度 $T_{s,min}$ 宜分别根据基本气温 T_{max} 和 T_{min} 按热工学的原理确定。对于有围护的室内结构，结构平均温度应考虑室内外温差的影响；对于暴露于室外的结构或施工期间的结构，宜依据结构的朝向和表面吸热性质考虑太阳辐射的影响

（续表 12-6）

序号	项　　目	内　　容
3	温度作用	3）结构的最高初始平均温度 $T_{0,max}$ 和最低初始平均温度 $T_{0,min}$ 应根据结构的合拢或形成约束的时间确定，或根据施工时结构可能出现的温度按不利情况确定

表 12-7　常用材料的线膨胀系数 α_T

序号	材　　料	线膨胀系数 α_T/（$\times10^{-6}$/℃）
1	轻骨料混凝土	7
2	普通混凝土	10
3	砌体	6~10
4	钢，锻铁，铸铁	12
5	不锈钢	16
6	铝，铝合金	24

12.3　常用计量单位换算关系及钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 *b* 值

12.3.1　非法定计量单位与法定计量单位的换算关系

非法定计量单位与法定计量单位的换算关系见表 12-8。

表 12-8　非法定计量单位与法定计量单位的换算关系

序号	量的名称	非法定计量单位		法定计量单位		单位换算关系
		名称	符号	名称	符号	
1	力、重力	千克力 吨力	kgf tf	牛顿 千牛顿	N kN	1kgf = 9.80665N 1tf = 9.80665kN
2	力矩、弯矩、扭矩	千克力米 吨力米	kgf·m tf·m	牛顿米 千牛顿米	N·m kN·m	1kgf·m = 9.80665N·m 1tf·m = 9.80665kN·m
3	应力、材料强度	千克力每平方毫米 千克力每平方厘米	kgf/mm² kgf/cm²	牛顿每平方毫米（兆帕斯卡） 牛顿每平方毫米（兆帕斯卡）	N/mm²（MPa） N/mm²（MPa）	1kgf/mm² = 9.80665N/mm²（MPa） 1kgf/cm² = 0.0980665N/mm²（MPa）
4	弹性模量 变形模量	千克力每平方厘米	kgf/cm²	牛顿每平方毫米（兆帕斯卡）	N/mm²（MPa）	1kgf/cm² = 0.0980665N/mm²（MPa）

注：非法定计量单位与法定计量单位量值的换算，规范取近似的整数换算值。例如 1kgf = 10N，1kgf/cm² = 0.1N/mm²（MPa），本书同。

12.3.2　钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 *b* 值

钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 *b* 值见表 12-9。

表 12-9　钢筋的截面面积、重量和排成一层时矩形截面梁的最小宽度 b 值

直径/mm	截面面积 A_s/mm² 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	
	两根		三根		四根		五根		六根		七根		八根		九根					
	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b	A_s	b			6.25d	12.5d
12	226	120	339	180/150	452	200	565	250	678	300	791	350/300	904	400/350	1017	450/400	0.888	37.7	80	150
14	308	120	461	180	615	220/200	769	300/250	923	300	1077	350	1231	400/350	1385	450/400	1.208	44.0	90	180
16	402	150/120	603	180	804	220	1005	300/250	1206	350/300	1407	400/350	1608	450/400	1809	450	1.578	50.3	100	200
18	509	150	763	180	1017	250/220	1272	300	1527	350/300	1781	400/350	2036	450/400	2290	500/450	1.998	56.5	120	230
20	628	150	942	200/180	1256	250	1570	300	1884	350	2199	400	2513	450	2827	500/450	2.466	62.8	130	250
22	760	150	1140	200	1520	300/250	1900	350/300	2281	400/350	2661	450/400	3041	500/450	3421	550/500	2.984	69.1	140	280
25	982	180/150	1473	220/200	1964	300/250	2454	350/300	2945	450/350	3436	500/400	3927	550/450	4418	600/500	3.850	78.5	160	310
28	1232	180/150	1847	250	2463	350/300	3079	400/350	3695	450/400	4310	550/450	4926	600/500	5542	700/550	4.830	88.0	180	350
32	1609	200/180	2413	300/250	3217	350/300	4021	450/400	4826	550/450	5630	600/500	6434	700/550	7238	750/650	6.313	100.5	200	400
36	2036	200/180	3054	300/250	4072	400/350	5089	500/400	6017	600/500	7125	650/550	8193	750/650	9161	850/700	7.990	113.1	230	450
40	2513	220/200	3770	350/300	5027	450/350	6283	550/450	7540	650/550	8796	750/600	10053	850/700	11310	950/750	9.865	125.7	250	500
50	3927	250	5890	400/350	7854	500/450	9817	650/550	11781	750/650	13744	900/750	15708	1000/850	17671	1150/950	15.413	157.1	320	630

注：1. b 值中分子是指梁上面钢筋排成一层时的最小梁宽度。分母是指梁下面钢筋排成一层时的最小梁宽度。

2. 梁的环境等级为二 a，保护层厚度取 25mm。

3. 钢筋直径为 ϕ12~ϕ18 时箍筋直径取 6mm；钢筋直径为 ϕ20~ϕ28 时，箍筋直径取 8mm；钢筋直径为 ϕ32~ϕ50 时，箍筋直径取 10mm。

4. 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。

5. 当下部钢筋多于两层时，两层以上钢筋水平方向的中距应比下面两层的中距增大一倍。

6. 应符合本书表 3-8 的规定。

参 考 文 献

[1] 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] 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] 住房和城乡建设部. 建筑地基基础设计规范：GB 50007—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.

[4] 住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程：JGJ 3—2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.

[5] 住房和城乡建设部. 高层建筑筏形与箱形基础技术规范：JGJ 6—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.

[6] 住房和城乡建设部. 建筑工程抗震设防分类标准：GB 50223—2008[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[7] 住房和城乡建设部. 建筑桩基技术规范：JGJ 94—2008[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[8] 住房和城乡建设部. 建筑设计防火规范：GB 50016—2014[S]. 北京：中国计划出版社，2014.

[9] 住房和城乡建设部. 民用建筑设计通则：GB 50352—2005[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2005.

[10] 住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范：GB 50009—2012[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2012.

[11] 住房和城乡建设部. 混凝土结构工程施工规范：GB 50666—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.

[12] 住房和城乡建设部. 砌体结构设计规范：GB 50003—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2012.

[13] 住房和城乡建设部. 普通混凝土配合比设计规程：JGJ 55—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.

[14] 住房和城乡建设部. 建筑结构制图标准：GB/T 50105—2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社. 2010.

[15] 住房和城乡建设部. 钢筋机械连接技术规程：JGJ 107—2016[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2016.

[16] 住房和城乡建设部. 混凝土强度检验评定标准：GB/T 50107—2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.

[17] 王文栋. 混凝土结构构造手册[M]. 4 版. 北京：中国建筑工业出版社，2012.

[18] 施岚青. 建筑抗震设计[M]. 北京：机械工业出版社，2011.

[19] 国振喜. 高层建筑混凝土结构设计手册[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2012.

[20] 国振喜. 简明钢筋混凝土结构构造手册[M]. 4 版. 北京：机械工业出版社，2013.