

UDC



中华人民共和国国家标准

P

GB 50010—200×

混凝土结构设计规范

Code for design of concrete structures

(征求意见稿)

国家标准《混凝土结构设计规范》修订组

2009年7月

国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 征求意见稿的说明

根据建设部建标[2006]77号文《关于印发〈2006年工程建设标准规范制订、修订计划（第一批）〉的通知》要求，由中国建筑科学研究院会同有关单位对国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002进行修订。

为方便了解规范修订的变化并提出意见，将本次修订的主要内容简述如下：

- 1 完善规范的完整性，从以构件计算为主适当扩展到整体结构的设计，补充“结构方案”和“结构抗倒塌设计”的原则，增强结构的整体稳固性。
- 2 完善承载力极限状态设计内容，增加以构件分项系数进行应力设计等内容。
- 3 正常使用极限状态设计，钢筋混凝土构件按荷载效应准永久组合计算裂缝宽度，预应力构件稍放松；调整了裂缝宽度计算中的构件受力特征系数取值。
- 4 增加楼盖舒适度要求，规定了楼板竖向自振频率的限制。
- 5 完善耐久性设计方法，除环境条件外，提出环境作用等级概念。
- 6 增加了既有结构设计的基本规定。
- 7 淘汰低强钢筋，纳入高强、高性能钢筋；提出钢筋延性（极限应变）的要求。
- 8 补充并筋（钢筋束）的配筋形式及相关规定。
- 9 结构分析内容适当得到扩展，提出非荷载效应分析原则。
- 10 对结构侧移二阶效应，提出有限元分析及增大系数的简化方法。
- 11 完善了连续梁、连续板考虑塑性内力重分布进行内力调幅的设计方法。
- 12 补充、完善材料本构关系及混凝土多轴强度准则的内容。
- 13 构件正截面承载力计算：“任意截面”移至正文，“简化计算”移至附录。
- 14 截面设计中完善了构件自身挠曲影响的相关规定。
- 15 修改了受弯构件的斜截面的受剪承载力计算公式。
- 16 改进了双向受剪承载力计算的相关规定。
- 17 补充在拉、弯、剪、扭作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱设计的相关规定。
- 18 修改了受冲切承载力计算公式。
- 19 补充了预应力混凝土构件疲劳验算的相关公式。
- 20 增加按开裂换算截面计算在荷载效应准永久或标准组合下的截面应力。
- 21 宽度大于 **0.2mm** 的开裂截面，增加按应力限制钢筋间距的要求。

- 22 挠度计算中增加按荷载效应准永久组合时长期刚度的计算公式。
- 23 增加了无粘结预应力混凝土受弯构件刚度、裂缝计算方法。
- 24 考虑耐久性影响适当调整了钢筋保护层厚度的规定，一般情况下稍增，恶劣环境下大幅度增加。
- 25 提出钢筋锚固长度修正系数，考虑厚保护层、机械锚固等方式控制锚固长度。
- 26 框架柱修改为按配筋特征值及绝对值双控钢筋的最小配筋率，稍有提高。
- 27 大截面构件的最小配筋适当降低。
- 28 增加了板柱结构及现浇空心楼板的构造要求。
- 29 在梁柱节点中引入钢筋机械锚固的形式。
- 30 补充了多层房屋结构墙体配筋构造的基本要求。
- 31 补充了二阶段成形的竖向叠合式受压构件（柱、墙）的设计原则及构造要求。
- 32 完善装配式混凝土结构的设计原则以及装配式楼板、梁、柱、墙的构造要求。
- 33 提出了预制自承重构件的设计原则；增补了内埋式吊具及吊装孔有关要求。
- 34 补充、完善了各种预应力锚固端的配筋构造要求。
- 35 调整了预应力混凝土的收缩、徐变及新材料、新工艺预应力损失数值计算。
- 36 调整先张法布筋及端部构造，后张法布筋及孔道布置的构造要求。
- 37 调整、完善后张法锚固区局部受压设计及间接钢筋、防裂钢筋的配置要求。
- 38 增加曲线预应力筋弯弧曲率限制及凹面防崩配筋计算及有关的构造要求。
- 39 与建筑抗震设计规范协调，取消房屋高度表、内力调整等的具体规定。
- 40 加严对一、二、三级抗震等级的各类框架的纵向受力钢筋的延性性能要求。
- 41 梁端纵向受拉钢筋的配筋率的上限不再做强制性规定。
- 42 补充了双向受剪钢筋混凝土框架柱的抗震设计相关规定。
- 43 增加了四级抗震等级的各类结构的框架柱、框支柱的其轴压比限值。
- 44 抗震受剪承载力计算扩大到三级抗震等级框架节点核心区。
- 45 补充了筒体及剪力墙洞口连梁的正截面受弯承载力计算规定。
- 46 补充了跨高比小于 2.5 的连梁以及特殊配筋连梁的设计规定。
- 47 补充了三级抗震等级剪力墙的相关规定。
- 48 增加了楼面梁与剪力墙平面连接时的相关设计规定。
- 49 增加了板柱节点抗震设计的相关规定。

请各单位注意，本规范（征求意见稿）仅作为征求意见之用，不应作为混凝土结构工程的设计依据。任何单位和个人不得以任何形式出版发行；以经营为目的，以各种形式复制本规范（征求意见稿）的任何部分，必须事先征得国家标准《混凝土结构设计规范》修订组的书面同意；将本规范（征求意见稿）的任何部分上传至网络用于传播，必须事先征得本规范修订组的书面同意。

本次《混凝土结构设计规范》**GB 50010**（征求意见稿）征求意见的截止时间为**2009年8月31日**，请在此之前将意见和建议反馈给修订组。

本规范修订组联系方式：

联系人：朱爱萍

地 址：**100013** 北京北三环东路**30**号中国建筑科学研究院
国家标准《混凝土结构设计规范》管理组

E-mail: hnt@cabrtech.com

电 话：**010-64517483**

传 真：**010-84277180**

国家标准《混凝土结构设计规范》修订组

二〇〇九年七月

目 次

1	总 则.....	1
2	术语、符号.....	2
2.1	术语.....	2
2.2	符号.....	3
3	基本设计规定.....	6
3.1	一般规定.....	6
3.2	结构方案.....	7
3.3	承载能力极限状态计算.....	8
3.4	结构抗倒塌设计.....	9
3.5	正常使用极限状态验算.....	10
3.6	耐久性设计.....	12
3.7	既有结构的设计.....	15
4	材 料.....	16
4.1	混凝土.....	16
4.2	钢 筋.....	18
5	结构分析.....	23
5.1	基本原则.....	23
5.2	分析模型.....	24
5.3	弹性分析.....	25
5.4	基于弹性分析的塑性内力重分布分析.....	26
5.5	弹塑性分析.....	26
5.6	塑性极限分析.....	27
5.7	间接作用效应分析.....	28
6	承载能力极限状态计算.....	29
6.1	一般规定.....	29
6.2	正截面承载力计算.....	29
6.3	斜截面承载力计算.....	34

6.4	扭曲截面承载力计算.....	42
6.5	受冲切承载力计算.....	50
6.6	局部受压承载力计算.....	53
6.7	疲劳验算.....	56
7	正常使用极限状态验算.....	63
7.1	裂缝控制验算.....	63
7.2	受弯构件挠度验算.....	71
8	构造规定.....	75
8.1	伸缩缝.....	75
8.2	混凝土保护层.....	76
8.3	钢筋的锚固.....	77
8.4	钢筋的连接.....	79
8.5	纵向受力钢筋的最小配筋率.....	82
9	结构构件的基本规定.....	83
9.1	板.....	83
9.2	梁.....	87
9.3	柱.....	93
9.4	墙.....	99
9.5	叠合式构件.....	101
9.6	装配式结构.....	102
9.7	预埋件及连接件.....	105
10	预应力混凝土结构构件.....	109
10.1	一般规定.....	109
10.2	预应力损失值计算.....	117
10.3	预应力混凝土构造规定.....	122
11	混凝土结构构件抗震设计.....	128
11.1	一般规定.....	128
11.2	材料.....	131
11.3	框架梁.....	131
11.4	框架柱及框支柱.....	133

11.5	铰接排架柱.....	139
11.6	框架梁柱节点.....	140
11.7	剪力墙.....	144
11.8	预应力混凝土结构构件.....	155
11.9	板柱节点.....	157
附录 A	钢筋的公称直径、计算截面面积及理论重量.....	159
附录 B	近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法.....	160
附录 C	钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则.....	163
附录 D	素混凝土结构构件计算.....	174
附录 E	正截面承载力的简化计算.....	178
附录 F	板柱节点计算用等效集中反力设计值.....	194
附录 G	深受弯构件.....	199
附录 H	无支撑叠合梁板.....	205
附录 J	后张预应力曲线钢筋由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失.....	211
附录 K	与时间相关的预应力损失.....	216
	本规范用词用语说明.....	219
	条文说明.....	220

Contents

1	General Principles.....	1
2	Terms, Symbols.....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols.....	3
3	Fundamental Design Stipulations.....	6
3.1	General Stipulations.....	6
3.2	Structure Plan.....	7
3.3	Calculation of Ultimate Limit States.....	8
3.4	Design for resisting progressive collapse of structure.....	9
3.5	Checking Calculation of Serviceability Limit States.....	10
3.6	Design of Durability.....	12
3.7	Design of Existing Structure.....	15
4	Materials.....	16
4.1	Concrete.....	16
4.2	Steel Reinforcements.....	18
5	Structural Analysis.....	23
5.1	Fundamental Principles.....	23
5.2	Analysis model.....	24
5.3	Elastic Analysis.....	25
5.4	Analysis about the Re-distribution of Plastic Internal Forces Based on Elastic Analysis.....	26
5.5	Elastic-Plastic Analysis.....	26
5.6	Plastic Limit Analysis.....	27
5.7	Indirect Effect Analysis.....	28
6	Calculation of Ultimate Limit States.....	29
6.1	General Stipulations.....	29
6.2	Calculation of Normal Section Load-bearing Capacity.....	29
6.3	Calculation of Inclined Section Load-bearing Capacity.....	34
6.4	Calculation of Torsional Section Load-bearing Capacity.....	42
6.5	Calculation of Punching Shear Load-bearing Capacity.....	50
6.6	Calculation of Local Compression Load-bearing Capacity.....	53

6.7	Checking Calculation of Fatigue.....	56
7	Checking Calculation of Serviceability Limit States.....	63
7.1	Checking Calculation of Crack Control.....	63
7.2	Checking Calculation of Deflection of Flexural Member.....	71
8	Stipulations for Detailing Requirements.....	75
8.1	Expansion Joint.....	75
8.2	Concrete Cover.....	76
8.3	Anchorage of Steel Reinforcement.....	77
8.4	Connection of Steel Reinforcements.....	79
8.5	Minimum Ratio of Reinforcement for Longitudinal Stressed Steel Reinforcements.....	82
9	Fundamental Stipulations for Structural Members.....	83
9.1	Slab.....	83
9.2	Beam.....	87
9.3	Column.....	93
9.4	Wall.....	99
9.5	Superposed Member.....	101
9.6	Assembly-Type Structure.....	102
9.7	Embedded Parts and Connecting Pieces.....	105
10	Prestressed Concrete Structure Members.....	109
10.1	General Stipulations.....	109
10.2	Calculation of Values for Loss of Prestress.....	117
10.3	Stipulations for Detailing Requirements of Prestressed Concrete Member	122
11	Earthquake-resistant Design of Reinforced Concrete Structural Members.....	128
11.1	General Stipulations.....	128
11.2	Materials.....	131
11.3	Frame Girder.....	131
11.4	Column of Frame and Column of Braced Frame.....	133
11.5	Column of Hinged Bent.....	139
11.6	Nodal Point for Girder and Column of Frame.....	140
11.7	Structural (Shear) Wall.....	144
11.8	Prestressed Concrete Structure Members.....	155
11.9	Nodal Points of Slab and Column.....	157

Appendix A	Nominal Sectional Area, Calculated Sectional Area and Theoretical Weight.....	159
Appendix B	Approximate Coefficient Magnifier Method for Sway Frames.....	160
Appendix C	Constitutive Relation and Multi-axial Strength of Reinforcement and Concrete.....	163
Appendix D	Calculation of Plain Concrete Structural Member.....	174
Appendix E	Simplified Calculation for Normal Section Load-bearing Capacity....	178
Appendix F	Design Value of Equivalent Concentrated Reaction Used for Calculation of Nodal Point of Slab and Column.....	194
Appendix G	Deep Flexural Member.....	199
Appendix H	Superposed Beam and Slab with No Brace.....	205
Appendix J	Calculation of Values for Loss of Prestress of Post-tensioned Curved Steel Caused by Deformation of Anchorage Device and Shortening of Steel.....	211
Appendix K	Calculation of Values for Loss of Prestress Interrelated with Time.....	216
	Explanation of Wording in This Code.....	219
	Explanation of Regulations.....	220

1 总 则

1.0.1 为了在混凝土结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全、适用、经济、耐久、确保质量，制订本规范。

1.0.2 本规范适用于房屋和一般构筑物的钢筋混凝土、预应力混凝土以及素混凝土结构的设计。本规范不适用于轻骨料混凝土及其它特种混凝土结构的设计。

1.0.3 本规范依据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的原则制定。

1.0.4 本规范是对混凝土结构设计提出的基本要求。混凝土结构的设计除应符合本规范外，尚应遵守国家现行有关标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 混凝土结构 concrete structure

以混凝土为主要承载材料制成的结构，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。

2.1.2 素混凝土结构 plain concrete structure

由无筋或不配置受力钢筋的混凝土制成的结构。

2.1.3 钢筋混凝土结构 reinforced concrete structure

由配置受力的钢筋、钢筋网或钢筋骨架的混凝土制成的结构。

2.1.4 预应力混凝土结构 prestressed concrete structure

由配置受力的预应力筋，通过张拉或其它方法建立预加应力的混凝土结构。

2.1.5 先张法 pretensioning

在混凝土浇筑之前进行预应力筋张拉，并在混凝土达到一定强度后放张而施加预应力的方法。

2.1.6 后张法 post-tensioning

混凝土浇筑并达到一定强度后，张拉预应力筋施加预应力的方法。

2.1.7 无粘结预应力混凝土结构 unbonded prestressed concrete structure

配置带有涂料层和外包层的预应力筋，与混凝土之间能够永久产生滑动的后张法预应力混凝土结构。

2.1.8 有粘结预应力混凝土结构 bonded prestressed concrete structure

通过灌浆或与混凝土的直接接触使预应力筋与混凝土之间相互粘结的预应力混凝土结构。

2.1.9 现浇混凝土结构 cast-in-situ concrete structure

在现场原位支模并整体浇筑而成的混凝土结构。

2.1.10 装配整体式混凝土结构 assembled monolithic concrete structure

由预制混凝土构件或部件通过钢筋锚固-连接或施加预应力，并现场浇筑节点混凝土而形成整体受力的混凝土结构。

2.1.11 框架结构 frame structure

由梁和柱以刚接或铰接相连接而构成承重体系的结构。

2.1.12 剪力墙结构 shearwall structure

由墙体组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.13 框架剪力墙结构 frame-shearwall structure

由剪力墙和框架共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.14 板柱结构 slab-column structure

由楼板和柱为主要构件承受竖向和水平作用的结构。

2.1.15 叠合式结构 superposed structure

由预制构件（或既有结构）及后浇混凝土组成而两阶段成形的结构。

2.1.16 钢筋 ordinary steel bar

用于混凝土结构构件中的各种非预应力筋的总称。

2.1.17 预应力筋 prestressing tendon

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢丝、钢绞线和精轧螺纹钢的总称。

2.1.18 整体稳固性 robustness

结构在偶然作用下局部发生破坏，但仍能依靠剩余的抗力继续承载，不致于因连续倒塌而发生结构解体或大范围破坏的能力。

2.1.19 抗倒塌设计 design to resist progressive collapse

结构在遭遇灾害作用后因局部倒塌而缺失部分构件，按新的计算简图及有关的设计参数进行的避免连续倒塌或大范围破坏的设计。

2.1.20 既有结构的设计 design of existing structure

对已建成并投入使用的结构，为提高安全度、改变使用功能、延长使用年限等而按现行相关标准进行的设计。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

C20——表示立方体强度标准值为 20N/mm² 的混凝土强度等级；

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_{ptk} ——钢筋、预应力钢筋强度标准值；
 f_y 、 f'_y ——钢筋的抗拉、抗压强度设计值；
 f_{py} 、 f'_{py} ——预应力筋的抗拉、抗压强度设计值；
 ε_{su} ——钢筋拉断前的极限应变。

2.2.2 作用和作用效应

N ——轴向力设计值；
 N_k 、 N_q ——按荷载效应的标准组合、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；
 M ——弯矩设计值；
 M_k 、 M_q ——按荷载效应的标准组合、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_{pu} ——在正截面承载力计算中无粘结预应力筋的应力设计值；
 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} ——按荷载效应标准组合、准永久组合并考虑长期作用影响。

2.2.3 几何参数

ϕ ——钢筋直径符号，如 $\phi 20$ 表示钢筋直径为20mm；
 d ——钢筋的公称直径或圆形截面的直径；
 c ——混凝土保护层厚度；
 b ——矩形截面宽度，T形、I形截面的腹板宽度；
 h ——截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；

l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度；
 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、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；
 A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；
 A_f ——混凝土局部受压面积；
 A_{cor} ——钢筋网、螺旋筋或箍筋内表面范围内的混凝土核心面积；
 B ——受弯构件的截面刚度；
 W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；
 W_t ——截面受扭塑性抵抗矩；
 I ——截面惯性矩。

2.2.4 计算系数及其它

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弯矩影响的轴向力偏心距增大系数；
 λ ——计算截面的剪跨比；
 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。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 为满足建筑功能并保证结构安全，混凝土结构设计应包括下列内容：

- 1 结构体系、传力途径和构件布置；
- 2 作用及作用效应分析；
- 3 构件截面配筋计算及验算；
- 4 结构及构件的构造措施；
- 5 对施工的要求；
- 6 满足特殊要求结构的专门性能设计。

3.1.2 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠度指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计，耐久性设计采用经验的方法。

3.1.3 混凝土结构的极限状态设计应包括：

1 承载能力极限状态：结构或结构构件达到最大承载力，出现疲劳、倾覆、稳定、漂浮等破坏和不适于继续承载的变形，结构在偶然作用下连续倒塌或大范围破坏；

2 正常使用极限状态：结构或结构构件达到正常使用的某项限值或产生影响耐久性能的局部损坏。

3.1.4 结构上的直接作用（荷载）应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 及相关的标准确定。

地震作用应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定；其它的间接作用应根据有关的标准或实际条件确定。

特殊作用、偶然作用应根据有关的标准或实际条件确定。

3.1.5 结构及结构构件承载力极限状态计算一般应采用荷载设计值，但倒塌、疲劳承载力验算时，应采用相应的荷载代表值；正常使用极限状态的验算，均应采用相应的荷载代表值。

直接承受吊车的结构构件，在计算承载力及验算疲劳、抗裂时，还应考虑吊

车荷载的动力系数。预制构件应按制作、运输及安装时相应工况的荷载值进行施工阶段验算。预制构件吊装的验算，应考虑动力系数。对现浇结构，必要时应进行施工阶段的验算。

间接作用应考虑混凝土施工期和设计使用年限内温度变化、混凝土收缩-徐变、基础不均匀沉降、环境引起材料性能劣化等对结构造成的影响。设计参数应根据作用的特点和具体情况确定。

3.1.6 混凝土结构的安全等级应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定。

混凝土结构中各类结构构件的安全等级，宜与整个结构的安全等级相同。对于结构中重要的关键传力部位和构件，宜适当提高其安全等级。

3.1.7 混凝土结构设计应考虑施工技术水平以及实际工程条件。有特殊要求的混凝土结构，设计时应应对施工提出相应技术控制及质量验收的要求。

3.1.8 混凝土结构应正常使用和维护。未经技术鉴定或设计许可，不得任意改变结构的形式、用途和使用环境。

3.2 结构方案

3.2.1 混凝土结构的方案设计应遵循下列原则：

- 1 结构的平、立面布置宜简单、规则、均匀、连续，高宽比、长宽比适当；
- 2 根据建筑的使用功能布置结构体系，合理确定结构构件的型式；
- 3 结构传力途径应简捷、明确，关键部位宜有多条传力途径，垂直构件宜竖向对齐；
- 4 宜采用超静定结构，并增加重要构件的冗余约束；
- 5 结构的刚度和承载力宜均匀、连续；
- 6 为避免连续倒塌，必要时可设置结构缝将结构分割为若干独立的单元。

3.2.2 混凝土结构体系中结构缝的设计应遵循下列原则：

- 1 应根据结构体系的受力特点、尺度、形状、使用功能，合理确定结构缝的位置和构造形式；
- 2 结构缝的构造应满足相应功能（伸缩、沉降、防震等），并宜减少缝的数量；

3 混凝土结构可根据需要在施工阶段设置临时性的缝（收缩缝、沉降缝、施工缝、引导缝等）；

4 应采取有效措施减少设缝对使用功能带来的不利影响。

3.2.3 结构构件的连接和构造应遵守下列原则：

- 1 连接处的承载力应不小于被连接构件的承载力；
- 2 当混凝土结构与其它材料构件连接时，应采取适当的连接方式；
- 3 应考虑构件变形对连接节点及相邻结构或构件造成的影响。

3.2.4 混凝土结构的方案设计尚应考虑下列要求：

- 1 有利于减小偶然作用效应的影响范围，避免结构发生与偶然作用不相匹配的大范围破坏或连续倒塌；
- 2 减小环境条件对建筑结构耐久性的影响。
- 3 符合节省材料、降低能耗与环境保护的要求。

3.3 承载能力极限状态计算

3.3.1 混凝土结构的承载能力极限状态计算应包括下列内容：

- 1 结构构件应进行承载力（包括失稳）计算；
- 2 直接承受反复荷载的构件应进行疲劳验算；
- 3 有抗震设防要求的结构，应进行结构构件抗震的承载力计算；
- 4 必要时尚应进行结构整体稳定、倾覆、滑移、漂浮及结构抗倒塌的验算。

3.3.2 混凝土结构构件的承载能力极限状态，应按荷载效应的基本组合或偶然组合，采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.3.2-1)$$

$$S_d = S(G_k, Q_k, \gamma_G, \gamma_Q, \psi_c, \dots) \quad (3.3.2-2)$$

$$R_d = R(a_k, f_{ck}, f_{sk}, \gamma_c, \gamma_s, \gamma_{Rd}, \dots) \quad (3.3.2-3)$$

式中： γ_0 ——重要性系数，安全等级为一、二、三级的建筑结构，分别不应小于 1.1、1.0、0.9；

S_d ——承载能力极限状态的荷载效应组合设计值，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行计算；

$S(\cdot)$ ——结构构件按内力分析计算的荷载效应函数；

R_d ——结构构件的承载力设计值；在抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} ；

$R(\cdot)$ ——结构构件按内力效应或应力分析计算的承载力函数；

α_k ——几何参数的标准值；当几何参数的变异性对结构性能有明显的不良影响时，可另增、减一个附加值；

f_{ck} 、 f_{sk} ——混凝土、钢筋的强度标准值（或特征值）；

γ_c 、 γ_s ——混凝土、钢筋的材料分项系数；

γ_{Rd} ——抗力模型不确定性分项系数，对一般构件取 1.0，对重要构件可根据具体情况取大于 1.0 的数值。

公式(3.3.3-1)中的 $\gamma_0 S$ ，可通过结构分析用内力设计值(N 、 M 、 V 、 T 等)表达，也可通过有限元分析采用应力(σ 、 τ 等)的方式表达；对预应力混凝土结构，尚应按本规范第 10 章的规定考虑预应力效应。

3.4 结构抗倒塌设计

3.4.1 对于可能遭受偶然作用的重要结构，宜进行结构抗倒塌设计。

3.4.2 混凝土结构的抗倒塌设计宜遵循下列原则：

- 1 避免使结构中的关键构件直接遭受偶然作用；
- 2 采取减小偶然作用或效应的措施；
- 3 在容易遭受意外荷载影响的结构的区域增加冗余约束；
- 4 增强疏散通道、避难场所及结构关键传力部位的承载能力和变形性能；
- 5 采用变形性能较好的材料和结构形式。

3.4.3 结构抗倒塌设计可选择下列方法：

1 拉结构件法：通过贯通水平构件的最小配筋和构造措施，使缺失支承后的水平构件能够按梁、悬索或悬臂继续承载受力，维持结构的整体稳固性；

2 拆除构件法：按一定规则拆除主要受力构件，依靠结构体系中的剩余部分进行承载力验算；

3 非线性分析法：通过结构的受力-倒塌全过程的非线性分析，模拟结构的

连续倒塌过程。

3.4.4 结构抗倒塌设计的荷载效应应根据倒塌的具体情况确定，并应考虑倒塌冲击引起的动力系数。材料强度应取标准值或实测值，并应考虑动力荷载作用下材料强化和脆性的影响。

3.5 正常使用极限状态验算

3.5.1 混凝土结构构件正常使用极限状态的验算应包括下列内容：

- 1 对使用上需要控制变形的结构及构件，应进行变形验算；
- 2 对使用上限制出现裂缝的构件，应进行混凝土拉应力验算；
- 3 对使用上允许出现裂缝的构件，应进行受力裂缝宽度验算；
- 4 对于使用上有舒适度要求的楼盖结构，应进行自振频率的验算。

3.5.2 对于正常使用极限状态，结构构件应分别按荷载效应的标准组合、准永久组合并适当考虑长期作用的影响，采用下列极限状态设计表达式进行验算：

$$S \leq C \quad (3.5.2)$$

式中 S ——正常使用极限状态的荷载效应组合值，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定进行计算。

C ——结构构件达到正常使用要求所规定的应力控制、裂缝状态、变形挠度和舒适度等的限值。

3.5.3 混凝土构件的挠度应不影响其使用功能和外观要求。

受弯构件的最大挠度应按荷载效应的标准组合或准永久组合并考虑荷载长期作用影响进行计算，其计算值不应超过表 3.5.3 规定的挠度限值。

表 3.5.3 受弯构件的挠度限值

构件类型		挠度限值
吊车梁	手动吊车	$l_0/500$
	电动吊车	$l_0/600$
屋盖、楼盖 楼梯构件	当 $l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0/200$ ($l_0/250$)
	当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0/250$ ($l_0/300$)
	当 $l_0 > 9\text{m}$ 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，不宜超过构件在荷载效应的准永久组合作用下的计算挠度值。
- 5 当挠度限值不满足混凝土构件的使用功能和外观要求是，设计可对挠度限制进行调整。

3.5.4 结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级。裂缝控制等级的划分及要求应符合下列规定：

一级——严格要求不出现受力裂缝的构件。按荷载效应的标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力；

二级——一般要求不出现受力裂缝的构件。按荷载效应的标准组合计算时，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；

三级——允许出现受力裂缝的构件。对钢筋混凝土构件，按荷载效应的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本规范表 3.5.5 规定的最大裂缝宽度限值。对预应力混凝土构件，按荷载效应的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规范表 3.5.5 规定的最大裂缝宽度限值；对二 b、三 b 类环境等级下的预应力混凝土构件，尚应按荷载效应的准永久组合计算，且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。

3.5.5 结构构件应根据结构类型和本规范第 3.6.2 条规定的环境等级及裂缝控制等级，按表 3.5.5 的裂缝宽度限值 w_{lim} 及混凝土拉应力控制要求进行验算。

表 3.5.5 结构构件的裂缝宽度及混凝土拉应力限值

环境类别及 耐久性作用等级 (环境等级)	钢筋混凝土结构			预应力混凝土结构		
	裂缝控制等级	w_{lim} (mm)	荷载组合	裂缝控制等级	w_{lim} (mm) 拉应力限值	荷载组合
一 a	三级	0.30 (0.40)	准永久	三级	0.25	标准
二 b、三 b		0.20			拉应力不大于 f_{tk}	标准
二 c、三 c、四 c				二级	拉应力不大于 f_{tk}	标准
三 d、四 d		一级		无拉应力	标准	

- 注：1 对处于年平均相对湿度小于 60%地区一 a 类环境等级下的钢筋混凝土受弯构件，其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值；
- 2 在一 a 类环境等级下，对钢筋混凝土屋架、托架及需作疲劳验算的吊车梁，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 a 类环境等级下，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；对预应力混凝土屋面梁、托梁、单向屋面板和楼板，按表中二 b 环境等级的要求进行验算；
- 4 对需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按一级裂缝控制等级进行验算；
- 5 对于烟囱、筒仓、处于液体压力下的结构构件及电视塔等各种高耸结构，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定；
- 6 对混凝土保护层厚度较大的构件，可根据实践经验对表中的最大裂缝限值适当放宽。

3.5.6 对大跨混凝土楼盖结构，宜进行竖向自振频率验算，其自振频率不宜小于表 3.5.6 的限值。

表 3.5.6 楼盖竖向自振频率的限值 (Hz)

房屋类型	跨度 (m)	
	7~9	大于 9
住宅、公寓	6	5
办公、旅馆	4	3
大跨度公共建筑	3	

3.6 耐久性设计

3.6.1 房屋混凝土结构的耐久性设计应包括下列内容：

- 1 确定结构的环境类别及作用等级（简称环境等级）；
- 2 提出材料的耐久性质量要求；
- 3 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度，详见本规范第 8.2 节；
- 4 在不利的环境条件下应采取的防护措施；
- 5 满足耐久性要求相应的施工措施；
- 6 提出结构使用阶段的维护与检测要求。

3.6.2 混凝土建筑结构的环境类别和耐久性作用等级，可按表 3.6.2 确定。

表 3.6.2 环境类别和耐久性作用等级（环境等级）

环境类别		作用等级			
		a (轻微)	b (中度)	c (较重)	d (严重)
一	正常环境	稳定的室内	——	——	——

		干燥环境			
二	干湿交替	——	室内潮湿环境；露天环境；无腐蚀性湿润土环境	频繁与水接触的露天环境；水位变动区环境	——
三	冻融循环	——	微冻地区露天环境	严寒、寒冷地区露天环境	严寒、寒冷地区频繁接触水的露天环境；水位变动区环境
四	氯盐腐蚀	——	——	海风环境；海水下；盐渍土环境；除冰盐影响环境	海岸环境；海上环境；受除冰盐作用的环境

注：1 冻融环境按当地最冷月份平均气温划分：微冻地区-3℃~2.5℃，寒冷地区-8℃~-3℃，严寒地区-8℃以下；

- 2 滨海环境按距海岸的距离划分：海岸环境为 150m 以内，海风环境为 1000m 以内，但应考虑主导风向的影响；
- 3 除冰盐影响环境指受到除冰盐盐雾影响的环境，受除冰盐作用的环境指被除冰盐溶液溅射的构筑物及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑；
- 4 海洋的潮差区和浪溅区、直接接触除冰盐溶液以及受化工腐蚀影响环境中的结构，按现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476、《工业建筑防腐设计规范》GB50046 和《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ 267 的有关规定进行耐久性设计。

3.6.3 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 3.6.3 的规定。

表 3.6.3 结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大碱含量 (%)
一 a	0.60	C20	不限制
二 b	0.55	C25	3.0
三 b	0.55 (0.50)	C35 (C30)	3.0
二 c	0.50	C30	3.0
三 c	0.45 (0.50)	C40 (C35)	3.0
四 c	0.45	C40	3.0
三 d	0.40 (0.50)	C45 (C35)	3.0
四 d	0.40	C45	3.0

- 注：1 预应力混凝土构件的最低混凝土强度等级应按表中的规定提高两个等级；
- 2 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级可适当放松；
 - 3 有可靠工程经验时，一类和二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级；
 - 4 三类（冻融循环）环境中使用引气剂的混凝土，可采用括号中的有关参数；

5 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

3.6.4 结构混凝土中氯离子的含量不应超过表 3.6.4 规定的限值。

表 3.6.4 结构混凝土中氯离子含量的限值（%）

氯离子含量 环境等级	环境等级			
	— a	二 b、三 b	二 c、三 c、四 c	三 d、四 d
构件				
钢筋混凝土构件	0.30	0.20	0.15	0.10
预应力混凝土构件	0.06			

注：氯离子含量系指其占硅酸盐水泥熟料的百分率。

3.6.5 设计使用年限 100 年的混凝土结构，应按相应环境及用途将耐久性作用等级提高一级进行设计。

设计使用年限为 25 年的混凝土结构，可按相应环境及用途将耐久性作用等级降低一级进行设计。

3.6.6 预应力混凝土构件，尚应满足下列耐久性的规定：

- 1 预应力筋可根据工程的具体情况采取表面防护、管道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施；
- 2 预应力筋外露锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施；
- 3 必要时，可采用可更换的预应力体系。

3.6.7 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。

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。

有氯盐腐蚀的混凝土结构，其受力钢筋可采用环氧树脂涂层钢筋、镀锌预应力筋或采取阴极保护处理等防锈措施。

处于二、三、四类环境中的悬臂板，其上表面宜增设防护层。

结构表面的预埋件、吊钩、连接件等金属部件应与混凝土中的钢筋隔离，并采取可靠的防锈措施。

3.6.8 混凝土结构在设计使用年限内尚应遵守下列规定：

- 1 结构应按设计规定的环境条件正常使用；
- 2 结构应进行必要的维护，并根据使用条件定期检测；
- 3 设计中可更换的混凝土构件应按规定定期更换；构件表面的防护层，应按规定定期维护；

- 4 结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行处理。

3.7 既有结构的设计

3.7.1 对下列情况的既有结构应进行相应的设计：

- 1 延长既有结构的设计使用年限；
- 2 加固有安全隐患的既有结构；
- 3 改变用途或使用环境的既有结构；
- 4 既有结构的改建、扩建；
- 5 受损结构的修复。

3.7.2 既有结构设计应遵守下列基本原则：

- 1 应按现行有关标准进行检测和可靠性评估，确定相应的设计参数；
- 2 承载能力极限状态设计应符合现行有关标准的规定；
- 3 正常使用极限状态设计宜符合现行有关标准的规定；
- 4 必要时可对使用功能及设计使用年限作相应的调整。

3.7.3 既有结构的设计应符合下列规定：

- 1 综合考虑优化结构方案，提高整体稳固性；
- 2 结构上的作用按现行标准取值；也可在限定使用功能及使用年限的条件下，根据实际情况适当调整；
- 3 既有结构的构件尺寸、连接构造和已有缺陷等，按实际情况确定；
- 4 结构既有部分的材料性能由检测评估确定，后加部分按现行规范取值；
- 5 既有结构与新增构件之间应采取有效的构造措施，保证可靠地协调受力；
- 6 应考虑结构构件承载历史的影响，按两阶段受力的构件进行设计。

4 材 料

4.1 混凝土

4.1.1 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系指按标准方法制作养护的边长为 150mm 的立方体试件，在规定龄期用标准试验方法测得的，具有 95%保证率的抗压强度值。

本规范提供的混凝土强度等级对应的龄期为 28d，也可根据结构可能承受作用的实际日期或混凝土的特性要求确定龄期。

4.1.2 素混凝土结构的强度等级不应低于 C15；钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；采用 400MPa 级钢筋时混凝土强度等级不应低于 C25；采用 500MPa 级钢筋时混凝土强度等级不应低于 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 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。

注：当采用山砂混凝土及高炉矿渣混凝土时，尚应符合专门标准的规定。

4.1.3 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度的标准值 f_{ck} 、 f_{tk} 应分别按表 4.1.3-1、表 4.1.3-2 采用。

表 4.1.3-1 混凝土轴心抗压强度标准值 (N/mm²)

强度种类	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	13.5	16.5	20.0	23.5	27.0	29.5	32.5	35.5	38.5	41.5	44.5	47.5	50.0

表 4.1.3-2 混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm²)

强度种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{tk}	1.25	1.55	1.80	2.00	2.20	2.40	2.50	2.65	2.75	2.85	2.95	3.00	3.05	3.10

4.1.4 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度的设计值 f_c 、 f_t 应分别按表 4.1.4-1、表 4.1.4-2 采用。

表 4.1.4-1 混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²)

强度种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	7.0	9.5	12.0	14.5	16.5	19.0	21.0	23.0	25.5	27.5	29.5	32.0	34.0	36.0

表 4.1.4-2 混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm²)

强度种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_t	0.90	1.10	1.25	1.45	1.55	1.70	1.80	1.90	1.95	2.05	2.10	2.15	2.20	2.20

4.1.5 混凝土受压和受拉的弹性模量 E_c 应按表 4.1.5 采用。

混凝土的剪切变形模量 G_c 可按相应弹性模量值的 0.40 倍采用。

混凝土泊松比 ν_c 可按 0.20 采用。

表 4.1.5 混凝土弹性模量 ($\times 10^4$ N/mm²)

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 当需要时，可根据试验实测数据确定结构混凝土的弹性模量；

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值确定。

4.1.6 混凝土轴心抗压、轴心抗拉的疲劳强度设计值 f_c^f 、 f_t^f 应按表 4.1.4 中的设计强度乘以疲劳强度修正系数 γ_ρ 确定。疲劳强度修正系数 γ_ρ 应根据疲劳应力比值 ρ_c^f 按表 4.1.6-1、4.1.6-2 采用。疲劳应力比值 ρ_c^f 应按下列公式计算：

$$\rho_c^f = \frac{\sigma_{c,\min}^f}{\sigma_{c,\max}^f} \quad (4.1.6)$$

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

表 4.1.6-1 混凝土受压疲劳强度修正系数 γ_ρ

ρ_c^f	$0 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$	$\rho_c^f \geq 0.5$
γ_ρ	0.74	0.80	0.86	0.93	1.00

表 4.1.6-2 混凝土受拉和拉压疲劳强度修正系数 γ_ρ

ρ_c^f	$\rho_c^f < 0$	$\rho_c^f = 0$	$0 < \rho_c^f < 0.1$	$0.1 \leq \rho_c^f < 0.2$	$0.2 \leq \rho_c^f < 0.3$
γ_ρ	0.60	0.63	0.64	0.66	0.69
ρ_c^f	$0.3 \leq \rho_c^f < 0.4$	$0.4 \leq \rho_c^f < 0.5$	$0.5 \leq \rho_c^f < 0.6$	$0.6 \leq \rho_c^f < 0.7$	$\rho_c^f \geq 0.7$
γ_ρ	0.72	0.74	0.76	0.80	1.00

当采用蒸汽养护时，养护温度不宜高于 60℃；当超过 60℃时，计算需要的混凝土强度设计值应提高 20%。

4.1.7 混凝土疲劳变形模量 E_c^f 应按表 4.1.7 采用。

表 4.1.7 混凝土的疲劳变形模量 ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)

强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c^f	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90

4.1.8 当温度在 0℃到 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 $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ；

导热系数 λ $10.6 \text{ kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$ ；

导温系数 α $0.0045 \text{ m}^2/\text{h}$ ；

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

4.2 钢 筋

4.2.1 混凝土结构应根据对强度、延性、连接方式、施工适应性等的要求，选用下列牌号的钢筋：

1 普通纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋；也可采用 HRB335、HRBF335、HPB300 和 RRB400 钢筋；

2 预应力筋宜采用钢丝、钢绞线和精轧螺纹钢；

3 普通箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HRB500、HRBF500 钢筋；也可采用 HRB335、HRBF335 和 HPB300 钢筋。

注：1 普通纵向钢筋、普通箍筋总称钢筋。钢筋是指：现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 1 部分：热轧光圆钢筋》GB 1499.1 的光圆钢筋、《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2 中的各种热轧带肋钢筋及现行国家标准《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB 13014 中的 KL400 带肋钢筋；

- 2 预应力筋是指：现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 和《中强度预应力混凝土用钢丝》YB/T 156 中光面、螺旋肋的消除应力钢丝；现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中的钢绞线；现行国家标准《预应力混凝土用螺纹钢》GB/T 20065 中的精轧螺纹钢；
- 3 余热处理钢筋 KL400 不宜焊接；不宜用作重要受力部位的受力钢筋；不应用作抗震结构中的主要受力钢筋；不得用于承受疲劳荷载的构件。

4.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

钢筋屈服强度、抗拉强度的标准值及极限应变应按表 4.2.2-1 采用。

表 4.2.2-1 钢筋强度标准值及极限应变

种类	符号	公称直径 d (mm)	屈服强度 f_{yk} (N/mm ²)	抗拉强度 f_{stk} (N/mm ²)	极限应变 ε_{su} (%)
HPB300	ϕ	6~22	300	420	不小于 10.0
HRB335、HRBF335	ϕ 、 ϕ^F	6~50	335	455	不小于 7.5
HRB400、HRBF400、 RRB400	ϕ ϕ^F ϕ^R	6~50	400	540	
HRB500、HRBF500	ϕ 、 ϕ^F	6~50	500	630	

注：当采用直径大于 40 mm 的钢筋时，应经相应的试验检验或有可靠的工程经验。

预应力钢绞线、钢丝和精轧螺纹钢的抗拉强度、屈服强度标准值及极限应变应按表 4.2.2-2 采用。

表 4.2.2-2 预应力筋强度标准值 (N/mm²) 及极限应变

种类		符号	直径 (mm)	屈服强度 f_{pyk}	抗拉强度 f_{ptk}	极限应变 ε_{su} (%)
中强度 预应力 钢丝	光面 螺旋肋	ϕ^{PM} ϕ^{HM}	5、7、9	680	800	不小于 3.5
				820	970	
				1080	1270	
消除应力 钢丝	光面 螺旋肋	ϕ^P ϕ^H	5	1330	1570	
				1580	1860	
			7	1330	1570	
				1250	1470	
			9	1330	1570	
				1330	1570	
钢绞线	1×3 (三股)	ϕ^S	6.5、8.6、10.8、 12.9	1330	1570	
				1580	1860	
				1660	1960	

钢绞线	1×7 (七股)		9.5、12.7、15.2	1460	1720
				1580	1860
				1660	1960
			21.6	1460	1720
精轧螺纹钢	螺旋纹	φ ^T	18、25、32、40、 50	785	980
				930	1080
				1080	1230

注：1 消除应力钢丝、中强度预应力钢丝及钢绞线筋的条件屈服强度取为抗拉强度的0.85；

2 预应力螺纹钢的条件屈服强度根据产品国家标准《预应力混凝土用螺纹钢》GB/T20065-2006 确定；

4.2.3 钢筋的抗拉强度设计值 f_y 及抗压强度设计值 f'_y 应按表 4.2.3-1 采用；预应力筋的抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 4.2.3-2 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计算。

表 4.2.3-1 钢筋强度设计值 (N/mm²)

种类	f_y	f'_y
HPB300	270	270
HRB335、HRBF335	300	300
HRB400、HRBF400、RRB400	360	360
HRB500、HRBF500、RRB500	435	435

注：1 用作受剪、受扭、受冲切承载力计算的箍筋，抗拉设计强度 f_{yv} 按表中 f_y 的数值取用，但其数值不应大于 360 N/mm²；

2 用作局部承压的间接配筋，以及受压构件约束混凝土配置的箍筋，抗拉设计强度 f_y 按表中的数值取用。

表 4.2.3-2 预应力筋强度设计值 (N/mm²)

种类	f_{ptk}	f_{py}	f'_{py}
中强度预应力钢丝	800	560	410
	970	680	
	1270	900	
消除应力钢丝	1470	1040	410
	1570	1110	
	1860	1320	
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	

	1860	1320	
	1960	1390	
精轧螺纹钢	980	650	435
	1080	770	
	1230	900	

注：1 当预应力筋的强度标准值不符合表 4.2.3-2 的规定时，其强度设计值应进行相应的比例换算；

2 无粘结预应力筋不考虑抗压强度 f_{py}' 。

4.2.4 钢筋的弹性模量 E_s 应按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 钢筋的弹性模量 (10^5 N/mm^2)

种类	弹性模量 E_s
HPB300 钢筋	2.10
HRB335、HRB400、HRB500 钢筋 HRBF335、HRBF400、HRBF500 钢筋 RRB400 钢筋 精轧螺纹钢	2.00
消除应力钢丝、中强度预应力钢丝	2.05
钢绞线	1.95

注：必要时可通过试验采用实测的弹性模量。

4.2.5 钢筋和预应力筋的疲劳应力幅限值 $\Delta\sigma_y^f$ 和 $\Delta\sigma_{py}^f$ 应根据钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 、 ρ_p^f ，分别按表 4.2.5-1 及表 4.2.5-2 的数值采用。

钢筋疲劳应力比值 ρ_s^f 应按下列公式计算：

$$\rho_s^f = \frac{\sigma_{s,\min}^f}{\sigma_{s,\max}^f} \quad (4.2.5-1)$$

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。

表 4.2.5-1 钢筋疲劳应力幅限值(N/mm^2)

疲劳应力比值 ρ_s^f	$\Delta\sigma_y^f$	
	HRB335	HRB400
$0 \leq \rho_s^f < 0.1$	165	165
$0.1 \leq \rho_s^f < 0.2$	155	155
$0.2 \leq \rho_s^f < 0.3$	150	150
$0.3 \leq \rho_s^f < 0.4$	135	145
$0.4 \leq \rho_s^f < 0.5$	125	130
$0.5 \leq \rho_s^f < 0.6$	105	115
$0.6 \leq \rho_s^f < 0.7$	85	95

$0.7 \leq \rho_s^f < 0.8$	65	70
$0.8 \leq \rho_s^f < 0.9$	40	45

- 注： 1 RRB 400 钢筋不得用于需作疲劳验算的构件；
 2 HRBF335、HRBF400、HRBF500 钢筋不宜用于需作疲劳验算的构件，如有必要应用，应经试验验证；
 3 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系数 0.8 取用。

预应力筋疲劳应力比值 ρ_p^f 应按下列公式计算：

$$\rho_p^f = \frac{\sigma_{p,\min}^f}{\sigma_{p,\max}^f} \quad (4.2.5-2)$$

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

表 4.2.5-2 预应力筋疲劳应力幅限值(N/mm²)

种 类		Δf_{py}^f	
		$0.7 \leq \rho_p^f < 0.8$	$0.8 \leq \rho_p^f < 0.9$
消除应力钢丝	$f_{ptk}=1770、1670$	210	140
	$f_{ptk}=1570$	200	130
钢绞线		120	105

注： 1 当 $\rho_p^f \geq 0.9$ 时，可不作钢筋疲劳验算；

2 当有充分依据时，可对表中规定的疲劳应力幅限值作适当调整。

4.2.6 各种规格钢筋、钢绞线、钢丝的公称直径、计算截面面积及理论重量应按附录 A 采用。

4.2.7 当采用并筋（钢筋束）的形式配筋时，并筋的数量不应超过 3 根。

并筋可视为一根等效钢筋，其等效直径可按截面面积相等的原则换算确定。

4.2.8 当因工程实际条件而必须作不同牌号或规格直径钢筋的代换时，应按钢筋承载力设计值相等的原则进行等强代换，还应满足配筋间距、保护层厚度、裂缝控制、挠度限值、锚固连接、构造要求以及抗震构造措施等的要求。

5 结构分析

5.1 基本原则

5.1.1 混凝土结构按承载能力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时，应按国家现行有关标准规定的作用，对结构的整体进行作用效应分析；必要时，尚应对结构中受力状况特殊的部分进行更详细的结构分析。

5.1.2 当结构在施工和使用期的不同阶段有多种受力状况时，应分别进行结构分析，并确定其最不利的作用效应组合。

对重要结构，当需考虑火灾、飓风、爆炸、撞击等偶然作用时，尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析。

5.1.3 结构分析的模型应符合下列要求：

1 结构分析采用的计算简图、所需的各种几何尺寸、边界条件以及结构材料性能指标应符合结构的实际情况，并应有相应的构造措施加以保证；

2 结构上各种作用的取值与组合、初始应力和变形状况等，应符合结构的实际工作状况；

3 结构分析中所采用的各种近似假定和简化手段，应有理论或试验的依据，或经工程实践验证；计算结果的精度应符合工程设计的要求。

5.1.4 结构分析应符合下列要求：

1 满足力学平衡条件；

2 在不同程度上符合变形协调条件，包括节点和边界的约束条件；

3 采用合理的材料本构关系或构件单元的受力-变形关系。

5.1.5 结构分析时，宜根据结构类型、材料性能和受力特点等选择下列分析方法：

1 弹性分析方法；

2 基于弹性分析的塑性内力重分布分析方法；

3 弹塑性分析方法；

4 塑性极限分析方法；

5 试验分析方法。

5.1.6 结构分析所采用的计算软件应经考核和验证，其技术条件应符合本规范和

国家现行有关标准的要求。

应对分析结果进行判断和校核,在确认其合理、有效后方可应用于工程设计。

5.2 分析模型

5.2.1 杆系结构宜按空间体系进行结构整体分析,并宜考虑杆件弯曲、轴向、剪切和扭转变形对结构内力的影响。

简化分析时,应符合下列规定:

1 体形规则的空间杆系结构,可沿柱列或墙轴线分解为不同方向的平面结构分别进行分析,但应考虑平面结构的空间协同工作;

2 杆件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力分析影响不大时,可不计及。

5.2.2 杆系结构的计算简图宜按下列方法确定:

1 杆件的轴线宜取为截面几何中心的连线;

2 现浇结构和装配整体式结构的梁柱节点、柱与基础连接处等可作为刚接;非整体浇筑的次梁、板与其支承构件的连接部位,可作为铰接;

3 梁、柱等杆件的计算跨度或计算高度可按其两端支承长度的中心距或净距确定,并应根据支承节点的连接刚度或支承反力的位置加以修正;

4 杆件间连接部分的刚度远大于杆件中间截面的刚度时,计算模型中可作为刚域。

5.2.3 进行结构整体分析时,对于现浇结构或装配整体式结构,可假定楼板在其自身平面内为无限刚性。当楼板或其局部会产生明显的平面内变形时,在结构分析中应考虑其影响。

5.2.4 对现浇楼板和装配整体式结构,宜考虑楼板作为翼缘对梁刚度和承载力的影响。梁受压区有效翼缘计算宽度 b_f' 可按表 5.2.4 所列情况中的最小值取用;也可采用梁刚度增大系数法近似考虑,刚度增大系数应根据梁有效翼缘尺寸与梁截面尺寸的相对比例确定。

表 5.2.4 受弯构件受压区有效翼缘计算宽度 b_f'

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	$l_0/4$	$l_0/4$	$l_0/12$
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	$b+12h_f'$	b	$b+5h_f'$

- 注：1 表中 b 为梁的腹板厚度；
- 2 如肋形梁在跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时，可不考虑表中情况 3 的规定；
- 3 对加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面，当受压区加腋的高度 $h_n \geq h_f'$ 且加腋的长度 $b_n \leq 3h_n$ 时，其翼缘计算宽度可按表中情况 3 的规定分别增加 $2b_n$ (T 形、I 形截面) 和 b_n (倒 L 形截面)；
- 4 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时，其计算宽度应取腹板宽度 b 。

5.2.5 当地基与结构的相互作用对结构的内力和变形有显著影响时，结构分析时应加以考虑。

对带地下室的建筑结构进行分析时，宜考虑地下室外周土体对结构水平位移的约束作用。当负一层地下室的侧向刚度不小于相邻地上楼层侧向刚度的 2 倍时，可将地下室顶板作为上部结构水平位移的嵌固部位。

5.3 弹性分析

5.3.1 结构的弹性分析方法可用于正常使用极限状态和承载能力极限状态的作用效应分析。

5.3.2 杆系结构中构件的截面刚度可按下列原则确定：

- 1 混凝土的弹性模量应按本规范表 4.1.5 采用；
- 2 截面惯性矩可按匀质的混凝土全截面计算；
- 3 端部加腋的杆件，应考虑其截面变化对结构分析的影响；
- 4 不同受力状态杆件的截面刚度，宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减。

5.3.3 混凝土结构弹性分析宜采用有限元等分析方法。对体形规则的结构，可根据其受力特点和作用的种类，采用解析法或其他简化分析方法。

5.3.4 当结构的二阶效应可能使作用效应显著增大时，在结构分析中应考虑二阶

效应的影响。

混凝土结构的重力二阶效应可采用有限元分析方法计算，也可采用本规范附录 B 的简化方法。当采用有限元分析方法时，宜考虑混凝土构件开裂对构件刚度降低的影响。

5.4 基于弹性分析的塑性内力重分布分析

5.4.1 钢筋混凝土连续梁和连续单向板，可采用基于弹性分析的塑性内力重分布方法进行分析。

框架、框架-剪力墙结构以及双向板等，经过弹性分析求得内力后，可对支座或节点弯矩进行调幅，并确定相应的跨中弯矩。

5.4.2 考虑塑性内力重分布分析方法设计的结构和构件，尚应满足正常使用极限状态的要求，并采取有效的构造措施。

对于直接承受动力荷载的构件，以及要求不出现裂缝或处于侵蚀环境等情况下的结构，不应采用考虑塑性内力重分布的分析方法。

5.4.3 钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面的负弯矩调幅幅度不宜大于 25%；弯矩调整后的梁端截面相对受压区高度不应超过 0.35，且不宜小于 0.10。

板的负弯矩调幅幅度不宜大于 20%。

5.5 弹塑性分析

5.5.1 重要或受力复杂的结构，宜对结构的整体或局部进行弹塑性变形验算。结构的弹塑性分析宜遵循下列原则：

- 1 结构形状、尺寸、边界条件、材料性能和主要配筋量等应预先设定；
- 2 材料的性能指标宜取平均值或实测值，可通过试验分析确定，或按本规范附录 C 采用；
- 3 材料的本构关系以及截面的、构件的或各种计算单元的受力-变形关系宜符合实际受力情况。可通过试验分析确定，或按本规范附录 C 采用；
- 4 宜考虑结构几何非线性的不利影响。

5.5.2 混凝土结构的弹塑性分析，可根据实际情况采用静力或动力的分析方法。结构的基本构件计算模型宜按下列原则确定：

- 1 梁、柱等杆系构件可简化为一维单元，宜采用纤维束模型或塑性铰模型；
- 2 墙、板等构件可简化为二维单元，宜采用膜单元、板单元或壳单元；
- 3 对于复杂的混凝土结构、大体积结构、结构的节点或局部需作精细分析时，宜采用三维单元。

5.5.3 钢筋、混凝土的本构关系宜按下列原则确定：

- 1 钢筋可采用理想弹塑性、双线性强化或多线性强化的本构关系，其参数宜根据钢筋的实际性能确定。在往复荷载分析时，宜考虑钢材的包辛格效应；
- 2 混凝土可采用弹塑性或损伤的本构关系，其参数宜根据混凝土的实际性能确定；
- 3 对某些变形较大的构件或节点进行局部精细分析时，宜考虑钢筋与混凝土间的粘结本构关系。

5.6 塑性极限分析

5.6.1 对于不承受多次重复荷载作用的混凝土结构，当有足够的塑性变形能力时，可采用塑性极限理论的分析方法进行结构分析。

5.6.2 承受均布荷载的周边支承的双向矩形板，可采用塑性铰线法或条带法等塑性极限分析方法进行承载能力极限状态的分析与设计。

当竖向不均匀变形对双向板的内力分布及破坏形态有较大影响时，在双向板分析中宜考虑竖向不均匀变形的影响。

5.6.3 整体结构的塑性极限分析计算，应符合下列规定：

- 1 对可预测结构破坏机制的情况，结构的极限承载能力可根据设定的结构塑性屈服机制，采用塑性力学方法进行分析；
- 2 对于难于预测结构破坏机制的情况，结构的极限承载能力可采用静力或动力弹塑性分析方法确定；
- 3 当偶然作用具有动力特征时，直接承受偶然作用的结构构件或部分，应根据偶然作用的动力特征考虑其动力效应影响。

5.7 间接作用效应分析

5.7.1 当结构所处环境的温度和湿度发生变化，以及混凝土的收缩和徐变等间接作用在结构中产生的作用效应可能危及结构的安全或正常使用时，宜进行间接作用分析，并应采取相应的构造措施和施工措施。

允许出现裂缝的钢筋混凝土结构构件，在进行间接作用效应分析时，应考虑裂缝的开展使构件刚度降低的影响。

5.7.2 温度作用应按下列情况考虑：

1 混凝土施工期：考虑外界气温、混凝土浇筑温度、胶凝材料水化热、调节结构温度状态的人工温控措施、建筑物基底及相邻部分的热量传导等；

2 结构使用期：考虑季节温差、外界气温、结构表面日照等周期性影响等，其温度作用计算参数及周期变化过程应取自工程附近气象水文部门的实测资料。

5.7.3 对钢筋混凝土结构进行间接作用分析，可采用本规范第 5.5 节的弹塑性分析方法；也可采用考虑裂缝开展使构件刚度降低后的刚度，按弹性分析方法近似计算。

6 承载能力极限状态计算

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于钢筋混凝土、预应力混凝土构件的承载能力极限状态计算。

深受弯构件、牛腿、叠合式构件、装配式构件的承载力计算应符合本规范第9章的有关规定。

素混凝土结构构件设计应符合本规范附录D的规定。

6.1.2 对于二维或三维非杆系结构构件，当按弹性分析方法得到构件的应力设计值分布后，可根据配筋方向上的拉应力分布确定所需的钢筋布置和配筋量，并应符合相应的构造要求；受压应力不应大于混凝土抗压强度设计值，受压钢筋可按构造要求配置。当混凝土处于多轴受压状态时，其抗压强度设计值可根据实际受力情况按本规范附录C的有关规定采用。

6.1.3 当采用弹塑性分析方法对混凝土结构进行补充验算时，可根据设计状况采用基本组合或偶然组合计算作用效应，并进行承载力验算，材料强度指标可根据设计状况分别取用设计值、标准值或实测值。

6.2 正截面承载力计算

6.2.1 正截面承载力应按下列基本假定进行计算：

- 1 截面应变保持平面；
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度；
- 3 混凝土受压的应力与应变关系按下列规定取用：

当 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ 时

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] \quad (6.2.1-1)$$

当 $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \quad (6.2.1-2)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (6.2.1-3)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (6.2.1-4)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (6.2.1-5)$$

式中： σ_c ——混凝土压应变为 ε_c 时的混凝土压应力；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.4 采用；

ε_0 ——混凝土压应力达到 f_c 时的混凝土压应变，当计算的 ε_0 值小于 0.002 时，取为 0.002；

ε_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变，当处于非均匀受压且按公式(6.2.1-5) 计算的值大于 0.0033 时，取为 0.0033；当处于轴心受压时取为 ε_0 ；

$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值，按本规范第 4.1.1 条确定；

n ——系数，当计算的 n 值大于 2.0 时，取为 2.0。

4 纵向受拉钢筋的弹性极限拉应变取为 0.01；纵向钢筋的应力取钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其值应符合下列要求。

$$-f_y' \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (6.2.1-6)$$

$$\sigma_{p0i} - f_{py}' \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (6.2.1-7)$$

式中： σ_{si} 、 σ_{pi} ——第 i 层纵向钢筋、预应力钢筋的应力，正值代表拉应力，负值代表压应力；

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，按本规范公式(10.1.5-3)或公式(10.1.5-6) 计算。

6.2.2 在确定中和轴位置时，对双向受弯构件，其内、外弯矩作用平面应相互重合；对双向偏心受力构件，其轴向力作用点、混凝土和受压钢筋的合力点以及受拉钢筋的合力点应在同一条直线上。当不符合上述条件时，尚应考虑扭转的影响。

6.2.3 对于弯矩作用平面内截面对称的偏心受压构件，当同一主轴方向的杆端弯矩比 M_1/M_2 不大于 0.9 且设计轴压比不大于 0.9 时，若构件的长细比满足

(6.2.3) 式要求, 可不考虑该方向构件自身挠曲产生的附加弯矩影响; 否则应根据本规范第 6.2.4 条的规定, 按截面的两个主轴方向分别考虑构件自身挠曲产生的附加弯矩影响。

$$l_0 / i \leq 34 - 12 |M_1 / M_2| \quad (6.2.3)$$

式中: M_1 、 M_2 ——分别为偏心受压构件两端截面对同一主轴的弯矩设计值, 绝对值较大端为 M_2 , 绝对值较小端为 M_1 ;

对值较大端为 M_2 , 绝对值较小端为 M_1 ;

l_0 ——构件的等效长度, 可取偏心受压构件相应主轴方向两支撑点之间的距离。

i ——偏心方向的截面回转半径。

6.2.4 对偏心受压构件, 在其偏心方向上考虑杆件自身挠曲影响的控制截面弯矩设计值可按下列公式计算:

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 \quad (6.2.4-1)$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \left| \frac{M_1}{M_2} \right| \quad (6.2.4-2)$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{\kappa e_{02} / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta \quad (6.2.4-3)$$

$$\zeta = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (6.2.4-4)$$

$$e_{02} = M_2 / N \quad (6.2.4-5)$$

当 $C_m \eta_{ns}$ 小于 1.0 时, 取 $C_m \eta_{ns}$ 等于 1.0; 对剪力墙类构件, 可取 $C_m \eta_{ns}$ 等于 1.0。

式中: C_m ——偏心矩调节系数;

η_{ns} ——弯矩增大系数;

κ ——与纵筋强度有关的系数。采用 335MPa 级钢筋时, 取 1470; 采用 400MPa 级钢筋时, 取 1400; 采用 500MPa 级钢筋时, 取 1310;

ζ ——截面曲率修正系数, 当计算值大于 1.0 时取 1.0。

6.2.5 偏心受压构件的正截面承载力计算时, 应计入轴向压力在偏心方向的附加偏心距 e_a , 其值应取 20mm 和偏心方向截面高度的 1/30 两者中的较大值。

6.2.6 任意截面钢筋混凝土和预应力混凝土构件，其正截面承载力可按下列方法计算：

1 将截面划分为有限多个混凝土单元、纵向钢筋单元和预应力筋单元(图 6.2.6a)，并近似地取单元内应变和应力为均匀分布，其合力点在单元重心处；

2 各单元的应变按本规范第 6.2.1 条的平截面假定由下列公式确定(图 6.2.6b)：

$$\varepsilon_{ci} = \phi_u [(x_{ci} \sin \theta + y_{ci} \cos \theta) - r] \quad (6.2.6-1)$$

$$\varepsilon_{sj} = -\phi_u [(x_{sj} \sin \theta + y_{sj} \cos \theta) - r] \quad (6.2.6-2)$$

$$\varepsilon_{pk} = -\phi_u [(x_{pk} \sin \theta + y_{pk} \cos \theta) - r] + \varepsilon_{p0k} \quad (6.2.6-3)$$

3 截面达到承载能力极限状态时的极限曲率 ϕ_u 应按下列两种情况确定：

1) 当截面受压区外边缘的混凝土应变 ε_c 达到混凝土极限压应变 ε_{cu} 且受拉区最外排钢筋的应变 ε_{s1} 小于 0.01 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \quad (6.2.6-4)$$

2) 当截面受拉区最外排钢筋的应变 ε_{s1} 达到 0.01 且受压区外边缘的混凝土压应变 ε_c 小于混凝土极限压应变 ε_{cu} 时，应按下列公式计算：

$$\phi_u = \frac{0.01}{h_{01} - x_n} \quad (6.2.6-5)$$

4 混凝土单元的压应力和钢筋单元、预应力筋单元的应力应按本规范第 6.2.1 条的基本假定确定；

5 构件正截面承载力应按下列公式计算(图 6.2.6)：

$$N \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} \quad (6.2.6-6)$$

$$M_x \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} x_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} x_{pk} \quad (6.2.6-7)$$

$$M_y \leq \sum_{i=1}^l \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} - \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} - \sum_{k=1}^n \sigma_{pk} A_{pk} y_{pk} \quad (6.2.6-8)$$

式中： N ——轴向力设计值，当为压力时取正值，当为拉力时取负值；

M_x 、 M_y ——偏心受力构件截面 x 轴、 y 轴方向的弯矩设计值：当为偏心受压时，应考虑附加偏心距引起的附加弯矩；轴向压力作用在 x 轴的上侧时 M_y 取正值，轴向压力作用在 y 轴的右侧时 M_x 取正值；当为偏心受拉时，不考虑附加偏心的影响；

ε_{ci} 、 σ_{ci} ——分别为第 i 个混凝土单元的应变、应力，受压时取正值，受拉时取

应力 $\sigma_{ci}=0$ ；序号 i 为 $1, 2, \dots, l$ ，此处， l 为混凝土单元数；

A_{ci} ——第 i 个混凝土单元面积；

x_{ci} 、 y_{ci} ——分别为第 i 个混凝土单元重心到 y 轴、 x 轴的距离， x_{ci} 在 y 轴右侧及 y_{ci} 在 x 轴上侧时取正值；

ε_{sj} 、 σ_{sj} ——分别为第 j 个钢筋单元的应变、应力，受拉时取正值，应力 σ_{sj} 应满足本规范公式(6.2.1-6)的条件；序号 j 为 $1, 2, \dots, m$ ，此处， m 为钢筋单元数；

A_{sj} ——第 j 个钢筋单元面积；

x_{sj} 、 y_{sj} ——分别为第 j 个钢筋单元重心到 y 轴、 x 轴的距离， x_{sj} 在 y 轴右侧及 y_{sj} 在 x 轴上侧时取正值；

ε_{pk} 、 σ_{pk} ——分别为第 k 个预应力钢筋单元的应变、应力，受拉时取正值，应力 σ_{pk} 应满足本规范公式(6.2.1-7)的条件，序号 k 为 $1, 2, \dots, n$ ，此处， n 为预应力钢筋单元数；

ε_{p0k} ——第 k 个预应力钢筋单元在该单元重心处混凝土法向应力等于零时的应变，其值取 σ_{p0k} 除以预应力钢筋的弹性模量，当受拉时取正值； σ_{p0k} 按本规范公式(10.1.5-3)或公式(10.1.5-6)计算；

A_{pk} ——第 k 个预应力钢筋单元面积；

x_{pk} 、 y_{pk} ——分别为第 k 个预应力钢筋单元重心到 y 轴、 x 轴的距离， x_{pk} 在 y 轴右侧及 y_{pk} 在 x 轴上侧时取正值；

x 、 y ——分别为以截面重心为原点的直角坐标系的两个坐标轴；

r ——截面重心至中和轴的距离；

h_{01} ——截面受压区外边缘至受拉区最外排钢筋之间垂直于中和轴的距离；

θ —— x 轴与中和轴的夹角，顺时针方向取正值；

x_n ——中和轴至受压区最外侧边缘的距离。

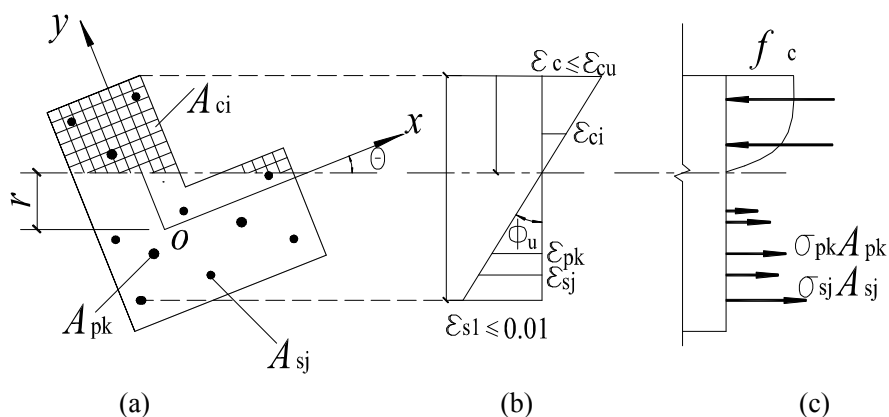


图 6.2.6 任意截面构件正截面承载力计算

(a) 截面、配筋及其单元划分；(b) 应变分布；(c) 应力分布

6.2.7 对于矩形、T形、工形、圆形、圆环形等截面形状规则的受弯构件、轴心受力构件和偏心受力构件，其正截面承载力也可按本规范附录 E 计算。

6.3 斜截面承载力计算

6.3.1 矩形、T形和 I 形截面受弯构件的受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w / b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.1-1)$$

当 $h_w / b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.2 \beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.1-2)$$

当 $4 < h_w / b < 6$ 时，按线性内插法确定。

式中：V——构件斜截面上的最大剪力设计值；

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 $\beta_c = 1.0$ ；

当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间按线性内插法确定；

b——矩形截面的宽度，T 形截面或 I 形截面的腹板宽度；

h_0 ——截面的有效高度；

h_w ——截面的腹板高度：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。

注：1 对 T 形或 I 形截面的简支受弯构件，当有实践经验时，公式 (6.3.1-1) 中的系数可改用 0.3；

2 对受拉边倾斜的构件，当有实践经验时，其受剪截面的控制条件可适当放宽。

6.3.2 计算斜截面受剪承载力时，剪力设计值的计算截面应符合下列要求：

- 1 支座边缘处的截面（图 6.3.2a、b 截面 1-1）；
- 2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面（图 6.3.2a 截面 2-2、3-3）；
- 3 箍筋截面面积或间距改变处的截面（图 6.3.2b 截面 4-4）；
- 4 截面尺寸改变处的截面。

注：1 对受拉边倾斜的受弯构件，尚应包括梁的高度开始变化处、集中荷载作用处和其它不利的截面；
2 箍筋的间距以及弯起钢筋前一排(对支座而言)的弯起点至后一排的弯终点的距离，应符合本规范第 9.2.8 条和第 9.2.9 的构造要求。

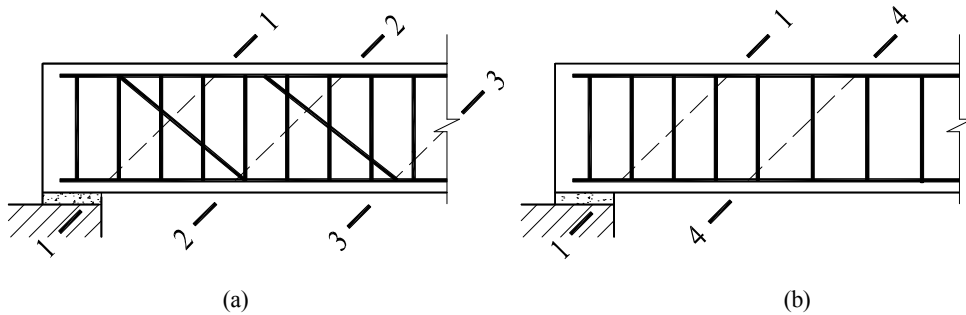


图 6.3.2 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

(a) 弯起钢筋；(b) 箍筋

1-1 支座边缘处的斜截面；2-2、3-3 受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面；4-4 箍筋截面面积或间距改变处的斜截面

6.3.3 不配置箍筋和弯起钢筋的板类受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (6.3.3-1)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{1/4} \quad (6.3.3-2)$$

式中： β_h ——截面高度影响系数：当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 800\text{mm}$ ；当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时，取 $h_0 = 2000\text{mm}$ ；

6.3.4 当仅配置箍筋时，矩形、T 形和 I 形截面受弯构件的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq V_{cs} + V_p \quad (6.3.4-1)$$

$$V_{cs} = \alpha' f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.3.4-2)$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (6.3.4-3)$$

式中： V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值；

V_p ——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值；

α' ——截面混凝土受剪承载力系数，对于一般受弯构件取 0.7；楼盖中有次梁搁置的主梁或有明确的集中荷载作用的梁（如吊车梁等），取

$$\alpha' = \frac{1.75}{\lambda + 1}, \lambda \text{ 为计算截面的剪跨比, 可取 } \lambda = a/h_0, \text{ 当 } \lambda < 1.5 \text{ 时, 取 } 1.5,$$

当 $\lambda > 3$ 时, 取 3, a 为集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积, 即 nA_{sv1} , 此处, n 为在同一个截面内箍筋的肢数, A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积；

s ——沿构件长度方向的箍筋间距；

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力钢筋及钢筋的合力, 按本规范第 10.1.14 条计算；当 N_{p0} 大于 $0.3 f_c A_0$ 时, 取 $0.3 f_c A_0$, 此处, A_0 为构件的换算截面面积。

注：1 对合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况，以及预应力混凝土连续梁和允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁，均应取 $V_p=0$ ；

2 对先张法预应力混凝土构件，在计算合力 N_{p0} 时，应按本规范第 10.1.9 条和第 7.1.10 条的规定考虑预应力钢筋传递长度的影响。

6.3.5 当配置箍筋和弯起钢筋时，矩形、T 形和 I 形截面受弯构件的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq V_{cs} + V_p + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s + 0.8 f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (6.3.5)$$

式中： V ——配置弯起钢筋处的剪力设计值，按本规范第 6.3.6 条的规定取用；

V_p ——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值，按本规范公式(6.3.4-3)计算，但计算合力 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用；

A_{sb} 、 A_{pb} ——分别为同一平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积；

α_s 、 α_p ——分别为斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵轴线的夹角。

6.3.6 计算弯起钢筋时，截面剪力设计值可按下列规定取用（图 6.3.2a）：

1 计算第一排（对支座而言）弯起钢筋时，取支座边缘处的剪力值；

2 计算以后的每一排弯起钢筋时，取前一排（对支座而言）弯起钢筋弯起点处的剪力值。

6.3.7 矩形、T形和I形截面受弯构件，当符合下式要求时，可不进行斜截面的受剪承载力计算，其箍筋的构造要求应符合本规范第9.2.9条的有关规定。

$$V \leq \alpha' f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \quad (6.3.7)$$

式中： α' ——截面混凝土受剪承载力系数，按本规范第6.3.4条的规定采用。

6.3.8 受拉边倾斜的矩形、T形和I形截面受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定（图6.3.8）：

$$V \leq V_{cs} + V_{sp} + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (6.3.8-1)$$

$$V_{sp} = \frac{M - 0.8(\sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} + \sum f_y A_{sb} z_{sb})}{z + c \tan \beta} \tan \beta \quad (6.3.8-2)$$

式中： M ——构件斜截面受压区末端的弯矩设计值；

V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值，按本规范公式（6.3.4-2）计算，其中 h_0 取斜截面受拉区始端的垂直截面有效高度；

V_{sp} ——构件截面上受拉边倾斜的纵向非预应力和预应力受拉钢筋的合力设计值在垂直方向的投影：对钢筋混凝土受弯构件，其值不应大于 $f_y A_s \sin \beta$ ；对预应力混凝土受弯构件，其值不应大于 $(f_{py} A_p + f_y A_s) \sin \beta$ ，且不应小于 $\sigma_{pe} A_p \sin \beta$ ；

z_{sv} ——同一截面内箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z_{sb} ——同一弯起平面内的弯起钢筋的合力至斜截面受压区合力点的距离；

z ——斜截面受拉区始端处纵向受拉钢筋合力的水平分力至斜截面受压区合力点的距离，可近似取为 $0.9 h_0$ ；

β ——斜截面受拉区始端处倾斜的纵向受拉钢筋的倾角；

c ——斜截面的水平投影长度，可近似取为 h_0 。

注：在梁截面高度开始变化处，斜截面的受剪承载力应按等截面高度梁和变截面高度梁的有关公式分别计算，并按不利者配置箍筋和弯起钢筋。

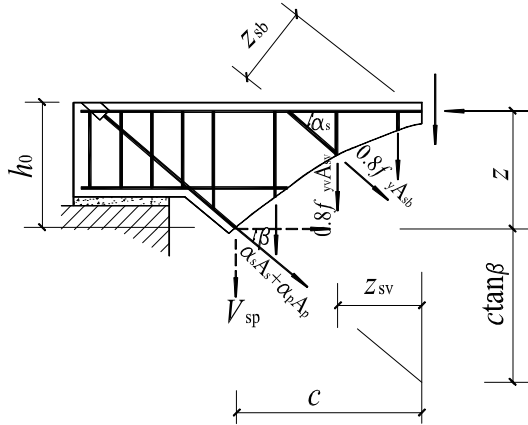


图 6.3.8 受拉边倾斜的受弯构件的斜截面受剪承载力计算

6.3.9 受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定 (图 6.3.9):

$$M \leq (f_y A_s + f_{py} A_p) z + \sum f_y A_{sb} z_{sb} + \sum f_{py} A_{pb} z_{pb} + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} \quad (6.3.9-1)$$

此时, 斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定:

$$V = \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s + \sum f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (6.3.9-2)$$

式中: V ——斜截面受压区末端的剪力设计值;

z ——纵向非预应力和预应力受拉钢筋的合力点至受压区合力点的距离, 可近似取为 $0.9 h_0$;

z_{sb} 、 z_{pb} ——分别为同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的合力点至斜截面受压区合力点的距离;

z_{sv} ——同一斜截面上箍筋的合力点至斜截面受压区合力点的距离。

在计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的斜截面受弯承载力时, 公式中的 f_{py} 应按下列规定确定: 锚固区内的纵向预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零, 在锚固终点处应取为 f_{py} , 在两点之间可按线性内插法确定。此时, 纵向预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 8.3.1 条确定。

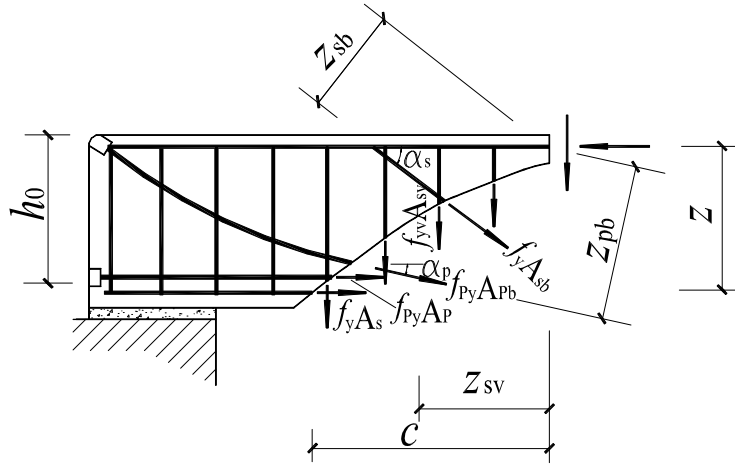


图 6.3.9 受弯构件斜截面受弯承载力计算

6.3.10 受弯构件中配置的纵向钢筋和箍筋，当符合本规范第 8.3.1 条至第 8.3.5 条、第 9.2.2 至第 9.2.4 条、第 9.2.7 条和第 9.2.9 条规定的构造要求时，可不进行构件斜截面的受弯承载力计算。

6.3.11 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件和偏心受拉构件，其受剪截面应符合本规范第 6.3.1 条的规定。

6.3.12 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07 N \quad (6.3.12)$$

式中： λ ——偏心受压构件计算截面的剪跨比；

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当大于 $0.3 f_c A$ 时，取 $0.3 f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积；

计算截面的剪跨比 λ 应按下列规定取用：

1 对各类结构的框架柱，可取为 $M/(Vh_0)$ ；对框架结构中的框架柱，当其反弯点在层高范围内时，可取为 $H_n/(2h_0)$ 。当 $\lambda < 1$ 时，取 1；当 $\lambda > 3$ 时，取 3。

此处， M 为计算截面上与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值， H_n 为柱净高；

2 对其它偏心受压构件，当承受均布荷载时，取 1.5；当承受符合本规范第 6.3.4 条规定的集中荷载时，取为 a/h_0 ，且当 $\lambda < 1.5$ 时取 1.5，当 $\lambda > 3$ 时取 3。

6.3.13 矩形、T 形和 I 形截面的钢筋混凝土偏心受压构件，当符合下列要求时，可

不进行斜截面受剪承载力计算，其箍筋构造要求应符合本规范第9.3.3条的规定。

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \quad (6.3.13)$$

式中：剪跨比 λ 和轴向压力设计值 N 应按本规范第6.3.12条确定。

6.3.14 矩形、T形和I形截面的钢筋混凝土偏心受拉构件，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \quad (6.3.14)$$

式中： N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值；

λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第6.3.12条确定。

当公式(6.3.14)右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

6.3.15 圆形截面钢筋混凝土受弯构件和偏心受压、受拉构件，其截面限制条件和斜截面受剪承载力可按本规范第6.3.1至第6.3.13条计算，但上述条文公式中的截面宽度 b 和截面有效高度 h_0 应分别以 $1.76r$ 和 $1.6r$ 代替，此处， r 为圆形截面的半径。计算所得的箍筋截面面积应作为圆形箍筋的截面面积。

6.3.16 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其受剪截面应符合下列要求：

$$V_x \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \cos \theta \quad (6.3.16-1)$$

$$V_y \leq 0.25 \beta_c f_c h b_0 \sin \theta \quad (6.3.16-2)$$

式中： V_x —— x 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 h_0 ，截面宽度为 b ；

V_y —— y 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 b_0 ，截面宽度为 h ；

θ ——斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角， $\theta = \arctan(V_y / V_x)$ 。

6.3.17 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V_x \leq V_{ux} \quad (6.3.17-1)$$

$$V_y \leq V_{uy} \quad (6.3.17-2)$$

在 x 轴、 y 轴方向的斜截面受剪承载力设计值 V_{ux} 、 V_{uy} 应按下列公式计算：

$$V_{ux} = \frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 \cos \theta + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s} h_0 + 0.07 N \cos \theta \quad (6.3.17-3)$$

$$V_{uy} = \frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 \sin \theta + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s} b_0 + 0.07 N \sin \theta \quad (6.3.17-4)$$

式中： λ_x 、 λ_y —— 分别为框架柱 x 轴、 y 轴方向的计算剪跨比，按本规范 6.3.12 条的规定确定；

A_{svx} 、 A_{svy} —— 分别为配置在同一截面内平行于 x 轴、 y 轴的箍筋各肢截面面积的总和；

N —— 与斜向剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3 f_c A$ 时，取 $0.3 f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积。

6.3.18 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，当符合下列要求时，可不进行斜截面受剪承载力计算，其构造箍筋要求应符合本规范第 9.3.3 条的规定。

$$V_x \leq \frac{1.75}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 \cos \theta + 0.07 N \cos \theta \quad (6.3.18-1)$$

$$V_y \leq \frac{1.75}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 \sin \theta + 0.07 N \sin \theta \quad (6.3.18-2)$$

6.3.19 矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，当斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角 θ 在 $0^\circ \sim 10^\circ$ 或 $80^\circ \sim 90^\circ$ 时，可仅按单向受剪构件进行截面承载力计算。

6.3.20 钢筋混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列条件：

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (6.3.20)$$

6.3.21 钢筋混凝土剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.5 f_t b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A}) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (6.3.21)$$

式中： N —— 与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.2 f_c b h$ 时，取 $0.2 f_c b h$ ；

A —— 剪力墙的截面面积；

A_w —— T 形、I 形截面剪力墙腹板的截面面积，对矩形截面剪力墙，取为 A ；

A_{sh} —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积；

s_v —— 水平分布钢筋的竖向间距；

λ ——计算截面的剪跨比, 取为 $M/(Vh_0)$; 当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 1.5, 当 $\lambda > 2.2$ 时, 取 2.2; 此处, M 为与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $h/2$ 时, λ 可按距墙底 $h/2$ 处的弯矩值与剪力值计算。

当剪力设计值 V 不大于公式(6.3.21)中右边第一项时, 水平分布钢筋应按本规范第 9.4.3、9.4.4 条的构造要求配置。

6.3.22 钢筋混凝土剪力墙在偏心受拉时的斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.5f_t b h_0 - 0.13N \frac{A_w}{A}) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (6.3.22)$$

当上式右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 时, 取等于 $f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 。

式中: N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值;

λ ——计算截面的剪跨比, 按本规范第 6.3.21 条采用。

6.3.23 剪力墙洞口连梁的受剪截面应符合本规范第 6.3.1 条的规定, 其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$V \leq 0.7f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.3.23)$$

6.4 扭曲截面承载力计算

6.4.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下, 对 $h_w/b \leq 6$ 的矩形、T 形、I 形截面和 $h_w/t_w \leq 6$ 的箱形截面构件(图 6.4.1), 其截面应符合下列条件:

当 h_w/b (或 h_w/t_w) ≤ 4 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6.4.1-1)$$

当 h_w/b (或 h_w/t_w) = 6 时

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.2\beta_c f_c \quad (6.4.1-2)$$

当 $4 < h_w/b$ (或 h_w/t_w) < 6 时, 按线性内插法确定。

式中: T ——扭矩设计值;

b ——矩形截面的宽度。对 T 形或 I 形截面, 取腹板宽度; 对箱形截面, 取两侧壁总厚度 $2t_w$;

W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩，按本规范第6.4.3条的规定计算；
 h_w ——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度 h_0 ；对T形截面，取有效高度减去翼缘高度；对I形和箱形截面，取腹板净高；
 t_w ——箱形截面壁厚，其值不应小于 $b_h/7$ ，此处， b_h 为箱形截面的宽度。

注：当 $h_w/b > 6$ 或 $h_w/t_w > 6$ 时，受扭构件的扭曲截面承载力计算应符合专门规定。

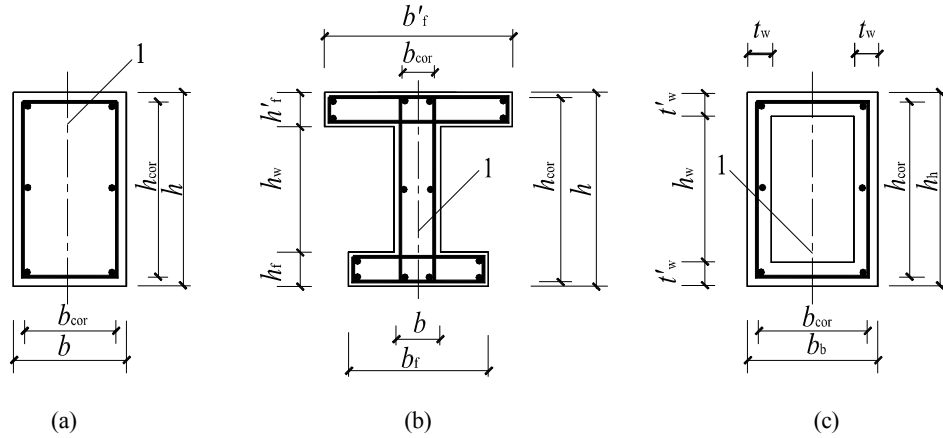


图 6.4.1 受扭构件截面

(a) 矩形截面；(b) T形、I形截面；(c) 箱形截面 ($t_w \leq t'_w$)
 1 — 弯矩、剪力作用平面

6.4.2 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的构件，当符合下列要求时，可不进行构件受剪扭承载力计算，但应按本规范第9.2.5条和第9.2.12条的规定配置构造纵向钢筋和箍筋。

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{bh_0} \quad (6.4.2-1)$$

或

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t + 0.07 \frac{N}{bh_0} \quad (6.4.2-2)$$

式中： N_{p0} ——计算截面上混凝土法向应力等于零时的纵向预应力钢筋及钢筋的合力，按本规范第10.1.14条的规定计算，当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时，取 $0.3f_c A_0$ ，此处， A_0 为构件的换算截面面积；
 N ——与剪力、扭矩设计值 V 、 T 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积。

6.4.3 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩可按下列规定计算：

1 矩形截面

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (6.4.3-1)$$

式中： b 、 h ——分别为矩形截面的短边尺寸、长边尺寸。

2 T形和I形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (6.4.3-2)$$

对腹板、受压翼缘及受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩 W_{tw} 、 W'_{tf} 和 W_{tf} ，可按下列规定计算：

1) 腹板

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (6.4.3-3)$$

2) 受压翼缘

$$W'_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b'_f - b) \quad (6.4.3-4)$$

3) 受拉翼缘

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (6.4.3-5)$$

式中： b 、 h ——分别为截面的腹板宽度、截面高度；

b'_f 、 b_f ——分别为截面受压区、受拉区的翼缘宽度；

h'_f 、 h_f ——分别为截面受压区、受拉区的翼缘高度。

计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b'_f \leq b + 6h'_f$ 及 $b_f \leq b + 6h_f$ 的规定。

3 箱形截面

$$W_t = \frac{b_h^2}{6}(3h_h - b_h) - \frac{(b_h - 2t_w)^2}{6} [3h_w - (b_h - 2t_w)] \quad (6.4.3-6)$$

式中： b_h 、 h_h ——分别为箱形截面的短边尺寸、长边尺寸。

6.4.4 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6.4.4-1)$$

$$\zeta = \frac{f_y A_{st1} s}{f_{yv} A_{st1} u_{cor}} \quad (6.4.4-2)$$

对偏心距 e_{p0} 不大于 $h/6$ 的预应力混凝土纯扭构件，当计算的 ζ 值大于 1.7 时，取 1.7，并可在公式 (6.4.4-1) 的右边增加预加力影响项 $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ ，此处， N_{p0} 的取值应符合本规范第 6.3.2 条的规定。

式中： ζ ——受扭的纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值。当 ζ 大于 1.7 时，取 1.7；当

ζ 小于 0.6 时，取 0.6；

A_{stl} ——受扭计算中取对称布置的全部纵向钢筋截面面积；

A_{stl} ——受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积；

f_{yv} ——受扭箍筋的抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.3-1 中的 f_y 值采用；

A_{cor} ——截面核心部分的面积，取为 $b_{cor} h_{cor}$ ，此处， b_{cor} 、 h_{cor} 为分别为箍筋内表面范围内截面核心部分的短边、长边尺寸；

u_{cor} ——截面核心部分的周长，取 $2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

6.4.5 T 形和 I 形截面纯扭构件，可将其截面划分为几个矩形截面，分别按本规范第 6.4.4 条进行受扭承载力计算。每个矩形截面的扭矩设计值可按下列规定计算：

1 腹板

$$T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (6.4.5-1)$$

2 受压翼缘

$$T_f' = \frac{W_{tf}'}{W_t} T \quad (6.4.5-2)$$

3 受拉翼缘

$$T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (6.4.5-3)$$

式中： T_w ——腹板所承受的扭矩设计值；

T_f' 、 T_f ——分别为受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

6.4.6 箱形截面钢筋混凝土纯扭构件的受扭承载力应符合下列规定：

$$T \leq 0.35 \alpha_h f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.4.6-1)$$

$$\alpha_h = 2.5 t_w / b_h \quad (6.4.6-2)$$

式中： α_h ——箱形截面壁厚影响系数，当 α_h 大于 1.0 时，取 1.0。

ζ ——同本规范第 6.3.4 条。

6.4.7 在轴向压力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件，其受扭承载力应

符合下列规定：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} + 0.07 \frac{N}{A} W_t \quad (6.4.7)$$

式中： N ——与扭矩设计值 T 相应的轴向压力设计值，当 $N > 0.3 f_c A$ 时，取

$$0.3 f_c A;$$

ζ ——同本规范第 6.4.4 条。

6.4.8 在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件，其受剪扭承载力验算应符合下列规定：

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t)(0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0}) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.8-1)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6.4.8-2)$$

式中： A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积；

β_t ——一般剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当 β_t 小于 0.5 时，取 0.5；

当 β_t 大于 1.0 时，取 1.0。

2) 受扭承载力

$$T \leq \beta_t (0.35 f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0}) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6.4.8-3)$$

式中： ζ ——同本规范第 6.3.4 条。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.8-4)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6.4.8-5)$$

式中： λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第 6.3.4 条的规定取用；

β_t ——集中荷载作用下剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当 β_t 小于 0.5

时,取0.5;当 β_t 大于1.0时,取1.0。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式(6.4.8-3)计算,但式中的 β_t 应按公式(6.4.8-5)计算。

6.4.9 T形和I形截面剪扭构件的受剪扭承载力验算应符合下列规定:

1 受剪承载力可按本规范公式(6.4.8-1)与(6.4.8-2)或公式(6.4.8-4)与(6.4.8-5)进行计算,但应将公式中的 T 及 W_t 分别代之以 T_w 及 W_{tw} ;

2 受扭承载力可根据本规范第6.4.5条的规定划分为几个矩形截面分别进行计算。其中,腹板可按本规范公式(6.4.8-3)、公式(6.4.8-2)或公式(6.4.8-3)、公式(6.4.8-5)进行计算,但应将公式中的 T 及 W_t 分别代之以 T_w 及 W_{tw} ;受压翼缘及受拉翼缘可按本规范第6.4.4条纯扭构件的规定进行计算,但应将 T 及 W_t 分别代之以 T_f 及 W_{tf} 或 T_f 及 W_{tf} 。

6.4.10 箱形截面钢筋混凝土剪扭构件的受剪扭承载力可按下列规定验算:

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.10-1)$$

2) 受扭承载力

$$T \leq 0.35 \alpha_h \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6.4.10-2)$$

式中: β_t ——按本规范公式(6.4.8-2)计算,但式中的 W_t 应代之以 $\alpha_h W_t$;

α_h 、 ζ ——按本规范第6.4.6条的规定确定。

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.10-3)$$

式中: β_t ——按本规范公式(6.4.8-5)计算。

2) 受扭承载力

受扭承载力仍应按公式(6.4.10-2)计算,但式中的 β_t 值应按本规范公式(6.4.8-5)计算。

6.4.11 在轴向拉力和扭矩共同作用下的矩形截面钢筋混凝土构件,其受扭承载力

可按下列规定验算：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} - 0.2 \frac{N}{A} W_t \quad (6.4.11-1)$$

$$\zeta = \frac{(f_y A_{stl} - N) \cdot s}{f_{yv} \cdot A_{st1} \cdot u_{cor}} \quad (6.4.11-2)$$

当公式（6.4.11-1）右边的计算值小于 $1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{st1} A_{cor}}{s}$ 时，取

$$1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{st1} A_{cor}}{s}。$$

式中： ζ ——受扭的纵向钢筋与箍筋的配筋强度比值，当 ζ 小于0.6时取0.6，当 ζ 大于1.7时取1.7；

A_{st1} ——受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积；

A_{stl} ——受扭计算中取对称布置的全部纵向钢筋的截面面积；

N ——与扭矩设计值相应的轴向拉力设计值，当 $N > 1.75 f_t A$ 时，取
 $N = 1.75 f_t A$ ；

A_{cor} ——截面核心部分的面积，取 $b_{cor} h_{cor}$ ，此处 b_{cor} 、 h_{cor} 为箍筋内表面范围内截面核心部分的短边、长边尺寸；

u_{cor} ——截面核心部分的周长，取 $2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

6.4.12 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T形、I形和箱形截面的弯剪扭构件，可按下列规定进行承载力计算：

1 当 $V \leq 0.35 f_t b h_0$ 或 $V \leq 0.875 f_t b h_0 / (\lambda + 1)$ 时，可仅验算受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力；

2 当 $T \leq 0.175 f_t W_t$ 或 $T \leq 0.175 \alpha_h f_t W_t$ 时，可仅验算受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.13 矩形、T形、I形和箱形截面弯剪扭构件，其纵向钢筋截面面积应分别按受弯构件的正截面受弯承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置；箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置。

6.4.14 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，

其受剪扭承载力可按下列规定验算：

1 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + 0.07 N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.14-1)$$

2 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t + 0.07 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} \quad (6.4.14-2)$$

式中： λ ——计算截面的剪跨比，按本规范第 6.2.12 条确定。

β_t ——按本规范第 6.4.8 条计算并符合相关要求；

ζ ——按本规范第 6.4.4 条的规定采用。

6.4.15 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，当 $T \leq (0.175 f_t + 0.035 N/A) W_t$ 时，可仅验算偏心受压构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.16 在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其纵向钢筋截面面积应分别按偏心受压构件的正截面承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置；箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置。

6.4.17 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其受剪扭承载力应符合下列规定：

1 受剪承载力

$$V \leq (1.5 - \beta_t) \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.2 N \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.4.17-1)$$

2 受扭承载力

$$T \leq \beta_t \left(0.35 f_t - 0.2 \frac{N}{A} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{st1} \cdot A_{cor}}{s} \quad (6.4.17-2)$$

式中： A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积；

N ——与剪力、扭矩设计值 V 、 T 相应的轴向压力设计值。当 N 大于 $0.3 f_c A$ 时，取 $0.3 f_c A$ ，此处， A 为构件的截面面积；

β_t ——按本规范第 6.4.8 条相关公式计算并符合相关要求。

6.4.18 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，当 $T \leq (0.175f_t - 0.1N/A)W_t$ 时，可仅验算偏心受拉构件的正截面承载力和斜截面受剪承载力。

6.4.19 在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱，其纵向钢筋截面面积应分别按偏心受拉构件的正截面承载力和剪扭构件的受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置；箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，并应配置在相应的位置。

6.5 受冲切承载力计算

6.5.1 在局部荷载或集中反力作用下，不配置箍筋或弯起钢筋的板的受冲切承载力应符合下列规定(图 6.5.1)：

$$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 \quad (6.5.1-1)$$

公式(6.5.1-1)中的系数 η ，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (6.5.1-2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (6.5.1-3)$$

式中： F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；对板柱节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；当有不平衡弯矩时，应按本规范第 6.5.6 条的规定确定；

β_h ——截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ，其间按线性内插法取用；

$\sigma_{pc,m}$ ——临界截面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值宜控制在 $1.0 \sim 3.5\text{N/mm}^2$ 范围内；

u_m ——临界截面的周长，取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；

h_0 ——截面有效高度，取两个方向配筋的截面有效高度平均值；

η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

η_2 ——临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

β_s ——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值， β_s

不宜大于4；当 β_s 小于2时取2；对圆形冲切面， β_s 取2；

α_s ——柱位置影响系数：对中柱， α_s 取40；对边柱， α_s 取30；对角柱，

α_s 取20。

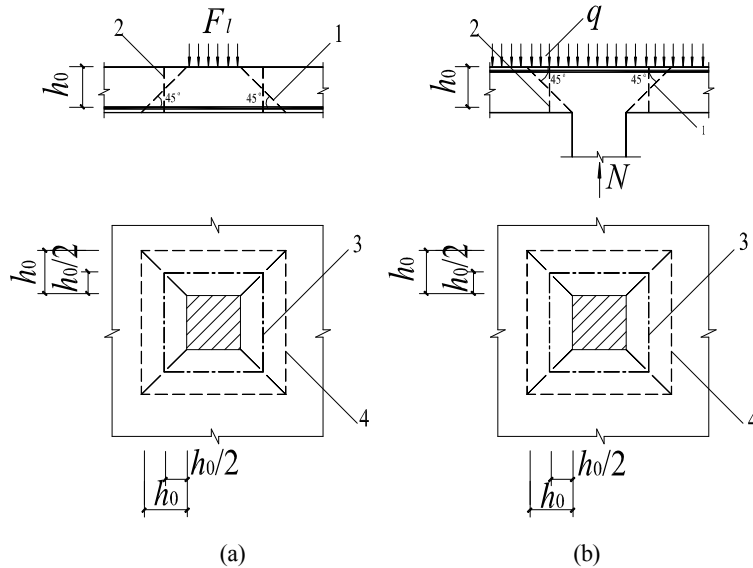


图 6.5.1 板受冲切承载力计算

(a) 局部荷载作用下；(b) 集中反力作用下

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—临界截面；3—临界截面的周长；4—冲切破坏锥体的底面线

6.5.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长 u_m ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度 (图 6.5.2)。

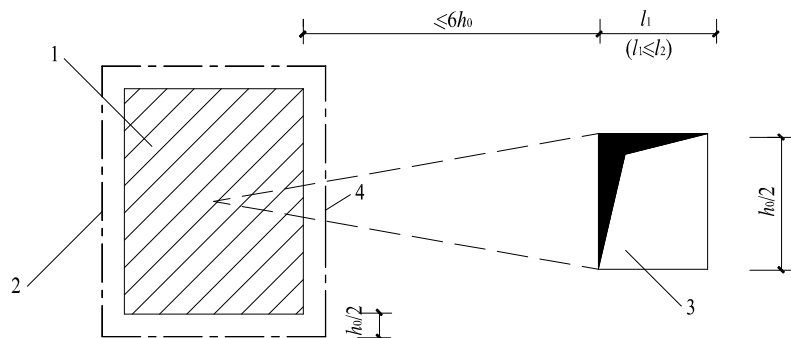


图 6.5.2 邻近孔洞时的临界截面周长

1—局部荷载或集中反力作用面；2—临界截面周长；3—孔洞

注：当图中 $l_1 > l_2$ 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替

6.5.3 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足本规范第 6.5.1 条的

要求且不能增加板厚时，可配置箍筋或弯起钢筋，并应符合本规范第 9.1.12 条的构造规定。此时，受冲切截面及受冲切承载力应符合下列要求：

1 受冲切截面

$$F_l \leq 1.05 f_t \eta u_m h_0 \quad (6.5.3-1)$$

2 配置箍筋时的受冲切承载力

$$F_l \leq (0.55 f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} \quad (6.5.3-2)$$

3 配置弯起钢筋时的受冲切承载力

$$F_l \leq (0.55 f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8 f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (6.5.3-3)$$

式中： A_{svu} —— 与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积；

A_{sbu} —— 与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积；

α —— 弯起钢筋与板底面的夹角。

注：当有可靠依据时，也可配置其它形式的抗冲切钢筋。

6.5.4 对配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按本规范第 6.5.1 条的固定进行受冲切承载力计算，此时， u_m 应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

6.5.5 对矩形截面柱的阶形基础，在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力应符合下列规定(图 6.5.5)：

$$F_l \leq 0.7 \beta_h f_t b_m h_0 \quad (6.5.5-1)$$

$$F_l = p_s A \quad (6.5.5-2)$$

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (6.5.5-3)$$

式中： h_0 —— 柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度，取两个方向配筋的截面有效高度平均值；

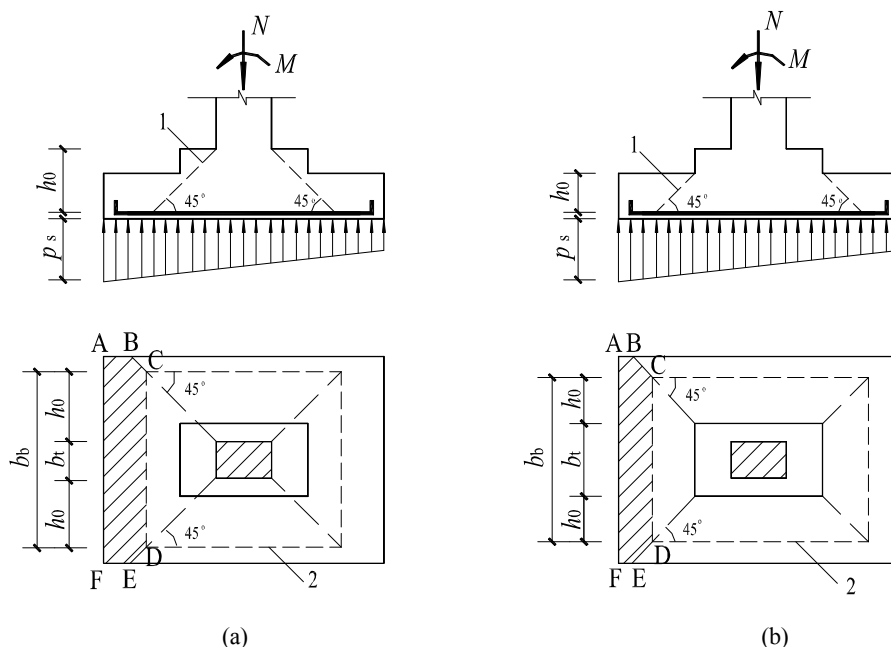
p_s —— 按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面地基反力设计值(可扣除基础自重及其上的土重)，当基础偏心受力时，可取用最大的地基反力设计值；

A —— 考虑冲切荷载时取用的多边形面积(图 6.5.5 中的阴影面积 ABCDEF)；

b_t —— 冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长；当计算柱与基础交接处的

受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

b_b ——柱与基础交接处或基础变阶处的冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长，取 b_t+2h_0 。



6.5.5 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

(a)柱与基础交接处；(b)基础变阶处

1— 冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面； 2— 冲切破坏锥体的底面线

6.5.6 在竖向荷载、水平荷载作用下，当考虑板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，其集中反力设计值 F_l 应以等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 代替， $F_{l,eq}$ 可按本规范附录 P 的规定计算。

6.6 局部受压承载力计算

6.6.1 配置间接钢筋的混凝土结构构件，其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求：

$$F_l \leq 1.35 \beta_c \beta_l f_c A_m \quad (6.6.1-1)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (6.6.1-2)$$

式中： F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；对后张预应力混

凝土构件中的锚具下局部压力设计值，应取 1.2 倍张拉控制力；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；在后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中，可根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 值按本规范

表 4.1.5 的规定以线性内插法确定；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

A_l ——混凝土局部受压面积；

A_{ln} ——混凝土局部受压净面积；对后张法构件，应在混凝土局部受压面积中扣除孔道、凹槽部分的面积；

A_b ——局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定。

6.6.2 局部受压的计算底面积 A_b ，可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定；对常用情况，可按图 6.6.2 取用。

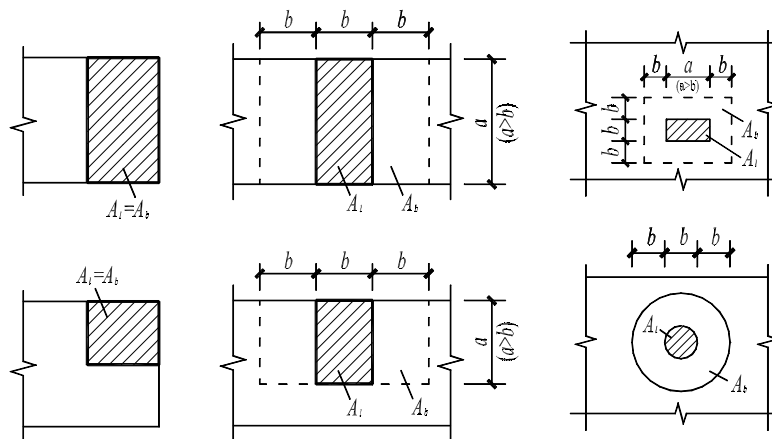


图 6.6.2 局部受压的计算底面积

A_l ——混凝土局部受压面积； A_b ——局部受压的计算底面积

6.6.3 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且其核心面积 A_{cor} 不小于 $1.25A_l$ 时（图 6.6.3），局部受压承载力应符合下列规定：

$$F_l \leq 0.9(\beta_c \beta_l f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_y) A_{ln} \quad (6.6.3-1)$$

当为方格网式配筋时（图 6.6.3a），钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5，其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (6.6.3-2)$$

当为螺旋式配筋时（图 6.6.3b），其体积配筋率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \frac{4 A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (6.6.3-3)$$

式中： β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数，可本规范公式（6.6.1-2）

计算，但公式中 A_b 应代之以 A_{cor} ，且当 $A_{cor} > A_b$ 时，取为 A_b ；

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数，按本规范附录第 E.3.2 条的规定取用；

A_{cor} ——方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积，其重心应与 A_l 的重心重合，计算中仍按同心、对称的原则取值；

ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率；

n_1 、 A_{s1} ——分别为方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

n_2 、 A_{s2} ——分别为方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积；

A_{ss1} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积；

d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距，宜取 30~80mm。

间接钢筋应配置在图 6.6.3 所规定的高度 h 范围内，对方格网式钢筋，不应少于 4 片；对螺旋式钢筋，不应少于 4 圈。对柱接头， h 尚不应小于 $15d$ ， d 为柱的纵向钢筋直径。

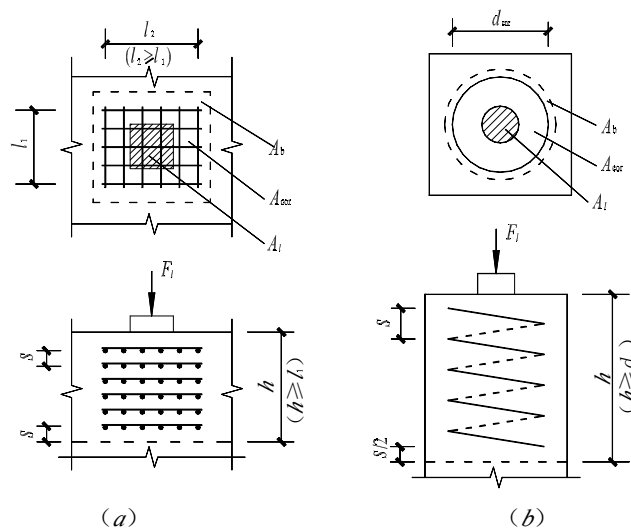


图 6.6.3 局部受压区的间接钢筋

(a) 方格网式配筋; (b) 螺旋式配筋

A_l —混凝土局部受压面积; A_b —局部受压的计算底面积;

A_{cor} —方格网式或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积

6.7 疲劳验算

6.7.1 受弯构件的正截面疲劳应力验算时, 可采用下列基本假定:

1 截面应变保持平面;

2 受压区混凝土的法向应力图形取为三角形;

3 对钢筋混凝土构件, 不考虑受拉区混凝土的抗拉强度, 拉力全部由纵向钢筋承受; 对要求不出现裂缝的预应力混凝土构件, 受拉区混凝土的法向应力图形取为三角形;

4 采用换算截面计算。

6.7.2 在疲劳验算中, 荷载应取用标准值; 对吊车荷载应乘以动力系数, 并应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定。对跨度不大于 12m 的吊车梁, 可取用一台最大吊车的荷载。

6.7.3 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时, 应计算下列部位的混凝土应力和钢筋应力幅:

1 正截面受压区边缘纤维的混凝土应力和纵向受拉钢筋的应力幅;

2 截面中和轴处混凝土的剪应力和箍筋的应力幅。

注: 纵向受压钢筋可不进行疲劳验算。

6.7.4 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件正截面疲劳应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cc,max}^f \leq f_c^f \quad (6.7.4-1)$$

$$\sigma_{ct,max}^f \leq f_t^f \quad (6.7.4-2)$$

$$\Delta\sigma_{s_i}^f \leq \Delta f_y^f \quad (6.7.4-3)$$

式中: $\sigma_{cc,max}^f$ ——疲劳验算时截面受压区边缘纤维的混凝土压应力, 按本规范公式

(6.7.5-1) 计算;

$\sigma_{ct,max}^f$ ——疲劳验算时预应力混凝土截面受拉区边缘纤维的混凝土拉应力,

按本规范公式 (6.7.5-2) 计算;

$\Delta\sigma_{s_i}^f$ ——疲劳验算时截面受拉区第 i 层纵向钢筋的应力幅, 按本规范公式

(6.7.5-3) 计算;

f_c^f 、 f_t^f ——分别为混凝土轴心抗压、抗拉疲劳强度设计值，按本规范第 4.1.7 条确定；

Δf_y^f ——钢筋的疲劳应力幅限值，按本规范表 4.2.7-1 采用。

注：当纵向受拉钢筋为同一钢种时，可仅验算最外层钢筋的应力幅。

6.7.5 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件正截面的混凝土压应力、拉应力以及钢筋的应力幅应按下列公式计算：

1 受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{cc,max}^f = \frac{M_{max}^f x_0}{I_0^f} \quad (6.7.5-1)$$

2 预应力混凝土构件受拉区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{ct,max}^f = \frac{M_{max}^f (h - x_0)}{I_0^f} \quad (6.7.5-2)$$

3 纵向受拉钢筋的应力幅

$$\Delta \sigma_{si}^f = \sigma_{si,max}^f - \sigma_{si,min}^f \quad (6.7.5-3)$$

$$\sigma_{si,min}^f = \alpha_E^f \frac{M_{min}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (6.7.5-4)$$

$$\sigma_{si,max}^f = \alpha_E^f \frac{M_{max}^f (h_{0i} - x_0)}{I_0^f} \quad (6.7.5-5)$$

6.7.6 钢筋混凝土受弯构件疲劳验算时，换算截面的受压区高度 x_0 、 x_0' 和惯性矩 I_0^f 、 $I_0'^f$ 应按下列公式计算：

1 矩形及翼缘位于受拉区的 T 形截面

$$\frac{bx_0^2}{2} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s') - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (6.7.6-1)$$

$$I_0^f = \frac{bx_0^3}{3} + \alpha_E^f A_s' (x_0 - a_s')^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (6.7.6-2)$$

2 I 形及翼缘位于受压区的 T 形截面

1) 当 $x_0 > h_f'$ 时(图 6.7.6)

$$\frac{b'_f x_0^2}{2} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^2}{2} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s) - \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0) = 0 \quad (6.7.6-3)$$

$$I_0^f = \frac{b'_f x_0^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x_0 - h'_f)^3}{3} + \alpha_E^f A'_s (x_0 - a'_s)^2 + \alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2 \quad (6.7.6-4)$$

2) 当 $x_0 \leq h'_f$ 时, 按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。

3 对 x'_0 、 I_0^f 的计算, 仍可采用上述 x_0 、 I_0^f 的相应公式; 当弯矩 M_{\min}^f 与 M_{\max}^f 的方向相反时, 与 x'_0 、 x_0 相应的受压区位置分别在该截面的下侧和上侧; 当弯矩 M_{\min}^f 与 M_{\max}^f 的方向相同时, 可取 $x'_0 = x_0$ 、 $I_0^f = I_0^f$ 。

- 注: 1 当纵向受拉钢筋沿截面高度分多层布置时, 公式 (6.7.6-2)、(6.7.6-4) 中 $\alpha_E^f A_s (h_0 - x_0)^2$ 项可用 $\alpha_E^f \sum_{i=1}^n A_{s_i} (h_{0_i} - x_0)^2$ 代替, 此处, n 为纵向受拉钢筋的总层数, A_{s_i} 为第 i 层全部纵向钢筋的截面面积;
- 2 纵向受压钢筋的应力应符合 $\alpha_E^f \sigma_c^f \leq f_y'$ 的条件; 当 $\alpha_E^f \sigma_c^f > f_y'$ 时, 本条各公式中 $\alpha_E^f A_s$ 应以 $f_y' A_s / \sigma_c^f$ 代替, 此处, f_y' 为纵向钢筋的抗压强度设计值, σ_c^f 为纵向受压钢筋合力点处的混凝土应力。

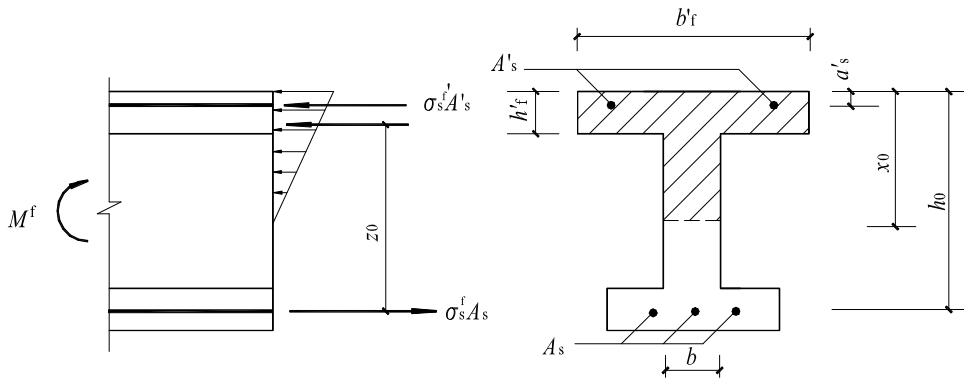


图 6.7.6 钢筋混凝土受弯构件正截面疲劳应力计算

6.7.7 钢筋混凝土受弯构件斜截面的疲劳验算及剪力的分配应符合下列规定:

1 当截面中和轴处的剪应力符合下列条件时, 该区段的剪力全部由混凝土承受, 此时, 箍筋可按构造要求配置:

$$\tau^f \leq 0.6 f_t^f \quad (6.7.7-1)$$

式中: τ^f ——截面中和轴处的剪应力, 按本规范第 6.7.8 条计算;

f_t^f ——混凝土轴心抗拉疲劳强度设计值, 按本规范第 4.1.7 条确定。

2 截面中和轴处的剪应力不符合公式(6.7.7-1)的区段,其剪力应由箍筋和混凝土共同承受。此时,箍筋的应力幅 $\Delta\sigma_{sv}^f$ 应符合下列规定:

$$\Delta\sigma_{sv}^f \leq \Delta f_{yv}^f \quad (6.7.7-2)$$

式中: $\Delta\sigma_{sv}^f$ ——箍筋的应力幅,按本规范公式(6.7.9-1)计算;

Δf_{yv}^f ——箍筋的疲劳应力幅限值,按本规范表 4.2.7-1 采用。

6.7.8 钢筋混凝土受弯构件中和轴处的剪应力应按下列公式计算:

$$\tau^f = \frac{V_{\max}^f}{bz_0} \quad (6.7.8)$$

式中: V_{\max}^f ——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最大剪力值;

b ——矩形截面宽度, T 形、I 形截面的腹板宽度;

z_0 ——受压区合力点至受拉钢筋合力点的距离,此时,受压区高度 x_0 按本规范公式(6.7.6-1)或(6.7.6-3)计算。

6.7.9 钢筋混凝土受弯构件斜截面上箍筋的应力幅应按下列公式计算:

$$\Delta\sigma_{sv}^f = \frac{(\Delta V_{\max}^f - 0.1\eta f_t^f b h_0) s}{A_{sv} z_0} \quad (6.7.9-1)$$

$$\Delta V_{\max}^f = V_{\max}^f - V_{\min}^f \quad (6.7.9-2)$$

$$\eta = \Delta V_{\max}^f / V_{\max}^f \quad (6.7.9-3)$$

式中: ΔV_{\max}^f ——疲劳验算时构件验算截面的最大剪力幅值;

V_{\min}^f ——疲劳验算时在相应荷载组合下构件验算截面的最小剪力值;

η ——最大剪力幅相对值;

s ——箍筋的间距;

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积。

6.7.10 预应力混凝土受弯构件疲劳验算时,应计算下列部位的应力、应力幅:

1 正截面受拉区和受压区边缘纤维的混凝土应力及受拉区纵向预应力钢筋、钢筋的应力幅;

2 截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力。

注:受压区纵向预应力钢筋可不进行疲劳验算。

6.7.11 预应力混凝土受弯构件正截面的疲劳应力应符合下列规定:

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

1) 当为压应力时

$$\sigma_{cc,max}^f \leq f_c^f \quad (6.7.11-1)$$

2) 当为拉应力时

$$\sigma_{ct,max}^f \leq f_t^f \quad (6.7.11-2)$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_p^f \leq \Delta f_{py}^f \quad (6.7.11-3)$$

3 受拉区纵向钢筋的应力幅

$$\Delta\sigma_s^f \leq \Delta f_y^f \quad (6.7.11-4)$$

式中： $\sigma_{cc,max}^f$ ——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大压应力(取绝对值)，按本规范公式(6.7.12-1)或公式(6.7.12-2)计算确定；

$\sigma_{ct,max}^f$ ——受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最大拉应力，按本规范公式(6.7.12-1)或公式(6.7.12-2)计算确定；

$\Delta\sigma_p^f$ ——受拉区纵向预应力钢筋的应力幅，按本规范公式(6.7.12-3)计算；

Δf_{py}^f ——预应力钢筋疲劳应力幅限值，按本规范表 4.2.7-2 采用；

$\Delta\sigma_s^f$ ——受拉区纵向钢筋的应力幅，按本规范公式(6.7.12-6)计算；

Δf_y^f ——钢筋疲劳应力幅限值，按本规范表 4.2.7-1 采用。

注：当受拉区纵向预应力钢筋为同一钢种时，可仅验算最外层预应力钢筋的应力幅。

6.7.12 对要求不出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，其正截面的混凝土、纵向预应力钢筋和钢筋的最小、最大应力和应力幅应按下列公式计算：

1 受拉区或受压区边缘纤维的混凝土应力

$$\sigma_{c,min}^f \text{ 或 } \sigma_{c,max}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{min}^f}{I_0} y_0 \quad (6.7.12-1)$$

$$\sigma_{c,max}^f \text{ 或 } \sigma_{c,min}^f = \sigma_{pc} + \frac{M_{max}^f}{I_0} y_0 \quad (6.7.12-2)$$

2 受拉区纵向预应力钢筋的应力及应力幅

$$\Delta\sigma_p^f = \sigma_{p,max}^f - \sigma_{p,min}^f \quad (6.7.12-3)$$

$$\sigma_{p,min}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{min}^f}{I_0} y_{0p} \quad (6.7.12-4)$$

$$\sigma_{P,\max}^f = \sigma_{pe} + \alpha_{pE} \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0p} \quad (6.7.12-5)$$

3 受拉区纵向钢筋的应力及应力幅

$$\Delta \sigma_s^f = \sigma_{s,\max}^f - \sigma_{s,\min}^f \quad (6.7.12-6)$$

$$\sigma_{s,\min}^f = \sigma_{se} + \alpha_E \frac{M_{\min}^f}{I_0} y_{0s} \quad (6.7.12-7)$$

$$\sigma_{s,\max}^f = \sigma_{se} + \alpha_E \frac{M_{\max}^f}{I_0} y_{0s} \quad (6.7.12-8)$$

式中： $\sigma_{c,\min}^f$ 、 $\sigma_{c,\max}^f$ ——疲劳验算时受拉区或受压区边缘纤维混凝土的最小、最大应力，最小、最大应力以其绝对值进行判别；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后，由预加力在受拉区、受压区边缘纤维处产生的混凝土法向应力，按本规范公式(6.1.5-1)或公式(6.1.5-4)计算；

M_{\max}^f 、 M_{\min}^f ——疲劳验算时同一截面上在相应荷载组合下产生的最大、最小弯矩值；

α_{pE} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值：

$$\alpha_{pE} = E_s / E_c ;$$

I_0 ——换算截面的惯性矩；

y_0 ——受拉区边缘或受压区边缘至换算截面重心的距离；

$\sigma_{p,\min}^f$ 、 $\sigma_{p,\max}^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的最小、最大应力；

$\Delta \sigma_p^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力钢筋的应力幅；

σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后所计算的受拉区一层预应力钢筋的有效预应力，按本规范公式(6.1.5-2)或公式(6.1.5-5)计算；

y_{0s} 、 y_{0p} ——所计算的受拉区一层钢筋、预应力钢筋截面重心至换算截面重心的距离；

$\sigma_{s,\min}^f$ 、 $\sigma_{s,\max}^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层钢筋的最小、最大应力；

$\Delta \sigma_s^f$ ——疲劳验算时所计算的受拉区一层钢筋的应力幅；

σ_{sc} ——消压弯矩 M_{p0} 作用下所计算的受拉区一层钢筋中产生的应力；此处， M_{p0} 为受拉区一层钢筋重心处的混凝土法向预加应力等于零时的相应弯矩值。

注：公式(6.7.12-1)、(6.7.12-2)中的 σ_{pc} 、 $(M_{min}^f / I_0)y_0$ 、 $(M_{max}^f / I_0)y_0$ ，当为拉应力时以正值代入；当为压应力时以负值代入；公式(6.7.12-7)、(6.7.12-8)中的 σ_{sc} 以负值代入。

6.7.13 预应力混凝土受弯构件斜截面混凝土的主拉应力应符合下列规定：

$$\sigma_{tp}^f \leq f_t^f \quad (6.7.13)$$

式中： σ_{tp}^f ——预应力混凝土受弯构件斜截面疲劳验算纤维处的混凝土主拉应力，按本规范第 7.1.8 条的公式计算；对吊车荷载，应计入动力系数。

7 正常使用极限状态验算

7.1 裂缝控制验算

7.1.1 钢筋混凝土和预应力混凝土构件，应按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算：

1 一级裂缝控制等级构件，在荷载效应的标准组合下，受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{\text{ck}} - \sigma_{\text{pc}} \leq 0 \quad (7.1.1-1)$$

2 二级裂缝控制等级构件，在荷载效应的标准组合下，受拉边缘应力应符合下列规定：

$$\sigma_{\text{ck}} - \sigma_{\text{pc}} \leq f_{\text{tk}} \quad (7.1.1-2)$$

3 三级裂缝控制等级的钢筋混凝土构件的最大裂缝宽度可按荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应计算；预应力混凝土构件的最大裂缝宽度可按荷载标准组合并考虑长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度应符合下列规定：

$$w_{\text{max}} \leq w_{\text{lim}} \quad (7.1.1-3)$$

对环境类别和作用等级为二 b、三 b 的三级预应力混凝土构件，在荷载效应的准永久组合下尚应符合下列规定：

$$\sigma_{\text{cq}} - \sigma_{\text{pc}} \leq f_{\text{tk}} \quad (7.1.1-4)$$

式中： σ_{ck} 、 σ_{cq} ——荷载效应的标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘混凝土的预压应力，按本规范公式(10.1.6-1)和公式(10.1.6-4)计算；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按本规范表 4.1.3-2 采用；

w_{max} ——按荷载效应的标准组合或准永久组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，按本规范第 7.1.2 条计算；

w_{lim} ——最大裂缝宽度限值，按本规范第 3.5.5 条采用。

7.1.2 在矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件及预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中，按荷载效应的标准组合或准永久组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度(mm)可按下列公式计算：

$$w_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_{\text{cr}} \quad (7.1.2-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_s} \quad (7.1.2-2)$$

$$l_{\text{cr}} = 1.9 c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \quad (7.1.2-3)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (7.1.2-4)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p}{A_{\text{te}}} \quad (7.1.2-5)$$

式中： α_{cr} ——构件受力特征系数，按表 7.1.2-1 采用；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；

当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ ；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1$ ；

σ_s ——按荷载效应的标准组合或准永久组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力或预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力；

E_s ——钢筋弹性模量，按本规范表 4.2.4 采用；

l_{cr} ——平均裂缝间距。当计算的 l_{cr} 大于构件箍筋间距时，可取 l_{cr} 为构件箍筋间距；

c_s ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离(mm)：当 $c_s < 20$ 时，取 $c_s = 20$ ；当 $c_s > 65$ 时，取 $c_s = 65$ ；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率；对无粘结后张构件，仅取纵向受拉钢筋计算配筋率；在最大裂缝宽度计算中，当 $\rho_{\text{te}} < 0.01$ 时，取 $\rho_{\text{te}} = 0.01$ ；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积：对轴心受拉构件，取构件截面面积；对受弯、偏心受压和偏心受拉构件，取 $A_{\text{te}} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ ，此处， b_f 、 h_f 为受拉翼缘的宽度、高度；

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积；

A_p ——受拉区纵向预应力筋截面面积；

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm)；对无粘结后张构件，仅为受

拉区纵向受拉钢筋的等效直径 (mm);

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径; 对于有粘结预应力钢绞线束的直径取为 $\sqrt{n_1}d_{p1}$, 其中 d_{p1} 为单根钢绞线的公称直径, n_1 为单束钢绞线根数;

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数; 对于有粘结预应力钢绞线, 取为钢绞线束数;

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数, 按表 7.1.2-2 采用。

- 注: 1 对承受吊车荷载但不需作疲劳验算的受弯构件, 可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85;
- 2 对配置表层钢筋网片的梁, 按公式 (7.1.2-1) 计算的最大裂缝宽度可适当折减, 折减系数不应小于 0.7;
- 3 对 $e_0/h_0 \leq 0.55$ 的偏心受压构件, 可不验算裂缝宽度。

表 7.1.2-1 构件受力特征系数

类 型	α_{cr}	
	钢筋混凝土构件	预应力混凝土构件
受弯、偏心受压	1.9	1.5
偏 心 受 拉	2.4	—
轴 心 受 拉	2.7	2.2

表 7.1.2-2 钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	钢筋		先张法预应力筋			后张法预应力筋		
	光面钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	刻痕钢丝、钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光面钢丝
ν_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注: 对环氧树脂涂层带肋钢筋, 其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

7.1.3 在荷载效应的准永久组合或标准组合下, 钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件开裂截面处受压边缘混凝土压应力、不同位置处钢筋的拉应力及预应力筋的应力增量宜按下列假定计算:

- 1 截面应变保持平面;
- 2 受压区混凝土的法向应力图取为三角形;
- 3 不考虑受拉区混凝土的抗拉强度;

4 采用换算截面；

5 对预应力混凝土截面，宜考虑混凝土收缩及徐变在钢筋中引起附加压应力的影响。

7.1.4 在荷载效应的准永久组合或标准组合下，钢筋混凝土构件受拉区纵向钢筋的应力或预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力也可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土构件受拉区纵向钢筋的应力

1)轴心受拉构件

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s} \quad (7.1.4-1)$$

2)偏心受拉构件

$$\sigma_s = \frac{Ne'}{A_s(h_0 - d_s')} \quad (7.1.4-2)$$

3)受弯构件

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87h_0A_s} \quad (7.1.4-3)$$

4)偏心受压构件

$$\sigma_s = \frac{N(e-z)}{A_s z} \quad (7.1.4-4)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma_f') \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_{0s1} \quad (7.1.4-5)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (7.1.4-6)$$

$$\gamma_f' = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} \quad (7.1.4-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (7.1.4-8)$$

式中： A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向钢筋截面面积；对偏心受拉构件，取受拉较大边的纵向钢筋截面面积；对受弯、偏心受压构件，取受拉区纵向钢筋截面面积；

e' ——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

z ——纵向受拉钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，且不大于

$0.87h_0$ ；

η_s ——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数，当 $l_0/h \leq 14$ 时，取 $\eta_s = 1.0$ ；

y_s ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离；

γ'_f ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

b'_f 、 h'_f ——分别为受压区翼缘的宽度、高度；在公式 (7.1.4-7) 中，当 $h'_f > 0.2h_0$ 时，取 $h'_f = 0.2h_0$ ；

N 、 M ——分别为作用在构件上的轴向力值、弯矩值。对于钢筋混凝土构件，取荷载效应的准永久组合；对预应力混凝土构件，取荷载效应的标准组合。

2 预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力

1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_p + A_s} \quad (7.1.4-9)$$

2) 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha_1 A_p + A_s)Z} \quad (7.1.4-10)$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} \quad (7.1.4-11)$$

$$e_p = y_{ps} - e_{p0} \quad (7.1.4-12)$$

式中： A_p ——受拉区纵向预应力筋截面面积：对轴心受拉构件，取全部纵向预应力筋截面面积；对受弯构件，取受拉区纵向预应力筋截面面积；

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力筋及钢筋的合力，应按本规范第 10.1.13 条的规定计算；

z ——受拉区纵向钢筋和预应力筋合力点至截面受压区合力点的距离，按公式 (7.1.4-5) 计算，其中 e 按公式 (7.1.4-11) 计算；

α_1 ——无粘结预应力筋的等效折减系数，取 $\alpha_1 = 0.30$ ；对灌浆的后张预应力筋，取 $\alpha_1 = 1.0$ ；

e_p —— N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的距离；

y_{ps} ——受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的偏心距；

e_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力筋及钢筋相应合力点的偏心距，应按本规范第 10.1.13 条的规定计算。

7.1.5 对钢筋混凝土受弯构件及环境为一 a 类的预应力混凝土受弯构件，当钢筋净保护层厚度不大于 65mm 时，除按第 7.1.2 条计算最大裂缝宽度外，离构件受拉边最近的纵向带肋钢筋最大间距应符合表 7.1.5 的规定，其中纵向钢筋应力可按本规范第 7.1.3 条的规定计算。

当仅配置有粘结预应力筋，且在使用荷载下预应力筋的应力增量 $\Delta\sigma_{ps}$ 在 $160\text{N/mm}^2 \sim 240\text{N/mm}^2$ 时，有粘结预应力束的间距不应超过表 7.1.5 最大间距的 2/3。

表 7.1.5 控制裂缝宽度带肋钢筋的最大间距 s (mm)

σ_s 或 $\Delta\sigma_{ps}$ (MPa)	160	200	240	280	320	360
$w_{\max} = 0.4\text{mm}$	300	300	250	200	150	100
$w_{\max} = 0.3\text{mm}$	300	250	200	160	120	80
$w_{\max} = 0.2\text{mm}$	200	150	110	80	—	—

7.1.6 在荷载效应的标准组合和准永久组合下，抗裂验算时截面边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \quad (7.1.6-1)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{N_q}{A_0} \quad (7.1.6-2)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \quad (7.1.6-3)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} \quad (7.1.6-4)$$

3 偏心受拉和偏心受压构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} + \frac{N_k}{A_0} \quad (7.1.6-5)$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_q}{W_0} + \frac{N_q}{A_0} \quad (7.1.6-6)$$

式中： N_q 、 M_q ——分别为按荷载效应的准永久组合计算的轴向力值、弯矩值；

A_0 ——构件换算截面面积；

W_0 ——构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

7.1.7 预应力混凝土受弯构件应分别对截面上的混凝土主拉应力和主压应力进行验算：

1 混凝土主拉应力

1) 一级裂缝控制等级构件, 应符合下列规定:

$$\sigma_{tp} \leq 0.85f_{tk} \quad (7.1.7-1)$$

2) 二级裂缝控制等级构件, 应符合下列规定:

$$\sigma_{tp} \leq 0.95f_{tk} \quad (7.1.7-2)$$

2 混凝土主压应力

对一、二级裂缝等级构件, 均应符合下列规定:

$$\sigma_{cp} \leq 0.60f_{ck} \quad (7.1.7-3)$$

式中: σ_{tp} 、 σ_{cp} ——分别为混凝土的主拉应力、主压应力, 按本规范第 7.1.8 条确定。

此时, 应选择跨度内不利位置的截面, 对该截面的换算截面重心处和截面宽度突变处进行验算。

注: 对允许出现裂缝的吊车梁, 在静力计算中应符合公式(7.1.7-2)和公式(7.1.7-3)的规定。

7.1.8 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (7.1.8-1)$$

$$\sigma_x = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (7.1.8-2)$$

$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{pc} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (7.1.8-3)$$

式中: σ_x ——由预加力和弯矩值 M_k 在计算纤维处产生的混凝土法向应力;

σ_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力;

τ ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在计算纤维处产生的混凝土剪应力; 当计算截面上有扭矩作用时, 尚应计入扭矩引起的剪应力; 对超静定后张法预应力混凝土结构构件, 在计算剪应力时, 尚应计入预加力引起的次剪力;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后, 在计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力, 按本规范公式(6.1.5-1)或(6.1.5-4)计算;

y_0 ——换算截面重心至计算纤维处的距离;

I_0 ——换算截面惯性矩;

V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值；

S_0 ——计算纤维以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩；

σ_{pe} ——预应力弯起钢筋的有效预应力；

A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积；

α_p ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

注：公式(7.1.8-1)、(7.1.8-2)中的 σ_x 、 σ_y 、 σ_{pe} 和 $M_k y_0 / I_0$ ，当为拉应力时，以正值代入；当为压应力时，以负值代入。

7.1.9 对预应力混凝土吊车梁，在集中力作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内，由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力和剪应力的简化分布可按图 7.1.9 确定，其应力的最大值可按下列公式计算：

$$\sigma_{y,\max} = \frac{0.6F'_k}{bh} \quad (7.1.9-1)$$

$$\tau_F = \frac{\tau' - \tau^r}{2} \quad (7.1.9-2)$$

$$\tau' = \frac{V'_k S_0}{I_0 b} \quad (7.1.9-3)$$

$$\tau^r = \frac{V^r_k S_0}{I_0 b} \quad (7.1.9-4)$$

式中： τ' 、 τ^r ——分别为位于集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧 $0.6h$ 处截面上的剪应力；

τ_F ——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力；

V'_k 、 V^r_k ——分别为集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值。

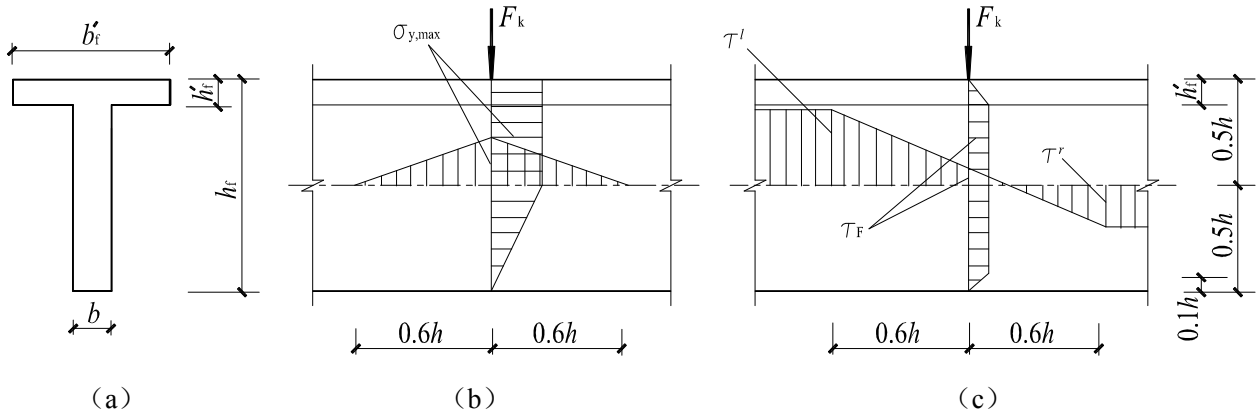


图 7.1.9 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布

(a) 截面; (b) 竖向压应力 σ_y 分布; (c) 剪应力 τ 分布

7.1.10 对先张法预应力混凝土构件端部进行正截面、斜截面抗裂验算时, 应考虑预应力筋在其预应力传递长度 l_{tr} 范围内实际应力值的变化。预应力筋的实际应力可考虑为线性分布, 在构件端部取为零, 在其预应力传递长度的末端取有效预应力值 σ_{pe} (图 7.1.10), 预应力筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按本规范第 10.1.9 条确定。

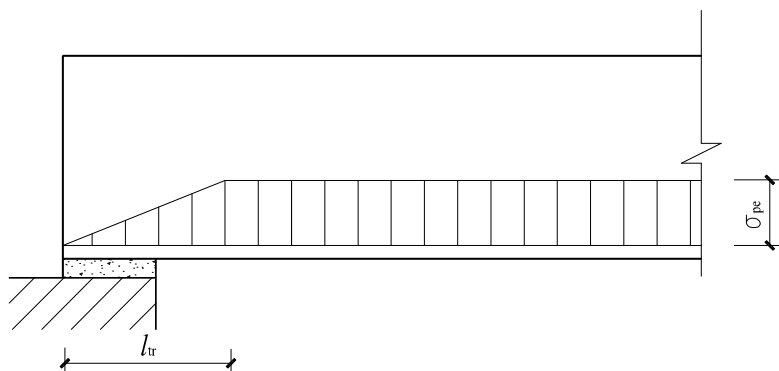


图 7.1.10 预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

7.2 受弯构件挠度验算

7.2.1 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度, 可按照结构力学方法计算, 且不应超过本规范表 3.3.2 规定的限值。

在等截面构件中, 可假定各同号弯矩区段内的刚度相等, 并取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍或不小于跨中截面刚度的二分之一时, 该跨也可按等刚度构件进行计算, 其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

7.2.2 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面受弯构件考虑荷载长期作用影响的刚度 B 可按下列规定计算:

1 采用荷载效应标准组合时

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (7.2.2-1)$$

2 采用荷载准永久组合时

$$B = \frac{B_s}{\theta} \quad (7.2.2-2)$$

式中： M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值；
 M_q ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩

值；

B_s ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度，按本规范第 7.2.3 条的公式计算；

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规范第 7.2.5 条取用。

7.2.3 按裂缝控制等级要求的荷载组合作用下，钢筋混凝土受弯构件和预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s ，可按下列公式计算：

1 钢筋混凝土受弯构件

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} \quad (7.2.3-1)$$

2 预应力混凝土受弯构件

1) 要求不出现裂缝的构件

$$B_0 = 0.85 E_c I_0 \quad (7.2.3-2)$$

2) 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{\kappa_{cr} + (1 - \kappa_{cr}) \omega} \quad (7.2.3-3)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_{ser}} \quad (7.2.3-4)$$

$$\omega = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho}\right) (1 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \quad (7.2.3-5)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (7.2.3-6)$$

式中： ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，按本规范第 7.1.2 条确定；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值，即 E_s / E_c ；

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率：对钢筋混凝土受弯构件，取为 $A_s / (bh_0)$ ；对

预应力混凝土受弯构件，取为 $\rho = (\alpha_1 A_p + A_s) / (bh_0)$ ，对灌浆的后张

预应力筋，取 $\alpha_1=1.0$ ，对无粘结后张预应力筋，取 $\alpha_1=0.30$ ；

I_0 ——换算截面惯性矩；

γ_f ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

b_f 、 h_f ——分别为受拉区翼缘的宽度、高度；

κ_{cr} ——预应力混凝土受弯构件正截面的开裂弯矩 M_{cr} 与弯矩 M_k 的比值，
当 $\kappa_{cr} > 1.0$ 时，取 $\kappa_{cr} = 1.0$ ；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后，由预加力在抗裂验算边缘产生的混凝土
预压应力；

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，按本规范第 7.2.4 条确定。

注：对预压时预拉区出现裂缝的构件， B_s 应降低 10%。

7.2.4 混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 γ 可按下列公式计算：

$$\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h} \right) \gamma_m \quad (7.2.4)$$

式中： γ_m ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数基本值，可按正截面应变保持平面的假定，并取受拉区混凝土应力图形为梯形、受拉边缘混凝土极限拉应变为 $2f_{tk}/E_c$ 确定；对常用的截面形状， γ_m 值可按表 7.2.4 取用；

h ——截面高度(mm)：当 $h < 400$ 时，取 $h = 400$ ；当 $h > 1600$ 时，取 $h = 1600$ ；
对圆形、环形截面，取 $h = 2r$ ，此处， r 为圆形截面半径或环形截面的外环半径。

表 7.2.4 截面抵抗矩塑性影响系数基本值 γ_m

项次	1	2	3		4		5
截面形状	矩形截面	翼缘位于受压区的 T 形截面	对称 I 形截面或箱形截面		翼缘位于受拉区的倒 T 形截面		圆形和环形截面
			$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	$b_f/b \leq 2$ 、 h_f/h 为任意值	$b_f/b > 2$ 、 $h_f/h < 0.2$	
γ_m	1.55	1.50	1.45	1.35	1.50	1.40	$1.6-0.24r_1/r$

注：1 对 $b'_f > b_f$ 的 I 形截面，可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用；对 $b'_f < b_f$ 的 I 形截面，可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用；

2 对于箱形截面， b 系指各肋宽度的总和；

3 r_1 为环形截面的内环半径，对圆形截面取 r_1 为零。

7.2.5 考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数 θ 可按下列规定取用:

1 钢筋混凝土受弯构件

当 $\rho'=0$ 时,取 $\theta=2.0$;当 $\rho'=\rho$ 时,取 $\theta=1.6$;当 ρ' 为中间数值时, θ 按线性内插法取用。此处, $\rho'=A'_s/(bh_0)$, $\rho=A_s/(bh_0)$ 。

对翼缘位于受拉区的倒 T 形截面, θ 应增加 20%。

2 预应力混凝土受弯构件,取 $\theta=2.0$ 。

7.2.6 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加应力反拱值,可用结构力学方法按刚度 E_cI_0 进行计算,并应考虑预压应力长期作用的影响,将计算求得的预加应力反拱值乘以增大系数 2;在计算中,预应力筋的应力应扣除全部预应力损失。

- 注: 1 对重要的或特殊的预应力混凝土受弯构件的长期反拱值,可根据专门的试验分析确定或采用合理的收缩、徐变计算方法经分析确定;
- 2 对恒载较小的构件,应考虑反拱过大对使用的不利影响。

8 构造规定

8.1 伸缩缝

8.1.1 钢筋混凝土建筑结构伸缩缝的设置应考虑温度变化和混凝土收缩对结构的影响，其最大间距可采用表 8.1.1 的规定。

表 8.1.1 钢筋混凝土结构伸缩缝最大间距(m)

结构类别		室内或土中	露天
排架结构	装配式	100	70
框架结构、板柱结构	装配式	70	50
	现浇式	50	30
剪力墙结构	装配式	60	40
	现浇式	40	30
挡土墙、地下室墙壁等类结构	装配式	40	30
	现浇式	30	20

- 注：1 装配整体式结构以及叠合式结构的伸缩缝间距可根据结构的具体布置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布置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、雨罩等外露结构的局部伸缩缝间距不宜大于 12m。

8.1.2 对下列情况，本规范表 8.1.1 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墙体结构；
- 5 混凝土材料收缩较大，施工期结构外露时间较长；
- 6 对裂缝控制有严格要求的混凝土结构。

8.1.3 当有充分依据并采取可靠措施时，本规范表 8.1.1 中的伸缩缝最大间距可适当增大：

- 1 采用低收缩混凝土材料，施工阶段加强养护；
- 2 采取跳仓法、后浇带、膨胀补偿带、引导缝等施工方法；

3 对易开裂的结构部位，增配构造钢筋、施加预应力或采取有效的构造措施；

4 对容易受到温度变化影响的结构部位，采取保温、隔热措施。

当增大伸缩缝间距时，尚应考虑温度变化和混凝土收缩对结构的影响。

8.1.4 伸缩缝除兼作沉降缝以外，在基础部位可以不断开。

8.1.5 超长结构伸缩缝的布置宜进行间接作用效应的分析，并采取相应的措施。

8.2 混凝土保护层

8.2.1 结构中最外层钢筋的混凝土保护层厚度（钢筋外边缘至混凝土表面的距离）应不小于钢筋的公称直径。

设计使用年限为 50 年的混凝土结构，其保护层厚度尚应符合表 8.2.1 的规定。

设计使用年限为 100 年的混凝土结构，其最外层钢筋的混凝土保护层厚度应不小于表 8.2.1 数值的 1.4 倍。

表 8.2.1 钢筋的混凝土保护层最小厚度（mm）

环境类别及耐久性作用等级	板 墙 壳	梁 柱
一 a	15	20
二 b	20	25
三 b	20	30
二 c	25	35
三 c	30	35
四 c	30	40
三 d	35	45
四 d	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增加 5mm；

2 与土壤接触的混凝土结构中，钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm；当无垫层时，直接在土壤上现浇底板中钢筋的混凝土保护层厚度不小于 70mm。

8.2.2 当有充分依据并采取下列有效措施时，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，并能保证构件混凝土的质量；
- 3 在混凝土中掺加阻锈剂；
- 4 对钢筋进行环氧树脂涂层等防锈处理。

8.2.3 对有防火要求的建筑物，其混凝土保护层厚度尚应符合国家现行有关标准的规定。

8.3 钢筋的锚固

8.3.1 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，受拉钢筋的锚固应符合下列要求：

1 基本锚固长度应按下列公式计算：

钢筋

$$l_{ao} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (8.3.1-1)$$

预应力筋

$$l_{ao} = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (8.3.1-2)$$

2 当采取不同的埋置方式和构造措施时，锚固长度应按下列公式计算：

$$l_a = \psi_a l_{ao} \quad (8.3.1-3)$$

式中： l_{ao} ——受拉钢筋的基本锚固长度；

l_a ——受拉钢筋的锚固长度，不应小于 $15d$ ，且不小于 200mm；

f_y 、 f_{py} ——钢筋、预应力筋的抗拉强度设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，按混凝土结构设计规范的有关规定采用；当混凝土强度等级高于 C 60 时，按 C 60 取值；

d ——钢筋的公称直径；

ψ_a ——锚固长度修正系数，按本规范第 8.3.2 条及 8.3.3 条的规定取用，锚固长度修正系数可以连乘计算；

α ——锚固钢筋的外形系数，按表 8.3.1 取用。

表 8.3.1 锚固钢筋的外形系数 α

钢筋类型	光面钢筋	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：1 光面钢筋末端应做 180° 标准弯钩，弯后平直段长度不应小于 $3d$ ，但作受压钢筋时可不做弯钩；

2 带肋钢筋指除光面钢筋以外的热轧 HRB、HRBF、RRB 系列钢筋。

8.3.2 纵向受拉带肋钢筋的锚固长度修正系数应根据钢筋的锚固条件按下列规定取用：

1 当钢筋的公称直径大于 25mm 时，修正系数取 1.1；

- 2 对环氧树脂涂层钢筋，修正系数取 1.25；
- 3 施工过程中易受扰动的钢筋，修正系数取 1.1；
- 4 当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时，其锚固长度修正系数取设计计算面积与实际配筋面积的比值。但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件，不得考虑此项修正；
- 5 锚固区混凝土保护层厚度较大时，锚固长度修正系数可按表 8.3.2 确定。

表 8.3.2 保护层厚度较大时的锚固长度修正系数 ψ_a

保护层厚度	不小于 $3d$	不小于 $4d$
侧边、角部	0.8	0.7
厚保护层	0.7	0.6

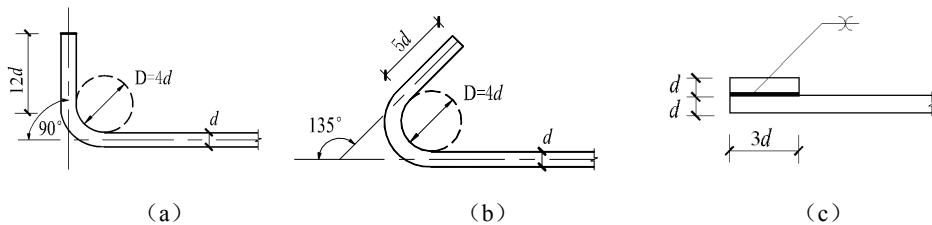
8.3.3 当纵向受拉钢筋的锚固区混凝土的保护层厚度不小于 $3d$ ，且按本规范第 8.3.4 条的要求配置箍筋时，其末端可采用机械锚固措施（图 8.3.3）。

钢筋机械锚固的锚固长度修正系数可按表 8.3.3 确定。

表 8.3.3 钢筋机械锚固的形式及修正系数 ψ_a

机械锚固形式		技术要求	修正系数
侧边 角部	弯折	末端 90° 弯折，弯后直段长度 $12d$	0.7
	弯钩	末端 135° 弯钩，弯后直段长度 $5d$	
	一侧贴焊锚筋	末端一侧贴焊长 $3d$ 短钢筋，焊缝满足强度要求	
厚保 护层	两侧贴焊锚筋	末端两侧贴焊长 $3d$ 短钢筋，焊缝满足强度要求	0.6
	焊端锚板	末端与锚板穿孔塞焊，焊缝满足强度要求	
	螺栓锚头	末端旋入螺栓锚头，螺纹长度满足强度要求	

- 注：1 厚保护层中锚板或锚头的纵向投影总面积应不小于锚固钢筋计算截面积的 5 倍；
- 2 焊接锚板厚度不宜小于 d ，焊接应符合相关标准的要求；
 - 3 螺栓锚头的规格、尺寸应满足螺纹连接的要求，并应符合相关标准的要求；
 - 4 当机械锚头的间距不大于 $3d$ 时，宜考虑群锚效应对锚固的不利影响。



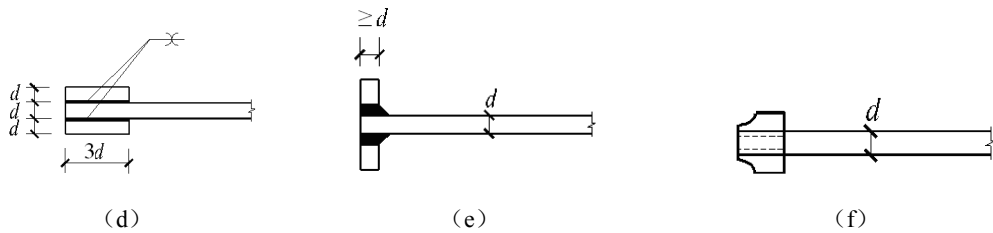


图 8.3.3 钢筋机械锚固的形式及构造要求

(a)弯折；(b)弯钩；(c)一侧贴焊锚筋；(d) 两侧贴焊锚筋；(e)焊端锚板；(f) 螺栓锚头

8.3.4 当纵向受拉钢筋锚固区的混凝土保护层厚度不大于 $3d$ 或采用机械锚固时，在钢筋的锚固长度范围内应按下列要求配置箍筋。

垂直于锚固钢筋方向的箍筋直径不应小于 $0.25d$ ，间距不应大于 $5d$ ，且不大于 100mm ， d 为锚固钢筋的直径。

8.3.5 混凝土结构中的纵向受压钢筋，当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，受压钢筋的锚固长度应不小于相应受拉锚固长度的 0.7 倍。

受压钢筋的锚固长度范围内应按第 8.3.4 条的构造要求配置箍筋。

8.3.6 对承受动力荷载的预制构件，应将纵向受力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 。

其它构件中的受力钢筋的末端也可通过焊接钢板或型钢实现锚固。

8.4 钢筋的连接

8.4.1 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。在结构的关键受力部位，纵向受力钢筋不宜设置连接接头。

8.4.2 钢筋连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接。

绑扎搭接宜用于受拉钢筋直径不大于 25mm 以及受压钢筋直径不大于 28mm 的连接；轴心受拉及小偏心受拉杆件的纵向受力钢筋不应采用绑扎搭接。

机械连接宜用于直径不小于 16mm 受力钢筋的连接。

焊接宜用于直径不大于 28mm 受力钢筋的连接。

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。

8.4.3 同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开。

钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍搭接长度，凡搭接接头中点位于

该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段（图 8.4.3）。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。

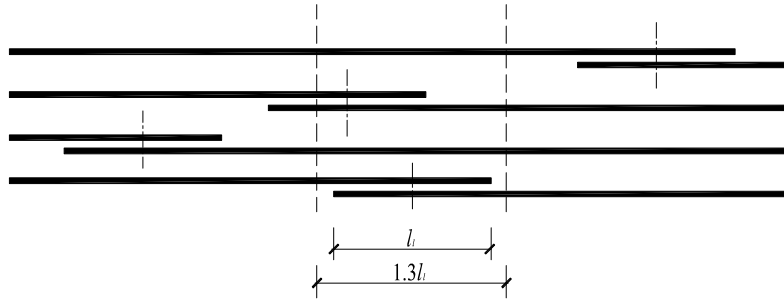


图 8.4.3 同一连接区段纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

注：图中所示的连接区段内的同直径搭接钢筋为两根，钢筋搭接接头面积百分率为 50%。

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%；对板类、墙类及柱类构件，可根据实际情况放宽。

并筋应按单筋错开、分散搭接的方式布置，并计算相应的接头面积百分率及搭接长度。

8.4.4 纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度，应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按下列公式计算，且不应小于 300mm。

$$l_l = \zeta l_a \quad (8.4.4)$$

式中： l_l ——纵向受拉钢筋的搭接长度；

ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 8.4.4 取用。

表 8.4.4 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	1.2	1.4	1.6

8.4.5 构件中的纵向受压钢筋当采用搭接连接时，其受压搭接长度不应小于本规范第 8.4.4 条纵向受拉钢筋搭接长度的 0.7 倍，且不应小于 200mm。

8.4.6 在纵向受力钢筋搭接长度范围内应配置箍筋，其直径不应小于 $0.25d$ 。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于 $5d$ ，且不应大于 100mm；当钢筋受压时，箍筋间

距不应大于 $10d$ ，且不应大于 200mm ， d 为搭接钢筋的较小直径。

当受压钢筋直径大于 25mm 时，尚应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两道箍筋。

8.4.7 纵向受力钢筋机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接接头连接区段的长度为 $35d$ ， 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。

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% ；直接承受动力荷载的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% 。

8.4.8 机械连接接头连接件的混凝土保护层厚度宜满足纵向受力钢筋最小保护层厚度的要求。连接件之间的横向净间距不宜小于 25mm 。接头连接件处箍筋间距不应加大。

8.4.9 余热处理钢筋不宜焊接；细晶粒钢筋及直径大于 25mm 的普通热轧钢筋的焊接应经试验确定。

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。纵向受拉钢筋的接头面积百分率不宜大于 50% 。

注：承受均布荷载作用的屋面板、楼板、檩条等简支受弯构件，如受拉区内配置的纵向受力钢筋少于 3 根时，允许在跨度两端四分之一跨度范围内设置一个焊接接头。

8.4.10 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，且严禁在钢筋上焊有任何附件（端部锚固除外）。

当直接承受吊车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必须采用焊接接头时，应符合下列规定：

- 1 必须采用闪光接触对焊，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% ，此时，焊接接头连接区段的长度应取为纵向受力钢筋的较大直径的 45 倍；
- 3 疲劳验算时，焊接接头应符合本规范第 4.2.5 条疲劳应力幅限值的规定。

8.4.11 当有充分依据时，对下列情况的钢筋接头面积百分率可适当放宽：

- 1 采用机械连接或焊接的装配式构件的纵向受力钢筋；
- 2 采用搭接连接的墙体竖向受力钢筋；

3 装配式结构预制构件拼接处的钢筋连接。

8.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

8.5.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表 8.5.1 规定的数值。

表 8.5.1 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率(%)

受力类型		最小配筋百分率
受压构件	全部纵向钢筋	0.60 和 $10 f_c/f_y$ 中的较大值
	一侧纵向钢筋	0.20
受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.20 和 $45 f_t/f_y$ 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 400MPa 级钢筋时应允许减小 0.05；当采用 500MPa 钢筋时应允许减小 0.10；
- 2 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；
- 3 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应按构件的全截面面积计算；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；
- 4 当钢筋沿构件截面周边布置时，“一侧纵向钢筋”系指沿受力方向两个对边中的一边布置的纵向钢筋；

8.5.2 对基础板，可按下列公式计算截面的临界厚度及受力钢筋的最小配筋面积，且最小配筋率不应小于 0.10 %。

$$h_{cr} = 1.05 \sqrt{\frac{M}{\rho_{\min} f_y b}} \quad (8.5.2-1)$$

$$A_s = \rho_{\min} b h_{cr} \quad (8.5.2-2)$$

式中： h_{cr} ——构件截面的临界厚度，数值应不小于截面高度的一半；

M ——构件的正截面受弯承载力设计值；

ρ_{\min} ——受拉钢筋的最小配筋率，按本规范第 8.5.1 条取用；

b ——构件的截面宽度；

A_s ——构件的最小配筋面积。

9 结构构件的基本规定

9.1 板

(I) 基本规定

9.1.1 混凝土板按下列原则进行计算：

- 1 两对边支承的板应按单向板计算；
- 2 四边支承的板应按下列规定计算：

当长边与短边长度之比小于或等于 2.0 时，应按双向板计算；

当长边与短边长度之比大于 2.0，但小于 3.0 时，宜按双向板计算；

当长边与短边长度之比大于或等于 3.0 时，应按沿短边方向受力的单向板计算。

9.1.2 现浇混凝土板的厚度宜符合下列规定：

1 板的跨度与板厚之比：钢筋混凝土单向板不大于 30，双向板不大于 40；无梁支承的有柱帽板不大于 35，无梁支承的无柱帽板不大于 30；预应力板可适当增加；当荷载、跨度较大时，板的跨厚比宜适当减小。

- 2 现浇钢筋混凝土板的厚度不应小于表 9.1.2 规定的数值。

表 9.1.2 现浇钢筋混凝土板的最小厚度 (mm)

板的类别		最小厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板		50
悬臂板	悬臂长度不大于 500mm	60
	悬臂长度不大于 1000mm	100
	悬臂长度不大于 1500mm	150
无梁楼板		150
空心楼板	筒芯内模	180
	箱体内模	250

9.1.3 板中受力钢筋的间距，当板厚不大于 150mm 时不宜大于 200mm；当板厚 h 大于 150mm 时不宜大于 $1.5h$ ，且不宜大于 250mm；对于厚度不小于 1000mm 的

现浇板，不宜大于板厚的 1/3，且不应大于 500mm。

9.1.4 采用分离式配筋的多跨板，板底钢筋宜全部伸入支座；板面钢筋向跨内的延伸长度应能够覆盖负弯矩图，并满足钢筋锚固的要求。

简支板板底受力钢筋伸入支座边的长度不应小于受力钢筋直径的 5 倍。

连续板的板底受力钢筋应伸过支座中心线，且不应小于受力钢筋直径的 5 倍；当板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的长度宜适当增加。

9.1.5 当板中采用钢筋焊接网片配筋时，应符合国家现行有关标准的规定。

(II) 构造配筋

9.1.6 现浇板的受力钢筋与梁平行时，应沿板边在梁长度方向上配置间距不大于 200mm 且与梁垂直的上部构造钢筋。其直径不宜小于 8mm，单位长度内的总截面面积不宜小于板中单位宽度内受力钢筋截面面积的三分之一，伸入板内的长度从梁边算起每边不宜小于 $l_0/4$ ， l_0 为板计算跨度。

9.1.7 与支承结构整体浇筑的混凝土板，应沿支承周边配置上部构造钢筋，其直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm，并应符合下列规定：

- 1 现浇楼盖周边与混凝土梁或混凝土墙整体浇筑的板，垂直于板边构造钢筋的截面面积不宜小于跨中相应方向纵向钢筋截面面积的三分之一；
- 2 该钢筋自梁边或墙边伸入板内的长度，不宜小于 $l_0/4$ ， l_0 为板的计算跨度；
- 3 在板角处该钢筋应沿两个垂直方向布置、放射状布置或斜向平行布置；
- 4 当柱角或墙的阳角凸出到板内且尺寸较大时，构造钢筋伸入板内的长度应从柱边或墙边算起，且应接受拉钢筋锚固在梁内、墙内或柱内。

9.1.8 嵌固在砌体墙内的现浇混凝土板，应沿支承周边配置上部构造钢筋，其直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm，并应符合下列规定：

- 1 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三分之一；沿非受力方向配置的上部构造钢筋，可适当减少；
- 2 与板边垂直的构造钢筋伸入板内的长度，从墙边算起不宜小于 $l_0/7$ ， l_0 为板的短边跨度；
- 3 在两边嵌固于墙内的板角部分，应配置沿两个垂直方向布置、放射状布置或斜向平行布置的上部构造钢筋；该钢筋伸入板内的长度从墙边算起不宜小于

$l_0/4$, l_0 为板的短边跨度。

9.1.9 单向板应在垂直于受力的方向布置分布钢筋, 其截面面积不宜小于受力钢筋的 15%, 且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%。分布钢筋的间距不宜大于 250mm, 直径不宜小于 6mm。当集中荷载较大时, 分布钢筋的截面面积尚应增加, 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。

9.1.10 在温度、收缩应力较大的现浇板区域, 应在板的未配筋表面双向配置防裂钢筋。配筋率均不宜小于 0.1%, 间距不宜大于 200mm。防裂钢筋可利用原有钢筋贯通布置, 也可另行设置构造钢筋, 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。

楼板平面的蜂腰、瓶颈部位宜适当增加板厚和配筋。沿板的孔边、凹角部位宜加配防裂钢筋。

(III) 板柱结构及空心楼板

9.1.11 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 板的厚度不宜小于 200mm;

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的长度不应小于 $1.5 h_0$ (图 9.1.11 a); 箍筋应做成封闭式, 直径不应小于 6mm, 间距不应大于 $h_0/3$;

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 9.1.11 b) 其交点应在集中荷载作用面或柱截面边缘以外 $(1/2\sim 2/3) h$ 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。

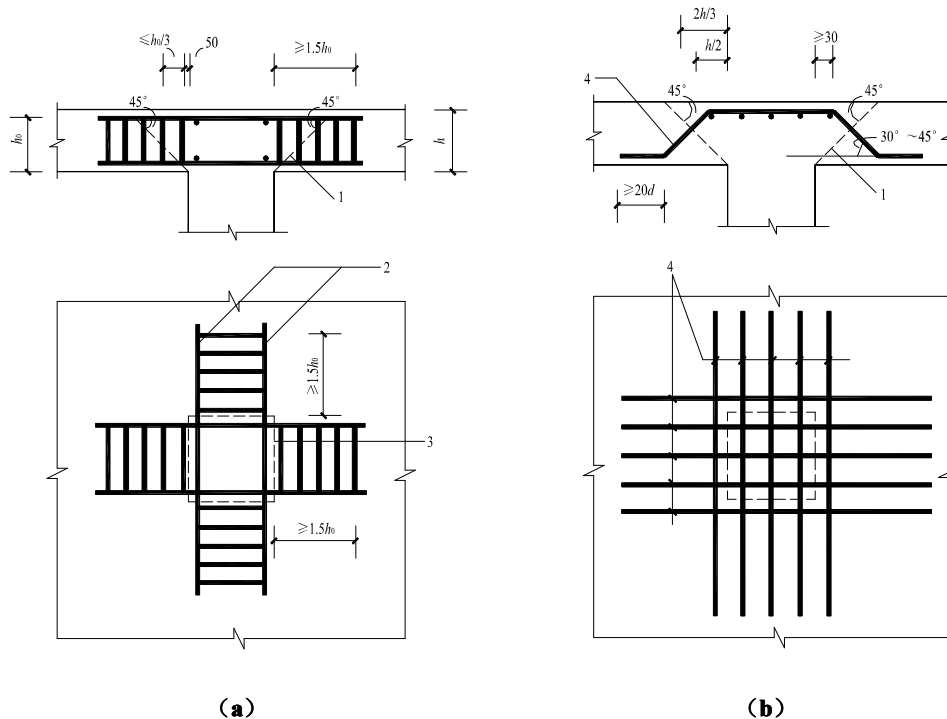


图 9.1.11 板中抗冲切钢筋布置

(a) 用箍筋作抗冲切钢筋 (b) 用弯起钢筋作抗冲切钢筋

1 — 冲切破坏锥面； 2 — 架立钢筋； 3 — 箍筋； 4 — 弯起钢筋

9.1.12 当板厚度不小于 150mm 时，其无支承端面的板面钢筋应向下弯折至板底。采用焊接钢筋网片时，宜设置 U 形构造钢筋并与板顶、板底的网片钢筋搭接。

9.1.13 现浇混凝土空心楼板的体积空心率不宜小于 25%，也不宜大于 50%。

采用筒芯内模时，板顶、板底厚度宜相等且不应小于 40mm。筒芯沿顺筒方向间断布置时，筒端肋宽不应小于 50mm。顺筒肋宽与筒芯外径比不宜小于 0.2，且不应小于 50mm 及 60mm（预应力楼板）。应在筒芯间肋宽内布置受力钢筋，并在肋宽范围内设置构造钢筋。

采用箱体内模时，楼板厚度不宜小于 250mm。板顶、板底厚度宜相等且不应小于 50mm，板顶厚度尚不应小于箱体底面边长的 1/15。箱体间肋宽与箱体高度比不宜小于 0.25，且肋宽不应小于 60mm 及 80mm（预应力楼板）。应在箱体间肋宽内布置受力钢筋，并在肋宽范围内设置构造钢筋箍筋。

9.2 梁

(I) 纵向配筋

9.2.1 梁的纵向受力钢筋应符合下列规定：

- 1 伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋不应少于两根；
- 2 纵向受力钢筋的直径，当梁高不小于 300mm 时，不应小于 10mm；当梁高小于 300mm 时，不宜小于 8mm；
- 3 架立钢筋的直径，当梁的跨度小于 4m 时，不宜小于 8mm；当梁的跨度为 4~6m 时，不应小于 12mm；当梁的跨度大于 6m 时，不宜小于 16mm；
- 4 在梁的配筋密集区域宜采用并筋（钢筋束）的配筋形式，并筋的等效直径详见本规范第 4.2.7 条的规定；
- 5 梁上部纵向钢筋的净间距不应小于 30mm 和 $1.5d$ ；梁下部纵向钢筋的净间距不应小于 25mm 和 d 。当下部纵向钢筋多于两层时，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；各层钢筋之间的净间距不应小于 25mm 和 d ， d 为纵向钢筋的最大直径。

9.2.2 梁简支端下部纵向受力钢筋从支座边算起的锚固长度 l_{as} 应符合下列规定：

- 1 当 $V \leq 0.7f_t b h_0$ 时不小于 $5d$ ， d 为钢筋的最大直径；
- 2 当 $V > 0.7f_t b h_0$ 时对带肋钢筋不小于 $12d$ ，对光面钢筋不小于 $15d$ ， d 为钢筋的最大直径；
- 3 如纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度不符合上述要求时，应采取在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋端部焊接在梁端预埋件上等有效的锚固措施；
- 4 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 $0.25d$ ， d 为纵向受力钢筋的最大直径；间距不宜大于 $10d$ ， d 为纵向受力钢筋的最小直径。

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 $V > 0.7f_t b h_0$ 时，对带肋钢筋宜采取附加锚固措施，或取锚固长度 $l_{as} \geq 15d$ 。

9.2.3 钢筋混凝土梁支座负弯矩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 $V \leq 0.7f_tbh_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$;

2 当 $V > 0.7f_tbh_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 h_0 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a + h_0$;

3 若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩对应的受拉区内, 则应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $1.3h_0$ 且不小于 $20d$ 处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的延伸长度不应小于 $1.2l_a + 1.7h_0$ 。

9.2.4 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, 而应按本规范第 9.2.8 条规定的弯起点位置向下弯折, 并按本规范第 9.2.7 条的规定在梁的下边锚固。

9.2.5 梁内受扭纵向钢筋的最小配筋率 $\rho_{v,\min}$ 应符合下列规定:

$$\rho_{v,\min} = 0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} \quad (9.2.5)$$

当 $T/(Vb) > 2.0$ 时, 取 $T/(Vb) = 2.0$ 。

式中: $\rho_{v,\min}$ ——受扭纵向钢筋的最小配筋率 A_{st}/bh ;

b ——抗剪的截面宽度, 按本规范第 6.4.1 条的规定取用。对箱形截面构件, 本条中的 b 均应以 b_h 代替;

A_{st} ——沿截面周边布置的受扭纵向钢筋总截面面积。

沿截面周边布置的受扭纵向钢筋的间距不应大于 200mm 和梁截面短边长度; 应在梁截面四角设置受扭纵向钢筋, 其余受扭纵向钢筋宜沿截面周边均匀对称布置。当梁支座边作用有较大扭矩时, 受扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。

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规范第 8.5.1 条规定的受弯构件受拉钢筋最小配筋率的钢筋截面面积与按本条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。

9.2.6 按简支计算但梁端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四分之一, 且不应少于两根。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。

(II) 横向配筋

9.2.7 混凝土梁宜采用箍筋作为承受剪力的钢筋。

梁底的角部钢筋不应弯起；梁顶无现浇板时顶层的角部钢筋不应弯下。当采用弯起钢筋承受剪力时，弯起角宜取 45° 或 60° ；在弯终点外应留有平行于梁轴线方向的锚固长度，且在受拉区不应小于 $20d$ ，在受压区不应小于 $10d$ ， d 为弯起钢筋的直径。

9.2.8 在混凝土梁的受拉区中，弯起钢筋的弯起点可设在按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面之前，但弯起钢筋与梁中心线的交点应位于不需要该钢筋的截面之外（图 9.2.8）；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 $h_0/2$ 。

当按计算需要设置弯起钢筋时，从支座起前一排的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于本规范表 9.2.9 中 $V > 0.7f_tbh_0 + 0.05N_{p0}$ 时的箍筋最大间距。弯起钢筋不应采用浮筋。

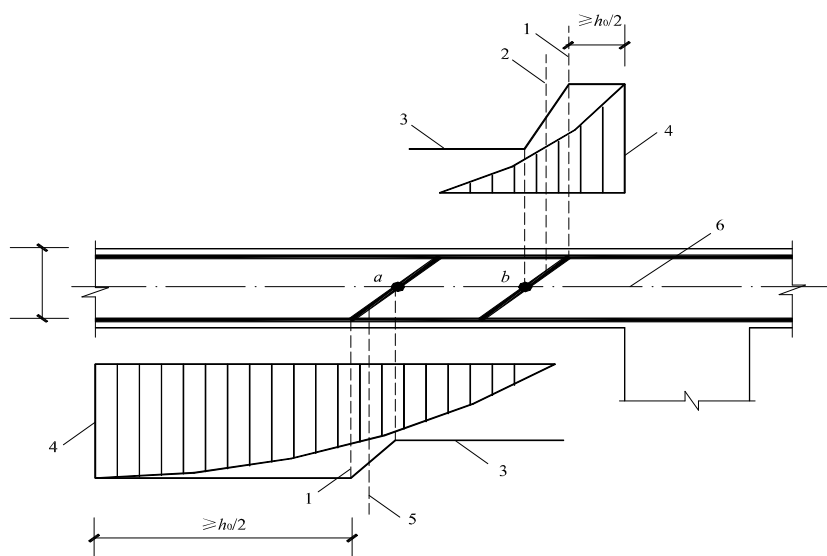


图 9.2.8 弯起钢筋弯起点与弯矩图的关系

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

9.2.9 梁中箍筋的配置应符合下列规定：

1 按承载力计算不需要箍筋的梁，当截面高度 $h > 300\text{mm}$ 时，应沿梁全长设置构造箍筋；当截面高度 $h = 150\sim 300\text{mm}$ 时，可在构件端部 $l_0/4$ 范围内设置构造箍筋， l_0 为跨度。但当在构件中部 $l_0/2$ 范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋。当截面高度 $h < 150\text{mm}$ 时，可以不设置箍筋；

2 对截面高度大于 800mm 的梁，箍筋直径不宜小于 8mm ；对截面高度不大于 800mm 的梁，箍筋直径不宜小于 6mm 。梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋直径尚不应小于纵向受压钢筋最大直径的 0.25 倍；

3 梁中箍筋的最大间距应符合表 9.2.9 的规定；当 $V > 0.7f_t b h_0 + 0.05N_{p0}$ 时，箍筋的配筋率 $\rho_{sv} (A/(bs))$ 尚不应小于 $0.24f_t / f_{yv}$ ；

表 9.2.9 梁中箍筋的最大间距 (mm)

梁高 h	$V > 0.7f_t b h_0 + 0.05N_{p0}$	$V \leq 0.7f_t b h_0 + 0.05N_{p0}$
$150 < h \leq 300$	150	200
$300 < h \leq 500$	200	300
$500 < h \leq 800$	250	350
$h > 800$	300	400

4 当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋应符合以下规定：

1) 箍筋应做成封闭式；

2) 箍筋的间距不应大于 $15d$ ，同时不应大于 400mm 。当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时，箍筋间距不应大于纵向受压钢筋的最小直径的 10 倍；

3) 当梁的宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，或当梁的宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋。

9.2.10 在弯剪扭构件中，箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于 $0.28f_t / f_{yv}$ 。

箍筋间距应符合本规范表 9.2.9 的规定，其中受扭所需的箍筋应做成封闭式，且应沿截面周边布置。当采用复合箍筋时，位于截面内部的箍筋不应计入受扭所需的箍筋面积。受扭所需箍筋的末端应做成 135° 弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍。

在超静定结构中，考虑协调扭转而配置的箍筋，其间距不宜大于 $0.75b$ ，此处 b 按本规范第 6.4.1 条的规定取用，对箱形截面构件， b 均应以 b_h 代替。

(III) 局部配筋及深梁

9.2.11 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 $s(2h_1 + 3b)$ 的范围内（图 9.2.11）。当采用吊筋时，弯起段应伸至梁的上边缘，且末端水平段长度不应小于本规范第 9.2.7 条的规定。

附加横向钢筋所需的总截面面积应符合下列规定：

$$A_{sv} \geq \frac{F}{f_{yv} \sin \alpha} \quad (9.2.11)$$

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。

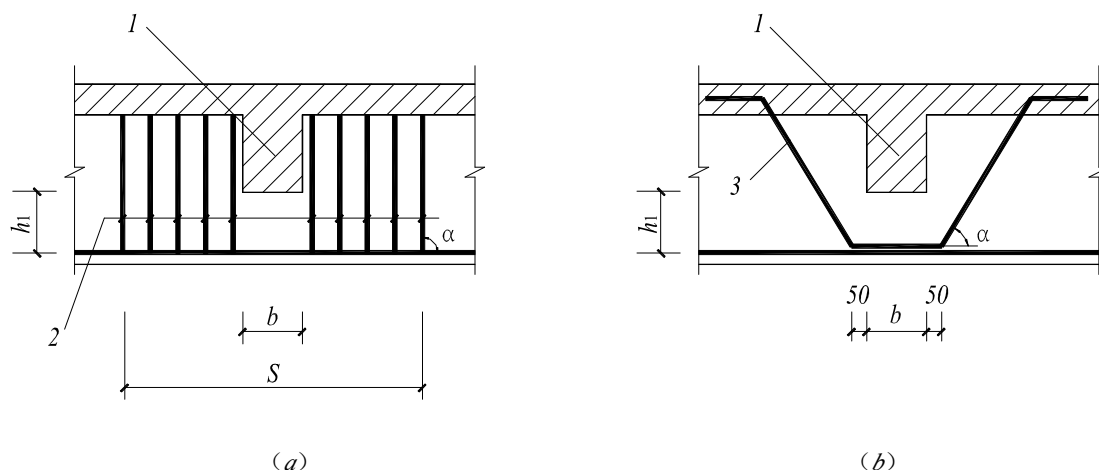


图 9.2.11 梁截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

(a) 附加箍筋；(b) 附加吊筋

注：图中尺寸单位 mm。

1 — 传递集中荷载的位置； 2 — 附加箍筋； 3 — 附加吊筋

9.2.12 折梁的内折角处应增设箍筋（图 9.2.12）。箍筋应能承受未在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 0.35 倍。

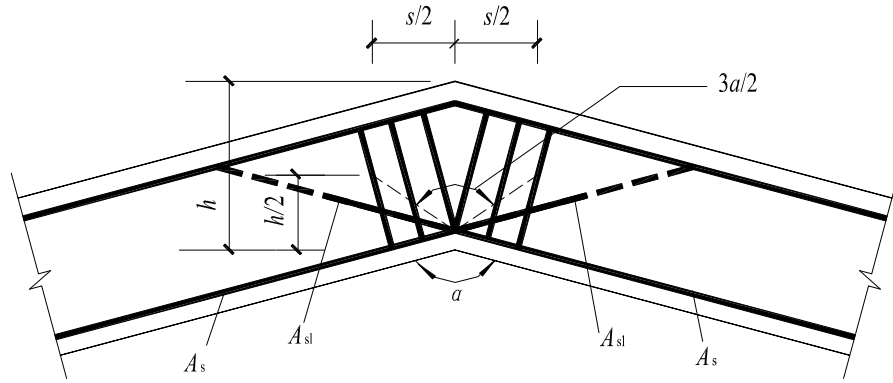


图 9.2.12 折梁内折角处的配筋

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：

$$N_{s1} = 2f_y A_{s1} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (9.2.12-1)$$

全部纵向受拉钢筋合力的 0.35 倍为：

$$N_{s2} = 0.7f_y A_s \cos \frac{\alpha}{2} \quad (9.2.12-2)$$

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 $s(s = h \tan(3\alpha/8))$ 的范围内。

9.2.13 梁的腹板高度 h_w 不小于 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（不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积（ bh_w ）的 0.1%，且其间距不宜大于 200mm。此处，腹板高度 h_w 按本规范第 6.5.1 条的规定取用。

9.2.14 薄腹梁或需作疲劳验算的钢筋混凝土梁，应在下部二分之一梁高的腹板内沿两侧配置直径为 8~14mm、间距为 100~150mm 的纵向构造钢筋，并按下密上疏的方式布置。在上部二分之一梁高的腹板内，纵向构造钢筋可按本规范第 9.2.13 条的规定配置。

9.2.15 $l_0/h < 5.0$ 的简支钢筋混凝土单跨梁或多跨连续梁宜按深受弯构件应符合本规范附录 G 的规定。此处， h 为梁截面高度； l_0 为梁的计算跨度，可取支座中心线之间的距离和 $1.15l_n$ (l_n 为梁的净跨) 两者中的较小值。

9.3 柱

(I) 基本规定

9.3.1 柱中纵向钢筋的配置应符合下列规定：

- 1 纵向受力钢筋直径不宜小于 12mm；全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 5%；
- 2 柱中纵向钢筋的净间距不应小于 50mm，且不宜大于 300mm；
- 3 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；
- 4 圆柱中纵向钢筋根数不宜少于 8 根，不应少于 6 根；且宜沿周边均匀布置。

注：水平浇筑的预制柱，纵向钢筋的最小净间距可按梁的有关规定取用。

9.3.2 柱中箍筋应符合下列规定：

- 1 箍筋直径不应小于 $d/4$ 且不小于 6mm， d 为纵向钢筋的最大直径；
- 2 箍筋间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸，且不应大于 $15d$ ， d 为纵向钢筋的最小直径；
- 3 柱及其它受压构件中的周边箍筋应做成封闭式；对圆柱中的箍筋，末端应做成 135° 弯钩，弯钩末端平直段长度不应小于 $5d$ ， d 为箍筋的直径，箍筋应在相邻两纵筋间搭接且勾住相邻两根纵筋；
- 4 当柱截面短边尺寸大于 400mm 且各边纵向钢筋多于 3 根时，或当柱截面短边尺寸不大于 400mm 但各边纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋；
- 5 柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于 3% 时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 $10d$ 且不应大于 200mm， d 为纵向受力钢筋的最小直径；箍筋末端应做成 135° 弯钩，且弯钩末端平直段长度不应小于 $5d$ ， d 为箍筋的直径；
- 6 在配置连续螺旋式箍筋、焊接环式箍筋或连续复合螺旋式箍筋的柱中，

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 $d_{\text{cor}}/5$, 且不宜小于 40mm , d_{cor} 为按间接钢筋内表面确定的核心截面直径。

9.3.3 工形截面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 的加强钢筋, 每个方向加强钢筋的截面面积不宜小于该方向被截断钢筋的截面面积。

(II) 梁柱节点

9.3.4 框架中间层端节点处, 梁上部纵向钢筋伸入节点的锚固长度, 当采用直线锚固形式时, 不应小于 l_a ; 且伸过柱中心线不宜小于 $5d$, d 为梁钢筋的直径。

当柱截面尺寸不足时, 梁上部纵向钢筋可采用在钢筋端部加锚头(锚板)的机械锚固方式。当采用机械锚固且符合本规范第 8.3.3 条的规定时, 包含锚头(锚板)在内的锚固长度不应小于 $0.4l_{a0}$, 且宜伸至柱外侧纵筋内边(图 9.3.4a)。

梁上部纵向钢筋也可采用 90° 弯折锚固的方式。其时应将钢筋伸至节点对边并向节点内弯折, 其包含弯弧段在内的水平投影长度不应小于 $0.4l_{a0}$, 包含弯弧段在内的竖直投影长度应取为 $12d$ (图 9.3.4b)。

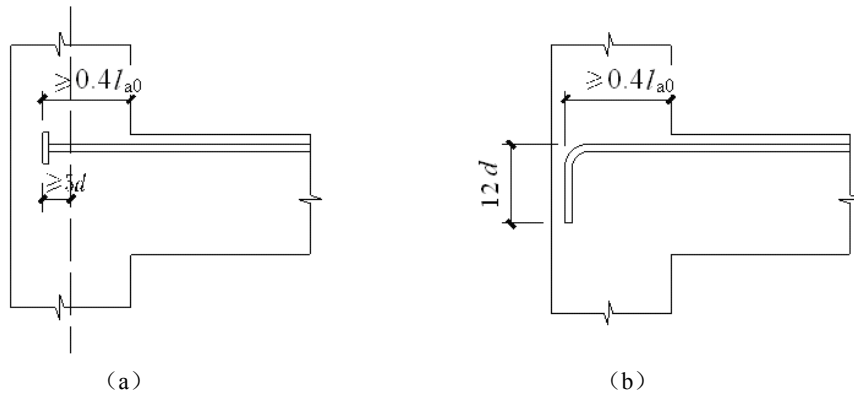


图 9.3.4 梁上部纵向钢筋在中层端节点内的锚固

(a) 钢筋端头加锚板锚固; (b) 钢筋末端 90° 弯折锚固

框架梁下部纵向钢筋在端节点处的锚固, 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。当计算中不利用该钢筋的强度或仅充分利用该钢筋的抗压强度时, 其伸入节点的锚固长度应分别符合本规范第 9.3.5 条中间节点梁下部纵向钢筋锚固的规定。

9.3.5 框架中间层中间节点或连续梁中间支座处，梁的上部纵向钢筋应贯穿节点或支座。

框架梁或连续梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座处应满足下列要求：

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应符合本规范第 9.2.2 条中 $V > 0.7f_t b h_0$ 时的规定；

2 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，下部纵向钢筋应锚固在节点或支座内。此时，可采用直线锚固方式（图 9.3.5a），钢筋的锚固长度不应小于受拉钢筋锚固长度 l_a ；下部纵向钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头，搭接起始点至节点边缘的距离不应小于 $1.5h_0$ （图 9.3.5b）；

3 当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，下部纵向钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内，此时，其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$ 。

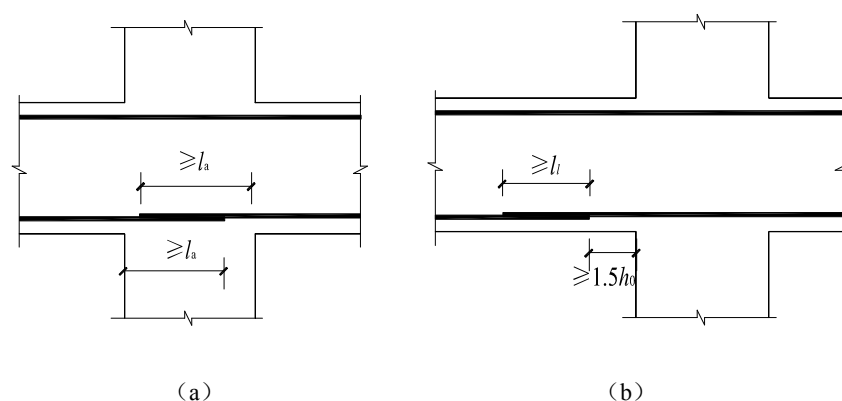


图 9.3.5 梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接

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

9.3.6 顶层中间节点处柱的纵向钢筋，以及顶层端节点的内侧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 。当锚固长度不足时，可采用 90° 弯折锚固或带锚头（锚板）的机械锚固。

当柱纵向钢筋采用 90° 弯折锚固时，柱纵向钢筋垂直投影长度不应小于 $0.5l_{a0}$ ；弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ （图 9.3.6a）。当柱顶有现浇板且板厚不小于 80mm ，柱纵向钢筋也可向节点外弯折。

当柱纵向钢筋采用带锚头(锚板)的机械锚固形式时，包含锚头(锚板)在内的竖向锚固长度不应小于 $0.5l_{a0}$ ，且柱纵向钢筋应伸至柱顶部（图 9.3.6b）。

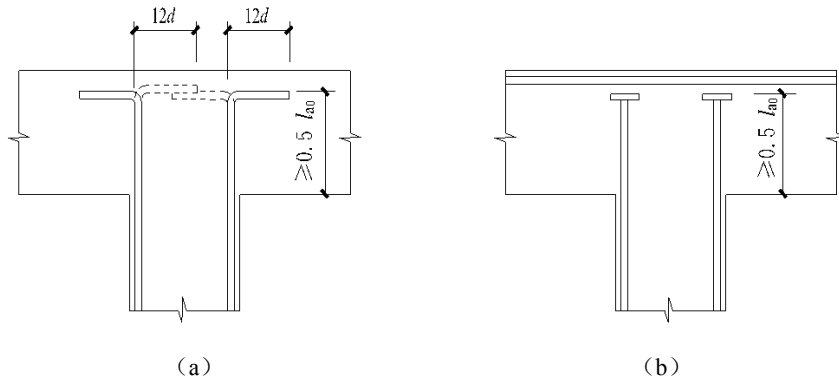


图 9.3.6 顶层节点中柱纵向钢筋在节点内的锚固

(a) 柱纵向钢筋 90°弯折锚固; (b) 柱纵向钢筋端头加锚板锚固

9.3.7 框架顶层端节点处，可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用，也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点及其附近部位搭接。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（图 9.3.7a），搭接长度不应小于 $1.5l_a$ 。其中，伸入梁内的外侧柱纵向钢筋截面面积不宜小于其全部面积的 65%；梁宽范围以外的外侧柱纵向钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边，当柱纵向钢筋位于柱顶第一层时，至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断（图 9.3.7a）；当柱纵向钢筋位于柱顶第二层时，可不向下弯折， d 为柱纵向钢筋的直径。

当有现浇板且板厚不小于 80mm 时，梁宽范围以外的外侧柱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。当外侧柱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以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。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。此处， d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

当梁的截面高度较大，采用的梁柱钢筋相对较细，从梁底算起的直线搭接长度未延伸至柱顶即已满足 $1.5l_a$ 的要求时，应将搭接长度延伸至柱顶并满足搭接长度 $1.7l_a$ 的要求；当柱的截面高度较大时，采用的梁柱钢筋相对较细，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 $1.5l_a$ 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。

2 搭接接头也可沿节点外侧直线布置（图 9.3.7b），此时，搭接长度自柱顶算起不应小于 $1.7l_a$ 。当上部梁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以上规定的搭接长度，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。

9.3.8 框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$A_s \leq \frac{0.35\beta_c f_c b_b h_0}{f_y} \quad (9.3.8)$$

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 d 不大于 25mm 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 d 大于 25mm 时，不宜小于 $8d$ 。

9.3.9 中间层框架柱的纵向钢筋接头应设在节点区以外。在框架节点内应设置水平箍筋，箍筋应符合本规范第 9.3.2 条柱中箍筋的构造规定，但间距不宜大于 250mm。对四边均有梁与之相连的中间节点，节点内可只设置沿周边的矩形箍筋。当顶层端节点内有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时，节点内水平箍筋应符合本规范第 8.4.6 条的规定。

(III) 牛 腿

9.3.10 柱牛腿(当 $a \leq h_0$ 时)的截面尺寸应符合下列要求(图 9.3.10)：

1 牛腿的裂缝控制要求

$$F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (9.3.10)$$

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；

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；

β ——裂缝控制系数：对支承吊车梁的牛腿，取 0.65；对其它牛腿，取 0.80；

a ——竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离，此时应考虑安装偏差 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；

h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度，取 $h_1 - a_s + c \cdot \tan \alpha$ ，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。

- 2 牛腿的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ ，且不应小于 200mm。
- 3 在牛腿顶面的受压面上，由竖向力 F_{vk} 所引起的局部压应力不应超过 $0.75f_c$ 。

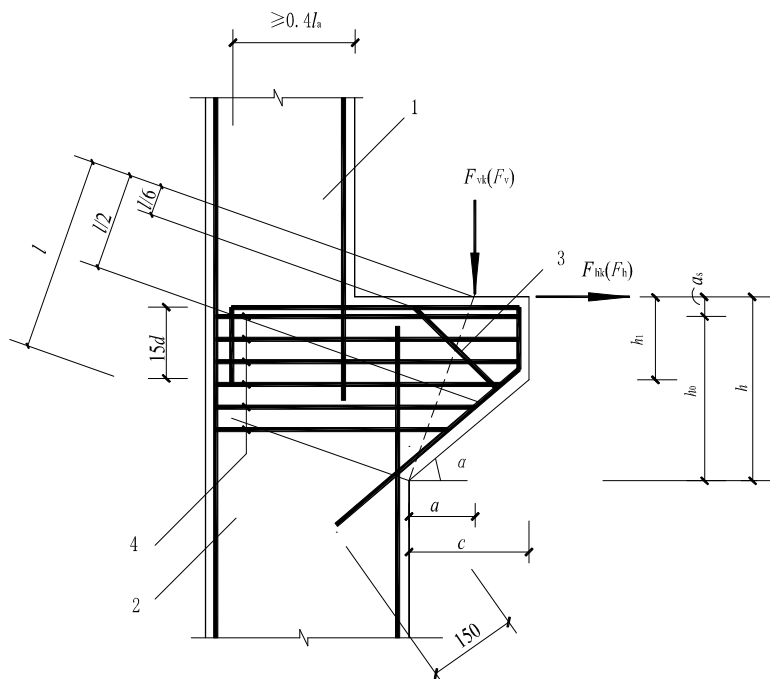


图 9.3.10 牛腿的外形及钢筋配置

1—上柱；2—下柱；3—弯起钢筋；4—水平箍筋

9.3.11 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，应符合下列规定：

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (9.3.11)$$

此处，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；

F_h ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值。

9.3.12 沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋，宜采用 HRB500 级或 HRB400 级钢筋。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 9.3.10)。

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规范第 8.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a ；当上柱尺寸不足时，钢筋的锚固应符合本规范第 9.3.4 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。

承受竖向力所需的纵向受力钢筋的配筋率，按牛腿有效截面计算不应小于 0.20% 及 $0.45f_t/f_y$ ，也不宜大于 0.60%，钢筋数量不宜少于 4 根，直径不宜小于 12mm。

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，并应符合本规范第 8.4.4 条有关钢筋连接的规定。

9.3.13 牛腿应设置水平箍筋，水平箍筋的直径宜为 6~12mm，间距宜为 100~150mm；且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平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二分之一。

当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时，宜设置弯起钢筋。弯起钢筋宜采用 HRB500 级或 HRB400 级钢筋，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 $l/6$ 至 $l/2$ 之间的范围内， l 为该连线的长度(图 9.3.10)。其截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的二分之一，根数不宜少于 2 根，直径不宜小于 12mm。纵向受拉钢筋不得兼作弯起钢筋。

9.4 墙

9.4.1 垂直构件截面长、短边比例大于 4 时，宜按墙的要求进行设计。

墙的混凝土强度等级不应低于 C25，厚度不宜小于 140mm，尚不宜小于层高的 1/25；对框架-墙结构，墙的厚度尚不宜小于层高的 1/20。

当采用预制楼板时，墙的厚度尚应满足墙内竖向钢筋贯通的要求。

9.4.2 钢筋混凝土剪力墙水平及竖向分布钢筋的直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 300mm。

剪力墙水平分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} ($\frac{A_{sh}}{bs_v}$ ， s_v 为水平分布钢筋的间距) 和竖向分布钢筋的配筋率 ρ_{sv} ($\frac{A_{sv}}{bs_h}$ ， s_h 为竖向分布钢筋的间距) 不宜小于 0.20%；重

要部位的剪力墙，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。

9.4.3 厚度大于 160mm 的墙应配置双排分布钢筋网；厚度不大于 160mm 的墙宜在其重要部位配置双排分布钢筋网。

双排分布钢筋网应沿墙的两个侧面布置，且应采用拉筋连系；拉筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 600mm；对重要部位的墙宜适当增加拉筋的数量。

9.4.4 带边框的墙，水平和竖向分布钢筋宜贯穿柱、梁或锚固在柱、梁内。

墙中水平分布钢筋应伸至墙端，并向内水平弯折 $10d$ 后截断， d 为钢筋直径。

端部有翼缘或转角的墙，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后截断，其水平弯折长度不宜小于 $15d$ 。在转角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。

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。

墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接，搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。

9.4.5 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要求外，尚不应少于 $2\phi 12$ 。对于未考虑计算的小洞口，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本规范第 8.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度。

墙洞口连梁应沿全长配置箍筋，箍筋直径不宜小于 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接受拉钢筋锚固在顶层连梁高度范围内。

9.4.6 墙肢两端应配置竖向受力钢筋，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。墙厚不小于 160mm 时，每端的竖向受力钢筋不宜少于 $4\phi 12$ 或 $2\phi 16$ ；并宜沿该竖向钢筋方向配置直径不小于 6mm、间距不大于 250mm 的拉结筋。

9.4.7 对于高度不大于 20m 且不超过 6 层房屋的墙，墙的厚度不应小于 120mm，

可采用单排配筋。但在重要的受力部位仍应配置双排分布钢筋网。其水平分布钢筋及竖向分布钢筋的直径不应小于 6mm，间距不宜大于 300mm。

9.4.8 当采用钢筋焊接网片配筋时，应符合现行有关标准的规定。

9.5 叠合式构件

(I) 叠合式受弯构件

9.5.1 二阶段成形的叠合式受弯构件，当预制构件高度不足全截面高度的 0.4 倍时，施工阶段应有可靠的支撑。

施工阶段有可靠支撑的叠合式受弯构件，可按整体的受弯构件设计计算，但其斜截面抗剪承载力和叠合面抗剪承载力应按本规范附录 H 计算。

施工阶段无支撑的叠合式受弯构件，应对底部预制构件及浇筑混凝土后的整体叠合构件按二阶段受力分别进行设计计算，详见本规范附录 H 的有关规定。

9.5.2 叠合式梁、板除应符合普通梁、板的构造要求外，尚应符合下列规定。

1 梁的叠合层混凝土厚度不宜小于 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 为箍筋的直径。叠合梁的预制底梁顶面，应做成凹凸差不小于 6mm 的粗糙面；

2 板的叠合层混凝土厚度不宜小于 50mm，混凝土强度等级不宜低于 C25。叠合板的预制板表面，应做成凹凸差不小于 4mm 的粗糙面。承受较大荷载的叠合板，宜在预制底板上设置伸入叠合层的构造钢筋。

9.5.3 在既有结构的楼板、屋盖上配筋、浇筑混凝土而成形的叠合式受弯构件，按施工阶段和使用阶段分别进行计算。设计时应考虑既有结构的承载历史、实测评估的材料性能、施工时支撑对既有结构卸载的具体情况，根据本规范第 3.7 节的规定确定设计参数及荷载的组合效应。

对于叠合面可采取剔凿、植筋等方法加强叠合面两侧的共同受力。

(II) 叠合式受压构件

9.5.4 二阶段成形的叠合式受压构件，除应进行施工状态的承载力验算外，还应按二次成形后的整体结构进行内力分析，并根据所得的荷载效应进行使用阶段结

构构件的设计计算。

9.5.5 对于由预制构件及后浇混凝土成形的叠合式受压构件，设计时应考虑预制构件的实际支承状态、施工时支撑卸载的具体情况，进行施工阶段的承载力验算。

使用阶段的叠合式受压构件作为整体构件按本规范的有关规定进行设计。

9.5.6 对于在既有结构上后浇混凝土成形的叠合式受压构件，除应进行施工阶段的承载力验算外，使用阶段设计时应考虑既有结构的承载历史、实测评估的材料性能，施工时支撑卸载的具体情况，根据本规范第 3.7 节的规定确定荷载效应、设计参数，并应考虑既有构件与后浇构件之间合理的承载力分配，乘以不同的承载力分配系数和材料的协调工作系数。

9.5.7 叠合式受压构件中的既有构件，应根据其承载历史、受损或缺陷状态、施工卸载条件等具体情况，确定材料强度、荷载效应及小于或等于 1.0 的承载力分配系数。

后浇混凝土部分的承载力分配系数，对一般情况取 0.8；钢筋和混凝土材料的强度设计值应乘协调工作系数 0.9。当施工时对既有结构采取支顶等卸载措施，或有充分试验依据时，上述系数尚可适当调整。

9.5.8 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。结合面粗糙的凹凸差不应小于 6mm，或通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中纵向受力钢筋的直径不应小于 14mm；柱的箍筋直径不应小于 8mm，且不小于柱内相应箍筋的直径。钢筋两端的连接或锚固应符合规范的有关要求。

墙外二次浇筑混凝土层的厚度不小于 50mm，混凝土强度等级不应低于预制墙或既有墙的强度。结合面粗糙的凹凸差应不小于 4mm，或通过植筋、焊接等方法设置界面构造钢筋。后浇层中纵向受力钢筋的直径应不小于 10mm；水平筋直径应不小于 6mm，且不小于墙中相应钢筋的直径。钢筋两端的连接或锚固应符合本规范的有关要求。

9.6 装配式结构

9.6.1 装配式混凝土结构应按以下原则进行设计：

1 根据结构方案和传力途径的要求，确定预制构件的布置及连接构造方式，

并进行结构分析及构件设计；

2 预制构件的连接宜布置在结构受力较小且方便施工的位置；构件之间的钢筋连接及混凝土接缝的方式应满足结构传力的要求；

3 预制构件应按从生产到使用过程中的最不利工况分别进行设计；

4 预制构件的设计应满足建筑功能和结构耐久性的要求；

5 预制构件及连接构造的设计应考虑标准化、模数化、系列化，方便制作和施工，并满足经济性的要求。

9.6.2 预制混凝土构件应按下列工况的荷载效应组合及计算简图进行设计：

1 制作脱模：应考虑起吊时的混凝土的实体强度、脱模吸附力、吊装动力系数、吊点位置、构件翻转时的受力状态。预制构件脱模时模板吸附力的等效荷载为构件自重标准值乘以脱模吸附系数的数值，吸附系数可取为 1.5；

2 运输码放：应考虑运输、码放过程中的动力系数、吊装受力状态、码放支点位置。对于运输时的动力系数取 1.5；

3 安装就位：应考虑预制构件就位后的临时固定措施、施工荷载、各种可能的临时荷载、动力系数。对于安装就位时的动力系数取 1.2；

4 使用服役：应考虑装配施工形成整体结构以后，预制构件及节点连接按结构整体分析所承担的相应内力进行设计。

注：脱模吸附系数及运输、安装时的动力系数可根据具体情况适当增减。

9.6.3 装配整体式结构中框架梁、柱的纵向受力钢筋应采用机械连接、焊接或螺栓连接的形式；板、墙等构件中的受力钢筋连接可采用搭接连接的形式。连接接头的构造措施应能传递相应的内力，并符合本规范及相应标准的有关要求。

装配整体式结构的混凝土接合面应进行粗糙处理或做成齿槽式。拼接处应采用细石混凝土灌缝，以形成销栓剪切键。

可以采用浆锚接头、胶锚接头连接，但应符合有关标准的要求。

9.6.4 单层房屋及高度不大于 20m 多层房屋的装配式楼盖，应采取下列加强整体性的构造措施：

1 预制板侧应采用双齿边；拼缝上口宽度不小于 30mm；并采用强度等级不低于 C30 的细石混凝土灌缝；

2 预制板端支座搁置宽度不宜小于 55mm；也可采用临时支顶或硬架支模

的方式在浇筑灌缝混凝土后形成搁置连接；空心板端孔中应有堵头，深度不少于60mm；

3 板的支承结构（圈梁、梁顶或墙顶）应有锚固钢筋伸出，在支承处互相扭接或焊接与板端缝中通长的构造钢筋连接并采用强度等级不低于 C30 的混凝土灌缝；

4 对于端部没有伸出钢筋的预制板，应利用板端预埋件实现板间互相连结或与支座的连接；也可在端部板侧拼缝中设置拉接钢筋以实现连接；

5 可采取以下构造措施加强楼板的整体性：加宽板侧拼缝，间隔设置配筋混凝土后浇带；在板端一定范围内设置负弯矩钢筋；围绕板的周边沿拼缝设置拉接钢筋；

6 对高度大于 20m 房屋的装配式楼盖、屋盖，应采用预制板-叠合式结构。

9.6.5 装配整体式预制梁的接头宜设置在受力较小处。纵向受力钢筋应可靠地连接，或伸入对边锚固。拼缝宽度不宜小于 80mm，并采用强度等级不小于 C40 的细石混凝土浇筑灌缝。

对计算时不考虑传递内力的接头，也应有可靠的固定连接措施，并采用强度等级不小于 C30 的细石混凝土灌缝。

9.6.6 装配整体式预制柱的接头宜设置在受力较小处。纵向受力钢筋应可靠地连接，宜采用机械接头连接。接头处混凝土应浇筑密实。

当采用榫式接头时，纵向受力钢筋应可靠地连接贯穿节点。接头区域应采取加设横向钢筋网；提高后浇混凝土强度等级；设置附加纵向钢筋等措施，提高该区段的截面承载力 0.3 ~ 0.5 倍（按轴心受压承载力计算）。

当装配整体式结构中的预制柱采用浆锚接头的形式时，其施工工艺控制及配构造措施均应符合有关标准的规定。

9.6.7 装配整体式结构中预制承重墙板应沿周边设置连接钢筋，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、墙体连接形成整体。

预制墙板开洞部位应设置边缘构件加强连接，防止应力集中或传力失效。

应适当提高灌缝混凝土的强度等级，并采取措施保证浇筑混凝土的密实性。

9.6.8 附着在混凝土结构上的自承重预制构件，应按以下原则设计：

1 自承重预制构件应能承受自重、少量使用荷载、风荷载以及其它偶然作

用。地震区还应满足抗震设计的要求；

2 自承重预制构件应与支承结构之间有可靠的连接，并有备用的连接途径，且宜采用柔性的连接方式；

3 混凝土外挂板还应考虑与主体结构连接构造的温度变形及抗震变形的适应性，并满足建筑功能及耐久性的要求；

4 镶嵌在框架内或采用焊接连接的自承重构件，还应考虑其对框架抗侧移刚度的影响；

5 批量生产的自承重预制构件及相应的连接构造，宜进行标准设计。

9.7 预埋件及连接件

9.7.1 受力预埋件的锚板宜采用 Q235 级钢，锚板厚度宜不小于锚筋直径的 0.6 倍。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。受力预埋件的锚筋宜采用 HRB400 级或 HPB300 级钢筋，严禁采用冷加工钢筋。

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。当采用手工焊时，焊缝高度不宜小于 6mm 和 $0.5d$ (HPB300 级钢筋) 或 $0.6d$ (HRB400 级钢筋)， d 为锚筋的直径。

9.7.2 由锚板 and 对称配置的直锚筋所组成的受力预埋件，其锚筋的总截面面积 A_s 应符合下列规定(图 9.7.2)：

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：

$$A_s \geq \frac{V}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-1)$$

$$A_s \geq \frac{N}{0.8 \alpha_b f_y} + \frac{M}{0.4 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-2)$$

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：

$$A_s \geq \frac{V - 0.3N}{\alpha_r \alpha_v f_y} + \frac{M - 0.4Nz}{1.3 \alpha_r \alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-3)$$

$$A_s \geq \frac{M - 0.4Nz}{0.4\alpha_r\alpha_b f_y z} \quad (9.7.2-4)$$

当 $M < 0.4Nz$ 时, 取 $M = 0.4Nz$ 。

上述公式中的系数 α_v 、 α_b , 应按下列公式计算:

$$\alpha_v = (4.0 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (9.7.2-5)$$

当 $\alpha_v > 0.7$ 时, 取 $\alpha_v = 0.7$ 。

$$\alpha_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (9.7.2-6)$$

当采取防止锚板弯曲变形的措施时, 可取 $\alpha_b = 1.0$ 。

式中: f_y ——锚筋的抗拉强度设计值, 按本规范第 4.2 节采用, 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 $0.5f_c A$, 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;

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。

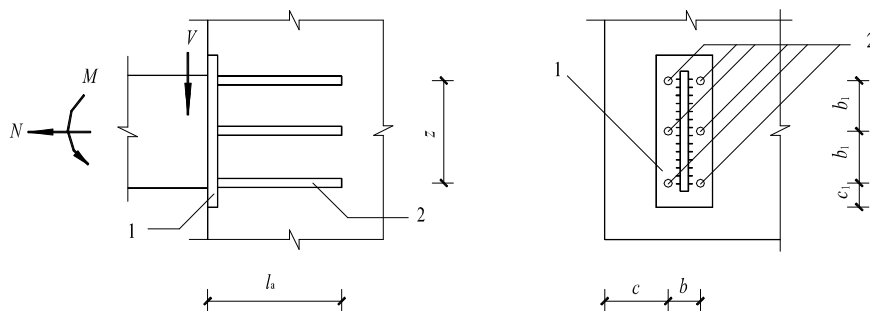


图 9.7.2 由锚板和直锚筋组成的预埋件

1 — 锚板; 2 — 直锚筋

9.7.3 由锚板 and 对称配置的弯折锚筋及直锚筋共同承受剪力的预埋件(图 9.7.3),

其弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应符合下列规定：

$$A_{sb} \geq 1.4 \frac{V}{f_y} - 1.25 \alpha_v A_s \quad (9.7.3)$$

式中系数 α_v 按本规范第 9.7.2 条取用。当直锚筋按构造要求设置时，取 $A_s = 0$ 。

注：弯折锚筋与钢板之间的夹角不宜小于 15° ，也不宜大于 45° 。

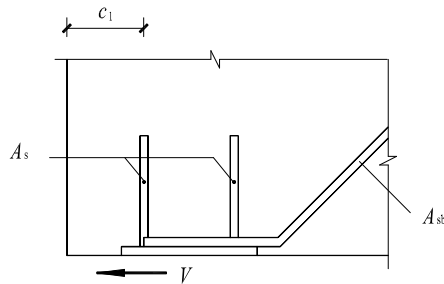


图 9.7.3 由锚板和弯折锚筋及直锚筋组成的预埋件

9.7.4 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。

预埋件的受力直锚筋不宜少于 4 根，且不宜多于 4 层；其直径不宜小于 8mm ，且不宜大于 25mm 。受剪预埋件的直锚筋可采用 2 根。

对受拉和受弯预埋件，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 。对受剪预埋件，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 (图 9.7.2)。

受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于本规范第 8.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度；当锚筋采用 HPB300 级钢筋时末端还应有弯钩。当无法满足锚固长度的要求时，应采取其他有效的锚固措施。受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$ ， d 为锚筋的直径。

9.7.5 预制构件宜设置内埋式螺母、内埋式吊杆或预留吊装孔，并采用专用的配套吊具实现吊装。

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范选用。

9.7.6 预制构件也可以采用预埋的吊环实现吊装。预埋在构件中的受力吊环应采

用 HPB300 级钢筋制作，末端还应有弯钩。吊环严禁采用冷加工钢筋。

吊环埋入混凝土的深度不应小于 $30d$ ，并焊应接或绑扎在钢筋骨架上。在构件的自重标准值作用下，每个吊环按二个截面计算的吊环应力不应大于 65N/mm^2 ；当在一个构件上设有四个吊环时，设计时应仅取三个吊环进行计算。

9.7.7 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，避免产生引起构件裂缝或过大变形的内力。

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能力的复核验算。并采取相应的构造措施，避免吊点处混凝土局部破坏。

10 预应力混凝土结构构件

10.1 一般规定

10.1.1 预应力混凝土结构构件，除应进行承载能力计算及正常使用极限状态验算外，尚应对构件的制作、运输及安装等施工阶段进行验算。

预应力混凝土结构设计应计入预应力作用效应，相应的次弯矩、次剪力及次轴力应参与组合计算。

对承载能力极限状态，当预加力作用效应对结构有利时，预加力作用分项系数 γ_p 应取 1.0，不利时 γ_p 应取 1.2；对参与组合的预加力效应项，结构重要性系数 γ_0 应取 1.0。对正常使用极限状态，预加力作用分项系数 γ_p 应取 1.0。

10.1.2 当按裂缝控制要求配置的预应力筋不能满足承载力要求时，承载力不足部分可由钢筋承担。

10.1.3 预应力筋的张拉控制应力 σ_{con} 应符合下列规定，且不宜小于 $0.4f_{ptk}$ ：

1 钢丝、钢绞线、中强度预应力钢丝

$$\sigma_{con} \leq 0.75f_{ptk} \quad (10.1.3-1)$$

2 预应力螺纹钢筋

$$\sigma_{con} \leq 0.85f_{pyk} \quad (10.1.3-2)$$

注：当符合下列情况之一时，上述张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{ptk}$ ：1) 要求提高构件在施工阶段的抗裂性能而在使用阶段受压区内设置的预应力筋；2) 要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

10.1.4 施加预应力时，构件的混凝土抗压强度应经计算确定，但不宜低于设计的混凝土强度等级值的 75%。

注：当张拉预应力筋是为防止混凝土早期出现的收缩裂缝时，可不受上述限制，但应符合局部受压承载力的规定。

10.1.5 后张法预应力混凝土超静定结构，由预加力引起的内力和变形可采用弹性理论分析，并宜符合下列规定：

1 按弹性分析计算时，次弯矩 M_2 宜按下列公式计算：

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (10.1.5-1)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (10.1.5-2)$$

式中： N_p ——预应力筋及钢筋的合力，按本规范公式(10.1.7-3)计算；

e_{pn} ——净截面重心至预应力筋及钢筋合力点的距离，按本规范公式(10.1.7-4)计算；

M_1 ——预加力 N_p 对净截面重心偏心引起的弯矩值；

M_r ——由预加力 N_p 的等效荷载在结构构件截面上产生的弯矩值。

次剪力宜根据构件各截面次弯矩的分布分析计算，次轴力宜根据结构的约束条件进行计算。

2 在设计中宜采取措施，避免或减少支座、柱、墙等约束构件对梁、板预加力效应的不利影响。

10.1.6 由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力筋的应力，可分别按下列公式计算：

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (10.1.6-1)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{pc} \quad (10.1.6-2)$$

预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (10.1.6-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \quad (10.1.6-4)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (10.1.6-5)$$

预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc} \quad (10.1.6-6)$$

式中： A_n ——净截面面积，即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面

面积及纵向非预应力筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；
 对由不同混凝土强度等级组成的截面，应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积：包括净截面面积以及全部纵向预应力筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力筋及非预应力筋合力点的距离，按本规范第 10.1.7 条的规定计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维处的距离；

σ_l ——相应阶段的预应力损失值，按本规范第 10.2.1 条至 10.2.7 条的规定计算；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_E = E_s/E_c$ ，此处， E_s 按本规范表 4.2.4 采用， E_c 按本规范表 4.1.5 采用；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预应力筋及非预应力筋的合力，按本规范第 10.1.7 条计算；

注：在公式(10.1.6-1)、(10.1.6-4)中，右边第二项与第一项的应力方向相同时取加号，相反时取减号；公式(10.1.6-2)、(10.1.6-6)适用于 σ_{pc} 为压应力的情况，当 σ_{pc} 为拉应力时，应以负值代入。

10.1.7 预应力筋及钢筋的合力以及合力点的偏心距(图 10.1.7)宜按下列公式计算：

1 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0}A_p + \sigma'_{p0}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s \quad (10.1.7-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0}A_p y_p - \sigma'_{p0}A'_p y'_p - \sigma_{l5}A_s y_s + \sigma'_{l5}A'_s y'_s}{\sigma_{p0}A_p + \sigma'_{p0}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s} \quad (10.1.7-2)$$

2 后张法构件：

$$N_p = \sigma_{pe}A_p + \sigma'_{pe}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s \quad (10.1.7-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe}A_p y_{pn} - \sigma'_{pe}A'_p y'_{pn} - \sigma_{l5}A_s y_{sn} + \sigma'_{l5}A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe}A_p + \sigma'_{pe}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s} \quad (10.1.7-4)$$

式中： σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力筋的有效预应力；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力筋的截面面积；

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力合力点至换算截面重心的距离；

y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区非预应力筋重心至换算截面重心的距离；

σ_{i5} 、 σ'_{i5} ——受拉区、受压区预应力筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按本规范第 10.2.5 条的规定计算；

y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力合力点至净截面重心的距离；

y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区非预应力筋重心至净截面重心的距离。

注：当公式(10.1.7-1)至公式(10.1.7-4)中的 $A'_p = 0$ 时，可取式中 $\sigma'_{i5} = 0$ 。

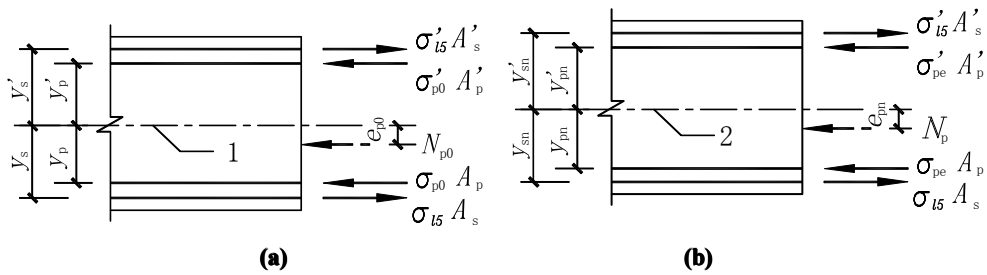


图 10.1.7 预应力筋及非预应力筋合力位置

(a) 先张法构件；(b) 后张法构件

1— 换算截面重心轴； 2— 净截面重心轴

10.1.8 对后张法预应力混凝土框架梁及连续梁，在满足本规范第 8.5 节纵向受力钢筋最小配筋率的条件下，当截面相对受压区高度 $0.05 \leq \xi \leq 0.3$ 时，可考虑竖向荷载下的内力重分布，其任一跨内的支座截面最大负弯矩或跨中截面最大正弯矩，减小的幅度应符合下列规定：

$$M = (1 - \beta) M_d \quad (10.1.8-1)$$

$$\beta \leq 0.2(1 - 2.2\xi) \quad (10.1.8-2)$$

并尚应满足正常使用极限状态验算要求。当 $\xi > 0.3$ 时，不应考虑内力重分布。

式中： M ——支座或跨中控制截面弯矩设计值；

M_d ——控制截面处按弹性分析求得的弯矩设计值，包括由预加力引起的次弯矩 M_2 ；

ξ ——截面相对受压区高度，应按本规范第 7 章的规定计算；

β ——弯矩调幅系数。

10.1.9 先张法构件预应力筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按下列公式计算：

$$l_{tr} = \alpha \frac{\sigma_{pe}}{f_{tk}} d \quad (10.1.9)$$

式中： σ_{pe} ——放张时预应力筋的有效预应力；

d ——预应力筋的公称直径，按本规范附录 A 采用；

α ——预应力筋的外形系数，按本规范表 8.3.1 采用；

f_{tk} ——与放张时混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 相应的轴心抗拉强度标准值，按本规范表 4.1.3 以线性内插法确定。

当采用骤然放松预应力的施工工艺时，对光面预应力钢丝， l_{tr} 的起点应从距构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

10.1.10 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面受弯承载力时，锚固长度范围内的预应力筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零，在锚固终点处应取为 f_{py} ，两点之间可按线性内插法确定。预应力筋的锚固长度 l_a 应按本规范第 8.3.1 条确定。

10.1.11 预应力混凝土结构构件的施工阶段，应进行承载能力极限状态验算。此外，对预拉区允许出现拉应力的构件或预压时全截面受压的构件，在预加力、自重及施工荷载(必要时应考虑动力系数)作用下，其截面边缘的混凝土法向应力尚应符合下列规定(图 10.1.11)：

$$\sigma_{ct} \leq f_{tk} \quad (10.1.11-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f_{ck} \quad (10.1.11-2)$$

简支构件的端截面受拉边缘应力允许大于 f_{tk} ，但不应大于 $1.2f_{tk}$ 。

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pe} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (10.1.11-3)$$

式中： σ_{cc} 、 σ_{ct} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力、拉应力；

f_{tk} 、 f_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 相应的抗拉强度标准值、抗压强度标准值，按本规范表 4.1.3 以线性内插法确定；

N_k 、 M_k ——构件自重及施工荷载的标准组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值；

W_0 ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩。

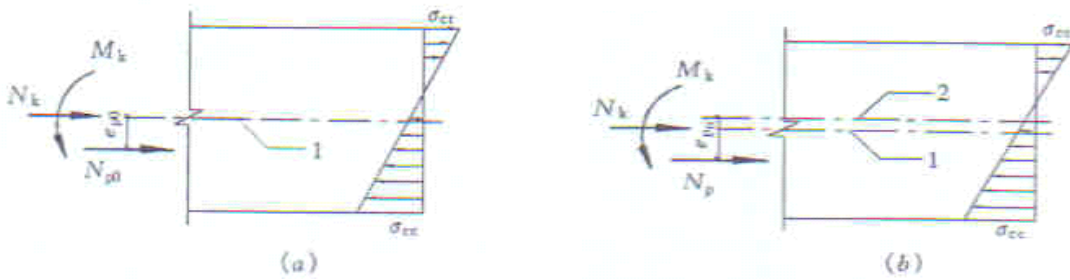


图 10.1.11 预应力混凝土构件施工阶段验算

(a) 先张法构件；(b) 后张法构件

1— 换算截面重心轴； 2— 净截面重心轴

注：1 预拉区系指施加预应力时形成的截面拉应力区；

2 公式 (10.1.11-3) 中，当 σ_{pc} 为压应力时，取正值，当 σ_{pc} 为拉应力时，取负值；当 N_k 为轴向压力时，取正值，当 N_k 为轴向拉力时，取负值；当 M_k 产生的边缘纤维应力为压应力时式中符号取加号，拉应力时式中符号取减号。

3 当有可靠的工程经验时，叠合式受弯构件预拉区的混凝土法向应力可按

$$\sigma_{ct} \leq 2f_{tk}$$

控制。

10.1.12 预应力混凝土结构构件预拉区纵向钢筋的配筋应符合下列要求：

1 施工阶段预拉区允许出现拉应力的构件，预拉区纵向钢筋的配筋率 $(A'_s + A'_p)/A$ 不宜小于 0.15%，对后张法构件不应计入 A'_p ，其中， A 为构件截面面积；

2 预拉区的纵向钢筋的直径不宜大于 14mm，并应沿构件预拉区的外边缘均匀配置。

注：施工阶段预拉区不允许出现裂缝的板类构件，预拉区纵向钢筋的配筋可根据具体情况按实践经验确定。

10.1.13 对先张法和后张法预应力混凝土结构构件，在承载力和裂缝宽度计算中，所用的混凝土法向预应力等于零时的预应力筋及钢筋合力 N_{p0} 及相应的合力点的偏心距 e_{p0} ，均应按本规范公式(10.1.7-1)及(10.1.7-2)计算，此时，先张法和

后张法构件预应力筋的应力 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 均应按本规范第 10.1.5 条的规定计算。

10.1.14 无粘结预应力受弯构件，在进行正截面承载力计算时，无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 宜按下列公式计算：

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (10.1.14-1)$$

$$\Delta\sigma_p = (240 - 335\xi_0) \left(0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0} \right) \frac{l_2}{l_1} \quad (10.1.14-2)$$

$$\xi_0 = \frac{\sigma_{pe} A_p + f_y A_s}{f_c b h_p} \quad (10.1.14-3)$$

对不少于 3 跨的连续梁、连续单向板及连续双向板， $\Delta\sigma_p$ 取值不应小于 50N/mm^2 。

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pe} \leq \sigma_{pu} \leq f_{py} \quad (10.1.14-4)$$

式中： σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋中的有效预应力（ N/mm^2 ）；

$\Delta\sigma_p$ ——无粘结预应力筋中的应力增量（ N/mm^2 ）；

ξ_0 ——综合配筋指标，不宜大于 0.4；对于连续梁、板，取各跨内支座和跨中截面综合配筋指标的平均值。

h ——受弯构件截面高度；

h_p ——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离；

l_1 ——连续无粘结预应力筋两个锚固端间的总长度；

l_2 —— l_1 中的活荷载作用跨长度之和。

对翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件，当受压区高度大于翼缘高度时，综合配筋指标 ξ_0 可按下列公式计算：

$$\xi_0 = \frac{\sigma_{pe} A_p + f_y A_s - f_c (b'_f - b) h'_f}{f_c b h_p}$$

此处， h'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘高度； b'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度，应按本规范有关规定执行。

10.1.15 无粘结预应力混凝土受弯构件的受拉区，纵向受力钢筋的配置应符合下列规定：

1 单向板纵向受力钢筋的截面面积 A_s 应符合下式规定:

$$A_s \geq 0.002bh \quad (10.1.15-1)$$

式中: b ——截面宽度;

h ——截面高度。

且纵向受力钢筋直径不应小于 8mm, 其间距不应大于 200mm。

注: 当空心板截面换算为 I 字形截面计算时, 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。

2 梁中受拉区配置的纵向受力钢筋的最小截面面积 A_s 应取下列两式计算结果的较大值, 且钢筋直径不宜小于 14mm。

$$\frac{\sigma_{pu} A_p h_p}{f_y A_s h_s + \sigma_{pu} A_p h_p} \leq 0.75 \quad (10.1.15-2)$$

或
$$A_s \geq 0.003bh \quad (10.1.15-3)$$

上述要求的纵向受力钢筋, 应均匀分布在梁的受拉区, 并靠近受拉边缘。

10.1.16 无粘结预应力混凝土板柱结构中的双向平板, 纵向受力钢筋最小截面面积及其分布应符合下列规定:

1 负弯矩区纵向受力钢筋, 在柱边的负弯矩区, 每一方向上纵向受力钢筋的截面面积应符合下列规定:

$$A_s \geq 0.00075hl \quad (10.1.16-1)$$

式中: l ——平行于计算纵向受力钢筋方向上板的跨度;

h ——板的厚度。

由上式确定的纵向钢筋, 应分布在各离柱边 $1.5h$ 的板宽范围内。每一方向至少应设置 4 根直径不小于 16mm 的钢筋。纵向钢筋间距不应大于 300mm, 外伸出柱边长度至少为支座每一边净跨的 $1/6$ 。在承载力计算中考虑纵向钢筋的作用时, 其外伸长度应按计算确定, 并应符合有关规范对锚固长度的规定。

2 在荷载效应的标准组合下, 当正弯矩区每一方向上抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力满足下列规定时, 正弯矩区可不配置纵向受力钢筋, 但应配置纵向构造钢筋:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0.4f_{tk} \quad (10.1.16-2)$$

3 在荷载效应的标准组合下, 当正弯矩区每一个方向上抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力超过 $0.4f_{tk}$ 且不大于 $1.0f_{tk}$ 时, 纵向受力钢筋的最小截面面积应按

下式计算：

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (10.1.16-3)$$

式中： N_c ——在荷载效应的标准组合下按未开裂混凝土匀质截面计算的拉力；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值，其值不应大于 360 N/mm²。

纵向受力钢筋应均匀分布在板的受拉区内，并应靠近受拉边缘布置。在承载力计算中考虑非预应力纵向受拉钢筋作用时，其锚固长度应符合本规范第 8.3.1 条的规定。

4 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或设置钢筋混凝土边梁。暗圈梁的纵向钢筋直径不应小于 12mm，且不应少于 4 根；箍筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm。

注：在温度、收缩应力较大的现浇双向平板区域内，应按本规范第 9.1.10 条配置非预应力构造钢筋网。

10.1.17 预应力混凝土受弯构件的正截面受弯承载力设计值应符合下列要求：

$$M_u \geq M_{cr} \quad (10.1.17)$$

式中： M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值，按本规范附录 E 公式 (E.2.1-1)、

(E.2.2-2) 或公式 (E.2.5) 计算，但应取等号，并将 M 以 M_u 代替；

M_{cr} ——构件的正截面开裂弯矩值，按本规范公式 (7.2.3-6) 计算。

10.2 预应力损失值计算

10.2.1 预应力筋中的预应力损失值可按表 10.2.1 的规定计算。

当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时，应按下列数值取用：

先张法构件 100N/mm²；

后张法构件 80N/mm²。

表 10.2.1 预应力损失值(N/mm²)

引起损失的因素		符号	先张法构件	后张法构件
张拉端锚具变形和钢筋内缩		σ_{l1}	按本规范第 10.2.2 条的规定计算	按本规范第 10.2.2 条和第 10.2.3 条的规定计算
预应力筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{l2}	—	按本规范第 10.2.4 条的规定计算
	在转向装置处的摩擦		按实际情况确定	

混凝土加热养护时，受张拉的钢筋与承受拉力的设备之间的温差	$\sigma_{/3}$	$2\Delta t$	—
预应力筋的应力松弛	$\sigma_{/4}$	预应力钢丝、钢绞线、中强度预应力钢丝 普通松弛： $0.4\psi \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$ 此处，一次张拉 $\psi = 1$ ， 超张拉 $\psi = 0.9$	
		低松弛： 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{ptk}}$ 时 $0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$ 当 $0.7f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{ptk}}$ 时 $0.2 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}}$	
		预应力螺纹钢筋 一次张拉 $0.04\sigma_{\text{con}}$ 超张拉 $0.03\sigma_{\text{con}}$	
混凝土的收缩和徐变	$\sigma_{/5}$	按本规范第 10.2.5 条的规定计算	
用螺旋式预应力筋作配筋的环形构件，当直径 $d \leq 3\text{m}$ 时，由于混凝土的局部挤压	$\sigma_{/6}$	—	30

- 注：1 当采用夹片式群锚体系时，尚应考虑张拉端锚环口处的附加摩擦损失，其值可根据实测数据确定；
- 2 表中 Δt 为混凝土加热养护时，受张拉的预应力筋与承受拉力的设备之间的温差 ($^{\circ}\text{C}$)；
- 3 当取超张拉的应力松弛损失值时，张拉程序应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50×××的要求；
- 4 当 $\sigma_{\text{con}} / f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时，预应力筋的应力松弛损失值可取为零。

10.2.2 预应力直线钢筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 应按下列公式计算:

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_s \quad (10.2.2)$$

式中: a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 可按表 10.2.2 采用;
 l ——张拉端至锚固端之间的距离(mm)。

表 10.2.2 锚具变形和钢筋内缩值 a (mm)

锚具类别		a
支承式锚具(钢丝束镦头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注: 1 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定;

2 其它类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

块体拼成的结构, 其预应力损失尚应计及块体间填缝的预压变形。当采用混凝土或砂浆为填缝材料时, 每条填缝的预压变形值可取为 1mm。

10.2.3 后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} , 应根据预应力曲线钢筋或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定, 反向摩擦系数可按表 10.2.4 中的数值采用。

反向摩擦影响长度 l_f 及常用束形的后张预应力筋在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按本规范附录 J 计算。

10.2.4 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2} , 宜按下列公式计算:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}} \right) \quad (10.2.4-1)$$

当 $(\kappa x + \mu \theta) \leq 0.3$ 时, σ_{l2} 可按下列近似公式计算:

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{con} \quad (10.2.4-2)$$

式中: x ——从张拉端至计算截面的孔道长度, 可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度(m);

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道各部分切线的夹角之和(rad);

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 10.2.4 采用;

μ ——预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数，按表 10.2.4 采用。

表 10.2.4 摩擦系数

孔道成型方式	k	μ	
		钢绞线、钢丝束	预应力螺纹钢筋
1 预埋金属波纹管	0.0015	0.25	0.50
2 预埋塑料波纹管	0.0015	0.15	—
3 预埋钢管	0.0010	0.30	—
4 抽芯成型	0.0014	0.55	0.60
5 无粘结预应力筋	0.0040	0.09	—

注：表中系数也可根据实测数据确定。

在公式 (10.2.4-1) 中，对接抛物线、圆曲线变化的空间曲线及可分段后叠加的广义空间曲线， θ 可按下列近似公式计算：

抛物线、圆曲线：
$$\theta = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \quad (10.2.4-3)$$

广义空间曲线：
$$\theta = \sum \Delta\theta = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \quad (10.2.4-4)$$

式中： α_v 、 α_h ——按抛物线、圆曲线变化的预应力空间曲线钢筋在竖直向、水平向投影所形成抛物线、圆曲线的弯转角；

$\Delta\alpha_v$ 、 $\Delta\alpha_h$ ——预应力广义空间曲线钢筋在竖直向、水平向投影所形成分段曲线的弯转角增量。

10.2.5 混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区纵向预应力筋的预应力损失值

$\sigma_{\prime s}$ 、 $\sigma'_{\prime s}$ 可按下列方法确定：

1 对一般情况

先张法构件

$$\sigma_{\prime s} = \frac{60 + 340 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (10.2.5-1)$$

$$\sigma'_{\prime s} = \frac{60 + 340 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (10.2.5-2)$$

后张法构件

$$\sigma_{\prime s} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (10.2.5-3)$$

$$\sigma'_{\prime s} = \frac{55 + 300 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (10.2.5-4)$$

式中： σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——受拉区、受压区预应力筋合力点处的混凝土法向压应力；
 f_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度；
 ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区预应力筋和非预应力筋的配筋率：对先张法构件， $\rho = (A_p + A_s) / A_0$ ， $\rho' = (A'_p + A'_s) / A_0$ ；对后张法构件， $\rho = (A_p + A_s) / A_n$ ， $\rho' = (A'_p + A'_s) / A_n$ ；对于对称配置预应力筋和非预应力筋的构件，配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

受拉区、受压区预应力筋合力点处的混凝土法向压应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按本规范第 10.1.5 条及第 10.1.7 条的规定计算。此时，预应力损失值仅考虑混凝土预压前（第一批）的损失，其非预应力筋中的应力 $\sigma_{\prime s}$ 、 $\sigma'_{\prime s}$ 值应取为零； σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$ ；当 σ'_{pc} 为拉应力时，公式(10.2.5-2)、(10.2.5-4)中的 σ'_{pc} 应取为零。计算混凝土法向应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响。

当结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下， $\sigma_{\prime s}$ 和 $\sigma'_{\prime s}$ 值应增加 30%。

2 对重要的结构构件，当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变及钢筋应力松弛预应力损失值时，可按本规范附录 K 进行计算。

10.2.6 后张法构件的预应力筋采用分批张拉时，应考虑后批张拉钢筋所产生的混凝土弹性压缩(或伸长)对先批张拉钢筋的影响，可将先批张拉钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 增加(或减小) $\alpha_E \sigma_{pci}$ 。此处， σ_{pci} 为后批张拉钢筋在先批张拉钢筋重心处产生的混凝土法向应力。

10.2.7 预应力构件在各阶段的预应力损失值宜按表 10.2.7 的规定进行组合。

表 10.2.7 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
混凝土预压前(第一批)的损失	$\sigma_{\sigma_1} + \sigma_{\sigma_2} + \sigma_{\sigma_3} + \sigma_{\sigma_4}$	$\sigma_{\sigma_1} + \sigma_{\sigma_2}$
混凝土预压后(第二批)的损失	σ_{σ_5}	$\sigma_{\sigma_4} + \sigma_{\sigma_5} + \sigma_{\sigma_6}$

注：先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 σ_{σ_4} 在第一批和第二批损失中所占的比例，如需区分，可根据实际情况确定。

10.3 预应力混凝土构造规定

10.3.1 先张法预应力筋之间的净间距不应小于其公称直径或等效直径的 2.5 倍和混凝土粗骨料最大直径的 1.25 倍（当混凝土振捣密实性具有可靠保证时，净间距可放宽至最大粗骨料直径的 1.0 倍），且应符合下列规定：对预应力钢丝，不应小于 15mm；对三股钢绞线，不应小于 20mm；对七股钢绞线，不应小于 25mm。

10.3.2 对先张法预应力混凝土构件端部宜采取下列构造措施：

- 1 对单根配置的预应力筋，其端部宜设置螺旋筋；
- 2 对分散布置的多根预应力筋，在构件端部 $10d$ （ d 为预应力筋的公称直径），且不小于 100mm 范围内宜设置 3~5 片与预应力筋垂直的钢筋网片；
- 3 对采用预应力钢丝配筋的薄板，在板端 100mm 范围内应适当加密横向钢筋。
- 4 对槽形板类构件，应在构件端部 100mm 范围内沿构件板面设置附加横向钢筋，其数量不应少于 2 根。

注：当有可靠的工程经验时，上述构造措施可作适当调整。

10.3.3 对预制肋形板，宜设置加强其整体性和横向刚度的横肋。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肋形板时，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有效措施。

10.3.4 在预应力混凝土屋面梁、吊车梁等构件靠近支座的斜向主拉应力较大部位，宜将一部分预应力筋弯起配置。

10.3.5 对预应力筋在构件端部全部弯起的受弯构件或直线配筋的先张法构件，当构件端部与下部支承结构焊接时，应考虑混凝土收缩、徐变及温度变化所产生的不利影响，宜在构件端部可能产生裂缝的部位设置足够的非预应力纵向构造钢

筋。

10.3.6 后张法预应力筋所用锚具、夹具和连接器等的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。

10.3.7 后张法预应力筋采用预留孔道应符合下列规定：

1 对预制构件，孔道之间的水平净间距不宜小于 50mm，且不宜小于粗骨料直径的 1.25 倍；孔道至构件边缘的净间距不宜小于 30mm，且不宜小于孔道直径的一半；

2 现浇混凝土梁中，预留孔道在垂直方向的净间距不应小于孔道外径，水平方向的净间距不宜小于 1.5 倍孔道外径，且不应小于粗骨料直径的 1.25 倍；从孔道外壁至构件边缘的净间距，对梁底不宜小于 50mm，对梁侧不宜小于 40mm；对裂缝控制等级为三级的梁，上述净间距分别不宜小于 70mm 和 50mm；

3 预留孔道的内径宜比预应力束外径及需穿过孔道的连接器外径大 6~15mm；且孔道的截面积宜为穿入预应力筋截面积的 3.0~4.0 倍，并宜尽量取小值。

4 当有可靠经验，并能保证混凝土浇筑质量时，预应力筋孔道可水平并列贴紧布置，但并排的数量不应超过 2 束；

5 在构件两端及曲线孔道的高点应设置灌浆孔或排气兼泌水孔，其孔距不宜大于 20m；

6 凡制作时需要预先起拱的构件，预留孔道宜随构件同时起拱。

10.3.8 对后张法预应力混凝土构件的端部锚固区，应按下列规定配置间接钢筋：

1 当采用普通垫板时，应按本规范第 6.6 节的规定进行局部受压承载力计算，并配置间接钢筋，其体积配筋率不应小于 0.5%，垫板的刚性扩散角应取 45°；

2 当采用整体铸造垫板时，其局部受压区的设计应符合相关标准的规定；

3 在局部受压间接钢筋配置区以外，在构件端部长度 l 不小于截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至邻近边缘的距离 e 的 3 倍、但不大于构件端部截面高度 h 的 1.2 倍，高度为 $2e$ 的附加配筋区范围内，应均匀配置附加防劈裂箍筋或网片(图 10.3.8)，配筋面积可按下列公式计算；

$$A_{sb} = 0.18 \left(1 - \frac{l}{l_b} \right) \frac{N_p}{f_y} \quad (10.3.8-1)$$

且体积配筋率不应小于 0.5%。

式中： N_p ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力，可按本规范第 10.1 节的有关规定进行计算，但应乘以预应力分项系数 1.2，此时，仅考虑混凝土预压前的预应力损失值；

l, l_b ——分别为沿构件高度方向 A_l, A_b 的边长或直径， A_l, A_b 按本规范第 6.6.2 条确定。

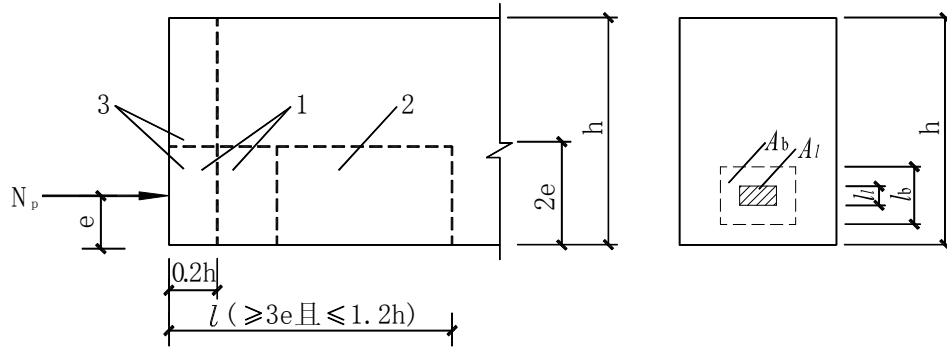


图 10.3.8 防止端部裂缝的配筋范围

1—局部受压间接钢筋；2—附加防劈裂配筋区；3—附加防剥裂配筋区

4 当构件端部预应力筋需集中布置在截面下部或集中布置在上部和下部时，应在构件端部 $0.2h$ 范围内设置附加竖向防剥裂构造钢筋（图 10.3.8），其截面面积应符合下列公式要求：

$$A_{sv} \geq \frac{T_s}{f_y} \quad (10.3.8-2)$$

$$T_s = \left(0.25 - \frac{e}{h} \right) N_p \quad (10.3.8-3)$$

当 $e > 0.2h$ 时，可根据实际情况适当配置构造钢筋。竖向防剥裂钢筋可采用焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他的形式，且宜采用带肋钢筋。

式中： T_s ——锚固端剥裂拉力；

f_y ——附加竖向钢筋的抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.4-1 采用；

N_p ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力筋的合力，可按本规范第 10.1 章的有关规定进行计算，但应乘以预加力分项系数 1.2，此时，仅考虑混凝土预压前的预应力损失值；

e ——截面重心线上部或下部预应力筋的合力点至截面近边缘的距离；

h ——为构件端部截面高度。

当端部截面上部和下部均有预应力筋时，附加竖向钢筋的总截面面积应按上部和下部的预加力合力分别计算的数值叠加后采用，但总合力不应超过上部和下部预应力筋合力之和的 0.2 倍。

在构件横向也应按上述方法计算抗剥裂钢筋，并与上述竖向钢筋形成网片筋配置。

10.3.9 当构件在端部有局部凹进时，应增设折线构造钢筋（图 10.3.9）或其他有效的构造钢筋。

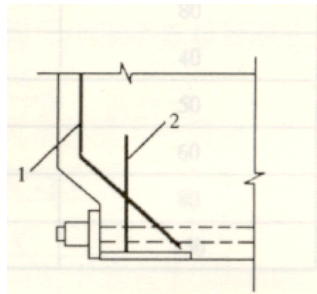


图 10.3.9 端部凹进处构造钢筋

1—折线构造钢筋；2—竖向构造钢筋

10.3.10 后张法预应力混凝土构件中，常用曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径不宜小于 4m；对折线配筋的构件，在预应力筋弯折处的曲率半径可适当减小。曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径也可按下列公式计算确定：

$$r_p \geq \frac{F_p}{0.35 f_c d_p} \quad (10.3.10)$$

式中： F_p ——预应力钢丝束、钢绞线束的预加力设计值，取张拉控制应力和预应力钢筋强度设计值中的较大值确定；

r_p ——预应力筋束的曲率半径（m）；

d_p ——预应力筋束孔道的外径；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；当验算张拉阶段曲率半径时，可取与施工阶段混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 对应的抗压强度设计值 f'_c ，按本规范表 4.1.4 以线性内插法确定。

当曲率半径 r_p 不满足上述要求时，可在曲线预应力筋束弯折处内侧设置钢筋网片或螺旋筋。

10.3.11 在预应力混凝土结构构件中，近凹面的纵向预应力钢丝束、钢绞线束的曲线段，其预加力应按下列公式进行验算：

$$F_p \leq 1.0 f_t (0.5 d_p + c_p) r_p \quad (10.3.11-1)$$

当预加力满足公式 (10.3.11-1) 的要求时，可仅配置构造 U 形箍筋；当不满足时，每单肢 U 形箍筋的截面面积可按下列公式确定：

$$A_{sv1} \geq \frac{F_p s_v}{2 r_p f_{yv}} \quad (10.3.11-2)$$

U 形箍筋的锚固长度应大于 l_a (图 10.3.11)。

式中： F_p ——预应力钢丝束、钢绞线束的预加力设计值，取张拉控制应力和预应力钢筋强度设计值中的较大值确定，当有平行的几个孔道，且中心距不大于 $2d_p$ 时，该预加力设计值应按相邻全部孔道内的预应力束合力确定；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；或与施工张拉阶段混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 相应的抗拉强度设计值 f_t' ，按本规范表 4.1.4 以线性内插法确定；

c_p ——预应力筋孔道净混凝土保护层厚度；

A_{sv1} ——每单肢箍筋截面面积；

s_v ——箍筋间距；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值，按本规范表 4.2.4-1 采用。

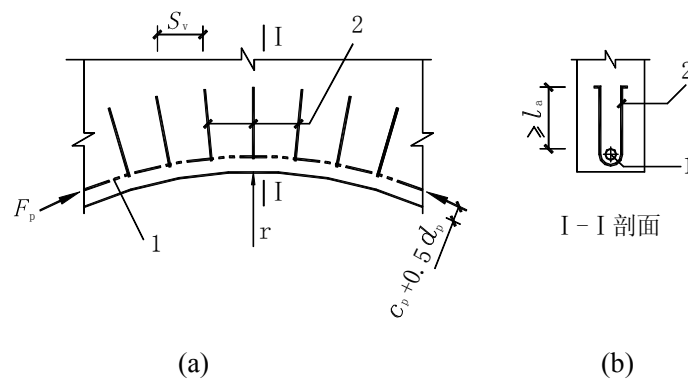


图 10.3.11 抗崩裂箍筋构造示意

(a) 抗崩裂 U 形箍筋布置示意；(b) 抗崩裂 U 形箍筋示意

1—预应力筋束；2—沿曲线预应力筋束均匀布置的 U 形箍筋

10.3.12 构件端部尺寸应考虑锚具的布置、张拉设备的尺寸和局部受压的要求，必要时应适当加大。

10.3.13 对后张预应力混凝土外露金属锚具，应采取可靠的防锈及耐火措施，并应符合下列规定：

1 无粘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，并采用无收缩砂浆或细石混凝土封闭；

2 采用混凝土封闭时混凝土强度等级宜与结构混凝土强度等级一致，封锚混凝土与结构混凝土应可靠粘结，且宜配置 1~2 片钢筋网，钢筋网应与结构混凝土拉结；

3 采用无收缩砂浆或混凝土封闭保护时，其锚具及预应力筋的保护层厚度应不小于：一 a 环境等级时 20mm，二 b、二 c、三 b、三 c 环境等级时 50mm，三 d、四 c、四 d 环境等级时 80mm；

4 当无耐火要求时，可采用涂刷防锈漆的方式进行保护，但必须保证能够重新涂刷。

11 混凝土结构构件抗震设计

11.1 一般规定

11.1.1 有抗震设防要求的混凝土结构，除应符合本规范第 1 章至第 10 章的要求外，尚应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的抗震设计原则，按本章的规定进行结构构件的抗震设计。

11.1.2 房屋建筑混凝土结构构件的抗震设计，应根据烈度、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要求和抗震构造措施。丙类建筑的抗震等级应按表 11.1.2 确定。

表 11.1.2 混凝土结构的抗震等级

结构体系与类型		设 防 烈 度									
		6		7			8			9	
框架 结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	
	普通框架	四	三	三	二	二	—	—			
	大跨公共建筑	三		二			—			—	
框架- 剪力墙 结构	高度(m)	≤60	>60	<24	24~60	>60	<24	24~60	>60	≤24	24~50
	框架	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—
	剪力墙	三		三	二		二	—		—	
剪力墙 结构	高度(m)	≤80	>80	≤24	24~80	>80	<24	24~80	>80	≤24	24~60
	剪力墙	四	三	四	三	二	三	二	—	二	—
部分框 支剪力 墙结构	高度(m)	≤80	>80	≤24	24~80	>80	≤24	24~80	>80	不宜 采用 不应采用	
	剪 力 墙	一般部位	四	三	四	三	二	三	二		
		加强部位	三	二	三	二	二	二	—		
框支层框架		二		二			—		—		
筒体 结构	框架- 核心筒	框架	三		二			—			—
		核心筒	二		二			—			—
	筒中筒	内筒	三		二			—			—
		外筒	三		二			—			—

单层厂房结构	铰接排架	四		三		二		一
板柱-剪力墙结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	不应采用
	板柱及 周边框架	三	二	二	一	一		
	剪力墙	二	一	二	一	二	一	
板柱-框架结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24	不应采用		不应采用
	板柱	三	不应 采用	二	不应采用			
	框架	二	采用	一				

- 注：1 建筑场地为 I₀类时，除 6 度设防烈度外，应允许按本地区设防烈度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 低于 60m 的框架-核心筒结构，当满足框架-剪力墙结构的有关要求时，应允许按框架-剪力墙结构确定抗震等级；
- 4 甲类建筑、乙类建筑，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定调整采取抗震措施的烈度后，再按本表确定抗震等级；
- 5 部分框支剪力墙结构中，剪力墙加强部位以上的一般部位，应按剪力墙结构中的剪力墙确定其抗震等级。

【说明：本表“板柱-剪力墙结构”高度分界线为 24m，与《建筑抗震设计规范》征求意见稿一致；为了与 02 版规范基本协调，本规范拟把高度分界线修改为 35m。“板柱-框架结构”是本次修订新增加的，其高度分界线定为 24m。请大家对此提出意见。】

11.1.3 一、二、三级抗震等级的框架柱、框支柱的柱端弯矩设计值应符合强柱弱梁要求，其剪力设计值应符合强剪弱弯要求；一、二、三级抗震等级的框架梁、跨高比大于 2.5 的剪力墙连梁的梁端截面剪力设计值，以及底部加强部位一、二、三级抗震等级剪力墙的剪力设计值，应符合强剪弱弯要求。钢筋混凝土结构构件设计弯矩、剪力的调整应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 6.2 节的有关规定。

11.1.4 考虑地震作用组合验算混凝土结构构件的承载力时，其截面承载力设计值应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。承载力抗震调整系数 γ_{RE} 的取值应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 5.4 节的有关规定。

11.1.5 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规范第 8.3 节和第 8.4 节的有关规定外，尚应符合下列要求：

1 纵向受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} 应按下列公式计算：

一、二级抗震等级

$$l_{aE} = 1.15l_a \quad (11.1.5-1)$$

三级抗震等级

$$l_{aE} = 1.05l_a \quad (11.1.5-2)$$

四级抗震等级

$$l_{aE} = l_a \quad (11.1.5-3)$$

式中： l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度，按本规范第 8.3.1 条确定。

2 当采用搭接连接时，纵向受拉钢筋的抗震搭接长度 l_{lE} 应按下列公式计算：

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \quad (11.1.5-4)$$

式中： ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按本规范第 8.4.4 条确定。

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；当无法避开时，应采用机械连接或焊接接头；

5 除剪力墙的分布钢筋外，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%。

11.1.6 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。当采用绑扎箍筋时，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。

11.1.7 考虑地震作用的预埋件，直锚钢筋截面面积可按本规范第 9 章的有关规定计算并增大 25%，且应相应调整锚板厚度。锚筋的锚固长度应按本规范第 9 章的规定采用；当不能满足时，应采取有效措施。在靠近锚板处，宜设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋。

11.2 材料

11.2.1 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；其它各类结构构件，不应低于 C20。

11.2.2 梁、柱、墙、支撑中的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本规范第 4.2 节有关热轧带肋钢筋的规定采用。

11.2.3 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 钢筋的极限应变不应小于 9%。

11.3 框架梁

11.3.1 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：

一级抗震等级

$$x \leq 0.25h_0 \quad (11.3.1-1)$$

二、三级抗震等级

$$x \leq 0.35h_0 \quad (11.3.1-2)$$

11.3.2 考虑地震作用组合的矩形、T 形和 I 形截面框架梁，当跨高比 l_0/h 大于 2.5 时，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (11.3.2-1)$$

当跨高比 l_0/h 不大于 2.5 时，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.3.2-2)$$

11.3.3 考虑地震作用组合的矩形、T形和I形截面的框架梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.6\alpha f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (11.3.3)$$

式中： α ——混凝土项系数，按本规范第6.3.4条取值。

11.3.4 框架梁截面尺寸应符合下列要求：

- 1 截面宽度不宜小于200mm；
- 2 截面高度与宽度的比值不宜大于4；
- 3 净跨与截面高度的比值不宜小于4。

11.3.5 框架梁的钢筋配置应符合下列规定：

- 1 纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表11.3.5-1规定的数值；

表 11.3.5-1 框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率(%)

抗震等级	梁 中 位 置	
	支 座	跨 中
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
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
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

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

3 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11.3.6-2采用；当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于2%时，表中箍筋最小直径应增大2mm。

表 11.3.5-2 框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	加密区长度(mm)	箍筋最大间距(mm)	最小直径(mm)
一级	2 <i>h</i> 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的6倍，梁高的1/4和100中的最小值	10
二级	1.5 <i>h</i> 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的8倍，梁高的1/4和100中的最小值	8
三级		纵向钢筋直径的8倍，梁高的1/4和150中的最小值	8

四级	纵向钢筋直径的 8 倍，梁高的 1/4 和 150 中的最小值	6
----	---------------------------------	---

注：一、二级抗震等级框架梁，当箍筋直径大于 12mm 且肢数不少于 4 肢时，箍筋加密区最大间距应允许适当放松，但不应大于 150mm。

11.3.6 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。沿梁全长顶面和底面至少应各配置两根通长的纵向钢筋，对一、二级抗震等级，钢筋直径不应小于 14mm，且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向受力钢筋中较大截面面积的 1/4；对三、四级抗震等级，钢筋直径不应小于 12mm。

11.3.7 梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距：一级抗震等级，不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值；二、三级抗震等级，不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值；各抗震等级下，均不宜大于 300mm。

11.3.8 梁端设置的第一个箍筋距框架节点边缘不应大于 50mm。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} 应符合下列规定：

一级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.30 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.8-1)$$

二级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.8-2)$$

三、四级抗震等级

$$\rho_{sv} \geq 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (11.3.8-3)$$

11.4 框架柱及框支柱

11.4.1 考虑地震作用组合的矩形截面框架柱和框支柱，其受剪截面应符合下列条件：

剪跨比 λ 大于 2 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.1-1)$$

框支柱和剪跨比 λ 不大于 2 的框架柱

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.4.1-2)$$

式中： λ ——框架柱、框支柱的计算剪跨比，取 $\lambda = M/(Vh_0)$ ；此处， M 宜取柱上、下端考虑地震作用组合的弯矩设计值的较大值， V 取与 M 对应的剪力设计值， h_0 为柱截面有效高度；当框架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时，可取 $\lambda = H_n/(2h_0)$ ，此处， H_n 为柱净高。

11.4.2 考虑地震作用组合的矩形截面框架柱和框支柱，其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right] \quad (11.4.2)$$

式中： λ ——框架柱、框支柱的计算剪跨比。当 $\lambda < 1.0$ 时，取 $\lambda = 1.0$ ；当 $\lambda > 3.0$ 时，取 $\lambda = 3.0$ ；

N ——考虑地震作用组合的框架柱、框支柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A$ 时，取 $0.3f_c A$ 。

11.4.3 当考虑地震作用组合的矩形截面框架柱和框支柱，当出现拉力时，其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \right] \quad (11.4.3)$$

当上式右边括号内的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

式中： N ——考虑地震作用组合的框架柱轴向拉力设计值。

11.4.4 考虑地震作用组合的矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其受剪截面应符合下列条件：

$$V_x \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2\beta_c f_c b h_0 \cos \theta \quad (11.4.4-1)$$

$$V_y \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2\beta_c f_c b_0 h \sin \theta \quad (11.4.4-2)$$

式中： V_x —— x 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 h_0 ，截面宽度为 b ；

V_y —— y 轴方向的剪力设计值，对应的截面有效高度为 b_0 ，截面宽度为 h ；

θ ——斜向剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角， $\theta = \arctan(V_y / V_x)$ 。

11.4.5 考虑地震作用组合时，矩形截面双向受剪的钢筋混凝土框架柱，其斜截

面受剪承载力应符合下列条件:

$$V_x \leq V_{ux} \quad (11.4.5-1)$$

$$V_y \leq V_{uy} \quad (11.4.5-2)$$

$$V_{ux} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_x + 1} f_t b h_0 \cos \theta + f_{yv} \frac{A_{svx}}{s_x} h_0 + 0.056 N \cos \theta \right] \quad (11.4.5-3)$$

$$V_{uy} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda_y + 1} f_t h b_0 \sin \theta + f_{yv} \frac{A_{svy}}{s_y} b_0 + 0.056 N \sin \theta \right] \quad (11.4.5-4)$$

式中: λ_x 、 λ_y ——框架柱的计算剪跨比,按本规范 6.3.12 条的规定确定;

A_{svx} 、 A_{svy} ——配置在同一截面内平行于 x 轴、 y 轴的箍筋各肢截面面积的总和;

N ——与斜向剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值,当 N 大于 $0.3 f_c A$ 时,取 $0.3 f_c A$, 此处, A 为构件的截面面积。

11.4.6 框架柱的截面尺寸应符合下列要求:

- 1 柱的截面宽度和高度均不宜小于 300mm; 圆柱的截面直径不宜小于 350mm;
- 2 柱的剪跨比宜大于 2;
- 3 柱截面长边与短边的边长比不宜大于 3, 不应大于 4。

11.4.7 框架柱和框支柱的钢筋配置,应符合下列要求:

- 1 框架柱和框支柱中全部纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表 11.4.7-1 规定的数值,同时,每一侧的配筋百分率不应小于 0.2; 对 IV 类场地上较高的高层建筑,最小配筋百分率应增加 0.1;

表 11.4.7-1 柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率(%)

柱类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架中柱、边柱	0.9 和 $17 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.7 和 $13 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.6 和 $11 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.5 和 $10 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值
框架角柱、框支柱	1.1 和 $21 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.9 和 $17 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.8 和 $15 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值	0.7 和 $13 \frac{f_c}{f_y}$ 中的较大值

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 11.4.7-2 的规定；

表 11.4.7-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距(mm)	箍筋最小直径(mm)
一级	纵向钢筋直径的 6 倍和 100 中的较小值	10
二级	纵向钢筋直径的 8 倍和 100 中的较小值	8
三级	纵向钢筋直径的 8 倍和 150 (柱根 100)中的较小值	8
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：1 底层柱的柱根系指地下室的顶面或无地下室情况的基础顶面；

2 一、二级抗震等级柱，当箍筋直径大于 14mm 且肢数大于 6 时，箍筋加密区最大间距应允许适当放松，但不应大于 150mm。

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，且箍筋间距应符合本条第 2 款一级抗震等级的要求；

4 二级抗震等级的框架柱，当箍筋直径不小于 10mm、肢距不大于 200mm 时，除柱根外，箍筋间距应允许采用 150mm；三级抗震等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；四级抗震等级框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径不应小于 8mm。

11.4.8 框架柱、框支柱中全部纵向受力钢筋配筋率不应大于 5%。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。当按一级抗震等级设计，且柱的剪跨比不大于 2 时，柱每侧纵向钢筋的配筋率不宜大于 1.2%。

11.4.9 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。

11.4.10 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；当采用拉筋时，拉筋应勾住纵向钢筋。

11.4.11 一、二、三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 11.4.11 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。

表 11.4.11 柱轴压比限值

结构体系	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.95	0.95
部分框支剪力墙结构	0.6	0.7	—	

注：1 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；可不进行地震作用计算的结构，取无地震作用组合的轴力设计值计算；

2 当混凝土强度等级为 C65~C70 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.05；混凝土强度等级为 C75~C80 时，轴压比限值宜按表中数值减小 0.10；

3 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；

4 沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm；或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时，轴压比限值均可按表中数值增加 0.10；上述三种箍筋的配箍特征值 λ_v 均应按增大的轴压比由表 11.4.12 确定；

5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8% 时，其轴压比限值可按表中数值增加 0.05。此项措施与注 4 的措施同时采用时，轴压比限值可按表中数值增加 0.15，但箍筋的配箍特征值 λ_v 仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定；

6 剪跨比大于 2 的框架柱，纵筋配筋率比计算值增加不小于 0.8% 且纵向总配筋率不小于 3%，箍筋采用 HRB400 级热轧钢筋且体积配箍率不小于 1.8%，其轴压比限值可增加 0.05；纵筋配筋率比计算值增加不小于 1.6% 且纵向总配筋率不小于 4%、箍筋采用 HRB400 级热轧钢筋且体积配箍率不小于 2%，其轴压比限值可增加 0.10。

7 经采用上述加强措施放松后，柱最终的轴压比限值不应大于 1.05。

11.4.12 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，应符合下列规定：

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_y} \quad (11.4.12)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配筋率，按本规范第 6.6.3 条的规定计算，计算中应扣除重叠部分的箍筋体积；

f_y ——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 11.4.12 采用。

表 11.4.12 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值 λ_v

抗震等级	箍筋型式	轴 压 比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	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	—	—
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
	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
三级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：1 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍指单个螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋；

2 在计算复合螺旋箍的体积配筋率时，其中非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数 0.8；

3 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%；

4 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。

2 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 11.4.12 中的数值增加 0.02 采用，且体积配筋率不应小于 1.5%；

3 当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时，一、二、三级抗震等级的柱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 度设防烈度时，不应小于 1.5%。

11.4.13 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。

11.5 铰接排架柱

11.5.1 铰接排架柱的纵向受力钢筋和箍筋，应按地震作用组合下的弯矩设计值及剪力设计值，并根据本规范第 11.4 节的规定计算确定；其构造应符合本规范第 9 章、第 10 章、本章第 11.1 节及本节的有关规定。

11.5.2 铰接排架柱的箍筋加密区应符合下列规定：

1 箍筋加密区长度：

- 1) 对柱顶区段，取柱顶以下 500mm，且不小于柱顶截面高度；
- 2) 对吊车梁区段，取上柱根部至吊车梁顶面以上 300 mm；
- 3) 对柱根区段，取基础顶面至室内地坪以上 500mm；
- 4) 对牛腿区段，取牛腿全高；
- 5) 对柱间支撑与柱连接的节点和柱变位受约束的部位，取节点上、下各 300 mm。

2 箍筋加密区内的箍筋最大间距为 100mm；箍筋的直径应符合表 11.5.2 的规定。

表 11.5.2 铰接排架柱箍筋加密区的箍筋最小直径 (mm)

加密区区段	抗震等级和场地类别					
	一级	二级	二级	三级	三级	四级
	各类场地	III、IV类 场地	I、II类 场地	III、IV类 场地	I、II类 场地	各类场地
一般柱顶、柱根区段	8 (10)		8		6	
角柱柱顶	10		10		8	
吊车梁、牛腿区段 有支撑的柱根区段	10		8		8	
有支撑的柱顶区段 柱变位受约束的部位	10		10		8	

注：表中括号内数值用于柱根。

11.5.3 当铰接排架侧向受约束且约束点至柱顶的长度 l 不大于柱截面在该方向边长的两倍，柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求：

1 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度 h ，但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及 300mm；

2 柱顶轴向力排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时，柱顶箍筋加密区的箍筋体积配筋率：一级抗震等级不宜小于 1.2%；二级抗震等级不宜小于 1.0%；三、四级抗震等级不宜小于 0.8%。

11.5.4 在地震作用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，除应按本规范第 9.3 节的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：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规范第 10.3 节的有关规定，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。

11.5.5 铰接排架柱柱顶预埋件直锚筋应按计算确定，其构造措施除应符合本规范第 9.7 节的要求外，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。

11.6 框架梁柱节点

11.6.1 一、二、三级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力验算；四级抗震等级的框架节点可不进行计算，但应符合抗震构造措施的要求。

11.6.2 一、二、三级抗震等级的框架梁柱节点核心区的剪力设计值 V_j ，应按下列规定计算：

1 顶层中间节点和端节点

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2-1)$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{\text{bua}}}{h_{b0} - a'_s} \quad (11.6.2-2)$$

2 其它层中间节点和端节点

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-3)$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{\text{bua}}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (11.6.2-4)$$

式中： $\sum M_{\text{bua}}$ ——节点左、右两侧的梁端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定；

$\sum M_b$ ——节点左、右两侧的梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

η_{jb} ——强节点系数，一级取 1.35，二级取 1.25，三级取 1.10；

h_{b0} 、 h_b ——分别为梁的截面有效高度、截面高度，当节点两侧梁高不相同
时，取其平均值；

H_c ——节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

a'_s ——梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离。

11.6.3 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_j \beta_c f_c b_j h_j) \quad (11.6.3)$$

式中： h_j ——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度，即

$$h_j = h_c;$$

b_j ——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 $b_0 \geq b_c/2$ 时，可取

$$b_j = b_c;$$

当 $b_b < b_c/2$ 时, 可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 中的较小值。当梁与柱的中线不重合, 且偏心距 $e_0 \leq b_c/4$ 时, 可取 $(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0)$ 、 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 三者中的最小值; 此处, b_b 为验算方向梁截面宽度, b_c 为该侧柱截面宽度。

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数: 当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度 1/2, 且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时, 可取 $\eta_j = 1.5$, 对 9 度设防烈度宜取 $\eta_j = 1.25$; 当不满足上述约束条件时, 应取 $\eta_j = 1.0$ 。

11.6.4 框架梁柱节点的抗震受剪承载力应符合下列规定:

1 9 度设防烈度

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right] \quad (11.6.4-1)$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right] \quad (11.6.4-2)$$

式中: N ——对应于考虑地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值; 当 N 为压力时, 取轴向压力设计值的较小值, 且当 $N > 0.5f_c b_c h_c$ 时, 取 $N = 0.5f_c b_c h_c$; 当 N 为拉力时, 取 $N = 0$;

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积;

h_{b0} ——框架梁截面有效高度, 节点两侧梁截面高度不等时取平均值。

11.6.5 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 其受剪水平截面应符合下列条件:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\eta_j \beta_c f_c A_j) \quad (11.6.5)$$

式中: A_j ——节点核心区有效截面面积: 当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D^2$; 当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$;

D ——圆柱截面直径;

b_b ——梁的截面宽度;

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数，按本规范第 11.6.3 条取用。

11.6.6 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其抗震受剪承载力应符合下列规定：

1 9 度设防烈度

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.2\eta_j f_t A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (11.6.6-1)$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.5\eta_j f_t A_j + 0.05\eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (11.6.6-2)$$

式中： h_{b0} ——梁截面有效高度；

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积；

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积。

11.6.7 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。贯穿中柱的每根纵向梁筋直径，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 9.3.6~9.3.9 的相关规定，且将相应的 l_a 改为 l_{aE} 、 l_l 改为 l_{lE} 。

11.6.8 框架节点区箍筋的最大间距、最小直径宜按本规范表 11.4.7-2 采用。节点区箍筋的肢距：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 倍箍筋直径中的较小者；四级抗震等级不宜大于 300mm。对一、二、三级抗震等级的框架节点，配筋特征值 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，其节点核心区配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较

大值。

11.7 剪力墙

11.7.1 一级抗震等级剪力墙各墙肢截面考虑地震作用组合的弯矩设计值，底部加强部位及以上一层应按墙肢底部截面组合弯矩设计值采用；其他部位应按墙肢截面的组合弯矩设计值乘以增大系数 1.2 后采用。

11.7.2 剪力墙的受剪截面应符合下列要求：

当剪跨比大于 2.5 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.2-1)$$

当剪跨比不大于 2.5 时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.2-2)$$

式中： V_w ——考虑地震作用组合的剪力墙的剪力设计值。

11.7.3 剪力墙在偏心受压时的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b h_0 + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (11.7.3)$$

式中： N ——考虑地震作用组合的剪力墙轴向压力设计值中的较小者；当 N 大于 $0.2 f_c b h$ 时取 $0.2 f_c b h$ ；

λ ——计算截面处的剪跨比， $\lambda = M / (V h_0)$ ；当 $\lambda < 1.5$ 时取 1.5；当 $\lambda > 2.2$ 时取 2.2；此处， M 为与设计剪力值 V 对应的弯矩设计值；当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0 / 2$ 时，应按距离墙底 $h_0 / 2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算。

11.7.4 剪力墙在偏心受拉时的斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b h_0 - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (11.7.4)$$

当公式(11.7.4)右边方括号内的计算值小于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$ 时，取等于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0$ 。

式中： N ——考虑地震作用组合的剪力墙轴向拉力设计值中的较大值。

11.7.5 一级抗震等级的剪力墙，其水平施工缝处的受剪承载力应符合下列规定：

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8 N) \quad (11.7.5)$$

式中： N ——考虑地震作用组合的水平施工缝处的轴向力设计值，压力时取正值，拉力时取负值；

A_s ——剪力墙水平施工缝处全部竖向钢筋截面面积，包括竖向分布钢筋、附加竖向插筋以及边缘构件(不包括两侧翼墙)纵向钢筋的总截面面积。

11.7.6 筒体及剪力墙洞口连梁的正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_y A_s + f_{yx} A_{sx} \cos \alpha) (h_0 - a'_s) \quad (11.7.6)$$

式中： M_b ——考虑地震作用组合的剪力墙连梁梁端弯矩设计值；

f_y ——纵筋抗拉强度设计值；

f_{yx} ——对角斜筋抗拉强度设计值；

A_s ——单侧受拉纵向钢筋截面面积；

A_{sx} ——单侧对角斜筋截面面积，无斜筋时取 0；

α ——对角斜筋与梁纵轴线夹角；

h_0 ——连梁截面有效高度。

11.7.7 筒体及剪力墙洞口连梁的剪力设计值 V_{wb} 应按下列规定计算：

$$V_{wb} = \eta_{vb} \frac{M'_b + M''_b}{l_n} + V_{Gb} \quad (11.7.7)$$

式中： M'_b 、 M''_b ——分别为考虑地震作用组合的筒体及剪力墙连梁左、右梁端弯矩设计值。应分别按顺时针方向和逆时针方向计算 M'_b 与 M''_b 之和，并取其较大值。对一级抗震等级，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零。

l_n ——连梁净跨；

V_{Gb} ——考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定；

η_{vb} ——连梁剪力增大系数。对于普通箍筋连梁，一级抗震等级取 1.3，二级取 1.2，三级取 1.1，四级取 1.0；配置有斜向钢

筋的连梁 η_{vb} 取 1.0。

11.7.8 筒体及剪力墙洞口连梁，当配置普通箍筋时，其截面限制条件及斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 跨高比不小于 2.5 的连梁

1) 受剪截面应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.8-1)$$

2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42 f_t b h_0 + \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (11.7.8-2)$$

2 跨高比小于 2.5 的连梁

当连梁受剪截面符合式(11.7.8-3)规定时，配置普通箍筋连梁的斜截面受剪承载力应符合式(11.7.8-4)规定：

1) 受剪截面应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.8-3)$$

2) 连梁的斜截面受剪承载力应符合下列要求：

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38 f_t b h_0 + 0.9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right) \quad (11.7.8-4)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

n ——箍筋肢数；

A_{sv1} ——单肢箍筋截面面积。

11.7.9 采用特殊配箍方式的跨高比小于 2.5 的连梁，应符合下列规定：

1 当采用对角斜筋配筋方式（图 11.7.9-1a）或分段封闭箍筋配筋方式（图 11.7.9-1b）时，连梁的受剪截面可按公式(11.7.8-1) 验算，其斜截面受剪承载力可分别按公式（11.7.9-1）和（11.7.9-3）验算；

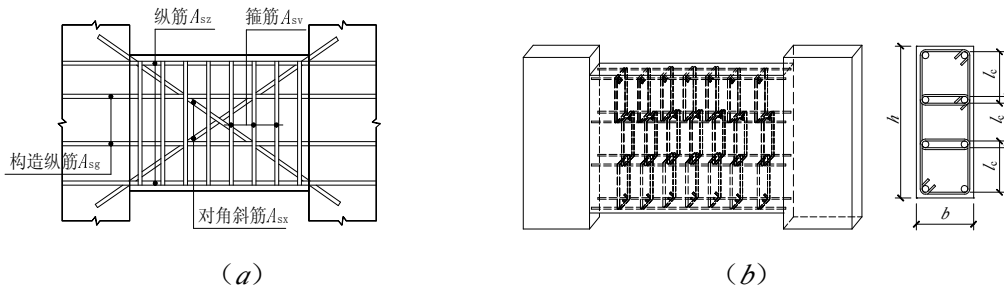


图 11.7.9-1 对角斜筋连梁及分段封闭箍筋连梁

(a) 对角斜筋连梁 (b) 分段封闭箍筋连梁

对角斜筋连梁的斜截面受剪承载力:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.4 f_t b h_0 + (1.9 \sin \alpha + 0.6 \eta) f_{sx} A_{sx} \right] \quad (11.7.9-1)$$

$$\eta = (A_{sv} f_{yv} h_0) / (s \cdot f_{yx} A_{sx}) \quad (11.7.9-2)$$

分段封闭箍筋连梁的斜截面受剪承载力:

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{0.6}{(l_n/h)} f_t b h_0 + 0.13 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.96 A_s f_y \right] \quad (11.7.9-3)$$

式中: α —— 对角斜筋与梁纵轴线夹角;

η —— 箍筋与对角斜筋的配筋强度比, 应符合 $0.5 \leq \eta \leq 1.0$;

f_{yx} —— 对角斜筋抗拉强度设计值;

A_{sx} —— 单侧对角斜筋截面面积;

A_s —— 对称配置的截面上部或下部纵向钢筋截面面积;

A_{sv} —— 同一截面内各分段箍筋的全部截面面积。

2 当连梁采用综合斜筋配筋方式(图 11.7.9-2)时,其受剪截面可按式(11.7.9-4)验算,其斜截面受剪承载力可按式(11.7.9-5)验算。

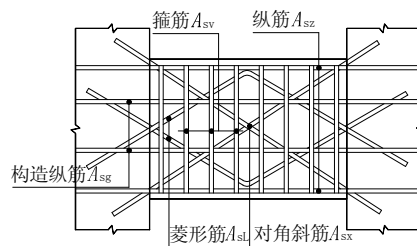


图 11.7.9-2 综合斜筋连梁

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.25 \beta_c f_c b h_0) \quad (11.7.9-4)$$

$$V_{wb} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \{0.5f_t b h_0 + [2.4 \sin \alpha + 0.6\eta] f_{sx} A_{sx}\} \quad (11.7.9-5)$$

式中： η ——箍筋与对角斜筋的配筋强度比，按本规范公式（11.7.9-2）计算，并应符合 $0.6 \leq \eta \leq 1.2$ 。

11.7.10 筒体及剪力墙连梁的纵向钢筋及箍筋构造应符合下列要求：

1 各类配筋连梁的单侧纵筋的最小配筋率不应小于 0.15%，且配筋不宜少于 $2\phi 12$ ；交叉斜筋连梁、综合斜筋连梁的单侧对角斜筋 A_{sx} 的最小配筋率不应小于 0.15%，且配筋不应少于 $2\phi 12$ ；综合斜筋连梁的单侧菱形筋截面面积 A_{sL} 可取对角斜筋截面面积的 50%，且配筋不应少于 $1\phi 12$ ；

2 沿连梁全长箍筋的构造应按框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用，箍筋的最小配箍率应符合本规范第 11.3.8 条的要求；

3 连梁截面顶面和底面纵向受力钢筋、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；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；

4 墙体水平分布钢筋可作为连梁的腰筋在连梁范围内拉通连续配置。当连梁截面高度大于 700mm 时，其两侧面沿梁高范围设置的纵向构造钢筋（腰筋）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（腰筋）的面积配筋率不应小于 0.3%；

5 连梁中同一方向的对角斜筋数量超过 1 根时，应设置对角斜筋的拉结筋，拉结筋的间距应不大于连梁宽度和 300mm 的较小值，直径不应小于 6mm。

11.7.11 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，且不宜小于层高的 1/20；底部加强部位不应小于 200mm，且不宜小于层高的 1/16，当墙端无端柱或翼墙时，墙厚不宜小于净高的 1/12。三、四级抗震等级时，不应小于 140mm，且不宜小于层高的 1/25；

2 框架-剪力墙结构：一般部位不应小于 160mm，且不宜小于层高的 1/20；底部加强部位不应小于 200mm，且不宜小于层高的 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

层高的 1/20；底部加强部位不应小于 200mm，且不宜小于层高的 1/16。筒体底部加强部位及其以上一层不应改变墙体厚度。

11.7.12 剪力墙厚度大于 140mm 时，其竖向和水平向分布钢筋应采用双排布置，双排分布钢筋间应设置拉接钢筋，且拉筋的间距不应大于 600mm、直径不应小于 6mm。在底部加强部位边缘构件以外的墙体中，拉筋间距宜加密。

11.7.13 剪力墙的水平向和竖向分布钢筋的配筋应符合下列规定：

1 一、二、三级抗震等级的剪力墙的水平向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%，分布钢筋间距不应大于 300mm；其直径不应小于 8mm；

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%，钢筋间距不应大于 200mm。

11.7.14 剪力墙水平和竖向分布钢筋的直径不宜大于墙厚的 1/10。

11.7.15 一、二、三级抗震等级的剪力墙，其底部加强部位在重力荷载代表值作用下的墙肢轴压比不宜超过表 11.7.15 的限值。

表 11.7.15 剪力墙轴压比限值

抗震等级（设防烈度）	一级(9 度)	一级(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 $N/(f_c A)$ 中的 A 为墙肢截面面积。

11.7.16 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 11.7.16 规定时，其底部加强部位及其以上一层墙肢应按本规范 11.7.17 条的规定设置约束边缘构件；当墙肢轴压比不大于表 11.7.16 规定时，应按本规范第 11.7.18 条的规定设置构造边缘构件。

表 11.7.16 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)	一级(8 度)	二级、三级
轴压比	0.1	0.2	0.3

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，并应按本规范第 11.7.17 条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，应按本规范 11.7.18 条设置构造边缘构件；

4 框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，其边缘构件的设计应符合本条第 1 款和第 3 款的要求。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；底部加强部位以上的全高范围内应按本规范图 11.7.17 的要求设置约束边缘构件。

11.7.17 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 11.7.17)：

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 11.7.17 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 11.7.17 所示，其体积配筋率 ρ_v 应符合下列要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_y} \quad (11.7.17)$$

式中： λ_v ——配箍特征值，计算时可计入拉筋。

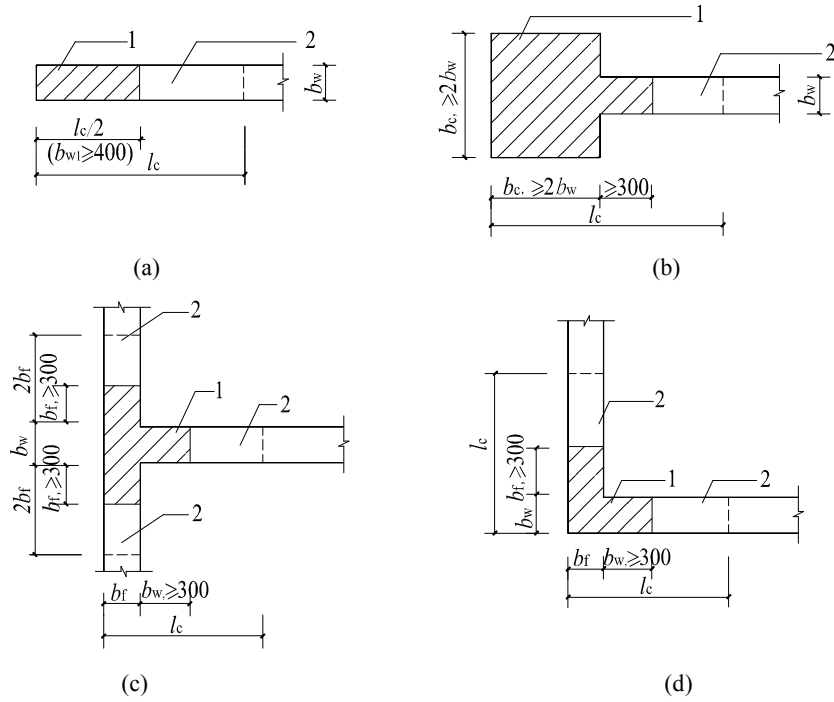
2 一、二、三级抗震等级剪力墙约束边缘构件的纵向钢筋的截面面积，对暗柱、端柱、翼墙和转角墙分别不应小于图 11.7.17 中阴影部分面积的 1.2%、1.0%、0.9%；

表 11.7.17 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

抗震等级(设防烈度)		一级(9 度)			一级(8 度)			二级、三级		
重力荷载代表值作用下的轴压比		0.1	0.25	0.4	0.20	0.35	0.50	0.30	0.45	0.60
λ_v		0.1	0.15	0.2	0.10	0.15	0.20	0.10	0.15	0.20
l_c (mm)	暗柱	0.25 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值			0.2 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值			0.2 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值		
	端柱、翼墙或转角墙	0.2 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值			0.15 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值			0.15 h_w 、1.5 b_w 、450 中的最大值		

注：1 λ_v 可根据墙肢轴压比按线性内插法取值；

- 2 翼墙长度小于其厚度 3 倍时, 视为无翼墙剪力墙; 端柱截面边长小于墙厚 2 倍时, 视为无端柱剪力墙;
- 3 约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 除满足表 11.7.17 的要求外, 当有端柱、翼墙或转角墙时, 尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm;
- 4 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, 对二级抗震等级不宜大于 150mm;
- 5 h_w 为剪力墙的墙肢截面高度。



11.7.17 剪力墙的约束边缘构件

(a) 暗柱; (b) 端柱; (c) 翼墙; (d) 转角墙

注: 图中尺寸单位为 mm。

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

11.7.18 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 11.7.18 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 11.7.18 的要求。

表 11.7.18 构造边缘构件的构造配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其它部位		
	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)
一	$0.01 A_c$, $6\phi 16$	8	100	$0.008 A_c$, $6\phi 14$	8	150
二	$0.008 A_c$, $6\phi 14$	8	150	$0.006 A_c$, $6\phi 12$	8	200

三	$0.006A_c, 6\phi 12$	6	150	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	200
四	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	200	$0.004A_c, 4\phi 12$	6	250

注：1 A_c 为图 11.7.18 中所示的阴影面积取用；

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。

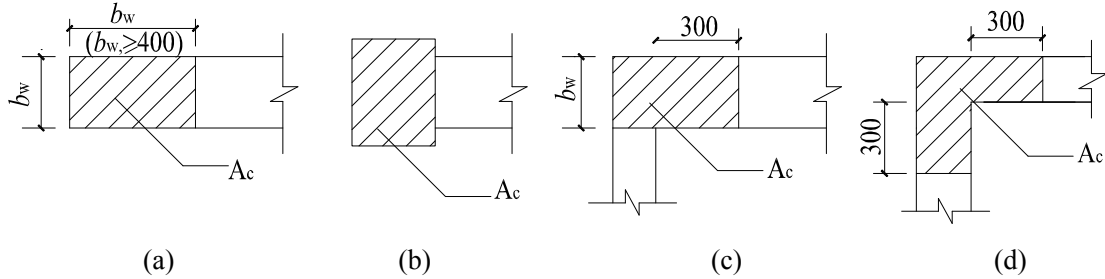


图 11.7.18 剪力墙的构造边缘构件

(a) 暗柱；(b) 端柱；(c) 翼墙；(d) 转角墙

注：图中尺寸单位为 mm。

11.7.19 楼面梁与剪力墙墙肢在墙肢平面外方向连接时，如果楼面梁跨越墙肢，则可仅验算连接处墙肢的局部受压承载力；如果楼面梁仅在墙肢一侧与墙连接，应符合下列要求：

1 楼面梁纵筋应满足锚固要求，直段锚固长度不宜小于 $0.4l_{aE}$ 。当楼面梁纵筋的直段锚固长度不满足下式或小于 $0.45l_{aE}$ 时，应按本规范第 11.7.20 条验算剪力墙平面外抗拉脱承载力；

$$l_{ah} > 0.22\sqrt{\gamma_w n} \cdot l_{aE} \quad (11.7.19)$$

式中： l_{ah} ——楼面梁纵筋锚入墙体的直段长度；

n ——楼面梁受拉纵筋数量；

γ_w ——墙梁平面外连接节点的弯扭影响系数，可按本规范(11.7.20-2)式计算。

2 墙肢平面外抗弯承载力和抗剪承载力设计应符合本规范第 11.7.22 条的规定；

3 楼面梁与墙肢连接处应满足局部受压承载力要求。

11.7.20 楼面梁端弯矩设计值不应大于剪力墙墙肢平面外抗拉脱承载力。剪力墙墙肢平面外抗拉脱承载力可按下列规定计算：

$$M_{b_{wu}} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{A_b f'_t}{\gamma_w} Z \right) \quad (11.7.20-1)$$

$$\gamma_w = 1 + 1.2(1 - \gamma_f) \frac{Z}{h_c} + \frac{Z}{H} \quad (11.7.20-2)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \left[\frac{h + b_w}{b + b_w} \cdot \left(\frac{b_v}{b_w} \right)^3 \right]^{0.4}} \quad (11.7.20-3)$$

$$f'_i = 0.9 f'_t + 0.1 \sigma'_c \quad (11.7.20-4)$$

式中： $M_{b_{wu}}$ ——剪力墙墙肢平面外抗拉脱承载力；

f'_t ——临界截面有效抗剪强度；

σ'_c ——临界截面混凝土竖向有效压应力设计值，当计算值大于 $0.3f_c$ ，取 $0.3f_c$ ；

γ_f ——暗柱平面外抗弯承载力与墙肢平面外抗弯承载力的比值，当计算值小于 0.4 时取 0.4；

Z ——楼面梁梁端截面受拉钢筋合力点到压区合力点的距离；

A_b ——从楼面梁端纵筋弯弧终点内侧开始的 45° 锥体破坏面在墙正面的投影面积，多根钢筋时应扣除投影重叠部分的面积；

b 、 h ——分别为楼面梁宽度和高度；

h_c ——拉脱破坏临界截面高度，取楼面梁截面高度与墙肢截面厚度 b_w 之和；

b_v ——明梁截面宽度，无明梁时，取墙肢截面厚度 b_w ；

H ——楼面梁上、下楼层高度的平均值。

11.7.21 当墙肢平面外承载力不满足要求时，可采取下列措施之一进行设计：

1 沿楼面梁轴线方向设置剪力墙肢，梁纵筋伸入所增设的墙肢内锚固；

2 在剪力墙与梁相交处设置与剪力墙整浇的扶壁柱，扶壁柱的设计应符合本规范第 11.7.22 条的有关规定；

3 当楼面梁纵筋满足锚固要求时，可在墙与楼面梁相交处沿竖向设置暗柱，暗柱的设计应符合本规范第 11.7.22 条的有关规定。

11.7.22 有楼面梁单侧连接时，墙肢暗柱、扶壁柱及墙肢平面外抗弯承载力、抗剪承载力设计应符合下列规定：

1 暗柱宜与楼面梁对中设置，其截面宽度：无明梁时宜取楼面梁截面宽度

与墙肢截面厚度之和，有明梁时宜取楼面梁截面宽度与 2 倍墙肢截面厚度之和；

2 扶壁柱宜与楼面梁对中设置，其截面宽度不宜小于楼面梁截面宽度，其截面高度应按计算确定并应满足楼面梁纵筋的锚固要求；

3 墙肢承受的平面外剪力宜全部由暗柱、扶壁柱承担。墙肢平面外抗弯承载力计算时，应符合下列规定：

1) 墙肢截面有效宽度：设置暗柱时，可取暗柱宽度的 2 倍；设置扶壁柱时，可取扶壁柱截面宽度与 2 倍墙肢截面厚度之和；

2) 墙肢有效截面内承担的弯矩设计值可取为楼面梁梁端弯矩设计值。

4 暗柱、扶壁柱的纵向钢筋和箍筋应按计算确定，并宜符合相应抗震等级框架柱的构造要求。

11.7.23 当墙肢平面外抗拉脱破坏承载力不符合本规范第 11.7.20 条的要求，且楼面梁梁端弯矩设计值不大于 $0.8\gamma_w M_{bww}$ 时，可在楼面梁与墙肢连接处的墙内设置水平暗梁或明梁（图 11.7.23），并应满足下列要求：

1 暗梁截面高度可取为拉脱破坏临界截面高度 h_c ，沿墙内的设置长度不宜小于 $2h_c + b + 60d$ ， d 为暗梁纵筋直径；

2 明梁截面宽度 b_v 不应小于 $0.5l_{aE}$ ，且突出墙面部分的宽度 t_1 不宜大于墙厚 b_w 和 200mm 的较小值；明梁截面高度 h_v 可取为拉脱破坏临界截面高度 h_c ，且其顶部和底部宜突出楼面梁截面各 50mm。明梁长度不宜小于 $2.5h_c + b + 60d$ ， d 为明梁纵筋直径；

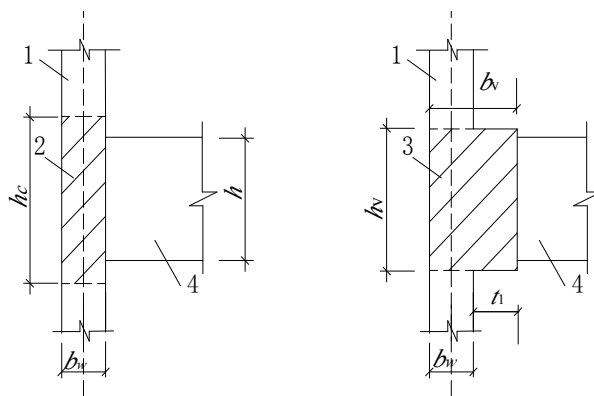


图 11.7.23 暗梁和明梁截面侧视示意图

1——墙；2——暗梁；3——明梁；4——楼面梁

3 暗梁和明梁应分别进行受扭承载力计算，抗扭箍筋宜配置在暗梁或明梁与楼面梁相交处以及左右各一倍楼面梁宽度范围内。暗梁、明梁所承受的扭矩设

计值可按下列公式计算：

$$T = 0.5(1 - \gamma_f)M_b \quad (11.7.23)$$

式中： M_b ——楼面梁梁端弯矩设计值。

4 明梁设计尚宜考虑楼面梁梁端集中剪力的作用。可在楼面梁与明梁交接处 3 倍楼面梁宽度范围内配置附加箍筋，并相应增加明梁突出墙外部分的纵筋面积。明梁突出墙外部分的纵向钢筋和全部箍筋的配筋强度比值宜取为 1。

11.8 预应力混凝土结构构件

11.8.1 本节适用于 6、7、8 度时后张有粘结预应力混凝土结构的抗震设计，9 度时应进行专门研究。

无粘结预应力混凝土结构的抗震设计，应符合专门规定。

11.8.2 抗震设计时，预应力混凝土结构的抗震等级、地震组合内力及调整，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢筋混凝土结构的要求执行。抗震设计的预应力混凝土结构，应达到相同抗震等级的钢筋混凝土结构的延性要求。

11.8.3 抗震设计时，后张预应力框架、门架、转换层的转换大梁，宜采用有粘结预应力筋；承重结构的预应力受拉杆件和抗震等级为一级的预应力框架，应采用有粘结预应力筋。

11.8.4 预应力混凝土结构的抗震计算，除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定外，尚应符合下列规定：

1 预应力混凝土结构自身的阻尼比，不宜大于 0.03，并可按抗侧力钢筋混凝土结构部分和预应力混凝土结构部分在整个结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比；

2 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时，在地震作用效应基本组合中，应增加预应力作用效应项，其分项系数，一般情况应采用 1.0，当预应力作用效应对构件承载力不利时，应采用 1.2；

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，应计入有效预加力以及预应力孔道对核芯区截面有效验算宽度削弱的影响。

11.8.5 预应力混凝土框架的抗震构造，除符合钢筋混凝土结构的要求外，尚应符合

合下列规定：

1 预应力混凝土框架梁端截面，考虑受压钢筋影响的混凝土受压区高度应符合本规范第 11.3.1 条的规定，且纵向受拉钢筋以非预应力钢筋抗拉强度设计值折算的配筋率：对 HRB400、HRB500 级钢筋不宜大于 2.5%，对 HRB335 级钢筋不宜大于 3.0%；

2 在预应力混凝土框架梁中，宜采用预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋的方式，梁端截面配筋的预应力强度比 λ_p 不宜大于 0.75；

$$\lambda_p = \frac{f_{py} A_p h_p}{f_{py} A_p h_p + f_y A_s h_s} \quad (11.8.5-1)$$

注：对框架-剪力墙或框架-核心筒结构中的后张有粘结预应力混凝土框架，其 λ_p 限值对二、三级抗震等级可增大 0.05。

3 预应力混凝土框架梁端截面的底面和顶面纵向非预应力钢筋截面面积 A'_s 和 A_s 的比值，除按计算确定外，尚应满足下列要求：

$$\text{一级抗震等级} \quad \frac{A'_s}{A_s} \geq \frac{0.5}{1-\lambda_p} \quad (11.8.5-2)$$

$$\text{二、三级抗震等级} \quad \frac{A'_s}{A_s} \geq \frac{0.3}{1-\lambda_p} \quad (11.8.5-3)$$

梁底面纵向非预应力钢筋配筋率不应小于 0.2%。

4 当计算预应力混凝土框架柱的轴压比时，应计入预应力筋的总有效预加力形成的轴向压力设计值，并符合钢筋混凝土结构中对应框架柱的要求；箍筋宜全高加密。对大跨度边柱可采用非对称配筋方式，一侧宜采用混合配筋，另一侧可仅配置钢筋。

11.8.6 后张预应力混凝土板柱结构，当设防烈度为 8 度时应采用板柱-剪力墙结构；6 度、7 度时除采用板柱-剪力墙结构外，亦可采用板柱-框架结构。板柱柱上板带的端截面应符合本规范第 11.8.5 条对受压区高度及预应力强度比的规定，板柱节点应符合本规范第 11.9 节的规定。

11.8.7 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核心区。预应力筋-锚具组装件的锚固性能，应符合专门规定。

11.9 板柱节点

11.9.1 对一、二、三级抗震等级的板柱节点，应进行抗震受冲切承载力验算。

11.9.2 8度时宜采用有托板或柱帽的板柱节点，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不宜小于柱纵筋直径的16倍。托板或柱帽的边长不宜小于4倍板厚与柱截面相应边长之和。

11.9.3 在竖向荷载、地震作用下，当考虑板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，其考虑抗震等级的集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 可按本规范附录F的规定计算，此时， F_l 为在重力荷载代表值及地震荷载作用下，由板柱节点临界截面所承受的竖向力设计值。由地震作用组合的不平衡弯矩在板柱节点处引起的集中反力设计值应乘以增大系数，对一、二、三级抗震等级板柱结构的节点，该增大系数可分别取1.6、1.5、1.3。

11.9.4 考虑地震作用组合的板柱节点，当配置箍筋或抗剪锚栓时其受冲切承载力应符合下列规定：

$$F_{l,eq} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[(0.33f_t + 0.15\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu} \right] \quad (11.9.4)$$

11.9.5 无柱帽平板宜在柱上板带中设构造暗梁，暗梁宽度可取柱宽及柱两侧各不大于1.5倍板厚。暗梁支座上部钢筋面积应不小于柱上板带钢筋截面面积的50%，暗梁下部钢筋不宜少于上部钢筋的1/2。支座处暗梁的箍筋应按计算确定，并应符合下列要求：

1 加密区长度不应小于3倍板厚；

2 箍筋肢距不宜大于250mm，箍筋间距不宜大于100mm，箍筋直径不应小于8mm。

11.9.6 沿两个主轴方向贯通节点柱截面的连续预应力钢筋及板底非预应力钢筋，应符合下列要求：

1 沿两个主轴方向贯通节点柱截面的连续钢筋的总截面面积，应符合下式要求：

$$f_{py} A_p + f_y A_s \geq N_G \quad (11.9.6)$$

式中： A_s ——贯通柱截面的板底钢筋截面面积；对一端在柱截面对边接受拉弯

折锚固的钢筋，截面面积按一半计算；

A_p ——贯通柱截面连续预应力钢筋截面面积；对一端在柱截面对边锚固的钢筋，截面面积按一半计算；

f_{py} ——预应力筋抗拉强度设计值，对无粘结预应力筋，应按本规范第 10.1.16 条取用无粘结预应力筋的抗拉强度设计值 σ_{pu} ；

N_G ——在本层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力。

- 2 连续预应力筋应布置在板柱节点上部，呈下凹进入板跨中；
- 3 连续非预应力板底钢筋，宜在距柱面为 2 倍纵向钢筋锚固长度以外搭接，且钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩。

附录 A 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论重量

表 A.1 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论重量

公称直径 (mm)	不同根数钢筋的计算截面面积(mm ²)									单根钢筋 理论重量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1231	1385	1.21
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.58
18	254.5	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	2.00
20	314.2	628	942	1256	1570	1884	2199	2513	2827	2.47
22	380.1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2.98
25	490.9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3.85
28	615.8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4.83
32	804.2	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6.31
36	1017.9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7.99
40	1256.6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9.87
50	1964	3928	5892	7856	9820	11784	13748	15712	17676	15.42

表 A.2 钢绞线公称直径、计算截面面积及理论重量

种类	公称直径(mm)	计算截面面积(mm ²)	理论重量(kg/m)
1×3	8.6	37.4	0.295
	10.8	59.3	0.465
	12.9	85.4	0.671
1×7 标准型	9.5	54.8	0.432
	11.1	74.2	0.580
	12.7	98.7	0.774
	15.2	139	1.101
	15.7	150	1.178
	17.8	191	1.500

表 A.3 钢丝公称直径、计算截面面积及理论重量

公称直径(mm)	计算截面面积(mm ²)	理论重量(kg/m)
5.0	19.63	0.154
7.0	38.48	0.302
9.0	63.62	0.499

附录 B 近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法

B.0.1 当采用增大系数法近似计算结构因侧移产生的二阶效应 ($P-\Delta$ 效应) 时, 可对未考虑 $P-\Delta$ 效应的一阶弹性分析所得的构件端弯矩以及层间位移乘以增大系数进行计算:

$$M = M_{ns} + \eta_s M_s \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$\Delta = \eta_s \Delta_1 \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中: M_s ——引起结构侧移荷载产生的一阶弹性分析构件端弯矩;

M_{ns} ——不引起结构侧移荷载产生的一阶弹性分析构件端弯矩;

Δ_1 ——一阶弹性分析的层间位移;

η_s —— $P-\Delta$ 效应增大系数。

B.0.2 框架结构中, 所计算楼层各柱的 η_s 可按下列公式计算:

$$\eta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_j}{DH_0}} \quad (\text{B.0.2-3})$$

式中: D ——所计算楼层的侧向刚度。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构位移增大系数时, 应按本规范第 B.0.5 条规定取用结构构件刚度, 并用相应的构件刚度进行计算;

N_j ——计算楼层第 j 列柱轴力设计值;

H_0 ——计算楼层的层高。

B.0.3 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构中的 η_s 可按下列公式计算:

$$\eta_s = \frac{1}{1 - k \frac{H^2 \sum G}{E_c J_d}} \quad (\text{B.0.3-4})$$

式中: $\sum G$ ——各楼层重力荷载设计值之和;

$E_c J_d$ ——结构的等效侧向刚度, 可先按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则, 将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。在计算结构构件弯矩增大系数与计算结构

位移增大系数时，应按本规范第 B.0.5 条规定取用结构构件刚度，并用相应的构件刚度进行计算；

k ——结构形式系数，对于剪力墙结构、筒体结构中的整截面剪力墙或小开口剪力墙，取 $k=0.14$ ；对于剪力墙结构、筒体结构中的联肢墙或壁式框架，取 $k=0.14(1+\Delta N_j/N_j)$ ；对于框架—剪力墙结构中的剪力墙肢，取 $k=0.17$ ；对于框架—剪力墙结构中的框架，取 $k=0.14$ ；

ΔN_j ——联肢墙或壁式框架中第 j 墙肢在水平荷载作用下产生的轴压力设计值，当 ΔN_j 为拉力时，取 $\Delta N_j=0$ ；

N_j ——联肢墙或壁式框架中第 j 墙肢在竖向荷载作用下产生的轴压力设计值。

B.0.4 对排架结构中的 η_s 可按下列公式计算：

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{\kappa e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta \quad (\text{B.0.4-10})$$

$$\zeta = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (\text{B.0.4-11})$$

式中： κ ——与纵筋强度有关的系数。当采用 335MPa 钢筋时，取为 1720；采用 400MPa 钢筋时，取为 1620；采用 500MPa 钢筋时，取为 1510；

ζ ——截面曲率修正系数；当 $\zeta > 1.0$ 时，取 $\zeta = 1.0$ 。

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距；

l_0 ——柱的等效长度，可按表 B.0.4-1 取用。

A ——柱的截面面积。对于 I 形截面取： $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ 。

表 B.0.4 刚性屋盖单层房屋排架柱、露天吊车柱和栈桥柱的等效长度

柱的类别		l_0		
		排架方向	垂直排架方向	
			有柱间支撑	无柱间支撑
无吊车房屋柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
有吊车房屋柱	上柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
	下柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
露天吊车柱和栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	-

- 注：1 表中 H 为从基础顶面算起的柱子全高； H_l 为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱子下部高度； H_u 为从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱子上部高度；
- 2 表中有吊车房屋排架柱的等效长度，当计算中不考虑吊车荷载时，可按无吊车房屋柱的等效长度采用，但上柱的等效长度仍可按有吊车房屋采用；
- 3 表中有吊车房屋排架柱的上柱在排架方向的等效长度，仅适用于 $H_u/H_l \geq 0.3$ 的情况；当 $H_u/H_l < 0.3$ 时，等效长度宜采用 $2.5H_u$ 。

B.0.5 当采用本规范 B.0.2、B.0.3 条计算各结构构件中的弯矩增大系数 η_s 时，宜对构件的弹性抗弯刚度 E_cI 乘以下列折减系数：对梁，取 0.4；对柱，取 0.6；对剪力墙及核心筒壁，取 0.45；当计算各结构中的位移增大系数 η_s 时，可不对刚度进行折减。

注：当验算表明剪力墙或核心筒底部正截面不开裂时，计算弯矩增大系数 η_s 时的刚度折减系数可取 0.7。

附录 C 钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则

C.1 钢筋本构关系

C.1.1 钢筋的强度标准值 f_{sk} 应按下列公式计算确定：

$$f_{sk} = f_{sm} (1 - 1.645\delta) \quad (\text{C.1.1})$$

式中： f_{sk} ——钢筋的平均强度；

δ ——钢筋强度的变异系数。热轧带肋钢筋的强度变异系数可按表 C.1.1 采用。

表 C.1.1 热轧带肋钢筋强度的变异系数

强度等级	HRB 335		HRB 400		HRB 500	
	屈服强度	抗拉强度	屈服强度	抗拉强度	屈服强度	抗拉强度
δ	0.050	0.034	0.045	0.036	0.039	0.036

C.1.2 钢筋单调加载应力-应变本构关系曲线(图 C.1.2)可按下列公式确定，设计中也可根据需要将曲线段简化为直线段。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq k_1 \varepsilon_y \\ k_4 f_y + \frac{E_s (1 - k_4)}{\varepsilon_y (k_2 - k_1)^2} (\varepsilon_s - k_2 \varepsilon_y)^2 & \varepsilon_s > k_1 \varepsilon_y \end{cases} \quad (\text{C.1.2})$$

式中： σ_s ——钢筋应力；

ε_s ——钢筋应变；

E_s ——钢筋的弹性模量；

f_y ——钢筋的屈服强度；

ε_y ——钢筋的屈服应变，可取 f_y / E_s ；

k_1 ——钢筋硬化起点应变与屈服应变的比值。当不具备完整的钢筋材性试验数据时，钢筋可取为 4，硬钢或钢绞线可取为 1~2；

k_2 ——钢筋峰值应变与屈服应变的比值。当不具备完整的钢筋材性试验数据时，钢筋可取为 25，硬钢或钢绞线可取为 10；

k_3 ——钢筋极限应变与屈服应变的比值。当不具备完整的钢筋材性试验数据时，可取为 40；

k_4 ——钢筋峰值应力与屈服强度的比值。当不具备完整的钢筋材性试验数据时，可取为 1.2。

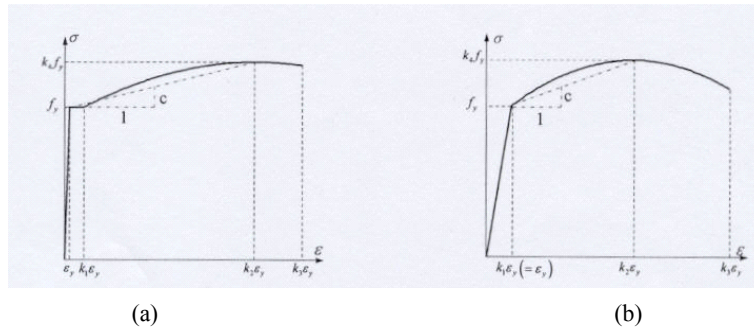


图 C.1.2 钢筋单调受拉应力-应变曲线

(a) 钢筋; (b) 钢丝或钢绞线

C.1.3 钢筋反复加载应力-应变本构关系曲线(图 C.1.2)可按下列公式确定:

$$\sigma_s = [E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_a) + \sigma_a] - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a}\right)^p [E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - (\sigma_b - \sigma_a)] \quad (\text{C.1.3-1})$$

$$p = \frac{E_s(1 - k/E_s)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - (\sigma_b - \sigma_a)} \quad (\text{C.1.3-2})$$

式中: k ——等效硬化直线的斜率, 可取过屈服点和峰值点直线的斜率 (图 C.1.2);

σ_a ——再加载路径起点应力, 可取 $\sigma_a = 0$;

其他符号的意义见图 C.1.3。

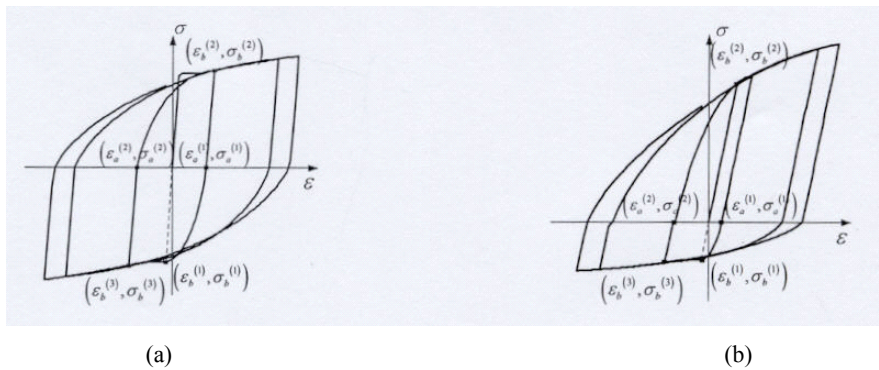


图 C.1.3 钢筋反复拉压应力-应变曲线

(a) 钢筋; (b) 硬钢或钢绞线

必要时, 可采用实测曲线确定钢筋的本构关系。

C.2 混凝土本构关系

C.2.1 适用的混凝土本构模型条件如下: 混凝土强度等级 C20~C80; 混凝土质量密度 2200~2400kg/m³; 正常温度、湿度环境; 正常加载速度。

C.2.2 混凝土单轴受拉的应力-应变曲线方程可按下列公式确定 (图 C.2.2)。

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{C.2.2-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C.2.2-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_t} \quad (\text{C.2.2-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_t^*}{E_c \varepsilon_t} \quad (\text{C.2.2-4})$$

式中： α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值，按表 C.2.2 取用；
 f_t^* ——混凝土的单轴抗拉强度，其值可根据实际结构分析需要分别取 f_{tk} 、 f_{tm} ；
 ε_t ——与单轴抗拉强度 f_t^* 相应的混凝土峰值拉应变，按表 C.2.2 取用；
 d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数。

表 C.2.2 混凝土单轴受拉应力-应变曲线的参数取值

f_t (N/mm ²)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
ε_t (10 ⁻⁶)	65	81	95	107	118	128	137
α_t	0.31	0.70	1.25	1.95	2.81	3.82	5.00

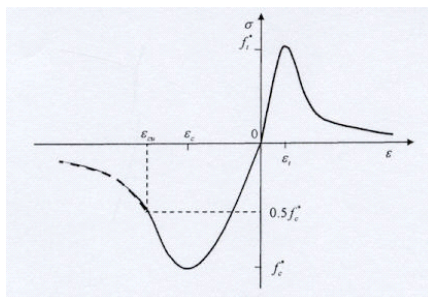


图 C.2.2 混凝土单轴应力-应变曲线

注：混凝土受拉、受压的应力-应变曲线示意图绘于同一坐标系中，但取不同的比例。符号取“受拉为正、受压为负”。

C.2.3 混凝土单轴受压的应力-应变曲线方程可按下列公式确定（图 C.2.2）：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{C.2.3-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \rho_c [\alpha_a + (3 - 2\alpha_a)x + (\alpha_a - 2)x^2] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_a(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C.2.3-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \quad (\text{C.2.3-3})$$

$$\rho_c = \frac{f_c^*}{E_c \varepsilon_c} \quad (\text{C.2.3-4})$$

式中： α_a 、 α_d ——混凝土单轴受压应力-应变曲线上升段、下降段的参数值，按表 C.2.3 取用；

f_c^* ——混凝土单轴抗压强度，其值可实际结构分析需要分别取 f_c 、 f_{ck} 或 f_{cm} ；

ε_c ——与单轴抗压强度 f_c^* 相应的混凝土峰值压应变，按表 C.2.3 取用；

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数。

表 C.2.3 混凝土单轴受压应力-应变曲线的参数取值

f_c^* (N/mm^2)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
ε_c (10^{-6})	1470	1560	1640	1720	1790	1850	1920	1980	2030	2080	2130	2190	2240
α_a	2.15	2.09	2.03	1.96	1.90	1.84	1.78	1.71	1.65	1.59	1.53	1.46	1.40
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_c$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

注： ε_{cu} 为应力应变曲线下下降段应力等于 $0.5 f_c^*$ 时的混凝土压应变。

C.2.4 在重复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载曲线（图 C.2.4）的控制点，即混凝土卸载至零应力点时的残余应变 ($0, \varepsilon_z$) 和卸载点 ($\sigma_{un}, \varepsilon_{un}$) 控制，残余应变 ε_z 、附加应变 ε_{ca} 和更新割线模量 E_r 可按下列公式确定：

$$\begin{cases} \varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca}) \sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \\ \varepsilon_{ca} = \max \left(\frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{c0}} \right) \sqrt{\varepsilon_{c0} \varepsilon_{un}} \\ E_r = \frac{\sigma_{un0} - \sigma_{un}}{\varepsilon_{un0} - \varepsilon_{un}} \end{cases} \quad (\text{C.2.4-1})$$

式中： ε_z ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；

σ_{un} 、 ε_{un} ——分别为受压混凝土从骨架线开始卸载时的应力和应变；

ε_{ca} ——附加应变；

E_r ——更新割线模量；

σ_{un0} 、 ε_{un0} ——分别为混凝土受压段卸载曲线终点的应力和应变。

受压混凝土的卸载及再加载应力路径可按下列公式确定：

$$\sigma_c = E_r(\varepsilon_c - \varepsilon_z) \quad (\text{C.2.4-2})$$

式中： σ_c 、 ε_z 、 ε_c 、 E_r ——分别为受压混凝土的压应力、残余应变及压应变和更新割线模量。

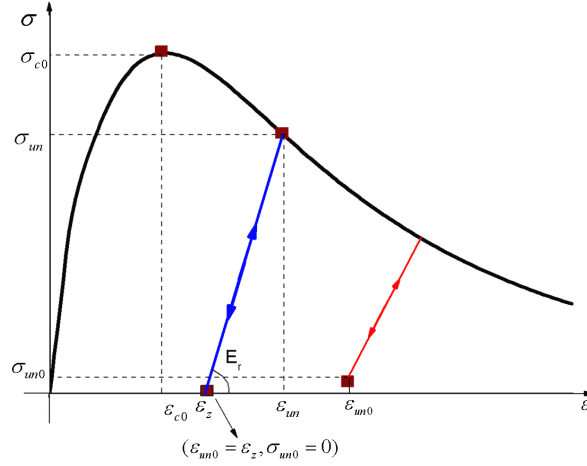


图 C.2.4 重复荷载作用下混凝土应力-应变曲线

C.2.5 混凝土在双轴加载、卸载条件下的本构关系可按下列规定采用：

1 双轴受拉区 ($\sigma'_1 > 0$, $\sigma'_2 > 0$)

加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1 - d_i) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-1})$$

$$\varepsilon_i^e = \sqrt{\frac{1}{1 - \nu^2} [(\varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_2)^2 + 2\nu\varepsilon_1\varepsilon_2]} \quad (\text{C.2.5-2})$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-3})$$

式中： d_i ——受拉损伤演化参数，可由式(C.2.2-2)计算，其中 $x = \frac{\varepsilon_i^e}{\varepsilon_i}$ ；

ε_i^e ——受拉能量等效应变；

σ'_1 、 σ'_2 ——有效应力；

ν ——混凝土泊松比，可取 0.18~0.22。

卸载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 - \sigma_1^{um} \\ \sigma_2 - \sigma_2^{um} \end{Bmatrix} = (1 - d_i) \frac{E_c}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 - \varepsilon_1^{um} \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_2^{um} \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-4})$$

式中： $\sigma_1^m, \sigma_2^m, \varepsilon_1^m, \varepsilon_2^m$ ——二维卸载点处的应力、应变。

在加载方程中，损伤演化参数应采用即时应变换算得到的能量等效应变计算；卸载方程中的损伤演化参数应采用卸载点处的应变换算的能量等效应变计算，并且在整个卸载和再加载过程中保持不变。

2 双轴受压区 ($\sigma'_1 \leq 0, \sigma'_2 \leq 0$)

加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = (1-d_c) \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-5})$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_c^e = & \frac{1}{(1-\nu^2)(\alpha_s + \sqrt{3})} \left\{ \alpha_s(1+\nu)(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \right. \\ & \left. + \sqrt{3} \left[(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)^2 - (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1) \right] \right\} \quad (\text{C.2.5-6}) \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \frac{r-1}{2r-1} \quad (\text{C.2.5-7})$$

式中： d_c ——受压损伤演化参数，可由式(C.2.3-2)计算，其中 $x = \frac{\varepsilon_c^e}{\varepsilon_c}$ ；

ε_c^e ——受压能量等效应变；

α_s ——受剪屈服参数；

r ——双轴受压强度提高系数，取值范围1.15~1.30，可根据实验数据确定，在缺乏实验数据时可取1.2。

卸载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 - \sigma_1^m \\ \sigma_2 - \sigma_2^m \end{Bmatrix} = (1-\eta_d d_c) \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 - \varepsilon_1^m \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_2^m \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-8})$$

$$\eta_d = \frac{\varepsilon_c^e}{\varepsilon_c^e + \varepsilon_{ca}} \quad (\text{C.2.5-9})$$

式中： η_d ——塑性因子；

ε_{ca} ——附加应变，按式(C.2.4-1)计算。

3 双轴拉压区 ($\sigma'_1 > 0, \sigma'_2 \leq 0$) 或 ($\sigma'_1 \leq 0, \sigma'_2 > 0$)

加载方程

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (1-d_t) & 0 \\ 0 & (1-d_c) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2.5-10})$$

$$\varepsilon_i^e = \sqrt{\frac{1}{(1-\nu^2)}} \varepsilon_1 (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2) \quad (\text{C.2.5-11})$$

式中： d_t ——受拉损伤演化参数，可由式(C.2.2-2)计算，其中 $x = \frac{\varepsilon_t^e}{\varepsilon_t}$ ；

d_c ——受压损伤演化参数，可由式(C.2.3-2)计算，其中 $x = \frac{\varepsilon_c^e}{\varepsilon_c}$ ；

ε_t^e ， ε_c^e ——能量等效应变，其中， ε_c^e 按式(C.2.5-6)计算， ε_t^e 可按式(C.2.5-11)计算。

卸载方程

$$\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_1^m \\ \sigma_2 - \sigma_2^m \end{cases} = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} (1-d_t) & (1-d_t)\nu \\ (1-\eta_d d_c)\nu & (1-\eta_d d_c) \end{bmatrix} \begin{cases} \varepsilon_1 - \varepsilon_1^m \\ \varepsilon_2 - \varepsilon_2^m \end{cases} \quad (\text{C.2.5-12})$$

式中： η_d ——塑性因子。

C.3 钢筋-混凝土粘结滑移本构关系

C.3.1 混凝土与热轧带肋钢筋之间的粘结应力-滑移本构关系，在有良好粘结的情况下（未发生完全劈裂破坏），粘结键 τ - s 本构关系（图 C.3.1）可按下列公式确定。

$$\tau = \tau_u \left(\frac{s}{s_u} \right)^{0.3} \quad (0 \leq s \leq s_u) \quad (\text{C.3.1-1})$$

$$\tau = \tau_u + \left(\frac{\tau_u - \tau_r}{s_r - s_u} \right) (s_r - s) \quad (s_u < s \leq s_r) \quad (\text{C.3.1-2})$$

$$\tau = \tau_r \quad (s > s_r) \quad (\text{C.3.1-3})$$

式中： τ ——混凝土与钢筋之间的粘结应力（N/mm²）；

s ——混凝土与钢筋之间的相对滑移（mm）；

其余参数可按表 C.3.1 取值。

表 C.3.1 混凝土与钢筋间粘结应力-滑移曲线的参数值

特征点	粘结应力(N/mm ²)		相对滑移 (mm)	
	峰值	τ_u	4.0 f_{tk}	s_u
残余	τ_r	1.2 f_{tk}	s_r	0.54 d

注：表中 d ——钢筋直径（mm）； f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值（N/mm²）。

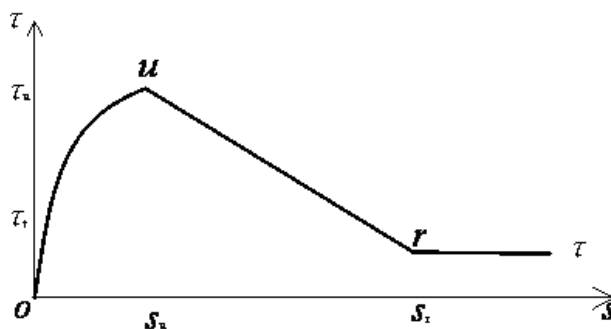


图 C.3.1 混凝土与钢筋间的粘结应力-滑移曲线

C.3.2 除热轧带肋钢筋外,其余种类钢筋的粘结应力-滑移本构关系曲线的参数值可根据试验确定。

C.4 混凝土强度准则

C.4.1 当采用非线性方法进行混凝土结构分析时,混凝土的强度指标宜取实测值或平均值。采用线弹性分析-强度校核方法进行设计时,设计参数取值及抗力计算应符合下列原则:

1 根据计算或验算需要,混凝土单轴强度 (f_c^* 或 f_t^*) 可分别取平均强度 (f_{cm} 或 f_{tm})、标准强度 (f_{ck} 或 f_{tk}) 或设计强度 (f_c 或 f_t);

2 混凝土平均强度可按下列公式计算确定:

$$\text{抗压平均强度} \quad f_{cm} = \frac{f_{ck}}{(1-1.645\delta)} \quad (\text{C.4.1-1})$$

$$\text{抗拉平均强度} \quad f_{tm} = \frac{f_{tk}}{(1-1.645\delta)} \quad (\text{C.4.1-2})$$

式中: δ ——混凝土强度的变异系数,宜根据试验统计分析确定;无试验数据时可按表 C.4.1 的采用。

表 C.4.1 混凝土强度的变异系数

$f_{cu,k}$	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60~C80
δ	0.21 (0.13)	0.18 (0.11)	0.16 (0.10)	0.14 (0.09)	0.13 (0.08)	0.12 (0.07)	0.12 (0.07)	0.11 (0.07)	0.11 (0.06)	0.10 (0.05)

注:表中数值为现场拌制混凝土的变异系数,括号中为商品混凝土的变异系数。

3 采用线弹性分析或非线性分析求得混凝土的应力分布和主应力值后,混凝土多轴强度验算应符合下列要求:

$$|\sigma_i| \leq |f_i| \quad (i=1, 2, 3) \quad (\text{C.4.1-3})$$

式中: σ_i ——混凝土主应力值,受拉为正,受压为负,且 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$;

f_i ——混凝土多轴强度，受拉为正，受压为负，且 $f_1 \geq f_2 \geq f_3$ ，宜按相对值（ $\frac{f_i}{f_c}$ 、 $\frac{f_i}{f_i^*}$ ）计算。

C.4.2 在二轴应力状态下，混凝土的二轴强度由下列 4 条曲线连成的封闭曲线（图 C.4.2）确定，也可按表 C.4.2-1、表 C.4.2-2 和表 C.4.2-3 取值。

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1: f_1^2 + f_2^2 - 2\nu f_1 f_2 \leq (f_t^*)^2 \\ L_2: \sqrt{f_1^2 + f_2^2 - f_1 f_2} + \alpha_s (f_1 + f_2) \leq (1 - \alpha_s) f_c^* \\ L_3: f_2 - \frac{f_t^*}{f_c^*} f_1 \leq f_t^* \\ L_4: f_1 - \frac{f_t^*}{f_c^*} f_2 \leq f_t^* \end{array} \right. \quad (C.4.2)$$

式中： α_s ——受剪屈服参数，由(C.2.5-7)式确定。

表 C.4.2-1 混凝土在二轴拉-压应力状态下的抗拉强度

f_3/f_c	0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0
f_1/f_t	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0

表 C.4.2-2 混凝土在二轴受压状态下的抗压强度

f_1/f_c	-1.0	-1.05	-1.10	-1.15	-1.20	-1.25	-1.29	-1.25	-1.20	-1.16
f_2/f_c	0	-0.074	-0.16	-0.25	-0.36	-0.50	-0.88	-1.03	-1.11	-1.16

表 C.4.2-3 混凝土在二轴受拉状态下的抗压强度

f_1/f_t	0.79	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0
f_2/f_t	0.79	0.86	0.93	0.97	1.00	1.02	1.02	1.02	1.00

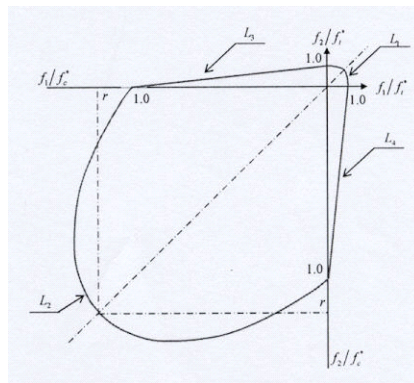


图 C.4.2 混凝土二轴应力的强度包络图

C.4.3 混凝土在三轴应力状态下的强度可按下列规定确定：

- 1 在三轴受拉（拉-拉-拉）应力状态下，混凝土的三轴抗拉强度 f_t 均可取单

轴抗拉强度的 0.9 倍；

2 在三轴拉压（拉-拉-压、拉-压-压）应力状态下，混凝土的三轴抗压强度 f_3 可根据应力比 σ_1/σ_3 和 σ_2/σ_3 按图 C.4.3-1 或表 C.4.3-1 插值确定，其最高强度不宜超过 1.2 倍的单轴抗压强度；

3 在三轴受压（压-压-压）应力状态下，混凝土的三轴抗压强度 f_3 可根据应力比 σ_1/σ_3 和 σ_2/σ_3 按图 C.4.3-2 或表 C.4.3-2 插值确定，其最高强度不宜超过 5 倍的单轴抗压强度。

表 C.4.3-1 混凝土在三轴拉-压状态下抗压强度的调整系数 (f_3/f_c^*)

σ_1/σ_3	σ_2/σ_3												
	-0.75	-0.5	-0.25	-0.1	-0.05	0	0.25	0.349	0.357	0.5	0.7	0.75	1.0
-1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.75	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-0.5	---	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
-0.25	---	---	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
-0.12	---	---	---	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
-0.1	---	---	---	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
-0.08	---	---	---	---	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
-0.05	---	---	---	---	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
-0.04	---	---	---	---	---	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
-0.02	---	---	---	---	---	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
-0.01	---	---	---	---	---	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
0	---	---	---	---	---	1.0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

注：正号为拉，负号为压

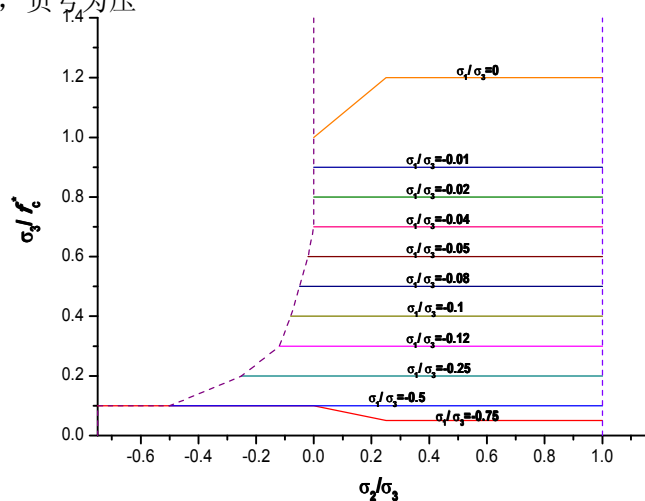


图 C.4.3-1 三轴拉压-应力状态下混凝土的三轴抗压强度

表 C.4.3-2 混凝土在三轴受压状态下抗压强度的提高系数 ($-f_3/f_c^*$)

σ_1/σ_3	σ_2/σ_3										
		0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
0	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
0.05	---	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
0.08	---	---	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64
0.10	---	---	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
0.12	---	---	---	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
0.15	---	---	---	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
0.18	---	---	---	---	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72	2.72
0.2					3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0

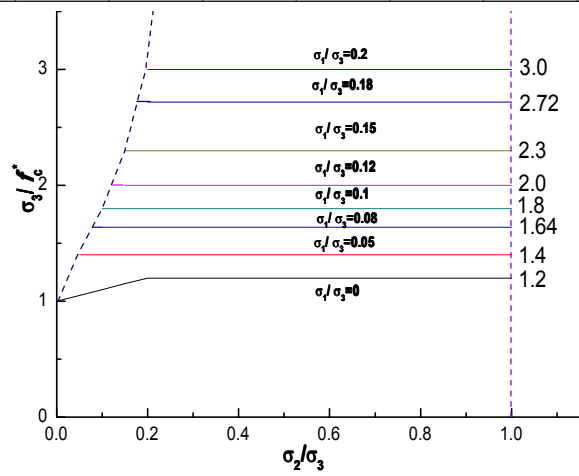


图 C.4.3-2 三轴受压状态下混凝土的三轴抗压强度

附录 D 素混凝土结构构件计算

D.1 一般规定

D.1.1 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的情况以及不承受活荷载的情况。

D.1.2 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。

D.1.3 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 $l_0=1.25H \sim 1.50H$ ；
- 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。

D.1.4 素混凝土结构伸缩缝的最大间距，可按表 D.1.4 的规定采用。

整片的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 D.1.4 素混凝土结构伸缩缝最大间距(m)

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

D.2 受压构件

D.2.1 素混凝土受压构件，当按受压承载力计算时，不考虑受拉区混凝土的工作，并假定受压区的法向应力图形为矩形，其应力值取素混凝土的轴心抗压强度设计值，此时，轴向力作用点与受压区混凝土合力点相重合。

素混凝土受压构件的受压承载力应符合下列规定：

- 1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi f_{cc} A_c \quad (\text{D.2.1-1})$$

受压区高度 x 应按下列条件确定：

$$e_c = e_0 \quad (\text{D.2.1-2})$$

此时，轴向力作用点至截面重心的距离 e_0 尚应符合下列要求：

$$e_0 \leq 0.9y'_0 \quad (\text{D.2.1-3})$$

2 矩形截面(图 D.2.1)

$$N \leq \varphi f_{cc} b(h - 2e_0) \quad (\text{D.2.1-4})$$

式中: N ——轴向压力设计值;

φ ——素混凝土构件的稳定系数,按表 D.2.1 采用;

f_{cc} ——素混凝土的轴心抗压强度设计值,按本规范表 4.1.4 规定的混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 值乘以系数 0.85 取用;

A_c ——混凝土受压区的面积;

e_c ——受压区混凝土的合力点至截面重心的距离;

y'_0 ——截面重心至受压区边缘的距离;

b ——截面宽度;

h ——截面高度。

当按公式(D.2.1-1)或公式(D.2.1-4)计算时,对 $e_0 \geq 0.45y'_0$ 的受压构件,应在混凝土受拉区配置构造钢筋。其配筋率不应少于构件截面面积的 0.05%。但符合本规范公式 (D.2.2-1) 或 (D.2.2-2) 的条件时,可不配置此项构造钢筋。

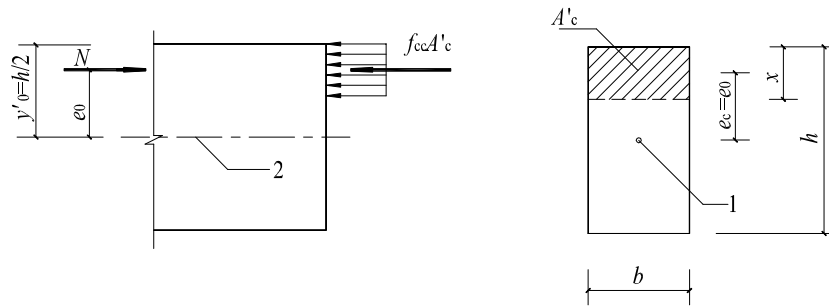


图 D.2.1 矩形截面的素混凝土受压构件受压承载力计算

1 — 重心; 2 — 重心线

表 D.2.1 素混凝土构件的稳定系数 φ

l_0/b	<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	<14	14	21	28	35	42	49	56	63	70	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

注: 在计算 l_0/b 时, b 的取值: 对偏心受压构件, 取弯矩作用平面的截面高度; 对轴心受压构件, 取截面短边尺寸。

D.2.2 对不允许开裂的素混凝土受压构件(如处于液体压力下的受压构件、女儿墙等), 当 $e_0 \geq 0.45y'_0$ 时, 其受压承载力应按下列公式计算:

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma_{ct} A}{\frac{e_0 A}{W} - 1} \quad (\text{D.2.2-1})$$

2 矩形截面

$$N \leq \varphi \frac{\gamma_{ct} b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \quad (\text{D.2.2-2})$$

式中： f_{ct} ——素混凝土轴心抗拉强度设计值，按本规范表 4.1.4 规定的混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 值乘以系数 0.55 取用；

γ ——截面抵抗矩塑性影响系数，按本规范第 8.2.4 条取用；

W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

D ——截面面积。

D.2.3 素混凝土偏心受压构件，除应计算弯矩作用平面的受压承载力外，尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力。此时，不考虑弯矩作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

D.3 受弯构件

D.3.1 素混凝土受弯构件的受弯承载力应符合下列规定：

1 对称于弯矩作用平面的截面

$$M \leq \gamma_{ct} W \quad (\text{D.3.1-1})$$

2 矩形截面

$$M \leq \frac{\gamma_{ct} b h^2}{6} \quad (\text{D.3.1-2})$$

式中： M ——弯矩设计值。

D.4 局部构造钢筋

D.4.1 素混凝土结构在下列部位应配置局部构造钢筋：

- 1 结构截面尺寸急剧变化处；
- 2 墙壁高度变化处(在不小于 1m 范围内配置)；
- 3 混凝土墙壁中洞口周围。

注：在配置局部构造钢筋后，伸缩缝的间距仍应按本规范表 D.1.4 中未配构造钢筋的现浇结构采用。

D.5 局部受压

D.5.1 素混凝土构件的局部受压承载力应符合下列规定：

1 局部受压面上仅有局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l f_{cc} A_l \quad (\text{D.5.1-1})$$

2 局部受压面上尚有非局部荷载作用

$$F_l \leq \omega \beta_l (f_{cc} - \sigma) A_l \quad (\text{D.5.1-2})$$

式中： F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值；

A_l ——局部受压面积；

ω ——荷载分布的影响系数：当局部受压面上的荷载为均匀分布时，取
 $\omega=1$ ；当局部荷载为非均匀分布时(如梁、过梁等的端部支承面)，
取 $\omega=0.75$ ；

σ ——非局部荷载设计值产生的混凝土压应力；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数，按本规范公式(6.6.1-2)计算。

附录 E 正截面承载力的简化计算

E.1 一般规定

E.1.1 纵向受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区高度 ξ_b 应按下列公式计算:

1 钢筋混凝土构件

有屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (\text{E.1.1-1})$$

无屈服点钢筋

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (\text{E.1.1-2})$$

2 预应力混凝土构件

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (\text{E.1.1-3})$$

式中: ξ_b ——相对界限受压区高度: $\xi_b = x_b / h_0$;

x_b ——界限受压区高度;

h_0 ——截面有效高度: 纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离;

f_y ——钢筋抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.4-1 采用;

f_{py} ——预应力钢筋抗拉强度设计值, 按本规范表 4.2.4-2 采用;

E_s ——钢筋弹性模量, 按本规范表 4.2.6 采用;

σ_{p0} ——受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力, 按本规范公式(E.1.2-3)或公式(E.1.2-6)计算;

ε_{cu} ——非均匀受压时的混凝土极限压应变, 按本规范公式(6.2.1-5)计算;

β_1 ——系数, 按本规范第 E.1.3 条的规定计算。

注: 当截面受拉区内配置有不同种类或不同预应力值的钢筋时, 受弯构件的相对界

限受压区高度应分别计算，并取其较小值。

E.1.2 纵向钢筋应力应按下列规定确定：

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算：

钢筋

$$\sigma_{s_i} = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (\text{E.1.2-1})$$

预应力钢筋

$$\sigma_{p_i} = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (\text{E.1.2-2})$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算：

钢筋

$$\sigma_{s_i} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (\text{E.1.2-3})$$

预应力钢筋

$$\sigma_{p_i} = \frac{f_{py} - \sigma_{p0i}}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) + \sigma_{p0i} \quad (\text{E.1.2-4})$$

3 按公式(E.1.2-1)至公式(E.1.2-4)计算的纵向钢筋还应力应符合本规范第6.2.1条第4款的相关规定。

式中： h_{0i} ——第*i*层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离；

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度；

σ_{s_i} 、 σ_{p_i} ——第*i*层纵向钢筋、预应力钢筋的应力，正值代表拉应力，负值代表压应力；

σ_{p0i} ——第*i*层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，按本规范公式(10.1.5-3)或公式(10.1.5-6)计算。

E.1.3 对于矩形、T形和工形等截面形状规则的受弯构件和偏心受力构件，正截面受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图。

矩形应力图的受压区高度 x 可取等于按截面应变保持平面的假定所确定的中和轴高度乘以系数 β_1 。当混凝土强度等级不超过 C50 时， β_1 取为 0.80，当混凝土强度等级为 C80 时， β_1 取为 0.74，其间接线性内插法确定。

矩形应力图的应力值取为混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘以系数 α_1 。当混凝土强度等级不超过 C50 时, α_1 取为 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取为 0.94, 其间按线性内插法确定。

E.1.4 偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力外, 尚应验算垂直于弯矩作用平面的轴心受压承载力。

E.2 正截面受弯承载力计算

E.2.1 矩形截面或翼缘位于受拉边的倒 T 形截面受弯构件, 其正截面受弯承载力应符合下列规定(图 E.2.1):

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \quad (\text{E.2.1-1})$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定:

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f_y A_s' + f_{py} A_p + (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' \quad (\text{E.2.1-2})$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (\text{E.2.1-3})$$

$$x \geq 2a' \quad (\text{E.2.1-4})$$

式中: M ——弯矩设计值;

α_1 ——系数, 按本规范第 6.2.2 条的规定计算;

A_s 、 A_s' ——受拉区、受压区纵向钢筋的截面面积;

A_p 、 A_p' ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

σ_{p0}' ——受压区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力;

b ——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度;

h_0 ——截面有效高度;

a_s' 、 a_p' ——受压区纵向钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离;

a' ——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离, 当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋应力 $(\sigma_{p0}' - f_{py}')$ 为拉应力

时, 公式(E.2.1-4)中的 a' 用 a_s' 代替。

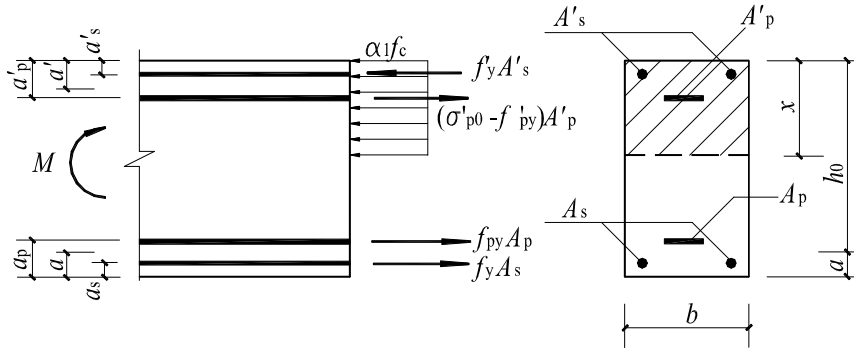


图 E.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

E.2.2 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件(图 E.2.2)，其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

1 当满足下列条件时

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (\text{E.2.2-1})$$

应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算；

2 当不满足公式(E. 2.2-1)的条件时

$$M \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) + f'_y A'_s (h_0 - d'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - d'_p) \quad (\text{E.2.2-2})$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$\alpha_1 f_c [b x + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (\text{E.2.2-3})$$

式中： h'_f —— T 形、I 形截面受压区的翼缘高度；

b'_f —— T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度，按本规范第 E.3.2 条的规定确定。

按上述公式计算 T 形、I 形截面受弯构件时，混凝土受压区高度仍应符合公式(E.2.1-3)和公式(E.2.1-4)的要求。

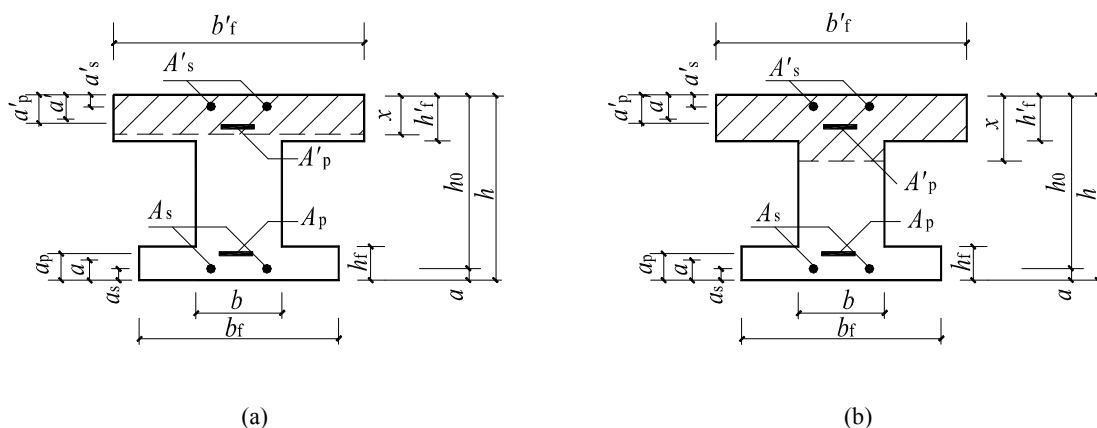


图 E.2.2 I形截面受弯构件受压区高度位置

(a) $E \leq h'_f$; (b) $E > h'_f$

E.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f 应按第 5.2.4 条所列情况中的最小值取用。

E.2.4 受弯构件正截面受弯承载力的计算，应符合本规范公式 (E.2.1-3) 的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态验算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求的配筋面积时，按本规范公式(E.2.1-2)或公式(E.2.2-3)计算的混凝土受压区高度 x ，可仅计入受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋截面面积。

E.2.5 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，应满足本规范公式 (E.2.1-4) 的条件；当不满足此条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq f_{py} A_p (h - a_p - d'_s) + f_y A_s (h - a_s - d'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (d'_p - d'_s) \quad (\text{E.2.5})$$

式中： a_s 、 a_p ——受拉区纵向钢筋、预应力钢筋至受拉边缘的距离。

E.2.6 环形和圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力，应按本规范第 E.3.6 条和第 E.3.7 条的规定计算。但在计算时，应在公式(E.3.6-1)、公式(E.3.6-3)和公式(E.3.7-1)中取等号，并取轴向力设计值 $N=0$ ；同时，应将公式(E.3.6-2)、公式(E.3.6-4)和公式(E.3.7-2)中 $N\eta e_1$ 以弯矩设计值 M 代替。钢筋混凝土剪力墙中的洞口连梁，其正截面受弯承载力计算也应按本节要求进行计算。

E.3 正截面受压承载力计算

E.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件，当配置的箍筋符合本规范第 9.3 节的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定(图 E.3.1)：

$$N \leq 0.9\phi(f_c A + f_y A'_s) \quad (\text{E.3.1})$$

式中： N ——轴向压力设计值；

ϕ ——钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 E.3.1 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按本规范表 4.1.5 采用；

A ——构件截面面积；

A'_s ——全部纵向钢筋的截面面积。

当纵向钢筋配筋率大于 3% 时，公式(E.3.1)中的 A 应改用 $(A - A_s)$ 代替。

表 E.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	$\leq E$	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
ϕ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
ϕ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：表中 l_0 为构件的计算长度，对钢筋混凝土柱可按本规范第 6.2.3 条的规定取用； b 为矩形截面的短边尺寸； d 为圆形截面的直径； i 为截面的最小回转半径。

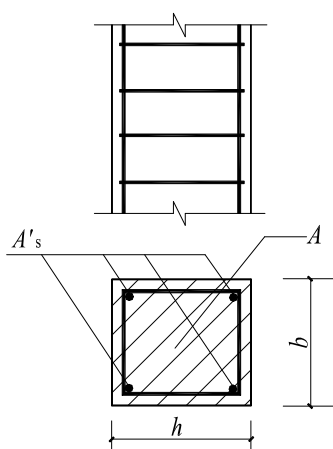


图 E.3.1 配置箍筋的钢筋混凝土轴心受压构件截面

E.3.2 钢筋混凝土轴心受压构件，当配置的螺旋式或焊接环式间接钢筋符合本规范第 9.3 节的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定(图 E.3.2)：

$$N \leq 0.9(f_c A_{\text{cor}} + f_y A_s + 2\alpha f_y A_{\text{ss0}}) \quad (\text{E.3.2-1})$$

$$A_{\text{ss0}} = \frac{\pi d_{\text{cor}} A_{\text{ss1}}}{s} \quad (\text{E.3.2-2})$$

式中： f_y ——间接钢筋的抗拉强度设计值；

A_{cor} ——构件的核心截面面积：间接钢筋内表面范围内的混凝土面积；

A_{ss0} ——螺旋式或焊接环式间接钢筋的换算截面面积；

d_{cor} ——构件的核心截面直径：间接钢筋内表面之间的距离；

A_{ss1} ——螺旋式或焊接环式单根间接钢筋的截面面积；

s ——间接钢筋沿构件轴线方向的间距；

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时，取 0.85，其间按线性内插法确定。

- 注：1 按公式(E.3.2-1)算得的构件受压承载力设计值不应大于按本规范公式(E.3.1)算得的构件受压承载力设计值的 1.5 倍；
- 2 当遇到下列任意一种情况时，不应计入间接钢筋的影响，而应按本规范第 E.2.15 条的规定进行计算：
- 1) 当 $l_0 / d > 12$ 时；
 - 2) 当按公式 (E.3.2-1) 算得的受压承载力小于按本规范公式 (E.3.1) 算得的受压承载力时；
 - 3) 当间接钢筋的换算截面面积 A_{ss0} 小于纵向钢筋的全部截面面积的 25% 时。

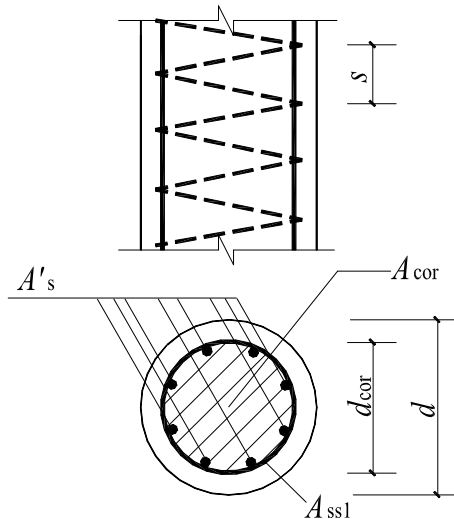


图 E.3.2 配置螺旋式间接钢筋的钢筋混凝土轴心受压构件截面

E.3.3 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应符合下列规定(图 E.3.3)：

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f_y A_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (\text{E.3.3-1})$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (\text{E.3.3-2})$$

$$e = e_1 + \frac{h}{2} - a \quad (\text{E.3.3-3})$$

$$e_1 = e_0 + e_a \quad (\text{E.3.3-4})$$

式中： e ——轴向压力作用点至纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点的距离；

σ_s 、 σ_p ——受拉边或受压较小边的纵向钢筋、预应力钢筋的应力；

e_1 ——初始偏心距；

a ——纵向普通受拉钢筋和预应力受拉钢筋的合力点至截面近边缘的距离；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距： $e_0 = M/N$ ；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 6.2.9 条确定。

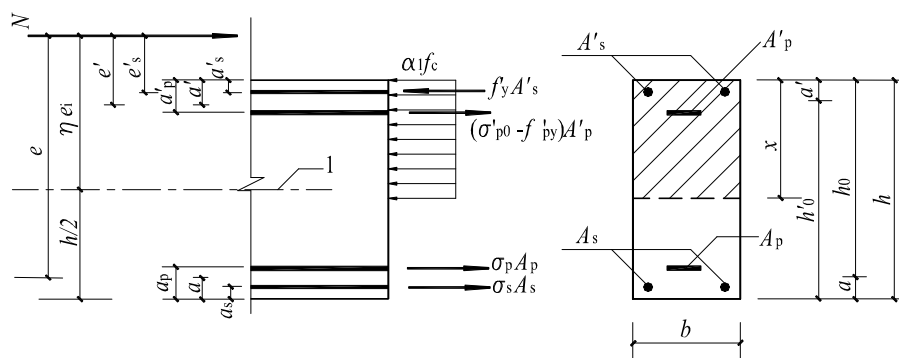


图 E.3.3 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1 — 截面重心轴

在按上述规定计算时，尚应符合下列要求。

1 钢筋的应力 σ_s 、 σ_p 可按下列情况计算：

1) 当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$ 及 $\sigma_p = f_{py}$ ，此处， ξ 为相对受压区高度， $\xi = x/h_0$ ；

2) 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件， σ_s 、 σ_p 按本规范第 E.2.6 条的规定进行计算。

2 当计算中计入纵向普通受压钢筋时，受压区高度应满足本规范公式

(E.2.1-4) 的条件；当不满足此条件时，其正截面受压承载力可按本规范第 E.2.5 条的规定进行计算，此时，应将本规范公式(E.2.5)中的 M 以 Ne'_s 代替，此处， e'_s 为轴向压力作用点至受压区纵向钢筋合力点的距离；在计算中应计入偏心距增大系数，初始偏心距应按公式(E.3.3-4)确定。

3 矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件，当 $N > f_c b h$ 时，尚应按下列公式进行验算：

$$Ne' \leq f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A'_s (h'_0 - a'_s) - (\sigma_{p0} - f'_{yp}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (\text{E.3.3-5})$$

$$e' = \frac{h}{2} - d' - (e_0 - e_a) \quad (\text{E.3.3-6})$$

式中： e' ——轴向压力作用点至受压区纵向钢筋和预应力钢筋的合力点的离；

h'_0 ——纵向受压钢筋合力点至截面远边的距离。

4 矩形截面对称配筋 ($A'_s = A_s$) 的钢筋混凝土小偏心受压构件，也可按下列近似公式计算纵向钢筋截面面积：

$$A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (\text{E.3.3-7})$$

此处，相对受压区高度 ξ 可按下列公式计算：

$$\xi = \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \quad (\text{E.3.3-8})$$

E.3.4 I 形截面偏心受压构件的受压翼缘计算宽度 b'_f 应按本规范第 E.2.3 确定，其正截面受压承载力应符合下列规定：

1 当受压区高度 x 不大于 h'_f 时，应按宽度为受压翼缘计算宽度 b'_f 的矩形截面计算。

2 当受压区高度 x 大于 h'_f 时(图 E.3.4)，应符合下列规定：

$$N \leq \alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (\text{E.3.4-1})$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (\text{E.3.4-2})$$

公式中的钢筋应力 σ_s 、 σ_p 以及是否考虑纵向普通受压钢筋的作用，均应按

本规范第 E.1.9 的有关规定确定。

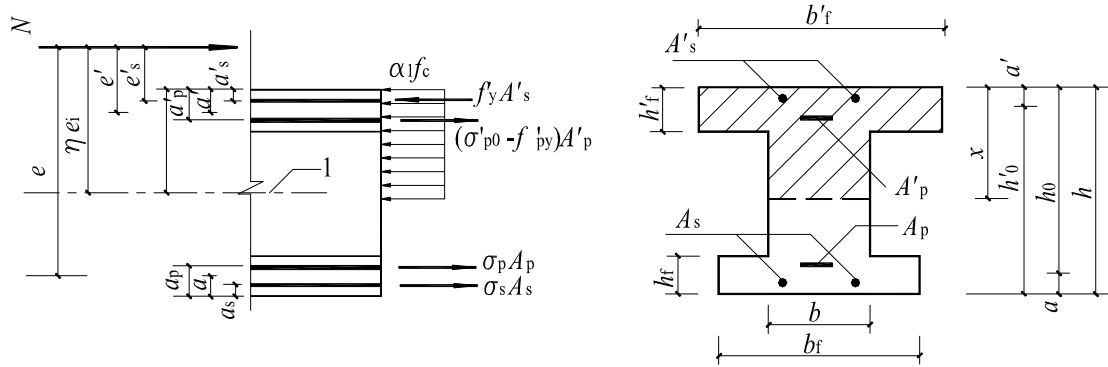


图 E.3.4 I 形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

1 — 截面重心轴

3 当 x 大于 $(h - h_f)$ 时，其正截面受压承载力计算应计入受压较小边翼缘受压部分的作用，此时，受压较小边翼缘计算宽度 b_f 应按本规范第 E.1.9 条确定。

4 对采用非对称配筋的小偏心受压构件，当 N 大于 $f_c A$ 时，尚应按下列公式进行验算：

$$Ne' \leq f_c \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a' \right) \right] + f'_y A'_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (\text{E.3.4-3})$$

$$e' = y' - a' - (e_0 - e_a) \quad (\text{E.3.4-4})$$

式中： y' ——截面重心至离轴向压力较近一侧受压边的距离，当截面对称时，取

$$y' = h/2。$$

注：对仅在离轴向压力较近一侧有翼缘的 T 形截面，可取 $b'_f = b$ ；对仅在离轴向压力较远一侧有翼缘的倒 T 形截面，可取 $b'_f = b$ 。

E.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T 形或 I 形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 E.3.5)，其正截面受压承载力宜符合下列规定：

$$N \leq \alpha_1 f_c \left[\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f \right] + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (\text{E.3.5-1})$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c \left[\xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (\text{E.3.5-2})$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta_1}{0.5\beta_1\omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (\text{E.3.5-3})$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (\text{E.3.5-4})$$

式中： A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积；

f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋强度设计值，按本规范表 4.2.4-1 采用；

N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向压力，当 $\xi > \beta_1$ 时，取 $\xi = \beta_1$ 计算；

M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对 A_s 重心的力矩，当 $\xi > \beta_1$ 时，取 $\xi = \beta_1$ 计算；

ω ——均匀配置纵向钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值，

$$\omega = h_{sw} / h_0, \text{ 宜选取 } h_{sw} = h_0 - a'_s。$$

受拉边或受压较小边钢筋 A_s 中的应力 σ_s 以及在计算中是否考虑受压钢筋和受压较小边翼缘受压部分的作用，应按本规范第 E.3.3 条和第 E.3.4 条的有关规定确定。

注：本条适用于截面腹部均匀配置纵向钢筋的数量每侧不少于 4 根的情况。

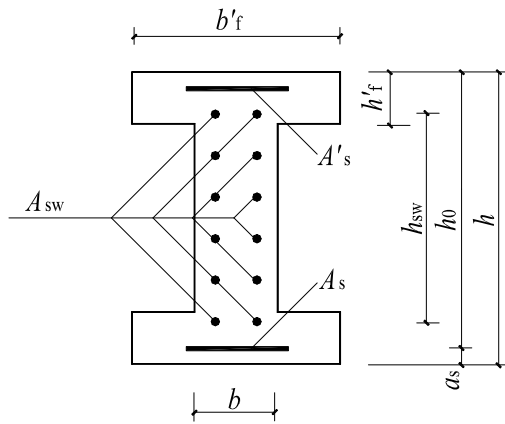


图 E.3.5 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

E.3.6 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件(图 E.3.6)，其正截面受压承载力宜符合下列规定：

1 钢筋混凝土构件

$$N \leq \alpha \alpha_t f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (\text{E.3.6-1})$$

$$N \eta e_i \leq \alpha_t f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{(\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t)}{\pi} \quad (\text{E.3.6-2})$$

2 预应力混凝土构件

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A - \sigma_{p0} A_p + \alpha f_{py}' A_p - \alpha_t (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p \quad (\text{E.3.6-3})$$

$$N \eta e_1 \leq \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_{py}' A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha}{\pi} + (f_{py} - \sigma_{p0}) A_p r_p \frac{\sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (\text{E.3.6-4})$$

在上述各公式中的系数和偏心距，应按下列公式计算：

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (\text{E.3.6-5})$$

$$e_1 = e_0 + e_a \quad (\text{E.3.6-6})$$

式中： A ——环形截面面积；

A_s ——全部纵向钢筋的截面面积；

A_p ——全部纵向预应力钢筋的截面面积；

r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径；

r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径；

r_p ——纵向预应力钢筋重心所在圆周的半径；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 E.2.15 条确定；

α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值；

α_t ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 2/3$ 时，取 $\alpha_t = 0$ 。

3 当 $\alpha < \arccos(\frac{2r_1}{r_1+r_2})/\pi$ 时，环形截面偏心受压构件可按本规范第 E.3.7 条

规定的圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力公式计算。

注：本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根且 $r_1/r_2 \geq 0.5$ 的情况。

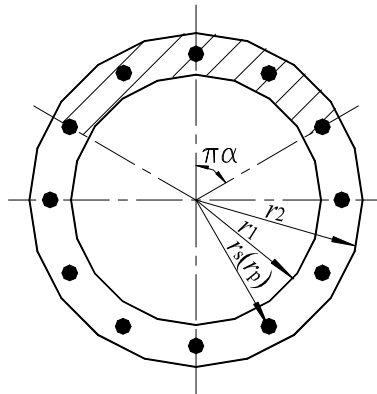


图 E.3.6 沿周边均匀配筋的环形截面

E.3.7 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件(图 E.3.7)，其正截面受压承载力宜符合下列规定：

$$N \leq \alpha \alpha_t f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \quad (\text{E.3.7-1})$$

$$N \eta e_1 \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (\text{E.3.7-2})$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (\text{E.3.7-3})$$

$$e_1 = e_0 + e_a \quad (\text{E.3.7-4})$$

式中： A ——圆形截面面积；

A_s ——全部纵向钢筋的截面面积；

r ——圆形截面的半径；

r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距；

e_a ——附加偏心距，按本规范第 E.3.4 条确定；

α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值；

α_t ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 0.625$ 时，取 $\alpha_t = 0$ 。

注：本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根的情况。

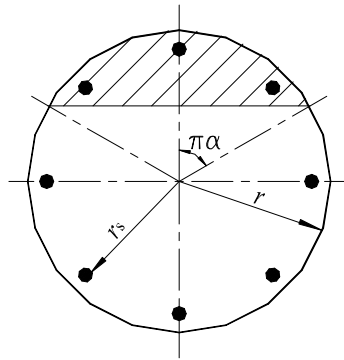


图 E.3.7 沿周边均匀配筋的圆形截面

E.3.8 对截面具有两个互相垂直的对称轴的钢筋混凝土双向偏心受压构件(图 E.3.8)，其正截面受压承载力可按下列近似公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (\text{E.3.8})$$

式中： N_{u0} ——构件的截面轴心受压承载力设计值；

N_{ux} ——轴向压力作用于 x 轴并考虑相应的计算偏心距 $\eta_{nx} e_{ix}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值，此处， η_{nx} 应按本规范第 6.2.4 的规定计算；

N_{uy} ——轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的计算偏心距 $\eta_{ny}e_{iy}$ 后,按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值,此处, η_{ny} 应按本规范第 6.2.4 条的规定计算。

构件的截面轴心受压承载力设计值 N_{u0} ,可按本规范公式(E.3.1)计算,但应取等号,将 N 以 N_{u0} 代替,且不考虑稳定系数 φ 及系数 0.9。

构件的偏心受压承载力设计值 N_{ux} ,可按下列情况计算:

1 当纵向钢筋沿截面两对边配置时, N_{ux} 可按本规范第 E.3.3 条或第 E.3.4 条的规定进行计算,但应取等号,将 N 以 N_{ux} 代替。

2 当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时, N_{ux} 可按本规范第 E.3.5 条的规定进行计算,但应取等号,将 N 以 N_{ux} 代替。

构件的偏心受压承载力设计值 N_{uy} 可采用与 N_{ux} 相同的方法计算。

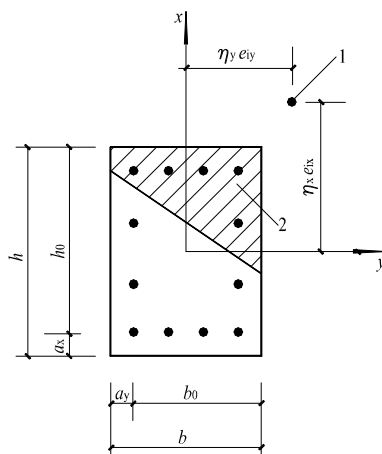


图 E.3.8 双向偏心受压构件截面

1 — 轴向压力作用点; 2 — 受压区

E.4 正截面受拉承载力计算

E.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (\text{E.4.1})$$

式中: N ——轴向拉力设计值;

A_s 、 A_p ——纵向钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

E.4.2 矩形截面偏心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定:

1 小偏心受拉构件

当轴向拉力作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时(图

E.4.2a):

$$Ne \leq f_y A'_s (h_0 - d'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - d'_p) \quad (\text{E.4.2-1})$$

$$Ne' \leq f_y A_s (h_0 - a_s) + f_{py} A_p (h_0 - a_p) \quad (\text{E.4.2-2})$$

2 大偏心受拉构件

当轴向拉力不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_p 的合力点之间时(图

E.4.2b):

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \quad (\text{E.4.2-3})$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - d'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - d'_p) \quad (\text{E.4.2-4})$$

此时，混凝土受压区的高度应满足本规范公式(E.2.5-3)的要求。当计算中计入纵向普通受压钢筋时，尚应满足本规范公式(E.2.5-4)的条件；当不满足时，可按公式(E.4.2-2)计算。

3 对称配筋的矩形截面偏心受拉构件，不论大、小偏心受拉情况，均可按公式(E.4.2-2)计算。

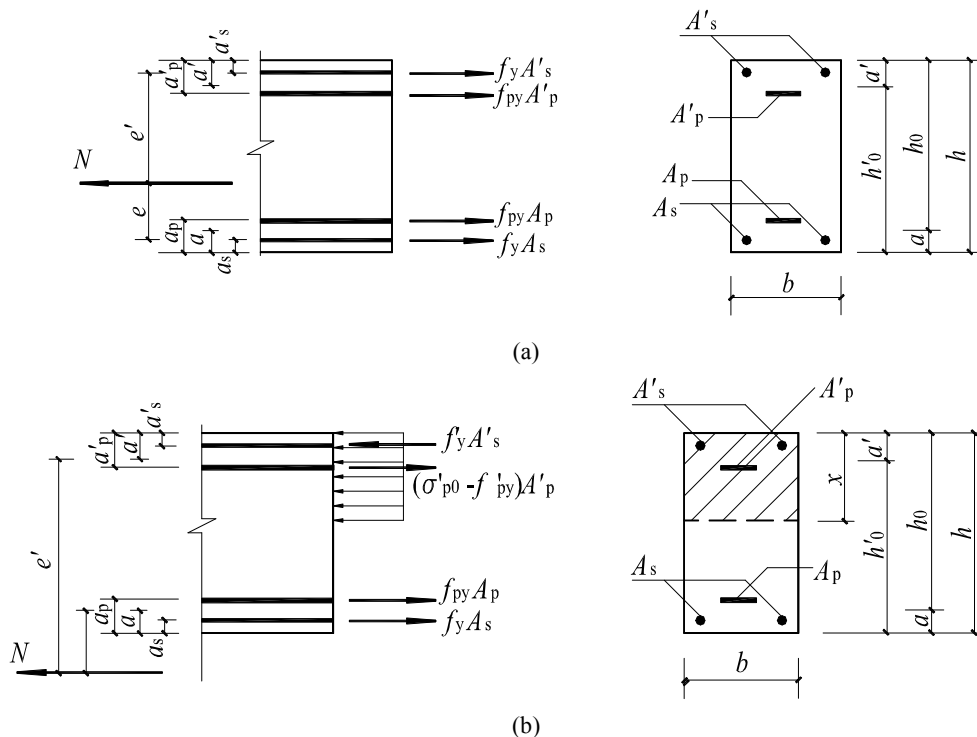


图 E.4.2 矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

(a)小偏心受拉构件；(b)大偏心受拉构件

E.4.3 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T形或I形截面钢筋混凝土偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应符合本规范公式(E.4.4-1)的规定，式中正截面受弯承载力设计值 M_u 可按本规范公式(E.3.5-1)和公式(E.3.5-2)进行计算，但应取等号，同时应分别取 $N=0$ 和以 M_u 代替 Ne 。

沿周边均匀配置纵向钢筋的环形和圆形截面偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应符合本规范公式(E.4.4-1)的规定，式中的正截面受弯承载力设计值 M_u 可按本规范第 E.2.6 条的规定进行计算，但应取等号，并以 M_u 代替 Ne_1 。

E.4.4 对称配筋的矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{u0}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (\text{E.4.4-1})$$

式中： N_{u0} ——构件的轴心受拉承载力设计值；

e_0 ——轴向拉力作用点至截面重心的距离；

M_u ——按轴向拉力作用下的弯矩平面计算的正截面受弯承载力设计值。

构件的轴心受拉承载力设计值 N_{u0} ，按本规范公式(E.4.1)计算，但应取等号，并以 N_{u0} 代替 N 。按轴向拉力作用下的弯矩平面计算的正截面受弯承载力设计值 M_u ，可按本规范第 E.2 节的规定进行计算。

公式(E.4.4-1)中的 e_0 / M_u 也可按下列公式计算：

$$\frac{e_0}{M_u} = \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2} \quad (\text{E.4.4-2})$$

式中： e_{0x} 、 e_{0y} ——轴向拉力对截面重心 y 轴、 x 轴的偏心距；

M_{ux} 、 M_{uy} —— x 轴、 y 轴方向的正截面受弯承载力设计值，按本规范第 E.2 节的规定计算。

附录 F 板柱节点计算用等效集中反力设计值

F.0.1 在竖向荷载、水平荷载作用下的板柱节点，其受冲切承载力计算中所用的等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 可按下列情况确定：

1 传递单向不平衡弯矩的板柱节点

当不平衡弯矩作用平面与柱矩形截面两个轴线之一相重合时，可按下列两种情况进行计算：

1) 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{unb}$ ，当其作用的方向指向图 F.0.1 的 AB 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{unb} a_{AB}}{I_c} u_m h_0 \quad (F.0.1-1)$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} - F_l e_g \quad (F.0.1-2)$$

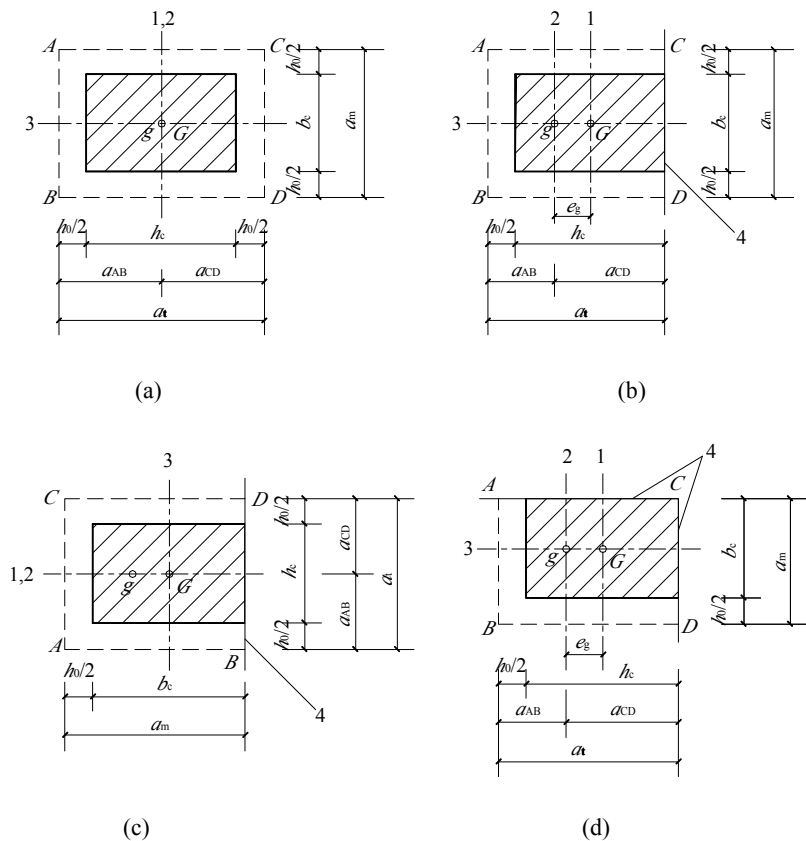


图 F.0.1 矩形柱及受冲切承载力计算的几何参数

(a) 中柱截面；(b) 边柱截面(弯矩作用平面垂直于自由边)
(c) 边柱截面(弯矩作用平面平行于自由边)；(d) 角柱截面

1 — 柱截面重心 G 的轴线； 2 — 临界截面周长重心 g 的轴线；

3 — 不平衡弯矩作用平面； 4 — 自由边

2) 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $\alpha_0 M_{\text{unb}}$ ，当其作用的方向指向图 F.0.1 的 CD 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,\text{eq}} = F_l + \frac{\alpha_0 M_{\text{unb}} a_{\text{CD}}}{I_c} u_m h_0 \quad (\text{F.0.1-3})$$

$$M_{\text{unb}} = M_{\text{unb,c}} + F_l e_g \quad (\text{F.0.1-4})$$

式中： F_l ——在竖向荷载、水平荷载作用下，柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；

α_0 ——计算系数，按本规范第 F.0.2 条计算；

M_{unb} ——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心轴（图 F.0.1 中的轴线 2）处的不平衡弯矩设计值；

$M_{\text{unb,c}}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对柱截面重心轴（图 F.0.1 中的轴线 1）处的不平衡弯矩设计值；

a_{AB} 、 a_{CD} ——临界截面周长重心轴至 AB、CD 边缘的距离；

I_c ——按临界截面计算的类似极惯性矩，按本规范第 F.0.2 条计算；

e_g ——在弯矩作用平面内柱截面重心轴至临界截面周长重心轴的距离，按本规范第 F.0.2 条计算；对中柱截面和弯矩作用平面平行于自由边的边柱截面， $e_g = 0$ 。

2 传递双向不平衡弯矩的板柱节点

当节点受剪传递到临界截面周长两个方向的不平衡弯矩为 $\alpha_{0x} M_{\text{unb,x}}$ 、 $\alpha_{0y} M_{\text{unb,y}}$ 时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,\text{eq}} = F_l + \tau_{\text{unb,max}} u_m h_0 \quad (\text{F.0.1-5})$$

$$\tau_{\text{unb,max}} = \frac{\alpha_{0x} M_{\text{unb,x}} a_x}{I_{\text{cx}}} + \frac{\alpha_{0y} M_{\text{unb,y}} a_y}{I_{\text{cy}}} \quad (\text{F.0.1-6})$$

式中： $\tau_{\text{unb,max}}$ ——由受剪传递的双向不平衡弯矩在临界截面上产生的最大剪应力设计值；

$M_{\text{unb,x}}$ 、 $M_{\text{unb,y}}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对临界截面周长重心处 x 轴、 y 轴方向

的不平衡弯矩设计值，可按公式(F.0.1-2)或公式(F.0.1-4)同样的方法确定；

α_{0x} 、 α_{0y} —— x 轴、 y 轴的计算系数，按本规范第 F.0.2 条和第 F.0.3 条确定；

I_{cx} 、 I_{cy} ——对 x 轴、 y 轴按临界截面计算的类似极惯性矩，按本规范第 F.0.2 条和第 F.0.3 条确定；

a_x 、 a_y ——最大剪应力 τ_{\max} 的作用点至 x 轴、 y 轴的距离。

3 当考虑不同的荷载组合时，应取其中的较大值作为板柱节点受冲切承载力计算用的等效集中反力设计值。

F.0.2 板柱节点考虑受剪传递单向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中，与等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 有关的参数和本附录图 F.0.1 中所示的几何尺寸，可按下列公式计算：

1 中柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算(图 F.0.1a)：

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (\text{F.0.2-2})$$

$$e_g = 0 \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0}}} \quad (\text{F.0.2-4})$$

2 边柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算：

1) 弯矩作用平面垂直于自由边(图 F.0.1b)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + h_0 a_m a_{AB}^2 + 2h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{F.0.2-5})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{a_m + 2a_t} \quad (\text{F.0.2-6})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{F.0.2-7})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{F.0.2-8})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0}}} \quad (\text{F.0.2-9})$$

2) 弯矩作用平面平行于自由边(图 F.0.1c)

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (\text{F.0.2-10})$$

$$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (\text{F.0.2-11})$$

$$e_g = 0 \quad (\text{F.0.2-12})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{F.0.2-13})$$

3 角柱处临界截面的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数可按下列公式计算(图 F.0.1d):

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{12} + h_0 a_m a_{AB}^2 + h_0 a_t \left(\frac{a_t}{2} - a_{AB} \right)^2 \quad (\text{F.0.2-14})$$

$$a_{AB} = \frac{a_t^2}{2(a_m + a_t)} \quad (\text{F.0.2-15})$$

$$a_{CD} = a_t - a_{AB} \quad (\text{F.0.2-16})$$

$$e_g = a_{CD} - \frac{h_c}{2} \quad (\text{F.0.2-17})$$

$$\alpha_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0/2}{b_c + h_0/2}}} \quad (\text{F.0.2-18})$$

F.0.3 在按本附录公式(F.0.1-5)、公式(F.0.1-6)进行板柱节点考虑传递双向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中, 如将本附录第 F.0.2 条的规定视作 x 轴(或 y 轴)的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数, 则与其相应的 y 轴(或 x 轴)的类似极惯性矩、几何尺寸及计算系数, 可将前述的 x 轴(或 y 轴)的相应参数进行置换确定。

F.0.4 当边柱、角柱部位有悬臂板时, 临界截面周长可计算至垂直于自由边的板

端处，按此计算的临界截面周长应与按中柱计算的临界截面周长相比较，并取两者中的较小值。在此基础上，应按本规范第 F.0.2 条和第 F.0.3 条的原则，确定板柱节点考虑受剪传递不平衡弯矩的受冲切承载力计算所用等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 的有关参数。

附录 G 深受弯构件

G.0.1 简支钢筋混凝土单跨深梁可采用由一般方法计算的内力进行截面设计；钢筋混凝土多跨连续深梁应采用由二维弹性分析求得的内力进行截面设计。

G.0.2 钢筋混凝土深受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$M \leq f_y A_s z \quad (\text{G.0.2-1})$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (\text{G.0.2-2})$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (\text{G.0.2-3})$$

当 $l_0 < h$ 时，取内力臂 $z = 0.6l_0$ 。

式中： x ——截面受压区高度，按本规范第 6.2 节计算；当 $x < 0.2h_0$ 时，取 $x = 0.2h_0$ ；

h_0 ——截面有效高度： $h_0 = h - a_s$ ，其中 h 为截面高度；当 $l_0/h \leq 2$ 时，跨中截面 a_s 取 $0.1h$ ，支座截面 a_s 取 $0.2h$ ；当 $l_0/h > 2$ 时， a_s 按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

G.0.3 钢筋混凝土深受弯构件的受剪截面应符合下列条件：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq \frac{1}{60} (10 + l_0/h) f_c \beta_c b h_0 \quad (\text{G.0.3-1})$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq \frac{1}{60} (7 + l_0/h) f_c \beta_c b h_0 \quad (\text{G.0.3-2})$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法取用。

式中： V ——剪力设计值；

l_0 ——计算跨度，当 $l_0 < 2h$ 时，取 $l_0 = 2h$ ；

b ——矩形截面的宽度以及 T 形、I 形截面的腹板厚度；

h 、 h_0 ——截面高度、截面有效高度；

h_w ——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度 h_0 ；对 T 形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形和箱形截面，取腹板净高；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本规范第 6.5.节的规定取用。

G.0.4 矩形、T 形和 I 形截面的深受弯构件，在均布荷载作用下，当配有竖向分布钢筋和水平分布钢筋时，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 0.7 \frac{(8-l_0/h)}{3} f_t b h_0 + 1.25 \frac{(l_0/h-2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5-l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (\text{G.0.4-1})$$

对集中荷载作用下的深受弯构件(包括作用有多种荷载，且其中集中荷载对支座截面所产生的剪力值占总剪力值的 75%以上的情况)，其斜截面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h-2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5-l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (\text{G.0.4-2})$$

式中： λ ——计算剪跨比：当 $l_0/h \leq 2.0$ 时，取 $\lambda = 0.25$ ；当 $2.0 < l_0/h < 5.0$ 时，取

$\lambda = a/h_0$ ，其中， a 为集中荷载到深受弯构件支座的水平距离； λ

的上限值为 $(0.92l_0/h-1.58)$ ，下限值为 $(0.42l_0/h-0.58)$ ；

l_0/h ——跨高比，当 $l_0/h < 2.0$ 时，取 $l_0/h = 2.0$ 。

G.0.5 一般要求不出现斜裂缝的钢筋混凝土深梁，应符合下列条件：

$$V_k \leq 0.5 f_{tk} b h_0 \quad (\text{G.0.5})$$

式中： V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值。

此时可不进行斜截面受剪承载力计算，但应按本规范第 G.0.10 条、第 G.0.12 条的规定配置分布钢筋。

G.0.6 钢筋混凝土深梁在承受支座反力的作用部位以及集中荷载作用部位，应按本规范第 6.8 节的规定进行局部受压承载力计算。

G.0.7 深梁的截面宽度不应小于 140mm。当 $l_0/h \geq 1$ 时， h/b 不宜大于 25；当 $l_0/h < 1$ 时， l_0/b 不宜大于 25。深梁的混凝土强度等级不应低于 C20。当深梁支承在钢筋混凝土柱上时，宜将柱伸至深梁顶。深梁顶部应与楼板等水平构件可靠连接。

G.0.8 钢筋混凝土深梁的纵向受拉钢筋宜采用较小的直径，且宜按下列规定布置：

1 单跨深梁和连续深梁的下部纵向钢筋宜均匀布置在梁下边缘以上 0.2h 的

范围内(图 G.0.8-1 及图 G.0.8-2)。

2 连续深梁中间支座截面的纵向受拉钢筋宜按图 G.0.8-3 规定的高度范围和配筋比例均匀布置在相应高度范围内。对于 $l_0/h \leq 1.0$ 的连续深梁, 在中间支座底面以上 $0.2l_0$ 到 $0.6l_0$ 高度范围内的纵向受拉钢筋配筋率尚不宜小于 0.5%。水平分布钢筋可用作支座部位的上部纵向受拉钢筋, 不足部分可由附加水平钢筋补足, 附加水平钢筋自支座向跨中延伸的长度不宜小于 $0.4l_0$ (图 G.0.8-2)。

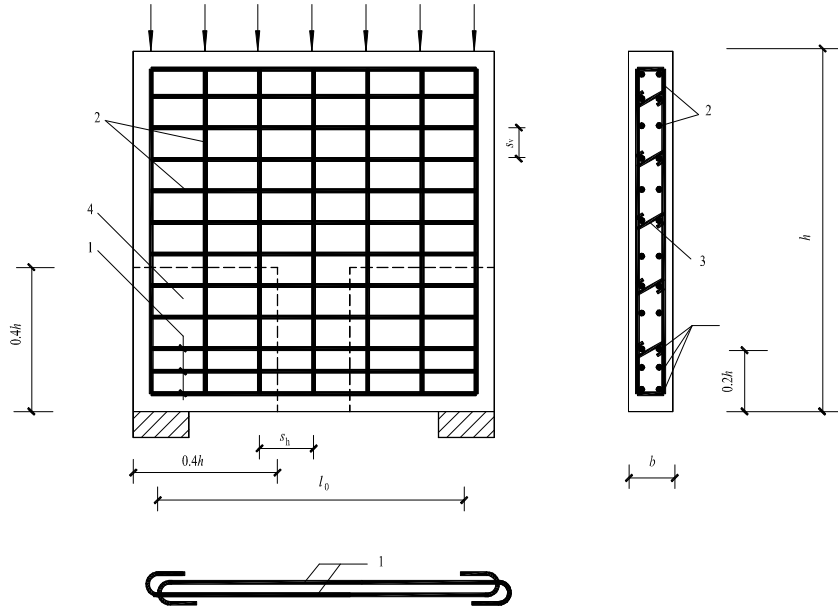


图 G.0.8-1 单跨深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋及弯折锚固; 2—水平及竖向分布钢筋; 3—拉筋; 4—拉筋加密区

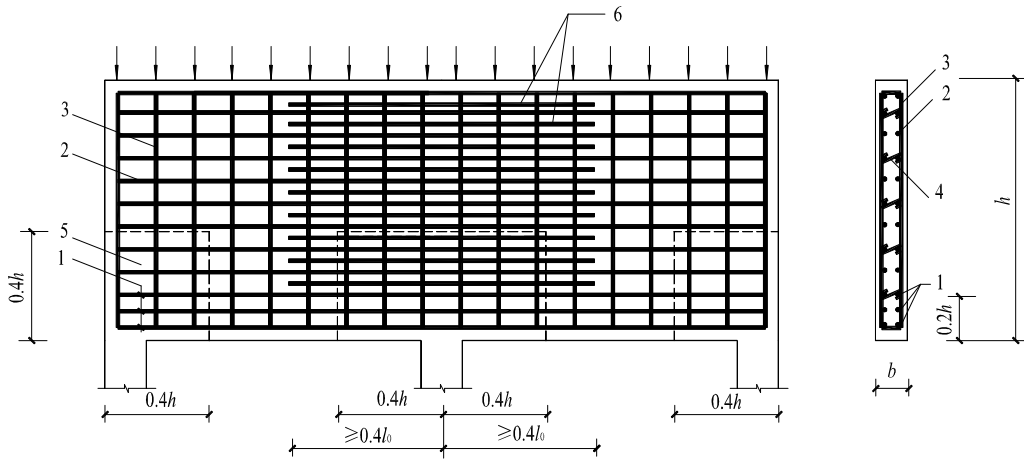


图 G.0.8-2 连续深梁的钢筋配置

1—下部纵向受拉钢筋; 2—水平分布钢筋; 3—竖向分布钢筋; 4—拉筋; 5—拉筋加密区;

6—支座截面上部的附加水平钢筋

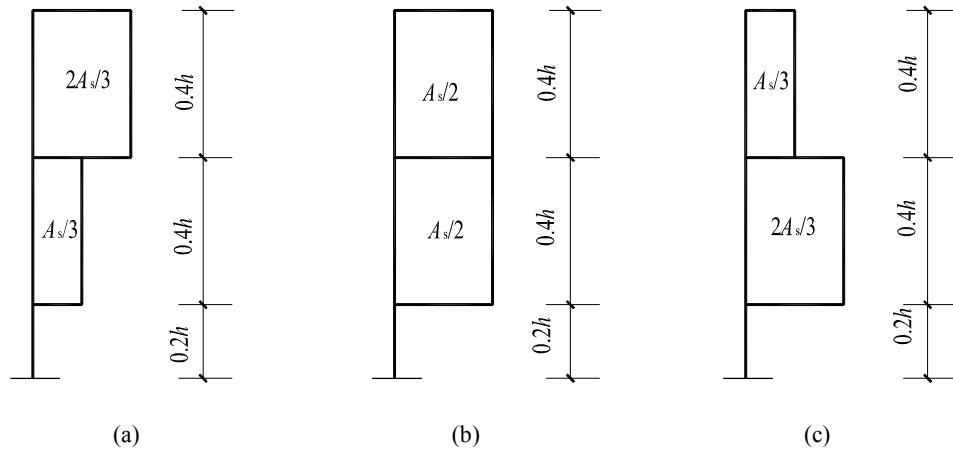


图 G.0.8-3 连续深梁中间支座截面纵向受拉钢筋在不同高度范围内的分配比例

(a) $1.5 < l_0/h \leq 2.5$; (b) $1 < l_0/h \leq 1.5$; (c) $l_0/h \leq 1$

G.0.9 深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座，不应在跨中弯起或截断。在简支单跨深梁支座及连续深梁梁端的简支支座处，纵向受拉钢筋应沿水平方向弯折锚固(图 G.0.8-1)，其锚固长度应按本规范第 8.3.1 条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a 乘以系数 1.1 采用；当不能满足上述锚固长度要求时，应采取在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋末端焊成封闭式等有效的锚固措施。连续深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸过中间支座的中心线，其自支座边缘算起的锚固长度不应小于 l_a 。

G.0.10 深梁应配置双排钢筋网，水平和竖向分布钢筋的直径均不应小于 8mm，其间距不应大于 200mm。

当沿深梁端部竖向边缘设柱时，水平分布钢筋应锚入柱内。在深梁上、下边缘处，竖向分布钢筋宜做成封闭式。

在深梁双排钢筋之间应设置拉筋，拉筋沿纵横两个方向的间距均不宜大于 600mm，在支座区高度为 $0.4h$ ，宽度为从支座伸出 $0.4h$ 的范围内(图 G.0.8-1 和图 G.0.8-2 中的虚线部分)，尚应适当增加拉筋的数量。

G.0.11 当深梁全跨沿下边缘作用有均布荷载时，应沿梁全跨均匀布置附加竖向吊筋，吊筋间距不宜大于 200mm。

当有集中荷载作用于深梁下部 $3/4$ 高度范围内时，该集中荷载应全部由附加吊筋承受，吊筋应采用竖向吊筋或斜向吊筋。竖向吊筋的水平分布长度 s 应按下列公式确定(图 G.0.11a)；

当 $h_1 \leq h_b/2$ 时

$$s = b_b + h_b \quad (\text{G}.0.11-1)$$

当 $h_1 > h_b / 2$ 时

$$s = b_b + 2h_1 \quad (\text{G}.0.11-2)$$

式中: b_b ——传递集中荷载构件的截面宽度;

h_b ——传递集中荷载构件的截面高度;

h_1 ——从深梁下边缘到传递集中荷载构件底边的高度。

竖向吊筋应沿梁两侧布置, 并从梁底伸到梁顶, 在梁顶和梁底应做成封闭式。

附加吊筋总截面面积 A_{sv} 应按本规范第 9.2. 节进行计算, 但吊筋的设计强度 f_{yv} 应乘以承载力计算附加系数 0.8。

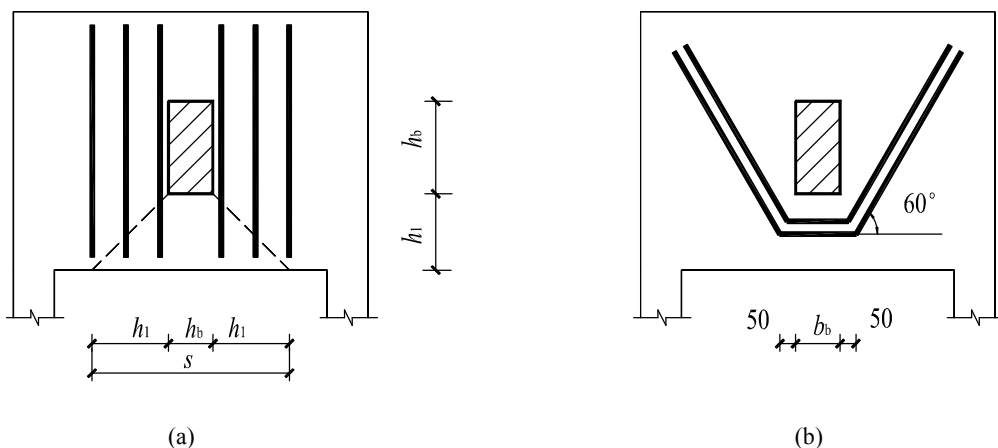


图 G.0.11 深梁承受集中荷载作用时的附加吊筋

注: 图中尺寸按 mm 计。

(a) 竖向吊筋; (b) 斜向吊筋

G.0.12 深梁的纵向受拉钢筋配筋率 $\rho (\frac{A_s}{bh})$ 、水平分布钢筋配筋率 $\rho_{sh} (\frac{A_{sh}}{bs_v})$, s_v

为水平分布钢筋的间距)和竖向分布钢筋配筋率 $\rho_{sv} (\frac{A_{sv}}{bs_h})$, s_h 为竖向分布钢筋的间

距)不宜小于表 G.0.12 规定的数值。

表 G.0.12 深梁中钢筋的最小配筋百分率(%)

钢筋种类	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
HPB300	0.25	0.25	0.20
HRB335 、 HRB400 、 RRB400	0.20	0.20	0.15
HRB500	0.15	0.15	0.10

注：当集中荷载作用于连续深梁上部 1/4 高度范围内且 $l_0/h > 1.5$ 时，竖向分布钢筋最小配筋百分率应增加 0.05。

G.0.13 除深梁以外的深受弯构件，其纵向受力钢筋、箍筋及纵向构造钢筋的构造规定与一般梁相同，但其截面下部二分之一高度范围内和中间支座上部二分之一高度范围内布置的纵向构造钢筋宜较一般梁适当加强。

附录 H 无支撑叠合梁板

H.0.1 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件，内力应分别按下列两个阶段计算：

1 第一阶段 后浇的叠合层混凝土未达到强度设计值之前的阶段。荷载由预制构件承担，预制构件按简支构件计算；荷载包括预制构件自重、预制楼板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

2 第二阶段 叠合层混凝土达到设计规定的强度值之后的阶段。叠合构件按整体结构计算；荷载考虑下列两种情况并取较大值：

施工阶段 考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载；

使用阶段 考虑叠合构件自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及使用阶段的可变荷载。

H.0.2 预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按本规范第 6.2 节计算，其中，弯矩设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (\text{H.0.2-1})$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (\text{H.0.2-2})$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (\text{H.0.2-3})$$

式中： M_{1G} ——式中预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q} ——第二阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值中的

较大值。

在计算中，正弯矩区段的混凝土强度等级，按叠合层取用；负弯矩区段的混凝土强度等级，按计算截面受压区的实际情况取用。

H.0.3 预制构件和叠合构件的斜截面受剪承载力，应按本规范第 6.5 节的有关规定进行计算。其中，剪力设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (\text{H.0.3-1})$$

叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (\text{H.0.3-2})$$

式中： V_{1G} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重在设计截面产生的剪力设计值；

V_{2G} ——第二阶段面层、吊顶等自重在设计截面产生的剪力设计值；

V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的剪力设计值；

V_{2Q} ——第二阶段可变荷载产生的剪力设计值，取本阶段施工活荷载和使用阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值中的较大值。

在计算中，叠合构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 V_{cs} 应取叠合层和预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算，且不低于预制构件的受剪承载力设计值；对预应力混凝土叠合构件，不考虑预应力对受剪承载力的有利影响，取 $V_p = 0$ 。

H.0.4 当叠合梁符合本规范第 9.2 节梁的各项构造要求时，其叠合面的受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq 1.2f_t b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (\text{H.0.4-1})$$

此处，混凝土的抗拉强度设计值 f_t 取叠合层和预制构件中的较低值。

对不配箍筋的叠合板，当符合本规范叠合界面粗糙度的构造规定时，其叠合面的受剪强度应符合下列公式的要求：

$$\frac{V}{bh_0} \leq 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (\text{H.0.4-2})$$

H.0.5 预应力混凝土叠合式受弯构件，其预制构件和叠合构件应进行正截面抗裂验算。此时，在荷载的标准组合下，抗裂验算边缘混凝土的拉应力不应大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 。抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算：

预制构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \quad (\text{H.0.5-1})$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2k}}{W_0} \quad (\text{H.0.5-2})$$

式中： M_{1Gk} ——预制构件自重、预制楼板自重和叠合层自重标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{1k} ——第一阶段荷载标准组合下在计算截面产生的弯矩值，取

$M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk}$ ，此处， M_{1Qk} 为第一阶段施工活荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{2k} ——第二阶段荷载标准组合下在计算截面上产生的弯矩值，取

$M_{2k} = M_{2Gk} + M_{2Qk}$ ，此处 M_{2Gk} 为面层、吊顶等自重标准值在计算截面产生的弯矩值； M_{2Qk} 为使用阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

W_{01} ——预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0 ——叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，此时，叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面面积。

H.0.6 预应力混凝土叠合构件，应按本规范第 7.1.5 条的规定进行斜截面抗裂验算；混凝土的主拉应力及主压应力应考虑叠合构件受力特点，并按本规范第 7.1.6 条的规定计算。

H.0.7 钢筋混凝土叠合式受弯构件在荷载效应的准永久组合下，其纵向受拉钢筋

的应力 σ_{sq} 应符合下列规定:

$$\sigma_{sq} \leq 0.9f_y \quad (\text{H.0.7-1})$$

$$\sigma_{sq} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2q} \quad (\text{H.0.7-2})$$

在弯矩 M_{1Gk} 作用下, 预制构件纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} \quad (\text{H.0.7-3})$$

式中: h_{01} ——预制构件截面有效高度。

在荷载效应准永久组合相应的弯矩 M_{2q} 作用下, 叠合构件纵向受拉钢筋中的应力增量 σ_{s2q} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{s2q} = \frac{0.5\left(1 + \frac{h_1}{h}\right)M_{2q}}{0.87A_s h_0} \quad (\text{H.0.7-4})$$

当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时, 公式(H.0.7-4)中的 $0.5\left(1 + \frac{h_1}{h}\right)$ 值应取等于 1.0; 此处, M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力设计值, 应按本规范第 7.2.节计算, 但式中应取等号, 并以 M_{1u} 代替 M 。

H.0.8 混凝土叠合构件应验算裂缝宽度, 按荷载效应的准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响所计算的最大裂缝宽度 w_{\max} , 不应超过本规范第 3.4 节规定的最大裂缝宽度限值。

按荷载效应的准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{\max} 可按下列公式计算:

对钢筋混凝土构件

$$w_{\max} = 2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2q})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \quad (\text{H.0.8-1})$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2q}} \quad (\text{H.0.8-2})$$

对预应力混凝土构件

$$w_{\max} = 2 \frac{\psi(\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k})}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te1}} \right) \quad (\text{H.0.8-3})$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk1}}{\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2k}} \quad (\text{H.0.8-4})$$

式中： d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径，按本规范第 7.1 节的规定计算；

ρ_{te1} 、 ρ_{te} ——按预制构件、叠合构件的有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率，按本规范第 7.1 节计算；

f_{tk1} ——预制构件的混凝土抗拉强度标准值。

H.0.9 叠合构件应按本规范第 7.2.1 条的规定进行正常使用极限状态下的挠度验算。其中，叠合式受弯构件按荷载效应准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响的刚度可按下列公式计算：

对钢筋混凝土构件

$$B = \frac{M_q}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right)M_{1Gk} + \theta M_q} B_{s2} \quad (\text{H.0.9-1})$$

对预应力混凝土构件

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right)M_{1Gk} + (\theta - 1)M_q + M_k} B_{s2} \quad (\text{H.0.9-2})$$

$$M_k = M_{1Gk} + M_{2k} \quad (\text{H.0.9-3})$$

$$M_q = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_q M_{2Qk} \quad (\text{H.0.9-4})$$

式中： θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，按本规范第 7.2 节采用；

M_k ——叠合构件按荷载效应的标准组合计算的弯矩值；

M_q ——叠合构件按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值；

B_{s1} ——预制构件的短期刚度，按本规范第 H.0.10 条取用；

B_{s2} ——叠合构件第二阶段的短期刚度，按本规范第 H.0.10 条取用；

ψ_q ——第二阶段可变荷载的准永久值系数。

H.0.10 荷载效应准永久组合或标准组合下叠合式受弯构件正弯矩区段内的短期刚度，可按下列规定计算：

1 钢筋混凝土叠合构件

- 1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按本规范第 7.2 节计算;
- 2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算:

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 \gamma_f'}} \quad (\text{H.0.10-1})$$

式中: α_E ——钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量的比值: $\alpha_E = E_s / E_{c2}$ 。

2 预应力混凝土叠合构件

- 1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按本规范第 7.2 节计算;
- 2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下列公式计算:

$$B_{s2} = 0.7 E_{c1} I_0 \quad (\text{H.0.10-2})$$

式中: E_{c1} ——预制构件的混凝土弹性模量;

I_0 ——叠合构件换算截面的惯性矩, 此时, 叠合层的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制构件混凝土的截面面积。

H.0.11 荷载效应准永久组合或标准组合下叠合式受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度 B_{s2} 可按本规范第 7.2 节计算, 其中, 弹性模量的比值取 $\alpha_E = E_s / E_{c1}$ 。

H.0.12 预应力混凝土叠合构件在使用阶段的预应力反拱值可用结构力学方法按预制构件的刚度进行计算。在计算中, 预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失; 考虑预应力长期影响, 可将计算所得的预应力反拱值乘以增大系数 1.75。

附录 J 后张预应力曲线钢筋由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失

J.0.1 在后张法构件中，应计算预应力曲线钢筋由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失。

1 反摩擦影响长度 l_f (图 J.0.1) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{a \cdot E_p}{\Delta\sigma_d}} \quad (\text{mm}) \quad (\text{J.0.1-1})$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_0 - \sigma_l}{l} \quad (\text{J.0.1-2})$$

式中： a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm)，按本规范表 10.2.2 采用；

$\Delta\sigma_d$ ——单位长度由管道摩擦引起的预应力损失；

σ_0 ——张拉端锚下控制应力，按本规范第 10.1.3 条的规定采用；

σ_l ——预应力钢筋扣除沿途摩擦损失后锚固端应力；

l ——张拉端至锚固端的距离。

2 当 $l_f \leq l$ 时，预应力钢筋离张拉端 x 处考虑反摩擦后的预应力损失 σ_{l1} ，可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \Delta\sigma \frac{l_f - x}{l_f} \quad (\text{J.0.1-3})$$

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (\text{J.0.1-4})$$

式中： $\Delta\sigma$ ——预应力钢筋考虑反向摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值。

3 当 $l_f > l$ 时，预应力钢筋离张拉端 x' 处考虑反向摩擦后的预应力损失 σ'_{l1} ，可按下列公式计算：

$$\sigma'_{l1} = \Delta\sigma' - 2x'\Delta\sigma_d \quad (\text{J.0.1-5})$$

式中： $\Delta\sigma'$ ——预应力钢筋考虑反向摩擦后在张拉端锚下的预应力损失值，可按

以下方法求得：在图 J.0.1 中设“ $cd'bd$ ”等腰梯形面积 $A = a \cdot E_p$ ，

试算得到 cd ，则 $\Delta\sigma' = cd$ 。

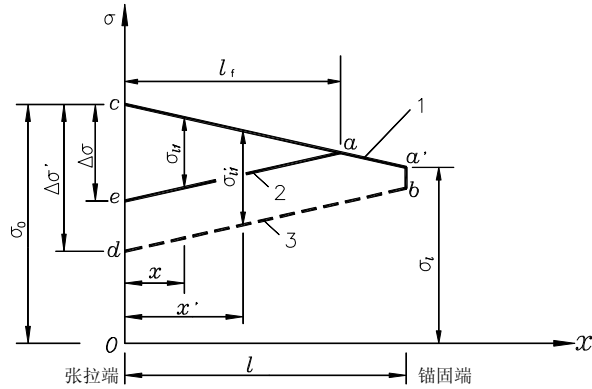


图 J.0.1 考虑反向摩擦后钢筋预应力损失计算

- 1 caa' 表示预应力钢筋扣除管道正摩擦损失后的应力分布线；
- 2 $ea'a'$ 表示 $l_f \leq l$ 时，预应力钢筋扣除管道正摩擦和内缩损失后的应力分布线；
- 3 db 表示 $l_f > l$ 时，预应力钢筋扣除管道正摩擦和内缩损失后的应力分布线。

J.0.2 两端张拉（分次张拉或同时张拉）且反摩擦损失影响长度有重叠时，在重叠范围内同一截面扣除正摩擦和回缩反摩擦损失后预应力钢筋的应力可取：两端分别张拉、锚固，分别计算正摩擦和回缩反摩擦损失，分别将张拉端锚下控制应力减去上述应力计算结果所得较大值。

J.0.3 常用束形的后张预应力曲线钢筋或折线钢筋，由于锚具变形和预应力钢筋内缩在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} ，可按下列公式计算：

1 抛物线形预应力钢筋可近似按圆弧形曲线预应力钢筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$ 时(图 J.0.3-1)，预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (J.0.3-1)$$

反向摩擦影响长度 l_f (J) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c + \kappa)}} \quad (J.0.3-2)$$

式中： r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径(m)；

μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数，按本规范表 10.2.4 采用；

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按本规范表 10.2.4 采用；

x ——张拉端至计算截面的距离(m)；

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm)，按本规范表 10.2.2 采用；

E_s ——预应力钢筋弹性模量。

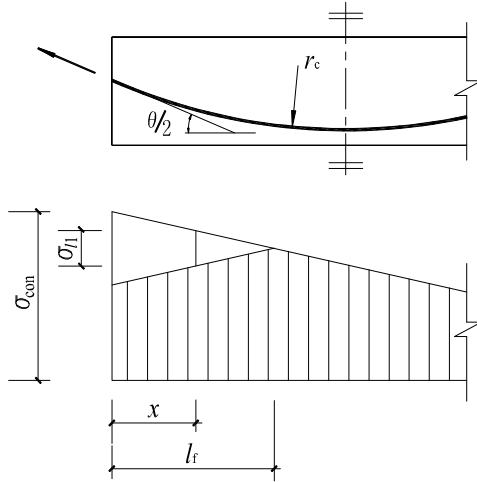


图 J.0.3-1 圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

2 端部为直线（直线长度为 l_0 ），而后由两条圆弧形曲线（圆弧对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$ ）组成的预应力钢筋(图 J.0.3-2)，预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算：

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.0.3-3})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.0.3-4})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J.0.3-5})$$

反向摩擦影响长度 l_f (J) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1 \quad (\text{J.0.3-6})$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu / r_{c1}) \quad (\text{J.0.3-7})$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu / r_{c2}) \quad (\text{J.0.3-8})$$

式中： l_1 ——预应力钢筋张拉端起点至反弯点的轴向距离；

i_1 、 i_2 ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋中应力近似直线变化的斜率；

r_{c1} 、 r_{c2} ——第一、二段圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径；

σ_a 、 σ_b ——预应力钢筋在 a、b 点的应力。

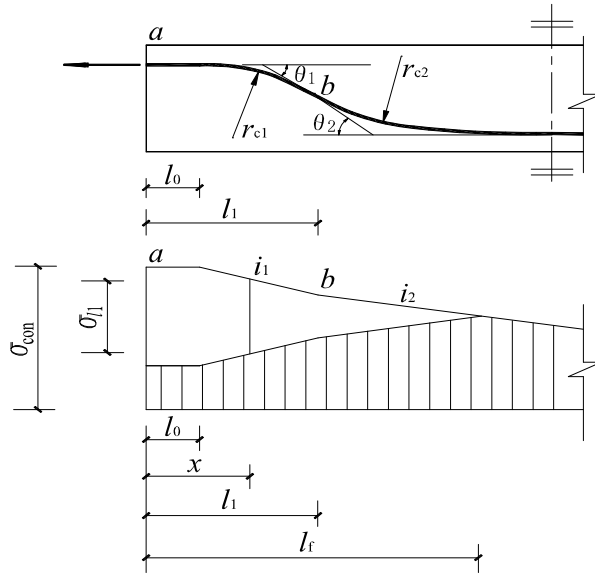


图 J.0.3-2 两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

3 当折线形预应力钢筋的锚固损失消失于折点 c 之外时 (图 J.0.3-3), 预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.0.3-9})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{J.0.3-10})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{J.0.3-11})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{J.0.3-12})$$

$$i_1 = \sigma_{\text{con}}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{J.0.3-13})$$

$$i_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{J.0.3-14})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{con}}\mu\theta \quad (\text{J.0.3-15})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{J.0.3-16})$$

式中: i_1 ——预应力钢筋 bc 段中应力近似直线变化的斜率;

i_2 ——预应力钢筋在折点 c 以外应力近似直线变化的斜率;

l_1 ——张拉端起点至预应力钢筋折点 c 的距离。

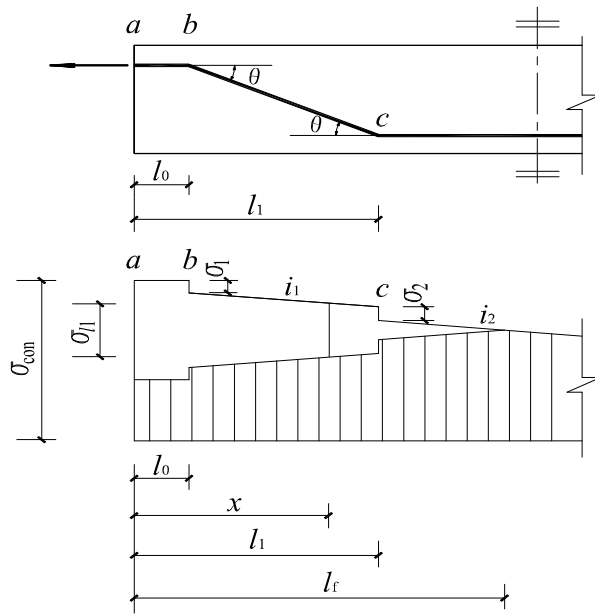


图 J.0.3-3 折线形预应力钢筋的预应力损失 σ_{l1}

附录 K 与时间相关的预应力损失

K.0.1 混凝土收缩和徐变引起预应力钢筋的预应力损失终极值可按下列规定计算：

1 受拉区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ_{l5}

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_p \sigma_{pc} \varphi_\infty + E_s \varepsilon_\infty}{1 + 15\rho} \quad (\text{K.0.1-1})$$

式中： σ_{pc} ——受拉区预应力钢筋合力点处由预加力(扣除相应阶段预应力损失)和梁自重产生的混凝土法向压应力，其值不得大于 $0.5f'_{cu}$ ；对简支梁可取跨中截面与四分之一跨度处截面的平均值；对连续梁和框架可取若干有代表性截面的平均值；

φ_∞ ——混凝土徐变系数终极值；

ε_∞ ——混凝土收缩应变终极值；

E_s ——预应力钢筋弹性模量；

α_p ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率：对先张法构件，

$\rho = (A_p + A_s) / A_0$ ；对后张法构件， $\rho = (A_p + A_s) / A_n$ ；对于对称配置

预应力钢筋和非预应力钢筋的构件，配筋率 ρ 取钢筋总截面面积的一半。

当无可靠资料时， φ_∞ 、 ε_∞ 值可按表 K.0.1-1 及 K.0.1-2 采用。如结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下，表列数值应增加 30%。

表 K.0.1-1 混凝土收缩应变终极值

年平均相对湿度 RH		40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH ≤ 99%			
理论厚度 2A/u (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0	3	4.83	4.09	3.57	3.09	3.47	2.95	2.60	2.26
	7	4.35	3.89	3.44	3.01	3.12	2.80	2.49	2.18
	10	4.06	3.77	3.37	2.96	2.91	2.70	2.42	2.14
	14	3.73	3.62	3.27	2.91	2.67	2.59	2.35	2.10
	28	2.90	3.20	3.01	2.77	2.07	2.28	2.15	1.98

	60	1.92	2.54	2.58	2.54	1.37	1.80	1.82	1.80
	≥ 90	1.45	2.12	2.27	2.38	1.03	1.50	1.60	1.68

表 K.0.1-2 混凝土徐变系数终极值

年平均相对湿度 RH		40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH ≤ 99%			
理论厚度 2A/u (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的 混凝土龄期 t ₀	3	3.51	3.14	2.94	2.63	2.78	2.55	2.43	2.23
	7	3.00	2.68	2.51	2.25	2.37	2.18	2.08	1.91
	10	2.80	2.51	2.35	2.10	2.22	2.04	1.94	1.78
	14	2.63	2.35	2.21	1.97	2.08	1.91	1.82	1.67
	28	2.31	2.06	1.93	1.73	1.82	1.68	1.60	1.47
	60	1.99	1.78	1.67	1.49	1.58	1.45	1.38	1.27
	≥ 90	1.85	1.65	1.55	1.38	1.46	1.34	1.28	1.17

- 注：1 预加力时的混凝土龄期，对先张法构件可取 3~7d，对后张法构件可取 7~28d；
 2 A 为构件截面面积，u 为该截面与大气接触的周边长度；当构件为变截面时，A 和 u 均可取其平均值；
 3 本表适用于由一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥配置而成的混凝土；表中数值系按强度等级 C40 混凝土计算所得，对 C50 及以上混凝土，表列数值应乘以

$$\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$$

式中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值 (MPa)；

- 4 本表适用于季节性变化的平均温度 -20℃ ~ +40℃；
 5 当实际构件的理论厚度和预加力时的混凝土龄期为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。
 2 受压区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ'_{l5}

$$\sigma'_{l5} = \frac{0.9\alpha_p \sigma'_{pc} \phi_\infty + E_s \varepsilon_\infty}{1 + 15\rho'} \quad (\text{K.0.1-2})$$

式中： σ'_{pc} ——受压区预应力钢筋合力点处由预加力(扣除相应阶段预应力损失)和梁自重产生的混凝土法向压应力，其值不得大于 $0.5 f_{cu}$ ，当 σ'_{pc} 为拉应力时，取 $\sigma'_{pc} = 0$ ；
 ρ' ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率：对先张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s) / A_0$ ；对后张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s) / A_n$ 。

注：对受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件，在计算公式(K.0.1-1)、

(K.0.1-2)中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} 时，应按截面全部预加力进行计算。

K.0.2 考虑时间影响的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，可由 K.0.1 条计算的预应力损失终极值 σ_{f5} 、 σ'_{f5} 乘以表 K.0.2 中相应的系数确定。

考虑时间影响的预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失值，可由本规范第 10.2.1 条计算的预应力损失值 σ_{f4} 乘以表 K.0.2 中相应的系数确定。

表 K.0.2 随时间变化的预应力损失系数

时间(d)	松弛损失系数	收缩徐变损失系数
2	0.50	—
10	0.77	0.33
20	0.88	0.37
30	0.95	0.40
40	1.00	0.43
60		0.50
90		0.60
180		0.75
365		0.85
1095		1.00

本规范用词用语说明

1 为了便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件允许时首先这样做的词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应按其它有关标准、规范执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国国家标准

混凝土结构设计规范

Code for design of concrete structures

条文说明

(征求意见稿)

修订说明

本规范是在《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002 的基础上修订完成的。修订过程中，修订组进行了广泛的调查研究，总结了我国工程建设的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准，许多单位和学者进行了卓有成效的试验和研究，为本次修订提供了极有价值的参考资料。

为便于广大设计、施工、科研、校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，本规范修订组按章、节、条顺序编制了条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明，供使用者参考。

目 次

1 总则.....	223
2 术语、符号.....	224
3 基本设计规定.....	225
4 材 料.....	232
5 结构分析.....	237
6 承载能力极限状态计算.....	244
7 正常使用极限状态验算.....	261
8 构造规定.....	268
9 结构构件的基本规定.....	276
10 预应力混凝土结构构件.....	290
11 混凝土结构构件抗震设计.....	298
附录 A 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论重量.....	314
附录 B 近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法.....	315
附录 C 钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则.....	318
附录 D 素混凝土结构构件计算.....	321
附录 E 正截面承载力的简化计算.....	322
附录 F 板柱节点计算用等效集中反力设计值.....	326
附录 G 深受弯构件.....	327
附录 H 无支撑叠合梁板.....	330
附录 J 后张预应力曲线钢筋由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失.....	333
附录 K 与时间相关的预应力损失.....	335

1 总则

1.0.1 为落实节能、降耗、减排、环保和可持续发展的基本国策，本规范修订体现了淘汰低强材料，推广高强、高性能材料的精神；适当提高了结构的安全水平与抗御灾害的能力；强调了结构耐久的重要性；并加强了与相关标准的协调。规范还反映了近年混凝土结构的科研成果、技术发展以及工程经验，并参考了有关的国际标准。

1.0.2 本规范的应用范围仍为一般混凝土结构房屋和构筑物，不考虑特殊混凝土结构。为实现土木工程混凝土结构的统一，也参考了其它行业的混凝土结构设计规范的相关规定，尽量实现共性技术问题设计方法的协调，为将来各专业规范的统一创造条件。

1.0.3 规范依据统一标准修订，并与相关的荷载规范、抗震规范以及有关材料标准进行了合理的分工和衔接。

1.0.4 本条阐述规范的作用以及与其它标准的关系。混凝土结构的设计除本规范外，尚应遵守《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011以及《混凝土强度检验评定标准》GB 50107、《混凝土结构用钢》GB 1499等有关标准的规定。

规范的规定是混凝土结构设计的成熟做法和最基本的要求，规范只提出混凝土结构设计的一般原则，设计者应根据规范的内容，结合工程的实际情况具体应用，并努力实现技术创新和进步。

2 术语、符号

2.1 术语

术语是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GB 50132、《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083、《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 等结合本规范的具体情况给出的。

为了提高结构的安全水平与抗御灾害的能力，增加了“整体稳固性”、“抗倒塌设计”、“既有结构的设计”等内容及相应的术语。根据预应力技术的发展，增加了“有粘结预应力”、“无粘结预应力”等术语。其余有关可靠度及荷载等的术语，在有关标准中已有表述，故删去。

2.2 符号

基本沿用《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002 的符号。一些不常用的符号在条文相应处已有说明，故作必要的简化，将其删去。

为控制受力钢筋的延性，增加了钢筋极限应变的符号“ ϵ_{su} ”；为方便表达钢筋的直径（不表示钢筋牌号），增加了符号“ ϕ ”。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 为使本规范的内容从以构件（或截面）设计为主扩展到整个结构体系，本次修订强化了有关结构设计的内容。本条强调了结构设计应考虑的基本内容，包括结构方案、内力分析、构造要求、施工可行性及性能设计等。

3.1.2 本规范根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定采用概率极限状态设计方法。具体设计计算采用分项系数的形式，包括：结构重要性系数、荷载分项系数、材料性能分项系数（材料分项系数，有时直接以材料的强度设计值表达）、抗力模型不确定性分项系数（构件分项系数）等。

3.1.3 极限状态分类系根据《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 确定的。应该说明的是承载能力极限状态中“不适于继续承载的变形”是指材料达到其应变计算的限值（钢筋 0.01、混凝土 0.0033）；或构件的裂缝宽度达到 1.5mm；受弯构件的挠度达到跨度的 1/50 等。其并不意味着构件承载受力能力的耗尽或断裂、解体，以及结构倒塌等。

为结构安全计，本次修订在承载能力极限状态中增加了偶然作用下连续倒塌或大范围破坏的内容。为提高使用质量，正常使用极限状态中增加了舒适度的要求。

3.1.4 本条规定了确定结构上作用的原则：直接作用根据《建筑结构荷载规范》GB 50009；地震作用根据《建筑抗震设计规范》GB 50011；增加的间接作用、特殊作用以及偶然作用，根据有关标准或由实际条件确定。

3.1.5 本条规定了各种结构构件在不同极限状态及工况下（承载力、使用状态、动力、疲劳、倒塌、预制、施工等）荷载作用的选择及计算方法。其中的荷载设计值、荷载代表值应符合《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。

对间接作用作了进一步的说明：主要考虑温度变化、混凝土收缩和徐变、基础沉降、材料性能劣化等非荷载作用对结构造成的影响。设计参数由设计人员根据有关的标准或工程具体情况确定。

02 版规范疲劳问题中有关吊车荷载的取值原则，根据标准《起重机设计规范》

GB 3811 作了相应的修订。在具有荷载效应谱和混凝土及钢筋应力谱的情况下，可按专门标准的有关规定进行疲劳验算，本次修订未作调整。

3.1.6 结构安全等级按《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 确定，结构重要性系数不再由本规范给出。本条补充规定，可以根据实际情况对关键传力部位和重要的构件适当提高安全等级，以确保结构的安全。

3.1.7 本条强调设计与施工的关系。设计不能脱离实际，而应考虑现有技术条件(材料、机具、工艺等)的可行性。对特殊结构，设计应提出关键技术控制及质量验收的要求，以达到设计要求的目标。

3.1.8 结构改变用途和使用环境会影响其安全及使用年限。本条提出混凝土结构正常使用和维护的要求，任何改变都必须经过设计许可或技术鉴定。这是保证安全、适用和耐久的必要条件。

3.2 结构方案

3.2.1 结构方案对建筑安全有着决定性的影响。在满足建筑使用功能条件下，从总体方案上应保证结构的整体稳固性，本条提出了设计中应考虑的结构总体布置的基本原则。

3.2.2 本条拓展了结构缝的概念。不同类型结构缝的功能很多，主要是为控制下列不利因素的影响：混凝土收缩、温度变化、基础沉降、应力集中、结构防震、连续倒塌等。除永久缝以外，还有临时性的缝：施工接槎、后浇带、引导缝（在确定的位置引导裂缝出现，并预先采取措施消除其影响）等。

结构缝的设计应满足建筑观感、装修和使用功能（止水、防渗、保温、隔声等）的要求；尚应满足结构性能、施工可行等要求，并应遵循“一缝多能”的原则，减少缝的数量。

3.2.3 连接构造设计的一般原则是保证连接节点的性能应不低于被连接构件；不同材料（钢、砌体等）构件的连接应选择合理的连接方式，保证可靠传力；连接节点尚应考虑连接构件的变形相容条件。

3.2.4 本条提出了结构方案设计阶段尚应综合考虑的其它问题：抗震、防灾、耐久、节材、降耗、环保等各方面的要求。

3.3 承载能力极限状态计算

3.3.1 本条列出了承载能力极限状态的计算内容。修订规范新增加了重要结构抗倒塌设计验算的要求。

3.3.2 承载能力极限状态计算表达式基本不变，但增加了抗力函数 $R(\cdot)$ 的内涵，扩大了适用范围，作了必要的补充，使其更加完善。

对传统设计中难以采用材料强度设计值 (f_c 、 f_s) 进行计算的情况 (如应力设计、多轴强度、调整构件的安全裕量、结构抗倒塌设计、既有结构设计等)，可采用 (3.3.2-3) 的表达式。此时材料强度可取其特征值：应力设计时取标准值 f_{ck} 、 f_{sk} ；既有结构设计时可取实测值……。计算后的承载力再根据对结构安全的需要，除以构件的抗力模型不确定性分项系数 (构件分项系数) γ_{Rd} 。

02 版规范没有反映统一标准中的构件分项系数 γ_{Rd} ，一般用材料分项系数 (γ_c 、 γ_s) 确定的强度设计值 (f_c 、 f_s) 计算构件的承载力，有时会造成某些受力状态的失真或计算困难。采用公式 (3.3.2-3) 表达的方法可以解决结构构件应力设计的困难，且便于验算结构的抗倒塌性能，调整某些构件的安全裕量。构件承载力分项系数 γ_{Rd} 综合反映了材料的强度及构件的受力特征及重要性，可根据具体条件用校准的方法取值。

3.4 结构抗倒塌设计

3.4.1 结构抗倒塌设计是为在各种灾害的偶然作用下以及作用后，混凝土结构能保持必要的整体稳固性，不出现与起因不相称的破坏后果，防止出现结构的连续倒塌。

抗倒塌设计对于建筑结构的安全极为重要。结构抗倒塌设计适用于结构安全等级为一级的可能遭受偶然作用的结构、为抵御灾害作用而须增强抗灾性能的结构。地质灾害等不可抗拒的灾害，不包括在抗倒塌设计的范围内。

抗倒塌设计的目标是：在偶然作用下结构体系可能局部破坏，但应具有依靠剩余结构继续承载而避免发生大范围破坏或连续坍塌的能力。

3.4.2 结构抗倒塌设计的难度和代价很大，一般结构只进行抗倒塌的概念设计。本条给出了结构抗倒塌设计的基本原则，以定性方法增强结构的抗倒塌性能。

3.4.3 本条给出了结构抗倒塌的设计方法，包括拉结构件法、拆除构件法、非线性

性分析法。实际工程可根据具体条件加以选择。

3.4.4 本条介绍了混凝土结构抗倒塌设计中有关设计参数（荷载效应、动力系数、材料强度、强化脆性等）的取值原则。

3.5 正常使用极限状态验算

3.5.1 ~3.5.2 正常使用极限状态验算的内容作了适当的扩展，表达形式同 02 版规范，补充了楼盖结构舒适度验算的要求。

3.5.3 挠度限值应以不影响使用功能、外观及与其它构件连接等要求为目的。工程实践表明，02 版规范所列变形验算的挠度限值基本是合适的，本次修订未做改动。

表注 3 中提出计算挠度中可考虑起拱和反拱的影响。表注 4 中提出起拱和反拱修正的限度，以防止起拱和反拱过大引起的不良影响。

3.5.4 工程实践及与国外有关规范的对比都表明，实际混凝土结构中由于荷载而引起的正截面受力裂缝并不严重。我国现行规范中对于受力裂缝的控制偏严，可作适当放松。

对结构构件正截面的裂缝控制等级，仍按规范 GB 50010-2002 划分为三个等级。一级裂缝控制等级保持不变：按荷载效应标准组合计算不产生拉应力。二级裂缝控制等级适当放松：只控制拉应力不超过混凝土的抗拉强度标准值，删除了 02 版规范中荷载准永久组合时不产生拉应力的要求。

根据国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153-2008，及作为其主要依据的国际标准《结构可靠性总原则》ISO 2394 和欧洲规范《结构设计基础》EN 1990 的规定，荷载组合应根据正常使用极限状态的可逆性与不可逆性，以及外观要求（限制过大的裂缝和挠度）等进行选择。

根据上述三本标准的要求，并参考欧洲规范《混凝土结构设计》EN 1992 中的规定，对钢筋混凝土和无粘结预应力混凝土结构构件，可以选用荷载的准永久组合进行正常使用极限状态的验算。欧洲规范 EN 1990 中第 6.5.3 条明确规定：准永久组合一般用于结构的长期效应和结构外观的分析。在我国标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153-2008 第 8.3.2 条也有类似的规定。因此本规范对裂缝控制等级为三级的钢筋混凝土构件，选用了荷载的准永久组合进行裂缝宽

度以及挠度的验算。

照例对预应力混凝土构件也可对荷载组合作出相应的选择。但是，考虑耐久性对预应力结构的影响，裂缝控制可能更为重要。故不过多地降低预应力混凝土结构的裂缝控制，而留待规范进一步修订时再考虑。因此本次修订仍保持了对预应力混凝土构件原有的基本要求。三级裂缝控制等级的预应力构件按荷载效应的标准组合计算裂缝宽度，不利环境时按荷载效应的准永久组合计算，控制拉应力不大于混凝土的抗拉强度标准值。

3.5.5 本条针对各类环境等级条件下不同裂缝控制等级的钢筋混凝土构件和预应力混凝土构件，提出了计算荷载效应的选择以及裂缝宽度或应力控制的具体要求。

在注 3 中规定：一 a 类环境下，对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系（包括带或不带柱帽、平托板的柱支承双向板，周边支承双向板及双向密肋板），仍规定按二级裂缝控制等级进行验算；但对屋面梁、托梁、单向屋面板和楼板的裂缝控制作了一定的放宽处理。

在注 5 中增加了高耸建筑电视塔的裂缝控制要求，见专门标准；

在注 6 中允许对厚保护层构件适当放宽裂缝宽度限值，以适应耐久性要求增大保护层厚度带来的变化。因为构件表面的裂缝宽度与钢筋表面的裂缝宽度相差很大，厚保护层时表面裂缝宽度较大尚不致于明显影响构件的耐久性。

3.5.6 为提高使用质量，本次修订增加了楼板舒适度控制的要求。国际上结构舒适度通常采用竖向振动加速度来评价。为简化计算，在分析楼板自振频率与振动强度关系的基础上，参照国际标准及我国的工程实践作出规定。

一般结构及跨度不大的楼板可以不考虑舒适度要求。跨度较大的楼板及业主要求时，可按表 3.5.6 的规定控制楼盖的自振频率。有更高要求时，按《混凝土楼盖结构抗微振设计规程》GB 50190 进行设计。

3.6 耐久性设计

3.6.1 混凝土结构耐久性问题表现为：钢筋混凝土构件表面出现锈渍或锈胀裂缝；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）。

鉴于混凝土结构材料性能劣化的规律不确定性很大，目前除个别特殊工程以

外，一般建筑结构的耐久性问题只能采用经验性的方法解决。本规范介绍了混凝土结构耐久性定性设计的主要内容。

3.6.2 本次修订对影响混凝土结构耐久性的外部因素—环境等级进行了更详尽的分类。本次修订按环境类别(正常、干湿交替、冻融循环、氯盐腐蚀四类)和耐久性作用等级(a、b、c、d 四级)进行更有针对性的耐久性环境等级分类，简称“环境等级”。对恶劣条件下的环境等级在表注中做了较详细的说明。

3.6.3 影响混凝土结构耐久性的主要内因是混凝土、钢筋抵抗性能退化的能力，本条从建筑材料的角度控制混凝土质量以保证结构的耐久性。要求控制混凝土的水胶比、强度等级和含碱量。根据国内混凝土结构耐久性状态的调查结果，对于设计使用年限为 50 年的混凝土结构作出相应的规定。统计调查表明，满足表 3.6.3 要求的结构混凝土一般可以保证耐久性的要求。

02 版规范中提出了对于最小水泥用量的限制，由于近年胶凝材料及配合比设计的变化，不确定性太大，故不再统一要求。

科研及工程实践均表明：采用引气剂的混凝土，抗冻性能显著改善。故对于冻融循环(三类)环境中的此类混凝土，可适当降低要求。

混凝土中碱含量的计算方法，可参考《混凝土碱含量限值标准》CECS 53:93。

3.6.4 试验研究及工程实践均表明：氯离子引起的钢筋电化学腐蚀是混凝土结构最严重的耐久性问题，故单列条文强制执行。氯离子含量的限制比 02 版规范要求更详细，且适当加严，尤其恶劣环境中要求更为严格。

为了满足氯离子含量限值的要求，工程中应限制使用含氯离子的外加剂。

3.6.5 根据国内混凝土结构耐久性状况的调查，一般室内环境实际使用年限超过 100 年的混凝土结构极少，但实际使用年限在 70~80 年的室内正常环境条件下的混凝土结构大多基本完好。因此适当加严对混凝土材料的控制，适当提高混凝土的强度等级和保护层厚度，特别是补充规定了定期维护、检测的要求，室内环境中混凝土结构的实际使用年限达到 100 年是可以得到保证的。

参考《混凝土结构耐久性设计规范》GB / T 50476 的规定，对设计使用年限的延长或减短作简化处理：100 年耐久性环境等级提高一级，25 年降低一级。

3.6.6 预应力筋对腐蚀更为敏感，除应满足前述要求外，尚应考虑采取有效的构造措施以保护预应力筋、锚头等容易遭腐蚀的部位。

3.6.7 提高混凝土抗渗、抗冻性能，有利于结构在干湿交替、冻融循环以及氯盐腐蚀条件下的耐久性。混凝土的抗冻性能和抗渗性能试验方法、等级划分及配合比限制等，按有关标准的规定执行。

对于氯盐腐蚀环境以及对耐久性腐蚀敏感的构件（如悬臂板、预埋件等），提出了耐久性设计的附加要求。

3.6.8 结构在使用年限内应按设计的要求正常使用，并经常维修，定期检测，这是保证混凝土结构耐久性及其应有功能的必要条件。

3.7 既有结构的设计

3.7.1 既有结构为所有权移交后，已投入使用的结构。根据我国的国情，对已有的结构进行再次设计将成为未来混凝土结构设计的重要内容。鉴于我国结构设计安全度逐步提高的历史背景以及对耐久性的重视，应与时俱进地考虑整体结构方案的优化和全寿命周期进行既有结构的设计，以保证其应有的安全度并延长使用年限。

本条列出了既有结构再设计的五个方面，其不同于局部性的结构加固设计，适用的范围和设计原则更为广泛和系统。本节的后列条文提出了既有结构设计的原则要求和具体内容。

3.7.2 本条为既有结构再设计的原则：按《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344检测、评估并确定既有结构的设计参数；承载力极限状态应按现行规范计算，以确保安全；使用状态可作适当调整，以适应既有结构的实际状况，但须对使用条件作相应的限制，以确保应有的功能和使用年限。

3.7.3 本条提出了既有结构再设计的具体内容：结构方案的优化（构件布置、计算简图、重点部位的加强）、作用的选择、反映既有结构的现状、材料性能的取值、结构的承载历史、两阶段成形构件的协调受力等。特别强调两阶段成形不同结构之间的连接构造，这是保证其共同承载受力以及结构整体稳固性的必要条件。

既有结构的设计，是混凝土结构设计理论的延伸，可按规范中二阶段受力的构件进行设计。梁、板等水平构件及墙、柱等竖向构件按两阶段受力叠合构件的设计方法，详见本规范第 9.5 节的有关内容。

4 材 料

4.1 混凝土

4.1.1 传统混凝土的标准强度是根据标准方法制作、养护、试验的立方体试件抗压强度 f_{cu} 而确定的。近年由于建材方面根据工程具体情况(如粉煤灰混凝土等)对标准试验方法(如龄期、养护等)的规定作了某些改变,故允许根据具体情况作相应的调整。

混凝土的强度等级以具有 95% 保证率的立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 表达,其以强度总体分布的平均值 f_{cm} 减 1.645 倍标准差 σ ($f_{cm} - 1.645\sigma$) 而确定,并应满足验收的要求。立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 是本规范混凝土各种力学指标的基本代表值。

4.1.2 为提高材料的利用效率,工程应用的混凝土强度等级宜适当提高。修订规范对 C15 级的低强混凝土仅限用于素混凝土结构;而用于基础垫层的 C10 级混凝土不再列入规范;对用于其它情况的混凝土强度等级也稍有提高。

4.1.3 不同强度等级混凝土的强度标准值,由立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 经计算确定。

1 混凝土抗压强度标准值 f_{ct}

考虑到结构中混凝土的实体强度与试件混凝土强度之间的差异,对试件混凝土强度的修正系数取为 0.88。

棱柱强度与立方强度之比值 α_{c1} : 对 C50 及以下普通混凝土取 0.76; 对高强混凝土 C80 取 0.82, 中间按线性规律变化插值。

C40 以上的混凝土考虑脆性折减系数 α_{c2} : 对 C40 取 1.0; 对高强混凝土 C80 取 0.87, 中间按线性规律变化插值。

轴心抗压强度标准值 f_{ck} 按 $0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k}$ 计算。

2 混凝土抗拉强度标准值 f_{ct}

轴心抗拉强度标准值 f_{ct} 按 $0.88 \times 0.395 f_{cu,k}^{0.55} (1 - 1.645\delta)^{0.45} \times \alpha_{c2}$ 计算。其中系数 0.395 和指数 0.55 是轴心抗拉强度与立方体抗压强度的折算关系，是根据试验数据（包括对高强混凝土研究的试验数据），统一进行分析后得出的。

对于 C80 以上超高强混凝土目前虽偶有应用，但数量很少且成本太高，性能研究也不够，故暂未列入。

此外，表 4.1.3-1 及表 4.1.3-2 中的数值以 0.5 和 0.05 为间隔作了简化、取整处理。

4.1.4 不同强度等级混凝土的强度设计值，由强度标准值除材料分项系数 γ_c 确定。混凝土的材料分项系数 γ_c 取为 1.4。

1 轴心抗压强度设计值 f_c

轴心抗压强度设计值等于 $f_{ck}/1.4$ ，其中还考虑了附加偏心距 e_a 的影响。修订规范还删除了 02 版规范表注中受压构件尺寸效应的规定，该规定源于前苏联规范，最近俄罗斯规范已经取消。

2 轴心抗拉强度设计值 f_t

轴心抗拉强度设计值等于 $f_{tk}/1.4$ 。此外，表 4.1.4-1、表 4.1.4-2 中的数值以 0.5 和 0.05 为间隔作了简化、取整处理。

4.1.5 混凝土的变形参数（弹性模量、剪切变形模量及泊松比）同 02 版规范。

混凝土的弹性模量 E_c 以其强度等级值（立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 为代表）按下列公式计算而得。

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

由于混凝土组成成分不同而导致变形性能的不确定性，增加了表注，强调在必要时根据试验确定弹性模量。

4.1.6 根据疲劳专题研究的试验结果，列出了混凝土的疲劳强度修正系数。疲劳指标是指等幅疲劳二百万次的指标，不包括变幅疲劳。本次修订将单纯的受压疲劳和受拉-压疲劳分列两张表格表达，扩大了疲劳应力比值的覆盖范围。疲劳强度修正系数的数值作了局部调整。

4.1.7 根据疲劳专题试验研究结果，列出了混凝土的疲劳变形模量，同 02 版规范。

4.1.8 本条提供了混凝土在温度变化时，间接作用计算所需的基本热工参数。包括线膨胀系数、导热系数、导温系数和比热，数据源自《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057。

4.2 钢 筋

4.2.1 根据钢筋产品标准的修改，不再限制钢筋材料的化学成分，而按性能确定钢筋的牌号。根据节材、减耗及对性能的要求，本次规范修订淘汰低强钢筋，强调应用高强、高性能钢筋。根据混凝土构件对受力的性能要求，建议了各种牌号钢筋的用途。修订规范作了以下改动。

1 增加 500MPa 级钢筋，推广 400、500MPa 级高强钢筋；限制 335 MPa 级钢筋；淘汰低强 235MPa 级钢筋，代之以 300MPa 级光圆钢筋；

2 为节约合金资源，列入具有一定延性的控轧 HRBF 系列细晶粒热轧带肋钢筋；

3 增加预应力筋品种：列入大直径预应力螺纹钢筋(精轧螺纹钢筋)；补充中强度空档，列入中强预应力钢丝；淘汰锚固性能很差的刻痕钢丝；应用很少的预应力热处理钢筋不再列入；

4 余热处理钢筋（RRB）的延性、可焊性、机械连接性能及施工适应性均较差，须在钢筋产品标准修订后明确延性指标并控制使用范围。可在基础、大体积混凝土以及跨度及荷载不大的楼板、墙体中应用。

4.2.2 考虑钢筋断裂对结构安全的影响，除屈服强度外，增列了钢筋的抗拉强度标准值，用于抗倒塌设计。预应力筋无明显的屈服强度，故取抗拉强度，而条件屈服强度取为抗拉强度的 0.85。钢筋的强度等级（强度标准值）按强度的 95% 保证率确定。

根据强度总体分布的平均值 f_{sm} 减 1.645 倍标准差 σ 确定钢筋的强度等级，并应满足验收的要求。标准强度 f_{sk} 由平均强度 f_{sm} 及变异系数 δ 按 $f_{sk} = f_{sm}(1 - 1.645\delta)$ 计算确定。基于对全国钢筋强度的统计调查的结果，不同牌号热轧带肋钢筋的变异系数 δ 见附录 C。

钢绞线增加了强度级别为 1960MPa 和大直径 21.6 mm 的品种；补充了精轧

螺纹钢及中强钢丝的有关设计参数。02 版规范预应力筋强度分档太琐碎，故删除不常使用的预应力筋的强度等级和直径，以简化设计时的选择。

鉴于钢筋延性对结构安全的重要影响，本次修订参考国际标准列入了对钢筋拉断前极限应变 ε_{su} 的要求，其即为钢筋标准中的钢筋在最大力下的总伸长率 A_{gt} （均匀伸长率），本规范的要求与现行国家标准《钢筋混凝土用钢》GB 1499 相同。

4.2.3 钢筋的强度设计值为其标准值除以材料分项系数 γ_s 的数值。延性较好的热轧钢筋 γ_s 取 1.10，延性稍差的预应力筋 γ_s 取 1.20。按此原则补充确定了新增品牌钢筋的强度设计值。但对 500MPa 级钢筋适当提高了安全储备， γ_s 取 1.15。其抗压强度 f_y 取与抗拉强度相同，这是由于构件中混凝土受配箍约束，极限受压应变加大，受压钢筋可以达到较高的强度。

根据试验研究，限定箍筋受剪、受扭、受冲切的设计强度 f_{yv} 不大于 360MPa；但用作围箍约束混凝土时不限。

钢筋标准中预应力钢丝、钢绞线的强度等级繁多，对于表中未列的强度等级可按比例换算，插值确定强度设计值。无粘结预应力钢筋不考虑抗压强度；预应力筋配筋位置偏离受力区较远时，应根据实际受力情况对强度设计值进行折减。

4.2.4 钢筋的弹性模量同 02 版规范。

由于制作偏差、基圆面积率不同以及钢绞线捻绞紧度等因素的影响，实际钢筋受力后的变形模量存在一定的不确定性，且通常不同程度地偏小。因此必要时可通过试验实测钢筋的实际弹性模量，用于计算。

4.2.5 钢筋的疲劳强度基本同 02 版规范。对承受疲劳荷载作用的构件，延性较差的细晶粒 HRBF 钢筋应该控制应用；延性很差的余热处理 RRB 钢筋不得应用。

由于缺乏足够的试验研究，某些品种的钢筋及疲劳应力比为负值的疲劳应力幅限值暂缺，有待通过试验补充。

4.2.6 混凝土结构设计中，钢筋、钢丝按理论重量(当量线密度)的折算表达公称直径及计算截面面积；钢绞线按外接圆表达公称直径。

公称直径、计算截面面积与真正受力的基圆面积，存在着不同的对应关系，将在很大程度上影响钢筋的受力性能（应力、强度、应变、变形）。因此在附录 A 中列出了关钢筋的设计参数。

4.2.7 本条为新增内容，提出了受力钢筋并筋（钢筋束）的概念。

为解决配筋密集引起设计及施工的困难，国际标准中均允许采用并筋（钢筋束）的配筋形式，最多达到四根。我国某些专业的规范中已有相似的规定。经试验研究并借鉴国内、外的成熟做法，给出了设计计算中确定并筋公称直径的方法。

并筋可视为计算截面积相等的单根等效钢筋，等直径二并筋公称直径为 $1.41d$ ；三并筋为 $1.73d$ 。等效钢筋公称直径的概念可用于本规范中钢筋间距、保护层厚度、裂缝宽度验算、钢筋锚固长度、搭接接头面积百分率及搭接长度等的计算中。

4.2.8 在混凝土结构的施工阶段，经常会因材料供应问题而发生钢筋代换问题。在办理设计变更时，除应坚持等强代换的原则外，设计方面还应综合考虑钢筋规格、数量、直径、施工适应性等变化所带来的影响。本条提示了应考虑的问题。

5 结构分析

本章对 02 版规范的内容作了较大变动，丰富了分析模型、弹性分析、弹塑性分析、塑性极限分析等内容，增加了间接作用分析一节。弥补了 02 版混凝土结构设计规范中结构分析内容的不足。所列条款基本反映了我国混凝土结构的设计现状、工程经验和试验研究等方面所取得的进展，同时也参考了国外标准规范的相关内容。

本规范只列入了结构分析的基本原则和各种分析方法的应用条件。各种结构分析方法的具体内容在有关标准中有更详尽的规定，可遵照执行。

5.1 基本原则

5.1.1 在所有的情况下，设计计算、验收前均应对结构的整体进行分析。必要时，结构中的重要部位、形状突变部位以及内力和变形有异常变化的部分(例如较大孔洞周围、节点及其附近区域、支座和集中荷载附近等)应另作更详细的局部分析。

对结构的两种极限状态进行结构分析时，应取用相应的作用组合。

5.1.2 结构在不同的工作阶段，例如结构的施工期、检修期和使用期，预制构件的制作、运输和安装阶段等，应确定其可能的不利作用效应组合。对于重要的结构，应考虑偶然作用可能带来的严重后果，进行相应的结构抗倒塌分析。

5.1.3 结构分析应以结构的实际工作状况和受力条件为依据。结构分析的结果应有相应的构造措施加以保证。例如，固定端和刚节点的承受弯矩能力和对变形的限制；塑性铰的充分转动的能力；适筋截面的配筋率或压区相对高度的限制等。

5.1.4 结构分析方法均应符合三类基本方程，即力学平衡方程，变形协调（几何）条件和本构（物理）关系。其中平衡条件必须满足；变形协调条件应在不同程度上予以满足；本构关系则需合理地选用。

5.1.5 现有的结构分析方法可归纳为五类。各类方法的主要特点和应用范围如下：

1 弹性分析方法是最基本和最成熟的结构分析方法，也是其它分析方法的基础和特例。它适用于分析一般结构。大部分混凝土结构的设计均基于此方法。

结构内力的弹性分析和截面承载力的极限状态设计相结合，实用上简易可行。按此设计的结构，其承载力一般偏于安全。少数结构因混凝土开裂部分的刚度减小而发生内力重分布，可能影响其它部分的开裂和变形状况。

考虑到混凝土结构开裂后刚度的减小，对梁、柱构件可分别取用不同的折减刚度值，且不再考虑刚度随作用效应而变化。在此基础上，结构的内力和变形仍可采用弹性方法进行分析。

2 考虑塑性内力重分布的分析方法设计超静定混凝土结构，具有充分发挥结构潜力，节约材料，简化设计和方便施工等优点。但应注意到，结构的变形和裂缝可能相应增大。

3 弹塑性分析方法以钢筋混凝土的实际力学性能为依据，引入相应的本构关系后，可进行结构受力全过程的分析，而且可以较好地解决各种体形和受力复杂结构的分析问题。但这种分析方法比较复杂，计算工作量大，各种非线性本构关系尚不够完善和统一，至今应用范围仍然有限。主要用于重要、复杂结构工程的分析和罕遇地震作用下的结构分析。

4 塑性极限分析方法又称塑性分析法或极限平衡法。此法主要用于周边有梁或墙支承的双向板设计。工程设计和施工实践证明，按此法进行计算和构造设计简便易行，可以保证结构的安全。

5 对体型复杂或受力状况特殊的结构或其部分，可采用试验方法对结构的材料性能、本构关系、作用效应等进行实测或模拟，为结构分析或确定设计参数提供依据。

5.1.6 结构设计中采用电算分析日益增多，商业的和自编的电算程序都必须保证其运算的可靠性。而且每一项电算的结果都应作必要的判断和校核。

5.2 分析模型

5.2.1 结构分析时都应结合工程的实际情况和采用的力学模型要求，对结构进行适当的简化处理，使其既能够比较正确地反映结构的真实受力状态，又适应于所选用分析软件的力学模型，从根本上保证分析结构的可靠性。

5.2.2 计算图形宜根据结构的实际形状、构件的受力和变形状况、构件间的连接和支承条件以及各种构造措施等，作合理的简化。例如，支座或柱底的固定端应

有相应的构造和配筋作保证；有地下室的建筑底层柱、其固定端的位置还取决于底板（梁）的刚度；节点连接构造的整体性决定其按刚接或铰接考虑等。

当钢筋混凝土梁柱构件截面尺寸相对较大时，梁柱交汇点会形成相对的刚性节点区域。刚域尺寸的合理确定，会在一定程度上影响结构整体分析的精度。

5.2.3 一般的建筑结构的楼层大多数为现浇钢筋混凝土楼板或有现浇面层的预制装配式楼板，可近似假定楼板在其自身平面内为无限刚性，以减少结构的自由度，简化结构分析。实践证明，采用刚性楼板假定对大多数建筑结构进行分析，其分析精度都能够满足工程设计的需要。

若因结构布置的变化导致楼板面内刚度削弱或不均匀时，结构分析应考虑楼板面内变形的影响。根据楼面结构的具体情况，楼板面内变形可按全楼、部分楼层或部分区域考虑。

5.2.4 现浇楼面和装配整体式楼面的楼板作为梁的有效翼缘，与梁一起形成 T 形截面，提高了楼面梁的刚度，结构分析时应予以考虑。当采用梁刚度放大系数法时，应考虑各梁截面尺寸大小的差异，以及各楼层楼板厚度的差异。采用 T 形截面方式考虑楼板的刚度贡献，相对比较合理。

5.3 弹性分析

5.3.2 按构件全截面计算截面惯性矩时，可简化考虑，既不计钢筋的换算面积，也不扣除预应力筋孔道等的面积。

5.3.4 建筑结构的二阶效应包括侧移二阶效应（ $P-\Delta$ 效应）和受压构件的挠曲效应（ $P-\delta$ 效应）两部分。严格地讲，考虑 $P-\Delta$ 效应和 $P-\delta$ 效应进行结构分析，应考虑材料的非线性和裂缝、构件的曲率和层间侧移、荷载的持续作用、混凝土的收缩和徐变等因素。但要实现这样的分析，在目前条件下还有困难，工程分析中一般都采用简化的分析方法。

侧移二阶效应计算属于结构整体层面的问题，一般在结构整体分析中考虑，本条给出了两种计算方法：有限元法和增大系数法。受压构件的挠曲效应计算属于构件层面的问题，一般在构件设计时考虑，详见本规范第 6.2 节。

5.4 基于弹性分析的塑性内力重分布分析

5.4.1 超静定混凝土结构在出现塑性铰的情况下，会发生内力重分布。可利用这一特点进行构件截面之间的内力调幅，以达到节约的目的。本条给出了可以采用塑性调幅设计的构件或结构类型。

5.4.2 本条提出了考虑塑性内力重分布设计的条件。考虑塑性内力重分布的计算方法进行构件或结构的设计时，由于塑性铰的出现，构件的变形和裂缝宽度均较大。所以本条进一步明确允许考虑塑性内力重分布构件的使用环境，并强调应进行构件变形和裂缝宽度的验算，以满足正常使用极限状态的要求。

5.4.3 采用基于弹性分析的塑性内力重分布方法进行弯矩调幅时，调整的幅度及受压区的高度均应满足本条的规定，以保证构件出现塑性铰的位置有足够的转动能力并限制裂缝宽度。

5.5 弹塑性分析

5.5.1 弹塑性分析可根据结构的类型和复杂性、要求的计算精度等选择计算方法。进行弹塑性分析时，结构构件各部分尺寸和材料性能指标都必须预先设定。应根据实际情况采用不同的离散尺度，确定相应的本构关系，如应力-应变关系、弯矩-曲率关系、内力-变形关系等。

在确定钢筋和混凝土的材料特征值及本构关系时，宜事先进行试验分析确定，也可采用附录 C 提供的材料强度、本构模型或强度准则。

5.5.2 结构构件的计算模型以及离散尺度应根据实际情况以及计算精度的要求确定。若一个方向的正应力明显大于其余两个正交方向的应力，则构件可简化为一维单元；若两个方向的正应力均显著大于另一个方向的应力，则应简化为二维单元；若构件三个方向的正应力无显著差异，则构件应按三维单元考虑。

5.5.3 本条给出了在结构弹塑性分析中建议采用的钢筋和混凝土材料本构关系，并建议相关参数宜通过试验分析确定。钢筋混凝土界面的粘结滑移对其分析结果影响较显著的构件（如：框架结构梁柱的节点区域等），建议在进行分析时考虑粘结滑移的本构关系。

5.6 塑性极限分析

5.6.1 对于超静定结构，结构中的某一个截面（或某几个截面）达到屈服，整个结构可能并没有达到其最大承载力，外荷载还可以继续增加。先达到屈服截面的塑性变形会随之不断增大，并且不断有其他截面陆续达到屈服。直至有足够数量的截面达到屈服，使结构体系即将形成几何可变机构，结构才达到最大承载力。

因此，利用超静定结构的这一受力特征，可采用塑性极限分析方法来计算超静定结构的最大承载力，并以达到最大承载力时的状态，作为整个超静定结构的承载能力极限状态。这样既可以使超静定结构的内力分析更接近实际内力状态，也可以充分发挥超静定结构的承载潜力，使设计更经济合理。

但是，超静定结构达到承载力极限状态（最大承载力）时，结构中较早达到屈服的截面已处于塑性变形阶段，即已形成塑性铰，这些截面实际上已具有一定程度的损伤。如果塑性铰具有足够的变形能力，则这种损伤对于一次加载情况的最大承载力影响不大。但是对于重复荷载作用，由于屈服截面在塑性阶段重复加载作用下的低周疲劳效应，会使塑性铰的承载力降低，从而使整个结构不能达到静力荷载作用下的最大承载力。

因此为安全计，建议塑性极限分析方法不得用于承受多次重复荷载作用的混凝土结构。

5.6.2 塑性铰线法应根据以下假定进行计算：

- 1** 板被塑性铰线分成若干板块，形成几何可变体系；
- 2** 配筋合理时，通过塑性铰线的钢筋均达到屈服，且塑性铰线可在保持屈服弯矩的条件下产生很大的转角变形；
- 3** 塑性铰线之间的板块处于弹性阶段，与塑性铰线上的塑性变形相比很小，故板块可视为刚体。

条带法可根据板面荷载的合理传递分布假定，将双向板简化为两个方向的单向板进行计算。对于开洞口的双向板，应在洞口周边考虑加强板带，并据此给出板面荷载的传递分布。对于不考虑竖向不均匀变形影响的双向板发生板的破坏机构，可采用下述近似方法进行分析。

承受竖向均布荷载的双向矩形板（图 5.6.2），板塑性铰线上的总极限弯矩值应满足下式要求：

$$M_x + M_y + \frac{1}{2}(M'_x + M''_x + M'_y + M''_y) = \frac{1}{24} p l_y^2 (3l_x - l_y) \quad (5.6.2-1)$$

式中： l_x, l_y ——双向板两个方向的计算跨度 (m)；

p ——作用于板面上的竖向荷载设计值(kN/m²)；

M_x, M'_x, M''_x —— x 方向沿板全宽 (l_y) 塑性铰线上的跨中和两边支座处的总极限弯矩绝对值 (kN-m)；

M_y, M'_y, M''_y —— y 方向沿板全长 (l_x) 塑性铰线上的跨中和两边支座处的总极限弯矩绝对值 (kN-m)。

总极限弯矩分别按两个方向相应位置的单位长度极限弯矩 ($m_x, m'_x, m''_x, m_y, m'_y, m''_y$) 和塑性铰线投影长度 (l_y, l_x) 计算确定。极限分析时，单位长度极限弯矩 (kN-m/m) 按板内两方向实配钢筋数量、混凝土和钢筋强度设计值以及截面高度分别进行计算。截面设计时，宜按下列规定选取单位长度极限弯矩的比值：

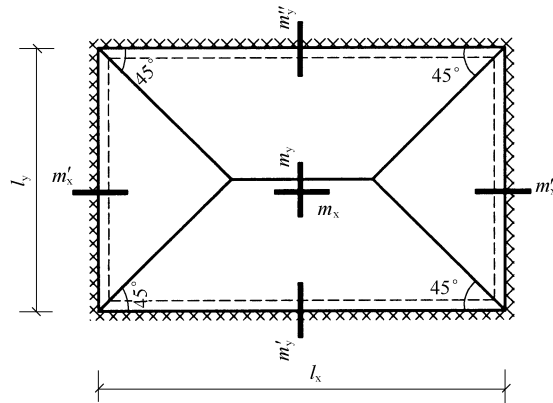


图 5.6.2 不考虑竖向不均匀变形影响的矩形双向板塑性铰线分布

两个方向跨中截面单位长度极限弯矩的比值 α 可取为

$$\alpha = \frac{m_y}{m_x} = \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \quad (5.6.2-2)$$

两个方向支座截面与跨中截面单位长度极限弯矩的比值：

$$m'_x / m_x, m''_x / m_x, m'_y / m_y, m''_y / m_y \text{ 可取 } 1.5 \sim 2.5。$$

双向板有简支边或者部分极限弯矩已知时，式 (5.6.2-1) 中的总极限弯矩应按实际情况计算。

5.6.3 结构极限分析可采用精确解、上限解和下限解法。当采用上限解法时，应根据具体结构的试验结果或弹性理论的内力分布，预先建立可能的破坏机构，然后采用机动法或极限平衡法求解结构的极限荷载。当采用下限解法时，可参考弹性理论的内力分布，假定一个满足极限条件的内力场，然后用平衡条件求解结构的极限荷载。

5.7 间接作用效应分析

5.7.1 大体积混凝土结构、超长混凝土结构在间接作用下的裂缝问题比较明显，宜对结构进行间接作用效应分析。对于允许出现裂缝的钢筋混凝土结构构件，应考虑裂缝的开展使构件刚度降低的影响，否则计算出来的作用效应会失真。

5.7.2 根据引起混凝土结构温度变化的原因和特点的不同，混凝土结构应根据具体情况考虑施工期和（或）使用期的温度作用，并给出了具体应考虑的因素。

温度作用计算参数和混凝土热学、力学及变形参数宜根据实际情况确定。

5.7.3 间接作用效应分析可采用弹塑性分析方法，也可采用简化的弹性分析方法，但计算时应考虑混凝土的徐变及混凝土的开裂引起的应力松弛和重分布。

6 承载力极限状态计算

6.1 一般规定

6.1.1 钢筋混凝土构件、预应力混凝土构件一般均可按本章的规定进行正截面、斜截面及复合受力状态下的承载力计算（验算）。混凝土构件非连续区的受力状态复杂，目前研究工作还显不足，本次规范修订暂未列入有关内容；但是，02版规范已有的深受弯构件、牛腿、叠合构件等的承载力计算，仍然独立于本章之外给出，见本规范第9章的有关规定。

有关构件的抗震承载力计算（验算），见本规范第11章的相关规定。

素混凝土结构构件在房屋建筑中应用不多，低配筋混凝土构件的研究和工程实践经验尚不充分。因此，本次修订对素混凝土构件的设计要求未作调整，其内容见本规范附录D。

6.1.2 对于混凝土结构中的非杆系混凝土结构构件（如复杂布置的剪力墙、大体积转换构件、大体积基础底板等），有时无法或不方便按本章的有关规定直接由内力进行承载力计算和设计，此时可直接采用结构分析得到的主应力进行配筋设计，包括配筋量和钢筋布置。

对于大尺度混凝土构件，当处于多轴受压状态时，可考虑混凝土受压强度的有效提高。

6.1.3 对于重要的或有特殊要求的混凝土结构，不仅需要进行弹性分析和设计，往往还要采用弹塑性分析方法进行补充分析和设计，如偶然作用分析、预估罕遇地震作用的分析等。此时，应根据结构的设计状况和设计目标，采用标准组合或偶然组合计算结构、结构构件的作用效应，并采用与设计目标相应的材料强度指标（如设计值、标准值或实测值）进行承载力验算。

6.2 正截面承载力计算

6.2.1 本条对正截面承载力计算方法作了基本假定。

1 平截面假定

试验表明，在纵向受拉钢筋的应力达到屈服强度之前及达到的瞬间，截面

的平均应变基本符合平截面假定。因此,按照平截面假定建立判别纵向受拉钢筋是否屈服的界限条件和确定屈服之前钢筋的应力 σ_s 是可行的。平截面假定作为计算手段,即使钢筋已达屈服,甚至进入强化段时,也还是可行的,计算值与试验值吻合较好。

引入平截面假定可以将各种类型截面(包括周边配筋截面)在单向或双向受力情况下的正截面承载力计算贯穿起来,提高了计算方法的逻辑性和条理性,使计算公式具有明确的物理概念。引用平截面假定也为利用电算进行混凝土构件正截面全过程分析(包括非线性分析)提供了必不可少的截面变形条件。

国际上的主要规范,均采用了平截面假定。

2 混凝土的应力-应变曲线

随着混凝土强度的提高,混凝土受压时的应力-应变曲线将逐渐变化,其上升段将逐渐趋向线性变化,且对应于峰值应力的应变稍有提高;下降段趋于变陡,极限应变有所减少。为了综合反映低、中强度混凝土和高强混凝土的特性,与02版规范相同,本规范采用如下表达形式:

$$\begin{aligned} \text{上升段} \quad \sigma_c &= f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] & (\varepsilon_c \leq \varepsilon_0) \\ \text{下降段} \quad \sigma_c &= f_c & (\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{aligned}$$

根据国内中、低强度混凝土和高强度混凝土偏心受压短柱的试验结果,在条文中给出了有关参数 n 、 ε_0 、 ε_{cu} 的取值,与试验结果较为接近。

3 纵向受拉钢筋的极限应变

纵向受拉钢筋的弹性极限拉应变本规范规定为0.01,作为构件达到承载能力极限状态的标志之一。对有物理屈服点的钢筋,该值相当于钢筋应变进入了屈服台阶;对无屈服点的钢筋,设计所用的强度是以条件屈服点为依据的。极限拉应变的规定是限制钢筋的强化强度,同时,也表示设计采用的钢筋的极限拉应变不得小于0.01,以保证结构构件具有必要的延性。对预应力混凝土结构构件,其极限拉应变应从混凝土消压时的预应力钢筋应力 σ_{p0} 处开始算起。

对非均匀受压构件,混凝土的极限压应变达到 ε_{cu} 或者受拉钢筋的极限拉应变达到0.01,即这两个极限应变中只要具备其中一个,就标志着构件达到了承载能力极限状态。

6.2.2 本条规定主要针对本章以及附录E规定的截面承载力简化计算方法,即

要求构件截面在计算方向上具有几何对称性。否则，应考虑截面扭转效应对承载力计算的影响。

本条不适用于按应力进行截面设计的场合。

6.2.3 对于有侧移和无侧移结构的偏心受压杆件，若杆件的长细比较大时，在轴向力作用下，应考虑由于杆件自身挠曲对截面弯矩产生的不利影响，即 $P-\delta$ 效应。 $P-\delta$ 效应通常会增大杆件中间区段截面的一阶弯矩，特别是当杆件较细长、杆件两端弯矩同号且两端弯矩的比值接近 1.0 时，可能出现杆件中间区段截面考虑 $P-\delta$ 效应后的弯矩值超过杆端弯矩的情况，从而使杆件中间区段的截面成为设计的控制截面。国外相关文献资料、规范以及对不同杆端弯矩比、不同轴压比和不同长细比的构件进行计算验证表明，当柱端弯矩比不大于 0.9 且轴压比不大于 0.9 时，若杆件的长细比满足式 (6.2.3)，则杆件自身挠曲产生的附加影响可以忽略。

本条的构件端弯矩设计值通常指不利组合的弯矩设计值；对一、二、三级抗震等级的混凝土构件，此值已经考虑了本规范第 11.1 节规定的“强柱弱梁”及其他有关调整。

6.2.4 根据杆件自身挠曲的基本规律可知， $P-\delta$ 效应使杆件中部成为设计控制截面的情况通常出现在杆件较细长，或者杆件两端弯矩同号且两端弯矩的比值接近 1.0 时。根据影响 $P-\delta$ 效应的因素，查阅国外相关文献资料、规范标准以及通过算例验证，当构件长细比不满足前条式 (6.2.3) 时，均应考虑杆件自身挠曲产生的 $P-\delta$ 效应。

本条提出的方法与美国 ACI318-08 规范考虑 $P-\delta$ 效应所用方法基本相同。美国规范在计算 η_{ms} 时采用的是“轴力表达式”，为沿用我国工程设计习惯，本次修订将 η_{ms} 转换为理论上完全等效的“曲率表达式”，即式 (6.2.4-3)。其中的 C_m 系数计算公式 (6.2.4-2) 为根据国内外试验数据（考虑材料非弹性性质），在美国规范相应公式的基础上，经拟合调整得出。

公式 (6.2.4-3) 中，参数 κ 可按下式计算：

$$\kappa = \frac{\pi^2}{\left(\frac{h}{h_0}\right)^2 (1.25\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)} \quad (6.1)$$

考虑到 $P-\delta$ 效应起控制作用时，绝大多数为竖向荷载作用为主的情况，因此，计算 (6.1) 式中混凝土的极限压应变 ε_{cu} 时，考虑了长期荷载影响系数 1.25。

6.2.5 由于工程中实际存在着荷载作用位置的不定性、混凝土质量的不均匀性及施工的偏差等因素，都可能产生附加偏心距，很多国家的规范中都有关于附加偏心距的具体规定。因此，参照国外规范的经验，规定了附加偏心距 e_a 的绝对值与相对值的要求，并取其较大值用于计算。

6.2.6 本条给出了任意截面任意配筋的双向偏心受力构件正截面承载力计算的一般公式。

随着计算机的普遍使用，对任意截面混凝土构件，在已知外力（设计弯矩、设计轴力）和假定配筋的情况下，正截面承载力的一般计算方法，可按本规范第 6.2.1 条的基本假定，通过数值积分方法反复迭代进行计算。在双向偏心受力构件中，截面中和轴与内、外合力点的连线不再呈垂直关系。在计算各单元的应变时，通常应通过混凝土极限压应变为 ε_{cu} 的受压区顶点作一条与中和轴平行的直线；在某些情况下，尚应通过最外排纵向受拉钢筋极限拉应变 0.01 为顶点作一条与中和轴平行的直线，然后再作一条与中和轴垂直的直线，以此直线作为基准线按平截面假定确定各单元的应变及相应的应力。

在建立本条公式时，为使公式的形式简单，坐标原点取在截面重心处；在具体进行计算或编制计算程序时，可根据计算的需要，选择合适的坐标系。

6.2.7 在 02 版规范中，规则截面混凝土构件的受弯、受压、偏心受压、受拉、偏心受拉等正截面承载力计算占用了大量规范正文篇幅。实际上，这些承载力计算公式都可按照本规范第 6.2.1 条的基本假定简单推出。因此，本次修订在正文中仅列出了任意截面正截面承载力的一般计算方法，即第 6.2.6 条；而对矩形截面、工字形截面、圆形截面、圆环形截面等不同受力状态的正截面承载力计算，则作为附录继续保留，以便设计人员使用。

6.3 斜截面承载力计算

6.3.1 混凝土构件的受剪截面限制条件仍采用 02 版规范的表达形式。

规定受弯构件的受剪截面限制条件，首先是为了防止构件截面发生斜压破坏（或腹板压坏），其次是限制在使用阶段可能发生的斜裂缝宽度，同时也是构件斜

截面受剪破坏的最大配箍率条件。

本条同时给出了划分普通构件与薄腹构件截面限制条件的界限，以及两个截面限制条件的过渡办法。

6.3.2 本条给出了需要进行斜截面受剪承载力计算的截面位置。在一般情况下是指最可能发生斜截面破坏的位置，包括可能受力最大的梁端截面、截面尺寸突然变化处、箍筋和弯起钢筋变化处等。

6.3.3 由于混凝土受弯构件受剪破坏的影响因素众多，破坏形态复杂，对混凝土构件受剪机理的认识尚欠不足，至今未能象正截面承载力计算一样建立一套较完整的理论体系。国外各主要规范及国内各行业标准中斜截面承载力计算方法各异，计算模式也不尽相同。

对无腹筋受弯构件的斜截面受剪承载力计算，根据收集到的大量均布荷载作用下无腹筋简支浅梁、无腹筋简支短梁、无腹筋简支深梁以及无腹筋连续浅梁的试验数据，以支座处的剪力值为依据进行分析，可得到承受均布荷载为主的一般无腹筋受弯构件的受剪承载力。本条规定的受剪承载力计算公式是偏下限的保守规定。

6.3.4 02 版规范的受剪承载力设计公式分为集中荷载和均布荷载两种情况，较国外多数国家的规范烦琐，且两个公式在临界集中荷载为主附近的计算值不协调，甚至差异过大。因此，建立一个统一的受剪承载力计算公式是规范修订和发展的趋势。

考虑到我国的国情和设计习惯，过去规范的受剪承载力设计公式分两种情况用于设计也是可行的，此次修订实质上仍保留了受剪承载力计算的两种形式，只是在原有受弯构件两个斜截面承载力计算公式的基础上进行了改进，混凝土项系数不变，仅对均布荷载公式的箍筋项系数做了适当调整，由 1.25 改为 1.0。通过对 55 个均布荷载作用下有腹筋简支梁构件试验的数据进行分析，结果表明，此次修订公式的可靠度有一定程度的提高，但与国外主要规范相比依然处于较低水平。采用本次修订公式进行设计时，箍筋用钢量比 02 版规范计算值可能增加约 25%。箍筋项系数由 1.25 改为 1.0，也是为将来建立统一的受剪承载力计算公式打下基础。

试验研究表明，预应力对构件的受剪承载力起有利作用，主要因为预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高了混凝土剪

压区所承担的剪力。

根据试验分析, 预应力混凝土梁受剪承载力的提高主要与预加力的大小及其作用点的位置有关。此外, 试验还表明, 预加力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。因此, 预应力混凝土梁受剪承载力的计算, 可在非预应力梁的计算公式基础上, 加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $0.05N_{p0}$, 且当 N_{p0} 超过 $0.3f_cA_0$ 时, 只取 $0.3f_cA_0$, 以达到限制的目的。同时, 它仅适用于预应力混凝土简支梁, 且只有当 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时才能予以考虑。对于预应力混凝土连续梁, 尚未作深入研究; 此外, 对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁, 考虑到构件达到承载力时, 预应力可能消失, 在未有充分试验依据之前, 暂不考虑预应力对截面抗剪承载力的有利作用。

6.3.5~6.3.6 试验表明, 与破坏斜截面相交的非预应力弯起钢筋和预应力弯起钢筋可以提高构件的斜截面受剪承载力, 因此, 除垂直于构件轴线的箍筋外, 弯起钢筋也可以作为构件的抗剪钢筋。(6.3.5)式给出了箍筋和弯起钢筋并用时, 斜截面受剪承载力的计算公式。考虑到弯起钢筋与破坏斜截面相交位置的不定性, 其应力可能达不到屈服强度, 因此在公式中引入了弯起钢筋应力不均匀系数 0.8。

由于每根弯起钢筋只能承受一定范围内的剪力, 当按第 6.3.6 条的规定确定剪力设计值并按公式(6.3.5)计算弯起钢筋时, 其配筋构造应符合本规范第 9.2.8 条的规定。

6.3.7 试验表明, 箍筋能抑制斜裂缝的发展, 在不配置箍筋的梁中, 斜裂缝的突然形成可能导致脆性的斜拉破坏。因此, 本条规定当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时, 应按本规范第 9.2.9 条的规定配置最小用量的箍筋; 这些箍筋还能提高构件抵抗超载和承受由于变形所引起应力的能力。

02 版规范中, 本条计算公式也分为一般受弯构件和集中荷载作用下的独立梁两种形式, 此次修订与第 6.3.4 条相协调, 统一为一个公式。

6.3.8 受拉边倾斜的受弯构件, 其受剪破坏的形态与等高度的受弯构件相类似; 但在受剪破坏时, 其倾斜受拉钢筋的应力可能发挥得比较高, 在受剪承载力中将占有相当的比例。根据试验结果的分析, 提出了公式(6.3.8-2), 并与等高度的受弯构件的受剪承载力公式相匹配, 给出了公式(6.3.8-1)。

6.3.9~6.3.10 受弯构件斜截面的受弯承载力计算是在受拉区纵向受力钢筋达到

屈服强度的前提下给出的,此时,在公式(6.3.9-1)中所需的斜截面水平投影长度 c ,可由公式(6.3.9-2)确定。

如果构件设计符合第 6.3.10 条列出的相关规定,构件的斜截面受弯承载力一般可满足第 6.3.9 条的要求,因此可不进行斜截面的受弯承载力计算。

6.3.11~6.3.14 试验研究表明,轴向压力对构件的受剪承载力起有利作用,主要是因为轴向压力能阻滞斜裂缝的出现和开展,增加了混凝土剪压区高度,从而提高混凝土所承担的剪力。在轴压比限值范围内,斜截面水平投影长度与相同参数的无轴压力梁相比基本不变,故对箍筋所承担的剪力没有明显的影响。

轴向压力对构件受剪承载力的有利作用也是有限度的,当轴压比在 0.3~0.5 的范围时,受剪承载力达到最大值;若再增加轴向压力,将导致受剪承载力的降低,并转变为带有斜裂缝的正截面小偏心受压破坏,因此应对轴向压力对截面受剪承载力的提高幅度予以限制。

基于上述考虑,通过对偏压构件、框架柱试验资料的分析,对矩形截面的钢筋混凝土偏心构件的斜截面受剪承载力计算,可在集中荷载作用下的矩形截面独立梁计算公式的基础上,加一项轴向压力所提高的受剪承载力设计值,即 $0.07N$,且当 $N > 0.3f_c A$ 时,规定仅取为 $0.3f_c A$,相当于试验结果的偏下值。

对承受轴向压力的框架结构的框架柱,由于柱两端受到约束,当反弯点在层高范围内时,其计算截面的剪跨比可近似取 $H_n/(2h_0)$;而对其它各类结构的框架柱的剪跨比则取为 M/Vh_0 ,与截面承受的弯矩和剪力有关。同时,本条还规定了计算剪跨比取值的上、下限限值。

偏心受拉构件的受力特点是:在轴拉力作用下,构件上可能产生横贯全截面、垂直于杆轴的初始垂直裂缝;施加横向荷载后,构件顶部裂缝闭合而底部裂缝加宽,且斜裂缝可能直接穿过初始垂直裂缝向上发展,也可能沿初始垂直裂缝延伸再斜向发展。斜裂缝呈现宽度较大、倾角较大,斜裂缝末端剪压区高度减小,甚至没有剪压区,从而截面的受剪承载力要比受弯构件的受剪承载力有明显的降低。根据试验结果并偏稳妥地考虑,减去一项轴向拉力所降低的受剪承载力设计值,即 $0.2N$ 。此外,6.3.14 条还对受拉截面总受剪承载力设计值的下限值和箍筋的最小配筋特征值作了规定。

对矩形截面钢筋混凝土偏心受压和偏心受拉构件受剪要求的截面限制条件,取与第 6.3.1 条的规定相同,较 02 版规范的规定略为加严。

与 02 版规范公式比较, 本次修订的偏心受力构件斜截面受剪承载力计算公式, 只对 02 版规范公式中的混凝土项采用公式(6.3.4-4)中的混凝土项代替, 并将适用范围由矩形截面扩大到 T 形和 I 形截面, 且箍筋项的系数取为 1.0。偏心受压构件受剪承载力计算公式(6.3.12)及偏心受拉构件受剪承载力计算公式(6.3.14)与试验数据相比较, 计算值也是取试验结果的偏低值。

6.3.15 在分析了国内外一定数量圆形截面受弯构件、偏心受压构件试验数据的基础上, 借鉴国外有关规范的相关规定, 提出了采用等效惯性矩原则确定等效截面宽度和等效截面高度的取值方法, 从而对圆形截面受弯和偏心受压构件, 可直接采用配置垂直箍筋的矩形截面受弯和偏心受压构件的受剪承载力计算公式进行计算。

6.3.16~6.3.19 试验表明, 矩形截面钢筋混凝土柱在斜向水平力作用下的抗剪性能与在单向水平荷载作用下的受剪性能存在着明显的差别。根据国外的有关研究资料以及国内配置周边箍筋的斜向受剪试件的试验结果, 分析表明, 构件的受剪承载力大致服从椭圆规律:

$$\left(\frac{V_x}{V_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{V_y}{V_{uy}}\right)^2 = 1 \quad (6.2)$$

第 6.3.16 条采用了以椭圆规律的受剪承载力方程式为基础、并与单向偏心受压构件受剪的截面要求相衔接的表达式。

02 版规范对双向受剪计算采用的“超强系数法”是对总的受剪承载力, 即箍筋与混凝土项都进行了折减。进一步分析表明, 这种折减方法有不合理之处。简单按照正向受剪承载力公式计算双向受剪承载力偏于不安全, 主要原因是由于在设计时重复考虑了混凝土的抗剪作用, 即混凝土截面既全部用于抵抗 X 方向的剪力, 又全部用于抵抗 Y 方向的剪力, 因而过高的估计了混凝土的抗剪作用。

将混凝土的斜向受剪承载力进行分解, 在 X、Y 方向对混凝土项是两项相关的。而 X、Y 方向的箍筋各自承担 X、Y 方向的剪力, 箍筋在 X、Y 方向不相关, 互不影响。基于以上考虑, 在双向受剪承载力计算公式中, 仅对混凝土项折减, 而不对箍筋项折减。

考虑到计算方法的简洁以及混凝土项两向相关的影响, 双向受剪承载力计算仍采用椭圆模式。为了简化计算, 对剪力设计值 V 的作用方向与 x 轴的夹角 θ 在 $0^\circ \sim 10^\circ$ 和 $80^\circ \sim 90^\circ$ 时, 可仅按单向受剪构件进行承载力计算。

由分析，在双向受剪的 6.3.18 条公式中，前后项的 $\cos\theta$ 或 $\sin\theta$ 代表的意义是不同的。

6.3.20 本条规定与 02 版规范相同，目的是规定剪力墙截面尺寸的最小值，或者说限制了剪力墙截面的最大名义剪应力值。剪力墙的名义剪应力值过高，会在早期出现斜裂缝，抗剪钢筋不能充分发挥作用，即使配置很多抗剪钢筋，也会过早发生剪切破坏。

6.3.21~6.3.22 在剪力墙设计时，通过构造措施防止发生剪拉破坏和斜压破坏，通过计算确定墙中水平钢筋，防止发生剪切破坏。

偏心受压构件中，轴压力有利于抗剪承载力，但压力增大到一定程度后，对抗剪的有利作用减小，因此对轴力的取值加以限制。

偏拉构件中，考虑了轴向拉力的不利影响。

6.3.23 剪力墙连梁的斜截面受剪承载力计算，采用和普通框架梁一致的截面承载力计算方法。

6.4 扭曲截面承载力计算

6.4.1~6.4.2 混凝土扭曲截面承载力计算的截面限制条件是以 h_w/b 不大于 6 的试验为依据的。公式(6.4.1-1)、(6.4.1-2)的规定是为了保证构件在破坏时混凝土不首先被压碎。包括高强混凝土构件在内的超配筋纯扭构件试验研究表明，02 版规范相应公式的安全度略低，为此，在公式(6.4.1-1)、(6.4.1-2)中的纯扭构件截面限制条件取用 $T = (0.16 \sim 0.2)f_c W_t$ ；当 $T=0$ 时，公式(6.4.1-1)、(6.4.1-2)可与本规范第 6.3.1 条的公式相协调。

6.4.3 本条对常用的 T 形、I 形和箱形截面受扭塑性抵抗矩的计算方法作了具体规定。

T 形、I 形截面可划分成矩形截面：先按截面总高度确定腹板截面，然后再划分受压翼缘和受拉翼缘。

本条提供的截面受扭塑性抵抗矩公式是近似的，主要是为了方便受扭承载力的计算。

6.4.4 公式(6.4.4-1)是根据试验统计分析后，取用试验数据的偏低值给出的。经过对高强混凝土纯扭构件的试验验证，该公式仍然适用。

试验表明,当 ζ 值在0.3~2.0范围内,钢筋混凝土受扭构件破坏时,其纵筋和箍筋基本能达到屈服强度。为稳妥起见,取限制条件为 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。当 $\zeta > 1.7$ 时取1.7;当 ζ 接近1.2时为钢筋达到屈服的最佳值。因截面内力平衡的需要,对不对称配置纵向钢筋的情况,在计算中只取对称布置的纵向钢筋截面面积。

预应力混凝土纯扭构件的试验研究表明,预应力可提高构件受扭承载力的前提是纵向钢筋不能屈服,当预加力产生的混凝土法向压应力不超过规定的限值

时,纯扭构件受扭承载力可提高 $0.08 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ 。考虑到实际上应力分布不均匀性等不利影响,在条文中该提高值取为 $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$,且仅限于偏心距 $e_{p0} \leq h/6$ 且 ζ 不小于1.7的情况;在计算 ζ 时,不考虑预应力钢筋的作用。

试验研究还表明,对预应力的有利作用,应有所限制:当 N_{p0} 大于 $0.3f_c A_0$ 时,取 $0.3f_c A_0$ 。

6.4.6 试验研究表明,对受纯扭作用的箱形截面构件,当壁厚符合一定要求时,其截面的受扭承载力与实心截面是类同的。在公式(6.4.6-1)中的混凝土项受扭承载力与实心截面的取法相同,即取箱形截面开裂扭矩的50%,此外,尚应乘以箱形截面壁厚的影响系数 α_h ;钢筋项受扭承载力取与实心矩形截面相同。通过国内外试验结果的分析比较,公式(6.4.6-1)的取值是稳妥的。

6.4.7 试验研究表明,轴向压力对纵筋应变的影响十分显著;由于轴向压力能使混凝土较好地参加工作,同时又能改善混凝土的咬合作作用和纵向钢筋的销栓作用,因而提高了构件的受扭承载力。在本条公式中考虑了这一有利因素,它对受扭承载力的提高值偏安全地取为 $0.07 N W_t / A$ 。

试验表明,当轴向压力大于 $0.65f_c A$ 时,构件受扭承载力将会逐步下降,因此,在条文中对轴向压力的上限值作了稳妥的规定,即取为 $0.3f_c A$ 。

6.4.8 无腹筋剪扭构件的试验研究表明,无量纲剪扭承载力的相关关系符合四分之一圆的规律;对有腹筋剪扭构件,假设混凝土部分对剪扭承载力的贡献与无腹筋剪扭构件一样,也可认为符合四分之一圆的规律。

本条公式适用于钢筋混凝土和预应力混凝土剪扭构件,它是根据有腹筋构件的剪扭承载力为四分之一圆的相关曲线作为校正线,采用混凝土部分相关、钢筋部分不相关的近似拟合公式,此时,可找到剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 β_t ,其值略大于无腹筋构件的试验结果,但采用此 β_t 值后与有腹筋构件的四分

之一圆相关曲线较为接近。

经分析表明,在计算预应力混凝土构件的 β_t 时,可近似取与非预应力构件相同的计算公式,而不考虑预应力合力 N_{p0} 的影响。

6.4.9 本条规定了 T 形和 I 形截面剪扭构件承载力计算方法。腹板部分要承受全部剪力和分配给腹板的扭矩,此规定可与受弯构件的受剪承载力计算相协调;翼缘仅承受所分配的扭矩,但翼缘中配置的箍筋应贯穿整个翼缘。

6.4.10 根据钢筋混凝土箱形截面纯扭构件受扭承载力计算公式(6.4.6-1)并借助第 6.4.8 条剪扭构件的相同方法,可导出公式(6.4.10-1)至公式(6.4.10-3),经与箱形截面试件的试验结果比较,所提供的方法是稳妥的。

6.4.11 在轴向拉力 N 作用下构件的受扭承载力可表示为:

$$T_u = T_c^N + T_s^N \quad (6.3)$$

式中: T_c^N ——混凝土承担的扭矩;

T_s^N ——钢筋承担的扭矩。

1 混凝土承担的扭矩

考虑轴拉力对构件抗裂性能的影响,拉扭构件的开裂扭矩可按下式计算:

$$T_{cr}^N = \gamma \cdot \omega \cdot f_t \cdot W_t \quad (6.4)$$

式中, T_{cr}^N 为拉扭构件的开裂扭矩; γ 为考虑截面不能完全进入塑性状态等的综合系数,取 $\gamma = 0.7$; ω 为轴拉力影响系数,根据最大主应力理论,可按下列公式计算:

$$\omega = \sqrt{1 - \frac{\sigma_t}{f_t}} \quad (6.5)$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} \quad (6.6)$$

从而有:

$$T_{cr}^N = 0.7 \cdot f_t \cdot W_t \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_t}{f_t}} \quad (6.7)$$

对于钢筋混凝土纯扭构件混凝土承担的扭矩,本规范取为:

$$T_c^0 = 0.5T_{cr}^0 = 0.35f_tW_t \quad (6.8)$$

拉扭构件中混凝土承担的扭矩，本规范取为：

$$T_c^N = 0.5T_{cr}^N = 0.35f_tW_t\sqrt{1-\frac{\sigma_t}{f_t}} \quad (6.9)$$

当 $\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$ 时， $\sqrt{1-\frac{\sigma_t}{f_t}}$ 近似以 $1-\frac{\sigma_t}{1.75f_t}$ 表述，因此有：

$$T_c^N = \frac{1}{2}T_{cr}^N = 0.35\left(1-\frac{\sigma_t}{1.75f_t}\right)f_t \cdot W_t = 0.35f_tW_t - 0.2\frac{N}{A}W_t \quad (6.10)$$

2 钢筋部分承担的扭矩

对于拉扭构件，轴拉力 N 使纵筋产生拉应力，因此纵筋的受扭作用受到削弱，从而降低了构件的抗扭承载力。根据变角度空间桁架模型和斜弯理论，其受扭承载力可按下列式计算：

$$T_u = 2\sqrt{\frac{(f_y \cdot A_{sl} - N) \cdot s}{f_{yv} \cdot A_{sl} \cdot u_{cor}}} \frac{f_{yv} \cdot A_{sl} \cdot A_{cor}}{s} \quad (6.11)$$

钢筋部分承担的扭矩仍按照规范规定取为：

$$T_s = 1.2\sqrt{\zeta} f_{yv} \frac{A_{sl} \cdot A_{cor}}{s} \quad (6.12)$$

综上所述，即可得出本条公式(6.4.11-1)。

与国内进行的 25 个拉扭试件的试验结果比较，本条公式的计算值与试验值之比的平均值为 0.947 (0.755~1.189)，是可以接受的。

6.4.12 对弯剪扭构件，当 $V \leq 0.035f_c b h_0$ 或 $V \leq 0.875f_t b h_0 / (\lambda + 1)$ 时，剪力对构件承载力的影响可不予考虑，此时，构件的配筋由正截面受弯承载力和受扭承载力的计算确定；同理， $T \leq 0.175f_t W_t$ 或 $T \leq 0.175\alpha_h f_t W_t$ 时，扭矩对构件承载力的影响可不予考虑，此时，构件的配筋由正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算确定。

6.4.13 分析表明，按照本条规定的配筋方法，构件的受弯承载力、受剪承载力与受扭承载力之间具有相关关系，且与试验结果大致相符。

6.4.14~6.4.16 在钢筋混凝土矩形截面框架柱受剪扭承载力计算中，考虑了轴向压力的有利作用。分析表明，在 β_t 计算公式中可不考虑轴向压力的影响，仍可按公式(6.4.8-3)进行计算。

当 $T \leq (0.175f_t W_t + 0.035N/A)$ 时，则可忽略扭矩对框架柱承载力的影响。

6.4.17 本条给出了在轴向拉力、弯矩、剪力和扭矩共同作用下的钢筋混凝土矩形截面框架柱的剪、扭承载力设计计算公式。与在轴向压力、弯矩、剪力和扭矩

共同作用下钢筋混凝土矩形截面框架柱的剪、扭承载力 β_t 计算公式相同，为简化并方便设计，不考虑轴向拉力的影响，与考虑轴向拉力影响的 β_t 计算公式比较， β_t 计算值略有降低， $1.5 - \beta_t$ 值略有提高，从而受扭钢筋用量略有增大，受剪箍筋用量则略有减小，但箍筋总用量没有显著差别。

6.5 受冲切承载力计算

6.5.1 02 版规范的受冲切承载力计算公式，形式简单，计算方便，但与国外规范进行对比，在多数情况下略显保守，且考虑因素不够全面。根据不配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板的试验资料的分析，参考国内外有关规范，本次修保留了 02 版规范的公式形式，仅将公式中的系数 0.15 提高到 0.25。

本条具体规定的考虑因素如下：

1 截面高度的尺寸效应。截面高度的增大对受冲切承载力起削弱作用，为此，在公式(6.5.1)中引入了截面尺寸效应系数 β_h ，以考虑这种不利的影响。

2 预应力混凝土板受冲切承载力的计算。试验研究表明，双向预应力对板柱节点的冲切承载力起有利作用，主要是由于预应力的存在阻滞了斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区的高度。公式(6.5.1)主要是参考美国 ACI318 规范和我国《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的作法，对预应力混凝土板受冲切承载力的计算作了规定。与国内外试验数据进行比较表明，公式(6.5.1)的取值是偏于安全的。

对单向预应力板，由于缺少试验数据，暂不考虑预应力的有利作用。

3 参考美国 ACI318 等有关规范的规定，给出了两个调整系数 η_1 、 η_2 的计算公式(6.5.1-2)、(6.5.1-3)。对矩形形状的加载面积边长之比作了限制，因为边长之比大于 2 后，剪力主要集中于角隅，将不能形成严格意义上的冲切极限状态的破坏，受冲切承载力达不到预期的效果，为此，引入了调整系数 η_1 ，且基于稳妥的考虑，对加载面积边长之比作了不宜大于 4 的限制；此外，当临界截面相对周长 u_m / h_0 过大时，同样会引起对受冲切承载力的降低。有必要指出，公式(6.5.1-2)是在美国 ACI 规范的取值基础上略作调整后给出的。公式(6.5.1-1)的系数 η 只能

取 η_1 、 η_2 中的较小值，以确保安全。

本条中所指的临界截面是为了简明表述而设定的截面，它是冲切最不利的破坏锥体底面线与顶面线之间的平均周长 u_m 处板的垂直截面。板的垂直截面，对等厚板为垂直于板中心平面的截面，对变高度板为垂直于板受拉面的截面。

对非矩形截面柱（异形截面柱）的临界截面周长，选取周长 u_m 的形状要呈凸形折线，其折角不能大于 180° ，由此可得到最小的周长，此时在局部周长区段离柱边的距离允许大于 $h_0/2$ 。

6.5.2 为满足建筑功能的要求，有时要在柱边附近设置垂直的孔洞。板中开孔会减小冲切的最不利周长，从而降低板的受冲切承载力。在参考了国外规范的基础上给出了本条的规定。

6.5.3~6.5.4 当混凝土板的厚度不足以保证受冲切承载力时，可配置抗冲切钢筋。试验表明，配有冲切钢筋的钢筋混凝土板，其破坏形态和受力特性与有腹筋梁相类似，当抗冲切钢筋的数量达到一定程度时，板的受冲切承载力几乎不再增加。为了使抗冲切箍筋或弯起钢筋能够充分发挥作用，本条规定了板的受冲切截面限制条件，即公式(6.5.3-1)，相当于不配置抗冲切钢筋的混凝土板抗冲切承载力的1.5倍；同时，实际上也是对抗冲切箍筋或弯起钢筋数量的限制，以避免其不能充分发挥作用和使用阶段在局部荷载附近的斜裂缝过大。

钢筋混凝土板配置抗冲切钢筋后，在混凝土与抗冲切钢筋共同作用下，混凝土项的抗冲切承载力 V'_c 与无抗冲切钢筋板的承载力 V_c 的关系，各国规范取法并不一致，如我国、美国及加拿大规范取 $V'_c = 0.5V_c$ ，CEB-FIP MC 90 规范及欧洲规范 EN 2 取 $V'_c = 0.75V_c$ ，英国规范 3BS 8110 及俄罗斯规范取 $V'_c = V_c$ 。我国的试验及理论分析表明，在混凝土与抗冲切钢筋共同作用下，02 版规范取混凝土所能提供的承载力是无抗冲切钢筋板承载力的0.5倍，取值偏低。根据国内外的试验研究，并考虑混凝土开裂后骨料咬合、配筋剪切摩擦有利作用等，在抗冲切钢筋配置区，本次修订将混凝土所能承担的承载力 V'_c 适当提高，取无抗冲切钢筋板承载力 V_c 的约0.8倍。与试验结果比较，本条给出的受冲切承载力计算公式

是偏于安全的。

本条提及的其他形式的抗冲切钢筋，包括但不限于工字钢、槽钢、抗剪锚栓、扁钢 U 型箍等。

6.5.5 阶形基础的冲切破坏可能会在柱与基础交接处或基础变阶处发生，这与阶形基础的形状、尺寸有关。对阶形基础受冲切承载力计算公式，也引进了本规范第 6.5.1 条的截面高度影响系数 β_h 。在确定基础的 F_l 时，取用最大的地基反力值，是偏于安全的。

6.5.6 板柱节点传递不平衡弯矩时，其受力特性及破坏形态更为复杂。为安全起见，对板柱节点存在不平衡弯矩时的受冲切承载力计算，借鉴了美国 ACI 318 规范和我国的《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的有关规定，在本条中提出了考虑问题的原则，具体可按本规范附录 F 计算。

6.6 局部受压承载力计算

6.6.1 本条对配置间接钢筋的混凝土结构构件局部受压区截面尺寸规定了限制条件。

1 试验表明，当局压区配筋过多时，局压板底面下的混凝土会产生过大的下沉变形；当符合公式(6.6.1-1)时，可限制下沉变形不致过大。为适当提高可靠度，将公式右边抗力项乘以系数 0.9。式中系数 1.35 系由 89 版规范公式中的系数 1.5 乘以 0.9 而给出。

2 为了反映混凝土强度等级提高对局部受压的影响，引入了混凝土强度影响系数 β_c 。

3 在计算混凝土局部受压时的强度提高系数 β_l （也包括本规范第 6.6.3 条的 β_{cor} ）时，不应扣除孔道面积，经试验校核，此种计算方法比较合适。

4 在预应力锚头下的局部受压承载力的计算中，按本规范第 6.1.1 条的规定，当预应力作为荷载效应且对结构不利时，其荷载效应的分项系数取为 1.2。

6.6.2 计算底面积 A_b 的取值采用了“同心、对称”的原则。要求计算底面积 A_b 与局压面积 A_l 具有相同的重心位置，并呈对称；沿 A_l 各边向外扩大的有效距离不超过受压板短边尺寸 b （对圆形承压板，可沿周边扩大一倍直径），此法便于记忆和使用。

对各类型垫板试件的试验表明, 试验值与计算值符合较好, 且偏于安全。试验还表明, 当构件处于边角局压时, β_7 值在 1.0 上下波动且离散性较大, 考虑使用简便、形式统一和保证安全(温度、混凝土的收缩、水平力对边角局压承载力的影响较大), 取边角局压时的 $\beta_7=1.0$ 是恰当的。

6.6.3 试验结果表明, 配置方格网式或螺旋式的间接钢筋的局部受压承载力, 可表达为混凝土项承载力和间接钢筋项承载力之和。间接钢筋项承载力与其体积配筋率有关, 且随混凝土强度等级的提高, 该项承载力有降低的趋势, 为了反映这个特性, 公式中引入了系数 α 。为便于使用且保证安全, 系数 α 与本规范附录第 E.3.2 条的取值相同。基于与本规范第 6.5.1 条同样的理由, 在公式 (6.6.3-1) 也考虑了折减系数 0.9。

本条还规定了 $A_{\text{cor}} > 1.25A_l$ 作为条件; 当 $A_{\text{cor}} > A_b$ 时, 在计算中只能取 $A_{\text{cor}} = A_l$ 。这些规定用以保证充分发挥间接钢筋的作用, 且能确保安全。

为避免长、短两个方向配筋相差过大而导致钢筋不能充分发挥强度, 对公式(6.6.3-2)规定了配筋量的限制条件。

间接钢筋的体积配筋率取为核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积所含间接钢筋的体积。

6.7 疲劳验算

6.7.1 本条保留了 02 版规范的基本假定。试验研究表明, 这些假定可作为本规范第 6.7.5 条和第 6.7.12 条建立钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件正截面承载力疲劳应力公式的依据。

6.7.2 本条是根据本规范第 3.1.4 条和吊车出现在跨度不大于 12m 的吊车梁上的可能情况而作出的规定。

6.7.3 本条明确规定, 钢筋混凝土、预应力混凝土受弯构件正截面和斜截面疲劳验算中起控制作用的部位需作相应的应力或应力幅计算。

6.7.4 国内外试验研究表明, 影响钢筋疲劳强度的主要因素为应力幅, 即 $(\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}})$, 所以在本节中涉及钢筋的疲劳应力均按应力幅验算。

6.7.5~6.7.6 按照本规范第 6.7.1 条的基本假定, 具体给出了钢筋混凝土、预应力混凝土受弯构件正截面疲劳验算中相应的应力、应力幅公式以及所需的截面特

征值计算公式。

6.7.7~6.7.9 钢筋混凝土受弯构件斜截面的疲劳验算分为两种情况：第一种情况，当按公式(6.7.8)计算的剪应力 τ^f 符合公式(6.7.7-1)时，表示截面混凝土可全部承担，仅需按构造配置箍筋；第二种情况，当剪应力 τ^f 不符合公式(6.7.7-1)时，该区段的剪应力应由混凝土和垂直箍筋共同承担。试验表明，受压区混凝土所承担的剪应力 τ_c^f 值，与荷载值大小、剪跨比、配筋率等因素有关，在公式(6.7.9-1)中取 $\tau_c^f = 0.1f_t^f$ 是较稳妥的。

对上述两种情况，按照我国以往的经验，对 $(\tau^f - \tau_c^f)$ 部分的剪应力应由垂直箍筋和弯起钢筋共同承担。但国内的试验表明，同时配有垂直箍筋和弯起钢筋的斜截面疲劳破坏，都是弯起钢筋首先疲劳断裂；按照 43° 桁架模型和开裂截面的应变协调关系，可得到密排弯起钢筋应力 σ_{sb} 与垂直箍筋应力 σ_{sv} 之间的关系式：

$$\sigma_{sb} = \sigma_{sv} (\sin \alpha + \cos \alpha)^2 \quad (6.13)$$

式中， α 为弯起钢筋的弯起角。显然，由上式可得 $\sigma_{sb} > \sigma_{sv}$ 的结论。

为了防止配置少量弯起钢筋而引起疲劳破坏，由此导致垂直箍筋所能承担的剪力大幅度降低，本规范不提倡采用弯起钢筋作为抗疲劳的抗剪钢筋（密排斜向箍筋除外），所以在第6.7.9条仅提供配有垂直箍筋的应力幅计算公式。

6.7.11 基本保留了02版规范对要求不出现裂缝的预应力混凝土受弯构件的疲劳应力验算要求和方法；对非预应力钢筋和预应力钢筋，则改用应力幅的验算方法。

6.7.12 由于本规范第3.5.5条规定预应力混凝土吊车梁应按不出现裂缝的要求设计，故本规范不提供对允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件的疲劳强度验算公式。按条文公式计算的混凝土应力 $\sigma_{c,\min}^f$ 和 $\sigma_{c,\max}^f$ ，是指在截面同一纤维计算点处一次循环过程中的最小应力和最大应力，其最小、最大以其绝对值进行判别，且拉应力为正、压应力为负；在计算 $\rho^f = \sigma_{c,\min}^f / \sigma_{c,\max}^f$ 中，应注意应力的正负号及最大、最小应力的取值。

7 正常使用极限状态验算

7.1 裂缝控制验算

7.1.1 根据本规范第 3.5.4 条的规定，具体给出了对钢筋混凝土和预应力混凝土构件边缘应力、裂缝宽度的验算要求。

有必要指出，按概率统计的观点，符合公式(7.1.1-2)情况下，并不意味着构件绝对不会出现裂缝；同样，符合公式(7.1.1-3)的情况下，构件由荷载作用而产生的最大裂缝宽度大于最大裂缝限值大致会有 5%的可能性。

7.1.2 本次修订，构件最大裂缝宽度的基本计算公式仍采用 02 版规范的形式：

$$w_{\max} = \tau_s \tau_s w_m \quad (7.1)$$

式中， w_m 平均裂缝宽度，按下式计算：

$$w_m = \alpha_c \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (7.2)$$

根据对各类受力构件的平均裂缝间距的试验数据进行了统计分析，当最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 c_s 不大于 65mm 时，对配置带肋钢筋混凝土构件的平均裂缝间距仍按 02 版规范的计算公式：

$$l_{cr} = \beta \left(1.9c + 0.08 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.3)$$

此处，对轴心受拉构件，取 $\beta=1.1$ ；对其他受力构件，均取 $\beta=1.0$ 。

根据近年来进行的配置箍筋的受弯构件裂缝宽度试验结果，箍筋间距与平均裂缝间距 l_{cr} 有一定的对应关系，故本次修订提出当计算的 l_{cr} 大于构件箍筋间距时，可取 l_{cr} 为构件箍筋间距。

当配置不同钢种、不同直径的钢筋时，公式 (7.3) 中 d 应改为等效直径 d_{eq} ，可按本条公式(7.1.3-3)进行计算确定，其中考虑了钢筋混凝土和预应力混凝土构件配置不同的钢种，钢筋表面形状以及预应力钢筋采用先张法或后张法(灌浆)等不同的施工工艺，它们与混凝土之间的粘结性能有所不同，这种差异将通过等效直径予以反映。为此，对钢筋混凝土用钢筋，根据国内有关试验资料；对预应力钢筋，参照欧洲混凝土桥梁规范 EN 1992-2:2005 的规定，给出了正文表 7.1.3-2

的钢筋相对粘结特性系数。对有粘结的预应力钢筋 d_i 的取值，可按照 $d_i = 4A_p / u_p$ 求得，其中 u_p 本应取为预应力钢筋与混凝土的实际接触周长；分析表明，按照上述方法求得的 d_i 值与按预应力钢筋的公称直径进行计算，两者较为接近。为简化起见，对 d_i 统一取用公称直径。对环氧树脂涂层钢筋的相对粘结特性系数是根据试验结果确定的。

根据试验研究结果，受弯构件裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数的基本公式可表述为：

$$\psi = \omega_1 \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_k} \right) \quad (7.4)$$

公式 (7.4) 可作为规范简化公式的基础，并扩展应用到其他构件。式中系数 ω_1 与钢筋和混凝土的握裹力有一定关系，对光圆钢筋， ω_1 则较接近 1.1。根据偏拉、偏压构件的试验资料，以及为了与轴心受拉构件的计算公式相协调，将 ω_1 统一为 1.1。同时，为了简化计算，并便于与偏心受力构件的计算相协调，将上式展开并作一定的简化，就可得到以钢筋应力 σ_s 为主要参数的公式(7.1.3-2)。

α_c 为反映裂缝间混凝土伸长对裂缝宽度影响的系数。根据近年来国内多家单位完成的配置 400MPa、500MPa 带肋钢筋的钢筋混凝土、预应力混凝土梁的裂缝宽度加载试验结果，经分析统计，试验平均裂缝宽度 w_m 均小于原规范公式计算值。根据试验资料综合分析，本次修订对受弯、偏心受压构件统一取 $\alpha_c=0.77$ ，其他构件仍同 02 规范，即 $\alpha_c=0.85$ 。

短期裂缝宽度的扩大系数 τ_s ，根据试验数据分析，对受弯构件和偏心受压构件，取 $\tau_s=1.66$ ；对偏心受拉和轴心受拉构件，取 $\tau_s=1.9$ 。扩大系数 τ_s 的取值的保证率约为 95%。

根据试验结果，给出了考虑长期作用影响的扩大系数 $\tau_l=1.5$ 。

试验表明，对偏心受压构件，当 $e_0/h_0 \leq 0.55$ 时，裂缝宽度较小，均能符合要求，故规定不必验算。

在计算平均裂缝间距 l_{cr} 和 ψ 时引进了按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉配筋率 ρ_{te} ，其有效受拉混凝土面积取 $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ ，由此可达到 ψ 计算公式的简化，并能适用于受弯、偏心受拉和偏心受压构件。经试验结果校准，尚能符合各类受力情况。

鉴于对配筋率较小情况下的构件裂缝宽度等的试验资料较少，采取当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te}=0.01$ 的办法，限制计算最大裂缝宽度的使用范围，以减少对最大

裂缝宽度计算值偏小的情况。

必须指出，当混凝土保护层厚度较大时，虽然裂缝宽度计算值也较大，但较大的混凝土保护层厚度对防止钢筋锈蚀是有利的。因此，对混凝土保护层厚度较大的构件，当在外观的要求上允许时，可根据实践经验，对本规范表 3.3.4 中所规定的裂缝宽度允许值作适当放大。

考虑到本条钢筋应力计算对钢筋混凝土构件和预应力混凝土构件分别采用荷载准永久组合和标准组合，故符号由 02 版规范的 σ_{sk} 改为 σ_s 。对沿截面上下或周边均匀配置纵向钢筋的构件裂缝宽度计算，研究尚不充分，本规范未作明确规定。但必须指出，在荷载的标准组合或准永久组合下，这类构件的受拉钢筋应力可能很高，甚至可能超过钢筋抗拉强度设计值。为此，当按公式(7.1.3-1)计算时，关于钢筋应力 σ_s 及 A_{te} 的取用原则等应按更合理的方法计算。

对混凝土保护层厚度较大的梁，国内试验研究结果表明表层钢筋网片有利于减少裂缝宽度。本条建议可对配制表层钢筋网片梁的裂缝计算结果乘以折减系数，并根据试验研究结果提出折减系数不应小于 0.7。

本次修订根据国内多家单位科研成果，在本规范裂缝宽度计算公式的基础上，经过适当调整 ρ_{te} 、 d_{eq} 及 σ_s 值计算方法，即可将原规范公式用于计算无粘结部分预应力混凝土构件的裂缝宽度。

7.1.3 本条提出了正常使用极限状态验算时的平截面基本假定。在荷载效应的准永久组合或标准组合下，对允许出现裂缝的受弯构件，其正截面混凝土压应力、预应力筋的应力增量及钢筋的拉应力，可按大偏心受压的钢筋混凝土开裂换算截面计算。对后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构，在外弯矩 M_s 中尚应包括由预加力引起的次弯矩 M_2 。在本条计算假定中，对预应力混凝土截面，可按本规范公式（10.1.7-1）及（10.1.7-2）计算 N_{p0} 和 e_{p0} ，以考虑混凝土收缩、徐变在钢筋中所产生附加压力的影响。

按开裂换算截面进行应力分析，具有较高的精度和通用性，可用于重要钢筋混凝土及预应力混凝土构件的裂缝宽度及开裂截面刚度计算。

7.1.4 本条给出的钢筋混凝土构件的纵向受拉钢筋应力和预应力混凝土构件的纵向受拉钢筋等效应力，均是指荷载的准永久组合下构件裂缝截面上产生的钢筋应力，下面按受力性质分别说明：

1 对钢筋混凝土轴心受拉和受弯构件，钢筋应力 σ_{sk} 仍按原规范的方法计算。受弯构件裂缝截面的内力臂系数，仍取 $\eta_b=0.87$ 。

2 对钢筋混凝土偏心受拉构件，其钢筋应力计算公式(7.1.4-2)是由外力与截面内力对受压区钢筋合力点取矩确定，此即表示不管轴向力作用在 A_s 和 A'_s 之间或之外，均近似取内力臂 $z = h_0 - \alpha'_s$ 。

3 对预应力混凝土构件的纵向受拉钢筋等效应力，是指在该钢筋合力点处混凝土预压应力抵消后钢筋中的应力增量，可视它为等效于钢筋混凝土构件中的钢筋应力 σ_{sk} 。

预应力混凝土轴心受拉构件的纵向受拉钢筋等效应力的计算公式(7.1.4-9)就是基于上述的假定给出的。

4 对钢筋混凝土偏压构件和预应力混凝土受弯构件，其纵向受拉钢筋的应力和等效应力可根据相同的概念给出。此时，可把预应力及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 作为压力与弯矩值 M_k 一起作用于截面，这样，预应力混凝土受弯构件就等效于钢筋混凝土偏心受压构件。

对裂缝截面的纵向受拉钢筋应力和等效应力，由建立内、外力对受压区合力取矩的平衡条件，可得公式(7.1.4-4)和公式(7.1.4-10)。

纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离 $z = \eta h_0$ ，可近似按本规范第 6.2 节的基本假定确定。考虑到计算的复杂性，通过计算分析，可采用下列内力臂系数的拟合公式：

$$\eta = \eta_b - (\eta_b - \eta_0) \left(\frac{M_0}{M_e} \right)^2 \quad (7.5)$$

式中： η_b ——钢筋混凝土受弯构件在使用阶段的裂缝截面内力臂系数；

η_0 ——纵向受拉钢筋截面重心处混凝土应力为零时的截面内力臂系数；

M_0 ——受拉钢筋截面重心处混凝土应力为零时的消压弯矩：对偏压构件，

取 $M_0 = N_k \eta_0 h_0$ ；对预应力混凝土受弯构件，取 $M_0 = N_{p0}(\eta_0 h_0 - e_p)$ ；

M_e ——外力对受拉钢筋合力点的力矩：对偏压构件，取 $M_e = N_k e$ ；对预

应力混凝土受弯构件，取 $M_e = M_k + N_{p0} e_p$ 或 $M_e = N_{p0} e$ 。

公式(7.5)可进一步改写为：

$$\eta = \eta_b - \alpha \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \quad (7.6)$$

通过分析，适当考虑了混凝土的塑性影响，并经有关构件的试验结果校核后，本规范给出了以上述拟合公式为基础的简化公式(7.1.4-5)。当然，本规范不排斥采用更精确的方法计算预应力混凝土受弯构件的内力臂 z 。

对钢筋混凝土偏心受压构件，当 $l_0/h > 14$ 时，试验表明应考虑构件挠曲对轴向力偏心距的影响，近似取第 6 章第 6.2.4 条确定承载力计算用的曲率的 $1/2.85$ ，且不考虑附加偏心距，由此可得公式(7.1.4-8)。

5 根据国内多家单位的科研成果，在本规范预应力混凝土受弯构件受拉区纵向钢筋等效应力计算公式的基础上，采用无粘结预应力筋等效面积折减系数 α_1 ，即可将原公式用于无粘结部分预应力混凝土受弯构件 σ_{sk} 的相关计算。

7.1.5 本次修订对最大裂缝宽度 $w_{max} \geq 0.2\text{mm}$ 的受弯构件，增加验算受拉区纵向钢筋的应力和配筋间距要求（表 7.1.5），即根据离受拉边缘最近的纵向受拉钢筋应力直接限制钢筋的最大间距，以控制裂缝。钢筋应力 σ_s （预应力筋应力增量 $\Delta\sigma_{ps}$ ）应根据相关荷载效应组合，按开裂换算截面进行计算。对允许开裂的受弯构件提出通过限制钢筋间距控制裂缝的措施，主要是根据国内的科研成果，并参照欧洲混凝土结构设计规范 EN 1992-2 的规定及美国 ACI 318-05 规范的经验做出的，经所收集国内工程设计进行验证，是可行的。

对于经受疲劳荷载或暴露在侵蚀性环境中的结构，粘结钢筋间距的要求尚需要进行专门研究，并采取有效措施。

本条的规定仅适用于带肋钢筋，光圆钢筋的间距要求应严于本条规定。

7.1.6 在抗裂验算中，边缘混凝土的法向应力计算公式是按弹性应力给出的。

7.1.7 从裂缝控制要求对预应力混凝土受弯构件的斜截面混凝土主拉应力进行验算，是为了避免斜裂缝的出现，同时按裂缝等级不同予以区别对待；对混凝土主压应力的验算，是为了避免过大的压应力导致混凝土抗拉强度过大地降低和裂缝过早地出现。

7.1.8 ~ 7.1.9 第 7.1.8 条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法；第 7.1.9 条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及剪应力分布影响的实用方法，是依据弹性理论分析和试验验证后给出的。

7.1.10 对先张法预应力混凝土构件端部预应力传递长度范围内进行正截面、斜截面抗裂验算时，采用本条对预应力传递长度范围内有效预应力 σ_{pe} 按近似的线性变化规律的假定后，利于简化计算。

7.2 受弯构件挠度验算

7.2.1 正常使用极限状态下混凝土受弯构件的挠度，主要取决于构件的刚度。本条假定在同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处所对应的刚度；

对于允许出现裂缝的构件，它就是该区段内的最小刚度，这样做是偏于安全的。当支座截面刚度与跨中截面刚度之比在本条规定的范围内时，采用等刚度计算构件挠度，其误差一般不超过5%。

7.2.2 在受弯构件短期刚度 B_s 基础上，分别提出了考虑荷载准永久组合和荷载标准组合的长期作用对挠度增大的影响，给出了刚度计算公式。

7.2.3 本条提供的钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件的短期刚度是在理论与试验研究的基础上提出的。

1 钢筋混凝土受弯构件的短期刚度

截面刚度与曲率的理论关系式为：

$$\frac{M_k}{B_s} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{h_0} \quad (7.7)$$

式中： ε_{sm} ——纵向受拉钢筋的平均应变；

ε_{cm} ——截面受压区边缘混凝土的平均应变。

根据裂缝截面受拉钢筋和受压区边缘混凝土各自的应变与相应的平均应变，可建立下列关系：

$$\varepsilon_{sm} = \psi \frac{M_k}{E_s A_s \eta h_0}$$

$$\varepsilon_{cm} = \frac{M_k}{\zeta E_c b h_0^2}$$

将上述平均应变代入前式，即可得短期刚度的基本公式：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{\alpha_E \rho}{\zeta}} \quad (7.8)$$

公式(7.8)中的系数由试验分析确定：

1) 系数 ψ ，采用与裂缝宽度计算相同的公式，当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ，这将能更好地符合试验结果。

2) 根据试验资料回归，系数 $\alpha_E \rho / \zeta$ 可按下列公式计算：

$$\frac{\alpha_E \rho}{\zeta} = 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f} \quad (7.9)$$

3) 对力臂系数 η ，近似取 $\eta = 0.87$ 。

将上述系数与表达式代入公式(7.8)，即可得到公式(7.2.3-1)。

2 预应力混凝土受弯构件的短期刚度

1)不出现裂缝构件的短期刚度，考虑混凝土材料特性统一取 $0.85E_cI_0$ ，是比较稳妥的。

2)允许出现裂缝构件的短期刚度。对使用阶段已出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，假定弯矩与曲率(或弯矩与挠度)曲线是由双折直线组成，双折线的交点位于开裂弯矩 M_{cr} 处，则可求得短期刚度的基本公式为：

$$B_s = \frac{E_c I_0}{\frac{1}{\beta_{0.4}} + \frac{\frac{M_{cr} - 0.4}{M_s}}{0.6} \left(\frac{1}{\beta_{cr}} - \frac{1}{\beta_{0.4}} \right)} \quad (7.10)$$

式中： $\beta_{0.4}$ 和 β_{cr} 分别为 $\frac{M_{cr}}{M_s} = 0.4$ 和 1.0 时的刚度降低系数。对 β_{cr} ，可取为 0.85 ；

对 $\frac{1}{\beta_{0.4}}$ ，根据试验资料分析，取拟合的近似值为：

$$\frac{1}{\beta_{0.4}} = \left(0.8 + \frac{0.15}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45\gamma_f) \quad (7.11)$$

将 β_{cr} 和 $\frac{1}{\beta_{0.4}}$ 代入上述公式(7.10)，并经适当调整后即得本条公式(7.2.3-3)。

本次修订根据国内多家单位的科研成果，在预应力混凝土构件短期刚度计算公式的基础上，采用无粘结预应力筋等效面积折减系数 α_1 ，适当调整 ρ 值，即可将原公式用于无粘结部分预应力混凝土构件的短期刚度计算。

7.2.4 本条同02版规范。计算混凝土截面抵抗矩塑性影响系数 γ 的基本假定取受拉区混凝土应力图形为梯形。

7.2.5~7.2.6 钢筋混凝土受弯构件考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数 θ 是根据国内一些单位长期试验结果并参考国外规范的规定给出的。

预应力混凝土受弯构件在使用阶段的反拱值计算中，短期反拱值的计算以及考虑预加应力长期作用对反拱增大的影响系数仍保留原规范取为2的规定。由于它未能反映混凝土收缩、徐变损失以及配筋率等因素的影响，因此，对长期反拱值，如有专门的试验分析或根据收缩、徐变理论进行计算分析，则也可不遵守本条的有关规定。

8 构造规定

8.1 伸缩缝

8.1.1 混凝土结构的伸缩缝是结构缝的一种，目的是为了减小由于温差（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、徐变）引起的间接效应及裂缝。

由于现代混凝土结构体量越来越大，而混凝土泵送、免振等工艺引起的混凝土收缩变形加大，近年由此而引起的裂缝问题比较普遍。而设置伸缩缝则是减轻这类间接作用的有效手段。但是科研试验及工程实践都表明，影响混凝土体积变化的因素很多且不确定性很大，因此目前伸缩缝间距尚无条件作大的改动，故本条基本同原规范，只增加了板柱结构的建议值。条文中的“宜符合”改为“可采用”，由设计者根据具体情况自行确定。

装配整体式结构以及叠合式结构由于预制构件已基本完成收缩，故伸缩缝的间距可适当减小。根据具体情况在装配与现浇之间取值。

8.1.2 对于某些间接效应较大的不利情况，伸缩缝的间距宜适当减小。根据近年的工程实践，本次修订仅作了少量修改和补充。

滑模施工应用对象由剪力墙扩大为一般墙体结构。增加了需要加严伸缩缝间距的具体内容：“混凝土材料收缩较大”是指泵送混凝土及免振混凝土施工的情况；“施工期结构外露时间较长”是指跨季节施工，尤其是北方地区冬、春季节施工后室内结构未加封闭和保暖的情况；“对裂缝控制有严格要求的混凝土结构”是指从使用功能上对结构开裂有较高限制要求的建筑结构。

8.1.3 工程实践表明，采取有效的综合措施时伸缩缝间距可以适当增大。根据我国近年的工程经验，在本条中增加了有关的条件及应注意的问题。

施工阶段采取的防裂措施最为有效，本次修订增加了采用低收缩混凝土；加强浇筑后的保水养护；采用后浇带、跳仓法施工等措施。后浇带是避免施工期收缩裂缝的有效措施，但间隔期及做法不确定性太大而难以统一规定，由施工规范解决。膨胀补偿带是间隔浇筑掺有膨胀剂的混凝土带，以抵消混凝土收缩的影响。跳仓法是按区格间隔浇筑混凝土而减少早期收缩影响的施工方法。引导缝是采取

适当的“弱化”构造措施，利用混凝土的收缩“引导”裂缝在规定的位置出现，预先做好防渗、止水等措施，并用建筑处理手法（线脚、饰条等）加以掩盖，可以收到很好的效果。

结构在形状曲折、刚度突变、温度变化大，收缩应变集中的蜂腰、瓶颈、孔洞、凹角等部位容易开裂。在这些部位增加构造配筋可以改变裂缝形态，减小裂缝宽度。施加预应力也可以有效地减小或消除混凝土开裂的可能性。

容易受到温度变化影响的结构部位指施工期的大体积混凝土（水化热）以及暴露性较强的屋盖、山墙部位（季节温差），应分别采取针对性的措施减少温差。

本条特别强调增大伸缩缝间距对结构的影响。这是因为温度变化和混凝土收缩这类间接作用引起的变形和位移，对于超静定混凝土结构可能引起很大的约束内力。不仅会导致构件开裂，甚至使结构的受力形态发生变化。设计者不能简单地采取某些措施就草率地增大伸缩缝间距，而应通过有效的分析或计算，慎重考虑各种因素对结构内力和裂缝的影响，以确定合理的伸缩缝间距。

本条中的“并应有充分依据”，不应仅理解为“已经有了未发现问题的工程实例”。而是应对各种有利和不利因素的影响方式和程度作出有科学依据的分析和判断，并由此确定伸缩缝间距的增减。

8.1.4 由于在混凝土结构的地下部分，温度变化和混凝土收缩能够得到有效的控制，修订规范适当扩大了 02 规范有关结构在地下不设缝的适用范围。设计时可根据具体情况自行掌握。

8.1.5 根据我国近年的工程实践，对于伸缩缝间距超过表 8.1.1 较多的特殊情况，也多有成功的实例。但这些成功的经验，都是根据工程的实际条件，通过定量计算间接作用的影响，采取相应的措施而获得成功的。对超长结构间接作用效应的分析原则见第 5.6 节的有关内容。

8.2 混凝土保护层

8.2.1 混凝土保护层厚度不小于钢筋公称直径（或并筋的等效直径）的要求不变，这是为了保证握裹层混凝土对受力钢筋的锚固作用。

根据近年我国对于混凝土结构耐久性的科研试验及调查分析，并参考《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476 和《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046

以及国外相应规范、标准的有关规定，出于对混凝土结构耐久性的考虑，本次修订对混凝土保护层的厚度作了较大的调整。

1 配合第 3.5 节对结构所处耐久性环境等级的划分，确定混凝土保护层厚度的数值，考虑更为细致。鉴于工程调查分析的结果及可持续发展的需要，对一般情况下混凝土结构的保护层厚度仅作微调，稍有增大；而恶劣环境下的保护层厚度则增加幅度较大；

2 从混凝土碳化、脱钝和钢筋锈蚀的耐久性角度考虑，不以纵向受力钢筋，而以最外层钢筋（包括箍筋、构造筋、分布筋等）计算保护层厚度，比原规范实际厚度普遍加大：板类构件增加约 6~10mm；梁柱类构件增加约 8~14mm 左右；

3 简化考虑，按平面构件（板、墙、壳）及杆形构件（梁、柱）分两类确定保护层厚度；简化混凝土强度的影响，C30 以上统一取值；

4 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。

8.2.2 根据工程经验，采取针对性的综合措施，可以有效地提高构件的耐久性能，减小保护层的厚度。

构件的表面防护是指表面抹灰层以及其它各种有效的保护性涂料层；

预制构件必须是工厂化生产，并经检验而保证有较好质量的混凝土构件；

使用阻锈剂应经试验检验效果良好，并确定有效的工艺参数后方可采用；

对钢筋进行环氧树脂涂层、镀锌或采取阴极保护处理等防锈措施时，保护层厚度也可适当减小。

8.2.3 为满足建筑防火的要求，混凝土保护层的厚度还应满足国家现行有关标准《建筑防火规范》GB 50016 和《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045 的要求。

8.3 钢筋的锚固

8.3.1 受力钢筋强度提高而带来的锚固问题，不可能单纯依靠延长锚固长度解决。

钢筋的基本锚固长度计算公式同原规范，但混凝土强度等级提高到 C60，以缩短高强混凝土中的锚固长度；删除了刻痕钢丝的锚固外形系数；新增加的精轧螺纹钢一般采用螺母锚固，故未列入锚固长度计算。

修订规范明确了钢筋的锚固长度 l_a 为基本锚固长度 l_{a0} 乘锚固长度修正系数 ψ_a 。系数 ψ_a 根据锚固条件按第 8.3.2 条及 8.3.3 条取用，且可连乘以减小锚固长

度。但在任何情况下，锚固长度不应小于 $15d$ 以及 200mm ，这是为了保证结构安全的钢筋锚固长度最低限度。

8.3.2 本条介绍了不同锚固条件下的锚固长度修正系数 ψ_a 。这是通过试验研究并参考了工程经验和国际标准而确定的。

为反映粗直径带肋钢筋相对肋高减小对锚固作用降低的影响，直径大于 25mm 的大直径带肋钢筋的锚固长度应适当加大，乘以修正系数 1.1 。

为反映环氧树脂涂层钢筋表面状态对锚固的不利影响，其锚固长度应乘以修正系数 1.25 。这是根据试验分析的结果并参考国外标准的有关规定确定的。

施工扰动（例如滑模施工或其它施工期依托钢筋承载的情况）对钢筋锚固作用的不利影响，反映为施工扰动的影响。系数与原规范数值相当，取 1.1 。

配筋设计时，实际配筋面积往往因构造原因而大于计算值，故钢筋实际应力通常小于强度设计值。因此当确有把握时，受力钢筋的锚固长度可以缩短，其数值与配筋余量的大小成比例。国外规范也多采取同样的方法。但其适用范围有一定限制，即不得用于抗震设计及直接承受动力荷载的结构中。

锚固钢筋常因外围混凝土的纵向劈裂而削弱锚固作用，当混凝土保护层厚度较大时，握裹作用加强，锚固长度可适当减短。经试验研究及可靠度分析，并根据工程实践经验，当保护层厚度大于锚固钢筋直径的 3 倍且有箍筋约束时，适当减小锚固长度是可行的。表 8.3.2 反映了厚保护层混凝土对减小锚固长度的作用。处于构件侧边和角隅部位的锚固钢筋受到的约束较小，而周边均为厚保护层大体积中的锚固钢筋有充分约束，故锚固长度修正系数不同，为 $0.6 \sim 0.8$ 不等。

8.3.3 机械锚固是减小锚固长度的有效方式，其原理是在厚混凝土保护层中受力钢筋端部的机械锚头(锚板)对混凝土的局部挤压，加大了其锚固承载能力。锚头(锚板)保证了机械锚固不会发生锚固破坏，而钢筋的锚固长度则起到了控制滑移，不发生较大裂缝、变形的作用，因此机械锚固可以有效地减小锚固长度。

根据近年的试验研究及施工习惯，并参考国外规范，提出几种机械锚固的形式：加弯钩、弯折、贴焊锚筋、焊锚板及螺栓锚头等，分别适用于不同的锚固条件。机械锚固的挤压承载与锚固区混凝土的厚度及约束程度有关，故按“侧边角部”及“厚保护层”的不同条件，确定修正系数为 0.6 及 0.7 。

锚筋端部的焊接锚板或贴焊锚筋，应根据焊接规程满足强度条件。锚筋端部

螺栓锚头的螺纹长度，也应根据有关标准满足强度条件。

局部承压与锚固钢筋的肋面积比有关，对锚头(锚板)的要求是挤压面积不小于4倍钢筋计算截面积(总投影面积为5倍)。考虑群锚后握裹力降低的影响，宜避免锚头集中布置，在纵、横两个方向的错开间距均取为 $3d$ ，否则适当增加锚固长度。

8.3.4 本条提出了锚固区配箍直径、数量、间距的构造要求。特别强调了机械锚固区域的配箍。这是因为除了厚混凝土层以外，还必须有配箍以保证对锚固区混凝土的有效约束，使其不致于受力劈裂而能始终维持对锚固钢筋的围箍。

8.3.5 柱及桁架上弦等构件中受压钢筋也存在着锚固问题。受压钢筋的锚固长度为相应受拉锚固长度的0.7倍，这是根据试验研究及可靠度分析并参考国外规范确定的。本次修订增加了受压钢筋锚固区配箍的要求，以避免受压钢筋屈曲失效。

8.3.6 根据长期工程实践经验，规定了承受重复荷载预制构件中钢筋的锚固措施。采用受力钢筋末端焊接在钢板或角钢(型钢)上的锚固方式，同样适用于其它构件的钢筋锚固。

8.4 钢筋的连接

8.4.1 任何形式的连接都是对钢筋传力性能的削弱，因为受力钢筋通过接头的传力性能(强度、变形、恢复力等)均不如整根钢筋。因此钢筋连接的基本原则为：连接接头设置在受力较小处；限制同一钢筋的接头数量；避开结构关键受力部位。

8.4.2 钢筋连接的形式(搭接、机械连接、焊接)不分优劣，各自适用于一定的工程条件。考虑近年钢筋强度提高以及连接技术进步所带来的影响，搭接钢筋直径的限制较原规范适当减小；并补充了机械连接及焊接的适用条件。

8.4.3 本条用图及文字表达了钢筋绑扎搭接连接区段的定义，并提出了控制在同一连接区段内接头面积百分率的要求。

搭接钢筋应错开布置，且钢筋端面位置应保持一定间距。首尾相接式的布置会在相接处引起应力集中和局部裂缝，应予以避免。搭接钢筋接头中心的纵向间距不大于1.3倍搭接长度，或搭接钢筋端部距离不大于0.3倍搭接长度时，均属位于同一连接区段的搭接接头。

粗、细钢筋在同一区段搭接时，按较细钢筋的截面积计算接头面积百分率及

搭接长度。这是因为钢筋通过接头传力时，均按受力较小的细直径钢筋考虑承载受力，而粗直径钢筋往往有较大的余量。此原则对于其它连接方式同样适用。

对梁、板、墙、柱类构件的受拉钢筋搭接接头面积百分率分别提出了控制条件。其中，对板类、墙类及柱类构件，尤其是预制装配整体式构件，在实现传力性能的条件下，可根据实际情况适当放宽搭接接头面积百分率的限制。

并筋应采用分散搭接的方式实现连接，按各根单筋计算搭接长度及面积百分率。并筋分散、错开的搭接方式有利于钢筋的均匀传力，改善了受力钢筋的传力性能及裂缝状态。

8.4.4 纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度的计算方法，其中反映了接头面积百分率的影响。这是根据有关的试验研究及可靠度分析，并参考国外有关规范的做法确定的。

搭接长度随接头面积百分率的提高而增大，是因为搭接接头受力后，相互搭接的两根钢筋将产生相对滑移，且搭接长度越小，滑移越大。为了使连接接头受力时，刚度退化引起的钢筋受力不匀及相对滑移的伸长受到控制，从而避免产生裂缝问题，故需相应增大搭接长度。

为保证受力钢筋的传力性能，按接头百分率修正搭接长度，并提出最小搭接长度的限制。

8.4.5 受压钢筋的搭接长度规定为受拉钢筋的 0.7 倍，解决了梁受压区及柱中受压钢筋的搭接问题。这一规定沿用了原规范的做法。

8.4.6 搭接接头区域的配箍构造措施对保证搭接传力至关重要。本条提出了对搭接连接区段内箍筋直径、间距的构造要求。

此外，提出了在粗钢筋受压搭接接头端部须增加配箍的要求，以防止局部挤压裂缝，这是根据试验研究结果和工程经验提出的。

8.4.7 机械连接的套筒长度很短，但传力影响的范围并不小。定义了机械连接的连接区段长度是以套筒为中心，长度为 $35d$ 的范围，並由此控制接头面积百分率。

本条规定了机械连接应用的原则：接头宜互相错开，并避开受力较大部位。由于在受力最大处受拉钢筋传力的重要性，机械连接接头在该处的接头面积百分率不宜大于 50%。

8.4.8 由于机械连接套筒直径加大，对保护层厚度的要求作了适当放宽，由一般对钢筋要求的“应”改为对套筒的“宜”。此外，增补了在机械连接套筒两侧适当加

密箍筋间距布置，避开套筒的解决办法。

8.4.9 由于不同品种钢筋可焊性的差别，对余热处理(RRB)钢筋、细晶粒(HRBF)钢筋、粗直径(25mm 以上)钢筋分别提出了不同的焊接控制要求。

焊接截面长度很小，但传力影响的范围并不小。定义焊接连接区段长度是以焊接截面为中心，长度为 $35d$ 且不小于 500mm 的范围。焊接接头面积百分率的要求同原规范，工程实践证明这些规定是可行的。

8.4.10 承受疲劳荷载吊车梁等有关构件中受力钢筋焊接的要求，与原规范的有关内容相同，工程实践证明是可行的。

8.4.11 由预制构件装配连接形成的装配整体式结构，由于构造特点只能在同一截面连接全部钢筋，故宜在受力较小处连接。连接的原则是能够通过接头传递全部内力。可采用机械连接、焊接或按相应标准采用浆锚接头连接，对于墙体竖向钢筋也可采用搭接连接。

8.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

8.5.1 受拉钢筋的最小配筋率维持原规范的双控方案，由配筋特征值 (f_t/f_y) 及配筋率常数限值控制。根据工程实践以及国外的有关规范，对最小配筋率的常数限值仍取为 0.20%。这对于采用 500MPa 级钢筋的情况，提高了安全度。

为避免受压构件（柱及压杆）的脆性压溃及抵抗偶然偏心作用的能力，根据工程经验并校准原规范，并参考国、内外规范对配筋率的限值，调整了受压构件钢筋的最小配筋率。受压构件的最小配筋率改为双控方案，考虑配筋特征值 (f_c/f_y) 计算及配筋率常数限值控制，这对于采用 400、500MPa 级钢筋的情况安全度均略有增加。

本次修订完成了最小配筋率按配筋特征值计算的过渡，有利于发挥高强钢筋的优势。并且在不增加（甚至适当减少）配筋量的情况下，继续提高了结构的安全度。

8.5.2 本条为新增加条款。对于厚度很大或内力很小的构件，为节约钢筋，提出了少筋混凝土配筋的概念。

由构件截面的内力（弯矩 M ）计算截面的临界厚度 (h_{cr})，按此临界厚度相应最小配筋率计算的配筋量，即可保证截面应有的承载能力。这样在保证安全的

条件下可以大大地减小实际配筋量。但仍需满足绝对配筋的下限值：限制为截面的一半及 0.10%。

9 结构构件的基本规定

9.1 板

(I) 基本规定

9.1.1 分析表明，四边支承板的长、短边长度比例对内力影响很大，本条给出了单向板、双向板的划分原则。对于长、短边长度比例介于 2.0 到 3.0 的情况，宜按双向板考虑。

9.1.2 根据工程经验，建议了常用混凝土板的跨厚比。调整并适当加严了楼板最小厚度的要求：密肋板、悬臂板的厚度适当增加；对悬臂板的悬臂长度作出了限制，悬臂过长时不应采取悬臂板的结构形式而应采用悬臂梁承载。此外，还补充了空心楼板最小厚度的要求。

9.1.3 受力钢筋的间距过大不利于板的受力，建议了常用混凝土板中受力钢筋的最大间距。根据工程经验，补充了超过 1 米厚板中受力钢筋最大间距的规定。

9.1.4 分离式配筋施工方便，已成为我国工程中混凝土板的主要配筋形式。本条规定了板中钢筋配置以及支座锚固的构造要求。

9.1.5 随着建筑产业化的进程，板中配筋宜采用钢筋焊接网片的形式。有关要求应符合《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T 114 的规定。

(II) 构造配筋

9.1.6 ~ 9.1.8 现浇板往往在其非受力方向的侧边上由于边界约束而发生板面（负弯矩）裂缝。为此必须在板边和板角部位配置上部（板面）防裂的构造钢筋。9.1.7 条对与支承梁、墙整体浇筑的混凝土板边；9.1.8 条对嵌固在砌体墙内的现浇混凝土板边，分别提出了防裂构造钢筋截面积、直径、间距以及伸入板内锚固长度，以及板角配筋形式及范围的要求。这些要求与 02 版规范相同。

9.1.9 单向板应在垂直于受力的方向上应配置分布钢筋，本条提出了分布钢筋截面积、直径、间距以及集中荷载作用处的配筋构造要求。

9.1.10 为防止间接作用（温度、收缩）在现浇板中引起裂缝，板的未配筋表面应

配置防裂的构造钢筋。此外，还增加了在蜂腰、洞口、转角等容易产生应力集中部位配置防裂钢筋的构造要求。

(III) 板柱结构及空心楼板

9.1.11 板柱结构及基础筏板，在板与柱相交的部位都处于冲切受力状态。试验研究表明，在与冲切破坏面相交的部位配置弯起钢筋或箍筋，能够有效地提高板的抗冲切承载力。本条的构造措施是为了保证弯起钢筋或箍筋的抗冲切作用。基本与 02 版规范相同，仅板厚改为 200mm，因为太薄的板冲切配筋难以起到作用。

9.1.12 在板柱结构或空心楼板的侧边，往往存在无支承端面（无边梁或墙的自由边）。为保证其受力性能，应利用板面钢筋向下弯折或加配 U 形构造钢筋对端面加以封闭。

9.1.13 为了节约材料、减轻自重以及减小地震作用，工程中现浇空心楼板的应用逐渐增多。为了保证空心楼板的受力性能，根据近年的工程经验，提出了空心楼板体积空心率的限值；混凝土上、下底面以及纵、横肋的最小尺寸限制；在空腔间混凝土肋内配筋的构造要求，以及筒芯内模、箱体内模布置的基本要求。详见现行标准《现浇混凝土空心楼盖结构技术规程》CECS 175：2004。

9.2 梁

(I) 纵向配筋

9.2.1 根据长期工程实践经验，提出梁内纵向钢筋数量、直径及布置的构造要求。鉴于配筋密集对施工时浇筑混凝土的影响，提出可以采用并筋（钢筋束）的配筋形式加大钢筋的间距，但其等效直径仍应满足有关配筋间距的规定。

9.2.2 对于混合结构房屋中支承在砌体、垫块等简支支座上的钢筋混凝土梁，或预制钢筋混凝土梁的简支支座，给出了在支座处纵向钢筋锚固的要求。工程实践证明，这些措施是有效的。

9.2.3 由于支座边出现斜裂缝以后的“斜弯作用”，以及斜裂引起沿纵向钢筋发生“沿筋劈裂”造成的钢筋粘结锚固退化，梁边负弯矩钢筋的受拉范围明显向跨中方向延伸。因此钢筋混凝土梁的支座负弯矩纵向受力钢筋不宜在受拉区截断。根据国内外的试验研究，提出了梁边负弯矩纵向受力钢筋根据弯矩图截断后的延伸

长度。

按正截面受弯承载力计算，从钢筋强度充分利用的截面，以及从不需要该钢筋的截面分别伸出的长度进行双重控制，取较大值。

考虑是否出现斜裂缝而引起斜弯作用按三种不同的情况，分别确定延伸长度的数值；当实际切断点的位置仍处在负弯矩相应的受拉区域内时，还应加大延伸长度。

9.2.4 由于悬臂梁剪力较大且全长承受负弯矩，“斜弯作用”及“沿筋劈裂”引起的受力状态更为不利。因此悬臂梁的负弯矩纵向受力钢筋不宜切断，而应按弯矩图分批下弯，且必须有不少于两根钢筋伸至梁端，向下弯折锚固。

9.2.5 梁中受扭纵向钢筋最小配筋率的要求，是以纯扭构件受扭承载力和剪扭条件下不需进行承载力计算而仅按构造配筋的控制条件为基础拟合给出的。本条还给出了受扭纵向钢筋沿截面周边的布置原则和在支座处的锚固要求。对箱形截面构件，偏安全地采用了与实心截面构件相同的构造要求。

9.2.6 根据工程经验给出了在按简支计算但实际受有部分约束的梁端上部，为避免负弯矩裂缝而配置纵向钢筋的构造规定。

(II) 横向配筋

9.2.7 梁的抗剪承载力宜由箍筋承担。当采用弯筋承剪时，对其应用条件和构造要求作出了规定，与 02 版规范相同。

9.2.8 利用弯矩图确定弯起钢筋的布置（弯起点或弯终点位置、角度、锚固长度等）是我国传统设计的方法，工程实践表明有关弯起钢筋构造要求是有效的，故维持不变。

9.2.9 对梁的箍筋配置构造要求作出了规定，维持 02 版规范的规定不变，仅合并统一表达。包括在不同受力条件下配箍的直径、间距、范围、形式等。

9.2.10 梁内弯剪扭箍筋的构造要求与 02 版规范相同，工程实践证明是可行的。

(III) 局部配筋及深梁

9.2.11 本条为梁腰集中荷载作用处附加横向配筋的构造要求。

当集中荷载在梁高范围内或梁下部传入时，为防止集中荷载影响区下部混凝土

土拉脱，并弥补间接加载导致的梁斜截面受剪承载力的降低，应在集中荷载影响区 s 范围内配置附加横向钢筋。试验研究表明，当梁受剪箍筋配筋率为中等或偏低时，由本条公式计算确定的附加横向钢筋能较好发挥以上作用，并限制斜裂缝及局部受拉裂缝的宽度。

在设计中，不允许用布置在集中荷载影响区内的受剪箍筋代替附加横向钢筋。此外，当传入集中力的次梁宽度 b 过大时，宜适当减小由 $3b+2h_1$ 所确定的附加横向钢筋的布置宽度。当梁下部作用有均布荷载时，可参照本规范计算深梁下部配置悬吊钢筋的方法确定附加悬吊钢筋的数量。

当有两个沿梁长度方向相互距离较小的集中荷载作用于梁高范围内时，可能形成一个总的拉脱效应和一个总的拉脱破坏面。偏安全的做法是，在不减少两个集中荷载之间应配附加钢筋数量的同时，分别适当增大两个集中荷载作用点以外的附加横向钢筋数量。

还应该说明的是：当采用弯起钢筋作附加钢筋时，明确规定公式中的 A_{sv} 应为左右弯起段截面面积之和；弯起式附加钢筋的弯起段应伸至梁上边缘，且其尾部应按规定设置水平锚固段。

9.2.12 本条为折梁的配筋构造要求。对受拉区有内折角的梁，梁底的纵向受拉钢筋应伸至对边并在受压区锚固。受压区范围可按计算的实际受压区高度确定。直线锚固应符合本规范第 8.3 节钢筋锚固的规定；弯折锚固则参考第 9.4 节点内弯折锚固的做法。

9.2.13 本条提出了大尺寸梁腹板内配置腰筋的构造要求。

现代混凝土构件的尺度越来越大，工程中大截面尺寸现浇混凝土梁日益增多，往往在梁侧面产生垂直于梁轴线的收缩裂缝。为此，应在大尺寸梁的两侧沿梁长度方向布置纵向构造钢筋(腰筋)，以控制裂缝。根据工程经验，对腰筋的最大间距和最小配筋率给出了相应的配筋构造要求。腰筋的最小配筋率按扣除了受压及受拉翼缘的梁腹板截面面积确定。

9.2.14 本条规定了薄腹梁及需作疲劳验算的梁，加强下部纵向钢筋的构造措施。与 02 版规范相同，工程实践证明是可行的。

9.2.15 根据分析及试验结果，国内外均将 $l_0/h \leq 2.0$ 的简支梁和 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁视为深梁，并对其截面设计方法和配筋构造给出了专门规定。

试验研究表明, l_0/h 大于深梁但小于 5.0 的梁(国内习惯称为“短梁”), 其受力特点也与 $l_0/h \geq 5.0$ 的一般梁有一定区别, 它相当于深梁与一般梁之间的过渡状态, 也需要对其截面设计方法作出不同于深梁和一般梁的专门规定。本条将 $l_0/h < 5.0$ 的受弯构件统称为“深受弯构件”, 其中包括深梁和“短梁”。

深受弯构件(包括深梁)是梁的特殊类型, 在承受重型荷载的现代混凝土结构中得到越来越广泛的应用, 其内力及设计方法与一般梁有显著差别。本条给出了深梁及深受弯构件的定义, 具体设计方法见本规范附录 G。

9.3 柱

(I) 基本规定

9.3.1 本条规定了柱中纵向钢筋(包括受力钢筋及构造钢筋)的基本构造要求。

柱中宜采用大直径钢筋作纵向受力钢筋。配筋过多的混凝土柱在长期受压徐变以后卸载, 钢筋的弹性回复会在柱中产生横向拉裂, 故应对柱的最大配筋率作出限制。对圆柱提出均匀配筋的要求, 但当圆柱作方向性配筋时不在此例。

此外还规定了柱中纵向钢筋的间距: 过密影响混凝土浇筑密实; 过疏则难以维持对芯部混凝土的围箍约束。同样, 柱侧构造筋及相应的复合箍筋或拉筋也是为了维持对芯部混凝土的约束。

9.3.2 柱中配置箍筋的作用是为了架立纵向钢筋; 承担剪力、扭矩; 并与纵筋一起形成对芯部混凝土的围箍约束。为此对柱的配箍提出系统的构造措施, 包括直径、间距、数量、形式等。

为保持围箍约束作用, 柱周边箍筋应做成封闭式。对圆柱及配筋率较大的柱, 还应对箍筋提出更严格的要求: 末端 135° 弯钩且弯后余长度不小于 $5l$ (或 $10d$), 并勾住纵筋。此外还对纵筋较多的情况, 为防止其受压屈曲提出设置复合箍筋的要求。

采用连续螺旋箍筋、焊接封闭环式箍筋或连续复合螺旋箍筋, 可以有效地增强对柱芯部混凝土的围箍约束。当考虑其间接配筋的作用时, 对其配箍的最大间距作出限制。但间距也不能太密, 以免影响混凝土的浇筑施工。

对连续螺旋箍筋、焊接封闭环式箍筋或连续复合螺旋箍筋, 已有成熟的工艺和设备。采用专用产品, 可以保证应有的质量。

9.3.3 对承载较大的工形截面柱的配筋构造提出要求，包括翼缘、腹板的厚度；以及腹板开孔时的配筋构造要求，基本同 02 版规范。

(II) 梁柱节点

9.3.4 本条为框架中层端节点的配筋构造要求。

在框架中间层端节点处，根据柱截面高度和钢筋直径，梁上部纵向钢筋可以采用直线锚固或端部带 90°弯折段的锚固方式。当柱截面高度不足以容纳直线锚固段时，采用带 90°弯折段的锚固方式。规范强调此时梁筋应伸到柱对边再向下弯折。

试验研究表明，这种锚固端的锚固力由水平段的粘结锚固和弯弧-垂直段的挤压锚固作用所组成。在承受静力荷载为主的情况下，水平段的粘结能力起主导作用。当水平段投影长度不小于 $0.4l_{a0}$ ，弯弧-垂直段投影长度为 $12d$ 时，已能可靠保证梁筋的锚固强度和刚度。由于节点处配箍密集，纵筋受拉后伸直而“踢破”柱外侧保护层的可能性减小，故弯后垂直段长度适当缩短为 $12d$ 。

本次修订还增加了采用机械锚固锚头(锚板)的方法，以提高锚固效果，减少锚固长度。但要求锚固钢筋伸到柱对边柱纵向钢筋内侧，以增大锚固力。有关的试验研究表明，这种做法完全有效，而且施工方便。

9.3.5 本条为框架中层中节点的配筋构造要求。

中间层中间节点的梁下部纵向钢筋，其在节点中的锚固要求，仍沿用 02 版规范有关梁纵向钢筋在不同受力情况下锚固的规定。中间层端节点、顶层中间节点以及顶层端节点处的梁下部纵向钢筋，也可按同样的方法锚固。

由于设计、施工不便，取消了 02 版规范钢筋在节点中弯折锚固的做法。

当梁的下部钢筋根数较多，且分别从两侧锚入中间节点时，将造成节点下部钢筋过分拥挤。故可将中间节点下部梁的纵向钢筋贯穿节点，并在节点以外搭接。搭接的位置宜在节点以外梁弯矩较小的 $1.5h_0$ 以外，这是为了避让梁端塑性塑绞区和箍筋加密区。

当中间层中间节点左、右跨梁的上表面不在同一标高时，左、右跨梁的上部钢筋可分别锚固在节点内。当中间层中间节点左、右梁端上部钢筋用量相差较大时，除左、右数量相同的部分贯穿节点外，多余的梁筋亦可锚固在节点内。

9.3.6 本条为框架顶层中节点的配筋构造要求。

伸入顶层中间节点的全部柱筋及伸入顶层端节点的内侧柱筋应可靠锚固在节点内。规范强调柱筋应伸至柱顶。当顶层节点高度不足以容纳柱筋直线锚固长度时，柱筋可在柱顶向节点内弯折，或在有现浇板时向节点外弯折。试验研究表明，当充分利用柱筋的受拉强度时，其锚固条件不如水平钢筋，因此在柱筋弯折前的竖向锚固长度不应小于 $0.5l_{a0}$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ ，以保证可靠受力。

本次修订还增加了采用机械锚固锚头(锚板)的方法，以提高锚固效果，减少锚固长度。但要求柱纵向钢筋应伸到柱顶以增大锚固力。有关的试验研究表明，这种做法完全有效，而且方便施工。

9.3.7 本条为框架顶层端节点钢筋搭接连接的构造要求。

在承受以静力荷载为主的框架中，顶层端节点处的梁、柱端均主要承受负弯矩作用，相当于 90° 的折梁。当梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量匹配时，可将柱外侧处于梁截面宽度内的纵向钢筋直接弯入梁上部，作梁负弯矩钢筋使用。也可使梁上部钢筋与柱外侧钢筋在顶层端节点附近搭接。

规范推荐了两种搭接方案。其中设在节点外侧和梁端顶面的带 90° 弯折搭接做法适用于梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量不致过多的民用或公共建筑框架。其优点是梁上部钢筋不伸入柱内，有利于在梁底标高处设置柱内混凝土的施工缝。

但当梁上部和柱外侧钢筋数量过多时，该方案将造成节点顶部钢筋拥挤，不利于自上而下浇注混凝土。此时，宜改用梁、柱钢筋直线搭接，接头位于柱顶部外侧。

在顶层端节点处不允许采用将柱筋伸至柱顶而将梁上部钢筋锚入节点的做法。因这种做法无法保证梁、柱钢筋在节点区的搭接传力，使梁、柱端钢筋无法发挥出所需的正截面受弯承载力。

9.3.8 本条为框架顶层端节点的配筋面积、纵筋弯弧等构造要求。

试验研究表明，当梁上部和柱外侧钢筋配筋率过高时，将引起顶层端节点核心区混凝土的斜压破坏，故对相应的配筋率作出限制。

试验研究还表明，当梁上部钢筋和柱外侧纵向钢筋在顶层端节点角部的弯弧处半径过小时，弯弧内的混凝土可能发生局部受压破坏，故对钢筋的弯弧半径最小值做了相应规定。

9.3.9 本条为框架柱中钢筋连接及配箍的构造要求。

框架柱的纵向钢筋应贯穿节点，钢筋的连接接头应设在节点区以外，在框架节点内应设置水平箍筋。这些构造规定是根据我国工程经验并参考国外有关规范给出的。当节点四边有梁时，由于除四角以外的节点周边柱纵向钢筋不存在过早压屈的危险，故可不设复合箍筋。

(III) 牛 腿

9.3.10 本条为对牛腿截面尺寸的控制。

牛腿（短悬臂）的受力特征可以用由顶部水平的纵向受力钢筋形成的拉杆和牛腿内的混凝土斜压杆组成的简化三角桁架模型描述。竖向荷载将由水平拉杆的拉力和斜压杆的压力承担；作用在牛腿顶部向外的水平拉力则由水平拉杆承担。

牛腿要求不致因斜压杆压力较大而出现平行于斜压杆方向的斜裂缝，故其截面尺寸通常以不出现斜裂缝为条件，即由本条的计算公式控制，并通过公式中的裂缝控制系数 β 考虑不同使用条件对牛腿的不同抗裂要求。公式中的 $(1 - 0.5F_{hk} / F_{vk})$ 项是按牛腿在竖向力和水平拉力共同作用下斜裂缝宽度不超过 0.1mm 为条件确定的。

符合本条计算公式要求的牛腿不需再作受剪承载力验算。这是因为通过在 $a/h_0 < 0.3$ 时取 $a/h_0 = 0.3$ ，以及控制牛腿上部水平钢筋的最大配筋率，已能保证牛腿具有足够的受剪承载力。

在计算公式中还对沿下柱边的牛腿截面有效高度 h_0 作出限制。这是考虑当斜角 α 大于 45° 时，牛腿的实际有效高度不会随 α 的增大而进一步增大。

9.3.11 本条为牛腿纵向受力钢筋的计算。规定了承受竖向力的受拉钢筋及承受水平力的锚固钢筋的计算方法，同 02 版规范。

9.3.12 多承受动力荷载牛腿的纵向受力钢筋宜采用延性较好的牌号为 HRB 的钢筋。本条明确规定了牛腿上部纵向受拉钢筋伸入柱内的锚固要求，以及当牛腿设在柱顶时，为了保证牛腿顶面受拉钢筋与柱外侧纵向钢筋的可靠传力而应采取的构造措施。

9.3.13 牛腿中配置水平箍筋，特别是在牛腿上部配置一定数量的水平箍筋，能有效减少在该部位过早出现斜裂缝的可能性。在牛腿内设置一定数量的弯起钢筋

是我国工程界的传统做法。但试验表明，它对提高牛腿的受剪承载力和减少斜向开裂的可能性都不起明显作用，故适度减少了弯起钢筋的数量。

9.4 墙

9.4.1 根据工程经验并参考国外有关的规范，长短边比例大于 4 的垂直构件定义为墙，否则应按柱进行截面设计。

墙的混凝土强度要求比 02 版规范适当提高。出于承载受力的要求，提出了墙厚度的要求限制。在满足墙中竖筋贯通的条件下（例如采用硬架支模方式），对预制板的搁置长度不再作强制规定。

9.4.2 为保证剪力墙的受力性能，提出了一般剪力墙内水平、竖向分布钢筋直径、间距及配筋率的构造要求。但是，对以下两种情况宜分别适度提高剪力墙分布钢筋的配筋率：

1 重要部位的剪力墙 主要指框架-剪力墙结构中的剪力墙和框架-核心筒结构中的核心筒墙体，宜根据工程经验适度提高墙体分布钢筋的配筋率。

2 温度、收缩应力的影响 这是造成墙体开裂的主要原因。对于温度、收缩应力可能较大的剪力墙或剪力墙的某些部位，应根据工程经验提高墙体分布钢筋，特别是水平分布钢筋的配筋率。

9.4.3 剪力墙双排配筋以及两排配筋之间连系拉筋的构造要求，基本同 02 版规范。但要求重要部位适当增加拉筋，以加强约束。

9.4.4 为保证剪力墙的承载受力，规定了墙内水平、竖向钢筋锚固、搭接的构造要求。其中水平钢筋搭接要求错开布置；竖向钢筋则允许在同一截面上搭接。

9.4.5 本条提出了剪力墙洞口连梁的配筋构造要求，包括洞边钢筋及洞口连梁的受力纵筋及锚固，洞口连梁配箍的直径及间距等。

9.4.6 本条规定了剪力墙墙肢两端竖向受力钢筋的构造要求，包括钢筋的数量、直径及拉结筋的要求。

9.4.7 本条为有关结构墙的新增内容，配合墙体改革的形势，钢筋混凝土结构墙应用于低矮及多层房屋（乡村、镇集的住宅及民用房屋）的情况日益增多。钢筋混凝土结构墙性能优于砖砌墙体，但按高层房屋剪力墙的构造规定设计过于保守，且最小配筋率难以控制。

本条提出钢筋混凝土结构墙的基本构造要求。结构墙厚度可以减小到120mm，构造配筋适当减小，其余构造基本同剪力墙。抗震要求在第10章中表达，以边缘构件的形式予以加强。

9.4.8 建筑产业化发展将更多地采用预制产品，采用钢筋焊接网片作墙体配筋是发展趋势。有关要求可按现行标准《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T 114。

9.5 叠合式构件

叠合结构的特点是两阶段成形，两阶段受力。第一阶段可为预制构件，也可有既有结构；第二阶段则为配筋浇筑的混凝土构件。其兼有预制装配和整体现浇的优点，对于水平的受弯构件及竖向的受压构件均适用。基于上述原因，近年国内外叠合结构发展很快，是一种有前途的结构形式。

(I) 叠合式受弯构件

9.5.1 后浇混凝土高度不足全高的0.4倍的叠合式受弯构件，施工时应有可靠的支撑，并按整体受弯构件设计计算。施工阶段无支撑的叠合式受弯构件，应根据附录H的有关规定按二阶段受力的叠合式构件进行设计计算。

9.5.2 对一阶段采用预制梁、板的叠合式受弯构件，提出了叠合受力的构造要求。主要是后浇叠合层混凝土的厚度；混凝土强度等级；叠合面粗糙度；界面构造钢筋等。这些要求是界面两侧共同承载、协调受力的必要条件。

9.5.3 在既有结构上配筋、浇筑混凝土而成形的叠合式受弯构件，将得到越来越广泛的应用。其可根据二阶段受力叠合式受弯构件的原理进行设计。

设计时应考虑既有结构的承载历史、实测评估的材料性能、施工时支撑对既有结构卸载的具体情况，根据本规范第3.7节的规定确定设计参数及荷载的组合效应进行设计。叠合面处理则可采取剔凿、植筋等方法。

(II) 叠合式受压构件

9.5.4 二阶段成形的竖向叠合式受压构件柱、墙，也应考虑施工及使用阶段分别进行验算和计算。使用阶段按结构整体进行内力分析后，再对受压构件进行承载力设计。

9.5.5 第一阶段为预制构件的叠合式受压构件，应根据具体情况进行施工阶段验算；使用阶段则按整体构件进行设计。

9.5.6 既有柱、墙外二次成形的叠合式构件的设计原则为：考虑既有构件的承载历史及施工卸载条件，确定设计参数，并应考虑承载力分配和材料的协调工作对承载能力的影响而加以折减。

9.5.7 根据对既有结构再设计的工程实践及经验，对叠合式受压构件中的既有构件及后浇部分构件，提出了根据具体工程情况确定承载力分配系数及材料协调工作系数的原则，并建议了系数的数值。

9.5.8 根据工程实践及经验，提出了叠合式受压构件柱、墙的基本构造要求，包括后浇层的厚度、混凝土强度等级、叠合面粗糙度、界面构造钢筋、后浇层中的配筋及锚固连接等，这是叠合界面两侧的共同受力的必要条件。

9.6 装配式结构

9.6.1 节能、省材及建筑产业化发展，更多的建筑工程量将转为以工厂产品的形式生产，再在现场完成原位安装施工。混凝土预制构件及装配式结构将改进并得到发展。

本条提出了装配式结构的设计原则：根据结构方案和传力途径按结构整体进行内力分析及构件设计；保证连接处的传力性能；考虑不同阶段成形的影响；满足综合功能和标准设计的需要。

9.6.2 预制构件应按制作脱模、运输码放、安装就位和使用服役四种工况及相应的计算简图分别进行设计或验算。本条给出了相应的脱模吸附系数、运输动力系数、安装动力系数等设计参数。

9.6.3 为实现装配整体式结构的整体受力性能，提出了对纵向受力钢筋连接及混凝土拼缝灌筑的构造要求。框架梁、柱的钢筋应采用机械连接、焊接或螺栓连接；板、墙构件可采用搭接连接；混凝土拼接面应进行粗糙处理或做成齿槽式。也可以采用浆锚接头、胶锚接头实现预制构件的整体连接。

9.6.4 根据我国长期的工程实践经验，提出了多层房屋装配式楼盖加强整体性的构造措施。包括板侧拼缝、板端互连、与支承结构的连接、板间后浇带、板端负弯矩钢筋、沿楼盖周边设置拉接钢筋等加强楼板整体性的构造措施。工程实践表

明，这些措施是有效的。高度更大房屋的楼板、屋盖，可采用以预制板作为底模的叠合式楼板的结构形式。

9.6.5 本条为装配整体式预制梁拼缝处的构造措施，包括接头位置、钢筋连接、接缝宽度、灌缝混凝土等构造要求。

9.6.6 本条为装配整体式预制柱接头的构造要求。包括接头位置、钢筋连接方式、接缝混凝土、局部加强钢筋，以及不同连接接头形式的构造要求。

9.6.7 本条为装配整体式预制墙体及连接接头的构造要求。包括墙体开洞、与相邻墙体及楼板的连接、钢筋连接、拼缝混凝土、边缘构件加强要求等构造要求。

9.6.8 本条为新增条文，阐述自承重预制构件的设计原则。灾害及事故表明，传力体系以外仅承受自重等荷载的自承重预制构件，也应进行构件及构件连接的设计，以防止坠落伤人。此类构件及连接的设计原则为：承载安全、变形适应、冗余约束、建筑功能以及耐久性等。

9.7 预埋件及连接件

9.7.1 预埋件的材料选择、锚筋与锚板的连接构造基本未作修改，工程实践证明是有效的。再次强调了禁用延性较差的冷加工钢筋作锚筋；锚筋品种以 HPB300 代换了已淘汰的 HPB235 钢筋。

9.7.2 承受剪力的预埋件，其受剪承载力与混凝土强度等级、锚筋抗拉强度、面积和直径等有关。在保证锚筋锚固长度和锚筋到构件边缘合理距离的前提下，根据试验研究结果提出了确定锚筋截面面积的半理论半经验公式。其中通过系数 α_r 考虑了锚筋排数的影响；通过系数 α_v 考虑了锚筋直径以及混凝土抗压强度与锚筋抗拉强度比值 f_c/f_y 的影响。承受法向拉力的预埋件，其钢板一般都将产生弯曲变形。这时，锚筋不仅承受拉力，还承受钢板弯曲变形引起的剪力，使锚筋处于复合受力状态。通过折减系数 α_b 考虑了锚板弯曲变形的影响。

承受拉力和剪力以及拉力和弯矩的预埋件，根据试验研究结果，锚筋承载力均可按线性的相关关系处理。

只承受剪力和弯矩的预埋件，根据试验结果，当 $V/V_{u0} > 0.7$ 时，取剪弯承载力线性相关；当 $V/V_{u0} \leq 0.7$ 时，可按受剪承载力与受弯承载力不相关处理。其 V_{u0} 为预埋件单独受剪时的承载力。

承受剪力、压力和弯矩的预埋件，其锚筋截面面积计算公式偏于安全。由于当 $N < 0.5f_c A$ 时，可近似取 $M - 0.4Nz = 0$ 作为压剪承载力和压弯剪承载力计算的界限条件，故本条相应的计算公式即以 $N \leq 0.5f_c A$ 为前提条件。本条公式不等式右侧第一项中的系数 0.3 反映了压力对预埋件抗剪能力的影响程度。与试验结果相比，其取值偏安全。

在承受法向拉力和弯矩的锚筋截面面积计算公式中，对拉力项的抗力均乘了折减系数 0.8，这是考虑到预埋件的重要性的复杂性和受力的复杂性，而对承受拉力这种更不利的受力状态，采取了提高安全储备的措施。

9.7.3 受剪预埋件弯折锚筋面积计算同 02 版规范。

当预埋件由对称于受力方向布置的直锚筋和弯折锚筋共同承受剪力时，所需弯折锚筋的截面面积可由下式计算：

$$A_{sb} \geq (1.1V - \alpha_v f_y A_s) / 0.8 f_y$$

上式意味着从作用剪力中减去由直锚筋承担的剪力即为需要由弯折锚筋承担的剪力。上式经调整后即为本条公式。根据国外有关规范和国内对钢与混凝土组合结构中弯折锚筋的试验结果，弯折锚筋的角度对受剪承载力影响不大。考虑到工程中的一般做法，在本条注中给出弯折钢筋的角度宜取在 15° 到 45° 之间。在这一弯折角度范围内，可按上式计算锚筋截面面积，而不需对锚筋抗拉强度作进一步折减。上式中乘在作用剪力项上的系数 1.1 是考虑直锚筋与弯折锚筋共同工作时的不均匀系数 0.9 的倒数。预埋件可以只设弯折钢筋来承担剪力，此时可不设或只按构造设置直锚筋，并在计算公式中取 $A_s = 0$ 。

9.7.4 预埋件中锚筋的布置不能太密集，否则影响锚固受力的致果。同时为了预埋件的承载受力，还必须保证锚筋的锚固长度以及位置。本条对不同受力状态的预埋件锚筋的构造要求作出规定，同 02 版规范。

9.7.5 为了达到节约材料、方便施工、避免外露金属件引起耐久性向题，预制构件的吊装方式宜优先选择内埋式螺母、内埋式吊杆或吊装孔。根据国内外的工程经验，采用这些吊装方式比传统的预埋吊环施工方便，吊装可靠，不造成耐久性问题。内埋式吊具已有专门技术和配套产品，根据情况选用即可。

9.7.6 吊环费料、吊装麻烦，耐久性差，不宜推广。本条给出了吊环的设计要求，同 02 版规范。仍强调禁用延性较差的冷加工钢筋作吊环，仅以 HPB300 钢筋代换已淘汰的 HPB235 钢筋。

9.7.7 预制构件吊点位置的选择应考虑吊装可靠、平稳。吊装着力点的受力区域应作局部承载验算，以确保安全，同时避免产生裂缝。

10 预应力混凝土结构构件

10.1 一般规定

10.1.1 预应力混凝土构件承载能力极限状态及正常使用极限状态的荷载效应组合，是根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的有关规定确定的。有效预加力应作为荷载计算其效应，对后张法预应力混凝土超静定结构，可得出综合内力 M_r 、 V_r 及 N_r ，包括预加力产生的次弯矩、次剪力和次轴力。

在承载能力极限状态下，预应力作用分项系数 γ_p 应按预加力作用的有利或不利分别取 1.0 或 1.2。当不利时，如后张法预应力混凝土构件锚头局压区的张拉控制力，预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.2。在正常使用极限状态下，预应力作用分项系数 γ_p 通常取 1.0。当按承载能力极限状态计算时，预应力筋超出有效预应力值达到强度设计值之间的应力增量仍为结构抗力部分。

次弯矩、次剪力和次轴力均为预应力荷载效应，也应当参与荷载效应组合和设计计算，为避免出现冗长的公式，在本规范诸多计算公式中并没有列出相关次内力。因此，当应用本规范公式进行正截面受弯、受压及受拉承载力计算，斜截面受剪及受扭截面承载力计算，以及裂缝控制验算时，均应计入相关次内力。预应力筋的强度设计值在有关章节计算公式中给出。

10.1.2 本条采用了配置预应力筋及钢筋的混合配筋设计方法。

10.1.3 后张法预应力筋的张拉控制应力值 σ_{con} 的限值对消除应力钢丝、钢绞线提高了 $0.05f_{ptk}$ ，原因是张拉锚固后预应力筋的高应力有所降低，且这类预应力筋的材质较稳定，一般不会引起预应力筋在张拉过程中拉断的事故。目前国内采用较高的 σ_{con} 也已积累了较丰富的工程经验。国外一些规范，如美国 ACI 318 规范的 σ_{con} 限值也较高。所以为了提高预应力筋的经济效益， σ_{con} 的限值可适当提高。但是 σ_{con} 增大后会增加预应力损失值，因此合适的张拉控制应力值应根据构件的具体情况确定。此外，增加了中强度预应力钢丝及预应力螺纹钢筋的张拉控制应力限值。

10.1.5 通常对预应力筋由于布置上几何偏心引起的内弯矩 $N_p e_{pn}$ 以 M_1 表示，由该弯矩对连续梁引起的支座反力称为次反力，由次反力对梁引起的弯矩称为次弯

矩 M_2 。在预应力混凝土超静定梁中，由预加力对任一截面引起的总弯矩 M_T 为内弯矩 M_1 与次弯矩 M_2 之和，即 $M_T = M_1 + M_2$ 。次剪力可根据结构构件各截面次弯矩分布按力学分析方法计算。此外，在后张法梁、板构件中，当预加力引起的结构变形受到柱、墙等侧向构件约束时，在梁、板中将产生与预加力反向的次轴力，为求次轴力也需要应用力学分析方法。

为确保预应力能够有效地施加到预应力结构构件中，应采用合理的结构布置方案，合理布置竖向支承构件，如将抗侧力构件布置在结构位移中心不动点附近；采用相对细长的柔性柱以减少约束力，必要时应在柱中配置附加钢筋承担约束作用产生的附加弯矩。在预应力框架梁施加预应力阶段，可将梁与柱之间的节点设计成在张拉过程中可产生滑动的无约束支座，张拉后再将该节点作成刚接。对后张楼板为减少约束力，可采用后浇带或施工缝将结构分段，使其与约束柱或墙暂时分开；对于不能分开且刚度较大的支承构件，可在板与墙、柱结合处开设结构洞减少约束力，待张拉完毕后补强。

10.1.7 当预应力混凝土构件配置钢筋时，由于混凝土收缩和徐变的影响，会在这些钢筋中产生内力。这些内力减少了受拉区混凝土的法向预压应力，使构件的抗裂性能降低，因而计算时应考虑这种影响。为简化计算，假定钢筋的应力取等于混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值。但严格地说，这种简化计算当预应力筋和钢筋重心位置不重合时是有一定误差的。

10.1.8 近年来，国内开展了后张法预应力混凝土连续梁内力重分布的试验研究，并探讨次弯矩存在对内力重分布的影响。这些试验研究及有关文献建议，对存在次弯矩的后张法预应力混凝土超静定结构，其弯矩重分布规律可描述为：

$(1 - \beta)M_d + \alpha M_2 \leq M_u$ ，其中， α 为次弯矩消失系数。直接弯矩的调幅系数定义为： $\beta = 1 - M_a / M_d$ ，此处， M_a 为调整后的弯矩值， M_d 为按弹性分析算得的荷载弯矩设计值；它的变化幅度是： $0 \leq \beta \leq \beta_{\max}$ ，此处， β_{\max} 为最大调幅系数。次弯矩随结构构件刚度改变和塑性铰转动而逐步消失，它的变化幅度是： $0 \leq \alpha \leq 1.0$ ，且当 $\beta = 0$ 时，取 $\alpha = 1.0$ ；当 $\beta = \beta_{\max}$ 时，可取 α 接近为 0。且 β 可取其正值或负值，当取 β 为正值时，表示支座处的直接弯矩向跨中调幅；当取 β 为负值时，表示跨中的直接弯矩向支座处调幅。上述试验结果从概念设计的角

度说明,在超静定预应力混凝土结构中存在的次弯矩,随着预应力构件开裂、裂缝发展以及刚度减小,在极限荷载阶段预应力次弯矩会减小,且当截面配筋率高时,次弯矩的变化较小,反之可能大部分次弯矩都消失了。本次修订考虑到上述情况,采用次弯矩参与重分布的方案,即内力重分布所考虑的最大弯矩除了荷载弯矩设计值外,还包括预应力次弯矩在内。本规范参考美国 ACI 规范、欧洲规范 EN 1992-2 等,规定对预应力混凝土框架梁及连续梁在重力荷载作用下,当受压区高度 $x \leq 0.30\eta_0$ 时,可允许有限量的弯矩重分配,并考虑次弯矩变化对截面内力的影响,但总调幅值不宜超过 25%。

10.1.9 对光面钢丝、螺旋肋钢丝、三股和七股钢绞线的预应力传递长度,均在原规范规定的预应力传递长度的基础上,根据试验研究结果作了调整,并采用公式由其有效预应力值计算预应力传递长度。预应力筋传递长度的外形系数取决于与锚固性能有关的钢筋的外形。

10.1.11~10.1.12 为确保预应力混凝土结构在施工阶段的安全,明确规定了在施工阶段应进行承载能力极限状态验算。对截面边缘的混凝土法向应力的限值条件,是根据国内外相关规范校准并吸取国内的工程设计经验而得的。其中,对混凝土法向应力的限值,均按与各施工阶段混凝土抗压强度 f_{cu} 相应的抗拉强度及抗压强度标准值表示。

对预拉区纵向钢筋的配筋率取值,原则上与本规范第 8.5.1 条的最小配筋率相一致。

10.1.13 对先张法及后张法预应力混凝土构件的受剪承载力、受扭承载力及裂缝宽度计算,均需用到混凝土法向预应力为零时的预应力筋合力 N_{p0} , 故此作了规定。

10.1.14 影响无粘结预应力混凝土构件抗弯能力的因素较多,如无粘结预应力筋有效预应力的大小、无粘结预应力筋与钢筋的配筋率、受弯构件的跨高比、荷载种类、无粘结预应力筋与管壁之间的摩擦力、束的形状和材料性能等。因此,受弯破坏状态下无粘结预应力筋的极限应力必须通过试验来求得。近年国内进行了无粘结预应力梁(板)试验,得出无粘结预应力筋于梁破坏瞬间的极限应力,主要与配筋率、有效预应力、钢筋设计强度、混凝土的立方体抗压强度、跨高比以及荷载形式有关,积累了宝贵的数据。

本次修订采用了现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的相关表达式，其以综合配筋指标 ξ_0 为主要参数，考虑了跨高比变化影响。为反映在连续多跨梁板中应用的情况，增加了考虑连续跨影响的设计应力折减系数。在设计框架梁时，无粘结预应力筋外形布置宜与弯矩包络图相接近，以防在框架梁顶部反弯点附近出现裂缝。

10.1.15 在无粘结预应力受弯构件的预压受拉区，配置一定数量的钢筋，可以避免该类构件在极限状态下呈双折线型的脆性破坏现象，并改善开裂状态下构件的裂缝性能和延性性能。

1 单向板的钢筋最小面积。本规范对钢筋混凝土受弯构件，规定最小配筋率为 0.20% 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值。美国通过试验认为，在无粘结预应力受弯构件的受拉区至少应配置从受拉边缘至毛截面重心之间面积 0.4% 的钢筋。综合上述两方面的规定和研究成果，并结合以往的设计经验，作出了本规范对无粘结预应力混凝土板受拉区普通钢筋最小配筋率的限制。

2 梁在正弯矩区钢筋的最小面积。无粘结预应力梁的试验表明，为了改善构件在正常使用下的变形性能，应采用预应力筋及钢筋混合配筋方案。在全部配筋中，钢筋的拉力占到承载力设计值 M_u 产生总拉力的 25% 或更多时，可更有效地改善无粘结预应力梁的性能，如裂缝分布、间距和宽度，以及变形性能，从而接近有粘结预应力梁的性能。所以，对无粘结预应力梁，本规范考虑适当增加钢筋的用量。

10.1.16 对无粘结预应力混凝土板柱结构中的双向平板，所要求配置的钢筋分述如下：

1 负弯矩区钢筋的配置。美国进行过 1: 3 的九区格后张无粘结预应力平板的模型试验。结果表明，只要在柱宽及两侧各离柱边 1.5 ~ 2 倍的板厚范围内，配置占柱上板带横截面面积 0.15% 的钢筋，就能很好地控制和分散裂缝，并使柱带区域内的弯曲和剪切强度都能充分发挥出来。此外，这些钢筋应集中通过柱子和靠近柱子布置。钢筋的中到中间距应不超过 300mm，而且每一方向应不少于 4 根钢筋。对通常的跨度，这些钢筋的总长度应等于跨度的 1/3。我国进行的 1: 2 无粘结部分预应力平板的试验也证实在上述柱面积范围内配置的钢筋是适当的。

本规范按式（10.1.16-1）对矩形板在长跨方向将布置较多的钢筋。

2 正弯矩区钢筋的配置。在正弯矩区，双向板在使用荷载下按照抗裂验算边缘混凝土法向拉应力配置非预应力筋数量的要求，是参照美国 ACI 规范对双向板柱结构关于有粘结配筋最小截面面积的规定，并结合国内多年来对该板按二级裂缝控制和配置有粘结普通钢筋的工程经验作出规定的。克服温度、收缩应力的钢筋应按本规范第 9.1 节的相关规定执行。

3 在楼盖的边缘和拐角处，设置钢筋混凝土边梁，并考虑柱头剪切作用，将该梁的箍筋加密配置，可提高边柱和角柱节点的受冲切承载力。

10.1.17 本条规定了预应力混凝土构件的弯矩设计值不小于开裂弯矩，为了防止预应力受弯构件开裂后的突然脆断。

10.2 预应力损失值计算

10.2.1 预应力混凝土用钢丝、钢绞线的应力松弛试验表明，应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关。表中给出的普通松弛和低松弛预应力钢丝、钢绞线的松弛损失值计算公式，是按国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223-2002 及《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224-2003 中规定的数值综合成统一的公式，以便于应用。当 $\sigma_{\text{con}} / f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时，实际的松弛损失值已很小，为简化计算取松弛损失值为零。预应力螺纹钢筋的应力松弛损失值是根据国家标准《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065-2006 的相关规定，经分析提出的，待今后进行系统试验后可再作更为准确的规定。

10.2.2 锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量允许值，规范曾对带螺帽的锚具、钢丝束的镦头锚具、钢丝束的钢质锥形锚具、JM 12 锚具及单根冷拔低碳钢丝的锥形锚夹具作了规定，但不能包括所有的锚具。现根据锚固原理的不同，将锚具分为支承式和夹片式两类，对每类作出规定。对夹片式锚具的锚具变形和预应力筋内缩量按有顶压或无顶压分别作了规定。锥塞式锚具（如钢丝束用钢质锥形锚具等）由于不属于推广应用的锚具，故不再列入。

10.2.4 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失，包括沿孔道长度上局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。在计算公式中， x 值为从张拉端至计算截面的孔道长度，但在实际工程中，构件的高度和长度相比常很小，为简化计算，

可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度代替孔道长度； θ 值应取从张拉端至计算截面的长度上预应力孔道各部分切线的夹角（以弧度计）之和。本次修订根据国内工程经验，增加了按抛物线、圆曲线变化的空间曲线及可分段叠加的广义空间曲线 θ 弯转角的近似计算公式。

研究表明，孔道局部偏差的摩擦系数 κ 值与下列因素有关：预应力筋的表面形状；孔道成型的质量状况；预应力筋接头的外形；预应力筋与孔壁的接触程度（孔道的尺寸，预应力筋与孔壁之间的间隙数值和预应力筋在孔道中的偏心距数值情况）等。在曲线预应力筋摩擦损失中，预应力筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

根据国内的试验研究资料及多项工程的实测数据，并参考国外规范的规定，补充了预埋塑料波纹管、无粘结预应力筋的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时，本规范表 10.2.4 所列系数值可根据实测数据确定。

10.2.5 根据国内对混凝土收缩、徐变的试验研究，应考虑预应力筋和钢筋配筋率对 σ_s 值的影响，其影响可通过构件的总配筋率 $\rho(\rho = \rho_p + \rho_s)$ 反映。在公式(10.2.5-1)至(10.2.5-4)中，分别给出先张法和后张法两类构件受拉区及受压区预应力筋处的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失。公式反映了上述各项因素的影响，此计算方法比仅按预应力筋合力点处的混凝土法向预应力计算预应力损失的方法更为合理。此外，考虑到现浇后张预应力混凝土施加预应力的时间比 28d 龄期有所提前等因素，对上述收缩和徐变计算公式中的有关项在数值上作了调整。调整的依据为：预加力时混凝土龄期，先张法取 7d，后张法取 14d；理论厚度均取 200mm；相对湿度为 40%~70%，预加力后至使用荷载作用前延续的时间取 1 年的收缩应变和徐变系数终极值，并与附录 K 计算结果进行校核得出。

在附录 K 中，本次修订的混凝土收缩应变和徐变系数终极值，是根据欧洲规范 EN 1992-2：《混凝土结构设计—第 1 部分：总原则和对建筑结构的规定》所提供的公式计算得出。混凝土收缩应变和徐变系数终极值是按周围空气相对湿度为 40%~70% 及 70%~99% 分别给出的。混凝土收缩和徐变引起的预应力损失简化公式是按周围空气相对湿度为 40%~70% 得出的，其用于相对湿度大于 70% 的情况是偏于安全的。对泵送混凝土，其收缩和徐变引起的预应力损失值亦可根据实际情况采用其他可靠数据。

10.3 预应力混凝土构件的构造规定

10.3.1 根据先张法预应力筋的锚固及预应力传递性能，提出了配筋净间距的要求，其数值是根据试验研究及工程经验确定的。根据多年来的工程经验，为确保预制构件的耐久性，适当增加了预应力筋净间距的限值。

10.3.2 先张法预应力传递长度范围内局部挤压造成的环向拉应力容易导致构件端部混凝土出现劈裂裂缝。因此端部应采取构造措施，以保证自锚端的局部承载力。所提出的措施为长期工程经验和试验研究结果的总结。近年来随着生产工艺技术的提高，也有一些预制构件不配置端部加强钢筋的情况，故规定特定条件下可根据可靠的工程经验适当放宽。

10.3.3~10.3.5 为防止预应力构件端部及预拉区的裂缝，根据多年工程实践经验及原规范的执行情况，这几条对各种预制构件(肋形板、屋面梁、吊车梁等)提出了配置防裂钢筋的措施。

10.3.6 预应力锚具应根据《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 标准的有关规定选用，并满足相应的质量要求。

10.3.7 规定了后张预应力筋孔道间距要求。对于预制构件相对于现浇结构构件其控制相对容易，提出了更为严格的控制要求。要求孔道的竖向净间距不应小于孔道直径，主要考虑曲线孔道张拉预应力筋时出现的局部挤压应力不致造成孔道间混凝土的剪切破坏。而对三级抗裂控制等级的梁提出更厚的保护层厚度要求，主要是考虑其耐久性。有关预应力孔道的并列贴紧布置，是为方便截面较小的梁类构件的预应力筋配置。预应力混凝土构件的跨度较大时，其起拱值不宜过大。

10.3.8 后张预应力混凝土构件端部锚固区和构件端面在施工张拉后常出现两类裂缝：其一是局部承压端块承压垫板后纵向劈裂裂缝；其二是当预应力在构件端部偏心布置，且偏心距较大时，在构件端面附近也会产生较高的横向拉应力，故产生位于截面高度中部的纵向水平剥裂裂缝。为确保安全可靠地将张拉力通过锚具和垫板传递给混凝土构件，并控制这些裂缝的发生和开展，在试验研究的基础上，在条文中作出了加强配筋的具体规定。对局部承压加强钢筋，提出当垫板是普通钢板开穿筋孔的垫板时，可执行本规范第 6.6 节规定，采用有关局部受压承载力计算公式确定应配置的钢筋，而当采用整体铸造的带有二次翼缘的垫板时，本规范局部受压公式不再适用，需通过专门的试验确认其传力性能，所以应选用

按有关规范标准进行验证的产品，并配置规定的加强钢筋，同时满足锚具布置对间距和边距要求，参照行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 的有关规定。为防止第一类劈裂裂缝，规范给出了配置附加钢筋的位置和配筋面积计算公式；为防止第二类剥裂裂缝，要求合理布置预应力筋，尽量使锚具能沿构件端部均匀布置，以减少横向拉力。当难于做到均匀布置时，为防止端面出现宽度过大的裂缝，根据理论分析和试验结果，提出了限制剥裂裂缝的竖向附加钢筋截面面积的计算公式以及相应的构造措施。本次修订明确采用强度较高的热轧带肋钢筋。此外，此条规定主要是针对后张法预制构件及现浇结构中的悬臂梁等构件的端部锚固区及梁中间开槽锚固的情况。

10.3.9 为保证端面有局部凹进的后张预应力混凝土构件端部锚固区的强度和裂缝控制性能，根据试验和工程经验，规定了增设折线构造钢筋的防裂措施。

10.3.10~10.3.11 常用曲线预应力钢丝束、钢绞线束指 $10\phi 15$ 以下的曲线预应力筋束，其曲率半径不宜小于 $4m$ 是根据工程经验给出的。当后张预应力筋束曲线段的曲率半径过小时，在局部挤压力作用下可能导致混凝土局部破坏，故应配置局部加强钢筋，加强钢筋可采用网片筋或螺旋筋。局部挤压应力的计算，考虑了预应力筋束曲率半径、管道直径、预加力及混凝土抗压强度的影响。

在预应力混凝土结构构件中，当预应力筋近凹侧混凝土保护层较薄，且曲率半径较小时，容易导致混凝土崩裂，相关计算公式按预应力筋所产生的径向崩裂力不超过混凝土保护层的受剪承载力推导得出。当混凝土保护层厚度不满足计算要求时，本条提供了加密箍筋用量计算方法及构造措施用来抵抗崩裂径向力。在计算其应配置构造加强箍筋时，在公式中没有记入混凝土的抗力贡献。

这两条是在工程经验的基础上，参考日本预应力混凝土设计施工规范及美国 AASSTO 规范作出规定的。

10.3.12 为保证预应力混凝土结构的耐久性，提出了端部锚具封闭保护要求。

11 混凝土结构构件抗震设计

11.1 一般规定

11.1.1 我国是一个多地震的国家，必须重视混凝土结构、结构构件的抗震设计。本章的抗震设计原则遵照国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011，适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区的钢筋混凝土结构构件的抗震设计。

结构构件的抗震设计包括各种结构体系的框架梁、框架柱、剪力墙、梁柱节点、板柱节点、墙梁节点以及单层工业厂房中的铰接排架柱等构件的承载力验算和相应的构造要求。有关混凝土结构房屋抗震体系、房屋适用的最大高度、地震作用计算、结构稳定验算、侧向变形验算等内容，均应遵守现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关标准的规定。

有关钢筋混凝土房屋建筑适用的最大高度，本次修订时不再列入，可直接按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定执行。

11.1.2 根据抗震设防类别确定的采取抗震措施的烈度、结构类型、房屋高度将各类混凝土结构构件分别划分为一级、二级、三级和四级四个抗震等级。四个抗震等级是从对结构抗震性能(包括考虑结构构件的延性和耗能性能)要求为很严格、严格、较严格和一般四个级别而划分的。

抗震等级的具体要求，系根据我国历年来地震灾害的经验、近年来的科研成果、工程经验，并参考国外有关规范和资料，经综合分析而制订的。

本条与《建筑抗震设计规范》GB 50011 的修订思路一致，加严框架结构的高度分界，改为 24m，并使各个烈度的分界一致；由于板柱-剪力墙结构的适用高度比 02 版规范增加较多，其抗震等级划分相应调整。本次修订新增板柱-框架结构，其框架部分的抗震等级参照板柱-抗震墙的墙体加严。

同时，考虑到国内低、多层框架-剪力墙结构、剪力墙结构运用的增多，此次修订增加低层房屋中这些结构的抗震等级：框架-剪力墙结构、剪力墙结构和部分框支剪力墙结构以 24m 为界，不大于 24m 的降低一级，但四级和框支层框架不降低。

根据近年来的工程实践经验，本次修订明确了当框架-核心筒结构的高度低

于 60m 并符合框架-剪力墙结构的有关要求时,其抗震等级允许按框架-剪力墙结构确定。

11.1.3 “强柱弱梁”、“强剪弱弯”是构件抗震设计的基本要求,前者主要用以控制框架梁柱的屈服机制,即希望梁端先于柱端屈服;后者主要用以控制构件截面的弯曲破坏先于剪切破坏,或不发生剪切破坏。

本次修订不再详细列出构件设计弯矩、剪力的调整计算公式,以减少不必要的重复。这方面的具体规定(包括框架角柱的内力放大)均应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 6.2 节的要求。

11.1.4 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定,在确定地震作用分项系数的同时,给出了各类结构构件承载力抗震调整系数 γ_{RE} ,其数值与结构构件的受力性质有关。本次修订不再重复相关内容,而直接引用了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

11.1.5 为保证在反复荷载作用下钢筋与其周围混凝土之间具有必要的粘结锚固性能,根据试验结果并参考国外规范的规定,在静力要求的纵向受拉钢筋最小锚固长度 l_a 的基础上,对一、二、三级抗震等级的构件,尚应乘以不同的锚固长度增大系数。

对允许采用非焊接的搭接接头的钢筋,考虑抗震要求的搭接长度,取纵向受拉钢筋的抗震锚固长度 l_{aE} ,按搭接接头的百分率,乘以纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ 。

梁端、柱端是潜在塑性铰容易出现的部位,必须预计到塑性铰区内的受拉和受压钢筋都将屈服,并可能进入强化阶段,并且在屈服后的大变形状态下,塑性铰转动过程中钢筋应具有相应的伸长率。因此,规范对钢筋连接接头的位置要求避开梁端、柱端箍筋加密区。当工程中无法避开时,应采用与母材等强度并具有足够伸长率的高质量机械连接接头或焊接接头,且钢筋接头面积百分率不宜超过 50%。

11.1.6 箍筋对抗震设计的混凝土构件具有重要的约束作用,采用封闭箍筋、连续螺旋箍筋可以有效的提高对构件混凝土和纵向钢筋的约束效果,改善构件的抗震延性。对于绑扎箍筋,对箍筋末端的构造要求,试验研究和震害经验表明,是保证地震作用时箍筋对混凝土和纵向钢筋起到有效约束作用的必要条件。

11.1.7 预埋件反复荷载作用试验表明,弯剪、拉剪、压剪情况下锚筋的受剪承载

力降低的平均值在 20%左右。对预埋件，规定取 γ_{RE} 等于 1.0，故考虑地震作用组合的预埋件的锚筋截面积，偏保守地取静力计算值的 1.25 倍。构造上要求靠近锚板的锚筋根部设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋，以起到约束端部混凝土、提高受剪承载力的作用。

11.2 材料

11.2.1 根据混凝土的基本材料性能，提出构件抗震要求的最高和最低混凝土强度等级的限值，以保证构件在地震力作用下有必要的承载力和延性。近年来国内对高强混凝土有了较多的试验研究，也有一些工程应用。基于高强度混凝土的脆性及工艺要求较高，对高烈度地震区，高强混凝土的应用应有所限制。

11.2.2 结构构件中纵向受力钢筋的变形性能直接影响结构构件在地震力作用下的延性。考虑地震作用的框架梁、框架柱、剪力墙等结构构件的纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级、HRB500 级热轧带肋钢筋；箍筋宜选用 HRB400、HRB335、HRB500、HPB300 级热轧钢筋。当有较高要求时，尚可采用现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2 中牌号 HRB400E、HRB500E、HRB335E、HRBF400E、HRBF500E、HRBF335E 等钢筋，其强屈比、屈强比和极限应变（延伸率）符合本规范第 11.2.3 条的要求，其抗拉强度、屈服强度、强度设计值以及弹性模量的取值与不带“E”的热轧带肋钢筋相同，应符合本规范第 4.2 节的有关规定。

11.2.3 对一、二、三级抗震等级设计的各类框架构件（包括斜撑构件），要求纵向受力钢筋检验所得的强度实测值与屈服强度的比值（强屈比）不应小于 1.25，目的是使结构某部位出现较大塑性变形或塑性铰后，钢筋在大变形条件下有足够的强度硬化过程，保证构件有必要的承载力；要求钢筋屈服强度实测值与钢筋的强度标准值的比值（屈强比）不应大于 1.3，主要是为了保证“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的设计要求能够实现；钢筋的极限应变不应小于 9%，主要为了保证在地震大变形条件下，钢筋具有足够的变形能力。

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”的钢筋，即可符合本条的要求。

11.3 框架梁

11.3.1 设计框架梁时,控制混凝土受压区高度的目的是控制梁端塑性铰区有较大的塑性转动能力,以保证框架梁有足够的曲率延性。根据国内的试验结果和参考国外经验,当相对受压区高度控制在 0.25 至 0.35 时,梁的位移延性可达到 3~4。在确定混凝土受压区高度时,可把截面内的受压钢筋计算在内。

11.3.2 矩形、T 形和 I 形截面框架梁,其受剪要求的截面控制条件是在静力受剪要求的基础上,考虑反复荷载作用的不利影响确定的。在截面控制条件中还对较高强度的混凝土考虑了混凝土强度影响系数。

11.3.3 国内外低周反复荷载作用下钢筋混凝土连续梁和悬臂梁受剪承载力试验表明,低周反复荷载作用使梁的斜截面受剪承载力降低,其主要原因是混凝土剪压区剪切强度降低,以及斜裂缝间混凝土咬合力及纵向钢筋暗销力的降低。承载力中,箍筋项承载力降低不明显。为此,仍以截面总受剪承载力试验值的下包线作为计算公式的取值标准,将混凝土项取为非抗震情况下的 60%,而箍筋项则不考虑反复荷载作用的降低。同时,对各抗震等级均取用相同的抗震受剪承载力计算公式。

11.3.4 为了保证框架梁对框架节点的约束作用,框架梁的截面宽度不宜过小。为了减少在非线性反应时,框架梁发生侧向失稳的危险,对梁的截面高宽比作了限制。

考虑到净跨与梁高的比值小于 4 的梁,适应较大塑性变形的能力较差,因此,对框架梁的跨高比作了限制。

11.3.5 纵向受拉钢筋最小配筋率的规定是一个复杂的问题,本条规定的数值是在静力所规定的数值基础上,参考国外经验而制定的。抗震设计按纵向受拉钢筋在梁中的不同位置和不同抗震等级,给出了相对于非抗震设计留有不同富裕量的纵向受拉钢筋最小配筋率的规定。

梁端箍筋加密区域内,底部钢筋不能太少,其底部钢筋和顶部钢筋的面积比要符合一定的比例,以有利于梁端塑性铰区的延性要求,同时也考虑到地震作用的随机性。当梁底出现正弯矩时,底部钢筋可能承受较大的拉力,以致过早屈服和破坏,影响梁的承载力和变形能力。本条梁底部钢筋限值的规定是参考国外规范的有关规定并根据我国的实际经验,经综合分析确定的。

框架梁的抗震设计除应满足计算要求外,梁端塑性铰区箍筋的构造要求极其重要。本规范对混凝土强度等级不大于 C60 的梁端箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径的要求作了规定,其目的是从构造上保证在地震和垂直荷载作用下框架梁塑性铰区有足够的受剪承载力;同时,依靠箍筋对混凝土的约束作用,以保证梁端具有足够的塑性铰转动能力和实现接近梁铰型的延性机构。

根据国内外工程经验,当梁箍筋直径较大、肢数较多时,100mm 的间距要求有时很难实现。本次修订,在不降低抗震性能要求的前提下,对这种情况的箍筋间距提出了放松要求,但不应大于 150mm。

11.3.6 根据对配置不同纵向受拉钢筋配筋率梁的荷载一位移试验表明,随着纵向受拉钢筋配筋率的增加,梁的延性降低。为此,规定了框架梁混凝土强度等级不大于 C60 时的纵向受拉钢筋配筋率的上限值。

沿梁全长需配置一定数量的通长钢筋是考虑框架梁在地震作用过程中反弯点位置可能变化。这里“通长”的含义是保证梁各个部位的这部分钢筋都能发挥其受拉承载力。

11.3.7 ~11.3.8 考虑到梁端箍筋过密,难于施工,对梁箍筋加密区长度内的箍筋肢距规定作了适当放松,且考虑了箍筋直径与肢距的相关性。

沿梁全长箍筋的配筋率 ρ_{sv} 在非抗震设计要求基础上适当增加。

11.4 框架柱

11.4.1 本条规定了框架柱、框支柱的受剪承载力上限值,也就是从受剪的要求提出了截面尺寸的限制条件,它是在非抗震受剪要求基础上考虑反复荷载影响得出的。

11.4.2 国内有关反复荷载作用下偏压柱塑性铰区的受剪承载力试验表明,反复加载使构件的受剪承载力比一次加载降低 10~30%,与梁的受剪性能相似。受剪承载力的降低主要是由于混凝土受剪承载力降低引起的,为此按框架梁相同的处理原则,给出了混凝土项受剪承载力比非抗震降低 60%,以考虑地震作用对框架柱受剪承载力的降低。

11.4.3 框架柱出现拉力时,斜截面承载力计算中,考虑了拉力的不利作用;同时,和轴向压力作用下的情况类似,考虑混凝土项承载力降低 60%。

11.4.4 ~11.4.5 这两条是本次修订新增条文，是在非抗震双向受剪柱要求的基础上，考虑反复荷载影响得出的。

根据国内在低周反复荷载作用下，双向受剪钢筋混凝土柱试验结果，对双向受剪承载力计算公式，仅在混凝土项折减，而不在箍筋项折减。

与静力计算相同，考虑到计算方法的简洁，对于两向相关的影响，双向受剪承载力计算采用椭圆的模式。

11.4.6 从抗震性能考虑，给出了框架柱合理截面尺寸的限制条件。

11.4.7 框架柱纵向钢筋最小配筋率是工程设计中重要的纵筋配筋量的下限。此次修订引入了配筋特征值概念，以便与其他构件的最小配筋率要求相协调；同时，适当提高了框架柱原有钢筋等级纵向受力钢筋最小配筋率的取值。

为了提高柱端塑性铰区的延性和受剪承载力，以及对混凝土和纵向钢筋的约束作用，防止纵向钢筋压屈高，对柱上、下端的箍筋加密区的箍筋最大间距、箍筋最小直径作出了规定。

与框架梁相似，本次修订提出了柱端箍筋加密区箍筋间距可以放松要求的条件及限值。

11.4.8 为防止纵筋配置过多、相应的箍筋配置不够而引起纵筋压屈，降低结构延性，应对框架柱的全部纵向受力钢筋配筋率应加以限制。

通过柱净高与截面高度的比值为 3~4 的短柱试验表明，此类框架柱易发生粘结型剪切破坏和对角斜拉型剪切破坏。为减少这种破坏，柱中纵向钢筋的配筋率不宜过大。因此，对一级抗震等级且剪跨比不大于 2 的框架柱，其每侧的纵向受拉钢筋配筋率不宜大于 1.2%，并应沿柱全长采用复合箍筋。对其它抗震等级虽未作此规定，但也宜适当控制。

11.4.9 ~11.4.10 框架柱端箍筋加密区长度的规定，主要是根据试验及震害考虑柱端潜在的塑性铰区的范围，在此范围中箍筋需加密；同时，对箍筋肢距也作出了规定，以提高塑性铰区箍筋对混凝土的约束作用。

11.4.11 国内外的试验研究表明，受压构件的位移延性随轴压比增加而减小，为满足不同结构类型的框架柱、框支柱在地震作用组合下位移延性的要求，本条规定了不同结构体系的框架柱轴压比限值要求。

结构设计中轴压比直接影响柱截面尺寸。考虑到 2008 年汶川地震中框架结构的震害事实，本次修订对框架结构的轴压比限制适当从严。对于框架-剪力墙

结构、筒体结构，主要依靠剪力墙和内筒承受水平地震作用，因此，作为第二道防线的框架，反映延性要求的轴压比给予放松，而框支剪力墙结构中框支柱则必须提高延性要求，其轴压比应加严。

近年来，国内的试验研究以及国外资料表明，增加柱的配箍率、采用螺旋箍筋、截面中设置矩形核芯柱都能增加柱的位移延性。配置复合箍筋、螺旋箍筋、连续复合螺旋箍筋，加强了箍筋对混凝土的约束作用，柱核芯混凝土处于约束混凝土受力状态，其位移延性大为改善；而柱截面中设置矩形核芯柱不仅增加了柱的受压承载力，也可提高柱的变形能力，且有利于在大变形情况下防止倒塌，类似于型钢混凝土结构中型钢的作用。为此，考虑了这些改善柱延性的有效措施，在原则上不降低柱的延性要求的基础上，对柱轴压比限值适当给予放松。但其箍筋加密区的最小体积配筋率，应满足放松后轴压比的箍筋配筋率要求。

对6度设防烈度的一般建筑，规范允许不进行截面抗震验算，其轴压比计算中的轴向力，可取无地震作用组合的轴力设计值；对于6度设防烈度，建造于IV类场地上较高的的高层建筑，则需采用考虑地震作用组合的轴向力设计值。

11.4.12为增加柱端加密区箍筋对混凝土的约束作用，对其最小体积配筋率作出了规定。本条给出了柱轴压比从0.3~1.05范围的箍筋最小体积配筋率要求。同时，取用与混凝土轴心抗压强度设计值和箍筋抗拉强度设计值相关的最小配箍特征值 λ_v 的表达形式，对不同强度等级的混凝土、不同钢种作合理的调整。另外，当计算箍筋体积配箍率时，箍筋可采用强度设计值，不受360MPa的限制。

11.4.13本条规定了考虑地震作用框架柱箍筋非加密区的箍筋配置要求。

11.5 铰接排架柱

11.5.1~11.5.2 国内的地震震害调查表明，单层厂房(屋面梁)与柱连接的柱顶和高低跨厂房交接柱肩梁处损坏较多，阶形柱上柱的震害往往发生在上下柱变截面处(上柱根部)和吊车梁上翼缘连接部位。为了避免排架柱在上述区段内产生剪切破坏并使排架柱在形成塑性铰后有足够的延性，在这些区段内的箍筋应加密。按此构造配箍后，铰接排架柱可不进行受剪承载力计算。

对设有工作平台等特殊情况，剪跨比较小的铰接排架柱，斜截面受剪承载力可能起控制作用。此时，可按本规范公式(11.4.9)进行受剪承载力计算。

11.5.3 震害调查表明,排架柱头损坏最多的是侧向变形受到限制的柱,如靠近生活间或坡屋的柱、或有横隔墙的柱。这种情况改变了柱的侧移刚度,使柱头处于短柱的受力状态。由于该柱的侧移刚度大于相邻各柱,当受水平地震作用的屋盖发生整体侧移时,该柱实际上承受了比相邻各柱大得多的水平剪力,使柱顶产生剪切破坏。对屋架与柱顶连接节点进行的抗震性能的试验结果表明,不同的柱顶连接型式仅对节点的延性产生影响,不影响柱头本身的受剪承载力,柱顶预埋钢板的大小和其在柱顶的位置对柱头的水平承载力较敏感,当预埋钢板长度与柱截面高度相等时,水平受剪承载力大约是柱顶钢垫板为柱截面高度一半时的 1.65 倍,故在条文中规定了柱顶预埋钢板长度和直锚筋的要求。试验结果还表明,沿水平剪力方向的轴向力偏心距对受剪承载力亦有影响,要求不得大于 $h/4$ 。当 $h/6 \leq e_0 \leq h/4$ 时,一般要求柱头配置四肢箍,并按不同的抗震等级,规定不同的体积配箍率,以此来满足受剪承载力要求。

11.5.4 不等高厂房支承低跨屋盖的柱牛腿(柱肩梁)亦是震害部位之一,最常见的是支承低跨的牛腿(肩梁)被拉裂。试验结果与工程实践均证明,为了改善牛腿和肩梁抵抗水平地震作用,可在其顶面钢垫板下设水平锚筋,直接承受并传递水平力,这是一种比较好的构造措施。承受竖向力所需的纵向受拉钢筋和承受水平拉力的水平锚筋的截面面积,仍按公式(9.3.11)计算。

11.6 框架梁柱节点

11.6.1~11.6.2 02 版规范规定对三、四级抗震等级的框架节点可不进行受剪承载力验算,仅需满足抗震构造措施的要求。根据近几年进行的框架结构的非线性动力反应分析结果以及对框架结构的震害调查表明,对于三级抗震等级的框架节点,仅满足抗震构造措施的要求略显不足。因此,本次修订增加了对三级抗震等级框架节点受剪承载力的验算要求,同时要求满足相应抗震构造措施。

11.6.3~11.6.6 规定节点截面限制条件,是为了防止节点截面太小,核心区混凝土承受过大的斜压应力致使节点混凝土首先被压碎而破坏。

框架节点的受剪承载力由混凝土斜压杆和水平箍筋的受剪承载力组成。

依据试验结果,混凝土斜压杆截面面积随柱端轴力的增加而增加。因此,计算混凝土受剪承载力时应考虑轴向力 N 的有利作用。

试验表明,当轴压比达到一定程度以后,节点受剪承载力和适应框架非弹性变形的能力不再随轴压比的增加而增加,甚至有所下降。因此规定计算中轴向压力设计值 N 的取值不应大于 $0.5f_c b h_0$ 。节点在两个正交方向有梁时,增加了对节点区混凝土的约束,因而提高了节点的受剪承载力。但若两个方向的梁截面较小,则其约束作用就不明显。因此,规定在两个正交方向有梁,梁的宽度、高度都能满足一定要求且有现浇板时,才可考虑梁对节点的约束系数。对于梁截面较小或只有一个方向有梁的中节点以及边节点、角节点等情况均不考虑梁对节点约束的有利影响。

根据国外资料,对圆柱截面框架节点提出了受剪承载力计算方法。

11.6.7 在本条规定中,对各类有抗震要求节点的构造措施作了以下调整:

1 对贯穿中间层中间节点梁筋粘结性能的限制条件,02 规范主要是根据配置 335MPa 级钢筋梁柱纵筋节点的试验结果并参考国外规范的相关规定制定的。为方便应用,原规定没有体现钢筋强度及混凝土强度对梁筋粘结性能的影响,仅限制了贯穿节点梁筋的相对直径。当梁柱纵筋采用 400MPa 级和 500MPa 级钢筋后,反复荷载作用下的节点试验表明,梁筋的粘结退化将明显提前、加重。为保证高烈度区大震下使用高强钢筋节点中梁筋粘结性能不过度退化,本次修订将 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级框架结构中的梁筋相对直径的限制条件作了调整。

2 本次对抗震节点构造部分的规定进行修订时,充分考虑了与非抗震节点构造部分的协调。根据国内外的试验研究结果并参考国外规范的相关规定,框架各部位抗震节点中梁、柱纵筋的锚固和搭接措施与非抗震节点相同,仅相应的将非抗震锚固长度 l_a 改为抗震锚固长度 l_{aE} 、非抗震搭接长度 l_l 改为抗震搭接长度 l_{lE} 。

11.6.8 本条对节点核心区的箍筋最大间距和箍筋最小直径作了规定,其目的是从构造上保证在地震和垂直荷载作用下节点核心区在剪压比偏低时具有足够的受剪承载力。同时,考虑到节点核心区处于侧向约束状态,且减少节点核心区箍筋密集状态,提出了箍筋最小配箍特征值的要求,以保证箍筋对核心区混凝土的最低的约束作用。节点核心区箍筋最小配筋率的规定,是为了防止混凝土强度等级较低时核心区配置箍筋过少,以保证节点必要的抗震性能。

11.7 剪力墙

11.7.1 规范规定对一级抗震等级剪力墙墙肢截面组合弯矩设计值应进行调整,其目的是通过配筋迫使塑性铰区位于墙肢的底部。以往要求底部加强部位以上的组合弯矩设计值按线性变化,对于较高的房屋,会导致弯矩值过大,为简化设计,本次修订规定,底部加强部位及以上一层的弯矩设计值均取墙底部截面的组合弯矩设计值,其它部位均采用墙肢截面组合弯矩设计值乘以增大系数 1.2。

11.7.2 剪力墙的受剪承载力应该有一个上限值,即截面控制条件。国内外剪力墙承载力试验表明,剪跨比 λ 大于 2.5 时,大部分墙的受剪承载力上限接近于 $0.25f_cbh_0$,在反复荷载作用下,其受剪承载力上限下降 20%左右。

11.7.3 剪力墙的反复和单调加载受剪承载力对比试验表明,反复加载时的受剪承载力比单调加载时降低 15%~20%。因此,将非抗震受剪承载力计算公式乘以降低系数 0.8,作为抗震设计中偏心受压剪力墙的斜截面受剪承载力计算公式。鉴于对高轴压力作用下的受剪承载力缺乏试验研究,公式中对轴压力的有利作用给予必要的限制,即不超过 $0.2f_cbh$ 。

11.7.4 偏心受拉剪力墙的受剪承载力未进行试验研究。根据受力特性,本条参照了偏心受压剪力墙的受剪承载力计算公式。

11.7.5 本条是根据剪力墙水平缝剪摩擦理论以及对剪力墙施工缝滑移问题的试验研究,并参照国外有关规范的规定提出的。

11.7.6 与普通主要承受竖向荷载的深梁不同,以承受水平地震作用为主的连梁通常两侧梁端承受同向弯矩作用,反弯点位置居梁跨中附近,梁截面的上、下纵筋配筋量相等。当反复荷载作用下发生正截面受弯破坏时,截面的受压区高度很小,如忽略梁截面中分布筋的作用,正截面受弯承载力计算时截面的内力臂可近似取为截面有效高度 h_0 与 a'_s 的差值。在设置有斜向钢筋的连梁中,受弯承载力考虑了斜筋水平分量的抗弯作用。

11.7.7 为了实现强剪弱弯,提高连梁延性,对于普通配筋连梁给出了连梁剪力设计值的增大系数。对于配置综合斜筋和交叉斜筋的连梁,由于配置斜筋的水平分量会提高梁的抗弯能力,而垂直分量会提高梁的抗剪能力,因此对这两种配筋的连梁,不能通过增加斜筋数量单纯提高梁的抗剪能力,形成强剪弱弯。考虑到满足本规范第 11.7.9 条规定的连梁,其延性能力已经能够得到保证,故对这几种配

筋连梁的剪力增大系数取为 1.0。

11.7.8 ~11.7.10 02 版规范缺少对跨高比 L/h 小于 2.5 的剪力墙连梁抗震受剪承载力设计的专门规定。目前在进行小跨高比剪力墙连梁的抗震设计中,通常是采用较大幅度地折减连梁的刚度来降低连梁的作用剪力,以防止连梁过早发生剪切破坏。近年来对混凝土剪力墙结构的非线性动力反应分析以及对小跨高比连梁的抗震受剪性能试验表明,较大幅度人为折减连梁刚度的做法将导致地震作用下连梁过早屈服,延性需求增大,并且仍不能避免发生延性不足的剪切破坏。国内外进行的连梁抗震受剪性能试验表明,通过改变小跨高比连梁的配筋方式,可在不降低或有限降低连梁相对作用剪力(不折减或有限折减连梁刚度)的条件下提高连梁的延性,使梁端屈服后连梁发生剪切破坏时,其延性能力能够达到地震作用时剪力墙对连梁的延性需求。在对试验结果及相关成果进行分析研究的基础上,本次规范修订补充了跨高比小于 2.5 的连梁的抗震受剪设计规定。

跨高比小于 2.5 时的连梁抗震受剪试验结果表明,采取不同的配筋方式,连梁达到所需延性时能承受的最大剪压比是不同的。本次修订给出了 3 种不同配筋形式连梁各自适应的剪压比限制条件以及相应的配筋计算公式和构造措施。各种配筋形式连梁发生破坏时其位移延性能够达到地震作用时对连梁的延性需求,设计时可根据连梁剪压比的适应条件选择施工更为简便的配筋形式和相应的设计方法。

11.7.11 为保证剪力墙的承载力和侧向稳定要求,给出了各种结构体系的剪力墙截面厚度规定。

端部无端柱或翼墙的剪力墙相对于端部有端柱或翼墙的剪力墙在正截面受力性能、变形能力以及侧向稳定上减弱很多,试验表明,极限位移将减小一倍,耗能能力降低 20%左右。因此,对一、二级抗震等级的墙端无端柱或翼墙的剪力墙底部加强部位的墙厚应加厚,取净高的 $1/12$ 。

11.7.12 为了提高剪力墙侧向稳定和受弯承载力,规定剪力墙厚度大于 140mm 时,应配置双排钢筋。

11.7.13 试验研究表明,水平分布钢筋配筋率不大于 0.075%的剪力墙,斜裂缝出现后,很快发生剪切破坏;配筋率为 0.1~0.28%的剪力墙,斜裂缝出现后不会立即发生剪切破坏。因此,根据试验研究,并参考国外有关规范的规定,按不同的结构体系和不同的抗震等级规定了水平和竖向分布钢筋的最小配筋率的限值。本

次修订，对低、多层混凝土结构（不大于 24m）中的剪力墙不再强制规定。

11.7.15~11.7.18 试验表明，剪力墙在周期反复荷载作用下的塑性变形能力，与截面纵向钢筋的配筋、端部边缘构件范围、端部边缘构件内纵向钢筋及箍筋的配置，以及截面形状、截面轴压比大小等因素有关，而墙肢的轴压比则是更重要的影响因素。当轴压比较小时，即使在墙端部不设边缘构件，剪力墙也具有较好的延性和耗能能力，而当轴压比超过一定值时，则剪力墙的延性和耗能能力降低。因此，对一、二、三级抗震等级的各种结构体系中的剪力墙，在塑性铰可能出现的底部加强部位，规定了在重力荷载代表值作用下的墙肢轴压比限值。

各种结构体系中的开洞剪力墙，在地震作用下，洞口连梁首先发生弯曲或剪切破坏，然后墙肢底部钢筋屈服，出现塑性铰转动，混凝土压碎。因此，规定了对一、二、三级抗震等级的底部加强部位及其以上一层，其剪力墙两端以及洞口两侧应设置边缘构件，并根据墙肢轴压比大小，分为约束边缘构件或构造边缘构件。

对各种结构体系中的一、二、三级抗震等级剪力墙的一般部位和四级抗震等级剪力墙，规定采用构造边缘构件。对框架-核心筒、筒中筒结构中的剪力墙底部加强部位，则应设置约束边缘构件。

采取上述构造措施的目的，是使一、二、三级墙肢在地震作用下，处于可能出现塑性铰的底部加强部位及其以上一层具有较好的延性和耗能能力，而剪力墙一般部位和四级抗震等级的剪力墙的塑性变形能力得到适当的改善。

11.7.19 剪力墙与楼面梁平面外连接时，在楼面梁端弯矩作用下，节点附近区域受力非常复杂：一方面需要承担楼面梁纵筋的局部拉拔力（局部作用），另一方面还需承受平面外弯矩引起的弯曲和扭转作用（宏观作用）。从国内近期有关的试验结果来看，即使楼面梁纵筋伸入剪力墙的直段长度大于 $0.4l_{aE}$ （按实际材料强度），试件仍然可能会发生“拉脱破坏”，这时剪力墙承受的平面外弯矩往往小于剪力墙本身的平面外抗弯承载力。“拉脱破坏”是一种有别于传统平面外受弯破坏的形态，只有首先保证了节点不发生拉脱破坏，才能充分发挥剪力墙抵抗平面外弯矩的能力。本规范将墙-梁平面外连接节点发生拉脱破坏时所能承担的最大平面外弯矩称为剪力墙的抗拉脱承载力。

11.7.20 在墙-梁平面外连接节点处，宏观作用传递的弯矩分为两部分：一部分为直接传递弯矩，由节点处一定范围内的竖向受弯条带直接承担；另一部分为间接

传递弯矩，由节点处一定高度范围内的水平受扭条带间接承担。受弯条带承担节点外弯矩的比例定义为受弯传递比例 γ_f 。

宏观和局部作用所引起的剪力都可能在各自受力最不利处引起混凝土开裂，随着受力增大，这些裂缝会相互交叉，最终形成拉脱破坏面，导致墙体的拉脱破坏。因此，应考虑节点宏观受力和局部受力两部分作用的相互影响，即在拉脱破坏面上同时考虑弯曲引起的剪力 V_f 、扭转引起的剪力 V_{v1} 和梁纵筋拉拔力产生的剪力 V_b 的共同作用，整个拉脱破坏截面上作用的总剪力 $V = V_f + V_{v1} + V_b$ 。

抗拉脱验算的拉脱破坏临界截面取为锥体破坏范围的最不利截面。当临界截面平均剪应力满足下列要求时，可避免节点发生拉脱破坏：

$$\tau = V / A_b \leq f_t'$$

根据上式便可推导出剪力墙平面外抗拉脱承载力计算公式(11.7.20-1)。

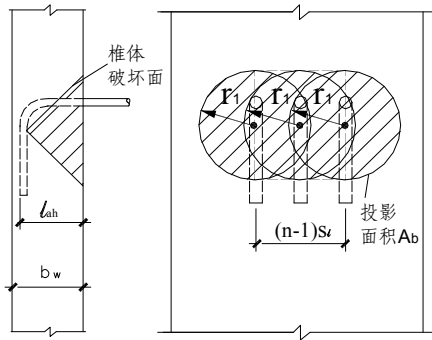


图 11.1-1 弯锚钢筋局部受力投影面积

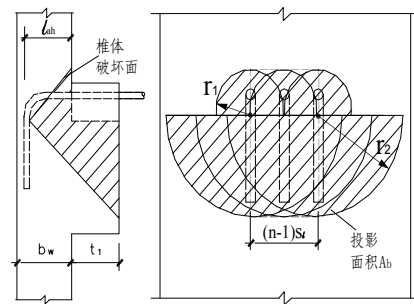


图 11.1-2 带明梁节点中弯锚钢筋局部受力投影面积

如图 11.1 所示，当楼面梁纵筋锚入墙的直段长度 l_{ah} 不小于 0.85 倍纵筋水平方向中心间距 s_r 时， A_b 可按以下简化方法计算：

1) 未设置明梁的节点 $A_b = 2(n-1)s_r r_1 + \pi r_1^2$

其中，投影面圆半径 $r_1 = l_{ah} - d$ ， n 为钢筋数量， d 为楼面梁纵筋直径。

2) 设置明梁的节点 $A_b = (n-1)s_r(r_1 + r_2) + \frac{1}{2}\pi(r_1^2 + r_2^2)$

式中， $r_1 = l_{ah} - d$ ， $r_2 = r_1 + t_1$ 。

根据式(11.7.20-1)还可进一步推导出不需要验算抗拉脱破坏承载力的纵筋锚固的最小直段长度公式(11.7.19)。

11.7.22 设置明梁后，墙肢承担的平面外弯矩沿墙长分布明显比无明梁时均匀，故暗柱宽度也相应增加。暗柱直接传递的弯矩为 $\gamma_f M_b$ 。

试验和有限元分析表明,平面外弯矩所产生的墙肢上剪力并非按弯矩传递比例进行分配。墙肢截面剪应力较大值集中在略大于梁宽的范围,可以偏安全地认为暗柱全部截面剪力。当需计算配置暗柱抗剪箍筋时,箍筋肢间距不宜大于墙厚。

11.7.23 设置暗梁或明梁能提高抗扭条带的抗扭承载力,可在一定程度上增强墙肢抵抗平面外弯矩的能力。理想状态下,当构造措施完全承担了所有由宏观弯矩传递产生的弯扭作用时,节点拉脱计算临界截面则仅承担节点局部梁纵筋拉力作用产生的截面剪力 V_b ,此时的节点抗拉脱承载力即为 $\gamma_w M_{bwu}$,但实际上,不论采用何种构造措施都不能完全消除混凝土本身所受剪力,因此,梁-墙平面外连接节点所能承担的平面外弯矩应小于 $\gamma_w M_{bwu}$,根据试算后发现,对于梁纵筋采用弯钩锚固的节点,抗拉脱承载力极限值约为 $0.8\gamma_w M_{bwu}$ 。

分析表明,暗梁和明梁截面的剪应力有明显区别。暗梁由于全部置于墙内,梁上荷载直接承压在墙上,暗梁截面上仅存在由扭转作用产生的剪应力,其剪应力分布与纯扭构件类似,基本沿截面中心对称分布;而明梁仅局部置于墙内,明梁突出于墙面部分需要承担部分梁上荷载,并将这部分作用传递至墙内,明梁截面剪应力呈明显的不对称分布形态,明梁截面中突出墙部分的剪应力大于墙内部分。

暗梁可按纯扭构件计算配置抗扭钢筋。而明梁的局部受扭和受剪非常复杂,其受扭承载力计算可近似分两步来进行。首先按纯扭构件计算明梁的抗扭纵筋和箍筋,然后考虑楼面梁梁端剪力的集中作用计算附加箍筋。因增设附加箍筋后,明梁突出墙外部分的抗扭钢筋配筋强度比值将有所减小,为避免明梁斜裂缝过宽而发生明梁过早破坏,应相应增加明梁突出墙外部分的抗扭纵筋面积。

11.8 预应力混凝土结构构件

11.8.1 多年来的抗震性能研究以及震害的调查证明,预应力混凝土结构只要设计得当,仍可获得较好的抗震性能。重视概念设计、采用部分预应力、选择合理的预应力强度比和构造、采取保证延性的措施、精心施工,预应力混凝土结构就可以在地震区使用。因此,增加了预应力混凝土结构构件的抗震设计内容。考虑到9度设防烈度地区地震反应强烈,对预应力混凝土结构的使用应慎重对待。故当9度地震区需要采用预应力混凝土结构时,应专门进行试验或分析研究,采取保

证结构具有必要延性的有效措施。

11.8.2 抗震设计时,预应力混凝土结构应具有和钢筋混凝土结构相同的延性,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、预应力筋的锚固粘结先于构件破坏,以保证混凝土结构的基本抗震性能。

11.8.5 框架梁是框架结构的主要承重构件之一,应保证其必要的承载力和延性。试验表明,在预应力混凝土框架梁中采用配置一定数量钢筋的混合配筋方式,对改善裂缝分布,提高承载力和延性的作用是明显的。因此,抗震设计的框架梁宜采用后张有粘结预应力,且应配置一定数量的钢筋。

为保证预应力混凝土框架梁的延性要求,当允许配置受压钢筋平衡部分纵向受拉钢筋以减小混凝土受压区高度时,试验研究表明,应对梁的混凝土截面相对受压区高度和纵向受拉钢筋配筋率作一定的限制。在部分预应力混凝土构件中,由于预应力筋强度高、配筋率相对较低,截面配筋不至过于拥挤;但预应力筋预埋管道对施工有不利影响。综合上述情况,对纵向受拉钢筋折算配筋率可比钢筋混凝土适当放宽,并按不同强度类别钢筋,给出不同的折算配筋率限值。

采用有粘结预应力筋和非预应力钢筋混合配筋的部分预应力混凝土是提高结构抗震耗能的有效途径之一。预应力强度比 λ_p 的选择要结合工程具体条件,全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段看,该比值大一些好;从抗震角度,其值不宜过大。为使梁的抗震性能与使用性能较为协调,按工程经验不再区别预应力混凝土框架的抗震等级,统一规定 λ_p 不宜大于0.75。本条要求是在相对受压区高度、配箍率、钢筋面积 A_s 、 A_s 等得到满足的情况下得出的。

梁端箍筋加密区内,梁下部纵向钢筋和上部钢筋的截面面积应符合一定的比例关系,其理由同非预应力混凝土框架梁。本条给出的规定,参考了已有的试验研究和本规范有关钢筋混凝土框架梁的要求。

11.8.6 根据我国地震区板柱结构的设计、施工经验及震害调查结果,在8度设防地区采用预应力多层板柱结构,当增设剪力墙后,其吸收地震剪力的效果显著。因此,本条要求板柱结构用于多层及高层建筑时,原则上应采用抗侧力刚度较大的板柱-剪力墙结构。

考虑到在6度、7度抗震设防烈度区建造多层板柱结构的需要,为了加强其抗震能力,本规范增加了板柱-框架结构,并根据工程实践经验和科研成果,做出了抗震设计要求。

11.9 板柱节点

11.9.1~11.9.4 板柱-剪力墙结构、板柱-框架结构适用的最大高度、抗震等级及受冲切承载力抗震调整系数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定执行。根据分析研究及工程实践经验，对一级、二级及三级抗震等级板柱节点，分别给出由地震作用组合所产生不平衡弯矩的增大系数，以及板柱节点配置抗冲切钢筋如箍筋、抗剪锚栓等受冲切承载力计算方法。对板柱-框架结构及板柱-剪力墙结构，除在板柱节点处的板中配置抗冲切钢筋外，也可采用增加板厚、增加结构侧向刚度来减小层间位移角等措施，以避免板柱节点发生冲切破坏。

关于柱帽可否在地震区应用，目前尚存在不同看法。国外有试验及分析研究认为，按抵抗竖向冲切荷载设计的柱帽较小，在地震荷载作用下，较大的不平衡弯矩将在柱帽附近产生反向的冲切裂缝。因此，按竖向冲切荷载设计的小柱帽或平托板不宜在地震区采用。第 11.9.2 条给出了平托板或柱帽按抗震设计的边长要求。

11.9.5 本条强调在板柱的柱上板带中宜设置暗梁以及暗梁的配筋构造要求。为了有效地传递不平衡弯矩，板柱结构的节点除满足受冲切承载力要求外，其连接构造亦十分重要，设计中应给予充分重视。

11.9.6 公式（11.9.6）是为了防止在极限状态下楼板从柱上脱落，要求两个方向贯通柱截面的后张预应力筋及板底钢筋受拉承载力之和不小于该层柱承担的竖向荷载。对于边柱和角柱，贯通钢筋在柱截面对边弯折锚固时，取其截面的一半计算。

附录 A 钢筋的公称直径、计算截面面积及理论重量

表 A.1 钢筋的公称直径是由当量线密度的理论重量计算而得的。光面钢筋的计算截面面积与承载受力面积相同；而带肋钢筋承载受力的面积小于按理论重量计算的截面面积，基圆面积率约为 0.94 左右。

表 A.2 钢绞线取其外接圆直径作为公称直径，故其计算截面面积及理论重量不能由公称直径算得，且与其捻距与捻绞的松紧程度有关。本表所列的计算截面面积及理论重量得自钢绞线的产品标准。工程应用中有必要时，可根据实测确定。

表 A.3 钢丝公称直径、计算截面面积及理论重量之间的关系与钢筋相似，但基圆面积率较大，约为 0.97 左右。

附录 B 近似计算偏压构件侧移二阶效应的增大系数法

B.0.1 因结构侧移在偏压构件中产生的 $P-\Delta$ 效应计算属于结构分析的内容。随着计算机技术的发展,在进行混凝土结构分析时直接求得包括结构侧移产生的 $P-\Delta$ 效应在内的结构内力和变形已经成为现实。但考虑到在实际工程中某些情况下,仍有部分设计人员希望通过手算得到结构中个别或部分受压构件的 $P-\Delta$ 效应,为此本附录给出了考虑结构侧移的 $P-\Delta$ 效应近似实用计算方法——增大系数法。

经过大量的对不同结构形式 $P-\Delta$ 效应的非线性分析研究,在修订后的 $P-\Delta$ 近似计算方法中,首先对增大系数 η_s 统乘 $(M_v + M_d)$ 的不准确概念进行了修正,即 $P-\Delta$ 效应只增大引起结构侧移的杆端弯矩,而不增大不引起结构侧移的杆端弯矩;另外对 02 版规范的 $\eta-l_0$ 法进行了改进,并对其应用范围作了调整;同时增加了剪力墙结构、框架-剪力墙结构及筒体结构考虑 $P-\Delta$ 效应的相关内容,给出了适应各种不同结构形式的 $P-\Delta$ 效应增大系数计算方法。

B.0.2 针对 02 版规范 $\eta-l_0$ 法用于计算框架结构 $P-\Delta$ 效应时不能满足“层效应”的问题,修订组对 02 版规范 $\eta-l_0$ 法进行了改进。曾提出适应“层效应”的框架结构 $\eta-l_0$ 计算方法,但考虑到用于手算时仍显复杂,故本次修订不再保留计算框架结构 $P-\Delta$ 效应的 $\eta-l_0$ 法。对框架结构 $P-\Delta$ 效应计算,采用了本条的层增大系数法。

应用本条层增大系数法计算框架结构 $P-\Delta$ 效应需注意的问题是,在计算内力和位移的二阶效应增大系数 η_{sv} 时,要考虑结构构件所处的受力状态。应分别取用与状态相对应的梁、柱刚度值,即当计算弯矩增大系数时,应考虑构件开裂甚至部分构件截面进入屈服状态的影响,截面弹性抗弯刚度应乘以相应的折减系数;当计算位移增大系数时,可不考虑构件开裂,截面抗弯刚度可取弹性刚度。

B.0.3 本条为本次修订新增的针对剪力墙结构、框架-剪力墙结构以及筒体结构计算 $P-\Delta$ 效应的整体增大系数法。对联肢剪力墙结构、框架-剪力墙结构等具有剪-弯型层间变形特征结构作如下假定:(1)当水平荷载沿建筑物的分布规律在

一定幅度内变化时，结构的侧向位移曲线的形状并无过于明显的变化；（2）当 $P-\Delta$ 效应导致结构的侧向变形增大时，可以认为结构的顶点位移增长始终与结构底截面的倾覆力矩成比例增长。根据以上两项假定，利用 $P-\Delta$ 效应迭代，可以导出结构各层层间位移和结构各(包括剪力墙部分和框架部分)弯矩受 $P-\Delta$ 效应影响统一增大的系数 η_s 。

与 B.0.2 相同，应用整体增大系数法计算剪力墙结构、框架-剪力墙结构与筒体结构 $P-\Delta$ 效应时，对内力和位移的增大系数 η_s 计算要考虑结构构件处于不同的受力状态，应按本规范第 5.3.2 条的规定取用与受力状态相对应的构件刚度值计算结构的等效侧向刚度，从而计算出各自对应的增大系数 η_s 。

考虑到在联肢墙或壁式框架中，因墙肢组合弯矩在总倾覆力矩中已占有有一定比重，从而使左、右墙肢轴力发生相应变化，即在左、右墙肢中的 $P-\Delta$ 效应的附加弯矩产生明显差别，其弯矩增大系数也各不相同，公式 (B.0.3-4) 中用系数 k 来反映轴力变化对墙肢中的 $P-\Delta$ 效应的影响。

B.0.4 由于没有对排架结构二阶效应作进一步深入的研究工作，考虑二阶效应排架结构的计算方法基本维持 02 版规范不变。由于作用在排架结构上的绝大多数荷载都会引起排架的侧移，因此可以用 $P-\Delta$ 效应增大系数 η_s 统乘引起排架侧移荷载产生的端弯矩 M_s 与不引起排架侧移荷载产生的端弯矩 M_{ns} 之和：

$$M = \eta_s (M_{ns} + M_s)$$

这样得到的考虑 $P-\Delta$ 效应的排架柱控制截面弯矩不会有多大的误差。

本次修订规范，增加了 500MPa 钢筋，考虑到配置不同强度等级的钢筋具有不同的截面极限曲率，因此在 $P-\Delta$ 效应增大系数 η_s 公式中采用系数 κ 来反映不同级别钢筋的影响。由于引起排架结构侧移的主要荷载多数是可变荷载，故对

$$\kappa = \frac{\pi^2}{\left(\frac{h}{h_0}\right)^2 (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$

计算公式中混凝土的极限压应变 ε_{cu} 不乘以 1.25 长期荷载影响

系数。

与 02 版规范 η_s 计算公式的另一不同之处在于取消了 ζ_2 。 ζ_2 原本是构件长细

比对截面曲率的影响系数。它是考虑当构件长细比较大时，在最大弯矩截面的曲率未达到极限曲率时构件可能发生失稳破坏而对截面曲率采取折减的处理方法。但从结果来看，当长细比较大时本应采用更大的 η_s 来抵御可能发生失稳破坏，而02版规范公式的 ζ_2 却降低了 η_s ，从而使构件的配筋减小，因此本次修订公式中取消了 ζ_2 。

B.0.5 当采用本附录的简化计算方法考虑 $P-\Delta$ 效应增大杆端弯矩并用于截面设计时，属于承载力极限状态问题，因此计算 η_s 时，对结构构件应取用与其相对应的刚度。与02规范相同，对钢筋混凝土结框架梁（包括剪力墙洞口连梁）、框架柱、剪力墙肢分别取用统一的刚度折减系数对其弹性刚度进行折减，反映不同类型构件在承载力极限状态下的刚度水平。当计算 $P-\Delta$ 效应增大结构位移时，考虑与我国规范目前计算结构位移所取用的刚度水平一致，对 η_s 中结构构件的弹性刚度不进行折减。

附录 C 钢筋、混凝土本构关系与混凝土多轴强度准则

本附录的内容与原规范附录 C 基本相同，但在混凝土的一维本构关系中引入了损伤概念，并新增了混凝土的二维本构关系。本附录用于混凝土结构的非线性分析和结构的承载力验算。

C.1 钢筋本构关系

C.1.1 根据多年数据统计，制定出了钢筋屈服强度和抗拉强度变异系数的取值用表，表 C.1.1 中数值为热轧带肋钢筋的统计数据。

C.1.2 钢筋单调加载曲线采用由双直线段加抛物线段三部分组成本构曲线形式。

C.1.3 新增了钢筋在反复荷载作用下的本构关系曲线，建议钢筋卸载曲线为直线，并给出了钢筋反向再加载曲线的表达式。

C.2 混凝土本构关系

C.2.1 现有混凝土的强度和应力-应变本构关系大都是基于正常环境下的短期试验结果。若结构混凝土的材料种类、环境和受力条件等与标准试验条件相差悬殊，则其强度和本构关系都将发生不同程度的变化。例如，采用轻混凝土或重混凝土、全级配或大骨料的大体积混凝土、龄期变化、高温、截面非均匀受力、荷载长期持续作用、快速加载或冲击荷载作用等情况，应自行试验测定，或参考有关文献作相应的修正。

C.2.2 混凝土单轴受拉的本构关系，原则上采用原规范附录 C 的基本表达式与建议参数。根据近期相关的研究工作，给出了与之等效的损伤本构关系表述，以便与二维本构关系相协调。

修订后的混凝土单轴受拉应力-应变曲线分作上升段和下降段，二者在峰值点处连续。在原规范基础上引入了混凝土单轴受拉损伤参数。与原规范附录相似，曲线方程中引入形状参数，可适合不同强度等级混凝土的曲线形状变化。

表 C.2.2-1 中的参数按以下公式计算取值：

$$\varepsilon_t = f_t^{*0.54} \times 65 \times 10^{-6}$$

$$\alpha_t = 0.312 f_t^{*2}$$

C.2.3 与单轴受拉相类似，混凝土单轴受压本构关系在本质上与原规范表达式等价。为与二维本构关系相一致，根据近期相关的研究工作在表述形式上做了调整，本质未变。

修订后的混凝土单轴受压应力-应变曲线也分为上升段和下降段，二者在峰值点处连续。与表 C.2.3 相应的参数计算式如下：

$$\varepsilon_c = (700 + 172\sqrt{f_c^*}) \times 10^{-6}$$

$$\alpha_a = 2.4 - 0.0125f_c^*$$

$$\alpha_d = 0.157f_c^{*0.785} - 0.905$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_c} = \frac{1}{2\alpha_d} (1 + 2\alpha_d + \sqrt{1 + 4\alpha_d})$$

钢筋混凝土结构中混凝土常受到横向和纵向应变梯度、箍筋约束作用、纵筋变形等因素的影响，其应力—应变关系与混凝土棱柱体轴心受压试验结果有差别。可根据构件或结构的力学性能试验结果对混凝土的抗压强度（ f_c^* ）、峰值压应变（ ε_c ）以及曲线形状参数（ α_a 、 α_d ）作适当修正。

C.2.4 新增了受压混凝土在重复荷载作用下的应力-应变本构曲线，以反映混凝土滞回、刚度退化及强度退化的特性。为简化表述，卸载段应力路径采用直线表达方式。

C.2.5 根据近期相关的研究工作，给出了混凝土二维本构关系的表达式，以为混凝土非线性有限元分析提供依据。该本构关系包括了卸载本构方程，实现了一维卸载的残余应变与二维卸载残余应变计算的统一。

C.3 钢筋-混凝土粘结本构关系

新增加钢筋与混凝土的粘结本构（粘结应力-滑移）关系，为结构的细部分析提供钢筋与混凝土粘结滑移的粘结键参数。由于影响粘结本构的因素众多，如混凝土的强度、级配，纵筋的直径、强度、变形指标、表面特征，箍筋的配置，侧向力的影响等参数的变化都会影响粘结本构，因此在具体应用时，在条件许可的情况下，在表达式的应用中建议采用试验参数。

C.3.1 给出了粘结状态良好情况下带肋钢筋与混凝土的粘结本构关系。粘结状态

良好是指钢筋在混凝土中尚未发生滑移破坏。

C.4 混凝土强度准则

C.4.1 采用线弹性方法进行分析的结构，在验算承载能力极限状态或正常使用极限状态时，混凝土的强度指标可按附录 C 取相应的一维、二维或三维的建议值。采用非线性方法进行结构分析时，混凝土的强度指标宜取为实测值或平均值。

根据多年的数据累积，给出了变异系数取值用表。表中数值为上世纪八十年代以现场搅拌为主的统计数据，括号内为近年以商品混凝土为主的统计数据。

C.4.2 混凝土的二轴强度包络图修订为由 4 条曲线连成的封闭曲线，以保证与试验结果更为接近。图中每条曲线中应力符号遵循“受拉为正、受压为负”的原则，根据其对应象限确定。为方便应用，根据近期相关的研究工作，给出了混凝土二维强度准则的分区表达式，这些表达式原则上也可以由前述混凝土本构关系给出。包络图由 4 条曲线组成，

为了方便应用，二轴强度可以根据表 C.4.2-1、表 C.4.2-2 和表 C.4.2-3 取值。

C.4.3 混凝土的三轴受拉应力状态在实际结构中极其罕见，试验数据也极少。取 $f_1 = 0.9f_t^*$ ，约为试验平均值。

混凝土在三轴拉-拉-压和拉-压-压应力状态下，其三轴抗压强度 (f_3 ，图 C.4.3-1) 略有变化。可按照附录 C 中表 C.4.3-1 取值。

混凝土三轴抗压强度 (f_3 ，图 C.4.3-2) 的取值显著低于试验值，且略低于一些国外设计规范做规定的值。又给出了最高强度 ($5f_c^*$) 的限制，用于承载力验算可确保结构安全。混凝土的三轴抗压强度可按照附录 C 中表 C.4.3-2 取值，也可以按照下列公式计算：

$$\frac{-f_3}{f_c^*} = 1.2 + 33 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^{1.8}$$

附录 D 素混凝土结构构件计算

本附录的内容与 02 版规范附录 A 完全相同。

附录 E 正截面承载力的简化计算

E.1 一般规定

E.1.1 构件达到界限破坏是指正截面上受拉钢筋屈服与受压区混凝土破坏同时发生时的破坏状态。对应于这一破坏状态，受压边混凝土应变达到 ε_{cu} ；对配置有屈服点钢筋的钢筋混凝土构件，纵向受拉钢筋的应变取 f_y/E_s 。界限受压区高度 x_b 与界限中和轴高度 x_{nb} 的比值为 β_1 ，根据平截面假定，可得截面相对界限受压区高度 ξ_b 的公式(E.1.1-1)。

对配置无屈服点钢筋的钢筋混凝土构件或预应力混凝土构件，根据条件屈服点的定义，应考虑0.2%的残余应变，普通钢筋取 $(f_y/E_s + 0.002)$ 、预应力钢筋应变取 $[(f_{py} - \sigma_{p0})/E_s + 0.002]$ 。根据平截面假定，可得公式(E.1.1-2)和公式(E.1.1-3)。

无屈服点的普通钢筋通常是指细规格的带肋钢筋，无屈服点的特性主要取决于钢筋的轧制工艺。在钢筋标准中，有屈服点钢筋的屈服强度以 σ_s 表示，无屈服点钢筋的屈服强度以 $\sigma_{p0.2}$ 表示。

E.1.2 钢筋应力 σ_s 的计算公式，是以混凝土达到极限压应变 ε_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态标志而给出的。

按平截面假定可写出截面任意位置处的普通钢筋应力 σ_{s_i} 的计算公式(E.1.2-1)和预应力钢筋应力 σ_{p_i} 的计算公式(E.1.2-2)。

为了简化计算，根据我国大量的试验资料及计算分析表明，小偏心受压情况下实测受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s 与 ξ 接近直线关系。考虑到 $\xi = \xi_b$ 及 $\xi = \beta_1$ 作为界限条件，取 σ_s 与 ξ 之间为线性关系，就可得到公式(E.1.2-3)、(E.1.2-4)。

按上述线性关系式，在求解正截面承载力时，一般情况下为二次方程。

分析表明，当用 β_1 代替02版规范公式中的系数0.8后，计算钢筋应力的近似公式，对高强混凝土引起的误差与普通混凝土大致相当。

E.1.3 在承载力计算中，可采用合适的压应力图形，只要在承载力计算上能与可靠的试验结果基本符合。为简化计算，本规范采用了等效矩形压应力图形，此时，矩形应力图的应力取 f_c 乘以系数 α_1 ，矩形应力图的高度可取等于按平截面假定所

确定的中和轴高度 x_n 乘以系数 β_1 。对中低强混凝土，当 $r=2$ ， $\varepsilon_0 = 0.002$ ， $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ 时， $\alpha_1 = 0.969$ ， $\beta_1 = 0.824$ ；为简化计算，取 $\alpha_1 = 1.0$ ， $\beta_1 = 0.8$ 。对高强混凝土，用随混凝土强度提高而逐渐降低的系数 α_1 、 β_1 值来反映高强混凝土的特点，这种处理方法能适应混凝土强度进一步提高的要求，也是多数国家规范采用的处理方法。上述的简化计算与试验结果对比大体接近。应当指出，将上述简化计算的规定用于三角形截面、圆形截面的受压区，会带来一定的误差。

E.2 正截面受弯承载力计算

E.2.1~E.2.6 保留了 02 版规范规定的实用计算方法。

E.3 正截面受压承载力计算

E.3.1 保留了 02 版规范的规定。为保持与偏心受压构件正截面承载力计算具有相近的可靠度，在正文公式(E.3.1)右端乘以系数 0.9。

当需用公式计算 φ 值时，对矩形截面也可近似用 $\varphi = \left[1 + 0.002 \left(\frac{l_0}{b} - 8 \right)^2 \right]^{-1}$ 代替查表取值。当 l_0/b 不超过 40 时，公式计算值与表列数值误差不致超过 3.5%。对任意截面可取 $b = \sqrt{12}i$ ，对圆形截面可取 $b = \sqrt{3}d/2$ 。

E.3.2 保留了 02 版规范的规定，并根据国内外的试验结果，当混凝土强度等级大于 C50 时，间接钢筋对承载力的影响系数 α 将会降低，为此，在 $50\text{N/mm}^2 < f_{cu,k} \leq 80\text{N/mm}^2$ 范围内，给出降低了的 α 值。基于与第 E.3.1 条相同的理由，在公式(E.3.2-1)右端乘以系数 0.9。

E.3.3 矩形截面偏心受压构件

1 对非对称配筋的小偏心受压构件，当偏心距很小时，为了防止 A_s 产生受压破坏，尚应按公式(E.3.3-5)进行验算，此处，不考虑偏心距增大系数，并引进了初始偏心距 $e_i = e_0 - e_a$ ，这是考虑了不利方向的附加偏心距。计算表明，只有当 $N > f_c b h_0$ 时，钢筋 A_s 的配筋率才有可能大于最小配筋率的规定。

2 对称配筋小偏心受压的钢筋混凝土构件近似计算方法

当应用偏心受压构件的基本公式(E.3.3-1)、(E.3.3-2)及公式(E.1.2-1)求解对称

配筋小偏心受压构件承载力时, 将出现 ξ 的三次方程。第 E.3.3 条第 4 款的简化公式是取 $\xi\left(1-\frac{1}{2}\xi\right)\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-\beta_1}\approx 0.43\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-\beta_1}$, 使求解 ξ 的方程降为一次方程, 便于直接求得小偏压构件所需的配筋面积。

同理, 上述简化方法也可扩展用于 T 形和 I 形截面的构件。

E.3.4 给出了 I 形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算公式, 对 T 形、倒 T 形截面则可按条注的规定进行计算; 同时, 对非对称配筋的小偏心受压构件, 给出了验算公式及其适用的近似条件。

E.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋(沿截面腹部配置等直径、等间距的纵向受力钢筋)的矩形、T 形或 I 形截面偏心受压构件, 其正截面承载力可根据第 7.1.2 条中一般计算方法的基本假定列出平衡方程进行计算。但由于计算公式较繁, 不便于设计应用。为此, 作了必要的简化, 给出了公式(E.3.5-1) 至公式(E.3.5-4)。

根据第 6.2.1 条的基本假定, 对均匀配筋的钢筋应变到达屈服的纤维距中和轴的距离为 $\beta\xi h_0/\beta_1$, 此处, $\beta=f_{yw}/(E_s\varepsilon_{cu})$ 。分析表明, 对常用的钢筋 β 值变化幅度不大, 而且对均匀配筋的内力影响很小。因此, 将按平截面假定写出的均匀配筋内力 N_{sw} 、 M_{sw} 的表达式分别用直线及二次曲线近似拟合, 即给出公式(E.3.5-3)、公式(E.3.5-4)两个简化公式。

计算分析表明, 对两对边集中配筋与腹部均匀配筋呈一定比例的条件下, 与按一般方法精确计算的结果相比误差不大, 并可使计算工作量得到很大简化。

E.3.6~E.3.7 环形及圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算。

均匀配筋的环形、圆形截面的偏心受压构件, 其正截面承载力计算可采用第 6.2.1 条的基本假定列出平衡方程进行计算, 但计算过于繁琐, 不便于设计应用。公式(E.3.6-1)至公式(E.3.6-6)及公式(E.3.7-1)至公式(E.3.7-4)是将沿截面梯形应力分布的受压及受拉钢筋应力简化为等效矩形应力图, 其相对钢筋面积分别为 α 及 α_1 , 在计算时, 不需判断大小偏心情况, 简化公式与精确解误差不大。对环形截面, 当 α 较小时实际受压区为环内弓形面积, 简化公式可能会低估了截面承载力, 此时可按圆形截面公式计算。

E.3.8 本条对对称双向偏心受压构件正截面承载力的计算作了规定:

1 当按本规范附录 F 的一般方法计算时, 本条规定了分别按 x 、 y 轴计算 e_x 和 e_y 的公式; 有可靠试验依据时, 也可采用更合理的其它公式计算。

2 给出了双向偏心受压的倪克勤公式，并指明了两种配筋形式的计算原则。

E.4 正截面受拉承载力计算

E.4.1~E.4.4 保留了 02 版规范的相应条文。

对沿截面高度或周边均匀配置的矩形、T 形或 I 形截面以及环形和圆形截面，其正截面承载力基本符合 $\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{M_u} = 1$ 的变化规律，且略偏于安全；此公式改写后即为公式(E.4.4)，试验表明，它也适用于对称配筋矩形截面钢筋混凝土双向偏心受拉构件。

附录 F 板柱节点计算用等效集中反力设计值

F.0.1 在垂直荷载、水平荷载作用下，板柱结构节点传递不平衡弯矩时，其等效集中反力设计值由两部分组成：

1 由柱所承受的轴向压力设计值减去柱顶冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值，即 F_7 ；

2 由节点受剪传递不平衡弯矩而在临界截面上产生的最大剪应力经折算而得的附加集中反力设计值，即 $\tau_{\max} u_m h_0$ 。

本条的公式(F.0.1-1)、公式(F.0.1-3)、公式(F.0.1-5)就是根据上述方法给出的。

竖向荷载、水平荷载引起临界截面周长重心处的不平衡弯矩，可由柱截面重心处的不平衡弯矩与 F_7 对临界截面周长重心轴取矩之和确定。本条的公式(F.0.1-2)、公式(F.0.1-4)就是按此原则给出的；在应用上述公式中应注意两个弯矩的作用方向，当两者相同时，应取加号，当两者相反时，应取减号。

F.0.2~F.0.3 条文中提供了图 F.0.1 所示的中柱、边柱和角柱处临界截面的几何参数计算公式。这些参数是按《无粘结预应力混凝土结构技术规程》的规定给出的，其中对类似惯性矩的计算公式中，忽略了 h_0^3 项的影响，即在公式 (F.0.2-1)、公式 (F.0.2-5) 中略去了 $a_t h_0^3 / 6$ 项；在公式 (F.0.2-10)、公式 (F.0.2-14) 中略去了 $a_t h_0^3 / 12$ 项，这表示忽略了临界截面上水平剪应力的作用，对通常的板柱结构的板厚而言，这样近似处理是可以的。

F.0.4 当边柱、角柱部位有悬臂板时，在受冲切承载力计算中，可能是按图 F.0.1 所示的临界截面周长，也可能是如中柱的冲切破坏而形成的临界截面周长，应通过计算比较，以取其不利者作为设计计算的依据。

附录 G 深受弯构件

G.0.1 对于深梁的内力分析，简支深梁与一般梁相同，但连续深梁的内力值及其沿跨度的分布规律与一般连续梁不同。其跨中正弯矩比一般连续梁偏大，支座负弯矩偏小，且随跨高比和跨数而变化。在工程设计中，连续深梁的内力应由二维弹性分析确定，且不宜考虑内力重分布。具体内力值可采用弹性有限元方法或查的根据二维弹性分析结果制作的连续深梁的内力表格确定。

G.0.2 深受弯构件的正截面受弯承载力计算采用内力臂表达式，该式在 $l_0/h=5.0$ 时能与一般梁计算公式衔接。试验表明，水平分布筋对受弯承载力的作用约占 10~30%。在正截面计算公式中忽略了这部分钢筋的作用。这样处理偏安全。

G.0.3 本条给出了适用于 $l_0/h < 5.0$ 的全部深受弯构件的受剪截面控制条件。该条件在 $l_0/h=5$ 时与一般受弯构件受剪截面控制条件相衔接。

G.0.4 在深受弯构件受剪承载力计算公式中，混凝土项反映了随 l_0/h 的减小，剪切破坏模式由剪压型向斜压型过渡，混凝土项在受剪承载力中所占的比例增大。而竖向分布筋和水平分布筋项则分别反映了从 $l_0/h=5.0$ 时只有竖向分布筋（箍筋）参与受剪，过渡到 l_0/h 较小时只有水平分布筋能发挥有限受剪作用的变化规律。在 $l_0/h=5.0$ 时，该式与一般梁受剪承载力计算公式相衔接。

在主要承受集中荷载的深受弯构件的受剪承载力计算公式中，含有跨高比 l_0/h 和计算剪跨比 λ 两个参数。对于 $l_0/h \leq 2.0$ 的深梁，统一取 $\lambda = 0.25$ ；而 $l_0/h \geq 5.0$ 的一般受弯构件的剪跨比上、下限值则分别为 3.0、1.5。为了使深梁、短梁、一般梁的受剪承载力计算公式连续过渡，本条给出了深受弯构在 $2.0 < l_0/h < 5.0$ 时 λ 上、下限值的线性过渡规律。

应注意的是，由于深梁中水平及竖向分布钢筋对受剪承载力的作用有限，当深梁受剪承载力不足时，应主要通过调整截面尺寸或提高混凝土强度等级来满足受剪承载力要求。

G.0.5 试验表明，随着跨高比的减小，深梁斜截面抗裂能力有一定提高。为了简化计算，本条给出了防止深梁出现斜裂缝的验算条件，这是按试验结果偏下限给出的，并作了合理的放宽。当满足本条公式的要求时，可不再进行受剪承载力

计算。

G.0.6 深梁支座的支承面和深梁顶集中荷载作用面的混凝土都有发生局部受压破坏的可能性，应进行局部受压承载力验算，在必要时还应配置间接钢筋。按本规范第 **G.0.7** 条的规定，将支承深梁的柱伸到深梁顶能有效降低支座传力面发生局部受压破坏的可能性。

G.0.7 为了保证深梁平面外稳定性，本条对深梁的高厚比（ h/b ）或跨厚比（ l_0/b ）作了限制。此外，简支深梁在顶部、连续深梁在顶部和底部应尽可能与其它水平刚度较大的构件（如楼盖）相连接，以进一步加强其平面外稳定性。

G.0.8 在弹性受力阶段，连续深梁支座截面中的正应力分布规律随深梁的跨高比变化，由此确定深梁的配筋分布。

当 $l_0/h > 1.5$ 时，支座截面受压区约在梁底以上 $0.2h$ 的高度范围内，再向上为拉应力区，最大拉应力位于梁顶；随着 l_0/h 的减小，最大拉应力下移；到 $l_0/h = 1.0$ 时，较大拉应力位于从梁底算起 $0.2h$ 到 $0.6h$ 的范围内，梁顶拉应力相对偏小。达到承载力极限状态时，支座截面因开裂导致的应力重分布使深梁支座截面上部钢筋拉力增大。

本条的图示给出了支座截面负弯矩受拉钢筋沿截面高度的分区布置规定，比较符合正常使用极限状态支座截面的受力特点。水平钢筋数量的这种分区布置规定，虽未充分反映承载力极限状态下的受力特点，但更有利于正常使用极限状态下支座截面的裂缝控制，同时也不影响深梁在承载力极限状态下的安全性。

本条保留了从梁底算起 $0.2h \sim 0.6h$ 范围内水平钢筋最低用量的控制条件，以减少支座截面在这一高度范围内过早开裂的可能性。

G.0.9 深梁在垂直裂缝以及斜裂缝出现后将形成拉杆拱的传力机制，此时下部受拉钢筋直到支座附近仍拉力较大，应在支座中妥善锚固。鉴于在“拱肋”压力的协同作用下，钢筋锚固端的竖向弯钩很可能引起深梁支座区沿深梁中面的劈裂，故钢筋锚固端的弯折建议改为平放，并按弯折 180° 的方式锚固。

G.0.10 试验表明，当仅配有两层钢筋网，而网与网之间未设拉筋时，由于钢筋网在深梁平面外的变形未受到专门约束，当拉杆拱拱肋内斜向压力较大时，有可能发生沿深梁中面劈开的侧向劈裂型斜压破坏。故应在双排钢筋网之间配置拉筋。而且，在本规范图 G.0.8-1 和图 G.0.8-2 深梁支座附近由虚线标示的范围内应适当增配拉筋。

G.0.11 深梁下部作用有集中荷载或均布荷载时，吊筋的受拉能力不宜充分利用，其目的是为了控制悬吊作用引起的裂缝宽度。当作用在深梁下部的集中荷载的计算剪跨比 $\lambda > 0.7$ 时，按第 9.2.11 条规定设置的吊筋和按本规范第 G.0.12 条规定设置的竖向分布钢筋仍不能完全防止斜拉型剪切破坏的发生，故应在剪跨内适度增大竖向分布钢筋的数量。

G.0.12 深梁的水平和竖向分布钢筋对受剪承载力所起的作用虽然有限，但能限制斜裂缝的开展。当分布钢筋采用较小直径和较小间距时，这种作用就越发明显。此外，分布钢筋对控制深梁中温度、收缩裂缝的出现也起作用。本条给出的分布钢筋最小配筋率是构造要求的最低数量，设计者应根据具体情况合理选择分布筋的配置数量。

G.0.13 本条给出了对介于深梁和浅梁之间的“短梁”的一般性构造规定。

附录 H 无支撑叠合梁板

H.0.1 本条给出“二阶段受力叠合式受弯构件”在叠合层混凝土达到设计强度前的第一阶段和达到设计强度后的第二阶段所应考虑荷载。在第二阶段，因为当叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载，且其产生的荷载效应可能超过使用阶段可变荷载产生的荷载效应，故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

H.0.2 本条给出了预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力的计算方法。当预制构件高度与叠合构件高度之比 h_1/h 较小时，预制构件正截面受弯承载力计算中可能出现 $\xi > \xi_b$ 的情况，此时纵向受拉钢筋的强度 f_y 、 f_{py} 应该用应力值 σ_s 、 σ_p 代替。 σ_s 、 σ_p 应按本规范第 6.1 节计算，也可取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

H.0.3 由于二阶段受力叠合梁的斜截面受剪承载力试验研究尚不够充分，本规范规定叠合梁斜截面受剪承载力仍按普通钢筋混凝土梁受剪承载力公式计算。在预应力混凝土叠合梁中，由于预应力效应只影响预制构件，故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。在受剪承载力计算中，混凝土强度偏安全地取预制梁与叠合层中的较低者；同时，受剪承载力应不低于预制梁的受剪承载力。

H.0.4 叠合构件叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载能力极限状态。叠合面受剪承载力计算公式是以剪摩擦传力模型为基础，根据叠合构件试验结果和剪摩擦试件试验结果给出的。叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算和叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本规范用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度等级挂钩，这与国外规范的处理手法类似。

H.0.5~H.0.6 叠合式受弯构件经受施工阶段和使用阶段的不同受力状态，故预应力混凝土叠合式受弯构件的抗裂要求应分别对预制构件和叠合构件进行抗裂验算。验算要求其受拉边缘的混凝土应力不大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值。由于预制构件和叠合层可能选用强度等级不同的混凝土，故在正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算中应按折算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩、惯性矩和面积矩。

H.0.7 由于叠合构件在施工阶段先以截面高度小的预制构件承担该阶段全部荷载,使得受拉钢筋中的应力比假定用叠合构件全截面承担同样荷载时大。这一现象通常称为“受拉钢筋应力超前”。

当叠合层混凝土达到强度从而形成叠合构件后,整个截面在使用阶段荷载作用下除去在受拉钢筋中产生应力增量和在受压区混凝土中首次产生压应力外,还会由于抵消预制构件受压区原有的压应力而在该部位形成附加拉力。该附加拉力虽然会在一定程度上减小受力钢筋中的应力超前现象,但仍使叠合构件与同样截面普通受弯构件相比钢筋拉应力及曲率偏大,并有可能使受拉钢筋在弯矩准永久值作用下过早达到屈服。这种情况在设计中应予以防止。

为此,根据试验结果给出了公式计算的受拉钢筋应力控制条件。该条件属叠合式受弯构件正常使用极限状态的附加验算条件。该验算条件与裂缝宽度控制条件和变形控制条件不能相互取代。

由于钢筋混凝土构件采用荷载效应的准永久组合,计算公式作了局部调整。

H.0.8 以普通钢筋混凝土受弯构件裂缝宽度计算公式为基础,结合二阶段受力叠合式受弯构件的特点,经局部调整,提出了用于钢筋混凝土叠合式受弯构件的裂缝宽度计算公式。其中考虑到若第一阶段预制构件所受荷载相对较小,受拉区弯曲裂缝在第一阶段不一定出齐;在随后由叠合截面承受 M_{2k} 时,由于叠合截面的 ρ_{te} 相对偏小,有可能使最终的裂缝间距偏大。因此当计算叠合式受弯构件的裂缝间距时,应对裂缝间距乘以扩大系数 1.05。这相当于将本规范公式(7.2.1)中的 α_{cr} 由普通钢筋混凝土梁的 1.9 增大到 2.0。此外,还要用 $\rho_{te1}\sigma_{s1k} + \rho_{te}\sigma_{s2k}$ 取代普通钢筋混凝土梁 ψ 计算公式中的 $\rho_{te}\sigma_{sk}$,以近似考虑叠合构件二阶段受力特点。

由于钢筋混凝土构件与预应力混凝土构件在计算正常使用极限状态后的裂缝宽度与挠度时,采用了不同的荷载效应组合,故分列公式表达裂缝宽度的计算。

H.0.9 叠合式受弯构件的挠度计算方法同前,本条给出了刚度 B 的计算方法。其考虑了二阶段受力的特征且按荷载效应准永久组合或标准组合并考虑荷载长期作用影响。该公式是在假定荷载对挠度的长期影响均发生在受力第二阶段的前提下,根据第一阶段和第二阶段的弯矩曲率关系导出的。

同样,由于钢筋混凝土构件与预应力混凝土构件在计算正常使用极限状态后的裂缝宽度与挠度时,采用了不同的荷载效应组合,故分列公式表达刚度的计算。

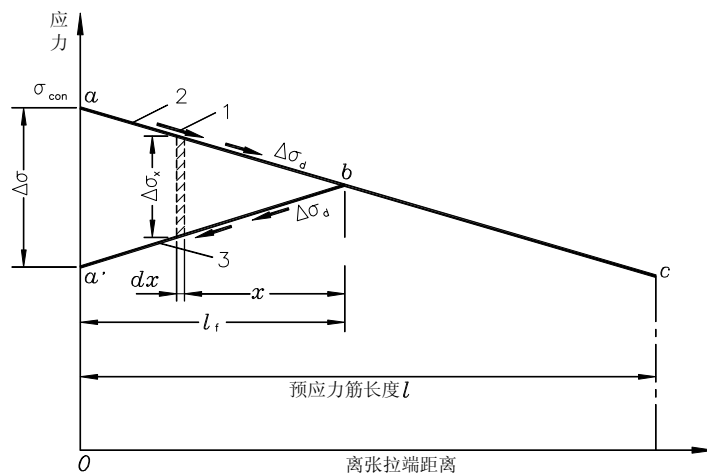
H.0.10~H.0.12 钢筋混凝土二阶段受力叠合式受弯构件第二阶段短期刚度是在一般钢筋混凝土受弯构件短期刚度计算公式的基础上考虑了二阶段受力对叠合截面的受压区混凝土应力形成的滞后效应后经简化得出的。对要求不出现裂缝的预应力混凝土二阶段受力叠合式受弯构件，第二阶段短期刚度公式中的系数 0.7 是根据试验结果确定的。

对负弯矩区段内第二阶段的短期刚度和使用阶段的预应力反拱值，给出了计算原则。

附录 J 后张预应力曲线钢筋由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力

损失

后张法构件的曲线预应力钢筋放张时,由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值,应考虑曲线预应力钢筋受到曲线孔道上反摩擦力的阻止,按变形协调原理,取张拉端锚具的变形和钢筋内缩值等于反摩擦力引起的钢筋变形值,可求出预应力损失值 σ_l 的范围和数值。由图推导过程说明如下,假定(a)孔道摩擦损失接近似直线公式计算;(b)回缩发生的反向摩擦力和张拉摩擦力的摩擦系数相等。因此,代表锚固前和锚固后瞬间预应力筋应力变化的两根直线 ab 和 $d'b$ 的斜率是相等的,但方向则相反。这样,锚固后整根预应力筋的应力变化线可用折线 $d'bc$ 来代表。为确定该折线,需要求出两个未知量,一个张拉端的摩擦损失应力 $\Delta\sigma$,另一个是预应力反向摩擦影响长度 l_f 。



锚固前后张拉端预应力筋应力变化示意图

1—摩擦力; 2—锚固前应力分布线; 3—锚固后应力分布线

由于 ab 和 $d'b$ 两条线是对称的,张拉端的预应力损失将为

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f$$

式中: $\Delta\sigma_d$ ——单位长度的摩擦损失值 (MPa/m);

l_f ——预应力筋反向摩擦影响长度 (m)。

反向摩擦影响长度 l_f 可根据锚具变形和钢筋内缩值 a 用积分法求得:

$$a = \int_0^{l_f} \Delta \varepsilon dx = \int_0^{l_f} \frac{\Delta \sigma_x}{E_p} dx = \int_0^{l_f} \frac{2\Delta \sigma_d x}{E_p} dx = \frac{\Delta \sigma_d}{E_p} l_f^2$$

化简得

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_p}{m}}$$

该公式仅适用于一端张拉时 l_f 不超过构件全长 l 的情况，如果正向摩擦损失较小，应力降低曲线比较平坦，或者回缩值较大，则 l_f 有可能超过构件全长 l ，此时，只能在 l 范围内按钢筋变形和锚具内缩变形相协调，并通过试算方法以求张拉端锚下预应力锚固损失值。

附录 K 与时间相关的预应力损失

K.0.1~K.0.2 考虑预加力时的龄期、理论厚度等多因素影响的混凝土收缩、徐变引起的预应力损失计算方法，是参考“部分预应力混凝土结构设计建议”的计算方法，并经过与本规范公式(10.2.5-1)至(10.2.5-4)计算结果分析比较后给出的。所采用的方法考虑了非预应力钢筋对混凝土收缩、徐变所引起预应力损失的影响，考虑预应力钢筋松弛对徐变损失计算值的影响，将徐变损失项按 0.9 折减。考虑预加力时的龄期、理论厚度影响的混凝土收缩应变和徐变系数终极值，系根据欧洲规范 EK 1992-2:《混凝土结构设计第 1 部分：总原则和对建筑结构的规定》提供的公式计算得出的。所列计算结果一般适用于周围空气相对湿度 RH 为 40%~70%和 70%~99%，温度为-20℃~+40℃，由一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥配制而成的强度等级为 C30~C50 混凝土。在年平均相对湿度低于 40%的条件下使用的结构，收缩应变和徐变系数终极值应增加 30%。当无可靠资料时，混凝土收缩应变和徐变系数终极值可按表 K.0.1-1 及 K.0.1-2 采用。对泵送混凝土，其收缩和徐变引起的预应力损失值亦可根据实际情况采用其他可靠数据。松弛损失和收缩、徐变中间值系数取自《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB 100023。

对受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件，可近似地按公式 (K.0.1-1) 计算，此时，取 $A'_p = A'_s = 0$ ； σ'_{fs} 则按公式 (K.0.1-2) 求出。在计算公式 (K.0.1-1)、(K.0.1-2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{pc} 时，应采用全部预加力值。

本附录 K 所列混凝土收缩和徐变引起的预应力损失计算方法，供需要考虑施加预应力时混凝土龄期、理论厚度影响，以及需要计算松弛及收缩、徐变损失随时间变化中间值的重要工程设计使用。

欧洲规范 2 中有关混凝土收缩应变和徐变系数计算公式及计算结果如下：

1 收缩应变

1) 混凝土总收缩应变由干缩应变和自收缩应变组成。其总收缩应变 ϵ_{cs} 的值按下式得到：

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (\text{K.1.1})$$

式中： ε_{cs} ——总收缩应变；

ε_{cd} ——干缩应变；

ε_{ca} ——自收缩应变。

2) 干缩应变随时间的发展可按下式得到：

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{K.1.2-1})$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{\left(\frac{2A}{u}\right)^3}} \quad (\text{K.1.2-2})$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{K.1.2-3})$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right] \quad (\text{K.1.2-4})$$

式中： $\varepsilon_{cd,0}$ ——混凝土的名义无约束干缩值；

$\beta_{ds}(t, t_s)$ ——描述干缩应变与时间和理论厚度 $2A/u$ (mm) 相关的系数；

k_h ——与理论厚度 $2A/u$ (mm) 相关的系数，可按表 K.1.2 采用。

f_{cm} ——混凝土圆柱体 28d 龄期平均抗压强度(MPa)；

f_{cmo} ——10 MPa；

α_{ds1} ——与水泥品种有关的系数，计算按一般硅酸盐水泥或快硬水泥，取为 4；

α_{ds2} ——与水泥品种有关的系数，计算按一般硅酸盐水泥或快硬水泥，取为 0.12；

RH ——周围环境相对湿度 (%)；

RH_0 ——100%。

t ——混凝土龄期 (d)；

t_s ——干缩开始时的混凝土龄期(a)，通常为养护结束的时间，本规范
计算中取 $t_s=3d$ 。

$(t-t_s)$ ——混凝土养护结束后的干缩持续期 (d)。

表 K.1.2 与理论厚度 $2A/u$ 相关的系数 k_h

$2A/u(\text{mm})$	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

注： A 为构件截面面积， u 为该截面与大气接触的周边长度；

3) 混凝土自收缩应变可按下式计算：

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (\text{K.1.3-1})$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad (\text{K.1.3-2})$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (\text{K.1.3-3})$$

式中： f_{ck} ——混凝土圆柱体 28d 龄期抗压强度特征值(MPa)。

4) 根据公式 (K.0.1) 至 (K.0.3)，预应力混凝土构件从预加应力时混凝土龄期 t_0 起，至混凝土龄期 t 的收缩应变值，可按下式计算：

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \cdot [\beta_{ds}(t, t_s) - \beta_{ds}(t_0, t_s)] + \varepsilon_{ca}(\infty) \cdot [\beta_{as}(t) - \beta_{as}(t_0)] \quad (\text{K.1.4})$$

2 徐变系数

1) 混凝土的徐变系数可按下列公式计算：

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{K.2.1-1})$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{K.2.1-2})$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad (\text{K.2.1-3})$$

公式 (K.2.1-2) 中的系数 φ_{RH} 、 $\beta(f_{cm})$ 及 $\beta(t_0)$ 可按下列公式计算:

$$\text{当 } f_{cm} \leq 35\text{MPa 时,} \quad \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{2A}{u}}} \quad (\text{K.2.1-4})$$

$$\text{当 } f_{cm} > 35\text{MPa 时,} \quad \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{2A}{u}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (\text{K.2.1-5})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{K.2.1-6})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (\text{K.2.1-7})$$

公式 (K.2.1-3) 中的系数 β_H 可按下列两个公式计算:

$$\text{当 } f_{cm} \leq 35\text{MPa,} \quad \beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012RH)^{18} \right] \frac{2A}{u} + 250 \leq 1500 \quad (\text{K.2.1-8})$$

$$\text{当 } f_{cm} > 35\text{MPa 时,} \quad \beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012RH)^{18} \right] \frac{2A}{u} + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad (\text{K.2.1-9})$$

式中: φ_0 ——名义徐变系数;

$\beta_c(t, t_0)$ ——预应力混凝土构件预加应力后徐变随时间发展的系数;

t ——混凝土龄期 (d);

t_0 ——预加应力时的混凝土龄期 (d);

φ_{RH} ——考虑环境相对湿度和理论厚度 $2A/u$ 对徐变系数影响的系数;

$\beta(f_{cm})$ ——考虑混凝土强度对徐变系数影响的系数;

$\beta(t_0)$ ——考虑加载时混凝土龄期对徐变系数影响的系数;

f_{cm} ——混凝土圆柱体 28d 龄期平均抗压强度 (MPa)；

RH——周围环境相对湿度 (%)；

β_{H} ——取决于环境相对湿度 RH (%) 和理论厚度 $2A/u$ (mm) 的系数；

$t-t_0$ ——预加应力后的加载持续期 (d)；

$\alpha_{1/2/3}$ ——考虑混凝土强度影响的系数： $\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{\text{cm}}} \right]^{0.7}$ ， $\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{\text{cm}}} \right]^{0.2}$ ，

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{\text{cm}}} \right]^{0.5}$$

3 与计算相关的技术条件

1) 根据国家统计局发布的 1996-2005 年 (缺 2002 年) 我国主要城市气候情况的数据, 年平均温度在 $5^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ 之间, 年平均相对湿度 RH 除海口为 81.2% 外, 其余均在 40%~80% 之间, 若按 $40\% \leq \text{RH} < 60\%$ 、 $60\% \leq \text{RH} < 70\%$ 、 $70\% \leq \text{RH} < 80\%$ 分组, 分别有 11、8、14 个城市。现将相对湿度分为 $40\% \leq \text{RH} < 70\%$ 、 $70\% \leq \text{RH} < 80\%$ 两档, 年平均相对湿度分别取其中间值 55%、75% 进行计算。对于环境相对湿度在 80%~100% 的情况, 采用 75% 作为其代表值的计算结果, 在工程应用中是偏于安全的。本附录表列数据, 可近似地适用于温度在 $-20^{\circ}\text{C}\sim +40^{\circ}\text{C}$ 之间季节性变化的混凝土。

2) 本计算适用于由一般硅酸盐类水泥或快硬水泥配置而成的混凝土。考虑到我国预应力混凝土结构工程常用的混凝土强度等级为 C30~C50, 因此选取 C40 作为代表值进行计算。在计算中, 需要对我国规范的混凝土强度等级向欧洲规范中的强度进行转换: 根据欧洲规范 EK 1992-2, 我国强度等级 C40 的混凝土对应欧洲规范混凝土立方体抗压强度 $f_{\text{ck,cube}} = 40\text{MPa}$, 通过查表插值计算得到对应的混凝土圆柱体抗压强度特征值 $f_{\text{ck}} = 32\text{MPa}$, 圆柱体 28d 平均抗压强度 $f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + 8 = 40\text{MPa}$ 。

3) 混凝土开始收缩的龄期 t_s 取混凝土工程通常采用的养护时间 3d, 混凝土收缩或徐变持续时间 t 取 1 年、10 年分别进行计算。对于普通混凝土结构, 10

年后其收缩应变值与徐变系数值的增长很小，可以忽略不计，因此可认为 t 取 10 年所计算出来的值是混凝土收缩应变或徐变系数终极值；

4) 当混凝土加载龄期 $t_0 \geq 90\text{d}$ ，混凝土构件理论厚度 $\frac{2A}{u} \geq 600\text{mm}$ 时，按 $t_0 = 90\text{d}$ 、 $2A/u = 600\text{mm}$ 计算。计算结果比实际结果偏大，在工程应用中是偏安全的。

5) 有关混凝土收缩应变或徐变系数终极值的计算结果，大体适用于强度等级 C30~C50 混凝土。试验表明，高强混凝土的收缩量，尤其是徐变量要比普通强度的混凝土有所减少，且与 $\sqrt{f_{ck}}$ 成反比。因此，本规范对 C50 及以上强度等级混凝土的收缩应变和徐变系数，需按计算所得的表列值乘以 $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ 进行折减。

式中 32.4 为 C50 混凝土轴心抗压强度标准值， f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值。

计算所得混凝土 1 年、10 年收缩应变终极值分别见表 K.3.1、表 K.3.2；混凝土 1 年、10 年徐变系数终极值分别见表 K.3.3、表 K.3.4。

表 K.3.1 混凝土 1 年收缩应变终值 (10^{-4})

年平均相对湿度 RH		40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH ≤ 99%			
理论厚度 $2A/u$ (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0 (d)	3	4.42	3.28	2.51	1.57	3.18	2.39	1.86	1.21
	7	3.94	3.09	2.39	1.49	2.83	2.24	1.75	1.13
	10	3.65	2.96	2.31	1.44	2.62	2.14	1.69	1.08
	14	3.32	2.82	2.22	1.39	2.38	2.03	1.61	1.04
	28	2.49	2.39	1.95	1.25	1.78	1.71	1.41	0.92
	60	1.51	1.73	1.52	1.02	1.08	1.23	1.08	0.74
	≥ 90	1.04	1.32	1.21	0.86	0.74	0.94	0.86	0.62

表 K.3.2 混凝土 10 年收缩应变终极值 (10^{-4})

年平均相对湿度 RH		40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH ≤ 99%			
理论厚度 $2A/u$ (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的	3	4.83	4.09	3.57	3.09	3.47	2.95	2.60	2.26
	7	4.35	3.89	3.44	3.01	3.12	2.80	2.49	2.18
	10	4.06	3.77	3.37	2.96	2.91	2.70	2.42	2.14

混凝土龄期 t_0 (d)	14	3.73	3.62	3.27	2.91	2.67	2.59	2.35	2.10
	28	2.90	3.20	3.01	2.77	2.07	2.28	2.15	1.98
	60	1.92	2.54	2.58	2.54	1.37	1.80	1.82	1.80
	≥ 90	1.45	2.12	2.27	2.38	1.03	1.50	1.60	1.68

表 K.3.3 混凝土 1 年徐变系数终值 (10^{-4})

年平均相对湿度 RH		$40\% \leq RH < 70\%$				$70\% \leq RH \leq 99\%$			
理论厚度 $2A/u$ (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0 (d)	3	2.91	2.49	2.25	1.87	2.29	2.00	1.84	1.55
	7	2.48	2.12	1.92	1.59	1.95	1.71	1.57	1.32
	10	2.32	1.98	1.79	1.48	1.82	1.60	1.46	1.24
	14	2.17	1.86	1.68	1.39	1.70	1.49	1.37	1.16
	28	1.89	1.62	1.46	1.21	1.49	1.30	1.19	1.00
	60	1.61	1.37	1.24	1.02	1.26	1.10	1.01	0.85
	≥ 90	1.46	1.24	1.12	0.92	1.15	1.00	0.91	0.76

表 K.3.4 混凝土 10 年徐变系数终极值 (10^{-4})

年平均相对湿度 RH		$40\% \leq RH < 70\%$				$70\% \leq RH \leq 99\%$			
理论厚度 $2A/u$ (mm)		100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加应力时的 混凝土龄期 t_0 (d)	3	3.51	3.14	2.94	2.63	2.78	2.55	2.43	2.23
	7	3.00	2.68	2.51	2.25	2.37	2.18	2.08	1.91
	10	2.80	2.51	2.35	2.10	2.22	2.04	1.94	1.78
	14	2.63	2.35	2.21	1.97	2.08	1.91	1.82	1.67
	28	2.31	2.06	1.93	1.73	1.82	1.68	1.60	1.47
	60	1.99	1.78	1.67	1.49	1.58	1.45	1.38	1.27
	≥ 90	1.85	1.65	1.55	1.38	1.46	1.34	1.28	1.17