

北京市地方标准

DB

编号：DB 11/T XXX—202X

京津冀统一备案号：JX—202X

无粘结预应力混凝土结构体系（BUPC）
设计与施工规程

Technical specification for design and construction of
prestressed concrete structures

（征求意见稿）

202x—xx—xx发布

202x—xx—xx实施

北京市住房和城乡建设委员会
北京市市场监督管理局

联合发布

北京市地方标准

无粘结预应力混凝土结构体系（BUPC）
设计与施工规程

Technical specification for design and construction of prestressed
concrete structures

编 号：

京津冀统一备案号：

主编单位：北京市建筑设计研究院有限公司
北京市建筑工程研究院有限责任公司
批准部门：北京市市场监督管理局

施行日期：20××年×月×日

20XX 北京

前 言

根据原北京市质量技术监督局《2018年北京市地方标准制修订项目计划》(京质监发(2018)20号)的要求,编制组经广泛调查研究,认真总结工程实践经验,参考有关标准,在广泛征求意见的基础上,制定本规程。

本规程为京津冀区域协同工程建设地方标准,按照京津冀三地互认共享的原则,由三地行政主管部门分别组织实施。

本规程的主要内容是:1.总则;2.术语和符号;3.材料;4.预应力结构设计;5.承载能力极限状态计算;6.正常使用极限状态验算;7.预应力混凝土构件构造规定;8.预应力混凝土结构抗震设计;9.特殊预应力结构设计;10.预应力施工;11.质量验收;11.预应力监测。

本规程由北京市住房和城乡建设委员会和北京市市场监督管理局共同管理,由北京市住房和城乡建设委员会归口并负责组织实施,由北京市建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议,请寄送北京市建筑设计研究院有限公司(北京市西城区南礼士路62号,邮编:100045,Email: yylhnt2021@163.com,联系电话:010-88043638)。

本规程主编单位:北京市建筑设计研究院有限公司

本规程参编单位:北京市建筑工程研究院有限责任公司

本规程主要起草人员:

本规程主要审查人员:

目 次

1 总则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术语.....	2
2.2 主要符号.....	3
3 材料.....	4
3.1 混凝土、钢筋和预应力筋.....	4
3.2 涂层预应力筋.....	5
3.3 纤维增强复合材料（FRP）预应力筋.....	6
3.4 预应力筋用锚固系统和连接器.....	6
3.5 孔道与灌浆材料.....	7
4 预应力结构设计.....	8
4.1 一般规定.....	8
4.2 预应力构件的基本规定.....	9
4.3 防火及防腐蚀.....	10
4.4 预应力楼盖结构设计.....	11
5 承载能力极限状态计算.....	17
5.1 一般规定.....	17
5.2 正截面受弯承载力计算.....	21
5.3 正截面受拉承载力计算.....	24
5.4 正截面受压承载力计算.....	25
5.5 斜截面承载力计算.....	27
5.6 扭曲截面承载力计算.....	30
5.7 受冲切承载力计算.....	31
5.8 局部受压承载力计算及锚固区设计.....	34
5.9 疲劳验算.....	37
6 正常使用极限状态验算.....	40
6.1 应力验算.....	40
6.2 裂缝控制验算.....	42
6.3 挠度变形验算.....	45
7 预应力混凝土构件构造规定.....	48
7.1 一般规定.....	48
7.2 先张构件.....	50
7.3 后张构件.....	51
8 预应力混凝土结构抗震设计.....	53
8.1 一般规定.....	53
8.2 地震作用及结构抗震验算.....	55
8.3 预应力混凝土框架结构抗震设计.....	56
8.4 预应力混凝土板柱结构抗震设计.....	60
9 特殊预应力结构设计.....	62
9.1 超长结构.....	62

9.2 长悬臂结构.....	64
9.3 环形结构.....	64
10 预应力施工.....	67
10.1 一般规定.....	67
10.2 预应力筋的制作.....	67
10.3 预应力筋孔道留设.....	67
10.4 预应力筋安装.....	68
10.5 无粘结和缓粘结预应力筋铺设.....	68
10.6 混凝土浇筑.....	69
10.7 张拉及放张.....	69
10.8 孔道灌浆.....	71
10.9 封锚.....	72
11 质量验收.....	73
11.1 一般规定.....	73
11.2 材料.....	73
11.3 制作与安装.....	74
11.4 张拉与放张.....	75
11.5 灌浆及封锚.....	75
11.6 验收规定与文件.....	76
12 预应力监测.....	78
12.1 一般规定.....	78
12.2 变形监测.....	78
12.3 应力监测.....	78
12.4 成果整理.....	78
附录 A 预应力损失值计算.....	79
本规程用词说明.....	85
引用标准名录.....	86
附：条文说明.....	87

CONTENTS

1 General provisions.....	1
2 Terms and symbols.....	2
2.1 Terms.....	2
2.2 Symbols.....	3
3 Materials.....	4
3.1 Concrete and steel reinforcement.....	4
3.2 Coated prestressed tendons.....	5
3.3 Fiber reinforced polymer tendon.....	6
3.4 Anchorage and coupler for prestressing tendons.....	6
3.5 Pore canal and grouting material.....	7
4 Design of prestressed concrete structure.....	8
4.1 General requirements.....	8
4.2 Basic requirements of prestressed concrete members.....	9
4.3 Requirements for fire resistance and corrosion protection.....	10
4.4 Design of prestressed concrete floors.....	11
5 Ultimate limit states design.....	17
5.1 General requirements.....	17
5.2 Calculation of flexural capacity.....	21
5.3 Calculation of tension capacity.....	24
5.4 Calculation of compression capacity.....	25
5.5 Calculation of shear capacity.....	27
5.6 Calculation of torsional capacity.....	30
5.7 Calculation of punching shear capacity.....	31
5.8 Calculation of local compression capacity and design of anchorage zone.....	34
5.9 Checking of fatigue.....	37
6 Checking of serviceability limit states.....	40
6.1 Checking of stress.....	40
6.2 Checking of cracks.....	42
6.3 Checking of deflection of flexural members.....	45
7 Design details of prestressed concrete members.....	48
7.1 General requirements.....	48
7.2 Pretensioned prestressed members.....	50
7.3 Post-tensioned unbonded prestressed members.....	51
8 Seismic design of prestressed concrete structures.....	53
8.1 General requirements.....	53
8.2 Earthquake action and seismic checking for structures.....	55
8.3 Seismic design of prestressed concrete frame structures.....	56
8.4 Seismic design of prestressed concrete slab-column structure.....	60

9 Design of special prestressed concrete structures.....	62
9.1 Super long structure.....	62
9.2 Cantilever structure.....	64
9.3 Ring structure.....	64
10 Prestress construction.....	67
10.1 General requirements.....	67
10.2 Manufacture of prestressing tendon.....	67
10.3 Setting of pre-stressed duct.....	67
10.4 Installation of prestressed tendons.....	68
10.5 Laying of unbonded and slowly bonded prestressed tendons.....	68
10.6 Concrete pouring.....	69
10.7 Tension and release.....	69
10.8 Grouting.....	71
10.9 Anchor seal.....	72
11 Quality inspection.....	73
11.1 General requirements.....	73
11.2 Materials.....	73
11.3 Manufacture and installation.....	74
11.4 Tension and release.....	75
11.5 Grouting and anchor sealing.....	75
11.6 Acceptance regulations and documents.....	76
12 Prestress monitoring.....	78
12.1 General Requirements.....	78
12.2 Deformation Monitoring.....	78
12.3 Stress Monitoring.....	78
12.4 Achievement Arrangement.....	78
Appendix A Measurement of the loss of prestress in stretch process.....	79
Explanation of wording in the standard.....	85
List of quoted standards.....	86
Addition: Explanation of provisions.....	87

1 总 则

1.0.1 为了在预应力混凝土结构的设计与施工中，做到技术先进、安全适用、确保质量和经济合理，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于京津冀行政区域内工业与民用建筑和一般构筑物中采用的预应力混凝土结构的设计、施工、验收和监测。

1.0.3 预应力混凝土结构应根据建筑功能要求、材料供应与施工条件，确定合理的设计与施工方案，编制施工组织设计，做好技术交底，并应由预应力专业施工队伍进行施工，严格执行质量检查和验收制度。

1.0.4 预应力混凝土结构的设计、施工、验收和监测，除应符合本规程外，尚应符合国家及地方现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 预应力混凝土结构 prestressed concrete structure

配置受力的预应力筋，通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土结构。

2.1.2 有粘结预应力混凝土结构 post-tensioned bonded prestressed concrete structure

在混凝土达到规定的强度后，通过张拉预应力筋并锚固而建立预加应力，且在管道内灌浆实现粘结的混凝土结构，如预应力混凝土框架、门架等。

2.1.3 无粘结预应力混凝土结构 post-tensioned unbonded prestressed concrete structure

配置带有防腐润滑涂层和外包护套的无粘结预应力筋而与混凝土相互不粘结的预应力混凝土结构。

2.1.4 先张法预应力混凝土结构 pretensioned prestressed concrete structure

在台座上张拉预应力钢筋后浇筑混凝土，并通过粘结力传递而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.5 后张法预应力混凝土结构 post-tensioned prestressed concrete structure

在混凝土达到规定强度后，通过张拉预应力钢筋并在结构上锚固而建立预加应力的混凝土结构。

2.1.6 FRP 预应力混凝土结构 FRP prestressed concrete structure

以 FRP 预应力筋代替预应力钢筋并张拉建立预加应力的混凝土结构。

2.1.7 板柱结构 slab-column structure

由水平构件为板和竖向构件为柱所组成的结构体系，楼板可采用平板、空心板或密肋板，板柱节点可设置柱帽或托板。

2.1.8 板柱支撑结构 slab-column-brace structure

由无梁楼板和柱组成的板柱框架与支撑组成的结构体系，支撑可采用普通钢支撑或屈曲约束支撑。

2.1.9 板柱-抗震墙结构 slab-column-wall structure

由无梁楼板和柱组成的板柱框架与抗震墙共同承受竖向和水平作用的结构体系。

2.1.10 板柱-框架结构 slab-column-wall structure

由无梁楼板和柱组成的板柱框架与有梁框架共同承受竖向和水平作用的结构体系。

2.1.11 预应力筋 tendon

用于混凝土结构构件中施加预应力的钢丝、钢绞线和预应力螺、纹钢筋和纤维增强复合塑料筋的总称。

2.1.12 填充型环氧涂层钢绞线 epoxy-coated prestressing steel strand

外层由熔融结合环氧涂层涂覆，钢丝间的空隙由熔融结合环氧涂层完全填充，防止腐蚀介质通过毛细作用力或其他流体静力侵入的预应力钢绞线。

2.1.13 纤维增强复合材料预应力筋 fiber reinforced polymer tendon

由多股连续芳纶纤维复合材料或碳纤维复合材料采用聚酰胺树脂、聚乙烯树脂或环氧树脂等基底材料胶合后，经过特制的模具挤压、拉拔成型的纤维增强复合塑料预应力筋，简称 FRP 预应力筋。

2.1.14 锚具 anchorage

后张法预应力构件或结构中，为保持预应力筋的拉力并将压力传递给构件或结构上所采用的永久性锚固装置。

2.1.15 夹具 grip

先张法预应力构件施工时，为保持预应力筋的张拉力并将其固定在台座或钢模上所采用的临时性锚固装置。后张法预应力构件或结构施工时，在张拉设备上夹持预应力筋所采用的临时性锚固装置。

2.1.16 连接器 couple

连接预应力筋的装置。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

- E_p —— 预应力筋的弹性模量；
- E_s —— 钢筋弹性模量；
- f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值
- f_{ptk} —— 预应力钢筋强度标准值
- f_{py} —— 预应力钢筋的抗拉强度设计值
- f_{stk} —— 钢筋极限强度标准值
- f_y —— 钢筋抗拉强度设计值
- f'_y —— 钢筋抗压强度设计值
- f_{yk} —— 钢筋屈服强度标准值
- f_{yv} —— 箍筋抗拉强度设计值
- s_p —— 预应力筋的应力
- s_{pe} —— 预应力筋的有效预应力
- s_s —— 钢筋的应力
- e_{pu} —— 预应力筋应力达到 $0.95f_{ptk}$ 时的应变

2.2.2 作用、作用效应及承载力

- F_c —— 压力设计值；
- N —— 轴向力设计值；
- N_G —— 在本层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值；
- N_{pe} —— 预应力筋的总有效预加力；
- M —— 弯矩设计值；
- M_p —— 无粘结预应力筋在结合面处贡献的受弯承载力；
- M_{pu} —— 钢筋的极限受弯承载力；
- M_u —— 截面的极限受弯承载力；
- R —— 结构构件承载力设计值；
- S —— 作用组合的效应设计值；

2.2.3 几何参数

- A_p —— 预应力筋截面面积；
- A_s —— 普通钢筋截面面积；
- A_{sv} —— 配置在同一箍筋间距内的横向钢筋全部截面面积；
- b_d —— 平托板或柱帽的有效宽度；
- b_j —— 节点核心区的截面有效验算宽度；
- b_y —— y 向等代框架梁的计算宽度；
- h_b —— 梁的截面高度；
- h_s —— 纵向受拉普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离；
- l_{ox} 、 l_{oy} —— 等代梁的计算跨度；
- s —— 箍筋间距；

3 材 料

3.1 混凝土、钢筋和预应力筋

3.1.1 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30，且不宜低于 C40。

3.1.2 预应力混凝土结构中纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋，也可采用 HPB300、RRB400 钢筋；箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋。

3.1.3 预应力混凝土结构中预应力筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋，也可采用纤维增强复合材料预应力筋。预应力钢筋选用应根据结构受力特点、环境条件和施工方法确定。

3.1.4 预应力筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋的屈服强度标准值 f_{pyk} 、极限强度标准值 f_{ptk} 应按表 3.1.4 采用。

表3.1.4 预应力筋强度标准值 (N/mm²)

种类		符号	公称直径 $d(\text{mm})$	屈服强度标准 值 $f_{pyk} (\text{N/mm}^2)$	极限强度标 准值 $f_{ptk} (\text{N/mm}^2)$
中强度预应力钢 丝	光面螺旋肋	ϕ^{PM} ϕ^{HM}	5,7,9	620	800
				780	970
				980	1270
消除应力钢丝	光面螺旋肋	ϕ^P ϕ^H	5	—	1570
				—	1860
			7	—	1470
				—	1470
9	—	1570			
	—	—	—		
预应力螺旋钢筋	螺纹	ϕ^T	18、25、32、 40、50	785	980
				930	1080
				1080	1230
钢绞线	1×3 (三股)	ϕ^S	8.6、10.8、 11.9	—	1570
				—	1860
				—	1960
	1×7 (七股)		9.5、11.7、 15.2、17.8	—	1720
				—	1860
			21.6	—	1960
				—	1770
	1×19 (十九股)		21.8	—	1860
				—	1770
			—	—	1860
—		1720			
—	—	1770			

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

3.1.5 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 3.1.5 采用。

表3.1.5 预应力筋强度设计值 (N/mm²)

种类	极限强度标准值 f_{ptk}	抗拉强度设计值 f_{py}	抗压强度设计值 f'_{py}
----	-------------------	------------------	-------------------

中强度预应力钢丝	800	510	410
	970	650	
	1270	810	
消除应力钢丝	1470	1040	410
	1570	1110	
	1860	1320	
预应力螺旋钢筋	980	650	410
	1080	770	
	1230	900	
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	
	1770	1250	
	1860	1320	
	1960	1390	

注：当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 3.1.5 的规定时，其强度设计值应进行换算。

3.1.6 预应力钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.1.6 采用。

表 3.1.6 预应力钢筋弹性模量 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)

种类	E_s
中强度预应力钢丝、消除应力钢丝	2.05
预应力螺旋钢筋	2.00
钢绞线	1.95

注：必要时可采用实测的弹性模量。

3.1.7 预应力钢筋的疲劳应力幅限值 Δf_{py} 应由钢筋疲劳应力比值 ρ_f 按表 3.1.7 采用。预应力钢筋疲劳应力比值 ρ_f 按下式计算：

$$\rho_f = \sigma_{f_{p,\min}} / \sigma_{f_{p,\max}} \quad (3.1.7)$$

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

表 3.1.7 预应力钢筋疲劳应力幅限值 (N/mm^2)

疲劳应力比值 ρ_f	钢绞线 $f_{pk}-1570$	消除应力钢丝 $f_{pk}-1570$
0.7	144	240
0.8	118	168
0.9	70	88

注：1 当 $\rho_f \geq 0.9$ 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。

3.1.8 预应力筋在最大力下的总伸长率 δ_{gt} 不应小于 3.5%。

3.1.9 缓粘结预应力钢绞线应符合下列规定：

1 缓粘结预应力钢绞线及其性能应符合现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线》JG/T369 的规定；

2 缓凝胶粘剂应符合现行行业标准《缓粘结预应力钢绞线专用粘剂》JG/T 370 的有关规定。

3.1.10 无粘结预应力筋及其性能应符合现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161 的规定。

3.2 涂层预应力筋

3.2.1 单丝涂覆环氧涂层钢绞线及其性能应符合现行国家标准《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》GB/T 25823 的规定。

3.2.2 填充型环氧涂层钢绞线及其性能应符合现行行业标准《环氧涂层预应力钢绞线》JG/T 387 的规定。

3.2.3 预应力热镀锌钢绞线应符合下列规定：

1 热镀锌钢绞线适用于体外预应力结构，不应直接与混凝土、砂浆接触；

2 镀锌钢绞线及其性能应符合现行行业标准《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T152 的规定。

3.3 纤维增强复合材料（FRP）预应力筋

3.3.1 纤维增强复合材料混凝土构件应采用碳纤维增强复合材料筋（GFRP）或芳纶纤维增强复合材料筋（AFRP），且其纤维体积含量不应小于 60%。纤维增强复合材料所采用的纤维应符合国家现行有关产品标准的规定。

3.3.2 纤维增强复合材料预应力筋的截面面积应小于 300mm²。

3.3.3 纤维增强复合材料预应力筋应符合下列规定：

1 纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度应按筋材的截面面积含树脂计算，其主要力学性能指标应符合表 3.3.3 的规定；

2 纤维增强复合材料预应力筋的抗拉强度标准值应具有 99.87% 的保证率，其弹性模量和最大力下的伸长率取平均值；

3 不应采用光圆表面的纤维增强复合材料筋。

表3.3.3 纤维增强复合材料预应力筋的主要性能指标

类型	抗拉强度标准值 (N/mm ²)	弹性模量 (×10 ⁵ N/mm ²)	伸长率 (%)
碳纤维增强复合材料筋	≥1800	≥1.4	≥1.5
芳纶纤维增强复合材料筋	≥1300	≥0.65	≥2.0

3.3.4 纤维增强复合材料预应力筋抗拉强度设计值应按下列公式确定：

$$f_{fpd} = \frac{f_{fpk}}{1.4g_e} \quad (3.3.4)$$

式中： f_{fpd} —纤维增强复合材料预应力筋抗拉强度设计值；

f_{fpk} —纤维增强复合材料预应力筋抗拉强度标准值；

g_e —环境影响系数，应按表 3.3.4 取值。

表3.3.4 纤维增强复合材料预应力筋的环境影响系数 g_e

类型	室内环境	一般室外环境	海洋环境、腐蚀性环境、碱性环境
碳纤维增强复合材料筋	1.0	1.1	1.2
芳纶纤维增强复合材料筋	1.2	1.3	1.5

3.3.5 纤维增强复合材料预应力筋持久强度设计值应按下列公式确定：

$$f_{fpc} = \frac{f_{fk}}{g_s g_{fc}} \quad (3.3.5)$$

式中： f_{fpc} —纤维增强复合材料预应力筋持久强度设计值；

g_{fc} —徐变断裂折减系数，碳纤维增强复合材料筋取 1.4，芳纶纤维增强复合材料筋取 2.0。

3.4 预应力筋用锚固系统和连接器

3.4.1 预应力结构设计中，应根据工程环境条件、结构特点、预应力筋品种和张拉施工方法，选择锚具和连接器。

表3.4.1 预应力筋材料与设备选用表

预应力筋品种	固定端		张拉端	
	锚具		锚具	选用张拉机具形式
	安装在结构之外	安装在结构之内		
钢绞线及钢绞线束	夹片锚具 挤压锚具	挤压锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
中强度预应力钢丝 消除应力钢丝	夹片锚具 镦头锚具 挤压锚具	挤压锚具 镦头锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
			镦头锚具	拉杆式千斤顶 穿心式千斤顶
预应力螺纹钢筋	螺母锚具	—	螺母锚具	拉杆式千斤顶

3.4.2 金属预应力筋用锚具和连接器的性能应符合国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370、《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 和《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的规定。

3.4.3 预应力筋-锚具组装件的静载锚固性能，应由预应力筋-锚具组装件静载试验测定的锚具效率系数（ η_a ）和达到实测极限拉力时组装件受力长度的总应变（ ζ_{apu} ）确定，并应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370 的规定。

3.4.4 承受低应力或动荷载的夹片式锚具应采取防松措施。

3.4.5 当锚具使用环境温度低于-50℃时，锚具的低温锚固性能应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370 的规定。

3.4.6 预应力筋用锚具应符合现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 规定的锚垫板传力性能要求。锚具效率系数应符合现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的规定。

3.4.7 纤维增强复合材料预应力筋可采用机械夹持式、粘结型和组合式锚具，并应保证组装件的破坏模式为锚具外纤维增强复合材料筋拉断。

3.4.8 配套锚具的耐久性和疲劳性能不应小于纤维增强复合材料预应力筋的相应指标。

3.5 孔道与灌浆材料

3.5.1 后张预应力构件预埋制孔用管材有金属波纹管、钢管和塑料波纹管等。梁类等构件宜采用圆形金属波纹管，板类构件宜采用扁形金属波纹管，施工周期较长时宜选用镀锌金属波纹管。塑料波纹管宜用于曲率半径小的孔道及对密封要求高的孔道。预埋钢管宜用于竖向超长孔道。抽芯制孔用管材可采用钢管或夹布胶管。

3.5.2 金属螺旋波纹管的尺寸和性能应符合现行行业标准《预应力混凝土用金属螺旋管》JG/T 3013 的规定。

3.5.3 塑料波纹管的力学性能及适用温度应符合现行行业标准《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529 的规定。

3.5.4 灌浆材料应符合现行国家标准《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448 的规定。

4 预应力结构设计

4.1 一般规定

4.1.1 预应力混凝土结构构件应根据设计状况进行承载力计算及正常使用极限状态验算，并应对施工阶段进行验算。

4.1.2 预应力混凝土结构设计应采取调整结构布置、特殊节点作法、调整施工顺序等措施减少竖向构件或相邻结构对施加预应力构件的约束作用。

4.1.3 预应力构件截面尺寸的确定，应考虑结构荷载、建筑净高、预应力束及锚具的布置及张拉施工操作距离等影响因素。

4.1.4 预应力混凝土结构应具有整体稳固性，结构的局部破坏不应导致大范围坍塌。

4.1.5 预应力混凝土结构设计应计入预应力作用效应；对超静定结构，相应的次弯矩、次剪力、次轴力等应参与组合计算。计算预应力作用效应时，应符合下列规定：

1 对承载能力极限状态，当预应力作用效应对结构有利时，预应力分项系数 g_p 应取 1.0；不利时 g_p 应取 1.3；

2 对正常使用极限状态，预应力分项系数 g_p 应取 1.0；

3 对参与组合的预应力作用效应项，当预应力作用效应对承载力有利时，结构重要性系数 g_0 应取 1.0；当预应力作用效应对承载力不利时，结构重要性系数 g_0 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规程采用。

4.1.6 预应力筋的张拉控制应力 s_{con} 应符合下列规定：

1 消除应力钢丝、钢绞线应按下式计算：

$$s_{con} \leq 0.75 f_{ptk} \quad (4.1.6-1)$$

2 中强度预应力钢丝应按下式计算：

$$s_{con} \leq 0.70 f_{ptk} \quad (4.1.6-2)$$

3 预应力螺纹钢筋应按下式计算：

$$s_{con} \leq 0.85 f_{pyk} \quad (4.1.6-3)$$

式中： f_{ptk} ——预应力筋极限强度标准值；

f_{pyk} ——预应力螺纹钢筋屈服强度标准值。

4 当符合下列情况之一时，上述张拉控制应力限值可相应提高 $0.05 f_{ptk}$ 或 $0.05 f_{pyk}$ ：

- 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；
- 3) 消除应力钢丝、钢绞线、中强度预应力钢丝的张拉控制应力值不应小于 $0.40 f_{ptk}$ ；预应力螺纹钢筋的张拉应力控制值不宜小于 $0.50 f_{pyk}$ 。

4.1.7 在预应力混凝土结构设计中，应在设计计算中考虑柱、墙的侧向约束作用对梁、板中预应力传递及正常使用和承载能力极限状态的影响，同时可在柱、墙中配置附加钢筋承担该约束作用产生的附加效应。

4.1.8 预应力结构应按最不利作用的组合进行内力分析。作用的组合应考虑全部荷载作用工况，包括预加力作用、温度作用、收缩徐变作用、约束作用和地基不均匀沉降作用以及由于荷载偏心所产生的扭转和横向均匀分布荷载等因素。复杂约束结构尚应考虑施工路径影响。

4.1.9 施工和正常使用极限状态的各种校核，应将预加力作为荷载计算其效应，预应力损失应符合本规程附录 A 规定。

4.1.10 当预应力筋长度超过 40m 或预应力损失大于 30% 时，宜采取两端张拉；当预应力筋长度超过 60m 时，宜采取分段张拉和锚固。

4.1.11 对预应力混凝土平板，扣除全部预应力损失后，在混凝土总截面面积上建立的平均预压应力不宜小于 1.0 N/mm^2 ，也不宜大于 3.5 N/mm^2 。

4.1.12 施加预应力时，所需的混凝土立方体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%。

4.1.13 主要承重构件和有抗震要求的构件宜采用有粘结预应力，板类构件宜采用无粘结预应力。大偏心受压的框架顶层边柱可采用有粘结预应力。

4.2 预应力构件的基本规定

4.2.1 预应力混凝土梁、板构件的跨高比可按表 4.2.1 的规定采用，并应符合下列规定：

1 高层建筑中的框架-剪力墙结构、剪力墙结构、柱支承平板的厚度不应小于 200mm，周边支承平板的厚度不应小于 150mm；

2 扁梁的宽度不宜大于柱宽加 1.5 倍梁高，梁高宜大于板厚度的 2.0 倍；

3 周边支承双向板的跨高比，宜按柱网的短向跨度计算；柱支承双向板的跨高比，宜按柱网的长向跨度计算；

4 梁、板的跨高比可根据构件跨度、作用荷载等条件进行调整。

表4.2.1 预应力混凝土梁、板构件的跨高比选用范围

构件类别		跨高比	
		连续	简支
单向板		40~45	35~40
柱支承双向板	无托板	40~45	—
	带平托板	45~50	—
周边支承双向板		45~50	40~45
柱支承双向密肋板		30~35	—
框架梁		15~22	12~18
次梁		20~25	16~20
扁梁		20~25	18~22
井字梁		20~25	
悬臂板		15	
悬臂梁		10	

4.2.2 预应力混凝土结构构件正截面裂缝控制验算时，裂缝控制等级、荷载引起的混凝土拉应力限值和最大裂缝宽度限值应符合表 4.2.2 的规定；斜截面裂缝控制验算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。正截面的受力裂缝控制等级可分为三级，等级划分及要求应符合下列规定：

1 一级——严格要求不出现裂缝的预应力混凝土构件，在荷载标准组合下，构件截面边缘混凝土不应产生拉应力；

2 二级——一般要求不出现裂缝的构件，根据结构类型和环境类别，在荷载标准组合下，构件截面边缘混凝土拉应力应符合表 4.2.2 的规定；

表4.2.2 预应力混凝土构件的裂缝控制等级、混凝土拉应力限值及最大裂缝宽度限值

环境类别	构件类别	裂缝控制等级	
		标准组合下混凝土拉应力限值 $s_{ctk,lim}$ (N/mm ²) 或最大裂缝宽度限值 w_{lim} (mm)	准永久组合下混凝土拉应力限值 $s_{ctq,lim}$ (N/mm ²)
一	周边支承楼（屋）面板的支座、连续梁、框架梁、偏心受压构件及一般构件		三级
		0.2	
	周边支承楼（屋）面板的跨中及柱支承双向板、预制屋面梁		二级
		$1.0f_{tk}$	
轴心受拉构件		二级	
	$0.5f_{tk}$		
二 a	轴心受拉构件		二级
		$0.5f_{tk}$	
	基础板及其他构件		三级

		0.1	$1.0f_{tk}$
二 b	轴心受拉构件	二级	
		$0.3f_{tk}$	0
	基础板及其他构件	$1.0f_{tk}$	$0.2f_{tk}$
三 a	结构构件	一级	
三 b		0	

3 三级——允许出现裂缝的构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度应符合表 4.2.2 规定的最大裂缝宽度限值的规定；对处于二 a 类环境的构件，按荷载准永久组合计算的构件受拉边缘混凝土拉应力，应符合表 4.2.2 的规定；

4 当施加预应力仅为了减小钢筋混凝土构件的裂缝宽度或满足构件的允许挠度限值，以及改善环境温度和混凝土收缩作用影响时，构件的裂缝控制等级、荷载引起的混凝土拉应力限值和最大裂缝宽度限值可不受表 4.2.2 的限制。

4.3 防火及防腐蚀

4.3.1 预应力混凝土结构的耐久性设计应包括下列内容：

- 1 确定结构所处的环境类别；
- 2 提出对混凝土材料的耐久性基本要求；
- 3 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度；
- 4 不同环境条件下的耐久性技术措施；
- 5 提出结构使用阶段的维护与检测要求。

4.3.2 混凝土结构暴露的环境类别应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定划分。

4.3.3 设计使用年限为 50 年的预应力混凝土结构，其混凝土材料应符合表 4.3.3 的规定。

表4.3.3 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	最大氯离子含量 (%)	最大含碱量 (kg/m^3)
一	0.60	C30	0.06	不限制
二 a	0.55	C35		3.0
二 b	0.50 (0.55)	C40 (C35)		
三 a	0.45 (0.50)	C45 (C40)		
三 b	0.40	C50		

注：1 有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级；

2 处于严寒和寒冷地区三 b、三 a 类环境中混凝土应使用引气剂，可采用括号中的有关参数；

3 当使用非碱性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

4.3.4 耐久性设计使用年限 100 年的预应力混凝土结构，应按相应环境及用途将环境作用等级提高一级进行设计。设计使用年限为 25 年的预应力混凝土结构，可按相应环境及用途将环境等级降低一级进行设计，但混凝土强度不应低于 C30。

4.3.5 构件中预应力筋的混凝土保护层最小厚度应满足下列要求：

1 构件中受力筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径 d ；

2 设计使用年限为 50 年的混凝土结构，最外层受力筋的保护层厚度应符合表 4.3.5 的规定；设计使用年限为 100 年的混凝土结构，最外层受力筋的保护层厚度不应小于表 4.3.5 中数值的 1.4 倍。

表4.3.5 混凝土保护层最小厚度 (mm)

环境类别	板、墙、壳	梁、柱、杆
一	15	20
二 a	20	25
二 b	25	35
三 a	30	40
三 b	40	50

4.3.6 根据不同耐火极限的要求，预应力筋的混凝土保护层最小厚度应按表 4.3.6-1 及表 4.3.6-2 采

用。

表4.3.6-1 板的混凝土保护层最小厚度(mm)

约束条件	耐火极限			
	1 h	1.5 h	2 h	3 h
简支	25	30	40	55
连续	20	20	25	30

表4.3.6-2 梁的混凝土保护层最小厚度(mm)

构件约束	梁宽	耐火极限			
		1 h	1.5 h	2 h	3 h
简支	$200 \leq b < 300$	45	50	65	应采取特殊措施
	$b \geq 300$	40	45	50	65
连续	$200 \leq b < 300$	40	40	45	50
	$b \geq 300$	40	40	40	45

4.3.7 后张预应力混凝土外露金属锚具，应采取防护措施，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防腐油脂的塑料帽封闭锚具端头，并应采用无收缩砂浆或细石混凝土封闭；

2 对处于二 b、三 a、三 b 类环境条件下的无粘结预应力锚固系统，应采用全封闭的防腐蚀体系，其封锚端及各连接部位应能承受 10kPa 的静水压力而不得透水；

3 采用混凝土封闭时，其强度等级宜与构件混凝土强度等级一致，且不应低于 C30。封锚混凝土与构件混凝土应可靠粘结，锚具在封闭前应将周围混凝土界面凿毛并冲洗干净，且宜配置 1~2 片钢筋网，钢筋网应与构件混凝土拉结；

4 采用无收缩砂浆或混凝土封闭保护时，其锚具及预应力筋端部的保护层厚度不应小于表 4.3.7 的规定。

表4.3.7 锚具及预应力筋端部的最小保护层厚度

环境类别	最小保护层厚度
一类环境	20
二 a、二 b 类环境	50
三 a、三 b 类环境	80

4.3.8 后张预应力混凝土结构应满足钢筋混凝土结构的耐久性要求，并根据结构所处环境类别和作用等级对预应力体系采取相应的多重防护措施。

4.3.9 当环境类别为三 a、三 b 时，后张预应力体系中的管道应采用高密度聚乙烯套管或聚丙烯塑料套管。

4.4 预应力楼盖结构设计

4.4.1 矩形柱网的预应力混凝土板柱结构，可按板的纵横两个方向分别采用等代框架法进行内力计算，在计算中每个方向均应取全部作用荷载。柱网不规则的平板、井式梁板、密肋板、承受大集中荷载和大开孔的板及板柱—抗震墙结构进行内力分析时，宜采用有限单元法进行计算。

4.4.2 矩形柱网的预应力混凝土板柱结构，采用等代框架法进行内力计算时宜符合下列规定：

1 在水平荷载作用下，等代梁的梁宽取值应符合本规程第 4.4.3 条的规定。水平荷载产生的内力，应组合到柱上板带；

2 在垂直荷载作用下，等代框架梁的梁宽可取柱两侧半跨之和；

3 当跨度差别较大或相邻跨荷载相差较大时，宜考虑柱及柱两侧抗扭构件的影响按等效柱计算，有柱帽的等代框架的板梁、柱的线刚度可按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ92 的规定确定；

4 纵向和横向每个方向的等代框架均应承担全部作用荷载；

5 考虑活荷载的不利布置引起的结构内力的增大。

4.4.3 在水平荷载作用下，沿该方向等代框架梁的计算宽度，宜取下列公式计算结果的较小值：

$$b_y = \frac{1}{2}(l_x + b_d) \quad (4.4.3-1)$$

$$b_y = \frac{3}{4}l_y \quad (4.4.3-2)$$

式中： b_y ——y 向等代框架梁的计算宽度（mm）；

l_x 、 l_y ——等代梁在纵横两个方向的计算跨度（mm）；

b_d ——平托板或柱帽的有效宽度（mm）。

4.4.4 周边支承的预应力双向板，每一方向上纵向普通钢筋的配筋率不应小于 0.15%；预应力混凝土板柱结构中的双向平板，纵向普通钢筋截面面积 A_s 及其分布应符合下列规定：

1 在柱边的负弯矩区，纵向钢筋应分布在柱宽及两侧各离柱边 $1.5h$ 的范围板带内；每一方向应至少设置 4 根直径不小于 16mm 的钢筋；纵向钢筋间距不应大于 300mm，外伸出柱边长度不应小于支座每一边净跨的 1/6；在承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其外伸长度应按计算确定，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对锚固长度的规定；每个方向上非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下式规定：

$$A_s \geq 0.00075hl \quad (4.4.4-1)$$

式中： l ——板带宽度（mm），取纵横两个方向板跨度的较大值；

h ——板的厚度（mm）。

2 在正弯矩区：非预应力纵向钢筋直径不应小于 8mm。间距不应大于 200mm，且应均匀分布在板的受拉区内，并应靠近受拉边缘布置；承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对锚固长度的规定，每个方向上的非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下式规定：

$$A_s \geq 0.0025bh \quad (4.4.4-2)$$

3 在荷载标准组合下，当正弯矩区每一方向上抗裂验算截面边缘的混凝土法向拉应力满足下式要求时，正弯矩区可按不小于 0.2% 的配筋率配置构造纵向普通钢筋：

$$s_{ck} - s_{pc} \leq 0.4f_{tk} \quad (4.4.4-3)$$

4 在荷载标准组合下，当正弯矩区每一个方向上抗裂验算截面边缘的混凝土法向拉应力超过 $0.4f_{tk}$ 且不大于 $1.0f_{tk}$ 时，纵向普通钢筋的截面面积应符合下式规定：

$$A_s \geq \frac{N_{tk}}{0.5f_y} \quad (4.4.4-4)$$

式中： N_{tk} ——在荷载标准组合下构件混凝土未开裂截面受拉区的合力（N）；

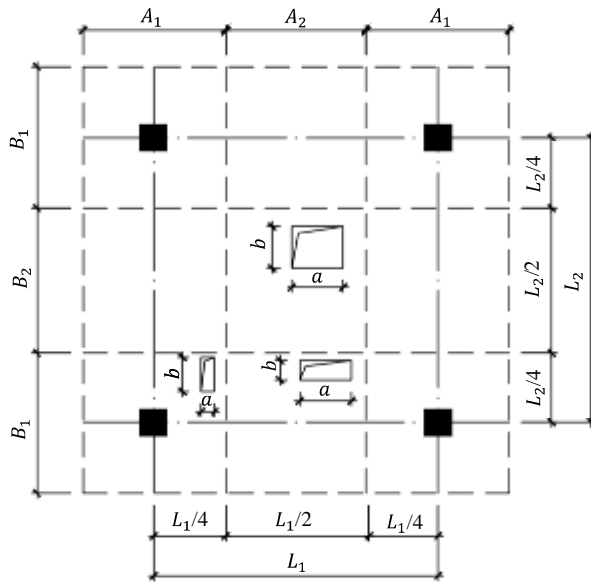
f_y ——钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²）当 f_y 大于 360N/mm² 时，取 360N/mm²。

5 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或钢筋混凝土边梁。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；

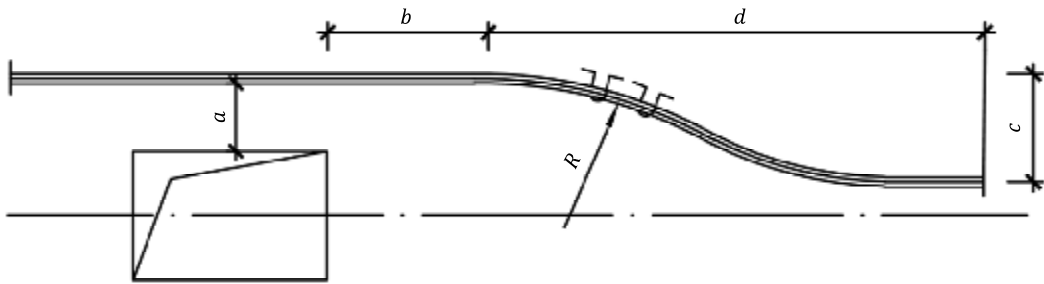
6 在温度、收缩应力较大的现浇双向平板区域内，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定配置普通构造钢筋网。

4.4.5 平板和密肋板可在局部留洞，但应验算留洞后板的承载力与刚度。当未作专门分析而在板的不同部位留单个洞时，所有洞边均应设置补强钢筋，留单个洞的大小及洞口处无粘结预应力筋的布置应符合下列规定：

1 在两个方向的柱上板带公共区域内，洞 1（图 4.4.5a）的长边尺寸 b 不应大于 $b_c/4$ 或 $h/2$ ，其中 b_c 为对应于洞口长边方向的柱宽度， h 为板厚度；



(a) 开单个洞大小要求



(b) 洞口无粘结预应力布置要求

图4.4.5 板柱体系楼板开洞示意

2 在一方向的跨中板带和另一个方向上的柱上板带公共区域内，洞2（图4.5.5a）的边长 a 不应大于 $A_2/4$ ，边长 b 不应大于 $B_1/4$ ，其中 A_2 为跨中板带宽度， B_1 为柱上板带宽度；

3 在两个方向的跨中板带公共区域内，洞3（图4.5.5a）的边长 a 不应大于 $A_2/4$ ，边长 b 不应大于 $B_2/4$ ，其中 A_2 、 B_2 分别为两个方向的跨中板带宽度；

4 在同一部位留多个洞时，在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度；

5 在板内被孔洞阻断的无粘结预应力筋可分两侧绕过洞口铺设，其离洞口的距离的不宜小于150mm，偏移点距离洞口的距离 b 不宜小于300mm，水平偏移的曲率半径 R 不宜小于6.5m（图4.4.5b），洞口四周应配置构造钢筋加强；当偏移量 c 与偏移段长度 d 之比大于1/6时，偏移段应配置U形筋。

4.4.6 在均布荷载作用下，现浇平板结构中预应力筋的布置和分配应符合下列规定：

1 预应力筋可按划分柱上板带和跨中板带的方式布置（图4.4.6a），图中 A_1 与 A_3 、 B_1 与 B_3 分别为两个方向的柱上板带， A_2 与 B_2 分别为两个方向的跨中板带。预应力筋分配在柱上板带的数量可占预应力筋总量60%~75%，其余40%~25%分配在跨中板带上；

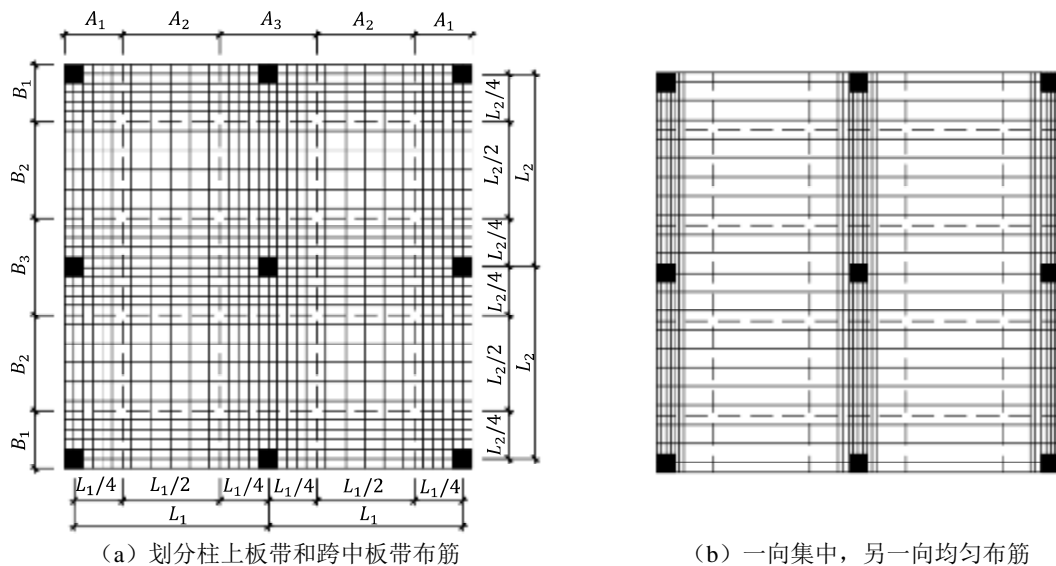


图4.4.6 布筋方式示意

2 预应力筋也可取一向集中布置，另一向均匀布置（图 4.4.6b）。集中布置的预应力筋，宜分布在各离柱边 $1.5h$ 的范围内；均布方向的预应力筋，最大间距不应超过板厚度的 6 倍，且不宜大于 1.0m ；

3 每一方向穿过柱子的预应力筋的数量不应少于 2 束。

4.4.7 沿两个主轴方向通过内节点柱截面的连续预应力筋及板底普通钢筋的总截面面积及布置应符合下列规定：

1 沿两个主轴方向通过内节点柱截面的连续预应力筋及板底普通钢筋的总截面面积应符合下式规定：

$$f_{py}A_p + f_yA_s \geq N_G \quad (4.4.7)$$

式中： A_s ——贯通柱截面的板底纵向普通钢筋截面面积（ mm^2 ），对一端在柱截面对边按受拉弯折锚固的普通钢筋，截面面积按一半计算；

A_p ——贯通柱截面连续预应力筋截面面积（ mm^2 ），对一端在柱截面对边锚固的预应力筋，截面面积按一半计算；

f_y ——普通钢筋的抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

f_{py} ——预应力筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ），对无粘结预应力筋应取其应力设计值 s_{pu} ；

N_G ——在该层楼重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值（ N ）。重力荷载代表值应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定确定。

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 连续普通钢筋应布置在板柱节点下部及预应力筋的下方，钢筋连接位置宜在距柱边 l_{ae} 与 2 倍板厚的较大值以外，且应避开板底受拉区范围。钢筋宜采用机械连接或焊接连接；当采用搭接时，钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩。 l_{ae} 为钢筋锚固长度。

4.4.8 现浇板柱节点形式及构造设计应符合下列规定：

1 预应力筋和按本规程第 4.4.4 条规定配置的纵向普通钢筋应正交穿过板柱节点；

2 对柱支承密肋板结构，在板柱节点周围应做成实心板，其宽度不应小于冲切破坏锥体的宽度；采用箍筋、锚栓、弯起钢筋或剪力架加强节点的受冲切承载能力时，其宽度不应小于加强件的延伸长度；

3 板柱结构、板柱—框架结构及板柱抗震墙结构中，采取在板柱节点处的板中配置抗冲切钢筋、增加板厚、增加结构的侧向刚度等措施提高板柱节点抗冲切承载能力时，应符合下列规定：

1) 设置柱帽或平托板（图 4.4.8a）时，平托板的长度和厚度，以及柱帽尺寸和厚度应按受冲切承载力的要求确定，并应符合本规程第 4.4.9 条的规定；

2) 配置抗冲切箍筋或弯起钢筋时，可设置穿过柱截面布置于板内的暗梁（图 4.4.8b），暗梁上部钢筋不应少于暗梁宽度范围内柱上板带所需非预应力纵向钢筋，且直径不应小于 16mm ，下部钢筋直径也不应小于 16mm ；

3) 配置抗冲切钢筋时宜优先选用抗冲切锚栓。

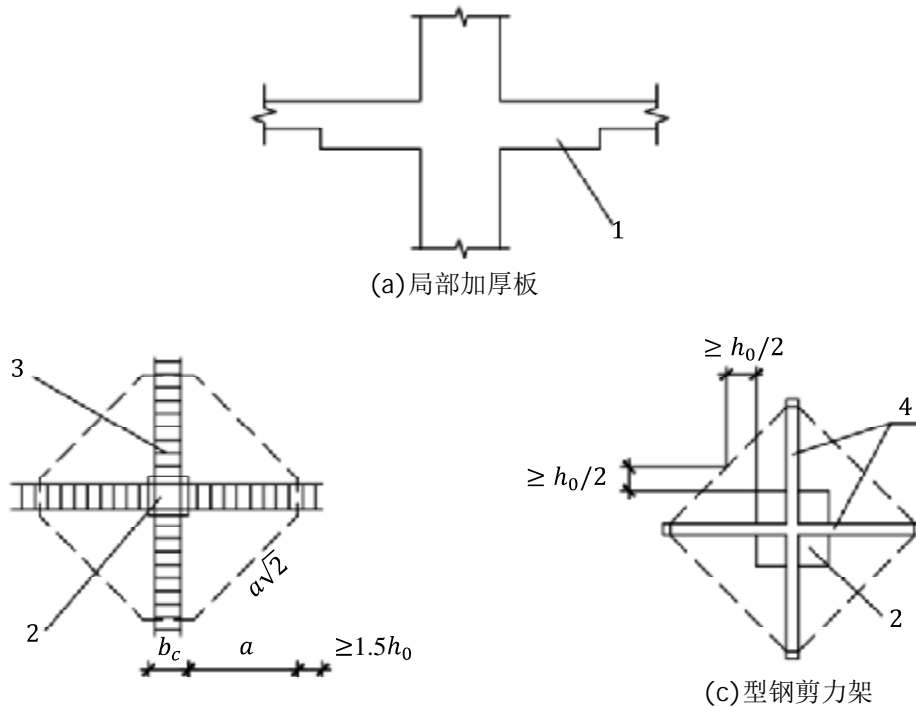


图4.4.8 节点形式及构造示意

1—局部加厚板；2—柱；3—抗剪箍筋；4—工字钢或槽钢

4.4.9 板柱节点的形状与尺寸应包容 45° 的冲切破坏锥体，并应满足受冲切承载力的要求。板柱节点可采用带柱帽、托板或柱帽与托板结合的结构形式，并应符合下列规定：

1 采用柱帽（图 4.4.9a）或托板（图 4.4.9b）的形式时，柱帽的高度不应小于板的厚度 h ；托板的厚度不应小于 $h/4$ 。柱帽高度或托板厚度与板厚之和不宜小于 $16d$ 。柱帽或托板在平面两个方向上的尺寸均不宜小于同方向上柱截面宽度 b 加 $4h$ 的数值。 d 为柱中主筋的最大直径；

2 采用柱帽与托板结合（图 4.4.9c）的形式时，柱帽与托板的总高度不应小于板的厚度 h ；托板的厚度不宜小于 $h/4$ 。柱帽高度、托板厚度与板厚之和不宜小于 $16d$ 。托板在平面两个方向上的尺寸均不宜小于同方向上柱截面宽度 b 加 $4h$ 的数值。 D 为柱中主筋的最大直径。

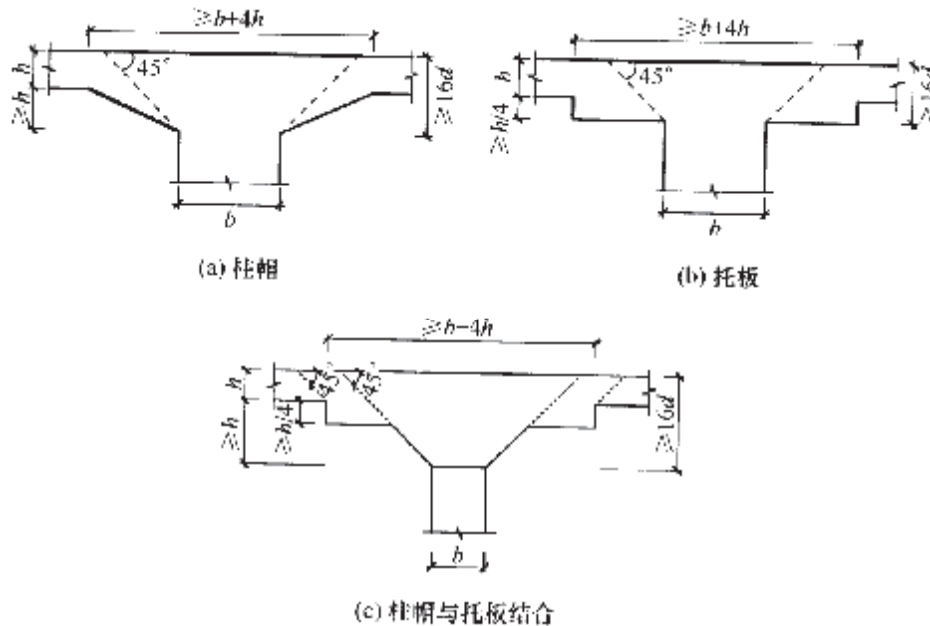


图4.4.9 带柱帽或托板的板柱节点冲切示意

4.4.10 在局部荷载或集中反力作用下，配置或不配置箍筋和弯起钢筋的无粘结预应力混凝土平板的受冲切承载力计算，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

4.4.11 混凝土平板中配置抗冲切箍筋应符合下列构造要求：

1 板的厚度不应小于 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长度不应小于 $1.5h_0$ (图 4.4.11); 箍筋直径不应小于 6mm, 且应做成封闭式, 间距不应大于 $h_0/3$, 且不应大于 100mm。

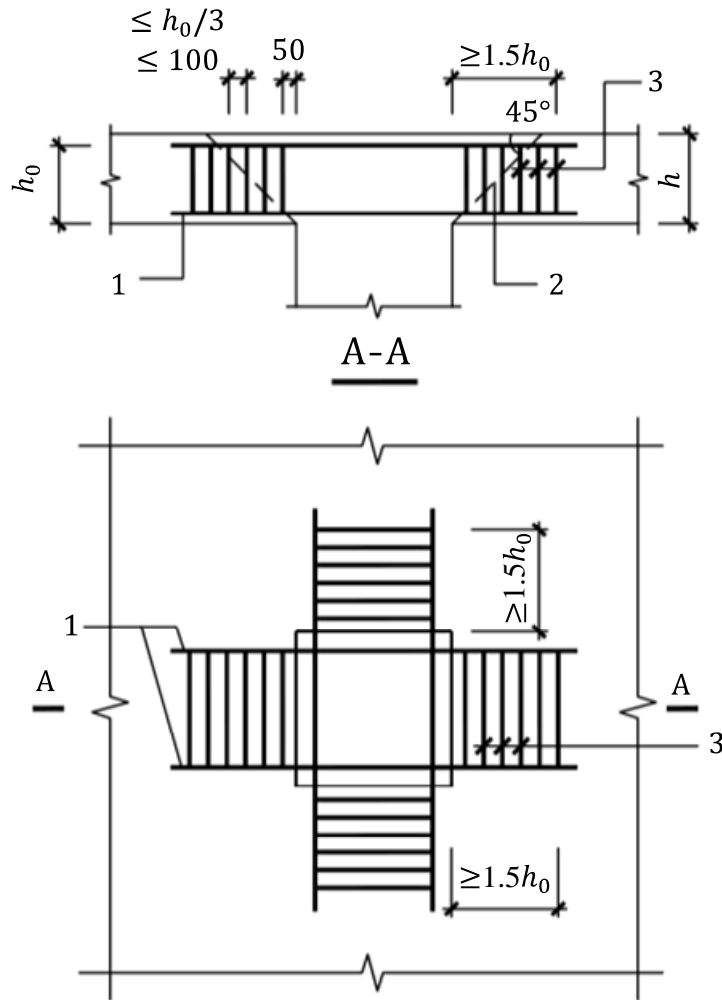


图4.4.11 板中箍筋作抗冲切钢筋布置示意

1—架力钢筋; 2—冲切破坏锥面; 3—箍筋

4.4.12 梁板式预应力空心楼盖, 优先采用拟板法计算, 也可采用拟梁法计算; 当采用有限元方法时, 宜用不少于两种有限元方法进行计算, 各控制截面应选用最不利的数值进行设计。

4.4.13 采用拟板法计算时, 框架柱上宜设置构造暗梁, 并对柱周边的上铁钢筋构造加强, 对周围构件的抗扭能力也应适当加强。

4.4.14 梁板式预应力空心楼盖采用拟梁法或有限元方法计算时, 宜将预应力的效应考虑进整体计算中; 但计算时若考虑了预应力的效应, 按该计算结果进行设计时, 不应二次考虑预应力筋的影响; 对于空心板中与柱连接的梁, 可设置为铰支座。

5 承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 预应力混凝土结构设计应计入预应力作用效应；对超静定结构，相应的次内力应参与组合计算。

5.1.2 预应力混凝土结构构件的承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 的规定。

5.1.3 采用应力表达式进行预应力混凝土结构构件的承载能力极限状态验算时，应符合下列规定：

- 1 应根据设计状况和构件性能设计目标确定混凝土和钢筋的强度取值；
- 2 普通钢筋应力不应大于钢筋的强度取值；预应力筋的应力不应大于预应力筋的强度取值；
- 3 混凝土应力不应大于混凝土的强度取值；多轴应力状态混凝土强度取值和验算可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行。

5.1.4 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应按下列公式取用：

当 $e_c \leq e_0$ 时

$$s_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{e_c}{e_0} \right)^n \right] \quad (5.1.4-1)$$

当 $e_0 \leq e_c \leq e_{cu}$ 时

$$s_c = f_c \quad (5.1.4-2)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (5.1.4-3)$$

$$e_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (5.1.4-4)$$

$$e_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (5.1.4-5)$$

式中： s_c ——混凝土压应变为 e_c 时的混凝土压应力（MPa）；

e_0 ——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变，当计算的 e_0 值小于 0.002 时，取为 0.002；

e_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变，当处于非均匀受压时，按公式（5.1.4-5）计算，如计算值大于 0.0033，取为 0.0033；当处于轴心受压时取为 e_0 ；

n ——系数，当计算的 n 值大于 2.0 时，取为 2.0。

4 纵向钢筋的应力应取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不应大于其相应的强度设计值；

5 纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

5.1.5 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、预应力筋的合力点应在同一条直线上。当不符合上述条件时，应考虑扭转的影响。

5.1.6 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，当构件的长细比满足式（5.1.6）要求时，可不考虑该方向构件自身挠曲产生的附加弯矩影响；否则应根据本规程第 5.1.7 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。

$$\frac{l_c}{i} \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \quad (5.1.6)$$

式中： M_1, M_2 ——分别为已经考虑侧移影响的偏心受压构件两端截面弹性分析确定的，对同一主轴的组合弯矩设计值（kN·m），绝对值较大端为 M_2 ，绝对值较小端为 M_1 ；当构件单向弯曲时 M_1/M_2 取正值，否则取负值；

l_c ——构件的计算长度（mm），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（mm）。

5.1.7 除排架结构柱外，其他偏心受压构件考虑轴向压力在挠曲杆件中产生的二阶效应后控制截面的弯矩设计值，应按下列公式计算：

$$M = C_m h_{ns} M_2 \quad (5.1.7-1)$$

当 $C_m h_{ns}$ 小于1.0时取1.0；对剪力墙及核心筒墙，可取 $C_m h_{ns}$ 等于1.0。

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (5.1.7-2)$$

$$h_{ns} = 1 + \frac{1}{1300(M_2/N + e_a)/h_0} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 x_c \quad (5.1.7-3)$$

$$x_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (5.1.7-4)$$

式中： C_m ——构件端截面偏心距调节系数，当小于0.7时取0.7；

h_{ns} ——弯矩增大系数；

N ——与弯矩设计值 M_2 相应的轴向压力设计值（N）；

e_a ——附加偏心距，按本规程第5.1.8条确定；

x_c ——截面曲率修正系数，当计算值大于1.0时取1.0；

h ——截面高度（mm）；对于环形截面，取外直径；对于圆形截面，取直径；

h_0 ——截面有效高度（mm）；对环形截面，取 $h_0 = r_2 + r_s$ ；对圆形截面，取 $h_0 = r + r_s$ ；此处， r 、 r_2 和 r_s 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010确定；

A ——构件截面面积（mm²）。

5.1.8 偏心受压构件的正截面承载力计算时，应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a ，其值应取20mm和偏心方向截面最大尺寸的1/30两者中的较大值。

5.1.9 受弯构件、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，并应符合下列规定：

1 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 b_1 。当混凝土强度等级不超过C50时， b_1 取为0.8，当混凝土强度等级为C80时， b_1 取为0.74，其间按线性内插法确定；

2 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 a_1 。当混凝土强度等级不超过C50时， a_1 取为1.0，当混凝土强度等级为C80时， a_1 取为0.94，其间按线性内插法确定。

5.1.10 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 x_b 应按下式计算：

$$x_b = \frac{b_1}{1 + \frac{0.002}{e_{cu}} + \frac{f_{py} - s_{p0}}{E_s e_{cu}}} \quad (5.1.10)$$

式中： x_b ——相对界限受压区高度： $x_b = x_b / h_0$ ；

x_b ——界限受压区高度（mm）；

h_0 ——截面有效高度（mm），指纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离；

f_{py} ——预应力筋抗拉强度设计值（MPa），对于无粘结和体外预应力混凝土，预应力筋的应力设计值应取 s_{pu} ；

E_s ——钢筋弹性模量（MPa）。

s_{p0} ——受拉区纵向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 (MPa), 按本规程公式 (5.1.12-3) 或公式 (5.1.12-6) 计算;
 e_{cu} ——非均匀受压时的混凝土极限压应变, 按本规程公式 (5.1.4-5) 计算;
 b_1 ——系数, 按本规程第 5.1.9 条的规定计算。

5.1.11 纵向钢筋应力宜按下列规定确定:

1 纵向钢筋应力宜按下列公式计算:

普通钢筋

$$s_{si} = E_s e_{cu} \left(\frac{b_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (5.1.11-1)$$

预应力筋

$$s_{pi} = E_s e_{cu} \left(\frac{b_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) + s_{p0i} \quad (5.1.11-2)$$

2 纵向钢筋应力也可按下列近似公式计算:

普通钢筋

$$s_{si} = \frac{f_y}{x_b - b_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - b_1 \right) \quad (5.1.11-3)$$

预应力筋

$$s_{pi} = \frac{f_{py} - s_{p0i}}{x_b - b_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - b_1 \right) + s_{p0i} \quad (5.1.11-4)$$

3 按公式 (5.1.11-1) 至公式 (5.1.11-4) 计算的纵向钢筋应力应符合下列公式要求:

$$-f'_y \leq s_{si} \leq f_y \quad (5.1.11-5)$$

$$s_{p0i} - f'_{py} \leq s_{pi} \leq f_{py} \quad (5.1.11-6)$$

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 (mm);

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度 (mm);

s_{si} 、 s_{pi} ——第 i 层纵向普通钢筋、预应力筋的应力 (MPa), 正值代表拉应力, 负值代表压应力;

f'_y 、 f'_{py} ——纵向普通钢筋、预应力筋的抗压强度设计值 (MPa);

s_{p0i} ——第 i 层纵向预应力筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力 (MPa)。

5.1.12 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

$$s_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (5.1.12-1)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$s_{pe} = s_{con} - s_l - a_E s_{pc} \quad (5.1.12-2)$$

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

$$s_{p0} = s_{con} - s_l \quad (5.1.12-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$s_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + s_{p2} \quad (5.1.12-4)$$

相应阶段预应力筋的有效预应力

$$s_{pe} = s_{con} - s_l \quad (5.1.12-5)$$

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

$$s_{p0} = s_{con} - s_l + a_E s_{pc} \quad (5.1.12-6)$$

$$a_E = E_s / E_c \quad (5.1.12-7)$$

式中： A_n ——净截面面积 (mm^2)，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 (mm^2)：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 (mm^4)；

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 (mm)，按本规程第 5.1.13 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 (mm)；

s_l ——相应阶段的预应力损失值 (MPa)，按现行行业标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ369 的规定计算；

a_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

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 (N)，按本规程第 5.1.13 条计算；

s_{p2} ——由预应力次内力引起的混凝土截面法向应力 (MPa)。

5.1.13 预加力及其作用点的偏心距(图 5.1.13)宜按下列公式计算：

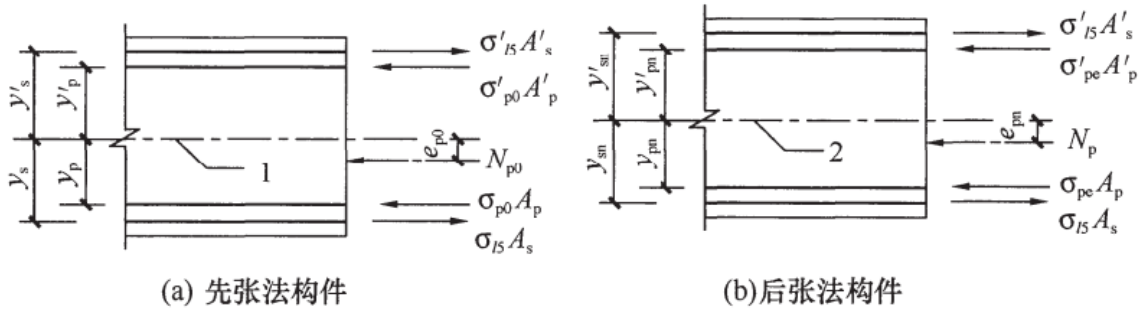


图5.1.13 预加力作用点位置

1— 换算截面重心轴；2— 净界面重心轴

1 先张法构件

$$N_{p0} = s_{p0}A_p + s_{p0}A'_p - s_{l5}A_s - s_{l5}A'_s \quad (5.1.13-1)$$

$$e_{p0} = \frac{s_{p0}A_p y_p - s_{p0}A'_p y'_p - s_{l5}A_s y_s + s_{l5}A'_s y'_s}{s_{p0}A_p + s_{p0}A'_p - s_{l5}A_s - s_{l5}A'_s} \quad (5.1.13-2)$$

2 后张法构件

$$N_p = s_{pe}A_p + s_{pe}A'_p - s_{l5}A_s - s_{l5}A'_s \quad (5.1.13-3)$$

$$e_{pn} = \frac{s_{pe}A_p y_{pn} - s_{pe}A'_p y'_{pn} - s_{l5}A_s y_{sn} + s_{l5}A'_s y'_{sn}}{s_{pe}A_p + s_{pe}A'_p - s_{l5}A_s - s_{l5}A'_s} \quad (5.1.13-4)$$

式中： s_{p0} 、 s'_{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 (MPa)；

s_{pe} 、 s'_{pe} ——受拉区、受压区预应力筋的有效预应力 (MPa)；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积 (mm^2)；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积 (mm^2)；

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 (mm);
 y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区普通钢筋重心至换算截面重心的距离 (mm);
 s_{15} 、 s'_{15} ——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 (MPa), 按现行行业标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ369-2016 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 (mm);

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 (mm)。

5.1.14 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} , 均应按本规程公式 (5.1.13-1) 及 (5.1.13-2) 计算, 此时, 先张法和后张法构件预应力筋的应力 s_{p0} 、 s'_{p0} 均应按本规程第 5.1.12 条的规定计算。

5.1.15 无粘结预应力混凝土受弯构件的受拉区, 纵向普通钢筋的配置应符合下列规定:

1 单向板纵向普通钢筋的截面面积 A_s 应符合下式规定, 且纵向普通钢筋直径不应小于 8 mm, 间距不应大于 200 mm。

$$A_s \geq 0.002bh \quad (5.1.15-1)$$

式中: b ——截面宽度 (mm);

h ——截面高度 (mm)。

2 梁中受拉区配置的纵向普通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, 纵向普通钢筋直径不宜小于 14 mm, 且应均匀分布在梁的受拉边缘区;

A_s 应取下列公式计算结果的较大值:

$$A_s \geq \frac{1}{3} \left(\frac{s_{pu} h_p}{f_y h_s} \right) A_p \quad (5.1.15-2)$$

$$A_s \geq 0.003bh \quad (5.1.15-3)$$

3 对一级裂缝控制等级的梁, 当无粘结预应力筋承担不小于 75% 的弯矩设计值时, 纵向普通钢筋面积应满足承载力计算和公式 (5.1.15-3) 的要求。

5.1.16 预应力混凝土受弯构件的正截面受弯承载力设计值应满足下式要求:

$$M_u \geq M_{cr} \quad (5.1.16)$$

式中: M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值 (N·mm), 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算;

M_{cr} ——构件正截面开裂弯矩值 (N·mm), 按本规程公式 (6.3.3-5) 计算。

5.2 正截面受弯承载力计算

5.2.1 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 (图 5.2.1) 应符合下列公式规定:

$$M - \left[M_2 + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \right] \leq a_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A'_s (h_0 - a'_s) - (s'_{p0} - f_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.1-1)$$

1 混凝土受压区高度应按下列公式确定:

$$a_1 f_c b x - N_2 = f_y A_s - f_y A'_s + f_{py} A_p + (s_{p0} - f_{py}) A'_p \quad (5.2.1-2)$$

2 混凝土受压区高度应符合下列条件:

$$x \leq x_b h_0 \quad (5.2.1-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (5.2.1-4)$$

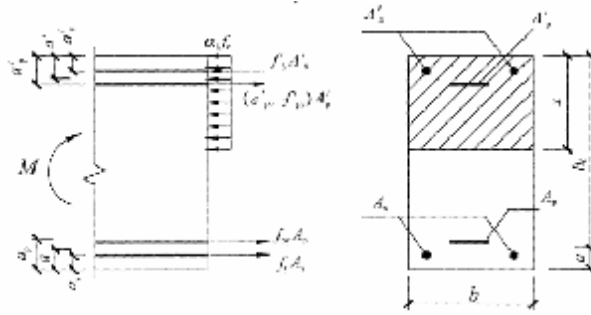


图5.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

式中：M——弯矩设计值（N·mm）；

M_2 、 N_2 ——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩、次轴力设计值；计算 N_2 时，压力为正值，拉力为负值；先张法预应力混凝土结构中 $M_2 = 0, N_2 = 0$ ；在对截面进行受弯及受剪承载力计算时，当参与组合的次内力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.3；有利时应取 1.0。

a_1 ——系数，按本规程第 5.1.9 条的规定计算；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积（mm²）；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力筋的截面面积（mm²）；

s'_{p0} ——受压区纵向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（MPa）；

b ——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度（mm）；

h_0 ——截面有效高度（mm）；

a'_s 、 a'_p ——受压区纵向普通钢筋合力点、预应力筋合力点至截面受压边缘的距离（mm）；

a ——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离（mm），当受压区未配置纵向预应力筋或受压区纵向预应力筋应力（ $s'_{p0} - f'_{py}$ ）为拉应力时，公式（5.2.1-4）中的 a 用 a'_s 代替。

5.2.2 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件（图 5.2.2），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，应按宽度为 b'_f 的矩形截面计算：

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq a_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (s'_{p0} - f'_{py}) A'_p + N_2 \quad (5.2.2-1)$$

2 当不满足公式 5.2.2-1 的条件时

$$M - \left[M_2 + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \right] \leq a_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + a_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (s'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.2-2)$$

混凝土受压区高度应按下列公式确定：

$$a_1 f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] - N_2 = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (s'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (5.2.2-3)$$

式中： h'_f ——T 形、I 形截面受压区翼缘高度（mm）；

b'_f ——T 形、I 形截面受压区翼缘计算宽度（mm），按本规程第 5.2.3 条的规定确定。

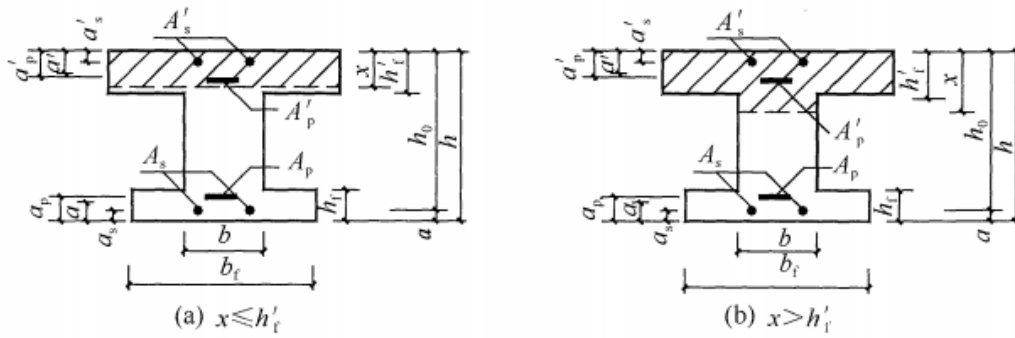


图5.2.2 T形、I形截面受弯构件受压区高度位置

3 按公式(5.2.2-1~5.2.2-3)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本规程公式(5.2.1-3)和公式(5.2.1-4)的要求。

5.2.3 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 可按表5.2.3所列情况中的最小值取用。

表5.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件翼缘计算宽度 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、肋形板
1 按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2 按梁(纵肋)净距 s_n 考虑	$b + s_n$	—	$b + s_n/2$
3 按翼缘高度考虑	$b + 12h'_f$	b	$b + 5h'_f$

注: 1 表中 b 为腹板宽度;

2 肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时,可不考虑表中情况3的规定;

3 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 。

5.2.4 受弯构件正截面受弯承载力的计算,应符合本规程公式(5.2.1-3)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,按本规程公式(5.2.1-2)或公式(5.2.2-3)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。

5.2.5 当计算中计入纵向普通受压钢筋时,应满足本规程公式(5.2.1-4)的条件;当不满足此条件时,正截面受弯承载力应符合下式规定:

$$M - \left[M_2 + N_2 \left(\frac{h}{2} - a'_s \right) \right] \leq f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) + (s_{p0} - f_{py}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (5.2.5)$$

式中: M ——弯矩设计值(N·mm);

a_s 、 a_p ——受拉区纵向普通钢筋、预应力筋至受拉边缘的距离(mm)。

5.2.6 无粘结预应力筋的应力设计值 s_{pu} 宜按下列公式计算:

$$s_{pu} = s_{pe} + \Delta s_p \quad (5.2.6-1)$$

$$\Delta s_p = (240 - 335x_p) \left(0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0} \right) \frac{l_2}{l_1} \quad (5.2.6-2)$$

$$x_p = \frac{s_{pe} A_p + f_y A_s}{f_c b h_p} \quad (5.2.6-3)$$

无粘结预应力筋的应力设计值 s_{pu} 应符合下式条件:

$$s_{pe} \leq s_{pu} \leq f_{py} \quad (5.2.6-4)$$

式中: s_{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(MPa);

Δs_p ——无粘结预应力筋中的应力增量 (MPa), 对于跨数不小于 3 跨的连续梁、连续单向板及连续双向板, Δs_p 取值不应小于 50 N/mm^2 ;

x_p ——综合配筋指标, 不宜大于 0.4;

l_0 ——受弯构件计算跨度 (mm);

h ——受弯构件截面高度 (mm);

h_p ——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm);

l_1 ——连续无粘结预应力筋两个锚固端间的总长度 (mm);

l_2 ——与 l_1 相关的由活荷载最不利布置图确定的荷载跨长度之和 (mm)。

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 x_p 可按下式计算:

$$x_p = \frac{s_{pe} A_p + f_y A_s - f_c (b_f' - b) h_f'}{f_c b h_p} \quad (5.2.6-5)$$

式中: h_f' ——T 形、I 形截面受压区的翼缘高度 (mm);

b_f' ——T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度 (mm)。

5.3 正截面受拉承载力计算

5.3.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下式规定:

$$N - N_2 \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (5.3.1)$$

式中: N ——轴向拉力设计值 (N);

N_2 ——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力设计值;

——纵向普通钢筋、预应力筋的全部截面面积 (mm^2)。

5.3.2 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与的合力点和与的合力点之间时 (图 5.3.2 a), 应按下列公式计算:

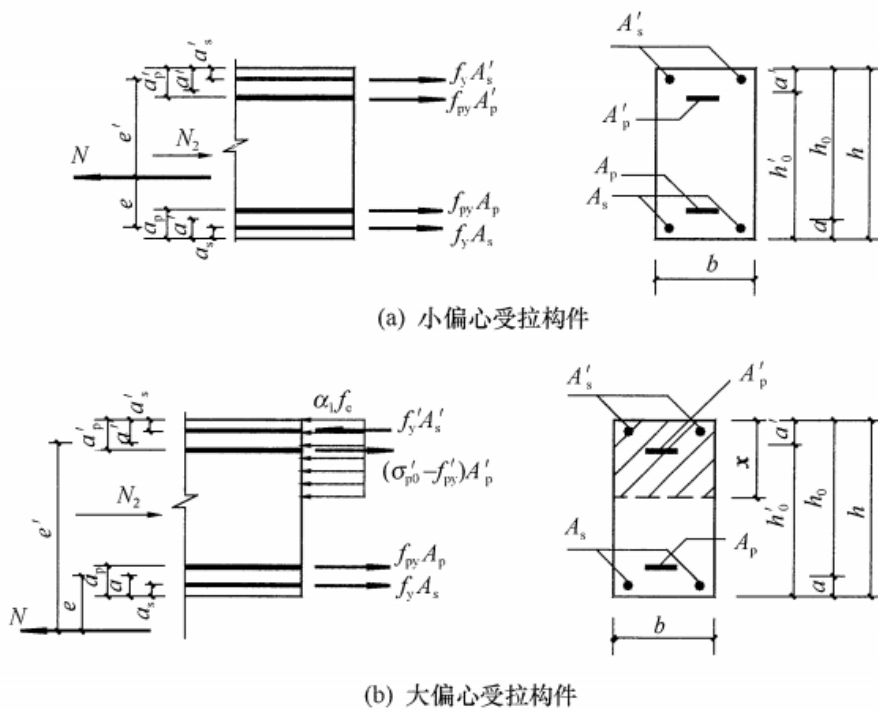


图5.3.2 矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

$$Ne + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.2-1)$$

$$Ne' + N_2 \left(\frac{h}{2} - a' \right) \leq f_y A_s (h'_0 - a'_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.2-2)$$

式中： e ——轴向拉力作用点至纵向受拉或受压钢筋合力点的距离（mm）。

2 大偏心受拉构件：当轴向拉力不作用在钢筋的合力点和与的合力点之间时（图 5.3.2b），应按下列公式计算：

$$N + N_2 \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (s'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \quad (5.3.2-3)$$

$$Ne + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (s'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.2-4)$$

对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，尚应计入预应力次轴力对 e 的影响。混凝土受压区的高度应满足本规程公式（5.2.1-3）的要求。当计算中计入纵向普通受压钢筋时，应满足本规程公式（5.2.1-4）的条件；当不满足时，可按本规程公式（5.3.2-2）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，均可按本规程公式（5.3.2-2）计算。

5.4 正截面受压承载力计算

5.4.1 轴心受压构件正截面受压承载力应符合下式规定：

$$N + N_2 \leq 0.9j (f_c A + f'_y A'_s) \quad (5.4.1)$$

式中： N ——轴向压力设计值（N）；

N_2 ——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力设计值，压力取正值，拉力取负值；

- 钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 5.4.1 采用；
- 混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）；
- 构件截面面积（mm²）；
- 全部纵向钢筋的截面面积（mm²）。

当纵向钢筋配筋率大于 3% 时，公式（5.4.1）中的应改用（）代替。

表5.4.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

	≤8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
	≤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
	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
	104	111	118	125	432	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； 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。

5.4.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应符合下列公式规定（图 5.4.2）：

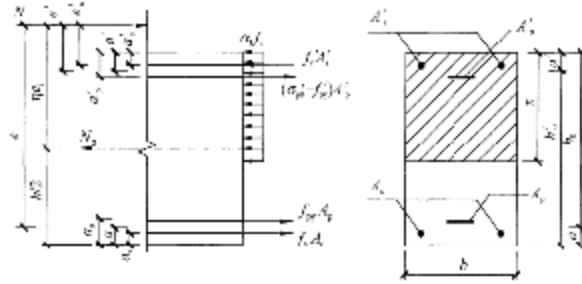


图5.4.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

$$N + N_2 \leq a_1 f_c b x + f_y' A_s' - s_s A_s - (s_{p0}' - f_{py}') A_p' - s_p A_p \quad (5.4.2-1)$$

$$Ne + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \leq a_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') - (s_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \quad (5.4.2-2)$$

$$e = e_i + h/2 - a \quad (5.4.2-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5.4.2-4)$$

式中：——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（mm）。
、——受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋、预应力筋的应力（MPa）；

- 初始偏心距 (mm);
- 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 (mm);
- 轴向压力对截面重心的偏心距 (mm): $=M/N$; 当需要考虑二阶效应时, M 为本规程 5.2.3 条确定的弯矩设计值;
- 附加偏心距, 按本规程第 5.1.8 条确定 (mm)。

在按上述规定计算时, 尚应符合下列要求:

1 钢筋的应力、可按下列情况计算:

- (1) 当 ξ 不大于 ξ_b 时为大偏心受压构件, 取等于、等于。此处, ξ 为相对受压区高度, 取为 x/h_0 ;
- (2) 当 ξ 大于 ξ_b 时为小偏心受压构件, 按本规程第 5.1.11 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程公式 (5.2.1-4) 的条件; 当不满足此条件时, 其正截面受压承载力可按本规程第 5.2.5 条的规定进行计算, 此时, 应将公式 (5.2.5) 中的 M 以 N 代替, 此处, 为轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋合力点的距离; 在计算中应计入偏心距增大系数, 初始偏心距应按公式 (5.4.2-4) 确定;

3 矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件, 当时, 应按下列公式进行验算:

$$Ne' + N_2 \left(\frac{h}{2} - a' \right) \leq f_c b h \left(h_0' - \frac{h}{2} \right) + f_y A_s (h_0' - a_s) \quad (5.4.2-5)$$

$$-(s_{p0} - f_{py}') A_p (h_0' - a_p) \quad (5.4.2-6)$$

$$e' = \frac{h}{2} - a' - (e_0 - e_a)$$

式中: ——轴向压力作用点至受压区纵向普通钢筋和预应力筋的合力点的距离 (mm);

——纵向受压钢筋合力点至截面远边的距离 (mm)。

5.4.3 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, 其正截面受压承载力可采用下式进行计算:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (5.4.3)$$

- 构件的截面轴心受压承载力设计值 (N), 可按本规程公式 (5.4.1) 计算, 但应取等号, 将 N 以代替, 且不考虑稳定系数及系数 0.9;
- 轴向压力作用于 x 轴并考虑相应的计算偏心距后, 按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值 (N), 可按本规程第 5.4.2 条的规定进行计算, 但应取等号, 将 N 以代替;
- 轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的计算偏心距后, 按全部纵向普通钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值 (N), 可按本规程第 5.4.2 条的规定进行计算, 但应取等号, 将 N 以代替。

5.5 斜截面承载力计算

5.5.1 矩形、T 形和 I 形截面的预应力混凝土受弯构件, 应符合下列规定:

1 其受剪截面应符合下列条件:

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25 b_c f_c b h_0 \quad (5.5.1-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.20 b_c f_c b h_0 \quad (5.5.1-2)$$

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 (N), 包括预应力次剪力设计值 V_2 , 其中当参与组合的次剪力对结构不利时, 预应力分项系数应取 1.3, 有利时应取 1.0;

——混凝土强度影响系数: 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=0.8; 其间接线性内插法确定;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (MPa);

b ——矩形截面的宽度, T 形截面或 I 形截面的腹板宽度 (mm);

h_0 ——截面的有效高度 (mm);

h_w ——截面的腹板高度 (mm): 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。

2 对 T 形或 I 形截面的简支受弯构件, 当有实践经验时, 公式 (5.5.1-1) 中的系数可改用 0.3;

3 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。

5.5.2 在计算斜截面的受剪承载力时, 其剪力设计值的计算截面应选取下列截面计算:

1 支座边缘处的截面 (图 5.5.2a、b 截面 1-1);

2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面 (图 5.5.2a 截面 2-2、3-3);

3 箍筋截面面积或间距改变处的截面 (图 5.5.2b 截面 4-4);

4 腹板宽度改变处的截面;

5 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他不利的截面。

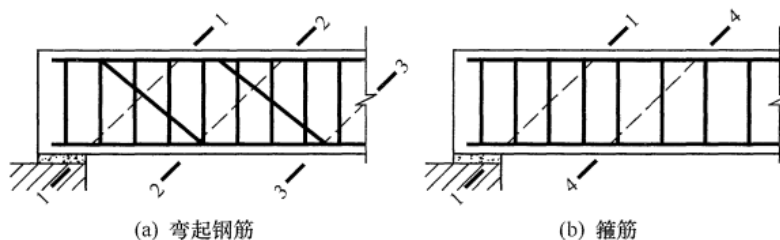


图5.5.2 斜截面受剪承载力剪力设计值的计算截面

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

5.5.3 当仅配置箍筋时, 矩形、T 形和 I 形截面的预应力受弯构件, 斜截面的受剪承载力应符合下列公式规定:

$$V \leq V_{cs} + V_p \quad (5.5.3-1)$$

$$V_{cs} = a_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.5.3-2)$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (5.5.3-3)$$

式中: 构件斜截面上的最大剪力设计值;

——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值 (N);

——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值 (N);

——斜截面混凝土受剪承载力系数, 对于一般受弯构件取 0.7; 对集中荷载作用下, 包括作用有多种荷载, 其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上情况的独立梁, 取为 $\frac{1.75}{\lambda + 1}$, λ 为计算截面的剪跨比, 可取 λ 等于 a/h_0 ,

当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5, 当 λ 大于 3 时, 取 3, a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离;

——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积 (mm^2): $=n$, 此处, n 为在同一截面内箍筋的肢数, 为单肢箍筋的截面面积;

s ——沿构件长度方向的箍筋间距 (mm);

——箍筋抗拉强度设计值 (MPa);

——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力 (N); 当大于时, 取, 此处, 为构件的换算截面面积。对合力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 为 0; 对先张法预应力混凝土构件, 在计算合力时, 应考虑预应力筋传递长度的影响。

5.5.4 矩形、T 形和 I 形截面的预应力受弯构件, 当配置箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面的受剪承载

力应符合下式的规定：

$$V \leq V_{cs} + V_p + 0.8f_y A_{sb} \sin \alpha_s + 0.8f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (5.5.4)$$

式中：V——配置弯起钢筋处的剪力设计值（N），按本规程第 5.5.5 条的规定取用；

——由预加力所提高的构件的受剪承载力设计值（N），按本规程公式（5.5.3-3）计算，但计算合力时不考虑预应力弯起钢筋的作用；

、——同一弯起平面内的非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积（mm²）；

、——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向轴线的夹角（°）。

5.5.5 计算弯起钢筋时，其剪力设计值应符合下列规定（图 5.5.2a）：

1 计算支座的第一排弯起钢筋时，取支座边缘处的剪力值；

2 计算以后的每一排弯起钢筋时，取支座前一排弯起钢筋弯起点处的剪力值。

5.5.6 矩形、T 形和 I 形截面的预应力受弯构件，当符合下式的规定时，可不进行斜截面的受剪承载力计算，而仅需按构造要求配置箍筋。

$$V \leq a_{cv} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \quad (5.5.6)$$

式中：a_{cv}——斜截面混凝土受剪承载力系数，按本规程第 5.5.3 条的规定采用。

5.5.7 受拉边倾斜的矩形、T 形和 I 形截面的预应力受弯构件，其斜截面受剪承载力应符合下列公式规定（图 5.5.7）：

$$V \leq V_{cs} + V_{sp} + 0.8f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (5.5.7-1)$$

$$V_{sp} = \frac{M - 0.8(\sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} + \sum f_y A_{sb} z_{sb})}{z + c \tan b} \tan b \quad (5.5.7-2)$$

$$s_{pe} A_p \sin b \leq V_{sp} \leq (f_{pv} A_p + f_y A_s) \sin b \quad (5.5.7-3)$$

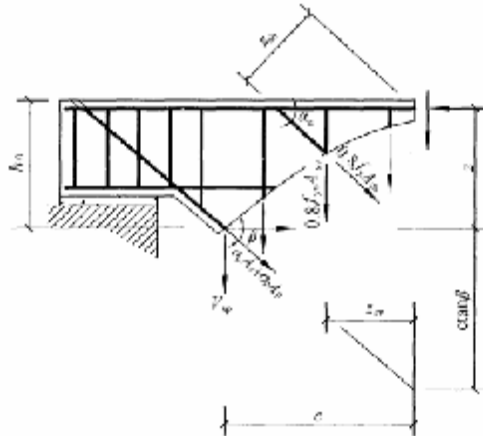


图5.5.7 受拉边倾斜的受弯构件斜截面受剪承载力计算

式中：V——构件斜截面上的最大剪力设计值（N）；

M——构件斜截面受压区末端的弯矩设计值（N·mm）；

V_{cs}——构件斜截面上预应力混凝土和箍筋的受剪承载力设计值（N），按本规程公式（5.5.3-2）

或公式（5.5.3-4）计算，其中，h₀取斜截面受拉区始端的垂直截面有效高度；

——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合力的设计值在垂直方向的投影（N）；

——同一截面内箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离（mm）；

——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（mm）；

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（mm），可近似取 z=0.9 h₀；

——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（mm），可近似取 c=h₀。

5.5.8 受弯构件斜截面的受弯承载力应符合下列规定（图 5.5.8）

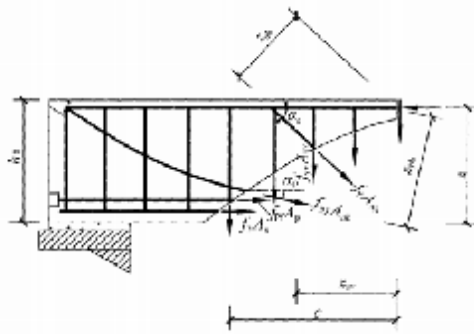


图5.5.8 受弯构件斜截面受弯承载力计算

$$M \leq (f_y A_s + f_{py} A_p) z + \sum f_y A_{sb} z_{sb} + \sum f_{py} A_{pb} z_{pb} + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} \quad (5.5.8-1)$$

此时，斜截面的水平投影长度 c 范围内斜截面受压区末端的剪力设计值 V 可按下列公式计算：

$$V = \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s + \sum f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (5.5.8-2)$$

式中： V ——斜截面受压区末端的剪力设计值 (N)；

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

——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至斜截面受压区合力点的距离 (mm)；

——同一斜截面上箍筋的合力至斜截面受压区合力点的距离 (mm)。

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，公式中的应按下列规定确定：

锚固区内的纵向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，在两点之间可按线性内插法确定。

5.6 扭曲截面承载力计算

5.6.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的构件，当符合下列公式规定时，可不进行构件受剪扭承载力计算，但应按构造要求配置纵向钢筋和箍筋。

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7 f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{bh_0} \quad (5.6.1-1)$$

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) \quad (5.6.1-2)$$

式中：——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的预加力 (N)，应按本规程公式 (5.1.13-1) 及 (5.1.13-2) 计算，当大于 $0.3 f_c A_0$ 时，取 $0.3 f_c A_0$ ，此处 A_0 为构件的换算截面面积；

T ——扭矩设计值 (N·mm)；

b ——矩形截面的宽度 (mm)，T 形或 I 形截面取腹板宽度，箱形截面取两侧壁总厚度 $2t$ ；

——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩 (mm^3)，与普通混凝土结构构件相同，矩形截面按式 (5.6.1-2) 计算。

5.6.2 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列公式规定：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{x} f_{yv} \frac{A_{st1} A_{cor}}{s} + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t \quad (5.6.2-1)$$

$$x = \frac{f_y A_{st1} s}{f_{yv} A_{st1} u_{cor}} \quad (5.6.2-2)$$

式中：——受扭计算中取对称布置的全部纵向普通钢筋截面面积 (mm^2)；

——受扭计算中沿截面周边配置的箍筋单肢截面面积 (mm^2)；

——受扭箍筋的抗拉强度设计值 (MPa)；

——截面核心部分的面积 (mm^2)，取为，此处，分别为箍筋内表面范围内截面核心部分的

短边、长边尺寸；

——截面核心部分的周长 (mm)，取 2 (+)；

x ——受扭的纵向普通钢筋与箍筋的配筋强度比值，当计算的 x 值不小于 1.7 时，取 1.7。

当计算的 x 值小于 1.7 或当偏心距大于 $h/6$ ，不应考虑预加力影响项，而应按钢筋混凝土纯扭构件计算。

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

1 一般剪扭构件

1) 受剪承载力按下式计算

$$V \leq (1.5 - b_t) (0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0}) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.6.3-1)$$

$$b_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (5.6.3-2)$$

式中：——受剪承载力所需的箍筋截面面积 (mm²)；

——一般剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当小于 0.5 时，取 0.5；当大于 1.0 时，取 1.0。

2) 剪扭承载力按下式计算

$$T \leq b_t \left(0.35 f_t + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t \right) + 1.2 \sqrt{x} f_{yv} \frac{A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (5.6.3-3)$$

2 集中荷载作用下的独立剪扭构件

1) 受剪承载力按下式计算

$$V \leq (1.5 - b_t) \left(\frac{1.75}{l+1} f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \right) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.6.3-4)$$

$$b_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(l+1) \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (5.6.3-5)$$

式中：——计算截面的剪跨比；可取等于 a/l ；当小于 1.5 时，取 1.5，当大于 3 时，取 3， a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离；

——集中荷载作用下剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数：当小于 0.5 时，取 0.5；当大于 1.0 时，取 1.0。

2) 受扭承载力仍应按公式 (5.6.3-3) 计算，但式中的应按 (5.6.3-5) 计算。

5.7 受冲切承载力计算

5.7.1 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，其受冲切承载力应符合下列规定 (图 5.7.1)：

$$F_l \leq (0.7 b_h f_t + 0.25 s_{pc,m}) h u_m h_0 \quad (5.7.1-1)$$

公式 (5.7.1-1) 中的系数，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：

$$h_1 = 0.4 + \frac{1.2}{b_s} \quad (5.7.1-2)$$

$$h_2 = 0.5 + \frac{a_s h_0}{4u_m} \quad (5.7.1-3)$$

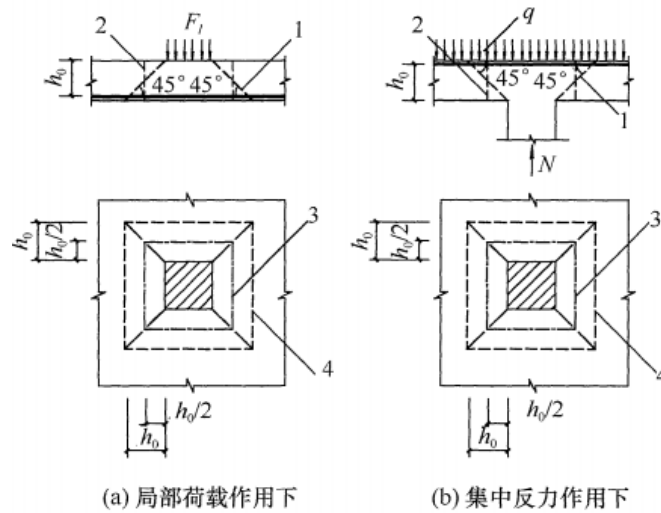


图5.7.1 板受冲切承载力计算

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—计算截面；
3—计算截面周长；4—冲切锥体的底面线

式中：——局部荷载设计值或集中反力设计值（N）；对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去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，应按本规程第 5.8.4 条的规定确定；

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

——混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa）；

$s_{pc,m}$ ——计算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（MPa），其值宜控制在 1.0MPa~3.5 MPa；

——计算截面的周长（mm）：距离局部荷载或集中反力作用面积周边/2 处板垂直截面的最不利周长；

——截面有效高度（mm），取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

——计算截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

——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，不宜大于 4；当 <2 时，取=2；当面积为圆形时，取=2；

——板柱结构中柱类型的影响系数：对中柱，取=40；对边柱，取=30；对角柱，取=20。

5.7.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的计算截面周长，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 5.8.2），当 l_1 大于 l_2 时，孔洞边长 l_2 应用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替。

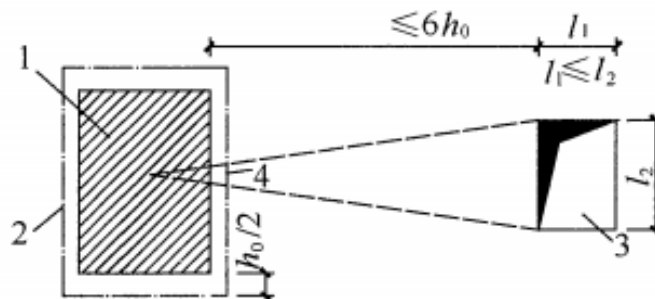


图5.8.2 邻近孔洞时的计算截面周长

1—局部荷载或集中力作用面；2—计算截面周长；
3—孔洞；4—应扣除的长度

5.7.3 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程第 5.7.1 条的要求且板厚受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋。受冲切截面及受冲切承载力应符合下列规定：

1 受冲切截面

$$F_l \leq 1.2f_t h u_m h_0 \quad (5.7.3-1)$$

2 配置箍筋或弯起钢筋的板，其受冲切承载力应符合下式规定：

$$F_l \leq (0.5f_t + 0.25s_{pc,m}) h u_m h_0 + 0.8f_{yv} A_{svu} + 0.8f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (5.7.3-2)$$

式中：——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积 (mm^2)；

——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 (mm^2)；

——弯起钢筋与板底面的夹角 ($^\circ$)。

5.7.4 板柱结构在竖向荷载、水平荷载作用下，当考虑板柱节点计算截面上的剪应力传递不平衡弯矩、并按本规程第 5.7.1 条或第 5.7.3 条进行受冲切承载力计算时，其集中反力设计值应以等效集中反力设计值 $F_{l,eq}$ 代替， $F_{l,eq}$ 可按本规程第 5.7.5~5.7.8 条的规定计算。

5.7.5 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 $a_0 M_{unb}$ ，当其作用的方向指向图 5.7.5 的 AB 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{a_0 M_{unb} a_{AB}}{I_c} u_m h_0 \quad (5.7.5-1)$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} - F_l e_g \quad (5.7.5-2)$$

2) 由节点受剪传递的单向不平衡弯矩 $a_0 M_{unb}$ ，当其作用的方向指向图 5.7.5 的 CD 边时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,eq} = F_l + \frac{a_0 M_{unb} a_{CD}}{I_c} u_m h_0 \quad (5.7.5-3)$$

$$M_{unb} = M_{unb,c} + F_l e_g \quad (5.7.5-4)$$

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；

a_0 ——计算系数，按本规程第 5.7.6 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 5.7.5 中的轴线 2）处的不平衡弯矩设计值；

$M_{unb,c}$ ——竖向荷载、水平荷载引起对柱截面重心轴（图 5.7.5 中的轴线 1）处的不平衡弯矩设计值；

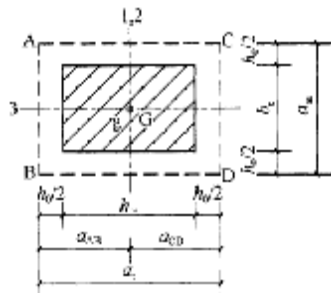


图5.7.5 矩形中柱及受冲切承载力计算的几何参数

1—柱截面重心；2—临界截面周长重心 g 的轴线；

3—不平衡弯矩作用平面；

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，按本规程第 5.7.6 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，按本规程第 5.7.6

条计算；对中柱截面， $e_g=0$ 。

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 $a_{0x}M_{\text{unb},x}$ 、 $a_{0y}M_{\text{unb},y}$ 时，等效集中反力设计值可按下列公式计算：

$$F_{l,\text{eq}} = F_l + t_{\text{unb,max}} u_m h_0 \quad (5.7.5-5)$$

$$t_{\text{unb,max}} = \frac{a_{0x} M_{\text{unb},x} a_x}{I_{cx}} + \frac{a_{0y} M_{\text{unb},y} a_y}{I_{cy}} \quad (5.7.5-6)$$

式中： $t_{\text{unb,max}}$ ——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（5.7.5-2）或公式（5.7.5-4）同样的方法确定；

a_{0x} 、 a_{0y} ——x轴、y轴的计算系数，按本规程第5.7.6条和第5.7.7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，按本规程第5.7.6条和第5.7.7条确定；

a_x 、 a_y ——最大剪应力 t_{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。

5.7.6 板柱节点考虑受剪传递单向不平衡弯矩的受冲切承载力计算中，与等效集中反力设计值 $F_{l,\text{eq}}$ 有关的参数和图5.7.5中所示的几何尺寸，可按下列公式计算：

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5.7.5）：

$$I_c = \frac{h_0 a_t^3}{6} + 2h_0 a_m \left(\frac{a_t}{2} \right)^2 \quad (5.7.6-1)$$

$$a_{AB} = a_{CD} = \frac{a_t}{2} \quad (5.7.6-2)$$

$$e_g = 0 \quad (5.7.6-3)$$

$$a_0 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_c + h_0}{b_c + h_0}}} \quad (5.7.6-4)$$

5.7.7 在按本规程公式（5.7.5-5）、公式（5.7.5-6）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，如将第5.7.6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。

5.7.8 配置锚栓的无粘结预应力混凝土板柱节点，其受冲切截面及受冲切承载力应符合下列规定：

1 受冲切截面的尺寸应满足下式的要求：

$$F_{l,\text{eq}} \leq 1.2 f_t h u_m h_0 \quad (5.7.8-1)$$

2 受冲切截面的受冲切承载力应满足下式的要求：

$$F_{l,\text{eq}} \leq (0.5 f_t + 0.25 s_{\text{pc},m}) h u_m h_0 + 0.8 \frac{h_0}{s} f_{yv} A_{sv} \quad (5.7.8-2)$$

式中： s ——锚栓间距（mm）；

f_{yv} ——锚栓抗拉强度设计值（N/mm²），其数值大于360N/mm²时应取为360N/mm²；

A_{sv} ——与柱面距离相等围绕柱一圈内锚栓的截面面积（mm²）。

5.8 局部受压承载力计算及锚固区设计

5.8.1 对后张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 在预应力筋锚具及张拉设备支承处，应设置预埋承压钢垫板，承压钢垫板应满足混凝土局部承压面积的要求，垫板厚度可取 14mm~30mm，刚性扩散角应取 45°；钢板后面应按本规程规定进行混凝土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%，局部受压区间接钢筋的计算，可按本规程第 5.8.2 条~第 5.8.4 条进行；

2 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 $3e$ 、但不大于 $1.2h$ ，高度为 $2e$ 的附加配筋区范围内，应均匀配置附加箍筋、钢筋网片或螺旋筋，配筋面积应符合下式规定：

$$A_{sb} \geq 0.18 \left(1 - \frac{l}{b}\right) \frac{P}{f_{yv}} \quad (5.8.1-1)$$

式中： 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设计值 (N)，局部受压承载力计算时，局部压力设计值对有粘结预应力混凝土构件取 1.3 倍张拉控制力，对无粘结预应力混凝土取 1.3 倍张拉控制力和 $(f_{pk} A_p)$ 中的较大值。

l_1 、 l_b ——分别为沿构件高度方向 A_l 、 A_b 的边长或直径(mm)， A_l 、 A_b 按本规程第 5.8.2 条确定；

f_{yv} ——附加抗劈裂钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

e ——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(mm)；

h ——构件端部截面高度(mm)。

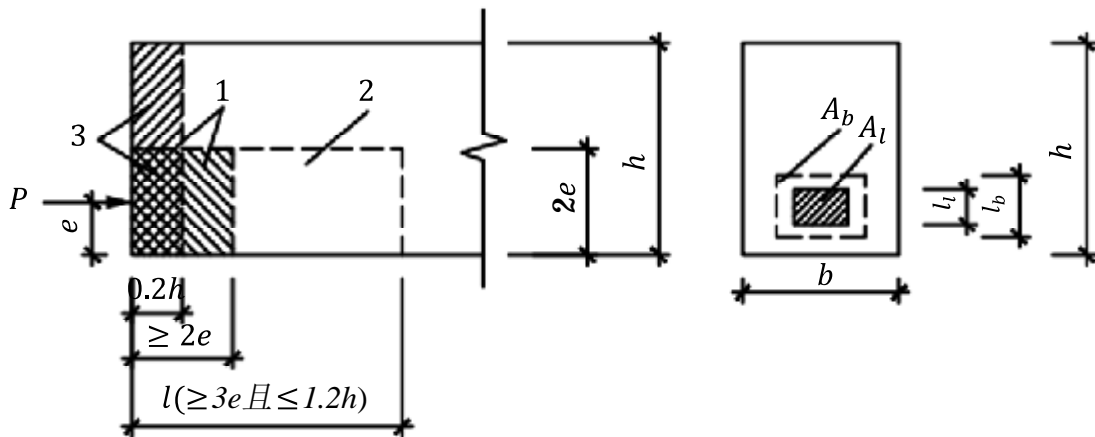


图5.8.1 防止端部裂缝的配筋范围

1—局部受压间接钢筋配置区；2—附加防劈裂配筋区；

3—附加防端面裂缝配筋区

3 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端面裂缝构造钢筋 (图 5.8.1)，其截面面积应符合下列公式规定：

$$A_{sv} \geq \frac{T_s}{f_{yv}} \quad (5.8.1-2)$$

$$T_s = \left(0.25 - \frac{e}{h}\right) P \quad (5.8.1-3)$$

式中： T_s ——锚固端端面拉力 (N)；

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(mm)；

h ——构件端部截面高度(mm)。

- 1) 当 $e > 0.2h$ 时，可根据实际情况配置构造钢筋。竖向防端面裂缝构造钢筋宜靠近端面配置，可采用焊接钢筋网、封闭式箍筋及其他形式，且宜采用带肋钢筋；
- 2) 当端部界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应力合力分别计算的较大值采用；
- 3) 在构件端面横向也应按本规程公式(5.8.1-2)计算抗端面裂缝钢筋，并与上述竖向钢筋形成网片筋配置。

4 当采用铸造锚垫板时，应根据产品的技术参数要求选用配套的锚垫板和螺旋筋，并确定锚垫板间距、到构件边缘距离、局压加强钢筋及张拉时混凝土强度，局部受压区的设计应符合现行

行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ85 的规定；

5 在配筋稠密的梁柱节点处，当该节点原配筋能起到钢筋网片或螺旋箍筋的等效作用时，则可少配或不配钢筋网片或螺旋筋，有利于该节点处混凝土浇捣密实；

6 当构件在端部有局部凹进时，应增设折线构造钢筋（图 5.8.1）或其他有效的构造钢筋。

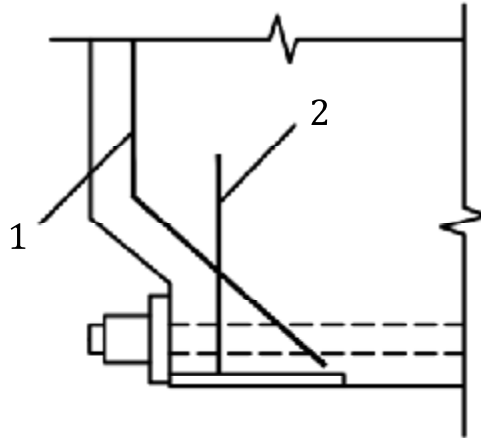


图5.8.1 端部凹进处构造配筋

1—折线构造钢筋；2—竖向构造钢筋

5.8.2 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公式规定：

$$F_l \leq 1.35b_c b_l f_c A_n \quad (5.8.2-1)$$

$$b_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (5.8.2-2)$$

式中：——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值(N)；

——混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)；

——混凝土强度影响系数，按本规程第 5.5.1 条的规定取用；

——混凝土局部受压时的强度提高系数；

——混凝土局部受压面积(mm²)；

——混凝土局部受压净面积(mm²)；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；

——局部受压的计算底面积(mm²)，按本规程第 5.8.3 条确定。

后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中，局部压力设计值应取 1.3 倍张拉控制力，混凝土轴心抗压强度设计值应根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度值以线性内插法确定；正常使用阶段验算中，应取预应力筋的抗拉强度标准值进行计算，按本规程表 3.1.4 的规定取用。

5.8.3 局部受压的计算面积，可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定；常用情况，可按图 5.8.3 取用。

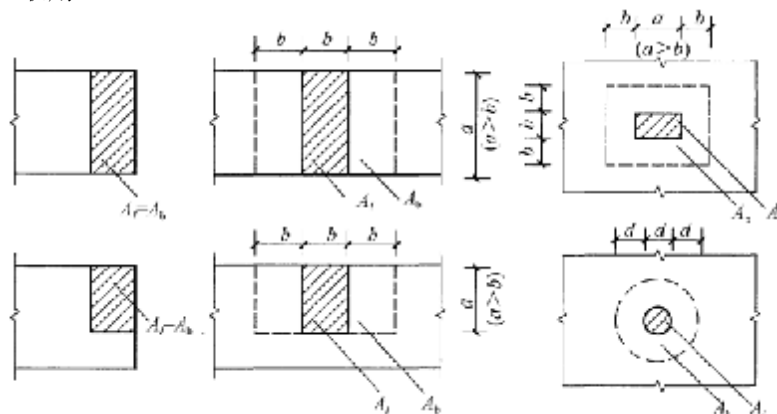


图5.8.3 局部受压的计算底面积

A_l —混凝土局部受压面积； A_b —局部受压的计算底面积

5.8.4 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且其核心面积 A_{cor} 不小于时（图 5.8.4），局部受压承载

力应符合下列公式规定：

$$F_l \leq 0.9(b_c b_l f_c + 2\alpha r_v b_{cor} f_y) A_{ln} \quad (5.8.4-1)$$

1 当为方格网式配筋时（图 5.8.4a），其体积配筋率应该按下式计算：

$$r_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (5.8.4-2)$$

此时，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。

2 当为螺旋式配筋时（图 5.8.4b），其体积配筋率应该按下式计算：

$$r_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (5.8.4-3)$$

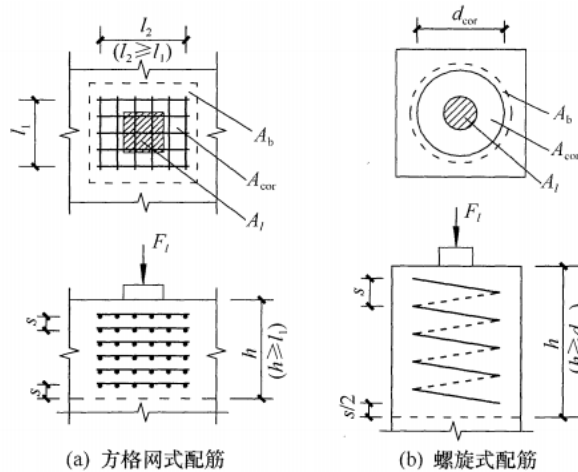


图5.8.4 局部受压区的间接钢筋

式中：——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数，仍按本规程公式(5.8.2-2)计算，但以代替，当大于时，应取=；当不大于混凝土局部受压面积的 1.25 倍时，取 1.0；

——钢筋抗拉强度设计值(MPa)；
——间接钢筋对混凝土约束的折减系数；

——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(mm²)，其重心应与的重心重合，计算中仍按同心、对称的原则取值；

——间接钢筋的体积配筋率；

——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积(mm²)；

——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积(mm²)；

——单根螺旋式间接钢筋的截面面积(mm²)；

——螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土截面直径(mm)；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距(mm)，宜取 30mm~80mm。

间接钢筋应配置在图 5.8.4 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。

5.9 疲劳验算

5.9.1 预应力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。

5.9.2 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荷载。

5.9.3 预应力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筋、普通钢筋的疲劳应力幅；

2 截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力。

5.9.4 预应力混凝土受弯构件正截面的疲劳应力应符合下列公式规定：

1 受压区边缘纤维的混凝土压应力 (5.9.4-1)

2 受拉区边缘纤维的混凝土拉应力 (5.9.4-2)

3 受拉区纵向预应力筋的应力幅 (5.9.4-3)

4 受拉区纵向普通钢筋的应力幅 (5.9.4-4)

式中：——受压区边缘纤维混凝土的最大压应力(MPa)，按本规程公式(5.9.5-1)或公式(5.9.5-2)计算确定；

——受拉区边缘纤维混凝土的最大拉应力(MPa)，按本规程公式(5.9.5-1)或公式(5.9.5-2)计算确定；

——受拉区纵向预应力筋的应力幅(MPa)，按本规程公式(5.9.5-3)计算；

——预应力筋疲劳应力幅限值(MPa)；

——受拉区纵向普通钢筋的应力幅(MPa)，按本规程公式(5.9.5-6)计算；

——普通钢筋疲劳应力幅限值(MPa)。

5.9.5 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、纵向预应力筋和普通钢筋的最小、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 或 (5.9.5-1)
或 (5.9.5-2)

2 受拉区纵向预应力筋的应力及应力幅 (5.9.5-3)
(5.9.5-4)
(5.9.5-5)

3 受拉区纵向普通钢筋的应力及应力幅 (5.9.5-6)
(5.9.5-7)
(5.9.5-8)

式中：、——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(MPa)，最小、最大应力以其绝对值进行判别；

——扣除全部预应力损失后，由预加力在受拉区或受压区边缘纤维处产生的混凝土法向应力(MPa)；

、——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(N·mm)；

——预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

——换算截面的惯性矩(mm⁴)；

——受拉区边缘或受压区边缘至换算截面重心的距离(mm)；

、——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力筋的最小、最大应力(MPa)；

——疲劳验算时所计算的受拉区一层预应力筋的应力幅(MPa)；

——扣除全部预应力损失后所计算的受拉区一层预应力筋的有效预应力(MPa)；

、——所计算的受拉区一层普通非预应力钢筋、预应力筋截面重心至换算截面重心

的距离(mm)；

、——疲劳验算时所计算的受拉区一层普通钢筋的最小、最大应力(MPa)；

——疲劳验算时所计算的受拉区一层普通钢筋的应力幅(MPa)；

——消压弯矩 M_{p0} 作用下所计算的受拉区一层普通钢筋中产生的应力(MPa)；

此处， M_{p0} 为受拉区一层普通钢筋截面重心处的混凝土法向预应力等于零时的相应弯矩值。

5.9.6 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式规定：

(5.9.6)

式中：——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(MPa)，按本规程 6.1.5 条的公式计算；对于吊车荷载，尚应计入动力系数。

6 正常使用极限状态验算

6.1 应力验算

6.1.1 预应力混凝土结构设计应分别按荷载效应的标准组合与准永久组合并考虑长期作用影响的效应对正常使用极限状态的结构构件进行验算，控制应力、变形、裂缝等计算值不应超过相应的规定限值。荷载效应的标准组合与准永久组合应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定计算。

6.1.2 正常使用极限状态验算时，预加力应作为荷载计算其效应，预加力作用分项系数应取 1.0，应力按弹性分析计算。

6.1.3 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 s_{pe} ，先张法构件预应力筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按下式计算：

$$l_{tr} = a \frac{s_{pe}}{f_{tk}'} d \quad (6.1.3)$$

式中： s_{pe} ——放张时预应力筋的有效预应力（MPa）；

d ——预应力筋的公称直径（mm）；

a ——预应力筋的外形系数，按表 6.1.3 取用；

f_{tk}' ——与放张时混凝土立方体抗压强度相应的轴心抗拉强度标准值（MPa）。

当采用骤然放松预应力筋的施工工艺时， l_{tr} 的起点应从离末端 $0.25l_{tr}$ 处算起。

表6.1.3 预应力筋的外形系数

钢筋类型	刻痕钢丝	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
a	0.19	0.13	0.16	0.17

6.1.4 预应力构件由预加力 N_p 及荷载效应产生的正截面应力可按弹性计算。 N_p 为扣除相应阶段预应力损失后的有效预加力，截面几何特征可按混凝土毛截面计算。

6.1.5 预应力混凝土受弯构件的混凝土主拉应力 s_{tp} 和主压应力 s_{cp} 应按下列公式计算：

$$\left. \begin{matrix} s_{tp} \\ s_{cp} \end{matrix} \right\} = \frac{s_x + s_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{s_x - s_y}{2}\right)^2 + t^2} \quad (6.1.5-1)$$

$$s_x = s_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (6.1.5-2)$$

$$t = \frac{(V_k - \sum s_{pc} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (6.1.5-3)$$

式中： s_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（MPa），当为拉应力时，以正值代入；当为压应力时，以负值代入；

s_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向应力（MPa），当为拉应力时，以正值代入；当为压应力时，以负值代入；

t ——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（MPa）；当计算截面上有扭矩作用时，尚应计入扭矩引起的剪应力；对后张法预应力混凝土超静定结构构件，在计算剪应力时，尚应计入预加力引起的次剪力；

s_{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（MPa），当为拉应力时，以正值代入，当为压应力时，以负值代入；

y_0 ——换算截面重心至计算纤维处的距离（mm）；

- I_0 ——换算截面惯性矩 (mm⁴);
- V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值 (N);
- 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 (mm³);
- s_{pe} ——预应力弯起钢筋的有效预应力 (MPa);
- 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 (mm²);
- 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。

6.1.6 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 (图 6.1.6), 其应力的最大值应按下列公式计算:

$$s_{y,\max} = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (6.1.6-1)$$

$$t_F = \frac{t^l - t^r}{2} \quad (6.1.6-2)$$

$$t^l = \frac{V_k^l S_0}{I_0 b} \quad (6.1.6-3)$$

$$t^r = \frac{V_k^r S_0}{I_0 b} \quad (6.1.6-4)$$

式中: F_k ——集中荷载标准值 (N);

t^l 、 t^r ——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 (MPa);

t_F ——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力 (MPa);

V_k^l 、 V_k^r ——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 (N);

b ——腹板宽度 (mm)。

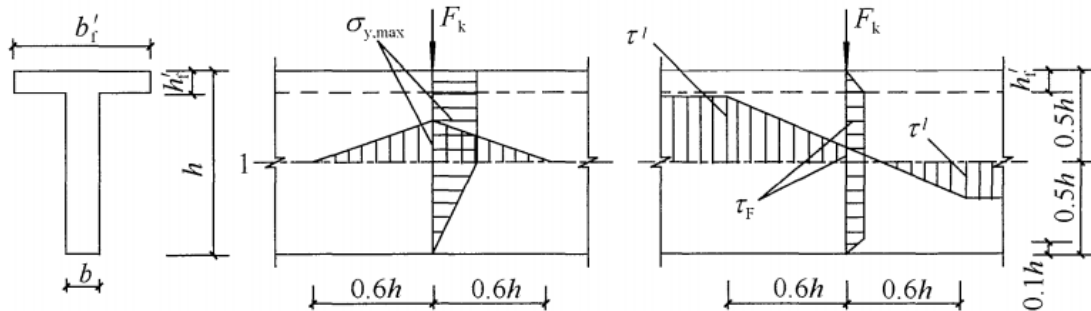


图 6.1.6 预应力混凝土吊车梁在集中力作用点附近的应力分布

6.1.7 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, 并应符合下列公式规定:

1 混凝土主拉应力

1) 裂缝控制等级为一级的构件:

$$s_{tp} \leq 0.85f_{tk} \quad (6.1.7-1)$$

2) 裂缝控制等级为二级的构件:

$$s_{tp} \leq 0.95f_{tk} \quad (6.1.7-2)$$

2 混凝土主压应力

对裂缝控制等级为一级和二级的构件:

$$s_{cp} \leq 0.6f_{ck} \quad (6.1.7-3)$$

式中: s_{tp} 、 s_{cp} ——混凝土的主拉应力、主压应力 (MPa), 按本规程第 6.1.6 条确定。

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改变处进行验算。

6.1.8 在分段施工的建筑结构中, 承受剪切的横向接缝应按下列公式验算:

$$V \leq mN_p \quad (6.1.8)$$

式中：v ——作用在结构上的荷载在接缝中产生的剪力（N）；

N_p ——由预应力筋扣除预应力损失引起的挤压力（N）；

m ——计算摩擦系数，混凝土与混凝土之间或混凝土与砂浆之间的摩擦系数采用 0.4。

6.2 裂缝控制验算

6.2.1 预应力混凝土结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级，等级划分及要求应符合下列规定：

1 一级：严格要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力；

2 二级：一般要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度的标准值；

3 三级：允许出现裂缝的构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过本规程第 6.2.2 条规定的最大裂缝宽度限值；对二 a 类环境的预应力混凝土构件，尚应按荷载准永久组合计算，且构件受拉边缘混凝土的拉应力不应大于混凝土的抗拉强度标准值。

6.2.2 预应力混凝土结构构件应按现行国家标准《预应力混凝土结构设计规范》JGJ369 的规定的的环境类别，按表 6.2.2 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 w_{lim} 。

表6.2.2 预应力混凝土结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值（mm）

环境类别		裂缝控制等级	w_{lim}
一		三级	0.2
二	a	三级	0.1
	b	二级	—
三		一级	—

注：1 表中的规定适用于采用预应力钢丝钢绞线及热处理钢筋的预应力混凝土构件；当采用其他类别的钢丝时其裂缝控制要求可按专门标准确定；

2 在一类环境下，对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系，应按二级裂缝控制等级进行验算；对一类环境下预应力混凝土屋面梁、托梁、单向屋面板，按表中二 a 环境等级的要求进行验算；在一类和二类 a 环境下需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按裂缝控制等级不低于二级的构件进行验算；

3 表中规定的构件裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算；

4 对于处于四五类环境下的结构构件，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定；

5 表中的最大裂缝宽度限值为用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

6.2.3 预应力混凝土构件，应根据规程第 4.3.2 条的规定按所处环境类别确定相应的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值并按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算：

1 一级裂缝控制等级的构件，在荷载效应的标准组合下，受拉边缘应力：

$$s_{ck} - s_{pc} \leq 0 \quad (6.2.3-1)$$

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：

$$s_{ck} - s_{pc} \leq f_{tk} \quad (6.2.3-2)$$

3 三级裂缝控制等级时，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的效应计算，最大裂缝宽度：

$$w_{max} \leq w_{lim} \quad (6.2.3-3)$$

4 对环境类别为二 a 类的预应力构件，在荷载准永久组合下，受拉边缘应力尚应符合下式规定：

$$s_{cq} - s_{pc} \leq f_{tk} \quad (6.2.3-4)$$

6.2.4 在矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面的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：

$$w_{\max} = a_{cr} y \frac{s_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{r_{te}} \right) \quad (6.2.4-1)$$

$$y = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{r_{te} s_{sk}} \quad (6.2.4-2)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (6.2.4-3)$$

有粘结和无粘结预应力混凝土构件的 r_{te} 应分别用式 (6.3.4-4) 和式 (6.3.4-5) 计算:

$$r_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}} \quad (6.2.4-4)$$

$$r_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (6.2.4-5)$$

式中: a_{cr} ——构件受力特征系数, 按表 6.2.4-1 采用;

y ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数; 当 $y < 0.2$ 时, 取 $y = 0.2$; 当 $y > 1.0$ 时, 取 $y = 1.0$; 对直接承受重复荷载的构件, 取 $y = 1.0$;

s_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力 (MPa), 按本规程第 6.2.5 条计算;

E_s ——钢筋弹性模量 (MPa);

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

r_{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, 仅取纵向受拉普通钢筋计算配筋率; 在最大裂缝宽度计算中, 当 $r_{te} < 0.01$ 时, 取 $r_{te} = 0.01$;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2): 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 $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$, 此处 b_f 、 h_f 为受拉翼缘的宽度、高度;

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); 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 为单束钢绞线根数;

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径 (mm);

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;

v_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数, 按表 6.2.4-2 采用。

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。

表6.2.4-1 构件受力特征系数

类型	a_{cr}
受弯、偏心受压	1.5
偏心受拉	—
轴心受拉	2.2

表6.3.4-2 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
	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 80% 取用。

6.2.5 在荷载效应的标准组合下, 预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力可按下列公式计算:

1 轴心受拉构件

$$s_{sk} = \frac{N_k - N_{p0} + N_2}{A_p + A_s} \quad (6.2.5-1)$$

2 受弯构件

对有粘结预应力混凝土受弯构件

$$s_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p) + N_2 \left(z - \frac{h}{2} + a \right)}{(A_p + A_s)z} \quad (6.2.5-2)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - g_f') \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (6.2.5-3)$$

$$e = \frac{M_k + M_2 + N_{p0}e_p + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right)}{N_{p0} + N_2} \quad (6.2.5-4)$$

$$g_f' = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} \quad (6.2.5-5)$$

对无粘结预应力混凝土受弯构件

$$s_{sk} = \frac{M_k + M_2 - N_{p0}(z - e_p) + N_2 \left(z - \frac{h}{2} + a \right)}{(0.3A_p + A_s)z} \quad (6.2.5-6)$$

3 偏心受拉构件

$$s_{sk} = \frac{M_k + M_2 + (N_k - N_2) \left(z - \frac{h}{2} + a \right) - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (6.2.5-7)$$

$$e = \frac{M_k + M_2 + N_{p0}e_p - (N_k - N_2) \left(\frac{h}{2} - a \right)}{N_{p0} + N_2 - N_k} \quad (6.2.5-8)$$

4 偏心受压构件

$$s_{sk} = \frac{M_k + M_2 - (N_k - N_2) \left(z - \frac{h}{2} + a \right) - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (6.2.5-9)$$

$$e = \frac{M_k + M_2 + N_{p0}e_p + (N_k - N_2) \left(\frac{h}{2} - a \right)}{N_{p0} - N_2 + N_k} \quad (6.2.5-10)$$

$$M_{cr} = (s_{pc} + g f_{tk}) W_0 \quad (6.2.5-11)$$

式中： A_p ——受拉区纵向预应力筋截面面积 (mm^2)：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；

z ——受拉区纵向普通钢筋和预应力筋合力点至截面受压区合力点的距离 (mm)；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离 (mm)；

e_p ——混凝土法向预应力等于零时全部纵向预应力筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 的作用点

至受拉区纵向预应力筋和普通钢筋合力点的距离 (mm)；

M_2 ——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次弯矩 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

N_2 ——由预加力在后张法预应力混凝土超静定结构中产生的次轴力 (N)；

g_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' ——受压翼缘的宽度、高度 (mm)，在公式 (6.2.5-5) 中，当 $h_f' > 0.2 h_0$ 时，取 $h_f' = 0.2 h_0$ 。

6.3 挠度变形验算

6.3.1 预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度，可根据构件的刚度用结构力学方法计算。

在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的 2 倍或不小于跨中截面刚度的 1/2 时，该跨也可按等刚度构件进行计算，其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

受弯构件的挠度应按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的刚度 B 进行计算，所求得的挠度计算值不应超过本规程 6.3.6 条规定的限值。

6.3.2 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面受弯构件的刚度 B ，可按下列公式计算：

$$B = \frac{M_k}{M_q(q-1) + M_k} B_s \quad (6.3.2)$$

式中： M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩 (N·mm)，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 (N·mm)，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 (N·mm²)，按本规程第 6.3.3 条的公式计算；

q ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数，可取 2.0。

6.3.3 在荷载效应的标准组合作用下，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 要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (6.3.3-1)$$

2 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{k_{cr} + (1 - k_{cr}) w} \quad (6.3.3-2)$$

$$k_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (6.3.3-3)$$

$$w = \left(1.0 + \frac{0.21}{a_E r} \right) (1 + 0.45 g_f) - 0.7 \quad (6.3.3-4)$$

$$M_{cr} = (s_{pc} + g f_{tk}) W_0 \quad (6.3.3-5)$$

$$g_f = \frac{(b_f - b) h_f}{b h_0} \quad (6.3.3-6)$$

式中： a_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

r ——纵向受拉钢筋配筋率， $r = (a_1 A_p + A_s) / (b h_0)$ ；对灌浆的后张预应力筋，取 $a_1 = 1.0$ ，

对无粘结后张预应力筋，取 $a_1 = 0.3$ ；

I_0 ——换算截面惯性矩 (mm⁴)；

g_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 受拉区翼缘的宽度、高度；

k_{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 $k_{cr} > 1.0$ 时，取 $k_{cr} = 1.0$ ；

s_{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 (MPa)；

g ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，按本规程第 6.3.4 条确定。

对预压时预拉区出现裂缝的构件， B_s 应降低 10%。

6.3.4 混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 g 可按下式计算：

$$g = \left(0.7 + \frac{120}{h} \right) g_m \quad (6.3.4)$$

式中： g_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 $2.2f_{tk}/E_c$ 确定；对常用的截面形状， g_m 值可按表 6.3.4 取用；

h ——截面高度 (mm)：当 $h < 400$ 时，取 $h = 400$ ； $h > 1600$ 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6.3.4 截面抵抗矩塑性影响系数基本值 g_m

	1	2	3		4		5
			对称 I 形截面或箱型截面		翼缘位于受压拉区的倒 T 形截面		
	矩形截面	翼缘位于受压区的 T 形截面	≤ 2 、 为任意值	> 2 、 < 0.2	≤ 2 、 为任意值	> 2 、 < 0.2	圆形和环形截面
	1.55	1.50	1.45	1.35	1.50	1.40	1.60; 0.24

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。

6.3.5 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值，可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算，并应考虑预压应力长期作用的影响，将计算求得的预加力反拱值乘以增大系数 2.0；在计算中，预应力筋的应力应扣除全部预应力损失。

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；对恒载较小的构件，应考虑反拱过大对使用的不利影响。

6.3.6 预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的标准组合，并考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 6.3.6 的挠度限值。

表6.3.6 受弯构件的挠度限制

构件类型		容许挠度
吊车梁	手动吊车	$l/500$
	电动吊车	$l/600$
屋盖、楼盖及楼梯构件	当 $l < 7m$ 时	$l/200(l/250)$
	当 $7m \leq l \leq 9m$ 时	$l/250(l/300)$
	当 $l > 9m$ 时	$l/300(l/400)$

注：1 当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和预加力所产生的反拱值；

2 表中括号内的数值适用于使用上对挠度要求较高的构件；

3 l 为计算跨度；

4 悬臂构件的容许值按表中相应数值乘以系数 2.0 取用。

7 预应力混凝土构件构造规定

7.1 一般规定

7.1.1 预应力柱应符合下列规定：

1 柱的预应力筋宜采用直线或局部曲线过渡的折线布置：

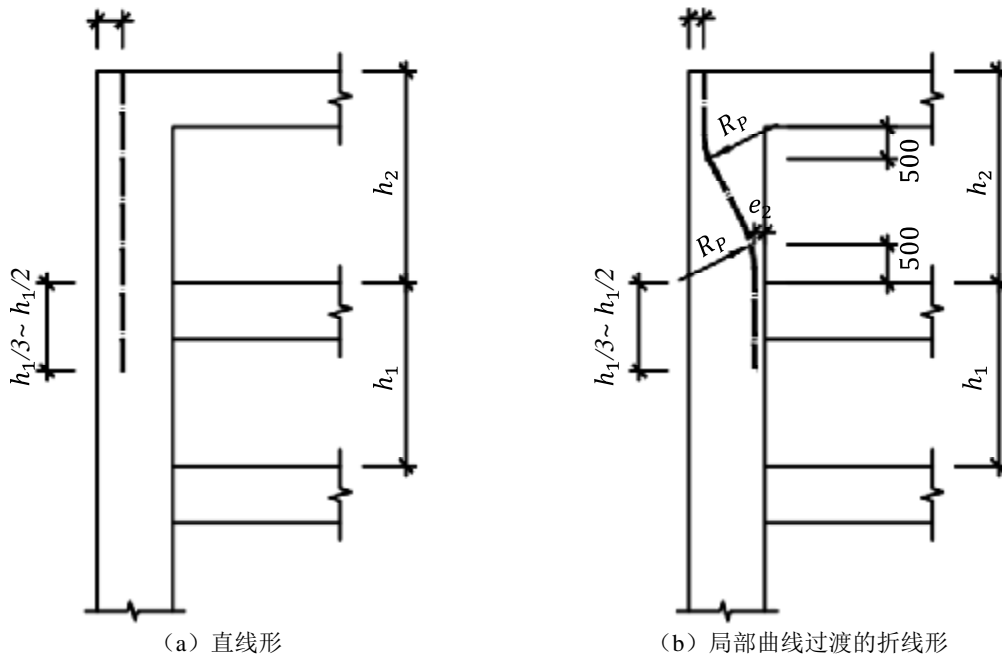


图7.1.2 柱预应力筋束形

2 预应力束长度不宜小于顶层层高，并宜延伸至下层柱中，延伸长度范围为 $h_1/3 \sim h_1/2$ ；

3 柱受拉边采用普通钢筋和预应力筋混合配筋，受压边只配普通钢筋，柱箍筋宜全高加密。

4 折线配筋的构件，预应力筋弯折处的曲率半径 r_p 不宜小于 $4m$ 。

5 预应力束边缘距柱同侧边缘的距离均不宜小于 100mm ，并应满足锚固体系所要求的最小尺寸；预应力张拉端节点宜避让框架梁柱节点核心区。

6 当柱中预应力束采用局部曲线过渡的折线布置时，中间直线段预应力束的起、止点距最近梁表面的距离宜为 500mm 。

7.1.2 预应力混凝土单向板应符合下列规定：

1 预应力筋沿连续平板受力方向宜采用多波连续抛物线布置；

2 预应力筋沿板宽单根或并筋均匀布置，每束预应力筋不宜超过 5 根，单根间距不宜大于 1000mm 和 6 倍板厚，并筋时间距不宜大于 2400mm 和 12 倍板厚；

3 预应力筋垂直方向需配置非预应力筋，配筋率不宜小于 0.2% 。

7.1.3 预应力混凝土双向板应符合下列规定：

1 预应力筋宜采用抛物线布置或折线布置，抛物线的参数取值应考虑双向普通钢筋及预应力筋交叉编网的影响；

2 双向均沿板宽单根或并筋应均匀布筋，每束预应力筋不宜超过 5 根，单根间距不宜大于 1000mm 和 6 倍板厚，并筋时间距不宜大于 2400mm 和 12 倍板厚；

3 预应力筋和普通钢筋在跨中布置位置关系应为预应力筋布置于普通钢筋位置偏板的内部区域，且短向的预应力筋应布置于双向预应力钢筋网的外侧（图 7.1.4）。

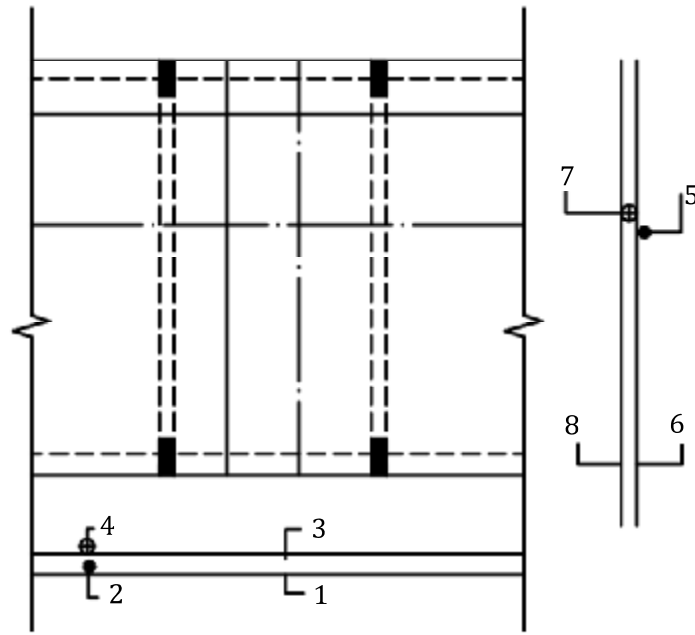


图7.1.3 预应力筋与普通钢筋的位置关系

1—板底短向普通钢筋；2—板底长向普通钢筋；3—板底短向预应力筋；4—板底长向预应力筋；
5—板顶短向普通钢筋；6—板顶长向普通钢筋；7—板顶短向预应力筋；8—板顶长向预应力筋
先张预应力构件

7.1.4 预应力混凝土扁梁配筋构造应符合下列规定：

1 扁梁端箍筋加密区长度，应取自柱边算起至梁边以外 $b+h$ 范围内长度和自梁边算起 l_{aE} 中的较大值（图 7.1.4a）；加密区的箍筋最大间距和最小直径及箍筋肢距应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定；

2 对于柱内节点核心区，其配箍量及构造要求宜与普通框架的要求相同；对于扁梁中柱节点柱外核心区，可配置附加水平箍筋及拉筋，当核心区受剪承载力不能满足计算要求时，可配置附加腰筋（图 7.1.4a）；对于扁梁边柱节点核心区，也可配置附加腰筋（图 7.1.4b）；

3 当中柱节点和边柱节点在扁梁交角处的板面顶层纵向钢筋和横向钢筋间距较大时，应在板角处布置附加构造钢筋网片，其伸入板内的长度，不宜小于板短跨方向计算跨度的 $1/4$ ，并按受拉钢筋锚固在扁梁内。

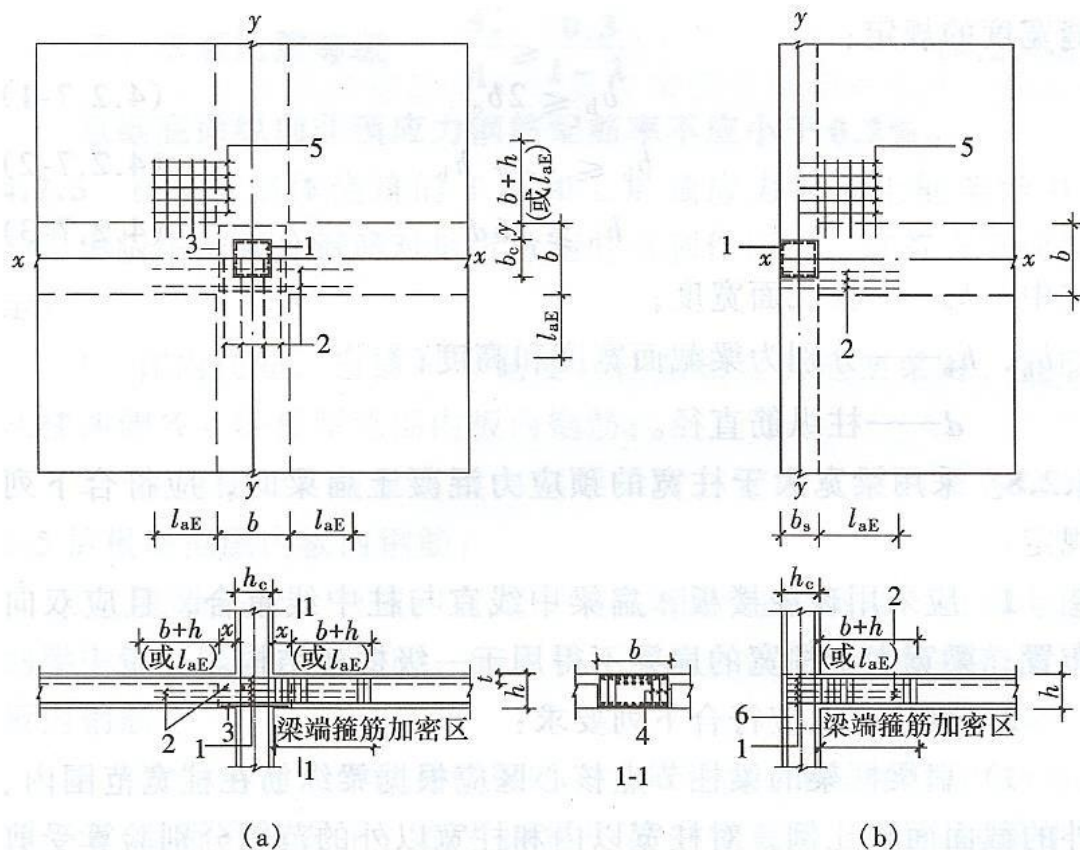


图7.1.4 扁梁柱节点的配筋构造示意

(a) 中柱节点; (b) 边柱节点

1—柱内核芯区箍筋; 2—核芯区附加腰筋; 3—柱外核芯区附加水平箍筋; 4—拉筋;
5—板面附加钢筋网片; 6—边梁

7.1.5 由地震作用在板支座处产生的弯矩应与按本规程第 4.4.3 条所规定的等代框架梁宽度上的竖向荷载弯矩相组合, 承受该弯矩所需全部钢筋应设置在该柱上板带中, 且其中不少于 50% 的钢筋应配置在暗梁中。

7.2 先张构件

7.2.1 先张预应力混凝土构件宜采用有肋纹的预应力筋, 以保证钢筋与混凝土之间有可靠的粘结力。当采用光面钢丝作预应力筋时, 应保证钢丝在混凝土中可靠地锚固, 防止钢丝与混凝土粘结力不足而造成钢丝滑动。

受拉预应力筋的锚固长度应按下列公式计算:

$$l_{ab} = a \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (7.2.1)$$

式中: l_{ab} ——受拉预应力筋的锚固长度;

f_{py} ——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; 当混凝土强度等级高于 C60 时, 按 C60 取用

a ——钢筋的外形系数, 按表 6.1.3 取用

7.2.2 先张法预应力筋的净间距应根据浇筑混凝土、施加预应力及预应力筋锚固等要求确定。预应力筋之间的净距离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粒径的 1.25 倍, 且应符合下列规定:

1 对预应力钢丝, 不应小于 15mm;

2 对三股钢绞线, 不应小于 20mm;

3 对七股钢绞线，不应小于 25mm。

4 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粒径的 1.0 倍。

7.2.3 对先张法预应力混凝土构件，预应力筋端部周围的混凝土应采取下列加强措施：

1 对单根配置的预应力筋，其端部宜设置长度不小于 150mm 且不小于 4 圈的螺旋筋；当有可靠经验时，亦可利用支座垫板上的插筋代替螺旋筋，插筋数量不应小于 4 根，其长度不宜小于 120mm。

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 长度范围内，应设置 3~5 片与预应力筋垂直的钢筋网。

3 对采用预应力钢丝配筋的薄板，在板端 100mm 范围内适当加密横向钢筋网。

4 槽形板类构件，应在构件端部 100mm 长度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。

7.2.4 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。

7.2.5 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。

7.3 后张构件

7.3.1 T 形或 I 形截面的受弯构件，上下腋脚之间的腹板高度，当腹板内有竖向预应力筋时，不宜大于腹板厚度 20 倍；当无竖向预应力筋时，不宜大于腹板厚度的 15 倍；腹板厚度不应小于 140mm。

7.3.2 后张法预应力筋及预留孔道布置应符合下列构造规定：

1 预制构件中预留孔道之间的水平净间距不宜小于 1 倍孔道直径，粗骨料粒径的 1.25 倍，和 50mm 中的较大值，一排孔道难以布下全部预应力筋时可布置多排孔道；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 50%。

2 现浇混凝土梁中预留孔道在竖直方向的净间距不应小于孔道外径，水平方向的净间距不应小于 1.5 倍孔道外径，且不应小于粗骨料粒径的 1.25 倍；使用插入式震动器捣实混凝土时，水平净距不宜小于 80mm。

3 裂缝控制等级为一、二级的梁，从孔道外壁至构件边缘的净间距，梁底不宜小于 50mm，梁侧不宜小于 40mm；裂缝控制等级为三级的梁，梁底、梁侧分别不宜小于 60mm 和 50mm。

4 预留孔道的内径应比预应力束外径及需穿过孔道的连接器外径大 10mm~20mm，且孔道的截面积宜为穿入预应力束截面积的 3.0~4.0 倍。

5 当有可靠经验并能保证混凝土浇筑质量时，预留孔道可水平并列贴紧布置，但并排的数量不应超过 2 束。

6 梁端预应力筋孔道的间距应根据锚具尺寸，千斤顶尺寸，预应力筋布置及局部承压等因素确定。锚具下的承压垫板净距不应小于 20mm；锚具下承压垫板边缘至构件边缘距离应不小于 40mm。

7 在现浇楼板中采用扁形锚具体系时，穿过每个预留孔道的预应力筋数量宜为 3~5 根；在常用荷载情况下，孔道在水平方向的净间距不应超过 8 倍板厚及 1.5m 中的较大值。

8 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。

7.3.3 后张法预应力混凝土构件中，当采用曲线预应力束时，其曲率半径 r_p 宜按下列公式确定，但不宜小于 4m。

$$r_p \geq \frac{P}{0.35f_c d_p} \quad (7.3.3)$$

式中： P ——预应力束的合力设计值，可按本规程第 5.8.1 的规定确定；

r_p ——预应力束的曲率半径 (m)；

d_p ——预应力束孔道的外径；

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《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。

当曲率半径 r_p 不满足公式 (7.3.3) 时，可在曲线预应力束弯折处内设置钢筋网片或螺旋筋加强。对于折线配筋的构件，在预应力束弯折处的曲率半径 r_p 可适当减小，并宜采用圆弧过渡。

7.3.4 在预应力混凝土结构中，当沿构件凹面布置曲线预应力束时（图 7.3.4），应进行防崩裂设计。当曲率半径 r_p 满足下列公式要求时，可仅配置构造 U 形插筋。

$$r_p \geq \frac{P}{f_t(0.5d_p + c_p)} \quad (7.3.4-1)$$

当不满足时，每单肢 U 形插筋的截面面积应按下列公式确定

$$A_{sv1} \geq \frac{Ps_v}{2r_p f_{yv}} \quad (7.3.4-2)$$

式中： P ——预应力束的合力设计值；

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' ；

c_p ——预应力束孔道净混凝土保护层厚度；

A_{sv1} ——每单肢插筋截面面积；

s_v ——U 形插筋间距；

f_{yv} ——U 形插筋抗拉强度设计值，当大于 360N/mm^2 时取 360N/mm^2 。

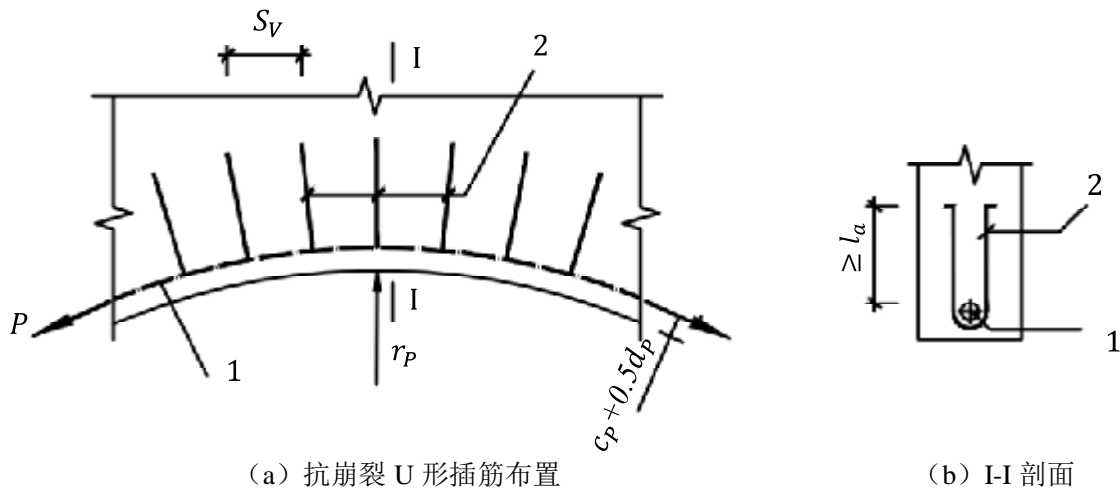


图7.3.4 抗崩裂U形插筋构造示意

1——预应力束；2——沿曲线预应力束均匀布置的 U 形插筋

U 形插筋的锚固长度不应小于 l_a ；当锚固长度 l_e 小于 l_a 时，每单肢 U 形插筋的截面面积可按 A_{sv1}/k 取值。其中， k 取 $l_e/15d$ 和 $l_e/200$ 中较小值，且 k 不大于 1.0。

当有平行的孔道，且中心距不大于 $2d_p$ 时，预应力筋的合力设计值应按相邻全部孔道内的预应力筋确定。

8 预应力混凝土结构抗震设计

8.1 一般规定

8.1.1 按本规程进行抗震设计的预应力混凝土结构,其房屋最大高度不应超过表 8.1.1 所规定的限值。乙类建筑可按本地区抗震设防烈度确定适用的最大高度;超过表内高度的房屋,应进行专门研究和论证,并应采取有效的加强措施。

表8.1.1 现浇预应力混凝土房屋适用的最大高度 (m)

结构体系	抗震设防烈度			
	6	7	8 (0.2g)	8 (0.3g)
框架结构	60	50	40	35
框架-剪力墙结构	130	120	100	80
部分框支剪力墙结构	120	100	80	50
框架-核心筒结构	150	130	100	90
板柱-支撑结构	60	50	40	—
板柱-剪力墙结构	80	70	55	40

注: 1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度,不包括局部突出屋顶部分;

2 表中框架不包括异形柱框架;

3 表中“剪力墙”、“核心筒”,系指其剪力墙全部是钢筋混凝土剪力墙以及结构局部部位是型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙;

4 对平面和竖向均不规则的结构或跨度较大的结构,适用的最大高度宜适当降低。

8.1.2 预应力混凝土结构应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度按下列规定采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。

1 丙类建筑的抗震等级应按表 8.1.2 确定;

2 甲、乙、丁类的建筑,应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定确定抗震设防标准,再参照本规程表 8.1.2 确定抗震等级;

表8.1.2 现浇预应力混凝土结构构件的抗震等级

结构体系		抗震设防烈度									
		6度		7度			8度		9度		
框架结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	
	框架	四	三	三	二	二	一	—	—	—	
	大跨度框架	三		二			一		—		
框架-剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~50
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	剪力墙	三		二			一		—		
部分框支剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤80	>80	≤80	>80	≤80	—		—		
	混凝土框支框架	二		二	一	—	—		—		
	非底部加强区的剪力墙	四	三	三	二	—	—		—		
框架-核心筒结构	底部加强区的剪力墙	三	二	二	二	—	—		—		
	框架	三		二			一		—		
	核心筒	二		二			一		—		
板柱-支撑结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	—			
	柱、节点及框架	三	二	二	二	一	—	—			
	支撑	三	二	二	二	一	—	—			
板柱-剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35	—			
	柱、节点及框架	三	二	二	二	一	—	—			
	剪力墙	二	二	二	一	二	一	—			

注: 1 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架;

2 接近或等于高度分界时,应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级;

3 底部带转换层的筒体结构,其转换框架的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用;

4 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙的要求设计时,应按表中框架-剪力墙结构的规定确定其抗震等级;

8.1.3 建筑场地为 I 类时,对甲、乙类的建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施;对丙类的建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施,但抗震设防烈度为 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区,当建筑场地为 III、IV 类时,高层建筑宜分别按 8 度 (0.20g) 和 9 度 (0.40g) 时各类建筑的要求采取抗震构造措施。

8.1.4 后张预应力框架、门架宜采用有粘结预应力筋;转换层大梁应采用有粘结预应力筋;分散配置预应力筋的板类结构可采用无粘结预应力筋;楼盖的次梁可采用无粘结预应力筋。无粘结预应力筋不得用于承重结构的受拉杆件,当框架梁采用无粘结预应力筋时,应符合本规程第 8.1.5 条的规定。

8.1.5 当符合下列三款之一时,无粘结预应力筋可在抗震等级为二、三、四级的框架梁中应用;当符合第 1 款或第 2 款时,无粘结预应力筋可在悬臂梁中应用。无粘结预应力筋采用夹片式锚具时,应设置防松装置。

1 框架梁端部截面及悬臂梁根部截面由非预应力钢筋承担的弯矩设计值大于 50%;

2 预应力筋仅用于满足构件的挠度和裂缝要求;

3 设有剪力墙或筒体,且在规定的水平地震作用下,底层框架承担倾的地震倾覆力矩小于总地震倾覆力矩的 50%。

8.1.6 框架柱中配置预应力筋时,对抗震等级为一级的框架柱,应采用有粘结预应力筋;对抗震等级为二、三级的框架柱,宜采用有粘结预应力筋。

8.1.7 预应力混凝土结构应进行多遇地震或风荷载作用下的变形验算,楼层内最大弹性层间位移角宜符合表 8.1.7 的规定。

表8.1.7 弹性层间位移角限值

结构类型		弹性层间位移角
框架结构		1/550
框架-剪力墙结构 框架-核心筒结构 板柱-剪力墙结构		1/800
部分框支剪力墙结构		1/1000
板柱-支撑结构	普通钢支撑	1/700
	屈曲约束支撑	1/550

8.1.8 预应力混凝土结构应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和本规程的规定进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算,结构楼层最大弹塑性层间位移角宜符合表 8.1.8 的规定。

表8.1.8 楼层最大弹塑性层间位移角限值

结构类型		弹塑性层间位移角
框架结构		1/50
框架-剪力墙结构 框架-核心筒结构 板柱-剪力墙结构		1/100
部分框支剪力墙结构		1/100
板柱-支撑结构	普通钢支撑	1/100
	屈曲约束支撑	1/50

8.1.9 在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构中采用的预应力混凝土楼板,应符合下列规定:

1 柱支承预应力混凝土平板的厚度不宜小于跨度的 1/40~1/45,周边支承预应力混凝土板厚度不宜小于跨度的 1/45~1/50,且其厚度分别不应小于 200mm 及 150mm;

2 在核心筒四个角部,应设置扁梁或暗梁与外柱相连接,其余外框架柱处宜设置暗梁与内筒相连

接;

- 3 在预应力混凝土平板凹凸不规则处及开洞处, 应设置钢筋混凝土暗梁或边梁;
- 4 柱支承预应力混凝土平板的板端截面按下式计算的预应力强度比不宜大于0.80。

(8.2.9)

式中: f_{py} —— 预应力筋抗拉强度设计值 (N/mm²); 对无粘结预应力混凝土平板, 应取用无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu}

A_p —— 预应力筋截面面积 (N/mm²)

h_p —— 纵向受拉预应力筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)

f_y —— 普通钢筋抗拉强度设计值 (N/mm²)

A_s —— 普通钢筋截面面积 (N/mm²)

h_s —— 纵向受拉普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm)

8.2 地震作用及结构抗震验算

8.2.1 建筑结构的抗震影响系数应根据设防烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。水平地震影响系数最大值应按表 8.2.1-1 采用; 特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 8.2.1-2 采用, 计算罕遇地震作用时, 特征周期应增加 0.05s; 周期大于 6.0s 的建筑结构所采用的地震影响系数应专门研究。

表8.2.1-1 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度 (0.20g)	8 度 (0.30g)
多遇地震	0.04	0.08	0.12	0.16	0.24
罕遇地震	0.28	0.50	0.72	0.90	1.20

表8.2.1-2 特征周期 (s)

设计地震分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

8.2.2 预应力混凝土结构部分的阻尼比可采用 0.03; 结构的等效阻尼比可按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进行折算; 对于框架结构, 也可按表 8.2.2-1 的规定取值, 其中 E 为预应力混凝土结构所承担竖向荷载的结构面积占总结构面积的比值, 应按两个方向分别计算并取较大值; 其他结构可按表 8.2.2-2 取值。

表8.2.2-1 框架结构的等效阻尼比

	结构等效阻尼比
	0.03
	0.04
	0.05

表8.2.2-2 其他结构的等效阻尼比

结构类型	结构等效阻尼比
框架结构、板柱-支撑结构	0.03
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、部分框支剪力墙结构及板柱-剪力墙结构	0.05

8.2.3 建筑结构地震影响系数曲线(图 8.2.3)应根据阻尼比进行调整, 形状参数应符合下列规定:

- 1 直线上升段, 周期小于 0.1s 的区段。
- 2 水平段, 自 0.1s 至特征周期区段, 当阻尼比分别为 0.03、0.04 和 0.05 时, 对应的地震影响系数应分别取为 1.156、1.069 和 1.0。
- 3 曲线下降段, 自特征周期至 5 倍特征周期区段, 地震影响系数应按下列公式计算。

1) 当阻尼比为 0.03 时:

(8.2.3-1)

2) 当阻尼比为 0.04 时:

(8.2.3-2)

3) 当阻尼比为 0.05 时:

(8.2.3-3)

4 直线下降段, 自 5 倍特征周期至 6s 区段, 地震影响系数应按下列公式计算。

1) 当阻尼比为 0.03 时:

(8.2.3-4)

2) 当阻尼比为 0.04 时:

(8.2.3-5)

3) 当阻尼比为 0.05 时:

(8.2.3-6)

式中: ——地震影响系数;

——地震影响系数最大值;

——特征周期;

——结构自振周期。

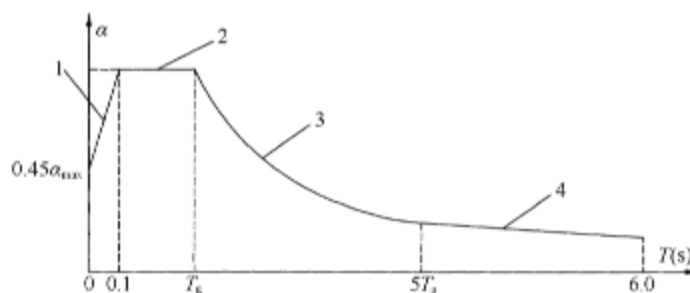


图8.2.3 地震影响系数曲线

1— 直线上升段; 2—水平段; 3—曲线下降段; 4—直线下降段

8.2.4 7度(0.15g)、8度抗震设计时, 建筑中跨度不小于 18m 的框架和跨度大于 2m 的悬臂结构应计入竖向地震作用, 竖向地震作用效应标准值宜采用振型分解反应谱法进行计算。

8.2.5 各类预应力混凝土结构构件的承载力抗震调整系数, 除另有规定外, 应按表 8.2.5 取用; 当仅计算竖向地震作用时, 均应取为 1.0。

表8.2.5 承载力抗震调整系数

结构构件	受力状态	
梁	受弯	0.75
轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
框架节点	受剪	0.85
各类构件	受剪、偏拉	0.85
局部受压构件	局部受拉	1.0

8.2.6 框架节点核心区进行截面抗震验算时, 可计入总有效预加力的影响; 预应力筋穿过框架节点核心区时, 应计入预应力孔道或锚具削弱核心区有效面积的影响。

8.3 预应力混凝土框架结构抗震设计

8.3.1 本节内容适用于预应力混凝土框架结构, 框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构中的预应力混凝土框架。

8.3.2 预应力混凝土框架应具备良好变形能力和耗能能力,其组成构件应避免剪切破坏先于弯曲破坏,节点不应先于其连接构件破坏。

8.3.3 预应力混凝土框架梁的截面尺寸,宜符合下列规定:

- 1 截面宽度不宜小于 250mm;
- 2 截面高宽比不宜大于 4;
- 3 梁高宜在计算跨度的 (1/12~1/22) 范围内选取,净跨与截面高度之比不宜小于 4。

8.3.4 预应力混凝土框架梁端,计入纵向受压钢筋的混凝土受压区高度 x 应符合下列要求:

一级抗震等级 (8.3.4-1)

二、三级抗震等级 (8.3.4-2)

纵向受拉钢筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值换算配筋率不宜大于 2.5%,且不应大于 2.75%;当梁端受拉钢筋的换算配筋率大于 2.5%时,其受压钢筋的配筋截面面积不应小于受拉钢筋按抗拉强度设计值换算的配筋截面面积的一半。

8.3.5 在预应力混凝土框架梁中,应采用预应力筋和非预应力钢筋混合配筋的方式,预应力筋宜穿过柱截面,框架结构梁端截面按本规程公式 (9.1.9) 计算的预应力强度比 λ 应符合下列规定:

1 采用预应力钢筋时

一级抗震等级 (8.3.5-1)

二、三、四级抗震等级 (8.3.5-2)

2 采用无粘结预应力筋时

二、三、四级抗震等级 (8.3.5-3)

8.3.6 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和的比值,除按计算确定外,尚应符合下列规定:

一级抗震等级 (8.3.6-1)

二、三级抗震等级 (8.3.6-2)

计算梁端截面的底面纵向非预应力钢筋截面面积时,应考虑预应力效应的不利影响。梁端截面的底面纵向非预应力钢筋配筋率不应小于 0.25%,受拉时尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

8.3.7 对预应力混凝土框架梁的梁端加腋处,其箍筋配置应符合下列规定:

- 1 当加腋长度时,箍筋加密区长度应取加腋区及加腋区外 1.5 倍梁高, h 为梁高;
- 2 当加腋长度时,箍筋加密区长度应取 1.5 倍梁端部高度,且不应小于加腋长度 L_h ;
- 3 箍筋加密区的箍筋间距不应大于 100mm,箍筋直径不应小于 10mm,箍筋肢距不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值。

8.3.8 现浇预应力混凝土框架扁梁的跨高比不宜大于 25,梁截面高度宜大于板厚度的 2 倍,其截面尺寸应符合下列规定,并应符合现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定:

(8.3.8-1)

(8.3.8-2)

(8.3.8-3)

式中: b_c ——柱截面宽度,圆形截面取柱直径的 0.8 倍 (mm);

b_b 、 h_b ——分别为梁截面宽度和高度 (mm);

d ——柱纵筋直径 (mm)。

8.3.9 采用梁宽大于柱宽的预应力混凝土扁梁时,应符合下列规定:

1 扁梁不宜用于一级框架结构;扁梁中线宜与柱中线重合,且应双向布置,采用扁梁的楼、屋盖应现浇。

2 梁柱节点应符合下列规定:

- 1) 扁梁框架的梁柱节点核心区应根据梁纵筋在柱宽范围内、外的截面面积比例,对柱宽以内和柱宽以外的范围分别验算受剪承载力;
- 2) 按本规程式 (8.3.19-1) 验算核心区剪力限值时,核心区有效宽度可取梁宽与柱宽的平

均值；

- 3) 四边有梁的约束影响系数，验算柱宽范围内核芯区的受剪承载力时可取 1.5，验算柱宽范围外核芯区的受剪承载力时宜取 1.0；
- 4) 按本规程式 (8.3.18-2) 验算核芯区受剪承载力时，在柱宽范围内的核芯区，轴向力的取值可与一般梁柱节点轴向力的取值相同；柱宽以外的核芯区，可不考虑轴向力对受剪承载力的有利作用；
- 5) 预应力筋宜布置在柱宽范围内；
- 6) 验算柱宽范围内和柱宽以外的核芯区受剪承载力时，应分别计算作用在该范围内的预应力筋总有效预加力；
- 7) 锚入柱内的梁上部钢筋宜大于其全部截面面积的 60%。

8.3.10 扁梁框架的边梁不宜采用宽度 b_b 大于柱截面高度 h_c 的预应力混凝土扁梁与框架边梁相交的内部框架扁梁宽度大于柱宽时，边梁应采取配筋构造措施考虑其受扭的不利影响。

8.3.11 在预应力混凝土框架中，与预应力混凝土梁相连接的预应力混凝土柱或钢筋混凝土柱除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 有关调整框架柱端组合的弯矩设计值的相关规定外，对一、二、三、四级抗震等级的框架结构的边柱，其柱端弯矩增大系数 η_c 应分别取为 1.7、1.7、1.5 和 1.3；对其他结构类型中的框架边柱，其柱端弯矩增大系数 η_c 应分别取为 1.4、1.4、1.2 和 1.1。对于抗震等级为一级的框架结构的边柱，尚应满足下式要求：

(8.3.11)

式中：——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和 (N.mm)，上下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析分配；

——节点左右梁端截面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 (N.mm)，根据实配钢筋截面面积（计入梁受压钢筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值确定。

8.3.12 考虑地震作用组合的预应力混凝土框架柱，按式 (8.3.12) 计算的轴压比宜符合表 8.3.12 的规定。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；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；采用上述三种箍筋时，均应按所增大的轴压比确定其箍筋配箍特征值 λ_v 。

(8.3.12)

式中： λ_{Np} ——预应力混凝土柱的轴压比；

- N ——柱考虑地震作用组合的轴向压力设计值 (N)；
 N_{pe} ——作用于框架柱预应力筋的总有效预加力 (N)；
 A ——柱截面面积 (mm^2)；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)。

表8.3.12 预应力混凝土框架柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架结构、板柱-支撑结构	0.60	0.70	0.80	0.9
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构	0.75	0.85	0.90	0.95

8.3.13 对于承受较大弯矩而轴向压力小的框架顶层边柱，可采用预应力混凝土柱，其配筋应符合下列规定：

1 纵向受力钢筋可采用非对称配置预应力筋的配筋方式弯矩较大截面的受拉一侧应采用预应力筋和非预应力普通钢筋混合配筋，预应力强度比 λ 不应大于 0.5，其受压非预应力钢筋截面面积和受拉非预应力钢筋截面面积的比值应符合本规程 8.3.6 相关规定。

2 预应力混凝土框架柱纵向非预应力钢筋的最小配筋率应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 有关钢筋混凝土受压构件纵向受力钢筋最小配筋率的规定。

3 预应力混凝土框架柱中全部纵向受力钢筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值换算的配筋率不应大于 5%。

4 纵向预应力筋不宜少于两束，其孔道之间的净间距不宜小于 100mm。

5 柱端箍筋加密区要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

8.3.14 框架结构中，预应力混凝土框架所承担竖向荷载的结构面积占总结构面积的比值不小于 0.70 时，框架柱箍筋应全高加密；不小于 0.25 但小于 0.70 时，与预应力梁相交的框架柱箍筋宜全高加密。

8.3.15 对双向预应力混凝土框架的边柱和角柱，在进行局部受压承载力计算时，可将框架柱中的纵向受力主筋和横向箍筋兼作间接钢筋网片。

8.3.16 在预应力混凝土框架中，与预应力混凝土梁相交的梁柱节点除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关调整节点核心区组合的剪力设计值的相关规定外，对一级、二级、三级、四级抗震等级的框架结构的边节点，其强节点系数应分别取为 1.5、1.5、1.35 和 1.2；对其他结构类型中的框架边节点，其强节点系数应分别取为 1.35、1.35、1.2 和 1.1。对于抗震等级为一级的框架结构的边节点，尚应符合下列公式规定：

$$\text{其他层节点：} \quad (8.3.16-1)$$

$$\text{顶层节点：} \quad (8.3.16-2)$$

式中：——梁柱节点核心区组合的剪力设计值 (N)；

——节点左右梁端截面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 (N·mm)，可根据计入梁受压钢筋的实配钢筋截面面积和材料强度标准值确定；

——梁截面的有效高度 (mm)，节点两侧梁截面有效高度不等时可采用平均值；

——梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离 (mm)；

——柱的计算高度 (mm)，可采用节点上、下柱反弯点之间的距离；

——梁的截面高度 (mm)，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值。

8.3.17 预应力混凝土框架梁柱节点核心区截面抗震验算，应符合下列规定：

1 框架节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件：

$$(8.3.17-1)$$

式中：——混凝土强度影响系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定取值；

——正交梁的约束影响系数，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的 1/2，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时，可取为 1.5，其他情况均取为 1.0；

——节点核心区的截面有效验算宽度 (mm)，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定取值，并应考虑预应力孔道削弱核心区截面有效面积的影响；

——节点核心区的截面高度 (mm)，可采用验算方向的柱截面高度，并应考虑预应力孔道削弱核心区截面有效面积的影响；

——承载力抗震调整系数，可取为 0.85。

2 对正交方向有梁约束的预应力框架中间节点，当预应力筋穿过节点核心区，设置在梁截面高度中部 1/3 范围内时，预应力框架节点核心区的受剪承载力应按下列公式计算：

$$(8.3.17-2)$$

式中：——验算方向的柱截面宽度 (mm)；

——对应于考虑地震组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值 (N)。当为压力时，取轴向压力设计值的较小值，且不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值的乘积的 50%；当为拉力时，取为 0，且不计预应力筋预加力的有利作用；

——箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm²)；

——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm²)；

——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋的总截面面积 (mm²)；

——箍筋间距 (mm)；

——梁截面有效高度 (mm)，节点两侧梁截面有效高度不等时可取平均值；

- 梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离 (mm);
- 作用在节点核心区的预应力筋总有效预加力 (N)。

3 对预应力框架的其余节点, 节点核心区的受剪承载力应按下式计算:

(8.3.17-3)

8.4 预应力混凝土板柱结构抗震设计

8.4.1 本节内容适用于预应力混凝土板柱-剪力墙结构、板柱-支撑结构。

8.4.2 板柱-剪力墙结构、板柱-支撑结构的设计应符合下列规定:

- 1 预应力混凝土平板的厚度不宜小于跨度的 1/45, 且不应小于 200mm。
- 2 结构的周边应采用有梁框架,其配筋应满足重力荷载作用下抗扭计算的要求;箍筋间距不应大于 150mm, 且在离柱边 2 倍梁高范围内, 间距不应大于 100mm。
- 3 楼、电梯洞口周边应设置与主体结构相连的梁。
- 4 板柱-支撑结构的支撑框架的柱箍筋宜沿全高加密。

8.4.3 板柱-剪力墙结构的设计应符合下列规定:

- 1 应布置成双向抗侧力体系, 两个主轴方向均应设置剪力墙。
- 2 地下一层顶板在地上结构相关范围内应采用梁板结构, 相关范围以外宜采用梁板结构。

8.4.4 板柱-剪力墙结构及板柱-支撑结构, 7 度及 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 倍板厚及柱截面相应边长之和。

8.4.5 预应力混凝土板柱结构楼盖中应双向设置暗梁, 由弯矩传递的部分不平衡弯矩, 应由暗梁受弯传递。暗梁应符合下列规定

- 1 暗梁宽度应取为柱两侧各 1.5 倍楼板或平托板的厚度 h , 有柱帽时, 应从柱帽边算起;
- 2 暗梁梁底和梁顶非预应力钢筋截面面积的比值应满足本规程 8.3.6 的要求;
- 3 支座处暗梁箍筋加密区长度应满足图, 其箍筋肢距不应大于 250mm, 箍筋间距不应大于 100mm, 箍筋直径按计算确定, 但不应小于 8mm;
- 4 暗梁支座处的 1/2 上部纵向钢筋应连续通长布置, 截断的上部钢筋应从柱帽或平托板边计算其延伸长度。

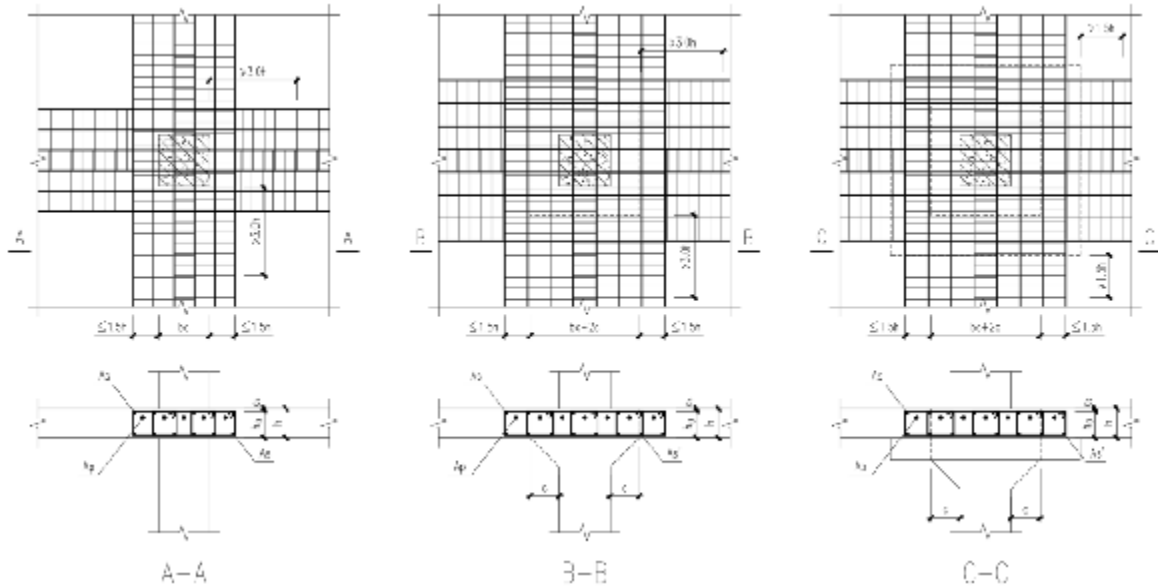


图8.4.5 暗梁配筋要求示意

8.4.6 沿两个主轴方向通过柱截面的连续预应力筋及板底非预应力钢筋, 应符合下列规定:

- 1 沿两个主轴方向通过柱截面的连续钢筋的总截面面积, 应符合下式规定:

(8.4.6)

- 式中: —— 板底通过柱截面连续非预应力钢筋总截面面积 (mm^2);
- 板中通过柱截面连续预应力筋总截面面积 (mm^2);

- 非预应力钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm²);
- 预应力筋的抗拉强度设计值 (N/mm²), 对无粘结预应力混凝土平板, 应取用无粘结预应力筋的抗拉强度设计值;
- 在本层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值 (N), 8 度时应计入竖向地震作用。重力荷载代表值的确定应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 有关规定执行。

8.4.7 板柱-剪力墙结构抗震计算时, 剪力墙应承担结构的全部地震作用; 各层板柱框架除应满足计算要求外, 并应能承担不少于该层相应方向地震剪力的 20%。

8.4.8 板柱节点在竖向荷载和地震作用下的冲切计算, 应考虑由板柱节点冲切破坏面上的剪应力传递一部分不平衡弯矩。其受冲切承载力计算中所用的等效集中反力设计值 $F_{l, eq}$, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定执行。此时, 由地震作用的不平衡弯矩在板柱节点处引起的集中反力值应乘以增大系数, 对一、二、三级抗震等级板柱节点, 其增大系数应分别取为 1.7、1.5 和 1.3。

8.4.9 板柱-支撑结构中, 底层框架柱下端截面考虑地震作用的组合弯矩设计值应乘以增大系数。对一级、二级、三级抗震等级的底层框架柱, 增大系数应分别为 1.7、1.5、1.3。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

8.4.10 板柱-支撑结构中, 柱端组合的弯矩设计值应符合下式规定:

$$(8.4.9)$$

式中: ——节点上、下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和 (N.mm), 上、下柱端的弯矩设计值可按弹性分析分配;

——节点左、右等代梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和 (N.mm);

——柱端弯矩增大系数。对一级、二级、三级抗震等级的柱可分别取为 1.7、1.5、1.3。

8.4.11 对板柱-支撑结构, 水平地震作用下的扭转偶联地震效应计算及对角柱调整后组合弯矩设计值、剪力设计值乘以增大系数的要求等均应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 有关规定执行。

8.4.12 板柱-剪力墙结构、板柱-支撑结构应进行多遇地震作用下结构变形验算, 楼层弹性层间位移角限值应符合本标准表 9.1.7 的规定; 设防烈度为 8 度时高度大于 15m 的板柱-剪力墙和板柱-支撑结构, 应进行罕遇地震作用下的结构变形验算, 验算时可采用静力弹塑性方法或弹塑性时程分析方法, 楼层弹塑性层间位移角限值应符合本标准表 9.1.8 的规定

9 特殊预应力结构设计

9.1 超长结构

9.1.1 当钢筋混凝土结构长度大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的钢筋混凝土结构最大伸缩缝间距时应为超长结构。当钢筋混凝土结构单体长度小于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定，由于结构约束较强，导致荷载和混凝土收缩、徐变、温差等间接作用下，构件受力超过设计限值时，该结构应为广义超长结构。

9.1.2 超长结构的预应力设计除应考虑常规荷载工况下作用的效应以外，尚应计入混凝土收缩、徐变和温度等间接作用在结构中产生的效应。

9.1.3 超长结构的预应力设计应考虑结构对预应力的约束效应，结构约束的强弱可用约束系数 η 表示，应按下式计算：

$$\text{离散约束结构（多跨框架等）：} \quad (9.1.3-1)$$

式中：——多跨框架边跨至不动点间的柱根数；

——第根柱距框架不动点的距离；

——第根柱抗侧刚度；

——框架梁轴向刚度，可采用结构中主要框架梁截面尺寸与材料特性，同时需考虑翼缘宽度的影响。

$$\text{连续约束结构（墙等）：} \quad (9.1.3-2)$$

$$(9.1.3-3)$$

式中：——连续结构单位长度上的约束刚度；

——连续结构末端距结构不动点的距离；

——连续结构轴线刚度。

9.1.4 超长结构的预应力设计时，宜考虑施工过程的时间效应和路径效应对预应力效应的影响；可采取监测技术确定预应力的张拉顺序、张拉时间等参数。

9.1.5 超长结构应加强混凝土养护，并宜采取留设施工后浇带、加强带、分段施工等有效措施，防止混凝土开裂；宜进行混凝土配合比及外加剂的合理设计，在满足混凝土耐久性及强度要求的前提下，尽可能减少水泥用量，降低水化热。

9.1.6 预应力超长结构应考虑预应力张拉、混凝土收缩和温度变化对竖向构件的影响，结构外围竖向构件的配筋宜加强。

9.1.7 超长结构进行间接作用效应的分析，可采用考虑混凝土收缩徐变效应和预应力钢筋松弛效应的分析方法。结构基本构件计算模型宜按以下原则确定

1 梁、柱、支撑等杆系构件可简化为一维单元，墙、板等构件可简化为二维单元，复杂混凝土结构、大体积混凝土结构、结构节点或局部区域需做精细分析时，宜采用三维实体单元；

2 分析模型中宜实际建立弹性楼板单元，并均匀、规则划分，单元数量应根据工程整体规模进行控制。

3 预应力筋计算模型宜采用可考虑预应力损失、分批分期张拉施工过程的索单元，或转化为具同等效果的等效荷载作用。

4 可采用按配筋率调整构件单元等效刚度的方式考虑混凝土中普通钢筋对结构的影响。

5 计算模型应能体现施工过程对结构受力的影响。

9.1.8 混凝土、普通钢筋、预应力筋等材料的收缩、徐变、松弛效应关系宜通过试验分析确定，也可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中相关规定采用。当采用弹性方法分析超长结构在间接作用下的内力时，计算模型中的单元刚度应考虑裂缝、徐变的影响。混凝土徐变的作用可采用徐变应力折减系数法近似考虑，将弹性方法分析结果乘以徐变应力折减系数。

9.1.9 超长结构平面形状宜简单规则，平面变化处宜平缓，避免出现急剧凹入、蜂腰、开大洞口等情况。结构立面布置宜规则。

9.1.10 混凝土的收缩变形采用收缩当量温降。当量温降的取值可根据收缩应变经验公式计算或实验实测的混凝土凝结硬化收缩应变，采用式（9.1.10）进行计算。

$$(9.1.10)$$

式中：—混凝土的收缩应变；

——混凝土的线膨胀系数

9.1.11 温度作用的计算可采用季节温差。季节温差为结构混凝土初始温度与正常使用阶段结构最高平均温度或最低平均温度的差值

1 对结构最大温升的工况：

(9.1.11-1)

式中： θ 、 θ_0 ——结构最高平均温度和结构最低初始温度

2 对结构最大温降的工况

(9.1.11-2)

式中： θ 、 θ_0 ——结构最低平均温度和结构最高初始温度

9.1.12 结构最高平均温度和最低平均温度应分别根据基本气温和确定。

1 对暴露于环境气温下的室外结构

(9.1.12-1)

(9.1.12-2)

式中： θ_{max} ——月平均最高温度

——月平均最低温度

2 对于有围护的室内结构，结构平均温度应考虑室内外温差的影响。暴露于室外的结构或施工期间的结构，尚应依据结构的朝向和表面吸热性质考虑太阳辐射的影响。地下室与地下结构的室外温度应考虑离地表面深度的影响。从地下室顶板往下逐层可考虑不同的温度值。当离地表面深度达到 10m 以下时：

(9.1.12-3)

式中： θ_{n} ——累年年平均气温

9.1.13 结构的最高初始温度和最低初始温度应采用施工时可能出现的实际合拢温度按不利情况确定。

9.1.14 采用弹性方法分析超长结构时可综合考虑混凝土收缩和季节温差作用，采用综合等效温差来计算，综合等效温差由式 (9.1.14) 确定。

(9.1.14)

9.1.16 超长结构预应力设计可采用间接作用效应参与荷载效应组合的极限状态设计方法，也可采用建立等效预压应力的简化设计方法。

9.1.17 采用间接作用效应参与荷载效应组合的极限状态设计方法时，以综合等效温差代表的间接作用效应分类为可变荷载，参与正常使用极限状态和承载能力极限状态的荷载组合。

1 水平构件（梁、板）进行正截面抗裂验算时，间接作用的荷载效应组合值系数可取 0.6，准永久值系数可取 0.4。间接作用的荷载效应分项系数可取为 1.0。二类环境中预应力混凝土构件正截面抗裂验算时，其裂缝控制等级可取为二级。

2 抗侧力构件（柱、墙）进行极限承载能力验算时，间接作用的荷载效应组合值系数可取 0.6。间接作用的荷载效应分项系数可取为 1.2。

9.1.18 超长结构的承载能力极限状态和正常使用极限状态验算，设计荷载组合工况中增加依据本节规定的间接作用参与荷载组合工况。间接作用参与荷载组合工况中，地震、风、雪和偶然荷载（爆炸、撞击）等不参与组合。

9.1.19 超长结构预应力设计采用建立等效预压应力的简化方法时，应在框架梁、次梁或板内均匀布置直线或曲线预压应力筋，经计算得到的楼板等效预压应力不宜小于 1.0MPa。

9.1.20 超长结构的腰筋需通过计算确定，可考虑采用无粘结筋或普通钢筋作腰筋。

9.1.21 超长结构楼板钢筋宜采用双层双向连续布置方式，根据计算局部增设附加受力钢筋。可沿板厚中部均匀水平布置无粘结筋。

9.1.22 超长预应力结构宜采用摩擦系数较小且刚度较好的波纹管，并宜采取有效措施减小张拉阶段预应力筋和孔壁的摩阻力。

9.1.23 在超长框架结构中，当长度超过 50m 或跨数较多时宜采用分段张拉方式。采用分段张拉时，预应力筋的连接方法可采用对接法、搭接法和分离法，这三种方法也可同时采用。

9.1.24 超长预应力结构留设施工后浇带时，每段的长度不宜超过 50m，对于水平弧梁的预应力筋，其长度宜更小。在相邻两条后浇带之间可留设施工缝。

9.1.25 超长预应力结构的后浇带封堵时间不宜少于 60d，施工缝的留设时间不宜少于 21d，有可靠措施时可适当放宽该限制条件。

9.1.26 在超长预应力结构中，当预应力筋张拉端设在后浇带位置时，后浇带的宽度应满足两边预应力张拉的操作空间要求。

9.1.27 超长结构不宜采用 C60 及以上的高强混凝土，封闭后浇带的混凝土宜采用补偿收缩混凝土。超长结构合拢段的混凝土浇注时间宜选在工程施工期内气温较低的季节。

9.1.28 施工后浇带处的波纹管应采取保护措施予以保护，后浇带两侧宜设置灌浆孔，保证后续的张拉灌浆施工能顺利进行。

9.1.29 超长混凝土结构可采用填充墙与框架柱、梁脱开方法。填充墙与框架柱、梁脱开的方法应符合下列要求

1 填充墙两端与框架柱、填充墙顶面与框架梁之间留出 20mm 的间隙。

2 填充墙两端与框架柱之间宜用钢筋拉结。

3 填充墙长度超过 5m 或墙长大于 2 倍层高时，中间应加设构造柱；墙体高厚比大于相关规范规定或墙高度超过 4m 时宜在墙高中部设置与柱连通的水平系梁。水平系梁的截面高度不小于 60mm。

4 填充墙与框架柱、梁的间隙可采用聚苯乙烯泡沫塑料板条或聚氨酯发泡充填，并用硅酮胶或其他弹性密封材料封缝。

9.2 长悬臂结构

9.2.1 悬挑长度大于 4m 的长悬臂结构，应计算竖向地震作用。

9.2.2 长悬挑构件宜采用有粘接预应力筋。

9.2.3 长悬臂梁的配筋构造应符合下列规定：

1 悬臂构件应采用预应力筋和非预应力钢筋混合配筋的方式；

2 悬臂构件加强段应取自根部算起 1/4 跨长、2 倍截面高度及 500mm 三者中的较大值，按该段根部截面的弯矩设计值配置的纵向预应力筋，在加强段不得截断。

9.3 环形结构

9.3.1 直径等于或大于 21m 的仓壁、圆锥形漏斗等环形构件的配筋，不能符合正常使用极限状态的设计要求时，应采用预应力混凝土结构。

9.3.2 环形预应力混凝土结构在正常使用极限状态下进行裂缝控制验算时，应根据使用条件及不同工况的要求施加预应力，按其大小分别采用全预应力、有限预应力或部分预应力进行计算，并应符合本标准 4.1.16 条的规定。

9.3.3 环形混凝土筒仓仓壁的预应力设计应符合薄壁壳体结构的受力特性。预应力筋的配置可采用无粘结预应力、有粘结预应力及缓粘结预应力。

9.3.4 环形预应力混凝土构件的预应力强度比应根据结构受力条件、结构特点、贮料特性、使用工况、裂缝控制等级及抗震设防烈度要求选择。预应力强度比宜控制在 0.5~0.65，且不宜大于 0.75。环形预应力混凝土仓壁可根据竖向不同区段采用不同的预应力强度比。

9.3.5 环形预应力混凝土结构的非预应力筋应按预应力筋张拉后在环形构件上成的次应力验算确定。环形筒仓预应力张拉后，仓壁竖向范围内产生的次弯矩、次剪力应按下列公式计算：

(9.3.5-1)

(9.3.5-2)

(9.3.5-3)

(9.3.5-4)

(9.3.5-5)

(9.3.5-6)

(9.3.5-7)

式中：——环形筒仓的半径 (mm)；
 ——预应力筋张拉锚固后作用于仓壁环向 (圆周) 单位弧长上的径向均布压力(N/mm²)；
 ——预应力筋内侧圆的直径(mm)；
 ——预应力筋张拉锚固后仓壁横截面上的法向拉力(N/mm²)；
 ——混凝土的泊松比；
 ——壁厚(mm)

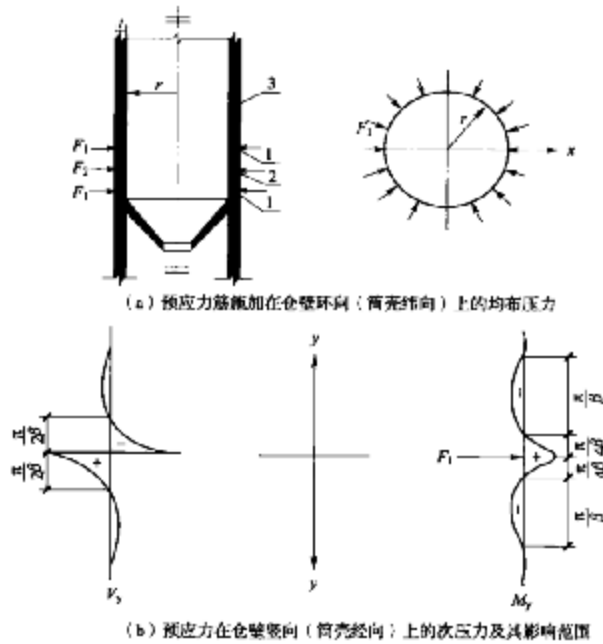


图9.3.5 圆形筒仓预应力筋张拉后再仓壁上形成的预应力、次应力图

——环形筒仓的半径； ——第一批次环向张拉后的径向预应力； ——第二批次环向张拉后的径向预应力；
 1—第一批次 (自下而上) 间隔张拉的预应力筋； 2—第二批次 (自下而上) 间隔张拉的预应力筋；
 3——环形筒仓仓壁

9.3.6 环形预应力混凝土筒仓仓壁不含钢筋保护层的壁厚，应符合下式的计算结果：

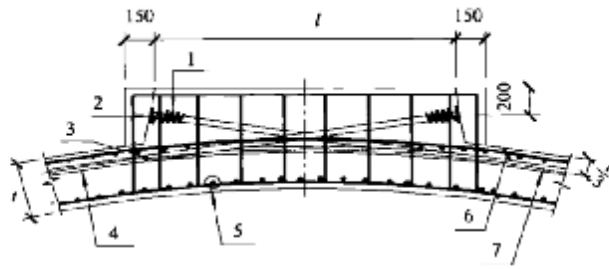
(9.3.6-1)

式中：——不含钢筋保护层的壁厚 (mm)；
 ——筒仓内径(mm)；
 ——贮料作用在单位仓壁上的水平压力 (N/mm²)；
 ——预应力筋的平均初始预应力 (扣除混凝土预压前的损失， N/mm²)；
 ——预应力筋的有效预应力 (N/mm²)；

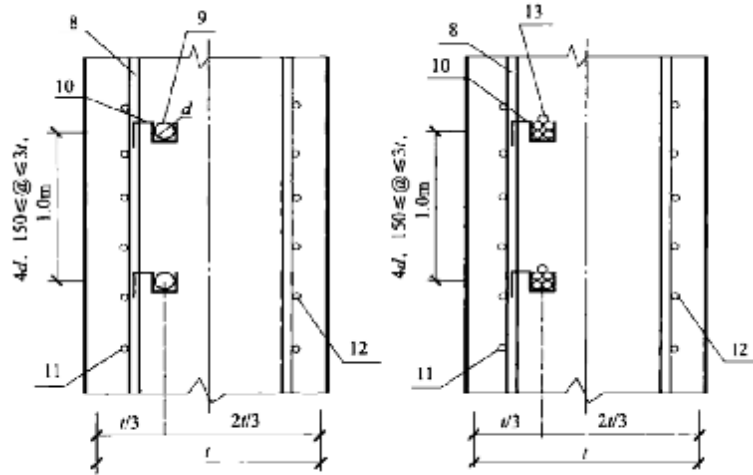
9.3.7 环形筒仓在仓壁高度范围内配置预应力筋时，应按预应力对洞口周边的仓壁及有关构件的影响配置构造加强筋，其配置范围不宜小于 1.5 倍的仓壁厚度。

9.3.8 预应力混凝土仓壁的厚度、保护层应符合下列规定：

- 1 仓壁的厚度不应小于 350mm；
- 2 预应力筋的保护层不应小于 50mm；
- 3 预应力筋的位置宜设置在距仓壁外侧 1/3 壁厚处，并应符合本标准图 9.3.9 的要求。



(a) 预应力筋壁柱锚点平面图



(b) 预应力筋(钢绞线)仓壁布置图

图9.3.8 壁柱配筋平面及预应力筋再仓壁厚度范围的布置图

—交叉预应力筋锚头距离, 不小于 2.0m; —第一批次环向张拉后的径向预应力;

—第二批次环向张拉后的径向预应力;

1—锚头螺旋筋; 2—锚具垫板; 3—预应力筋切点; 4—预应力筋(束); 5—仓壁竖向筋;

6—内外环非预应力筋; 7—预应力筋(束)中线; 8—仓壁外侧竖向筋; 9—预应力筋(束)孔道;

10—预应力筋(束)支架; 11—仓壁外侧环向非预应力筋; 12—仓壁内侧环向预应力筋; 13—预应力筋(束)

9.3.9 混凝土筒仓仓壁预应力筋及非预应力筋的配置应符合下列规定:

1 预应力筋应按预应力张拉、偏心及非偏心进出料、温湿度变化、混凝土的收缩徐变、仓壁开孔、风荷载、设备荷载的影响、全预应力、有限预应力或部分预应力的作用配置;

2 与预应力筋相匹配的环向及竖向非预应力钢筋, 其最小配筋率均不应小于 0.4%, 间距不应大于 300mm。

9.3.10 环形预应力筋的布置应符合下列规定:

1 预应力筋的平面布置应根据环形结构的直径大小确定, 可采用每一圆周水平截面两段~六段预应力筋, 每段预应力筋包角宜相同。

2 环形筒仓的预应力筋竖向间距不宜小于 150mm, 也不宜大于 3.0 倍壁厚或 1.0m; 有粘接预应力筋的间距不宜小于 4.0 倍孔道直径。

9.3.11 有粘结预应力筋的长度超过 25m 时, 宜两端张拉, 超过 50m 时, 宜分段张拉和锚固。当有工程经验时, 无粘结预应力筋的分段长度可适当增加。

9.3.12 环形预应力混凝土结构预应力筋张拉应符合下列规定:

1 单根穿入孔道的钢绞线应在正式张拉前调整钢绞线的初始应力, 确保钢绞线受力均匀;

2 同一水平的整圈预应力筋应同步张拉;

3 环形仓壁预应力筋应自下而上在一定范围内隔圈张拉; 隔圈张拉后, 应自上而下补齐隔圈张拉时未张拉的预应力筋。

10 预应力施工

10.1 一般规定

10.1.1 预应力工程应编制专项施工方案，必要时，施工单位应根据设计文件进行深化设计或施工阶段验算。

10.1.2 现浇预应力混凝土梁、板底模的起拱高度应符合设计要求。当设计未规定时，按照现行施工规范执行。

10.1.3 预应力筋束形（孔道）控制点的竖向位置偏差应符合表 10.1.3 的规定；竖向位置偏差合格率应达 90%，且竖向偏差的最大值不得超出表中规定数值的 1.5 倍的尺寸偏差。

表10.1.1 预应力筋束形安装允许偏差

截面高（厚）度(mm)	$h \leq 300$	$300 \leq h \leq 1500$	$h > 1500$
允许偏差 (mm)	± 5	± 10	± 15

10.1.4 预应力工程施工应根据环境温度采取必要的质量保证措施，并应符合下列规定：

1 当工程所处环境温度低于 -15°C 时，不宜进行预应力筋张拉；

2 当工程所处环境温度高于 35°C 或日平均环境温度连续 5 日低于 5°C 时，不宜进行灌浆施工；当在环境温度高于 35°C 或日平均环境温度连续 5 日低于 5°C 条件下进行灌浆施工时，应采取专门的质量保证措施。

10.1.4 缓粘结剂的固化时间和张拉适用期应根据缓粘结预应力钢绞线生产时间、施工进度、环境温度湿度变化等确定。当缓粘结预应力钢绞线穿过后浇带时，尚应考虑后浇带浇筑时间的影响。

10.1.5 在缓粘结预应力钢绞线下料时，应对同批缓粘结预应力钢绞线留样观察，观察同条件下其固化情况。如果预应力专项验收时缓粘结剂还没达到固化时间，可根据环境温度和固化程度推断是否满足设计要求，固化期不宜超过 2 年。

10.2 预应力筋的制作

10.2.1 预应力筋的下料长度应通过计算确定。计算时应综合考虑其孔道长度、锚夹具长度、千斤顶长度、张拉伸长值和混凝土压缩变形量以及根据不同张拉方法和锚固形式预留的张拉长度等因素。

10.2.2 预应力筋制作或组装时，宜采用砂轮锯或切断机切断，不得采用加热、焊接或电焊切割，且施工过程中应避免电火花和电流损伤预应力筋。

10.2.3 使用钢丝束镦头锚具时，首先应确认该批预应力钢丝的可镦性。钢丝镦头的头型尺寸应符合：直径 1.4~1.5 倍 d ，高度 0.95~1.05 倍 d ， d 为钢丝直径。钢丝束两端采用镦头锚具时，应采用等长下料法。同一束中钢丝长度的最大偏差不应大于钢丝长度的 $1/5000$ ，且不应大于 5mm；当成组张拉长度大于 10m 的钢丝时，同组钢丝长度的最大偏差不得大于 2mm。

10.2.4 钢丝编束、张拉端镦头锚具安装和钢丝镦头宜同时进行。钢丝的一端先穿入锚具并镦头，另一端按张拉端的顺序分别编扎内外圈钢丝。

10.2.5 钢绞线挤压锚具应采用配套的挤压机制作，压力表读数应符合操作说明书的规定。挤压时，在挤压模内腔或挤压套筒外表面应涂刷润滑油，采用的摩擦衬套应沿挤压套筒全长均匀分布。钢绞线挤压锚具成型后，钢绞线外端露出挤压头 1~5mm。

10.2.6 钢绞线压花锚具成型时，应将表面的污物擦拭干净。梨形头尺寸应符合：对 $\phi^s 15.2$ 的钢绞线不应小于 $\phi 95 \times 150$ ；对 $\phi^s 11.7$ 的钢绞线不应小于 $\phi 80 \times 130$ ；直线段长度，对 $\phi^s 15.2$ 的钢绞线不应小于 900mm。

10.3 预应力筋孔道留设

10.3.1 金属波纹管或塑料波纹管安装前，应按设计要求在箍筋上标出预应力筋的曲线坐标位置，点焊钢筋支托。支托间距：对圆形金属波纹管宜为 1.0~1.2m，对扁形金属波纹管和塑料波纹管宜为 0.8~1.0m。波纹管安装后，应与钢筋支托可靠固定。

10.3.2 金属波纹管接长时，可采用大一号同型波纹管作为接头管。接头管的长度宜取管径的 3~4 倍。接头管的两端应采用热塑管或粘胶带密封。

塑料波纹管接长时，可采用塑料焊接机热熔焊接或采用专用连接管。

10.3.3 灌浆管或泌水管与波纹管连接时，可在波纹管上开洞，覆盖海绵垫和塑料弧形压板并与波纹管扎牢，再用增强塑料管插在弧形压板的接口上，且深处构件顶面不宜小于 500mm。

10.3.4 采用钢管或抽芯成孔时，钢筋十字架的间距：对钢管宜为 1.0~1.2m。对胶管宜为 0.6~0.8m。浇筑混凝土后，应陆续转动钢管，待混凝土初凝后、终凝前抽出。胶管内应预先充入压缩空气或压力水，使管径增大 2~3mm，待混凝土初凝后放出压缩空气或压力水，管径缩小即可抽出。

10.3.5 竖向预应力结构采用钢管成孔时应采用定位支架固定，每段钢管的长度应根据施工分层浇筑高度确定。钢管接头处宜高于混凝土浇筑面 500~800mm，并用堵头临时封口。

10.3.6 混凝土浇筑时，应采取有效措施，防止预应力孔道漏浆堵孔。

10.3.7 钢管桁架中预应力筋用钢套管保护时，每隔 2~3m 应采用定位支架或隔板居中固定。

钢桁架在工厂分段制作时，应预先将钢套管安装在钢管弦杆内，再在现场的拼装台上用大一号同型钢套管连接或采用焊接接头。钢套管的灌浆孔可采用带内螺纹的接头管焊接在套管上。

10.4 预应力筋安装

10.4.1 穿束的方法可采用人力、卷扬机或穿束机单根穿或整束穿。对超长束、特重束、多波曲线束等宜采用卷扬机整束穿，束的前端应装有穿束网套或特制的牵引头。穿束机适用于穿大批量的单根钢绞线，穿束时钢绞线前头宜套一个子弹头形壳帽。

采用先穿束法穿多跨曲线束时，可在梁跨的中部处留设穿束助力段。

10.4.2 预应力宜从内埋式固定端穿入。当固定的采用挤压锚具时，从孔道末端至锚垫板的距离应满足成组挤压锚具的安装要求；当固定端采用压花锚具时，从孔道末端至梨形头的直线锚固段不应小于设计值。预应力筋从张拉端穿出的长度应满足张拉设备的操作要求。

10.4.3 竖向孔道的穿束，宜采用单根由上向下控制放盘速度穿入孔道，也可采用整束由下向上牵引工艺。

10.4.4 混凝土浇筑前穿入孔道的预应力筋，宜采取防止锈蚀的措施。

10.5 无粘结和缓粘结预应力筋铺设

10.5.1 无粘结和缓粘结预应力筋铺设前，对护套轻微破损处应采用防水聚乙烯胶带进行修补。每圈胶带搭接宽度不应小于胶带宽度的 1/2，缠绕层数不应小于 2 层，缠绕长度应超过破损长度 30mm。严重破损的无粘结预应力筋应予报废。

10.5.2 平板中无粘结和缓粘结预应力筋的曲线坐标宜采用钢筋马镫控制，间距不宜大于 2.0m。无粘结和缓粘结预应力筋铺设后应与马镫可靠固定。

10.5.3 平板中无粘结和缓粘结预应力筋平行带状布置时，应采取可靠的固定措施，保证同束中各根无粘结预应力筋具有相同的矢高。缓粘结预应力筋带状束在锚固端应平顺张开。

10.5.4 双向平板中，宜先铺设竖向坐标较低方向的无粘结和缓粘结预应力筋，后铺方向的无粘结和缓粘结预应力筋遇到部分竖向坐标低于先铺无粘结预应力筋时，应从其下方穿过。

双向无粘结和缓粘结预应力筋的底层筋，在跨中处宜与底面双向钢筋的上层筋在同一高度。

10.5.5 无粘结和缓粘结预应力筋张拉端的锚垫板可固定在端部模板上，或利用短钢筋与四周钢筋焊牢。锚垫板面应垂直于预应力筋。

当张拉端采用凹入式做法时，可采用塑料穴模或其他穴模。

10.5.6 无粘结和缓粘结预应力筋锚固端的锚垫板应事先组装好，按设计要求位置可靠固定。

10.5.7 梁中无粘结和缓粘结预应力筋集束布置时，应采用钢筋支托控制其位置，支托间距宜为 1.0~1.5m。同一束的各根筋宜保持平行走向，防止相互扭绞。缓粘结预应力钢绞线，每束钢绞线根数不宜多于 5 根，且缓粘结预应力束的竖向净间距不应小于缓粘结预应力束等效直径 d_p 的 1.5 倍，水平方向的净间距不应小于缓粘结预应力束的等效直径 d_p 的 2 倍。

10.5.8 对竖向、环向或螺旋形布置的无粘结和缓粘结预应力筋，应有定位支架或其他构造措施控制位置。

10.5.9 当板上开洞时，板内被孔道阻断的无粘结和缓粘结预应力筋可从两侧绕过洞口铺设。无粘

结预应力筋至洞口的距离不宜小于 150mm，水平偏移的曲率半径不宜小于 6.5m，洞口四周应配置构造钢筋加强。

10.6 混凝土浇筑

10.6.1 浇筑混凝土之前，应对预埋管道的定位及管道连接处、预埋管与锚垫板连接处、锚垫板上喇叭口和灌浆孔、排气管和泌水管等部位的密封性进行检查。

10.6.2 浇筑混凝土时，应符合下列规定：

1 宜根据结构或构件的不同形式选用插入式、附着式或平板式等振动器进行振捣；

2 对于先张法构件，应避免振动器碰撞预应力筋；对于后张法结构，应避免振动器直接接触预埋波纹管、无粘结及缓粘结预应力筋和锚具预埋件等，严禁直接对准预留孔道处振捣；

3 对箱梁腹板与底板及顶板连接处的托板、预应力张拉端、固定端以及其它预应力钢束与钢筋密集的部位，应采取有效措施保证混凝土质量。

4 浇筑过程中不得踩踏预应力筋、定位支架钢筋以及锚固端预埋件等；

5 混凝土浇筑过程中，应随时检查预应力结构模板、支撑、预留孔道、固定端垫板及张拉端锚垫板的稳固性，发现有松动、变形、移位和孔道漏浆时应及时整修。

10.6.3 混凝土浇筑时，应另制作两组试块，并与预应力构件同条件进行养护，作为张拉或放张时确定混凝土强度确认的依据。

10.7 张拉及放张

10.7.1 预应力筋张拉设备和仪表应满足预应力筋张拉或放张的要求，且应定期维护和标定。张拉用千斤顶和压力表应配套标定、配套使用。标定时千斤顶运行方向应与实际张拉工作状态一致。

张拉设备的标定期限不应超过半年。当张拉设备出现不正常现象时或千斤顶检修后，应重新标定。

当现场设备和技术等条件具备时，宜优先采用智能张拉工艺和方法。

10.7.2 预应力筋张拉或放张时，混凝土强度应符合设计要求；当设计无具体要求时，不应低于设计采用的混凝土强度等级的 75%。现浇结构施加预应力时，混凝土的龄期：对后张楼板不宜少于 5d，对后张大梁不宜少于 7d。

为防止混凝土出现早期裂缝而施加预应力时，可不受上述限制，但必须满足局部受压承载力的要求。

10.7.3 锚具安装前，应清理锚垫板端面的混凝土残渣和喇叭管内的杂物，且应检查锚垫板后的混凝土密实性，同时应清理预应力筋表面的浮锈和渣土。

10.7.4 锚具安装时锚板应对中，夹片应击紧且缝隙均匀。

10.7.5 张拉设备安装时，对直线预应力筋，应使张拉力的作用线与预应力筋中心线重合；对曲线预应力筋，应使张拉力的作用线与预应力筋中心线末端的切线重合。

10.7.5 预应力筋张拉前，应计算所需张拉力、压力表读数、张拉伸长值，并说明张拉顺序和方法，填写张拉申请单。

10.7.6 预应力构件的张拉顺序，应根据结构受力特点、施工方便、操作安全因素等确定。

对现浇预应力混凝土楼面结构，宜先张拉楼板、次梁，后张拉主梁。对预制屋架等平卧叠浇构件，应从上而下逐榀张拉。

预应力构件中预应力筋的张拉顺序，应遵循对称张拉的原则。

10.7.7 预应力筋的张拉方法，应根据设计和施工计算要求采取一端张拉或两端张拉。采用两端张拉时，宜两端同时张拉，也可一端先张拉，另一端补张拉。

10.7.8 对同一束预应力筋，应采用相应吨位的千斤顶整束张拉。对直线形或平行排放的预应力钢绞线束，在各根钢绞线不受叠压时，也可采用小型千斤顶逐根张拉。

10.7.9 预应力筋的张拉步骤：应从零应力加载至初拉力，测量伸长值初读数，再以均匀速度分级加载、分级测量伸长值至最终张拉力，钢绞线束张拉至最终张拉力时，宜持荷不低于 2min。

10.7.10 采用应力控制方法张拉时，应校核预应力筋张拉伸长值。实测伸长值与计算伸长值的偏差不应超过 $\pm 6\%$ 。如超过允许偏差，应查明原因并采取措施后方可继续张拉。必要时，宜进行现

场孔道摩擦系数测定，并可根据实测结果调整张拉控制应力。

10.7.11 预应力筋的张拉伸长值 ΔL_p 可按下式计算：

$$\Delta L_p = \frac{P_m L_p}{A_p E_s} \quad (10.7.11-1)$$

$$P_m = P_j \left(\frac{1 + e^{-(kx+mq)}}{2} \right) \quad (10.7.11-2)$$

式中： P_m —预应力筋的平均张拉力，取张拉端拉力 P_j 与计算截面扣除孔道摩擦损失后的拉力平均值；

L_p —预应力筋的实际长度。

A_p —预应力筋的截面面积。

E_s —预应力筋的弹性模量。

10.7.12 对多曲线段或直线段与曲线段组成的曲线应力筋，张拉伸长值应分段计算后叠加：

$$\Delta L_p^c = \sum \frac{(s_{i1} + s_{i2})L_i}{2E_s} \quad (10.7.12)$$

式中： L_i —第 i 线段预应力筋长度；

$s_{i1} + s_{i2}$ —分别为第 i 线段两端预应力筋的应力。

10.7.13 预应力筋的张拉伸长值，应在建立初始张拉力后进行测量。实际伸长值 ΔL_p^o 可按下列公式计算：

$$\Delta L_p^o = \Delta L_{p1}^o + \Delta L_{p2}^o - a - b - c \quad (10.7.13)$$

式中： ΔL_{p1}^o —从初拉力至最大张拉力之间的实际伸长值；

ΔL_{p2}^o —初拉力以下的推算伸长值，可采用图解法或算法确定；

a —千斤顶体内的预应力筋张拉伸长值；

b —张拉过程中工具锚和固定端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值；

c —张拉阶段构件的弹性压缩值。

10.7.14 对特殊预应力构件或预应力筋，应根据设计和施工要求采取专门的张拉工艺，如分阶段张拉、分批张拉、分级张拉、分段张拉、变角张拉等。

10.7.15 对多波曲线预应力筋，可采取超张拉回松技术来提高内支座处的张拉应力并降低锚具下口的张拉应力。

10.7.16 先张法预应力筋可采用单根张拉或成组张拉。当采用成组张拉时，应预先调整张拉力。

10.7.17 钢桁架施加预应力宜在该桁架和部分支撑安装就位后进行。根据钢桁架承担的荷载情况，可采取一次张拉或多次张拉。

10.7.18 预应力筋张拉应填写张拉记录。

10.7.19 先张法预应力筋的放张顺序应符合设计要求；当设计无具体要求时，可按下列规定放张：

1 对承受轴心预压力的构件（如压杆、桩等），所有预应力筋应同时放张；

2 对承受偏心预压力的构件（如梁等），应先同时放张预压力较小区域的预应力筋，在同时放张预压力较大区域的预应力筋。

3 当不能按照上述规定放张时，应分阶段、对称、相互交错放张。

10.7.20 先张法预应力筋宜采取缓慢放张方法，可采用千斤顶或螺杆等机具进行单独或整体放张。

10.7.21 后张法预应力筋张拉锚固后，如遇到特殊情况需要放张，宜在工作锚上安装拆锚器，采用小型千斤顶逐根放张。

10.7.22 后张法预应力结构拆除或开洞时，应有专项预应力放张方案，防止高应力状态的预应力筋弹出伤人。

10.7.23 预应力筋放张应填写放张记录。

10.8 孔道灌浆

10.8.1 后张法有粘结预应力筋张拉完毕并经检查合格后，应尽早灌浆，孔道内水泥浆应饱满、密实。

10.8.2 灌浆前应全面检查预应力筋孔道、灌浆孔、排气孔、泌水管等是否畅通。对抽芯成型的混凝土孔道宜采用水冲洗后灌浆；对预埋管成型的孔道不得用水冲洗孔道，可采用压缩空气清孔。

10.8.3 灌浆设备的配备必须满足连续工作的要求，根据灌浆高度、长度和形态等条件选用合适的灌浆泵。灌浆泵应配备计量校验合格的压力表。灌浆前应检查配套设备、输浆管和阀门的可靠性。在锚垫板上灌浆孔处宜安装单向阀门。

10.8.4 灌浆前，对锚具夹片空隙和其他可能漏浆处需采用高标号水泥浆或结构胶等封堵，待封堵料达到一定强度后方可灌浆。

10.8.5 配置水泥浆用水泥、水及外加剂除应符合国家现行有关标准的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 宜采用普通硅酸盐水泥或硅酸盐水泥；
- 2 拌合用水和掺加的外加剂中不应含有对预应力筋或水泥有害的成分；
- 3 外加剂应与水泥作配合比试验并确定掺量。

10.8.6 灌浆用水泥浆应符合下列规定：

1 采用普通灌浆工艺时，稠度宜控制在 12s~20s，采用真空灌浆工艺时，稠度宜控制在 18s~25s；

2 水胶比不应大于 0.45；

3 3h 自由泌水率宜为 0；且不应大于 1%，泌水应在 24h 内全部被水泥浆吸收；

4 24h 自由膨胀率，采用普通灌浆工艺时不应大于 6%；采用真空灌浆工艺时不应大于 3%；

5 水泥浆中氯离子含量不应超过水泥重量的 0.06%；

6 28d 标准养护的边长为 70.7mm 的立方体水泥浆试块抗压强度不应低于 30 N/mm²；

7 稠度、泌水率及自由膨胀率试验方法应符合现行国家标准《预应力孔道灌浆剂》GB/T 25182 的规定；

注：1 一组水泥浆试块由 6 个试块组成；

2 抗压强度为一组试块的平均值，当一组试件中抗压强度最大值或最小值与平均值相差超过 20%时，应取中间 4 个试件强度的平均值。

10.8.7 灌浆用水泥浆的制备及使用，应符合下列规定：

1 水泥浆宜采用高速搅拌机进行搅拌，搅拌时间不应超过 5min；

2 水泥浆使用前应经筛孔尺寸不大于 1.2mm×1.2mm 的筛网过滤；

3 搅拌后不能在短时间内灌入孔道的水泥浆，应保持缓慢搅动；

4 水泥浆应在初凝前灌入孔道，搅拌后至灌浆完毕的时间不宜超过 30min。

10.8.8 灌浆施工应符合下列规定：

1 宜先灌注下层孔道，后灌上层孔道；

2 灌浆应连续进行，直至排气管排出的浆体稠度与注浆孔处相同且无气泡后，再顺浆体流动方向依次封闭排气孔；全部出浆孔封闭后，宜继续加压 0.5MPa~0.7MPa，并应稳压 1min~2min 后封闭灌浆口，灌浆口处应设置阀门，阻止水泥浆回流。

3 当泌水较大时，宜进行二次灌浆和泌水孔进行重力补浆；

4 因故中途停止灌浆时，应用压力水将未灌注完孔道内已注入的水泥浆冲洗干净；

5 采用连接器连接的多跨连续预应力筋的孔道灌浆，应在连接器分段的预应力筋张拉后随即进行，不得在各分段全部张拉完毕后一次连续灌浆；

6 对超长、超高的预应力孔道，宜采用多台灌浆泵接力灌浆，从前置灌浆孔灌浆直至后置灌浆孔冒浆，后置灌浆孔方可续灌；

7 灌浆孔内水泥浆凝固后，应将泌水管等切至构件表面，如管内有空隙，应补浆；

10.8.9 真空辅助灌浆施工应符合下列规定：

1 预应力孔道灌浆前，应切除外露的多余钢绞线并进行封锚；

2 真空辅助灌浆除采用传统的灌浆设备外，还需配备真空泵及其配件等；

3 真空辅助灌浆的孔道应具有良好的密封性；

4 真空辅助灌浆采用的水泥浆应优化配合比，宜掺入适量的缓凝高效减水剂，根据不同的水泥浆强度等级要求，其水灰比可为 0.33~0.40；

5 孔道抽真空负压宜稳定保持为 0.08~0.1MPa。

10.8.10 孔道灌浆应填写灌浆记录。

10.9 封锚

10.9.1 后张法预应力筋锚固后的外露部分宜采用机械方法切割。预应力筋的外露长度不宜小于其直径的 1.5 倍，且不宜小于 30mm。

10.9.2 锚具封闭保护应符合设计要求。当设计无具体要求时，应符合本规程第 4.3.7 条的规定。

11 质量验收

11.1 一般规定

11.1.1 浇筑混凝土之前，应进行预应力隐蔽工程验收。隐蔽工程验收应包括下列主要内容：

- 1 预应力筋的品种、规格、级别、数量和位置；
- 2 成孔管道的规格、数量、位置、形状、连接及灌浆孔、排气孔兼泌水孔；
- 3 局部加强钢筋的牌号、规格、数量和位置；
- 4 预应力筋锚具和连接器及锚垫板的品种、规格、数量和位置。

11.1.2 预应力筋、锚具、夹具、连接器、成孔管道的进场检验，当满足下列条件之一时，其检验批容量可扩大一倍：

- 1 获得认证的产品；
- 2 同一厂家、同一品牌、同一规格的产品，连续三批均一次检验合格。

11.1.3 张拉设备及压力表应定期维护，并应配套标定和使用，标定期限不应超过 6 个月。

11.2 材料

主控项目

11.2.1 预应力筋进场时，应按现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 等各类材料相关标准的规定抽取试件作抗拉强度、伸长率检验，其检验结果应符合相关标准的规定。

检查数量：按进场的批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

11.2.2 无粘结预应力钢绞线进场时，应进行防腐润滑油脂含量和保护套厚度的检验，检验结果应符合现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JGJ 161 的规定。

经观察认为涂包质量有保证时，无粘结预应力筋可不作油脂量和护套厚度的抽样检验。

检查数量：按现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161 的规定确定。

检验方法：观察，检查质量证明文件和抽样检验报告。

11.2.3 预应力筋用锚具应和锚垫板、局部加强钢筋配套使用，锚具、夹具和连接器进场时，应按现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 的相关规定对其性能进行检验，检验结果应符合该标准的规定。

锚具、夹具和连接器用量不足检验批规定数量的 50%，且供货方提供有效的检验报告时，可不作静载锚固性能检验。

检查数量：按现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 的规定确定。

检验方法：检查质量证明文件、锚固区传力性能试验报告和抽样检验报告。

11.2.4 处于三 a、三 b 类环境条件下的无粘结预应力筋用锚具系统，应按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的相关规定检验其防水性能，检验结果应符合该标准的规定。

检查数量：同一品种、同一规格的锚具系统为一批，每批抽取 3 套。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

11.2.5 孔道灌浆用水泥应采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥，水泥、外加剂的质量应分别符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 第 7.2.1 条、第 7.2.2 条的规定；成品灌浆材料的质量应符合《水泥基灌浆材料应用技术规程》GB/T50448 的规定。

检查数量：按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：检查质量证明文件和抽样检验报告。

一般项目

11.2.6 预应力筋进场时，应进行外观检查，其外观质量应符合下列规定：

1 有粘结预应力筋的表面不应有裂纹、小刺、机械损伤、氧化铁皮和油污等，展开后应平顺、不应有弯折；

2 无粘结预应力钢绞线外包护套应光滑、无裂缝，无明显褶皱；轻微破损处应外包防水塑料胶带修补，严重破损者不得使用。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

注：无粘结预应力筋护套轻微破损者应外包防水塑料胶带修补，严重破损者不得使用。

11.2.7 预应力筋用锚具、夹具和连接器进场时，应进行外观检查，其表面应无污物、锈蚀、机械损伤和裂纹。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

11.2.8 预应力成孔管道进场时，应进行管道外观质量检查、径向刚度和抗渗性能检验，其检验结果应符合下列规定：

1 金属管道外观应清洁，内外表面应无锈蚀、油污、附着物、孔洞；金属波纹管不应有不规则褶皱，咬口应无开裂、脱扣；钢管焊缝应连续；

2 塑料波纹管外观应光滑、色泽均匀，内外壁不应有气泡、裂口、硬块、油污、附着物、孔洞及影响使用的划伤；

3 径向刚度和抗渗性能应符合现行行业标准《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529 或《预应力混凝土用金属螺旋管》JG 225 的规定。

检查数量：外观应全数检查；径向刚度和抗渗性能的检查数量应按进场的批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：观察，检查质量证明文件和抽样检验报告。

注：对金属螺旋管用量较少的一般工程，当有可靠依据时，可不作径向刚度、抗渗性能的检验。

11.3 制作与安装

主控项目

11.3.1 预应力筋安装时，其品种、规格、级别和数量必须符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，丈量。

11.3.2 预应力筋的安装位置应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，丈量。

一般项目

11.3.3 预应力筋端部锚具的制作质量应符合下列规定：

1 钢绞线挤压锚具挤压完成后，预应力筋外露挤出挤压套筒的长度不应小于 1~5mm；

2 钢绞线压花锚具的梨形头尺寸和直线锚固段长度不应小于设计值；

3 钢丝锚头不应出现横向裂纹，锚头的强度不得低于钢丝强度标准值的 98%。

检查数量：对挤压锚，每工作班抽查 5%，且不应少于 5 件；对压花锚，每工作班抽查 3 件；对钢丝锚头强度，每批钢丝检查 6 个锚头试件。

检验方法：观察，丈量，检查锚头强度试验报告。

11.3.4 预应力筋或成孔管道的安装质量应符合下列规定：

1 成孔管道的连接应密封；

2 预应力筋或成孔管道应平顺，并应与定位支撑钢筋绑扎牢固；

3 当后张有粘结预应力筋曲线孔道波峰和波谷的高差大于 300mm，且采用普通灌浆工艺时，应在孔道波峰设置排气孔；

4 锚垫板的承压面应与预应力筋或孔道曲线末端垂直，预应力筋或孔道曲线末端直线段长度应符合表 11.3.4 的规定。

检查数量第 1~3 款应全书检查；第 4 款应抽查预应力束总数的 10%，且不少于 5 束。

检查方法：观察，丈量。

表11.3.4 预应力筋曲线起始点与张拉锚固点之间直线段最小长度

预应力筋张拉控制力 N (kN)	$N \leq 1500$	$1500 \leq N \leq 6000$	$N > 6000$
直线段最小长度 (mm)	400	500	600

11.3.5 预应力筋或成孔管道定位控制点的竖向位置偏差应符合表 11.3.5 的规定，其合格点率应达

到 90% 及以上，且不得有超过表中数值 1.5 倍的尺寸偏差。

检查数量：在同一检验批内，应抽查各类型构件总数的 10%，且不少于 3 个构件，每个构件不应少于 5 处。

检验方法：尺量。

表11.3.5 预应力筋或成孔管道定位控制点的竖向位置允许偏差

截面高（厚）度（mm）	$h \leq 300$	$300 \leq h \leq 1500$	$h > 1500$
允许偏差（mm）	± 5	± 10	± 15

11.4 张拉与放张

主控项目

11.4.1 预应力筋张拉或放张前，应对构件混凝土强度进行检验。同条件养护的混凝土立方体试件抗压强度应符合设计要求，当设计无具体要求时应符合下列规定

- 1 应达到配套锚固产品技术要求的混凝土最低强度且不应低于设计混凝土强度等级值的 75%
- 2 对采用消除预应力钢丝或钢绞线作为预应力筋的先张法构件，不应低于 30MPa。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查同条件养护试件抗压强度试验报告

11.4.2 对后张法预应力结构构件，钢绞线出现断裂或滑脱的数量不应超过同一截面钢绞线总根数的 3%，且每根断裂的钢绞线断丝不得超过一丝；对多跨双向连续板，其同一截面应按每跨计算；

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查张拉记录。

11.4.3 先张法预应力筋张拉锚固后，实际建立的预应力值与工程设计规定检验值的相对允许偏差为 $\pm 5\%$ 。

检查数量：每工作班抽查预应力筋总数的 1%，且不应少于 3 根。

检验方法：检查预应力筋应力检测记录。

一般项目

11.4.4 预应力张拉质量应符合下列规定：

1 采用应力控制方法张拉时，张拉力下预应力筋的实测伸长值与计算伸长值的相对允许偏差为 $\pm 6\%$ ；

2 最大张拉应力应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB50666 的规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查张拉记录。

11.4.5 先张法预应力构件，应检查预应力筋张拉后的位置偏差，张拉后预应力筋的位置与设计位置的偏差不应大于 5mm，且不应大于构件截面短边边长的 4%。

检查数量：每工作班抽查预应力筋总数的 3%，且不应少于 3 束。

检验方法：尺量。

11.4.6 锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量应符合设计要求；当设计无具体要求时，应符合表 11.4.6 的规定：

检查数量：每工作班抽查预应力筋总数的 3%，且不应少于 3 束。

检验方法：尺量。

表11.4.6 张拉端预应力筋的内缩量限值

锚具类别		内缩量限值（mm）
支承式锚具（镦头锚具等）	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具		5
夹片式锚具	有顶压	5
	无顶压	6~8

11.5 灌浆及封锚

主控项目

11.5.1 预留孔道灌浆后，孔道内水泥浆应饱满、密实。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查灌浆记录。

11.5.2 灌浆用水泥浆的性能应符合设计规定：

1 3h 自由泌水率宜为 0；且不应大于 1%，泌水应在 24h 内全部被水泥浆吸收；

2 水泥浆中氯离子含量不应超过水泥重量的 0.06%；

3 当采用普通灌浆工艺时，24h 自由膨胀率，不应大于 6%；当采用真空灌浆工艺时，24h 自由膨胀率不应大于 3%。

检查数量：同一配合比检查一次。

检验方法：检查水泥浆性能试验报告。

11.5.3 现场留置的灌浆用水泥浆试件的抗压强度不应低于 30MPa。

试件抗压强度检验应符合下列规定：

1 每组应留取 6 个边长为 70.7mm 的立方体试件，并应标准养护 28d；

2 试件抗压强度应取 6 个试件的平均值；当一组试件中抗压强度最大值或最小值与平均值相超过 20%时，应取中间 4 个试件强度的平均值。

检查数量：每组工作班留置一组；

检验方法：检查试件强度试验报告。

11.5.4 锚具的封闭保护措施应符合设计要求。当设计无具体要求时，外露锚具和预应力筋的混凝土保护层厚度不应小于：一类环境时 20mm，二 a，二 b 类环境时 50mm，三 a、三 b 类环境时 80mm。

检查数量：在同一检验批内，抽查预应力筋总数的 5%，且不应小于 5 处。

检验方法：观察，尺量。

一般项目

11.5.5 后张法预应力筋锚固后，锚具外预应力筋的外露长度不应小于其直径的 1.5 倍，且不应小于 30mm。

检查数量：在同一检验批内，抽查预应力筋总数的 3%，且不应少于 5 束。

检验方法：观察，尺量。

11.5.5 条文说明：预应力筋外露长度的规定，主要是考虑到锚具正常工作及氧-乙炔焰切割时可能的热影响，切割位置不宜离锚具太近，同时不应影响构件安装。

11.6 验收规定与文件

11.6.1 预应力分项工程施工质量验收应按《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 执行。

11.6.2 预应力分项工程根据预应力材料类别可划分预应力筋、波纹管、水泥等检验批和锚具检验批。原材料的批量划分、质量标准和检验方法应符合国家现行有关产品标准和本规程的规定。

11.6.3 预应力分项工程根据施工工艺流程，可划分为制作及安装、张拉、灌浆及封锚等三个检验批。每个检验批的范围，可按楼层、结构缝或施工段划分。

11.6.4 预应力施工检验批的质量验收，应由监理工程师组织施工单位项目检查员，并按预应力分项工程检验批质量验收统一用表做出记录。

11.6.5 检验批质量验收应包含实物检查和资料检查，并应符合下列规定：

1 主控项目的质量经抽样检验均应合格；

2 一般项目的质量经抽样检验应合格；一般项目当采用计数抽样检验时，其合格率应达到 80% 及以上，且不得有严重缺陷；

3 应具有完整的质量检验记录，重要工序应具有完整的施工操作记录。

11.6.6 预应力分项工程的验收应由监理工程师组织施工单位项目专业技术人员进行，并按预应力分项工程质量验收统一用表作出记录。对重要工程，设计单位设计人员宜参与验收。

11.6.7 预应力分项工程质量验收合格应符合下列规定：

1 分项工程所含的检验批均符合合格质量的规定；

2 分项工程验收资料完整并符合验收要求。

11.6.8 预应力分项工程验收时应提供下列文件和记录：

1 预应力分项工程的设计文件；

- 2 预应力施工方案及有关变更记录；
 - 3 预应力筋（孔道）竖向坐标、预应力筋锚固端构造等详图；
 - 4 预应力材料（预应力筋、锚具、波纹管、灌浆水泥等）质量证明书；
 - 5 预应力筋和锚具等进场复验报告；
 - 6 张拉设备配套标定报告；
 - 7 预应力筋（孔道）竖向坐标检查记录；
 - 8 预应力筋张拉见证记录；
 - 9 张拉时混凝土立方体试件抗压强度试验报告；
 - 10 孔道灌浆及封锚记录、水泥浆十块强度试验报告；
- 11.6.9** 对每一检验批的检查数量与检验方法应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 执行。

12 预应力监测

12.1 一般规定

12.1.1 对设计文件或相关规范有要求的预应力工程应进行施工过程中结构监测。

12.1.2 预应力施工过程中结构监测工作应根据表 12.1.2 和项目实际需要或设计单位要求确定监测项目。

表12.1.2 预应力施工监测项目

名称	内容	备注
跨中、支座、端部	竖向变形、平面变形	应监测项
跨中、支座	应力监测	应监测项
端部		可监测项
孔道	摩阻损失监测	宜监测项

12.1.3 预应力监测应编制专项方案，并报相关单位审批。

12.1.4 建设单位负责预应力监测的管理工作，并组织勘察、设计、施工、监测、监理等单位具体实施。

12.1.5 变形监测精度要求：变形监测测量精度应按现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ8 中二级变形测量等级对应的精度要求。

12.2 变形监测

12.2.1 变形监测分为水平位移监测、垂直位移监测、角位移监测。

12.2.2 监测工作开始前，监测单位应进行资料收集、现场踏勘调研，并根据设计要求和环境条件选埋监测点、建立变形监测网。

12.2.3 变形监测的组成与要求应符合《建筑工程施工过程结构分析与监测技术规范》JGJ/T 302-2013 第 5.1.3 条的规定。

12.3 应力监测

12.3.1 预应力控制截面应力监测应根据工程结构特点，结合部位、监测对象、监测精度、环境条件、监测频次等因素，选用合适的监测方法。

12.3.2 应力监测内容和传感器类型应符合表 12.3.2 的规定，采集设备应与其相匹配。

表12.3.2 应力监测内容和传感器类型

监测对象	测量内容	监测仪器类型	精度指标
钢筋、混凝土	应变	电阻应变计、光纤光栅应变计、振弦式应变计等	0.2%F.S, 且 $4\mu\epsilon$
预应力筋或索	索力	穿心式压力传感器、油压表、智能钢绞线	1.0%F.S

注：F.S 为测量设备或元件的满量程

12.3.3 构件上监测点布设传感器的数量和方向应符合《建筑工程施工过程结构分析与监测技术规范》JGJ/T 302-2013 第 6.3.2 条的规定。

12.3.4 预应力控制截面应力监测频次，应符合下列规定：

- 1 张拉施工期间实时监测；
- 2 结构施工过程中重要的阶段性节点应力监测；
- 3 结构上的荷载发生明显变化或进行特殊工序施工时，应单独监测。

12.4 成果整理

12.4.1 各项监测资料、计算资料和技术结果应真实，完整，条理清晰，结论明确。

12.4.2 施工过程中结构分析，应在结构施工前提交技术报告，当施工期间需进行跟踪分析时应按分析次数提交跟踪分析报告。

附录 A 预应力损失值计算

A.0.1 预应力钢筋中的预应力损失值按表 A.0.1 的规定计算

表A.0.1 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		S_{11}	按本规程第 A.4 条的规定计算	按本规程第 A.4 条和第 A.5 条的规定计算
预应力钢筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	S_{12}	-	按本规程第 A.6 条的规定计算
	张拉端锚口损失		按实测值和厂家提供的数据计算	
	在转向块处的摩擦		按本规程第 A.5 条的规定计算	
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		S_{13}	$2\Delta t$	-
预应力钢筋的应力松弛		S_{14}	按本规程第 A.6 条的规定计算	
混凝土的收缩和徐变		S_{15}	按本规程第 A.7 条的规定计算	
用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件, 当直径 $d \leq 3m$ 时, 由于混凝土的局部挤压		S_{16}	-	30

A.0.2 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。

A.0.3 预应力构件在各阶段的预应力损失值宜按表 A.0.3 的规定进行组合:

表A.0.3 预应力损失值组合

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) 损失 σ_1^I	$S_{11} + S_{12} + S_{13} + S_{14}$	$S_{11} + S_{12}$
混凝土预压后 (第二批) 损失 σ_1^{II}	S_{15}	$S_{14} + S_{15} + S_{16}$

注: 先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值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

A.0.4 预应力直线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 S_{11} 可按下列公式计算:

$$S_{11} = \frac{a}{l} E_s \quad (\text{A.0.4})$$

式中: a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 可按表 A.0.4 采用;

l ——张拉端至锚固端之间的距离 (mm);

表A.0.4 锚具变形和钢筋内缩值 a (mm)

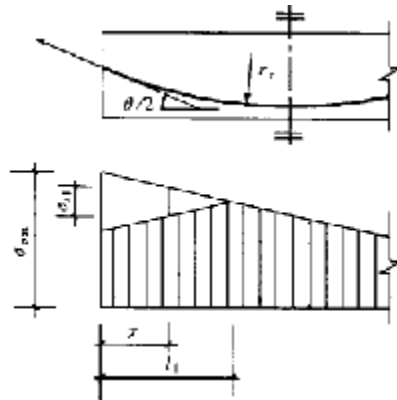
锚具类别		a
支承式锚具 (钢丝束镦头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注: 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定; 其他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。

A.0.5 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钢筋内缩引起的预应力损失值 S_{11} , 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 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定, 反向摩擦系数可按本规程表 A.0.5-1 中的数值采用。

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（图 A.0.5-1）。当其对应的圆心角 $\theta \leq 45^\circ$ 时（对于无粘结预应力筋 $\theta \leq 90^\circ$ ），由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 s_{l1} 可按下列公式计算：



图A.0.5-1 圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失 s_{l1}

$$s_{l1} = 2s_{\text{con}} l_f \left(\frac{m}{r_c} + k \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (\text{A.0.5-1})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000s_{\text{con}} (m/r_c + k)}} \quad (\text{A.0.5-2})$$

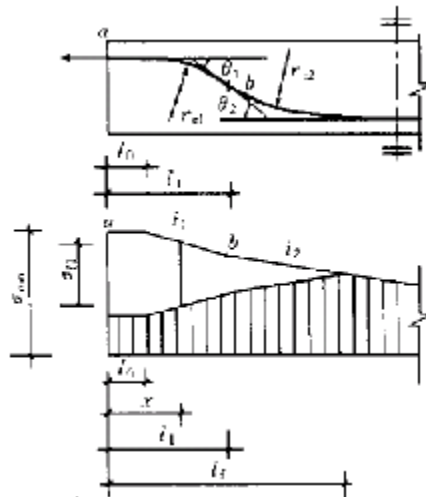
式中： r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径(m)；

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)，按表 A.0.4 采用；

E_s ——预应力钢筋弹性模量。

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 $\theta \leq 45^\circ$ ，无粘结预应力筋 $\theta \leq 90^\circ$ ）组成的预应力钢筋（图 A.0.5-2），由于锚具变形和钢筋内缩，在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 s_{l1} 可按下列公式计算：



图A.0.5-2 两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失 s_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时

$$s_{l1} = 2i_1 (l_1 - l_0) + 2i_2 (l_f - l_1) \quad (\text{A.0.5-3})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$s_{11} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{A.0.5-4})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$s_{11} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{A.0.5-5})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{A.0.5-6})$$

$$i_1 = s_a(k + m/r_{c1}) \quad (\text{A.0.5-7})$$

$$i_2 = s_b(k + m/r_{c2}) \quad (\text{A.0.5-8})$$

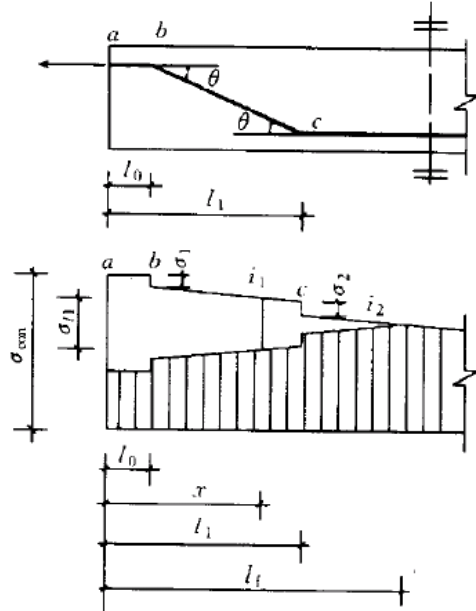
式中: l_1 —— 预应力钢筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度;

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;

s_a 、 s_b —— 预应力钢筋在 a 、 b 点的应力。

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 A.0.5-3), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 s_{11} 可按下列公式计算:



图A.0.5-3 折线形预应力钢筋的预应力损失 s_{11}

当 $x \leq l_0$ 时

$$s_{11} = 2s_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2s_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{A.0.5-9})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$s_{11} = 2i_1(l_1 - x) + 2s_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{A.0.5-10})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时

$$s_{11} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{A.0.5-11})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2s_2l_1}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{A.0.5-12})$$

$$i_1 = s_{con}(1 - mq)k \quad (\text{A.0.5-13})$$

$$i_2 = s_{con}[1 - k(l_1 - l_0)](1 - mq)^2 k \quad (\text{A.0.5-14})$$

$$s_1 = s_{con}mq \quad (\text{A.0.5-15})$$

$$s_2 = s_{\text{con}} [1 - k(l_1 - l_0)] (1 - mq) mq \quad (\text{A.0.5-16})$$

式中： i_1 —— 预应力钢筋在 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 的水平投影长度。

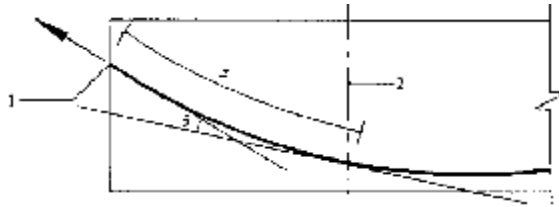
A.0.6 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 s_{l_2} (图 A.0.6)，宜按下列公式计算：

$$s_{l_2} = s_{\text{con}} \left(1 - \frac{1}{e^{kx + mq}} \right) \quad (\text{A.0.6-1})$$

当 $(kx + mq) \leq 0.2$ 时， s_{l_2} 可按下列式近似计算：

$$s_{l_2} = s_{\text{con}} (kx + mq) \quad (\text{A.0.6-2})$$

式中： x —— 预从张拉端至计算截面的孔道长度，亦可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度 (m)；
 q —— 张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad)；
 k —— 考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，可按表 A.0.6-1 采用；
 m —— 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数，可按表 A.0.6-1 采用。



图A.0.6 预应力摩擦损失计算

1——张拉端；2——计算截面

表A.0.6-1 摩擦系数

孔道成型方式	k	m	
		钢绞线、钢丝束	预应力螺纹钢筋
预埋金属波纹管	0.0015	0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.15	—
预埋钢管	0.0010	0.30	—
抽芯成型	0.0014	0.55	0.60
无粘结预应力筋	0.004	0.09	—

注：1 表中系数也可根据实测数据确定。

2 无粘结预应力钢绞线的数据适用于由公称直径 9.5mm、11.70mm、113.2mm 或 15.70mm 钢绞线制成的无粘结预应力钢筋。

缓粘结钢绞线预应力损失计算时，摩擦系数与无粘结钢绞线摩擦系数相同： $\kappa=0.006$ ； $\mu=0.12$ 。缓粘结预应力筋的摩擦系数也可根据宜实测数据确定，或由厂家提供。

一般情况下，体外预应力束在转向装置处的摩擦损失值 s_{l_2} 宜按下列公式计算：

$$s_{l_2} = mqs_{\text{con}} \quad (\text{A.0.6-3})$$

式中： q —— 体外束在转向块处的弯折转角 (rad)；
 m —— 体外束在转向块处的摩擦系数，可按表 13.2.3-2 采用。

表A.0.6-2 转向块处的摩擦系数

钢绞线	μ
镀锌钢管	0.20~0.25
HDPE 塑料管	0.15~0.20
无粘结预应力筋	0.08~0.12

当体外束与转向块鞍座处接触长度不可忽略时，预应力损失值 s_{l_2} 应采用 (A.0.6-1) 式或 (A.0.6-2) 式，并根据实际情况选取系数计算得出。

A.0.7 预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失 s_{l_4} 按下列规定计算：

1 消除应力钢丝、钢绞线

普通松弛:

$$s_{l4} = 0.4\gamma \left(\frac{s_{con}}{f_{ptk}} - 0.5 \right) s_{con} \quad (\text{A.0.7-1})$$

此处, 一次张拉时, $\psi=1.0$; 采用超张拉时, $\psi=0.9$ 。

低松弛:

当 $s_{con} \leq 0.5f_{ptk}$ 时

$$s_{l4} = 0 \quad (\text{A.0.7-2})$$

当 $0.5f_{ptk} < s_{con} \leq 0.7f_{ptk}$ 时

$$s_{l4} = 0.125 \left(\frac{s_{con}}{f_{ptk}} - 0.5 \right) s_{con} \quad (\text{A.0.7-3})$$

当 $0.7f_{ptk} < s_{con} \leq 0.8f_{ptk}$ 时

$$s_{l4} = 0.20 \left(\frac{s_{con}}{f_{ptk}} - 0.575 \right) s_{con} \quad (\text{A.0.7-4})$$

2 预应力螺纹钢筋

$$s_{l4} = 0.03s_{con} \quad (\text{A.0.7-5})$$

3 中强度预应力钢丝

$$s_{l4} = 0.08s_{con} \quad (\text{A.0.7-6})$$

A.0.8 混凝土收缩和徐变引起的预应力筋应力损失终极值 s_{l5} , 按下式计算:

1 对一般建筑结构构件

先张法构件

$$s_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{s_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15r} \quad (\text{A.0.8-1})$$

$$s'_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{s'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15r'} \quad (\text{A.0.8-2})$$

后张法构件

$$s_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{s_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15r} \quad (\text{A.0.8-3})$$

$$s'_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{s'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15r'} \quad (\text{A.0.8-4})$$

式中: s_{pc} 、 s'_{pc} —— 在受拉区、受压区预应力钢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;

r 、 r' —— 受拉区、受压区预应力钢筋和普通钢筋的配筋率: 对先张法构件, $r = (A_p + A_s) / A_0$, $r' = (A'_p + A'_s) / A_0$; 对后张法构件, $r = (A_p + A_s) / A_n$, $r' = (A'_p + A'_s) / A_n$; 对于对称配置预应力钢筋和普通钢筋的构件, 配筋率 r 、 r' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

计算受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力 s_{pc} 、 s'_{pc} 时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前 (前一批) 的损失, 普通钢筋中的应力 s_{l5} 、 s'_{l5} 值应取为零; s_{pc} 、 s'_{pc} 值不

得大于 $0.5f'_{cu}$ ；当 s'_{pc} 为拉应力时，公式 (A.0.8-2)、(A.0.8-4) 中的 s'_{pc} 应取为零。计算混凝土法向应力 s_{pc} 、 s'_{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， s_{l5} 及 s'_{l5} 值应增加 30%。

2 对重要的建筑结构构件，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，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 附录 K 进行计算。

注：当采用泵送混凝土时，宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值的增大。

本规程用词说明

- 1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，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用词：
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，在条件许可时首先应这样做的用词：
正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。
 - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 条文中指定应按其他有关标准、规范的规定执行时，写法为：“应符合……规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 2 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 3 《水泥基灌浆材料应用技术规范》 GB/T 50448
- 4 《预应力混凝土用钢丝》 GB/T 5223
- 5 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 6 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》 GB/T 14370
- 7 《预应力混凝土用螺纹钢筋》 GB/T 20065
- 8 《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》 GB/T 25823
- 9 《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》 JGJ 85
- 10 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》 JGJ 92
- 11 《预应力混凝土结构抗震设计标准》 JGJ/T 140
- 12 《无粘结预应力钢绞线》 JG 161
- 13 《预应力混凝土结构设计规范》 JGJ 369
- 14 《缓粘结预应力钢绞线》 JG/T 369
- 15 《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》 JG/T 370
- 16 《缓粘结预应力混凝土结构技术规程》 JGJ 387
- 17 《环氧涂层预应力钢绞线》 JG/T 387
- 18 《预应力混凝土用金属螺旋管》 JG/T 3013
- 19 《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》 JT/T 529
- 20 《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》 YB/T 152

北京市地方标准

预应力混凝土结构技术规程

DB ***-2019

条文说明

1 总 则

1.0.1 目前京津冀行政区域内预应力混凝土技术发展较快，科研成果不断积累，设计与施工水平逐步提高，建筑面积正在迅速增加。制定本规程，是为了在确保工程质量前提下，大力发展该项新技术，获得更好的经济效益与社会效益。

1.0.2 本条主要规定了本规程适用范围。本规范用于轻骨料混凝土及特种预应力混凝土结构的设计时，尚应按有关规范执行。

1.0.3 本条重点指出预应力混凝土结构设计与施工中采用合理的方案，以及质量控制与验收制度的重要性。预应力混凝土结构设计应与建筑物的功能要求、工艺要求相结合；预应力分项工程施工时，应编制施工组织设计，做好技术交底，严格执行质量检查与验收制度。

1.0.4 凡我国现行规范中已有明确条文规定的，本规程原则上不再重复。因此，在设计与施工中除符合本规程的要求外，还应符合我国现行规范的有关规定。预应力混凝土结构进行设计时，应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《预应力混凝土结构设计规范》JGJ 369 的有关规定，其抗震设计应按现行行业标准《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140 执行；预应力混凝土结构的施工与验收，在符合本规程有关规定的基础上，尚应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 及《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定。

3 材料

3.1 混凝土

3.1.1 由于高强度低松弛预应力钢绞线及钢丝在我国的推广应用，必须采用较高强度等级的混凝土，才可充分发挥两者的作用，达到更经济的目的。所以规定了预应力结构的最低混凝土强度等级。预应力加固工程中，被加固结构的混凝土强度等级可不受此条规定限制。结构中局部采用预应力构件时，结构混凝土强度等级要求可适当降低。

3.1.3 在先张法预应力构件中，宜采用钢绞线和中强度钢丝。在后张法预应力构件或结构中宜采用高强度低松弛钢绞线。有特殊防腐要求时，可选用镀锌钢丝、镀锌钢绞线或环氧涂层钢绞线。对无粘结预应力构件宜选用无粘结预应力钢绞线。对直线预应力短筋，宜采用预应力螺纹钢筋。在缓粘结预应力构件或结构中宜采用高强度低松弛钢绞线。

3.1.4 预应力筋的强度按国家现行标准《钢筋混凝土用钢》GB 1499、《钢筋混凝土用余热处理钢筋》GB 13014、《中强度预应力混凝土用钢丝》YB/T 156、《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065、《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223、《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 等的规定给出，其应具有不小于 95% 的保证率。

预应力筋没有明显的屈服点，一般采用极限强度标志。极限强度标准值 f_{ptk} 相当于钢筋标准中的钢筋抗拉强度。在钢筋标准中一般取 0.002 残余应变所对应的应力作为其条件屈服强度标准值 f_{pyk} 。

3.1.7 钢绞线的疲劳应力幅限值参考了我国现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB 10002.3。该规范根据 1860MPa 级高强度钢绞线的试验，规定疲劳应力幅限值为 140N/mm^2 。考虑到本规程中钢绞线强度为 1570 级以及预应力钢绞线在曲线管道中等因素的影响，表中采用偏安全的限值。

3.2 涂层预应力筋

3.2.3 预应力热镀锌钢绞线由 6 根镀锌钢丝螺旋紧密围绕 1 根中心镀锌钢丝捻制并经稳定化处理而成。由于锌是两性金属，因而不推荐在直接与混凝土、砂浆接触的预应力结构中使用。镀锌钢绞线是从桥梁工程需要发展起来的，逐步推广应用到建筑工程的体外索和拉索等。镀锌钢绞线的规格和力学性能应符合现行行业标准《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152 的规定。

3.3 纤维增强复合材料（FRP）预应力筋

3.3.1 当前应用于土木工程的纤维增强复合材料筋主要有碳纤维增强复合材料筋、玻璃纤维增强复合材料筋和芳纶纤维增强复合材料筋。其中，玻璃纤维增强复合材料筋强度较低，且耐碱性差，并在长期荷载作用下较芳纶纤维增强复合材料筋和碳纤维增强复合材料筋更容易发生徐变断裂，不宜用作预应力筋。因此，本条规定纤维增强复合材料预应力筋混凝土构件应选用碳纤维复合材料筋或芳纶纤维增强复合材料筋。

3.3.2 纤维增强复合材料筋存在剪切滞后问题，导致其抗拉强度随直径的增大而降低。因此，本条对单根纤维增强复合材料筋的截面面积进行了限制。纤维增强复合材料筋的截面面积按名义直径即含树脂层厚度计算。

3.3.3 考虑到纤维增强复合材料筋抗拉强度的离散度高于钢筋，本条对其抗拉强度标准值提出了更高的强度保证率要求。

3.3.4 考虑到纤维增强复合材料破坏的脆性特点，参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中混凝土材料系数的取值，纤维增强复合材料筋的材料系数取 1.4。

纤维增强复合材料在所处环境中的酸碱盐、湿度、温度和日照等因素的长期作用下，性能会发生不同程度的降低。本条针对不同环境对纤维增强复合材料劣化影响程度的差异，考虑耐久性要求，采用对应的环境系数对纤维增强复合材料筋的抗拉强度给予折减。

3.3.5 在低于其承载力的拉力的长期作用下，纤维增强复合材料筋在一定时限后可能突然失效，

即发生徐变断裂。该时限不仅随纤维增强复合材料中长期作用拉应力的增大而降低，且会因高温、紫外线、干湿循环、冻融循环等不利因素而降低。纤维增强复合材料筋的徐变曲线一般可分为3个阶段。第一阶段为加载完成后的短期（相对于发生徐变断裂的时限而言），纤维增强复合材料筋的应变速率在该阶段持续下降。在其后的第二阶段，纤维增强复合材料筋在常应力作用下的应变速率基本保持不变。在该阶段，尽管纤维增强复合材料中的某些较弱纤维可能受拉失败，但其所承担的荷载可通过摩擦作用或树脂的粘结作用传递至相邻纤维。在第三阶段，纤维增强复合材料筋的应变速率持续增大，表示纤维增强复合材料筋中的纤维已发生快速、持续的失效，该过程最终将导致纤维增强复合材料筋的断裂。应当指出，当第二阶段纤维增强复合材料的长期作用拉应力足够低时，则可延长该阶段的时限，避免徐变断裂的发生。基于该原理和国外已有试验数据，本条规定了纤维增强复合材料筋的持久强度设计值。

3.4 预应力筋用锚固系统和连接器

3.4.1 常用金属预应力筋的锚具可按表 3.2.1 选用。

表3.2.1 预应力筋材料与设备选用表

预应力筋品种	固定端		张拉端	
	锚具		锚具	选用张拉机具形式
	安装在结构之外	安装在结构之内		
钢绞线及钢绞线束	夹片锚具 挤压锚具	挤压锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
中强度预应力钢丝 消除应力钢丝	夹片锚具 镦头锚具 挤压锚具	挤压锚具 镦头锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
			镦头锚具	拉杆式千斤顶 穿心式千斤顶
预应力螺纹钢筋	螺母锚具	—	螺母锚具	拉杆式千斤顶

3.4.4 承受低应力或动荷载的夹片式锚具可能出现锚具夹片脱落现象，造成预应力失效，产生工程质量事故，因此要求承受低应力或动荷载的夹片式锚具具有防松功能。

3.4.7 适用于纤维增强复合材料预应力筋的锚具从其锚固受力原理上可分为机械夹持式、粘结型和组合式。机械夹持式锚具包括夹片锚具、锥塞式锚具、压铸管夹片式锚具；粘结型锚具包括套筒灌浆式锚具、杯口封装式锚具；组合式锚具包括夹片-粘结型锚具、夹片-套筒型锚具。

纤维增强复合材料预应力筋应与其配套的锚具共同使用；与其他锚具配套使用时，应根据现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 进行试验验证。

3.5 孔道与灌浆材料

3.5.2 金属波纹管的规格见表 3.5.2-1 和表 3.5.2-2。

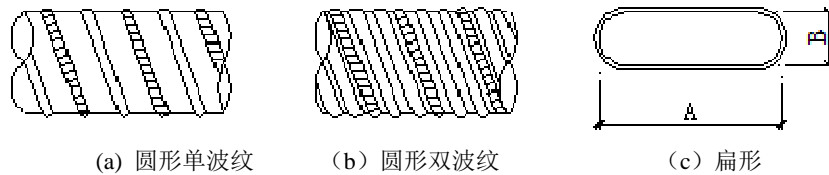


图3.5.2 金属螺旋波纹管规格

表3.5.2-1 圆形金属波纹管规格 (mm)

管内径	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	
允许偏差	+0.5												+1.0					
钢带厚	标准型	0.25	0.30															
	增强型								0.40			0.50						

表3.5.2-2 扁形金属波纹管规格(mm)

短轴	长度 B	19						22					
	允许偏差	+0.5						+1.0					
长轴	长度 A	47	60	73	86	52	67	82	98				
	允许偏差	+1.0						+2.0					
钢带厚度		0.3											

- 注：1 当短边为圆弧时，其半径应为短轴方向之半；
2 短轴 19mm 用于 $\phi^{s}11.7$ 钢绞线，短轴 22mm 用于 $\phi^{s}15.2$ 和 $\phi^{s}15.7$ 钢绞线。

4 预应力结构规定

4.1 一般规定

4.1.1 预应力混凝土结构分析，可根据结构类型、材料性能和受力特点等，选择弹性分析方法、塑性内力重分布分析方法、弹塑性分析方法、塑性极限分析方法、试验分析方法进行分析计算。

复杂约束结构应通过计算或试验确定施加预应力对整体结构的影响。其中结构次内力的计算，应考虑空间效应进行整体分析。

4.1.4 对预应力混凝土单向多跨连续梁、板，在设计中宜将预应力筋分段锚固，或增设中间锚固点。

4.1.5 预应力分项系数取值应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 和混凝土结构设计规范 GB50010 的规定。

在持久设计状况和短暂设计状况下，对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1；对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0；对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9。对地震设计状况下应取 1.0。

4.1.7 在预应力混凝土结构设计中，宜采取下列措施减少柱和墙等约束构件对梁、板预加应力效果的不利影响：

1 宜将抗侧刚度较大的构件布置在结构平面的中心附近，也可通过设置后浇带将抗侧刚度较大的构件分散于每个结构区段的中心附近；

2 可采用后浇带或施工缝对结构分段施加预应力；

3 梁和支承柱之间的节点可设计为在张拉过程中能滑动的支座。

4.1.10 根据构件的特点、预应力筋的形状和长度及施工方法，预应力筋张拉有如下几种张拉方法：

(1) 一端张拉方式：张拉设备放在构件的一端进行张拉，适用于长度小于 40m 的直线预应力筋和预应力损失大于 30% 的曲线预应力筋；

(2) 两端张拉方式：张拉设备放在构件的两端进行张拉，适用于预应力筋长度超过 40m 或预应力损失大于 30% 的曲线预应力筋；

(3) 分段张拉方式：预应力钢绞线较长时，为减少张拉过程的预应力损失，对钢绞线分段张拉，使用连接器把每段钢绞线连接起来，第二段及后段的预应力筋利用锚头连接器与前段预应力筋进行接长。

4.1.11 板的平均预压应力是指完成全部预应力损失后的总有效预加力除以混凝土总截面面积。规定下限值是为了避免在混凝土中产生过大的拉应力和裂缝，同时有利于增强板的抗剪能力；规定上限值是为了避免过大的弹性压缩和徐变。

施加预应力仅为了满足构件的允许挠度，或抵消环境温度及混凝土收缩作用时，可不受平均预压应力最小值的限制；当混凝土强度等级较高或采取专门措施时，最大平均预压应力限值可适当提高。

4.2 预应力构件的基本规定

4.2.1 对一般民用建筑，本条所规定的跨高比是根据国内已有工程的经验，用表格形式表示以便于设计人员使用。对于工业建筑或使用荷载较大的建筑，表中所列跨高比值应按实际情况予以调整。

预应力混凝土结构的跨度一般较大，若截面高宽比过大容易引起梁侧向失稳，故有必要对梁截面高宽比提出要求。关于梁高跨比的限制，采用梁高在 (1/15~1/22) 之间比较经济。

4.2.2 对预应力混凝土结构的裂缝控制，原则上按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定分为三级，并根据结构功能要求、环境条件对钢筋腐蚀的影响及荷载作用的时间等因素，对各类构件的裂缝控制等级及构件受拉边缘混凝土的拉应力限值作出了具体规定。在一类环境条件下，根据国内外科研成果和设计经验，对周边支承楼板，支座和跨中截面的裂缝控制等级进行了区别对待，支座截面允许出现裂缝，跨中截面仍按二级裂缝控制等级进行控制。对原规程未涉及三类环境下的构件，本规程规定为一级裂缝控制等级。

4.3 防火及防腐蚀

4.3.5 本条规定了普通钢筋和预应力筋的保护层厚度，其中预应力筋又分为无涂层预应力和有涂层的预应力筋，预应力筋保护层厚度还需要满足防火规范的要求。

4.3.6 预应力筋的混凝土保护层最小厚度除应符合本规程第 4.3.6 条规定外，尚应满足环境类别和使用年限的要求。

4.3.7 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；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；必要时，可采用可更换的预应力体系。预应力筋封闭有多种方法，当有可靠措施时，可不按表 4.3.7 的要求。

4.3.8 预应力钢绞线、钢丝的耐久性能可通过材料表面处理、预应力套管、预应力套管填充、混凝土保护层和结构构造措施等环节提供保证。预应力筋的耐久性防护和多重防护措施应宜按现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476 规定选用。

预应力锚固端的耐久性应通过锚头组件材料、锚头封罩、封罩填充、锚固区封填和混凝土表面处理等环节提供保证。锚固端的防护工艺和多重防护措施应宜按现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T 50476 规定选用。

4.3.9 高密度聚乙烯和聚丙烯预应力套管应能承受不小于 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 的内压力。采用体内预应力体系时，套管的厚度不应小于 2mm。采用体外预应力体系时，套管的厚度不应小于 4mm。

4.4 预应力楼盖结构设计

4.4.1~4.4.3 预应力板柱体系是一种板柱框架，可采用等代框架法进行分析。但是，等代框架与普通框架有所不同。在通常的梁柱框架中，梁与柱在节点刚接的条件下转角是一致的，但在板柱框架中，只有板与柱直接相交处或柱帽处，板与柱的转角才是一致的，柱轴线与其他部位的边梁和板的转角事实上是不同的。为了将边梁的转角变形反映到柱子的变形中去，应对柱子的抗弯转动刚度进行修正和适当降低。

当采用通用有限元软件时，在板柱体系的柱周边常存在应力集中现象，不适宜设计应用。为使计算结果可在设计中直接应用，应选用板柱连接经处理的楼板分析有限元计算软件。板柱结构中，板带上的不平衡弯矩会加剧冲切，当活载不利布置时，这种不利影响更加突出，故对于板柱结构应考虑活荷载的不利布置引起的结构内力的增大。

4.4.4 对预应力混凝土板柱结构中的双向平板，所要求配置的普通钢筋分述如下：

负弯矩区普通钢筋的配置。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% 的普通钢筋，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面积范围内配置的钢筋是适当的。

正弯矩区普通钢筋的配置。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确定普通筋配置数量的规定，是参照美国 ACI 规范对双向板柱结构关于有粘结普通钢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的规定。针对温度、收缩应力所需配置的普通钢筋应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定执行。

在楼盖的边缘和拐角处，通过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。

按本条规定计算的普通钢筋的配筋率应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋最小配筋率的强制性规定。

4.4.5 为了防止强震作用下楼板脱落，穿过柱截面的板底两个方向钢筋的受拉承载力应满足该层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值。试验研究表明，抗剪栓钉的抗冲切效果优于抗冲切钢筋。

4.4.6 对板柱体系楼板留洞要求及板内无粘结预应力筋绕过洞口的布置要求，系根据国内外的工程经验作出的规定。沿洞口周边设置边梁或加强带，是为了补足被孔洞削弱的板或肋的承载力和截面刚度。

4.4.7 在后张平板中，预应力筋的布置方式，可采取划分柱上板带和跨中板带来设置；也可取一向集中布置，另一向均匀布置。美国华盛顿的水门公寓建筑是世界上按第二种配筋方式建造的第一座建筑。从此以后，在美国的后张平板的设计中，主要采用在柱上呈带状集中布置预应力筋的方式。美国曾对两种布筋方式做过对比模型试验。国内也作了九柱四板模型试验，预应力筋采用一向集中布置，另一向均匀布置。试验结果表明，该布筋方式在使用阶段结构性能良好，极限承载力满足设计要求。此外，施工简便，可避免预应力筋的编网工序，在施工质量上，易于保证预应力筋的垂度，并对板上开洞提供方便。

预应力筋还可以在两个方向均集中穿过柱子截面布置。此种布筋方式沿柱轴线形成暗梁支承内平板，对在板中开洞处理非常方便，并有利于提高板柱节点的受冲切承载能力。若在使用中板的跨度很大，可将钢筋混凝土内平板做成下凹形状，以减小板厚。此外，工程设计中也有采用不同方法在平板中制孔或填充轻质材料，以减轻平板混凝土自重的结构方案。设计人员可根据工程具体情况和设计经验，确定采用何种方案，并积累设计经验。

4.4.8 强调在板柱的柱上板带中宜设置暗梁，并给出暗梁的配筋构造要求。为了有效地传递不平衡弯矩，板柱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。

公式（4.4.8）是为了防止在极限状态下楼板塑性变形充分发育时从柱上脱落，要求两个方向贯通柱截面的后张预应力筋及板底普通钢筋受拉承载力之和不小于该层柱承担的楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值。对于边柱和角柱，贯通钢筋在柱截面对边弯折锚固时，在计算中应只取其截面面积的一半。

4.4.10 在无粘结预应力双向平板的节点设计中，板柱节点受冲切承载力计算问题是很重要的，在工程中可采取配置箍筋或弯起钢筋、抗剪锚栓、工字钢、槽钢等抗冲切加强措施。本规程在制定冲切承载力计算条款时，对一些问题，如无粘结预应力筋在抵抗冲切荷载时的有利影响，板柱节点配置箍筋或弯起钢筋时受冲切承载力的计算等，是按下述考虑的：

在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中，已补充了预应力混凝土板受冲切承载力的计算。在计算中，对于预应力的有利影响主要取预应力钢筋合力 N_p 这一主要因素，而忽略曲线预应力配筋垂直分量所产生向上分力的有利影响。对配置或不配置箍筋和弯起钢筋无粘结预应力混凝土板的受冲切承载力计算，以及如将板柱节点附近板的厚度局部增大或加柱帽，以提高板的受冲切承载力，对板减薄处混凝土截面或对配置抗冲切的箍筋或弯起钢筋时冲切破坏锥体以外的截面，进行受冲切承载力验算的要求，本规程采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定。

无粘结预应力筋穿过板柱节点的数量应有限制。试验表明，当轴心受压柱中无粘结预应力筋削弱的截面面积不超过 30% 时，对柱的承载力影响不大；对偏心受压柱，当被无粘结预应力筋削弱的截面面积不超过 20% 时，对柱的承载力也不会造成影响。

4.4.14 目前国内计算板柱结构的设计软件并不完善，要求用两套软件进行校核。

5 承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 实际应用的后张超静定预应力混凝土结构中，除连续梁等结构形式外，绝大部分结构为有侧向约束的预应力混凝土结构。对于约束较小的结构，约束对有效预压力的影响而引起的误差可以忽略；而对约束较大的结构，其影响不可忽略。因此，在本设计规范中规定考虑约束影响的设计方法。预应力产生的次内力包括次弯矩、次剪力和次轴力。

5.1.3 复杂或有特殊要求的预应力混凝土结构以及二维、三维非杆系预应力混凝土结构构件，通常需要考虑弹塑性分析方法进行承载力校核、验算。根据不同的设计状况和不同的性能设计目标，承载力极限状态往往会采用不同的组合，但通常会采用基本组合、地震组合或偶然组合，因此结构和构件的抗力计算也要相应采用不同的材料强度取值。承载力极限状态验算就是要考察构件的内力或应力是否超过材料的强度取值。对于多轴应力状态，混凝土主应力验算可按《混凝土结构设计规范》GB50010 附录 C 的有关规定进行。对于二维尤其是三维受压的预应力混凝土结构构件，校核受压应力设计值可采用混凝土多轴强度准则，可以强度代表值的相对形式，利用多轴受压时的强度提高。

5.1.10 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。

5.1.11 当计算的 s_{si} 为拉应力且其值大于 f_y 时，取 $s_{si} = f_y$ ；当 s_{si} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时，取 $s_{si} = f'_y$ ；当计算的 s_{pi} 为拉应力且其值大于 f_{py} 时，取 $s_{pi} = f_{py}$ ；当 s_{pi} 为压应力且其绝对值大于 $s_{p0i} = f'_{py}$ 的绝对值时，取 $s_{pi} = s_{p0i} - f'_{py}$ 。

5.1.12 式(5.1.12-1)、公式(5.1.12-4)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；式(5.1.12-2)、公式(5.1.12-6)适用于 s_{pc} 为压应力的情况，当 s_{pc} 为拉应力时，应以负值代入。

5.1.13 当式(5.1.13-1)~公式(5.1.13-4)中的 $A_p = 0$ 时，可取式中 $s'_{i5} = 0$ ；当计算次内力时，式(5.1.13-3)、公式(5.1.13-4)中的 s_{i5} 和 s'_{i5} 可近似取零。

5.1.15 在无粘结预应力受弯构件的预压受拉区，配置一定数量的普通钢筋，可以避免该类构件在极限状态下发生双折线形的脆性破坏现象，并改善开裂状态下构件的裂缝性能和延性性能。

1 单向板的普通钢筋最小面积

本规程对钢筋混凝土受弯构件，规定最小配筋率为 0.2% 和 $45 f_t / f_y$ 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% 的普通钢筋。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，作出了本规程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 梁正弯矩区普通钢筋的最小面积

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，应采用预应力筋及有粘结普通钢筋混合配筋方案。在全部配筋中，有粘结纵向普通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，从而达到接近有粘结预应力梁的性能。本规程公式(5.1.15-2)是根据此比值要求，并考虑预应力筋及普通钢筋重心离截面受压区边缘纤维的距离 h_p 、 h_s 影响得出的。

对按一级裂缝控制等级设计的无粘结预应力混凝土构件，根据试验研究结果，可仅配置比最小配筋率略大的非预应力普通钢筋，取 r_{min} 等于 0.003。

5.1.16 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，其目的是控制受拉钢筋总配筋量不能过少，使构件具有应有的延性，以防止预应力受弯构件开裂后的突然脆断。

5.2 正截面受弯承载力计算

5.2.1、5.2.2 竖向构件有抗侧刚度，当水平构件在预压力作用下发生轴向变形时，竖向构件约束水平构件发生轴向变形，从而在水平构件中产生次轴力。因此约束影响实质就是超静定预应力混凝土结构包含由约束引起的次轴力，次轴力减小了预应力作用的效应。

次轴力并不等于预应力损失。次轴力是由于约束产生的，作用在截面的重心位置，而预加力作用在预应力筋的位置，两者的位置不同。将次轴力当作预应力损失，在考虑轴向作用时不会有影响，但是考虑抗弯时，无论是无粘结或是有粘结预应力结构均不能合理计算，将次轴力认为预应力损失就会低估梁的极限承载力，结构设计偏不安全。

本规程中规定，次轴力是多余约束在后张超静定预应力结构构件上产生的轴向力，设计计算时直接用 N_2 进行计算。对一般的后张法预应力混凝土超静定结构，次轴力 N_2 对其影响小，可仅考虑次弯矩 M_2 参与弯矩设计值的组合计算。对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，次弯矩 M_2 、次轴力 N_2 均应参与弯矩设计值的组合计算。

5.3 正截面受拉承载力计算

5.3.1、5.3.2 对预应力混凝土静定结构和一般的后张法预应力混凝土超静定结构， N 为荷载基本组合值；对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，次轴力设计值 N_2 均应参与轴力设计值的组合计算，计算 N_2 时，压力取正值，拉力取负值。对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，矩形截面偏心受拉构件设计时尚应计及预应力次轴力 N_2 对轴向拉力作用点偏心距的影响。

5.4 正截面受压承载力计算

5.4.1、5.4.2 对预应力混凝土静定结构和一般的后张法预应力混凝土超静定结构， N 为荷载基本组合值；对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，次轴力设计值 N_2 均应参与轴力设计值的组合计算，对矩形截面偏心受压构件设计时尚应计及预应力次轴力 N_2 对轴向压力作用点偏心距的影响；计算 N_2 时，压力取正值，拉力取负值。

5.5 斜截面承载力计算

5.5.1 考虑高强混凝土的特点，引入随混凝土强度提高对受剪截面限制值降低的折减系数 β_c 。

规定受弯构件的截面限制条件，其目的首先是防止发生斜压破坏(或腹板压坏)，其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度，同时也是斜截面受剪破坏的最大配箍率条件。

本规程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。

5.5.2 本条所指的剪力设计值的计算截面，在一般情况下是较易发生斜截面破坏的位置，它与箍筋和弯起钢筋的布置有关。

5.5.3 预应力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是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。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。预加力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。

预应力混凝土梁受剪承载力的计算，可在非预应力梁计算公式的基础上，加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p = 0.05N_{p0}$ ，且当 N_{p0} 大于 $0.3f_cA_0$ 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，暂不考虑预应力的有利作用。

公式(5.5.3-2)适用的独立梁为不与楼板整体浇筑的梁。应当指出,当框架结构承受水平荷载(如风荷载)时,由其产生的框架独立梁剪力值也归属于集中荷载作用产生的剪力值。

5.5.4、5.5.5 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。公式(5.5.4)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。考虑到弯起钢筋与斜截面相交位置的不定性,其应力可能达不到屈服强度,在公式(5.5.4)中引入了弯起钢筋应力不均匀系数0.8。

5.5.6 试验表明,箍筋能抑制斜裂缝的发展,在不配置箍筋的梁中,斜裂缝突然形成可能导致脆性的斜拉破坏。因此,本规程规定当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时,要求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。

5.5.7 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,并按其中不利者配置箍筋和弯起钢筋。

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,它在受剪承载力值中占有相当的比例。根据试验结果的分析,提出了公式(5.5.7-2),并与等高度的受弯构件受剪承载力公式相匹配,给出了公式(5.5.7-1)。

5.5.8 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(5.5.8-1)中所需的斜截面水平投影长度 c ,可由公式(5.5.8-2)确定。

当遵守规范相关构造规定时,即可满足第5.5.8条的计算要求,因此可不进行斜截面受弯承载力计算。

5.6 扭曲截面承载力计算

5.6.1 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。当构件的内力满足本条公式的规定时,混凝土构件的剪扭承载力一般足以保证,但为了防止脆性破坏,仍需按构造要求配置纵向钢筋和箍筋。

5.6.2 公式(5.6.2-1)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0.5~2.0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截面面积的情况,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 $0.3f_c A_0$ 。

5.6.3 本条公式是以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、钢筋部分不相关的原则获得的近似拟合公式。此时,可找到剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 b_t ,其值略大于无腹筋构件的试验结果,但采用此 b_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 b_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。

5.7 受冲切承载力计算

5.8.1~5.8.3 本节参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010对预应力混凝土板的受冲切承载力计算做出规定。

5.8.4 对板柱节点存在不平衡弯矩时的受冲切承载力计算，由于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 92-93 的有关规定，在本条中提出了原则规定。

5.8.5~5.8.7 本节参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 板柱节点计算用等效集中反力设计值做出规定。考虑板柱结构边柱及角柱均应设置边梁，在此取消边柱及角柱计算用等效集中反力设计值的相关计算公式。

5.8 局部受压承载力计算及锚固区设计

5.8.1 本条引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010，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：

后张预应力混凝土构件端部锚固区和构件端面在预应力筋张拉后常出现两类裂缝：其一是局部承压区承压垫板后面的纵向劈裂裂缝；其二是当预应力束在构件端部偏心布置，且偏心距较大时，在构件端面附近会产生较高的沿竖向的拉应力，故产生位于截面高度中部的纵向水平端面裂缝。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。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；为防止第二类端面裂缝，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，本条提出了限制这类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，并允许采用强度较高的热轧带肋钢筋。

对局部承压加强钢筋，提出当垫板采用普通钢板开穿筋孔的制作方式时，可按《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 第 6.6 节的规定执行，采用有关局部受压承载力计算公式确定应配置的间接钢筋；而当采用整体铸造的带有二次翼缘的垫板时，本规程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，所以应选用经按有关规范标准验证的产品，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。所述要求可按现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ85 的有关规定执行。

以上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提出的。

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。

5.8.2 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_1 具有相同的重心位置，并呈对称；沿 A_1 各边向外扩大的有效距离不超过受压短边尺寸 b (对圆形承压板，可沿周边扩大一倍 d)，此法便于记忆。

对各类型垫板的局压试件的试验表明，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， b_1 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 $b_1=1.0$ 是适当的。

5.8.4 配置方格网式或螺旋式的间接钢筋的局部受压承载力可由混凝土项承载力和间接钢筋项承载力之和组成。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 。

本条还规定了 $A_{cor} > A_b$ 时，在计算中只能取 $A_{cor}=A_b$ 的要求。此规定用以保证充分发挥间接钢筋的作用。且能确保安全。

5.9 疲劳验算

5.9.1 本条的基本假定为试验所证实，并作为建立预应力混凝土受弯构件正截面疲劳应力公式的依据。

5.9.2 本条是根据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。

5.9.3 受压区纵向钢筋可不进行疲劳验算；一级裂缝控制等级的预应力混凝土构件的钢筋可不进行疲劳验算。

5.9.4 国内外试验研究表明，影响钢筋疲劳强度的重要因素为应力幅，即 $(s_{\max} - s_{\min})$ ，所以在本节中涉及钢筋的疲劳应力时均应按应力幅计算。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。

5.9.5、5.9.6 式(5.9.5-1)、式(5.9.5-2)中的 s_{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；当为压力时以负值代入；式(5.9.5-7)、式(5.9.5-8)中的 s_{se} 以负值代入。

按公式计算的混凝土应力 $s_{fc,\min}$ 和 $s_{fc,\max}$ ，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 $r_c^f = s_{c,\min}^f / s_{c,\max}^f$ 中，应注意应力的正负号及最大、最小应力的取值。

6 正常使用极限状态验算

6.1 应力验算

6.1.3 表 6.1.3 中不同钢筋的外形系数 α 是经对各类钢筋进行系统粘结锚固试验研究及可靠度分析得出的。当采用骤然放松预应力筋的施工工艺时，其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性，内移 $0.25l_r$ 。

6.1.4 计算构件截面应力时，后张法构件在预应力筋管道内注浆前采用净截面，在建立了钢筋与混凝土间的粘结力后，采用换算截面。在通常的配筋情况下，特别对翼缘较宽的 T 型截面梁，毛截面、净截面和换算截面相差不大，为简化计算，本规程规定在计算截面应力时可按毛截面计算。应当注意的是，当构件的配筋接近容许最大配筋面积时，会带来一定误差，此时仍宜用净截面和换算截面分别计算。在正常使用极限状态下，预应力混凝土构件处于不开裂或微开裂状态，研究表明，该阶段构件仍符合截面保持平面和材料处于弹性状态的假定，因此，仍可采用弹性计算。

6.1.5、6.1.6 第 6.1.5 条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法。第 6.1.6 条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及对剪应力分布影响的实用方法，这是依据弹性理论分析加以简化并经试验验证后给出的。

6.1.7 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。

6.2 裂缝控制验算

6.2.1~6.2.3 本规程参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 将裂缝控制等级划分为一级、二级和三级，设计人员需根据具体情况选用不同的裂缝控制等级。预应力混凝土构件裂缝控制等级的划分是根据结构的功能要求、环境类别和荷载作用的时间等因素来考虑的。

6.2.4、6.2.5 参考现行国家规范规定，具体给出了预应力混凝土构件最大裂缝宽度计算公式和预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋的等效应力计算公式。在式 (6.2.5-2)、式 (6.2.5-4)、式 (6.2.5-6)、式 (6.2.5-7)、式 (6.2.5-8)、式 (6.2.5-9)、式 (6.2.5-10) 中，当 M_2 与 M_k 的作用方向相同时取加号；当 M_2 与 M_k 的作用方向相反时取减号。

6.3 挠度变形验算

6.3.1 混凝土受弯构件的挠度，主要取决于构件的刚度。在等截面构件中，规范假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的 2 倍或不小于跨中截面刚度的 1/2 时，该跨也可按等刚度构件进行计算，其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度；对于允许出现裂缝的构件，这样做偏于安全。

预应力受弯构件的挠度值为受荷作用的挠度减去受预应力作用的反拱挠度。预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加力反拱值，可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算，并应考虑预压应力长期作用的影响，计算中预应力筋的应力应扣除全部预应力损失。简化计算时，可将计算的反拱值乘以增大系数 2.0。

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根据配筋情况采用考虑收缩、徐变影响的计算方法分析确定。

6.3.2 在受弯构件短期刚度基础上，考虑荷载效应准永久组合的长期作用对挠度增大的影响。

6.3.4 计算混凝土截面抵抗矩塑性影响系数的基本假定取受拉区混凝土应力图形为梯形。

6.3.5 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的反拱计算中，短期反拱值的计算以及考虑预加力长期作用对反拱增大的影响系数取 2.0。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，可不遵守条文的规定。

7 预应力混凝土结构分析及设计

7.1 一般规定

7.1.4 预应力混凝土扁梁框架梁柱节点的配筋构造要求、扁梁箍筋加密区长度满足抗扭钢筋延伸长度的规定等,是根据原机械工业部设计研究院所做试验研究及工程经验作出规定的。为了防止在混凝土收缩及温度作用下,在扁梁交角处板面出现裂缝,当板面顶层钢筋网间距不小于 200mm 时,需配置不少于 $\Phi 8@100$ 的附加构造钢筋网片。

7.1.5 考虑地震作用组合时,地震作用产生的弯矩应与等代框架梁宽度范围内楼板承担的竖向荷载弯矩相组合,该竖向荷载弯矩应考虑竖向荷载作用下的总弯矩在柱上板带和跨中板带之间的分配。

7.2 先张构件

7.2.1 本锚固长度 l_{ab} 取决于钢筋强度 f_y 及混凝土抗拉强度 f_t ,并与锚固钢筋的直径及外形有关。公式(7.2.1)为计算基本锚固长度 l_{ab} 的通式,其中分母项反映了混凝土对粘结锚固强度的影响,用混凝土的抗拉强度表达。预应力螺纹钢筋通常采用后张法端部专用螺母锚固,故未列入锚固长度的计算方法。

7.2.2 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。

7.2.3 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。 d 为预应力筋的公称直径。

7.2.4、7.2.5 为防止预应力构件端部及预拉区的裂缝,对肋形板提出了配置防裂钢筋的措施。

7.3 后张构件

7.3.1 本条参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 中 T 形和 I 形截面梁,在与腹板相连处的翼缘厚度,不小于梁高的 1/10。当有承托时,可计入承托加厚部分厚度。

7.3.2 规定了后张预应力筋配置及孔道布置的要求。由于对预制构件预应力筋孔道间距的控制比现浇结构构件更容易,且混凝土浇筑质量更容易保证,故对预制构件预应力筋孔道间距的规定比现浇结构构件的小。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。而对三级裂缝控制等级的梁提出更厚的保护层厚度要求,主要是考虑其裂缝状态下的耐久性。预留孔道的截面积宜为穿入预应力筋截面积的(3.0~4.0)倍,是根据工程经验提出的。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。

板中单根无粘结预应力筋、带状束及梁中集束无粘结预应力筋的布置要求,是根据国内推广应用无粘结预应力混凝土的工程经验作出规定的。

7.3.3 预应力束最小曲率半径 r_p 的计算公式是按《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010 附录 D 有关素混凝土构件局部受压承载力公式推导得出,并与国外规范公式对比后确定的。 $10\phi 5$ 以下常用曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径不宜小于 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,其数量可按本规程有关配置间接钢筋局部受压承载力的计算规定确定。

7.3.4 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,本条提供了配置 U 形插筋用量的计算方法及构造措施,用以抵抗崩裂径向力。在计算应配置 U 形插筋截面面积的公式中,未计入混凝土的抗力贡献。

8 预应力混凝土结构抗震设计

8.1 一般规定

8.1.1 对采用预应力混凝土建造的多层及高层建筑，从安全和经济等方面考虑，对其适用高度应有限制。由于高层建筑中主要在楼盖结构中采用预应力混凝土，故对建筑最大适用高度限值仍采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关条款的规定。

框架-剪力墙结构一般指在基本振型地震作用下，框架承受的地震倾覆力矩小于结构总地震倾覆力矩的 50%，其框架部分的抗震等级可按框架-剪力墙结构的规定划分。

支撑对板柱的刚度贡献虽较剪力墙小，但支撑与板柱形成支撑框架，能较大地提高板柱结构的抗侧刚度，因此板柱-支撑结构的适用高度参考板柱-剪力墙结构适用高度取值并略作降低。对框架-核心筒结构，按照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定，在该结构的周边柱间必须设置框架梁，故在这种结构体系中，带有一部分仅承受竖向荷载的板柱时，不作为板柱-剪力墙结构。

8.1.2 不同类型的建筑，应根据其使用功能及灾后影响，先依据现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 确定设防类别及设防标准。再确定其抗震设防等级及需采用的抗震构造措施。抗震等级是重要的设计参数，应根据设防类别、结构类型、烈度和房屋高度四个因素确定。抗震等级的划分，体现了对不同抗震设防类别、不同结构类型、不同烈度、同一烈度但不同高度的钢筋混凝土房屋结构延性要求的不同。以及同种构件在不同结构类型中的延性要求的不同。

本标准条文中，“*级框架”包括框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构中的框架。“*级框架结构”仅指框架结构的框架。“*级剪力墙”包括剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构和板柱-剪力墙结构中的剪力墙。关于框架和剪力墙组成的结构的抗震等级，设计中有三种情况：其一，个别或少量框架，此时结构属于剪力墙体系的范畴，其剪力墙的抗震等级仍按剪力墙结构确定；框架的抗震等级可参照框架-剪力墙结构的框架确定。其二，当框架-剪力墙结构有足够的剪力墙时，其框架部分是次要抗侧力构件，按本标准表 8.1.22 框架-剪力墙结构确定抗震等级。其三，当剪力墙很少时，即国家标准《建筑抗震设计规范》GB350011-2010 规定“底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%”，其框架部分的抗震等级应按框架结构确定。在框架结构中设置少量剪力墙，往往是为了增大框架结构的刚度、满足层间位移角限值的要求，仍然属于框架结构范畴。

8.1.3 抗震构造措施是指根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求；而抗震措施是指除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容。抗震措施包括抗震计算时的内力调整措施和各种抗震构造措施。历次大地震的经验表明，同样或相近的建筑，建造于 I 类场地时地震害较轻，建造于 III 类、IV 类场地地震害较重。本标准对 I 类场地，仅降低抗震构造措施，不降低抗震措施中的其他要求，如概念设计要求的内力调整措施。对于丁类建筑，其抗震措施已降低，不再重复降低。

8.1.4、8.1.5 国内外大量工程实践表明，无粘结预应力筋适用于采用分散配筋的板类结构及楼盖的次梁，不得用于屋架下弦拉杆等主要受拉的承重构件。由于无粘结预应力筋应力沿预应力筋全长几乎保持等同，无法在构件某一截面发生预应力筋应力突变，对于构件形成塑性铰不利。当发生大的非弹性变形时，可能导致仅产生几条宽裂缝，从而降低构件的延性性能。当采用非预应力钢筋为主的混合配筋时，可消除上述疑虑。

国内外大量试验证明，配置一定数量的非预应力钢筋时，无粘结预应力框架的抗震性能较好。非预应力钢筋承担的弯矩设计值不小于 65% 时，其抗震性能几乎等同于钢筋混凝土框架。对于无粘结预应力筋在地震区应用的条款是参考了上述理论及试验研究，以及国外相关预应力混凝土设计规定而制定的。

在抗震构件中，无粘结预应力筋采用夹片式锚具时。可能出现锚具夹片脱落现象，造成锚固失效，因此应采取可靠防松施，通常在锚具上设置防松装置或对锚具进行可靠封闭。

8.1.6 在框架结构中，需配置预应力筋的柱多为大偏心受压柱，柱截面拉应力较大，对于柱中预应力筋类型的选择作出规定。

8.1.7 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 所提出的抗震设防三个水准的要求，采用二阶段设计方法来实现，即：在多遇地震作用下，建筑主体结构不受损坏，非结构构件（包括

围护墙、隔墙、幕墙、内外装修等)没有过重破坏并导致人员伤亡,保证建筑的正常使用功能;在罕遇地震作用下,建筑主体结构遭受破坏或严重破坏但不倒塌。根据各国规范的规定、震害经验和实验研究结果及工程实例分析,采用层间位移角作为衡量结构变形能力从而判别是否满足建筑功能要求的指标是合理的。本标准对结构楼层内最大弹性层间位移角的规定是参考国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《混凝土升板结构技术标准》GB/T 50130和基础上给出的。

8.1.8 在罕遇地震作用下,结构要进入弹塑性变形状态。根据震害经验、试验研究和计算分析结果提出以构件(梁、柱、墙)和节点达到极限变形时的层间极限位移角作为罕遇地震作用下结构弹塑性层间位移角限值的依据。国内外许多研究表明,不同结构类型的不同结构构件的弹塑性变形能力是不同的。层间位移是楼层梁、柱、节点弹塑性变形的综合结果,影响结构层间极限位移角的因素很多,包括:梁柱的相对强弱关系、配箍率、轴压比、剪跨比、混凝土强度等级、配筋率等,其中轴压比和配箍率是最主要的因素。美国对36个梁-柱组合试件试验结果表明,极限位移角的分布为1/27~1/8。我国学者对数十榀填充墙框架的试验结果表明,不开洞填充墙和开洞填充墙框架的极限位移角平均分别为1/30和1/38。本条规定框架和板柱-框架的位移角限值为1/50留有安全储备的。

日本对176个带边框柱剪力墙的试验研究表明,剪力墙的极限位移角的分布为1/333~1/125,国内对11个带边框低矮剪力墙试验所得到的极限位移角分布为1/192~1/112。在上述试验研究结果的基础上,取1/120作为剪力墙和筒中筒结构的弹塑性层间位移角限值。考虑到框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙和框架-核心筒结构中大部分水平地震作用由剪力墙承担,弹塑性层间位移角限值可比框架结构的框架柱严,但比剪力墙和筒中筒结构要松,故取1/100。对于板柱-支撑结构,则根据支撑类型的不同,分别参考对框架结构和框架-剪力墙结构弹塑性变形的要求给出其楼层最大弹塑性层间位移角限值。鉴于甲类建筑在抗震安全性上的特殊要求,其层间变位角限值应专门研究确定。

8.1.9 根据国内外的工程设计经验,对高层建筑常用结构类型楼盖中采用预应力混凝土平板的抗震设计从确保其传递剪力的横隔板作用等抗震性能方面作出了规定。当楼盖中配置构造预应力筋时,板厚不受此限制。

8.2 地震作用及结构抗震验算

8.2.2 研究表明,预应力混凝土框架结构和板柱结构在弹性阶段阻尼比约为0.03;当出现裂缝后,在弹塑性阶段可取与钢筋混凝土相同的阻尼比0.05。预应力混凝土结构构件滞回曲线的环带宽度比钢筋混凝土构件的窄。能量消散能力较小,但其有较高的弹性性能,屈服后恢复能力较强,残余变形较小。对于预应力混凝土框架结构,应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011,依据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。根据实际工程试算总结,也可根据预应力混凝土结构所承担荷载的结构面积占总结构面积的比值采用表8.2.2-1中规定的等效阻尼比。计算值时,对每个方向的预应力梁,均应取其左右两侧各1/2跨度计算其承担的荷载面积。在框架-抗震端、框架-核心筒、部分框支-剪力墙结构或板柱-剪力墙结构中,采用预应力混凝土平板或框架的情况,结构仍应按阻尼比取0.05进行抗震设计。

8.2.4 大跨度框架和悬挑构件考虑竖向地震力参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中相关规定,补充要求7度(0.15g)也应计算竖向地震力。

8.2.5 预应力混凝土结构的承载力抗震调整系数仍采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有关对钢筋混凝土相同的规定。

8.2.6 由于预应力对节点的侧向约束作用。使节点混凝土处于双向受压状态,不仅可以提高节点的开裂荷载。也可以提高节点的受剪承载力。国内试验资料表明,在考虑反复荷载使有效预应力降低后。预应力作用对受剪承载力的贡献可取,式中为作用在节点核心区预应力筋的总有效预加,预留孔穿过节点或节点内预埋锚具,会对截面造成一定程度的削弱,进而影响节点的承载能力,特别是穿过节点的预留孔道总截面面积较大时,这种影响会更加明显。因此,在进行节点核心区抗震承载力验算时,应考虑这种削弱的影

8.3 预应力混凝土框架结构抗震设计

8.3.1 在我国预应力混凝土框架已得到较多应用。积累了丰富的工程经验，在这方面所做的研究工作也较多。预应力混凝土的其他结构形式如巨型结构、带转换层结构等工程的应用和理论研究尚处于积累阶段。故本标准未包括这方面的内容。

8.3.2 在大跨度预应力混凝土框架梁中，预应力筋的截面面积是由裂缝控制等级确定的。为了增加梁端截面延性则需要采用混合配筋方式。配置一定数量的非预应力钢筋，这在某种程度增加了梁的强度储备。国内外研究表明，在罕遇地震作用下，要求预应力混凝土框架梁端临界截面的屈服先于柱截面产生塑性铰，呈现梁铰侧移机制是难以实现的；若确保在边节点处的梁端出现铰、柱端不出现铰，呈现混合侧移机制时结构仍是稳定的，这将同时依靠梁铰和柱铰去耗散地震能量，其对柱端的截面延性亦有较高要求。

8.3.3 预应力混凝土结构的跨度一般较大，若截面高宽比过大容易引起梁侧向失稳，故有必要对梁截面高宽比提出要求。关于梁高跨比的限制，采用梁高在（1/12~1/22）之间比较经济。

8.3.4 在抗震设计中，为保证预应力混凝土框架的延性要求，梁端塑性铰应具有满意的塑性转动能力。国内外研究表明，对梁端塑性铰区域混凝土截面受压区高度和受拉钢筋配筋率加以限制是最重要的。本条是参考国外规范及国内的设计经验作出具体的。计算截面配筋换算配筋率时，截面有效高度可取。

8.3.5 采用预应力筋和非预应力普通钢筋混合配筋的部分预应力混凝土，有利于改善抗裂性能和提高能量耗散能力，可改善预应力混凝土结构的抗震性能。的选择需要全面考虑使用阶段和抗震性能两方面要求。从使用阶段考虑，大一些好；从抗震角度考虑，不宜过大，这样可使弯矩-曲率滞回曲线的环带宽度、能量耗散能力，在屈服后卸载时的恢复能力和残余变形均介于预应力混凝土和钢筋混凝土构件的滞回曲线之间，同时具有两者的优点。参考国内的试验研究成果，本标准要求当采用预应力钢筋时，对一级框架结构梁不宜大于 0.75，二、三、四级框架结构梁，不宜大于 0.80；当采用预应力纤维增强复合材料筋时，对二、三、四级框架结构梁不宜大于 0.50。

在预应力强度比限值下，设计裂缝控制等级宜尽量采用允许出现裂缝的三级，而不是采用较严的裂缝控制等级，以提高构件延性性能。此外宜将框架边跨梁端预应力筋的位置，尽可能整体下移，使梁端截面负弯矩承载力不至于超强过多，并可使梁端预应力偏心引起的弯矩尽可能小，从而减小框架梁内预应力筋在柱内引起的次内力。按上述考虑设计的预应力混凝土框架梁具有良好的抗震耗能及延性性能。

8.3.6 控制梁端截面的底面配筋截面面积和顶面配筋截面面积的比值，有利于满足梁端塑性铰区的延性要求。本标准对预应力混凝土框架梁端截面面积比的限值，是参考国内外的试验研究及钢筋混凝土框架梁的有关规定，经综合分析确定的。同时考虑到预应力作用通常在梁端截面产生正弯矩，与地震反复荷载作用效应叠加后，底部钢筋可能承受较大的拉力，因此对梁端截面的底面纵向非预应力钢筋的配筋率作出相应的规定。

8.3.7 预应力混凝土框架梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径等构造要求应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关条款的要求。本条对预应力混凝土大梁加腋区端部可能出现塑性铰的区域，规定采用较密的箍筋，以提高延性。

8.3.8 对扁梁截面尺寸的要求是根据国内外有关标准和资料提出的。跨高比过大，则扁梁体系太柔对抗震不利，研究表明该限值取 25 比较合适。

8.3.9 为避免或减小扭转的不利影响，对扁梁的结构布置和采用整体现浇楼盖的要求以及梁柱节点核心区受剪承载力的验算等，原则上与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢筋混凝土扁梁的要求相一致，但采用预应力筋有利于节点抗剪，可按本标准提供的公式进行节点受剪承载力计算。对于扁梁框架节点核心区受剪承载力验算，应按柱宽范围内和柱宽范围外分别计算。本条参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 给出了具体的计算规定。

8.3.10 对于预应力混凝土框架的边梁，要求其宽度不大于柱截面高度，可避免其对垂直于该边梁方向的框架扁梁产生扭矩；当与此边梁相交的内部框架扁梁宽度大于柱宽时，也将对该边梁产生扭矩，为抵抗此扭矩对于框架边梁应采取有效的配筋构造措施。

8.3.11 在预应力混凝土框架中，为避免框架边柱出现塑性铰，同时考虑预应力框架梁超强的情况提高了二级、三级、四级抗震等级的框架边柱的柱端弯矩增大系数。

8.3.12 在抗震设计中，采用预应力混凝土柱也要求呈现大偏心受压的破坏状态，使其具有一定的延性。本条应用预应力等效荷载的概念，将部分预应力混凝土偏压构件柱等效为承受预应力作用

的非预应力偏心受压构件。在计算中将预应力作用按总有效预加力表示，由于将预应力考虑为外荷载，并乘以预应力分项系数 1.3，故在公式中取 1.3 为预应力作用引起的轴压力设计值。

当预应力混凝土框架的跨度很大时，为了适当控制其适用的最大高度，必要时可在节点区布置锚具，以及考虑孔道对节点核心区受剪截面的影响等因素。根据工程经验，本标准将预应力混凝土框架结构和板柱-支撑结构中柱的轴压比限值加严按比钢筋混凝土柱的轴压比限值约低 10% 确定。

8.3.13 对于承受较大弯矩而轴向压力小的框架顶层边柱，可按预应力混凝土梁设计。采用非对称配筋的预应力混凝土柱，弯矩较大截面的受拉一侧采用预应力筋和非预应力普通钢筋混合配筋，另一侧仅配普通钢筋并应符合一定的配筋构造要求。试验表明：非对称配筋大偏心受压预应力混凝土柱的耗能能力和延性都较好，有良好的抗震性能。

试验研究表明，预应力混凝土柱在高配筋率下容易发生结型剪切破坏，此时增加箍筋的效果已不显著，故对预应力混凝土框架柱的最大配筋率限值作出了规定。预应力混凝土柱尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 重关于框架柱纵向非预应力钢筋最小配筋率的规定及柱端加密区配箍要求。

8.3.14 国内外研究表明，在罕遇地震作用下，要求预应力混凝土框架梁端临界截面的屈服先于柱截面产生塑性铰，呈现梁铰侧移机制是难以实现的；若确保在边节点处的梁端出现铰、柱端不出现铰，呈现混合侧移机制时结构仍是稳定的，这将同时依靠梁铰和柱铰去耗散地震能量，其对柱端的截面延性亦有较高要求。当预应力框架所承担竖向荷载的区域面积占比大于总面积的 70% 时，应提高框架柱延性，框架柱箍筋应全高加密；大于等于 25% 但小于 75% 时，与预应力梁相交的上下层框架柱箍筋均宜全高加密。

8.3.15 试验结果表明，当混凝土处于双向局部受压时，其局压承载力高于单向局压承载力。在局部承压设计中，将框架柱中纵向受力主筋和横向箍筋兼作间接钢筋网片是根据试验研究和工程设计经验提出的。

8.3.17 由于预应力的作用，使节点混凝土处于受压状态，不仅可以提高节点的开裂荷载，也可以提高节点的受剪承载力。国内试验表明，在节点破坏时仍能保持一定的预应力，在考虑反复荷载使有效预应力降低后，取预应力作用的承剪力，式中为作用在节点核心区预应力筋的总有效预加力。鉴于我国对预应力作用的表达方式有时列为公式右端项，并考虑承载力抗震调整系数，上述值约为。新西兰《混凝土结构设计实用规范》NZS 3101 中，对预应力抗剪作用取值为，本标准也参考了上述规范的计算规定。在计算作用在节点核心区预应力筋的总有效预应力时，应考虑竖向构件及楼板等构件对有效预加力的影响。

对于只有一个方向有预应力作用的框架节点，验算非预应力梁方向节点核心区的受剪承载力时，不应考虑预应力有效预压力的影响。

8.4 预应力混凝土板柱结构抗震设计

8.4.2 设置边梁的目的是为加强板柱结构边柱节点的受冲切承载力及增加整个楼板的抗扭能力。

8.4.3 为了能使地下室顶板作为上部结构的嵌固部位，确保地震时地下一层对应的框架柱或剪力墙不屈服，故要求地下室顶板在地上结构相关范围内应采用梁板结构，相关范围外宜采用梁板结构。

8.4.4 考虑到板柱节点是地震作用下的薄弱环节，7 度及 8 度时板柱节点应采用托板或柱帽，托板或柱帽根部的厚度（包括板厚）不小于 16 倍柱纵筋直径是为了保证板柱节点的抗弯刚度。

8.4.5 板柱结构的节点连接构造十分重要，为有效的传递不平衡弯矩，确保板柱结构冲切安全，本标准提高了板柱结构暗梁的构造要求，无论是否设置托板或柱帽，板柱结构楼盖中均应双向设置暗梁。

8.4.6 为了防止板柱结构在柱边开裂以后发生楼板脱落，穿过柱截面的预应力筋及板底两个方向的连续非预应力钢筋的受拉承载力应满足该层柱承担的重力荷载代表值产生的轴向压力设计值。

8.4.7 板柱-剪力墙结构除要求剪力墙承担全部地震作用外，还要求框架能承担对应方向的 20% 地震剪力，这主要是考虑到整体结构抗震的二道防线。

8.4.9、8.4.10 为了推迟板柱结构柱端截面出现塑性铰，故规定对柱的弯矩设计值乘以增大系数，以提高其正截面受弯承载力。

8.4.11 地震时角柱处于复杂的受力状态，其弯矩和剪力设计值的增大系数比其他柱略有增加，以

提高抗震能力。

8.4.12 国内外多次地震震害证实，板柱结构属抗震不利结构。因此，为保证板柱结构在大震下的结构安全，宜进行大震弹塑性变形验算。

9 特殊预应力结构设计

9.1 超长结构

9.1.1 本条与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 一致。据已有研究可知，作用在建筑结构上的温度、收缩徐变等属间接作用，其大小与结构自由变形的能力直接相关。以结构温差作用为例，可自由变形的结构不受力，固定结构温差内力最大且与结构几何尺寸无关，弹性约束的结构温差内力介于二者之间。结构的“超长”来自于跨度不变时结构长度的增加造成竖向构件抗侧刚度的累积，即约束程度的不断增加。以结构的约束程度来定义“超长结构”是更科学、合理的方式。通过建立约束的概念，可以将现有的结构尺寸、结构体系、配筋、预应力、后浇带等超长结构中的重要因素用一个量化指标统一起来，使各因素之间具可比性。

9.1.3 采用预应力技术设计超长结构主要目的是在结构构件中建立预压应力，抵御间接作用产生的混凝土拉应力。目前国内绝大部分采用后张法预应力，在结构构件均浇筑完成，达到一定强度水平后张拉预应力筋，建立预应力。此时不仅是设计的预应力构件（主要是梁），其他相邻结构构件均会受到预应力作用，这种效应统称为预应力约束效应。该效应通常会降低预应力构件中实际建立的有效预压应力，对结构抗侧力构件增加附加的预应力荷载。实践表明，该效应一定情况下会严重影响设计，因此需在设计中加以考虑。约束系数系采用简化的平面杆件模型推导得出，系数值达了弹性结构温度作用和完全约束结构温度作用的比例关系。当=1，即完全约束状态；当=0，即无约束自由变形状态；当是介于 0 和 1 之间的常数，即一般结构的部分约束状态。

对于一般结构的部分约束状态，温度应力，取混凝土应力达到材料抗拉强度设计值为界限，当大于表 1 对应值时，可认为该结构为约束较强的结构。

表9.1.3 混凝土受拉开裂临界约束系数（二级）

设计温差	材料强度等级				
	C20	C25	C30	C35	C40
10℃	0.43	0.45	0.48	0.50	0.53
20℃	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26
30℃	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18

9.1.5 超长预应力混凝土结构的施工过程涉及三个方面：结构分块浇筑混凝土，在不同的施工阶段形成不同的子结构，各子结构张拉预应力后实际建立的预应力效应不同；超长结构的施工周期较长，在不同的施工阶段浇筑的混凝土具有不同的初始温度，对应一个具体的环境温度有不同的温差反应；不同的施工阶段浇筑的混凝土具有不同的龄期，对应一个具体的时间点具有不同的收缩、徐变效应。大型工程施工时，预应力张拉施工过程中穿插结构体系变化，施工过程的分析中将产生“路径效应”，即同一结构，不同施工顺序等，其最终力学状态不同，施工过程分析结果和结构一次性分析结果也不同。

混凝土的收缩、徐变和预应力筋的松弛特性可以归结为材料非线性。收缩仅是时间的函数。徐变和松弛特性可称为率相关本构关系，即应变与应力水平和应力对时间的微分相关。在同时考虑混凝土时随特性、预应力和温差作用的结构施工过程计算中，即使其他条件均不发生变化，结构力学状态也将随时间推移缓慢改变，即“时间效应”。由于超长结构工程量大，施工周期长达数月甚至数年，在施工期间其时间效应不可忽略。必要时，宜考虑合拢时间对预应力及结构效应的影响。实际工程的施工过程分析是时间效应与路径效应耦合作用的力学分析过程，每个可能的结构施工过程都对应不同的结构反应历程和最终反应。

为降低超长结构在施工过程产生的水化热，减少混凝土硬化过程中的裂缝产生，宜对混凝土配合比进行合理设计。总的来说，在满足混凝土耐久性和强度的前提下，减少水泥用量是最为直接的措施。同时，在施工过程中，也可分阶段多次对超长结构施加预应力，如在混凝土达到 35% 强度时进行第一次预应力筋张拉，达到 65% 强度时进行第二次预应力筋张拉，达到 95% 以上时进行第三次预应力筋张拉，张拉力可取对应混凝土强度百分比的控制张拉力。

9.1.6 混凝土收缩、温度变化和施加预应力会导致楼盖长度发生变化，进而导致竖向构件产生层间侧移和附加弯矩。在实际工程中曾经发生过边柱由于层间侧移过大而开裂的情况，在设计中应予以重视。

9.1.7 结构构件的计算模型以及离散尺度应该根据实际情况以计算精度的要求确定。一般建筑上

部结构主要由梁、柱、墙、板等构件组成，一维和二维单元可满足计算需求；大体积混凝土，如筏板基础水化热和早期收缩计算时，可采用三维单元建立模型。在工程实践中，超长结构楼板开裂问题比较突出，因此计算时不应采用刚性楼板假定，应实际建立楼板单元，与梁、柱、墙应进行整体计算。板单元划分不宜过小，大型工程中板柱结构的板单元尺寸可按柱网间距的 1/2~1/4 控制，框架（框剪）结构的板单元可依次梁划分，避免计算规模过大和局部应力畸变。预应力损失、分批张拉过程会显著影响实际建立的预应力效应，在大型工程中尤为突出，需要在计算模型中得到反映。按索单元建立预应力筋最精确，也便于考虑上述因素，但建模难度大；采用等效荷载作用可有效降低模型规模。

9.1.8 工程实测证明，超长混凝土结构中的实际温度应力比未作调整的弹性温度应力计算结果有大幅降低。据分析，其主要原因是混凝土徐变和肉眼不可见的微裂缝引起温度应力松弛和重分布。因此在采用简化弹性分析时必须考虑裂缝、徐变对单元刚度的折减作用。根据以往工程经验，徐变应力折减系数可取 0.3~0.5。

9.1.9 提出有利于避免超长结构平面应力集中的建筑布置要求。结构立面布置宜规则，可适当提高底层层高以降低约束效应。结构刚度分布宜均匀、连续，核心筒、剪力墙等抗侧刚度较大构件宜避免布置在结构角部。

9.1.10 本条参照《建筑结构荷载规范》GB 50009 中的计算方法将混凝土的收缩应变折算成当量温差加上季节温差对结构进行整体计算。现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 中规定，初估混凝土干缩变形时可将其影响折算为 10℃~15℃ 的温降。在现行行业标准《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 中规定，混凝土收缩的影响可按降低温度的方法来计算，对整体浇筑的混凝土和钢筋混凝土结构分别相当于降低温度 20℃ 和 15℃。

9.1.11 季节温差为结构混凝土初始温度与正常使用阶段结构温度极值的差值。

9.1.12 根据实验实测、理论研究和数值模拟，年温差作用下，结构温度变化幅值与气温变化幅值基本相等，相位无滞后，建筑的构造做法对此无显著影响。日温差对混凝土结构的力学作用不显著。基于这两点理由得出推论：在结构设计基准期 T 内，将结构温度日均值与环境温度的日均值视为随机过程，二者具有相同的概率特征。

9.1.13 混凝土结构的合拢温度一般可取后浇带封闭时的月平均气温。结构设计时，往往不能准确确定施工工期，因此，结构合拢温度通常是一个区间值。这个区间值应包括施工可能出现的合拢温度，即应考虑施工的可行性。参照国外有关规范并考虑基本气温定义差别的调整，当无法确定时，可根据不同的结构工况近似取，

9.1.17 参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009，温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4。

1 正常使用极限状态下，梁、板等楼（屋）盖水平构件未开裂或裂缝宽度受严格限制，受力接近弹性状态，因此超长结构设计中考虑间接作用参与该阶段的裂缝控制验算。承载能力极限状态下，梁、板的主要受力破坏模式为正截面受弯或斜截面受剪，间接作用产生的主要为轴向拉压力，组合后对设计配筋影响较小；同时该阶段构件开裂后将有显著的刚度和应力降低，因此间接作用荷载不参与组合，以此提高设计合理性；

2 柱、墙等竖向抗侧力构件在轴压比符合规定的情况下不进行裂缝控制验算。以往工程经验表明，对超长结构的底层边柱、端墙，承载能力极限状态下残余的间接作用荷载效应（剪力、弯矩）仍可能成为其设计的控制因素，因此规定竖向抗侧力构件承载能力极限状态设计中需考虑间接作用。

依上述两条进行超长结构设计也符合承载能力极限状态“强柱弱梁”的设计原则。

9.1.21 一般建筑结构中楼板构件厚度较小，在受到温度、收缩应力时易出现裂缝，影响使用性能。采用双层双向连续布置楼板钢筋的形式，可以利用受力筋起到抵御一定温度、收缩应力的作用。多项实际工程计算表明，超长结构楼板的拉应力超限现象普遍，一些情况下甚至大大超出混凝土受拉强度，此时除适当加强贯通的普通钢筋配筋量，沿板厚方向中部均匀水平布置无粘结筋建立预压应力可以有效抵御混凝土拉应力。

9.1.23 跨越施工后浇带时一般采用分离法，可配置无粘结预应力筋以提高抗裂性能；分段张拉大多采用搭接法，在建筑工程中采用最多；而对接法大多用于长度很长且采用分段流水施工方式的工程，在桥梁工程中应用较为普遍。跨越施工缝也可采用部分应力钢筋断开锚固，部分预应力钢筋连续通过，后续张拉的方式。

9.1.25 混凝土收缩作用的大小随时间变化，总体上呈前期增长快，中后期增速逐渐递减的趋势。采用留设后浇带和施工缝的工程措施时，需保证留设时间，否则无法取得实际效果。本条中的“有

可靠措施”，不应简单地理解为“已经有了未发现问题的工程实例”。由于环境条件不同，不能盲目照搬。应对具体工程中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。

9.1.26 预应力筋张拉的操作空间包括张拉机具摆放空间和人员工作空间。对于预应力筋张拉端集中布设的情况，也可在张拉端位置局部预留较大空间，其余部分后浇带留设距离同普通混凝土结构。

9.1.27 实验表明，高强混凝土一般收缩应变较大，且材料脆性显著，易开裂。混凝土强度提高对结构抗裂效果不明显，因此超长结构中混凝土强度等级不宜过高。此外，封闭后浇带的混凝土可选用膨胀率不大但后期收缩小的产品，如补偿收缩混凝土等。超长结构中一般温降工况为设计的控制工况，在较冷季节浇筑混凝土可以有效降低结构的初始温度，进而降低设计温差取值。

9.1.28 后浇带的预留孔暴露约 2 个月的时间甚至更长，为保证孔道完整，对后浇带内的预留孔道宜采用镀锌波纹管并适当增加管道钢带的厚度以增强波纹管抵抗破坏的能力，受到轻微损害的波纹管应采用防水胶带缠绕修补。

9.1.29 本条参考《砌体结构设计规范》GB 50003-2011 第 6.5.7 条、《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》JGJ/T 14-2011 第 5.10.3~5.10.4 条。本条提出填充墙与框架柱、梁脱开的方法，是为在温差作用下，减小填充墙对抗侧力构件的位移限制，避免在非结构构件中产生裂缝。但为了保证填充墙平面外的稳定性，在填充墙中应设构造柱和水平系梁，并在与主体结构连接处留 20mm 缝隙用聚苯泡沫材料填充。

9.2 长悬臂结构

9.2.1 悬挑长度大于 4m 的长悬臂构件，本标准要求更为严格，均应计算竖向地震作用。

9.2.2 为提高可靠度，长悬臂构件宜采用有粘接预应力筋。

9.2.3 采用预应力筋和非预应力筋混合配筋的方式有助于提高长悬臂构件的安全性。

9.3 环形结构

9.3.1 多年来的实践证明，直径大于或等于 21m，尤其是贮料重力密度大并按裂缝控制配筋的筒仓，采用普通钢筋混凝土结构，设计和施工很难满足正常使用极限状态的要求。故本条规定，在设计时应根据不同贮料的工艺对裂缝控制的要求，采用全预应力或部分预应力结构。

9.3.2 对于大容量且贮料重力密度又较大的筒仓，采用普通钢筋混凝土结构已无法满足使用要求。施加预应力可以解决筒仓设计时非预应力筋不能满足仓壁抗裂及裂缝的控制问题。由于使用条件不同，对于裂缝的控制要求也不同，不同的荷载作用产生不同的荷载效应，故设计者可以根据不同的使用条件及不同的荷载效应，选用不同级别的预应力。预应力分为全预应力、有限预应力及部分预应力。全预应力设计可保证在全部荷载作用下混凝土不受拉、不裂缝，与部分预应力结构相比，具有抗裂性好、抗疲劳性强、结构刚度大、设计计算简单等优点。但也有一些严重的缺点，如结构的延性差，对抗震不利，有些部位的裂缝并不能完全消失且工程造价高。为此，在具体工程设计时，应按生产工艺不同的使用要求选用不同级别预应力。

9.3.3 圆形筒仓的仓壁属轴对称薄壁筒壳，其特征是：仓壁的材料必须是匀质的，沿同一半径圆周的壁厚必须是相等的。在符合上述条件的要求下，筒仓才能达到仓壁最薄、容积最大的充分优化的结构形式。对这种结构施加预应力，必然与普通梁板构件的预应力有不同的要求。

有粘结预应力在预留孔道、二次灌浆、孔道堵塞及灌浆质量检测上对施工技术要求较高，一旦有问题不易处理。对无粘结预应力，不存在预留孔道、二次灌浆等问题，防锈防腐隔离层使得预应力筋不与混凝土粘结，使张拉摩擦损失减小，因此后张无粘结预应力适用于包角大的预应力混凝土筒仓结构。设计可减少壁柱数量和张拉次数。目前在筒仓设计中有粘接、无粘结预应力都在采用，大多采用无粘结预应力，选用哪种方法本条不做强制规定。

入仓贮料温度大于 100℃，采用无粘结预应力筋不能满足要求时，可选择其他预应力筋。其钢筋的强度及预应力的损失值均应考虑温度影响进行调整。

9.3.4 环向预应力筋配置较大时，其仓壁外侧竖向裂缝将完全消失，同时有可能引起仓壁横向弯曲，并由此产生内侧附加环向拉力。附加环向拉力的出现，对竖向内力也有一定的影响，从而需要加大内侧非预应力筋的配置。为此在工程设计时，有效地控制预应力强度比，并协调预应力筋、

非预应力筋的合理配置是非常必要的。

本条给出的预应力强度比的控制幅度，是根据国内外不同筒仓的使用经验确定。同时，在筒仓的不同高度处，预应力强度比也应有不同的控制要求。设计时应分段试算，以确保各段的预应力筋及非预应力筋的合理配置。

9.3.6 筒仓仓壁在预应力作用下，其受力状况如同弹性地基梁，预应力可在仓壁上沿其高度方向在环向产生附加弯矩和剪力，这将会影响筒仓非预应力筋的配置及预应力筋的布放间距。为使筒仓仓壁在施加预应力时受力均匀，预应力筋的布置应在施工前按本条规定进行试算。预应力筋施加于仓壁圆周上的径向压力 F 必须是沿圆周均匀分布。否则所施加的预应力不但对仓壁起不到预期的效果，反而可能对仓壁造成损害，甚至使仓壁失去薄壁筒壳的受力特性，以致崩裂、倒塌。

9.3.7 为使设计者在筒仓仓壁预应力设计之前确定仓壁厚度，本条参考国外规范，给出了验算公式。设计时还须根据其他设计条件进行调整。

9.3.8 环形筒仓属薄壁筒壳，仓壁在环向理论上可认为是中心力，但实际上还是外侧受力较大，故预应力筋应偏外侧布置。

10 施工阶段施工

10.1 一般规定

10.1.1 预应力工程施工专业性强，施工用材料性能、工艺流程和现场操作要求严格，承担预应力工程施工的单位应具备与工程规模及技术难度相应的预应力工程施工能力和管理能力。

预应力工程深化设计包括：预应力平面布置图，预应力筋线型坐标定位，张拉端和锚固端的构造详图及成孔管道的连接构造图，灌浆孔、排气孔、泌水孔布置图等。

预应力混凝土结构构件，应对其张拉、运输及安装等施工阶段进行承载能力极限状态和正常使用极限状态验算。进行构件施工阶段验算时，应考虑构件自重、施工荷载和施工路径对预加力的影响。对荷载分批施加的预应力混凝土构件，应根据不同的张拉工况分别进行施工阶段验算。对于后张预应力构件，施工阶段应进行局部承压验算，预应力束弯折处曲率半径验算及防崩裂验算，混凝土强度应按张拉时的实际强度确定。

施工阶段计入构件自重后的应力限值应按表 10.1.1 采用

表10.1.1 应力限值

项 目		不允许出现裂缝的构件	允许出现裂缝的构件
混凝土 压应力	C50~C60	0.8 _{ck}	0.8 _{ck}
	C30~C45		
	超张拉时		
混凝土拉应力		1.0 _{tk}	2.0 _{tk}
预拉区配置非预应力筋的混凝土拉应力		--	--

缓粘结预应力混凝土构件施工阶段的验算应按无粘结预应力混凝土构件

10.1.2 对预应力束形控制点的竖向位置允许偏差要求较高，应事先通过节点翻样图确认。在施工过程中如遇实际情况不能满足坐标要求时，经设计单位复核认可后方可变更。

10.1.4 工程经验表明，当工程所处环境温度低于-15℃时，宜造成预应力筋张拉阶段的脆性断裂，不宜进行预应力筋张拉；灌浆施工会受环境温度影响，高温下因水分蒸发水泥浆的稠度将迅速提高，而冬期的水泥浆易受冻结冰，从而造成灌浆操作困难，且难以保证质量，因此应尽量避开高温环境下灌浆和冬期灌浆。如果不得已已在冬期环境下灌浆施工，应通过采用抗冻水泥浆或对构件采取保温措施等来保证灌浆质量。

10.2 预应力筋的制作

10.2.2 高强预应力钢材属于高碳钢，局部受高温后急冷会使金属变脆易断。制作时应避免焊接或接地电火花损伤预应力筋表面，也不允许周边气割钢材时，高温铁水流淌在预应力筋表面，严禁将预应力筋作为电焊接地线。

10.2.3 钢丝镦头时表面应平整，钢丝应插到镦头器穴模底部，并注意钢丝不能编入夹片缝隙中，以免夹扁钢丝。为保证钢丝等长下料，可采用穿入钢管内或放入角钢槽内的限位法下料。也可采用第一次逐根下料，第二次捆扎成束后用砂轮切割机精确等长下料。

10.2.5 各厂家生产的挤压锚具尺寸有微小差异，因此，挤压力也有差异，应采用配套的挤压机挤压。挤压时，挤压套外表面应涂油脂或喷涂二硫化铝润滑剂。挤压锚具与锚垫板宜采用机械式固定方式。

10.2.6 对多根钢绞线梨形头应分排埋置在混凝土内，排距不小于 300mm。为提高压花锚四周混凝土和梨形头根部混凝土抗裂度，在梨形头头部应配置构造钢筋。

10.3 预应力筋孔道留设

10.3.1 波纹管钢筋支托的间距，预应力筋重量和波纹管自身刚度有关。一般曲线预应力筋的关键点如最高点、最低点和反弯点等应直接点焊钢筋支托，其余点可按等距离布置支托。

波纹管安装后应采用铁丝与钢筋支托绑扎牢靠，必要时点焊压筋，形成井字形钢筋支托，防

止波纹管上浮。

10.3.2 金属波纹管宜采用同一厂家生产的产品，以便与接头管波纹匹配。波高应满足规定要求，一面接头管处因波纹扁平而拉脱。扁波纹管的连接处应用多道胶带包缠封闭，以免漏浆。

塑料波纹管在现场应少用接头，甚至不用接头，直接整根预埋。必要时可采用塑料热熔焊接或采用专用连接管。

10.3.3 金属波纹管上安装塑料弧形压板时，可先在波纹管上开孔，也可先安装塑料弧形压板，待混凝土浇筑后再凿孔进行灌浆。塑料波纹管可采用专用的防渗漏灌浆嘴。

10.3.5 竖向预应力孔道底部必须安装和止回浆用的单向阀，钢管接长宜采用丝扣连接。

10.3.6 当采取用空管留孔时，为防止混凝土浇筑过程中波纹管漏浆堵孔，宜采用通孔器通孔；当采取穿筋留孔时，宜拉动预应力筋疏通孔道。对留孔质量严格把关，浇筑混凝土时又得到有效保护，可免除通孔工序。

10.4 预应力筋安装

10.4.1 预应力筋可在浇筑混凝土前或浇筑混凝土后穿入孔道。当钢筋密集、预应力筋多波曲线易使波纹管变形振瘪时宜采用先穿束法；当工期特别紧，波纹管曲线顺畅不易被振瘪时，可采用后穿束法。

对长度不大于 60m、且不多于 3 跨的多波曲线束，可采用人力单根穿。对于长度大于 60m 的超长束、多波束、特重束宜采用卷扬机前拉后送分组穿或整束穿。

当超长束需要人力穿束时，可在梁的跨度中间段受力钢筋相对较少的部位设置助力段，利用大一号波纹管移出 1.5m 的空隙段，便于工人助力穿束；穿束完成后，将移出的波纹管复位。

以上穿束方法，应根据孔道波形、长度与孔径，以及预应力筋表面状态、具体施工条件等灵活应用。对穿束困难的孔道，应适当增大预留孔道直径。

10.4.3 在竖向孔道中，采用整束由下向上牵引方法进行穿束是比较安全的，应优先选用。

10.4.4 孔道内可能有浇筑混凝土时渗进的水或从喇叭口流入的养护水、雨水等引起预应力筋锈蚀，应根据工程具体情况采取必要的防锈措施。

10.5 无粘结和缓粘结预应力筋铺设

10.5.2、10.5.3 板内控制预应力筋曲线坐标的通长马凳，通常可采用 $\phi 12$ 钢筋制作，避免施工时踩踏变位。

10.5.4 在双向平板中，预应力筋有两种铺设方法。一种是按编排顺序由下而上铺设，即首先计算交叉点处双向预应力筋的竖向坐标，确定最下方的预应力筋先铺设，依次编排出所有预应力筋的铺设顺序；这种铺设方法不需要交叉穿束，但铺设顺序没有规律，会影响施工进度。另一种是先铺某一方向预应力筋，后铺方向的预应力筋在交叉点处如有冲突，从先铺方向预应力筋西方穿过；这种铺设方法在交叉点处存在穿束，但条理清晰，易于掌握，且铺设速度快。

为保证双向板内曲线预应力筋的矢高，又兼顾防火要求，应对预应力筋与板底和板面双向钢筋的交叉重叠关系确认后定出合理的铺设方式。

10.5.5 在无粘结或缓粘结预应力筋张拉端，如预应力筋与锚垫板不垂直，易发生断丝。张拉端凹入混凝土端面时，采用塑料穴模的效果优于泡沫块或木盒等方法。

10.5.6 无粘结或缓粘结预应力筋埋入混凝土内的固定端通常采用挤压锚。当混凝土截面不大、钢筋较密时，多个挤压锚宜错开锚固，避免重叠放置，影响混凝土浇筑密实。

10.5.7 铺设多跟成束无粘结或缓粘结预应力筋时，出现各根之间相互扭绞现象，影响预应力筋的张拉效果。工程实践证明，可采用逐根铺放，最后合并成束方法。

10.7 张拉及放张

10.7.1 预应力筋张拉设备和仪表应根据预应力筋种类、锚具类型和张拉力合理选用。张拉设备的正常使用范围宜为 25%~90% 额定张拉力。张拉设备行程一般不受限制，如锚具对重复张拉有限制时，应选用合适行程的张拉设备。

张拉设备在正常情况下使用时，一般与标定状态相同；当油管超长、超高时，应单独标定。油泵用油压稠度有明显变化时，也应重新标定。

张拉用压力表的直径宜采用 150mm，其精度不应低于 1.6 级。标定张拉设备的试验机或测力计精度不应低于 $\pm 2\%$ 。

千斤顶用于张拉预应力筋时，应标定千斤顶进油的主动工作状态；用于预应力筋固定端测试孔道摩阻或其他显示回程压力时，应标定试验机压千斤顶的被动工作状态。

10.7.2 预应力筋张拉力是由锚固区传递给结构，因此张拉或放张时尸体结构应达到设计要求的强度，满足锚固区局部受压承载力的要求。

早龄期施加预应力的构件由于弹性模量低，会产生较大的压缩变形和徐变，因此对后张楼板不宜小于 5d，对后张大梁不宜小于 7d。

10.7.3 锚垫板端面、喇叭管内和预应力筋表面应清理干净，保证张拉和锚固质量，防止出现断丝和滑丝现象。

10.7.4、10.7.5 张拉端锚具安装对中可保证千斤顶安装对中；张拉端具的安装质量直接影响锚固效果。

10.7.6 预应力筋的张拉顺序应使混凝土不产生超应力、构件不扭转与侧弯，结构不变位，因此，对称张拉是一个重要原则。同时，还应考虑到尽量减少张拉设备的移动次数。

当构件截面平行配置的两束预应力筋不同时张拉时，其张拉力相差不应大于设计值的 50%，即先将第 1 束张拉 0~50% 的力，再将第 2 束张拉 0~100% 的力，最后将第 1 束张拉 50~100% 的力。

10.7.8 在一般情况下，对同一束预应力筋，应采取整束张拉，使各根预应力筋建立的应力比较均匀。在一些特殊情况下（如张拉端千斤顶吨位不够，张拉端局部受压承载力不够，或张拉空间受限制等），对扁锚束、直线束或弯曲角度不大的单波曲线束，可采取单根张拉。

10.7.9 张拉速度宜控制在 30MPa/min 内，达到最大张拉力后的持荷，对保证张拉力和伸长值的稳定有明显效果。

10.7.10 预应力筋张拉实际伸长值以测量数据为基数，增加初拉力以下的推算伸长值，并扣除有关附加伸长得值。为了获得准确的实际伸长值，应注意以下几点：

1 初拉力取值，应使预应力筋绷紧。根据国内工程实际经验，对直线预应力宜为张拉力的 5%~10%，对曲线预应力筋宜为张拉力的 15%~20%。

2 初拉力以下的推算伸长值，系根据弹性范围内张拉力与伸长值成正比例算法或图解法确定。对有粘结预应力筋，由于其在孔道内可以活动，张拉力与摩擦力成正比，上述推算方法是适用的。但是，对于无粘结预应力筋，张拉时首先要克服较大的摩擦力才能伸长，如仍采用上述方法推算初拉力以下的伸长值，必然偏大，尤其对超长筋更为明显。因此，对无粘结预应力筋，初拉力应取低值，以减少推算伸长值误差。必要时，可测定超长无粘结预应力筋初拉力以下的实际伸长值。

3 扣除有关附加伸长值，包括千斤顶体内的预应力筋伸长值、张拉端工具锚和固定端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值、构件弹性压缩值等。但应注意：①张拉端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值是锚固后发生的，不得扣除；②前卡式千斤顶内工具锚滑移值不得漏扣；③对平均预应力较小的构件，其弹性压缩值可略去不计。

4 因克服锚口摩擦损失与变角张拉端摩擦损失而增加的张拉力，已在张拉端锚口处抵消，不应计算张拉伸长值。

5 钢绞线束采取单根张拉时，其张拉伸长值应取单根张拉伸长值的平均值。

10.7.14 分阶段张拉是指在后张传力梁中，为了平衡各阶段的荷载，采取分阶段施加预应力的方法。分段张拉是指不同束号先后错开张拉的方法。分级张拉是指同一束按不同程度张拉的方法。分段张拉是指多跨连续梁分段施工时，通长的预应力筋逐段张拉的方法。变角张拉工艺是指张拉作业受到空间限制，需要在张拉端锚具前安装变角块，使预应力筋改变一定角度后进行张拉的工艺。经实际测试，变角 $10^\circ \sim 25^\circ$ 时，应超张拉 2%~3%；变角 $25^\circ \sim 40^\circ$ 时，应超张拉 5%，弥补预应力损失。

10.7.15 超张拉回松技术是在多跨曲线预应力筋张拉实践中总结出来的。通过超张拉提高内支座处的应力，随后锚固时增大内缩值，降低张拉端的应力，从而使预应力筋沿梁的长度方向建立的应力比较均匀。

10.7.16 先张法由于预应力筋松散，初始长度相差较大，整束张拉时应先预调张拉力，使其应力差在 5% 以内。

10.7.17 钢桁架比较柔软，宜在桁架及部分支撑安装就位后施加预应力，以免平面外失稳。

10.8 孔道灌浆

10.8.1 灌浆及封锚能够保护预应力筋和锚具不受侵蚀，并使预应力筋和混凝土构件结合成一体。处于高应力状态的预应力筋易被腐蚀，应尽早进行灌浆。

10.8.3 常用灌浆泵有柱塞式、挤压式、强制式三种。螺旋强制式灌浆泵适用于超高、远距离灌浆。本条强调灌浆泵应配备压力表，主要是通过压力值掌握灌浆是否处于正常状态。水泥浆应筛滤，出浆孔径不应小于 10mm，以确保连续灌浆。

10.8.4 锚具夹片空隙会产生负压力，使水泥浆沿空隙产生回流，因此必须进行封堵。封堵料应有一定强度以抵抗灌浆时的压力。

10.8.5 孔道灌浆一般采用素水泥浆。普通硅酸盐水泥、硅酸盐水泥配置的水泥浆泌水率较小，是很好的灌浆材料。水泥浆中掺入外加剂可改善其稠度、泌水率、膨胀率、初凝时间、强度等特性，但预应力筋对应力腐蚀较为敏感，故水泥和外加剂中均不能含有对预应力筋有害的化学成分，特别是氯离子的含量应严格控制。灌浆用水泥质量相关的现行国家标准有《通用硅酸盐水泥》GB 175，所掺外加剂的质量及使用相关的现行国家标准有《混凝土外加剂》GB 8076 和《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119 等。

10.8.6 良好的水泥浆性能是保证灌浆质量的重要前提条件之一。本条规定的目的是保证水泥浆的稠度满足灌浆施工要求的前提下，尽量降低水泥浆的泌水率、提高灌浆的密实度，并保证通过水泥浆提供预应力筋与混凝土良好的粘结力。稠度是以 1725mL 漏斗中水泥浆的流锥实践 (s) 表述的。稠度大意味着水泥浆黏稠，其流动性差；稠度小意味着水泥浆稀，其流动性好。合适的稠度指标是顺利施灌的重要前提，采用普通灌浆工艺时，因有空气阻力，灌浆阻力较大，需要较小的稠度，而采用真空灌浆工艺时，由于孔道抽真空处于负压，浆体在孔道内的流动比较容易，因此可以选择较大的稠度指标。本条分普通灌浆和真空灌浆工艺给出的稠度指标建议指标 12s~20s 和 18s~25s 是根据工程经验提出的。

泌出的水在孔道内没有排除时，会形成灌浆质量缺陷，容易造成高应力下的预应力筋的腐蚀。所以，需要尽量降低水泥浆的泌水率，最好浆泌水率降为 0。当有水泌出时，应将其排除，故规定泌水应在 24h 内全部被水泥浆吸收。水泥浆的适度膨胀有利于提高灌浆密实性，提高灌浆饱满度，但过度的膨胀率可能造成孔道破损，反而影响预应力工程质量，故应控制其膨胀率，用自由膨胀率来控制，并考虑普通灌浆工艺和真空灌浆工艺的差异。水泥浆强度高，意味着其密实度高，对预应力筋的防护是有利的。建筑工程中常用的预应力束，M30 强度的水泥浆可有效提供对预应力筋的防护并提供足够的粘结力。

10.8.7 采用专门的高速搅拌机（一般为 1000r/min 以上）搅拌水泥浆，一方面提高劳动效率，减轻劳动强度，同时有利于充分搅拌均匀水泥及外加剂等材料，获得良好的水泥浆；如果搅拌时间过长，将降低水泥浆的流动性。水泥浆采用滤网过滤，可清除搅拌中未被充分散开的颗粒，可降低灌浆压力，并提高灌浆质量。当水泥浆中掺有缓凝剂且有可靠工程经验时，水泥浆拌合后至灌入孔道的时间可适当延长。

10.8.6 灌浆的顺序安排应避免相互串孔冒浆现象，条文中提出了先下后上的原则。当灌浆不畅通而更换灌浆孔时，应及时将第一次灌入的水泥浆排出，以免孔道内留有空气，影响灌浆质量。如排浆困难，也可采用钻孔补灌等措施。

多台灌浆泵接力灌浆方法主要用于超长或超高的预应力孔道灌浆，当泵压力不足时也可采用多台灌浆泵接力灌浆。接力灌浆应遵循“从前置灌浆孔灌浆直至后置灌浆孔冒浆，后置灌浆孔方可续灌”的原则，以免空气残留在孔道内。

10.8.9 真空辅助灌浆工艺是为提高孔道灌浆质量开发的新技术，采用该技术必须保证孔道的质量和密封性，并严格按有关技术要求进行搞作。

11 质量验收

11.1 一般规定

11.1.1 预应力隐蔽工程验收反映预应力分项工程施工的安装质量，在浇筑混凝土之前验收是为了确保预应力筋等在混凝土中发挥其应有的作用。本条对预应力隐蔽工程验收的内容做了具体规定。

由于预应力分项工程的施工工艺不同，在进行隐蔽工程验收时需验收的项目也会有所不同，应根据工程实际对所需进行隐蔽验收的项目进行验收。

11.1.2 对于获得第三方产品认证机构认证的预应力工程材料和同意厂家、同一品种、同一规格的预应力工程材料连续三次进场检验均一次检验合格时，可以认为其产品质量稳定，本条规定可以放宽其检验批容量，这样不仅可以节省大量的检验成本，同时鼓励和促进企业生产并提供质量有保证的产品，对工程质量提高和社会成本的降低均有积极意义。

11.1.3 本条规定了预应力张拉设备的检验和标定要求。张拉设备（千斤顶、油泵和压力表等）应配套标定，以确定压力表读数与千斤顶输出力之间的关系曲线。这种关系曲线对于特定的一套张拉设备，故配套标定后应配套使用。当使用过程中出现反常现象或张拉设备检修后，应重新标定。

11.2 材料

主控项目

11.2.1 预应力筋分为有粘结预应力筋和无粘结预应力筋两种，进场时均应按本条的规定进行力学性能检验。

常用的预应力筋有钢丝、钢绞线、精轧螺纹钢等。不同的预应力筋产品，其质量标准及检验批容量均由相关产品标准作了明确的规定，制定产品抽样检验方案时应按不同产品标准的具体规定执行。目前常用的预应力筋的相应产品标准有《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224、《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223、《预应力混凝土用螺纹钢》GB/T 20065 和《无粘结预应力钢绞线》JG 161 等。

预应力筋是预应力分项工程中重要的原材料，进场时应根据进场批次和产品的抽样检验方案确定检验批，进行抽样检验。由于各厂家提供的预应力筋合格证内容与格式不尽相同，为了统一及明确相关内容，要求厂家除了提供合格证外，还应提供反映预应力筋主要性能的出厂检验报告，两者也可合并提供。抽样检验可仅作预应力筋抗拉强度与伸长率试验；松弛率试验由于时间较长，成本较高，同时目前产品质量比较稳定，一般不需要进行该项检验，当工程确有需要时，可进行检验。

本条为强制性条文，应严格执行。

11.2.2 无粘结预应力钢绞线的进场检验包括钢绞线力学性能检验和涂包质量检验两部分，现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 规定了无粘结预应力用钢绞线的力学性能要求，现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161 规定了无粘结预应力筋的涂包质量要求。无粘结预应力筋在进场后，应按本规程 11.2.1 条的规定检验其力学性能，由于其涂包质量对保证预应力筋防腐及准确地建立其预应力也非常重要，还应按现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161 的规定检验其油脂含量与涂包层厚度。

无粘结预应力筋的涂包质量比较稳定，进场后经观察检查其涂包外观质量较好，且有厂家提供的涂包质量检验报告时，为简化验收，可不进行油脂用量和护套厚度的抽样检验。

11.2.3 锚具、夹具和连接器的进场检验主要做锚具（夹具、连接器）的静载锚固性能试验，锚固区传力能力、材质、机加工尺寸及热处理硬度等可按出厂时的质量证明文件进行核对。

预应力筋用锚具、锚垫板、局部加强钢筋等产品是生产厂家通过锚固区传力性能试验得到的能保证其正常工作性能和安全性匹配性组合，能够在工程应用中保证锚固区的安全性，因此现行行业标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 规定锚具、夹具和连接器产品应配套使用（包括锚垫板和局部加强钢筋），并对其性能要求进行了明确的规定，在进场验收时应检查锚固区传力性能试验报告。

静载锚固性能试验工作，费工、费时、经费开支较大，购货量大的工程进行此项工作是必要

的,购货量小的工程可能会造成试验费用负担过重,因此,对锚具用量较少的工程,可由产品供应商提供本批次产品的检验报告,作为进场验收的依据。

11.2.4 无粘结预应力混凝土结构所处环境类别可根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定确定。国内外工程经验表明,对处于三 a、三 b 类环境条件下的无粘结预应力锚固系统,采用全封闭体系可有效保证其耐久性。现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 参考美国 ACI 和 PTI 的张拉端、固定端及中间连接部位在不小于 10kPa 的静水压力下,保持 24h 不透水。当用于游泳池、水箱等结构时,可根据设计提出更高静水压力的要求。由于锚具全封闭性能由锚具系统中各组件共同作用决定,其性能在系统组件相同情况下能够保证,故对同一品种、同一规格的锚具系统仅抽取 3 套进行检验。

11.2.5 孔道灌浆一般采用素水泥浆,水泥浆中掺入外加剂可改善其稠度和密封性等,但预应力筋对应力腐蚀较为敏感,故水泥和外加剂中均不应含有对预应力筋有害的化学成分。

一般项目

11.2.6 预应力筋进场后可能由于保管不当引起锈蚀、污染等,使用前应进行外观质量检查。对有粘结预应力筋,可按各有关标准进行检查。对无粘结预应力筋,若出现护套破损,不仅影响密封性,也会增加预应力摩擦损失,故需保护其塑料护套,尤其在地下结构等潮湿环境中采用无粘结预应力筋时,更需要注意其护套要完整。对于轻微破损处可用防水聚乙烯胶带封闭,其中每圈胶带搭接宽度一般大于胶带宽度的 1/2,缠绕层数不少于 2 层,而且缠绕长度超过破损长度 30mm。

11.2.7 当锚具、夹具及连接器进场入库时间较长时,可能造成锈蚀、污染等,影响其使用性能,因此应在储存时加强保护措施,并在使用前重新对其外观进行逐一检查。

11.2.8 后张法预应力成孔主要采用塑料波纹管以及金属波纹管,而竖向孔道常采用钢管。与塑料波纹管相关的现行行业标准为《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529,与金属波纹管相关的行业标准为《预应力混凝土用金属波纹管》JG 225。

成孔管道受到污染、变形时,可能增大张拉时的摩擦损失,影响构件有效预应力的建立;或影响灌浆后的粘结效果,对构件的耐久性造成影响。目前,后张预应力工程中多采用金属波纹管预留孔道,由于其在运输、存放过程中可能出现伤痕、变形、锈蚀、污染等,故使用前应进行外观质量检查。塑料波纹管尽管没有腐蚀问题,仍应注意保护其不受外力作用下的变形,以及油污等污染,同时应避免阳光直射造成老化。

检验成孔管道的径向刚度和抗渗漏性能,是为了确保成孔质量,从而保证预应力筋的张拉和孔道灌浆质量能满足设计要求。

11.3 制作与安装

主控项目

11.3.1 预应力筋的品种、规格、强度级别和数量对保证预应力结构构件的承载能力、抗裂度至关重要,故必须符合设计要求。

本条为强制性条文,应严格执行。

11.3.2 预应力筋在结构构件中的位置由设计人员依据结构构件的受力特点确定,对保证预应力结构构件的正常使用性能与承载能力至关重要,故必须符合设计要求。

一般项目

11.3.3 预应力筋的端部锚具制作质量对可靠建立预应力非常重要。本条规定了挤压锚、压花锚、镦头锚的制作质量要求。本条对镦头锚具制作质量的要求,主要是为了检测钢丝的可镦性,故规定按钢丝的进场批量检查。

11.3.4 浇筑混凝土时,预留孔道定位不牢固可能发生移位,影响建立预应力的效果。为确保孔道成型质量,除应符合设计要求外,还应符合本条对预留孔道安装质量做出的相应规定。对后张预应力混凝土结构中预留孔道的灌浆孔、泌水管等的间距和位置要求,是为了保证灌浆质量。

11.3.5 预应力筋束形直接影响建立预应力的效果,并影响截面的承载力和抗裂性能,应严格加以控制。本条按截面高度设定束形控制点的竖向位置允许偏差,以便于实际控制。

11.4 张拉与放张

主控项目

11.4.1 过早的对混凝土施加预应力，会引起加大的收缩及徐变损失，同时可能因局部受压应力过大而引起混凝土损伤。本条对预应力筋张拉及放张时混凝土强度的规定与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 一致。若设计对此有明确要求，则应按设计要求执行。

11.4.2 由于预应力筋断裂或滑脱对结构构件的受力性能影响极大，而出现断裂意味着在其材料、安装及张拉环节存在缺陷或隐患，因此作出此规定以确保相关材料及工序的质量。先张法预应力构件中的预应力筋不允许出现断裂和滑脱，若在浇筑混凝土前出现断裂或滑脱，相应的预应力筋应予以更换。

本条为强制性条文，应严格执行。

11.4.3 预应力筋张拉锚固后，实际建立的预应力值与量测时间有关。相隔时间越长，预应力损失值越大，故检验值应由设计通过计算确定。预应力筋张拉后实际建立的预应力值对结构受力性能影响很大，应予以保证。先张法施工中可以用应力测定仪器直接测定张拉锚固后预应力筋的力值。

一般项目

11.4.4 实际张拉时通常采用张拉力控制方法，但为了确保张拉质量，还应对实际张拉伸长值进行校核，6%的允许偏差是基于工程实践提出的，对保证张拉质量是有效的。

实际施工时，为了部分抵消预应力损失等，可采取超张拉方法，但应符合设计及施工方案的要求，并且最大张拉应力不应大于现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的规定。

11.4.5 对先张法构件，施工时应采取措施减小张拉后预应力筋位置与设计位置的偏差。

11.4.6 实际工程中，由于锚具种类、张拉锚固工艺及放张速度等各种因素的影响，内缩量可能有较大波动，导致实际建立的预应力值出现较大偏差。因此，应控制锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量。当设计对张拉端预应力筋的内缩量有具体要求时，应按设计要求执行。

11.5 灌浆及封锚

主控项目

11.5.1 预应力筋张拉后处于高应力状态，对腐蚀非常敏感，所以应尽早对孔道进行灌浆。灌浆时对预应力筋的永久性保护措施，要求孔道内水泥浆饱满、密实，完全握裹住预应力筋。灌浆质量的检验应着重现场观察检查，必要时也可凿孔或采用无损检查。

11.5.2 灌浆用水泥浆在满足必要的稠度的前提下尽量减小泌水率，以获得密实饱满的灌浆效果。水泥浆中水泌出往往造成孔道内的空腔，并引起预应力筋腐蚀。1%左右的泌水一般可被灰浆吸收，因此应按本条的规定控制泌水率。水泥浆中的氯离子会腐蚀预应力筋，而预应力筋对腐蚀非常敏感，故水泥和外加剂中均不能还预应力筋有害的化学成分，特别是氯离子含量需严加控制，计算水泥浆中的氯离子含量时，应包含水、掺合料、水泥及骨料中的氯离子。

水泥浆的适度膨胀有利于提高灌浆密实性，提高灌浆饱满度，但过度的膨胀可能造成孔道破损，反而影响预应力工程质量，故应控制其膨胀率，本规定用自由膨胀率来控制，并考虑普通灌浆工艺和真空灌浆工艺的差异。

11.5.3 灌浆质量应强调其密实性从而对预应力筋提供可靠的防腐保护，而孔道灌浆材料与预应力筋之间的粘结力同时也是预应力筋与混凝土共同工作的前提。参考国外的有关规定并考虑目前建筑工程中强度为 30MPa 的孔道灌浆材料可有效提供对预应力筋的防护并提供足够的粘结力，故本条规定了孔道灌浆材料的抗压强度不应小于 30MPa。

留置试件时应采用带底模的钢试模，直接采用试验结果评定孔道灌浆材料强度。

11.5.4 为确保暴露于结构外的锚具和外露预应力筋能够正常工作，应防止锚具和外露预应力筋锈蚀，为此，应遵照设计要求执行，并在施工方案中作出具体规定，并且需满足本条的规定。

锚具和预应力筋的混凝土保护层厚度应分两步进行检查：在封锚前应检查封锚模板的安装质量，混凝土浇筑后应复查封锚混凝土的外形尺寸，确保锚具和预应力筋的混凝土保护层厚度满足本条的要求。

一般项目

11.5.5 预应力筋外露长度的规定，主要是考虑到锚具正常工作及氧-乙炔焰切割时可能的热影响，

切割位置不宜离锚具太近，同时不应影响构件安装。

11.6 验收规定与文件

11.6.5 本条给出了检验批质量验收合格的条件：主控项目均应合格，一般项目经抽样检验合格，且资料完整。检验批的合格质量取决于主控项目和一般项目的检验结果。

主控项目是对检验批的基本质量起决定性影响的检验项目，这种项目的检验结果具有否决权。

对采用计数检验的一般项目，本规程要求其合格点率为 80% 及以上，且在允许存在的 20% 以下的不合格点中不得有严重缺陷。

计数检验的偏差项目作为一般项目作出规定，并不意味着偏差项目不重要，相反有些质量要求尽管以偏差项目作出规定，但同样影响结构安全性和耐久性，以及后续的安装或使用功能，因此，根据其重要性给出了 80% 的基本合格点率。严重缺陷是指对结构构件的受力性能、耐久性能或安装要求、使用功能有决定性影响的缺陷。具体的缺陷严重程度一般很难量化确定，通常需要现场监理、施工单位根据专业知识和经验分析判断。

资料检查应包括材料、构配件、器具及半成品等的进场验收资料、重要工序施工记录、抽样检验报告、隐蔽工程验收记录等。

资料检查中，重要工序施工记录是过程质量控制的有效依据。本规程所指的重要工序，由施工单位根据项目特点，在施工组织设计或施工方案中明确，并经监理单位核准。如预应力筋的张拉记录、混凝土养护记录等。

12 预应力施工监测

12.1 一般规定

12.1.1 对下列预应力混凝土工程应进行施工过程中结构检测：

- 1 跨度大于 40 米的预应力梁板结构；
- 2 带有不小于 10 米的悬挑板或 15 米的悬挑梁。
- 3 设计文件有要求的工程。

12.1.2 施工过程中宜对下列非预应力构件或节点进行选择监测：

- 1 应力变化显著或应力水平高的构件；
- 2 结构重要性突出的构件或节点
- 3 变形显著的构件或节点；
- 4 施工过程中需要准确了解或严格控制结构内力或位形的构件或节点；
- 5 设计文件要求的构件和节点。

12.1.3 施工过程中结构分析和施工监测应编制专项方案，并报相关单位审批。

12.1.4 监测作业人员应经过专业技术培训，行业规定的特殊工种必须持证上岗。

12.1.5 监测设备与仪器应通过计量标定，采集及传输设备性能应满足工程监测需要，监测时应考虑现场安装条件和施工交叉作业影响，并应对监测设备、仪器和监测点采取可靠的保护措施。监测仪器应按国家有关规定定期检定，计量合格后方可使用。监测仪器使用前应进行检验校准，使用的仪器应满足测量精度和量程需求。作业期间，使用监测仪器应严格遵守技术规定和操作要求。

12.2 变形监测

12.2.1 变形监测的组成与要求应符合下列规定：

- 1 基准点，应埋设在变形区以外，点位应稳定、安全、可靠。
- 2 工作基点，应选在相对稳定且方便使用的位置，每期变形观测时均应将其与基准点进行联测。
- 3 变形监测点，应布设在能反映监测体变形特征的部位。点位布局合理、观测方便，标志设置牢固，易于保存。

12.2.3 基准点的标石、标志埋设后，应达到稳定后方可开始观测，并定期复测。复测周期应视基准点所在位置稳定情况确定。前期应 1 个月复测一次，稳定后 3-6 个月复测一次。

变形监测基准应与施工坐标和高程系统一致，宜与国家或地方坐标和高程系统联测。

首次观测不应少于两次独立观测，并满足现行国家标准《工程测量规范》GB50026 限差的要求后，取平均值作为初始值。

监测频次的确定应以能反映监测对象的主要变化过程为原则，宜根据变形速率、变形特征、监测精度、工程地质条件等因素综合确定。

12.3 应力监测

12.3.1 构件截面处的应力可通过应变计直接测量，也可通过测量力、位移、自振频率或磁通量参量后换算。

12.3.3 构件上监测点布设传感器的数量和方向应符合下列规定，

- 1 对受弯构件应在弯矩最大的截面上沿截面高度布置测点，每个截面不应少于 2 个；当需要量测沿截面高度的应变分布规律时，布置测点数不应少于 5 个；对于双向受弯构件，在构件截面边缘布置的测点不应少于 4 个；

- 2 对轴心受力构件，应在构件量测截面两侧或四周沿轴线方向相对布置测点，每个截面和立少于 2 个；

- 3 对受扭构件，宜在构件量测截面的两长边方向的侧面对应部位上布置与扭转轴线成 45° 方向的测点；

- 4 对复杂受力构件，可通过布设应变片量测各应变计的应变值解算出监测截面的主应力大小

和方向。

12.4 成果整理

12.4.1 施工过程中结构分析，应在结构施工前提交技术报告，当施工期间需进行跟踪分析时应按分析次数提交跟踪分析报告。分析报告应包括下列内容：

- 1 项目概况；
- 2 主要施工方法及施工阶段别分；
- 3 分析模型及分析方法；
- 4 施工过程中结构的验算结果；
- 5 分析及评价。

施工监测过程中，每期监测工作完或后应提交阶段性工作报告，工作报告应包括下列内容：

- 1 本期结构施工状态及监测实施内容；
- 2 少与前一次观测间的变化量；
- 3 本期和前期观测的累计结果；
- 4 本期观测后的累计量与施工过程中分期的对比结果；
- 5 相应的说明及分析、建议等。

12.4.2 当监测工作全部完成后，应提交监测技术报告，技术报告应包括下列内容：

- 1 施工监测技术要求；
- 2 施工方案及进度说明；
- 3 监测实施情况及作业中的异常现象；
- 4 监测结果表；
- 5 施工过程、时间、监测量相关曲线图。