

中华人民共和国行业标准

无粘结预应力混凝土结构技术规程

**Technical specification for concrete structures
prestressed with unbonded tendons**

JGJ 92 — 2004

J 409 — 2005

2005 北 京

中华人民共和国行业标准

**无粘结预应力混凝土
结构技术规程**

**Technical specification for concrete structures
prestressed with unbonded tendons**

JGJ 92—2004

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2 0 0 5 年 3 月 1 日

中华人民共和国建设部 公 告

第 306 号

建设部关于发布行业标准 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》的公告

现批准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》为行业标准，编号为 JGJ 92—2004，自 2005 年 3 月 1 日起实施。其中 4.1.1、4.2.1、4.2.3、6.3.7 条为强制性条文，必须严格执行。原行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ/T 92—93 同时废止。

本规程由建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国建设部
2005 年 1 月 13 日

前 言

根据建设部建标〔1995〕661号文下达的任务，标准编制组在广泛收集资料和调查研究，认真总结工程实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，对《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ/T 92—93进行了修订。

本规程的主要技术内容：1. 总则；2. 术语、符号；3. 材料及锚具系统；4. 设计与施工的基本规定；5. 设计计算与构造；6. 施工及验收；7. 附录 A ~ 附录 D。

修订的主要内容有：1. 材料及锚具系统的改进，提倡采用钢绞线无粘结预应力筋，取消平行钢丝束无粘结筋，增加垫板连体式夹片锚具系统及其选用原则和构造要求，取消镦头锚具系统；2. 明确预应力作用应参与荷载效应组合；3. 按环境条件、荷载情况和结构功能要求，调整裂缝控制等级，并给出裂缝宽度及刚度计算公式；4. 调整常用荷载下各类结构跨高比的选用范围；5. 调整无粘结预应力筋应力设计值计算公式；6. 预应力损失计算的改进；7. 在板柱结构计算中，增加考虑扭转效应的等效柱刚度计算；8. 增加锚栓受冲切承载力计算及构造要求；9. 平板、密肋板开洞要求及洞边加强措施，以及柱边有开孔或邻近自由边时，临界截面周长的计算规定；10. 采用名义拉应力估算预应力筋数量的方法；11. 体外预应力混凝土梁的设计与施工及防腐体系；12. 提高和完善无粘结预应力混凝土施工工艺，并规定无粘结预应力混凝土施工质量验收指标；13. 提高无粘结预应力混凝土结构耐久性的技术措施，并按环境类别将无粘结预应力筋锚固系统分为一般防腐和全封闭防腐两类，规定全封闭防腐系统的技术指标。

本规程由建设部负责管理和对强制性条文的解释，由主编单

位负责具体技术内容的解释。

本规程主编单位：中国建筑科学研究院

(邮政编码：100013，地址：北京市北三环东路 30 号)

本规程参加单位：北京市建筑设计研究院

北京市建筑工程研究院

东南大学

中元国际工程设计研究院

天津钢线钢缆集团有限公司

天津市第二预应力钢丝有限公司

中国航空工业规划设计研究院

本规程主要起草人：陶学康 林远征 吕志涛 陈远椿

冯大斌 裘函始 孟履祥 李晨光

朱 龙 代伟明 李京一 吴 京

肖志强 孙少云 葛家琪 朱树行

目 次

1	总 则	1
2	术语、符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	2
3	材料及锚具系统	6
3.1	混凝土及钢筋	6
3.2	无粘结预应力筋	7
3.3	锚具系统	8
4	设计与施工的基本规定	11
4.1	一般规定	11
4.2	防火及防腐蚀	13
5	设计计算与构造	16
5.1	一般规定	16
5.2	单向体系	26
5.3	双向体系	28
5.4	体外预应力梁	42
6	施工及验收	45
6.1	无粘结预应力筋的制作、包装及运输	45
6.2	无粘结预应力筋的铺放和浇筑混凝土	46
6.3	无粘结预应力筋的张拉	48
6.4	体外预应力施工	50
6.5	工程验收	53
附录 A	无粘结预应力筋数量估算	55
附录 B	无粘结预应力筋常用束形的预应力损失 σ_{l1}	58
附录 C	等效柱的刚度计算及等代框架计算模型	62

附录 D 无粘结预应力筋张拉记录表	66
本规程用词说明	68
条文说明	69

1 总 则

1.0.1 为了在无粘结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 本规程适用于工业与民用建筑和一般构筑物中采用的无粘结预应力混凝土结构的设计、施工及验收。采用的无粘结预应力筋系指埋置在混凝土构件中者或体外束。

1.0.3 无粘结预应力混凝土结构应根据建筑功能要求和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，严格执行质量检查与验收制度。

1.0.4 无粘结预应力混凝土结构的设计使用年限应按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 确定，其设计与施工除应符合本规程外，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规程》JGJ 140 执行，并应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 无粘结预应力筋 unbonded tendon

采用专用防腐润滑油脂和塑料涂包的单根预应力钢绞线，其与被施加预应力的混凝土之间可保持相对滑动。

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

在一个方向或两个方向配置主要受力无粘结预应力筋的预应力混凝土结构。

2.1.3 体外束 external tendon

布置在混凝土结构构件截面之外的后张预应力筋，仅在锚固区及转向块处与构件相连接。无粘结体外束可由单根无粘结预应力筋制成。

2.1.4 体外预应力 external prestressing

由布置在混凝土构件截面之外的后张预应力筋产生的预应力。

2.1.5 转向块 deviator

在腹板、翼缘或腹板翼缘交接处设置的混凝土或钢支承块，与梁段整体浇筑或具有可靠连接，以控制体外束的几何形状或提供变化体外束方向的手段，并将预加力传至结构。

2.1.6 鞍座 saddle

在转向块处传递预应力荷载的局部支承件，是转向块的组成部分。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

B ——受弯构件的截面刚度；
 E_c ——混凝土弹性模量；
 E_p ——无粘结预应力筋弹性模量；
 E_s ——非预应力钢筋弹性模量；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；
 f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度；
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
 f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值；
 f_{ptk} ——无粘结预应力筋抗拉强度标准值；
 f_y ——非预应力钢筋抗拉强度设计值；
 f_{yv} ——锚栓抗拉强度设计值。

2.2.2 作用、作用效应及承载力

M ——弯矩设计值；
 M_k 、 M_q ——按荷载的标准组合、准永久组合计算的弯矩值；
 M_{cr} ——受弯构件正截面开裂弯矩值；
 M_u ——构件正截面受弯承载力设计值；
 N_p ——无粘结预应力筋及非预应力钢筋的合力；
 N_{pe} ——无粘结预应力筋的总有效预加力；
 V ——剪力设计值；
 F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值；
 σ_{con} ——无粘结预应力筋的张拉控制应力；
 σ_{pc} ——由预加应力产生的混凝土法向应力；
 σ_{pe} ——无粘结预应力筋的有效预应力；
 σ_{pu} ——在正截面承载力计算中无粘结预应力筋的应力设计值；
 σ_l ——无粘结预应力筋在相应阶段的预应力损失值；
 w_{max} ——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

- A ——构件截面面积；
 A_n ——构件净截面面积；
 A_p ——无粘结预应力筋截面面积；
 A_s ——非预应力钢筋截面面积；
 b ——截面宽度；
 b_d ——平托板的宽度；
 b_f 、 b'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘宽度；
 h ——截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 h_f 、 h'_f ——T形或I形截面受拉区、受压区的翼缘高度；
 h_p ——纵向受拉无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离；
 h_s ——纵向受拉非预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离；
 I_0 ——换算截面惯性矩；
 W ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；
 W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；
 u_m ——临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；
 x ——混凝土受压区高度。

2.2.4 计算系数及其他

- α_E ——无粘结预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量之比；
 ξ_0 ——综合配筋指标；
 γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数；
 ϵ_{apu} ——预应力筋-锚具组装件达到实测极限拉力时的总应变；
 n ——型钢剪力架相同伸臂的数目；

η_a ——预应力筋-锚具组装件静载试验测得的锚具效率系数；

κ ——考虑无粘结预应力筋壁每米长度局部偏差的摩擦系数；

μ ——摩擦系数；

ρ_p ——无粘结预应力筋配筋率；

ρ_s ——非预应力钢筋配筋率；

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数；

$\sigma_{ctk,lim}$ 、 $\sigma_{ctq,lim}$ ——荷载标准组合、准永久组合下的混凝土拉应力限值。

3 材料及锚具系统

3.1 混凝土及钢筋

3.1.1 无粘结预应力混凝土结构的混凝土强度等级，对于板不应低于 C30，对于梁及其他构件不应低于 C40。

3.1.2 制作无粘结预应力筋宜选用高强度低松弛预应力钢绞线，其性能应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 的规定。常用钢绞线的主要力学性能应按表 3.1.2 采用。

表 3.1.2 常用预应力钢绞线的主要力学性能

公称直径 d_n (mm)	抗拉强度标准值 f_{pk} (N/mm ²)	抗拉强度设计值 f_{py} (N/mm ²)	最大力总伸长率 ($l_0 \geq 500\text{mm}$) ϵ_{gt} (%)	公称截面面积 A_{pk} (mm ²)	理论重量 (g/m)	应力松弛性能	
						初始应力相当于抗拉强度标准值的百分数 (%)	1000h 后应力松弛率 r (%)
9.5	1720	1220	≥ 3.5	54.8	430	对所有规格	对所有规格
	1860	1320					
	1960	1390					
12.7	1720	1220		98.7	775	60	≤ 1.0
	1860	1320					
	1960	1390					
15.2	1570	1110		140	1101	70	≤ 2.5
	1670	1180					
	1720	1220					
	1860	1320				80	≤ 4.5
	1960	1390					
15.7	1770	1250		150	1178		
	1860	1320					

注：经供需双方同意也可采用表 3.1.2 所列规格及强度级别以外的预应力钢绞线制作无粘结预应力筋。

3.1.3 钢绞线弹性模量 E_s 应按 $1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 采用；必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

3.1.4 无粘结预应力筋用的钢绞线不应有死弯，当有死弯时应切断；无粘结预应力筋中的每根钢丝应是通长的，可保留生产工艺拉拔前的焊接头。

3.1.5 在无粘结预应力混凝土结构中，非预应力钢筋宜采用 HRB335 级、HRB400 级热轧带肋钢筋。

3.2 无粘结预应力筋

3.2.1 本规程所采用无粘结预应力筋的质量要求应符合现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG 161 及《无粘结预应力筋专用防腐润滑脂》JG 3007 的规定。

3.2.2 无粘结预应力筋外包层材料，应采用高密度聚乙烯，严禁使用聚氯乙烯。其性能应符合下列要求：

1 在 $-20 \sim +70^\circ\text{C}$ 温度范围内，低温不脆化，高温化学稳定性好；

2 必须具有足够的韧性、抗破损性；

3 对周围材料（如混凝土、钢材）无侵蚀作用；

4 防水性好。

3.2.3 无粘结预应力筋涂料层应采用专用防腐油脂，其性能应符合下列要求：

1 在 $-20 \sim +70^\circ\text{C}$ 温度范围内，不流淌，不裂缝，不变脆，并有一定韧性；

2 使用期内，化学稳定性好；

3 对周围材料（如混凝土、钢材和外包材料）无侵蚀作用；

4 不透水，不吸湿，防水性好；

5 防腐性能好；

6 润滑性能好，摩阻力小。

3.3 锚具系统

3.3.1 无粘结预应力筋-锚具组装件的锚固性能,应符合下列要求:

1 无粘结预应力筋所采用锚具的静载锚固性能,应同时符合下列要求:

$$\eta_a \geq 0.95 \quad (3.3.1-1)$$

$$\epsilon_{apu} \geq 2.0\% \quad (3.3.1-2)$$

式中 η_a ——预应力筋-锚具组装件静载试验测得的锚具效率系数;
 ϵ_{apu} ——预应力筋-锚具组装件静载试验达到实测极限拉力时的总应变。

锚具的效率系数可按下式计算:

$$\eta_a = \frac{F_{apu}}{\eta_p F_{pm}} \quad (3.3.1-3)$$

$$F_{pm} = f_{pm} A_p \quad (3.3.1-4)$$

式中 F_{apu} ——预应力筋-锚具组装件的实测极限拉力;
 F_{pm} ——按预应力钢材试件实测破断荷载平均值计算的预应力筋的实际平均极限抗拉力;
 η_p ——预应力筋的效率系数,预应力筋-锚具组装件中预应力钢材为 1~5 根时 $\eta_p = 1$, 6~12 根时 $\eta_p = 0.99$, 13~19 根时 $\eta_p = 0.98$, 20 根以上时 $\eta_p = 0.97$;
 f_{pm} ——组装件试验用预应力钢材的实测极限抗拉强度平均值;
 A_p ——预应力筋-锚具组装件中各根预应力钢材公称截面面积之和。

2 无粘结预应力筋-锚具组装件的疲劳锚固性能,应通过试验应力上限取预应力钢材抗拉强度标准值 f_{pk} 的 65%、疲劳应力幅度取 80N/mm^2 、循环次数为 200 万次的疲劳性能试验。

3.3.2 无粘结预应力筋锚具的选用，应根据无粘结预应力筋的品种，张拉力值及工程应用的环境类别选定。对常用的单根钢绞线无粘结预应力筋，其张拉端宜采用夹片锚具，即圆套筒式或垫板连体式夹片锚具；埋入式固定端宜采用挤压锚具或经预紧的垫板连体式夹片锚具。

注：夹片锚具的夹片、锚环及连体锚具所采用的材料由预应力锚具体系确定，但均应符合相关标准的规定。

3.3.3 夹片锚具系统张拉端可采用下列做法：

1 圆套筒锚具构造由锚环、夹片、承压板、螺旋筋组成（图 3.3.3a），该锚具一般宜采用凹进混凝土表面布置，当采用凸出混凝土表面布置时，应符合本规程第 4.2.6 条的有关规定；

2 采用垫板连体式夹片锚具凹进混凝土表面时，其构造由连体锚板、夹片、穴模、密封连接件及螺母、螺旋筋等组成（图 3.3.3b）。

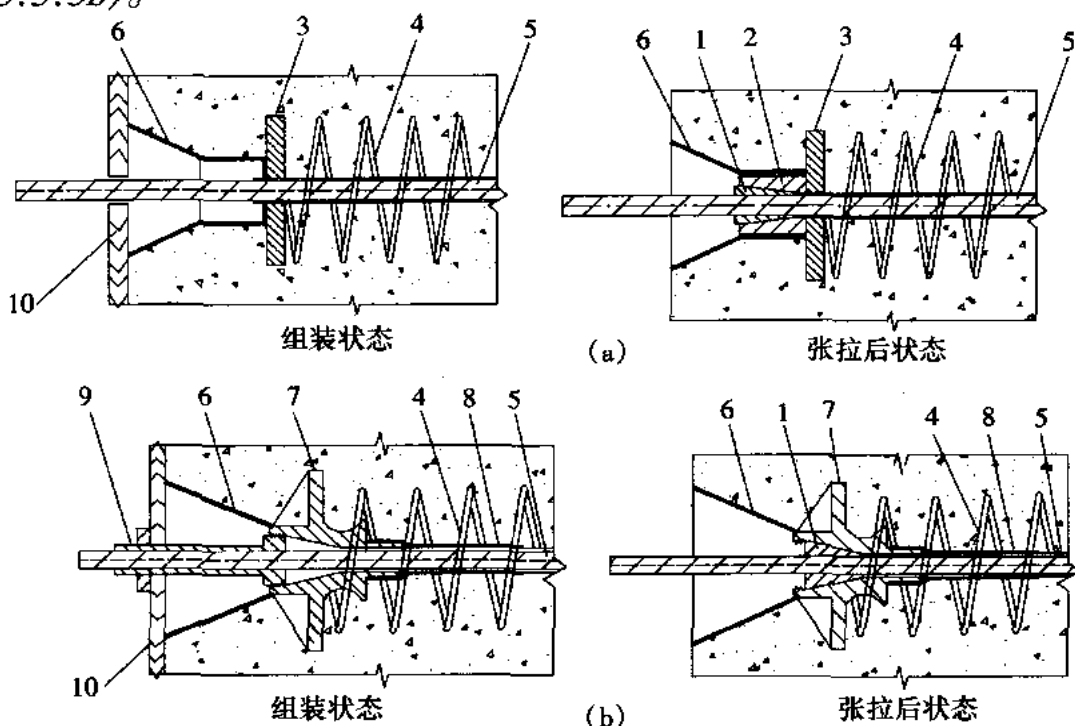


图 3.3.3 张拉端锚固系统构造

(a) 圆套筒锚具；(b) 垫板连体式锚具

1—夹片；2—锚环；3—承压板；4—螺旋筋；5—无粘结预应力筋；6—穴模；
7—连体锚板；8—塑料保护套；9—密封连接件及螺母；10—模板

3.3.4 当锚具系统固定端埋设在结构构件混凝土中时，可采用下列做法：

1 挤压锚具的构造由挤压锚具、承压板和螺旋筋组成（本规程图 4.2.4a）。挤压锚具应将套筒等组装在钢绞线端部经专用设备挤压而成，挤压锚具与承压板的连接应牢固；

2 垫板连体式夹片锚具的构造由连体锚板、夹片与螺旋筋等组成（本规程图 4.2.4b）。该锚具应预先用专用紧楔器以不低于 75% 预应力筋张拉力的顶紧力使夹片预紧，并安装带螺母外盖。

3.3.5 对夹片锚具系统，张拉端锚具变形和预应力筋内缩值，可按下列规定采用：有顶压时取 5mm，无顶压时取 6~8mm；锚具变形和预应力筋内缩值也可根据实测数据确定；单根无粘结预应力筋在构件端面上的水平和竖向排列最小间距不宜小于 60mm。

3.3.6 无粘结预应力筋锚具系统应按设计图纸的要求选用，其锚固性能的质量检验和合格验收应符合国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 及《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 的规定。

4 设计与施工的基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 无粘结预应力混凝土结构构件，除应根据使用条件进行承载力计算及变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算外，尚应按具体情况对施工阶段进行验算。

对无粘结预应力混凝土结构设计，应按照承载能力极限状态和正常使用极限状态进行荷载效应组合，并计入预应力荷载效应确定。对承载能力极限状态，当预应力效应对结构有利时，预应力分项系数应取 1.0；不利时应取 1.2。对正常使用极限状态，预应力分项系数应取 1.0。

4.1.2 无粘结预应力混凝土结构构件正截面的裂缝控制应符合下列规定：

1 一级：严格要求不出现裂缝的无粘结预应力混凝土构件，按荷载效应标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力（表 4.1.2）；

2 二级：一般要求不出现裂缝的构件，按荷载效应标准组合及按荷载效应准永久组合计算时，根据结构和环境类别构件受拉边缘混凝土的拉应力应符合表 4.1.2 的规定；

3 三级：允许出现裂缝的构件，按荷载效应标准组合并考虑长期作用影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 4.1.2 规定的最大裂缝宽度限值。

在做初步设计时，按表 4.1.2 所规定的裂缝控制等级要求，可采用本规程附录 A 名义拉应力方法估算受拉区纵向无粘结预应力筋的截面面积。

4.1.3 当无粘结预应力筋长度超过 30m 时，宜采取两端张拉；

当筋长超过 60m 时，宜采取分段张拉和锚固。

注：当有可靠的设计依据和工程经验时，无粘结预应力筋的长度可不受此限制。

**表 4.1.2 无粘结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 $\sigma_{ctk,lim}$ (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 $\sigma_{ctq,lim}$ (N/mm ²)
一类	连续梁、框架梁、偏心受压构件及一般构件	三级	
		0.2	—
	楼(屋面)板、预制屋面梁	二级	
		$\leq 1.0f_{tk}$	$\leq 0.4f_{tk}$
	轴心受拉构件	二级	
		$\leq 0.5f_{tk}$	$\leq 0.2f_{tk}$
二类	轴心受拉构件	二级	
		$\leq 0.3f_{tk}$	≤ 0
	基础板及其他构件	$\leq 1.0f_{tk}$	$\leq 0.2f_{tk}$
三类	结构构件	一级 ≤ 0	

注：1 一类、二类及三类环境类别的分类应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 第三章有关规定；

2 表中规定的裂缝控制等级，混凝土拉应力限值和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算，斜截面的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 的有关规定；

3 若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时，可不受本表的限制；

4 表中的混凝土拉应力限值及最大裂缝宽度限值仅用于验算荷载作用引起的混凝土拉应力及最大裂缝宽度。

4.1.4 无粘结预应力混凝土结构应具有整体稳定性，结构的局部破坏不应导致大范围倒塌。对无粘结预应力混凝土单向多跨连续梁、板，在设计中宜将无粘结预应力筋分段锚固，或增设中间锚固点。

4.1.5 直接承受动力荷载并需进行疲劳验算的无粘结预应力混凝土结构，其疲劳强度及构造应经过专门试验研究确定。

4.2 防火及防腐蚀

4.2.1 根据不同耐火极限的要求，无粘结预应力筋的混凝土保护层最小厚度应符合表 4.2.1-1 及表 4.2.1-2 的规定。

表 4.2.1-1 板的混凝土保护层最小厚度 (mm)

约束条件	耐 火 极 限 (h)			
	1	1.5	2	3
简支	25	30	40	55
连续	20	20	25	30

表 4.2.1-2 梁的混凝土保护层最小厚度 (mm)

约束条件	梁宽	耐 火 极 限 (h)			
		1	1.5	2	3
简支	$200 \leq b < 300$	45	50	65	采取特殊措施
简支	≥ 300	40	45	50	65
连续	$200 \leq b < 300$	40	40	45	50
连续	≥ 300	40	40	40	45
注：如耐火等级较高，当混凝土保护层厚度不能满足表列要求时，应使用防火涂料。					

4.2.2 锚固区的耐火极限应不低于结构本身的耐火极限。

4.2.3 在无粘结预应力混凝土结构的混凝土中不得掺用氯盐。在混凝土施工中，包括外加剂在内的混凝土或砂浆各组成材料中，氯离子总含量以水泥用量的百分率计，不得超过 0.06%。

4.2.4 在预应力筋全长上及锚具与连接套管的连接部位，外包

材料均应连续、封闭且能防水。在一类、二类及三类环境条件下，锚固区的保护措施应符合第 4.2.5 条及第 4.2.6 条的有关规定；对处于二类、三类环境条件下的无粘结预应力锚固系统，尚应符合第 4.2.7 条的规定（图 4.2.4）。

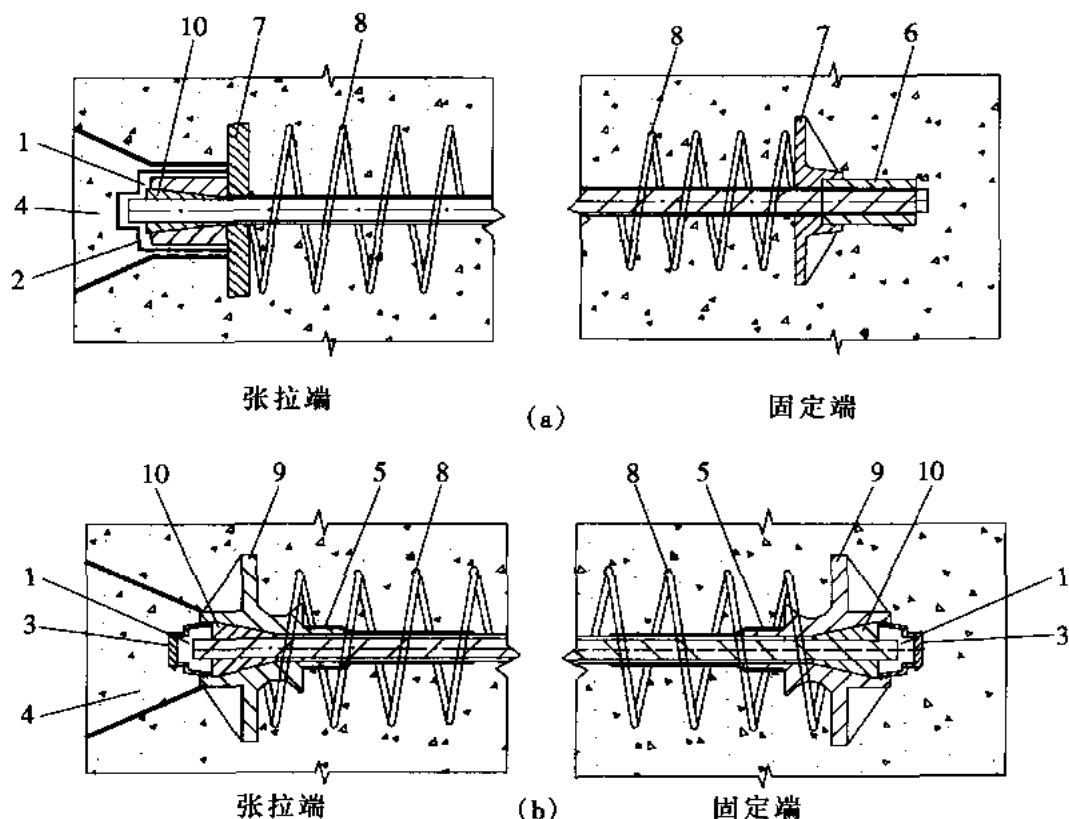


图 4.2.4 锚固区保护措施

(a) 保护做法之一（一类环境）；(b) 保护做法之二（二类、三类环境）

1—涂专用防腐油脂或环氧树脂；2—塑料帽；3—密封盖；

4—微膨胀混凝土或专用密封砂浆；5—塑料密封套；6—挤压锚具；

7—承压板；8—螺旋筋；9—连体锚板；10—夹片

4.2.5 无粘结预应力筋张拉完毕后，应及时对锚固区进行保护。当锚具采用凹进混凝土表面布置时，宜先切除外露无粘结预应力筋多余长度，在夹片及无粘结预应力筋端头外露部分应涂专用防腐油脂或环氧树脂，并罩帽盖进行封闭，该防护帽与锚具应可靠连接；然后应采用后浇微膨胀混凝土或专用密封砂浆进行封闭。

4.2.6 锚固区也可用后浇的钢筋混凝土外包圈梁进行封闭，但

外包圈梁不宜突出在外墙面以外。当锚具凸出混凝土表面布置时，锚具的混凝土保护层厚度不应小于 50mm；外露预应力筋的混凝土保护层厚度要求：处于一类室内正常环境时，不应小于 30mm；处于二类、三类易受腐蚀环境时，不应小于 50mm。

对不能使用混凝土或砂浆包裹层的部位，应对无粘结预应力筋的锚具全部涂以与无粘结预应力筋涂料层相同的防腐油脂，并用具有可靠防腐和防火性能的保护罩将锚具全部密闭。

4.2.7 对处于二类、三类环境条件下的无粘结预应力锚固系统，应采用连续封闭的防腐蚀体系，并符合下列规定：

1 锚固端应为预应力钢材提供全封闭防水设计；

2 无粘结预应力筋与锚具部件的连接及其他部件间的连接，应采用密封装置或采取封闭措施，使无粘结预应力锚固系统处于全封闭保护状态；

3 连接部位在 10kPa 静水压力（约 1.0m 水头）下应保持不透水；

4 如设计对无粘结预应力筋与锚具系统有电绝缘防腐蚀要求，可采用塑料等绝缘材料对锚具系统进行表面处理，以形成整体电绝缘。

4.2.8 本规程中对材料及设计施工质量有具体限值或允许偏差要求时，其检查数量、检验方法应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定。

5 设计计算与构造

5.1 一般规定

5.1.1 一般民用建筑采用的无粘结预应力混凝土梁板结构，其跨高比可按表 5.1.1 的规定采用。

表 5.1.1 无粘结预应力混凝土梁板结构的跨高比选用范围

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	

注：1 外挑的悬臂板，其跨高比不宜大于 15；

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

3 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 倍；

4 无粘结预应力混凝土用于工业建筑（含仓库）或荷载较大的梁板时，表中所列跨高比宜按荷载情况适当减小；

5 当有工程实践经验并经验算符合设计要求时，表中跨高比可适当放宽。

5.1.2 当采用荷载平衡法估算无粘结预应力筋时，对一般民用建筑，平衡荷载值可取恒载标准值或恒载标准值加不超过 50%

的活荷载标准值。柱网尺寸各向不等时，平衡荷载值各向可取不同值。

由预加应力对结构产生的内力和变形，可用等效荷载法进行计算。

5.1.3 无粘结预应力筋的有效预应力 σ_{pe} 应按下列公式计算：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sum_{n=1}^5 \sigma_{ln} \quad (5.1.3)$$

式中 σ_{con} ——无粘结预应力筋张拉控制应力；

σ_{ln} ——第 n 项预应力损失值。

预应力损失值应取下列五项：

1 张拉端锚具变形和无粘结预应力筋内缩 σ_{l1} ；

2 无粘结预应力筋的摩擦 σ_{l2} ；

3 无粘结预应力筋的应力松弛 σ_{l4} ；

4 混凝土的收缩和徐变 σ_{l5} ；

5 采用分批张拉时，张拉后批无粘结预应力筋所产生的混凝土弹性压缩损失。

无粘结预应力筋的总损失设计取值不应小于 80N/mm^2 。

5.1.4 无粘结预应力直线筋由于锚具变形和无粘结预应力筋内缩引起的预应力损失 σ_{l1} (N/mm^2) 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_p \quad (5.1.4)$$

式中 a ——张拉端锚具变形和无粘结预应力筋内缩值(mm)，按本规程第 3.3.5 条采用；

l ——张拉端至锚固端之间的距离 (mm)；

E_p ——无粘结预应力筋弹性模量 (N/mm^2)。

5.1.5 无粘结预应力曲线筋或折线筋由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ，应根据无粘结预应力曲线筋或折线筋与护套壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的无粘结预应力筋变形值等于锚具变形和预应力筋内缩值的条件确定，反向摩擦系数可按本规程表 5.1.6 中数值取用。

常用束形的无粘结预应力筋在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按本规程附录 B 计算。

注：当有可靠依据时，也可采用其他方法计算由于锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 。

5.1.6 无粘结预应力筋与护套壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{l2} (N/mm^2) (图 5.1.6)，可按下列公式计算：

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} \left(1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}} \right) \quad (5.1.6-1)$$

当 $\kappa x + \mu \theta$ 不大于 0.2 时， σ_{l2} 可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{\text{con}} \quad (5.1.6-2)$$

式中 κ ——考虑无粘结预应力筋护套壁(每米)局部偏差对摩擦的影响系数，按表 5.1.6 采用；

μ ——无粘结预应力筋与护套壁之间的摩擦系数，按表 5.1.6 采用；

x ——从张拉端至计算截面的曲线长度 (m)，亦可近似取曲线在纵轴上的投影长度；

θ ——从张拉端至计算截面曲线部分切线夹角 (rad) 的总和。

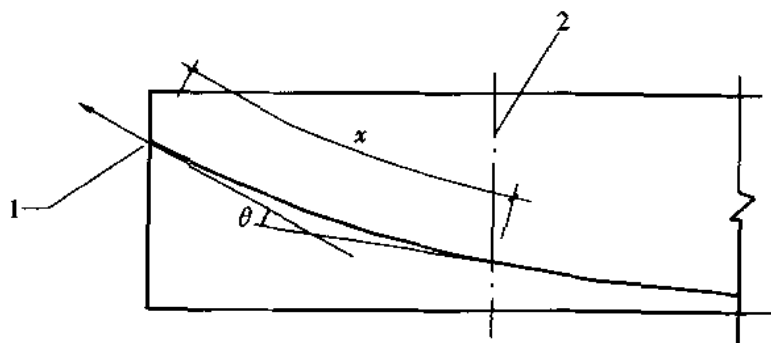


图 5.1.6 预应力摩擦损失计算

1—张拉端；2—计算截面

表 5.1.6 无粘结预应力筋的摩擦系数

钢绞线公称直径 d_n (mm)	κ	μ
9.5、12.7、15.2、15.7	0.004	0.09

注：表中系数也可根据实测数据确定。

5.1.7 低松弛级无粘结预应力筋由于应力松弛引起的预应力损失值 σ_{l4} (N/mm^2) 可按下列公式计算:

1 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7f_{\text{ptk}}$ 时

$$\sigma_{l4} = 0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (5.1.7-1)$$

2 当 $0.7f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8f_{\text{ptk}}$ 时

$$\sigma_{l4} = 0.20 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (5.1.7-2)$$

3 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.5f_{\text{ptk}}$ 时, 无粘结预应力筋的应力松弛损失值可取为零。

5.1.8 对一般情况, 混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区纵向无粘结预应力筋的预应力损失值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} (N/mm^2) 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho} \quad (5.1.8-1)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma'_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho'} \quad (5.1.8-2)$$

式中 σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——受拉区、受压区无粘结预应力筋合力点处混凝土法向压应力;

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区无粘结预应力筋和非预应力钢筋的配筋率: $\rho = (A_p + A_s) / A_n$, $\rho' = (A'_p + A'_s) / A_n$; 对于对称配置预应力筋和非预应力钢筋的构件, 配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

计算无粘结预应力筋合力点处混凝土法向压应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前 (第一批) 的损失 σ_{l1} 与 σ_{l2} 之和; σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{\text{cu}}$; 当 σ'_{pc} 为拉应力时, 公式

(5.1.8-2) 中的 σ'_{pc} 应取为零；计算混凝土法向应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响。

对处于年平均相对湿度低于 40% 干燥环境的结构， σ_{ls} 及 σ'_{ls} 值应增加 30%。

5.1.9 无粘结预应力筋采用分批张拉时，应考虑后批张拉筋所产生的混凝土弹性压缩（或伸长）对先批张拉筋的影响，将先批张拉筋的张拉控制应力值 σ_{con} 增加（或减小） $\alpha_E \sigma_{pci}$ 。此处， α_E 为无粘结预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量之比， σ_{pci} 为后批张拉筋在先批张拉筋重心处产生的混凝土法向应力。对无粘结预应力平板，为考虑后批张拉筋所产生的混凝土弹性压缩对先批张拉筋的影响，可将张拉应力值 σ_{con} 增加 $0.5\alpha_E \sigma_{pc}$ 。

5.1.10 平均预压应力指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。对无粘结预应力混凝土平板，混凝土平均预压应力不宜小于 1.0N/mm^2 ，也不宜大于 3.5N/mm^2 。

注：1 若施加预应力仅为了满足构件的允许挠度时，可不受平均预压应力最小值的限制；

2 当张拉长度较短，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。

5.1.11 对采用钢绞线作无粘结预应力筋的受弯构件，在进行正截面承载力计算时，无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 宜按下列公式计算：

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (5.1.11-1)$$

$$\Delta\sigma_p = (240 - 335\xi_0) \left(0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0} \right) \quad (5.1.11-2)$$

$$\xi_0 = \frac{\sigma_{pe} A_p + f_y A_s}{f_c b h_p} \quad (5.1.11-3)$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pe} \leq \sigma_{pu} \leq f_{py} \quad (5.1.11-4)$$

式中 σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋中的有效预应力 (N/mm^2)；

$\Delta\sigma_p$ ——无粘结预应力筋中的应力增量 (N/mm^2);

ξ_0 ——综合配筋指标, 不宜大于 0.4;

l_0 ——受弯构件计算跨度;

h ——受弯构件截面高度;

h_p ——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离。

对翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件, 当受压区高度大于翼缘高度时, 综合配筋指标 ξ_0 可按下列式计算:

$$\xi_0 = \frac{\sigma_{pe}A_p + f_yA_s - f_c(b'_f - b)h'_f}{f_cbh_p}$$

此处, h'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘高度; b'_f 为 T 形、I 形截面受压区的翼缘计算宽度, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定执行。

5.1.12 后张法无粘结预应力混凝土超静定结构, 在进行正截面受弯承载力计算及抗裂验算时, 在弯矩设计值中次弯矩应参与组合; 在进行斜截面受剪承载力计算及抗裂验算时, 在剪力设计值中次剪力应参与组合。次弯矩、次剪力及其参与组合的计算应符合下列规定:

1 按弹性分析计算时, 次弯矩 M_2 宜按下列公式计算:

$$M_2 = M_r - M_1 \quad (5.1.12-1)$$

$$M_1 = N_p e_{pn} \quad (5.1.12-2)$$

$$N_p = \sigma_{pe}A_p + \sigma'_{pe}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s \quad (5.1.12-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe}A_p y_{pn} - \sigma'_{pe}A'_p y'_{pn} - \sigma_{l5}A_s y_{sn} + \sigma'_{l5}A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe}A_p + \sigma'_{pe}A'_p - \sigma_{l5}A_s - \sigma'_{l5}A'_s} \quad (5.1.12-4)$$

式中 N_p ——无粘结预应力筋及非预应力钢筋的合力;

e_{pn} ——净截面重心至无粘结预应力筋及非预应力钢筋合力点的距离;

M_r ——由预加力 N_p 的等效荷载在结构构件截面上产生的弯矩值;

- M_1 ——预加力 N_p 对净截面重心偏心引起的弯矩值；
- σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区无粘结预应力筋有效预应力；
- A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向无粘结预应力筋的截面面积；
- A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；
- σ_{ls} 、 σ'_{ls} ——受拉区、受压区无粘结预应力筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按本规程第 5.1.5 条的规定计算；
- y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力合力点至净截面重心的距离；
- y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区的非预应力钢筋重心至净截面重心的距离。

次剪力宜根据结构构件各截面次弯矩分布按结构力学方法计算。

注：当公式 (5.1.12-3)、(5.1.12-4) 中的 $A'_p = 0$ 时，可取式中 $\sigma'_{ls} = 0$ 。

2 在对截面进行受弯及受剪承载力计算时，当参与组合的次弯矩、次剪力对结构不利时，预应力分项系数应取 1.2；有利时应取 1.0。

3 在对截面进行受弯及受剪的抗裂验算时，参与组合的次弯矩和次剪力的预应力分项系数应取 1.0。

5.1.13 无粘结预应力混凝土构件的锚头局压区，应验算局部受压承载力。在锚具的局部受压计算中，压力设计值应取 1.2 倍张拉控制应力和 f_{ptk} 中的较大值进行计算， f_{ptk} 为无粘结预应力筋的抗拉强度标准值。

5.1.14 在矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面的无粘结预应力混凝土受弯构件中，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 w_{max} (mm)，可按下列公式计算：

$$w_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (5.1.14-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (5.1.14-2)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (5.1.14-3)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (5.1.14-4)$$

- 式中 α_{cr} ——构件受力特征系数，对受弯，取 $\alpha_{cr} = 1.7$ ；
- ψ ——裂缝间纵向受拉非预应力钢筋应变不均匀系数：
当 $\psi < 0.4$ 时，取 $\psi = 0.4$ ；当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；
- σ_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的无粘结预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力，按本规程第 5.1.15 条计算；
- c ——最外层纵向受拉非预应力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 $c = 65$ ；
- ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉非预应力钢筋配筋率；在最大裂缝宽度计算中，当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；
- A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积，对受弯构件， $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ ，此处， b_f 、 h_f 为受拉翼缘的宽度、高度；
- A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积；
- d_{eq} ——受拉区纵向受拉非预应力钢筋的等效直径 (mm)；
- d_i ——受拉区第 i 种纵向受拉非预应力钢筋的公称直径 (mm)；
- n_i ——受拉区第 i 种纵向受拉非预应力钢筋的根数；
- v_i ——受拉区第 i 种纵向受拉非预应力钢筋的相对粘结特性系数，对光面钢筋，取 $v_i = 0.7$ ；对带肋钢

筋, 取 $\nu_i = 1.0$ 。

5.1.15 在荷载效应的标准组合下, 无粘结预应力混凝土受弯构件纵向受拉钢筋等效应力 σ_{sk} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - 0.75M_{cr}}{0.87h_0(0.3A_p + A_s)} \quad (5.1.15-1)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (5.1.15-2)$$

式中 A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积;

A_p ——受拉区纵向无粘结预应力筋截面面积;

M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩值;

M_2 ——后张法无粘结预应力混凝土超静定结构构件中的次弯矩, 按本规程第 5.1.12 条的规定确定;

M_{cr} ——受弯构件的正截面开裂弯矩值;

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

γ ——无粘结预应力混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。

注: 在公式 (5.1.15-1) 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。

5.1.16 矩形、T 形、倒 T 形和 I 形截面无粘结预应力混凝土受弯构件的刚度 B , 可按下列公式计算:

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (5.1.16)$$

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

M_q ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩, 取计算区段内的最大弯矩值;

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数, 取 2.0;

B_s ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度,

按本规程第 5.1.17 条的公式计算。

5.1.17 在荷载效应的标准组合作用下, 无粘结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

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (5.1.17-1)$$

2 允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{k_{cr} + (1 - k_{cr}) \omega} \quad (5.1.17-2)$$

$$k_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (5.1.17-3)$$

$$\omega = \left(1.0 + 0.8\lambda + \frac{0.21}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45\gamma_f) \quad (5.1.17-4)$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \quad (5.1.17-5)$$

式中 I_0 ——换算截面惯性矩;

α_E ——无粘结预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率, 取 $\rho = (A_p + A_s)/(bh_0)$;

λ ——无粘结预应力筋配筋指标与综合配筋指标的比值,

$$\text{取 } \lambda = \frac{\sigma_{pe} A_p}{\sigma_{pe} A_p + f_y A_s};$$

M_{cr} ——受弯构件的正截面开裂弯矩值;

γ_f ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

b_f 、 h_f ——受拉翼缘的宽度、高度;

k_{cr} ——无粘结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 $k_{cr} = 1.0$ 。

注: 对预压时预拉区出现裂缝的构件, B_s 应降低 10%。

5.1.18 无粘结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，无粘结预应力筋中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。

5.1.19 在设计中宜根据结构类型、预应力构件类别和工程经验，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 将抗侧力构件布置在结构位移中心不动点附近；采用相对细长的柔性柱子；

2 板的长度超过60m时，可采用后浇带或临时施工缝对结构分段施加预应力；

3 将梁和支承柱之间的节点设计成在张拉过程中可产生无约束滑动的滑动支座；

4 当未能按上述措施考虑柱和墙对梁、板的侧向约束影响时，在柱、墙中可配置附加钢筋承担约束作用产生的附加弯矩，同时应考虑约束作用对梁、板中有效预应力的影响。

5.1.20 在无粘结预应力混凝土现浇板、梁中，为防止由温度、收缩应力产生的裂缝，应按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010有关要求适当配置温度、收缩及构造钢筋。

5.2 单向体系

5.2.1 无粘结预应力混凝土受弯构件受拉区非预应力纵向受力钢筋的配置，应符合下列规定：

1 单向板非预应力纵向受力钢筋的截面面积 A_s 应符合下式规定：

$$A_s \geq 0.0025bh \quad (5.2.1-1)$$

式中 b ——截面宽度；

h ——截面高度。

且非预应力纵向受力钢筋直径不应小于 8mm，其间距不应大于 200mm。

注：当空心板截面换算为 I 字形截面计算时，配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b'_f - b) h'_f$ 后的截面面积计算。

2 梁中受拉区配置的非预应力纵向受力钢筋的最小截面面积 A_s 应符合下列规定：

$$\frac{f_y A_s h_s}{f_y A_s h_s + \sigma_{pu} A_p h_p} \geq 0.25 \quad (5.2.1-2)$$

$$\text{或} \quad A_s \geq 0.003bh \quad (5.2.1-3)$$

取以上两式计算结果的较大者。钢筋直径不应小于 14mm。

按式 (5.2.1-1) ~ (5.2.1-3) 要求的非预应力纵向受力钢筋，应均匀分布在梁的受拉区，并靠近受拉边缘。非预应力纵向受力钢筋长度应符合有关规范锚固长度或延伸长度的要求。

5.2.2 无粘结预应力混凝土受弯构件的正截面受弯承载力设计值应符合下列要求：

$$M_u \geq M_{cr} \quad (5.2.2)$$

式中 M_u ——构件正截面受弯承载力设计值；

M_{cr} ——构件正截面开裂弯矩值。

5.2.3 无粘结预应力混凝土受弯构件的斜截面受剪承载力应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定执行，但无粘结预应力弯起筋的应力设计值应取有效预应力值。

5.2.4 无粘结预应力筋的最大间距可取板厚度的 6 倍，且不宜大于 1.0m。

5.2.5 在主梁、次梁和密肋板中，必须配置无粘结预应力筋的支撑钢筋。对于 2~4 根无粘结预应力筋组成的集束预应力筋，支撑钢筋的直径不宜小于 10mm，对于 5 根或更多无粘结预应力筋组成的集束预应力筋，其直径不宜小于 12mm，间距均不宜大于 1.0m；用于支撑平板中单根无粘结预应力筋的支撑钢筋，间距不宜大于 2.0m。支撑钢筋可采用 HPB235 级钢筋或 HRB335 级

钢筋。

5.3 双向体系

5.3.1 无粘结预应力混凝土板柱结构的计算，应按板的纵横两个方向进行，且在计算中每个方向均应取全部作用荷载。

对于垂直荷载作用下的矩形柱网无粘结预应力混凝土板柱结构，当按等代框架法进行内力计算时，等代框架梁的梁宽可取柱两侧半跨之和；在等代框架法中，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，等效柱的刚度计算可按本规程附录 C 规定的方法进行。

对柱网不规则的平板、井式梁板、密肋板、承受大集中荷载和大开孔的板，宜采用有限单元法进行计算。

5.3.2 在水平荷载作用下的矩形柱网无粘结预应力混凝土板柱结构，按等代框架法进行内力计算时，等代梁的板宽取值应符合第 5.3.3 条的规定。水平荷载产生的内力，应组合到柱上板带上。

5.3.3 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：

$$b_y = \frac{1}{2}(l_x + b_d) \quad (5.3.3-1)$$

$$b_y = \frac{3}{4}l_y \quad (5.3.3-2)$$

式中 b_y —— y 向等代框架梁的计算宽度；

l_x 、 l_y ——等代梁的计算跨度；

b_d ——平托板或柱帽的有效宽度。

5.3.4 对于板柱结构实心双向平板，非预应力纵向受力钢筋最小截面面积及其分布应符合下列规定：

1 负弯矩区非预应力纵向受力钢筋。在柱边的负弯矩区，每一方向上非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geq 0.00075hl \quad (5.3.4-1)$$

式中 l ——平行于计算纵向受力钢筋方向上板的跨度；

h ——板的厚度。

由上式确定的非预应力纵向钢筋，应分布在各离柱边 $1.5h$ 的板宽范围内。每一方向至少应设置 4 根直径不小于 16mm 的钢筋。非预应力纵向钢筋间距不应大于 300mm，外伸出柱边长度至少为支座每一边净跨的 $1/6$ 。在承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其外伸长度应按计算确定，并应符合有关规范对锚固长度的规定。

2 正弯矩区非预应力纵向受力钢筋。在正弯矩区每一方向上的非预应力纵向受力钢筋的截面面积应符合下列规定：

$$A_s \geq 0.0025bh \quad (5.3.4-2)$$

且钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。

非预应力纵向钢筋应均匀分布在板的受拉区内，并应靠近受拉边缘布置。在承载力计算中考虑非预应力纵向钢筋的作用时，其长度应符合有关规范对锚固长度的规定。

3 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或设置钢筋混凝土边梁。暗圈梁的纵向钢筋直径不应小于 12mm，且不应少于 4 根；箍筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm。

5.3.5 现浇板柱节点形式及构造设计应符合下列要求：

1 无粘结预应力筋和按第 5.3.4 条规定配置的非预应力纵向钢筋应正交穿过板柱节点。每一方向穿过柱子的无粘结预应力筋不应少于 2 根。

2 如需增强板柱节点的冲切承载力，可采用以下方法：

1) 采用平托板将板柱节点附近板的厚度局部加厚（图 5.3.5a）或加柱帽，平托板长度和厚度，以及柱帽尺寸和厚度按受冲切承载力要求确定；

2) 可采用穿过柱截面布置于板内的暗梁，暗梁由抗剪箍筋与纵向钢筋构成（图 5.3.5b）；此时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) 当采用互相垂直并通过柱子截面的型钢, 如工字钢, 槽钢焊接而成的型钢剪力架时 (图 5.3.5c), 应按第 5.3.8 条进行设计; 对配置抗冲切锚栓的板柱节点, 应符合第 5.3.7 条的设计规定 (图 5.3.7-1)。

3 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; 若采用箍筋、锚栓、弯起钢筋或剪力架加强节点的受冲切承载能力时, 其宽度不应小于加固件的延伸长度。

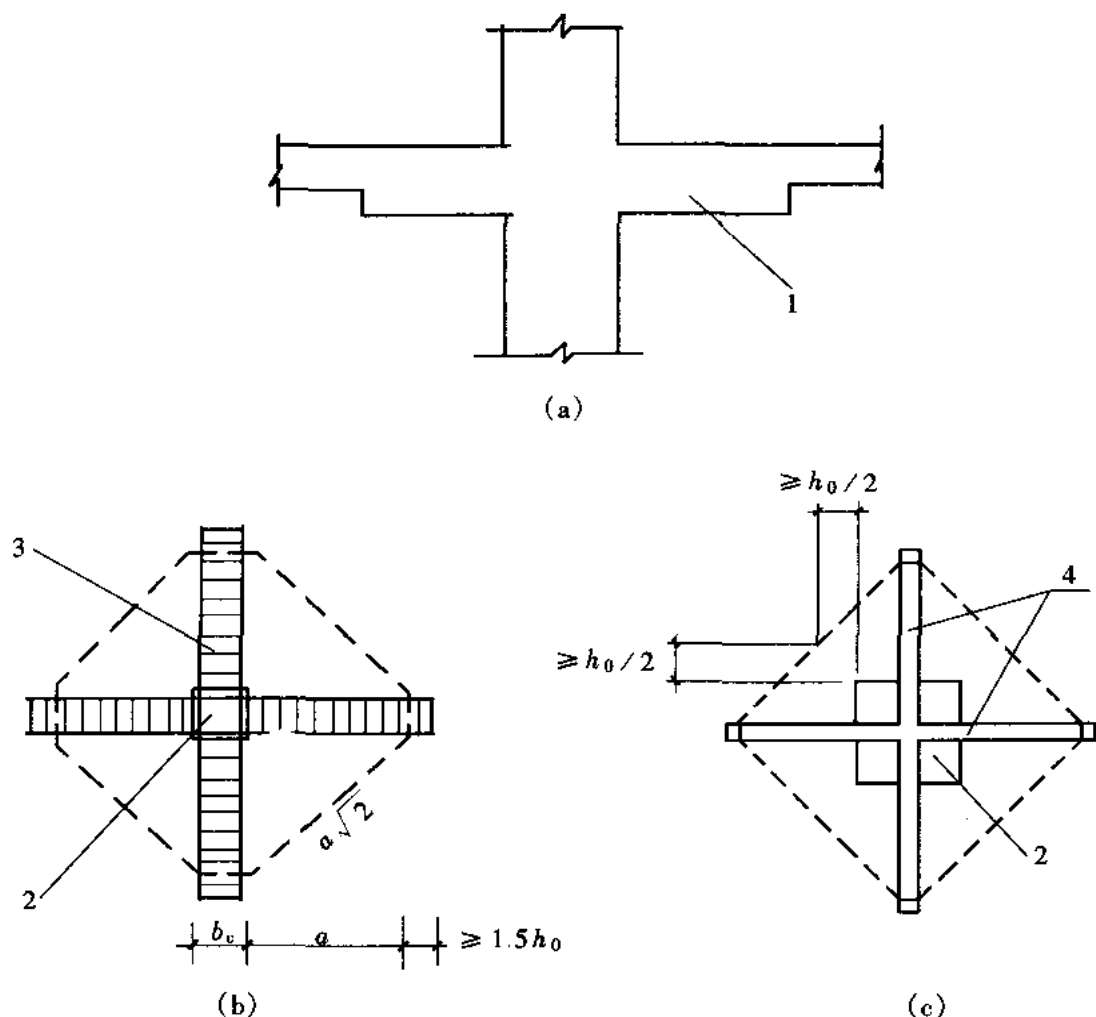


图 5.3.5 节点形式及构造

(a) 局部加厚板; (b) 暗梁; (c) 型钢剪力架

1—局部加厚板; 2—柱; 3—抗剪箍筋; 4—工字钢或槽钢

5.3.6 在局部荷载或集中反力作用下, 对配置或不配置箍筋和

弯起钢筋的无粘结预应力混凝土板的受冲切承载力计算，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定执行。

5.3.7 板柱结构在竖向荷载、水平荷载作用下，当板柱节点的受冲切承载力不满足公式 (5.3.7-1) 的要求且板厚受到限制时，可在板中配置抗冲切锚栓 (图 5.3.7-1)。

$$F_{l,eq} = (0.7f_t + 0.15\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 \quad (5.3.7-1)$$

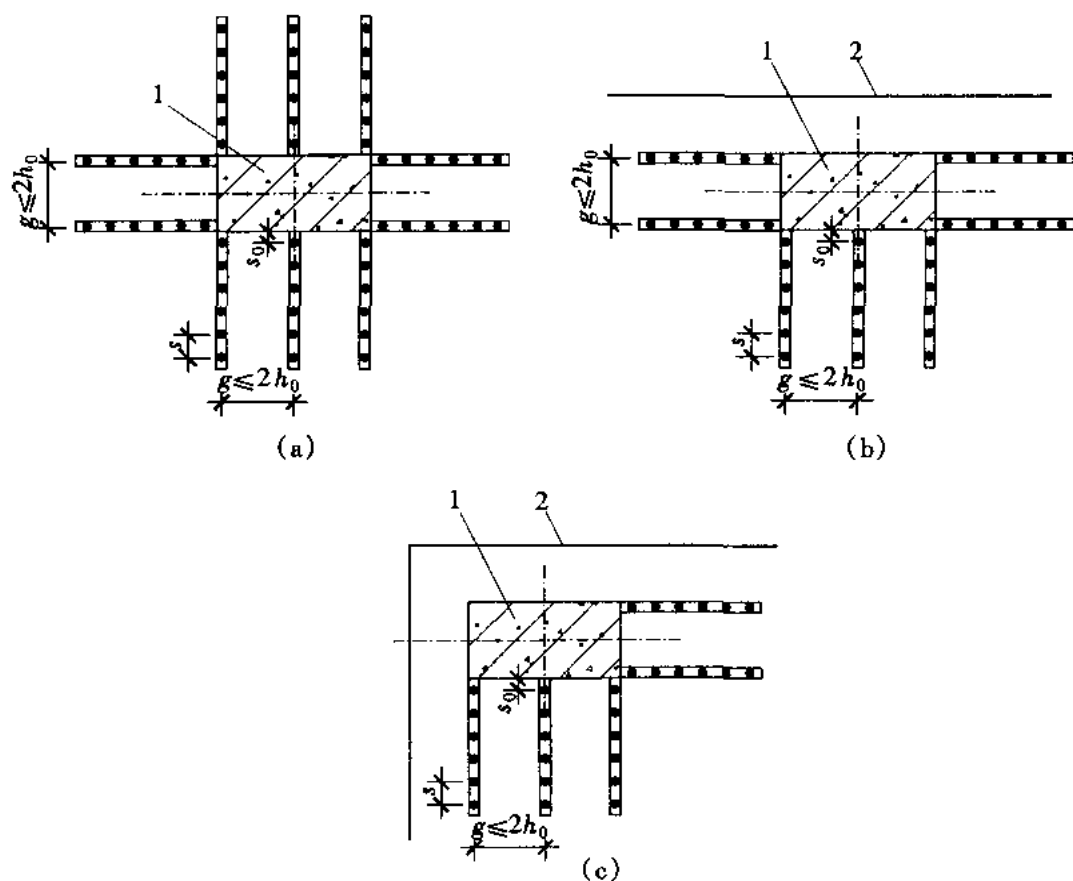


图 5.3.7-1 矩形柱抗冲切锚栓排列

(a) 内柱；(b) 边柱；(c) 角柱

1—柱；2—板边

公式 (5.3.7-1) 中的系数 η ，应按下列两个公式计算，并取其中较小值：

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (5.3.7-2)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (5.3.7-3)$$

式中 $F_{l,eq}$ ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值。当无不平衡弯矩时，对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值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，取 $F_{l,eq} = F_l$ ；当有不平均弯矩时，应符合本规程第 5.3.10 条的规定；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

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

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

h_0 ——截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数；

η_2 ——临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数；

β_s ——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值， β_s 不宜大于 4；当 $\beta_s < 2$ 时，取 $\beta_s = 2$ ；当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$ ；

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

配置锚栓的无粘结预应力混凝土板，其受冲切承载力及锚栓构造应符合下列规定：

1 受冲切截面应符合下列条件：

$$F_{l,eq} \leq 1.05 f_t \eta u_m h_0 \quad (5.3.7-4)$$

2 受冲切承载力应按下列公式计算：

$$F_{l,eq} \leq (0.35f_t + 0.15\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 + 0.9 \frac{h_0}{s} f_{yv} A_{sv} \quad (5.3.7-5)$$

式中 s ——锚栓间距；

f_{yv} ——锚栓抗拉强度设计值，不应大于 300N/mm^2 ；

A_{sv} ——与柱面距离相等围绕柱一圈内锚栓的截面面积。

3 对配置抗冲切锚栓的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按下列要求进行受冲切承载力验算：

$$F_{l,eq} \leq (0.7f_t + 0.15\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 \quad (5.3.7-6)$$

此时， u_m 应取距最外一排锚栓周边 $h_0/2$ 处的最不利周长。

4 在混凝土板中配置锚栓，应符合下列构造要求：

1) 混凝土板的厚度不应小于 150mm ；

2) 锚栓的锚头可采用方形或圆形板，其面积不小于锚杆截面面积的 10 倍；

3) 锚头板和底部钢条板的厚度不小于 $0.5d$ ，钢条板的宽度不小于 $2.5d$ ， d 为锚杆的直径（图 5.3.7-2a）；

4) 里圈锚栓与柱面之间的距离 s_0 应符合下列规定：

$$50\text{mm} \leq s_0 \leq 0.35h_0$$

5) 锚栓圈与圈之间的径向距离 $s \leq 0.5h_0$ ；

6) 按计算所需的锚栓应配置在与 45° 冲切破坏锥面相交的范围内，且从柱截面边缘向外的分布长度不应小于 $1.5h_0$ （图 5.3.7-2b）；

7) 锚栓的最小混凝土保护层厚度与纵向受力钢筋相同；锚栓的混凝土保护层不应超过最小保护层厚度与纵向受力钢筋直径之半的和（图 5.3.7-2c）。

5.3.8 型钢剪力架的设计应符合下列规定：

1 型钢剪力架的型钢高度不应大于其腹板厚度的 70 倍；剪力架每个伸臂末端可削成与水平呈 $30^\circ \sim 60^\circ$ 的斜角；型钢的全部受压翼缘应位于距混凝土板的受压边缘 $0.3h_0$ 范围内；

2 型钢剪力架每个伸臂的刚度与混凝土组合板换算截面刚

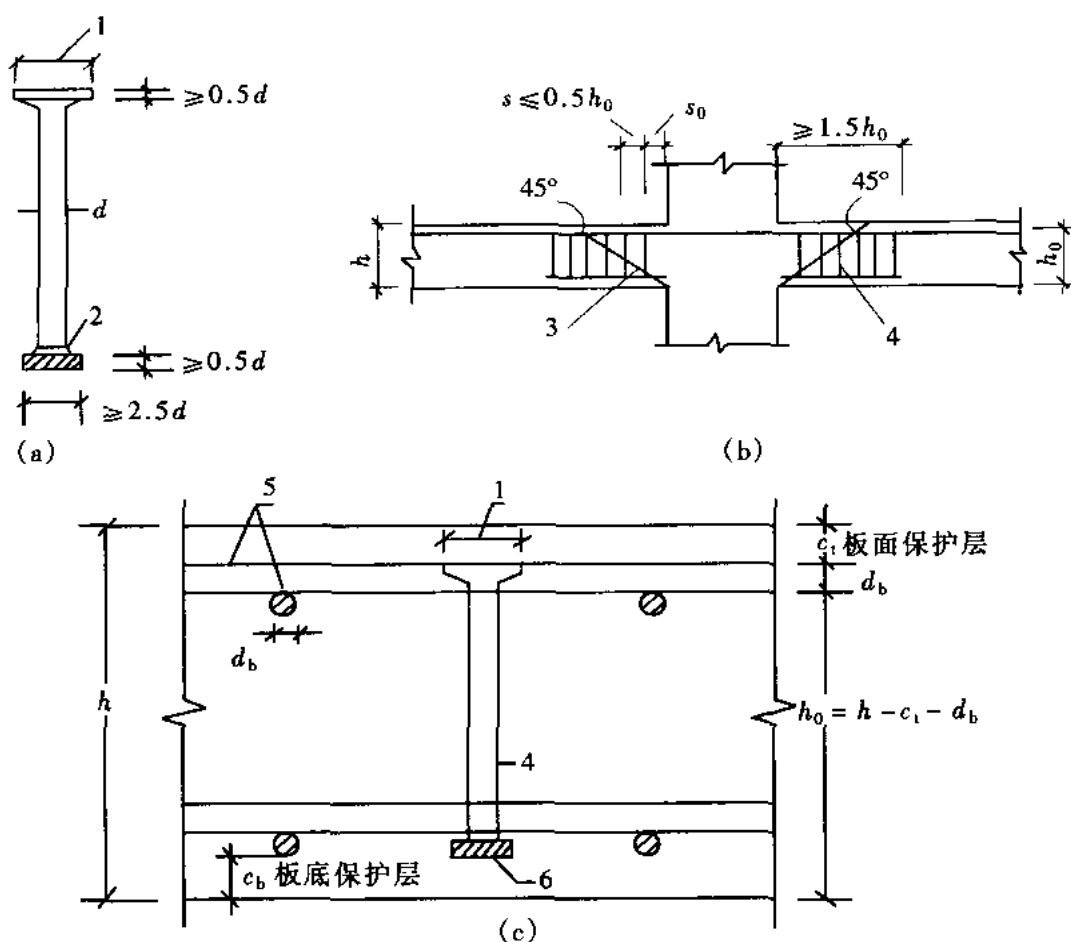


图 5.3.7-2 板中抗冲切锚栓布置

(a) 锚栓大样; (b) 用锚栓作抗冲切钢筋; (c) 锚栓混凝土保护层要求

1—顶部面积 ≥ 10 倍锚杆截面面积; 2—焊接; 3—冲切破坏锥面;

4—锚栓; 5—受弯钢筋; 6—底部钢板条

度的比值 α_a 应符合下列要求:

$$\alpha_a \geq 0.15 \quad (5.3.8-1)$$

$$\alpha_a = \frac{E_a I_a}{E_c I_{0,cr}} \quad (5.3.8-2)$$

式中 I_a ——型钢截面惯性矩;

$I_{0,cr}$ ——组合板裂缝截面的换算截面惯性矩。

计算惯性矩 $I_{0,cr}$ 时, 按型钢和非预应力钢筋的换算面积以及混凝土受压区的面积计算确定, 此时组合板截面宽度取垂直于所

计算弯矩方向的柱宽 b_c 与板的有效高度 h_0 之和。

3 工字钢焊接剪力架伸臂长度可由下列近似公式确定 (图 5.3.8a)

$$l_a = \frac{u_{m,de}}{3\sqrt{2}} - \frac{b_c}{6} \quad (5.3.8-3)$$

$$u_{m,de} \geq \frac{F_{l,eq}}{0.6f_t\eta h_0} \quad (5.3.8-4)$$

式中 $u_{m,de}$ ——设计截面周长；

$F_{l,eq}$ ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值。当无不平衡弯矩时，对板柱结构的节点取柱所承受的轴向压力设计值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，取 $F_{l,eq} = F_l$ ；当有不平衡弯矩时，应符合本规程第 5.3.10 条的规定；

b_c ——方形柱的边长；

h_0 ——板的截面有效高度；

η ——考虑局部荷载或集中反力作用面积形状、临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数，应按公式(5.3.7-2)、(5.3.7-3)两个公式计算，并取其中的较小值。

槽钢焊接剪力架的伸臂长度可按 (图 5.3.8b) 所示的计算截面周长，用与工字钢焊接剪力架的类似方法确定。

4 剪力架每个伸臂根部的弯矩设计值及受弯承载力应满足下列要求：

$$M_{de} = \frac{F_{l,eq}}{2n} \left[h_a + \alpha_a \left(l_a - \frac{h_c}{2} \right) \right] \quad (5.3.8-5)$$

$$\frac{M_{de}}{W} \leq f_a \quad (5.3.8-6)$$

式中 h_a ——剪力架每个伸臂型钢的全高；

h_c ——计算弯矩方向的柱子尺寸；

n ——型钢剪力架相同伸臂的数目；

f_a ——钢材的抗拉强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 有关规定取用。

5 配置型钢剪力架板的冲切承载力应满足下列要求：

$$F_{l,eq} \leq 1.2f_t\eta u_m h_0 \quad (5.3.8-7)$$

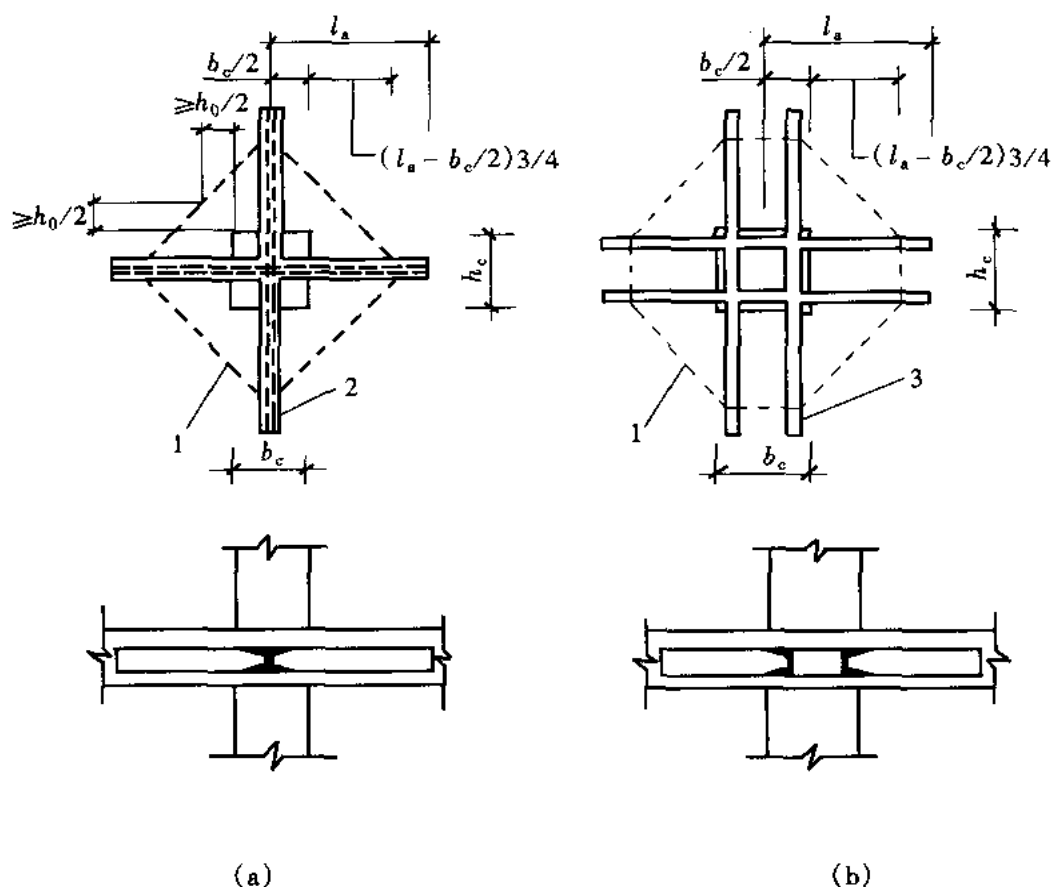


图 5.3.8 剪力架及其计算冲切面
(a) 工字钢焊接剪力架；(b) 槽钢焊接剪力架
1—设计截面周长；2—工字钢；3—槽钢

5.3.9 在计算板柱体系双向板受冲切承载力时，当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长 u_m ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度 l_d (图 5.3.9a)。

当边柱引起的局部荷载或集中反力邻近平板的自由边时,靠近自由边的周长则由垂直于板边的直线所代替(图 5.3.9b),并与按中柱所确定的临界截面周长比较,取 $2(l_a + l_b)$ 和 $(l_a + 2l_b + 2l_c)$ 二值中的较小值;对角柱可采用相同的原则,取 $2(l_a + l_b)$ 和 $(l_a + l_b + l_{c1} + l_{c2})$ 二值中的较小值。

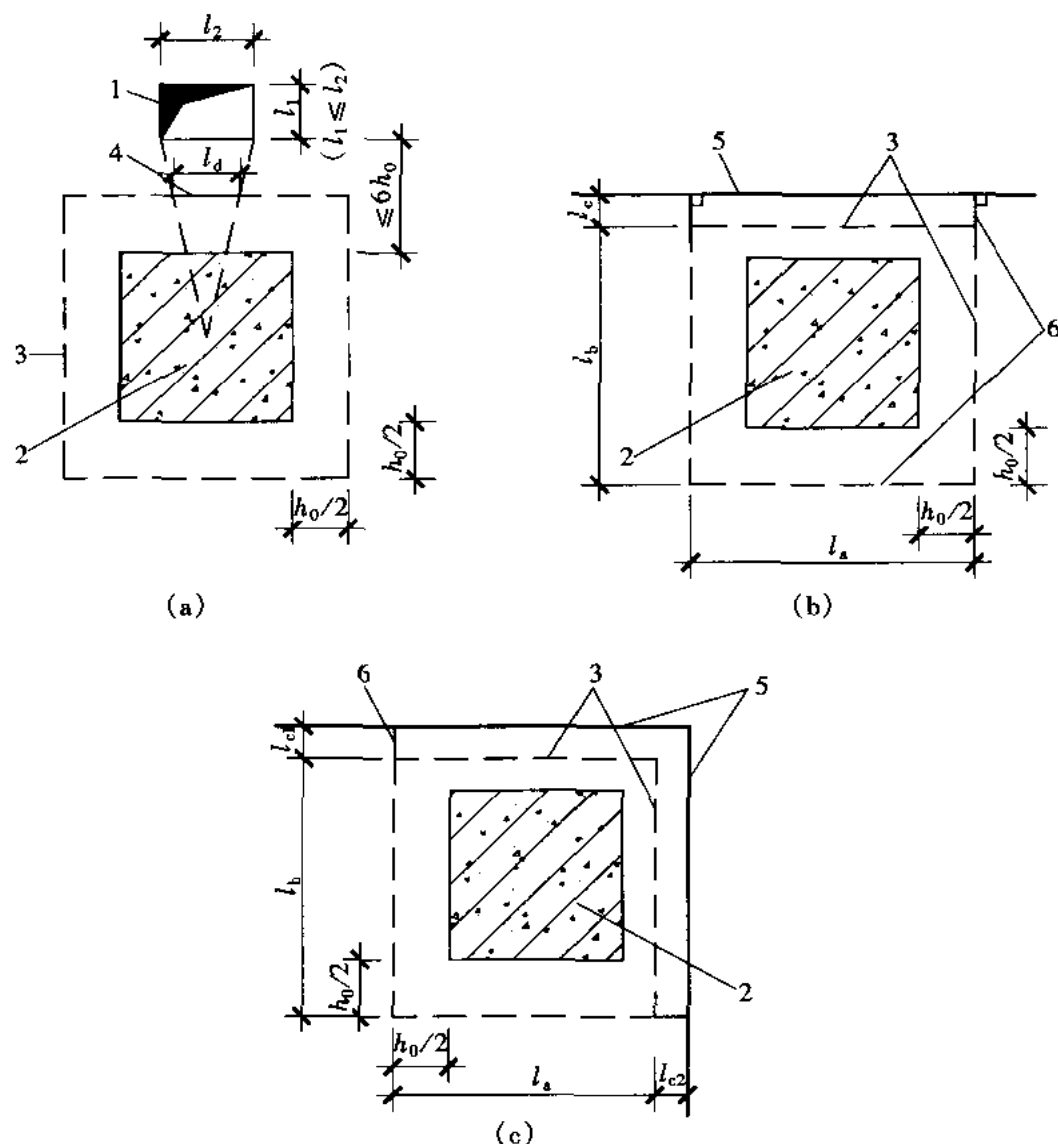


图 5.3.9 临界截面周长计算

(a) 邻近孔洞时; (b) 边柱; (c) 角柱

1—孔洞; 2—局部荷载或集中反力作用面; 3—按中柱确定的临界截面周长;
4—应扣除的长度 l_d ; 5—自由边; 6—由垂直于板边的直线确定的临界截面周长

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

5.3.10 板柱结构在竖向荷载、水平荷载作用下，当通过板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩时，受冲切承载力计算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》GB 50010 有关规定执行。

5.3.11 由水平荷载在板支座处产生的弯矩应与按照第 5.3.3 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亦应设置在该柱上板带中，且其中不少于 50% 应配置在有效宽度为在柱或柱帽两侧各 $1.5h$ 范围内形成暗梁，此处， h 为板厚或平托板的厚度。暗梁下部钢筋不宜少于上部钢筋的 $1/2$ ，支座处暗梁箍筋加密区长度不应小于 $3h$ ，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 。此外，支座处暗梁的 $1/2$ 上部纵向钢筋，应连续通长布置（图 5.3.11）。

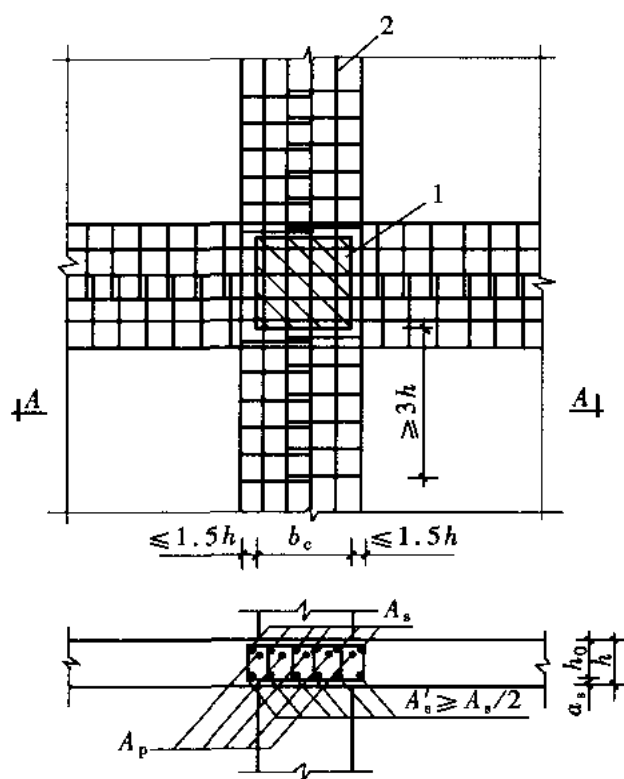


图 5.3.11 暗梁配筋示意

1—柱；2—1/2 的上部钢筋应连续

由弯曲传递的不平衡弯矩，应由有效宽度为在柱或柱帽两侧各 $1.5h$ 范围内的板截面受弯承载力传递，此处， h 为板厚或平托板的厚度。配置在此有效宽度范围内的无粘结预应力筋和非预应力钢筋可以用来承受这部分弯矩。当按第 5.1.11 条确定此处无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} 时， ξ_0 应按上述有效板宽确定。

5.3.12 平板和密肋板可在局部开洞，但应验算满足承载力及刚度要求。当未作专门分析而在板的不同部位开单个洞时，所有洞边均应设置补强钢筋，开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要求：

1 在两个方向的柱上板带公共区域内，所开洞 1 的长边尺寸 b 应满足： $b \leq b_c/4$ 且 $b \leq h/2$ ，其中， b_c 为相应于洞口长边方向的柱宽度， h 为板厚度（图 5.3.12a）；

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 的边长应满足 $a \leq A_2/4$ ， $b \leq B_1/4$ （图 5.3.12a）；

3 在两个方向的跨中板带公共区域内，所开洞 3 的边长应满足： $a \leq A_2/4$ ， $b \leq B_2/4$ （图 5.3.12a）；

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

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，其离洞口的距离不宜小于 150mm，水平偏移的曲率半径不宜小于 6.5m（图 5.3.12b），洞口四周应配置构造钢筋加强；当洞口较大时，应符合第 5.3.13 条的规定。

5.3.13 当楼盖因设楼、电梯间开洞较大，且在板边需截断无粘结预应力筋或截断密肋板的肋时，应沿洞口周边设置边梁或加强带，以补足被孔洞削弱的板或肋的承载力和截面刚度。

5.3.14 在均布荷载作用下，现浇平板结构中无粘结预应力筋的布置和分配宜满足下列要求：

1 无粘结预应力筋的布置方式可按划分柱上板带和跨中板带设置（图 5.3.14a）。这时，无粘结预应力筋分配在柱上板带的

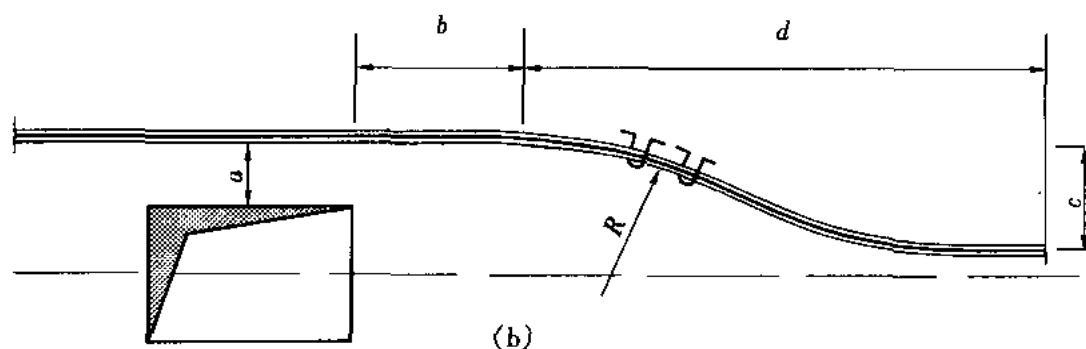
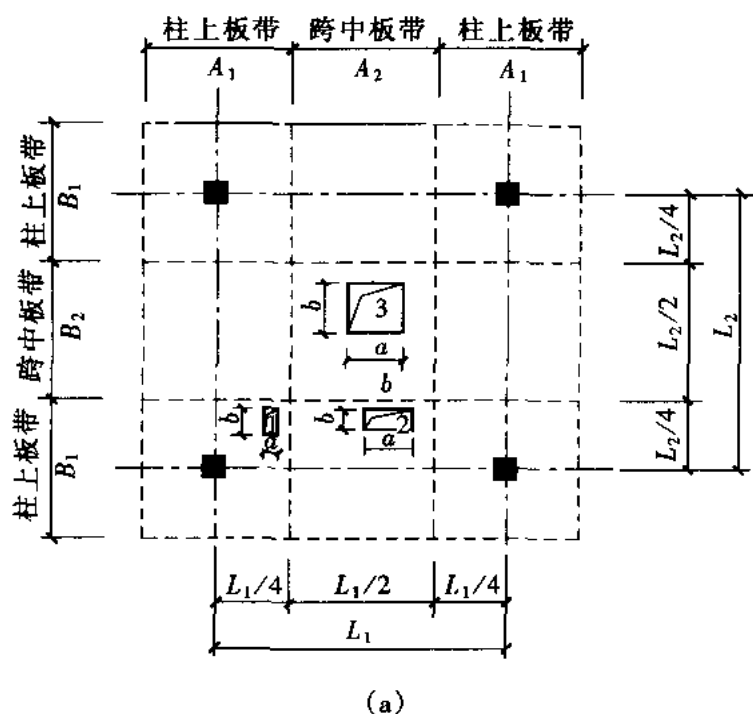


图 5.3.12 板柱体系楼板开洞示意

(a) 开单个洞大小要求；(b) 洞口无粘结预应力筋布置要求

注：1 洞口无粘结预应力筋布置宜满足： $a \geq 150\text{mm}$ ， $b \geq 300\text{mm}$ ， $R \geq 6.5\text{m}$ ；

2 当 $c:d > 1:6$ 时，需配置 U 形筋。

数量可占 60% ~ 75%，其余 25% ~ 40% 则分配在跨中板带上；

2 无粘结预应力筋也可取一向集中布置，另一向均匀布置 (图 5.3.14b)。对集中布置的无粘结预应力筋，宜分布在各离柱边 $1.5h$ 的范围内；对均布方向的无粘结预应力筋，最大间距不得超过板厚度的 6 倍，且不宜大于 1.0m。

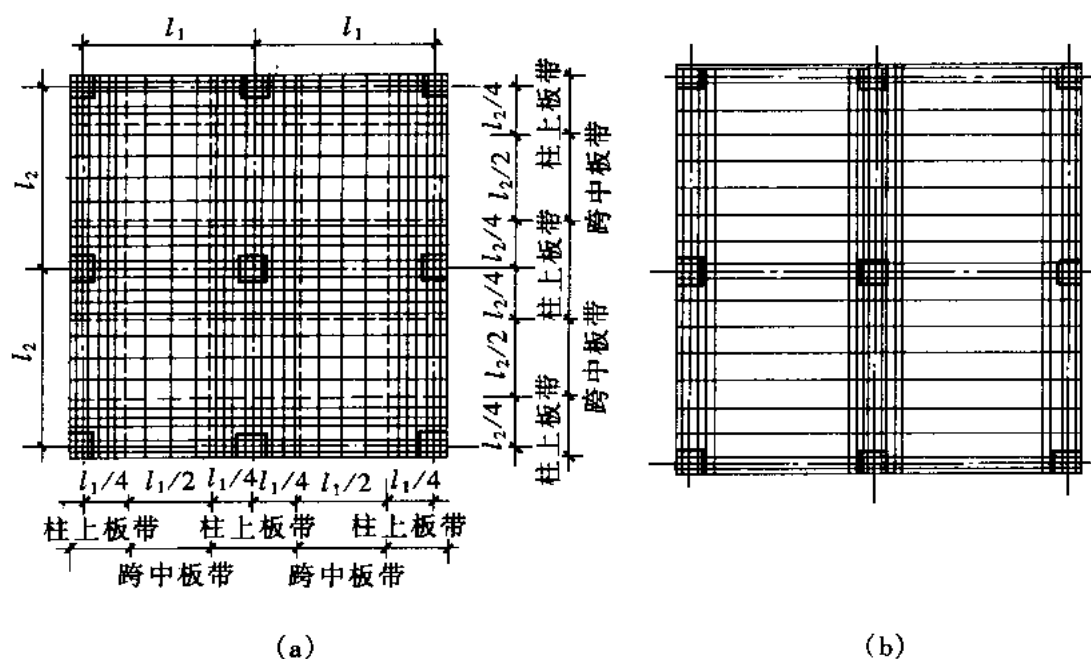


图 5.3.14 布筋方式

(a) 划分柱上板带和跨中板带布筋；(b) 一向集中，另一向均匀布筋

各种布筋方式每一方向穿过柱子的无粘结预应力筋的数量不得少于 2 根。

5.3.15 在筏板基础和箱形基础中采用无粘结预应力混凝土时，其设计应符合下列要求：

1 在筏板基础的肋梁中可采用多根无粘结预应力筋组成的集束预应力筋，在筏板基础和箱形基础的底板中可采用分散布置的无粘结预应力筋，但均应采用本规程第 4.2.7 条规定的全封闭防腐锚固系统；

2 在设计预应力混凝土基础时，应注意基础底板与地基之间的摩擦力对基础底板中所建立轴向预压应力的影响；并应考虑土与基础及上部结构的相互作用影响；其等效荷载的选取应对基础受力状况进行严格分析后确定；

3 基础板中的无粘结预应力筋应布置在两层普通钢筋的内侧，混凝土保护层厚度及防水隔离层做法等措施应符合有关标准的要求；

4 基础中的预应力筋可按设计要求分期分批施加预应力；

5 非预应力钢筋的配置应符合控制基础板温度、收缩裂缝的构造要求。

5.4 体外预应力梁

5.4.1 无粘结预应力体外束由无粘结预应力筋、外套管、防腐材料及锚固体系组成，分为单根无粘结预应力筋体系和无粘结预应力体外束多层防腐体系，可根据结构设计的要求选用。设计体外预应力梁时，体外束可采用直线、双折线或多折线布置方式，且其布置应使结构对称受力，对矩形或工字形截面梁，体外束应布置在梁腹板的两侧；对箱形截面梁，体外束应对称布置在梁腹板的内侧。

5.4.2 体外束仅在锚固区及转向块鞍座处与钢筋混凝土梁相连接，其设计应满足下列要求：

1 体外束锚固区和转向块的设置应根据体外束的设计线型确定，对多折线体外束，转向块宜布置在距梁端 $1/4 \sim 1/3$ 跨度的范围内，必要时可增设中间定位用转向块，对多跨连续梁采用多折线体外束时，可在中间支座或其他部位增设锚固块。

2 体外束的锚固块与转向块之间或两个转向块之间的自由段长度不应大于 8m ，超过该长度应设置防振动装置。

3 体外束在每个转向块处的弯折转角不应大于 15° ，转向块鞍座处最小曲率半径宜按表 5.4.2 采用，体外束与鞍座的接触长度由设计计算确定。用于制作体外束的钢绞线，应按偏斜拉伸试验方法确定其力学性能。

表 5.4.2 转向块鞍座处最小曲率半径

钢 绞 线	最小曲率半径 (m)
12 ϕ 13mm 或 7 ϕ 15mm	2.0
19 ϕ 13mm 或 12 ϕ 15mm	2.5
31 ϕ 13mm 或 19 ϕ 15mm	3.0
55 ϕ 13mm 或 37 ϕ 15mm	5.0
注：钢绞线根数为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。	

4 体外束的锚固区除进行局部受压承载力计算,尚应对牛腿块钢托件等进行抗剪设计与验算。

5 转向块应根据体外束产生的垂直分力和水平分力进行设计,并应考虑转向块处的集中力对结构整体及局部受力的影响,以保证将预应力可靠地传递至梁体。

5.4.3 体外束的锚固区和转向块宜满足下列构造规定:

1 体外束的锚固区宜设置在梁端混凝土端块、牛腿块处或设置在钢托件内,应保证传力可靠且变形符合设计要求。

2 在混凝土矩形、工字形或箱形截面梁中,转向块可设在结构体外或箱形梁的箱体内。转向块处的钢套管鞍座应预先弯曲成型,埋入混凝土中。体外束的弯折也可采用通过隔梁、肋梁等形式。

3 当锚固区采用钢托件锚固预应力筋时,其与钢筋混凝土梁之间应有可靠的连接构造措施,如用套箍、螺栓固定等。

4 对可更换的体外束,在锚固端和转向块处,与结构相连接的鞍座套管应与体外束的外套管分离,以方便更换体外束。

5.4.4 当按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的承载力计算方法和构造规定,以及本规程的预应力损失值计算,变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算方法,进行配置体外束的混凝土结构构件设计时,除应满足本规程第 5.4.2 条设计要求外,尚应满足下列计算要求:

1 体外无粘结预应力筋的张拉控制应力值 σ_{con} 不宜超过 $0.6f_{\text{ptk}}$,且不应小于 $0.4f_{\text{ptk}}$;当要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉等因素产生的预应力损失时,上述张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{\text{ptk}}$ 。

2 体外多根无粘结预应力筋组成的集团束在转向块处的摩擦系数可按本规程表 5.1.6 采用。

3 对采用体外预应力筋的受弯构件,在进行正截面受弯承载力计算时,体外预应力筋的应力设计值 σ_{pu} (N/mm^2) 宜按下列公式计算:

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + 100 \quad (5.4.4-1)$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pu} \leq f_{py} \quad (5.4.4-2)$$

4 体外预应力结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 对钢筋混凝土结构的规定执行。

5.4.5 体外束及锚固区应进行防腐蚀保护。体外束的防腐保护宜采用本规程第 6.4.1 条规定的无粘结预应力钢绞线束多层防腐蚀体系。当在结构构件承载力计算中，计入体外束的作用时，尚应符合有关规范对防火设计的规定。

6 施工及验收

6.1 无粘结预应力筋的制作、包装及运输

6.1.1 单根无粘结预应力筋的制作应采用挤塑成型工艺，并由专业化工厂生产，涂料层的涂敷和护套的制作应连续一次完成，涂料层防腐油脂应完全填充预应力筋与护套之间的环形空间。无粘结预应力筋的涂包质量应符合现行行业标准《无粘结预应力钢绞线》JG 161 的规定。

6.1.2 挤塑成型后的无粘结预应力筋应按工程所需的长度和锚固形式进行下料和组装；并应采取措施防止防腐油脂从筋的端头溢出，沾污非预应力钢筋等。

6.1.3 无粘结预应力筋下料长度，应综合考虑其曲率、锚固端保护层厚度、张拉伸长值及混凝土压缩变形等因素，并应根据不同的张拉方法和锚固形式预留张拉长度。

6.1.4 无粘结预应力筋的包装、运输、保管应符合下列要求：

1 在不同规格、品种 of 无粘结预应力筋上，均应有易于区分的标记；

2 无粘结预应力筋在工厂加工成型后，可整盘包装运输或按设计下料组装后成盘运输，整盘运输应采取可靠保护措施，避免包装破损及散包；工厂下料组装后，宜单根或多根合并成盘后运输，长途运输时，必须采取有效的包装措施；

3 装卸吊装及搬运时，不得摔砸踩踏，严禁钢丝绳或其他坚硬吊具与无粘结预应力筋的外包层直接接触；

4 无粘结预应力筋应按规格、品种成盘或顺直地分开堆放在通风干燥处，露天堆放时，不得直接与地面接触，并应采取覆盖措施。

6.2 无粘结预应力筋的铺放和浇筑混凝土

6.2.1 无粘结预应力筋铺放之前，应及时检查其规格尺寸和数量，逐根检查并确认其端部组装配件可靠无误后，方可在工程中使用。对护套轻微破损处，可采用外包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 $1/2$ ，缠绕层数不应少于 2 层，缠绕长度应超过破损长度 30mm，严重破损的应予以报废。

6.2.2 张拉端端部模板预留孔应按施工图中规定的无粘结预应力筋的位置编号和钻孔。

6.2.3 张拉端的承压板应采用可靠的措施固定在端部模板上，且应保持张拉作用线与承压板面相垂直。

6.2.4 无粘结预应力筋应按设计图纸的规定进行铺放。铺放时应符合下列要求：

1 无粘结预应力筋可采用与普通钢筋相同的绑扎方法，铺放前应通过计算确定无粘结预应力筋的位置，其竖向高度宜采用支撑钢筋控制，亦可与其他钢筋绑扎，支撑钢筋应符合本规程第 5.2.5 条的要求，无粘结预应力筋束形控制点的设计位置偏差，应符合表 6.2.4 的规定；

表 6.2.4 束形控制点的设计位置允许偏差

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

2 无粘结预应力筋的位置宜保持顺直；

3 铺放双向配置的无粘结预应力筋时，应对每个纵横筋交叉点相应的两个标高进行比较，对各交叉点标高较低的无粘结预应力筋应先进行铺放，标高较高的次之，宜避免两个方向的无粘结预应力筋相互穿插铺放；

4 敷设的各种管线不应将无粘结预应力筋的竖向位置抬高或压低；

5 当采取集团束配置多根无粘结预应力筋时，各根筋应保持平行走向，防止相互扭绞；束之间的水平净间距不宜小于 50mm，束至构件边缘的净间距不宜小于 40mm；

6 当采用多根无粘结预应力筋平行带状布束时，每束不宜超过 5 根无粘结预应力筋，并应采取可靠的支撑固定措施，保证同束中各根无粘结预应力筋具有相同的矢高；带状束在锚固端应平顺地张开，并符合本规程第 5.3.12 条第 5 款有关无粘结预应力筋水平偏移的要求；

7 无粘结预应力筋采取竖向、环向或螺旋形铺放时，应有定位支架或其他构造措施控制位置。

6.2.5 在板内无粘结预应力筋绕过开洞处的铺放位置应符合本规程第 5.3.12 条的规定。

6.2.6 夹片锚具系统张拉端和固定端的安装，应符合下列规定：

1 张拉端锚具系统的安装 无粘结预应力筋的外露长度应根据张拉机具所需的长度确定，无粘结预应力曲线筋或折线筋末端的切线应与承压板相垂直，曲线段的起始点至张拉锚固点应有不小于 300mm 的直线段；单根无粘结预应力筋要求的最小弯曲半径对 $\phi 12.7\text{mm}$ 和 $\phi 15.2\text{mm}$ 钢绞线分别不宜小于 1.5m 和 2.0m。

在安装带有穴模或其他预先埋入混凝土中的张拉端锚具时，各部件之间不应有缝隙。

2 固定端锚具系统的安装 将组装好的固定端锚具按设计要求的位置绑扎牢固，内埋式固定端垫板不得重叠，锚具与垫板应贴紧。

3 张拉端和固定端均应按设计要求配置螺旋筋或钢筋网片，螺旋筋和网片均应紧靠承压板或连体锚板，并保证与无粘结预应力筋对中和固定可靠。

6.2.7 浇筑混凝土时，除按有关规范的规定执行外，尚应遵守下列规定：

1 无粘结预应力筋铺放、安装完毕后，应进行隐蔽工程验

收，当确认合格后方可浇筑混凝土；

2 混凝土浇筑时，严禁踏压撞碰无粘结预应力筋、支撑架以及端部预埋部件；

3 张拉端、固定端混凝土必须振捣密实。

6.3 无粘结预应力筋的张拉

6.3.1 无粘结预应力筋张拉机具及仪表，应由专人使用和管理，并定期维护和校验。

张拉设备应配套校验。压力表的精度不应低于 1.5 级；校验张拉设备用的试验机或测力计精度不得低于 $\pm 2\%$ ；校验时千斤顶活塞的运行方向，应与实际张拉工作状态一致。

张拉设备的校验期限，不应超过半年。当张拉设备出现反常现象时或在千斤顶检修后，应重新校验。

6.3.2 安装张拉设备时，对直线的无粘结预应力筋，应使张拉力的作用线与无粘结预应力筋中心线重合；对曲线的无粘结预应力筋，应使张拉力的作用线与无粘结预应力筋中心线末端的切线重合。

6.3.3 无粘结预应力筋的张拉控制应力不宜超过 $0.75f_{pk}$ ，并应符合设计要求。如需提高张拉控制应力值时，不应大于钢绞线抗拉强度标准值的 80%。

6.3.4 当施工需要超张拉时，无粘结预应力筋的张拉程序宜为：从应力为零开始张拉至 1.03 倍预应力筋的张拉控制应力 σ_{con} 锚固。此时，最大张拉应力不应大于钢绞线抗拉强度标准值的 80%。

6.3.5 当采用应力控制方法张拉时，应校核无粘结预应力筋的伸长值，当实际伸长值与设计计算伸长值相对偏差超过 $\pm 6\%$ 时，应暂停张拉，查明原因并采取措施予以调整后，方可继续张拉。

6.3.6 无粘结预应力筋伸长值 Δl_p^c ，可按下列公式计算：

$$\Delta l_p^c = \frac{F_{pm} l_p}{A_p E_p} \quad (6.3.6-1)$$

式中 F_{pm} ——无粘结预应力筋的平均张拉力(kN),取张拉端的拉力与固定端(两端张拉时,取跨中)扣除摩擦损失后拉力的平均值;

l_p ——无粘结预应力筋的长度(mm);

A_p ——无粘结预应力筋的截面面积(mm^2);

E_p ——无粘结预应力筋的弹性模量(kN/mm^2)。

无粘结预应力筋的实际伸长值,宜在初应力为张拉控制应力10%左右时开始量测,分级记录。其伸长值可由量测结果按下列公式确定:

$$\Delta l_p^0 = \Delta l_{p1}^0 + \Delta l_{p2}^0 - \Delta l_c \quad (6.3.6-2)$$

式中 Δl_{p1}^0 ——初应力至最大张拉力之间的实测伸长值;

Δl_{p2}^0 ——初应力以下的推算伸长值。可根据弹性范围内张拉力与伸长值成正比的关系推算确定;

Δl_c ——混凝土构件在张拉过程中的弹性压缩值。

注:对平均预压应力较小的板类构件, Δl_c 可略去不计。

6.3.7 无粘结预应力筋张拉过程中应避免预应力筋断裂或滑脱,当发生断裂或滑脱时,其数量不应超过结构同一截面无粘结预应力筋总根数的3%,且每束无粘结预应力筋中不得超过1根钢丝断裂;对于多跨双向连续板,其同一截面应按每跨计算。

6.3.8 无粘结预应力筋张拉时,混凝土立方体抗压强度应符合设计要求;当设计无具体要求时,不应低于设计混凝土强度等级值的75%。

当无粘结预应力筋设计为纵向受力钢筋时,侧模可在张拉前拆除,但下部支撑体系应在张拉工作完成后拆除,提前拆除部分支撑应根据计算确定。

6.3.9 无粘结预应力筋的张拉顺序应符合设计要求,如设计无要求时,可采用分批、分阶段对称张拉或依次张拉。

当无粘结预应力筋采取逐根或逐束张拉时,应保证各阶段不出现对结构不利的应力状态;同时宜考虑后批张拉的无粘结预应

力筋产生的结构构件的弹性压缩对先批张拉预应力筋的影响，确定张拉力。

6.3.10 当无粘结预应力筋需进行两端张拉时，宜采取两端同时张拉工艺。

6.3.11 无粘结预应力筋张拉时，应逐根填写张拉记录表，其格式可按本规程附录 D 采用。

6.3.12 夹片锚具张拉时，应符合下列要求：

1 张拉前应清理承压板面，检查承压板后面的混凝土质量；

2 锚固采用液压顶压器顶压时，千斤顶应在保持张拉力的情况下进行顶压，顶压压力应符合设计规定值；

3 无粘结预应力筋的实际伸长值 Δl_p^0 ，可按公式 (6.3.6-2) 确定；

4 锚固阶段张拉端无粘结预应力筋的内缩量应符合设计要求；当设计无具体要求时，其内缩量应符合本规程第 3.3.5 条的规定。

注：为减少锚具变形和预应力筋内缩造成的预应力损失，可进行二次补拉并加垫片，二次补拉的张拉力为控制张拉力。

6.3.13 无粘结预应力筋张拉锚固后实际预应力值与工程设计规定检验值的相对允许偏差为 $\pm 5\%$ 。

6.3.14 张拉后应采用砂轮锯或其他机械方法切割超长部分的无粘结预应力筋，其切断后露出锚具夹片外的长度不得小于 30mm。

6.3.15 张拉后的锚具，应及时按本规程第 4.2 节的有关规定进行防护处理。

6.4 体外预应力施工

6.4.1 无粘结预应力钢绞线束多层防腐蚀体系由多根平行的无粘结预应力筋组成，外套高密度聚乙烯管或镀锌钢管，管内应采用水泥灌浆或防腐油脂保护（图 6.4.1）。防腐蚀材料应符合下列要求：

1 对于水泥基浆体材料，其源浆浆体的质量要求应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定，且应能填满外套管和连续包裹无粘结预应力筋的全长，并避免产生气泡。

2 专用防腐油脂的质量要求应符合现行行业标准《无粘结预应力筋专用防腐润滑脂》JG 3007 的规定。

3 体外束采用工厂预制时，其防腐蚀材料在加工、运输、安装及张拉过程中，应能保证具有稳定性、柔性和不产生裂缝，在所要求的温度范围内不流淌。

4 防腐蚀材料的耐久性能应与体外束所属的环境类别和设计使用年限的要求相一致。

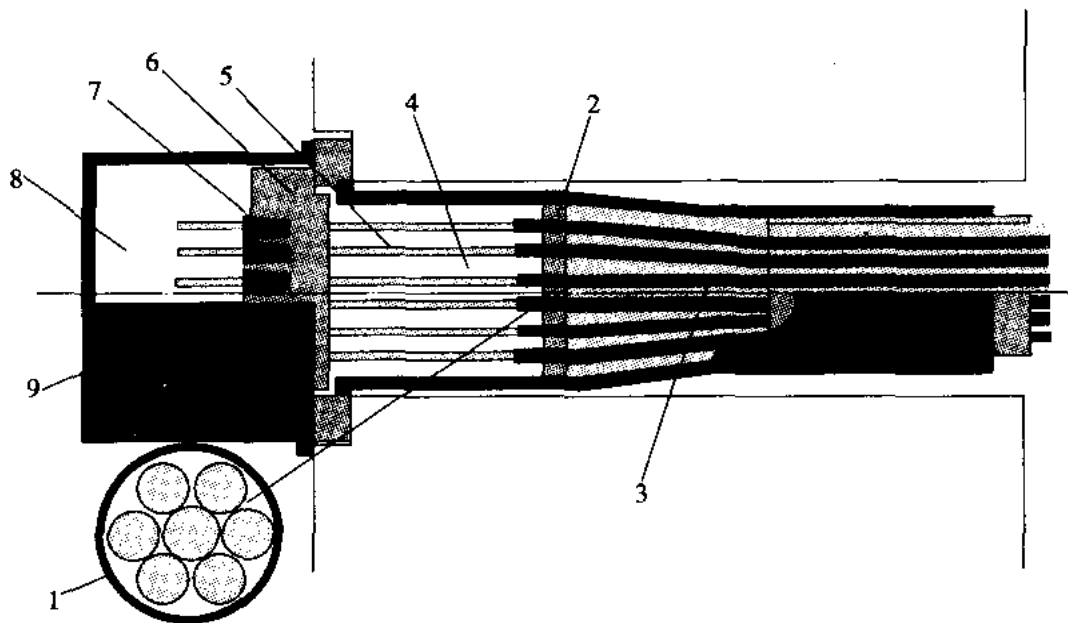


图 6.4.1 由多根无粘结预应力筋组成的体外束

1—单根无粘结预应力筋；2—封板；3—水泥浆或防腐油脂；
4—防腐油脂；5—钢绞线；6—锚板；7—夹片；8—防腐油
脂或环氧砂浆；9—保护罩

6.4.2 体外束的保护套管应采用高密度聚乙烯管或镀锌钢管，并应符合下列规定：

1 保护套管应能抵抗运输、安装和使用过程中的各种作用

力，不得损坏。

2 采用水泥灌浆时，管道应能承受 1.0N/mm^2 的内压，其内径至少应等于 $1.6\sqrt{A_p}$ ，其中 A_p 为束的计及单根无粘结预应力筋塑料护套厚度的截面面积，使用塑料管道时应考虑灌浆时温度的影响。

3 采用防腐化合物如专用防腐油脂等填充管道时，除应遵守有关标准规定的温度和内压外，在管道和防腐化合物之间，因温度变化发生的效应不得对钢绞线产生腐蚀作用。

4 镀锌钢管的壁厚不宜小于管径的 $1/40$ ，且不应小于 2mm ；高密度聚乙烯管的壁厚宜为 $2\sim 5\text{mm}$ ，且应具有抗紫外线功能。

6.4.3 体外束保护套管的安装应保证连接平滑和完全密封防水，束的线型和安装误差应符合设计要求，在穿束过程中应防止保护套管受到机械损伤。

6.4.4 在转向块鞍座出口处应进行倒角处理形成圆滑过渡，避免预应力体外束出现尖锐的转折或受到损伤；转向块的偏转角制造误差应小于 1.2° ，安装误差应小于 $\pm 5\%$ ，否则应采用可调节的转向块。

6.4.5 体外束的锚固体系、在锚固区体外束与锚固装置的连接应符合下列规定：

1 体外束的锚固体系应按使用环境类别和结构部位等设计要求进行选用，可采用后张锚固体系或体外束专用锚固体系，其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/T 14370 的规定。

对于有整体调束要求的钢绞线夹片锚固体系，可采用外螺母支撑承力方式调束；对处于低应力状态下的体外束，对锚具夹片应设防松装置；对可更换的体外束，应采用体外束专用锚固体系，且应在锚具外预留钢束的张拉工作长度。

2 体外束应与承压板相垂直，其曲线段的起始点至张拉锚固点的直线段长度不宜小于 600mm 。

3 在锚固区附近体外束最小曲率半径宜按本规程表 5.4.2 适当增大采用。

6.4.6 体外束的锚固区和转向块应与主体结构同时施工，预埋的锚固件及管道的位置和方向应严格符合设计要求。

6.4.7 当采用水泥灌浆时，体外束宜在灌浆后进行张拉施工；如果无粘结预应力筋平行，并在转向块处有传力装置，则可以将钢绞线张拉到 10% 抗拉强度标准值后进行灌浆；该体系允许逐根张拉无粘结预应力筋。若采取措施将单根无粘结预应力筋定位，也可以在张拉后向孔道内灌水泥浆进行防腐保护。

6.4.8 布置在梁两边体外束的张拉，应保证受力均匀和对称，以免梁发生侧向弯曲或失稳。

6.4.9 体外束的锚具应设置全密封防护罩，对不要求更换的体外束，可在防护罩内灌注环氧砂浆或其他防腐蚀材料；对可更换的体外束，应保留必要的预应力筋长度，在防护罩内灌注专用防腐油脂或其他可清洗掉的防腐蚀材料（图 6.4.1）。

保护套管在使用期内应有可靠的耐久性能。对镀锌钢管保护套管，应允许在使用一定时期后，重新涂刷防腐蚀涂层；对高密度聚乙烯套管，应保证长期使用的耐老化性能，并允许在必要时进行更换。

6.4.10 当体外束直接暴露在太阳辐射热中时，应采取特别的防护措施。

6.4.11 当体外束有防火要求时，应涂刷防火涂料，并按设计要求采取其他可靠的防火措施。

6.4.12 体外束施工除遵守上述规定外，尚应符合本章中无粘结预应力混凝土施工工艺及质量控制的有关规定。

6.5 工程验收

6.5.1 无粘结预应力混凝土结构分项工程验收时，应提供下列文件和记录：

1 文件

- 1) 设计变更文件;
- 2) 原材料质量合格证件;
- 3) 无粘结预应力筋出厂质量合格证件、出厂检验报告和进场复验报告;
- 4) 锚具出厂质量合格证件、出厂检验报告和进场复验报告;
- 5) 其他文件。

2 记录

- 1) 隐蔽工程验收记录;
- 2) 张拉时混凝土立方体抗压强度同条件养护试件试验报告;
- 3) 加工、组装无粘结预应力筋张拉端和固定端质量验收记录;
- 4) 无粘结预应力筋的安装质量验收记录;
- 5) 无粘结预应力筋张拉记录及质量验收记录;
- 6) 封锚记录;
- 7) 其他记录。

6.5.2 无粘结预应力混凝土工程的验收,除检查有关文件、记录外,尚应进行外观抽查。

6.5.3 当提供的文件、记录及外观抽查结果均符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和本规程的要求时,即可进行验收。

附录 A 无粘结预应力筋数量估算

A.0.1 无粘结预应力筋截面面积可按下列公式估算：

$$A_p = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - \sigma_{l,tot}} \quad (A.0.1)$$

式中 A_p ——无粘结预应力筋截面面积；

σ_{con} ——无粘结预应力筋的张拉控制应力；

$\sigma_{l,tot}$ ——无粘结预应力筋总损失的估算值，对板可取 $0.2\sigma_{con}$ ，对梁可取 $0.3\sigma_{con}$ ；

N_{pe} ——无粘结预应力筋的总有效预加力。

A.0.2 根据结构类型和正截面裂缝控制验算要求，无粘结预应力筋有效预加力值 N_{pe} ，可按下列两个公式进行估算，并取其计算结果的较大值：

$$N_{pe} = \frac{\frac{\beta M_k}{W} - [\sigma_{ctk,lim}]}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W}} \quad (A.0.2-1)$$

$$N_{pe} = \frac{\frac{\beta M_q}{W} - [\sigma_{ctq,lim}]}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W}} \quad (A.0.2-2)$$

式中 M_k 、 M_q ——按均布荷载的标准组合或准永久组合计算的弯矩设计值；

$\sigma_{ctk,lim}$ 、 $\sigma_{ctq,lim}$ ——荷载标准组合、准永久组合下的混凝土拉应力限值，可按本规程表 4.1.2 或本附录第 A.0.3 条规定采用；

W ——构件截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

A ——构件截面面积；

e_p ——无粘结预应力筋重心对构件截面重心的偏心距；

β ——系数，对简支结构取 $\beta = 1.0$ ；对连续结构的负弯矩截面，取 $\beta = 0.9$ ，对连续结构的正弯矩截面，取 $\beta = 1.2$ 。

A.0.3 对按三级允许出现裂缝控制的无粘结预应力混凝土连续梁和框架梁等，当满足本规程第 5.2.1 条非预应力钢筋最小截面面积要求时，可按下述经修正和提高后的名义拉应力值控制裂缝宽度：

1 在荷载效应的标准组合下，要求最大裂缝宽度 $w_{\max} \leq 0.2\text{mm}$ 的构件，受拉边缘混凝土与裂缝宽度相应的名义拉应力，可按表 A.0.3-1 采用。

表 A.0.3-1 混凝土名义拉应力限值 (N/mm^2)

构件类别	裂缝宽度 (mm)	混凝土强度等级	
		C40	$\geq \text{C50}$
连续梁、框架梁、偏心受压构件及一般构件	0.10	3.7	4.5
	0.15	4.1	5.0
	0.20	4.6	5.6

2 表 A.0.3-1 中的名义拉应力限值尚应根据构件实际高度乘以表 A.0.3-2 规定的修正系数。对于组合构件，当在施工阶段的拉应力不超过表 A.0.3-1 的规定时，采用表 A.0.3-2 时应用截面全高。

表 A.0.3-2 构件高度修正系数

构件高度 (mm)	≤ 400	600	800	≥ 1000
修正系数	1.0	0.9	0.8	0.7

注：构件高度为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。

3 当截面受拉区混凝土中配置的非预应力钢筋超过最小截

面面积要求时，构件截面受拉边缘混凝土修正后的名义拉应力限值可以提高。其增量按非预应力钢筋截面面积与混凝土截面面积的百分比计算，每增加 1%，名义拉应力限值可提高 3.0MPa。但经修正和提高后的名义拉应力限值不得超过混凝土设计强度等级的 $1/4$ 。

附录 B 无粘结预应力筋常用 束形的预应力损失 σ_{l1}

B.0.1 抛物线形无粘结预应力筋可近似按圆弧形曲线预应力筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leq 90^\circ$ 时 (图 B.0.1), 由于锚具变形和预应力筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列式计算:

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (\text{B.0.1-1})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_p}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c + \kappa)}} \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中 σ_{con} ——无粘结预应力筋的张拉控制应力;

r_c ——圆弧形曲线无粘结预应力筋的曲率半径 (m);

μ ——无粘结预应力筋与护套壁之间的摩擦系数, 按本规程表 5.1.6 采用;

κ ——考虑护套壁每米长度局部偏差的摩擦系数, 按本规程表 5.1.6 采用;

x ——张拉端至计算截面的距离 (m);

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 按本规程第 3.3.5 条采用。

B.0.2 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 $\theta \leq 90^\circ$) 组成的无粘结预应力筋 (图 B.0.2), 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 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leq l_0$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{B.0.2-1})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{B.0.2-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{B.0.2-3})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_p}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{B.0.2-4})$$

$$i_1 = \sigma_a \left(\kappa + \frac{\mu}{r_{c1}} \right) \quad (\text{B.0.2-5})$$

$$i_2 = \sigma_b \left(\kappa + \frac{\mu}{r_{c2}} \right) \quad (\text{B.0.2-6})$$

式中 l_1 ——无粘结预应力筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度;

i_1 、 i_2 ——第一、二段圆弧形曲线无粘结预应力筋中应力近似直线变化的斜率;

r_{c1} 、 r_{c2} ——第一、二段圆弧形曲线无粘结预应力筋的曲率半径;

σ_a 、 σ_b ——无粘结预应力筋在 A、B 点的应力。

B.0.3 当折线形无粘结预应力筋的锚固损失消失于折点 C 之外时 (图 B.0.3), 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 σ_{l1} 可按下列公式计算:

当 $x \leq l_0$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{B.0.3-1})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_f - l_1) \quad (\text{B.0.3-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_f$ 时:

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_f - x) \quad (\text{B.0.3-3})$$

反向摩擦影响长度 l_f (m) 可按下列公式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_p}{1000i_2} + l_1^2 - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2}} \quad (\text{B.0.3-4})$$

$$i_1 = \sigma_{\text{con}}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{B.0.3-5})$$

$$i_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{B.0.3-6})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{con}}\mu\theta \quad (\text{B.0.3-7})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\text{con}}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{B.0.3-8})$$

式中 i_1 ——无粘结预应力筋在 BC 段中应力近似直线变化的斜率；
 i_2 ——无粘结预应力筋在折点 C 以外应力近似直线变化的斜率；
 l_1 ——张拉端起点至无粘结预应力筋折点 C 的水平投影长度。

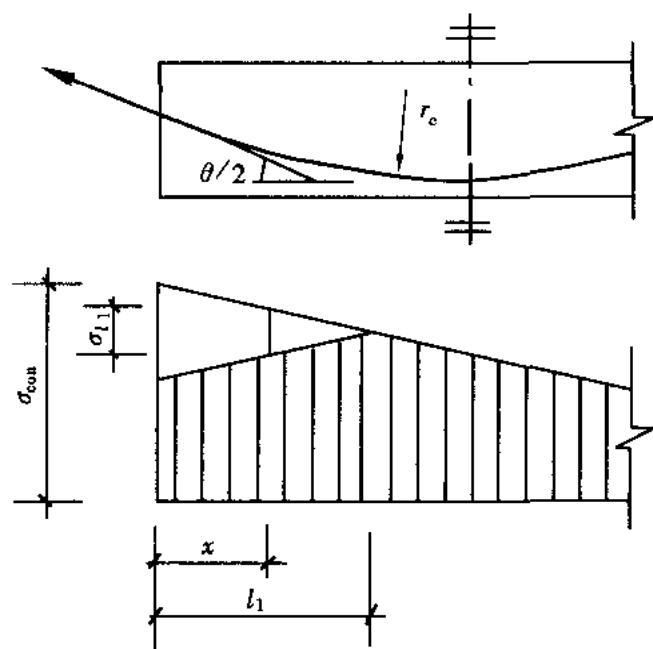


图 B.0.1 圆弧形曲线预应力筋的预应力损失值 σ_{1l}

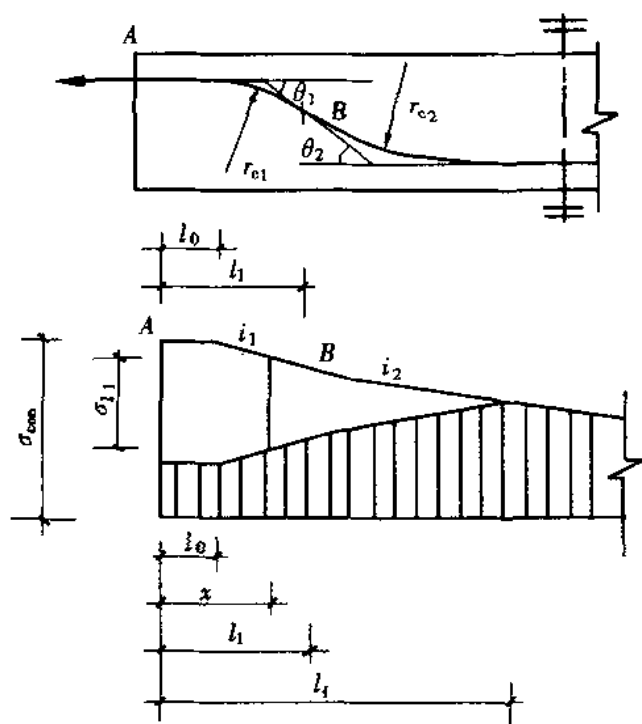


图 B.0.2 两条圆弧形曲线组成的
预应力筋的预应力损失值 σ_{l1}

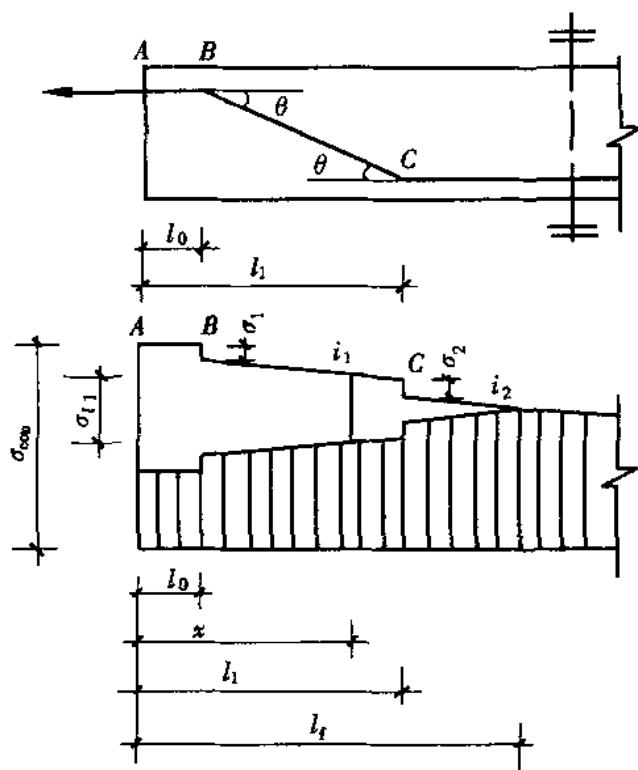


图 B.0.3 折线形预应力筋的预应力损失值 σ_{l1}

附录 C 等效柱的刚度计算 及等代框架计算模型

C.1 板柱结构计算

C.1.1 板柱结构按等代框架计算，由三部分组成：(1) 水平板带，包括在框架方向的梁；(2) 柱子或其他竖向支承构件；(3) 在板带和柱子间起弯矩传递作用的柱两侧的板条或边梁 (图 C.1.1)。

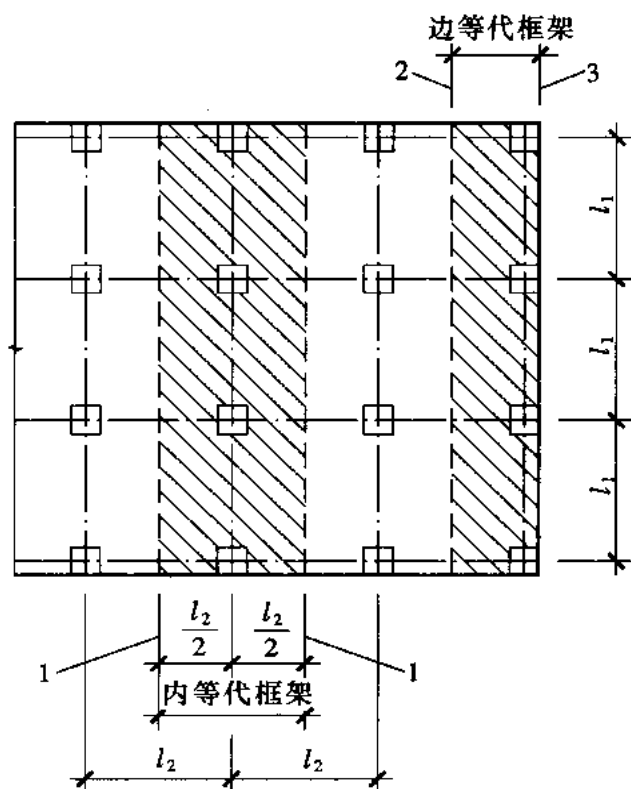


图 C.1.1 等代框架

1—板格 l_2 中心线；2—边板中心线；3—板边

考虑柱和柱两侧抗扭构件共同工作的等效柱的刚度计算及等代框架计算模型的建立可按 C.2 节规定进行。

C.2 等效柱刚度计算及等代框架计算模型

C.2.1 对无托板、柱帽的板柱结构，柱的线抗弯刚度 k_c 可按下列公式计算：

$$k_c = \frac{4E_{cc}I_c}{H_c} \quad (\text{C.2.1})$$

式中 E_{cc} ——柱的混凝土弹性模量；

I_c ——柱在计算方向的截面惯性矩；

H_c ——柱的计算长度，从下层板中心轴算至上层板中心轴；对底层柱为从基础顶面至一层楼板中心轴的距离。

对于有托板、柱帽的板柱结构，在板柱节点范围内，其惯性矩可视为无穷大，并应考虑柱轴线方向截面变化对 k_c 的影响。

C.2.2 柱两侧抗扭构件刚度 k_t 按下列公式计算：

$$k_t = \frac{9E_{cs}C}{l_2(1 - c_2/l_2)^3} \quad (\text{C.2.2-1})$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (\text{C.2.2-2})$$

式中 E_{cs} ——板的混凝土弹性模量；

c_2 ——垂直于板跨度 l_1 方向的柱宽；

l_2 ——垂直于板跨度 l_1 方向的柱距；

C ——截面抗扭常数，可将图 C.2.2 所示垂直于跨度 l_2 方向的抗扭构件横截面划分为若干个矩形；并按不同划分方案取其中的最大值；

x 、 y ——分别为每一个矩形截面的短边与长边的几何尺寸，如图 C.2.2 所示，仅有一个矩形时， $x = h$ ， $y = c_1$ 。

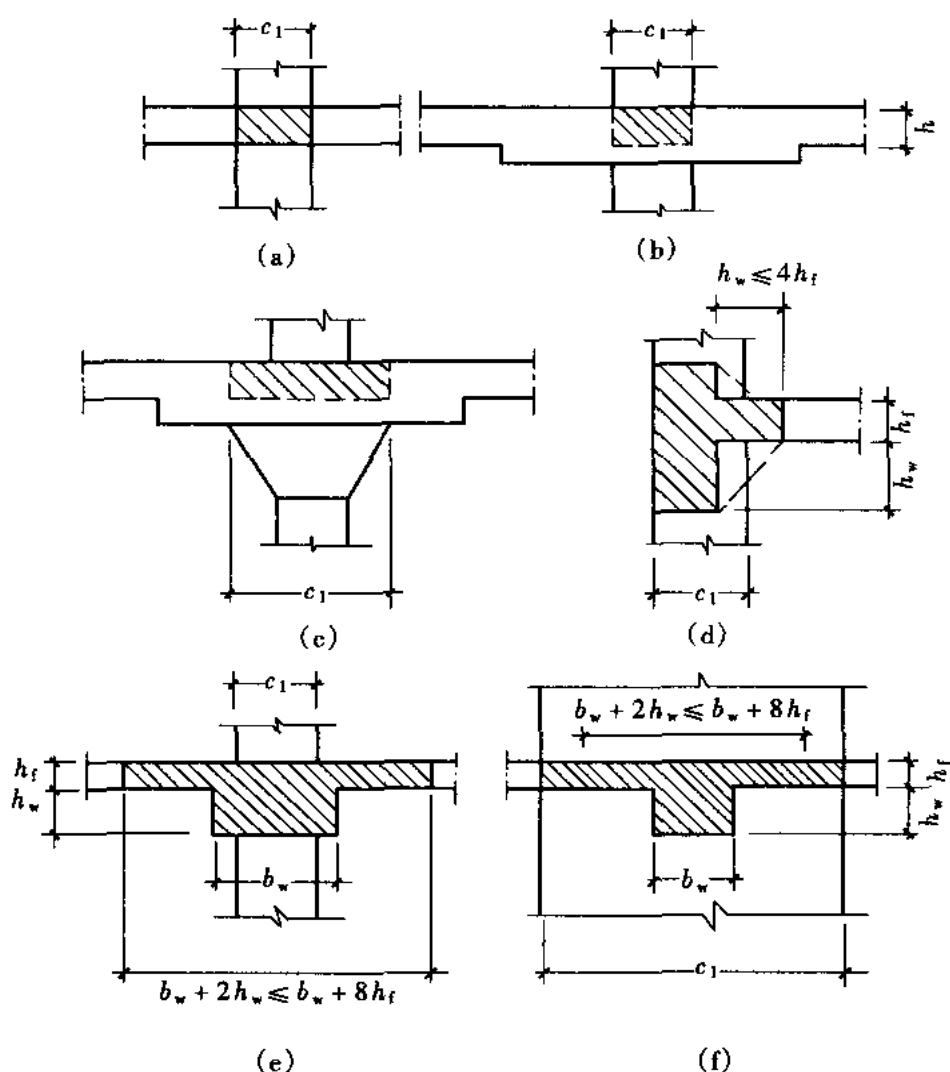


图 C.2.2 典型抗扭构件的宽度

C.2.3 等效柱的截面惯性矩 I_{ec} 、线刚度 k_{ec} 可按下式计算 (图 C.2.3):

$$I_{ec} = I_c (k_{ec}/k_c) \quad (C.2.3-1)$$

$$k_{ec} = \sum k_c / (1 + \sum k_c/k_t) \quad (C.2.3-2)$$

C.2.4 在等代框架中板梁杆件长度 l_1 可取为柱中线之间的距离; 在柱中线至柱边、托板边或柱帽边之间的截面惯性矩, 可分别取板梁在柱边、托板或柱帽边处的截面惯性矩除以 $(1 - c_2/l_2)^2$ 得出 (图 C.2.3)。

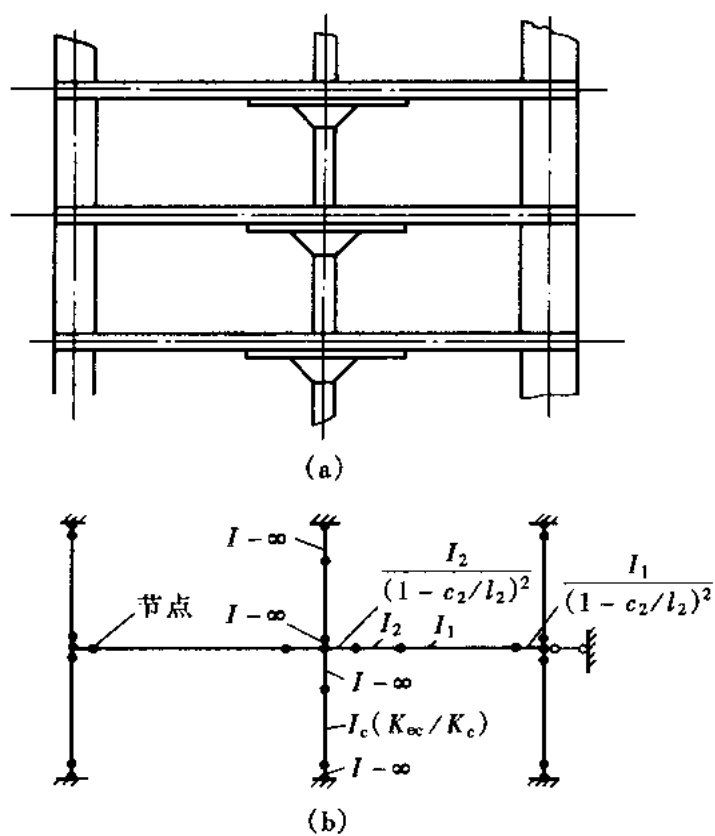


图 C.2.3 等代框架计算模型
(a) 框架; (b) 计算模型

附录 D 无粘结预应力筋张拉记录表

表 D.0.1 无粘结预应力筋张拉记录表首页

无粘结预应力筋张拉记录（一）		编 号	
工程名称		张拉日期	
施工单位		预应力筋规格 及抗拉强度	
预应力张拉程序及平面示意图： ☐有 ☐无附页			
张拉端锚具类型		固定端锚具类型	
设计张拉控制应力		实际张拉力	
千斤顶编号		压力表编号	
混凝土设计强度		张拉时混凝土 实际强度	
预应力筋计算伸长值：			
预应力筋伸长值范围：			
施工单位			
技术负责人	质检员	记录人	

表 D.0.2 无粘结预应力筋张拉记录表

第 页共 页

无粘结预应力筋张拉记录 (二)					编 号				
工程名称					张拉日期				
施工部位									
张拉 顺序 编号	计算值	预应力筋张拉伸长实测值 (cm)							备注
		一端张拉			另一端张拉			总伸长	
		原长 L_1	实长 L_2	伸长 ΔL	原长 L'_1	实长 L'_2	伸长 $\Delta L'$		
☐ 有 ☐ 无见证		见证 单位						见证人	
施工单位									
专业技术负责人		专业质检员			记录人				

本规程用词说明

1 为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：

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：

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，在条件许可时首先这样做的：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规程中指定应按其他有关标准执行时的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国行业标准

无粘结预应力混凝土结构技术规程

JGJ 92—2004

条文说明

前 言

《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92—2004，经建设部 2005 年 1 月 13 日以公告 306 号批准，业已发布。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位的有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，规程编制组按章、节、条的顺序，编制了本规程的条文说明，供使用者参考。在使用过程中，如发现本规程条文说明有不妥之处，请将意见函寄中国建筑科学研究院《无粘结预应力混凝土结构技术规程》管理组（邮政编码：100013，地址：北京市北三环东路 30 号）。

目 次

1 总 则	72
2 术语、符号	74
3 材料及锚具系统	75
3.1 混凝土及钢筋	75
3.2 无粘结预应力筋	76
3.3 锚具系统	76
4 设计与施工的基本规定	78
4.1 一般规定	78
4.2 防火及防腐蚀	79
5 设计计算与构造	82
5.1 一般规定	82
5.2 单向体系	86
5.3 双向体系	87
5.4 体外预应力梁	94
6 施工及验收	96
6.1 无粘结预应力筋的制作、包装及运输	96
6.2 无粘结预应力筋的铺放和浇筑混凝土	96
6.3 无粘结预应力筋的张拉	97
6.4 体外预应力施工	98
6.5 工程验收	99
附录 A 无粘结预应力筋数量估算	100
附录 B 无粘结预应力筋常用束形的预应力损失 σ_{l1}	101
附录 C 等效柱的刚度计算及等代框架计算模型	102
附录 D 无粘结预应力筋张拉记录表	103

1 总 则

1.0.1 目前国内无粘结预应力混凝土新技术发展较快，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，获得更好的综合经济效益与社会效益，以利于加快建设速度。

1.0.2 本规程中的各项要求是在总结我国已建成的各种类型无粘结预应力混凝土结构，如单向板、双向板、简支梁、交叉梁、框架梁、板柱结构、筏板基础、储仓和消化池，以及体外预应力梁等的设计与施工经验的基础上制定的。本规程的条款也适用于后张预应力仅用于控制裂缝或挠度的情况。

本次修订结合我国建筑结构发展的需要，根据实践经验总结，并借鉴国外最新技术，增加编写配置无粘结预应力体外束梁的设计与施工条款。此外，在符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关耐久性规定的基础上，对处于二、三类环境类别下的无粘结预应力混凝土结构，规定了锚固系统应采用全封闭防腐蚀体系的分类要求。

在设计下列结构时，尚应符合专门标准的有关规定：

- 1 修建在湿陷性黄土、膨胀土地区或地下采掘区等的结构；
- 2 结构表面温度高于 100°C ，或有生产热源且结构表面温度经常高于 60°C 的结构；
- 3 需作振动计算的结构。

1.0.3 本条着重指出了无粘结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。

1.0.4 本规程按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标

准》GB 50068 的规定，取用无粘结预应力混凝土结构的设计使用年限，与其相应的结构重要性系数、荷载设计值及耐久性措施。若建设单位提出更高要求，也可按建设单位的要求确定。体外束及其锚固区的防腐蚀保护亦应满足设计使用年限的要求，在二类、三类环境类别下，体外束应按可更换的条件进行设计。

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，还应满足我国现行强制性规范和规程的有关规定。无粘结预应力混凝土结构的抗震设计，应按现行行业标准《预应力混凝土结构抗震设计规程》JGJ 140 执行。

2 术语、符号

术语、符号主要根据现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083、《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 及《混凝土结构设计规范》GB 50010 等给出的。有些符号因术语改动而作了相应的修改，如本规程将短期效应组合、长期效应组合分别改称为标准组合、准永久组合，并将原规程符号 M_s 、 M_l 相应地改为本规程符号 M_k 、 M_q 。

3 材料及锚具系统

3.1 混凝土及钢筋

3.1.1 由于无粘预应力筋用的钢绞线强度很高，故要求混凝土结构的混凝土强度等级亦应相应地提高，这样才能达到更经济的目的。所以，规定无粘结预应力梁类构件的混凝土强度等级不应低于 C40。因板中平均预压应力一般不高，并参考国内的应用经验，故将其混凝土强度等级规定为不应低于 C30。

3.1.2 ~ 3.1.4 常用钢绞线的主要力学性能系参考现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中有关条文制定的。在表 3.1.2 中，钢绞线的抗拉强度设计值是按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，取用 $0.85\sigma_b$ (σ_b 为上述钢绞线国家标准的极限抗拉强度) 作为条件屈服点，钢绞线材料分项系数 γ_s 取用 1.2 得出的。为方便施工和保证后张无粘结预应力混凝土的工程质量，本次修订不再列入由 7 根钢丝制作的无粘结预应力筋。当经过专门研究和试验取得可靠依据时，也可采用 $\phi 15.2\text{mm}$ 模拔型钢绞线、或 $\phi 17.8\text{mm}$ 等大直径预应力钢绞线制作无粘结预应力筋。

无粘结预应力筋用的钢绞线中的钢丝系采用高碳钢经多次拉拔而成，并经消除应力热处理，以提高其塑性、韧性。在以后形成的死弯处，由于变形程度大，有较高的残余应力，将使材料脆化，在张拉过程中易在该处发生脆断，故应将它切除。此外，由于高碳钢的可焊性差，在生产过程拉拔中及拉拔后的焊接接头质量不能保证，而采用机械连接接头体积又太大，不能满足张拉要求，故要求成型中的每根钢丝应该是通长的，只允许保留生产工艺拉拔前的焊接接头，接头距离应满足 GB/T 5224 有关条文的规定。

3.1.5 在无粘结预应力混凝土构件中，建议非预应力钢筋采用 HRB335 级或 HRB400 级热轧钢筋，是为了保证非预应力钢筋在构件达到破坏时能够屈服，且钢筋的抗拉强度设计值又不至于太低。国外规定非预应力钢筋的设计屈服强度不应大于 400N/mm^2 。非预应力钢筋采用热轧钢筋，也有利于提高构件的延性，从抗裂的角度来说，非预应力钢筋采用变形钢筋比采用光面钢筋好，故宜采用 HRB335 级、HRB400 级热轧带肋钢筋。

3.2 无粘结预应力筋

3.2.1 ~ 3.2.3 根据国内外使用经验，本规程规定无粘结预应力筋外包层材料应采用高密度聚乙烯。由于聚氯乙烯在长期的使用过程中氯离子将析出，对周围的材料有腐蚀作用，故严禁使用。无粘结预应力筋的外包层材料及防腐蚀涂料层应具有的性能要求，是根据我国的气候及使用条件提出的，他们的成分和性能尚应符合第 3.2.1 条所指专门标准的规定。

3.3 锚具系统

3.3.1 无粘结预应力筋-锚具组装件的静载和疲劳锚固性能，是根据现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 对锚具的锚固性能要求制定的。

3.3.2 本条综合了国内外近些年来的使用经验，提供了选用无粘结预应力筋锚具的一般原则、方法及常用锚具的品种。参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中耐久性规定对环境类别的划分，本规程提出锚具系统的选用应考虑不同环境类别的防腐要求，并在第 4.2 节对防腐蚀要求作出具体规定，以便锚具生产厂家提供不同等级的锚固体系以满足不同环境条件下对防腐蚀的需求。

3.3.3、3.3.4 根据不同的建筑结构类型，提供了选用张拉端与固定端锚固系统的构造要求。在图中区分了张拉前的组装状态和拆除模板并完成张拉之后的状态，从而进一步明确了组装工艺与

张拉施工工艺过程。

为保证锚具的防腐蚀性能，圆套筒锚具一般应采用凹进混凝土表面布置；当圆套筒锚具张拉端面布置于混凝土结构后浇带或室内一类环境条件时，也可采用凸出混凝土表面做法。

固定端的做法为一次组装成型，在组装合格后，应绑扎定位并浇筑在混凝土中，其系统构造图可参见第 4.2.4 条锚固区保护措施图。

3.3.5 向设计单位提供了夹片锚具系统的锚固性能及构件端面上的构造要求。在结构构件中，当采用多根无粘结预应力筋呈集团束或多根平行带状布筋及单根锚固工艺时，在构件张拉端可采用多根无粘结预应力筋共用的整体承压板，根据情况可采用整束或单根张拉无粘结预应力筋的工艺。

3.3.6 对锚具系统的锚固性能和外观质量检验，以及进场验收，提出了应符合的国家现行标准。

4 设计与施工的基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 无粘结预应力混凝土结构构件在承载能力极限状态下的荷载效应基本组合及在正常使用极限状态下荷载效应的标准组合和准永久组合，是根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定，并加入了预应力效应项而确定的。预应力效应包括预加力产生的次弯矩、次剪力。本规程采用国内外有关规范的设计经验，规定在承载能力极限状态下，预应力作用分项系数应按预应力作用的有利或不利，分别取 1.0 或 1.2。当不利时，如无粘结预应力混凝土构件锚头局压区的张拉控制力，预应力作用分项系数应取 1.2。在正常使用极限状态下，预应力作用分项系数通常取 1.0。预应力效应设计值除了在本规程中有规定外，应按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关章节计算公式执行。

对承载能力极限状态，当预应力效应列为公式左端项参与荷载效应组合时，根据工程经验，对参与组合的预应力效应项，通常取结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

4.1.2 对无粘结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。在一类室内正常环境条件下，对无粘结预应力混凝土连续梁和框架梁等，根据国内外科研成果和设计经验，本次修订从二级裂缝控制等级放松为三级（楼板、预制屋面梁等仍为二级）；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。由于缺少实践经验，托梁、托

架未列入表 4.1.2。

4.1.3、4.1.4 当无粘结预应力筋的长度超过 60m 时，为了减少支承构件的约束影响，宜将无粘结预应力筋分段张拉和锚固。由于爆炸或强烈地震产生的灾害荷载，如使无粘结预应力混凝土梁或单向板一跨破坏，可能引起多跨结构中其他各跨连续破坏，避免这种连续破坏的有效措施之一，亦是将无粘结预应力筋分段锚固。

在国内工程经验的基础上，本条将无粘结预应力筋宜采用两端张拉的限制长度由 25m 放宽到了 30m。

4.1.5 对无粘结预应力混凝土结构的疲劳性能，国内外均缺乏深入的研究。因此，对直接承受动力荷载并需进行疲劳验算的无粘结预应力混凝土结构，应结合工程实际进行专门试验，并在此基础上确定必须采取的技术措施。已有的试验表明，对承受疲劳作用的无粘结预应力混凝土受弯构件，应特别重视受拉区混凝土应力限制值的选择及锚具的疲劳强度。

4.2 防火及防腐蚀

4.2.1 在不同耐火极限下，无粘结预应力筋的混凝土保护层最小厚度的规定，是参考国外经验确定的。国外经验表明，当结构有约束时，其耐火能力能得到改善，故根据耐火要求确定的混凝土保护层最小厚度，按结构有无约束作了不同的规定。一般连续梁、板结构均可认为是有约束的。

4.2.2 锚固区的耐火极限主要决定于无粘结预应力筋在锚固处的保护措施和对锚具的保护措施。国外试验表明，无粘结预应力筋在锚固处的混凝土保护层最小厚度，应比其在锚固区以外的保护层厚度适当加厚，增加的厚度不宜小于 7mm；承压板的最小保护层厚度在梁中为 25mm，在板中为 20mm。

4.2.3 混凝土氯化物含量过高，会引起无粘结预应力筋的锈蚀，将严重影响结构构件的受力性能和耐久性，故应严格控制。本条对预应力混凝土中氯离子总含量的限值是按现行国家标准

《混凝土质量控制标准》GB 50164 及美国 ACI 318 规范等作出具体规定的。

4.2.4~4.2.6 国外在房屋建筑的楼、屋盖结构中使用无粘结预应力混凝土已有 40 余年历史,研究和工程实践均表明只要采取了可靠措施,无粘结预应力混凝土的耐久性是可以保证的。至今为止,尚未发生过由于无粘结预应力筋的腐蚀而造成房屋倒塌的事故。但是近些年来在国外对无粘结预应力筋防腐蚀措施的规定,例如对防腐油脂和外包材料的材质要求、涂刷和包裹方式等,以及改进无粘结后张预应力系统防腐性能的对策都更趋于严格和具体化。可见国外对无粘结预应力结构的防腐蚀问题是很重视的。

为了检验无粘结预应力筋的耐久性,北京市建筑工程研究院曾对使用了 9 年的一幢采用无粘结预应力混凝土楼板的实验小楼进行了凿开检验。该楼的无粘结预应力筋采用 7 ϕ 5 钢丝束,防腐油脂采用长沙石油厂生产的“无粘结预应力筋用润滑防锈脂”,外包层用聚乙烯挤塑成型,采用镦头锚具,并用突出外墙面的后浇钢筋混凝土圈梁封闭保护。检查发现锚具无锈蚀,钢丝及其镦头擦去表面油脂后呈青亮金属光泽,无锈蚀,锚具内侧塑料保护套内油脂色状如新,锚杯内油脂则因水泥浆浸入呈灰黑色胶泥状;外包圈梁因施工时混凝土振捣不够密实,圈梁内箍筋锈蚀严重。

此后,在拆除使用 11 年的三层汽车库时,曾对该建筑无粘结预应力混凝土无梁楼盖平板进行了耐久性检验,同样得到了较好的结果,并进一步证实使用 11 年后油脂的性能保持良好,技术指标基本满足要求。

从这二实验得到如下的经验:

1 所采用的无粘结预应力筋专用防锈润滑脂具有良好的性能;

2 要保证防锈润滑脂对无粘结预应力筋及锚具的永久保护作用,外包材料应沿无粘结预应力筋全长及与锚具等连接处连续

封闭,严防水泥浆、水及潮气进入,锚杯内填充油脂后应加盖帽封严;

3 应保证锚固区后浇混凝土或砂浆的浇筑质量和新、老混凝土或砂浆的结合,避免收缩裂缝,尽量减少封埋混凝土或砂浆的外露面。

在制定第 4.2.4 条~第 4.2.6 条中,吸取了国内外在施工过程及在室内正常环境下关于保证无粘结预应力筋及其锚具耐久性的经验。在实施这些条款时,应注意加强施工质量监督,并特别注意对锚固区的施工质量检查。鉴于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对混凝土结构的环境类别已作出规定,锚具系统的选用亦应适应不同环境类别的防腐要求。国内外工程经验表明,应从无粘结预应力筋与锚具系统的张拉端及固定端组成的整体来考虑防腐蚀做法,故在图 4.2.4 中,按使用环境类别分为二种做法,即在一类室内正常环境条件下,主要以微膨胀混凝土或专用密封砂浆防护为主,并允许将挤压锚具完全埋入混凝土中的做法;在二类、三类易受腐蚀环境条件下,则采用二道防腐措施,即无粘结预应力锚固系统自身沿全长连续封闭,然后再以微膨胀混凝土或专用密封砂浆防护。

4.2.7 国外的应用经验表明,对处于二类、三类环境条件下的无粘结预应力锚固系统应采用全封闭体系。按我国在二类、三类易受腐蚀环境下应用无粘结预应力混凝土的需要,本次修订增加第 4.2.7 条,该条采纳国内工程应用经验,并参考美国 ACI 和 PTI 有关标准要求,对全封闭体系的技术要点及指标作出了规定。全封闭体系连接部位在 10kPa 静水压力下保持不透水的试验,要求该体系安装后在 10kPa 气压下,保持 5min 压力损失不大于 10%;具体漏气位置可用涂肥皂水等方法进行测试。

在二类、三类环境条件下,无粘结预应力锚固系统应形成连续封闭整体,但密封盖、锚具或垫板等金属组件均可与混凝土直接接触。当有特别需要,要求无粘结预应力锚固系统电绝缘时,各金属组件外表必须采取塑料覆盖等表面电绝缘处理,以形成电绝缘体系。

5 设计计算与构造

5.1 一般规定

5.1.1 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，并参考了国外采用无粘结预应力混凝土楼盖的设计规定，对原条文作了一些补充和归纳，并用表格形式表示以便于使用。对于工业建筑或活荷载较大的建筑，表中所列跨高比值应按实际情况予以调整。

5.1.2 国内外工程设计经验表明，当平衡荷载取全部恒载再加一半活荷载时，受弯构件在活荷载的一半作用下不受弯，也没有挠度。当全部活荷载移去时，可按活荷载的一半向上作用进行设计；当全部活荷载作用于结构时，则按活荷载的另一半向下作用考虑设计。当活荷载是持续性的，例如仓库、货栈等，上述取平衡荷载的原则是合理的。

对一般结构，由于规范规定的设计活荷载值会比实际值高而留有一定的裕度，所以平衡荷载除了取全部恒载外，只需平衡设计活荷载的一部分。另一方面，当采用混合配筋时，在满足裂缝控制等级要求下，平衡荷载也可略降，如仅平衡结构自重，以配置附加的非预应力钢筋来满足受弯承载力要求，这将有利于发挥构件的延性性能。

5.1.3~5.1.9 无粘结预应力筋预应力损失值的计算原则和公式按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。

无粘结预应力筋与塑料外包层之间的摩擦系数 μ ，及考虑塑料外包层每米长度局部偏差对摩擦影响的系数 κ ，是根据中国建筑科学研究院结构所和北京市建筑工程研究院等单位的试验结果及工程实测数据，并参考了国外的试验数据而确定的，本次修订

适当减小了摩擦系数 μ 值。

由于现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 已取消普通松弛级的预应力钢绞线，故本规程仅列出低松弛级预应力钢绞线的应力松弛计算公式。

5.1.10 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。

5.1.11 影响无粘结预应力混凝土构件抗弯能力的因素较多，如无粘结预应力筋有效预应力的的大小、无粘结预应力筋与非预应力钢筋的配筋率、受弯构件的跨高比、荷载种类、无粘结预应力筋与管壁之间的摩擦力、束的形状和材料性能等。因此，受弯破坏状态下无粘结预应力筋的极限应力必须通过试验来求得。中国建筑科学研究院自 1978 年以来做过 5 批无粘结预应力梁（板）试验，预应力钢材为 $\phi 5$ 碳素钢丝，得出无粘结预应力筋于梁破坏瞬间的极限应力，主要与配筋率、有效预应力、非预应力钢筋设计强度、混凝土的立方体抗压强度、跨高比以及荷载形式有关。湖南大学土木系和大连理工大学土木系等单位也对无粘结部分预应力梁的极限应力做了试验研究，积累了宝贵的数据。

本次修订结合近些年来国内的研究成果，表达式仍以综合配筋指标 ξ_0 为主要参数，提出了无粘结预应力筋应力考虑跨高比变化影响的关系式，公式是经与本规程原公式及美、英等国规范的相关公式比较后而提出的。公式克服了本规程原公式对跨高比这一影响因素不能连续变化的缺点，并调整了无粘结预应力筋应力设计值随 ξ_0 的变化梯度和取值。在设计框架梁时，无粘结预应力筋外形布置宜与弯矩包络图相接近，以防在框架梁顶部反弯点附近出现裂缝。

5.1.12 当预加力对超静定梁引起的结构变形受到支座约束时，会产生支座反力，并由该反力产生弯矩。通常对预加力引起的内弯矩 $N_p e_{pn}$ 称为主弯矩 M_1 ，由主弯矩对连续梁引起的支座反力

称为次反力，由次反力对梁引起的弯矩称为次弯矩 M_2 。在预应力超静定梁中，由预加力对任一截面引起的总弯矩 M_r 将为主弯矩 M_1 与次弯矩 M_2 之和，即 $M_r = M_1 + M_2$ 。

国内外学者对预应力混凝土连续梁的试验研究表明，对塑性内力重分布能力较差的预应力混凝土超静定结构，在抗裂验算及承载力计算时均应包括次弯矩。次剪力宜根据结构构件各截面次弯矩分布按结构力学方法计算。预应力次弯矩、次剪力参与组合时，对于预应力作用分项系数取值按本规程第 4.1.1 条的有关规定执行。

5.1.13 除了对张拉阶段构件中的锚头局压区进行局部受压承载力计算外，考虑到无粘结预应力筋在混凝土中是可以滑动的，故制定本条以避免无粘结预应力混凝土构件在使用过程中，发生锚头局压区过早破坏的现象。

本次修订对施工阶段的纵向压力值，仍取为 $1.2\sigma_{con}$ 未变，但补充考虑在正常使用状态下预应力束的应力达到条件屈服的可能，当进一步考虑承载能力极限状态下取大于 1.0 的分项系数，本规程取用 $f_{pk}A_p$ 作为验算局部荷载代表值，并应取上述两个荷载代表值中的较大值进行计算，以确保锚头局部受压区的安全。

5.1.14、5.1.15 根据无粘结预应力筋与周围混凝土无粘结可互相滑动的特点，可将无粘结筋对混凝土的预压力作为截面上的纵向压力，其与弯矩一起作用于截面上，这样无粘结预应力混凝土受弯构件就可等同于钢筋混凝土偏心受压构件，计算其裂缝宽度。为求得无粘结预应力混凝土构件受拉区纵向钢筋等效应力 σ_{sk} ，本条根据无粘结预应力筋与周围混凝土存在相互滑移而无变形协调的特点，将无粘结预应力筋的截面面积 A_p 折算为虚拟的有粘结预应力筋截面面积 $\eta_0 A_p$ ，此处， η_0 为无粘结预应力筋换算为虚拟有粘结钢筋的换算系数。这样，可采用与有粘结部分预应力混凝土梁相类似的方法进行裂缝宽度计算。在计算中，裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 值，仍按 1989 年《混凝土结构设计规范》取值：当 $\psi < 0.4$ 时，取 0.4；当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ 。

根据中国建筑科学研究院和大连理工大学等国内的科研成果,对 σ_{sk} 计算公式采取的简化方法为:①鉴于国内试验多采用简支梁三分点加载的方案,故将无粘结预应力筋的截面面积 A_p 作折减时,进一步考虑无粘结预应力混凝土受弯构件弯矩图形的丰满度,取折减系数为 0.3;②为考虑预应力混凝土截面为消压状态,近似取 M_k 扣除 $0.75M_{cr}$,以方便计算;③对无粘结预应力混凝土超静定结构构件,需考虑次弯矩 M_2 。

5.1.16 ~ 5.1.18 对不出现裂缝的无粘结预应力混凝土构件的短期刚度和长期刚度的计算,以及预应力反拱值计算,均按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定进行计算。

对使用阶段已出现裂缝的无粘结预应力混凝土受弯构件,仍假定弯矩与曲率(或弯矩与挠度)曲线由双折直线组成,双折线的交点位于开裂弯矩 M_{cr} 处,则可导得短期刚度的基本公式为:

$$B_s = \frac{E_c I_0}{\frac{1}{\beta_{0.6}} + \frac{\frac{M_{cr}}{M_k} - 0.6}{0.4} \left(\frac{1}{\beta_{cr}} - \frac{1}{\beta_{0.6}} \right)}$$

式中, $\beta_{0.6}$ 和 β_{cr} 分别为 $\frac{M_{cr}}{M_k} = 0.6$ 和 1.0 时的刚度降低系数。推导公式时,取 $\beta_{cr} = 0.85$ 。

$\frac{1}{\beta_{0.6}}$ 根据试验资料分析,取拟合的近似值,可得:

$$\frac{1}{\beta_{0.6}} = \left(1.26 + 0.3\lambda + \frac{0.07}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45\gamma_f)$$

将 β_{cr} 和 $\frac{1}{\beta_{0.6}}$ 代入上述公式 B_s , 并经适当调整后即得到本规程公

式 (5.1.17-2)。此处,公式 (5.1.17-2) 仅适用于 $0.6 \leq \frac{M_{cr}}{M_k} \leq 1.0$ 的情况。

5.1.19 无粘结预应力混凝土结构当在现场进行张拉时,预应力

可能消耗在使柱和墙产生弯曲和位移，并对板的变形产生影响，柱和墙可能阻止板的缩短，从而在板和支承构件中产生裂缝。设计中可采用有限单元法计算或根据工程经验，采取适当配置构造钢筋的方法计及混凝土的收缩、徐变早期体积改变和弹性压缩对楼板及柱的影响，从而避免在板和支承构件中产生裂缝。在北京市劳保用品公司仓库、永安公寓、北京科技活动中心多功能报告厅、广东 63 层国际大厦等工程的无粘结预应力板柱-剪力墙结构、板墙结构、平面交叉梁结构，以及筒体结构的设计与施工中，为防止张拉无粘结预应力筋引起支撑结构或板开裂，均采取了相应的技术措施，本条规定总结了上述工程实践及国内其他无粘结预应力混凝土结构的施工经验。

当板的长度较大时，应设临时施工缝或后浇带将结构分段施加预应力，分段的长度可根据工程实践经验确定，条文中的 60m 是根据一般施工经验确定的，不是定数。分段后预应力筋应截断，而非预应力钢筋是否截断，可根据具体情况确定。如截断发生在封闭施工缝或后浇带时，应按设计要求补上截断的钢筋。

5.2 单向体系

5.2.1 在无粘结预应力受弯构件的预压受拉区，配置一定数量的非预应力钢筋，可以避免该类构件在极限状态下呈双折线型的脆性破坏现象，并改善开裂状态下构件的裂缝性能和延性性能。

1 单向板的非预应力钢筋最小面积。在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中，对钢筋混凝土受弯构件，规定最小配筋率为 0.2% 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值。美国华盛顿大学 Mattock 教授通过试验认为，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% 的非预应力钢筋。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 梁在正弯矩区非预应力钢筋的最小面积。无粘结预应力

梁的试验表明，按全部配筋的极限内力考虑，非预应力钢筋的拉力占到总拉力的 25% 或更多时，可更有效地改善无粘结预应力梁的性能，如裂缝分布、间距和宽度，以及变形性能，从而接近有粘结预应力梁的性能。所以，对无粘结预应力梁，本规程考虑适当增加非预应力钢筋的用量，在经济上也是合理可行的。

5.2.2 为防止无粘结预应力受弯构件开裂后的突然脆断，要求设计极限弯矩不小于开裂弯矩。

5.2.3 无粘结预应力受弯构件斜截面受剪承载力按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 7 章第 5 节有关条款的公式进行计算，但对无粘结预应力弯起筋的应力设计值取有效预应力值，是在目前试验数据少的情况下采用的设计方法。

5.2.4 无粘结预应力筋间距的限值，对张拉吨位较小的单根无粘结预应力筋，通常是受最小平均预压应力要求控制；对成束的无粘结预应力筋，通常则控制最大的预应力筋间距。

5.2.5 配置一定数量的支撑钢筋，是为了使无粘结预应力筋满足设计轮廓线要求。本条是在国内无粘结预应力工程实践的基础上制定的。

5.3 双向体系

5.3.1 ~ 5.3.3 无粘结预应力板柱体系是一种板柱框架，可按照等代框架法进行分析。决定计算简图的关键问题，在于确定板作为横梁的有效宽度。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，其等效柱的刚度计算列在本规程附录 C 中。

为了简化计算，在竖向荷载作用下，矩形柱网（长边尺寸和短边尺寸之比 ≤ 2 时）的无粘结预应力混凝土平板和密肋板按等代框架法进行内力计算。等代框架梁的有效宽度均取板的全宽，

即取板的中心线之间的距离 l_x 或 l_y 。

在板柱体系的板面上，设作用有面荷载 q ，荷载将由短跨 l_1 方向的柱上板带和长跨 l_2 方向的柱上板带共同承受。但是，长向柱上板带所承受的荷载又会传给区格板短向的柱上板带，这样，由长跨 l_2 传来的荷载加上直接由短跨 l_1 柱上板带承受的荷载，其总和为作用在板区格上的全部荷载；长跨 l_2 方向亦然。故对于柱支承的双向平板、密肋板以及对于板和截面高度相对较小、较柔性的梁组成的柱支承结构，计算中每个方向都应取全部作用荷载。

在侧向力作用下，应用等代框架法进行内力计算时，板的有效刚度要比取全宽计算所得的刚度小。国内外试验表明，其有效宽度约为板跨度的 25% ~ 50%。第 5.3.3 条取上限值，即两向等距且无平托板时，等代框架梁的计算宽度只计算到柱轴线两侧各 1/4 跨度。

5.3.4

1 负弯矩区非预应力钢筋的配置。1973 年在美国得克萨斯州大学，进行了一个 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% 的非预应力钢筋，就能很好地控制和分散裂缝，并使柱带区域内的弯曲和剪切强度都能充分发挥出来。此外，这些钢筋应集中通过柱子和靠近柱子布置。钢筋的中到中间距应不超过 300mm，而且每一方向应不少于 4 根钢筋。对通常的跨度，这些钢筋的总长度应等于跨度的 1/3。中国建筑科学研究院结构所在 1988 年做的 1:2 无粘结部分预应力平板试验中，也证实在上述柱面积范围内配置的非预应力钢筋是适当的。本规范按式 (5.3.4-1) 对矩形板在长跨方向将布置较多的钢筋。

2 正弯矩区非预应力钢筋的配置。在正弯矩区，双向板在使用荷载下非预应力钢筋的最小面积，是参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010，对钢筋混凝土受弯构件最小配筋

率的配置要求作出规定的。由于在使用荷载下，受拉区域不出现拉应力的情况较少出现，故不再列出其对非预应力钢筋最小量 A_s 的规定，克服温度、收缩应力的钢筋应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行。

3 在楼盖的边缘和拐角处，设置钢筋混凝土边梁，并考虑柱头剪切作用，将该梁的箍筋加密配置，可提高边柱和角柱节点的受冲切承载力。

5.3.5、5.3.6 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与本规程 93 年版本中的规定是一致的，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，并考虑到冲切承载力试验值的离散性较大，目前国内外试验数据尚不够多，取值 $0.15\sigma_{pc,m}$ ， $\sigma_{pc,m}$ 为混凝土截面上的平均有效预压应力。此外，上述国标还将原规范公式中混凝土项的系数 0.6 提高到 0.7；对截面高度尺寸效应作了补充；给出了两个调整系数 η_1 、 η_2 ，并对矩形形状的加载面积边长之比作了限制等。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 有关规定计算。

无粘结预应力筋穿过板柱节点的数量应有限制。中国建筑科学研究院的试验表明，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。

5.3.7 由于普通箍筋竖肢的上下端均呈圆弧,当竖肢受力较大接近屈服时会产生滑动,故箍筋在薄板中使用存在着锚固问题,其抗冲切的效果不是很好。因此,加拿大规范 CSA-A23.3 规定,仅当板厚(包括托板厚度)不小于 300mm 时,才允许使用箍筋。美国 ACI318 规范对厚度小于 250mm 采用箍筋的板,要求箍筋是封闭的,并在箍筋转角处配置较粗的纵向钢筋,以利固定箍筋竖肢。

锚栓是一种新型的抗冲切钢筋,加拿大 Ghali 教授等对配置锚栓混凝土板的抗冲切性能和设计方法进行了广泛的试验研究。国内湖南大学和中国建筑科学研究院等单位对配置锚栓的混凝土板柱节点进行了试验与分析研究。研究表明,锚栓在节点中有很好的锚固性能,可以使锚杆截面上的应力达到屈服强度,并有效地限制了剪切斜裂缝的扩展,能有效地改善板的延性,且施工也较方便。本条是在国内外科研成果的基础上作出规定的。

5.3.8 型钢剪力架的设计方法参考了美国 Corley 和 Hawkins 的型钢剪力架试验,以及美国混凝土规范 ACI 318 有关条款规定,是按下述考虑的:

1 本规程图 5.3.8 中,板的受冲切计算截面应垂直于板的平面,并应通过自柱边朝剪力架每个伸臂端部距离为 $(l_a - b_c/2)$ 的 $3/4$ 处,且冲切破坏截面的位置应使其周长 $u_{m,de}$ 为最小,但离开柱子的距离不应小于 $h_0/2$ 。中国建筑科学研究院的试验研究表明,随冲跨比增加试件的受冲切承载力有下降的趋势。为了在抗冲切计算中适当考虑冲跨比对混凝土强度的影响,故本规程对配置抗冲切型钢剪力架的冲切破坏锥体以外的截面,在计算其冲切承载力时,取较低的混凝土强度值,按下列公式计算:

$$F_{l,eq} \leq 0.6f_t \eta u_{m,de} h_0$$

由此可得：

$$u_{m,de} \geq \frac{F_{l,eq}}{0.6f_t \eta h_0}$$

式中 $F_{l,eq}$ ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值；

$u_{m,de}$ ——设计截面周长；

η ——考虑局部荷载或集中反力作用面积形状、临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。

由此，可推导出工字钢焊接剪力架伸臂长度的计算公式 (5.3.8-3)。公式 (5.3.8-5) 和 (5.3.8-6) 的要求，是为了使剪力架的每个伸臂必须具有足够的受弯承载力，以抵抗沿臂长作用的剪力。

板柱节点配置型钢剪力架时，可以考虑剪力架承担柱上板带的一部分弯矩。参考美国混凝土规范 ACI 318，有下列计算公式：

$$M_{ua} = \frac{\phi a_a F_{l,eq}}{2n} \left(l_a - \frac{h_c}{2} \right)$$

式中 ϕ ——为抗剪强度折减系数；其余符号同正文第 5.3.8 条公式 (5.3.8-5) 的符号说明。

但 M_{ua} 不应大于下列诸值中的最小者：(1) 柱上板带总弯矩的 30%；(2) 在伸臂长度范围内，柱上板带弯矩的变化值；(3) 由公式 (5.3.8-5) 算出的 M_{de} 值。

按本规程设计型钢剪力架时，未考虑剪力架所承担柱上板带的一部分弯矩。

2 为避免所配置的抗冲切钢筋或型钢剪力架不能充分发挥作用，或使用阶段在局部集中荷载附近的斜裂缝过大，根据国内外规范和工程设计经验，在板中配筋后的允许抗冲切承载力比混凝土承担的抗冲切承载力提高 50%，配型钢剪力架后允许提高的限值为 75%。此外，还可以考虑平均有效预压应力约 2.0 N/mm² 的有利影响，公式 (5.3.8-7) 的限制条件是这样作出的。

3 试验研究表明,当型钢剪力架用于边柱和角柱,以及板中存在不平衡弯矩作用的情况,由于扭转效应等原因,型钢剪力架应有足够的锚固,使每个伸臂能发挥其具有的抗弯强度,以抵抗沿臂长作用的剪力,并应验算焊缝长度和保证焊接质量。

北京市建筑设计院在设计北京市劳保用品公司仓库工程,商业部设计院在设计内蒙 3000t 果品冷藏库工程中,均采用过上述型钢剪力架的设计方法,该设计方法在我国的一些实际工程中已得到应用。

5.3.9 本次修订还补充了局部荷载或集中反力作用面邻近孔洞或自由边时临界截面周长的计算方法,是参考国内湖南大学研究成果及英国混凝土结构规范 BS 8110 作出规定的。

5.3.10、5.3.11 N.W.Hanson 和 N.M.Hawkins 等人的钢筋混凝土板及无粘结预应力混凝土板柱节点试验表明,板与柱子之间,由于侧向荷载或楼面荷载不利组合引起的不平衡弯矩,一部分是通过弯曲来传递的,另一部分则通过剪切来传递。这些科研成果的结论和计算方法,已被美国混凝土规范 ACI 318、新西兰标准 NZS 3101 等国家的设计规范所采用,其对侧向荷载在板支座处所产生弯矩的组合和配筋要求,板柱节点处临界截面剪应力计算以及不平衡弯矩在板与柱子之间传递的计算等均作出了规定。由于在现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中,对板柱节点冲切承载力计算原则上采用了上述计算方法,并作出改进,故本规程不再重复列入。

美国混凝土规范 ACI 318 剪应力表达式概念较明确,但考虑到我国规范前后表达式的统一,故改为按总剪力计算的表达式,以达到前后一致和便于对照计算的目的。由于板柱节点冲切计算在国内是一项尚需要继续进行深入研究的课题,希望设计单位在使用中提出意见。

5.3.12、5.3.13 对板柱体系楼板开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规定的。

5.3.14 在后张平板中,无粘结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无粘结预应力筋的方式。美国得克萨斯州大学曾对两种布筋方式做过对比模型试验。中国建筑科学研究院也作了九柱四板模型试验，无粘结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，可避免无粘结预应力筋的编网工序，在施工质量上，易于保证无粘结预应力筋的垂度，并对板上开洞提供方便。

无粘结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，确定采用此类方案，并积累设计经验。

5.3.15 为改善基础底板的受力，提高其抗裂性能和受弯承载力，消除因收缩、徐变和温度产生的裂缝，减少板厚，降低用钢量，国内外在一些多层与高层建筑中，采用了预应力技术。一些文献指出，在软土地基、高压缩土地基或膨胀土地基上，采用预应力基础，可以降低地基压力使之满足地基承载力的要求，减少不均匀沉降，并避免上部结构产生的次应力。

预应力混凝土基础的设计，一般也采用荷载平衡法，遵守部分预应力的设计概念。由于基础设计比上部结构复杂，平衡荷载的大小受上部荷载分布、地基情况以及设计意图制约，难以统一规定。因此，本条文规定预应力筋的数量根据实际受力情况确定。且尚应配置适量的非预应力钢筋，其数量应符合控制基础板温度、收缩裂缝的构造要求。首都国际机场新航站楼工程，在筏

板基础与地基界面间设置滑动层，用以减小摩擦，也有利于减少混凝土收缩裂缝。

此外，考虑到基础处于与水或土壤直接接触的环境，该环境比上部结构楼盖要恶劣得多，无粘结预应力筋及其锚具的防腐问题更为突出。本条文要求采取全封闭防腐蚀锚固系统等切实可行的防腐措施。

5.4 体外预应力梁

5.4.1 ~ 5.4.4 无粘结预应力体外束多层防腐蚀体系，是将单根无粘结预应力筋平行穿入高密度聚乙烯管或镀锌钢管孔道内，张拉之前先完成灌浆工艺，由水泥浆体将单根无粘结筋定位或充填防腐油脂制成，两者均为可更换的体外束。体外束可通过设在两端锚具之间不同位置的转向块与混凝土构件相连接（如跨中，四分点或三分点），以达到设计要求的平衡荷载或调整内力的效果。且体外束的锚固点与弯折点之间或两个弯折点之间的自由段长度不宜太长，否则宜设置防振动装置，以避免微振磨损。如美国 AASHTO 规范规定，除非振动分析许可，体外预应力筋的自由段长度不应超过 7.5m。对转向块的设置要求，主要使梁在受弯变形的各个阶段，特别是在极限状态下梁体的挠度大时，尽量保持体外束与混凝土截面重心之间的偏心距保持不变，从而不致于降低体外束的作用，这样在设计中一般可不考虑体外束的二阶效应，按通常的方法进行计算。但是当有必要时，尚应考虑构件在后张预应力及所施加荷载作用下产生变形时，体外束相对于混凝土截面重心偏移所引起的二阶效应。

梁体上的体外束是通过固定在转向块鞍座上的导管变换方向的，这样在鞍座上的导管与预应力钢材的接触区域，将存在摩擦和横向力的挤压作用，对预应力钢材亦容易产生局部硬化和增大摩阻损失。因此，转向块的设计必须做到设计合理和构造措施得当，且转向块应确保体外束在弯折点的位置，在高度上应符合设计要求，避免产生附加应力，导管在结构使用期间也不应对预应

力钢材产生任何损害。

因为体外预应力与体内无粘结预应力在原理上基本相同，故对配置预应力体外束的混凝土结构，一般可按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和本规程条款进行结构设计。预应力体外束的不同处在于仅通过锚具和弯折处转向块支撑装置作用于结构上，故体外束仅在锚固区及转向块处与结构有相同的变位，当梁体受弯变形产生挠度时除了会使体外束的有效偏心距减小，降低预应力体外束的作用；且在转向块与预应力筋的接触区域，由于横向挤压力的作用和预应力筋因弯曲后产生内应力，可能使预应力筋的强度下降。故对预应力钢绞线应按弯折转角为 20° 的偏斜拉伸试验确定其力学性能，该试验方法详现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 附录 B。有关体外束曲率半径和弯折转角的规定，体外束锚固区和转向块的构造做法等是借鉴欧洲规范有关无粘结和体外预应力束应用的规定及国内的实践经验编写的。

体外束除应用于体外预应力混凝土矩形、T形及箱形梁的设计，在既有混凝土结构上，设置体外束是提高混凝土结构构件承载力的有效方法，也可用于改善结构的使用性能，或两者兼顾之。所以，体外束也适用于既有结构的维修和翻新改造，并允许布置成各种束形。

5.4.5 体外束永久的防腐保护可以通过各种方法获得，所提供的防腐措施应当适用于体外束所处的环境条件。本规程吸收国内外的工程经验、采用单根无粘结预应力筋组成集团束，外套高密度聚乙烯管或镀锌钢管，并在管内采用水泥灌浆或防腐油脂保护的工艺，十分适用于室内正常环境的工程。根据国际结构混凝土协会 fib 的工程经验，这种具有双层套管保护的体外束在三类室外侵蚀性环境下，亦可提供 10 年以上的使用寿命。此外，如果设置体外束不仅为了改善结构使用功能时，所采取的防腐措施尚应满足防火要求。

6 施工及验收

6.1 无粘结预应力筋的制作、包装及运输

6.1.1 无粘结预应力筋外包层的制作，在发展过程中有缠绕水密性胶带、外套聚乙烯套管、热封塑料包裹层及挤塑成型工艺等方法。本规程中的无粘结预应力筋，系指采用先进的挤塑成型工艺，由专业化工厂制作而成的。

对无粘结预应力筋的制作及涂包质量的要求等应符合国家现行标准《无粘结预应力钢绞线》JG 161 的规定。

6.1.2~6.1.4 无粘结预应力筋的包装、运输和保管，以及对下料和组装的要求，是根据国内工程实践经验制定的。

6.2 无粘结预应力筋的铺放和浇筑混凝土

6.2.1 试验表明，无粘结预应力筋的外包层出现局部轻微破损，经过修补后，其张拉伸长值与完好的无粘结预应力筋张拉伸长值相同。故对外包层局部轻微破损的无粘结预应力筋，允许修补后使用。

6.2.4 无粘结预应力筋束形在支座、跨中及反弯点等主要控制点的竖向位置由设计图纸确定，在施工铺放时的竖向位置允许偏差是根据现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 作出规定的。

在板中铺放无粘结预应力筋时，处理好与各种管线的位置关系，确保所设计无粘结预应力筋的束形，是施工现场常遇到的问题。一般要避开各种管线沿无粘结预应力筋关键位置处的垂直方向同标高铺设，采取与无粘结预应力筋铺放方向呈平行或调整标高的方法铺设。

如果在铺放多根成束无粘结预应力筋时，出现各根之间相互

扭绞的现象，必将影响预应力张拉效果。工程经验表明，可采用逐根铺放，最后合并成束的方法。

对大跨度无粘结预应力平板、扁梁及筒仓结构，在施工中可采用平行带状布束，每束由 3~5 根无粘结预应力筋组成，这样可以减少定位支撑钢筋用量，简化施工工艺，也不影响结构的整体预应力效果。

6.2.6 本条是总结国内建造无粘结预应力混凝土结构的施工安装工艺，并参考国外的应用经验而制定的。施工中应按环境类别和设计图纸要求，重视采用可靠和完善的锚具体系及配套施工工艺，以确保无粘结预应力混凝土施工质量。

近些年来，在现浇无粘结预应力结构设计与施工中，已较普遍地采用钢绞线制作的无粘结预应力筋，其相应的锚固系统包括夹片锚具和挤压锚具。曲线配置的无粘结预应力筋，在曲线段的起始点至锚固点，有一段不小于 300mm 的直线段的要求，主要考虑当张拉锚固端由于无粘结预应力筋曲率过大时，会造成局部摩擦对张拉的有效性和伸长值起不利影响。一般工程实践中，直线段的取值为 300~600mm，此值大时有利。

在实际工程中，整个无粘结预应力筋的铺放过程，都要配备专职人员，负责监督检查无粘结预应力筋束形是否符合设计要求，张拉端和固定端安装是否符合工艺要求。对不符合要求之处，应及时进行调整。

6.2.7 承压板后面混凝土的浇筑质量，直接关系到无粘结预应力筋的张拉效果。工程实践表明，在个别工程中，当混凝土成型并经正常养护后，在该处发生过裂缝或空鼓现象，只有在无粘结预应力筋张拉之前进行修补后，才允许进行张拉操作。

6.3 无粘结预应力筋的张拉

6.3.1~6.3.7 这几条主要是根据现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 有关条款制定的。

在无粘结预应力混凝土施工中，由于多采用夹片式锚具，采

用从零应力开始张拉至 1.05 倍预应力筋的张拉控制应力 σ_{con} ，持荷 2min 后卸荷至预应力筋张拉控制应力的张拉程序不易实现，也很少应用，故本次修订未列入。

在无粘结预应力筋张拉过程中，如发生断丝，应立即停止张拉，查明原因，以防止在单根无粘结预应力筋中发生连续断丝及相邻预应力筋出现断丝。

6.3.8 张拉时混凝土强度，指同条件养护下 150mm 立方体混凝土试件的抗压强度。

6.3.9 试验研究表明，无粘结预应力楼板在无顺序情况下张拉，对结构不会产生不利影响。但对梁式结构、预制构件及其他特种结构，无粘结预应力筋的张拉工艺顺序对结构受力是有影响的。

6.3.10 代替无粘结预应力筋两端同时张拉工艺，采取在一端张拉锚固，在另一端补足张拉力锚固工艺时，需观测另一端锚具夹片确有移动，经论证无误可以达到基本相同的预应力效果后，才可以使用。

6.3.12、6.3.13 这是总结国内建造无粘结预应力混凝土结构的施工张拉工艺，并参考国外的应用经验而制定的。

夹片锚具锚固时，目前有液压顶压、弹簧顶压以及限位三种形式，产生的锚具变形和钢筋内缩值各不相同。其值在事先测定后，并根据设计要求，选择其中一种。

必须指出，操作人员不得站在张拉设备的后面或建筑物边缘与张拉设备之间，因为在张拉过程中，有可能来不及躲避偶然发生的事故而造成伤亡。

6.3.14 电火花将损伤钢丝、钢绞线和锚具，为此不得采用电弧切断无粘结预应力筋。

6.4 体外预应力施工

6.4.1 无粘结预应力体外束多层防腐蚀体系由多根平行的无粘结预应力筋组成，外套高密度聚乙烯管或镀锌钢管，管内采用水

泥灌浆或防腐油脂保护为双层套管防腐蚀的无粘结预应力体外束。其可以在工厂预制按成品束提供使用，也可以在施工现场进行穿束和灌浆制作成束。具有下述优点：第二层保护套不但能起防腐保护的作用，同时可抵御来自外界的伤害；采用多根平行的无粘结预应力筋组成集团束，可以提供大吨位预应力束，便于采用简单有效的转向块；抗疲劳荷载性能强；可以在一类室内正常环境，二类及三类易受腐蚀环境下使用；使用中除了可更换整根束，还可以更换单根无粘结预应力筋。

在一类室内正常环境下，国内也有采用体外无粘结预应力筋并在其塑料护套外浇筑混凝土保护层，或将多根平行裸钢绞线外套高密度聚乙烯管或镀锌钢管，采用在管道内灌水泥浆或防腐化合物加以保护的。若采用镀锌钢绞线或环氧涂层钢绞线则可用于二类、三类环境类别，环氧涂层钢绞线防腐效果更好些。

6.4.2 ~ 6.4.12 体外束的制作要求、施工工艺及质量控制的规定，是根据工程经验总结，并借鉴欧洲规范有关无粘结和体外预应力束应用的规定编写的。

6.5 工 程 验 收

6.5.1 ~ 6.5.3 混凝土结构工程验收应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的要求进行。无粘结预应力混凝土工程一般作为整个工程的分项工程，因此在工程施工过程中，可在这部分工程竣工后通过检查验收。验收时，应检查第 6.5.1 条中所规定的文件和记录是否符合本规程要求。对于外观应根据需要进行抽查。

附录 A 无粘结预应力筋数量估算

设计经验表明，无粘结预应力筋的数量，常由结构构件的裂缝控制标准所决定，在附录 A 中，是按正截面裂缝控制验算要求进行估算的，并按均布荷载的标准组合或准永久组合计算的弯矩设计值，取所需有效预加力的较大值进行估算。此外，为了大致估计预应力对连续结构支座和跨中截面的有利和不利作用，对负弯矩截面和正弯矩截面的弯矩设计值，分别取系数 0.9 和 1.2。

名义拉应力方法用于计算无粘结预应力混凝土受弯构件的裂缝宽度，是参考国内外规范及科研成果作出规定的。用于无粘结预应力混凝土，首先应满足本规程第 5.2.1 条非预应力钢筋最小截面面积的要求。

附录 B 无粘结预应力筋常用束形的预应力损失 σ_{l1}

现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ，是假设 $\kappa x + \mu \theta$ 不大于 0.2，摩擦损失按直线近似公式得出的。由于无粘结预应力筋的摩擦系数小，经过核算故将允许的圆心角放大为 90° 。此外，对无粘结预应力筋在端部为直线、初始长度等于 l_0 而后由两条圆弧形曲线组成时及折线筋的预应力损失 σ_{l1} 的计算中，未计初始直线段 l_0 中摩擦损失的影响。

附录 C 等效柱的刚度计算 及等代框架计算模型

在板柱框架中，柱子两侧抗扭构件（横向梁或板带）的边界可延伸至柱子两侧区格的中心线，其在水平板带与柱子间起传递弯矩的作用，但不如梁柱框架的柱子对梁的约束强，为反映该影响，采用等效柱的计算方法，是参考 ACI318 规范有关条文作出规定的。

上述板柱等代框架早先是为采用弯矩分配法设计的。为利用基于有限单元法的标准框架分析程序，根据国内外经验，在板柱等代框架中，板梁的杆件长度 $l_{s,b}$ 一般取等于柱中线之间的距离 l_1 ，在柱中线至柱边或柱帽边之间的截面惯性矩，宜取等于板梁在柱边或柱帽边处的截面惯性矩（若有平托板按 T 形截面计）除以 $(1 - c_2/l_2)^2$ ，此处， c_2 和 l_2 分别为垂直于等代框架方向的柱宽度和跨度。柱的杆件长度 H_c 取等于层高，其截面惯性矩 I_c 可按毛截面计算，但等效柱的截面惯性矩 I_{ec} 应按上述等效柱的线刚度进行折减。在节点范围内（柱帽底至板顶）截面惯性矩可视为无穷大。

附录 D 无粘结预应力筋张拉记录表

本表是在国内常用无粘结预应力筋张拉记录表的基础上，经适当补充修改后制订的。