



中国工程建设标准化委员会标准

整体预应力装配式 板柱建筑技术规程



CHINA COMMITTEE FOR ENGINEERING
CONSTRUCTION STANDARDIZATION

中国工程建设标准化协会标准

整体预应力装配式
板柱建筑技术规程

CECS 52 : 93

主编单位:中国建筑一局科学研究所

四川省建筑科学研究院

批准部门:中国工程建设标准化协会

批准日期:1993年12月14日

前 言

现批准《整体预应力装配式板柱建筑技术规程》**CECS52 : 93**为中国工程建设标准化协会标准,推荐给各有关单位使用,亦可供国际交流。在使用过程中,请将意见及有关资料寄交北京市南苑镇新华路1号中国建筑一局科学研究所(邮政编码 100076),以便修订时参考。

中国工程建设标准化协会
1993年12月14日

目 次

1	总 则	(1)
2	术语、符号	(2)
2.1	术 语	(2)
2.2	符 号	(4)
3	基本规定	(7)
3.1	材 料	(7)
3.2	构 件	(7)
3.3	结构非抗震设计规定	(10)
3.4	结构抗震设计规定	(11)
3.5	预应力规定	(13)
3.6	施 工 步 骤	(17)
4	建筑设计	(18)
5	结构设计计算	(19)
5.1	内 力 分 析	(19)
5.2	承载力计算	(26)
5.3	抗裂及变形验算	(29)
6	构造规定	(36)
6.1	楼 板	(36)
6.2	柱及剪力墙	(44)
7	施工及验收	(47)
7.1	构件制作	(47)
7.2	临时支撑	(48)
7.3	构件安装	(48)
7.4	对楼盖施加预应力	(49)
7.5	接缝砂浆及现浇混凝土的浇筑	(52)
7.6	工程验收	(52)

附录 A、 预应力筋先拉后折的较佳压折顺序与 各跨应力的近似计算	(55)
附录 B、 预应力轴力分散系数 β_1 、 β_2 值	(58)
附录 C、 垫块的设计与施工	(60)
附录 D、 本规程用词说明	(66)
附加说明	(67)

1 总 则

- 1.0.1 为推广整体预应力装配式板柱建筑,特制定本规程。
- 1.0.2 本规程适用于建筑高度不超过 50m、抗震设防烈度不超过 8 度(Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类场地土)矩形柱网的整体预应力装配式板柱建筑。
- 1.0.3 整体预应力装配式板柱建筑是采用对整个楼盖施加预应力的方法,将预制的板、柱构件拼装成整体结构的建筑体系。
- 1.0.4 进行整体预应力装配式板柱建筑的设计与施工时,除遵照本规程的规定外,尚应符合现行国家标准《建筑结构设计统一标准》、《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》、《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》、《建筑结构荷载规范》、《混凝土结构工程施工及验收规范》等的有关规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 预应力束

一个锚具下的预应力钢筋束(钢丝束或钢绞线束)。

2.1.2 边肋

预制楼板的边肋。

2.1.3 内肋

预制楼板的内肋。

2.1.4 边梁

在预制楼板以外的单独梁构件。

2.1.5 整板

一个柱网单元的整块预制楼板。

2.1.6 拼板

一个柱网单元的多块预制楼板。

2.1.7 垫块

承受水平预应力的块体。

2.1.8 楼盖构件

楼板、悬挑楼板、边梁及垫块的总称。

2.1.9 明槽

两相邻预制楼盖构件之间的沟槽,分为柱轴线明槽和拼缝明槽两种。

2.1.10 拼缝

拼缝明槽简称,它将整板分割为拼板。

2.1.11 接缝

板与柱之间或板与垫块之间 20~30mm 宽的立缝。

2.1.12 框架梁

位于柱轴线处的预应力梁。

2.1.13 拼缝梁

位于拼缝处的预应力梁。

2.1.14 接缝截面

接缝处接缝材料与柱或垫块接触的截面。

2.1.15 预应力挤压面

在承受预压应力之后的接缝截面。

2.1.16 施加预应力

张拉及压折的总称。

2.1.17 压折

将张拉完毕的预应力束从直线向下压成折线。

2.1.18 先拉后折

预应力束先直线张拉后压折。

2.1.19 先折后拉

预应力束先按折线配置后张拉。

2.1.20 预应力控制值

未扣除任何预应力损失的预应力钢筋张拉控制应力值。

2.1.21 预应力有效值

扣除全部预应力损失后的预应力钢筋应力值。

2.1.22 预应力荷载

预应力束及端锚具施加给结构的作用力的总称。包括端轴力、端偏心弯矩、折点摩擦阻力及折点上抬力。

2.1.23 上抬力

折点处预应力束的竖向向上作用力。

2.1.24 柱内倾

楼盖预应力压缩变形产生的柱内倾。

2.1.25 外推柱

为克服柱内倾,在接缝浇筑前将柱外推,其推力亦视为预应力荷载。

2.2 符 号

编 号	代 号	涵 义
2.2.1	N_{tot}	预应力综合轴力,以受压为正
2.2.2	N_x, N_y	X 方向, Y 方向的 N_{tot} 值
2.2.3	N_{lat}	作用在柱或方垫块侧面的 N_{tot} 值
2.2.4	N_{con}	N_{tot} 值的控制值
2.2.5	N_{eff}	N_{tot} 值的有效值
2.2.6	N_{end}	端锚具产生的轴压力,即端部 N_{tot} 值
2.2.7	M	在使用阶段竖向荷载、风荷载或地震作用各种组合的弯矩设计值
2.2.8	M_{G1}	楼盖构件自重作用下弯矩设计值
2.2.9	M_{G2}	明槽混凝土自重作用下弯矩设计值
2.2.10	M_{G3}	叠合层混凝土自重作用下弯矩设计值
2.2.11	M_R	拆除临时支撑作用下弯矩设计值
2.2.12	M_0, M_1	扣除楼盖构件自重、明槽(叠合层)(混凝土自重及拆支撑作用后的竖向荷载与风荷载的短期效应组合、长期效应组合下弯矩设计值
2.2.13	M_{end}	端锚具产生的偏心弯矩
2.2.14	M_{tot}, M_{sec}	预应力综合弯矩、次弯矩
2.2.15	M_t	侧向预应力产生的摩擦扭矩
2.2.16	V	竖向荷载作用下的剪力设计值
2.2.17	P_{eff}	预应力荷载有效值
2.2.18	P_i	i 折点处预应力束上抬力

续表

编 号	代 号	涵 义
2.2.19	$\sigma_{sc}、\sigma_{ce}$	竖向荷载与风荷载的短期效应组合、长期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力
2.2.20	σ_p	预应力束的有效应力
2.2.21	σ_{con1}	直线张拉的预应力束控制应力
2.2.22	σ_{con2}	折线张拉的预应力束控制应力,如果仅直线张拉则取 $\sigma_{con2}=\sigma_{con1}$
2.2.23	ΔL	压折引起的预应力束总伸长
2.2.24	$\Delta\sigma$	压折时预应力束的应力增量
2.2.25	u	在水平预应力作用下框架梁的轴向压缩变形值
2.2.26	b_o	等代梁截面受压区宽度
2.2.27	b_{int}	柱或方垫块的侧预应力挤压面宽度
2.2.28	e_0	预应力束合力点至预应力梁(不含明槽及叠合层)净截面形心的距离
2.2.29	f_i	i 折点处压折高度
2.2.30	L	预应力束的总长度或框架梁的总长度、构件长度
2.2.31	δ	叠合层厚度
2.2.32	A_1	预应力梁(不含明槽及叠合层)净截面面积、板与柱的接缝截面面积
2.2.33	A_d	垫块扣除扁孔及直径大于 40mm 圆孔面积之后与板的接缝截面面积
2.2.34	A_p	预应力束截面面积

续表

编 号	代 号	涵 义
2.2.35	W_1	预应力梁(不含明槽及叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩
2.2.36	W_2	预应力梁(含明槽不含叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩
2.2.37	W_3	预应力梁(含明槽及叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩
2.2.38	(W_1, W_2)	无叠合层。在明槽浇筑前拆支撑,取 W_1 ;在明槽浇筑后拆支撑,取 W_2
2.2.39	(W_1, W_2, W_3)	有叠合层。在明槽浇筑前拆支撑,取 W_1 ;在明槽浇筑后,叠合层浇筑前拆支撑,取 W_2 ;在明槽、叠合层均已浇筑后拆支撑,取 W_3
2.2.40	$\{W_1, W_2\}$	有叠合层。叠合层与明槽一起浇筑时取 W_1 ;叠合层与明槽分开浇筑时取 W_2
2.2.41	β	由于预应力轴力分散,预应力钢筋抗拉强度设计值的折减系数
2.2.42	β_1	预应力轴力的上下分散系数
2.2.43	β_2	预应力轴力的左右分散系数
2.2.44	γ_p	预应力荷载分项系数,取 1.0
2.2.45	C_p	预应力荷载的作用效应系数

3 基本规定

3.1 材 料

3.1.1 主体结构所使用的材料应符合下列要求：

混凝土和砂浆的强度等级可采用表 3.1.1 的数值。

混凝土和砂浆的强度等级 表 3.1.1

名 称	楼板、悬挑楼板、边梁、垫块、明槽混凝土、接缝砂浆	柱 子	剪 力 墙	楼 梯	现浇叠合层	预应力孔道灌浆
强度等级	C30-C40 M30-40	C30-C40	C20-C40	C20-C30	C25-C30	≥M20

接缝(板与柱、边梁与柱、板与垫块、边梁与垫块之间)材料视缝隙宽度可采用砂浆或细石混凝土,宜具有早强和微膨胀性能。

孔道灌浆材料宜具有早强及微膨胀性能。

预应力钢筋可采用碳素钢丝束或钢绞线束,强度不宜低于 1570N/mm²。

3.1.2 内外墙和顶棚宜采用非燃或难燃的轻质材料。

3.2 构 件

3.2.1 主体结构的基本构件应符合下列规定：

3.2.1.1 预制柱。为矩形截面,其长度一般不超过三层,在楼板厚度范围内应留有双向预应力束的孔道。

3.2.1.2 预制楼板。为矩形平面,双向带肋,在与柱接触面的板

角留有直角缺口,与柱双面平接。

3.2.1.3 预制悬挑楼板。一般位于楼层周边柱轴线外侧,与柱接触的板角可留有直角缺口,与柱双面平接;也可无直角缺口,同边梁一样与柱单面平接。

3.2.1.4 预制边梁。一般位于楼层周边柱轴线外侧,支承在柱与柱、柱与垫块或两垫块之间。

3.2.1.5 垫块。为钢筋混凝土块体,一般用于拼板之中,与楼板同厚度,位于拼装楼板板角之间,作传力与联结用,预应力束可以从其内部穿过,可预制或现浇,其设计与施工可参照附录 C。

3.2.1.6 剪力墙。一般设置在两柱之间,穿过明槽,可预制或现浇。

3.2.1.7 楼梯。可预制或现浇。

3.2.2 预制楼板根据运输和吊装的条件,在每个柱网单元可采用整板(见图 3.2.2-1)或拼板(见图 3.2.2-2)。

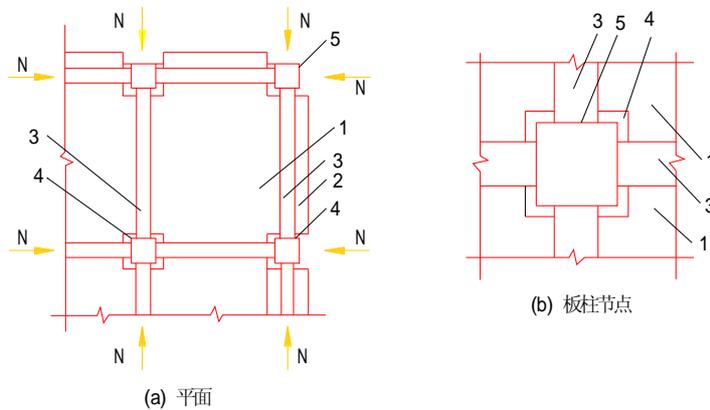
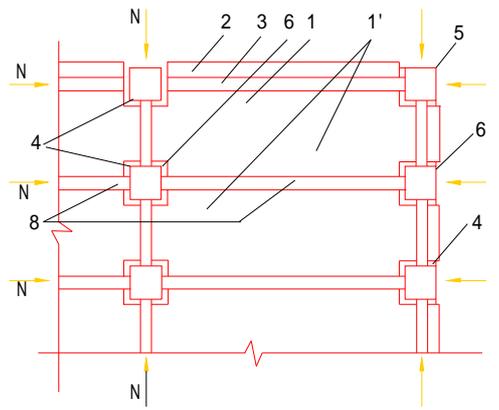
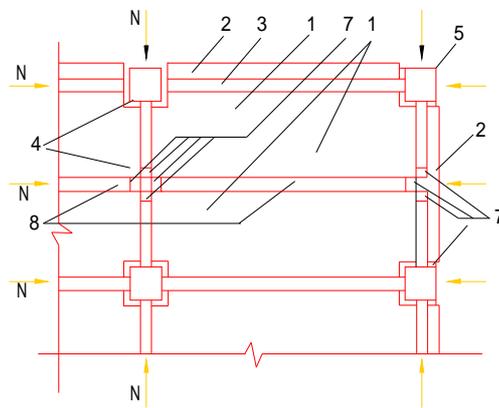


图 3.2.2-1 整板

- 1—预制整板;2—预制边梁;3—明槽;
4—接缝砂浆;5—预制柱;N—预压力



(a) 采用方垫块



(b) 采用扁垫块

图 3.2.2-2 拼板

- 1—预制拼板;2—预制边梁;3—柱轴线明槽;
 4—接缝砂浆;5—预制柱;6—方垫块;
 7—扁垫块;8—拼缝明槽;N—预压力

3.3 结构非抗震设计规定

3.3.1 进行非抗震设计时,结构构件的承载力可按下列公式确定:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3.3.1)$$

式中 γ_0 ——结构构件的重要性系数;
 S ——内力组合设计值;
 R ——结构构件的承载力设计值。

注:在以下结构非抗震设计中,内力设计值(N、M、V、T等)为已乘重要性系数 γ_0 后的值。

3.3.1.1 预制楼板起吊时:

$$S = 1.5 \gamma_G C_{G1} G_{1k} \quad (3.3.1.1)$$

式中 1.5——动力系数;
 γ_G ——恒荷载的分项系数,一般取1.2;
 G_{1k} ——楼板自重荷载的标准值;
 C_{G1} ——楼板自重的荷载效应系数。

3.3.1.2 预制楼板安装就位后施工时:

$$S = \gamma_G C_{G1} G_{1k} + \gamma_Q C_Q Q_k \quad (3.3.1.2)$$

式中 γ_Q ——活荷载的分项系数,一般取1.4;
 Q_k ——活荷载的标准值,可取0.5kN/m²;
 C_Q ——活荷载的荷载效应系数。

3.3.1.3 主体结构各构件使用时:

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_P C_P P_{\text{eff}} + (\gamma_Q C_Q Q_k + \gamma_W C_W W_k) \psi_W \quad (3.3.1.3)$$

式中 γ_P ——预应力荷载的分项系数,取1.0;
 γ_W ——风荷载的分项系数,取1.4;
 ψ_W ——风荷载的组合系数,取0.85;
 P_{eff} ——预应力荷载的有效值;
 Q_k ——活荷载的标准值;
 W_k ——风荷载的标准值;

G_k ——全部恒重的标准值；

C_G 、 C_P 、 C_Q 、 C_W ——分别为恒重、预应力荷载、活荷载和风荷载的荷载效应系数。

3.3.1.4 上式中没有风荷载参加组合时：

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_P C_P P_{\text{eff}} + \gamma_Q C_Q Q_k \quad (3.3.1.4)$$

3.3.2 对于正常使用极限状态，主体结构各构件的荷载短期效应组合的设计值 S_s 和荷载长期效应组合的设计值 S_l ，应按下列公式确定：

3.3.2.1 荷载短期效应组合：

$$S_s = C_G G_k + C_P P_{\text{eff}} + (C_Q Q_k + C_W w_k) \psi_w \quad (3.3.2.1)$$

3.3.2.2 荷载长期效应组合：

$$S_l = C_G G_k + C_P P_{\text{eff}} + C_Q Q_k \psi_Q \quad (3.3.2.2)$$

式中 ψ_Q ——活荷载的准永久值系数。

3.3.2.3 上式中没有风荷载参加组合时， S_l 仍采用(3.3.2.2)式， S_s 可按下列式计算：

$$S_s = C_G G_k + C_P P_{\text{eff}} + C_Q Q_k \quad (3.3.2.3)$$

3.4 结构抗震设计规定

3.4.1 建筑物宜按现行的《建筑抗震设计规范》第 6.1.4 条规定，采用规则结构。

3.4.2 抗震设防烈度为 7、8 度以及抗震设防烈度为 6 度、IV 类场地土上的建筑宜另设剪力墙等抗侧力构件。

3.4.3 在板柱—剪力墙结构中，当剪力墙部分承受的地震倾覆力矩不小于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其抗震等级可按表 3.4.3 划分。

3.4.4 剪力墙在与楼盖交接处应现浇。剪力墙的间距，在 8 度时不宜超过建筑物宽度的 2.75 倍，在 6、7 度时不宜超过建筑物宽度的 3.5 倍。

3.4.5 当楼盖无大洞口时，可按刚性楼盖分配水平地震力。

板柱—剪力墙结构的抗震等级 表 3.4.3

	设防烈度		
	6	7	8
房屋高度(m)	≤50	≤50	≤50
板柱部分	四	三	三
剪力墙部分	三	二	二

3.4.6 高度不超过 50m,且高度和宽度之比不大于 4,体型比较规则,质量和刚度沿高度分布比较均匀的建筑结构,在水平地震作用下,可采用底部剪力法计算。

3.4.7 结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合,应按下列式计算:

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_P C_P P_{\text{eff}} + \gamma_{Eh} C_{Eh} E_{hk} + \psi_w \gamma_w C_w w_k \quad (3.4.7)$$

式中 S ——内力组合设计值;
 γ_G ——重力荷载的分项系数,一般取 1.2;
 γ_P ——预应力荷载的分项系数,取 1.0;
 γ_{Eh} ——水平地震作用的分项系数,取 1.3;
 γ_w ——风荷载的分项系数,取 1.4;
 G_E ——重力荷载的代表值;
 P_{eff} ——预应力荷载的有效值;
 E_{hk} ——水平地震作用的标准值;
 w_k ——风荷载的标准值;
 ψ_w ——风荷载的组合值系数,一般结构为 0,较高的高层建筑可采用 0.2;

C_G, C_P, C_{Eh}, C_w ——分别为重力荷载、预应力荷载、水平地震作用和风荷载的作用效应系数。

3.4.8 结构构件的截面抗震验算,应符合下列式:

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.4.8)$$

式中 R ——结构构件承载力设计值;
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,应按表 3.4.8 取用。

3.4.9 在计算建筑结构低于本地区设防烈度的多遇地震作用下

层间弹性位移时,内力组合设计值应按式(3.4.9)计算:

$$S = C_G G_E + C_P P_{\text{eff}} + C_{Eh} E_{hk} + \psi_w C_w w_k \quad (3.4.9)$$

当结构物、重力荷载及预应力荷载对称时,等式右端前两项可不计算。

承载力抗震调整系数 γ_{RE} 表 3.4.8

正截面承载力			斜截面承载力	局压承载力
预应力梁 及 非预应力梁	柱		剪力墙	各类构件
	轴压比 ≤ 0.15	轴压比 > 0.15		
0.75	0.75	0.80	0.85	0.90
				1.0

3.4.10 在执行现行的《建筑抗震设计规范》第 6.3.6 条规定时,其中表 6.3.6 的框架柱轴压比限值在二级抗震时,可取 0.75;在三级抗震时,可取 0.85。

3.4.11 对板柱节点(框架节点)核心区,可不进行抗震验算。

3.5 预应力规定

3.5.1 预应力束在明槽内通过时,可直线配置或折线配置。折线配置时,有“先拉后折”及“先折后拉”两种工艺。

当多跨连续折线配筋时,宜采用“先拉后折”工艺。

对跨数少,折点少的预应力束,可采用“先折后拉”工艺,此时宜采取措施减少摩擦损失。

3.5.2 在采用碳素钢丝和钢绞线时,预应力张拉控制应力允许值可取 $0.70f_{ptk}$,为了克服摩擦损失等,张拉控制应力允许值可提高 $0.05f_{ptk}$ 。

全部预应力损失 σ_{11} 应由以下几项组成:

- 3.5.2.1 张拉端锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{11} ;
- 3.5.2.2 预应力筋与孔壁及通过折点时的摩擦损失 σ_{12} ;
- 3.5.2.3 弹性压缩引起的预应力损失 σ_{13} ;
- 3.5.2.4 预应力筋的应力松弛引起的预应力损失 σ_{14} ;
- 3.5.2.5 混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失 σ_{15} ;

第一批损失： $\sigma_{11} + \sigma_{12} + \sigma_{13}$ ；

第二批损失： $\sigma_{14} + \sigma_{15}$ 。

3.5.3 各项预应力损失的计算应符合下列规定：

3.5.3.1 σ_{11} 、 σ_{12} 、 σ_{14} 、及 σ_{15} 可按现行的《混凝土结构设计规范》的规定计算。计算 σ_{12} 时，常用摩擦系数 μ 可按本规程表 3.5.3.1 取用，摩擦系数 κ 可按现行的《混凝土结构设计规范》取用，与 κ 对应的孔道长度可只包括柱孔、垫块孔等，不包括纯明槽段。

折点摩擦系数 表 3.5.3.1

接触面情况	μ
预埋铁皮管	0.35
预埋波纹管	0.25
抽芯成型	0.55
抽芯成型加石墨粉	0.15
钢 销	0.15

3.5.3.2 当一个轴线(明槽)内有 n 束预应力束时，后张拉束所产生的混凝土弹性压缩引起先张拉束的应力损失为 σ_{13} 第 i 束的 σ_{13} 可按下列公式计算：

$$\sigma_{13} = \alpha_E \sum_{j=i+1}^n \sigma_{cj} \quad (3.5.3.2)$$

式中 α_E ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量比值；

σ_{cj} ——张拉第 j 束预应力束时混凝土的平均压应力。

3.5.4 当计算求出的预应力总损失值小于 $0.2\sigma_{con2}$ 时，应取损失值为 $0.2\sigma_{con2}$ ，但计算求出的预应力总损失值不得大于 $0.3\sigma_{con2}$ 。

3.5.5 采用“先拉后折”工艺时，直线张拉控制应力 σ_{con1} 应低于折线张拉控制应力 σ_{con2} ，可按下列公式计算：

$$\sigma_{con1} = \sigma_{con2} - \Delta\sigma = \sigma_{con2} - \frac{\Delta L}{L} E_s \quad (3.5.5-1)$$

$$\Delta L = \sum_1^n \Delta L_i \quad (3.5.5-2)$$

$$L = \sum_1^n \Delta L_i \quad (3.5.5-3)$$

式中 $\Delta\sigma$ ——压折预应力束时产生的预应力增量,其值宜在 $(0.1-0.2)\sigma_{con2}$ 之间;

E_s ——预应力钢筋的弹性模量;

ΔL ——压折引起的预应力束总伸长;

L ——预应力束总长度;

n ——总跨数;

i ——跨号;

l_i ——第 i 跨跨度;

ΔL_i ——压折第 i 跨时预应力束总伸长;可参考图 3.5.5 计算。

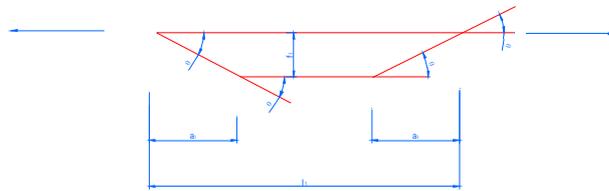


图 3.5.5 压折伸长量计算

θ ——压折点的折角; a_i ——压折点至端部距离; f_i ——压折高度。

注:右端为张拉端

在图 3.5.5 中,压折伸长量 ΔL_i 可按下列公式计算:

$$\Delta L_i = 2 \sqrt{a_i^2 + f_i^2} - a_i \quad (3.5.5-4)$$

3.5.6 在“先拉后折”的连续跨中,压折顺序应符合对称、间隔的原则,压折完毕时各跨预应力可取相等值。也可参照本规程附录 A 选取压折顺序和计算各跨压折后的预应力值。

3.5.7 预应力束压折上抬力 P_i (图 3.5.7) 可按下列公式计算:

一个折点:

$$P_i = \sigma_P A_P \left(\frac{f_1}{a_1} + \frac{f_1}{a_2} \right) \quad (3.5.7-1)$$

两个折点:

$$P_1 = \sigma_P A_P \frac{f_1}{a_1}, P_2 = \sigma_P A_P \frac{f_1}{a_2} \quad (3.5.7-2)$$

悬挑端点:

$$P_1 = \sigma_P A_P \frac{f_1}{a_3} \quad (3.5.7-3)$$

式中 σ_P ——预应力束的有效应力, $\sigma_P = \sigma_{\text{con2}} - \sigma_1$;

A_P ——预应力束的截面面积;

f_1 ——压折高度;

a_1, a_2, a_3 ——压折点至端部距离;

P_1, P_2 ——第 1 点, 第 2 点压折上抬力。

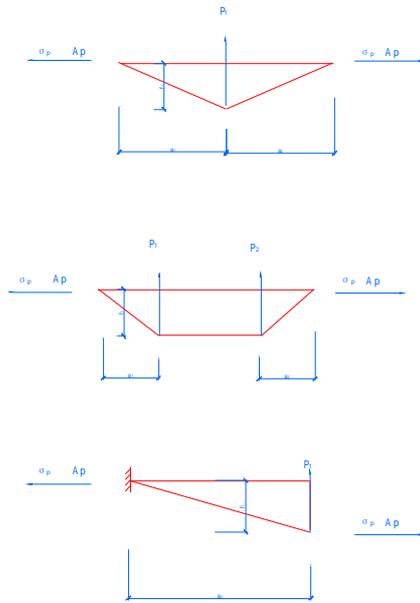


图 3.5.7 压折上抬力的计算

3.5.8 建筑物的张拉单元长度不宜超过 60m。

3.5.9 当建筑物的张拉单元长度较长时,可在接缝浇筑前将柱子预先外推,外推位移量可根据楼盖在预应力作用下的压缩变形及柱子抗裂度综合考虑。

3.6 施工步骤

3.6.1 主体结构的施工步骤宜由下而上逐层进行,即在每一层楼盖施加预应力完毕后,再吊装上一层楼盖构件。每一楼层主体结构的主要施工步骤应符合图 3.6.1 的要求。



图 3.6.1 每一楼层主体结构的主要施工步骤

注:①最下框中各项可拖后进行;

②框内带 * 号者可视具体情况采用。

4 建筑设计

4.0.1 整体预应力装配式板柱建筑,适用于柱网尺寸较大且体型比较规则的办公楼、科研试验楼、商业楼、图书馆、餐厅、旅馆、展览厅、住宅以及一般多层工业厂房、仓库等。

4.0.2 柱网尺寸宜统一,柱列宜纵横贯通。柱网尺寸较小时,宜采用整板;柱网尺寸较大时,可采用拼板。

4.0.3 设置抗震缝、沉降缝或伸缩缝时,缝宽尚应满足预应力施工操作的要求。

4.0.4 当建筑物较长时,剪力墙的布置宜均匀、分散,纵向剪力墙不宜设在两端。

4.0.5 阳台、雨篷等悬挑板可根据需要做成矩形、梯形或三角形等多种平面形状。悬挑板挑出长度不宜超过 3m。

4.0.6 水平电气管线宜埋设在楼面叠合层或垫层内,如需穿过板肋时,应预留孔洞或预埋套管。

4.0.7 竖向管线不应穿过板肋,可在肋间穿过,如需穿过板角加腋区,应符合本规程第 6.1.14 条的规定。

住宅的卫生间、厨房及其他用水部位的竖向管道穿楼板处宜设竖向管道井。

4.0.8 当建筑物耐火等级为二级时,应符合本规程第 6.1.11 条的规定;当建筑物耐火等级为一级时,则预应力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

5 结构设计计算

5.1 内力分析

5.1.1 主体结构可按楼板和等代框架(等代框架—剪力墙)分别计算内力。

5.1.2 内力分析应包括以下三种内容:

5.1.2.1 计算楼板在竖向荷载作用下内力;

5.1.2.2 计算在预应力荷载作用下,预应力梁和柱的综合弯矩、次弯矩以及预应力梁的综合轴力;

5.1.2.3 计算等代框架(等代框架—剪力墙)在竖向荷载、风荷载及地震作用下内力。

5.1.3 在整板的内力计算中,楼板可简化为等代交叉梁系,其截面可按图 5.1.3—1 取用;在拼板及框架(框架—剪力墙)的内力计算中,等代拼缝梁和等代框架梁的截面可按图 5.1.3—2 取用。

当边梁高和楼板各肋高都相同时,各等代梁截面可包括边梁截面或带翼缘的各肋截面,翼缘宽度可取肋净距之半,在明槽(叠合层)浇筑混凝土之后,各等代梁截面尚应包括明槽(叠合层)截面。

5.1.4 楼板可按整板或拼板分别计算内力。

5.1.5 整板可只按施加预应力前及施加预应力后两阶段计算内力:

5.1.5.1 施加预应力前,楼板的内力分析应包括楼板运输、吊装及搁置在临时支撑上等情况。

(1)在运输、吊装时,楼板按吊点位置铰支计算,动力系数可取 1.5(图 5.1.5.1-1)。

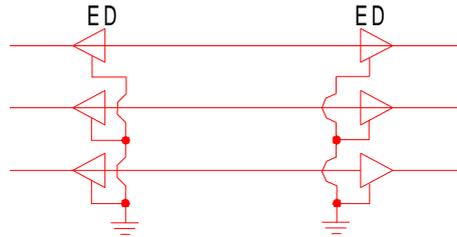


图 5.1.3-1 整板的等代梁截面

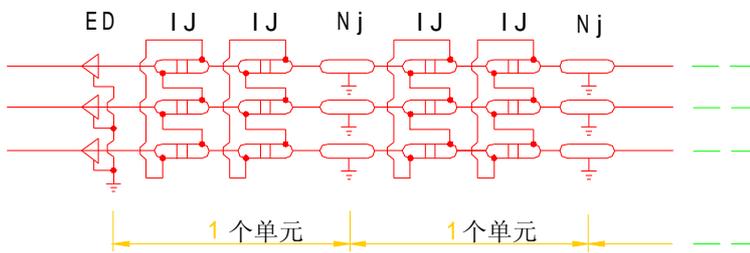


图 5.1.3-2 等代框架梁截面
(等代拼缝梁截面)

(a)不含明槽及叠合层 (b)含明槽不含叠合层 (c)含明槽及叠合层
4——明槽;5——边肋;6——内肋; h ——预制板高度; δ ——叠合层厚度;
S——肋净距;7——等代框架梁(等代拼缝梁)

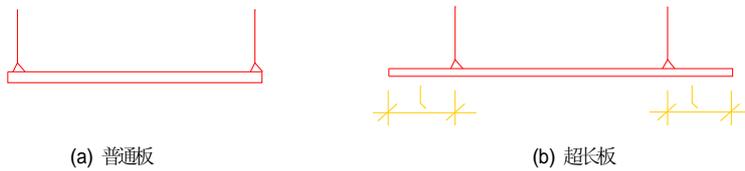


图 5.1.5.1-1 起吊时楼板受力



图 5.1.5.1-2 安装后楼板受力

(2)当楼板搁置在临时支撑上时,荷载为楼板自重加施工荷载(可取 0.5kN/m^2),可按下列两种情况分别计算内力:

楼板为四角简支,见图 5.1.5.1-2(a);

楼板除四角简支外,中间加临时支撑,见图 5.1.5.1-2(b)。

5.1.5.2 施加预应力后,荷载为扣除楼板自重后的全部竖向荷载(如跨间及悬挑处有临时支撑,则包含拆支撑作用),一般楼板四周与其他相邻构件之间仅为构造连接,可按四角嵌固板计算内力(图 5.1.5.2-1),或按两角嵌固悬挑板计算内力(图 5.1.5.2-2)。

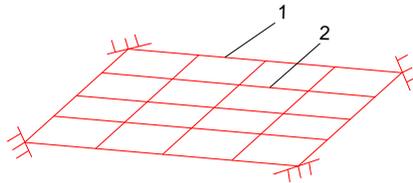


图 5.1.5.2-1 四角嵌固板

1——边肋;2——内肋

5.1.6 拼板可按施加预应力前、施加预应力时及施加预应力后三个阶段计算内力:

5.1.6.1 施加预应力前,楼板的内力分析的规定与整板相同;

5.1.6.2 施加预应力时,可只计算上抬力在拼缝梁上产生的综

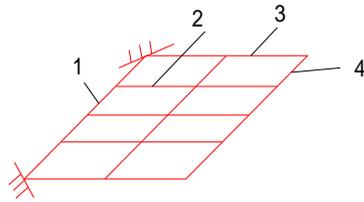


图 5.1.5.2-2 两角嵌固悬挑板

1——内边肋;2——内肋;3——悬挑肋;4——外边肋

合弯矩及剪力,计算时应考虑跨间及悬挑处临时支撑的作用,其计算模型见图 5.1.6.2,按下列规定建立:

- (1)板柱节点及板垫块节点为刚结点;
- (2)垂直于拼缝的两侧内肋是间断的。

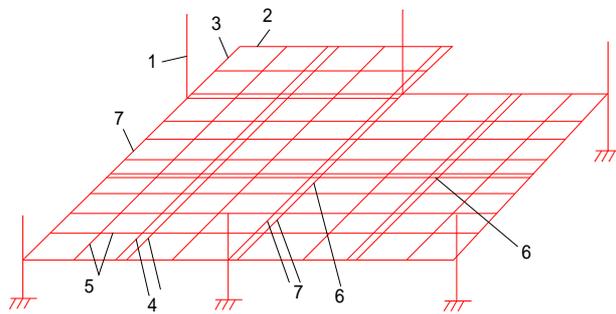


图 5.1.6.2 内肋间断的拼板

1——柱;2——悬挑板外边梁;3——悬挑梁;
4——拼缝梁;5——内肋;6——垫块;7——框架梁

5.1.6.3 施加预应力后,荷载为扣除楼板自重后的全部竖向荷载,包括拆除跨间及悬挑处临时支撑的作用,其计算模型按下列规定建立:

- (1)板柱节点及板垫块节点为刚结点;
- (2)在拼缝明槽混凝土浇筑之后,若能满足本规程第 6.1.9 条规定,垂直于拼缝两侧的内肋变为连续梁,可按图 5.1.6.3 所示模

型计算,若不能满足本规程第 6.1.9 条规定,垂直于拼缝两侧的内肋继续按断开处理,可按图 5.1.6.2 所示模型计算。

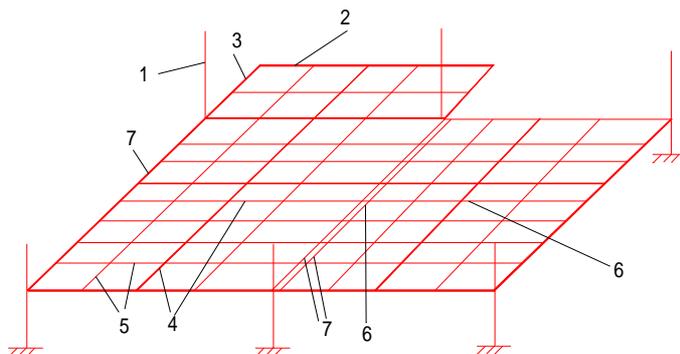


图 5.1.6.3 内肋连续的拼板

1——柱;2——悬挑板外边梁;3——悬挑梁;
4——拼缝梁;5——内肋;6——垫块;7——框架梁

5.1.7 板柱结构可分别取两个互相垂直的等代平面框架进行内力分析。板柱—剪力墙结构可按等代框架—剪力墙进行内力分析。施加预应力时的内力和施加预应力后在竖向荷载、风荷载及地震作用下的内力应分别计算。

5.1.8 施加预应力时等代框架的综合弯矩 M_{tot} 可按下列方法计算:

5.1.8.1 端部水平预应力作用下的综合弯矩:

在采用本规程第 3.6.1 条施工步骤时,随着楼板的逐层吊装和逐层建立预应力,逐渐形成板柱的等代框架结构。端部水平预应力作用应包括端轴力和端偏心弯矩两项。其中端轴力产生的框架梁轴向压缩变形值,可按本规程第 5.1.9 条计算。并应分别计算框架梁轴向压缩变形(柱内倾)产生的综合弯矩及端偏心弯矩产生的综合弯矩。

当各层层高相近,梁柱截面不变时,可只计算连续三层框架形成过程的综合弯矩,取中间层内力代表整个框架各中间层内力,顶

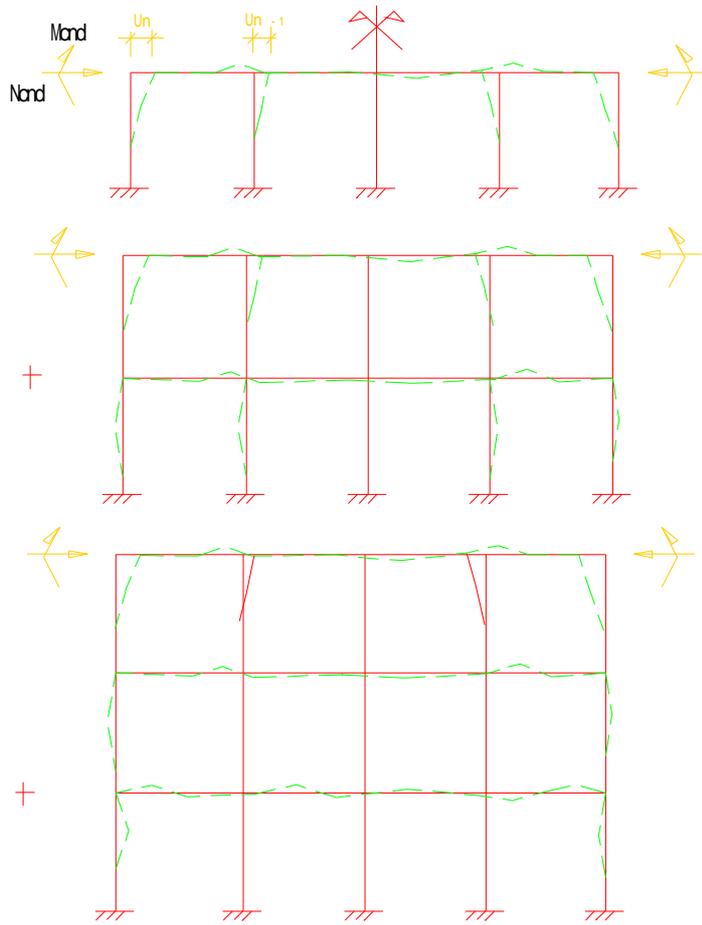


图 5.1.8.1 柱内倾及端偏心弯矩的综合弯矩计算

N_{end} ——端轴力； M_{end} ——端偏心弯矩； u ——柱内倾值

层和底层内力分别代表整个框架底层和顶层内力(图 5.1.8.1)。

5.1.8.2 上抬力产生的综合弯矩：可只计算上抬力对本层产生的综合弯矩。计算时，可不考虑对上、下层的影响(图 5.1.8.2)。如在跨间及悬挑处存在临时支撑，计算时应考虑其作用。上抬力值

P_i 可按本规程第 3.5.7 条的规定计算。

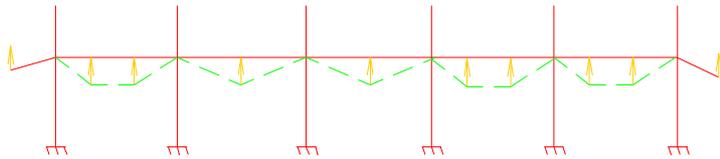


图 5.1.8.2 上抬力的综合弯矩的计算

5.1.8.3 外推柱产生的综合弯矩:可按独立悬臂柱计算外推柱产生的综合弯矩。

5.1.9 端轴力产生的框架梁轴向压缩变形值可按下列公式计算:

$$u = \left(\frac{1 + \beta_2}{2} \right) \frac{N_{\text{end}} L}{E_c A_1} \quad (5.1.9)$$

式中 u ——框架梁轴向压缩变形值;

N_{end} ——端轴力的有效值;

E_c 、 A_1 ——预应力框架梁(不含明槽及叠合层)的弹性模量、净截面面积;

L ——预应力框架梁的总长度;

β_2 ——预应力轴力的左右分散系数,可按附录 B 取值。

5.1.10 施加预应力后在竖向荷载、风荷载及地震作用下等代框架(等代框架—剪力墙)的内力计算中,其等代框架梁截面可按图 5.1.3-2 取同一值,但在风荷载及地震作用下,等代框架梁截面也可取全板宽,即从柱轴线左跨中到右跨中所有截面都作为等代框架梁截面。

5.1.11 上述内力计算结果可按下述规定进行调幅、折减及调整:

5.1.11.1 竖向荷载及上抬力作用下预应力梁支座超静定荷载弯矩及综合弯矩可乘以 0.8 调幅系数,相应的跨中弯矩应增大;

5.1.11.2 柱内倾作用下框架的综合弯矩可乘 0.6 折减系数,但端偏心弯矩及外推柱作用下的框架综合弯矩不得进行调幅及折减;

5.1.11.3 风荷载及地震作用下,框架—剪力墙的内力应按现

行的《建筑抗震设计规范》第 6.2.10 条的规定进行调整。

5.1.12 在预应力荷载作用下,预应力梁和柱的综合弯矩可按本规程第 5.1.6.2 及第 5.1.8 条进行计算,并按第 5.1.11 条进行调幅及折减,最后按下列公式计算:

框架梁:

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{端偏心弯矩}} + M_{\text{柱内倾}} + M_{\text{上抬力}} \quad (5.1.12-1)$$

拼缝梁:

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{上抬力}} \quad (5.1.12-2)$$

柱:

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{端偏心弯矩}} + M_{\text{柱内倾}} + M_{\text{上抬力}} + M_{\text{外推柱}} \quad (5.1.12-3)$$

5.1.13 在预应力荷载作用下,预应力梁和柱的次弯矩 M_{sec} 可按下列公式计算:

预应力梁:

$$M_{\text{sec}} = M_{\text{tot}} + \sigma_{\text{P}} A_{\text{P}} e_0 \quad (5.1.13-1)$$

柱:

$$M_{\text{sec}} = M_{\text{tot}} \quad (5.1.13-2)$$

式中 M_{tot} ——综合弯矩,应按第 5.1.12 条取值;

e_0 ——预应力束合力点到预应力梁(不含明槽及叠合层)净截面形心的距离,取合力点在形心之下为正。

5.1.14 预应力梁的综合轴力 N_{tot} 可按下列公式计算:

$$N_{\text{tot}} = \beta_1 \beta_2 \sigma_{\text{P}} A_{\text{P}} \quad (5.1.14)$$

式中 N_{tot} ——预应力梁的综合轴力,以受压为正;

β_1 ——预应力轴力的上下分散系数,可按附录 B 取值;

β_2 ——预应力轴力的左右分散系数,可按附录 B 取值。

5.2 承载力计算

5.2.1 承载力及配筋计算应符合下列规定:

5.2.1.1 不考虑预应力对预制楼板内肋的作用,内肋的配筋可由竖向荷载承载力决定。

5.2.1.2 预制楼板边肋的普通钢筋,一般可根据预制构件的运输、安装阶段承载力要求配置。明槽中预应力束,除应满足节点竖向摩擦抗剪要求外,尚应满足施加预应力后使用阶段抗弯承载力要求。

5.2.1.3 在有叠合层的板柱节点处,宜考虑叠合层中普通钢筋承受10%~20%的负弯矩。但该普通钢筋必须连续通过支座,布置在柱两侧附近各一倍板肋高度的范围内。

5.2.1.4 当预应力束压折上抬力及偏心等反向作用,在预应力梁跨中产生的综合弯矩不大于构件自重产生的跨中弯矩的1.5倍时,可不计算该梁的反向承载力。

5.2.1.5 在直线张拉时,边梁及大开孔楼板边肋应符合本规程第6.1.13条的规定,可不计算其轴压或偏压的承载力。

5.2.1.6 预应力梁在使用阶段正截面受弯承载力的计算,弯矩设计值应包括预应力次弯矩项,该项分项系数取1,并应考虑预应力轴力分散对承载力降低的影响。

5.2.1.7 柱的承载力计算,弯矩设计值应包括预应力次弯矩项,该项分项系数取1。

5.2.2 预应力梁在使用阶段正截面(矩形截面或受压区在翼缘内T型及I型截面,不计受压钢筋)受弯承载力可按下列公式计算(图5.2.2)。

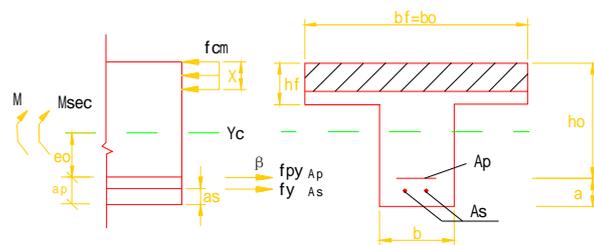


图 5.2.2 预应力梁使用阶段正截面受弯承载力的计算

$$M + M_{\text{sec}} \leq f_{\text{cm}} b_0 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (5.2.2-1)$$

$$f_{\text{cm}} b_0 x = f_y A_s + \beta f_{\text{py}} A_p \quad (5.2.2-2)$$

$$\beta = 1 - \left(1 - \frac{e_0}{0.87 h_0} \right) (1 - \beta_1 \beta_2) \frac{\sigma_p}{f_{\text{py}}} \quad (5.2.2-3)$$

注：①在负弯矩区段， M 、 M_{sec} 均应反号，且 $\frac{e_0}{0.87 h_0}$ 前的负号改为正号。

②此公式只适合于预应力束合力点在截面受拉侧及中和轴附近 $\frac{h}{6}$ 区域。

式中 M ——在使用阶段竖向荷载、风荷载或地震作用各种组合的弯矩设计值；

M_{sec} ——预应力次弯矩有效值，可按(5.1.13-1)式计算；
 M 、 M_{sec} 在非抗震设计中，根据第3.3节规定，为已乘重要性系数 γ_0 及各种荷载系数后的值；
 在抗震设计中，根据第3.4节规定，为已乘抗震调整系数 γ_{RE} 及各种荷载系数后的值；

b_0 ——截面受压区宽度，在跨中等截面区应按图5.1.3—2取值；在板柱、板垫块节点处应扩大到板角加腋块末端；

f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值；

f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值；

f_{py} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值；

A_s ——普通受拉钢筋的截面面积；

h_0 ——截面有效高度；

x ——截面受压区高度；

β ——由于预应力轴力分散，预应力钢筋的抗拉强度设计值的折减系数。

5.2.3 板柱节点接触面处的竖向抗剪承载力由预应力产生的摩擦力承担，应符合下列规定：

$$V \leq 0.36 \mu N_{\text{eff}} \quad (5.2.3)$$

式中 V ——竖向荷载产生的剪力设计值；

N_{eff} ——预应力综合轴力的有效值；

μ ——摩擦系数，一般取 0.7。

5.2.4 预制板与柱、方垫块连接的板角缺口内的局部加强钢筋，宜采用斜向钢筋(见图5.2.4(a))，其配筋面积应按下列公式计算：

$$A_s \geq 1.5 \frac{\max(N_x, N_y)}{10f_y} \quad (5.2.4-1)$$

当配置交叉钢筋时(见图 5.2.4(b))，应按下列公式计算：

$$A_s \geq 1.5 \frac{\max(N_x, N_y)}{7.07f_y} \quad (5.2.4-2)$$

式中 $\max(N_x, N_y)$ ——预应力综合轴力有效值 N_x, N_y 中大者。

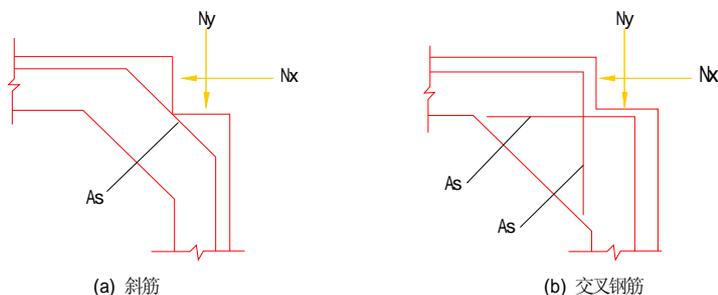


图 5.2.4 板角缺口局部加强钢筋的计算

5.3 抗裂及变形验算

5.3.1 结构构件的裂缝控制等级应符合下列规定：

5.3.1.1 预应力梁的裂缝控制等级在露天、室内高湿度环境及有腐蚀性气体时为一级，在室内正常环境时为二级。

5.3.1.2 楼板内肋、柱、剪力墙、楼梯及楼板叠合层等钢筋混凝土构件的裂缝控制等级为三级。

5.3.2 预应力梁正截面抗裂验算应按下列规定进行：

5.3.2.1 在施工和使用两个阶段中，可只验算使用阶段的抗裂性能；

5.3.2.2 验算位置一般只选取支座及跨中截面；

5.3.2.3 支座的验算截面，可取板柱节点或板垫块节点的接缝截面，即验算预应力挤压面的受拉边缘，验算时，不考虑接缝砂浆的粘结作用；

5.3.2.4 跨中截面抗裂验算，可分以下两种情况进行：

当跨中为板垫块节点时，验算规定可与支座相同；

当跨中为等截面时，应考虑预应力轴力分散，即截面上的轴力应按本规程第 5.1.14 条规定取综合轴力。

5.3.3 当进行使用阶段预应力梁正截面抗裂验算时，从内力到应力的计算，应按荷载作用的截面采用各自的截面受拉边弹性抵抗矩 W_1 、 W_2 、 W_3 ：

其中 W_1 ——预应力梁(不含明槽及叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩；

W_2 ——预应力梁(含明槽不含叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩；

W_3 ——预应力梁(含明槽及叠合层)净截面受拉边弹性抵抗矩；

在等截面区段， W_1 、 W_2 、 W_3 可按图 5.1.3—2 计算；

在接缝截面中， W_1 按图 5.3.3 计算， W_2/W_1 及 W_3/W_1 可按表

5.3.3 取值。

接缝截面 W_2/W_1 、 W_3/W_1

表 5.3.3

$W_2/W_1, W_3/W_1$		b_0/a_0				
		4	5	6	7	8
$\frac{h+\delta}{h}$	1.0	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
	1.1	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7
	1.2	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2

注： h ——预制板高度； δ ——叠合层厚度。

5.3.4 在使用阶段，无叠合层的预应力梁支座处正截面抗裂验算可采用下列公式：

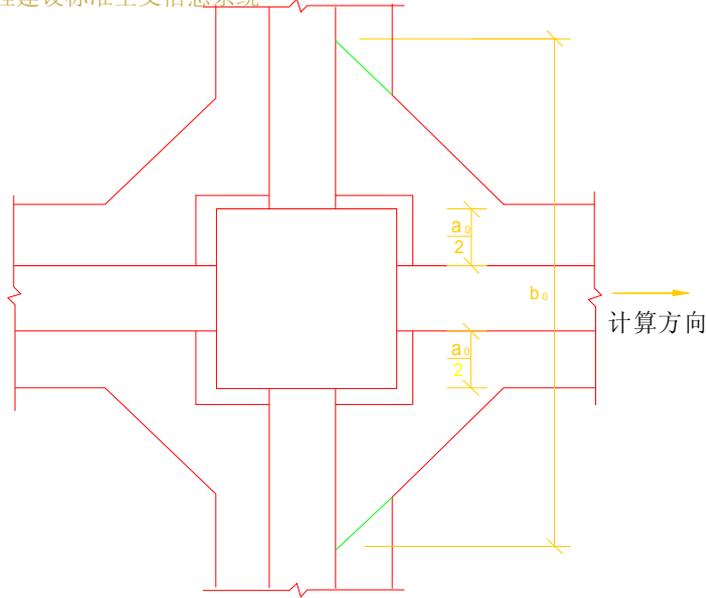


图 5.3.3 柱(垫块)的接缝截面

a_0 ——接缝截面宽度; b_0 ——板角加腋区末端宽度

5.3.4.1 一级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc}-\sigma_{pc}=\frac{M_s}{W_2}+\frac{M_R}{(W_1,W_2)}+\frac{M_{G2}+M_{tot}-M_t}{W_1}-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq\sigma_0 \quad (5.3.4.1)$$

5.3.4.2 二级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc}-\sigma_{pc}=\frac{M_s}{W_2}+\frac{M_R}{(W_1,W_2)}+\frac{M_{G2}+M_{tot}-M_t}{W_1}-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq 0 \quad (5.3.4.2-1)$$

在荷载的长期效应组合下:

$$\sigma_{lc}-\sigma_{pc}=\frac{M_1}{W_2}+\frac{M_R}{(W_1,W_2)}+\frac{M_{G2}+M_{tot}-M_t}{W_1}-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq\sigma_0 \quad (5.3.4.2-2)$$

式中 σ_{sc} 、 σ_{lc} ——竖向荷载与风荷载的短期效应组合、长期效应组合下接缝截面受拉边缘的混凝土法向

应力；

m_s, m_1 ——扣除楼盖构件自重、明槽(叠合层)混凝土自重及拆支撑作用后的竖向荷载与风荷载的短期效应组合、长期效应组合下弯矩设计值；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后在接缝截面受拉边缘混凝土的预压应力；

σ_0 ——接缝截面受拉边最低压应力值，可取(-0.5N/mm²)；

M_R ——拆除临时支撑所产生的弯矩设计值；

M_{tot}, N_{tot} ——预应力综合弯矩、综合轴力，取有效值；

M_{G2} ——明槽混凝土自重产生的弯矩设计值；

M_t ——侧向预应力产生的摩擦扭矩，取有效值，可按本规程第 5.3.6 条的规定计算；

(W_1, W_2) ——在明槽浇筑前拆支撑，取 W_1 ，在明槽浇筑后拆支撑，取 W_2 ；

A_1 ——接缝截面面积，应按图 5.3.3 计算。

5.3.5 在使用阶段，有叠合层的预应力梁支座处正截面抗裂验算可采用下列公式：

5.3.5.1 一级抗裂，在荷载的短期效应组合下：

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} = \frac{M_s}{W_3} + \frac{M_R}{(W_1, W_2, W_3)} + \frac{M_{G3}}{\{W_1, W_2\}} + \frac{M_{G2} + M_{tot} - M_t}{W_1} - \frac{N_{tot}}{A_1} \leq \sigma_0 \quad (5.3.5.1)$$

5.3.5.2 二级抗裂，在荷载的短期效应组合下：

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} = \frac{M_s}{W_3} + \frac{M_R}{(W_1, W_2, W_3)} + \frac{M_{G3}}{\{W_1, W_2\}} + \frac{M_{G2} + M_{tot} - M_t}{W_1} - \frac{N_{tot}}{A_1} \leq 0 \quad (5.3.5.2-1)$$

在荷载的长期效应组合下：

$$\sigma_{ie}-\sigma_{pc}=\frac{M_1}{W_3}+\frac{M_R}{(W_1,W_2,W_3)}+\frac{M_{G3}}{\{W_1,W_2\}}+\frac{M_{G2}+M_{tot}-M_t}{W_1}-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq\sigma_0 \quad (5.3.5.2-2)$$

式中 M_{G3} ——叠合层混凝土自重产生的弯矩设计值；
 (W_1,W_2,W_3) ——在明槽浇筑前拆支撑，取 W_1 ；在明槽浇筑后、叠合层浇筑前拆支撑，取 W_2 ；在明槽、叠合层均已浇筑后拆支撑，取 W_3 ；
 $\{W_1,W_2\}$ ——明槽与叠合层一起浇筑时，取 W_1 ；明槽与叠合层分开浇筑时，取 W_2 。

5.3.6 侧向预应力产生的摩擦扭矩 M_t 可按图 5.3.6 分别进行计算。

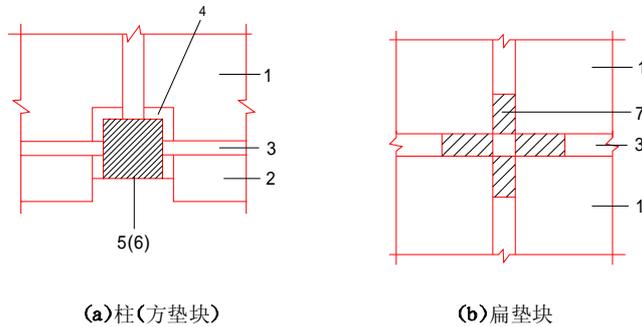


图 5.3.6 摩擦扭矩 M_t 的计算

1——板；2——边梁；3——明槽；4——接缝；
 5(6)——柱(垫块)；7——扁垫块

5.3.7 在图 5.3.6(a)中，可分以下三种情况：

5.3.7.1 明槽两侧为两板：

$$M_t=\mu \frac{N_{lat}b_{lat}}{2} \quad (5.3.7.1)$$

5.3.7.2 明槽两侧为一板一边梁：

$$M_t=\mu \frac{N_{lat}b_{lat}}{4} \quad (5.3.7.2)$$

式中 μ ——摩擦系数，取 0.7；

N_{lat} ——侧向预应力综合轴力,取有效值;

b_{lat} ——侧接缝截面宽。

5.3.7.3 明槽两侧为两边梁:

$$M_t = 0 \quad (5.3.7.3)$$

5.3.8 在图 5.3.6(b)中, $M_t = 0$ 。

注:①在所有抗裂公式中,重要性系数 γ_0 及各种荷载分项系数均取 1.0。

②当截面处于负弯矩区段时,除 M_t 及 N_{tot} 以外,所有内力应反号。

5.3.9 在使用阶段,无叠合层的预应力梁跨中正截面抗裂验算公式可按下列两种情况选用:

当跨中为板垫块节点时,验算公式可与第 5.3.4 条相同;

当跨中为等截面时,则应采用下列公式验算:

5.3.9.1 一级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} = \frac{M_s}{W_2} + \frac{M_R}{(W_1, W_2)} + \frac{M_{G1} + M_{G2} + M_{tot}}{W_1} - \frac{N_{tot}}{A_1} \leq 0.5\gamma f_{tk} \quad (5.3.9.1)$$

5.3.9.2 二级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} = \frac{M_s}{W_2} + \frac{M_R}{(W_1, W_2)} + \frac{M_{G1} + M_{G2} + M_{tot}}{W_1} - \frac{N_{tot}}{A_1} \leq 0.7\gamma f_{tk} \quad (5.3.9.2-1)$$

在荷载的长期效应组合下:

$$\sigma_{lc} - \sigma_{pc} = \frac{M_1}{W_2} + \frac{M_R}{(W_1, W_2)} + \frac{M_{G1} + M_{G2} + M_{tot}}{W_1} - \frac{N_{tot}}{A_1} \leq 0.5\gamma f_{tk} \quad (5.3.9.2-2)$$

式中 M_{G1} ——楼盖构件自重作用下弯矩设计值;

A_1 ——取图(5.1.3-2(a))的截面面积;

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值;

γ, f_{tk} ——应按现行的《混凝土结构设计规范》取值。

5.3.10 在使用阶段,有叠合层的预应力梁跨中正截面抗裂验算公式可按下列两种情况选用:

当跨中为板垫块节点时,验算公式与第 5.3.5 条相同。

当跨中为等截面时,则应采用下列公式验算:

5.3.10.1 一级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc}-\sigma_{pc}=\frac{M_s}{W_3}+\frac{M_R}{(W_1,W_2,W_3)}+\frac{M_{G3}}{\{W_1,W_2\}}+\frac{M_{G1}+M_{G2}+M_{tot}}{W_1}$$

$$-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq 0.5\gamma f_{tk} \quad (5.3.10.1)$$

5.3.10.2 二级抗裂,在荷载的短期效应组合下:

$$\sigma_{sc}-\sigma_{pc}=\frac{M_s}{W_3}+\frac{M_R}{(W_1,W_2,W_3)}+\frac{M_{G3}}{\{W_1,W_2\}}+\frac{M_{G1}+M_{G2}+M_{tot}}{W_1}$$

$$-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq 0.7\gamma f_{tk} \quad (5.3.10.2-1)$$

在荷载的长期效应组合下:

$$\sigma_{lc}-\sigma_{pc}=\frac{M_1}{W_3}+\frac{M_R}{(W_1,W_2,W_3)}+\frac{M_{G3}}{\{W_1,W_2\}}+\frac{M_{G1}+M_{G2}+M_{tot}}{W_1}$$

$$-\frac{N_{tot}}{A_1}\leq 0.5\gamma f_{tk} \quad (5.3.10.2-2)$$

5.3.11 预应力梁在符合本规程第 6 章的规定时,可不验算其斜截面抗裂。

5.3.12 楼板挠度的验算及允许值应符合现行的《混凝土结构设计规范》的规定。

5.3.13 当楼板的竖向荷载设计值(含自重)不大于 10kN/m^2 ,且楼板的高跨比不小于 $1/20$ 时,可不验算其挠度。

6 构造规定

6.1 楼 板

6.1.1 柱与楼板板角、边梁端之间的接缝截面(预应力挤压面)的面积应符合下式:

$$A_1 \geq 1.2 \frac{N_{\text{con}}}{f_c} \quad (6.1.1)$$

式中 N_{con} ——预应力综合轴力的设计控制值;

A_1 ——柱的接缝截面面积,可参照图 5.3.3 计算;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,按现行的《混凝土结构设计规范》取用。

6.1.2 预制板与柱、方垫块连接的板角缺口处加腋区最小宽度 a 应符合下式(图 6.1.2):

$$a \geq 0.85h \quad (6.1.2)$$

式中 h ——预制板高度。

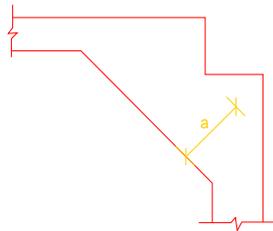


图 6.1.2 板角直角缺口处加腋区最小宽度

6.1.3 板柱接缝宽度及板垫块接缝宽度可按表 6.1.3 取用。

接缝宽度(mm)

表 6.1.3

预制板高	200	220	250	300	≥350
接缝宽	20	20	25	25	30

6.1.4 明槽宽度可按下列公式计算(图 6.1.4):

$$C_o \geq l + d + 20\text{mm} \quad (6.1.4-1)$$

$$l \geq D \quad (6.1.4-2)$$

式中 C_o ——明槽宽度;
 d ——预应力孔道直径;
 l ——两预应力孔道中心的距离;
 D ——锚具外径。

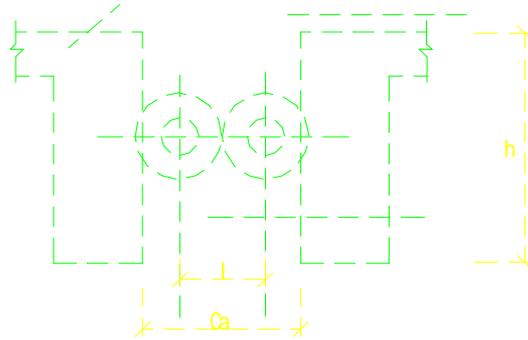


图 6.1.4 明槽宽度计算

1——楼板;h——预制板高度

6.1.5 预制楼板边肋及边梁靠明槽的侧面应设抗剪键槽,并可设通长凸缘,其构造尺寸应符合图 6.1.5 的要求。

6.1.6 预制板与柱、方垫块连接的板角缺口处加腋区的局部加强钢筋面积 A_s ,应符合本规程第 5.2.4 条规定,且不宜小于 $2\phi 10$,可上下配置,相应的箍筋直径可为 $\phi 4 \sim \phi 6$,间距不宜大于 $h/2$ 。加强斜筋贴角宜不留保护层;加强的交叉钢筋也宜靠角配置,并且应保证它们过交叉点后的锚固长度。整个加腋区可按图 6.1.6 配置钢筋。

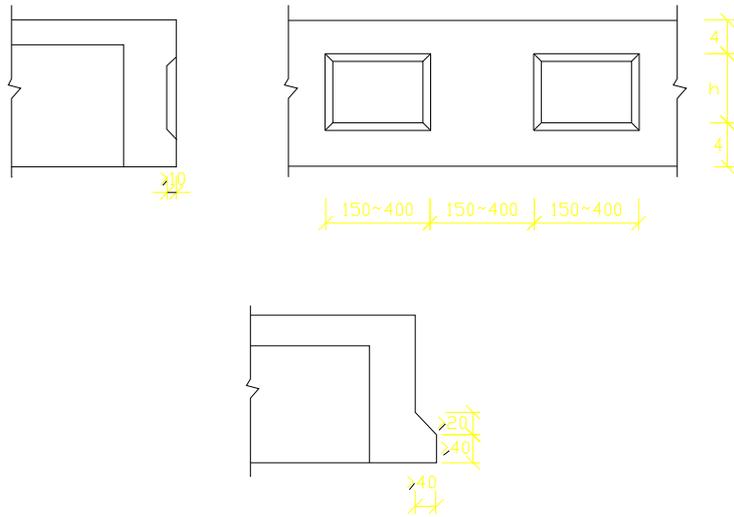


图 6.1.5 键槽及凸缘的构造尺寸

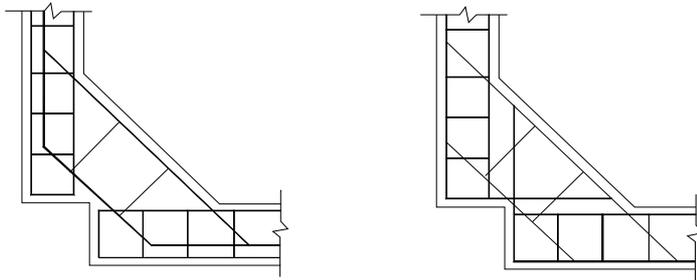


图 6.1.6 板角缺口加腋区的钢筋配置

6.1.7 板柱节点相邻板角、边梁梁端之间宜按图 6.1.7 设置连接钢筋。

6.1.8 框架梁的明槽两侧楼板边肋上部应伸出钢筋相互焊接或搭接,该上部钢筋应从与边肋垂直相交的每根内肋伸出(图6.1.

8);

当一侧为边梁时,也应相应从边梁伸出钢筋与楼板的伸出钢筋相互焊接或搭接。

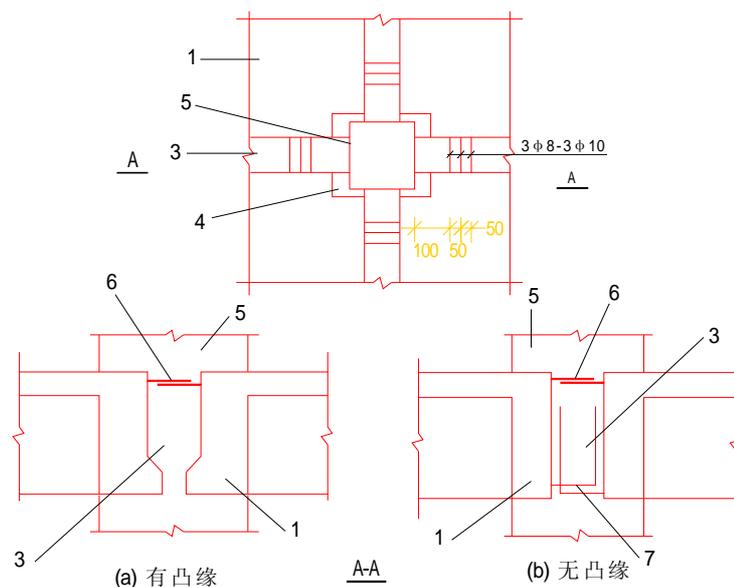


图 6.1.7 板柱节点相邻板角、边梁梁端之间连接钢筋

1——板,3——明槽,4——接缝砂浆,5——柱;

6——焊接,焊接长度 $\geq 10d$;7——搭接,伸出长度 $\geq 20d$

6.1.9 采用拼板时,若要求拼缝两侧楼板联成整体,在拼缝处可采取下列两种构造方法中的一种:

6.1.9.1 在楼板边肋侧面由内肋伸出主筋焊接,其直径不应小于 10mm,焊接长度不应小于 10d(图 6.1.9.1)。

6.1.9.2 由楼板边肋侧面伸出环筋搭接,环筋的面积应根据该处所承受的弯矩值决定。环筋可以分布形式由边肋伸出,搭接长度 l_b 不应小于 10d,有效锚固长度 $(l_b + h_H)$ 应符合现行的《混凝土结构设计规范》中表 6.1.4 的规定。两侧伸出环筋形成的套环四角如无预应力束,则应设架立钢筋,每个角部架立钢筋直径不应小于

Φ10。与此同时,边肋尚应满足传递弯矩所需要的抗扭要求(图 6.1.9.2)。

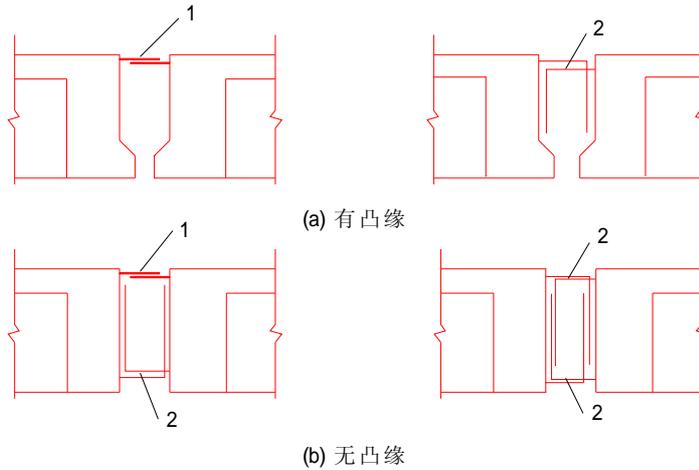


图 6.1.8 框架梁的明槽两侧楼板之间连接钢筋
1——焊接,焊接长度 $\geq 10d$;2——搭接,伸出长度 $\geq 20d$

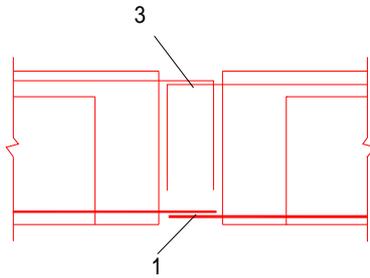


图 6.1.9.1 拼缝两侧伸筋焊接

1——主筋焊接,焊接长度 $\geq 10d$;3——构造连接

6.1.10 对于荷载较大或挑出长度较大的悬挑楼板,应沿板的三条边肋施加预应力。悬挑楼板根部与相邻楼板的连接宜采用伸出的环筋(图 6.1.10(a))。

当悬挑楼板只能沿悬挑楼板根部一边施加预应力时,所施加的预应力应满足承载力、抗裂及变形要求,并应在悬挑楼板根部按

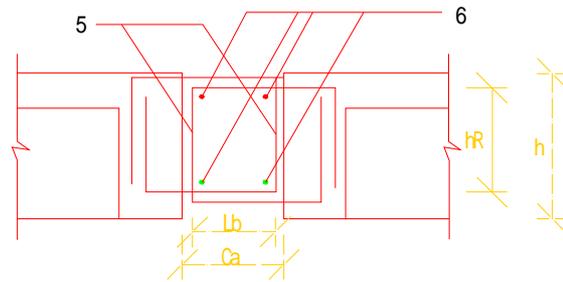
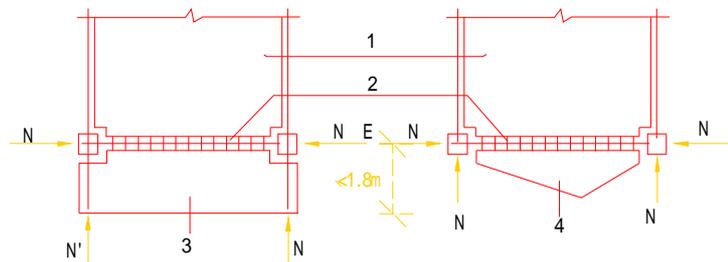


图 6.1.9.2 拼缝两侧伸出环筋搭接

5——环形钢筋,直径 $\leq\Phi 12$;6——预应力束或架立筋($\geq\Phi 10$);
注: $l_b \geq 10d$; $C_a \geq 12d$

本规程第 6.1.9 条第 2 款要求设置环筋,与相邻楼板连成整体,此时挑出长度不宜大于 1.8m(图 6.1.10(b))。



(a)三边预应力 (b)一边预应力

图 6.1.10 悬挑楼板的连接与构造

1——楼板;2——环筋;3、4——悬挑楼板

6.1.11 预应力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm。

6.1.12 当楼板上有意现浇叠合层时,楼板板面、边梁表面应制成粗糙面;叠合层内应配置双向分布钢筋,间距不应大于 200mm。叠合层与预制楼板、预制边梁及明槽混凝土之间的结合还可选用下列方法:

6.1.12.1 当楼板板面厚度大于 50mm 时,在板上面留齿槽(图 6.1.12.1)。齿槽宜均匀散开,其面积之和宜接近于板总表面

积的 1/4。

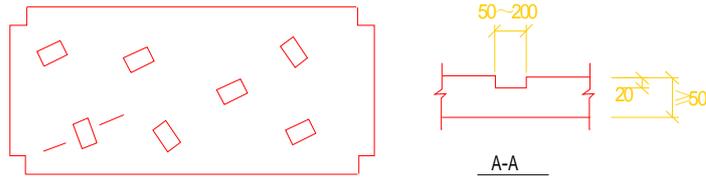


图 6.1.12.1 板面齿槽

6.1.12.2 从楼板各肋和边梁伸出扁钢筋套(图 6.1.12.2)。

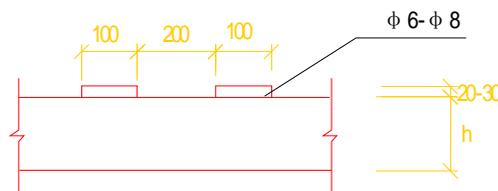


图 6.1.12.2 板肋、边梁伸出扁钢筋套

6.1.12.3 从楼板边肋和边梁伸出箍筋(图 6.1.12.3(a)), 或者在明槽中设箍筋伸入叠合层(图 6.1.12.3(b))。箍筋伸入叠合层的上水平段宜紧贴叠合层上保护层边缘, 并压住叠合层内分布钢筋。若明槽混凝土与叠合层混凝土分开浇筑, 施工缝可比预制楼板板面低 20mm。

6.1.13 当边梁长度大于或等于 3m 时, 在预应力束张拉前, 应将边梁侧面伸出钢筋与相邻楼板伸出钢筋焊接, 焊点间距不大于 2.5m, 且每根边梁的焊点不得少于两处。

大开孔楼板的边肋也应符合上述规定。

6.1.14 楼板边肋不应留竖向孔洞。板角加腋区如需留竖孔时, 不得截断受力钢筋, 应预埋钢套管加强孔边。

6.1.15 在折线配筋时, 预应力束可依靠柱孔孔壁下折, 也可距柱面一段距离依靠板肋孔中钢销子下折(图 6.1.15(a)(b)), 上折则可利用板肋孔中的钢销、板底拉杆及垫块扁孔中混凝土楔块等定

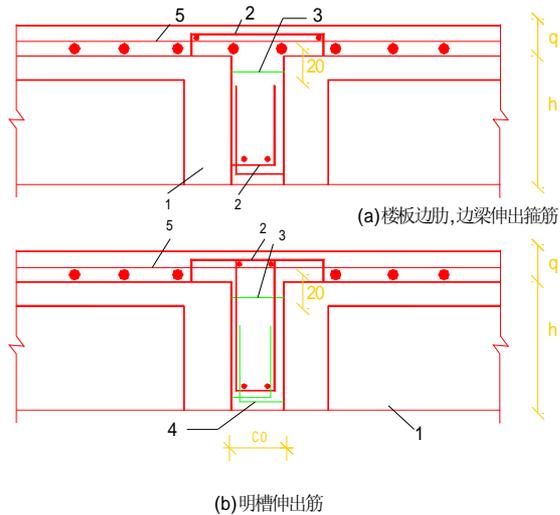


图 6.1.12.3 楼板边肋、边梁或明槽向叠合层伸出箍筋
1—边肋,边梁;2—箍筋;3—施工缝;4—构造伸筋;5—分布钢筋
位件(图 6.1.15(c)(d)(e))。

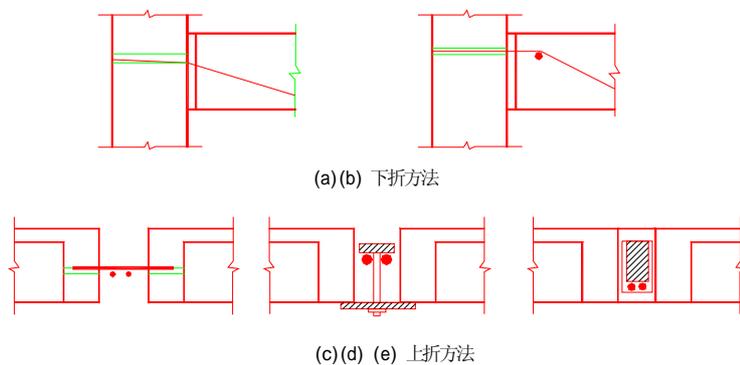


图 6.1.15 折线配筋的上下折方法

6.1.16 有抗震设防要求时,在柱外,由楼板构成的等代框架梁梁端箍筋应加密。加密区长度取 $1.5(h+\delta)$ 或 500mm 二者中较大者,其中 h 为预制板高度, δ 为叠合层厚度(当无叠合层时取 0)。箍

筋间距不宜大于 $\frac{h+\delta}{2}$ ；箍筋直径宜取 $\Phi 4 \sim \Phi 6$ ，当 $(h+\delta)=200\text{mm}$ 时可取 $\Phi 4$ ， $(h+\delta)=400\text{mm}$ 时可取 $\Phi 6$ 。在无叠合层时，此箍筋即为预制边梁、或预制楼板边肋的箍筋(图 6.1.6)；在有叠合层时，此箍筋可从预制楼板边肋或边梁伸出箍筋到叠合层内形成，也可在明槽中设箍筋伸入叠合层内形成(图 6.1.12.3)。

6.2 柱及剪力墙

6.2.1 柱内预留的预应力孔道直径应比预应力束直径大 10mm。

预应力束直径可采用表 6.2.1 数值。在计算预应力束实际压折高度时，可考虑预应力束在孔道内的上下偏离及压扁。在采用锥形锚具时，孔道直径不应小于锚环最小内径。

Ø5 钢丝的预应力束直径 d (mm) 表 6.2.1

钢丝根数(n)	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24
束直径(d)	11	14	15	15	15	17	18	19	20	22	24	25	26	28	30

6.2.2 有抗震设防要求时，柱节点核心区箍筋直径及间距可与柱端加密区的箍筋直径及间距相同，且不宜少于 3 根。当柱节点核心区双向预应力孔道上下紧贴时，可采用以下方式设置箍筋：

6.2.2.1 在纵横孔道贴合面处设置箍筋，箍筋过孔道时微微弯折；

6.2.2.2 设置交叉箍筋(图 6.2.2.2)；

6.2.2.3 四角设角钢加焊短钢筋(图 6.2.2.3)，或在四角主筋上加焊短钢筋。

6.2.3 有抗震设防要求时，在板柱节点上下，框架柱除按构造要求加密箍筋外，还可在板底、板面两处设置双层套箍(图 6.2.3)。

6.2.4 预制柱上下接头位置宜设在板面以上 0.8~1.0m 处。

6.2.5 对上下柱的榫式接头，可在完全或部分不浇筑柱接头混凝土，使之接近铰支状态下进行上部楼盖预应力施工。在预应力施工结束后再浇筑柱接头混凝土。

6.2.6 上下层剪力墙之间的竖向钢筋宜穿过明槽伸出板面搭接。

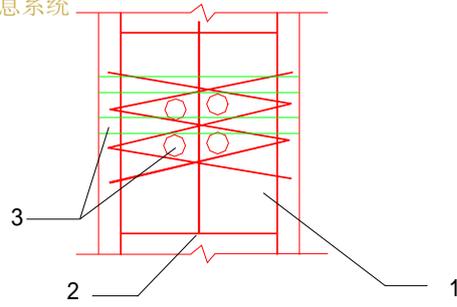


图 6.2.2.2 交叉箍筋

1—柱;2—短筋 4 根;3—预留孔 $\varnothing 30$

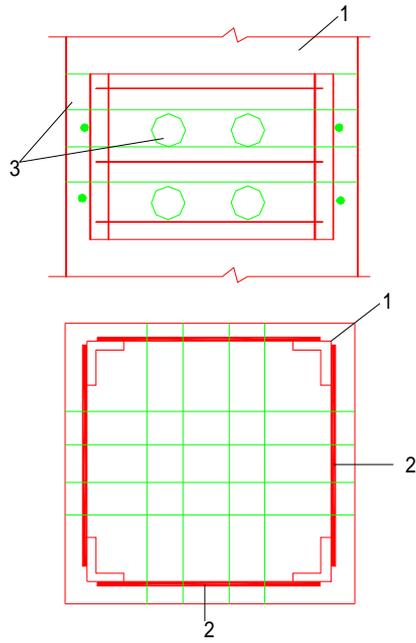


图 6.2.2.3 角钢加焊短筋

1—柱;2—短筋;3—预应力孔道;4—角钢

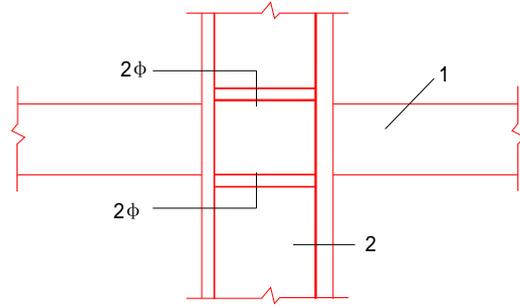


图 6.2.3 板面、板底二处柱的双层套箍
1——板;2——柱

7 施工及验收

7.1 构件制作

7.1.1 双向带肋楼板的制作应符合下列要求：

7.1.1.1 带肋楼板可采用正打法或反打法制作，采用反打法时，应具备使构件翻身的条件。

7.1.1.2 上开口带肋楼板可采用小盖板封口，小盖板应能承受规定的施工荷载，其空腔不应存水。

7.1.1.3 上下均有板面的带肋楼板可采用填芯法制作，填芯材料应满足制作和使用要求，并应润湿。

7.1.2 板角及边梁端面不得歪料，严禁有裂缝和超过预应力挤压面面积5%的缺陷。

边梁及预制楼板边肋靠明槽面的钢筋保护层厚度可减少，板角加腋区斜筋可贴角放置。

楼板、悬挑板及边梁的控制尺寸只允许负偏差(—5mm)(图7.1.2)。

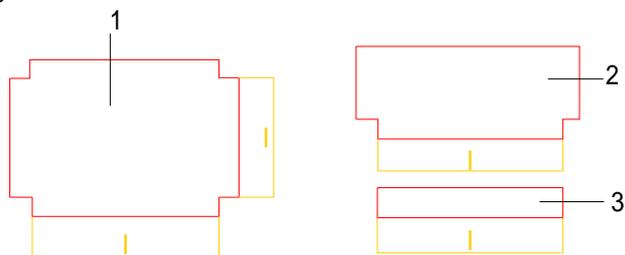


图 7.1.2 楼板、悬挑板及边梁的控制尺寸
1——楼板；2——悬挑楼板；3——边梁；1——控制尺寸

7.1.3 承受预应力的预埋钢板应贴模放置,位置应正确,与相应的预应力孔道垂直。钢板下局压区混凝土必须振捣密实,应掌握孔道抽管时间,防止颈缩,保证孔道直径大小,并畅通洁净。

7.1.4 板侧压折定位销孔直径应比销杆直径大 10mm。

7.1.5 预制柱的长度只允许负偏差(—10mm)。

7.2 临时支撑

7.2.1 搁置楼盖构件的临时支撑(夹柱支托、跨间支撑及悬挑支撑等),应满足承载能力、刚度及稳定性的要求,且不得影响楼盖整体预应力的传递。

7.2.2 夹柱支托夹持在柱上,宜加销键与柱连结,但卡入柱内销键不宜过大,也不应贯通柱边(图 7.2.2)。

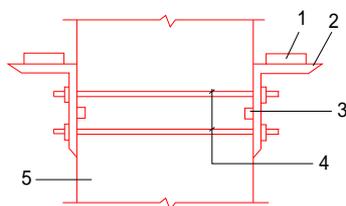


图 7.2.2 夹柱支托

1——木板; 2——角钢; 3——销键; 4——螺栓; 5——柱

7.2.3 搁置上一楼盖构件的垂直支撑和斜撑,不得支承在楼板空腔部位,在首层,应采取措施,防止支撑下沉。

7.2.4 夹柱支托上的木板支承面,宜比设计标高垫高 3mm,拼板的跨间支撑面,按起拱度 $L/500$ 控制(L 为跨度)。

7.2.5 夹柱支托在预应力张拉完毕后即可拆除,其他支撑拆除时间,应与设计人员商定。

7.3 构件安装

7.3.1 柱吊装前,以柱上部两个预应力孔道的中心连线的中点为

准,往下量测楼盖高度(定出柱子安装的水平基准线),以此控制楼盖标高。各排柱子的上排柱孔标高允许偏差±3mm。

7.3.2 柱垂直度应以±0.000m处柱身中心线为基准,双向控制,并应考虑楼盖施加预应力所产生的柱内倾,内倾值可由设计人员提供。

7.3.3 在校正柱垂直度偏差时,应符合以下规定:

7.3.3.1 对于无上下柱接头的楼层,施行外推柱应取得设计人员同意;

7.3.3.2 在有上下柱接头的楼层吊装上柱时,可将上柱中心线平移或偏斜,但每次接柱时的平移校正值不得超过柱宽的3%,亦不应超过15mm。

7.3.4 在安装楼盖构件时,不得碰撞柱,亦不得遮挡柱和垫块的预留孔道。板和柱、板和垫块的接缝宽度宜均匀,一般在20~30mm之间,不应小于10mm,亦不应大于50mm。楼板就位后需要调整位置时,应将楼板吊起,不得依托柱子硬拨,亦不得利用临时支撑作为支点撬动楼板。所有楼盖构件应保证底面平直,楼板四角应落在支承点上。边梁、悬挑板的内边应以柱轴线为准定位,并及时与相邻楼板拉结或焊接。

7.3.5 在完成预应力施工前,楼面上不得堆放重物,施工均布活荷载不应超过0.5kN/m²。

7.3.6 预制剪力墙或单跑楼梯,安装时应与两侧柱和上部楼板浮搁或脱开,间隙宜大于20mm,应在上部楼盖施加预应力结束后连成整体。

7.4 对楼盖施加预应力

7.4.1 预应力张拉前,应完成下列工作:

7.4.1.1 搭设供张拉操作用的双排外脚手架或专用平台,操作台面应比楼盖低0.8~1.0m,宽度不宜小于1.2m;

7.4.1.2 预应力张拉及压折设备,应按规定进行标定;

预应力钢材、锚具及压折后定位件,应按规步进行检测;

7.4.1.3 从构件内伸出到明槽的钢筋,应按设计规定进行焊接或绑扎搭接就位,且不得影响预应力束就位、张拉及压折的操作。承受预应力的预埋钢板表面应确保平整,不得有毛刺等。如有附加钢板时,应确保接触面平整;

7.4.1.4 预应力束自楼盖一端穿入,应在各跨间将其吊平,并应防止两预应力束之间互相绞结,预应力钢丝不得出现局部弯折;

7.4.1.5 检查临时支撑,应排除影响传递楼盖整体预应力的各种因素。

7.4.2 施加预应力时,接缝砂浆及现浇垫块混凝土的强度应符合设计要求,当设计无具体要求时,不应低于设计强度标准值的75%。

7.4.3 张拉顺序和压折顺序可由设计人员提供,如设计无具体要求时,可按下列要求编排:

7.4.3.1 一个明槽内,各束预应力束的张拉顺序,可采用左右上下交叉的原则确定;

7.4.3.2 各个明槽之间张拉顺序应符合下列要求:

(1)应首先张拉周边柱轴线明槽中的预应力束,再进行其他张拉作业;

(2)应先张拉柱轴线预应力束,再张拉拼缝预应力束;

(3)同一楼盖预应力束的张拉,宜对称于整个楼盖进行;

(4)在垫块处,先张拉的预应力束不宜压住后张拉的预应力束。

7.4.3.3 先拉后折时,压折宜在全部预应力束张拉完毕后进行,压折顺序应符合对称、间隔的原则,可参照附录A表A.0.1选取压折顺序。

7.4.4 先折后拉的预应力束可采用超张拉或两端张拉。

当采用一端张拉时,对一个明槽内的多束预应力筋,可在两端交叉布置张拉端和固定端。

7.4.5 张拉时应以张拉力控制为主,同时校核预应力束的伸长值,如实际伸长值大于计算伸长值的**10%**,或小于计算伸长值的**5%**,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。预应力束的实际伸长值,宜在初应力约为 **$10\%\sigma_{con1}$** (先拉后折)或 **$10\%\sigma_{con2}$** (先折后拉)时开始测量,但必须加上初应力的推算伸长值,并应扣除楼盖在张拉过程中的弹性压缩值。

在每一明槽中,预应力钢丝的滑丝、断丝的数量,严禁超过该明槽钢丝总根数的**3%**,且一束钢丝只允许**1**根。

7.4.6 压折器的压折能力,应大于设计上抬力的**1.5**倍,压折器的行程,应比设计压折高度大**35mm**。

7.4.7 张拉及压折结束后,应接着进行预应力孔道灌浆,间隔时间不宜超过**1d**。预应力孔道可采用压力灌浆,力求密实,灌浆材料对预应力筋应无腐蚀作用。

在预应力孔道灌浆后,应及早浇筑无剪力墙穿过的明槽混凝土,间隔时间不宜超过**3d**,不能及时浇筑混凝土的明槽,应加以保护。

明槽内混凝土浇筑完毕,强度达到**C15**以后,应采用气割法除去锚具外多余的预应力筋,切割点应离锚具外皮**30~50mm**。

锚具外多余预应力筋切割完毕后,锚头应及早用混凝土封固,保护层厚度不得小于**50mm**,不能及时封固时,应采取防锈措施。

7.4.8 预应力施工应采取下列安全措施:

7.4.8.1 预应力施工场地应有明显标记,禁止无关人员进入;

7.4.8.2 张拉时,两端不得站人或穿行,操作人员应侧位操作,操作平台应安全牢靠;

7.4.8.3 用液压压折器压折时,操作人员应离开**1m**以外;用手动压折器时,应检查底部垫铁是否卡好以及底部螺母是否上紧,操作人员应位于预应力筋两侧,严禁跨站在预应力筋上方;

7.4.8.4 对楼盖构件及接缝砂浆等及时观察,如发现开裂、破碎等现象,应停止张拉并会同设计人员及时进行处理;

7.4.8.5 不得将预应力钢筋作电焊回路,严禁电气焊烧伤预应力钢筋。

7.5 接缝砂浆及现浇混凝土的浇筑

7.5.1 应确保接缝截面的宽度,接缝模板必须与柱面或预制垫块面垂直,且不得卡入缝内。浇筑前应将缝隙清理干净,常温施工时,应浇水润湿。

7.5.2 接缝砂浆宜采用早强微膨胀型水泥配制,原材料应按规定进行检验,其中砂子含泥量应小于1%。其配料必须计量准确,应随拌随用,每次拌合量宜控制在30min内用完。宜采用振动片振捣;当人工浇筑时,应分层浇筑,并应防止接缝砂浆流入附近孔道。砂浆浇筑完毕后,应及时覆盖养护,养护时间不宜少于7d。冬期施工时,宜用热水拌和砂浆,浇筑完毕应及时覆盖保温。

7.5.3 现浇垫块混凝土宜采用早强、微膨胀型水泥配制,分层浇筑密实,及时覆盖养护,养护时间不少于7d。

7.5.4 接缝砂浆和现浇垫块混凝土除按现行的《混凝土结构工程施工及验收规范》的要求留置试块外,另应专门留置3组同条件养护试块,测定1~3d的强度值。

7.5.5 叠合层混凝土宜与明槽混凝土同时浇筑,如需分开浇筑,明槽混凝土浇筑高度可比预制楼板上板面低20mm,且明槽混凝土外加剂不得对预应力筋有腐蚀作用。

7.5.6 现浇剪力墙混凝土的浇筑,预制剪力墙或预制单跑楼梯与板柱骨架间连接成整体的施工,应比施加楼盖预应力作业层间隔至少1个楼层但至多2个楼层。

因推后施工而未浇筑的剪力墙等部位的明槽混凝土,应随剪力墙及楼梯的施工一起进行浇筑。

7.6 工程验收

7.6.1 预制构件的混凝土质量检查,可按现行的《混凝土结构工

工程施工及验收规范》的有关规定执行；构件性能检验，可按现行的《预制混凝土构件质量检验评定标准》的有关规定执行。构件验收时，应符合下列规定：

7.6.1.1 构件外观如有缺陷或损伤时，应按有关规定进行修整后，方能进行验收；

7.6.1.2 评定合格的构件，应有证明书及合格的印记；

7.6.1.3 构件尺寸的允许偏差，当设计无具体要求时，应符合表 7.6.1.3 的规定。

项 目		允许偏差
楼板、悬挑板及边梁的控制尺寸(图 7.1.2)		-5
楼板、悬挑板及边梁的高度		5
楼板、悬挑板的肋宽、面板厚度		+4,-2
侧向 弯曲	边梁、柱	L/750 且不大于 20
	板	L/750
楼板、悬挑板及边梁底面平整度		5
楼板、悬挑板对角线差		10
柱长度		-10
预制剪力墙的宽和高		-10
预制 垫块	(长、宽)	5
	(高)	+5
楼板、悬挑板的侧面环筋伸出长度		-10
楼板、悬挑板、边梁的压折定位销的预留孔中心		h/40
柱子预应力孔中心位置		5
悬挑板、边梁上预应力孔中心位置		5
预制垫块预应力孔中心位置		5
预应力孔直径		3
预埋钢板上两相邻预应力孔中心距		2
板角部直角缺口的直角度及缺口与板侧面之间直角度		3°
边梁端面与边梁侧面之间直角度		3°

注:L 为构件长度(mm),h 为板高(mm)。

7.6.2 预制构件的安装允许偏差,如设计无要求时,应符合表7.6.2的规定。

项	目	允许偏差
相邻两板下表面平整	抹灰	5
	不抹灰	3
基底处柱中心线对定位轴线的位置		5
柱垂直度	$\leq 5m$	15
	$> 5m, < 10m$	20
	$\geq 10m$	1/1000 标高+10 (但不大于 30)

7.6.3 结构工程验收,除必须具备现行的《混凝土结构工程施工及验收规范》所规定的文件和记录外,还应提交:

- 7.6.3.1 柱身强迫预偏记录;
- 7.6.3.2 接缝砂浆及现浇垫块混凝土试件的试验报告及质量评定记录;
- 7.6.3.3 上下柱接头处混凝土或砂浆试块的试验报告及质量评定记录;
- 7.6.3.4 未处理的滑丝、断丝记录;
- 7.6.3.5 楼盖预应力施工中各预制构件及连结部位的裂缝、破损记录,修复记录;
- 7.6.3.6 楼盖预应力施工后柱身垂直度记录。

附录 A 预应力筋先拉后折的较佳压折顺序与各跨应力的近似计算

A.0.1 当每跨压折两点,压折高度相同,且各跨的跨度相等时,可采用表 A.0.1 所列的压折顺序。

每跨下折两点时的较好的压折顺序 表 A.0.1

跨数	压折顺序	跨数	压折顺序
3	312,132	4	1432,2341
5	15342,31542	6	346152,163452,341625,245136
7	1753462,1746235,4261735,2635174,41762345	8	45721863,45813672,27813564,27814563
9	195734682,519734862,371954628,546289173,546912873	10	56. 10. 1389274, 385. 10. 162794, 742. 10. 915638, 1. 10. 65387429, 467529. 10. 138
11	571. 11. 9384. 10. 26, 61. 11. 579348. 10. 2, 486. 10. 2. 11. 19357, 57. 11. 193846. 10. 2, 4893. 11. 1672. 10. 5		

注:3跨时的压折顺序“312”,即表示首先压折第3跨,其次压折第1跨,最后压折第2跨。

A.0.2 在按对称、间隔的原则暂定压折顺序后,可按下述图表法求出压折完毕的各跨预应力值。如各跨求出的预应力值相差较大,则调整压折顺序,反复1~2次后,可得到较理想的压折顺序。

在图表法中,为简化压折时各跨各线段的应力增量的计算,特作以下三条假定:

- A.0.2.1** 压折跨各线段应力增量相同;
- A.0.2.2** 其他跨各线段应力增量,按每经过一个折角损失 σ_1

计算：

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\sigma_{\text{con1}} + \sigma_{\text{con2}}}{2} (1 - e^{-\mu\theta}) \quad (\text{A. 0. 2. 2})$$

A. 0. 2. 3 每跨各线段应力增量平均值 $\Delta\sigma_{ik}$ (i 为压折跨跨号, k 为计算跨跨号)之和等于 $\Delta\sigma_1$,即有：

$$\sum_{k=1}^n \Delta\sigma_{ik} = \Delta\sigma_1 = \frac{\Delta L_1}{L_1} E_s \quad (\text{A. 0. 2. 3})$$

式中 $\Delta\sigma_1$ ——压折跨为单一压折跨(无邻跨)的压折应力增量。
其他有关符号参见本规程 3. 5. 5 条。

A. 0. 3 图表法按以下步骤进行(以 5 跨连续梁为例)：

5 跨连续梁,每跨净距 3m,柱宽 0. 3m,总长 16. 8m,每跨均为两点压折,压折高度 45mm,折点在每跨三分点处,摩擦系数 $\mu = 0. 46$,预应力筋弹性模量 $E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 。

A. 0. 3. 1 选取 $\sigma_{\text{con2}} = 0. 66f_{\text{ptk}} = 0. 66 \times 1570 \text{N/mm}^2 = 1036 \text{N/mm}^2$

A. 0. 3. 2 计算 $\Delta L_1 = 2 \sqrt{45^2 + 1000^2} - 1000 \text{mm} = 2 \text{mm}$

A. 0. 3. 3 计算 $\Delta\sigma_1 = \frac{2}{3300} \times 200000 \text{N/mm}^2 = 121 \text{N/mm}^2$

A. 0. 3. 4 计算 $\sigma_{\text{con1}} = (1036 - 121) \text{N/mm}^2 = 915 \text{N/mm}^2$

A. 0. 3. 5 计算 $\theta = \arctg \frac{45}{1000} = 0. 045$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1036 + 915}{2} (1 - e^{-0. 46 \times 0. 045}) \text{N/mm}^2 = 20. 0 \text{N/mm}^2$$

A. 0. 3. 6 暂定压折顺序 35142,用表 A. 0. 3 计算各跨最终预应力值。如改变压折顺序为 15342,可再按上述步骤求出另一结果,并与表 A. 0. 3 比较。

图 表 法

表 A.0.3

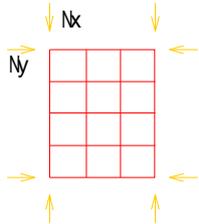
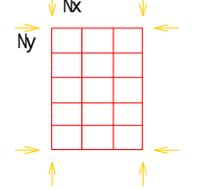
压折顺序	$\Delta\sigma_{ik}$ (N/mm ²)					$\Delta\sigma_1$	
	I	II	III	IV	V		
压折应力增量	3						121
	5						
	1						
	4						
	2						
压折应力增量平均值	3	20.2	20.2	40.2	20.2	20.2	
	5			10.3	45.4	65.4	
	1	65.4	45.4	10.3			
	4			20.4	80.4	20.4	
	2	20.4	80.4	20.4			
平均值总和 $\Delta\sigma$	106	146	102	146	106		
σ_{con1}	915	915	915	915	915		
最终应力	1021	1061	1017	1061	1021		

附录 B 预应力轴力分散系数 β_1, β_2 值

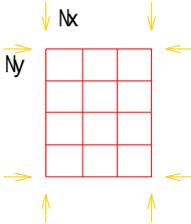
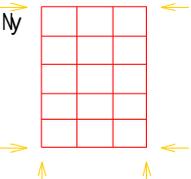
B.0.1 预应力轴力上下分散系数 β_1 可按表行 B.0.1 取值。

	框架梁	拼缝梁
顶层	0.9	1.0
其他层	1.0	1.0

B.0.2 预应力轴力左右分散系数 β_2 在板角取值 1.0, 在板边肋中可按表 B.0.2 取值。

网格板	尺寸	面板	轴力比 $\frac{N_x}{N_y}$	长边肋中 β_2	短边肋中 β_2
	4×1.05m=4.2m h=250 板高 面板厚 $\delta=30$ 边肋宽 $b_1=150$ 中肋宽 $b_2=60$	单面板	1.0	0.48	0.48
		无面板	1.0	0.92	0.92
	2×1.5m, 3×1.5m h=250 $\delta=30$ $b_1=150$ $b_2=60$	单面板	1.0	0.77	0.79
			1.5	0.80	0.72
		双面板	1.0	0.67	0.70
			1.5	0.64	0.58

续表

网格板	尺寸	面板	轴力比 $\frac{N_x}{N_y}$	长边肋 中 β_2	短边肋 中 β_2
	3×1.5m, 4×1.5m, h=300 δ=30 b₁=150 b₂=60	单面板	1.0	0.65	0.70
			1.5	0.68	0.62
		双面板	1.0	0.52	0.59
			1.5	0.57	0.46
	3×1.5m, 5×1.5m h=300 δ=30 b₁=150 b₂=60	单面板	1.0	0.60	0.69
			1.5	0.63	0.60
		双面板	1.0	0.48	0.58
			1.5	0.51	0.44

注：面板为预制带肋楼板的上、下面板，上下均有面板为双面板，上下只有一面有面板为单面板，上下均无面板为纯网格梁。

附录 C 垫块的设计与施工

C. 0. 1 本附录适用于本规程图 3. 2. 2—2 拼板中所示垫块,可分下列两大类型:

C. 0. 1. 1 方垫块(图 3. 2. 2—2(a)),双向承受水平预应力,一般采用预制,可分为双向小开孔及一向小开孔一向大开孔两种;

C. 0. 1. 2 扁垫块(图 3. 2. 2—2(b)),单向承受水平预应力,一般采用现浇,可分为单向小开孔及单向大开孔两种。

位于楼盖中部的垫块称为“中垫块”,相应地位于楼盖边部的垫块称为“边垫块”。

C. 0. 2 垫块的高度不应小于楼盖构件的高度,方垫块的平面尺寸可与柱截面尺寸相同,扁垫块应贴板角设置。

C. 0. 3 垫块小开孔是指直径小于或等于 40mm 的圆孔,大开孔是指扁孔或直径大于 40mm 的圆孔。大开孔的上下混凝土板的厚度不宜小于 60mm。

C. 0. 4 垫块混凝土必须密实,且强度等级必须符合设计要求,当设计无要求时,不得低于楼盖构件混凝土强度等级,如果施工条件较差,可将强度等级相应提高一级。

C. 0. 5 所有垫块只需具备施加预应力时的承载力。施加预应力时抗裂、使用阶段承载力及抗裂均可不考虑。

施加预应力时的承载力应包括抗压、抗弯、抗剪、抗局压、抗冲切等内容,其中抗压承载力应符合下式规定:

$$A_d = 1.2 \frac{N_{con}}{f_c} \quad (C. 0. 5)$$

式中 N_{con} ——预应力综合轴力设计控制值;

A_d ——垫块扣除相应扁孔及直径大于 40mm 圆孔面积之

后与板的接缝截面面积；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

C. 0. 6 双向小开孔的方垫块,当符合本规程第 C. 0. 5 条规定时,其“中垫块”可按图 C. 0. 6 构造配筋。

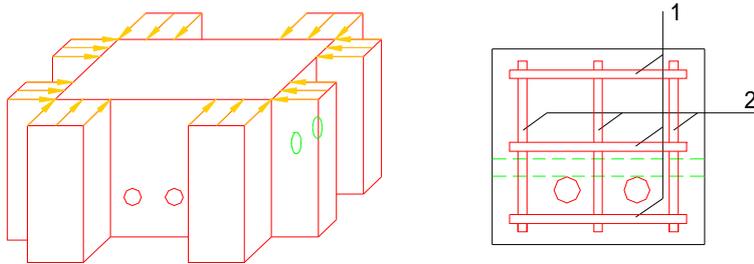


图 C. 0. 6 双向小开孔的方型中垫块

1—— $3\phi 8$ 箍筋;2——每边 $3\phi 10$ 立筋

C. 0. 7 双向小开孔的方垫块,当符合本规程第 C. 0. 5 条规定时,其“边垫块”尚应具备在端锚具作用下的抗弯、抗剪及局压承载力,其构造配筋可参照图 C. 0. 7。

C. 0. 8 一向小开孔一向大开孔的方垫块,当符合本规程第 C. 0. 5 条规定时,其“中垫块”可参照图 C. 0. 8—1 配筋。

垫块大开孔处一般不宜直接承受压折上抬力,压折定位装置可设在垫块两侧楼板上,即采用图 6. 1. 15(c)(d)所示方法。

若大开孔处有压折上抬力,大开孔上部混凝土板尚应具备抗弯、抗剪、抗冲切承载力(图 C. 0. 8—2)。

C. 0. 9 一向小开孔一向大开孔的方垫块,当符合本规程 C. 0. 5 条规定时,其“边垫块”尚应具备在端锚具作用下的抗弯、抗剪及局压承载力,在施加预应力时,应先张拉沿大开孔方向的预应力束,后张拉小开孔方向的预应力束(图 C. 0. 9)。有关压折上抬力的规定与 C. 0. 8 条相同。

C. 0. 10 一向小开孔一向大开孔的方型边垫块的配筋可参照图 C. 0. 10。

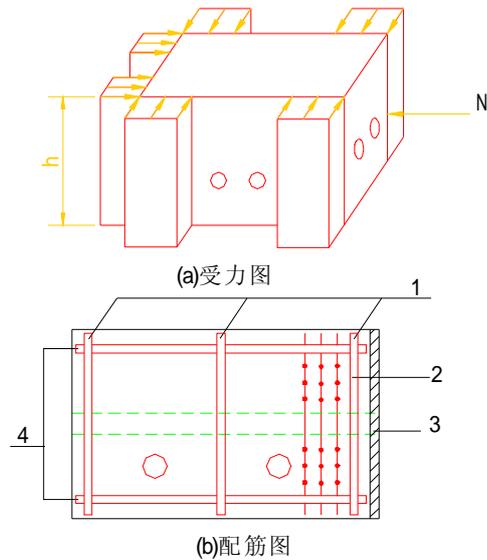


图 C.0.7 双向小开孔方型边垫块
1— $3\phi 10$ 箍筋; 2— $3\times 5\phi 6$ 网片;
3— $\delta=16$ 钢板; 4—每边 $3\phi 10$ 立筋

C.0.11 扁垫块可分为小开孔与大开孔两种,其边垫块与中垫块的受力可视为一样,现浇时可预埋铁皮成孔,不得抽孔成型。在满足本规程第 C.0.2、C.0.3、C.0.4 条及 C.0.5 条规定的前提下,扁垫块可用素混凝土浇制,也可配置少量构造钢筋。

C.0.12 垫块的制作应符合本规程第 7.5 节及第 7.6 节的规定。有条件时,宜在成批生产前对预制垫块进行承载力试验。

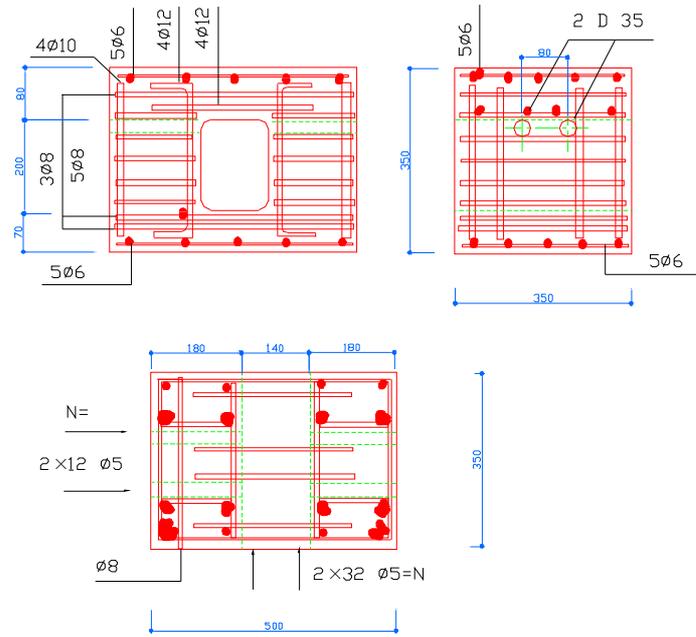


图 C.0.8—1 一向小开孔一向大开孔方型
中垫块配筋

5φ6 为网片； 3φ8、5φ8 为箍筋；
2D35 为预应力孔；2×12φ5、2×32φ5 为碳素钢丝束

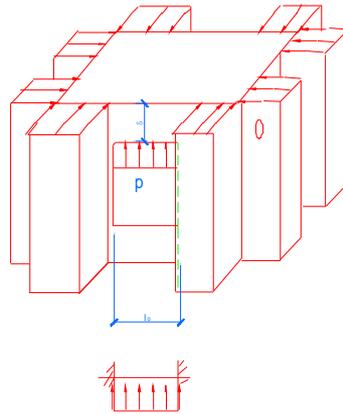


图 C.0.8-2 一向小开孔一向大开孔方型中垫块的
受力及压折上抬力的受力

注：在施加预应力时，应先张拉沿大开孔方向的预应力束，后张拉小开孔方向的预应力束。

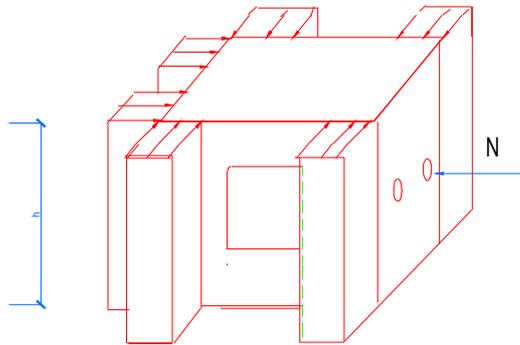


图 C.0.9 一向小开孔一向大开孔的方型
边垫块受力及端作用力的受力

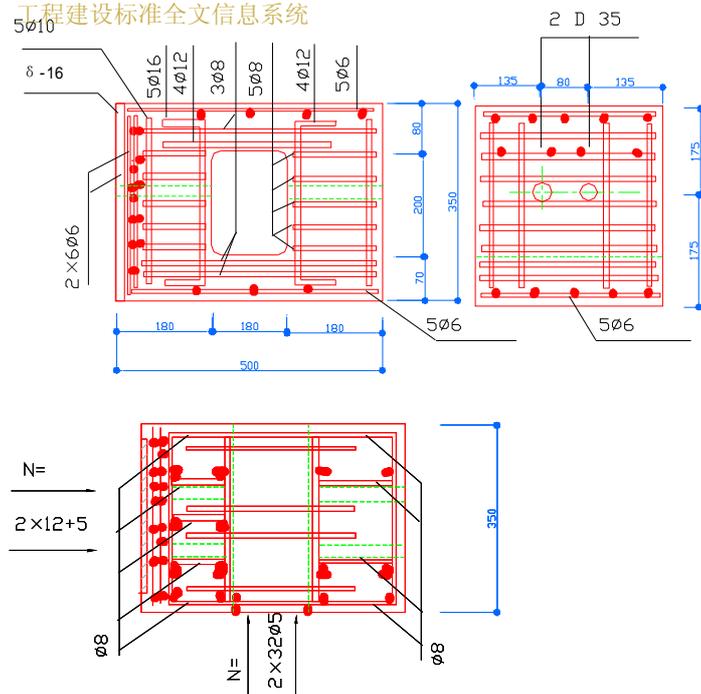


图 C. 0.10 一向小开孔一向大开孔方型边垫块配筋

5φ6 为网片;3φ8、5φ8 为箍筋;2D35 为预应力孔;2×12φ5、2×32φ5 为碳素钢丝束;2×6φ6 为网片;δ=16 为钢板

附录 D 本规程用词说明

一、执行本规程条文时,要求严格程度不同的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

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该这样做的用词:

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

二、条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的,其写法为“应按……执行”、“应符合……要求”、“应遵守……规定”;非必须按指定标准、规范或其他有关规定执行的,其写法为“可参照……”。

三、条文的适用范围用词:“适用于……”。

附加说明

本规程主编单位、参加单位 和主要起草人名单

主编单位：中国建筑一局科学研究所
四川省建筑科学研究院

参加单位：中国建筑科学研究院
浙江大学
北京市建筑设计研究院
建设部建筑设计院
中国建筑西南设计研究院
中国建筑一局第三建筑公司
成都市第四建筑工程公司

主要起草人：杨华雄 杨景华 朱幼麟 裘进荪
冯靖宇 李郢 陈惠玲 宋瑞华
酆婴垣 陈贵祥 张启刚 何子健
黄仲康 季元振 韩乾龙 孙春发
邢孝仪 张汉生