

中华人民共和国国家标准

钢筋混凝土升板结构技术规范

GBJ 130—90



1990 北 京

中华人民共和国国家标准

钢筋混凝土升板结构技术规范

GBJ 130—90

主编部门：中华人民共和国
原城乡建设环境保护部

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：1991年3月1日

关于发布国家标准《钢筋混凝土升板 结构技术规范》的通知

(90) 建标字第 249 号

根据国家计委计综 [1984] 305 号文的要求，由中国建筑科学研究院会同有关单位共同制订的《钢筋混凝土升板结构技术规范》，已经有关部门会审，现批准《钢筋混凝土升板结构技术规范》GBJ 130—90 为国家标准，自一九九一年三月一日起施行。

本标准由建设部负责管理。具体解释等工作由中国建筑科学研究院负责。出版发行由建设部标准定额研究所负责组织。

中华人民共和国建设部
一九九〇年五月十八日

编 制 说 明

本规范是根据国家计委计综 [1984] 305 号文的要求,由中国建筑科学研究院会同有关单位共同编制而成的。

本规范是在部标准《升板建筑结构设计施工暂行规定》(JGJ8 (一) -76) 和《升板建筑结构设计施工暂行规定的补充规定》(JGJ8 (二) -79) 的基础上进行了合并和修改,吸收了近十几年来的设计、施工实践经验和科研成果,增加了密肋板、格梁板设计计算和构造、盆式升板法设计与施工、现浇柱与工具柱施工以及墙体和筒体的施工等内容。在编制过程中,以多种方式广泛地征求了全国有关单位意见,反复修改,最后由我部会同有关部门审查定稿。

本规范共分十一章十一个附录。其中设计部分六章,施工部分四章,验收部分一章。这三部分的内容是紧密联系的。其主要内容有:总则,设计计算与施工的基本规定,板、柱、板柱节点、抗侧力等结构的设计与施工及升板结构工程的质量标准与验收。

为了提高规范质量,请各单位在执行本规范的过程中,注意总结经验,积累资料,随时将有关意见和建议寄交中国建筑科学研究院结构所,以便今后进一步修改时参考。

建 设 部

一九九〇年五月

目 录

第一章 总 则	1
第二章 设计计算与施工的基本规定	2
第三章 板的设计	4
第一节 一般规定	4
第二节 提升阶段计算	4
第三节 使用阶段计算	8
第四节 构造与配筋	12
第四章 柱的设计	14
第一节 一般规定	14
第二节 提升阶段验算	14
第三节 使用阶段计算	22
第五章 板柱节点设计	24
第一节 板柱节点	24
第二节 提升环和承重销	26
第六章 升板结构的抗侧力设计	31
第一节 一般规定	31
第二节 内力和位移计算	32
第三节 构造要求	36
第七章 柱的施工	39
第一节 一般规定	39
第二节 预制柱的施工	39
第三节 现浇混凝土柱的施工	40
第四节 工具柱的施工	42
第八章 板的制作	44
第一节 胎模施工	44
第二节 隔离层	44

第三节	提升环制作与安装	44
第四节	模壳和模板	45
第五节	混凝土施工	45
第九章	板的提升与固定	46
第一节	提升设备	46
第二节	提升单元与程序	46
第三节	提升准备	47
第四节	板的提升	47
第五节	群柱的稳定措施	48
第六节	板的就位与固定	49
第十章	墙体和筒体的施工	50
第一节	一般规定	50
第二节	升提、升滑施工	52
第三节	升层施工	52
第十一章	验收	54
第一节	质量标准与结构验收	54
第二节	技术复核与隐蔽工程验收	55
附录一	等代梁的升差内力的计算	57
附录二	平板配筋构造	60
附录三	格梁板的次梁有效刚度系数 α	61
附录四	变刚度等代悬臂柱的截面刚度修正系数 ξ	62
附录五	群柱与内竖筒或剪力墙共同工作时的计算长度 系数 μ	65
附录六	板柱节点图	66
附录七	板柱结构及板柱——壁式框架结构的简化计算方法	68
附录八	板柱——剪力墙结构的简化计算方法	71
附录九	带刚域杆件的线刚度修正系数	74
附录十	等代框架梁和柱的刚域长度系数表	78
附录十一	本规范用词说明	80
附加说明	本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单	81

主要符号

作用和作用效应

M ——弯矩设计值

N ——轴向力设计值

V ——剪力设计值

F ——作用，力

q ——垂直分布活荷载设计值

W 、 ω ——集中和分布风荷载

G_0 、 g_0 ——构件自身所受的重力和分布重力

计算指标

B_s ——短期荷载作用下的等代梁刚度

K_{fb} ——等代框架梁的线刚度

K_{fc} ——等代框架柱的线刚度

K_f ——总框架顶点的水平刚度

K_w ——总剪力墙顶点的水平刚度

E_c ——混凝土的弹性模量

E_a ——型钢的弹性模量

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值

几何参数

I_b ——等代梁的截面惯性矩

I_c ——混凝土板或柱的截面惯性矩

I_a ——型钢的截面惯性矩

- I_{fb} ——等代框架梁的截面惯性矩
 I_{fc} ——等代框架柱的截面惯性矩
 I_w ——各片剪力墙等效惯性矩之和
 b_x 、 b_y ——等代梁的计算宽度
 b_{ce} ——柱帽的有效宽度
 B ——房屋总宽度
 h_s ——板的截面高度
 h_c ——柱的截面高度
 h_o ——截面的有效高度
 H_1 ——层高
 H_c ——柱的全高
 H_w ——墙体的悬臂高度
 H ——房屋总高度
 l ——柱距
 l_x 、 l_y ——等代梁的计算跨度
 l_o ——柱的计算长度
 e_o ——偏心距
 T_1 ——基本周期
 θ ——柱帽倾斜面与柱轴线的夹角
 u_m ——冲切破坏锥体面的平均周边长度
 u^t 或 v^t ——建筑物顶点 **X** 或 **Y** 方向的位移
 u_i 或 v_i ——**X** 或 **Y** 方向的层间位移
 $\omega_A \sim \omega_F$ ——支座 **A**~**F** 的竖向位移

计 算 系 数

- α ——次梁的有效刚度系数
 F ——折算荷载修正系数
 ξ ——变刚度等代悬臂柱的截面刚度修正系数
 η ——偏心距增大系数
 μ ——计算长度系数

λ_{cb} ——柱帽半宽与等代框架梁跨度之比

λ_{cc} ——柱帽计算高度与柱高之比

λ_b^l 、 λ_b^r ——等代框架梁左、右端刚域长度与梁跨度之比

λ_c^u 、 λ_c^l ——柱上、下端刚域长度与柱高之比

ψ_b^l 、 ψ_b^r ——带刚域梁左、右端的线刚度修正系数

ψ_c^u 、 ψ_c^l ——带刚域柱上、下端的线刚度修正系数

第一章 总 则

第 1·0·1 条 为了在升板结构的设计与施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，特制订本规范。

第 1·0·2 条 本规范适用于屋面高度不超过 50m 和设防烈度不超过 8 度的工业与民用建筑的钢筋混凝土升板结构的设计与施工。

第 1·0·3 条 升板结构的设计与施工，应采用合理的设计与施工方案，编制施工组织设计，并严格执行质量检查与验收制度。

第 1·0·4 条 本规范按现行国家标准《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》，并结合升板结构的特点而编制的。在设计与施工时，尚应符合国家有关其它规范的规定。

第二章 设计计算与施工的基本规定

第 2·0·1 条 升板结构的整体布置应保证建筑物在施工及使用过程中的稳定性。建筑物中的电梯井、楼梯间等可作为抗侧力结构，在提升过程中尚可利用相邻坚固建筑物作为升板结构的临时支撑。

第 2·0·2 条 升板结构的平面与柱网可灵活布置，有抗震设防要求时，结构布置宜均匀、对称，其刚度中心宜与质量中心重合。

第 2·0·3 条 升板结构的承载力应采用下列公式进行设计和计算：

一、非抗震设计时：

$${}_0S \leq R \quad (2 \cdot 0 \cdot 3 - 1)$$

二、抗震设计时：

$$S \leq R / \text{RE} \quad (2 \cdot 0 \cdot 3 - 2)$$

式中 ${}_0$ ——结构重要性系数，对安全等级为一级、二级、三级的结构构件，应分别取 1.1、1.0、0.9。结构安全等级应按国家标准《建筑结构设计统一标准》的规定确定；

S ——内力设计值。包括轴力设计值、弯矩设计值、剪力设计值、扭矩设计值等。应根据不同的结构构件，按施工和使用两个阶段分别计算确定；

R ——结构构件的承载力设计值；

RE ——结构构件承载力的抗震调整系数。

三、承载力的抗震调整系数按表 2·0·3 取用。

结 构 构 件 名 称	RE
受弯梁板和轴压比不大于 0.15 的柱偏压	0.75
轴压比大于 0.15 的柱偏压	0.80
剪力墙偏压、偏拉	0.85
各类构件受剪	0.90

注：本规范中的“剪力墙”即为现行国家标准《建筑抗震设计规范》中的“抗震墙”

第 2·0·4 条 升板结构应按提升与使用两个阶段设计。结构的截面尺寸、配筋宜由使用阶段的内力控制。提升阶段的提升程序及板柱节点的连接固定措施，应由施工单位与设计单位共同商定。

第三章 板 的 设 计

第一节 一 般 规 定

第 3·1·1 条 升板结构根据柱网尺寸、荷载大小、刚度和开洞要求及施工条件,可采用钢筋混凝土和预应力混凝土平板、密肋板及格梁板等型式。

第 3·1·2 条 钢筋混凝土平板的厚度,不应小于柱网长边尺寸的 1/35;密肋板的肋高(包括面板厚度),不应小于柱网长边尺寸的 1/30;格梁板梁高(包括面板厚度),不应小于柱网长边尺寸的 1/20。

第 3·1·3 条 板在提升和使用阶段的计算,应按板的纵横两个方向进行。

提升阶段板的安全等级,可降低一级,但不得低于三级。

第 3·1·4 条 密肋板的肋间距、高度、宽度及面板厚度符合构造要求时,其内力可采用 T 形截面特征按平板计算。

第 3·1·5 条 常用矩形柱网平板、密肋板和格梁板的内力可按本章规定的简化方法计算;对柱网较特殊的板、受集中荷载及开孔的板,可应用有限元等方法作专门分析计算。

第二节 提 升 阶 段 计 算

第 3·2·1 条 提升阶段板的内力设计值 S_i ,应按下列式计算:

$$S_i = (\sigma_G G_K + \sigma_Q Q_{0Q} Q_{0K}) \cdot K + i C_i W_i \quad (3 \cdot 2 \cdot 1)$$

式中 σ ——板自重作用分项系数,应为 1.2;

σ_Q ——板上施工荷载与堆砖荷载作用分项系数,应为 1.4;

i ——提升差异作用分项系数,应取 1.25;

G_K ——板自重标准值 (kPa);

Q_{ak} ——楼板上施工荷载，宜取 0.5kPa ，顶层板施工荷载宜取小于 1.5kPa ，当采用升提或升滑施工时可取 2.5kPa ；若有堆砖荷载则另加，其堆砖荷载值不宜大于 0.5kPa ；

W_i ——板的提升差异值或搁置差异值，按本章规定取用；

K ——动力系数，应取 1.2 ；

C_a 、 C_{aq} 、 C_i ——分别为板自重、施工荷载和提升差异的作用效应系数。

第 3·2·2 条 提升阶段，板的纵横两个方向的弯矩，可采用等代梁法按下列规定进行计算：

一、等代梁的计算跨度，应取柱子中心线之间的距离。相应的计算宽度应取垂直于计算跨度方向的两相邻区格板中心线之间的距离（图 3·2·2）。

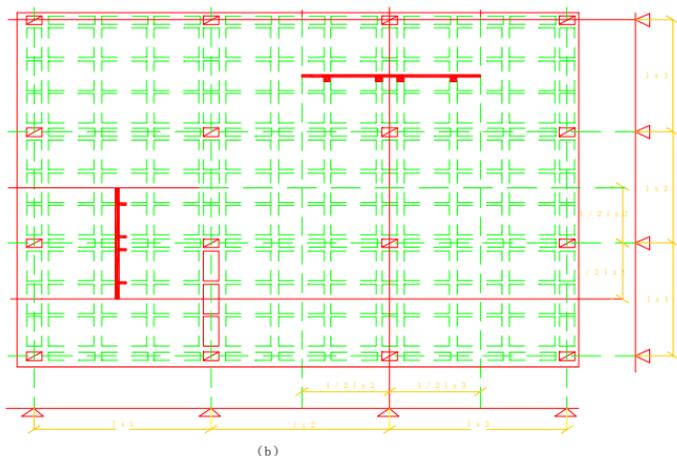


图 3·2·2 板带划分及等代梁

(a) 平板和密肋板； (b) 格梁板

1—柱上板带； 2—跨中板带； l_x 、 l_y —等代梁计算跨度；

b_x 、 b_y —等代梁计算宽度

二、短期荷载作用下等代梁的刚度可按下列式计算：

$$B_s = 0.85 E_c I_b \quad (3 \cdot 2 \cdot 2-1)$$

式中 E_c ——板的混凝土弹性模量；

I_b ——等代梁的截面惯性矩。

三、等代梁截面惯性矩应按下列规定确定：

1. 平板的等代梁截面惯性矩应按下列式计算：

$$I_b = \frac{b_y h_s^3}{12} \text{ 或 } \frac{b_x h_s^3}{12} \quad (3 \cdot 2 \cdot 2-2)$$

式中 h_s ——平板的截面高度。

2. 密肋板的等代梁截面惯性矩，应取计算宽度范围内所有肋按 T 形截面计算的惯性矩之和。格梁板的等代梁截面惯性矩，应取柱轴线两侧板中心线范围内的 T 形截面主梁惯性矩与次梁惯性矩之和。密肋板肋的翼缘计算宽度和格梁板主梁及次梁的翼缘计算宽度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》的有关规定；

3. 当采用预制混凝土模壳时，其混凝土强度等级不应低于 C15。当预制模壳的混凝土强度等级不小于密肋板或格梁板的 0.6 倍时，可考虑模壳与板的共同工作。

第 3·2·3 条 当按等代梁法计算提升差异内力时，对一般提升法，提升差异内力应为分别计算仅由任一支座提升差异 10mm 产生的内力；对盆式提升法，提升差异内力应按设计盆曲线并考虑任一支座提升差异 5mm 产生的内力。提升差异内力应按本规范附录一的有关公式计算确定。

第 3·2·4 条 平板和密肋板的等代梁弯矩设计值，可按表 3·2·4 的比例分配给柱上板带和跨中板带。

平板与密肋板柱上板带和跨中板带弯矩分配比例

表 3·2·4

截 面 位 置	柱上板带	跨中板带
内跨：		
支座截面负弯距	72%	25%
跨中正弯距	55%	45%
端跨：		
第一个内支座截面负弯距	75%	25%
跨中正弯距	55%	45%
边支座截面负弯距	90%	10%

注：在总弯矩量不变的条件下，必要时允许将柱上板带负弯距的 10% 分配给跨中板带。

第 3·2·5 条 两个方向主次梁相互垂直，且相邻主梁间仅布置两根次梁的格梁板，其等代梁弯矩设计值应分别按下列公式分配给主次梁；

$$M_m = \frac{\sum E_c I_m}{\sum E_c I_m + \sum \alpha E_c I_s} M \quad (3.2.5-1)$$

$$M_s = \frac{\alpha E_c I_m}{\sum E_c I_m + \sum \alpha E_c I_s} M \quad (3.2.5-2)$$

式中 M ——格梁板的等代梁弯矩设计值；

M_m ——格梁板的主梁弯矩设计值；

M_s ——格梁板的次梁弯矩设计值；

I_m ——格梁板的主梁的截面惯性矩；

I_s ——格梁板的次梁的截面惯性矩；

α ——弯矩分配时次梁有效刚度系数，可按本规范附录三
取用。其他情况的格梁板可按交叉梁结构计算。

第三节 使用阶段计算

第 3.3.1 条 使用阶段板的内力设计值 S 应按下列公式计算：

一、非抗震设计时：

$$S = \sigma C_G G_K + \sigma_s C_s W_s + (\rho C_Q Q_K + \omega C_w W_K) \psi_w \quad (3.3.1-1)$$

二、抗震设计时：

$$S = \sigma C_G G_K + \rho C_Q Q_E + \sigma_s C_s W_s + E_h C_{Eh} E_{hk} \quad (3.3.1-2)$$

式中 ω ——风荷载作用分项系数，应取 1.4；

σ_s ——板就位差异作用分项系数，应取 1.25；

ρ ——活荷载作用分项系数，当活荷载小于 4kN/m^2 时取
1.4，否则取 1.3；

E_h ——水平地震作用分项系数，应取 1.3；

ψ_w ——风荷载组合系数，应取 0.85；

Q_K ——活荷载标准值 (kPa)；

W_s ——就位差异值。一般方法提升的就位差异值取 5mm，
当采用盆式搁置的就位差异值取 3mm；

W_k ——风荷载标准值 (kPa);

Q_E ——活荷载地震组合值。对按实际情况计算的活荷载取 100%; 按等效楼面均布活荷载计算的书库、档案库取 80%, 一般民用建筑取 50%;

E_{hk} ——水平地震作用的标准值, 按本规范第 6·2·3 条规定进行计算;

C_G 、 C_s ——分别为板自重和就位差异的作用效应系数;

C_Q ——活荷载作用效应系数;

C_{Eh} ——水平地震作用效应系数;

C_w ——风荷载作用效应系数。

第 3·3·2 条 使用阶段板的重力 (不考虑动力系数) 及就位差异所产生的内力, 仍可按本章第 3·2·2 条、第 3·2·3 条的规定进行计算。

第 3·3·3 条 当垂直荷载作用下的平板和密肋板, 采用经验系数法计算使用阶段板的内力时, 应符合下列要求:

- 一、活荷载为均布荷载, 且不大于恒荷载的三倍;
- 二、在使用阶段每个方向至少应有三个连续跨;
- 三、任一区格内的长边与短边之比不应大于 1.5;
- 四、在同一方向上的最大跨度与最小跨度之比不应大于 1.2。

第 3·3·4 条 按经验系数法计算时, 应先算出除板所受的重力外的所有垂直分布活荷载产生的板的总弯矩设计值, 然后按表 3·3·4 确定柱上板带和跨中板带的弯矩设计值。

对 x 方向板的总弯矩设计值, 应按下式计算:

$$M_x = \frac{qb_y \left(l_x - \frac{b_{ce}}{3}\right)^2}{8} \quad (3 \cdot 3 \cdot 4 - 1)$$

对 y 方向板的总弯矩设计值, 应按下式计算:

$$M_y = \frac{qb_x \left(l_y - \frac{2b_{ce}}{3}\right)^2}{8} \quad (3 \cdot 3 \cdot 4 - 2)$$

式中 b_{ce} ——柱帽在弯矩方向的有效宽度与无梁楼盖的要求相

同；当无柱帽时取零；

q ——垂直分布活荷载设计值 (kPa)。

经验系数法板带弯矩值

表 3·3·4

截面位置	柱上板带	跨中板带
内跨：		
支座截面负弯距	0. 50 M_x (M_y)	0. 17 M_x (M_y)
跨中正弯距	0. 18 M_x (M_y)	0. 15 M_x (M_y)
端跨：		
第一个内支座截面负弯距	0. 50 M_x (M_y)	0. 17 M_x (M_y)
跨中正弯距	0. 26 M_x (M_y)	0. 22 M_x (M_y)
边支座截面负弯距	0. 33 M_x (M_y)	0. 04 M_x (M_y)

注：① 在总弯矩量不变的条件下，必要时允许将柱上板带负弯矩的 10% 分配给跨中板带。

② 表 3·3·4 为无悬臂板的经验系数，对较小悬臂板仍可采用，当悬臂较大且其负弯矩大于边支座截面负弯矩时，应计算悬臂弯矩对边支座与内跨的影响。

第 3·3·5 条 当不符合本规范第 3·3·3 条中任一款的平板和密肋板以及格梁板，均可采用等代框架法按下列规定进行计算：

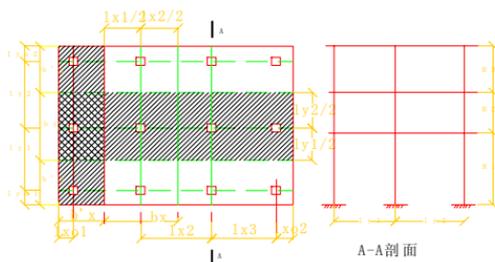


图 3·3·5 平板、密肋板及格梁板的等代框架
 1—中间框架；2—边框架； l_x 、 l_y —等代框架梁计算跨度；
 b_x 、 b_y —等代框架梁计算宽度

一、垂直荷载作用下等代框架的计算宽度，可取垂直于计算

跨度方向的两个相邻区格板中心线之间距离(图 3·3·5);在侧向力作用下其计算宽度按本规范第 6·2·5 条采用;

二、平板与密肋板的等代框架梁、柱以及格梁板的等代框架柱的线刚度,应按本规范第 6·2·6 条和第 6·2·7 条规定计算。格梁板的等代框架梁一般不考虑柱帽的作用,梁刚度可按本规范第 3·2·2 条规定计算;

三、宜考虑活荷载的不利组合。

第 3·3·6 条 由等代框架法计算的弯矩,应按以下规定进行分配:

一、当平板与密肋板的任一区格长边与短边之比不大于 2 时,仍可按表 3·2·4 比例分配给柱上板带和跨中板带。对有柱帽的等代框架,其支座负弯矩应取刚域边缘处的值(图 3·3·6),然后分配给柱上板带和跨中板带;

二、格梁板的等代框架弯矩,可按公式(3·2·5—1)和(3·2·5—2)分配给主梁及次梁。

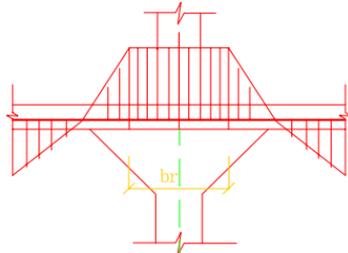


图 3·3·6 有柱帽等代框架梁在垂直荷载作用下支座弯矩取值
 b_r —刚域区

第 3·3·7 条 当有柱帽时,由本规范第 3·3·4 条和第 3·3·6 条第一款所算得的各板带弯矩,除边支座和边跨跨中外,均应乘以 0.8 系数。按本规范第 3·3·2 条算得的支座弯矩也应乘以 0.8 系数。

密肋板各板带内的弯矩,可按肋的刚度大小分配。

第 3·3·8 条 由水平荷载产生的内力,应根据有关规范规定组合到柱上板带或格梁板的主梁上。有柱帽的平板、密肋板,支座负弯矩应取梁刚域边缘处的值(图 3·3·8)。

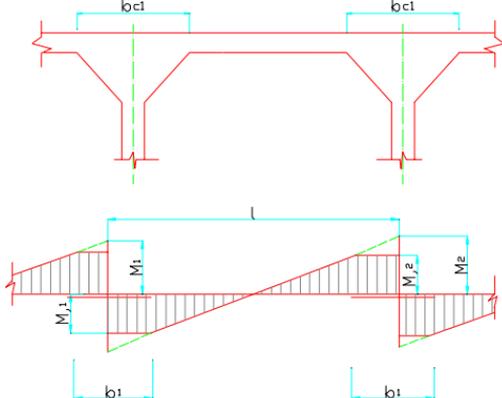


图 3·3·8 有柱帽等代框架梁在水平荷载作用下支座弯矩取值

M_{r1} 、 M_{r2} —等代框架梁刚域边缘处的弯矩值；

M_1 、 M_2 —等代框架梁左、右端的弯矩设计值；

l —柱距

第四节 构造与配筋

第 3·4·1 条 临时划分的提升单元之间，板可预留宽为 $1/4 \sim 1/3$ 板跨的后浇板带，待板就位固定后再灌筑混凝土，其连接钢筋应适当加强并有足够的搭接长度。

第 3·4·2 条 密肋板的肋净距不宜大于 800mm ，肋宽不宜小于 80mm ，肋高不宜大于肋宽的 3 倍。密肋板的现浇面板厚度不宜小于 40mm 。

第 3·4·3 条 板内钢筋应由提升与使用两个阶段计算所得内力设计值的较大值决定。

第 3·4·4 条 在配置柱帽处的负弯矩钢筋时，不考虑后浇柱帽的作用，仍采用板的有效高度计算。

板内钢筋的配置应符合下列规定：

- 一、平板或密肋板按两个方向的柱上板带和跨中板带配置。
- 二、格梁板也应按两个方向的主梁及次梁配筋。支承于格梁上的板按多区格连续板计算与配筋。当采用预制钢筋混凝土模壳

时，其板内的配筋应由使用阶段连续板的正弯矩按板与混凝土模壳组成的迭合截面配筋，同时应满足施工阶段的需要。

三、平板内的钢筋形式，可按本规范附录二附图 2·1 配置。

第 3·4·5 条 密肋板在柱帽区宜做成实心板，在肋中配有负弯矩钢筋的范围内，宜配置构造用的封闭箍筋。箍筋直径不应小于 4mm，间距不应大于肋高，且不应大于 250mm。

密肋板主筋的配置长度可采用平板的规定。密肋板面板应配置双向钢筋网，其直径不小于 4mm，间距不大于 30mm。

第 3.4.6 条 平板边缘上、下应各设置一根直径不宜小于 16mm 的通长钢筋，也可利用原有配筋拉通；密肋板的边肋上下应至少各设二根直径不小于 16mm 通长钢筋，并配置构造用的封闭箍筋。

第 3·4·7 条 板面有集中荷载时，其配筋应由计算确定。当楼板上某区格内的集中荷载设计值不大于该区格内均布活荷载设计值总量的 10% 时，可按荷载折算总量为 F_t 的折算均布活荷载设计值进行计算：

$$F_t = 1.1(F + F_q) \quad (3 \cdot 4 \cdot 7)$$

式中 F ——某区格内的集中荷载设计值；

F_q ——某区格内的均布活荷载设计值总量。

第 3·4·8 条 平板和密肋板需开孔时，其配筋应由开孔板的内力设计值计算确定。当满足下列要求时，仅需在板孔周边补足被孔洞截断的钢筋，而可不作专门计算：

一、在两个方向的跨中板带公共区内，孔的边长不应大于孔洞所在区格短边尺寸的 1/2.5；

二、在两个方向的柱上板带公共区内，孔的边长不应大于孔洞所在区格的短边尺寸的 1/20，但柱帽区不得开孔；

三、在一个方向的跨中板带和另一个方向的柱上板带公共区内，孔的边长不应大于孔洞所在区格的短边尺寸的 1/8；

四、孔洞间的净距，不应小于孔的最大尺寸的三倍。

当上述孔洞边长大于 1m 时或截断密肋板的肋时，应在孔的

周边加圈梁或型钢，以补足被孔洞削弱的板或肋的截面刚度。

第四章 柱 的 设 计

第一节 一 般 规 定

第 4·1·1 条 升板结构可根据工程的场地和设备条件，选用现浇或预制钢筋混凝土柱。

预制柱高度与截面较小边尺寸之比，不宜大于 50。

第 4·1·2 条 升板结构的柱应按提升阶段和使用阶段进行计算。预制柱还应进行吊装阶段的验算。

提升阶段的柱应按实际的提升程序，对搁置状态和正在提升的状态进行群柱稳定验算。各柱尚应进行偏心受压承载力验算。

使用阶段的柱应按框架柱进行设计。

第 4·1·3 条 升板结构柱采用接柱时，接头部位应进行承载力验算，接头及其附近区段内截面的承载力应不小于该截面计算承载力的 1.3 倍。

第 4·1·4 条 升板结构抗震设计时，柱的内力设计值由本章第二节及第三节叠加后应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》进行效应组合和调整。柱的截面和配筋，应该现行国家标准《混凝土结构设计规范》有关规定进行设计和计算。

第二节 提 升 阶 段 验 算

第 4·2·1 条 升板结构在提升阶段应对各个提升单元进行群柱稳定性验算。其计算简图可取一等代悬臂柱，其惯性矩为这个提升单元内所有单柱惯性矩的总和，并承担单元内的全部荷载。

第 4·2·2 条 升板结构柱的群柱稳定性应由等代悬臂柱偏

心距增大系数验算确定。偏心距增大系数为负值或大于 3 时，应首先改变提升工艺，必要时再加大柱截面尺寸或改进结构布置。偏心距增大系数应按下式计算：

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{F_c}{10\alpha_a \xi E_c^b I_c^b} l_0^2} \quad (4 \cdot 2 \cdot 2)$$

式中 F_c —— 折算荷载修正系数，宜取 1.10；

l_0 —— 计算长度，可按本规范第 4·2·3 条采用；

F_c —— 提升单元内等代悬臂柱总的折算垂直荷载，可按本规范第 4·2·4 条计算；

α_a —— 升板结构柱提升阶段实际工作状态的系数，根据偏心距与柱截面高度之比可按表 4·2·2 取用；

α_a 值 表 4·2·2

e_0/h_c	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
α_a	0.776	0.715	0.668	0.631	0.601	0.577	0.555
e_0/h_c	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1.0
α_a	0.538	0.509	0.488	0.471	0.459	0.447	0.440

注：① e_0 为偏心距，取式 (4·2·5) 计算的柱底最大弯矩值与柱底以上的板、柱、提升机等重力设计值及其它荷载设计值总和之比值；

② h_c 为柱截面高度。

E_c^b —— 验算状态下柱底的混凝土弹性模量；采用预制柱时，可根据混凝土强度等级按有关规范查用；采用升提或升滑法的柱时，可根据当时混凝土的抗压极限强度确定；

I_c^b —— 提升单元内所有单柱柱底混凝土截面惯性矩总和；

ξ —— 变刚度等代悬臂柱的截面刚度修正系数；

当采用预制柱时取 1.0；

用。

第 4·2·3 条 提升阶段柱的计算长度应按下列式计算：

$$l_0 = 2H'_{n1} \quad (4 \cdot 2 \cdot 3 - 1)$$

式中 H'_{n1} ——承重销底距柱底的高度。验算搁置状态时取最高一层永久或临时搁置板处的承重销底距柱底的高度（图 4·2·3—1）。若验算正在提升的状态时，则取提升机处的承重销底距柱底的高度（图 4·2·3—2）。柱底一般取混泥土地坪面，如地坪不是现浇混泥土，则取柱杯口面。



图 4·2·3—1 搁置状态时柱的计算简图



图 4·2·3—2 正在提升状态时柱的计算简图

但对下列情况应作相应修改：

一、若下面一层或数层的板已就位且板柱节点已形成可靠的刚接时，柱底可取最高刚接层的层高一半处（图 4·2·3—3、图 4·2·3—4），其计算长度可按下列式计算：

$$l_0 = 2H'_{n1} \quad (4 \cdot 2 \cdot 3 - 2)$$

式中 H'_{n1} ——柱底以上的悬臂柱高度。其垂直荷载、风荷载及验算截面均以相应的柱底计算。

当后浇柱帽的强度达到 $10MPa$ 时，柱底位置取在该层层高的一半处；

当有柱帽节点，但未浇筑柱帽前把全部柱与板进行符合无柱帽节点要求的可靠焊接时，柱底位置取在该层层高的 $1/4 \sim 1/3$ 处；

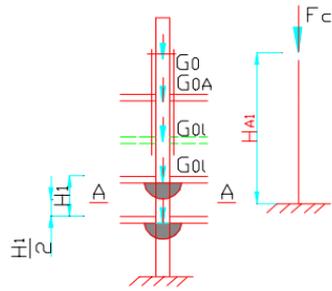
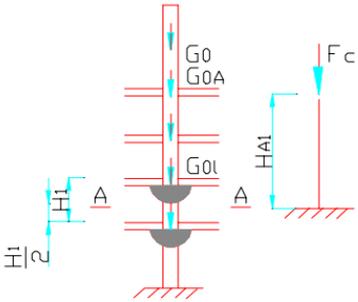


图 4.2.3-3 一层或数层节点刚接后搁置状态时柱的计算简图

图 4.2.3-4 一层或数层节点刚接后正在提升状态时柱的计算简图

二、当一个提升单元有对称布置的内筒体或在两个方向均有在施工阶段可起剪力墙作用的墙体（其间距不应大于横向尺寸的三倍），并在提升和搁置状态均至少有一层楼板与其可靠连接时，柱计算长度可按下式计算：

$$l_0 = \mu H_{n1} \quad (4.2.3-3)$$

式中 μ ——计算长度系数。其值与内竖筒或剪力墙的刚度及连接位置有关，可按本规范附录五取用。

三、当采用上承式承重销搁置板时，应每层板用搬块楔紧以传递水平力，否则应按受荷最大的单柱进行稳定性验算。

第 4.2.4 条 验算搁置状态的群柱稳定性时，折算荷载应按下列公式计算：

$$F_c = \sum_{i=1}^n G_{oi} \beta_i + G_{oc} + G_o \quad (4.2.4-1)$$

$$G_{oc} = c g_{o1} H_c \left(\frac{H_c}{H_{n1}} \right)^2 \quad (4.2.4-2)$$

若验算一层（或叠层）板正在提升而其他各层处于搁置状态的群柱稳定性时，折算荷载应按下列公式计算：

$$F_c = G_{o1} + \sum_{i=1}^n G_{oi}\beta_i + G_{oc} + G_o \quad (4 \cdot 2 \cdot 4 - 3)$$

式中 n ——层数；

G_{oi} ——永久或临时搁置的第 i 层板所受的重力设计值和按实际情况采用的其他荷载设计值。屋面施工荷载标准值，对预制柱升板取 **0.5kPa**，升提、升滑法取 **1.5kPa**，楼面施工荷载在一般情况下可不计入；

G_{oc} ——折算的柱重力总和；

G_{o1} ——正在提升的一层板（或叠层提升的数层板）所受的总重力及按实际情况采用的其他荷载，荷载取值与 G_{oi} 相同，不乘动力系数；

G_o ——提升单元内直接放在每个柱上的提升机等设备的重力设计值总和；

β_i ——搁置折算系数，当柱无侧向支承时按表 4·2·4-1 采用；

β_i 值 表 4·2·4-1

H_{i1}/H_{n1}	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
工作状态						
柱无侧向支承	0	0.002	0.013	0.042	0.097	0.132
柱有侧向支承	0	0.063	0.192	0.316	0.397	0.426

H_{i1}/H_{n1}	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
工作状态						
柱无侧向支承	0.297	0.442	0.613	0.802	1.00	
柱有侧向支承	0.430	0.475	0.584	0.750	1.00	

注： H_{i1} 为第 i 层板永久或临时搁置处的高度。

1——提升折算系数，可按表 4·2·4-2 采用；

1 值 表 4·2·4-2

H_1/H_{n1}	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1	0.250	0.187	0.152	0.149	0.182	0.250

H_1/H_{n1}	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	0.352	0.485	0.642	0.816	1.000

注： H_1 为验算正在提升状态时被正在提升的一层板（或叠层提升的数层板）的高度。

c——柱重力折算系数，当柱无侧向支承时取 0.315；若柱与内竖筒或剪力墙有连接时取 0.385；

g_{01} ——提升单元内所有单柱单位长度的重力设计值总和；

H_c ——柱底截面以上的柱全高。

第 4·2·5 条 升板结构柱由本规范第 4·2·6 条确定的风荷载以及柱竖向偏差所产生的柱底最大弯矩 M 可按下式计算：

$$M = \sum_{i=1}^n W_i H_{i1} + \frac{1}{2} \omega H_c^2 + \sum_{i=1}^n \frac{1}{1000} G_{0i} H_{i1} \quad (4 \cdot 2 \cdot 5)$$

式中 W_i ——第 i 层板处所受的集中风荷载设计值的总和（包括该层板上墙体、堆砖所受的风荷载）；

ω ——提升单元内全部柱所受均布风荷载设计值，当柱较高时尚应考虑风荷载沿高度的变化；

G_{0i} ， H_{i1} ——分别按本规范第 4·2·4 条采用，当验算正在提升的状态时，也相应取第 4·2·4 条的 G_{01} 与 H_{n1} 。

第 4·2·6 条 升板结构柱提升阶段风荷载的标准值一般可取七级风的风荷载（风压值为 0.18kPa）。大于上述风级时，应暂停提升并采取相应措施，确保群柱的稳定性。

当该提升单元有外墙体时，在顶层板以上应采用各柱风荷载

的总和，在顶层板以下应采用墙和柱实际所受的风荷载。

第 4·2·7 条 升滑、升提施工的劲性钢筋混凝土柱的钢骨架，尚应按现行国家标准《钢结构设计规范》验算单柱的承载力和稳定性（格构式偏心受压构件弯曲平面内的整体稳定性、单肢稳定性及缀材的承载力）。钢骨架的柱高为 δH_{n1} （本规范附图 4·1），计算长度可取为 $3\delta H_{n1}$ 。当劲性钢筋混凝土柱与预制钢筋混凝土柱连接时，钢骨架柱计算长度可取 $2.5\delta H_{n1} \sim 3.6\delta H_{n1}$ ，当计算长度大于 $2\delta H_{n1}$ 时取 $2\delta H_{n1}$ 。停歇孔处以外的缀材可采用钢筋缀条。

第 4·2·8 条 采用升提或升滑施工时应符合墙体稳定性的要求，其悬臂高度不应大于表 4·2·8 的允许值。

墙体允许悬臂高度 $[H_w]$

表 4·2·8

墙厚 t (mm)	150	200	250	300	350	400
$[H_w]$ (m)	13	15	17	19	21	23

当墙面开孔时（图 4·2·8—1），表 4·2·8 中的墙体允许悬臂高度应乘以下折算系数 ψ_w ：

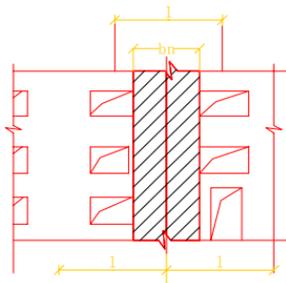


图 4·2·8—1 墙的净宽度 b_n

$$\psi_w = \sqrt[3]{\frac{b_n}{(1-w)l}} \quad (4 \cdot 2 \cdot 8)$$

式中 l ——柱距；

b_n ——该柱距中墙的净宽度；

w ——墙面开孔率。

墙体的悬臂高度，当墙体与楼板无可靠连接时，取墙体基础顶面或混凝土地坪面至墙体顶面间的距离；当有可靠连接时，取与墙体连接的最高一层楼板与次一层楼板之间中点至墙体顶面间的距离（图 4·2·8—2）。

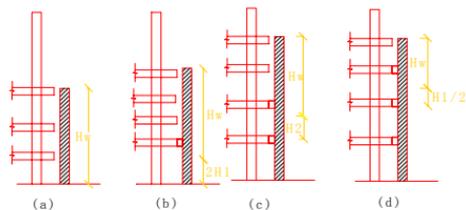


图 4·2·8—2 墙体悬臂高度

图 4·2·8—2 中的 (b)、(c)、(d) 三种情况的墙体与板应有可靠的连接，其间距不应大于柱距或 6m。

第 4·2·9 条 楼板与墙体间的连接件在施工阶段应按承受墙体允许悬臂高度范围内的风荷载进行抗拉、抗压、抗剪承载力验算，并应对墙体连接点处的混凝土进行局部挤压承载力验算，验算时可取七级风的风压值为 0.18kPa。

第 4·2·10 条 升提或升滑施工的墙体在施工阶段还应按钢筋混凝土受弯构件进行承载力验算。若所需配筋过多，宜采取改变提升程序，增加连接等措施。

不开孔墙体承载力验算时每米宽应的弯矩 m ，应按下式计

算:

$$m = 0.6\omega [H_w]^2 \quad (4.2.10-1)$$

开孔墙体承载力验算时每米宽度的弯矩,应按下式计算:

$$m = 0.6\omega \frac{l_b}{b_n} (1 - \omega) [H_w]^2 \quad (4.2.10-2)$$

式中 ω ——风荷载设计值。

第 4.2.11 条 升板结构在提升阶段尚应对单柱进行承载力验算;

单柱的内力设计值 S 由下式计算确定:

$$S = \sigma C_G G_k + (\sigma_Q C_{QG} Q_{Gk} + \omega C_\omega W_k) \psi_\omega \quad (4.2.11)$$

式中 σ ——自重作用分项系数,应取 1.2;

σ_Q ——施工活荷载作用分项系数,应取 1.4;

ψ_ω ——风荷载组合系数,应取 0.85;

G_k ——单柱所承担的板、柱及其节点的自重标准值 (kPa);

Q_{Gk} ——单柱所承担的施工活荷载标准值 (kPa);

W_k ——单柱所承担的风荷载标准值 (kPa);

C_G 、 C_{QG} 、 C_ω ——分别为自重、施工活荷载等作用效应系数。

单柱的轴力设计值应按实际的垂直荷载计算,单柱的弯矩设计值采用式 (4.2.5) 并乘以偏心距增大系数,在提升单元内按各柱的刚度分配确定。

第三节 使用阶段计算

第 4.3.1 条 使用阶段柱的内力设计值 S_G 应按下列公式计算:

一、非抗震设计时:

$$S_G = \sigma C_G G_k + (\sigma_Q C_{QG} Q_{Gk} + \omega C_\omega W_k) \Psi_\omega \quad (4.3.1-1)$$

二、抗震设计时:

$$S_G = \sigma C_G G_k + \sigma_Q C_{QG} Q_{Gk} + E_{hk} C_{Ehk} E_{hk} \quad (4.3.1-2)$$

式中 G_k ——板、柱及板柱节点自重标准值 (kPa);

C_G ——板、柱及板柱节点自重作用效应系数。

第 4·3·2 条 对非抗震设计的升板结构,按经验系数法计算时,板柱节点处上柱和下柱弯矩设计值之和 M_c 可采用以下数值:

$$\text{中柱: } M_c = 0.25M_x(M_y) \quad (4 \cdot 3 \cdot 2)$$

$$\text{边柱: } M_c = 0.40M_x(M_y)$$

式中 M_x 、 M_y ——按本规范第 3·3·4 条计算的板总弯矩设计值。中柱或边柱的上柱和下柱的弯矩设计值可根据式 (4·3·2) 的值按线刚度分配。

升板结构按等代框架法计算时,柱上端及下端弯矩设计值取实际计算结果。当有柱帽时,柱上端的弯矩设计值取柱刚域边缘处的值。

第 4·3·3 条 使用阶段柱应分别对最不利荷载组合下内力最大的截面和被孔洞削弱的截面应进行承载力计算。

第 4·3·4 条 劲性钢筋混凝土柱应按专门的规范进行设计计算。使用阶段验算时,若柱配筋率在 5% 以下时,可按钢筋混凝土柱验算。

第五章 板柱节点设计

第一节 板柱节点

第5·1·1条 板柱节点的选型应以安全可靠、经济合理、施工方便为原则，并应满足建筑功能的要求，一般可采用后浇柱帽节点，如直线型、折线型、圆锥型等型式，和无柱帽节点，如承重销、剪力块及暗销等型式。

无柱帽节点宜用于密肋板和格梁板，当用于平板时，板内应采用型钢提升环。

第5·1·2条 后浇柱帽节点中的板与柱应有可靠的刚性连接措施（图5·1·2）并按下列要求进行验算：

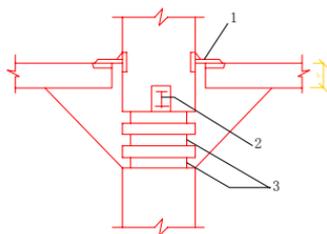


图 5·1·2 后浇柱帽节点

1—板柱连接件；2—承重销；3—齿槽

一、柱帽尺寸应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》规定由板冲切承载力验算确定。其荷载计算应考虑板的重力、使用荷载及水平荷载；

二、柱帽中的承重销可按本规范第 5·2·6 条进行承载力验算。其荷载计算应考虑板的重力、施工荷载以及就位差异所产生的反力，计算时可不考虑动力系数；

三、后浇柱帽与柱之间的齿槽应能承受板的重力以外的全部荷载。齿槽抗剪承载力应按下式计算：

$$V_t \leq 1.5 f_t \cdot n \cdot u_t \cdot h_t / \text{RE} \quad (5 \cdot 1 \cdot 2 - 1)$$

式中 V_t ——齿槽承受的总剪力设计值（包括水平荷载按本规范第 5·1·6 条算得的附加剪力）；

f_t ——后浇柱帽混凝土抗拉强度设计值；

n ——齿槽数量，一般可取 3~4；

u_t ——每个齿槽外口周边长度；

h_t ——每个齿槽高度，一般可取 80—100mm；

RE ——承载力抗震调整系数。非抗震节点取 1.0，抗震节点取 1.125。

四、后浇柱帽上口与柱连接处，应根据板柱间传递的不平衡弯矩验算板柱连接件的大小及连接焊缝。

每块板柱连接件和焊缝所受的内力可按下式计算：

$$N_w = \alpha_c \frac{M}{n h_w} \quad (5 \cdot 1 \cdot 2 - 2)$$

式中 M ——不平衡弯矩设计值（上下柱在该节点处一个方向弯矩的代数和）；

n ——柱四周连接件总数；

h_w ——连接件的焊缝至板底距离；

α_c ——考虑柱帽影响系数，无柱帽节点取 1.0；6m 左右柱网、1.6m 柱帽宽时，可取 0.4~0.5；柱帽宽度较小时， α_c 值可适当加大。

第 5·1·3 条 对 6m 左右的柱网，当活荷载为 10~15kPa 时，后浇柱帽可按本规范附录六附图 6·1 的构造采用；当活荷载在 10kPa 以下时，可适当减小柱帽尺寸；当活荷载在 15~25kPa

之间时，可按本规范附录六附图 6·1 的构造要求，适当加大柱帽尺寸，增加齿槽数量以及相应增强箍筋和插筋，并可采用折线型柱帽。

第 5·1·4 条 剪力块节点中的承剪预埋件和剪力块应能承受全部的荷载设计值，并应分别对承剪预埋件、剪力块进行抗剪和局部承压以及对各连接焊缝进行承载力验算。其节点构造可按本规范附录六附图 6·2 采用。

第 5·1·5 条 承重销节点中的承重销应能承受全部荷载设计值，可按本规范第 5·2·6 条进行承载力验算，并应对承重销搁置处的板底进行局部承压承载力验算；暗销节点应对承重销、齿槽及板柱间的连接件等作相应的承载能力验算。其构造可按本规范附录六附图 6·3、附图 6·4 采用。

第 5·1·6 条 板柱节点在竖向荷载和水平地震作用下的总剪力设计值应按下列公式计算：

$$V = 3V_h + V_v \quad (5 \cdot 1 \cdot 6 - 1)$$

$$V_h = \frac{M_{r1} + M_{r2}}{l} \quad (5 \cdot 1 \cdot 6 - 2)$$

式中 V_v ——竖向荷载产生的剪力设计值；

V_h ——水平荷载产生的剪力设计值；

M_{r1} 、 M_{r2} ——水平荷载所产生的等代框架梁刚域边缘处的弯矩设计值（图 3·3·8）。

第二节 提升环和承重销

第 5·2·1 条 型钢提升环可采用槽钢或 I 字钢焊接成井字型或口字型，槽钢或 I 字钢型号不宜小于 12 号。

第 5·2·2 条 型钢提升环的挑肢长度不宜大于 $2h_0$ 。板的冲切承载力应按下式计算：

$$V^c \leq 0.6f_t u_m h_0 \quad (5 \cdot 2 \cdot 2)$$

式中 V^c ——剪力设计值。对于有柱帽节点，按板提升阶段荷载计算；对于无柱帽节点还应按板使用阶段荷载

计算，当需抗震设防时，尚应考虑地震作用引起的附加剪力，按本规范第 5.1.6 条计算：

u_m ——冲切破坏锥体面的平均周边长度（图 5.2.2）；

f_t ——板的混凝土的抗拉强度设计值；

h_0 ——板的有效高度。

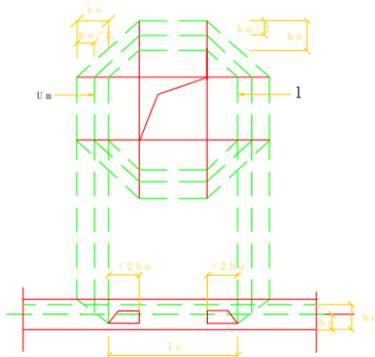


图 5.2.2 验算板的冲切承载力截面位置

1—冲切破坏锥体的底面线； l_c —见图 5.2.3

第 5.2.3 条 选择提升环截面时，可采用将两个方向的提升环简化为主次梁和它所传的荷载均匀地作用在提升环的挑肢长度上的计算简图（图 5.2.3），并按下列方法计算内力设计值（四点提升取搁置状态，二点提升取提升状态）。

由图 5.2.3 算得的总弯矩设计值，可按刚度比分配给型钢和与其共同工作的钢筋混凝土板。钢筋混凝土板的宽度取板孔边至破裂线的距离，截面刚度应扣除提升孔等所削弱的刚度。

由钢筋混凝土板承受的弯矩设计值 M_{cs} ：

$$M_{cs} = \frac{0.85E_c I_c}{E_a I_a + 0.85E_c I_c} M \quad (5.2.3-1)$$

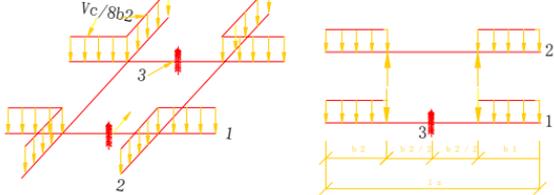


图 5.2.3 提升环计算简图

1—主梁；2—次梁；3—吊点或搁置点

V^c —剪力设计值按本规范第 5.2.2 条采用； l_r —对型钢提升环取提升环长度；对无型钢提升环取板孔边箍筋布置范围的长度； b_1 —对型钢提升环，为板孔宽度，对无型钢提升环为板孔宽加一个箍筋的宽度； b_2 —提升环挑肢长度，取 $\frac{1}{2}(l_r - b_1)$

由型钢承受的弯矩设计值 M_a ：

$$M_a = \frac{E_a I_a}{E_a I_a + 0.85 E_c I_c} M \quad (5.2.3-2)$$

式中 M ——提升环总弯矩设计值；

E_a ——型钢的弹性模量；

I_a ——型钢的截面惯性矩；

E_c ——混凝土板的弹性模量；

I_c ——钢筋混凝土板的截面惯性矩。

按公式 (5.2.3-1) 和 (5.2.3-2) 算得的弯矩值，应分别对型钢和钢筋混凝土板进行承载力验算。

第 5.2.4 条 采用型钢提升环时，应采取下列构造措施：

一、板内被提升环截断的受力钢筋应焊接在提升环型钢翼缘上，以加强提升环与板受力钢筋的共同工作；

二、在孔的四周宜增加钢筋面积，以补偿被提升环截断的受力钢筋；

三、按本规范第 5.2.3 条计算所需要的孔边钢筋应布置在冲切破裂线范围以内，板面钢筋应连续跨过提升环的挑肢。

第 5·2·5 条 在后浇柱帽节点的平板中，或在密肋板、烙梁板中，可采用无型钢提升环。

无型钢提升环宜采用下列构造措施（图 5·2·5）；

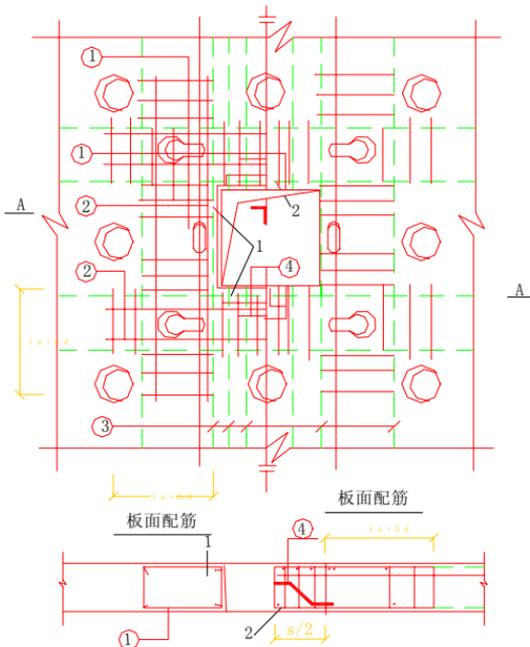


图 5·2·5 无型钢提升环

1—预埋件；2—支承钢板；①— 6@150 箍筋；②—附加钢筋；③—板内原有受力钢筋；④—吊筋； l_a —附加钢筋锚固长度； d —附加钢筋直径

一、在板孔洞四周附近应设置附加钢筋，其面积不少于被孔洞截断的受力钢筋面积，附加钢筋两端伸出孔边的长度应满足搭接长度的要求；

二、沿附加钢筋全长范围内应设置 6 或 8 的封闭箍筋，其

宽度不宜小于 200mm，间距不宜大于 150mm；

三、板底搁置处应设置支承钢板，其短边尺寸不宜小于 150mm，厚度不宜小于 8mm；

四、板面孔边四周应设置预埋件，待板就位后，还应与柱上预埋件焊接。

无型钢提升环应进行下列验算：

一、受弯承载力验算：弯矩设计值可按第 5·2·3 条规定计算。验算时，板孔每边承受弯矩的截面宽度取板孔宽度，在此宽度范围内的原有受力钢筋及附加钢筋均可计算在内；

二、局部承载能力验算：搁置点（或吊点）支承钢板处可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》规定计算吊筋和箍筋的截面面积，吊筋和箍筋的计算范围 S 可取支承钢板的宽度加二倍钢筋混凝土板的有效高度。

第 5·2·6 条 混凝土柱帽中承重销可按连续支承的悬臂梁计算简图 (图 5·2·6) 验算其承载力。承重销节点中销的验算弯矩应按上述计算后乘 1.15~1.25 取值。

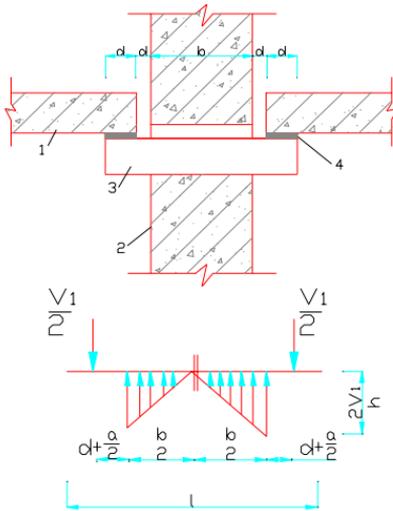


图 5·2·6 承重销计算简图

1—楼板；2—柱子；3—承重销；4—垫铁； d —可取 25mm； $a \geq 75$ mm

第六章 升板结构的抗侧力设计

第一节 一般规定

第6·1·1条 升板结构抗震设计采用板柱结构时，单列柱数不得少于三根，当设计烈度为7度时，屋面高度不宜高于30m，8度时屋面高度不宜高于20m。其它情况宜采用板柱——剪力墙结构或板柱——壁式框架结构。

第6·1·2条 剪力墙或井筒应沿建筑物的两个主轴方向布置，宜均匀对称地布置在由变形缝分开的建筑区段端附近及平面形状变化处。

第6·1·3条 剪力墙的间距不宜超过建筑物宽度的3倍，沿竖向宜贯通建筑物全高。墙的位置应考虑楼板开洞影响，在剪力墙间楼板有较大开洞削弱时，其间距应予减小。

第6·1·4条 升板结构抗震设计时，宜采用不设防震缝的方案。当遇下列情况之一时，应设防震缝：

- 一、建筑平面有较大凸出或不规则；
- 二、建筑物内有错层或建筑高度相差较大；
- 三、建筑物内各部分结构刚度或荷载相差悬殊。

建筑物的伸缩缝、沉降缝应满足防震缝要求。

建筑物防震缝的最小宽度应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的有关规定确定。

第6·1·5条 升板结构抗震等级的确定，应符合下列规定：

一、本规范中板柱结构对应于现行国家标准《建筑抗震设计规范》中的框架结构。

二、板柱——剪力墙与板柱——壁式框架结构对应于现行国家标准《建筑抗震设计规范》中的框架——抗震墙结构。

第6·1·6条 凡本章未做规定的,应符合现行国家标准的《建筑抗震设计规范》和《混凝土结构设计规范》的有关规定。

第二节 内力和位移计算

第6·2·1条 升板结构在风荷载和水平地震作用下,应沿两个主轴方向分别进行抗侧力计算。

第6·2·2条 升板结构抗侧力结构内力和位移计算时,可采用楼板在其平面内为绝对刚性的假定,并考虑板柱结构、剪力墙(包括井筒)、壁式框架协同工作按弹性方法进行分析。

第6·2·3条 对于高度不超过50m且高度与宽度之比不大于4,体型比较规则,质量和刚度沿高度分布比较均匀的升板结构,在水平地震作用下,可简化为单质点体系结构采用底部剪力法计算。结构总水平地震作用(底部剪力标准值)及各质点的水平地震作用,应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》中的有关规定计算。其中基本周期 T_1 按本规范第6·2·4条计算。

对于高度超过50m或高度与宽度之比大于4的升板结构应另作专门计算。

第6·2·4条 升板结构的基本周期 T_1 可按下列简化公式计算,也可按本规范附录七或附录八进行计算:

一、等于或小于3跨

板柱结构

$$T_1=0.11\alpha_w \sqrt{\alpha_g \frac{H}{\sqrt[3]{B}}} \quad (6.2.4-1)$$

对于板柱—剪力墙或板柱—壁式框架结构

$$T_1=0.94\alpha_w \sqrt{\frac{GH^2}{K_w H^2 + 119G_t B^{2/3}}} \quad (6.2.4-2)$$

二、大于3跨

对于板柱结构

$$T_1=0.28\alpha_w \sqrt{\alpha_g \frac{H}{\sqrt{B}}} \quad (6.2.4-3)$$

对于板柱—剪力墙或板柱—壁式框架结构

$$T_1 = 0.94\alpha_w \sqrt{\frac{GH^2}{K_w H^2 + 18G_t B}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 4-4)$$

式中 α_w ——基本周期考虑非承重墙影响的折减系数。板柱结构，一般情况下取 0.7~0.8；非承重墙较多时取 0.5~0.6；对于板柱—剪力墙或板柱—壁式框架结构取 0.9；

α_G ——计算自振周期所用的建筑物总重力与板柱结构总重力之比；

H 、 B ——升板结构的总高和总宽度；

G ——计算自振周期所用的建筑物总重力；

G_t ——板柱结构总重力；

K_w ——总剪力墙顶点的水平刚度应按本规范附录八采用。

第 6·2·5 条 板柱结构可按等代框架计算内力和位移，在侧向力作用下沿该方向等代框架梁的计算宽度，应取下列公式计算结果的较小值：

$$b_y = \frac{1}{2} (l_x + b_{ce}) \quad (6 \cdot 2 \cdot 5)$$

$$b_y = \frac{3}{4} l_y$$

式中 b_y ——等代框架梁的计算宽度；

l_x 、 l_y ——两个方向的跨度，即柱距；

b_{ce} ——柱帽的有效宽度。

第 6·2·6 条 有后浇柱帽升板的等代框架梁可按左右两端带刚域的梁计算（本规范附图 10·1）。等代框架梁的线刚度应按下式计算：

$$K_{fb} = \frac{\psi_b^l + \psi_b^r}{2} \cdot \frac{E_c I_{fb}}{l} \quad (6 \cdot 2 \cdot 6)$$

式中 ψ_b^l 、 ψ_b^r ——带刚域梁的左端、右端线刚度修正系数，由等代框架梁左右两端刚域长度与梁跨度之比值应

按本规范附录九采用；

E_c ——混凝土弹性模量，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》规定采用；

I_{fb} ——等代框架梁截面惯性矩；

l ——等代框架梁的计算跨度。

等代框架梁左右端的刚域长度按下列规定取用：

一、一般情况下等代框架梁左右端的刚域长度与柱帽有效半宽之比可按本规范附录十的附表 10·1 取用。

二、对于两向跨度相等，板厚与跨度之比约为 1/30，且柱帽有效半宽与等代框架梁跨度之比大于 0.1 的升板建筑，则等代框架梁左右端的刚域长度可分别取柱帽有效半宽；当柱帽倾斜面与柱轴线的交角为 30°时可取 0.8，当交角为 45°时可取 0.7，当交角为 60°时，可取 0.55。

第 6·2·7 条 有后浇柱帽升板柱可按上端带刚域的柱计算，见本规范附图 10·2。有柱帽等代框架柱的线刚度应按下式计算：

$$K_{fc} = \frac{\psi_c^u + \psi_c^l}{2} \cdot \frac{E_c I_{fb}}{H_i} \quad (6 \cdot 2 \cdot 7)$$

式中 K_{fc} ——等代框架柱的线刚度；

ψ_c^u 、 ψ_c^l ——带刚域柱上、下端的线刚度修正系数，由柱上下端刚域长度与柱高度比值按本规范附录九采用；

I_{fb} ——等代框架柱截面惯性矩；

H_i ——第 i 层柱高度，从下层板中心轴算到上层板中心轴，底层柱高为基础顶面算到一层板中心轴。

等代框架柱上端的刚域长度按下列规定取用：

一、一般情况下等代框架柱上端的刚域长度与柱帽计算高度之比可按本规范附录十的附表 10·2 取用。

二、对于柱截面的高度与柱高之比约为 1/10，柱帽计算高度与柱高之比大于 0.1 的升板建筑，则等代框架柱上端刚域长度可分别取柱帽计算高度；当柱帽倾斜侧面与柱轴线的交角为 30°

时可取 0.7, 当交角为 45°时可取 0.8, 当交角为 60°时可取 0.9。

第 6·2·8 条 板柱结构、板柱——壁式框架结构(壁梁、壁柱的线刚度修正系数由附录九查得)在侧向力作用下可按附录七的简化计算方法或其他更精确的方法进行内力和位移计算。

第 6·2·9 条 板柱——剪力墙结构在侧向力作用下,可按附录八的简化计算方法或其他更精确的方法进行内力和位移计算。

第 6·2·10 条 板柱——剪力墙结构按等代框架——剪力墙结构进行抗震计算,算得的总框架每层的总剪力应按下列规定取用:

一、当计算的每层总剪力小于结构底部剪力标准值的 0.2 倍时,其总剪力应取 0.2 倍结构底部剪力标准值和 1.5 倍各层总剪力的最大值之中的较小值。

二、计算的每层总剪力等于或大于结构底部剪力标准值 0.2 倍时,其总剪力取计算结果。

第 6·2·11 条 地震作用下一、二级抗震等级的升板结构,其底层柱底的弯矩设计值应乘以增大系数 1.5。

第 6·2·12 条 柱和剪力墙端部截面的剪力设计值 V 应符合下式要求:

$$V \leq \frac{0.2f_{\infty}bh_0}{\text{RE}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 12)$$

式中 V ——端部截面剪力设计值,应按本规范第 6·2·13 条和第 6·2·14 条确定;

f_{∞} ——混凝土轴心抗压强度设计值;

b ——柱或剪力墙截面宽度;

h_0 ——柱或剪力墙截面有效高度。

第 6·2·13 条 柱端部截面的剪力设计值应分别按下列公式计算:

$$\text{一级抗震等级 } V = 1.1 \frac{M_{\text{cu}}^{\text{L}} + M_{\text{cu}}^{\text{R}}}{H_{\text{n}}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 13-1)$$

$$\text{二级抗震等级 } V = 1.1 \frac{M_c^u + M_c^l}{H_n} \quad (6.2.13-2)$$

$$\text{三级抗震等级 } V = \frac{M_c^u + M_c^l}{H_n} \quad (6.2.13-3)$$

式中 M_{cu}^u 、 M_{cu}^l ——分别为柱上下端截面的极限弯矩；
 M_c^u 、 M_c^l ——分别为柱上下端截面的弯矩设计值；
 H_n ——柱的净高。

第 6.2.14 条 一、二级抗震等级剪力墙底部加强部位截面剪力应分别乘以下列增大系数：

$$\text{一级抗震等级 } \eta_v = 1.1 \frac{M_{wu}}{M_w} \quad (6.2.14-1)$$

$$\text{二级抗震等级 } \eta_v = 1.1 \quad (6.2.14-2)$$

式中 M_{wu} ——剪力墙底部的截面极限弯矩；

M_w ——剪力墙底部的截面弯矩设计值。

第 6.2.15 条 升板结构应具有足够的侧向刚度，在风荷载或地震作用下，层间弹性位移及薄弱层部位的抗震变形按现行国家标准《建筑抗震设计规范》的规定进行验算。验算时，板柱结构按框架结构、板柱——剪力墙或板柱——壁式框架结构按框架——抗震墙结构考虑。

对于高度不超过 50mm 的板柱——剪力墙或板柱——壁式框架结构，当剪力墙有合适的数量时，可不必验算。

第三节 构造要求

第 6.3.1 条 有抗震设防要求的板柱结构，宜采用后浇柱帽节点。板柱——剪力墙及板柱——壁式框架结构可使用无柱帽节点。

第 6.3.2 条 有抗震设防要求的板柱节点构造必须符合下列要求：

一、板柱节点处及基础顶面至室内地坪以上 500mm 柱箍筋应加密（图 6.3.2）。短柱和一级抗震等级的升板结构的角柱应在柱全高范围内加密。加密区间内的箍筋直径、间距及最少配筋

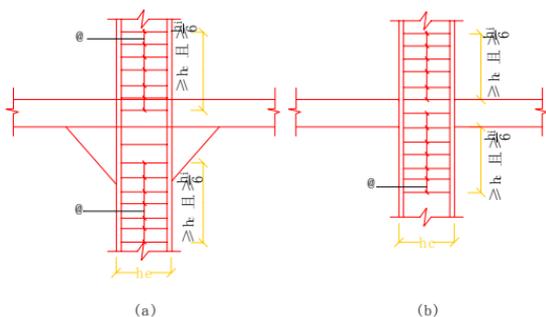


图 6.3.2 板柱节点抗震构造

@—箍筋加密后的间距, $\leq 100\text{mm}$

率应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》的有关规定。

二、设防烈度为 8 度时，应采取增加板与后浇柱帽连接的措施，如：柱帽内钢筋上端与板底预埋件连接，下端与柱内预埋件或与柱钢筋连接；除在柱帽区板底彻底清除隔离剂外，尚可在板底预留水平齿槽；加长灌筑孔内的插筋长度或采用板底预留钢筋伸入柱帽。

三、剪力块节点应按本规范第 5.1.6 条的总剪力确定其剪力块尺寸及焊缝长度，并保证焊接质量。

四、承重节点的柱孔与板间应用细石混凝土填实或钢楔块楔紧；板面及板底每侧至少有二块钢板与柱预埋件焊接。

第 6.3.3 条 利用外墙或内筒体作为剪力墙时，其与升板板边的连接，应考虑后浇混凝土开裂后由连接钢筋或钢板传递楼板与剪力墙间剪力（剪力墙上下层剪力的差值）。

第 6.3.4 条 有抗震设防要求的升板与柱的混凝土强度等级不宜低于 C20。柱截面较小边长不得小于 350mm。柱的轴压比及最小配筋率应满足有关规范要求。在验算轴压比时应按柱净

截面计算。柱箍筋间距及直径应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》的规定。

板柱——剪力墙结构的构造措施应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》的有关规定。

第6·3·5条 需考虑抗震的升板结构，当采用砖、砌块等建造围护结构时，应确保每层与柱有足够的横向连接，可利用柱上停歇孔灌筑拉梁，或采用钢拉杆与墙中的构造柱、圈梁连接。

对于层高较大、开洞较多的墙体尚应用拉通窗过梁、增设砖垛和构造柱等有效措施以确保墙体自身的稳定性。

第6·3·6条 需考虑抗震的升板结构，围护墙与板宜采用不传递水平剪力的柔性连接。

第6·3·7条 需考虑抗震的升板结构中的内隔墙室采用轻质材料，并与柱有可靠连接。

第七章 柱 的 施 工

第一节 一 般 规 定

第7·1·1条 升板结构的预制柱、现浇柱和工具柱，其截面尺寸允许偏差应为±5mm，侧向弯曲对柱高在20m以内者不应超过12mm，20m以上者不应超过15mm。柱顶和柱底的表面要求平整，并垂直于柱的轴线。

第7·1·2条 柱上就位孔位置应准确，孔的轴线偏差及孔底两端高差均不应超过5mm，孔底应平整，同一标高的孔底标高允许偏差应为-15~0mm，孔的尺寸允许偏差应为-5~+10mm。

柱上停歇孔位置应根据提升程序确定，质量要求与就位孔相同。柱的上下两孔之间的净距不应小于300mm。

柱上预留齿槽位置要正确，棱角方正。

第7·1·3条 柱底部中线与轴线偏移不应超过5mm。柱顶竖向偏差不应超过柱高的1/1000，且不大于20mm。

第7·1·4条 柱上预埋件除剪力块节点外，不应凸出柱面，凹进柱面不宜超过3mm。

第7·1·5条 型钢提升环的安装应注意提升环的正反面及吊点方向。

第二节 预制柱的施工

第7·2·1条 预制柱的制作场地应平整坚实，并做好排水处理。当采用重叠浇筑时，柱与柱之间应做好隔离层。浇筑上层柱混凝土时，下层柱混凝土强度必须达到5MPa。

第7·2·2条 剪力块节点的承剪预埋件，其中线偏移不应超过5mm，标高允许偏差应为3mm。表面应平整，不得有翘曲、

变形；楔口面不得凹进，凸出柱面部分不得大于设计尺寸的 2 mm。

第三节 现浇混凝土柱的施工

第 7·3·1 条 现浇柱分为劲性钢筋混凝土柱和普通钢筋混凝土柱，可采用升滑、升提、升模及滑模施工。

第 7·3·2 条 劲性钢筋混凝土柱施工时应满足下列基本要求：

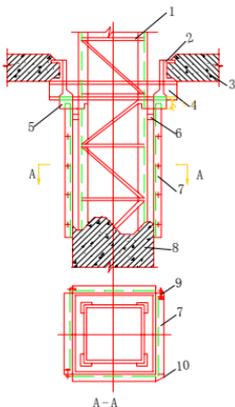
一、劲性钢筋混凝土柱的钢骨架可根据运输和吊装能力采用整体或分段制作。钢骨架的质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》的有关规定；

钢骨架第一段长度宜高出叠浇楼板的顶面 600mm，在叠浇楼板前应先浇筑这段柱的混凝土。钢骨架就位孔、停歇孔位置应符合本规范第 7·1·2 条的要求，其第一、二个停歇孔位置应考虑各层板的第一次停歇和柱模板的组装；

二、钢骨架安装时，可先用螺栓临时连接，垫平校直，在拼接处四角绑焊。若采用角钢绑焊时，阴角刨方或阳角倒角。焊接时应防止钢骨架变形；

图 7·3·2-1 提模柱模板组装
1—劲性钢骨架；2—提升环；3—顶层板；
4—承重销；5—吊板；6—垫块；7—模板；
8—混凝土柱；9—螺栓；10—销子

采用预制柱连接劲性钢筋混凝土柱的升板工程，可在地面将劲性钢筋混凝土柱的钢骨架与预制柱连接后一起吊装，也可将顶层板升到预制柱顶后再吊装拼



接钢骨架；

三、劲性钢筋混凝土柱提模模板宜放在顶层下面。模板和顶层板的连接宜采用活动铰接，模板开启方向应不影响板的提升（图 7·3·2-1）；

四、劲性钢筋混凝土柱滑模模板应放在顶层板下面。承重销两端及其上部的模板应做成抽拔式。提升架应沿提升孔方向位置安装，安装提升架的预埋件位置应准确，模板构造不应妨碍提升杆接头通过（图 7·3·2-2）；

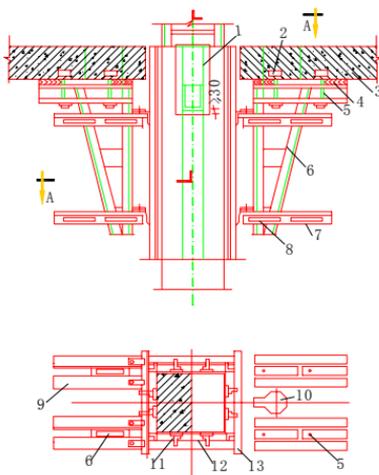


图 7·3·2-2 滑模柱模板组装

- 1—抽拔模板；2—预埋螺帽铁板；3—顶层板；4—硬垫木；5—螺栓；6—提升架；7—支撑；8—压板；9—支撑；10—提升孔；
11—转角模板；12—固定模板；13—围圈

五、劲性钢筋混凝土柱在升提或升滑施工期间，除顶层板外，其余各层板应搁置在混凝土强度不低于 10MPa 的柱上。

第 7·3·3 条 普通钢筋混凝土柱现浇施工时，应符合下列基本要求：

一、采用滑模施工，宜按提升单元进行。除应满足滑模工艺的有关要求外，宜连续施工，并应按柱的混凝土强度实际增长情况，控制滑模速度；

当柱高度与截面较小边长之比大于 50 或柱高度超过 30m 时，应有可靠的稳定措施；

二、采用升模施工，其浇筑位置、操作平台、柱模及脚手架的设计，由现浇柱的每次施工高度确定，并不应妨碍提升机的正常运转；

三、在现浇的柔性钢筋混凝土柱上进行提升作业时，其混凝土强度不应低于 15MPa 。

第四节 工具柱的施工

第 7·4·1 条 升板工具柱需专门设计，应构造合理、安全可靠、通用性强、装拆方便。工具柱可用型钢或钢管制作，底部应有可靠的支承。

第 7·4·2 条 工具柱采用钢管制作时，宜优先采用无缝钢管。

无承重销的钢管工具柱必须使用配套的上、下抱箍（图 7·4·2）。

第 7·4·3 条 升板工具柱的布置应使其受力合理。提升期间应采取有效措施，提高工具柱的稳定性。当承重结构达到设计要求后，方可拆除工具柱。

第 7·4·4 条 工具柱应有维修保养制度，定期检查与维修，并妥善保管和建立技术档案。当工具柱有变形、损伤、严重锈蚀缺陷时，不得使用。

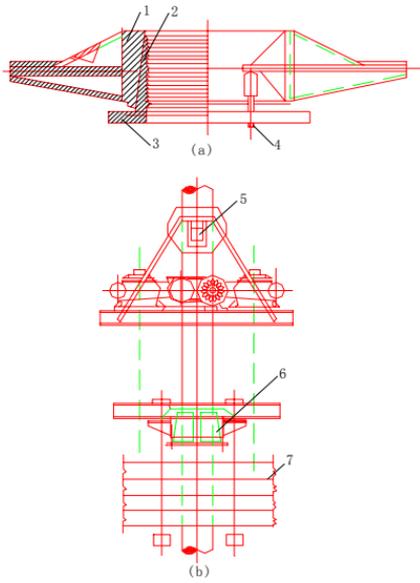


图 7·4·2 工具柱抱箍

(a) 抱箍；(b) 机架

1—外套；2—卡；3—底盖；4—底盖螺丝；5—机器悬挂抱箍；
6—下平衡架悬挂抱箍；7—楼板

第八章 板 的 制 作

第一节 胎 模 施 工

第 8·1·1 条 胎模的垫层（包括填土层）应分层夯实、均匀密实、防止不均匀下沉。

第 8·1·2 条 胎模面层应平整光滑，达到混凝土地面标准。提升环位置的胎模标高，其相对允许偏差应为 $\pm 2\text{mm}$ 。

第 8·1·3 条 一般以首层地坪（有地下室的可用地下室地坪或顶板）做为第一层板的胎模，应依次叠层浇筑板的混凝土。

第 8·1·4 条 胎模设伸缩缝时，伸缩缝与楼板接触处应做好隔离处理。

第二节 隔 离 层

第 8·2·1 条 板与胎模之间及板与板之间必须做隔离层。隔离层可采用涂刷或铺贴式材料。隔离层材料应具有防水性、耐磨性，且易于清除。

第 8·2·2 条 涂刷隔离层时，胎模和楼板的强度不应低于 1.2MPa 。涂层应均匀，表面干燥后方可进行下道工序。铺贴式材料应铺贴平整，接搓处搭接宽度不应小于 50mm 。

第 8·2·3 条 隔离层应注意保护，施工过程有破损的，应在混凝土浇筑前修补；修补时应避免污染钢筋、混凝土芯模及其它填充材料。

第 8·2·4 条 冬雨季施工时，应有冬雨季施工措施。

第三节 提升环制作与安装

第 8·3·1 条 型钢提升环表面应平整，翘曲不应超过 2mm ，其内孔尺寸允许偏差应为 $0\sim 3\text{mm}$ 。

第 8·3·2 条 型钢提升环就位时，应以柱的实际中线为准，

其中线偏差不应超过 3mm。提升环应安放平整。提升环及其搭接钢筋焊接应符合设计要求。

第 8·3·3 条 无型钢提升环中的钢筋位置应符合设计要求，其主筋、吊筋允许偏差应为±5mm，箍筋允许偏差应为±10mm，提升孔的位置与尺寸应准确，各层板的孔眼上下要对准。吊点预埋件应与钢筋焊接固定，其允许偏差应为±5mm。

第四节 模壳和模板

第 8·4·1 条 密肋板施工，可用塑料、金属等工具式模壳、预制混凝土芯模，或用轻质材料填充；格梁板施工，尚可采用预制钢筋混凝土芯模或定型组合钢模。

第 8·4·2 条 工具式模壳及芯模，应保证使用时的强度与刚度，其表面应平整、光滑，规格统一，边缘整齐。

第 8·4·3 条 工具式模壳及芯模应弹线放置，并将底部垫实，防止漏浆。工具式模壳应预涂脱模剂。采用预制混凝土芯模和填充材料时，其表面宜粗糙，并要有规整的外形，浇筑混凝土前，芯模和填充材料应浇水润湿，但不能损坏隔离层。

第 8·4·4 条 在各层板四周的外侧，要支好边模，在其下部每隔适当位置应留出排水孔，避免隔离层被水浸泡；

板的各种预留孔洞应按划线预留，并在浇筑混凝土前校正。当预留孔拆模后，采取可靠措施，以防浇筑上一层板时灌入混凝土堵塞。

第五节 混 凝 土 施 工

第 8·5·1 条 每个提升单元的每块板应连续一次浇筑完成，不留施工缝。当下层板混凝土的强度达到 5MPa 时，方可浇筑上层板。

第 8·5·2 条 混凝土浇筑采用插入式振捣器时，应控制插入深度，防止破坏隔离层。

第 8·5·3 条 板面宜采用随浇随抹的方法，若做其他面层时，应采取措施保证与板混凝土有良好的结合。

第九章 板的提升与固定

第一节 提升设备

第9·1·1条 提升荷载包括板所受的重力、施工荷载、提升差异引起的反力以及由动力影响所产生的附加力。

第9·1·2条 吊杆应具有足够的安全度,并采用强度高、延性及可焊性好的钢材,当残余变形超过5%时应予更换。吊杆的端头应牢固,采用焊接时,应逐个检查其质量,端头强度不应低于母材的强度。

第9·1·3条 各台升板机应同步。安装升板机时,应使机座水平,其中线应与柱的轴线对准,提升丝杆和吊杆应铅直并松紧一致。

第9·1·4条 提升设备应建立维修保养制度。定期检查提升设备的承重部件的磨损程度,若超过限值应予调换。

提升机应编号并建立使用、维修、保养档案卡片。

第二节 提升单元与程序

第9·2·1条 板的提升单元的划分应由施工单位和设计单位,按建筑结构平面布置,结合提升设备数量、技术状况、施工工艺以及施工现场条件综合考虑。每个提升单元不宜超过40根柱。

第9·2·2条 板在提升前,必须编制提升程序图,其内容包括:提升方式、步距、吊杆组配、群柱稳定措施及施工进度等。提升程序应考虑下列要求:

一、提升阶段应尽可能缩小各层板的距离(有条件时可集层提升、集层停歇),使顶层板在较低标高处,将底层板在设计位

置上就位固定（采用承重销、剪力块时应焊接牢固；采用后浇柱帽时，混凝土强度不低于 10MPa），然后再提升上层板。

二、方便操作，减少拆装吊杆的次数，以及便于安装承重销或剪力块。

三、自升式升板机的位置应尽量压低，以提高柱的稳定性。

四、在提升阶段若满足稳定条件，可连续提升各层板，就位后宜尽快使板柱形成刚接。

第三节 提 升 准 备

第 9·3·1 条 提升前施工单位必须编制提升方案，并进行技术交底。

第 9·3·2 条 准备足够数量的承重销、钢垫片和硬木楔（或钢楔），承重销、钢楔、钢垫片和钢柱套等的切口毛刺应凿磨平整。垫片宜采用不同厚度的钢板制作。

第 9·3·3 条 提升前应对各柱编号。各层板在提升前，应在每根柱位上做板面原始状态的测量划线，作为测量提升差异和搁置差异的基准，其偏差不超过 2mm。

提升前应测量每根柱的竖向偏差，并绘制方向偏差图。

提升前应做出板的水平位移的基准测点。

第 9·3·4 条 对板柱间空隙处的障碍物应清除，并应对柱表面的凸出物和后浇板带伸出钢筋等情况进行处理。

第 9·3·5 条 提升设备及其配件，必须进行全面检查和试运转，一切正常时方可提升。

第 9·3·6 条 板的混凝土强度应符合设计要求方可提升。

第四节 板 的 提 升

第 9·4·1 条 升板作业宜组织专业队伍进行，并应有明确的岗位责任制和质量检查制度。

第 9·4·2 条 板的脱模顺序，可按角、边、中柱为序，或由边柱向里逐排进行，每次提升高度不宜大于 5mm，使板顺利脱

开。盆式提升时，应严格按盆式曲线控制。

第9·4·3条 板脱模后，应按基准线进行校核与调整（包括盆式曲线），板搁置前后应测调并做好记录。

第9·4·4条 板在提升过程中应同步控制。一般提升时，板在相邻柱间的提升差异不应超过10mm；搁置差异不应超过5mm。

盆式提升时，以设计盆式曲线为准，板在相邻柱间的提升差异不应超过5mm；搁置差异不应超过3mm；中柱处的板不得出现向上升差值（即反盆现象）。

承重销必须放平，两端外伸长度一致。承重销必须支承在型钢提升环或板的支承钢板上。

第9·4·5条 在提升过程中，应经常检查机具工作情况、磨损程度、吊杆及套筒的可靠性，并观测柱的竖向偏移和板的水平位移情况。

第9·4·6条 若需利用升板提送材料和设备时，应经验算，并在允许范围内堆放。

第9·4·7条 板不宜在提升中途悬挂停歇，若遇特殊情况必须悬挂停歇时，应采取有效支承措施。

第9·4·8条 板在提升过程中，升板结构不得作为其它设施的支撑点或缆索的支点。

第五节 群柱的稳定措施

第9·5·1条 对四层以上的升板结构，在提升过程中最上两层板至少有一层板交替与柱子楔紧，并应尽早使板与柱形成刚接。

第9·5·2条 采用柱顶式提升时，应利用柱顶间的临时走道将各柱顶连接稳固。

第9·5·3条 柱安装时边柱的停歇孔应与板边垂直，相邻排柱的停歇孔宜互相垂直。

第9·5·4条 当升板建筑设有电梯井、楼梯间等筒体时，其

筒体宜先行施工。五层或 20m 以上的升板结构，在提升和搁置时，至少有一层板与先行施工的抗侧力结构有可靠的连接。

第 9·5·5 条 在提升阶段当实际风荷载大于验算取值时，应停止提升，并采取有效措施将板临时固定：如加柱间支撑、嵌木楔，与相邻建筑连接等；当升板结构中的墙体、劲性钢筋混凝土柱采用升提或升滑施工时，应暂停作业并将模板与墙或柱夹紧。

第六节 板的就位与固定

第 9·6·1 条 板的就位差异：一般提升不应超过 5mm。盆式提升就位时，应根据设计盆式曲线就位，相邻柱就位差异不应超过 3mm。板的平面位移不应超过 25mm。板就位时，板底与承重销（或剪力块）间应平整严密。

第 9·6·2 条 后浇柱帽部位的板底隔离层和柱齿槽应清理润湿。柱帽钢筋应焊接牢固，混凝土应振捣密实，加强养护。

第 9·6·3 条 承重销或剪力块节点的支承面应紧密、平整，焊接必须保证质量，连接件应无变形，并做好防腐处理。

第十章 墙体和筒体的施工

第一节 一般规定

第 10·1·1 条 升板结构中现浇混凝土墙体或筒体可采用升滑、升提及滑模施工。

第 10·1·2 条 墙体与筒体的施工,宜在楼板提升阶段同时进行,也可在楼板就位后进行。筒体作为施工阶段的抗侧力结构时,应在提升前施工。在提升过程中,还应按设计要求和提升程序的规定,及时完成板与筒体的连接。

第 10·1·3 条 墙体和筒体模板设计与组装应符合下列要求:

一、模板应有足够的刚度,以控制变形,施工中的提升架、围圈、板面的变形叠加值,沿模板高度不应大于 **4mm**;

二、升提、升滑施工的模板装置,可利用顶层板悬挂,应构造简单、使用方便、受力合理。组装时,必须拼缝严密、螺栓紧固、悬挂可靠(图 10·1·3)。

三、模板高度,升提施工一般为 **2m**,也可按层高配制;升滑施工一般为 **1.0~1.2m**,墙体外模可比内模高 **0.2m**;

四、升滑施工模板组装的单面倾斜度一般为 **2/1000~4/1000**。

第 10·1·4 条 墙体结构施工阶段应满足本规范中有关的墙体和群柱稳定的设计要求。当实际风荷载大于验算取值时应暂停升提或升滑,并采取相应措施,以保证竖向结构的整体稳定。

第 10·1·5 条 升滑施工中,当顶层板需停歇时,为了防止模板与混凝土墙体粘结,应采取空滑措施。

第 10·1·6 条 现浇墙体、筒体施工中,应及时观测其竖向偏差。升提施工应做到每提模一次观测一次,升滑施工则应随时

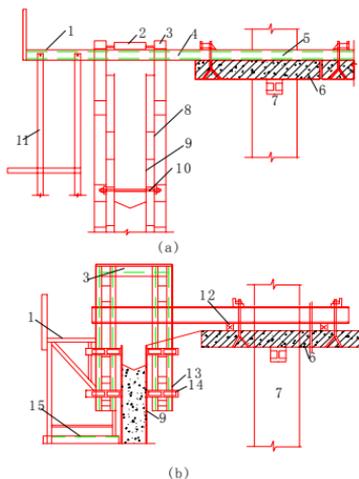


图 10·1·3 模板组装

(a) 升提法；(b) 升滑法

1—操作平台；2—松紧螺栓；3—提升架；4—悬臂钢梁；5—承重梁；6—顶层板；7—混凝土柱；8—围圈；9—模板；10—对销螺栓；11—悬挂脚手；
12—垫块；13—围檩；14—模板支撑；15—悬臂脚手

进行观测。

第 10·1·7 条 升提或升滑施工，应做好施工记录，内容包括：楼板水平状态、竖向结构的垂直偏差、混凝土强度变化、稳定措施执行情况，以及机械运转情况等。

第 10·1·8 条 升板结构的剪力墙，当群柱稳定满足要求时，可在楼板提升结束后施工，否则，应分阶段插入施工。与柱共同工作的剪力墙，其混凝土的强度不应低于 10MPa 时，方可提升上层楼板。

第二节 升提、升滑施工

第 10·2·1 条 升提、升滑施工的模板,使用前应清理干净,并喷、涂脱模剂。脱模剂的选用应不影响装饰质量。

第 10·2·2 条 墙体水平钢筋长度宜取柱距加搭接长度,垂直钢筋长度宜取层高加搭接长度;其搭接的部位和钢筋错开的距离均应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工及验收规范》有关的规定。钢筋位置必须准确,弯钩不得向外。

第 10·2·3 条 钢筋绑扎应与楼板的提升速度相配合,水平钢筋应在混凝土入模前绑扎完毕。当采用升滑施工时,应保持混凝土的顶层面距模板上口 50~100mm,并留出一层水平钢筋,以免漏绑。

第 10·2·4 条 升滑施工,混凝土坍落度宜在 60~80mm,出模强度宜在 0.1~0.3MPa。

第 10·2·5 条 升提施工的混凝土应分层循环浇筑,每层高度可在 500mm,门窗洞口两侧的混凝土应同时均匀浇筑,防止产生位移。

第 10·2·6 条 混凝土脱模后,应进行外观检查,及时修补施工缺陷。预留孔洞、门窗位移的偏差超过规范规定者,必须修复。脱模后预埋件表面应及时清理。

第 10·2·7 条 拆除模板前,应制定技术安全措施,宜采用分段整体拆除,地面拆散。拆下的各部件应随时整理、检查、维修、分类堆放、保管备用。

第三节 升层施工

第 10·3·1 条 升层施工的围护墙宜采用轻质材料。各种材料的墙体(外挂板、条板、砌块、砖砌体等)均应采取有效措施,保证提升阶段的自身稳定。

第 10·3·2 条 升层结构的各层墙板应在楼板脱模后安装。墙板就位、校正后,应与楼板临时支撑固定,并完成墙板拼缝的

镶嵌。有条件时，宜做好外装饰。

提升时要严格控制升差，避免墙板开裂。

第 10·3·3 条 为加强升层结构的稳定性，应采取如下措施：

一、筒体应先施工；

二、楼层搁置后，板柱节点应采取临时连接措施；

三、施工中，应加强观测柱的侧向变形。变形值控制在 $H_c/1000$ ，且应不大于 20mm。

第十一章 验 收

第一节 质量标准与结构验收

第 11·1·1 条 升板结构施工质量除应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范》和《钢结构工程施工及验收规范》及滑模规范的规定外，尚应按表 11·1·1 升板结构施工质量验收标准的规定验收。

升板结构施工质量验收标准

表 11·1·1

项 目		允许偏差 (mm)
标 高	柱基础杯底	±5
	柱停歇孔、就位孔	0~-15
	剪力块承重的预埋件	±3
	提升环处的胎模	±2
	门窗洞口	±10
几 何 尺 寸	柱截面	±5
	柱停歇孔、就位孔	-5~+10
	模壳、芯模或填充物	±3
	板厚	±5
	墙厚	±5
	门窗洞口	+8~-5 ±10
倾斜度	承重销孔底	$h_c/100$
垂 直 度	柱层间	<5
	柱全高	$H_c/1000$ ，且不大于 20
	钢骨架安装	$H_c/1500$ ，且不大于 15
	墙层间	6
	墙全高	$H_w/1000$ ，且不大于 30

项 目		允许偏差 (mm)
中心 线 位 置	柱停歇孔、就位孔	5
	剪力块承重的预埋件	5
	柱底 (柱底中心线对轴线偏移)	5
	提升环安装	3
	门窗洞口	5
差 提 异 升	一般升板	10 (相邻柱间差异)
	盆式提升 (以设计盆式曲线为准)	5 (相邻柱间差异)
差 就 异 位	一般升板	5 (相邻柱间差异)
	盆式提升 (以设计盆式曲线为准)	3 (相邻柱间差异)
柱 侧 向 弯 曲	柱高在 20m 以上	15
	柱高在 20m 以下	12
	板的平面位移	25

注：① H_c ——柱高， h_w ——墙高， $h_c/$ ——柱截面高度；

② 提升与就位差异应另做差异记录。

第 11·1·2 条 验收测量的方法应按照现行国家标准《建筑工程质量检验评定标准》。

第 11·1·3 条 升板结构验收时应提供下列资料：

- 一、柱的施工和吊装记录；
- 二、混凝土强度报告；
- 三、钢筋及预埋件焊接的试验报告和钢筋出厂合格证；
- 四、隐蔽工程验收记录；
- 五、提升、搁置及就位的差异记录；
- 六、有关的技术文件，包括：施工方案、施工日志、提升程序图、测量记录、设计变更等。

第二节 技术复核与隐蔽工程验收

第 11·2·1 条 升板结构在施工阶段应进行下列项目的技术复核：

一、预制钢筋混凝土柱及劲性钢筋混凝土柱的型号、截面尺

寸、柱上预留孔洞尺寸及标高；

二、柱上齿槽的规格与位置；

三、柱顶预埋件的规格与位置；

四、板柱节点预埋件的规格与相对位置；

五、柱的模板质量与尺寸；

六、板的模板质量与尺寸以及预留孔洞的尺寸与位置；

七、板上吊点，包括：提升孔、吊耳、预埋螺栓等的规格与相对位置；

八、胎模表面平整度及标高；

九、隔离层质量；

十、提升环的加工质量及安装位置处的标高；

十一、后浇柱帽模板尺寸及质量；

十二、升提、升滑施工的墙和筒体模板规格尺寸及连接构造；

十三、模壳、芯模、芯模式填充物的规格与材质；

十四、混凝土强度。

第11·2·2条 升板结构除应按现行国家标准《混凝土结构工程施工及验收规范》、《钢结构工程施工及验收规范》以及滑模等规范进行隐蔽工程项目验收外，尚应进行下列隐蔽项目的验收：

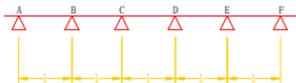
一、板、柱、墙的钢筋、预埋件等的规格、数量、位置及焊接、绑扎质量；

二、柱帽内钢筋的规格、数量、位置及绑扎与焊接质量；

三、无柱帽节点的焊接质量。

附录一 等代梁的升差内力的计算

(一) 五跨连续梁



$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = \frac{-6E_c I_b}{209l^2} (-56\omega_A + 127\omega_B - 90\omega_C + 24\omega_D - 6\omega_E + \omega_F)$$

$$M_C = \frac{-6E_c I_b}{209l^2} (15\omega_A - 90\omega_B + 151\omega_C - 96\omega_D + 24\omega_E - 4\omega_F)$$

$$M_D = \frac{E_c I_b}{209l^2} (-4\omega_A + 24\omega_B - 96\omega_C + 151\omega_D - 90\omega_E + 15\omega_F)$$

$$M_E = \frac{-6E_c I_b}{209l^2} (\omega_A - 6\omega_B + 24\omega_C - 90\omega_D + 127\omega_E - 56\omega_F)$$

$$R_A = \frac{6E_c I_b}{209l^3} (56\omega_A - 127\omega_B + 90\omega_C - 24\omega_D + 6\omega_E - \omega_F)$$

$$R_B = \frac{6E_c I_b}{209l^3} (-127\omega_A + 344\omega_B - 331\omega_C + 144\omega_D - 36\omega_E + 6\omega_F)$$

$$R_C = \frac{6E_c I_b}{209l^3} (90\omega_A - 331\omega_B + 488\omega_C - 367\omega_D + 144\omega_E - 24\omega_F)$$

$$R_D = \frac{0.1E_c J_b}{209l^3} (-24\omega_A + 144\omega_B - 367\omega_C + 488\omega_D$$

$$- 331\omega_E + 90\omega_F)$$

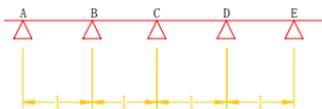
$$R_E = \frac{6E_c J_b}{209l^3} (6\omega_A - 36\omega_B + 144\omega_C - 331\omega_D + 344\omega_E$$

$$- 127\omega_F)$$

$$R_F = \frac{6E_c J_b}{209l^3} (-\omega_A + 60\omega_B - 24\omega_C + 90\omega_D - 127\omega_E$$

$$+ 56\omega_F)$$

(二) 四跨连续梁



$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = \frac{-3E_c J_b}{28l^2} (-15\omega_A + 34\omega_B - 24\omega_C + 6\omega_D - \omega_E)$$

$$M_C = \frac{-12E_c J_b}{28l^2} (\omega_A - 6\omega_B + 10\omega_C - 6\omega_D + \omega_E)$$

$$M_D = \frac{-3E_c J_b}{28l^2} (\omega_A + 6\omega_B - 24\omega_C + 34\omega_D - 15\omega_E)$$

$$R_A = \frac{3E_c J_b}{28l^3} (15\omega_A - 34\omega_B + 24\omega_C - 6\omega_D - \omega_E)$$

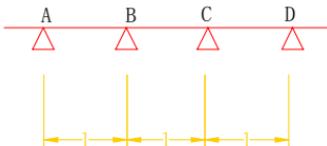
$$R_B = \frac{6E_c J_b}{28l^3} (-17\omega_A + 46\omega_B - 44\omega_C + 18\omega_D - 3\omega_E)$$

$$R_C = \frac{12E_c J_b}{28l^3} (6\omega_A - 22\omega_B + 32\omega_C - 22\omega_D + 6\omega_E)$$

$$R_D = \frac{6E_c J_b}{28l^3} (-3\omega_A + 18\omega_B - 44\omega_C + 46\omega_D - 17\omega_E)$$

$$R_E = \frac{3E_c J_b}{28l^3} (\omega_A - 6\omega_B + 24\omega_C - 34\omega_D + 15\omega_E)$$

(三) 三跨连续梁



$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = \frac{-2E_c I_b}{5l^2} (-4\omega_A + 9\omega_B - 6\omega_C + \omega_D)$$

$$M_C = \frac{-2E_c I_b}{5l^2} (\omega_A - 6\omega_B + 9\omega_C - 4\omega_D)$$

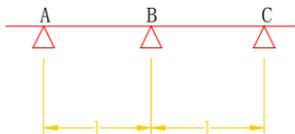
$$R_A = \frac{2E_c I_b}{5l^3} (4\omega_A - 9\omega_B + 6\omega_C - \omega_D)$$

$$R_B = \frac{6E_c I_b}{5l^3} (-3\omega_A + 8\omega_B - 7\omega_C + 2\omega_D)$$

$$R_C = \frac{6E_c I_b}{5l^3} (2\omega_A - 7\omega_B + 8\omega_C - 3\omega_D)$$

$$R_D = \frac{2E_c I_b}{5l^3} (-\omega_A + 6\omega_B - 9\omega_C + 4\omega_D)$$

(四) 二跨连续梁



$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = \frac{-3E_c I_b}{2l^2} (2\omega_B - \omega_A - \omega_C)$$

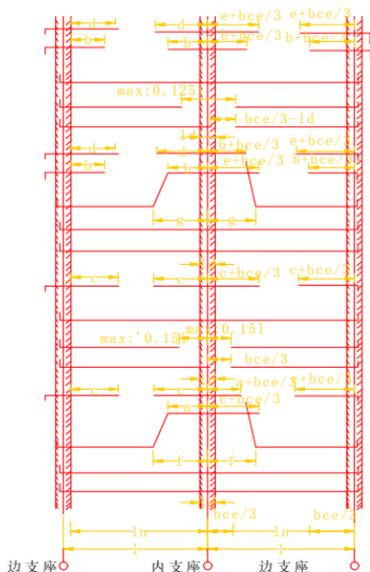
$$R_A = \frac{3E_c I_b}{2l^3} (\omega_A - 2\omega_B + \omega_C)$$

$$R_B = \frac{3E_c I_b}{l^3} (2\omega_B - \omega_A - \omega_C)$$

$$R_C = \frac{3E_c I_b}{2l^3} (\omega_A - 2\omega_B + \omega_C)$$

规定位移 w 向上为正, 反力 R 向上为正, 弯矩 M 使梁下面纤维受拉为正。

附录二 平板配筋构造



附图 2·1 平板配筋构造

注：①**bce** 为柱帽在计算弯矩方向的有效宽度；

l_d 为钢筋的锚固长度； l_n 为净跨度，当有柱帽时，取 $l_n=l-2bce/3$ 。

②板边缘上下各加 $1\Phi 16$ 抗扭钢筋。

③跨中板带底部正钢筋应放在柱上板带正钢筋上面。

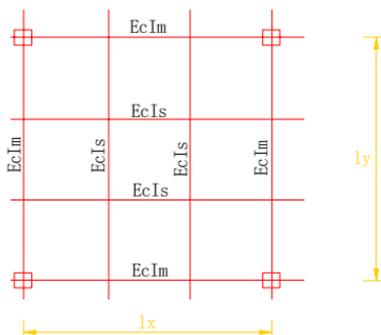
④当设防烈度为 7 度时，无柱帽升板，柱上板带应用弯起式配筋；当设防烈度为 8 度时，所有柱上板带和跨中板带均应用弯起式配筋。

⑤需考虑抗震的升板，板面应配置抗震筋，其配筋率应大于 $0.25p$ (p 为支座处负钢筋的配筋率)，伸入支座正钢筋的配筋率应大于 $0.5p$ 。

⑥①号钢筋适用于非抗震区，②号钢筋适用于抗震区。

附录三 格梁板的次梁有效刚度系数 α

l_x/l_y	边跨跨中		第一内支座		边 支 座		内跨跨中		内 支 座	
	长向	短向								
1. 0	0. 746	0. 746	0. 547	0. 547	0. 250	0. 250	0. 367	0. 367	0. 490	0. 490
1. 1	0. 788	0. 714	0. 610	0. 494	0. 290	0. 208	0. 434	0. 318	0. 557	0. 438
1. 2	0. 831	0. 682	0. 674	0. 441	0. 328	0. 167	0. 497	0. 272	0. 621	0. 387
1. 3	0. 873	0. 650	0. 738	0. 388	0. 366	0. 128	0. 560	0. 226	0. 685	0. 336
1. 4	0. 916	0. 618	0. 802	0. 335	0. 402	0. 086	0. 624	0. 180	0. 749	0. 286
1. 5	0. 958	0. 586	0. 865	0. 282	0. 441	0. 042	0. 687	0. 134	0. 813	0. 235



附图 3·1 主梁和次梁平面

附录四 变刚度等代悬臂柱的截面 刚度修正系数 ξ

$\delta=0.0$

附表 4·1

$\xi_1=\xi_2$	0. 1	0. 2	0. 3	0. 4	0. 5	0. 6	0. 7	0. 8	0. 9	1. 0
ξ	0. 657	0. 710	0. 756	0. 797	0. 836	0. 872	0. 906	0. 939	0. 970	1. 000

附表 4·2

δ	$\xi_1 \backslash \xi_2$	0. 1	0. 2	0. 3	0. 4	0. 5
0. 10	0. 5	0. 805	0. 811	0. 813	0. 814	0. 815
	0. 6	0. 845	0. 852	0. 854	0. 855	0. 856
	0. 7	0. 882	0. 890	0. 892	0. 893	0. 894
	0. 8	0. 918	0. 926	0. 928	0. 930	0. 930
	0. 9	0. 952	0. 960	0. 963	0. 964	0. 965
	1. 0	0. 984	0. 993	0. 996	0. 998	0. 998
0. 15	0. 5	0. 768	0. 792	0. 779	0. 801	0. 803
	0. 6	0. 808	0. 832	0. 840	0. 843	0. 845
	0. 7	0. 845	0. 871	0. 897	0. 883	0. 886
	0. 8	0. 880	0. 908	0. 917	0. 921	0. 924
	0. 9	0. 914	0. 943	0. 953	0. 957	0. 960
	1. 0	0. 945	0. 977	0. 987	0. 992	0. 995
0. 20	0. 5	0. 712	0. 761	0. 776	0. 784	0. 789
	0. 6	0. 748	0. 803	0. 820	0. 828	0. 833
	0. 7	0. 782	0. 841	0. 860	0. 869	0. 875
	0. 8	0. 813	0. 878	0. 898	0. 908	0. 911
	0. 9	0. 843	0. 913	0. 934	0. 945	0. 951
	1. 0	0. 871	0. 946	0. 969	0. 980	0. 987

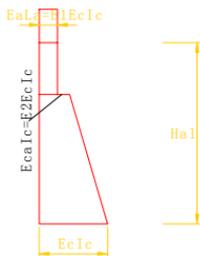
δ	ξ_1	0. 1	0. 2	0. 3	0. 4	0. 5
	ξ_2					
0. 25	0. 5	0. 638	0. 722	0. 751	0. 765	0. 774
	0. 6	0. 668	0. 762	0. 794	0. 810	0. 819
	0. 7	0. 696	0. 799	0. 834	0. 850	0. 861
	0. 8	0. 721	0. 834	0. 871	0. 890	0. 901
	0. 9	0. 745	0. 866	0. 907	0. 927	0. 939
	1. 0	0. 766	0. 897	0. 940	0. 962	0. 975
0. 30	0. 5	0. 557	0. 667	0. 721	0. 744	0. 757
	0. 6	0. 580	0. 713	0. 762	0. 788	0. 803
	0. 7	0. 601	0. 746	0. 800	0. 828	0. 845
	0. 8	0. 620	0. 776	0. 836	0. 866	0. 885
	0. 9	0. 637	0. 805	0. 869	0. 902	0. 922
	1. 0	0. 652	0. 832	0. 901	0. 936	0. 958
0. 35	0. 5	0. 479	0. 626	0. 687	0. 720	0. 740
	0. 6	0. 497	0. 657	0. 726	0. 762	0. 785
	0. 7	0. 512	0. 686	0. 761	0. 801	0. 826
	0. 8	0. 525	0. 711	0. 793	0. 837	0. 864
	0. 9	0. 536	0. 735	0. 823	0. 871	0. 900
	1. 0	0. 547	0. 757	0. 852	0. 903	0. 935
0. 40	0. 5	0. 411	0. 574	0. 651	0. 694	0. 722
	0. 6	0. 424	0. 600	0. 685	0. 734	0. 765
	0. 7	0. 434	0. 623	0. 717	0. 770	0. 804
	0. 8	0. 443	0. 644	0. 745	0. 803	0. 841
	0. 9	0. 451	0. 663	0. 771	0. 834	0. 875
	1. 0	0. 458	0. 681	0. 796	0. 863	0. 907
0. 45	0. 5	0. 354	0. 523	0. 613	0. 667	0. 703
	0. 6	0. 362	0. 544	0. 643	0. 704	0. 743
	0. 7	0. 370	0. 563	0. 670	0. 736	0. 780
	0. 8	0. 376	0. 579	0. 695	0. 766	0. 814
	0. 9	0. 382	0. 594	0. 717	0. 794	0. 845
	1. 0	0. 387	0. 607	0. 737	0. 819	0. 875

δ	ξ_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
	ξ_2					
0.50	0.5	0.306	0.476	0.576	0.640	0.684
	0.6	0.312	0.492	0.601	0.672	0.721
	0.7	0.317	0.507	0.624	0.701	0.755
	0.8	0.322	0.519	0.644	0.727	0.785
	0.9	0.326	0.531	0.662	0.751	0.813
	1.0	0.329	0.541	0.679	0.773	0.840

注： δ 为 H_{n1} 范围内未浇筑混凝土的钢骨架和混凝土强度不足10MPa部分的高度 δH_{n1} 与 H_{n1} 的比值。

ξ_1 为钢骨架刚度($E_a I_a$)与柱底混凝土截面刚度($E_c I_c$)之比值；

ξ_2 为能与钢骨架共同工作的混凝土弹性模量(E_{ca})与柱底混凝土弹性模量(E_c)之比值(附图4.1)。



附图 4·1 劲性钢筋混凝土柱计算简图

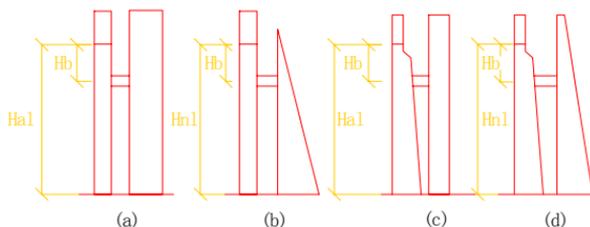
附录五 群柱与内竖筒或剪力墙 共同工作时的计算长度系数 μ

附表 5·1

α_{wc} H_b/H_{n1}	4. 5	6	9	12	15	50
0. 0	0. 915	0. 831	0. 765	0. 740	0. 730	0. 710
0. 1	0. 927	0. 849	0. 783	0. 758	0. 747	0. 718
0. 2	1. 062	0. 978	0. 903	0. 872	0. 861	0. 831
0. 3	1. 234	1. 138	1. 060	1. 019	1. 009	0. 971
0. 4	1. 375	1. 278	1. 206	1. 158	1. 148	1. 098
0. 5	1. 460	1. 380	1. 315	1. 270	1. 260	1. 210
0. 6	1. 588	1. 529	1. 445	1. 391	1. 380	1. 340
0. 7	1. 716	1. 660	1. 616	1. 570	1. 559	1. 525
0. 8	1. 830	1. 792	1. 760	1. 740	1. 728	1. 692
0. 9	1. 900	1. 892	1. 884	1. 880	1. 878	1. 860
1. 0	2. 000	2. 000	2. 000	2. 000	2. 000	2. 000

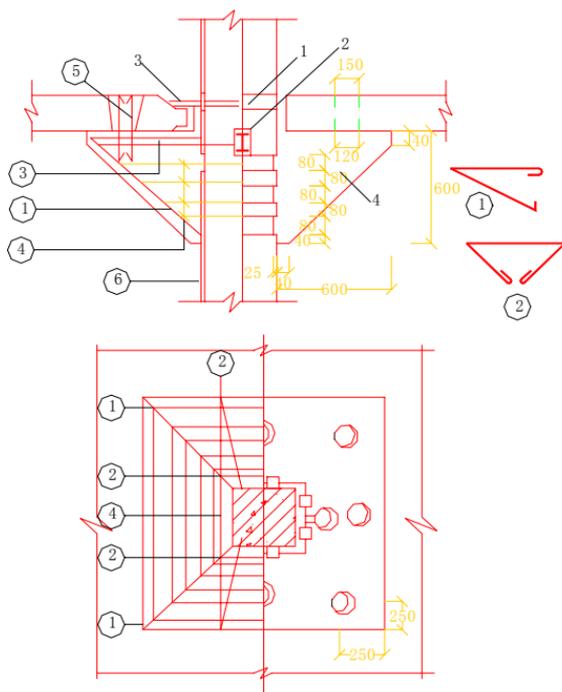
注：① 在不同施工情况下 H_b 和 H_{n1} (附图 5.1)。

② α_{wc} 为等刚度内竖筒或等刚度剪力墙的刚度与群柱刚度之比。附图 5.1 中 (c)、(d) 所示变刚度柱的刚度可取 $\xi EI_c / l_c$ ，其中 ξ 按附录四取用。附图 5.1 中 (b)、(d) 所示变刚度内竖筒，可先按在群柱与内竖筒连接处产生单位位移所要的作用力相等的原则折算成等刚度内竖筒，然后再查附表 5.1 进行计算。



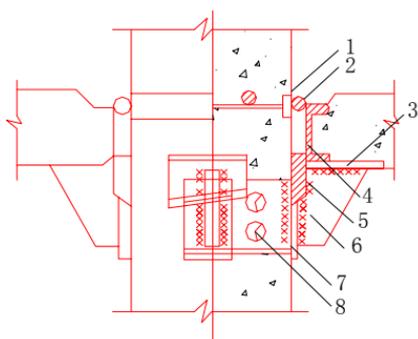
附图 5·1 群柱与内竖筒或剪力墙共同工作稳定性刚度计算
(a) 预制柱与已施工的内竖筒或剪力墙；(b) 预制柱与提升或滑滑施工的内竖筒或剪力墙；(c) 劲性钢筋混凝土柱与已施工的内竖筒或剪力墙；(d) 劲性钢筋混凝土柱与提升或滑滑施工的内竖筒或剪力墙

附录六 板柱节点图



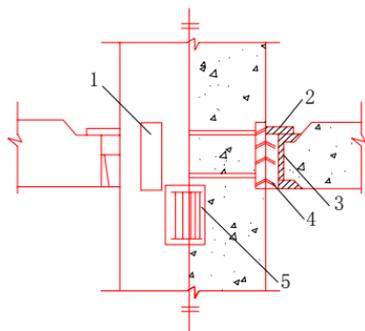
附图 6·1 后浇柱帽节点

1—柱上预埋件；2—I14 重销；3—每侧两块钢板— $50 \times 50 \times 8$ ；4—C30 混凝土；5—提升孔；6—灌注销钉孔；①、②—柱帽内弯筋；①为 10 焊于柱主筋；③—12 箍筋；④—8 箍筋四道间距 100；⑤—2 18 插筋；⑥—柱主筋



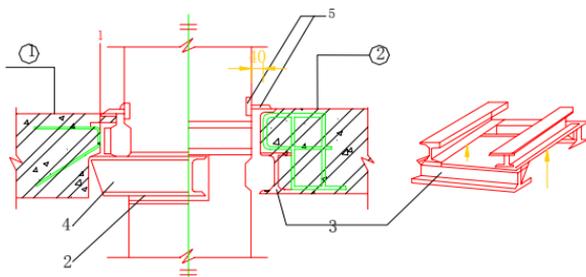
附图 6.2 剪力块节点

1—柱上预埋件；2—钢筋焊接；3—预埋钢
板；4—细石混凝土填实；5—剪力块；6—钢
牛腿；7—承剪埋设件；8—打洞钢板便于灌
混凝土



附图 6.3 承重销节点

1—每侧二块预埋件；2—四边各焊
二块钢板；3—细石混凝土填实；
4—四边各二对钢楔块；5—承重销

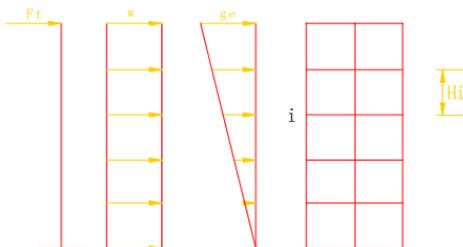


附图 6.4 暗销节点

1—搁于承重销上 I10；2—楔型垫铁；3—I12 与 I10 焊成口形环；4—承重销；
5—每侧二块预埋及焊接铁板；①—锚固钢筋 12 间距 100；②—附加抗剪钢
筋 8 间距 100

附录七 板柱结构及板柱——壁式框架结构的简化计算方法

(一) 板柱结构在水平荷载作用下可按等代框架计算简图(附图 7.1) 由如下步骤计算内力和位移:



附图 7·1 板柱结构的计算简图

1. 计算板柱结构的柱刚度特征值 D

$$D = \alpha_D K_c \frac{12}{H_i^2} \quad (\text{附 } 7 \cdot 1)$$

柱刚度修正系数 α_D 应按附表 7·1 计算。

2. 升板各层的剪力按柱刚度的比例分配给各柱:

$$V_{ij} = V_i \frac{D_{ij}}{\sum_j D_{ij}} \quad (\text{附 } 7 \cdot 2)$$

式中 V_{ij} ——第 i 层第 j 柱的剪力;

V_i ——第 i 层的总剪力;

D_{ij} ——第 i 层第 j 柱的柱刚度;

$\sum_j D_{ij}$ ——第 i 层各柱的柱刚度之和。

3. 第 i 层第 j 柱的端弯矩由下式计算 (附图 7·2):

柱刚度修正系数 α_D

表 7·1

层别	简图	K	α_D
一般层		$\bar{K} = \frac{K_{ba}^l + K_{bb}^l + K_{ba}^r + K_{bb}^r}{2K_c}$	$\alpha_D = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
底层		$\bar{K} = \frac{K_{ba}^l + K_{bb}^l}{K_c}$	$\alpha_D = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

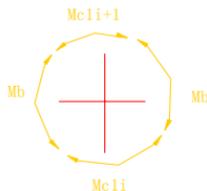
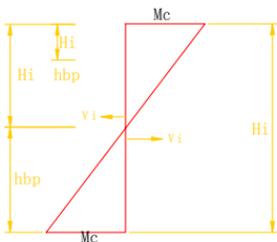
注: 对边柱取 $K_{ba}^l = K_{bb}^r = 0$

$$\left. \begin{aligned} M_c^u &= (H_i - h_{bp})V_{ij} \\ M_c^l &= h_{bp}V_{ij} \end{aligned} \right\} \quad (\text{附 } 7 \cdot 3)$$

式中 h_{bp} ——柱的反弯点高度。

$$h_{bp} = \xi_h (1 - \lambda_c^u) H_i \quad (\text{附 } 7 \cdot 4)$$

对一般层取 $\xi_h = \frac{1}{2}$; 对底层取 $\xi_h = \frac{2}{3}$; 对顶层取 $\xi_h = \frac{1}{3}$ 。



附图 7·2 柱的端弯矩

附图 7·3 框架梁的端弯矩

4. 第 i 层等代框架梁的端弯矩应按下列梁的线刚度分配公式

确定 (附图7·3);

$$M_b^l = (M_{c,i} + M_{c,i+1}) \frac{K_b^l}{K_b^l + K_b^r} \quad (\text{附 } 7 \cdot 5 \cdot 1)$$

$$M_b^r = (M_{c,i} + M_{b,i+1}) \cdot \frac{K_b^r}{K_b^l + K_b^r} \quad (\text{附 } 7 \cdot 5 \cdot 2)$$

由梁端弯矩可求得梁剪力; 由边跨梁剪力可计算边柱轴力。

5. 板柱结构顶点 X 或 Y 方向的水平位移 u^t 或 v^t 及基本周期顶点假想水平位移 u^t 或 v^t 分别按下列公式计算:

$$u^t \text{ 或 } v^t = \frac{1}{K_f} (F^t + \frac{1}{2}F_w + \frac{2}{3}F_E) \quad (\text{附 } 7 \cdot 6)$$

$$u^t \text{ 或 } v^t = \frac{G_E}{2K_f} \quad (\text{附 } 7 \cdot 7)$$

式中 F^t —— 顶点的水平集中荷载 (N);

$F_w = \omega H$ —— 均匀分布荷载为 ω 的水平荷载的总和 (N);

$F_E = \frac{1}{2}g_E H$ —— 最大值为 g_E 的倒三角分布的水平荷载的总和 (N);

G_E —— 产生地震作用的建筑物所受的总重力 (N);

K_f —— 总框架顶端的水平刚度 (N/m), 应按下式确定:

$$\frac{1}{K_f} = \sum_i \left(\frac{1}{\sum_j D_{ij}} \right) \quad (\text{附 } 7 \cdot 8)$$

其中 i —— 层数;

j —— 柱数。

(二)板柱——壁式框架结构亦可按等代框架由上述方法计算内力和位移。但应注意下列各点:

1. 公式 (附 7·2)、(附 7·8) 中的 $\sum_j D_{ij}$, 应计入沿侧向力方向壁式框架壁柱的柱刚度, 柱刚度修正系数 α_D 由附表 7·1 求得:

2. 壁柱的反弯点高度应按下式确定:

$$h_{bp} = [\lambda_c^2 + \xi_h (1 - \lambda_c^2 - \lambda_c^2)] h_{wc} \quad (\text{附 } 7 \cdot 9)$$

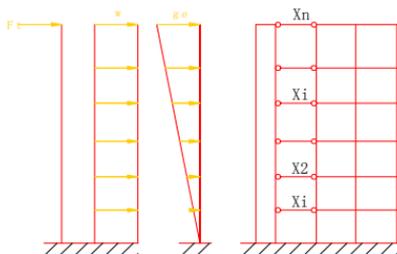
3. 壁梁、壁柱截面设计时的计算弯矩应根据端弯矩按直线变

化取刚域边界处的弯矩。

附录八 板柱——剪力墙结构的 简化计算方法

(一) 结构平面布置对称的板柱——剪力墙结构，可分别沿二个主轴方向简化为多连杆联系的总剪力墙和总框架协同工作的计算简图（耐图 8·1）进行结构分析。

在水平荷载作用下，连杆内力 X_1 、 X_2 …… X_j …… X_n 及结构的内力和位移可按力法计算。



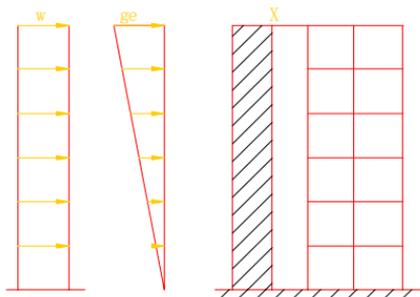
附图 8·1 板柱——剪力墙结构的计算简图

(二) 当板柱——剪力墙结构的刚度沿高度分布比较均匀， $K_w/K_f \geq 0.5$ ，且层数不少于四层时，在均布及倒三角分布的水平荷载作用下，可近似按顶端单连杆联系的计算简图（附图 8·2）进行结构分析。

连杆的内力 X 由下式确定：

$$X = \frac{1}{1 + \frac{K_w}{K_f}} \left(\frac{3}{8} F_w + \frac{11}{20} F_E \right) \quad (\text{附 } 8 \cdot 1)$$

结构顶点的水平位移及计算基本周期用的顶点假想水平位移



附图 8·2 板柱——剪力墙结构单连杆计算简图

分别按下列公式计算：

$$u^t \text{ 或 } v^t = \frac{1}{K_w + K_f} \left(\frac{3}{8} F_w + \frac{11}{20} FE \right) \quad (\text{附 } 8 \cdot 2)$$

$$u^t_{\text{f}} \text{ 或 } v^t_{\text{f}} = \frac{3}{8 (K_w + K_f)} GE \quad (\text{附 } 8 \cdot 3)$$

式中 $K_w = \frac{3E_c I_w}{H^3}$ ——总剪力墙顶点的水平刚度；

$E^c I_w = \sum_j E_c I_{wj}$ ——各片剪力墙等效刚度的总和；

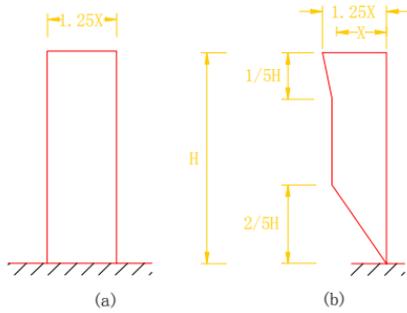
I_{wj} ——每片剪力墙的等效惯性矩。

总框架每层的总剪力应予修正，取 $V_i = 1.25X$ ，如附图 8·3

(a) 所示。然后按 $\frac{D_{ij}}{\sum_j D_{ij}}$ 分别给各柱，并由此剪力计算框架

弯矩。

总剪力墙的弯矩由地震作用及顶点连杆内力 X 计算求得。总剪力墙的剪力，由地震作用下的剪力图减去由连杆内力 X 产生并经修正的剪力图（附图 8·3b）求得。然后按刚度分配给各片剪力墙。



附图 8•3 连杆内力 X 产生并经修正的剪力
(a) 适用于框架；**(b)** 适用于剪力墙

附录九 带刚域杆件的线刚度修正系数

ψ 值 表

附表 9·1

λ	λ $\frac{h_c/H_1}{(k_b/l)}$	ψ 值						
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
0	0.00	1.000	1.225	1.509	1.873	2.344	2.963	3.790
	0.05	0.993	1.215	1.496	1.855	2.318	2.927	3.737
	0.10	0.973	1.188	1.458	1.803	2.246	2.822	3.585
	0.15	0.941	1.145	1.400	1.722	2.134	2.665	3.358
	0.20	0.899	1.089	1.326	1.621	1.995	2.471	3.085
	0.25	0.851	1.026	1.241	1.507	1.840	2.260	2.793
	0.30	0.799	0.957	1.151	1.388	1.682	2.046	2.503
	0.35	0.745	0.887	1.060	1.270	1.526	1.841	2.229
	0.40	0.691	0.818	0.972	1.156	1.379	1.649	1.980
	0.50	0.638	0.652	0.888	1.049	1.243	1.476	1.757
0.2λ	0.00	1.000	1.252	1.584	2.031	2.642	3.498	7.730
	0.05	0.993	1.242	1.570	2.010	2.610	3.449	4.650
	0.10	0.972	1.213	1.529	1.950	2.520	3.309	4.427
	0.15	0.940	1.168	1.465	1.857	2.382	3.009	4.099
	0.20	0.899	1.111	1.384	1.741	2.213	2.847	3.714
	0.25	0.851	1.045	1.292	1.611	2.028	2.577	3.314
	0.30	0.798	0.974	1.195	1.477	1.839	2.310	2.928
	0.35	0.744	0.901	1.098	1.345	1.657	2.057	2.574
	0.40	0.690	0.830	1.003	1.219	1.488	1.827	2.259
	0.50	0.638	0.762	0.914	1.102	1.333	1.621	1.983
0.4λ	0.00	1.000	1.280	1.666	2.210	3.000	4.187	6.047
	0.05	0.993	1.270	1.650	2.186	2.960	4.119	5.924
	0.10	0.972	1.240	1.605	2.115	2.846	3.927	5.583
	0.15	0.940	1.193	1.535	2.008	2.675	3.644	5.093
	0.20	0.899	1.133	1.447	1.874	2.467	3.310	4.537
	0.25	0.851	1.065	1.347	1.726	2.243	2.961	3.978
	0.30	0.798	0.991	1.242	1.574	2.019	2.623	3.457
	0.35	0.744	0.916	1.138	1.426	1.805	2.311	2.994
	0.40	0.690	0.843	1.037	1.286	1.609	2.032	2.593
	0.50	0.638	0.773	0.943	1.158	1.433	1.788	2.252
0.50	0.00	1.000	1.280	1.666	2.210	3.000	4.187	6.047
	0.05	0.993	1.270	1.650	2.186	2.960	4.119	5.924
	0.10	0.972	1.240	1.605	2.115	2.846	3.927	5.583
	0.15	0.940	1.193	1.535	2.008	2.675	3.644	5.093
	0.20	0.899	1.133	1.447	1.874	2.467	3.310	4.537
	0.25	0.851	1.065	1.347	1.726	2.243	2.961	3.978
	0.30	0.798	0.991	1.242	1.574	2.019	2.623	3.457
	0.35	0.744	0.916	1.138	1.426	1.805	2.311	2.994
	0.40	0.690	0.843	1.037	1.286	1.609	2.032	2.593
	0.50	0.638	0.773	0.943	1.158	1.433	1.788	2.252

λ'	λ h_c/H_i (h_b/L)	Ψ						
		0. 00	0. 05	0. 10	0. 15	0. 20	0. 25	0. 30
0. 6λ	0. 00	1. 000	1. 309	1. 754	2. 144	3. 434	5. 092	7. 965
	0. 05	0. 993	1. 299	1. 737	2. 385	3. 383	4. 995	7. 764
	0. 10	0. 972	1. 267	1. 687	2. 303	3. 238	4. 725	7. 217
	0. 15	0. 940	1. 219	1. 610	2. 177	3. 022	4. 334	6. 460
	0. 20	0. 899	1. 156	1. 514	2. 022	2. 765	3. 884	5. 632
	0. 25	0. 851	1. 085	1. 405	1. 853	2. 491	3. 426	4. 835
	0. 30	0. 798	1. 009	1. 292	1. 681	2. 223	2. 995	4. 122
	0. 35	0. 744	0. 932	1. 180	1. 515	1. 971	2. 607	3. 511
	0. 40	0. 690	0. 856	1. 073	1. 359	1. 744	2. 268	2. 998
	0. 45	0. 638	0. 784	0. 972	1. 218	1. 542	1. 977	2. 572
	0. 50	0. 588	0. 716	0. 880	1. 091	1. 366	1. 729	2. 219
0. 8λ	0. 00	1. 000	1. 340	1. 849	2. 647	3. 967	6. 311	10. 890
	0. 05	0. 993	1. 329	1. 830	2. 613	3. 900	6. 168	10. 541
	0. 10	0. 972	1. 296	1. 775	2. 515	3. 713	5. 776	9. 617
	0. 15	0. 940	1. 245	1. 691	2. 367	3. 438	5. 223	8. 391
	0. 20	0. 899	1. 180	1. 585	2. 187	3. 115	4. 605	7. 120
	0. 25	0. 851	1. 106	1. 467	1. 993	2. 779	3. 998	5. 960
	0. 30	0. 798	1. 027	1. 345	1. 797	2. 456	3. 422	4. 970
	0. 35	0. 744	0. 947	1. 225	1. 610	2. 159	2. 957	4. 154
	0. 40	0. 690	0. 869	1. 110	1. 438	1. 894	2. 543	3. 493
	0. 45	0. 638	0. 795	1. 003	1. 282	1. 663	2. 195	2. 959
	0. 50	0. 588	0. 726	0. 906	1. 144	1. 464	1. 904	2. 527
1. 0λ	0. 00	1. 000	1. 371	1. 953	2. 915	4. 629	8. 000	15. 625
	0. 05	0. 993	1. 359	1. 931	2. 874	4. 541	7. 782	14. 970
	0. 10	0. 972	1. 325	1. 871	2. 757	4. 295	7. 194	13. 297
	0. 15	0. 940	1. 272	1. 778	2. 583	3. 940	6. 389	11. 210
	0. 20	0. 899	1. 205	1. 662	2. 373	3. 531	5. 524	9. 191
	0. 25	0. 851	1. 128	1. 533	2. 148	3. 115	4. 705	7. 462
	0. 30	0. 798	1. 046	1. 401	1. 925	2. 723	3. 984	6. 067
	0. 35	0. 744	0. 963	1. 271	1. 714	2. 370	3. 372	4. 970
	0. 40	0. 690	0. 883	1. 148	1. 522	2. 062	2. 865	4. 111
	0. 45	0. 638	0. 806	1. 035	1. 351	1. 797	2. 447	3. 438
	0. 50	0. 588	0. 735	0. 932	1. 200	1. 572	2. 105	2. 906

λ'	λ $\frac{\hbar c/H_i}{(k_B/L)}$	Ψ'						
		0. 00	0. 05	0. 10	0. 15	0. 20	0. 25	0. 30
0	0. 00	1. 000	1. 108	1. 235	1. 384	1. 563	1. 778	2. 041
	0. 05	0. 993	1. 100	1. 224	1. 371	1. 564	1. 756	2. 012
	0. 10	0. 973	1. 075	1. 193	1. 332	1. 497	1. 693	1. 931
	0. 15	0. 941	1. 036	1. 146	1. 273	1. 422	1. 599	1. 808
	0. 20	0. 899	0. 986	1. 085	1. 198	1. 330	1. 483	1. 661
	0. 25	0. 851	0. 928	1. 015	1. 114	1. 226	1. 356	1. 504
	0. 30	0. 799	0. 866	0. 942	1. 026	1. 121	1. 228	1. 348
	0. 35	0. 745	0. 803	0. 867	0. 939	1. 017	1. 104	1. 200
	0. 40	0. 691	0. 740	0. 795	0. 854	0. 919	0. 990	1. 066
	0. 45	0. 638	0. 681	0. 726	0. 775	0. 829	0. 885	0. 946
	0. 50	0. 588	0. 624	0. 662	0. 793	0. 746	0. 792	0. 840
0. 2λ	0. 00	1. 000	1. 155	1. 350	1. 596	1. 913	2. 332	2. 899
	0. 05	0. 993	1. 146	1. 337	1. 579	1. 890	2. 299	2. 850
	0. 10	0. 972	1. 120	1. 302	1. 532	1. 825	2. 206	2. 713
	0. 15	0. 940	1. 078	1. 248	1. 459	1. 725	2. 066	2. 512
	0. 20	0. 899	1. 025	1. 179	1. 368	1. 602	1. 898	2. 276
	0. 25	0. 851	0. 954	1. 101	1. 266	1. 468	1. 718	2. 031
	0. 30	0. 798	0. 899	1. 018	1. 160	1. 332	1. 540	1. 794
	0. 35	0. 744	0. 832	0. 935	1. 056	1. 200	1. 371	1. 577
	0. 40	0. 690	0. 766	0. 855	0. 957	1. 077	1. 218	1. 384
	0. 45	0. 638	0. 704	0. 779	0. 865	0. 965	1. 081	1. 215
	0. 50	0. 588	0. 644	0. 709	0. 781	0. 865	0. 960	1. 070
0. 4λ	0. 00	1. 000	1. 205	1. 477	1. 845	2. 357	3. 095	4. 202
	0. 05	0. 993	1. 196	1. 464	1. 825	2. 326	3. 044	4. 117
	0. 10	0. 972	1. 168	1. 423	1. 766	2. 236	2. 902	3. 879
	0. 15	0. 940	1. 124	1. 361	1. 676	2. 102	2. 693	3. 539
	0. 20	0. 899	1. 067	1. 283	1. 564	1. 938	2. 446	3. 152
	0. 25	0. 851	1. 002	1. 195	1. 441	1. 762	2. 188	2. 764
	0. 30	0. 798	0. 933	1. 102	1. 314	1. 586	1. 938	2. 402
	0. 35	0. 744	0. 863	1. 009	1. 191	1. 418	1. 708	2. 080
	0. 40	0. 690	0. 794	0. 920	1. 074	1. 264	1. 502	1. 802
	0. 45	0. 638	0. 728	0. 836	0. 967	1. 126	1. 321	1. 564
	0. 50	0. 588	0. 666	0. 759	0. 869	1. 003	1. 164	1. 364

λ'	λ h_c/H_i (h_b/l)	Ψ'						
		0. 00	0. 05	0. 10	0. 15	0. 20	0. 25	0. 30
0. 6λ	0. 00	1. 000	1. 258	1. 619	2. 141	2. 925	4. 166	6. 258
	0. 05	0. 993	1. 248	1. 603	2. 115	2. 882	4. 087	6. 100
	0. 10	0. 972	1. 218	1. 557	2. 042	2. 758	3. 365	5. 671
	0. 15	0. 940	1. 171	1. 486	1. 930	2. 575	3. 546	5. 075
	0. 20	0. 899	1. 111	1. 397	1. 793	2. 355	3. 177	4. 425
	0. 25	0. 851	1. 042	1. 297	1. 643	2. 122	2. 803	3. 799
	0. 30	0. 798	0. 969	1. 193	1. 490	1. 893	2. 450	3. 239
	0. 35	0. 744	0. 895	1. 089	1. 343	1. 679	2. 133	2. 758
	0. 40	0. 690	0. 822	0. 990	1. 205	1. 486	1. 856	2. 355
	0. 45	0. 638	0. 753	0. 898	1. 080	1. 314	1. 618	2. 020
	0. 50	0. 588	0. 688	0. 813	0. 968	1. 163	1. 415	1. 743
0. 8λ	0. 00	1. 000	1. 313	1. 777	2. 493	3. 662	5. 709	9. 657
	0. 05	0. 993	1. 302	1. 759	2. 461	3. 600	5. 580	9. 348
	0. 10	0. 972	1. 270	1. 706	2. 368	3. 427	5. 226	8. 528
	0. 15	0. 940	1. 220	1. 625	2. 229	3. 173	4. 725	7. 441
	0. 20	0. 899	1. 157	1. 523	2. 060	2. 875	4. 167	6. 314
	0. 25	0. 851	1. 084	1. 410	1. 877	2. 565	3. 617	5. 285
	0. 30	0. 798	1. 007	1. 292	1. 692	2. 267	3. 115	4. 407
	0. 35	0. 744	0. 928	1. 176	1. 517	1. 993	2. 675	3. 684
	0. 40	0. 690	0. 852	1. 066	1. 354	1. 749	2. 301	3. 098
	0. 45	0. 638	0. 779	0. 964	1. 208	1. 535	1. 986	2. 624
	0. 50	0. 588	0. 711	0. 870	1. 077	1. 351	1. 722	2. 241

注：Ψ —— 柱上端的 Ψ_上 或梁左端的 Ψ_左；

Ψ' —— 柱下端的 Ψ'_下 或梁右端的 Ψ'_右；

λ —— 柱上端的 λ_上 或梁左端的 λ_左；

λ' —— 柱下端的 λ'_下 或梁右端的 λ'_右；

h_c/H_i —— 柱的截面高度与第 i 层柱高度之比；

h_b/l —— 梁高与梁跨之比；当计算壁柱框架时 l 取壁梁的计算跨度， H_i 取壁柱的计算高度。

$\lambda' = \lambda$ 时， $\Psi = \Psi'$

附录十 等代框架梁和柱的刚域长度 系数表

一、等代框架梁刚域长度与柱帽有效半宽之比值 附表 10·1

h/l		1/25				1/30				1/35			
θ	b/l	0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2
	λ _∞												
30°	0.08	0.73	0.70	0.67	0.64	0.78	0.75	0.72	0.70	0.81	0.79	0.76	0.75
	0.10	0.80	0.78	0.76	0.74	0.83	0.82	0.80	0.78	0.86	0.84	0.83	0.82
	0.12	0.84	0.82	0.81	0.80	0.86	0.85	0.84	0.83	0.88	0.87	0.86	0.86
	0.14	0.87	0.85	0.84	0.83	0.88	0.88	0.87	0.86	0.89	0.89	0.88	0.88
	0.16	0.88	0.87	0.87	0.86	0.90	0.89	0.88	0.88	0.90	0.90	0.90	0.89
	0.18	0.89	0.89	0.88	0.88	0.90	0.90	0.90	0.89	0.91	0.91	0.90	0.90
45°	0.08	0.55	0.50	0.46	0.43	0.62	0.57	0.53	0.50	0.67	0.63	0.59	0.56
	0.10	0.66	0.62	0.58	0.55	0.71	0.68	0.64	0.62	0.75	0.72	0.69	0.67
	0.12	0.73	0.69	0.67	0.64	0.77	0.75	0.72	0.70	0.80	0.78	0.76	0.74
	0.14	0.78	0.75	0.73	0.70	0.81	0.79	0.77	0.76	0.84	0.82	0.81	0.79
	0.16	0.81	0.79	0.77	0.75	0.84	0.82	0.81	0.80	0.86	0.85	0.84	0.83
	0.18	0.83	0.82	0.80	0.79	0.86	0.85	0.83	0.82	0.88	0.87	0.86	0.85
60°	0.08	0.36	0.31	0.27	0.24	0.42	0.37	0.33	0.29	0.48	0.42	0.38	0.35
	0.10	0.47	0.42	0.38	0.34	0.53	0.48	0.44	0.41	0.59	0.54	0.50	0.47
	0.12	0.57	0.51	0.47	0.44	0.62	0.57	0.54	0.51	0.67	0.63	0.59	0.56
	0.14	0.63	0.58	0.55	0.51	0.69	0.64	0.61	0.58	0.72	0.69	0.66	0.64
	0.16	0.68	0.64	0.61	0.58	0.73	0.70	0.67	0.64	0.77	0.74	0.71	0.69
	0.18	0.72	0.68	0.66	0.63	0.73	0.74	0.71	0.69	0.80	0.77	0.75	0.73

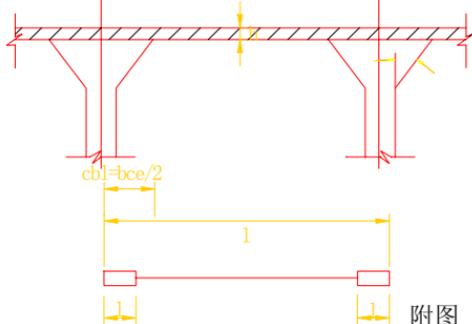
注：h——升板厚度，当密肋板时取惯性矩相等的折算平板厚度；

b——等代框架梁的计算宽度；

θ——柱帽倾斜侧面与柱轴线的交角；

λ_∞——柱帽半宽与等代框架梁跨度之比；

λ_l、λ_r——等代框架梁左右端刚域长度与梁跨度之比，(附图 10·1)。



附图 10·1 柱帽对等代框

架梁计算的影响

二、等代框架柱上端刚域长度与柱帽计算高度之比值

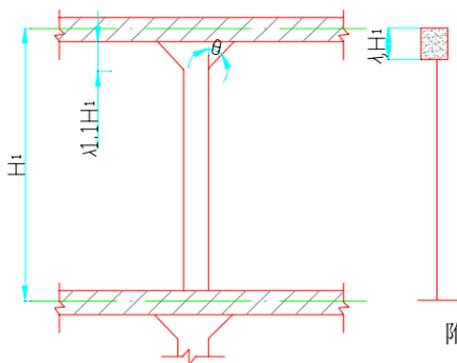
附表 10·2

θ	30°			45°			60°			
	h_c/H_i	0.08	0.10	0.12	0.08	0.10	0.12	0.08	0.10	0.12
0.08		0.73	0.67	0.63	0.83	0.80	0.76	0.90	0.88	0.85
0.10		0.77	0.72	0.68	0.86	0.83	0.80	0.92	0.90	0.88
0.12		0.80	0.76	0.72	0.89	0.87	0.83	0.93	0.92	0.90
0.16		0.85	0.81	0.78	0.91	0.89	0.87	0.95	0.94	0.92
0.20		0.88	0.84	0.80	0.93	0.91	0.89	0.96	0.95	0.94

注： h_c ——柱截面的高度；

λ_{ce} ——柱帽计算高度(算到板的中心轴)与柱高之比；

λ_e 、 λ_b ——等代框架柱上、下端刚域长度与柱高之比,(附图 10·2)。



附图 10·2 柱帽对等代框

架柱计算的影响

附录十一 本规范用词说明

一、为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1. 表示很严格,非这样作不可的:

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

2. 表示严格,在正常情况均应这样作的;

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,在条件许可时首先应这样作的:

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

二、条文中指定应按其它有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的规定”或“应符合……要求或规定”。

附 加 说 明

本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单

主编单位：

中国建筑科学研究院

参加单位：

北京市建筑设计院

北京市第一建筑工程公司

天津市建筑设计院

天津市第三建筑工程公司

华东建筑设计院

上海市第五建筑工程公司

上海市建筑科学研究所

同济大学

上海市纺织建筑工程公司

南京工学院

南京市第二建筑工程公司

无锡市建筑工程管理局

浙江省建筑设计院

浙江省建筑工程总公司

山东省青岛市机械化施工公司

主要起草人：

张维、董石麟、施炳华、陈芮、陈力、杨福海、梁瑞庭、陈效中、于崇根、王绍义、余安东、罗美成、杜训、刘德伐、董伟、周鸿仪、徐可安、康玉璞、冯秀、牟在根。