

鋼筋混凝土結構設計用表

(按極限狀態理論)

上海市民用建築設計院 編

上海科學技術出版社

鋼筋混凝土結構設計用表

(按極限狀態理論)

上海市民用建築設計院編

上海科學技術出版社

內 容 提 要

本书系按照极限状态理論和苏联部长會議 国家建設委员会所頒布的“鋼筋混凝土結構設計标准及技術规范 (BrTV 123-55)”及其他有关文献編制而成,目的在使从事設計工作者应用本书时,可获得迅速、經濟、合理的設計并避免錯誤。

书內包括鋼筋混凝土梁、版、柱等設計表和經濟指数表以及矩形与 T 形截面用的 r 、 γ 、 A 值表。此外尚有根据规范等編制的梁、版、柱等构造表。总共有表格七十余种。

书首将极限状态理論扼要介紹,并将主要表的使用法举例說明,包括經濟分析的比較,以达到節約材料、經濟合理的目的。

本书可供土建方面設計人員使用,并可供基本建設单位及施工單位人員复核設計之用。

鋼 筋 混 凝 土 結 构 設 計 用 表

(按极限状态理論)

上海市民用建筑設計院 編

*

上海科学技术出版社出版

(上海南京西路2004号)

上海市书刊出版业营业許可証出 093 号

新华书店上海发行所发行 各地新华书店經售

商务印书館上海厂印刷

*

开本 787×1092 1/8 印張 16 2/8 字數 283,000

1959年12月第1版 1959年12月第1次印刷

印數 1—4,500

統一書号: 15119·1379

定 价: (十二) 2.50 元

前言

对于结构物的设计向来都是采用按容许应力计算的原理。由于这个方法有不少缺点，苏联在 1938 年采用按破坏阶段的计算方法，并在 1955 年更进一步正式采用按极限状态的计算方法，使结构物更为合理和经济。本书中各设计表都是根据这个先进方法编制的。

本书首先将按极限状态计算的基本原理予以简单扼要地介绍。后面各表系从符合“多、快、好、省”的要求而编制，具有下列几个特点：

1. 本书共有各种表 72 幅，其中第一部分（表 1~38）为版、梁、柱、横剪力等设计表。为了便利设计起见，将常用的规范和参考所需的资料及计算公式等列入第二部分（表 39~72）。
2. 版、梁、柱、横剪力等表内有各种混凝土的标号和钢筋强度，俾在一般范围内均能适用；例如梁的设计表内有 150 和 200 级两种混凝土标号，1700、2100、2400 和 3400 公斤/平方公分四种钢筋强度。
3. 版的设计表可供设计单向版、双向版、无梁楼版、小型基础版等之用；而梁的设计表，对于矩形梁、T 形梁、单筋梁和双筋梁均可适用；一排钢筋和二排钢筋也分别列出。
4. 版、梁等设计表的抵抗挠矩系按实际的钢筋直径和截面面积计算而得，较之通常先求得钢筋截面面积，再另由它表查知其所需直径和数量的方法可节省一道程序。
5. 各设计表使用简捷，对于比较设计尤为迅速，同时复核也很快，故可提高工作效率。

6. 由于版、梁的抵抗挠矩系根据实际的钢筋直径和截面面积计算而得，所用的有效高度和 $p\%$ 值都较按假定的有效高度和 $p\%$ 值为准确，故抵抗挠矩也随之而准确。

7. 各表数值尽可能地用计算机算得（或 20" 计算尺），比用普通的计算尺算得者精确，例如 r 、 γ 和 A 值表的数值可较一般同样表中所载数值为精确。

8. 版、梁等表内的钢筋系经过选择，并常有各种组合，使之较为经济而合理，初学者也能据以采用合宜的截面尺寸和适量的配筋。

9. 编表时，尽量将各种规范等内容编入表内，使设计者不必分心考虑有关规范，其余未能编入的常用规范内容，则另行编成表格式以便查阅。

10. 书内列有版、梁、柱用的经济指数表，在进行比较设计时，可以比较其经济因素并知道其单位造价，从而选用较经济者或最经济者。

本书的编著工作系由本院徐之江同志担任，利用很多业余时间进行的。其中大部分的计算、抄写和绘图工作系由王波涛同志担任。本书由于数字繁多，虽经校核，恐不免仍有错误之处，尚望使用者提出宝贵意见，以便改进。

上海市民用建筑设计院

1959 年 4 月

目 录

符号	4
一、一般符号	4
二、按承载能力计算的符号	5
三、按变形计算及按裂纹出现或展开计算的符号	6
I. 概 論	8
一、按容许应力计算的原理	8
二、按破坏阶段计算的原理	8
三、按极限状态计算的基本原理	8
四、三种计算方法的比較	9
五、按承载能力计算的极限状态	9
六、按变形计算的极限状态	10
七、按裂纹出现或展开计算的极限状态	10
II. 設計用表說明及例題	11
一、鋼筋混凝土版設計表(表 1~3)說明	11
(一) 說明	
1. 版的設計表(表 1, 2) 說明	11
2. 搗制樓版內鋼筋經濟指數表(表 3) 說明	12
(二) 例題	
二、鋼筋混凝土梁設計表(表 4~9, 17)說明	14
(一) 說明	
1. 梁的設計表(表 4)說明; 搗制梁內鋼筋經濟指數表(表 9)說明	14
2. T 形梁全部梁翼抵抗撓矩表(表 5, 6) 說明	16
3. T 形梁梁翼懸出部分抵抗撓矩表(表 7, 8) 說明	16
4. 混凝土的抵抗橫剪力表(表 17)說明	16
(二) 例題	
三、受撓构件橫向鋼筋設計表(表 10~16)說明	18
(一) 說明	
1. $Q_{x.6}$ 值表(表 10~13, 16) 說明	18
2. 最大橫剪力 $\frac{Q}{m}$ 值表(表 14)說明	18

3. Q_{or} 值表(表 15) 說明	19
(二) 例題	
四、扭矩表(表 18)說明	19
(一) 說明 (二) 例題	
五、軸心受压柱的設計表(表 19~22)說明	20
(一) 說明	
1. 軸心受压正方柱設計表(表 19, 20) 說明	20
2. 淨載 N' 值換算表(表 21) 說明	20
3. 柱的經濟指數表(表 22) 說明	21
(二) 例題	
III. 設計用表	22
表 1 版的設計表($R=150$ 級)	22
表 2 版的設計表($R=200$ 級)	28
表 3 搗制樓版內鋼筋經濟指數表	34
表 4 梁的設計表	38
表 5 T 形梁全部梁翼抵抗撓矩表($R=150$ 級)	62
表 6 T 形梁全部梁翼抵抗撓矩表($R=200$ 級)	63
表 7 T 形梁梁翼懸出部分抵抗撓矩表($R=150$ 級)	64
表 8 T 形梁梁翼懸出部分抵抗撓矩表($R=200$ 級)	65
表 9 搗制梁內鋼筋經濟指數表	66
表 10 $Q_{x.6}$ 值表($R=150$ 級, $R_a=2100$ 公斤/平方公分)	68
表 11 $Q_{x.6}$ 值表($R=150$ 級, $R_a=2400$ 公斤/平方公分)	70
表 12 $Q_{x.6}$ 值表($R=200$ 級, $R_a=2100$ 公斤/平方公分)	72
表 13 $Q_{x.6}$ 值表($R=200$ 級, $R_a=2400$ 公斤/平方公分)	74
表 14 最大橫剪力 $\frac{Q}{m}$ 值表	76
表 15 Q_{x0} 值表	77
表 16 換算系數 k 值表	77
表 17 混凝土最大橫剪力 Q_{max} 表	78

表 18	扭矩 $\frac{M_{kp}}{m}$ 表	79
表 19	軸心受压正方柱設計表(搗制构件 $m=1.0$ 或 0.8)	80
表 20	軸心受压正方柱設計表(工厂預制构件 $m=1.1$)	81
表 21	淨載 N' 值換算表	82
表 22	柱的經濟指数表	83
表 23	矩形截面偏心受压构件对称鋼筋設計表(n_1 值)	84
表 24	矩形截面用的系数 ψ 和系数 K_1 值表	86
表 25	翼緣在受拉区域中的 T 形截面受撓构件用的系数 ψ 和系数 K_1 值表	86
表 26	I 形和箱形截面受撓构件用的系数 ψ 和系数 K_1 值表	86
表 27	配有单筋的矩形截面、翼緣在受压区域中的 T 形截面和 I 形截面(箱形鋪版、空心鋪版等)受撓构件的 ξ_0 、 η 和 c 值表	87
表 28	配有单筋和双筋的矩形截面受撓构件的 ξ_0 、 η 和 c 值表	87
表 29	当 $l:h_0=15$ 、在鋼筋中有各种应力时,根据鋼筋百分率和混凝土标号确定的矩形截面受撓构件的跨距与撓度比值 $\left(\frac{l}{f}\right)$ 表(标准彈性模量时)	88
表 30	当 $l:h_0=15$ 、在鋼筋中有各种应力时,根据鋼筋百分率和混凝土标号确定的矩形截面单筋受撓构件的跨距与撓度在短期荷載作用下比值 $\left(\frac{l}{f}\right)$ 表(計算彈性模量时)	88
表 31	受撓构件撓度极限表	89
表 32	版內圓鋼筋表	90
表 33	梁內圓鋼筋表	92
表 34	計算矩形和 T 形截面用的 r 、 γ 和 A 值表($R_a=1700$ 公斤/平方公分)	94
表 35	計算矩形和 T 形截面用的 r 、 γ 和 A 值表($R_a=2100$ 公斤/平方公分)	97
表 36	計算矩形和 T 形截面用的 r 、 γ 和 A 值表($R_a=2400$ 公斤/平方公分)	100
表 37	計算矩形和 T 形截面用的 r 、 γ 和 A 值表($R_a=3000$ 公斤/平方公分)	103
表 38	計算矩形和 T 形截面用的 r 、 γ 和 A 值表($R_a=3400$ 公斤/平方公分)	105
表 39	标准荷載及超載系数表	107
表 40	多层建筑物均布荷載折減表	107
表 41	建筑构造重量表	108
表 42	建筑材料重量表	111
表 43	一般材料重量表	114

表 44	版、梁的計算跨距表	115
表 45	撓矩系数表	115
表 46	剪力系数表	115
表 47	混凝土的极限强度表	115
表 48	混凝土的勻質系数 k_0 表	115
表 49	鋼筋的标准强度及計算强度表	116
表 50	鋼筋的勻質系数 k_a 表	116
表 51	鋼筋的工作条件系数 m_a 、 m_n 表	116
表 52	混凝土及鋼筋混凝土結構按承載能力的工作条件系数 m 表	116
表 53	各种鋼筋計算强度($m_a R_a$ 或 $m_n m_a R_a$) 表	116
表 54	混凝土受压时的彈性模量表	117
表 55	混凝土和鋼筋混凝土的容重表	117
表 56	混凝土保护层厚度表	117
表 57	施工縫、伸縮縫及沉降縫表	118
表 58	版內鋼筋构造表	118
表 59	梁內鋼筋构造表	119
表 60	軸心受压构件及偏心受压构件鋼筋构造表	122
表 61	混凝土結構計算公式表	122
鋼筋混凝土結構計算公式		123~128
一、按承載能力計算		
表 62	軸心受压計算公式表	123
表 63	軸心受拉計算公式表	123
表 64	受撓构件計算公式表	123
表 65	橫剪力計算公式表	124
表 66	偏心受压构件計算公式表	125
表 67	偏心受拉构件計算公式表	126
表 68	受扭轉作用构件計算公式表	126
二、按变形及裂紋出現和展开的計算		
表 69	剛度 B 計算公式表	127
表 70	长期作用活荷載值表	127
表 71	x_{op} 、 W 計算公式表	127
表 72	按裂紋出現和展开計算公式表	128
参考文献		128

符 号

一、一般符号

- R ——混凝土标号;
- R_{np}^u ——混凝土軸心受压(棱柱强度)的标准强度(公斤/平方公分);
- R_{np}^u ——混凝土撓曲时受压的标准强度(公斤/平方公分);
- R_p^u ——混凝土受拉的标准强度(公斤/平方公分);
- R_a^u ——鋼筋的标准强度(公斤/平方公分);
- R_{np} ——混凝土軸心受压(棱柱强度)的計算强度(极限强度)(公斤/平方公分);
- R_n ——混凝土撓曲时受压的計算强度(公斤/平方公分);
- R_p ——混凝土受拉的計算强度(公斤/平方公分);
- R_a ——鋼筋的計算强度(公斤/平方公分);
- E_0^u ——混凝土受压时的标准彈性模量(公斤/平方公分);
- E_a^u ——鋼筋的标准彈性模量(公斤/平方公分);
- E_0 ——混凝土受压时的計算彈性模量(公斤/平方公分);
- E_a ——鋼筋的計算彈性模量(公斤/平方公分);
- k_0 ——混凝土的匀質系数;
- k_a ——鋼筋的匀質系数;
- m ——混凝土和鋼筋的工作条件系数;
- m_a ——鋼筋混凝土結構用的鋼筋的工作条件系数;
- m_n ——梁箍和弯折鋼筋的工作条件系数;
- n ——鋼筋及混凝土受压时彈性模量的比值。
- b ——矩形截面寬度, T形或 I形截面的肋寬, 柱的短边尺寸(公分);
- b_n ——T形截面的全部梁翼寬度(公分);
- b_b ——梯形截面的上边寬度(公分);
- b_n ——梯形截面的下边寬度(公分);
- b_x ——受扭构件的有效寬度(公分);
- h ——构件截面的总高度(公分);
- h_0 ——截面的有效高度(公分);
- h_n ——T形截面的梁翼厚度(公分);

- h_x ——受扭构件的有效高度(公分);
- r_a ——环形截面的圓心至鋼筋中心的距离(公分);
- r_1 ——环形截面的圓心至环形内边的距离(公分);
- r_2 ——环形截面的圓心至环形外边的距离(公分);
- a ——順构件軸綫量得的螺旋鋼筋間的距離, 附加箍筋間的距離, 或相应为附加縱向鋼筋間的距離(公分);
- u_x —— $2(b_n + h_x)$, 公分;
- l ——构件的計算跨距(公尺或公分);
- l_0 ——构件的淨跨距(公尺或公分);
- l_{oe} ——构件的軸綫間跨距(公尺或公分);
- l_1 ——版的較短跨距, 或梁的合宜跨距(仅供参考之用), (公尺或公分);
- l_2 ——版的較長跨距, 或梁的最大跨距(仅供参考之用), (公尺或公分);
- a ——由截面最近边到鋼筋 F_a 重心的距离(公分);
- a' ——由截面最近边到鋼筋 F'_a 重心的距离(公分);
- δ ——由截面最近边到鋼筋 F_a 重心的相对距离 $(\delta = \frac{a}{h_0})$;
- δ' ——由截面最近边到鋼筋 F'_a 重心的相对距离 $(\delta' = \frac{a'}{h_0})$;
- x ——邊緣受压纖維到中性軸的距离(即截面受压区域的高度, 公分);
- z ——內力偶的臂长, 从縱向鋼筋 F_a 的截面重心到混凝土受压区域重心的距离(公分);
- p ——鋼筋百分率 $(p = \frac{100 F_a}{bh_0})$;
- μ ——受拉鋼筋含鋼系数 $(\mu = \frac{F_a}{bh_0})$;
- μ' ——受压鋼筋含鋼系数 $(\mu' = \frac{F'_a}{bh_0})$;
- ϕ ——鋼筋直徑(公厘);

① 某些符号因其用途不同所代表意义亦不同, 查閱时应按其用途分別在一般符号、按承載能力計算受撓或橫向力及按變形計算等部分中去查。例如符号 q 在一般符号內代表全部均布計算荷載, 在按承載能力計算橫向鋼筋时代表由橫向鋼筋承受的內力, 而在按變形等計算时代表全部标准荷載。

Φ ——熱軋螺紋鋼筋直徑(公厘);

$$A = \frac{\pi}{h_0} \left(1 - 0.5 \frac{\pi}{h_0} \right) R_n;$$

$$r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{M}{mb}}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\pi}{h_0} \left(1 - 0.5 \frac{\pi}{h_0} \right) R_n}} = \frac{1}{\sqrt{A}};$$

$$\gamma = 1 - 0.5 \frac{\pi}{h_0};$$

$$\alpha = \frac{\pi}{h_0} = \mu \frac{m_a R_n}{R_n};$$

g ——永久均布計算荷載(公斤/平方公尺);

p ——暫時均布計算荷載(公斤/平方公尺);

q ——全部均布計算荷載(公斤/平方公尺)。

二、按承載能力計算的符號

(一) 軸心受壓構件

N^n ——標準縱向力(公噸或公斤);

N ——計算縱向力,或軸心受壓構件計算荷載(公噸或公斤);

N ——計算淨荷載,已考慮縱向撓曲的影響(公噸或公斤);

F ——混凝土的全部橫截面面積(平方公分);

F_0 ——混凝土的受壓區域面積(平方公分);

F_a ——全部縱鋼筋的截面面積(平方公分);

F_n ——配有螺旋鋼筋構件的核心的截面面積(平方公分);

F_{en} ——螺旋鋼筋的折算截面面積(平方公分);

f_{en} ——螺旋鋼筋的橫截面面積(平方公分);

R_{ac} ——螺旋鋼筋的計算強度(公斤/平方公分);

d ——圓截面的直徑(公分);

d_n ——構件核心直徑,算至螺旋鋼筋外邊(公分);

r ——構件截面的最小旋幅;

s ——螺旋鋼筋的中距(公分);

φ ——縱向撓曲係數;

l_0 ——構件的計算長度(公尺或公分);

l ——牆或柱的高度,以层高計(公尺或公分);

H ——牆或柱的高度,以层高計(公尺或公分)。

(二) 受撓構件及受扭構件

M^n ——標準撓矩(公噸-公尺或公斤-公尺或公斤-公分);

M ——計算撓矩(公噸-公尺或公斤-公尺或公斤-公分);

M_c ——雙筋梁內每平方公分受壓鋼筋所能抵抗的撓矩 $\frac{M}{m}$ (公噸-公尺);

M_1 ——梁肋受壓區域和其相應鋼筋 F_{a1} 所承受的撓矩(公噸-公尺或公斤-公分);

M_{cb} ——梁翼和其相應的鋼筋 F_{acb} 所承受的撓矩(公噸-公尺或公斤-公分);

M_{kp} ——計算扭矩(公噸-公尺或公斤-公分);

橫向截面的全面積對截面較小應力邊緣的面積矩(混凝土構件);

S_0 ——混凝土全部有效截面面積對鋼筋 F_a 截面重心的面積矩(鋼筋混凝土構件);

S_0 ——混凝土受壓區域截面面積對截面較小應力邊緣的面積矩(混凝土構件);

S_0 ——混凝土受壓區域截面面積對鋼筋 F_a 截面重心的面積矩(鋼筋混凝土構件);

S_a ——全部鋼筋截面面積對鋼筋 F_a 重心的面積矩;

S'_a ——全部鋼筋截面面積對鋼筋 F'_a 重心的面積矩;

F_0 ——混凝土受壓區域截面面積(平方公分);

F_a ——受拉縱鋼筋的截面面積(平方公分);

F'_a ——受壓縱鋼筋的截面面積(平方公分);

F_{a1} ——相應梁肋受壓區域的鋼筋截面面積(平方公分);

F_{acb} ——相應梁翼受壓的鋼筋截面面積(平方公分);

F_n ——受扭時附加縱向鋼筋的全部截面面積(平方公分);

F_n ——計算扭矩時的構件有效截面 $b_n h_n$ (平方公分);

f_0 ——螺旋鋼筋每一單肢的截面面積(平方公分);

f_x ——附加箍筋每一單肢的截面面積(平方公分);

f_n ——附加縱向鋼筋每一根的截面面積(平方公分);

h_a ——梁的實際有效高度(公分)。

(三) 橫向鋼筋設計

Q ——計算橫剪力(公噸或公斤);

Q_0 ——傾斜截面中,受壓區域內混凝土的極限內力對垂直於構件軸線的投影值(公噸或公斤);

Q_{x-6} ——由混凝土受壓區域和豎向梁箍所承受的極限橫剪力(公噸或公斤);

Q_{or} ——彎折鋼筋所承受的極限橫剪力(公噸或公斤);

Q_{on} ——支座處計算橫剪力(公噸或公斤);

Q_{max} ——混凝土的最大橫剪力 $= m R_p b h_0$ (公噸或公斤);

$\frac{Q}{m}$ ——最大橫剪力 $= \frac{0.1 R_n b h_0^2}{u}$ (公噸或公斤);

q ——由橫向鋼筋承受的內力;

q_x ——在構件單位長度內由梁箍所承受的極限內力(公斤/平方公分);

F_0 ——配置在與構件軸線成傾斜的一個斷面內的全部彎折鋼筋截面面積(平方公分);

F_x ——配置在一個斷面內的與構件軸線成垂直的梁箍各肢的全部截面面積(平方公分);

F_n ——配置在垂直于梁軸綫上的橫向鋼筋的截面面积(平方公分);
 f_x ——梁箍单肢的截面面积(平方公分);
 n ——在构件的一个截面內,梁箍的肢数;
 d ——橫向鋼筋直径(公厘);
 a ——沿构件长度方向梁箍的中距(公分);
 u ——梁箍最大中距,或两根弯折鋼筋上下端的最大距离(公分);
 s ——承担集中荷载的橫向鋼筋,其作用范围的区域长度(公分);
 w ——縱向受拉鋼筋在跨度中截断时,应将其延长至按計算不需要該項鋼筋的豎向截面以外的长度(公分);

z ——受拉縱鋼筋的截面重心至受压区域重心的距离(公分);
 z_0 ——弯折鋼筋的截面重心至受压区域重心的距离(公分);
 e_x ——梁箍的截面重心至受压区域重心的距离(公分);
 c ——傾斜截面在构件軸綫上的全部投影长度(公分);
 c_0 ——最不利的傾斜截面在构件軸綫上的投影长度(公分);
 α ——弯折鋼筋对构件軸綫的傾斜角;
 k ——換算系数(混凝土标号,鋼号,梁箍肢数等不同时用)。

(四) 偏心受压构件和偏心受拉构件

N ——計算縱向力(公吨或公斤);或所有力共同作用时的計算縱向力;
 N_0 ——軸心受压时所能承受的縱向力計算值(公吨或公斤);
 N_x ——仅有縱向力和撓矩 M_x 作用时的縱向力計算值(公吨或公斤);
 N_y ——仅有縱向力和撓矩 M_y 作用时的縱向力計算值(公吨或公斤);
 S_0 ——混凝土全部有效截面面积对鋼筋 F_a 截面重心的面积矩;
 S'_0 ——同上,但对鋼筋 F'_a 截面的重心;
 S_a ——全部鋼筋截面面积对鋼筋 F_a 截面重心的面积矩;
 S'_a ——同上,但对鋼筋 F'_a 截面的重心;
 S_c ——混凝土受压区域截面面积 F_c 对鋼筋 F_a 截面重心的面积矩;
 S_{cN} ——混凝土受压区域截面面积对外力 N 作用点的面积矩;
 F ——混凝土的全部橫截面面积(平方公分);
 F_c ——混凝土的受压区域面积(平方公分);
 F_a ——在受拉或最小受压截面邊緣处的鋼筋截面面积,或近 N 力的构件邊緣处的鋼筋面积(平方公分);
 F'_a ——最大受压截面邊緣处的鋼筋面积,或距 N 力远的鋼筋面积(平方公分);
 e ——自鋼筋 F_a 截面重心至外力 N 作用点的距离,或外力 N 至截面較小应力邊緣的距离(公分);
 e' ——自鋼筋 F'_a 截面重心至外力 N 作用点的距离(公分);
 e_n ——外力 N 至截面受拉邊緣的距离(公分);

e_c ——受压区域截面的重心至截面受拉邊緣的距离(公分);
 e_0 ——外力 N 至橫截面重心的距离(公分);
 η ——考虑构件撓度的影响的系数;
 l_0 ——构件的計算长度(公尺或公分);
 D ——圓形截面或环形截面的直径(公分);
 h ——矩形或T形截面的高度(公分);
 r ——构件截面的最小旋幅;
 ν ——T形截面的系数。

三、按变形計算及按裂紋出現或展开計算的符号

M^n ——在最不利标准荷载作用下截面中的撓矩(公吨-公尺或公斤-公分);
 N^n ——标准荷载作用下的縱向力(公吨或公斤);
 g ——长期作用的标准荷载(公斤/公尺);
 p ——短期作用的标准荷载(公斤/公尺);
 q ——全部标准荷载 $= g + p$ (公斤/公尺);
 F_a ——受拉鋼筋的实际截面面积或縱鋼筋的截面面积(平方公分);
 F'_a ——受压鋼筋的截面面积(平方公分);
 F_c ——混凝土的截面面积(平方公分);
 j ——撓度(公分);
 h'_n ——在受压区域的梁翼厚度(公分);
 B ——刚度,或具有同号撓矩的区段中的刚度;
 B_{sp} ——全部标准荷载按短期作用的假定所确定的刚度;
 σ_a ——鋼筋的应力,当受拉时等于 $\frac{N^n}{F_a}$, 而当受撓时等于 $\frac{M^n}{W}$ (公斤/平方公分);
 l ——构件計算长度(公尺或公分);
 l_x ——裂紋中距(公分);
 ψ ——考虑裂紋間受拉混凝土工作的系数;
 W ——假定的彈-塑性截面抵抗矩量,等于受拉鋼筋内力对混凝土受压区域重心的力矩、除以受拉鋼筋邊緣纖維的应力;
 w_{cp} ——相应于确定构件撓度阶段时的混凝土受压区域的平均高度;
 ϵ ——系数(由表 27、28 查知);
 n ——鋼筋彈性模量与混凝土受压时的彈性模量之比值;
 $n_1 = \frac{E_a}{E_c}$;
 $n' = \frac{E_a}{E_{c1} \psi \nu}$;

$$A = \frac{\alpha + \alpha' + \gamma'}{2};$$

$$\alpha = \frac{F_a n}{b h_0 \psi \nu};$$

$$\alpha' = \frac{F_a' n}{b h_0 \psi \nu};$$

θ ——当有长期作用的荷载时刚度的降低系数;

$$\delta' = \frac{\alpha'}{h_0};$$

a_r ——裂紋展开宽度(公分);

$$\gamma' = \frac{(b'_n - b) h'_n}{b h_0};$$

ν ——相应于确定结构构件挠度阶段时的混凝土的弹性部分变形与全部变形的比值;

s ——钢筋截面的周长(公分);

k_1 ——系数;

$$u = \frac{F_a}{S};$$

$$\mu_1 = \frac{F_a}{F_0};$$

I. 概 論

自十九世紀初以來,建築結構物的設計,各國都採用按“容許應力”計算的方法。由於這個方法存在着許多缺點,蘇聯 A. Д. 羅列依特教授在 1932 年提出了按破壞階段的計算方法。經過一系列的試驗和理論研究後,蘇聯在 1938 年就頒布了鋼筋混凝土結構按破壞階段計算的規範,並在 1955 年更進一步地採用了按極限狀態計算的方法。資本主義國家在這一方面是比較落後的,象美國在 1955 年方始對鋼筋混凝土結構正式建議採用按破壞階段的計算方法,甚至有許多國家,一直到现在仍舊採用按容許應力的計算方法。我國在解放後就採用了按破壞階段的計算方法,目前國家雖未正式頒布按極限狀態進行計算,但已建議各單位在進行設計時結合我國情況採用,而實際上多數設計人員早已在按這個先進計算方法進行設計。

一、按容許應力計算的原理

按容許應力計算鋼筋混凝土結構的原理,是根據下列的假定:

1. 混凝土的應力與應變之間的關係是直線形的,也就是受撓構件的壓應力圖形是三角形的;但實際上則是曲線的。

2. 每一種標號的混凝土的彈性模量 E_c 都是固定不變的,鋼筋與混凝土的彈性模量比為 $n = \frac{E_s}{E_c}$,

對於每一種標號的混凝土來說,也是固定不變的。但實際上混凝土的彈性模量 E_c 是隨着混凝土的應力而變化的。

3. 受撓構件在撓曲後,其截面平面仍為平面,但這在事實上並不完全正確。

4. 受撓構件中性軸以下的混凝土受拉部分略而不計,即全部拉力由鋼筋承擔;但實際上在容許應力的階段混凝土還擔負着一些拉力。

根據上述假定,可以求得結構的內力分布,再從所得的內力狀況,根據各個構件作用性質的不同,分別進行設計構件的尺寸,它的主要缺點如下:

1. 在估計結構的承載能力時,是以部分應力達到極限值為標準,其餘部分的承載能力未曾充分利用;故事實上,當結構部分應力達到(或甚至大於)極限值時,結構並未喪失承載能力。

2. 鋼筋及混凝土內的計算應力是假設的,並不與實際應力相符,故不能決定此二者的真正應力。

3. 只提出材料在彈性限度以內的工作情況,而未曾考慮材料到達塑性階段應力時的現象;並忽視了鋼筋混凝土結構整體聯合作用的情況,及其實在賦有的儲藏能力。

4. 在鋼筋混凝土內,混凝土和鋼筋的安全係數並不一致,二者均不能代表構件距離破壞時的真正安全係數。

二、按破壞階段計算的原理

由於按容許應力計算具有上述缺點,蘇聯在 1938 年首先將按破壞階段計算的方法使用於鋼筋混凝土結構。這個方法所依據的原理如下:

1. 所謂破壞階段就是:在混凝土方面的壓應力達到了破壞強度;而在鋼筋方面則達到了流限,產生了塑性變形而引起巨大的裂縫。

2. 安全係數是根據實際荷載和破壞荷載來確定的。

3. 鋼筋混凝土受撓構件的壓應力圖形實際上不是三角形的而是曲線圖形的。在破壞階段時,採用矩形來代替曲線圖形,因其差誤僅 2% 左右,但計算即可簡化很多。

按破壞階段計算的方法,可使結構計算,較為接近結構實際情況,和較能使材料經濟。但其缺點為不能明確地給出在使用條件內關於結構物應力情況的概念。同時,由於仍然象容許應力一樣地採用了單一籠統的安全係數,沒有考慮到各種荷載的變動性質的不同(例如在用強度安全係數乘結構物自重時,將實際上沒有的虛假的荷載也引入了計算;但事實上結構物的自重與它的計算值相差不會超過 10~15%),不同材料的機械性能,以及結構不同的工作條件。這樣,就使得結構物在某些情況下過分安全,而在另一些情況下卻又不安全。

三、按極限狀態計算的基本原理

為了糾正按容許應力及破壞階段計算的缺點,使得結構的設計更為合理和更為接近實際情況,蘇聯在 1955 年 1 月 1 日頒布的“建築法規”中規定了各種結構應按極限狀態的原理進行計算。在新的計算方法中引用了數種新的計算係數,以代替原有的安全係數,即:荷載的超載係數和組合係數、材料的勻質係數及結構構件的工作條件係數。在規定這些係數時,一方面應保證建築物在使用期間不致發生任何一種極限狀態,而另一方面又應保證所設計的結構物是合於經濟原則的;同時應該促進建築技術水平的提高,有助於對質量的檢查和促進推廣選擇混凝土配合比的新方法等等。下面將簡略地介紹一些這方面的基本原理:

1. 定義“極限狀態”這一概念的定義,應該了解為結構物的某種狀態,在到達這種狀態後,結構物即不符合正常使用的要求,或失去抵抗外加荷載的能力,或產生了不容許的變形或裂縫,或局部遭受了損壞。

當結構在某種狀態中,其內力、應力、變形、裂紋或局部遭受損壞,超過了“建築法規”或根據“建築法規”而制訂的設計規範所指示的數值時,這種狀態即為計算極限狀態。

2. 三种极限状态 根据使用的要求, 应按三种极限状态进行计算, 其目的是保证整个结构物或其个别构件在使用时不致到达这三种状态中的任一种。

第一种极限状态——按照承载能力(结构物的强度与稳定性, 材料的疲劳)的极限状态:

当结构物到达这种极限状态时, 结构物即失去抵抗外力作用的能力, 或是失去稳定性而产生较大的永久变形, 使该结构物不可能继续使用。按照这种极限状态计算的要求是:

各种计算荷载在可能最不利组合下的作用总和所产生的计算内力 $\leq$ 结构物在相应荷载作用下的最大可能承载能力。

第二种极限状态——在正常使用最大荷载的作用下按结构变形到达一定限度时计算的极限状态:

当到达这种极限状态时, 结构物虽仍保持有强度和稳定性, 但其中却产生了结构物在正常使用时不允许有的变形或振幅, 以致不可能继续使用。按照这种极限状态计算的要求是:

在正常使用的最大荷载作用下的最大变形 $\leq$ 结构在正常使用状态下所允许的极限变形。

第三种极限状态——在正常使用最大荷载的作用下按结构物裂纹出现或展开或局部出现损坏等现象计算的极限状态:

当达到这种极限状态时, 结构物虽仍保持有强度、稳定性和变形等, 但其中出现或展开有裂纹; 由于失去了必要的不透水性、锈蚀的危险或装饰面层损坏, 而使该结构物不可能继续使用。按照这种极限状态计算的要求是:

(1) 不允许出现裂纹时 在正常使用时的最大荷载 $\leq$ 结构不允许出现裂纹时的最大可能承载能力。

(2) 限制裂纹的极限展开宽度时 在正常使用的最大荷载作用下所产生的裂纹展开的最大宽度 $\leq$ 结构在正常使用状态下所允许的极限裂纹展开宽度。

四、 三种计算方法的比较

已如前述, 按容许应力方法计算的几点假定, 都是和实际情形不相切合的, 在大多数情形下, 是偏于保守而浪费材料的。

按破坏阶段计算的方法系较合理而经济的, 例如, 以偏心受压构件所需的钢筋来说, 只需要按容许应力计算所得的 30~50%。

按极限状态计算的方法, 比按破坏阶段计算的方法, 除了采用三个系数来代替一个笼统的安全系数, 可使安全系数更符合于实际情形外, 同时也考虑了变形和裂纹的极限状态。

五、 按承载能力计算的极限状态

1. 计算公式 在钢筋混凝土结构内, 所有构件均需按承载能力加以计算, 通常即可由此定出构件截面所必需的尺寸。当结构物某处由于荷载所产生的内力为最大, 同时该处结构物的承载能力适又最为薄弱时, 即为结构物最危险的状态。结构承载能力之过于薄弱, 是由它本身材料强度的偶然减弱、和力的平衡条件转趋于不利而造成的。因此计算的要求, 可用下列公式表示之:

$$N = \sum n N^{\text{II}} \leq \Phi(m_1, m_2, \dots, k_s R_s^{\text{II}}, k_a R_a^{\text{II}}, \dots, S, \dots)$$

式中: N ——计算荷载的力;

n ——超载系数;

N^{II} ——标准荷载所产生的力;

Φ ——结构物承载能力的函数;

m ——结构物的工作条件系数;

k_a ——钢筋的匀质系数;

k_s ——混凝土的匀质系数;

s ——截面的几何特性;

R_a^{II} ——钢筋的标准强度;

R_s^{II} ——混凝土的标准强度。

在计算时, 应确定出结构物所承受的最不利的荷载 N , 和结构物的最小承载能力 Φ 。

2. 荷载 标准荷载 N^{II} 是在正常使用情况下可能发生的最大荷载或预计荷载(如自重), 也就是规范内所规定允许采用的最大外部荷载。

在结构物使用过程中, 由于某些偶然的因素而产生偶然的更大于标准荷载的荷载, 引起对结构最不利的的作用。这种由于荷载的变动、而有超过标准荷载数值危险时所用的系数, 称为超载系数 n 。

注: 动力荷载对结构或建筑物的影响, 以及在改变使用条件时的加大荷载, 不应按超载系数考虑。

标准荷载与超载系数相乘之积, 即等于可能发生的最不利荷载, 称为计算荷载 N 。

标准荷载、超载系数和计算荷载的数值可查阅表 32。

3. 荷载组合 除了考虑各个荷载本身最大可能的变动性; 还应当考虑到所有作用于结构上的各种最不利荷载在同时形成最不利组合的可能性。

主要组合系由经常作用于建筑物的荷载和在建筑物使用时经常发生的荷载组合而成; 包括结构的自重, 使用荷载(人重、货重、设备重), 由运输而产生的动荷载, 雪载, 吊车工作的荷载, 水压力, 不均匀的温度对于热液体蓄液池及烟囱的影响, 塔式高建筑物及工厂烟囱的风荷载等。

附加组合系由主要组合中的荷载和与房屋(或结构物)正常使用无关的不经常发生的荷载组合而成, 包括主要组合和风载(高建筑物除外)荷载本身的不规律的动力作用(例如, 开动设备时, 由于架设用吊车而发生的动荷载, 气温的昼夜变化或年变化的影响等。

特殊组合系由主要、附加的荷载和具有损坏性、在特殊情况下发生的荷载组合而成; 包括地震荷载, 灾害性洪水时的水压力, 建筑物部分损坏时所发生的荷载, 技术过程失常时温度升高的影响, 取暖设备停止作用时温度降低的影响等。

由于几种最大荷载同时出现的可能性是比一种最大荷载出现的可能性要小得多, 所以按附加组合或特殊组合来计算最不利荷载情况时, 除结构重量外, 各项计算荷载均应乘以组合系数 c , 以考虑它们的比主要组合出现可能性较少的情况。考虑荷载组合的系数 c 可参看附表。

附 表

荷载的组合		组合系数 c
1	主要组合	1.0
2	附加组合	0.9
3	特殊组合	0.8

4. 强度 各标准中根据材料的机械性能所规定材料抵抗外力作用的强度,称为标准强度 R^H 。

由于考虑材料强度会偶然偏于特别减小的变动性,结构制造的不均匀性,标准截面尺寸的制造公差(例如钢筋直径及混凝土截面尺寸的允许公差),使得同一等级材料的真正强度的数值有可能小于标准强度的数值,故在计算时须采用匀质系数 k 。

标准强度与匀质系数相乘之积,称为材料的计算强度 R 。

结构的工作条件系数 m 是表示这个构件或结构与别的构件或结构工作条件的比较(例如,受压构件和受拉构件的比较,承受振动荷载的结构与承受静力荷载的比较,应力分布均匀与集中的比较等);使用条件的比较(例如,有否受潮湿或侵蚀等影响,有无因脆弱而破坏的可能性);计算图形与结构的实际工作情况未能完全相符;以及匀质系数和超载系数所未曾考虑到的其他不利或有利的因素。

一般结构的工作条件系数 m 均取为 1.0,工厂预制构件的取为 1.1(参看表 52)。

六、按变形计算的极限状态

当建筑物或结构物的使用情况和它的变形大小无关时,就不需要进行按极限变形的计算。

凡结构物中,有可能在它到达承载能力的极限状态之前,出现使用上所不允许的变形时,应按极限变形状态进行计算。

1. 极限变形 f 所谓极限变形 f ,系指结构的变形到达所规定或允许的极限状态时的变形,也就是说变形的极限状态是指计算变形等于规定的极限变形时的状态。计算的要求是:

计算变形 $\Delta \leq$ 极限变形 f

当制定计算变形及极限变形的数值时;应考虑到变形的极限值,无论是如何拟定的,它们都是有相当条件性的。

由于目前结构的极限变形的数值,只是根据经验所得在正常使用情况下的大概的数值,并且考虑到结构到达极限变形时并不意味着结构的毁坏,它的危险性也就比到达极限承载能力时的危险性要小;因此在确定计算变形时,可以按照标准荷载来确定计算变形 Δ 。

2. 超静定内力的计算 超静定的混凝土和钢筋混凝土结构中的内力,应根据变形进行计算;并在必要的情况下,考虑混凝土和钢筋的塑性变形,及在受拉混凝土中裂纹的存在。

当确定超静定结构构件中的内力时,内力的数值和荷载分布的性质系与刚度有关;例如,在基础中,应考虑在极限状态中构件的刚度。如超静定结构中的内力计算方法的指示未曾包括在 HHTV 123-55,结构的静力计算可按弹性体系进行。

在确定超静定结构构件中的内力和变形计算时,应考虑这些结构的空作用。例如,对于单层工业厂房的柱子(当计算有吊车荷载作用时),对于有横墙和隔板的多层房屋的柱子。对于斗仓、褶壁结构、薄壁结构等墙壁的计算,以及对于承受局部荷载或地基不均衡下沉作用的其他结构构件的计算等。

3. 刚度 B 绝大多数的钢筋混凝土楼板和屋顶的构件,在标准荷载作用下,混凝土的受拉区域是要出现裂纹的。因此在确定它们的挠度时,如果作为是匀质弹性体,以 EI 为刚度,用一般建筑力学的方法来进行计算时,所得的结果与实际的结果会相差很大。规范内规定了在作挠度计算时应以构件实际的刚度 B 来代替 EI 。

结构在使用阶段允许在受拉区域中发生裂纹时,结构构件的挠度和角变位,应根据结构力学公式在最不利的标准荷载下,按构件的刚度 B 确定;此时构件的刚度 B ,系按构件中具有同号弯矩的每一区段内最大挠度处的刚度值作为恒等值(图 18),再按公式(84)、(86)确定(由 127 页表 69 查得)。上述规定并不适用在不允许有裂纹出现的情况(轴心受压和有偏心距的偏心受压钢筋混凝土构件),及处于液体压力下的钢筋混凝土结构的受拉构件中。

七、按裂纹出现或展开计算的极限状态

对于在使用期间不容许裂纹出现或展开的钢筋混凝土结构物的各种构件;均应按裂纹出现或展开进行核算。在计算时,采用标准荷载来确定裂纹的出现或展开。计算的要求是:

$$e \leq e_{np}$$

式中: e ——计算的裂纹展开宽度;

e_{np} ——极限的裂纹展开宽度,对于不容许裂纹出现的结构此值为零。

1. 裂纹出现 应该计算裂纹出现的结构物,如处于液体或气体压力作用下的受拉钢筋混凝土结构等;在计算时,应考虑受拉钢筋的强度。当有特殊要求时,对受弯钢筋混凝土结构,也应根据裂纹出现进行计算。

2. 裂纹展开 需要考虑裂纹展开的钢筋混凝土结构如下:

(1) 承受液体压力的受弯构件,虽则受拉区域可能出现毛发裂纹,但由于有受压区域的纤维的压紧,通常不会使液体流出。对于这种结构虽然不要求计算裂纹出现(仅指工业及民用建筑)但是为了避免结构物裂纹中钢筋和混凝土的腐蚀,仍应核算裂纹展开的宽度。

(2) 处在液体压力下的受弯、偏心受拉和大偏心受压构件。

(3) 承受重复动力荷载的 I 等耐久性结构物。

(4) 对外界大气作用未加保护的 I 等耐久性结构物。

(5) 处于高湿度空气(相对湿度大于 60%)中的 I 等耐久性结构物。

(6) 烟囱。

(7) 用以贮藏松散物体的筒仓。

以上(3)~(7)项的裂纹展开的宽度,不应超过 0.2 公厘;在其他结构构件内裂纹展开的限值,应按专门规范的规定采用。

目前按极限理论的设计已在全国采用,在我院也已使用了不少时候。本书各表主要是依据 HHTV 123-55 规范编制而成。我国有关这方面的规范已有初稿,但尚未正式颁布,内容除冷拉 Cr. 0、Cr. 3、Cr. 5 热轧变形钢筋的强度外,基本上与 HHTV 123-55 规范相同。从世界发展形势来看,“统计法”将是今后努力的方向。

II. 設計用表說明及例題

一、鋼筋混凝土版設計表(表1~3)說明

(一) 說明

1. 版的設計表(表1、2)說明

表1和表2系供設計單向版、双向版及无梁樓版等之用,現說明如下:

(1) 混凝土標号 表1、2所用的混凝土標号 R ,有150和200級两种,(表1为150級、表2为200級)除特殊情况外,已敷一般应用。在設計时通常可采用150級的混凝土預制樓版一般可用200級。当 $p < 1\%$ 时,用200級混凝土的抵抗撓矩增加不到3.5%,鋼筋的节省亦在3.5%以下,而水泥用量却要增加16%左右,混凝土的单位价格也增加近4%。

(2) 鋼筋的鋼号和計算强度 表1、2鋼筋的鋼号有 Ct.0、Ct.3 和 Ct.5 三种,其計算强度 R_a (或 $m_a R_a$) 分别为1700、2100和2400公斤/平方公分。在設計时,宜尽先采用 Ct.5 号鋼筋,因为这样用鋼量可节约14~41%左右。由于 Ct.5 号鋼筋的最小直径为10公厘,当版内鋼筋用10公厘以下的直径时,可采用 Ct.3 号或 Ct.0 号鋼筋(Ct.3 号或 Ct.0 号鋼筋經過冷軋后, $m_a R_a$ 可提高至2400公斤/平方公分)。

(3) 版的抵抗撓矩 表1、2,版的抵抗撓矩 $\frac{M}{m}$ 值,是根据 Ct.5 号鋼筋 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分而算得的。但此項 $\frac{M}{m}$ 值对于 Ct.0 号鋼筋 ($m_a R_a = 1700$ 公斤/平方公分)和 Ct.3 号鋼筋 ($m_a R_a = 2100$ 公斤/平方公分)也同样可利用,仅須在查表时先在表內第一或第二直行下查得相应的鋼筋截面面积 F_a ,然后再在 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下,查悉应用何种鋼筋直径和中距。表中 $\frac{M}{m}$ 值系根据各种鋼筋直径和中距而算出,与通常按鋼筋百分率 $p\%$ 来計算抵抗撓矩的不同,查表时,极为簡捷,已知 $\frac{M}{m}$ 值后,即可在表1內直接查知所需鋼筋直径和中距;这和以前在設計受撓构件时,先假定 $p\%$,求得 F_a 后,再由鋼筋截面面积表內,查知其直径和中距的方法比較,由于工序的减少,可节约不少設計時間。附帶說明,在使用表1、2时,应先将計算撓矩 M 除以 m (工作条件系数,通常为1.0,參看116頁)。

(4) 鋼筋直径和中距 表1、2內鋼筋直径为6~20公厘,在單向版中,通常采用6~10公厘,双向版內一般可用8~12公厘,至于較大的直径則在无梁樓版或基础版中采用。受力鋼筋的中距宜用10~20公分,薄版內应用較小的中距,20公分以上的中距,仅当版厚超过15公分时采用。表1、2內,对于相应的 $\frac{M}{m}$ 值,常有一种以上的直径和中距, $\frac{M}{m}$ 值系根据其中較为常用的一种算得,其他数种的 F_a 值相

差很少,故对实用方面可以互相代換。在設計时,可选择其中較为合适者,这对于設計連續版配筋时尤为方便。

(5) 鋼筋百分率 表1、2內对每一項 $\frac{M}{m}$ 值,均列有鋼筋百分率 $p\%$,一般为0.2~1.0%,此項 $p\%$ 值可供設計时参考之用,据以选择合宜的版厚及鋼筋的直径和中距。

(6) 鋼筋的經濟百分率(理論值) 版的鋼筋經濟百分率 p_e 可根据鋼筋及混凝土的造价比值算得。現將上海地区的 p_e 列于表58。从表58可以看出,混凝土价格內不包括模板价格时, p_e 的数值很少变化,故在查表1、2时可用 $p_e \approx 0.75\%$;若混凝土价格內包括模板价格,則 p_e 变动較大些,大致在0.9%上下。

(7) 版厚 表1、2內版厚为6~25公分,对于搗制的樓版已可适用。整体單向版的最小厚度,应不小于下列規定 ($l_2/l_1 > 2$):

- (i) 整体肋形梁身間有填塞物、肋的間距不超过70公分时.....3公分;
- (ii) 整体肋形梁身間无填塞物、肋的間距不超过70公分时.....5公分;
- (iii) 屋盖.....6公分;
- (iv) 民用房屋的层間樓版.....7公分;
- (v) 生产房屋的层間樓版.....8公分;
- (vi) 生产房屋,車道下的樓版.....10公分;

注:当混凝土標号在200級及200級以上时,單向版的厚度可以减少1公分,但也不应小于6公分。

(8) 版厚与跨距的关系 版的厚度以較薄者为經濟,但为了保証有相当的剛度,如未經驗算,不宜小于下列数值(查表1、2时参考之用):

(1) 單向版 ($l_2/l_1 > 2$) 簡支.....	$\frac{l}{35}$	$(l_2 = \text{較大跨距})$
彈性固定.....	$\frac{l}{40}$	
(2) 双向版 ($l_2/l_1 \leq 2$) 簡支.....	$\frac{l}{45}$	
彈性固定.....	$\frac{l}{50}$	
(3) 无梁樓版:		
輕荷載.....	$\frac{l_2}{32}$	
重荷載.....	$\frac{l_2}{35}$	

注：簡支——放置在牆上的版；

彈性固定——連體版或與鋼筋混凝土梁連成一體的单跨版。

(9) 版的有效高度 在計算表 1、2 的抵抗撓矩 $\frac{M}{m}$ 值時，系採用準確的版的有效高度 h_0 ，即：

$$h_0 = h - \text{保护层} - \frac{\text{实际采用的鋼筋直徑}}{2}$$

由於 h_0 不象以前那樣採用假定的鋼筋直徑來計算，因此所算得的抵抗撓矩是準確的，並且反映了鋼筋按設計實際所能抵抗的撓矩。從表 1、2 可以看出，有時某 F_a 值雖然較上面一行的 F_a 為大，但是由於所用鋼筋直徑較大， h_0 減小，因此抵抗撓矩反而比上面一行的小些。故在選擇鋼筋時，採用直徑較小者較為經濟。

表 1、2 內 $\frac{M}{m}$ 值系供单向版的受力鋼筋及双向版或无梁樓版的下排受力鋼筋之用。至於双向版和无

梁樓版的上排鋼筋，其 h_0 還要減去兩排鋼筋的平均直徑，也就是：

$$h_0 = h - \text{保护层} - \text{下排鋼筋直徑} - \frac{\text{上排鋼筋直徑}}{2}$$

在使用表 1、2 時，可先將

$$\frac{M}{m} \times \frac{\text{下排鋼筋的 } h_0}{\text{下排鋼筋的 } h_0 - \text{下排鋼筋的直徑}}$$

再查表 1、2。

或者可簡捷地進行如下：

(1) 當下排鋼筋直徑 ≈ 10 公厘時，在 $h-1$ 公分的項下查之；

(2) 當下排鋼筋直徑 ≈ 20 公厘時，在 $h-2$ 公分的項下查表。

由於上述原因，表 1、2 內 $h=11$ 公分有二項，第一項供下排鋼筋使用，而第二項則供上排鋼筋使用。

(10) 版的重量 表 1、2 內版的重量有二種，前面一行為不用振蕩器者，後面一行為用振蕩器者；

兩者均系碎石或卵石混凝土的重量（不包括粉飾重量）。

(11) 分布鋼筋 单向版中分布鋼筋的數量可由表 32 根據受力鋼筋的 F_a 查知。由於分布鋼筋隨

着受力鋼筋而變動，因此 $m_a R_a = 1700$ 或 2100 公斤/平方公分時，非但受力鋼筋的 F_a 較之 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分時增加不少，連分布鋼筋亦隨之增加。此外，在屋蓋中的分布鋼筋數量宜較一般樓版者增加，且宜採用直徑較小而中距較密者，以防止裂紋出現而滲水。

2. 搗制樓版內鋼筋經濟指數表（表 3）說明

本表的混凝土標號有 150 級和 200 級兩種。混凝土的單位造價系根據上海地區材料人工等價格算得。已知 F_a 、混凝土標號 R 和樓版類型後，即可由表 3（34~37 頁）查知相等於若干立方公尺的混凝土，若與版的體積相加，再乘以混凝土的單位造價後，就可以知道該項樓版的單位造價（元/平方公尺）。此項樓版單位造價為施工單位的實際造價，因此較預算定額為準確（因在預算定額內，除非鋼筋用量相差較大，否則鋼筋所占的造價比重是不變的）。

各種搗制樓版的混凝土造價列於下表，此項造價包括混凝土、模板、人工等價格，系根據上海地區價格算得：

各種樓版造價表（元/立方公尺）

樓版類型 混凝土標號 R	肋形樓版	平 版				无 梁 樓 版	
		$h \leq 8$	$h \leq 10$	$h \leq 12$	$h > 12$	$h \leq 20$	$h > 20$
150 級	61.86	62.11	57.87	55.37	51.95	—	—
200 級	63.80	64.05	59.81	57.31	53.89	54.37	51.00

注：在定額內，肋形樓版包括 T 形梁在內，故 T 形梁的經濟指數也可以由肋形樓版項內查知。

（二）例題

例一 已知：計算撓矩 $M = 712$ 公斤-公尺，混凝土標號 $R = 150$ 級，CT. 5 號鋼 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分，版厚 $= 8$ 公分，工作條件係數 $m = 1.0$ 。求所需鋼筋直徑和中距。

解 由表 1（22 頁）， $h = 8$ 公分項下，按着抵抗撓矩 $\frac{M}{m}$ 的大小向下查知與 712 公斤-公尺最為接近的抵抗撓矩 $\frac{M}{m}$ 為 715 公斤-公尺，此時 $p = 0.832\%$ ；由此向左在 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下，查知 $F_a = 5.32$ 平方公分，需用 $\phi 10 + \phi 12$ ，中距 18 公分。

較次接近的 $\frac{M}{m}$ 為 717 公斤-公尺， $p = 0.805\%$ ， $F_a = 5.23$ 平方公分，需用 $\phi 10$ 中距 15 公分。

決定選用 $\frac{M}{m} = 717$ 公斤-公尺，因不但抵抗撓矩較高，而且所需的鋼筋截面面積亦較小。

另由表 32（90 頁）版內圓鋼筋面積表內，當受力鋼筋 $F_a = 5.23$ 平方公分時，向右在分布鋼筋項下，查知分布鋼筋為 $\phi 4$ 最大中距 24 公分。由於分布鋼筋的中距通常採用 20、25 或 30 公分，故可採用 $\phi 4$ 中距 20 公分。

例二 已知：資料同例一，但 $m_a R_a = 1700$ 公斤/平方公分。求所需鋼筋的直徑和中距。

解 由表 1（22 頁）內， $h = 8$ 公分及 $\frac{M}{m}$ 為 717 公斤-公尺時，在 $m_a R_a = 1700$ 公斤/平方公分項下，查悉 $F_a = 7.38$ 平方公分。再由 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下，查得與 $F_a = 7.38$ 平方公分最為接近的 $F_a = 7.37$ 平方公分，所用受力鋼筋為 $\phi 10 + \phi 12$ 中距 13 公分。另由表 32（91 頁）查知：當受力鋼筋 $F_a = 7.37$ 平方公分時，分布鋼筋為 $\phi 5$ 最大中距 26 公分；採用中距 25 公分。

例三 已知：版厚 $h = 10$ 公分， $R = 150$ 級，受力鋼筋為 $\phi 12$ 中距 20 公分， $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分， $m = 1.0$ 。復核抵抗撓矩 M 值。

解 由表 1（23 頁）內，當 $\phi 12$ 中距 20 公分時，在 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下， $F_a = 5.61$ 平方公分，向右在 $h = 10$ 公分項下，查得 $\frac{M}{m} = 1031$ 公斤-公尺。 $M = 1.0 \times 1031 = 1031$ 公斤-公尺。

例四 已知：版厚 $h = 8$ 公分， $R = 200$ 級，受力鋼筋為 $\phi 8$ 中距 11 公分， $m_a R_a = 2100$ 公斤/平方公分， $m = 1.0$ 。復核抵抗撓矩 M 值。

解 由表 2（28 頁）當 $\phi 8$ 中距 11 公分時，在 $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下，查得 $F_a = 4.57$ 平

方公分。由同表 $m_a R_a = 2100$ 公斤/平方公分項下,最接近的 $F_a = 4.59$ 平方公分,由此向右在 $h = 8$ 公分項下查得 $\frac{M}{m} = 590$ 公斤-公尺。 $M = 1.0 \times 590 = 590$ 公斤-公尺。

例五 已知:連續单向版(肋形樓版)計算跨距 $l = 2.40$ 公尺,計算撓矩 $M = 370$ 公斤-公尺, $R = 150$ 級, $m_a R_a = 1700$ 公斤/平方公分, $m = 1.0$ 。求版厚及鋼筋的直徑和中距并作比較設計,以求得最經濟的設計。

解 当連續版时,为彈性固定,先假定版的最小版厚 $h = \frac{240}{40} = 6$ 公分,以便查表。

由表 1(22 頁), $m_a R_a = 1700$ 公斤/平方公分項下,查悉所需版厚及鋼筋数量,并列成表格:

号次	版厚 h (公分)	抵抗撓矩 $\frac{M}{m}$	$p\%$	受拉鋼筋截面面积 F_{a1}	分布鋼筋截面面积 F_{a2}	鋼筋总截面面积 F_a
1	6	374 公斤-公尺	1.208%	5.32 平方公分	0.630 平方公分	5.95 平方公分/平方公尺
2	7	373 公斤-公尺	0.78 %	4.26 平方公分	0.504 平方公分	4.764 平方公分/平方公尺
3	8	368 公斤-公尺	0.541%	3.47 平方公分	0.355 平方公分	3.825 平方公分/平方公尺

注: 分布鋼筋 F_{a2} 由表 32 查知,其数值不小于 F_{a1} 的 10%,其中距通常采用 20、25、30 公分等值。

总經濟指数 = 鋼筋經濟指数 + 混凝土經濟指数。

鋼筋的經濟指数由表 3, $R = 150$ 級,肋形樓版項下查知,混凝土的經濟指数即为混凝土的体积(立方公尺/平方公尺)。总經濟指数乘以混凝土的单位造价(元/立方公尺)即为樓版的造价(元/平方公尺)。

号次	版厚 h	鋼筋經濟指数	混凝土經濟指数	总經濟指数	混凝土造价	樓版造价
1	6 公分	0.04221 立方公尺	0.06 立方公尺	0.10221 立方公尺		6.33 元/平方公尺
2	7 公分	0.03384 立方公尺	0.07 立方公尺	0.10384 立方公尺	61.86 元/立方公尺	6.43 元/平方公尺
3	8 公分	0.02745 立方公尺	0.08 立方公尺	0.10745 立方公尺		6.65 元/平方公尺

从上面二表可以看出, $h = 6$ 公分时,虽然混凝土体积和造价为最低,但 $p = 1.208\%$ 太高,剛度也較差; $h = 8$ 公分时,虽則用鋼量为最低,但造价及混凝土均屬最高。在考虑造价、 $p\%$ 、混凝土体积、剛度等各种因素后,决定选用 $h = 7$ 公分,并由表 1, $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分項下,查得与 $F_a = 4.26$ 最为接近的 $F_a = 4.29$ 平方公分,用 $\phi 8 + \phi 10$ 中距 15 公分,分布鋼筋为 $\phi 4$ 中距 25 公分(由表 32 內查知)。

例六 已知: 正方形双向版(彈性固定的平版)的計算跨距 $l = 4.5$ 公尺,跨中計算撓矩 $M = 1075$ 公斤-公尺, $R = 150$ 級, $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分, $m = 1.25$ 。

求: 版厚及鋼筋的直徑和中距。

解 $\frac{M}{m} = \frac{1075}{1.25} = 859$ 公斤-公尺。

假定最小版厚 $h = \frac{l}{50} = \frac{450}{50} = 9$ 公分。

由表 1(22、23 頁), 查得資料如下:

版厚 h (公分)	下排鋼筋			上排鋼筋			F_a (平方公分)
	$\frac{M}{m}$ (公斤-公尺)	$p\%$	F_{a1} (平方公分)	$\frac{M}{m}$ (公斤-公尺)	$p\%$	F_{a2} (平方公分)	
9	862	0.716%	5.37	866	1.005%	6.54	11.91
10	868	0.532%	4.57	862	0.716%	5.37	9.94
11	860	0.477%	4.29	862	0.619%	4.95	9.24
12	872	0.369%	3.77	860	0.477%	4.29	8.06

注: 上排鋼筋在查表时按 $h - 1$ 公分查表 1, $h = 11$ 公分另有专行查用。

由表 3 (36、37 頁), 查知經濟指数等如下:

版厚 h (公分)	鋼筋經濟指数 (立方公尺)	混凝土經濟指数 (立方公尺)	总經濟指数 (立方公尺)	单位造价 (元/立方公尺)	樓版造价 (元/平方公尺)	造价百分率
9	0.08834	0.09	0.17834	57.87	10.32	102.7%
10	0.07373	0.10	0.17373	57.87	10.05	100%
11	0.07161	0.11	0.18161	55.37	10.06	100%
12	0.06247	0.12	0.18247	55.37	10.10	100.5%

从上面二表可見 $h = 10、11$ 和 12 公分时,版的造价很接近,考虑了 $p\%$ 等因素后,决定选用 $h = 10$ 公分,下排鋼筋 $\phi 8$ 中距 11 公分,上排鋼筋 $1\phi 8 + 1\phi 10$ 中距 12 公分。

例七 已知: 正方形无梁樓版的計算跨距 $l = 6.6$ 公尺,計算撓矩 $M = 5310$ 公斤-公尺, $R = 200$ 級, $m_a R_a = 2400$ 公斤/平方公分, $m = 1.0$ 。

求: 版厚及所需鋼筋数量,并作經濟比較。

解 $\frac{M}{m} = \frac{5310}{1.0} = 5310$ 公斤-公尺。

假定最小版厚 $h = \frac{660}{35} \approx 19$ 公分。

由表 2 (31~33 頁), 查得資料如下(上排鋼筋因直徑 ≈ 20 公厘,在 $h - 2$ 公分項內查之):

版厚 h (公分)	下排鋼筋			上排鋼筋			F_a (平方公分)
	$\frac{M}{m}$ (公斤-公尺)	$p\%$	F_{a1} (平方公分)	$\frac{M}{m}$ (公斤-公尺)	$p\%$	F_{a2} (平方公分)	
20	5491	0.789%	14.12	5317	1.022%	16.08	30.20
22	5310	0.602%	11.98	5491	0.789%	14.12	26.10
24	5254	0.490%	10.64	5310	0.602%	11.98	22.66
25	5340	0.449%	10.27	5301	0.541%	11.30	21.57

再由表 3 (37 頁), 分別查得上下排鋼筋經濟指数,并将其总和列入表內:

版厚 h (公分)	鋼筋經濟指数 (立方公尺)	混凝土經濟指数 (立方公尺)	总經濟指数 (立方公尺)	单位造价 (元/立方公尺)	樓版造价 (元/平方公尺)	造价百分率
20	0.23843	0.20	0.43843	54.37	23.84	109.7%
22	0.20599	0.22	0.42599	51.00	21.73	100%
24	0.19070	0.24	0.43070	51.00	21.97	101.1%
25	0.18152	0.25	0.43152	51.00	22.01	101.2%

从以上二表,在考虑了造价、 $p_0\%$ 、混凝土体积等因素后,采用 $h=22$ 公分,下排钢筋用 $\Phi 18$ 中距 21 公分,上排钢筋用 $\Phi 18$ 中距 18 公分。

二、钢筋混凝土梁设计表(表4~9、17)说明

(一) 说明

1. 梁的设计表(表4)说明; 搞制梁内钢筋经济指数表(表9)说明

本表对矩形梁和T形梁均能适用,双筋梁设计也同样可用,兹说明如下:

(1) 混凝土标号 R 及其选用 表4内混凝土标号 R 有150级和200级两种。在设计T形梁时,一般以采用150级为经济,因为T形梁的梁翼也承受压应力,故150级混凝土的抵抗挠矩与200级的相差很少(通常相差不到1.5%),而200级混凝土的单位价格却比150级的要高3%左右。

矩形梁通常也可采用150级混凝土,惟在钢筋百分率较大时($p>1.3\%$),采用200级混凝土可以较为经济,特别是双筋梁。

根据规范:(1)用重混凝土制造的钢筋混凝土结构受弯构件,其截面尺寸按强度计算确定时,应采用标号不低于150级的混凝土。

(2)用重混凝土制造的钢筋混凝土薄壁结构;如系承受挠曲作用,并在移动式模板内修建时,宜采用不低于200级的混凝土。

(3)用重混凝土制造的装配式钢筋混凝土结构,应采用标号不低于150级的混凝土。不用肋梁与周边作刚性连接的装配式薄壁构件(厚度在40公厘及以下),应采用标号不低于200级的混凝土。

(2) 钢筋的钢号和计算强度 表4内钢筋的钢号有Cr.0、Cr.3、Cr.5和25TC号四种,其计算强度 R_a (或 $m_a R_a$) 分别为1700、2100、2400和3400公斤/平方公分。在设计时,应尽先采用Cr.5号或25TC号钢筋,以节约钢筋用量,Cr.3号和Cr.0号宜少加采用。倘若有冷轧设备,最好将Cr.0号和Cr.3号钢筋加以冷轧,如此 R_a 可以提高至3600公斤/平方公分($m_a R_a=2400$ 公斤/平方公分)。Cr.0号和Cr.3号钢筋在经过冷拉后,亦可提高 R_a 值,但是冷拉过的Cr.3号钢筋,只有当直径在12公厘以下、并在焊接骨架和焊接网中采用时,才允许利用全部计算强度,否则仍应按未经冷拉者计算。

(3) 梁高与跨距的比值 $\frac{h}{l}$

次梁:合宜高度 h 一般为 $\frac{l}{12} \sim \frac{l}{15}$, 并不宜小于 $\frac{l}{20}$, 否则宜验算其变形。

主梁:合宜高度 h 一般为 $\frac{l}{8} \sim \frac{l}{12}$, 并不宜小于 $\frac{l}{15}$ 。

以上数值已列入表4内,但仅供参考之用。在使用表4时,次梁高度可先按 $\frac{l}{15}$ 来查,而主梁高度则可按 $\frac{l}{10}$ 来查。矩形梁的 h 宜较T形梁的大些。

(4) 梁的有效高度 h_0 与版的有效高度相同,表4内梁的有效高度 h_0 ,亦系根据所采用钢筋直径的大小而算得,因此较之一般预先假定一项 h_0 的方式为准确。由此而算得的梁的抵抗挠矩 $\frac{M}{m}$ 即为按设

计实际所能抵抗的挠矩,故可得到一定的经济效果,而仍保证了安全。例如 $h=35$ 公分时,通常在计算中假定 $h_0 \approx 31.5$ 公分;但当钢筋直径在20公厘或20公厘以下时,实际的 $h_0 \approx 32.2$ 公分,因此二者的抵抗挠矩要相差2%左右。影响更大的是:根据假定的 h_0 进行计算时,尚须假定为一排钢筋或二排钢筋。若假定为一排钢筋,而结果却采用了二排钢筋,就需重行核算,否则有碍安全;反之如果先假定为二排钢筋,后来采用一排钢筋,就不经济(二者相差为3~5%左右)。现在根据实际所用的直径及钢筋排数来计算抵抗挠矩,即无上述弊病。

与版内一样,有时由于钢筋直径较上面一行的大, h_0 因此减小,以致抵抗挠矩反会比上面一行钢筋直径较小者为小。

(5) 梁的实际有效高度 h_a 当保护层厚度或钢筋直径或排数与表4内不同时,梁内受力钢筋的位置,亦随之变动;如此梁的实际有效高度 h_a ,就与表内计算 $\frac{M}{m}$ 所用的 h_0 不同,因之所需的 F_a 也就不一样。在这种情况下,可用下列公式校正:

$$\text{在 } h_a \text{ 时所需的 } F_a = \text{在 } h_0 \text{ 时所需的 } F_a \times \frac{h_0}{h_a},$$

h_a 大致有以下数种:

(i) 主梁在支座处:在主梁的支座处,由于上面还有次梁的钢筋,主梁的负受力钢筋的 h_0 随之减小,通常离梁的顶部表面为5~7公分(随着主梁和次梁受力钢筋的直径而异),故: $h_a = h - 5 \sim 7$ 公分。

(ii) 基础梁:在基础梁内钢筋的保护层为3.5或7公分,与计算表内 h_0 时所根据者不同,故: $h_a = h - 3.5 \text{ (或 } 7 \text{ 公分)} - \frac{\phi}{2}$ 。

当基础梁的保护层为7公分时,通常可在 $h-5$ 公分的表内查用(二者之 h_0 相差仅5公厘)。

(iii) 保护层加厚:当保护层的厚度,由于防火或防湿防酸性气体等原因而需增加10公厘以上时: $h_a = h - 3.0 \text{ (或 } 3.5) - \frac{\phi}{2}$ 。

(iv) 保护层减薄:当 $h=15$ 、20和25公分时,密肋楼版的肋的保护层为1.5公分,故 $h_a = h - 1.5 - \frac{\phi}{2}$ 。

(v) 钢筋直径或排数变动:表4内,抵抗挠矩 $\frac{M}{m}$ 系根据 $m_a R_a=2400$ 公斤/平方公分所需的直径而算得的,若钢筋采用 $m_a R_a=1700$ 或2100公斤/平方公分,则钢筋截面面积 F_a 要增加41%或15%。当 $m_a R_a=1700$ 或2100公斤/平方公分,其所采用的钢筋直径较 $m_a R_a=2400$ 公斤/平方公分为大时, h_0 将减小,抵抗同样大小的挠矩所需的 F_a 须增加。如采用 $m_a R_a=3400$ 公斤/平方公分则钢筋截面面积将较 $m_a R_a=2400$ 公斤/平方公分的减少42%。通常由于钢筋计算强度变动而增减钢筋直径的数值不致超过2公厘, F_a 的增加也不致超过0.2~0.5%,故 F_a 毋需校正。但是,当钢筋直径由20公厘改为>20公厘或由>20公厘改为20公厘时,抵抗同样挠矩所需的 F_a 可能相差自0.8% ($h=100$ 公分)~1.9% ($h=35$ 公分);因此在决定 F_a 值时,应根据 h 的大小予以增减。

当使用表4时,若 $m_a R_a=2400$ 公斤/平方公分,查得的钢筋为一排,而在 $m_a R_a$ 改为1700或2100公斤/平方公分时需用二排钢筋(或者原来用二排结果采用一排),则 F_a 相差之值约为3~5%, h_a 所需