



المكتبة الأكاديمية

شركة مساهمة مصرية

الحاصلة على شهادة الجودة

ISO 9002

Certificate No.: 82210

03/05/2001

**Appendix of
Code Requirements for
Reinforced Concrete
Design & Design Aids**

obeykandi.com

ملحق
متطلبات الكود المصري
لتصميم المنشآت الخرسانية
وجداول ومنحنيات التصميم المساعدة

Appendix of
Code Requirements for
Reinforced Concrete
Design & Design Aids

المهندس الاستشاري
طارق تودر / أيمن تلامي



The Publisher
ACADEMIC BOOKSHOP
Egyptian Joint-Stock Co.

2002

Copyright © 2002 by **ACADEMIC BOOKSHOP**

Egyptian Joint-Stock Co.

121, El-Tahrir St. Dokki,

Cairo - Egypt

Tel.: (202) 7485282 - 3368288

Fax: (202) 7491890

ALL RIGHTS RESERVED.

No Part of this book may be reproduced, in any form or by any means, without permission in writing from the publisher.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

o b p e i k n a . c o m

obeykandi.com

تعميم وفهرس

هذا الملحق يحتوي على ملخص لبعض اشتراطات الكود المصري في تصميم عناصر المنشآت الخرسانية بالإضافة إلى بعض الجداول والمنحنيات التي يحتاجها المصمم في تصميم القطاعات الخرسانية المختلفة :

- وقد احتوي الملخص على ما ورد بالكود عن الموضوعات الآتية :

1	Design of Beams	تصميم الكمرات	١
4	Details of Reinforcement	تفاصيل التسليح	٢
6		تصميم البلاطات المصمتة	٣
9	Design of Columns	تصميم الأعمدة	٤
17	Shear Stresses	إجهادات القص	٥
21	Torsion Stresses	إجهادات اللي	٦
25	Bearing Stresses	إجهادات الارتكاز	٧
26	Flat Slabs	البلاطات المسطحة	٨
34	Short Cantilever	الكابولي القصير	٩
35	Deep Beams	الكمرات العميقة	١٠
36	Circular Beams	لكمرات الدائرية	١١
37	Circular Plates	الألواح الدائرية	١٢
38	Frames	الإطارات	١٣
40	Ultimate Load Values	الأحمال القصوى	١٤

Tables (البيانات)

- كما تحتوي الملحق على الجداول الآتية :

44	جداول معاملات تقدير الحمل المكافئ على الكمرات (α, β)	١
45	كثافة المواد المختلفة	٢
57	الأحمال الحية Live Loads	٣
61	معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العمق الأقصى لمحور الخمول إلى العمق الفعال (C_{max} / d) للمقطع المسلح جهة الشد فقط	٤
62	جدول معاملات توزيع الأحمال للبلطات (ماركوس)	٥
62	جدول معاملات توزيع الأحمال للبلطات (جراثوف)	٦
62	جدول معاملات توزيع الأحمال للبلطات المصبوبة تجانسياً monolithically مع الكمرات..	٧
63	جدول مساحات وأوزان قطاعات الأسياخ الصلب والخواص الميكانيكية لها	٨
64	إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب	٩
65	جداول مساعدة في تصميم البلطات المفرغة Hollow Block Slabs	١٠

66	تصميم القطاعات ذات التسليح في منطقة الضغط طبقاً لجدول (٤ - ١) - ($d'/d=0.05$) ..	١١
67	تصميم القطاعات ذات التسليح في منطقة الضغط طبقاً لجدول (٤ - ١) - ($d'/d=0.1$) ..	١٢
68	تصميم القطاعات ذات التسليح في منطقة الضغط طبقاً لجدول (٤ - ٢) - ($d'/d=0.05$) ..	١٣
69	تصميم القطاعات ذات التسليح في منطقة الضغط طبقاً لجدول (٤ - ٢) - ($d'/d=0.1$) ..	١٤

Charts (المخططات)

- كما احتوى الملحق على المخططات البنائية Charts الآتية :

١	تصميم القطاعات المعرضة لعزوم بسيطة Simple Bending ولامركزية كبيرة
70 (C , R , w) Big Eccentricity
٢	تصميم القطاعات المعرضة لعزوم بسيطة وقوي غير متمركزة (انهيار في الشد) (C ₁ , J)
71	
٣	تصميم القطاعات المعرضة لعزوم بسيطة وقوي غير متمركزة (R , μ) (f _y = all grades)
72	
٤	تصميم القطاعات المعرضة لعزوم بسيطة ولا مركزية كبيرة f _y = 2400 kg/cm ² , 3600kg/cm ²
73	
٥	تصميم القطاعات المعرضة لعزوم بسيطة ولا مركزية كبيرة f _y = 2800 kg/cm ² , 4000 kg/cm ²
74	
٦	تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة ذات تسليح في منطقة الضغط ومعرضة لعزوم بسيطة
75	أو لامركزية كبيرة (f _y = 2400 kg/cm ²) ، (d' / d = 0.05) ،
٧	تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة ذات تسليح في منطقة الضغط ومعرضة لعزوم بسيطة
76	أو لامركزية كبيرة (f _y = 2800 kg/cm ²) ، (d' / d = 0.05) ،
٨	تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة ذات تسليح في منطقة الضغط ومعرضة لعزوم بسيطة
77	أو لامركزية كبيرة (f _y = 3600 kg/cm ²) ، (d' / d = 0.05) ،
٩	تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة ذات تسليح في منطقة الضغط ومعرضة لعزوم بسيطة
78	أو لامركزية كبيرة (f _y = 4000 kg/cm ²) ، (d' / d = 0.05) ،

88	١٠	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.8$
89	١١	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 1.0$
90	١٢	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.6$
91	١٣	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.8$
92	١٤	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 1.0$
93	١٥	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.6$
94	١٦	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.8$
95	١٧	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 1.0$
96	١٨	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9$, $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 0.8$

97	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.9, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 1.0$	١٩
98	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.6$	٢٠
99	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.8$	٢١
100	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 1.0$	٢٢
101	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.6$	٢٣
102	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.8$	٢٤
103	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 1.0$	٢٥
104	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.6$	٢٦
105	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. · $\zeta = 0.8, f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.8$	٢٧

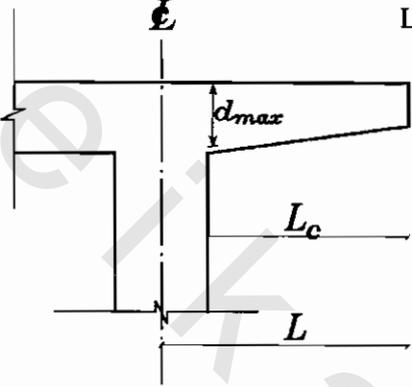
106	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. $\zeta = 0.8, f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 1.0$	٢٨
107	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. $\zeta = 0.8, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.6$	٢٩
108	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. $\zeta = 0.8, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.8$	٣٠
109	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. $\zeta = 0.8, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 1.0$	٣١
110	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح جانبي فقط $\zeta = 0.8, f_y = 2400$ Two Parallel Sides	٣٢
111	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح جانبي فقط $\zeta = 0.8, f_y = 2800$ Two Parallel Sides	٣٣
112	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح جانبي فقط $\zeta = 0.8, f_y = 3600$ Two Parallel Sides	٣٤
113	تصميم القطاعات الخرسانية الدائرية المعرضة لقوي غير متمركزة $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2, R^- / R = 0.9$	٣٥
114	تصميم القطاعات الخرسانية الدائرية المعرضة لقوي غير متمركزة $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2, R^- / R = 0.9$	٣٦

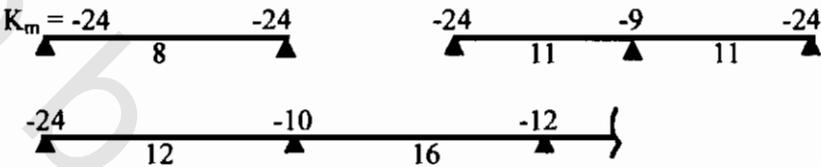
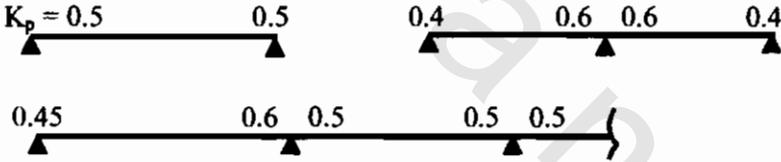
115	تصميم القطاعات الخرسانية الدائرية المعرضة لقوي غير متمركزة $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $R^- / R = 0.9$	٣٧
116	تصميم القطاعات الخرسانية الدائرية المعرضة لقوي غير متمركزة $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $R^- / R = 0.9$	٣٨

ولقد روعي أن يكون هذا الملحق أداة تسهل علي المصمم القيام بمهامه بأسلوب ميسر .

وعلي الله تصد الصبيل ...

دكتور مهندس / أيمن شاهين

Subject	Code
<p>(3 - b) Continuous Beam :</p> $L_{\text{eff}} = \text{smaller of } \begin{cases} L \\ 1.05 L_c \end{cases}$	(6-3-1-2-2)
<p>(3 - C) Cantilever Beam :</p>  $L_{\text{eff}} = \text{smaller of } \begin{cases} L \\ L_c + d_{\text{max}} \end{cases}$	
<p>(4) Minimum Area of Steel for Beam Sections Subjected to Pure Moment : ($A_{s_{\text{min}}}$) :</p> $\mu_{\text{min}} = \text{Least of } \begin{cases} 11 / f_y \\ 1.3 A_{s_{\text{req}}} / (bd) \end{cases}$ <p>but not less than</p> $\frac{0.25}{100} \text{ for steel (24/35)}$ $\frac{0.15}{100} \text{ for high grade steel}$ <p>and :</p> $A_{s_{\text{min}}} = \mu_{\text{min}} b.d.$ <p>for all types of sections (Rect., L, T sec).</p>	(4-2-1-2)

Subject	Code
<p>(5) Bending Moments in Beams :</p> <p>In case of equal spans (or difference $\leq 20\%$) and equal loads .</p> $M = \frac{wL^2}{K_m}$ 	<p>(6-3-1-6)</p>
<p>(6) Maximum Shear Force in Beams :</p> <p>In case of equal spans (or difference $\leq 20\%$) and equal loads.</p> $Q = K_p \cdot w \cdot L.$  <p>Note :</p> <p>For Ultimate Limite State Design Method substitute by W_u instead of W for both moments and shear.</p>	<p>(6-3-1-6)</p>

Subject**Code** $\beta = \text{Table (4-8)}$

Table (4-8)

Case	Type	β - values	
		Tension	Compression
1	Smooth	1.00	0.70
2	Deformed	0.75	0.50

 $l_d = (\text{for } \eta = 1.0)$

Table (4-9)

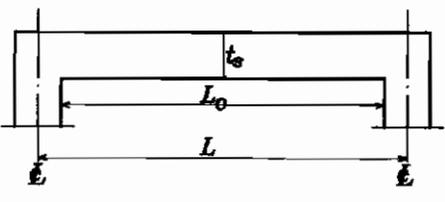
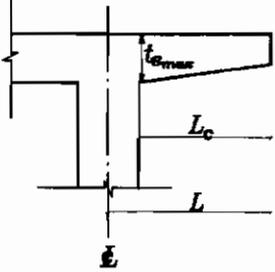
Steel Type	Tension		Compression
			
Smooth 24 / 35	--	40 \emptyset	35 \emptyset
Deformed 28 / 45	50 ff	40 ff	35 ff
36 / 52	65 ff	50 ff	35 ff
40 / 60	70 ff	55 ff	35 ff

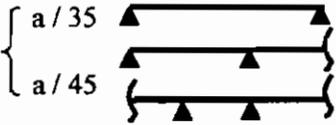
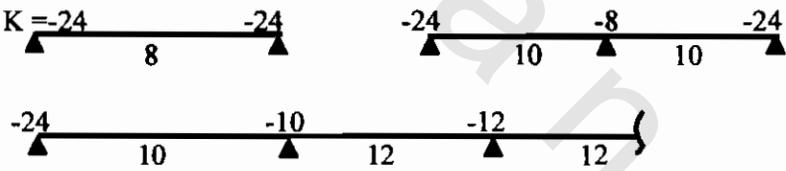
Note :

(4-2-5-1)

$$l_d \geq \begin{cases} 40 \text{ cm} & \text{smooth} \\ 30 \text{ cm} & \text{deformed bars} \end{cases}$$

Slabs

Subject	Code
<p>Effective Spans for Slabs : (L_{eff}):</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div> <p>(a) Simple and Continuous Slabs (b) Cantilever Slab :</p> $L_{eff} = \text{Smaller of } \begin{cases} L \\ L_c + t_s \end{cases} \qquad L_{eff} = \text{Smaller of } \begin{cases} L \\ L_c + t_{s \max} \end{cases}$	<p>(6 - 2 - 1 - 1)</p>
<p>(7) Minimum Thickness of Slab : ($t_{s \min}$) :</p> <p>(7 - a) One way Slab :</p> <p>calculation of deflection may be neglected if using table (4 - 10)</p> $t_{s \min} = d_{\min} + \text{cover .}$ <p>for High grade steel :</p> $d_{\min} = \begin{cases} a / 20 \\ a / 24 \\ a / 28 \end{cases}$ <p>for Mild steel :</p> $d_{\min} = \begin{cases} a / 25 \\ a / 30 \\ a / 35 \end{cases}$ <p>Note :</p> <p style="margin-left: 40px;">$t_{s \min} = 8.00 \text{ cm}$ for static loads . $= 12.00 \text{ cm}$ for dynamic loads.</p>	<p>(6 - 2 - 1 - 2)</p> <p>Table (4 - 10)</p>

Subject	Code
<p>(7 - b) Two Ways Slab :</p> <p>$t_{s \min} = \begin{cases} a / 35 \\ a / 45 \end{cases}$ </p> <p>where for both one and two way slabs a = short span of Slab.</p>	(6 - 2 - 2 - 3)
<p>(8) Moments in Slabs :</p> <p>(8 - a) One Way Slabs :</p> <p>In case of equal spans (or difference $\leq 20\%$) and equal loads .</p> $M = \frac{wL^2}{K}$ 	(6 - 2 - 1 - 3)
<p>(8 - b) : Two Ways Slabs :</p> <p>for Slabs continuous from one side $M_a \cong \pm \alpha . w . a^2 / 10 .$ $M_b \cong \pm \beta . w . b^2 / 10 .$</p> <p>for Slabs continuous from Two sides $M_a \cong \pm \alpha . w . a^2 / 12 .$ $M_b \cong \pm \beta . w . b^2 / 12 .$</p>	(6 - 2 - 2 - 4)

Subject	Code
<p>(9) Minimum Area of steel in Slabs : ($A_{s\min}$)</p> <p>(9 - a) mild steel (f_y) :</p> $A_{s\min} = \text{bigger of } \begin{cases} \frac{0.25}{100} A_{c\text{ required}} \\ \frac{0.15}{100} A_{c\text{ chosen}} \end{cases}$	(6-2-1-4)
<p>(9 - b) High Grade steel (f_{yh}) :</p> $A_{s\min} = \text{bigger of } \begin{cases} \frac{0.25}{100} (f_{yf} / f_{yh}) A_{c\text{ required}} \\ \frac{0.15}{100} A_{c\text{ chosen}} \end{cases}$ <p>where :</p> <p>f_{yf} = mild steel yield stress .</p> <p>f_{yh} = High grade steel yield stress.</p>	

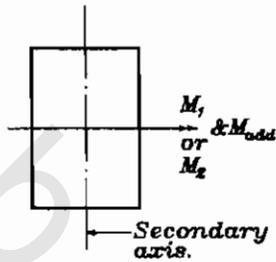
Subject	Code																							
<p>(11 - b) Unbraced Columns:</p> <p>$H_e = \text{smaller of } \begin{cases} [1.0 + 0.15 (\alpha_1 + \alpha_2)] H_o \\ [2 + 0.30 (\alpha_{\min})] H_o \end{cases}$</p> <p>But : $H_e > H_o$ Or using approximately – table (6 – 10) to get k – values.</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Top End Condition</th> <th colspan="3">Bottom End Condition</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.20</td> <td>1.30</td> <td>1.60</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.30</td> <td>1.50</td> <td>1.80</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.60</td> <td>1.80</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>2.20</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> </tbody> </table> <p>Where : $\alpha = \Sigma (E_c I_c / H_o) / \Sigma (E_c I_b / L_b)$ α_1 & α_2 = values of α at bottom and top ends respectively. α_{\min} = smaller of α_1 & α_2</p> <p>End Conditions: The end conditions are defined as: Case (1) : the end of column is monolithically cast with beams or slabs having a depth not less than the lateral dimension of the column in direction considered. Also for the end of the column connected to the foundations if the foundations are designed to carry moments. Case (2) : The end of column is monolithically cast with beams or slabs having a depth less than the lateral dimension of the column in direction considered . Case (3) : The end of the column is connected to a member, unable to prevent rotation. Case (4) : The end of the column (or wall) is not prevented from rotation or horizontal movement. $L_o = 50 b^2 / a \leq 30 b$</p>	Top End Condition	Bottom End Condition			1	2	3	1	1.20	1.30	1.60	2	1.30	1.50	1.80	3	1.60	1.80	--	4	2.20	--	--	<p>Eq (6 – 32) Eq (6 – 33)</p> <p>Table (6 – 10)</p> <p>Eq (6 – 34)</p> <p>Eq (6 – 35)</p>
Top End Condition		Bottom End Condition																						
	1	2	3																					
1	1.20	1.30	1.60																					
2	1.30	1.50	1.80																					
3	1.60	1.80	--																					
4	2.20	--	--																					

Subject	Code												
<p>(12) Maximum Slenderness Ratio for Short Column :</p> <p>$\lambda_y = H_e / b$ $\lambda_b = H_e / D$ $\lambda_j = H_e / i$</p> <table border="1" data-bbox="164 399 997 546"> <thead> <tr> <th>Type</th> <th>λ_b rect.sec</th> <th>λ_b circ.sec.</th> <th>λ_1 *</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Braced</td> <td>15</td> <td>12</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>Unbraced</td> <td>10</td> <td>8</td> <td>35</td> </tr> </tbody> </table> <p>* i = 0.3 b for rectangular section. = 0.25 D for circular section.</p>	Type	λ_b rect.sec	λ_b circ.sec.	λ_1 *	Braced	15	12	50	Unbraced	10	8	35	<p>(6 - 4 - 4)</p> <p>Table (6 - 7)</p>
Type	λ_b rect.sec	λ_b circ.sec.	λ_1 *										
Braced	15	12	50										
Unbraced	10	8	35										
<p>(13) Maximum Slenderness Ratio for Long Column :</p> <table border="1" data-bbox="164 923 997 1070"> <thead> <tr> <th>Type</th> <th>λ_b</th> <th>λ_b</th> <th>λ_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Braced</td> <td>30</td> <td>25</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>Unbraced</td> <td>23</td> <td>18</td> <td>70</td> </tr> </tbody> </table>	Type	λ_b	λ_b	λ_1	Braced	30	25	100	Unbraced	23	18	70	<p>(6 - 4 - 5)</p> <p>Table (6 - 8)</p>
Type	λ_b	λ_b	λ_1										
Braced	30	25	100										
Unbraced	23	18	70										
<p>(14) Equations for Design of Short Column :</p> <p>Section may be subjected to moment with normal force But :</p> $\frac{M}{P} \leq e_{\min} \left[\text{or} : \frac{M_x}{P_x} \leq e_{\min} \right]$ <p>where :</p> <p>$e_{\min} = \text{bigger of} \left\{ \begin{array}{l} 0.05 t. \\ 20 \text{ mm.} \end{array} \right.$</p>	<p>(4 - 2 - 1 - 3)</p> <p>(5 - 3 - 3 - 2)</p>												

Subject	Code
<p><u>(14 – a) Limit State Design:</u></p> <p>Tied Column:</p> $P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 f_y A_{sc}$ <p>Spiral Column : The Least of :</p> $P_u = 0.40 f_{cu} A_c + 0.76 A_{sc} f_y .$ $P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 f_y A_{sc} + 1.38 f_{yp} V_{sp} .$	<p>(4 – 2 – 1 – 3)</p> <p>Eq (4 – 12 a)</p> <p>Eq (4 – 12 b)</p> <p>Eq (4 – 12 c)</p>
<p><u>(14 – b) Working Stress design:</u></p> <p>Tied Column:</p> $P = A_c f_{co} + 0.44 f_y A_{sc} .$ <p>Spiral Column : The Least of:</p> $P = 1.14 A_c f_{co} + 0.15 f_y A_{sc} .$ $P = A_k f_{co} + 0.44 f_y A_{sc} + 0.92 f_{yp} V_{sp} .$ <p>Where :</p> $V_{sp} = \pi D_k \cdot A_{sp} / P$ $\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} \geq 0.34 \left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}} \right) \left(\frac{A_c}{A_k} - 1 \right)$	<p>(5 – 3 - 3)</p> <p>Eq (5 – 4 a)</p> <p>Eq (5 – 4 b)</p> <p>Eq (5 – 4 c)</p> <p>Eq (4 – 12 d)</p> <p>Eq (4 – 12 e,f)</p>
<p><u>(15) Long Braced Column :</u></p> <p>(15 – a) Additional moment due to buckling : (M_{add})</p> $M_{add} = P \cdot \delta$ <p>Where :</p> $\delta = \frac{b^2}{2000}$	<p>(6 – 4 – 5 – 2)</p> <p>Eq (6 – 36)</p> <p>Eq (6 – 37)</p>

(15 - b) Design Moments : (M_{design}) :

(1) If the moment is about the secondary axis :



$M_{design} = \text{biggest of}$

$$\begin{cases} M_2 \\ M_i + M_{add} \\ M_1 + M_{add} / 2 \\ P \cdot e_{min} \end{cases}$$

Eq (6 - 38)

Where :

$$M_i = 0.40 M_1 + 0.60 M_2 \geq 0.4 M_2$$

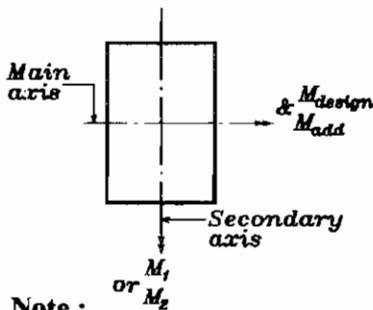
and

M_1 will be taken with -ve sign in Eq.(6 - 39) in case of columns having double bending.

Eq (6 - 39)

(2) If the moment is about the main axis:

The column will be designed as a section subjected to biaxial moments

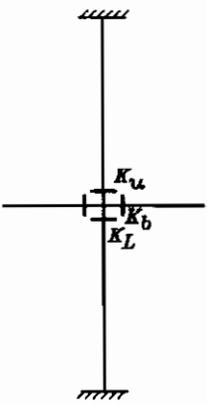


$$M_{design} = \text{bigger} \begin{cases} M_{add} (M_i = 0.0) \\ P \cdot e_{min} \end{cases}$$

Note :

In case of calculating the building as beams and columns , (under one condition that columns are not subjected to moments due to sidesway) , moments may be calculated as follows:

- 1 - M_1 & M_2 are considered equal to zero in case of interior columns carrying a group of beams approximately symmetrical arranged and loaded. In flat slab buildings, moments in interior columns are calculated according to article (6-2-6-4) and the design moment is taken according to article (6-4-5-2 ii) .
- 2 - moments in exterior columns is calculated from table (6 - 11) .

Subject			Code									
<p>From table (6 – 11)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Position of moment</th> <th>Moments in case of one span – frame</th> <th>Moments in case of multi – span - frame</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bottom of upper column</td> <td>$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$</td> <td>$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + K_b}$</td> </tr> <tr> <td>Top of lower column</td> <td>$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$</td> <td>$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + K_b}$</td> </tr> </tbody> </table> <p>Where : M_f = connecting moment at ends of beams considered totally fixed with column as a frame.</p> <p>Note: We can use equations in table (6 – 11) for moments at top of lower column to get M at upper end at last floor roof taking $K_u = 0.0$.</p>			Position of moment	Moments in case of one span – frame	Moments in case of multi – span - frame	Bottom of upper column	$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$	$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + K_b}$	Top of lower column	$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$	$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + K_b}$	<p>Table (6 – 11)</p> 
Position of moment	Moments in case of one span – frame	Moments in case of multi – span - frame										
Bottom of upper column	$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$	$\frac{K_u M_f}{K_L + K_u + K_b}$										
Top of lower column	$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + 0.5 K_b}$	$\frac{K_L M_f}{K_L + K_u + K_b}$										
<p>(16) Long Unbraced Columns :</p> <p>(16 – a) Additional Moment due to buckling (M_{add}).</p> $M_{add} = P \cdot \delta_{av}$ <p>where :</p> $\delta_{av} = \Sigma \delta / n$ <p>and :</p> <p>n = no. of columns in the floor.</p> <p>(Neglecting all values of $\delta > 2 \delta_{av}$ in calculating δ_{av})</p> <p>Note :</p> <p>M_{add} must be taken into consideration when design the beams and slabs monolithically cast with the column.</p>			<p>(6 – 4 – 5 – 3)</p>									

Subject	Code
<p><u>(16 -b) Design moments (M_{design}) :</u></p> <p>(1) for columns subjected to axial moment:</p> $M_{design} = \text{bigger} \begin{cases} P \cdot e_{min} \\ M_2 + M_{add} \end{cases}$ <p>(2) for columns subjected to biaxial moments:</p> $M_{design\ x} = M_2$ $M_{design\ y} = \text{bigger of} \begin{cases} M_{add} \\ P \cdot e_{min} \end{cases}$	<p>Eq (6 - 41)</p>
<p><u>(17) Minimum Area of steel in columns ($A_{s\ min}$) :</u></p> <p>(17 - a) Tied column:</p> <p><u>Short Column :</u></p> $A_{s\ min} = \text{bigger of} \begin{cases} \frac{0.80}{100} A_{c\ required} \\ \frac{0.60}{100} A_{c\ chosen} \end{cases}$ <p><u>Long column :</u></p> $A_{s\ min} = \begin{cases} \frac{0.25 + 0.015 \lambda_y}{100} A_{c\ required} \\ \text{or} \\ \frac{0.25 + 0.052 \lambda_x}{100} A_{c\ required} \end{cases}$ <p>(for rectangular sec)</p>	<p>(6 - 4 - 7)</p>

Subject	Code
<p>(17 - b) Spiral Column :</p> $A_{s_{\min}} = \text{bigger of } \begin{cases} \frac{1.0}{100} A_c \\ \frac{1.20}{100} A_t \end{cases}$	
<p>(18) Maximum Area of Steel in Columns ($A_{s_{\max}}$)</p> <p>$A_{s_{\max}} = 4\% A_c$ Interior column $= 5\% A_c$ Exterior column $= 6\% A_c$ Corner column</p>	(6-4-7)
<p>(19) Allowable Stresses for Eccentric Comp. Sections.</p> $f_{c_{all}} = \text{smaller of } \begin{cases} f_c \\ (0.23 + 0.32 \frac{e}{t}) f_{cu} \end{cases}$	<p>From table (5-1)</p> <p>Eq (5-1)</p>

Subject	Code
<p>Where : δ_t for section subjected to tens. (p_u) $\delta_t = 1 - 0.002 (P_u / A_c)$</p> <p>$q_{cu} = \delta_u (0.75) \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad \text{kg/cm}^2$ Or : $q_{cu} = 0.0$</p> <p>In case of combined shear and torsion : $q_{cu} = 1.30 * 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad \text{kg/cm}^2$ in case of beams with $t \leq 30$ cm and in case of slabs and footings.</p> <p>Note : In the last case , sections must be designed to get $q_u \leq 0.5q_{cu}$</p>	<p>Eq (4 - 20)</p> <p>Eq (4 - 30)</p>
<p>(20 - C) Shear Resisted by web Reinforcements in Beams:</p> <p>if $q_u > q_{cu}$ ($\leq q_{u \text{ max}}$) shear (web) reinforcement should be used to resist $q_{su} = q_u - q_{cu} / 2 .$</p>	<p>(4 - 2 - 2 - 1 - 4)</p> <p>Eq (4 - 21)</p>
<p>(20 - d) web reinforcement in beams :</p> <p>In case of using vertical stirrups only :</p> <p>$\mu = A_{st} / b . S = q_{sv} / (f_y / \gamma_s)$</p> <p>In case of using inclined stirrups or bent bars with an angle α with the axis of the beams : ($\alpha \leq 30^\circ$)</p> <p>$A_{sb} = q_{sub} . b . S / (f_y / \gamma_s) (\text{Sin } \alpha + \text{Cos } \alpha)$</p> <p>Where :</p> <div style="text-align: center;"> $q_{sub} = q_{su} - q_{sus}$ </div> <p>Carried by inclined bars. Carried by vl. Stirrups.</p> <p>And if $\alpha = 45^\circ$ $A_{sb} = q_{sub} b S / (\sqrt{2} f_y / \gamma_s)$</p>	<p>(4 - 2 - 2 - 1 - 5)</p> <p>Eq (4 - 22)</p> <p>Eq (4 - 23)</p> <p>Eq (4 - 24)</p> <p>Eq (4 - 25)</p>

Subject	Code
<p><u>(21 – d) Web Reinforcement:</u></p> <p>In case of using vl. Stirrups</p> $q_{st} = A_{st} \cdot f_s / b \cdot S.$ <p>In case of using inclined stirrups or bent bars with an angle α ($\alpha < 30^\circ$)</p> $q_{sb} = A_{sb} f_s (\sin \alpha + \cos \alpha) / (b \cdot s)$ <p>where:</p> $q_s = q_{st} + q_{sb}$ <p>and if $\alpha = 45^\circ$</p> $q_{sb} = \sqrt{2} A_{sb} f_s / (bS)$	<p>(5-4-1-7)</p> <p>Eq (5 – 9)</p> <p>Eq (5 – 10)</p> <p>Eq (5 – 11)</p> <p>Eq (5 – 12)</p>
<p><u>(22) Minimum Stirrups in Beams :</u></p> $\mu_{min} = \frac{3.5}{f_y / \gamma_s} (\nless 5q6 / m)$ <p>but not less than $\begin{cases} 0.15 \% & \text{st(24 / 36)} \\ 0.10 \% & \text{defoned H.G.S} \end{cases}$</p> <p>where :</p> $A_{st \min} = \mu_{min} bS$ <p style="text-align: center;">↓ Spacing between stirrups.</p> $S \leq \begin{cases} d / 2 \\ 30\text{cm} \end{cases}$	<p>(4 – 2 – 2 – 1 – 6)</p> <p>Eq (4 – 28)</p>

Torsion Stresses

Subject	Code
<u>(23) Ultimate Strength Limit State : Torsion :</u>	(4 - 2 - 3)
<u>(23 - a) Ult. Shear Strength due to Torsion :</u>	(4 - 2 - 3 - 2)
for rectangular section	
$q_{tw} = 3 M_{tw} / (b^2 t)$	Eq (4 - 47)
for L , t and box – sections	
$q_{tw} = 3 M_{tw} / (\Sigma b_i^2 t_i)$	Eq (4 - 48)
with condition that t_i effective $> 3b_i$	
Neglect torsion if	(4-2-3-3)
$q_{tw} < 0.2 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \text{ kg/cm}^2$	Eq (4 - 17)
<u>(23-b) Maximum Shear Strength for Sections Subjected to Shear and Torsion:</u>	(4-2-3-4)
$q_{s \text{ max}} = \delta_{si} 2.2 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \text{ kg/cm}^2 \text{ (shear)}$	Eq (4 - 49 b)
$q_{tu \text{ max}} = \delta_{ti} 2.2 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \text{ kg/cm}^2 \text{ (torsion)}$	Eq (4 - 49 a)
where :	
$\delta_{ti} = 1 / \sqrt{1 + (q_u / q_{tu})^2} \quad \& \quad \delta_{si} = 1 / \sqrt{1 + (q_{tu} / q_u)^2}$	Eq (4 - 50)
$q_{tcu} = \delta_{si} * 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}$	Eq (4 - 51 b)
$q_{tcu} = \delta_{ti} * 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}$	Eq (4 - 51 a)
$q_{t \text{ cu}} = 0.0$ if the section is subjected to axial tension or if :	(4-2-3-4 b)
$q_{tu} \geq 2 q_{t \text{ cu}}$	(4-2-3-4 C)

Subject										Code
q_u / q_{tu}	0.25	0.5	1.0	1.25	1.50	1.75	2.0	4.0	∞	Table (4 - 4)
δ_i	0.97	0.89	0.70	0.625	0.55	0.5	0.45	0.24	0.0	
δ_{st}	0.24	0.45	0.70	0.78	0.83	0.87	0.89	0.97	1.0	
(23 - C) Reinforcement for Torsion :										(4 - 2 - 3 - 4 - 5)
<p>if $q_{icu} < q_{tu} \leq q_{tu(max)}$ Closed stirrups.</p> <p style="text-align: center;">↓</p> $A_{str} = S(q_{tu} - q_{icu}/2)b^2t / [3 \alpha_i . X_1 . Y_1 f_{yst} / \gamma_s]$										Eq (4 - 52 a)
<p>Where : $\alpha_i = 0.66 + 0.33(Y_1 / X_1) \leq 1.50$</p>										Eq (4 - 52 b)
<p>Noting That :</p> $2A_{str} + A_{sl} \geq \left(\frac{3.50}{f_{ystr} / \gamma_s} \right) b.S$										Eq (4 - 52 C)
$A_{sl} = [2A_{str} . (X_1 + Y_1) / S] \left[\frac{f_{ystr}}{f_y} \right]$										Eq (4 - 53)
<p>Where : A_{sl} = Long Rft. A_{str} = Area of one branch. f_{ystr} = yield stirrup stress $\leq 4000 \text{ kg/cm}^2$. X_1 = $b - 2 \text{ cover}$. Y_1 = $t - 2 \text{ cover}$. S = Spacing between Stirrups.</p> $\leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ (X_1 + Y_1) / 4 \end{cases}$										

Subject	Code
<p>(24) Shear Stress due to Torsion:</p> <p>for Rectangular section $q_t = 3 M_t / (b^2 \cdot t)$</p> <p>for (L , T and Box) sections:</p> $q_t = 3 M_t / (\Sigma b_i^2 t_i)$ <p>with condition that:</p> $t_i \text{ effective} \leq 3 b_i$ <p>Neglect torsion if $q_t < 0.26 q_c$.</p>	<p>(5-5-2)</p> <p>Eq (5 - 15)</p> <p>Eq (5 - 16)</p> <p>(5-5-3)</p>
<p>(24 - a) Allowable Shear Stresses :</p> <p>q_c , q_2 from table (5 - 1)</p> $q_{t2} = \delta_{ti} \cdot q_2 \quad \& q_t \leq q_{t2}$ $q_{s2} = \delta_{si} \cdot q_2 \quad \& q \leq q_{s2}$ <p>where : δ_{ti} & δ_{si} see item (23 - b)</p> $q_{tc} = \delta_{ti} \cdot q_c$ $q_{sc} = \delta_{si} \cdot q_c$ <p>$q_c = 0.0$ if section subjected to tension force or if</p> $q_t > 2 q_{tc}$	<p>(5-5-4)</p> <p>Eq (5 - 17 a)</p> <p>Eq (5 - 17 b)</p> <p>Eq (5 - 18 a)</p> <p>Eq (5 - 18 b)</p> <p>Eq (5-5-5 b)</p> <p>Eq (5-5-5 c)</p>
<p>(24 - b) Reinforcement for Torsion :</p> <p>If $q_{tc} < q_t \leq q_{t2}$</p> $A_{str} = S (q_t - q_{tc} / 2) b^2 t / [3 \alpha_t x_1 y_1 f_s]$ <p>where :</p> $\alpha_t = 0.66 + 0.33 (Y_1 / X_1) \leq 1.50$ $A_{stL} = [2 A_{str} \cdot (X_1 + Y_1) / S] \frac{f_{ystr}}{f_y}$ <p>where : For (A_{str} , f_{ystr} , X_1 , Y_1 , S) , see item (23 - C) .</p>	<p>(5-5-6)</p> <p>Eq (5 - 19)</p> <p>Eq (5 - 20)</p>

Subject	Code
<p>(25) Puncting Shear :</p> <p>(25 – a) L. S. Design Values :</p> $q_{up} = Q_{up} / b_o d$ <p>Where $b_o =$ Perimeter of the critical section.</p> <p>Punching shear resulting from moments transferred from flat slabs to columns, should be taken into consideration according to article (6-2-6-7)</p> <p>Nominal concrete punching strength</p> $q_{cup} = \left[0.5 + \frac{a}{b} \right] \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad kg / cm^2.$ $q_{cup} \leq \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad kg / cm^2$ <p>for slabs & footing , the punching shear must be resisted by concrete only without any shear reinforcement ,</p> $q_{cup} \geq q_{up}$	<p>(4-2-2-3)</p> <p>Eq (4 - 31)</p> <p>(4-2-2-3 c)</p> <p>Eq (4 - 32)</p> <p>Eq (4 - 33)</p> <p>Eq (4 - 34)</p>
<p>(25 – b) Working Stress Design Values :</p> $q_p = Q_p / b_o d$ <p>Punching shear resulting from moments transferred from flat slabs to columns , should be taken into consideration according to article (6-2-6-7)</p> <p>For slabs and footings, the punching shear must be resisted by concrete only without any shear reinforcement ,</p> $q_p = \left[0.5 + \frac{a}{b} \right] q_{cp} \leq q_{cp}$ <p>where $q_{cp} =$ Allowable punching shear from table (5 – 1) .</p>	<p>(5 – 4 – 3)</p> <p>Eq (5 – 13)</p> <p>(5-4-3-3)</p> <p>Eq (5 – 14)</p>

Bearing Stresses

Subject	Code
<p><u>(26) Bearing :</u></p> <p><u>(26 - a) Bearing Strength :</u></p> <p>Max. concrete bearing strength = $\frac{0.67 f_{cu} A_1}{\gamma_c}$</p> <p>if $A_2 > A_1$</p> <p>\therefore max concrete bearing strength = $\frac{0.67 f_{cu} A_1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$</p> <p>where : $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.0$</p> <p>and A_1 = loaded area. A_2 = the biggest area that coincide and symm. With A_1.</p>	<p>(4 - 2 - 4)</p>
<p><u>(26 - b) Bearing Stress :</u></p> <p>Allowable bearing strength = $0.3 f_{cu} A_1$</p> <p>If $A_2 > A_1$</p> <p>Allowable beating strength = $0.3 f_{cu} A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$</p> <p>Where : $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.0$</p> <p>$A_1$ and A_2 as given above.</p>	<p>(5 - 6)</p>

Flat Slabs

Subject	Code
<p>(27) Dimensioning of Flat Slab :</p> $L = \frac{L_1 + L_2}{2}, L_{\max} = L_1$ $t \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ L / 32 \text{ Exterior bay without drop.} \\ L / 36 \text{ interior bay without drop.} \end{cases}$ $t \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ L / 36 \text{ Exterior bay with drop.} \\ L / 40 \text{ interior bay with drop.} \end{cases}$ $b \geq \begin{cases} H / 15 \quad (h = \text{floor height}) \\ L / 20 \quad (L \text{ in direction considered}) \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ <p>$D \leq 0.25 L.$</p> $\frac{L_1}{3} \leq S \leq \frac{L_2}{2}$ <p>$t_d \geq 0.25 t.$</p> <p>where :</p> <p>t = thickness of Slabs . b = width of columns. D = column head width. t_d = drop panel thickness. S = drop panel width.</p>	<p>(6 - 2 - 6 - 2)</p>
<p>(28) Bending Moments in Flat Slab:</p> <p>(28 - a) Frame Analysis:</p> <p>The bending moments may be determined by analyzing the structure as a continuous frames.</p>	<p>(6-2-6-4)</p>
<p>(28 - b) Empirical Method :</p> <p>Long direction $M_o = \frac{WL_2}{8} \left[L_1 - \frac{2D}{3} \right]^2$</p> <p>Short direction $M_o = \frac{WL_1}{8} \left[L_2 - \frac{2D}{3} \right]^2$</p>	<p>(6-2-6-5)</p> <p>Eq (6 - 1 8)</p>

Subject

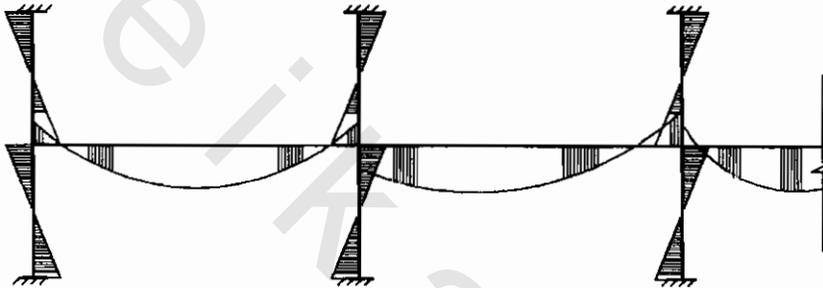
Code

(29) Distribution Factors for Moments in Flat Slab :

(29 – a) Frame Analysis :

Type of moment		Column strip	Field Strip
-ve Moment	Internal span	75 %	25 %
	External span	80 %	20 %
+ ve moment		55 %	45 %

Table (6 – 4)



(29 – b) Empirical Method : % M_o

Strip	Edge support condition	Ext . panel		Int . panel	
		M_{-ve}	M_{+ve}	M_{-ve}	M_{+ve}
Column	A*	40	30	45	25
	B**	30			
Field	A	10	20	15	15
	B	20			

Table (6 – 5)

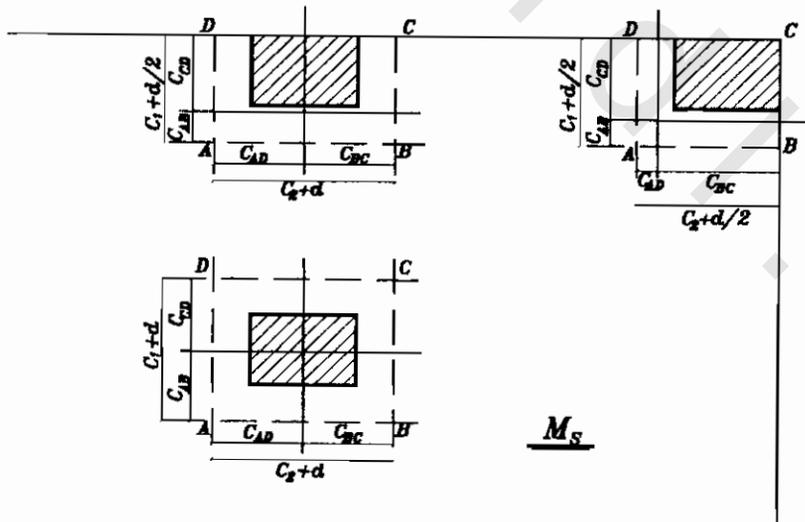
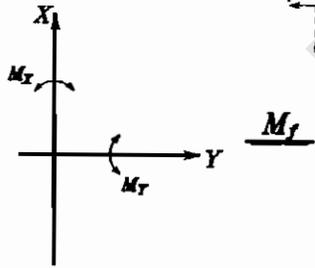
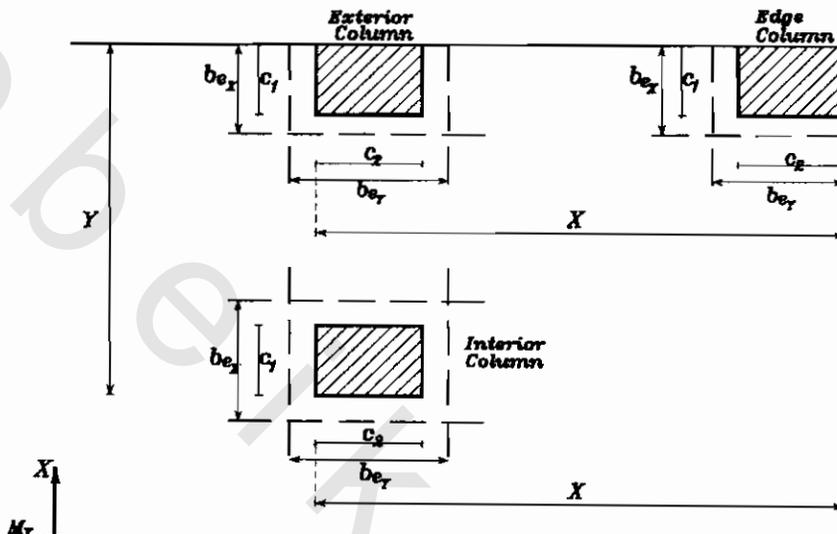
* A : case without beams .

** B : case with $\left\{ \begin{array}{l} \text{Edge} \\ \text{beams} \end{array} \right\}$ Having thickness. ≥ 3 times the slab thickness.

Subject	Code
<p><u>(30) Moments on Columns in Flat Slab :</u></p> <p><u>(30 – a) Exterior Column :</u></p> <p>$M = 0.90 M_{vc}$ (Column strip) (Exterior panel)</p> <p><u>(30 – b) Interior Column :</u></p> <p>$M = 0.5 M_{vc}$ (Column strip) (Interior panel)</p>	<p>(6 – 2 – 6 – 5 H)</p>
<p><u>(31) – ve B . M. in Mid Spans of Flat Slabs :</u></p> <p>In case of heavy live loads,</p> <p>Col. Str. $M_{vc} = (g - \frac{2}{3} P) \frac{L_2}{40} (L_1 - \frac{2D}{3})^2$</p> <p>Field Str. $M_{vc} = (g - \frac{2}{3} P) \frac{L_2}{100} (L_1 - \frac{2D}{3})^2$</p>	<p>(6-2-6-5 D)</p> <p>Eq (6 – 19 a)</p> <p>Eq (6 – 19 b)</p>

(32) Moment Transfer from Flat Slab to Columns:

(6 - 2 - 6 - 7)



Subject	Code
<p>(32 – a) Interior Column :</p> <p>$M_x = 0.5 M_{ve}$ (column strip – interior panel) in Y – dir .</p> <p>$M_y = 0.5 M_{ve}$ (column strip – interior panel) in X – dir .</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> $\gamma_{fy} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$ $b_{ey} = \text{smallest} \begin{cases} C_2 + 3t \\ C_2 + Y \\ L_2/2 \end{cases}$ $M_{fy} = \gamma_{fy} \cdot M_y$ $\gamma_{qy} = 1 - \gamma_{fy}$ $M_{Sy} = \gamma_{qy} \cdot M_y$ $C_{AB} = \frac{C_1 + d}{2}$ $q_y = \pm \frac{M_{Sy} \cdot C_{AB}}{J_{cy}}$ </div> <div style="width: 45%; border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> $\gamma_{fx} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_2 + d}{C_1 + d}}}$ $b_{ex} = \text{smallest} \begin{cases} C_1 + 3t \\ C_1 + X \\ L_2/2 \end{cases}$ $M_{fx} = \gamma_{fx} \cdot M_x$ $\gamma_{qx} = 1 - \gamma_{fx}$ $M_{Sx} = \gamma_{qx} \cdot M_x$ $C_{AD} = \frac{C_2 + d}{2}$ $q_x = \pm \frac{M_{Sx} \cdot C_{AD}}{J_{cx}}$ </div> </div> <p>Where :</p> $J_{cy} = \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{(C_1 + d)^3 d}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$ <p>and :</p> $J_{cx} = \frac{(C_2 + d)d^3}{6} + \frac{(C_2 + d)^3 d}{6} + \frac{d(C_1 + d)(C_2 + d)^2}{2}$	<p>Eq (6 – 20)</p> <p>Figure (6 – 8)</p> <p>Eq (6 – 21)</p> <p>Eq (6 – 22 b)</p> <p>Eq (6 – 22 a)</p> <p>Eq (6 – 23)</p>

(32 - b) Exterior Column :

$$M_x = \frac{0.5}{2} M_{ve} \text{ (column strip - interior panel) in Y - dir .}$$

$$M_y = 0.90 M_{ve} \text{ (column strip - Exterior panel) in X - dir .}$$

$$\gamma_{fy} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d/2}{C_2 + d}}}$$

$$b_{ey} = \text{Least of } \begin{cases} C_2 + 3t \\ C_2 + C_1 \end{cases}$$

$$C_{AB} = \frac{(C_1 + d/2)^2}{2(C_1 + d/2) + (C_2 + d)}$$

$$q_y = \pm \frac{M_y \cdot C_{AB}}{J_y}$$

$$\gamma_{fx} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_2 + d}{C_1 + d/2}}}$$

$$b_{ex} = \text{Least of } \begin{cases} C_1 + 1.5t \\ C_1 + \frac{X}{2} \end{cases}$$

$$C_{AD} = \frac{C_2 + d}{2}$$

$$q_x = \pm \frac{M_x \cdot C_{AD}}{J_y}$$

Fig (6 - 8)

Eq (6 - 22)

Where :

$$J_y = (C_2 + d) d C_{AB}^2 + \frac{2}{3} d (C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + \frac{(C_1 + d/2) d^3}{6}$$

Eq (6 - 24)

and :

$$j_{\alpha} = \frac{(C_2 + d) d^3}{12} + \frac{(C_2 + d)^3 d}{12} + \frac{(C_1 + d/2)(C_2 + d)^2 d}{2}$$

$$M_f = \gamma_f \cdot M$$

$$\gamma_q = 1 - \gamma_f$$

$$M_s = \gamma_q \cdot M.$$

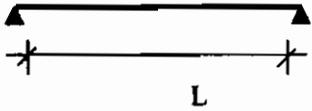
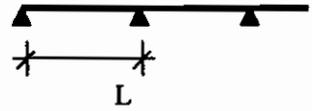
Subject	Code
<p>(32 – C) Edge Column :</p> <p>$M_x = \frac{0.90}{2} M_{ve}$ (column strip – Exterior panel) in Y – dir .</p> <p>$M_y = \frac{0.90}{2} M_{ve}$ (column strip – Exterior panel) in X – dir .</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>$\gamma_{yy} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1 + d/2}{C_2 + d/2}}}$</p> <p>$b_{cy} = \text{Least} \begin{cases} C_2 + 1.5 t \\ C_2 + C_1 / 2 \end{cases}$</p> <p>$C_{AB} = \frac{(C_1 + d/2)^2}{2[(C_1 + d/2) + (C_2 + d/2)]}$</p> <p>$q_y = \pm \frac{M_y \cdot C_{AB}}{J_{cy}}$</p> </div> <div style="width: 45%; border-left: 1px solid black; padding-left: 10px;"> <p>$\gamma_{xx} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_2 + d/2}{C_1 + d/2}}}$</p> <p>$b_{cx} = \text{Least} \begin{cases} C_1 + 1.5 t \\ C_1 + C_2 / 2 \end{cases}$</p> <p>$C_{AD} = \frac{(C_2 + d/2)^2}{2[(C_1 + d/2) + (C_2 + d/2)]}$</p> <p>$q_x = \pm \frac{M_x \cdot C_{AD}}{J_{cx}}$</p> </div> </div> <p>Where :</p> <p>$J_{cy} = \frac{(C_1 + d/2)d^3}{12} + \frac{d}{3} (C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + d.C_{AB}^2 (C_2 + d/2)$</p> <p>and :</p> <p>$J_{cx} = \frac{(C_2 + d/2)d^3}{12} + \frac{d}{3} (C_{AD}^3 + C_{BC}^3) + d.C_{AD}^2 (C_1 + d/2)$</p> <p>$M_f = \gamma_f \cdot M$</p> <p>$\gamma_q = 1 - \gamma_f$</p> <p>$M_s = \gamma_q \cdot M_s$</p>	
	<p>Fig (6 – 8)</p> <p>Eq (6 – 22)</p>

Subject	Code
<p>Note : Code (6 - 2 - 6 - 7)</p> <p>Check on moment transfer can be neglected in the following cases :</p> <p>(1) interior Column :</p> <p>In case of live Loads $\leq 400 \text{ kg/m}^2$.</p> <p>When the adjacent spans are equal or differ by not more than 20 % .</p> <p>(2) Exterior Column :</p> <p>If there is a marginal beam having a total depth ≥ 3 times the Slab thickness .</p> <p>If there is a cantilever part of slab, extending outside the face of the column by a distance $\geq \frac{L}{4}$ and loaded by the same loads of the slab.</p>	

Short Cantilever

Subject	Code
<p>(33) Short Cantilevers : ($a \leq d$) :</p>	
	<p>(4 - 2 - 2 - 5)</p> <p>Figure (4 - 9)</p>
<p>$A_s = \text{bigger of}$</p> $\begin{cases} A_n + A_f \\ A_n + \frac{2}{3} A_{sf} \end{cases}$	<p>Eq (4 - 37 a)</p>
<p>but not less than $\left(\frac{0.03 f_{cu}}{f_y} \right) b.d$</p>	<p>Eq (4 - 37 b)</p>
<p>where :</p> <p>$A_f = \text{steel area required to resist } M_u$</p>	<p>Eq (4 - 38)</p>
<p>$M_u = Q_u . a + N_u (t + \Delta - d)$</p>	<p>Eq (4 - 39)</p>
<p>$A_n = N_u / (f_y / \gamma_s)$</p>	<p>Eq (4 - 35)</p>
<p>$A_{sf} = Q_u / \mu (f_y / \gamma_s)$</p>	<p>Eq (4 - 35)</p>
<p>$\mu = 1.0$ monolithic concrete joints</p>	
<p>$= 0.75 \begin{cases} \text{rough surface with roughness} \\ \text{depth} \cong 0.5 \text{ cm} . \end{cases}$</p>	
<p>$= 0.40$ roughness depth $< 0.5 \text{ cm} .$ or steel element fixed on concrete members.</p>	
<p>$A_h = 0.5 (A_s - A_n)$</p>	<p>Eq (4 - 40)</p>
<p>to be arranged at $\frac{2}{3} d$ from top</p>	

Deep Beams

Subject	Code
<p>(34) Deep Beams :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> <p>(34 - a) Simple : $\frac{H}{L} > 0.8$</p> <p>$Y_{\alpha} = \text{Smaller of}$ $\left\{ \begin{array}{l} 0.86 L \\ 0.87 H \end{array} \right.$</p> </div> <div style="flex: 1; text-align: center;">  <p style="text-align: center;">L</p> </div> </div>	<p>(6-3-2)</p> <p>Eq (6-29)</p>
<p>(34 - b) Continuous : $\frac{H}{L} > 0.4$</p> <p><u>+ ve moments</u></p> <p>$Y_{\alpha} = \text{smaller of}$ $\left\{ \begin{array}{l} 0.43 L \\ 0.87 H \end{array} \right.$</p> <p><u>- ve moments</u></p> <p>$Y_{\alpha} = \text{Smaller of}$ $\left\{ \begin{array}{l} 0.37 L \\ 0.87 H \end{array} \right.$</p>	<div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center;">  </div> <p style="text-align: center;">L</p> <p>Eq (6-29 b)</p> <p>Eq (6-29 C)</p>

Circular Beams

Subject		Code																																				
<p>(35) Circular Beams :</p> <p style="text-align: center;">$P = 2 \pi r.p. \quad \text{tons}$</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">n</th> <th style="text-align: center;">R</th> <th style="text-align: center;">Q_{\max}</th> <th style="text-align: center;">M_{+ve}</th> <th style="text-align: center;">M_{-ve}</th> <th style="text-align: center;">M_{torsion}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">$P / 4$</td> <td style="text-align: center;">$P / 8$</td> <td style="text-align: center;">$0.0176 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$-0.0322 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$0.0053 Pr$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">6</td> <td style="text-align: center;">$P / 6$</td> <td style="text-align: center;">$P / 12$</td> <td style="text-align: center;">$0.0075 pr$</td> <td style="text-align: center;">$-0.0148 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$0.0015 Pr$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">8</td> <td style="text-align: center;">$P / 8$</td> <td style="text-align: center;">$P / 16$</td> <td style="text-align: center;">$0.0042 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$-0.0083 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$0.0006 Pr$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">10</td> <td style="text-align: center;">$P / 10$</td> <td style="text-align: center;">$P / 20$</td> <td style="text-align: center;">$0.0032 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$-0.0052 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$0.0004 Pr$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">12</td> <td style="text-align: center;">$P / 12$</td> <td style="text-align: center;">$P / 24$</td> <td style="text-align: center;">$0.0019 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$-0.0037 Pr$</td> <td style="text-align: center;">$0.0002 Pr$</td> </tr> </tbody> </table> <p>Where :</p> <p>r = radius , n = no. of supports. R = reaction (load on each support). Q_{\max} = maximum shearing force.</p>			n	R	Q_{\max}	M_{+ve}	M_{-ve}	M_{torsion}	4	$P / 4$	$P / 8$	$0.0176 Pr$	$-0.0322 Pr$	$0.0053 Pr$	6	$P / 6$	$P / 12$	$0.0075 pr$	$-0.0148 Pr$	$0.0015 Pr$	8	$P / 8$	$P / 16$	$0.0042 Pr$	$-0.0083 Pr$	$0.0006 Pr$	10	$P / 10$	$P / 20$	$0.0032 Pr$	$-0.0052 Pr$	$0.0004 Pr$	12	$P / 12$	$P / 24$	$0.0019 Pr$	$-0.0037 Pr$	$0.0002 Pr$
n	R	Q_{\max}	M_{+ve}	M_{-ve}	M_{torsion}																																	
4	$P / 4$	$P / 8$	$0.0176 Pr$	$-0.0322 Pr$	$0.0053 Pr$																																	
6	$P / 6$	$P / 12$	$0.0075 pr$	$-0.0148 Pr$	$0.0015 Pr$																																	
8	$P / 8$	$P / 16$	$0.0042 Pr$	$-0.0083 Pr$	$0.0006 Pr$																																	
10	$P / 10$	$P / 20$	$0.0032 Pr$	$-0.0052 Pr$	$0.0004 Pr$																																	
12	$P / 12$	$P / 24$	$0.0019 Pr$	$-0.0037 Pr$	$0.0002 Pr$																																	

Circular Plates

Subject

Code

(36) Internal Forces in Circular Plates :

$w =$ uniform load / m^2 .

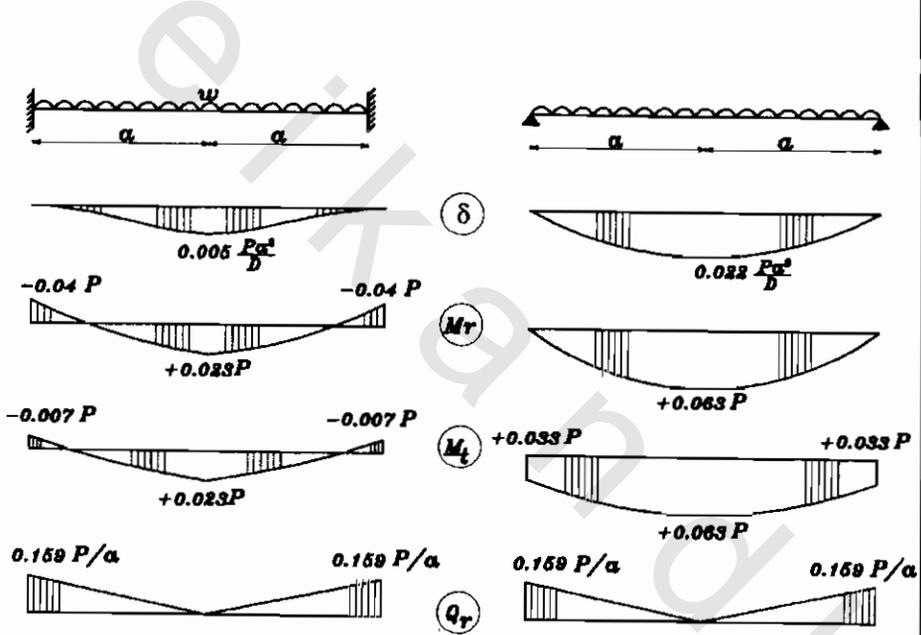
$P =$ total load = $w \pi a^2$

$a =$ radius .

$D =$ flexural rigidity of the plate = $\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$

$E =$ modulus of elasticity.

$t =$ thickness of the plate .



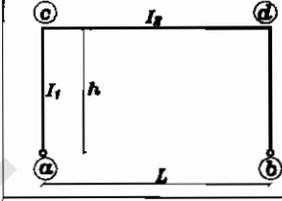
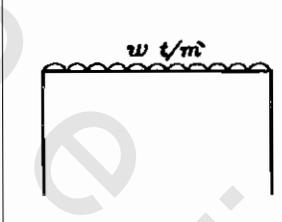
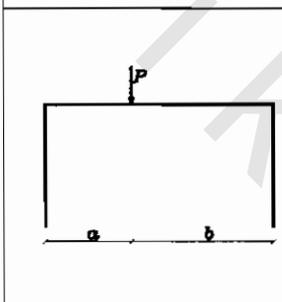
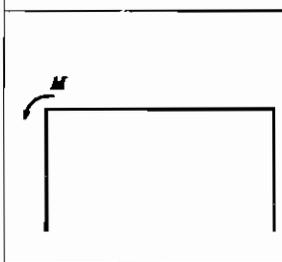
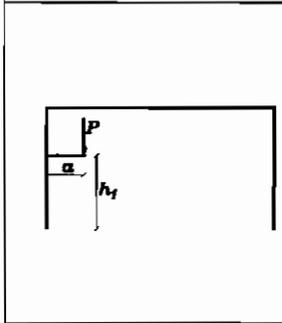
$\delta =$ Deflection.

$M_r =$ radial moment

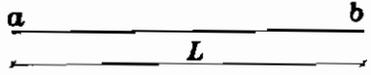
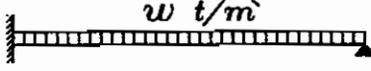
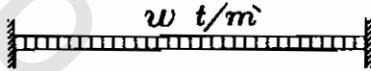
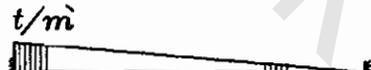
$M_t =$ tangential moment

$Q_r =$ radial shear.

Frames

Subject	Code
(37) Reactions of Once Indeterminate Frame :	
	$K = \left(\frac{I_2}{L}\right) / (I_1/h)$ $N = 2K + 3$
	$H_a = H_b = wL^2 / 4 h N$ $Y_a = Y_b = wL / 2$
	$H_a = H_b = \frac{3}{2} P \cdot a \cdot b / h L N$ $Y_a = \frac{Pb}{L}, \quad Y_b = \frac{Pa}{L}$
	$H_a = H_b = -3m / 2 N h$ $Y_a = -Y_b = M / L$
	$M_1 = h_1 / h$ $H_a = H_b = \frac{Pa}{2Nh} (3K(m_1^2 - 1) - 3)$ $Y_a = \frac{P(L-a)}{L}, \quad Y_b = \frac{Pa}{L}$

(38) Fixed End Moments and Elastic Reactions :

	F . E . M		Elastic react	
	M_a	M_b	Y_a	Y_b
	$\frac{wL^2}{8}$	0	$\frac{wL^3}{24}$	$\frac{wL^3}{24}$
	$\frac{wL^2}{12}$	$\frac{wL^2}{12}$	$\frac{wL^3}{24}$	$\frac{wL^3}{24}$
	$\frac{wL^2}{15}$	0	$\frac{wL^3}{45}$	$\frac{7wL^3}{360}$
	$\frac{wL^2}{20}$	$\frac{wL^2}{30}$	$\frac{wL^3}{45}$	$\frac{7wL^3}{360}$
	$\cong \frac{wL^2}{65}$	0	$\frac{wL^3}{350}$	$\cong \frac{wL^3}{587}$
	$\cong \frac{wL^2}{72.5}$	$\cong \frac{wL^2}{900}$	$\frac{wL^3}{350}$	$\cong \frac{wL^3}{587}$

Subject	Code
<p>(39) Ultimate load Values :</p> <p>D.L + L.L only $\therefore U = 1.4 D + 1.6 L$</p> <p>L.L $\leq 0.75 D \therefore U = 1.5 (D + L)$</p> <p>D.L + L.L + Lateral pressure (E) : $U = 1.4 D + 1.6 (E + L) \geq 1.4 D + 1.6 L$</p> <p>D.L + L.L + E of liquids contains in closed members as tanks , (1.4 E) is used in equations (3.3) & (3.7) instead of (1.6 E) .</p> <p>D.L + L.L + Wind loads (w) $U = (1.4 D + 1.6 L + 1.6 w) 0.8$</p> <p>D.L + L.L + Seismic loads (S) $U = (1.4 D + 1.6 L + 1.6 S) 0.8$ $\geq \text{Eq (3 - 4) value .}$</p> <p>In cases when D.L^s increase the stability of the structure, or reduce the internal stresses, the Ult . loads are replaced in equations (1,3,4,5) by the following Ult load factors respectively :</p> <p>$U = 0.9 D + 1.6 L$ $U = 0.9 D + 1.6 E$ $U = 0.9 D + 1.3 w$ $U = 0.9 D + 1.3 S$</p> <p>The effect of temperature , settlements, creep , shrinkage (T) is taken as follows: $U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.4 T)$ $\geq 1.4 (D + T)$ D.L + L.L + dynamics load (K) $U = 1.4 D + 1.6 L + 1.6 K$</p>	<p>(3 - 2 - 1 - 1 b)</p> <p>Eq (3 - 1)</p> <p>Eq (3 - 2)</p> <p>Eq (3 - 3)</p> <p>Eq (3 - 4)</p> <p>Eq (3 - 5)</p> <p>Eq (3 - 6)</p> <p>Eq (3 - 7)</p> <p>Eq (3 - 8)</p> <p>Eq (3 - 9)</p> <p>Eq (3 - 10)</p> <p>Eq (3 - 11)</p> <p>Eq (3 - 12)</p>
<p>(40) Strength Reduction Factors (γ_c & γ_s):</p> <p>(40 - a) U . L . S</p> <p>In case of section subjected o axial and eccentric tension, or flexural , or shearing force, or Bond , or torsional moments , bearing.</p> $\gamma_c = 1.5 \quad , \quad \gamma_s = 1.15$ <p>In case of eccentric comp . ($e/t \geq 0.05$)</p> $\gamma_c = 1.75 - 0.5 \left(\frac{e}{t} \right) \geq 1.5$ $\gamma_s = 1.36 - 0.43 \left(\frac{e}{t} \right) \geq 1.15$	<p>(3-2-1-2)</p> <p>Eq (3 - 15)</p> <p>Eq (3 - 16 a)</p> <p>Eq (3 - 16 b)</p>

Subject	Code										
<p>(40 - b) Serviceability limit state :</p> <p>in case of deflection , deformation and cracking :</p> $\gamma_c = \gamma_s = 1.0$	Eq (3 - 17)										
<p>(41) Design of Section Considering Crack Control :</p> <p>$n := E_s / E_c = 10$</p> $f_{cr} = f_{cr(N)} + f_{cr(M)} \leq \frac{f_{cr}}{2}$ <p>where :</p> $f_{cr} = 0.75 (f_{cu})^{2/3} \text{ kg/cm}^2 .$ $f_{cr(N)} = \pm \frac{N}{A}$ $f_{cr(M)} = + \frac{M_y}{I}$ <p>η = factor depends on t_v</p> $t_v = t \left[1 + \frac{f_{cr(N)}}{f_{cr(M)}} \right]$ <p>t = thickness of the section</p> <table border="1" data-bbox="186 1205 983 1487"> <thead> <tr> <th>t_v</th> <th>η value</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 10 \text{ cm}$</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>$= 20 \text{ cm}$</td> <td>1.30</td> </tr> <tr> <td>$= 40 \text{ cm}$</td> <td>1.60</td> </tr> <tr> <td>$\geq 60 \text{ cm}$</td> <td>1.70</td> </tr> </tbody> </table>	t_v	η value	$\leq 10 \text{ cm}$	1.00	$= 20 \text{ cm}$	1.30	$= 40 \text{ cm}$	1.60	$\geq 60 \text{ cm}$	1.70	<p>Eq(4 - 67)</p> <p>Eq(4 - 68)</p> <p>Eq(4 - 64)</p> <p>Eq(4 - 69)</p> <p>Table (4 - 16)</p>
t_v	η value										
$\leq 10 \text{ cm}$	1.00										
$= 20 \text{ cm}$	1.30										
$= 40 \text{ cm}$	1.60										
$\geq 60 \text{ cm}$	1.70										

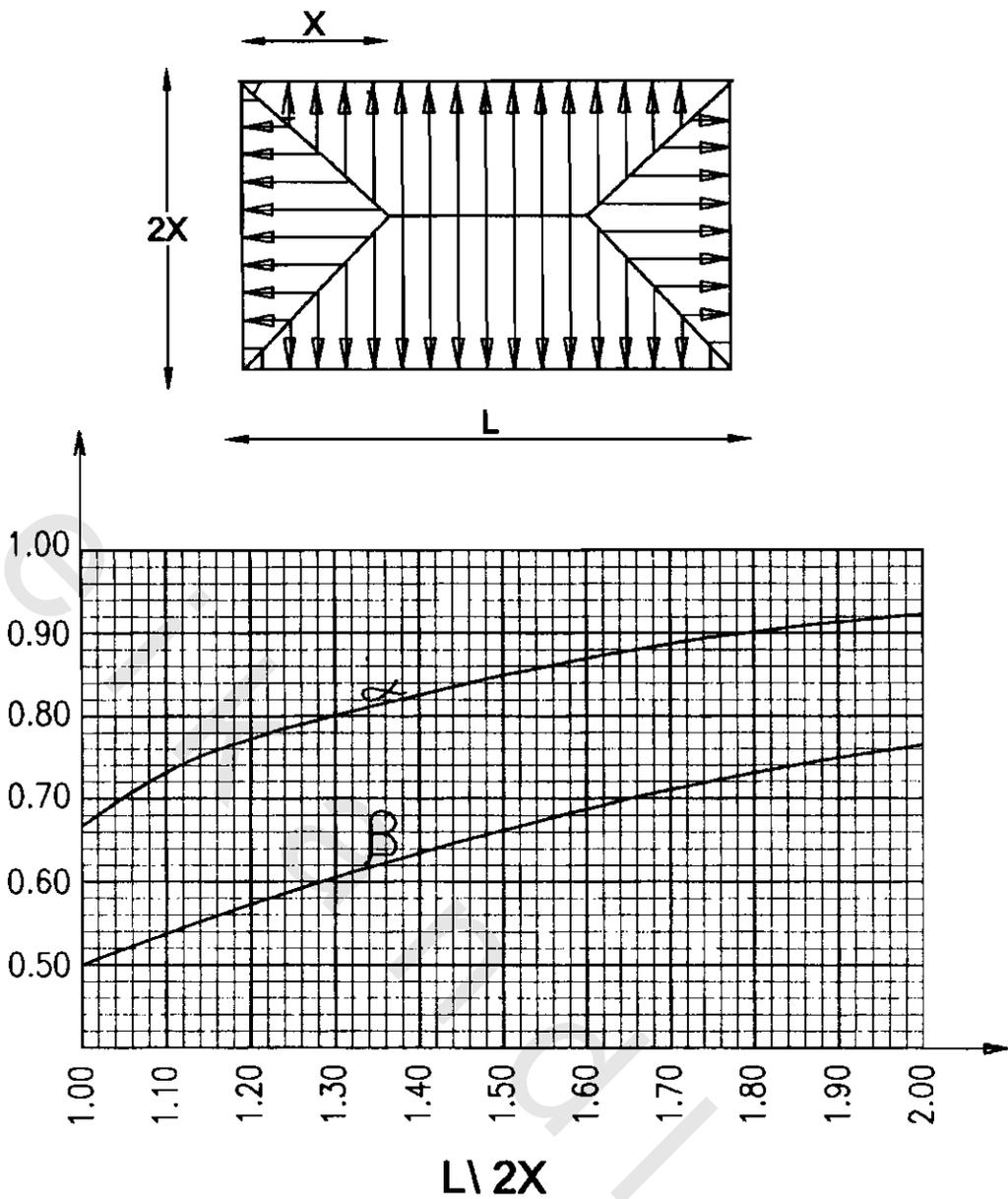
Subject					Code
f_s	β_{er}		I	II	III& IV
	36/52	40/60	d_{max}	d_{max}	d_{max}
≥ 2200	1.0	0.92	13	10	6
2000	0.93	0.83	16	13	8
1800	0.85	0.75	25	19	10
1600	0.75	0.67	32	22	16
1400	0.65	0.58	--	28	22
1200	0.56	0.50	--	--	32

Table (4 – 15)

Table (4 – 13) given the minimum concrete cover ($\geq d_{max}$ used)

	All members except slabs		Walls and solid slabs	
	$f_{cr} \leq 250$	> 250	≤ 250	> 250
I	2.0	1.50	1.50	1.00
II	2.5	2.0	2.0	1.50
III	3.0	2.5	2.5	2.0
IV	4.0	3.5	3.5	3.0

Table (4 – 13)



شكل (٣)

معاملات تقدير الحمل المكافئ على الكمرات التي تحمل
بلاطات ذات اتجاهين

جدول (١)

$r = L/2X$	٢,٠	١,٩	١,٨	١,٧	١,٦	١,٥	١,٤	١,٣	١,٢	١,١	١,٠
α	٠,٩١٧	٠,٩٠٨	٠,٨٩٧	٠,٨٨٥	٠,٨٧٠	٠,٨٥٢	٠,٨٣٠	٠,٨٠٣	٠,٧٦٩	٠,٧٢٥	٠,٦٦٧
β	٠,٧٥٠	٠,٧٣٧	٠,٧٢٢	٠,٧٠٦	٠,٦٨٨	٠,٦٦٧	٠,٦٤٣	٠,٦١٥	٠,٥٨٢	٠,٥٤٥	٠,٥٠٠

جدول (٢)

الأوزان الفعلية للمواد المختلفة

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		أولاً: مواد البناء
		الخرسانة:
-	(٢٥) ٢٥٠٠	خرسانة مسلحة بركام سليسي
		خرسانة عادية:
-	(٢٢) ٢٢٠٠	خرسانة بركام سليسي
-	(٢٠-١٠) ٢٠٠٠-١٠٠٠	خرسانة خفيفة
-	(٩-٦) ٩٠٠-٦٠٠	خرسانة مهواه
-	٢٥٠٠ فأكثر (٢٥) فأكثر	خرسانة ثقيلة
-	(٢٥-٢٣) ٢٥٠٠-٢٣٠٠	خرسانة بركام البازلت
-	(١٩-١٦) ١٩٠٠-١٦٠٠	خرسانة بركام الفرن العالي
-	(١٧-٧) ١٧٠٠-٧٠٠	خرسانة بركام الطين المدد
-	(٦-٣) ٦٠٠-٣٠٠	خرسانة عازلة ذات فراغات
		الأسمنت:
٢٠	(١٨-١٥) ١٨٠٠-١٥٠٠	كلنكر الأسمنت
		الركام:
-	(١٧) ١٧٠٠	زلط
-	(١٥) ١٥٠٠	رمل
		خبث الأفران العالية:
٤٠	(١٧) ١٧٠٠	مبرد بالهواء
٢٥	(١٢) ١٢٠٠	محبب

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد البناء:
٣٥	٩٠٠-٣٠٠ (٩-٣)	ركام الليكا (الطين المدد)
-	٦٥٠-٣٥٠ (٦,٥٠-٣,٥٠)	الحجر الخفاف
-	٢٠٠-٦٠ (٢-٠,٦)	الغيرموكوليت المنفوش
٣٥	١١٠٠-٦٠٠ (١١-٦)	الرماد المتطاير
صفر	١٠٠٠ (١٠)	الماء
		إضافات الخرسانة :
-	١٢٠٠ - ١٠٠٠ (١٢-١٠)	(سائلة) أو مسحوق
		أحجار البناء :
		أ - صخور نارية :
-	٢٨٠٠ (٢٨)	جرانيت
-	٣٠٠٠ (٣٠)	بازلت (ديوريت - جابرو)
-	٢٤٠٠ (٢٤)	بازلت (بركاني)
-	٢٦٠٠ (٢٦)	الشيست
		ب - صخور رسوبية :
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الحجر الجيري
-	٢٨٠٠ (٢٨)	الرخام
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الحجر الرملي
		ج - صخور متحولة :
-	٢٨٠٠ (٢٨)	الأردواز
-	٣٠٠٠ (٣٠)	الجنيس
-	٢٧٠٠ (٢٧)	السريفتين

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
-	(٢٧) ٢٧٠٠	تابع مواد البناء:
-		الرخام
-		طوب البناء :
-	(١٨-١٦) ١٨٠٠ - ١٦٠٠	طوب أحمر طفلي مصمت
-	(١٦-١٤) ١٦٠٠ - ١٤٠٠	طوب طفلي مثقب
-	(٢٠) ٢٠٠٠	طوب أسمنتي مصمت
-	(١٨-١٤) ١٨٠٠ - ١٤٠٠	طوب أسمنتي مفرغ
-		طوب جيبي رملي :
-	(١٨,٥٠) ١٨٥٠	مصمت
-	(١٤) ١٤٠٠	مفرغ
-	(٨-٧) ٨٠٠ - ٧٠٠	خفيف الوزن
-		طوب حراري لأغراض مختلفة :
-	(١٨,٥٠) ١٨٥٠	طين حراري
-	(١٨) ١٨٠٠	سليكا
-	(٢٨) ٢٨٠٠	منجنيزيت
-	(٣٠) ٣٠٠٠	كروم-منجنيزيت
-	(٢٦) ٢٦٠٠	كورندم
-	(١٩) ١٩٠٠	طوب مقاوم للأحماض
-	(٨,٧٠) ٨٧٠	طوب زجاجي
-		بلوكات البناء :
-	(١٩-١٤) ١٩٠٠ - ١٤٠٠	بلوكات خرسانية
-	(١١,٥٠) ١١٥٠	بلوكات خرسانية مفرغة

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تلبيح

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد البناء:
-	٦٠٠ - ٩٠٠ (٦-٩)	بلوكات خرسانية بركام الليكا
-	٩٥٠ (٩,٥٠)	بلوكات جبسية
		الجير :
-	١٢٠٠ (١٢)	مسحوق الحجر الجيري
-	٨٥٠٠ - ١٣٠٠٠ (٨,٥٠-١٣)	كتل الجير المكلسة
٤٥	٦٠٠ - ١٣٠٠ (٦-١٣)	كتل الجير المطحونة
٢٥	١١٠٠ (١١)	الجير المكلس المظفي
٢٥	٨٠٠ - ١٠٠٠ (٨-١٠)	الجبس
		المونة :
-	٢١٠٠ (٢١)	مونة الأسمنت
-	١٨٠٠ (١٨)	مونة الجير
-	٧٥٠ - ١٨٠٠ (٧,٥٠-١٨)	مونة الأسمنت و الجير
-	١٤٠٠ - ١٨٠٠ (١٤-١٨)	مونة الجبس
-	١٧٠٠ (١٧)	مونة البيتومين بالرمل
-		الخشب و منتجاته:
-		(مجفف بالهواء-رطوبة ١٥٪)
		أ - خشب صلب :
-	٦٨٠ (٦,٨٠)	زان
-	٦٩٠ (٦,٩٠)	قرو
		ب - خشب طرى :
-	٥٧٠ (٥,٧٠)	بيتش باين

تحدد بمعرفة لمصمم

جدول (٢) - تلبيح

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
-	٤٠٠ (٤)	تابع مواد البناء:
-	٩٠٠ - ١١٠٠ (٩-١١)	خشب أبيض
-	٦٠٠ - ٩٠٠ (٦-٩)	ج - ألواح من الياق خشبية :
-	٢٥٠ - ٤٠٠ (٤-٢,٥٠)	صلدة
-	٧٥٠ - ٨٥٠ (٧,٥٠-٨,٥٠)	متوسطة الصلادة
-	٤٥٠ - ٦٥٠ (٤,٥٠-٦,٥٠)	عازل ذو فراغات
-	٨٠٠ (٨)	خشب أبلكاش مضغوط
-	١٦٠٠ (١٦)	ألواح ذات قلب خشبي
-	١٨٠٠ (١٨)	مواد بناء أخرى :
-	١٢٠ (١,٢٠)	أسبستوس
-	١٧٠٠ (١٧٩)	ألواح أسبستوس أسمنتية متموجة
-	٢٠٠٠ (٢٠)	ماسورة أسبستوس أسمنتية
-	١٨٠٠ (١٨)	سيلتون
-	١٧٠٠ (١٧٩)	ترية جافة
-	٢٠٠٠ (٢٠)	ترية مبتلة
-	١٨٠٠ (١٨)	أرضية مطاط
-	١٤٠٠ - ١٠٠٠ (١٠-١٤٩)	بيتومين
-	١٤٠٠ - ١١٠٠ (١١-١٤)	قار
-	٢٤٠٠ (٢٤)	بلاط أسمنتية
-	٢٢٠٠ (٢٢)	بلاط موزايكو
-	١١٥٠ (١١,٥٠)	زاتنج الإيبوكس :
-	١١٥٠ (١١,٥٠)	بدون مواد مالئة

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد البناء:
-	٢٠٠٠ (٢٠)	بمواد فلزية
-	١٨٠٠ (١٨)	مع الفيبر جلاس
-	١١٠٠ (١١)	بلاط بلاستيك
-	١٣٥٠ (١٣,٥)	راتنج بوليستر :
-	٩٣٠ (٩,٣)	بوليثيرين
-	١٤٠٠ (١٤)	الواح ب.ف.س الصلدة
-	١٦٠٠ (١٦)	الواح ب.ف.س للأرضيات
-	١٧٠٠ (١٧)	بلاط ب.ف.س للأرضيات
-	١٨٠-١٦٠ (١,٨-١,٠٦)	فيبر جلاس
-	١١٠-١٠٠ (١,١-١)	صوف زجاجي
صفر	٢٠٠ - ٣٠٠ (٣-٢)	صوف خشبي
صفر	٦٠ (٠,٦)	فلين
-	١١٠٠ - ١٥٠٠ (١١-١٥)	مصيص
-	٢٥٠٠ (٢٥)	الواح زجاج
-	٢٦٠٠ (٢٦)	زجاج بالسلك
-	١٢٠٠ (١٢)	زجاج أكريليك
-	٦٠٠ (٦)	بالات الكتان
-	٩٠٠ - ١٠٠٠ (٩-١٠)	اكوام الجلد
		الورق :
صفر	١٢٠٠ (١٢)	في رزم
-	١١٠٠ (١١)	في لفات

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد البناء:
		المطاط:
-	١٣٠٠ (١٣)	ملفوفة لمواد الأرضيات
-	١١٠٠ (١١)	خام فى بالات
		الصوف:
-	٧٠٠ (٧)	فى بالات
-	١٣٠٠ (١٣)	مضغوط فى بالات
		ثانياً: المواد المعدنية:
-	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	صلب
-	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	حديد مطاوع
-	٧٢٥٠ (٧٢,٥)	حديد زهر
-	٣٠٠٠ (٣٠)	حديد خام
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الومنيوم
-	٢٨٠٠ (٢٨)	سلك الومنيوم
-	١١٤٠٠ - ١٢٠٠٠ (١١٤-١٢٠)	رصاص:
صفر	٩٠٠٠ (٩٠)	رصاص أبيض (مسحوق)
صفر	٨٠٠٠ (٨٠)	رصاص أحمر (مسحوق)
-	٨٧٠٠ - ٨٩٠٠ (٨٧-٨٩)	نحاس:
-	٨٣٠٠ - ٨٥٠٠ (٨٣-٨٥)	نحاس أصفر
-	٨٤٠٠ - ٨٥٠٠ (٨٤-٨٥)	برونز
-	٨٩٠٠ (٨٩)	نيكل
-	٦٩٠٠ (٦٩)	زنك مصبوب

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع المواد المعدنية :
-	٧٢٠٠ (٧٢)	زنك مدلفن
-	٧٢٠٠ - ٧٤٠٠ (٧٢-٧٤)	صفيح مدلفن
-	١٨٥٠ (١٨,٥)	مغنيسيوم
-	٦٦٢٠ (٦٦,٢)	انتيومون
-	٣٥٠٠ (٣٥)	باريوم
-	٨٦٥٠ (٨٦,٥)	كاديوم
-	٨٧٠٠ (٨٧)	كوبالت
-	١٩٣٠٠ (١٩٣)	ذهب
-	١٠٥٠٠ (١٠٥)	فضة
-	٧٢٠٠ (٧٢)	منجنيزيت
-	١٠٢٠٠ (١٠٢)	مولبديم
-	٢١٣٠٠ (٢١٣)	بلاتين
-	٤٥٠٠ (٤٥٩)	تيتانيوم
-	١٩٠٠٠ (١٩٠)	تنجستين
-	١٨٧٠٠ (١٨٧)	يورانيوم
-	٥٦٠٠ (٥٦)	فاناديوم
-	٦٥٣٠ (٦٥,٣)	زركونيوم
		ثالثاً : الوقود :
-	٩٠٠ - ١٢٠٠ (٩-١٢)	١- الفحم الفلزي :
٣٥	٤٥٠ - ٦٥٠ (٤,٥-٦,٥)	فحم الكوك
-	٢٥٠ (٢,٥)	فحم نباتي

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع الوقود :
-	٧٠٠ (٧)	تراب الفحم
		٢- الزيوت :
صفر	٨٠٠ - ١٠٠٠ (٨-١٠)	زيت الديزل
صفر	٩٨٠ (٩,٨)	زيت خام
صفر	٧٥٠ - ٨٠٠ (٧,٥-٨)	جازولين
صفر	٨٠٠ (٨)	بترول
		غازات سائلة :
صفر	٥٠٠ (٥)	بروبين
صفر	٥٨٠ (٥,٨)	بيوتين
		٣- الخشب :
-	٤٠٠ - ٦٠٠ (٤-٦)	خشب صلد قطع
٤٥	٥٠٠ (٥)	خشب صلد كتل
-	٢٥٠ (٢,٥)	خشب قطع
-	٣٠٠ (٣)	خشب كتل
	٤٠٠ (٤)	خشب الحريق
		رابعاً : السوائل :
صفر	١٢٥٠ (١٢,٥)	جليسرين
صفر	١١٠٠ (١١)	طلاء الزيت معلبة أو صناديق
		اللبن :
صفر	٩٥٠ - ١٠٠٠ (٩,٥-١٠)	في خزانات
-	٨٥٠ (٨,٥)	في علب

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع السوائل :
-	٧٩) ٧٠٠	في زجاجات العسل :
صفر	(١٣) ١٣٠٠	في خزانات
-	(١٠) ١٠٠٠	في علب
-	(٦) ٦٠٠	في زجاجات
صفر	(١٥) ١٥٠٠	حامض النتريك (٩١٪ بالوزن)
صفر	(١٢) ١٢٠٠	حامض الهيدروكلوريك (٤٠٪ بالوزن)
صفر	(١٤) ١٤٠٠	حامض الكبريتيك (٣٠٪ بالوزن)
		خامساً : مواد غذائية ومنتجات زراعية :
		الزبدة :
-	(٥,٥) ٥٥٠	في براميل
-	(٨-٥) ٨٠٠ - ٥٠٠	في علب أو صناديق سكر محبيب :
-	(٦) ٦٠٠	في غلاف ورق
-	(٨) ٨٠٠	في عبوات كبيرة
-	(٦) ٦٠٠	سكر كتل في غلاف ورق
-	(٧) ٧٠٠	في صناديق
-	(٤) ٤٠٠	شاي باكوات
-	(٥,٥) ٥٥٠	كاكاو في عبوات
-	(٥,٥) ٥٥٠	بييض في اوراق حاملة
-	(٨) ٨٠٠	دهون في صناديق

تحدد بمعرفة للمصمم

جنول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد غذائية و منتجات زراعية :
-	٦٠٠ (٦)	سمك فى براميل
-	٨٠٠ (٨)	سمك معبأ
٣٥	٤٠٠ - ٣٥٠ (٤-٣,٥)	فاكهة فى صناديق
-	٧٠٠ - ٥٠٠ (٧-٥)	فاكهة مخزنة قطع
-	٢٠٠ - ١٥٠ (٢-١,٥)	تبين محزم بالات
٣٠	٤٥٠ (٤,٥)	ذرة
-	٥٥٠ (٥,٥)	زبدة صناعى براميل
-	٧٠٠ (٧)	زبدة صناعى فى صناديق
-	٧٠٠ - ٤٠٠ (٧-٤)	لحوم مجمدة
-	٥٥٠ (٥,٥)	يصل فى عبوات
-	٧٠٠ (٧)	مخللات فى عبوات
-	٨٠٠ (٨)	مشروبات فى زجاجات داخل صناديق
-	٥٠٠ (٥)	أرز شعير (غير مقش)
-	٥٦٠ (٥,٦)	أرز فى عبوات
-	١٠٠٠ (١٠)	ملح فى أكوام
-	١١٢٠ (١١,٢)	ملح فى عبوات
-	٨٠٠ (٨)	نشأ فى عبوات
-	١٧٠ (١,٧)	قش محزم فى بالات
-	٣٠٠ - ٥٠٠ (٣-٥)	تبغ فى بالات
-	٨٠٠ - ٩٠٠ (٨-٩)	قمح
-	٧٠٠ (٧)	بن فى عبوات

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

زاوية الإحتكاك	الوزن كجم/م ^٣ (ك-نيوتن/م ^٣)	المادة
		تابع مواد غذائية و منتجات زراعية :
-	٥٠٠ (٥)	دقيق فى عبوات
-	٦١٠ (٦,١)	صابون بودرة فى عبوات
		سادساً : مواد أخرى :
-	١٠٠٠ - ١١٠٠ (١٠-١١)	كتب و سجلات فى أكوام
-	٨٥٠ - ٩٠٠ (٨,٥-٩)	ثلج على هيئة بلوكات
-	١١٠٠ (١١)	نسيج - أثواب
-	٨٠٠ (٨)	سليولوز بالات
-	٤٠٠ (٤)	بالات الأقمشة
-	٧٠٠ - ١٣٠٠ (٧-١٣)	بالات القطن
-	٥٠٠ (٥)	بالات اللباد
-	٤٠٠ (٤)	بالات القنب
-	٧٠٠ (٧)	بالات الجوت

جدول (٣)

اوزان الأحمال الحية

كن / م ^٢	كجم/م ^٢	المادة
		أ - أسطح نهائية
(١)	١٠٠	١- أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)
(٠,٥)	٥٠	٢- مائلة (زاوية الميل أكبر من ٥٢٠°)
		لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)
(٠,٦ - ٠,٢)	٦٠ - ٢٠	٣- أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القراميد
مثل الحمل الحى الغالب فى الدور المتكرر		٤- أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)
		ب- المباني السكنية :
(٢)	٢٠٠	١- غرف سكنية
(٣)	٣٠٠	٢- سلالم
(٣)	٣٠٠	٣- بلكنات
		ج- المباني الإدارية :
(٢,٥)	٢٥٠	١- غرف مكاتب
(م/٢ ارتفاع)	م/٢٠٠ ارتفاع	٢- غرف حفظ الملفات فى المكاتب
(١٠-٥)	١٠٠٠-٥٠٠	٣- أرشيف
(٤)	٤٠٠	٤- سلالم
(٤)	٤٠٠	٥- بلكنات
		د- المستشفيات
(٢,٥)	٢٥٠	١- غرف علاج المرضى
(٢,٥)	٢٥٠	٢- عنابر علاج المرضى

جدول (٣) - تابع

كن / م ^٢	كجم / م ^٢	المادة
(٤ فاكثر)	٤٠٠ فاكثر	٣- غرف الجراحة
(٤ فاكثر)	٤٠٠ فاكثر	٤- غرف الأشعة
(٤)	٤٠٠	٥- سلاالم و طرقات
(٤)	٤٠٠	٦- بلكونات
		هـ- المدارس و الجامعات
(٣)	٣٠٠	١- فصول
(٤ فاكثر)	٤٠٠ فاكثر	٢- معامل
(٥)	٥٠٠	٣- صالات رياضية
(١٠)	١٠٠٠	٤- غرف حفظ الكتب ذات أرفف و ممرات
(٤/م إرتفاع)	٤٠٠/م إرتفاع	٥- غرف تخزين الكتب
(٤)	٤٠٠	٦- غرف الإطلاع
(٤)	٤٠٠	٧- سلاالم و طرقات
		و- القاعات و الصالات و دور العبادة
(٤)	٤٠٠	١- ذات مقاعد ثابتة
(٥)	٥٠٠	٢- ذات مقاعد غير ثابتة
(٥)	٥٠٠	ز- المحلات
(١٠ فاكثر)	١٠٠٠ فاكثر	١- محلات البيع بالجملة و المخازن (حسب نوع المواد المخزنة و الآلات)
		ح- الفنادق
(٢)	٢٠٠	١- غرف النزلاء
(٤)	٤٠٠	٢- غرف الخدمة العامة
(٤)	٤٠٠	٣- غرف الطعام و المطاعم
(٤)	٤٠٠	٤- السلاالم و الطرقات

جدول (٣) - تابع

كن / م ^٣	كجم/ م ^٣	المادة
		ط- المكتبات
(١٠)	١٠٠٠	١- غرف حفظ الكتب ذات أرفف ومرات
(٤/م إرتفاع)	٤٠٠/م إرتفاع	٢- غرف تخزين الكتب
(٤)	٤٠٠	٣- غرف الإطلاع
		ى- المسارح والسينما
(٣)	٣٠٠	١- غرف خلع الملابس
(٥)	٥٠٠	٢- الشرفات
(٤)	٤٠٠	٣- القاعات الرئيسية و البلكنونات ذات المقاعد الثابتة
(٥)	٥٠٠	٤- القاعات الرئيسية و البلكنونات ذات المقاعد غير الثابتة
(٥)	٥٠٠	٥- سلالم و طرقات
		ك- الورش
		يجب حساب الأحمال طبقاً للإستخدام الفعلى و الوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكي، إضافة إلى ٣٠٠ كجم/م ^٣ (٣ كن/م ^٣) على باقى المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٦٠٠ كجم/م ^٣ (٦ كن/ م ^٣)
		ل- ورش الميوكات
		يجب حساب الأحمال طبقاً للإستخدام الفعلى و الوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكي، إضافة إلى ٣٠٠ كجم/م ^٣ (٣ كن/م ^٣) على باقى المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٢٠٠٠ كجم/م ^٣ (٢٠ كن/ م ^٣)
(١٥)	١٥٠٠	م- أرضفة الشحن
		ن- الجراجات
		١- جراجات لعربات الركوب (لا يزيد الارتفاع الصافى عند

جدول (٣) - تابع

المادة	كجم/م ^٢	كن / م ^٢
(الداخـل عن ٢,٤ متر)	٣٠٠	(٣)
٢- جراجات لعربات الركوب و العربات السياحية و الأتوبيسات	٤٠٠	(٤)
٣- معرات الجراجات	٥٠٠	(٥)

جدول (٤ - ١) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة
صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العمق الأقصى لمحور الخمول إلى
العمق الفعال C_{max} / d للمقطع المسلح جهة الشد فقط

Type of steel *	C_{max} / d	μ_{max}	R_{max}
24 / 35	0.50	$8.56 * 10^{-5} f_{cu}$	0.214
28 / 45	0.48	$7.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.206
36 / 52	0.44	$5.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.194
40 / 60	0.42	$4.31 * 10^{-5} f_{cu}$	0.187
45 / 52	0.40	$3.65 * 10^{-5} f_{cu}$	0.180

* طبقاً للجدول رقم (٨ - ٢) حيث f_{cu} بوحدات كجم / سم^٢ .
أما في حالات السماح بإعادة توزيع العزوم بمقدار $\pm 10\%$ فيجب ألا تتعدى قيم (R_{max} , μ_{max}) القيم
الواردة في الجدول رقم (٤ - ٢) .

جدول (٤ - ٢) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة
صلب التسليح القصوى μ_{max} في حالة إعادة توزيع عزوم $\pm 10\%$

Type of steel *	C_{max} / d	μ_{max}	R_{max}
24 / 35	0.40	$6.85 * 10^{-5} f_{cu}$	0.180
28 / 45	0.38	$5.58 * 10^{-5} f_{cu}$	0.173
36 / 52	0.34	$3.88 * 10^{-5} f_{cu}$	0.157
40 / 60	0.32	$3.29 * 10^{-5} f_{cu}$	0.150
45 / 52	0.30	$2.74 * 10^{-5} f_{cu}$	0.142

* طبقاً للجدول رقم (٨ - ٢)
علي أنه يشترط لإمكان إعادة توزيع العزوم بمقدار $\pm 10\%$ طبقاً للجدول (٤ - ٢) الوفاء بالاشتراطات
الإضافية التالية :

- ١ - يجب التأكد من أن شروط الاتزان مستوفاه بعد إعادة توزيع العزوم .
- ٢ - يجب التأكد من أن شروط التشكل والتشريح مستوفاه أيضاً .

Table (5)

α, β values for slabs resting on masonry walls and for two way ribbed slabs with complete compression flange (Marcus)											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.396	0.473	0.543	0.606	0.660	0.706	0.746	0.778	0.806	0.830	0.849
β	0.396	0.333	0.262	0.212	0.172	0.140	0.113	0.093	0.077	0.063	0.053

Table (6)

α, β Values for ribbed slab with non – complete compression flange, (cover slab partially omitted, Grashoff)											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.500	0.595	0.672	0.742	0.797	0.834	0.867	0.893	0.914	0.928	0.941
β	0.500	0.405	0.328	0.258	0.203	0.166	0.133	0.107	0.086	0.72	0.059

Table (7)

α, β values for solid slabs cast monolithically with beams											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	.09	.08

Where : $\beta = 0.35 / r^2$

& $\alpha = 0.5 r - 0.15$

جدول رقم (٨ - ١)

Area & Weight of Steel Bars

Ø	weight	Area of cross section in cm ²											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.62	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1
5	0.154	0.196	0.393	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	2.16	2.36
7	0.302	0.385	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08	3.46	3.85	4.23	4.62
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	16.93	18.47
18	1.998	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	27.99	30.54
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	34.56	37.70
24	3.551	4.52	9.05	13.57	18.10	22.62	27.14	31.67	36.19	40.72	45.24	49.76	54.29
26	4.168	5.31	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.47	47.78	53.09	58.40	63.71
30	5.549	7.07	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	77.75	84.82
34	7.127	9.08	18.16	27.24	36.32	45.40	54.48	63.55	72.63	81.71	90.79	99.87	109.0
36	7.990	10.18	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.6	101.8	112.0	122.1

جدول (٨ - ٢) الخواص الميكانيكية لأنواع الصلب (الحد الأدنى)

النسبة المئوية للاستطالة (حد أدنى)	مقاولة الشد القصوى كجم/مم ² (حد أدنى)	إجهاد الخضوع أو ٠.٢ % إجهاد الضمان كجم/مم ² (حد أدنى)	حالة سطح الأسياخ	الرتبة	نوع الصلب
٢٠	٣٥	٢٤	أملس	٣٥ / ٢٤	صلب طري
١٨	٤٥	٢٨		٤٥ / ٢٨	عادي
١٢	٥٢	٣٦	ذو نتوءات	٥٢ / ٣٦	صلب عالي
١٠	٦٠	٤٠	ذو نتوءات	٦٠ / ٤٠	المقاومة
١٠	٥٢	٤٥	أملس أو ذو نتوءات أو ذو العضات	٥٢ / ٤٥	صلب شبك ملحوم مسحوب علي البارد

جدول (٩)
إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

إجهادات التشغيل وفقاً لأنواع الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يوماً كجم / سم ^٢ .							المصطلحات	أنواع الإجهادات
٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	١٥٠	f_{cu}	مقاومة الخرسانة المميزة .
٧٠	٦٥	٦٠	٥٥	٥٠	٤٥	٤٠	f_{co}^{**}	الضغط المحوري .
١٠٥	١٠٠	٩٥	٩٠	٨٠	٧٠	٦٥	f_t^*	الاتثناء أو الضغط كبير اللاتركز .
								القصر أو اللي لمقاومة الخرسانة للقصر
٩	٩	٩	٨	٨	٧	٧	q_c	بدون تسليح في البلاطات والقواعد
٧	٧	٧	٦	٦	٥	٥	q_c	بدون تسليح في الأعمدة الأخرى وجود تسليح جذعي في جميع الأعمدة
٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٥	١٥	q_c	القصر والتلي معاً
١٠	٩	٩	٨	٨	٧	٧	q_{cp}	القصر الثاقب .
								الصلب
١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	f_s	١ - صلب طري ٢٤ / ٣٥ .
١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠		٢ - صلب ٢٨ / ٤٥ .
٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	---		٣ - صلب ٣٦ / ٥٢ .
٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	---		٤ - صلب ٤٠ / ٦٠ .
١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	---		٥ - الشبك الملحوم ٤٥ / ٥٢ أملس
٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	---		ذو نتوءات أو ذو الأعضاء .

* هذه الاجهادات في حالة الكمرات والبلاطات التي يزيد سمكها عن ٢٠ سم ، وتقتصر الاجهادات المسموح بها تبعاً لسمك البلاطات عن القيم المعطاه بمقدار ٥ ، ١٠ ، ١٥ ، ٢٠ كجم / سم^٢ علي التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠ ، ٢٢ ، ١٠ ، ٨ سم .

** هذه القيمة تمثل أكبر إجهاد ضغط محوري علي القطاع عند مستوى أعمال التشغيل .

Table (10)
Materials Required for Hollow block Slabs

Dimensions of Blocks (cm)	Materials required / m ²				Dead Loads kg/m ²			
	N ^o of Block		Concrete m ³		Conc. Blocks		Leca Blocks	
	1 way	2 way	1 way	2 way	1 way	2 way	1 way	2 way
15 * 20 * 50	10	8.4	0.073	0.089	238	270	300	320
15 * 20 * 40	10.4	8.7	0.075	0.096	240	284	303	336
20 * 20 * 40	10.4	8.7	0.083	0.111	265	330	330	380
25 * 20 * 40	10	8	0.100	0.140	320	406	410	478

**Weight of brick & block walls (kg/m² , with 2 cm plaster on each
side
& mortar joint thickness = 1 cm)**

Type of unit		Dimension (cm)	Wall thick	Weight of mortar/m ²	Weight of wall/m ²
Solid Conc. Blocks	بلوكات أسمنتية	25 * 12 * 10	12	34	300.6
Solid Conc. Blocks		25 * 12 * 10	25	90.15	533.4
Hollow Conc. Blocks		40 * 20 * 12	12	14.5	244
Hollow Conc. Blocks		40 * 20 * 20	20	22	312
Solid Leca Blocks	بلوكات ليكا أسمنتية	25 * 12 * 6	12	47.68	248
Solid Leca Blocks		25 * 12 * 6	25	121.42	431
Hollow Leca Blocks		50 * 20 * 12	12	18.13	180
Hollow Leca Blocks		50 * 25 * 20	20	26.13	250
Hollow Leca Blocks		50 * 25 * 20	25	37.81	294
Heavy Solid Sand	بلوكات الطوب الرسمي (الجيري)	25 * 12 * 6	12	47.68	316
Heavy Solid Sand		25 * 12 * 6	25	121.42	568
Light Solid Sand		50 * 20 * 10	10	15.13	183
Light Solid Sand		60 * 20 * 12	12	14.71	198
Light Solid Sand		50 * 25 * 20	20	26.13	285
Light Solid Sand		50 * 25 * 25	25	37.82	337
Solid Shale bricks	الطوب الطفي	25 * 12 * 6	12	47.68	301
Perforated Shale		25 * 12 * 6	12	47.68	262
Perforated Shale		25 * 12 * 6	25	117.42	456
Gypsum blocks	الطوب الجبس	66.6*50*10	10	6	105
Gypsum blocks		33.3*50*8	8	6	78

Table (11)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 – 1)

$d/d' = .05$

ω	$R = M_u / b d^2 f_{cu}$					
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.3$	$\alpha = 0.4$	$\alpha = 0.5$
0.04	.0334	.0335	.0336	.0336	.0336	.0336
0.05	.0414	.0415	.0417	.0418	.0418	.0419
0.06	.0491	.0494	.0497	.0499	.0500	.0501
0.07	.0567	.0572	.0576	.0579	.0582	.0583
0.08	.0641	.0648	.0654	.0659	.0662	.0665
0.09	.0714	.0723	.0731	.0737	.0742	.0746
0.10	.0785	.0797	.0807	.0815	.0822	.0827
0.11	.0854	.0869	.0881	.0892	.0901	.0907
0.12	.0922	.0940	.0955	.0968	.0979	.0987
0.13	.0987	.1009	.1027	.1043	.1056	.1066
0.14	.1051	.1077	.1099	.1118	.1133	.1145
0.15	.1114	.1144	.1169	.1191	.1210	.1224
0.16	.1175	.1209	.1239	.1264	.1285	.1302
0.17	4000 .1234	.1273	.1307	.1336	.1361	.1380
0.18	3600 .1291	.1335	.1374	.1407	.1435	.1458
0.19	2800 .1347	4000 .1396	.1440	.1478	.1509	.1534
0.20	2400 .1401	3600 .1456	.1505	.1547	.1582	.1611
0.21	.1453	2800 .1515	4000 .1569	.1616	.1655	.1687
0.22		2400 .1572	3600 .1632	.1684	.1727	.1763
0.23		.1627	.1693	.1751	.1799	.1838
0.24			2800 .1754	4000 .1817	.1870	.1913
0.25			2400 .1814	3600 .1882	.1940	.1987
0.26			.1872	.1947	.2010	.2061
0.27				.2010	.2079	.2135
0.28				2800 .2073	4000 .2147	.2208
0.29				2400 .2135	3600 .2215	.2281
0.30				.2196	.2282	.2353
0.31					.2349	.2425
0.32					2800 .2415	.2496
0.33					.2480	.2567
0.34					2400 .2545	4000 .2638
0.35					.2609	.2708
0.36						3600 .2778
0.37						.2847
0.38						.2916
0.39						2800 .2985
0.40						.3053
0.41						2400 .3120

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cu}}{f_y} \pm \frac{P_u}{f_y \gamma_s} \quad R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} \quad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu} (1 - \alpha)}$$

$$A_s^- = \alpha A_s$$

Table (12)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 - 1)

$d / d = 0.1$

ω	$R = \omega_{uc} / b d^2 f_{cu}$							
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.3$	$\alpha = 0.4$	$\alpha = 0.5$		
0.04	.0334	.0333	.0332	.0331	.0329	.0327		
0.05	.0414	.0413	.0413	.0411	.0410	.0407		
0.06	.0491	.0491	.0492	.0491	.0490	.0488		
0.07	.0567	.0569	.0570	.0570	.0569	.0568		
0.08	.0641	.0644	.0647	.0648	.0648	.0647		
0.09	.0714	.0719	.0723	.0726	.0727	.0726		
0.10	.0785	.0792	.0798	.0802	.0804	.0805		
0.11	.0854	.0864	.0872	.0878	.0881	.0883		
0.12	.0922	.0934	.0945	.0952	.0958	.0961		
0.13	.0987	.1003	.1016	.1026	.1034	.1038		
0.14	.1051	.1071	.1087	.1100	.1109	.1115		
0.15	.1114	.1137	.1156	.1172	.1184	.1192		
0.16	.1175	.1202	.1225	.1243	.1258	.1268		
0.17	4000 .1234	.1265	.1292	.1314	.1331	.1343		
0.18	3600 .1291	.1327	.1358	.1384	.1404	.1418		
0.19	2800 .1347	4000 .1388	.1424	.1453	.1476	.1493		
0.20	2400 .1401	3600 .1448	.1488	.1521	.1547	.1568		
0.21	.1453	2800 .1505	4000 .1551	.1588	.1619	.1641		
0.22		2400 .1562	3600 .1613	.1655	.1689	.1715		
0.23		.1617	.1673	.1721	.1759	.1788		
0.24			2800 .1733	4000 .1785	.1828	.1861		
0.25			2400 .1792	3600 .1849	.1897	.1933		
0.26			.1849	.1913	.1964	.2005		
0.27				.1975	.2032	.2076		
0.28				2800 .2037	4000 .2099	.2147		
0.29				2400 .2097	3600 .2165	.2218		
0.30				.2157	.2230	.2288		
0.31					.2295	.2358		
0.32					2800 .2359	.2427		
0.33					.2423	.2496		
0.34					2400 .2486	4000 .2564		
0.35					.2548	.2632		
0.36						3600 .2700		
0.37						.2767		
0.38						.2834		
0.39						2800 .2900		
0.40						.2966		
0.41						2400 .3031		

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cu}}{f_y} \pm \frac{P_v}{f_y \gamma_s} \quad R = \frac{M_{uc}}{f_{cu} b d^2} \quad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu} (1 - \alpha)}$$

$$A_s^- = \alpha A_s$$

Table (13)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 – 2)

$d' / d = 0.05$

ω	$R = M_u / b d^2 f_{cu}$											
	$\alpha = 0$		$\alpha = 0.1$		$\alpha = 0.2$		$\alpha = 0.3$		$\alpha = 0.4$		$\alpha = 0.5$	
0.04		.0334		.0335		.0336		.0336		.0336		.0336
0.05		.0414		.0415		.0417		.0418		.0418		.0419
0.06		.0491		.0494		.0497		.0499		.0500		.0501
0.07		.0567		.0572		.0576		.0579		.0582		.0583
0.08		.0641		.0648		.0654		.0659		.0662		.0665
0.09		.0714		.0723		.0731		.0737		.0742		.0746
0.10		.0785		.0797		.0807		.0815		.0822		.0827
0.11		.0854		.0869		.0881		.0892		.0901		.0907
0.12		.0922		.0940		.0955		.0968		.0979		.0987
0.13	4000	.0987		.1009		.1027		.1043		.1056		.1066
0.14	3600	.1051	4000	.1077		.1099		.1118		.1133		.1145
0.15	2800	.1114	3600	.1144		.1169		.1191		.1210		.1224
0.16	2400	.1175		.1209	4000	.1239		.1264		.1285		.1302
0.17		.1234	2800	.1273	3600	.1307		.1336		.1361		.1380
0.18			2400	.1335		.1374	4000	.1407		.1435		.1458
0.19				.1396	2800	.1440	3600	.1478		.1509		.1534
0.20					2400	.1505		.1547		.1582		.1611
0.21						.1569		.1616	4000	.1655		.1687
0.22							2800	.1684		.1727		.1763
0.23							2400	.1751	3600	.1799		.1838
0.24								.1817		.1870		.1913
0.25										.1940		.1987
0.26									2800	2010	4000	.2061
0.27									2400	.2079	3600	.2135
0.28										.2147		.2208
0.29												.2281
0.30												.2353
0.31											2800	.2425
0.32											2400	.2496
0.33												.2567

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cu}}{f_y} \quad R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} \quad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu}(1 - \alpha)}$$

$$A_s^- = \alpha A_s$$

Table (14)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 - 2)

$d'/d = 0.1$

ω	$R = M_u / b d^2 f_{cu}$											
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.1$		$\alpha = 0.2$		$\alpha = 0.3$		$\alpha = 0.4$		$\alpha = 0.5$		
0.04		.0334		.0333		.0332		.0331		.0329		.0327
0.05		.0414		.0413		.0413		.0411		.0410		.0407
0.06		.0491		.0491		.0492		.0491		.0490		.0488
0.07		.0567		.0569		.0570		.0570		.0569		.0568
0.08		.0641		.0644		.0647		.0648		.0648		.0647
0.09		.0714		.0719		.0723		.0726		.0727		.0726
0.10		.0785		.0792		.0798		.0802		.0804		.0805
0.11		.0854		.0864		.0872		.0878		.0881		.0883
0.12		.0922		.0934		.0945		.0952		.0958		.0961
0.13	4000	.0987		.1003		.1016		.1026		.1034		.1038
0.14	3600	.1051	4000	.1071		.1087		.1100		.1109		.1115
0.15	2800	.1114	3600	.1137		.1156		.1172		.1184		.1192
0.16	2400	.1175		.1202	4000	.1225		.1243		.1258		.1268
0.17		.2134	2800	.1265	3600	.1292		.1314		.1331		.1343
0.18			2400	.1327		.1358	4000	.1384		.1404		.1418
0.19				.1388	2800	.1424	3600	.1453		.1476		.1493
0.20					2400	.1488		.1521		.1547		.1568
0.21						.1551		.1588	4000	.1619		.1641
0.22							2800	.1655		.1689		.1715
0.23							2400	.1721	3600	.1759		.1788
0.24								.1785		.1828		.1861
0.25										.1897		.1933
0.26									2800	.1964	4000	.2005
0.27									2400	.2032	3600	.2076
0.28										.2099		.2147
0.29												.2218
0.30												.2288
0.31											2800	.2358
0.32											2400	.2427
0.33												.2496

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cu}}{f_y} \quad R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} \quad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu}(1-\alpha)}$$

$$A_s^- = \alpha A_s$$

Ultimate Limit Design charts for Simple Bending or Eccentric force with Big Eccentricity

(All Grades of Steel and Concrete)

CHART 1

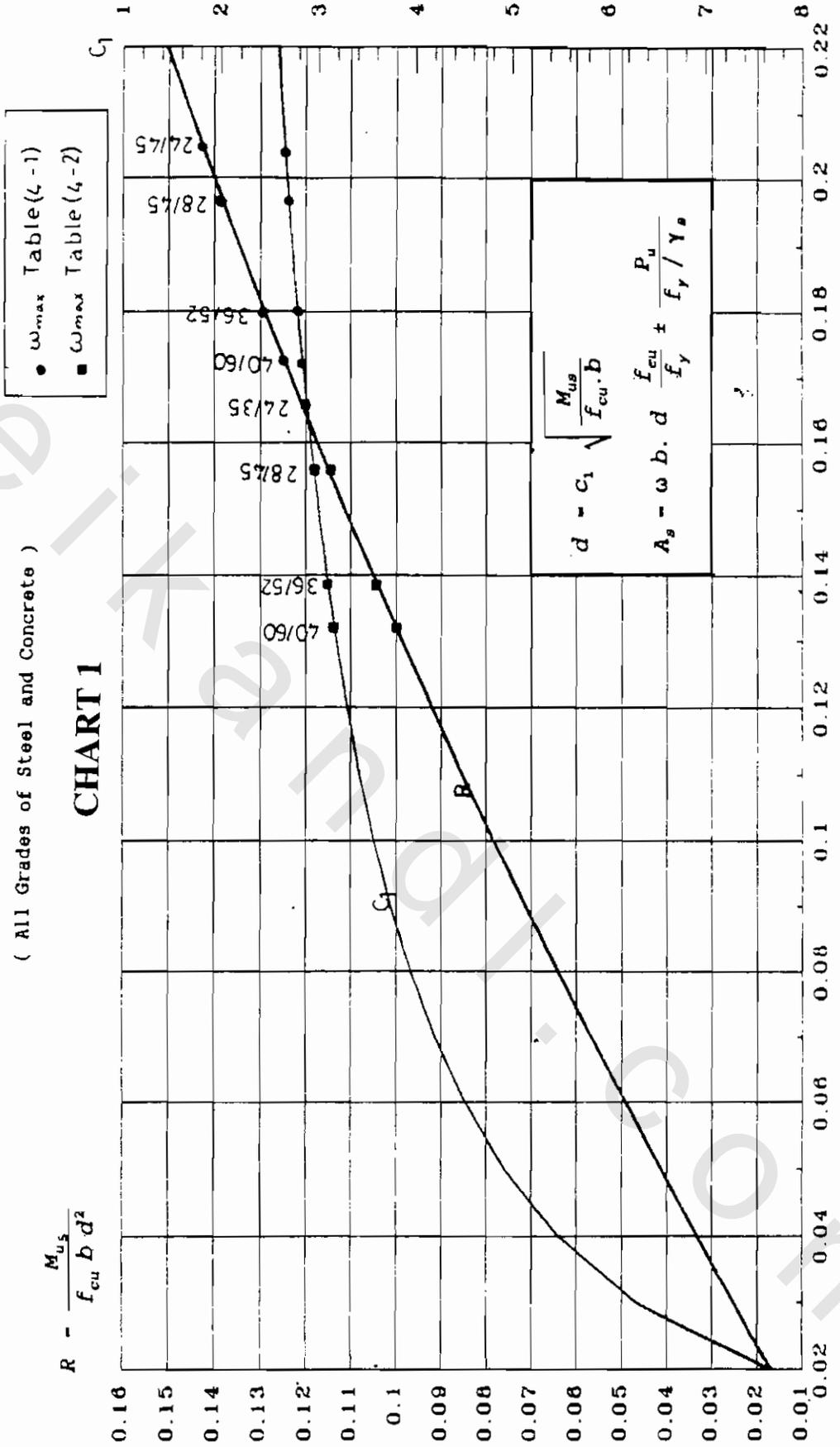


CHART 2

Ultimate Limit Design Chart for Simple Bending & Eccentric Force with Big Eccentricity

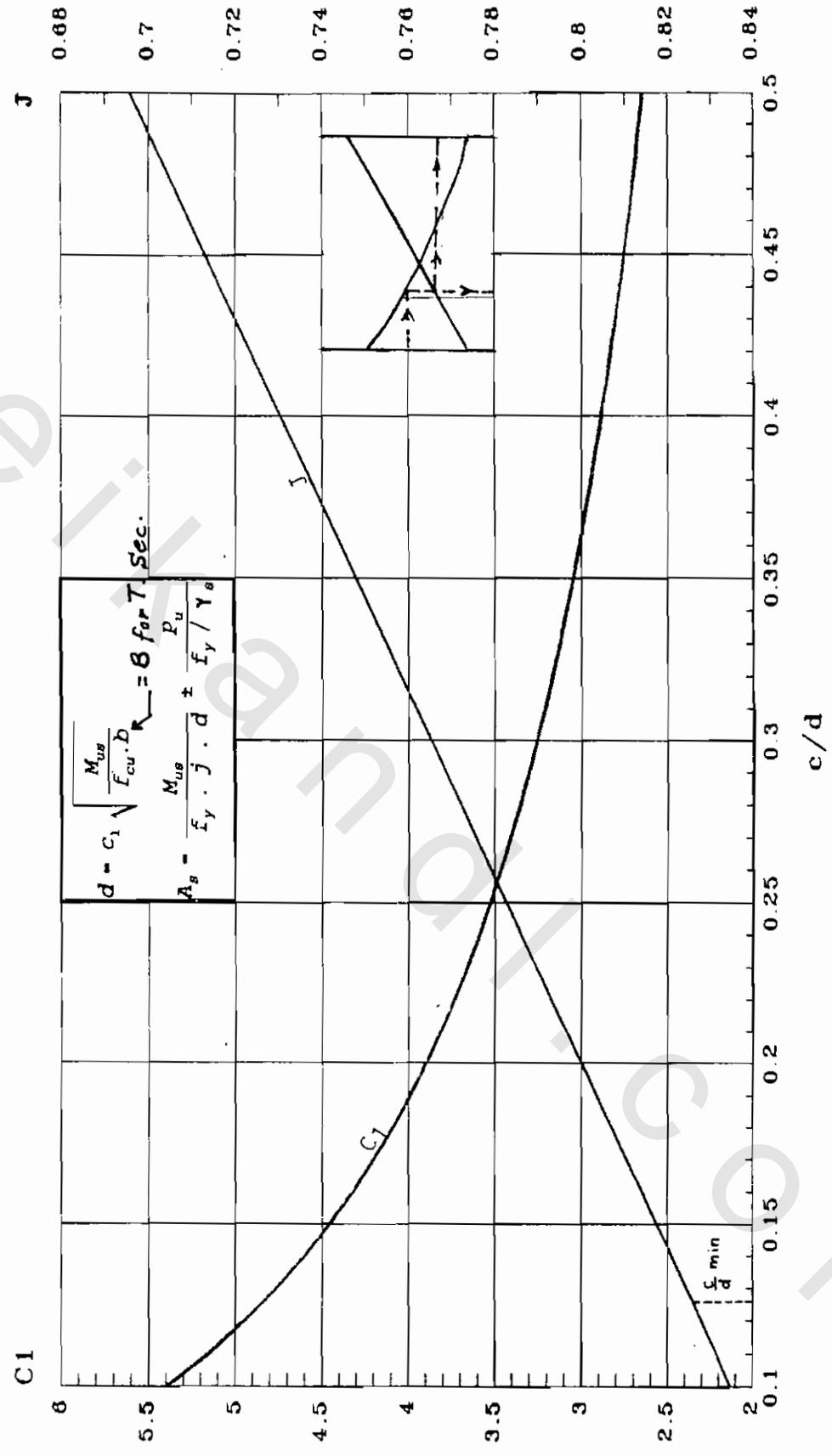


CHART 3

Ultimate Limit Design Charts Simple Bending & Eccentric Force (Tension Failure)

(All Grades of Steel and Concrete)

μ max for $f_y =$	• 2400	• 3600
	◦ 2800	◻ 4000

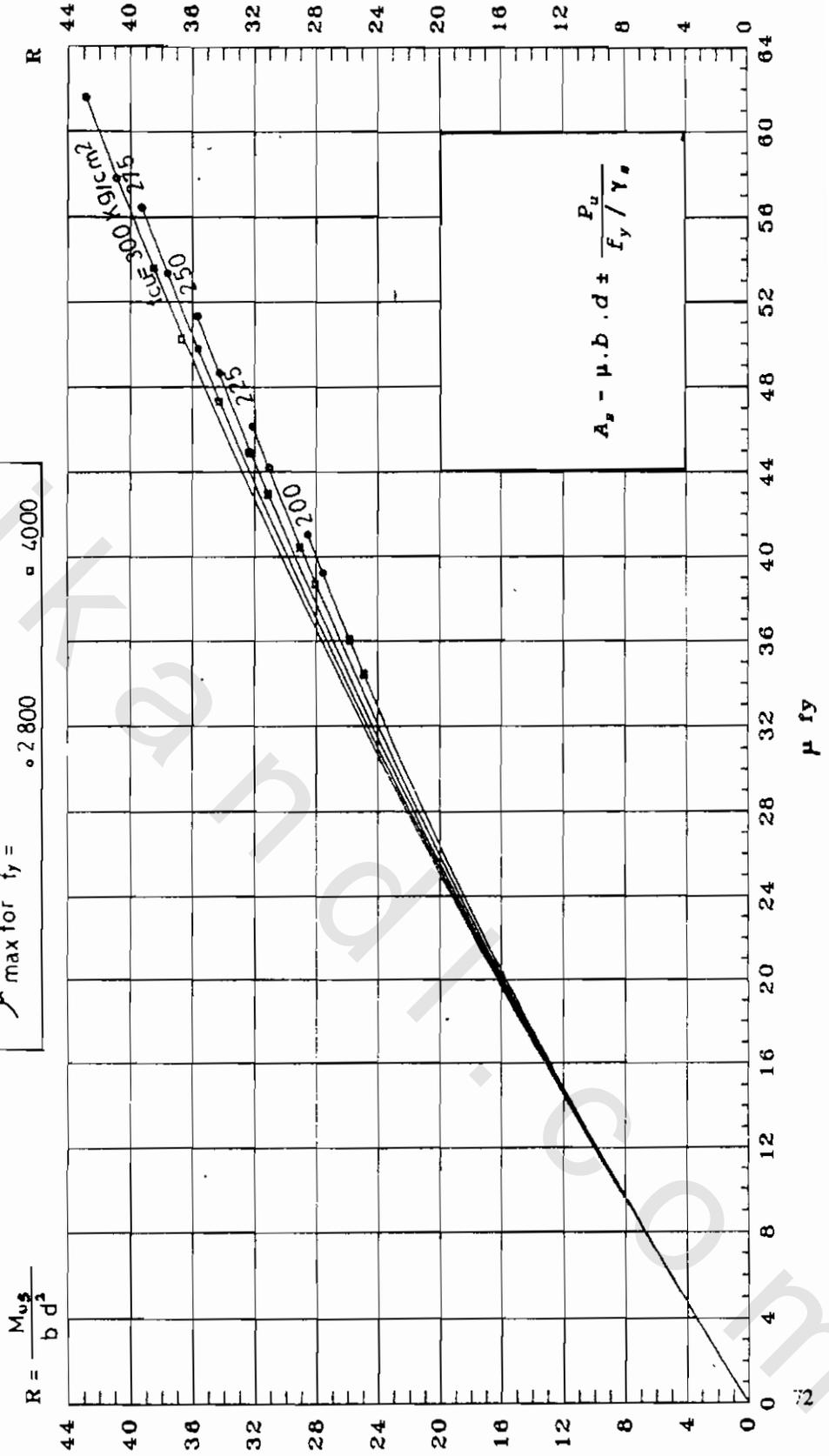


CHART 4

Ultimate Limit Design Charts for Simple Bending
and Eccentric Force with Big Eccentricity
 $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$

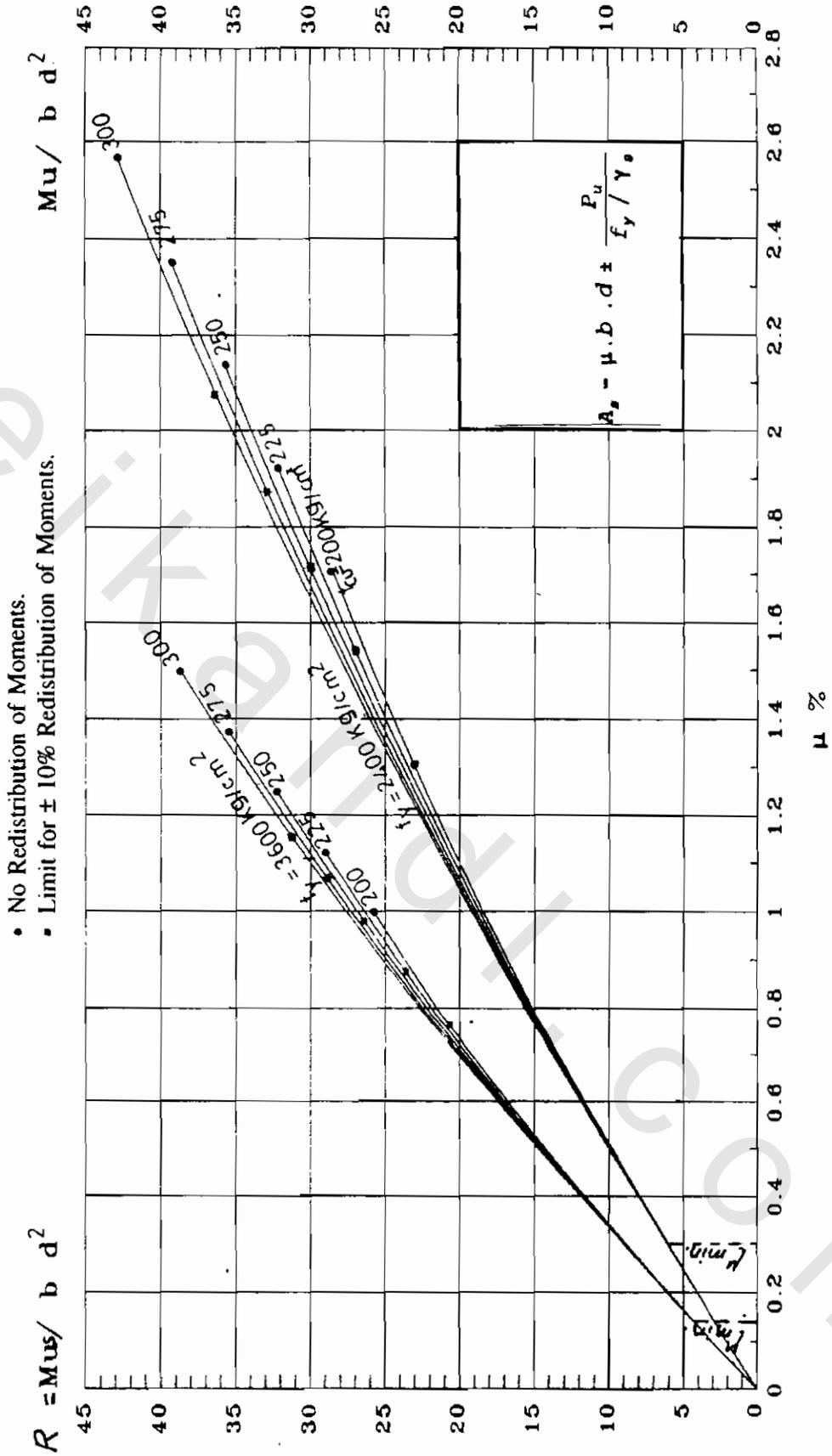


CHART 5

Ultimate limit Design chart for Simple Bending
& Eccentric Force with big eccentricity.
 $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

- No Redistribution of Moments.
- Limit for $\pm 10\%$ Redistribution of Moments.

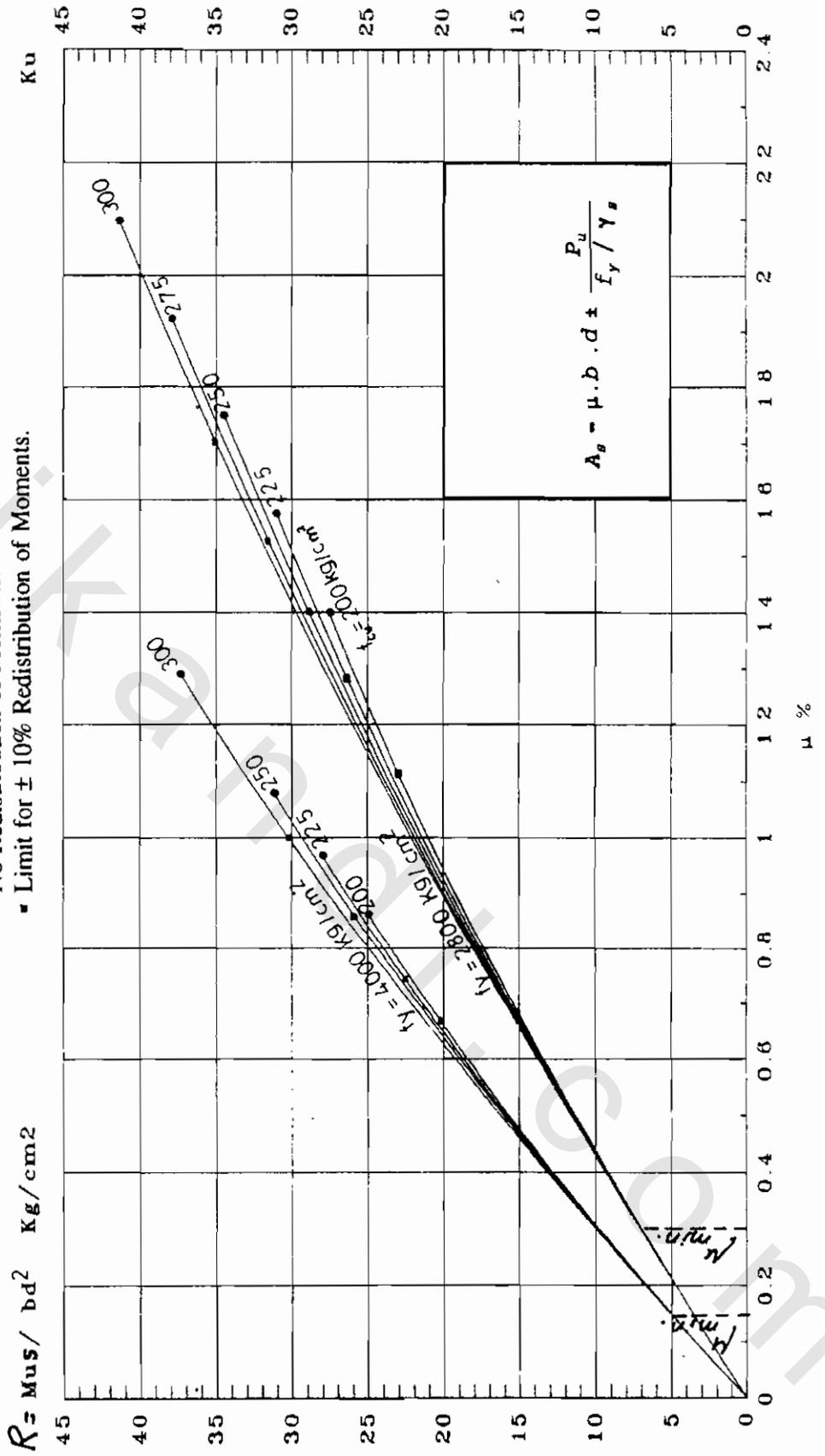


CHART 6

Design of R.C rectangular sections with compression
Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity
 $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $d/d' = .05$

- No Redistribution of Moments.
- Limit for $\pm 10\%$ Redistribution of Moments.

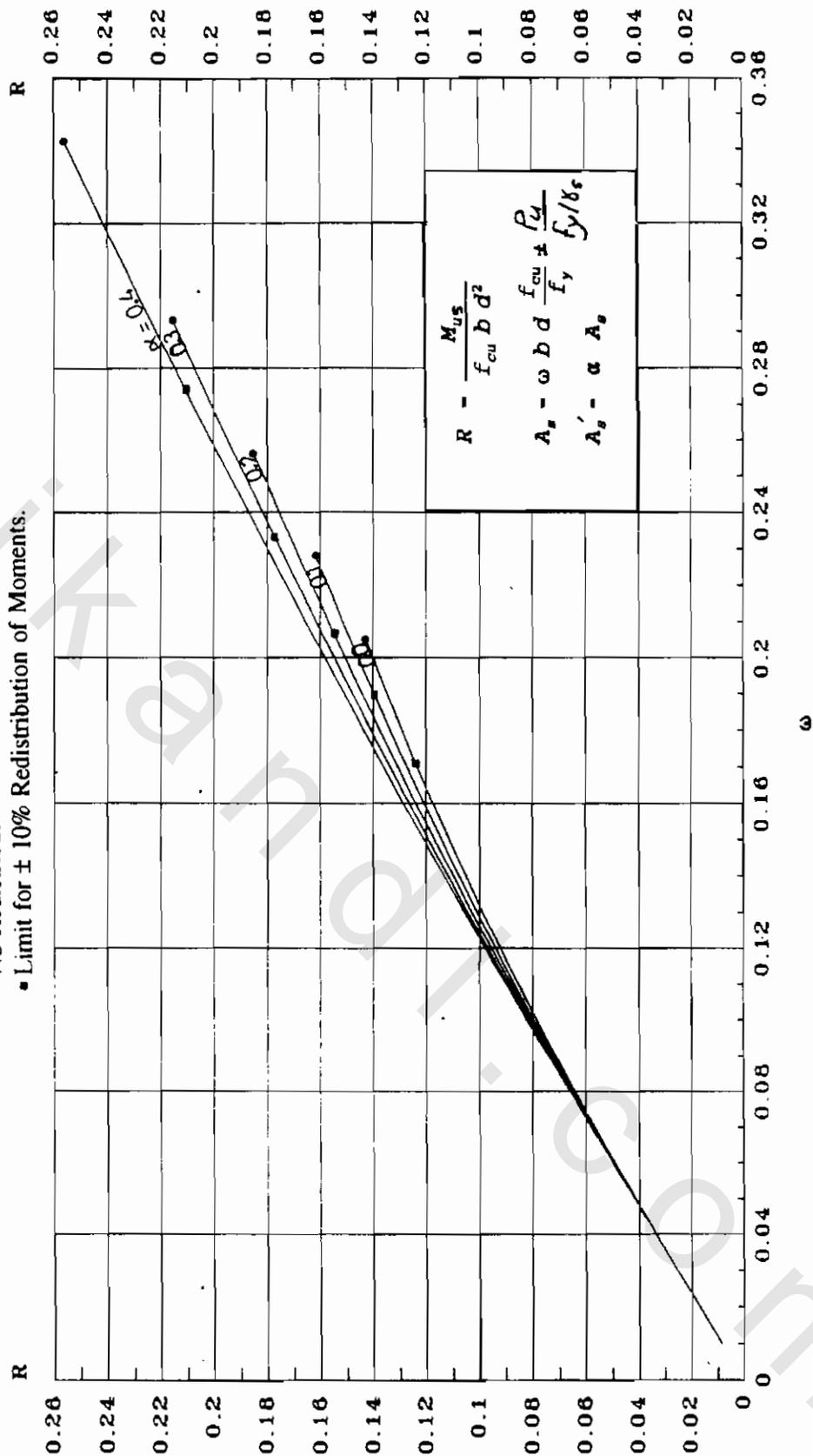


CHART 7

Design of R.C rectangular sections with compression
 Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $d/d' = .05$

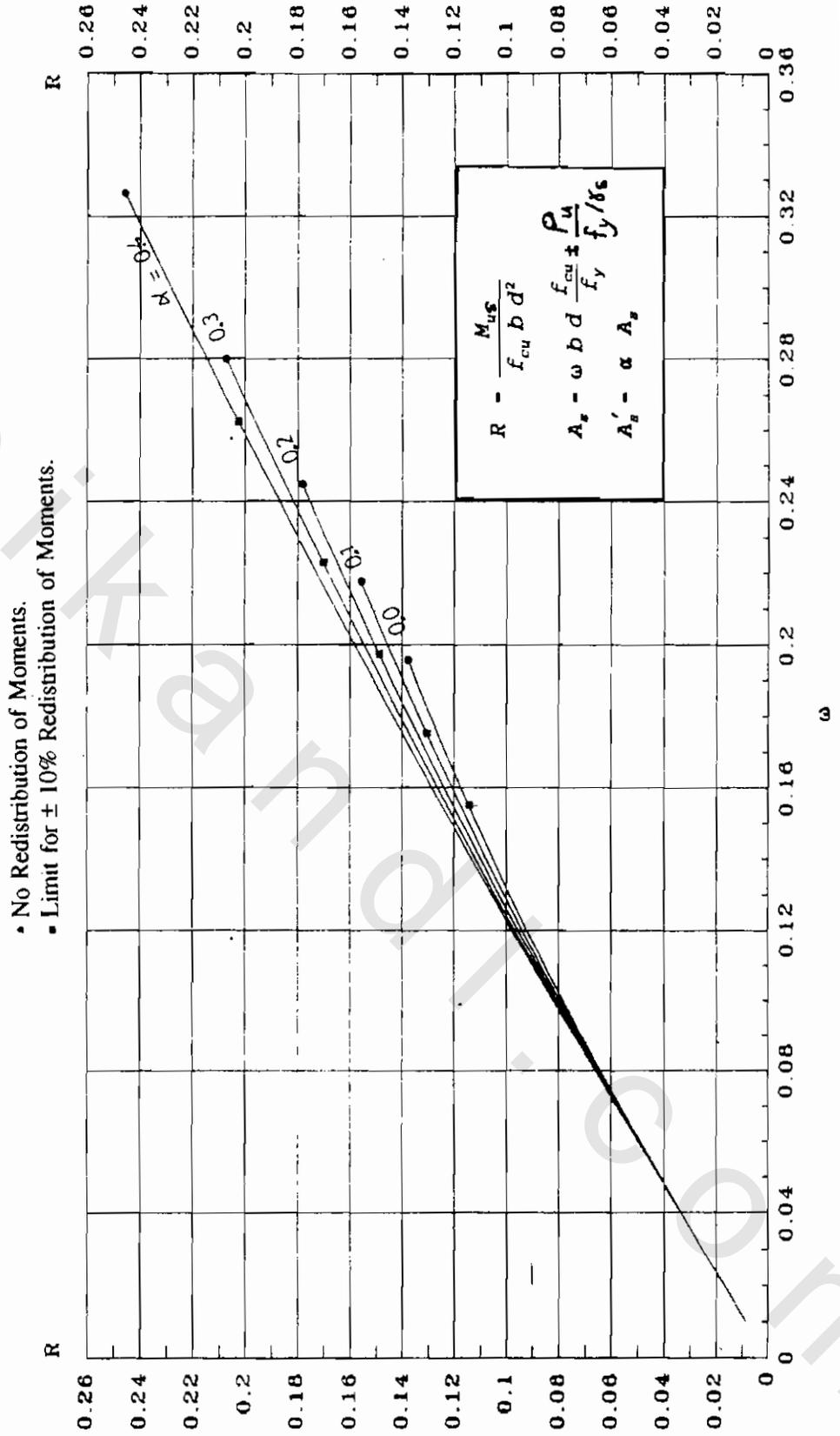


CHART 8

Design of R.C rectangular sections with compression
 Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity
 $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $d/d' = .05$

- No Redistribution of Moments.
- Limit for $\pm 10\%$ Redistribution of Moments.

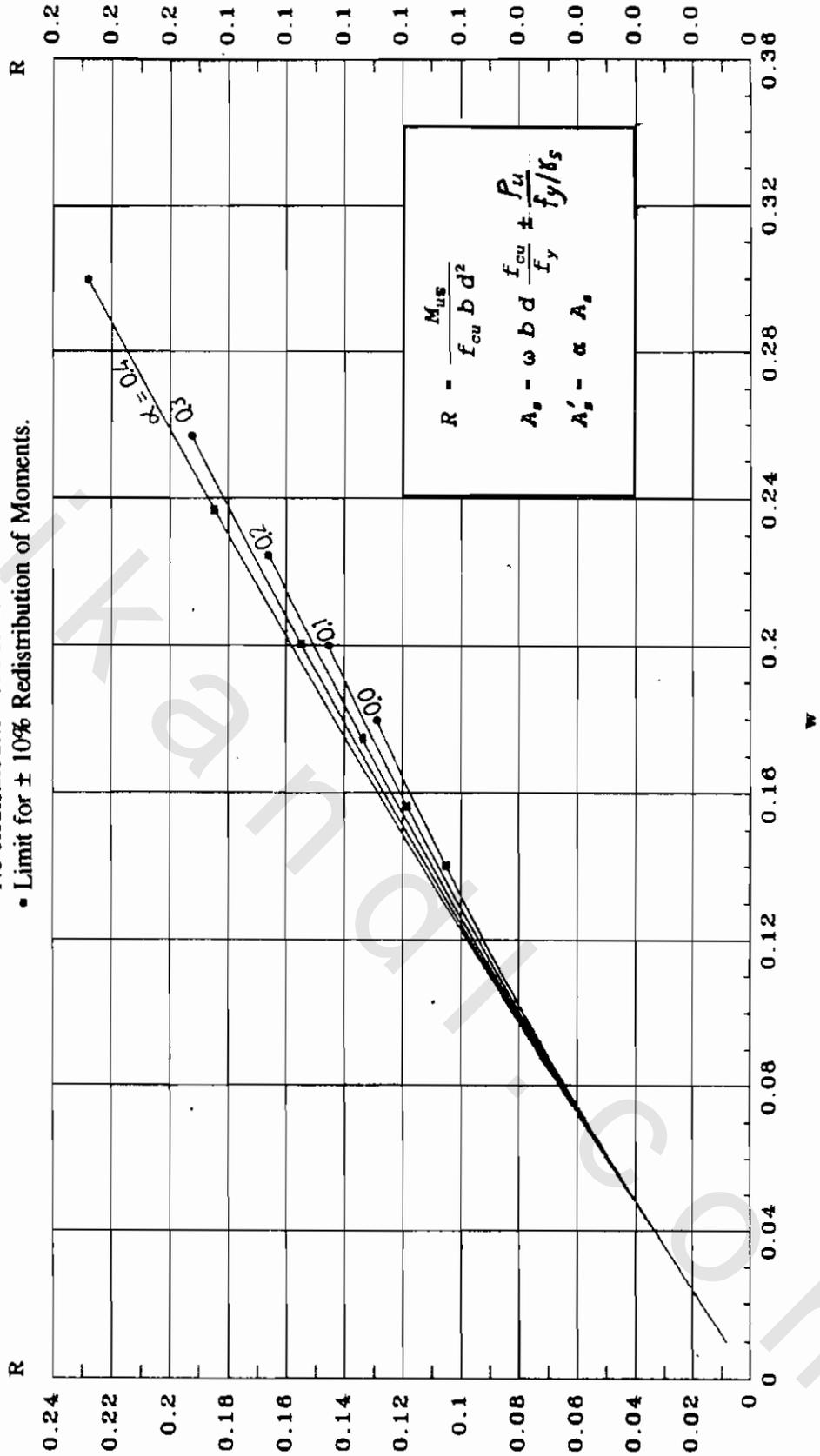


CHART 9

Design of R.C rectangular sections with compression
 Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 $d/d' = .05$

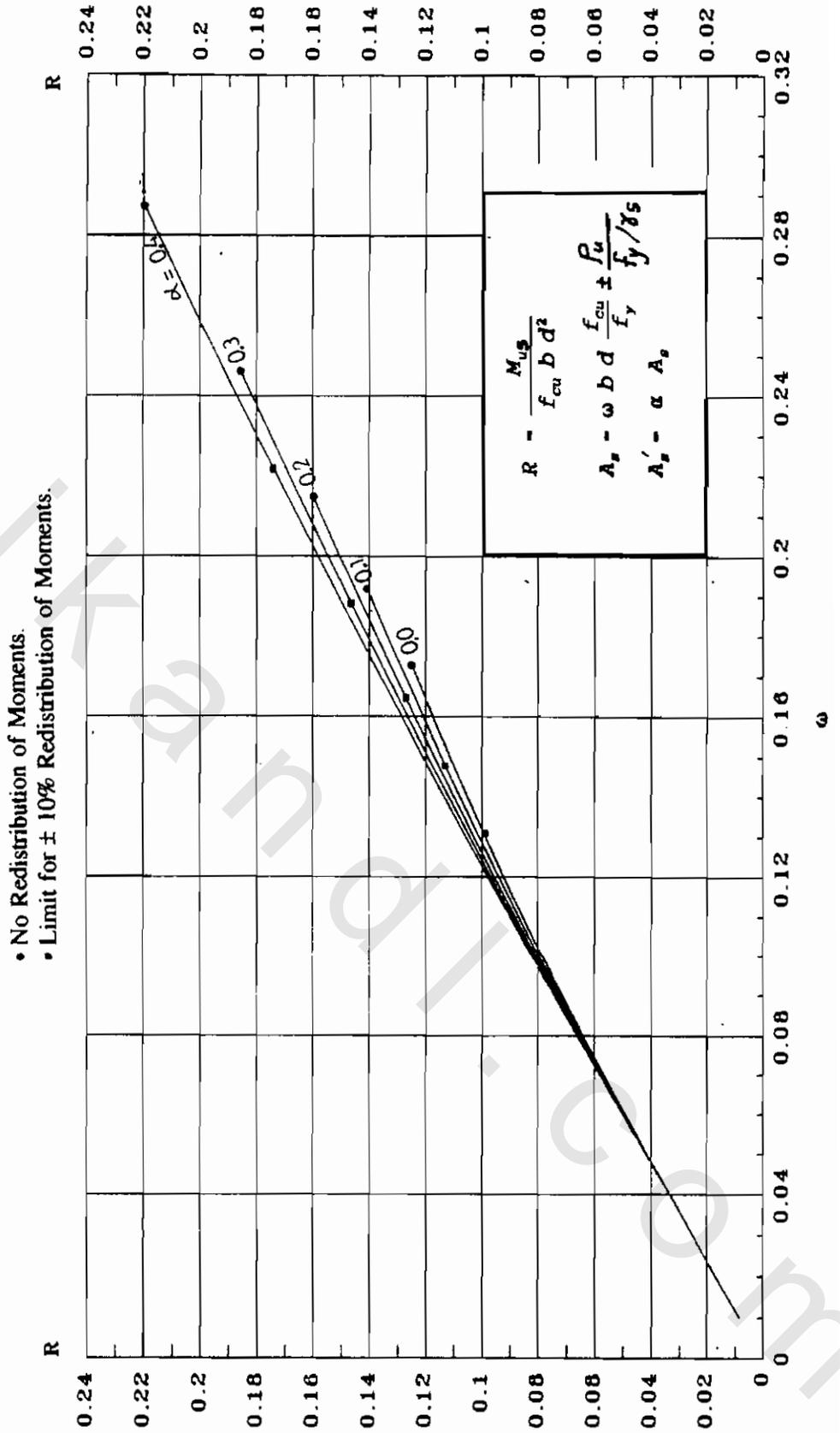
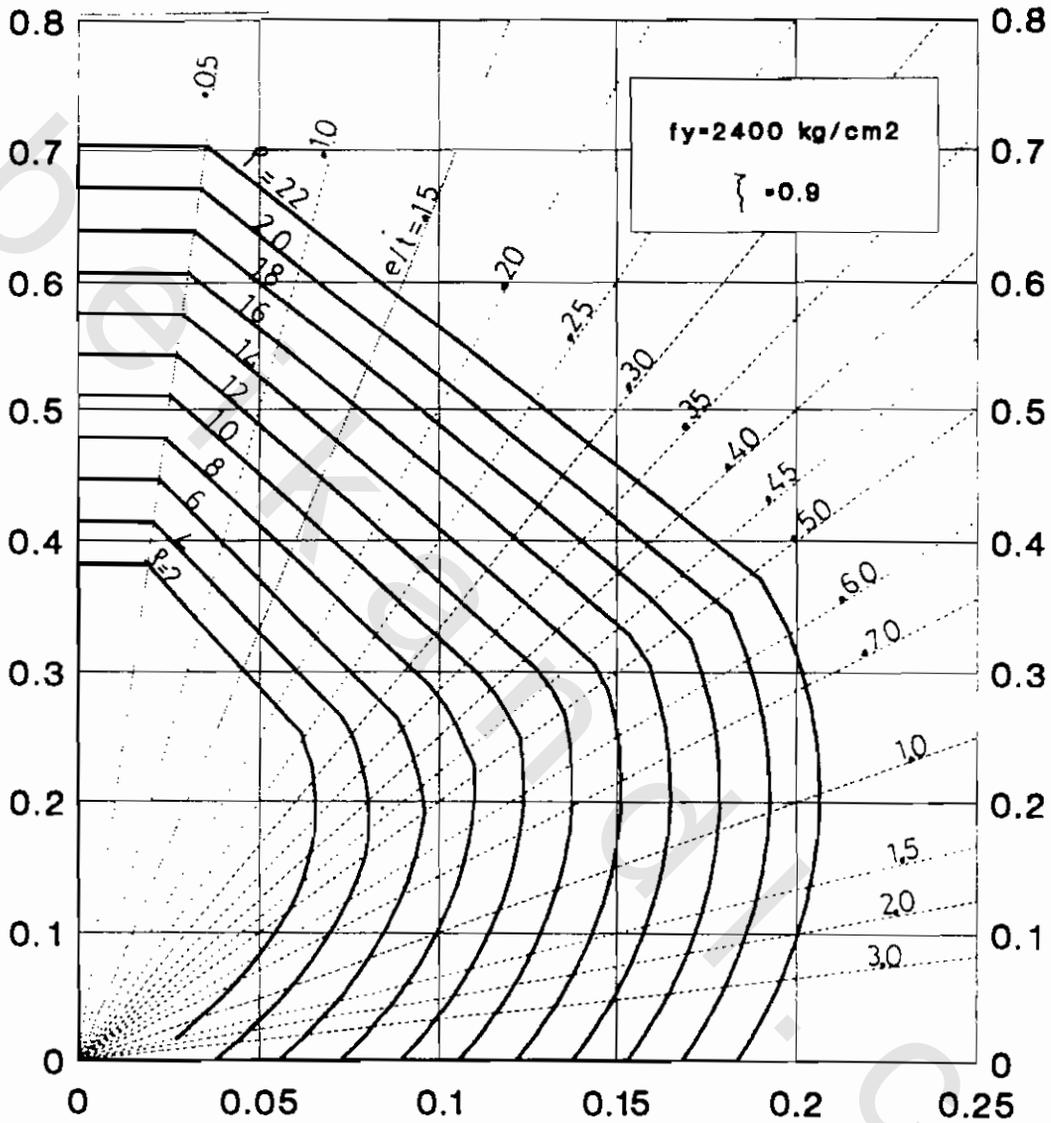


CHART 1

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force

(uniformly distributed steel)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_{s(\text{total})} = \mu b t$$

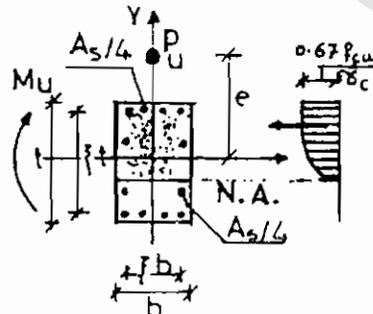
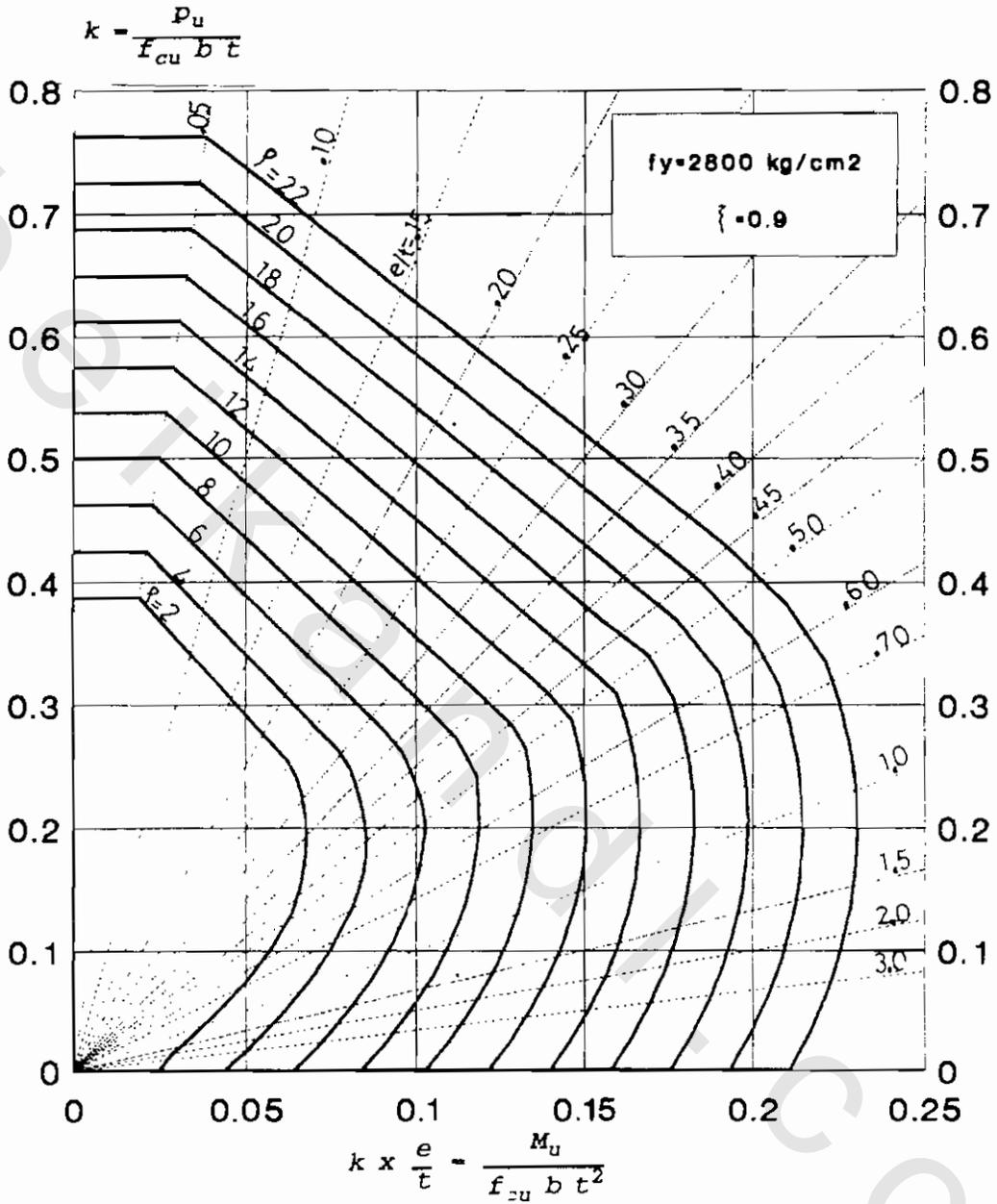


CHART 2

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric force (uniformly Distributed Steel)



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_{s(\text{total})} = \mu b t$$

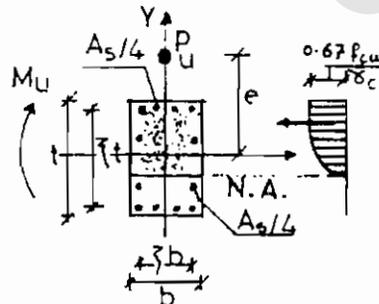
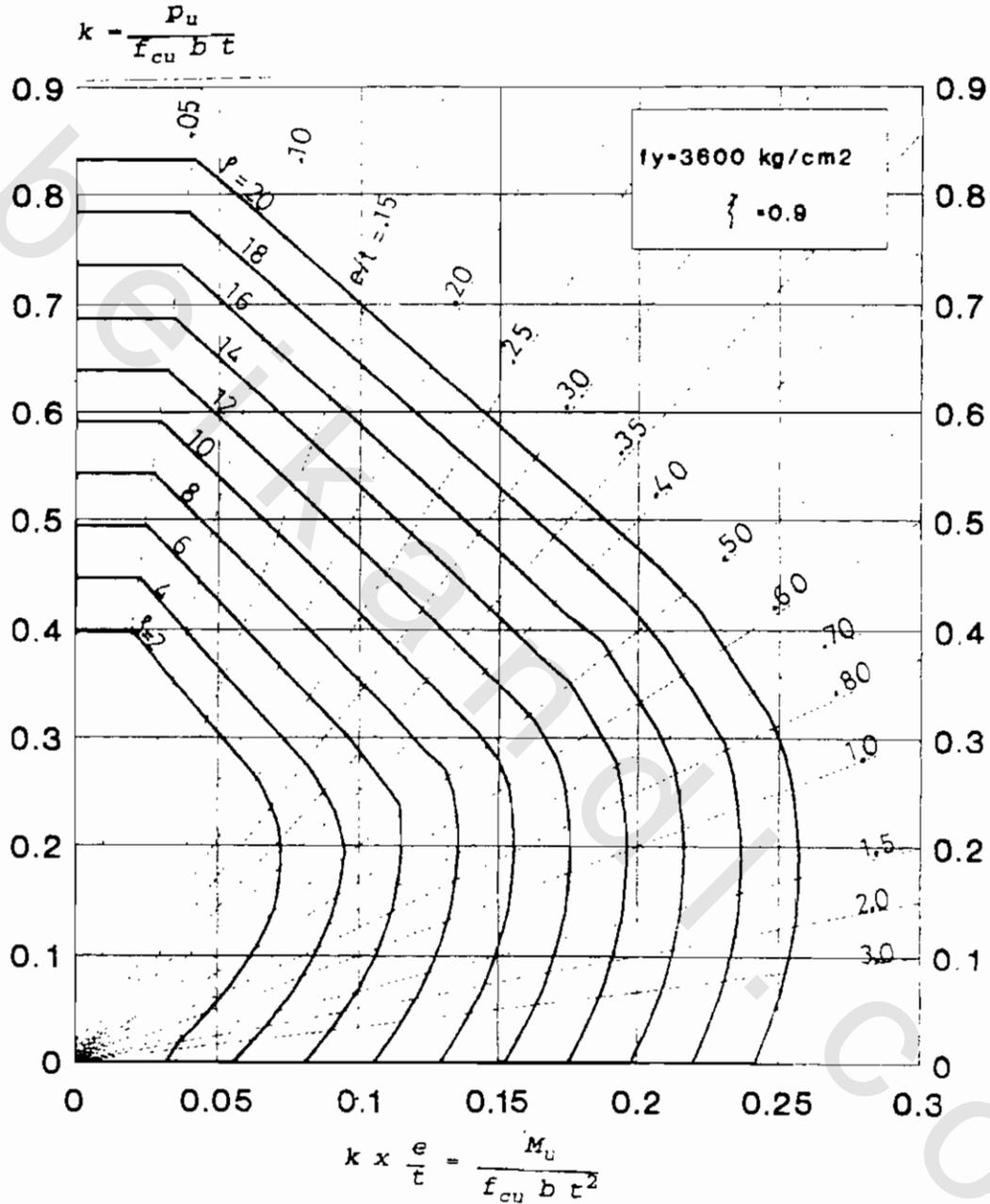


CHART 3

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Forces (Uniformly Distributed Steel)



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_{s, \text{total}} = \mu b t$$

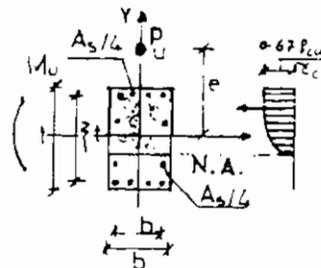
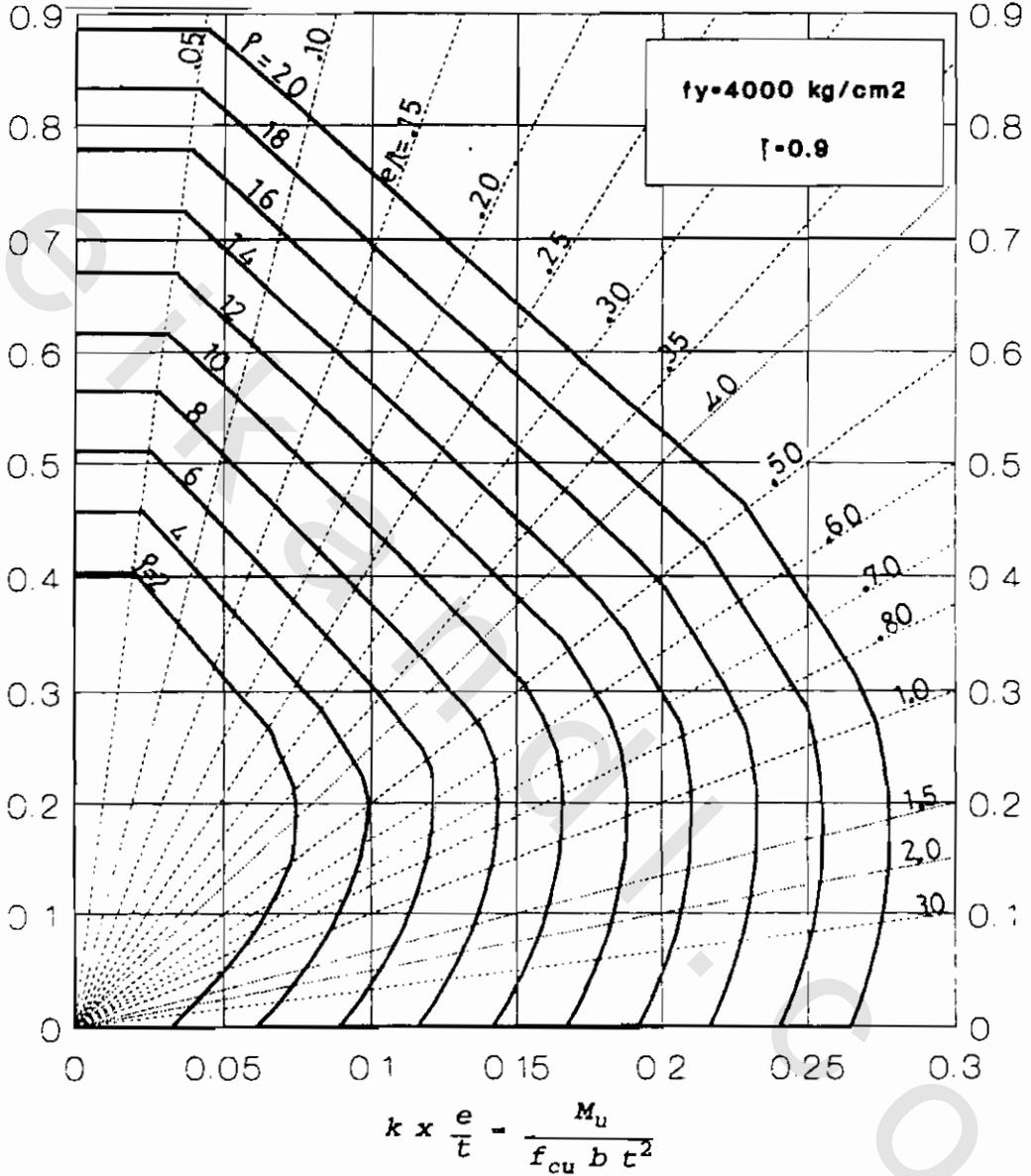


CHART 4

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric force (Uniformly Distributed Steel)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s(\text{total}) = \mu b t$$

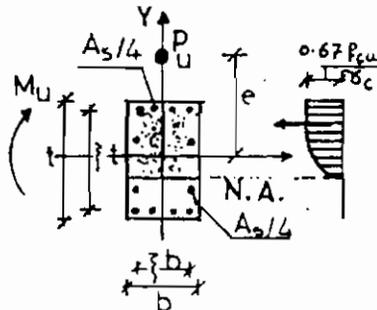
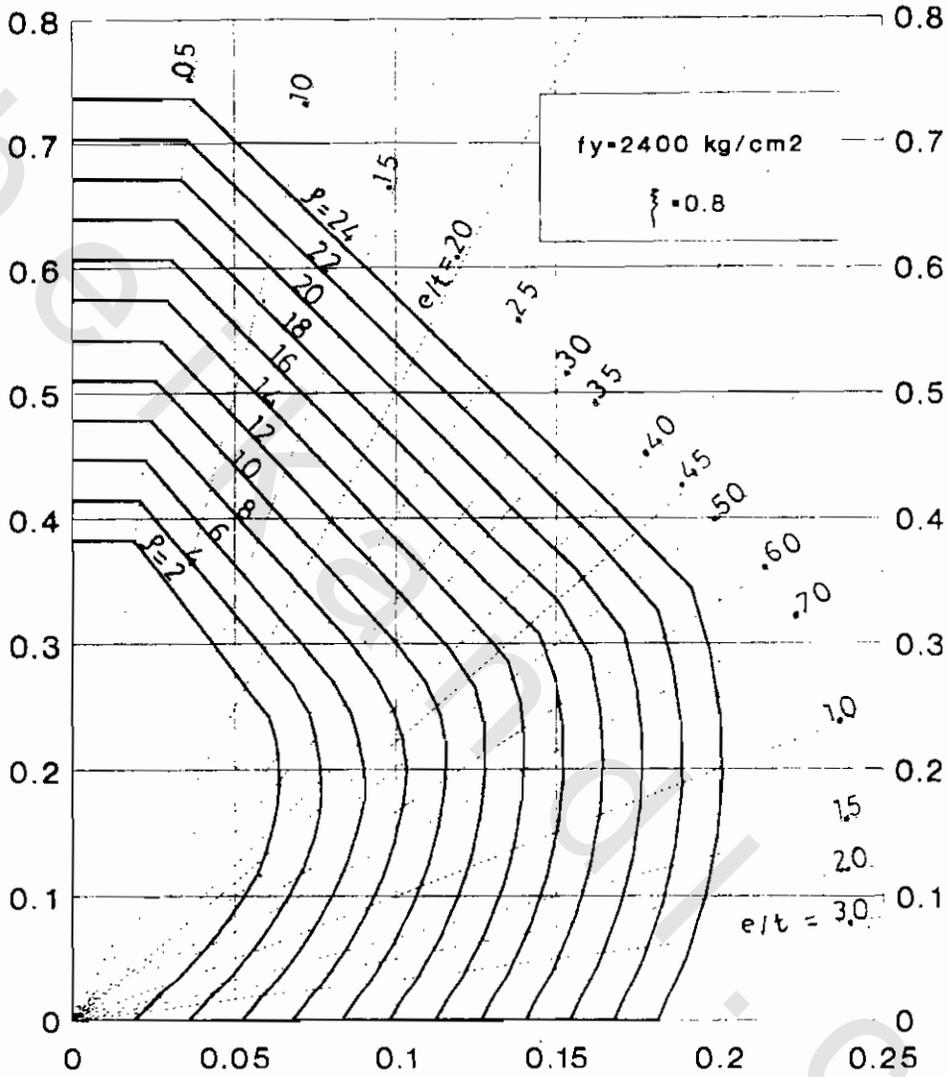


CHART 5

Ultimate Limit Design Charts for Section Subjected to Eccentric Force (Uniformly Distributed Steel)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_{s(\text{total})} = \mu b t$$

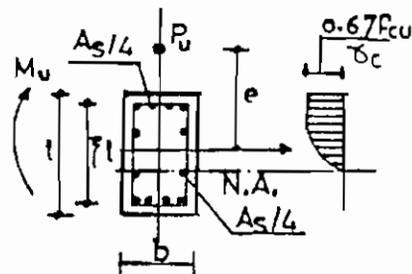
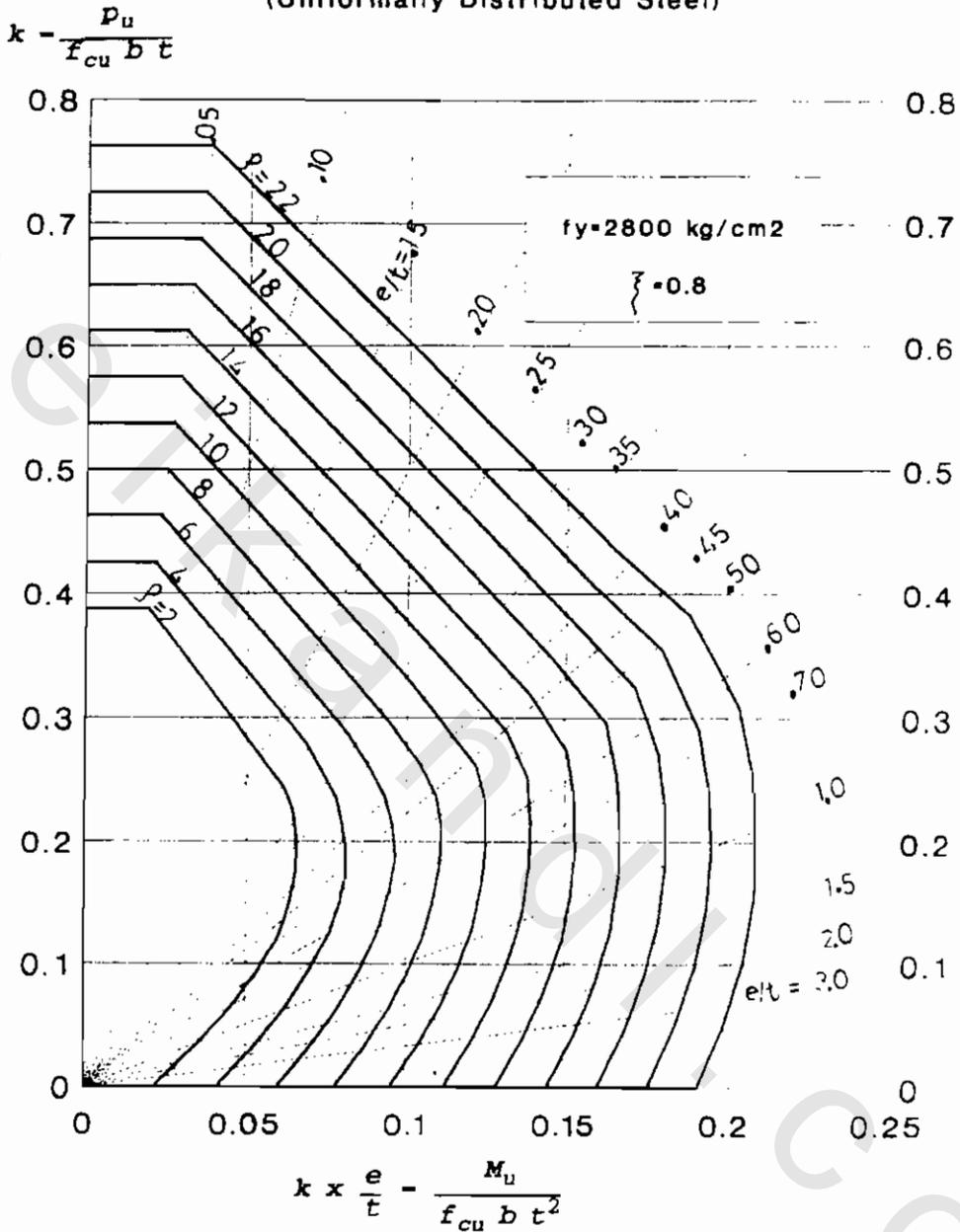


CHART 6

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force (Uniformly Distributed Steel)



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_{s(\text{total})} = \mu b t$$

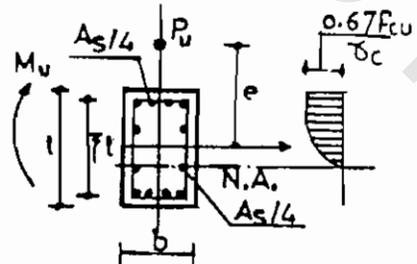
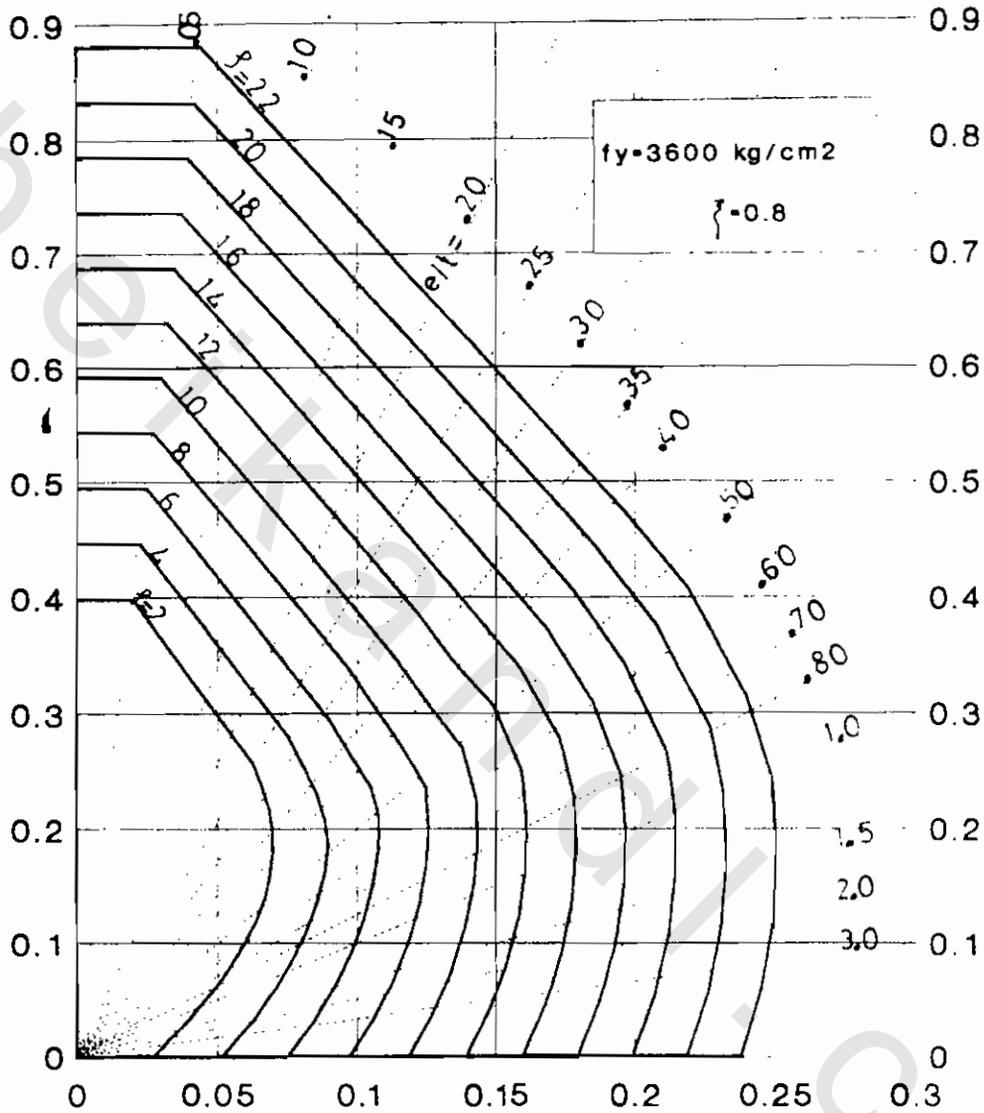


CHART 7

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force (Uniformly Distributed steel)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s(\text{total}) = \mu b t$$

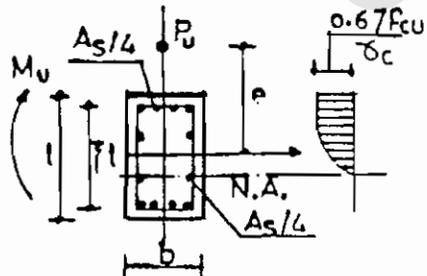
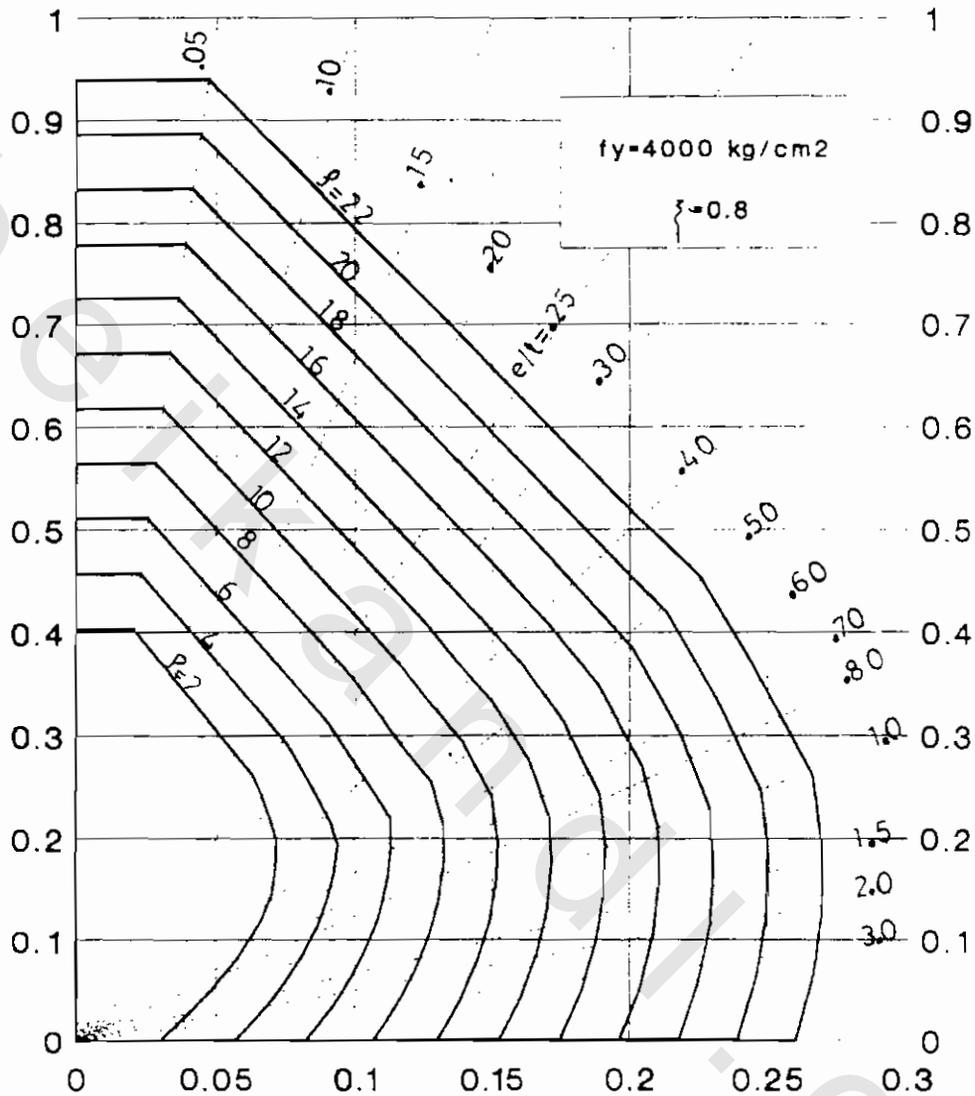


CHART 8

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force (Uniformly Distributed Steel)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_{s(total)} = \mu b t$$

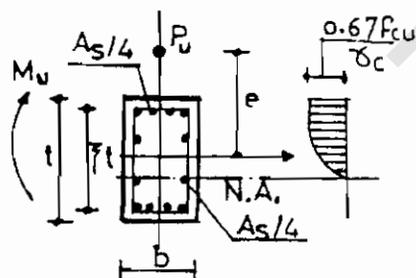


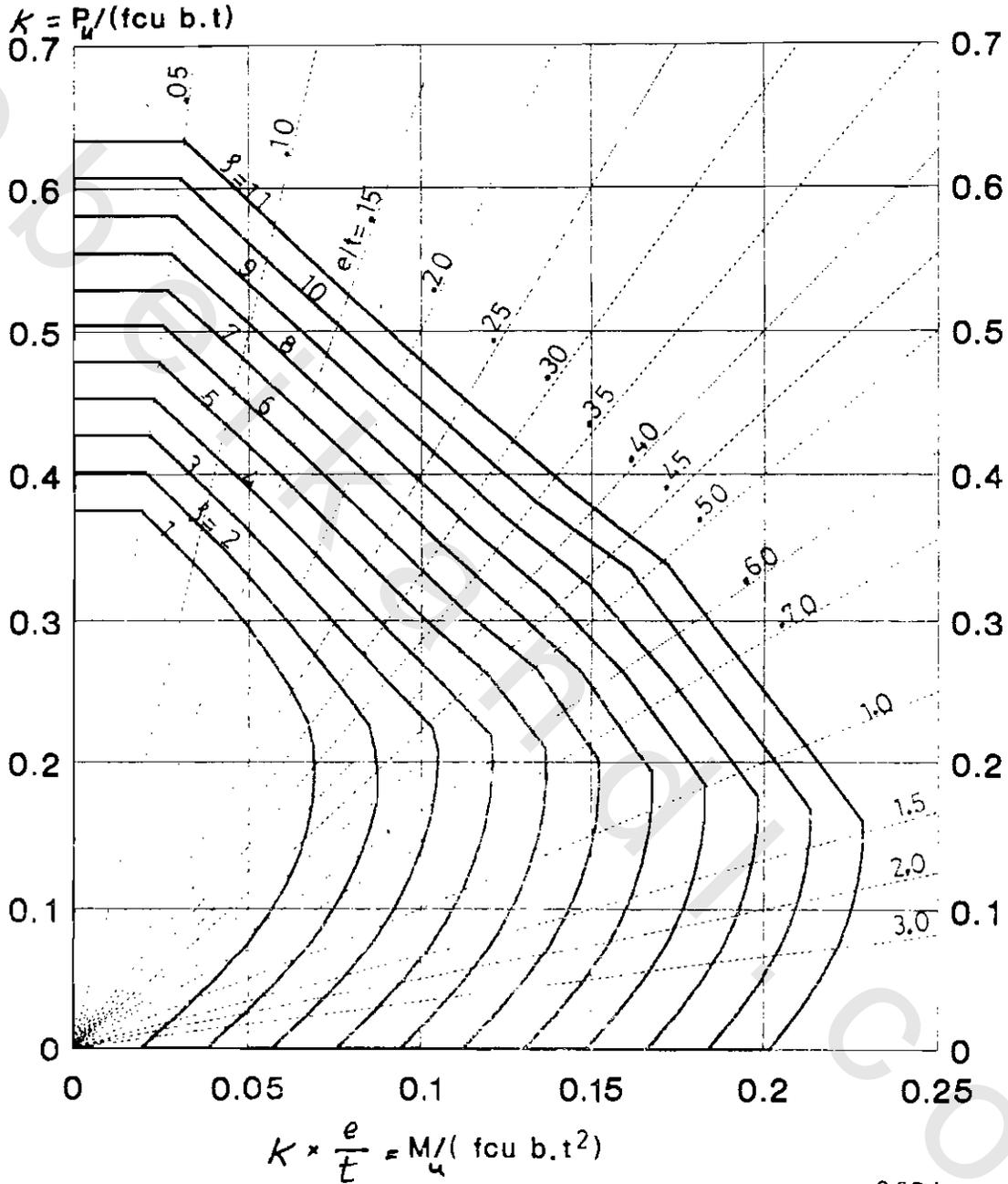
CHART 9

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$\xi = 0.9$

$\alpha = 0.6$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A_s' = \alpha A_s$$

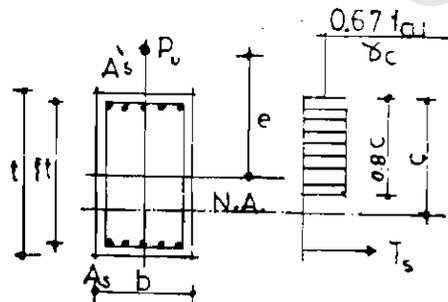
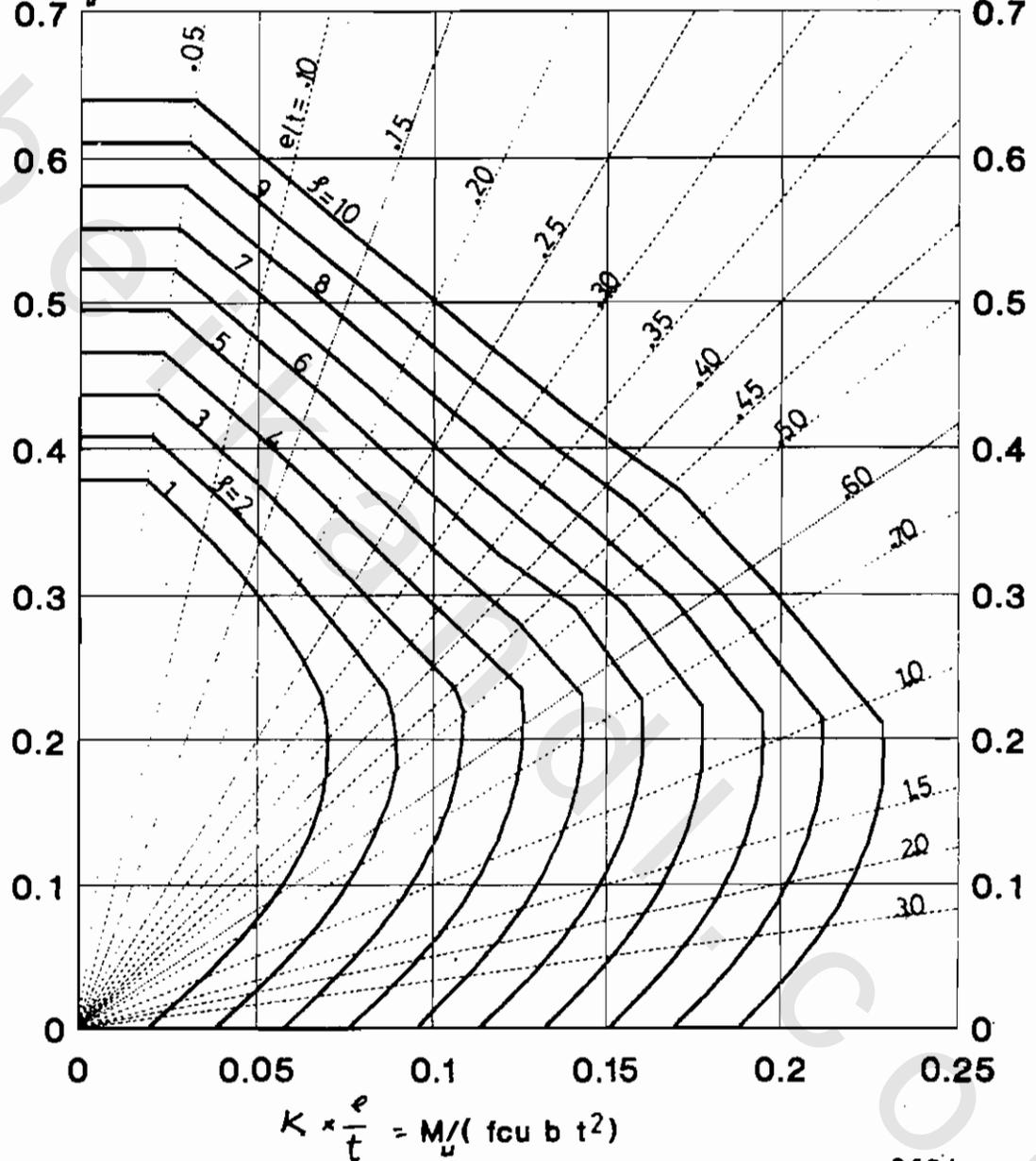


CHART 10

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $\xi = 0.9$ $\alpha = 0.8$

$$K = P / (f_{cu} b t)$$



$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

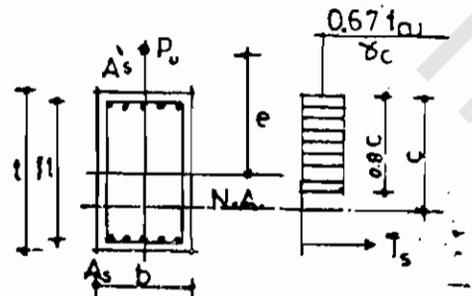


CHART 11

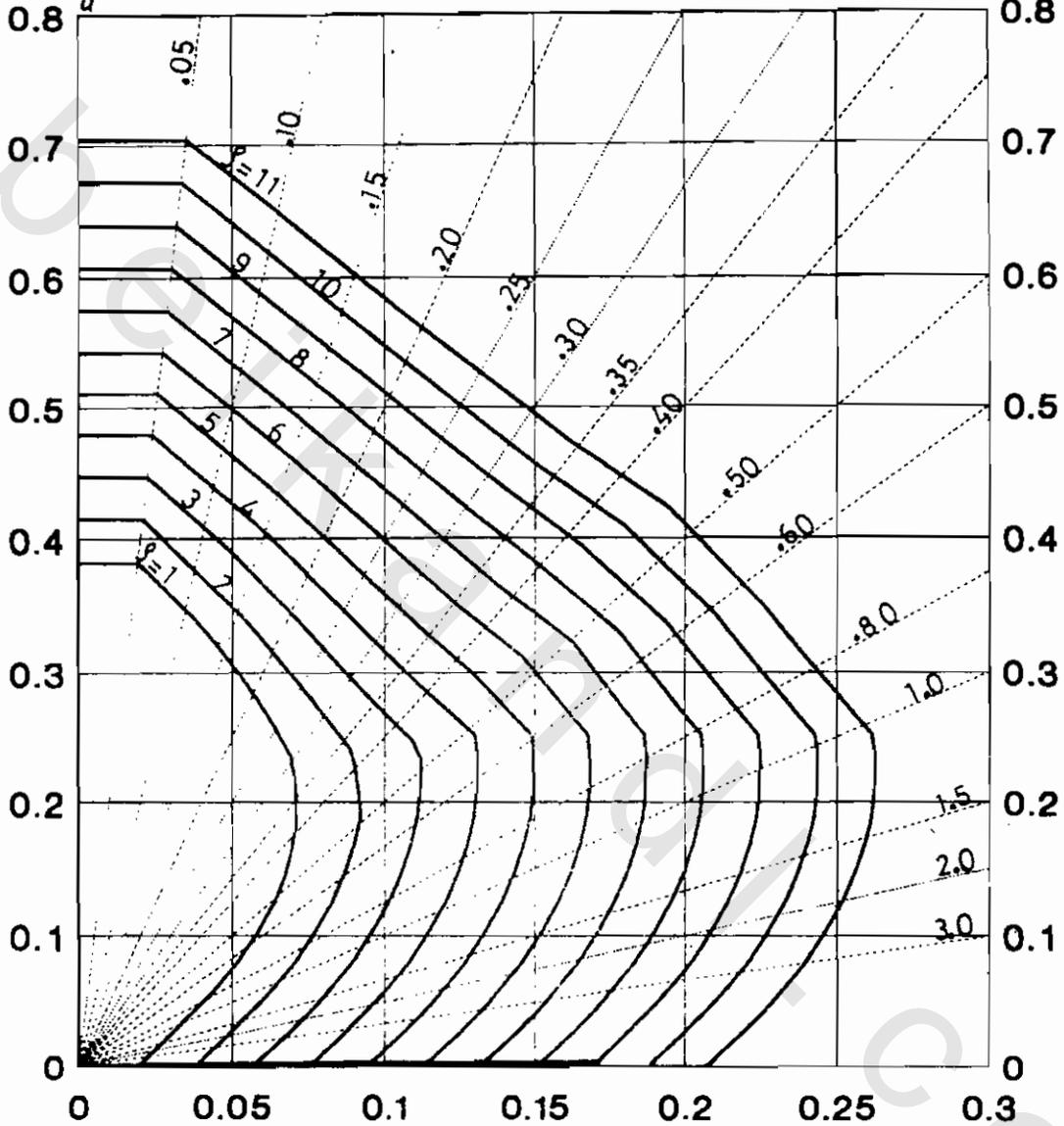
Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

$$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.9$$

$$\alpha = 1.0$$

$$K = \frac{P_u}{(f_{cu} b t)}$$



$$K \frac{e}{t} = \frac{M_u}{(f_{cu} b t^2)}$$

$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_s' = A_s = \mu b t$$

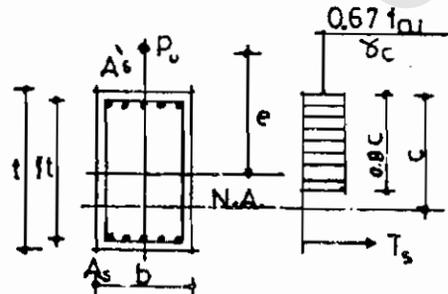
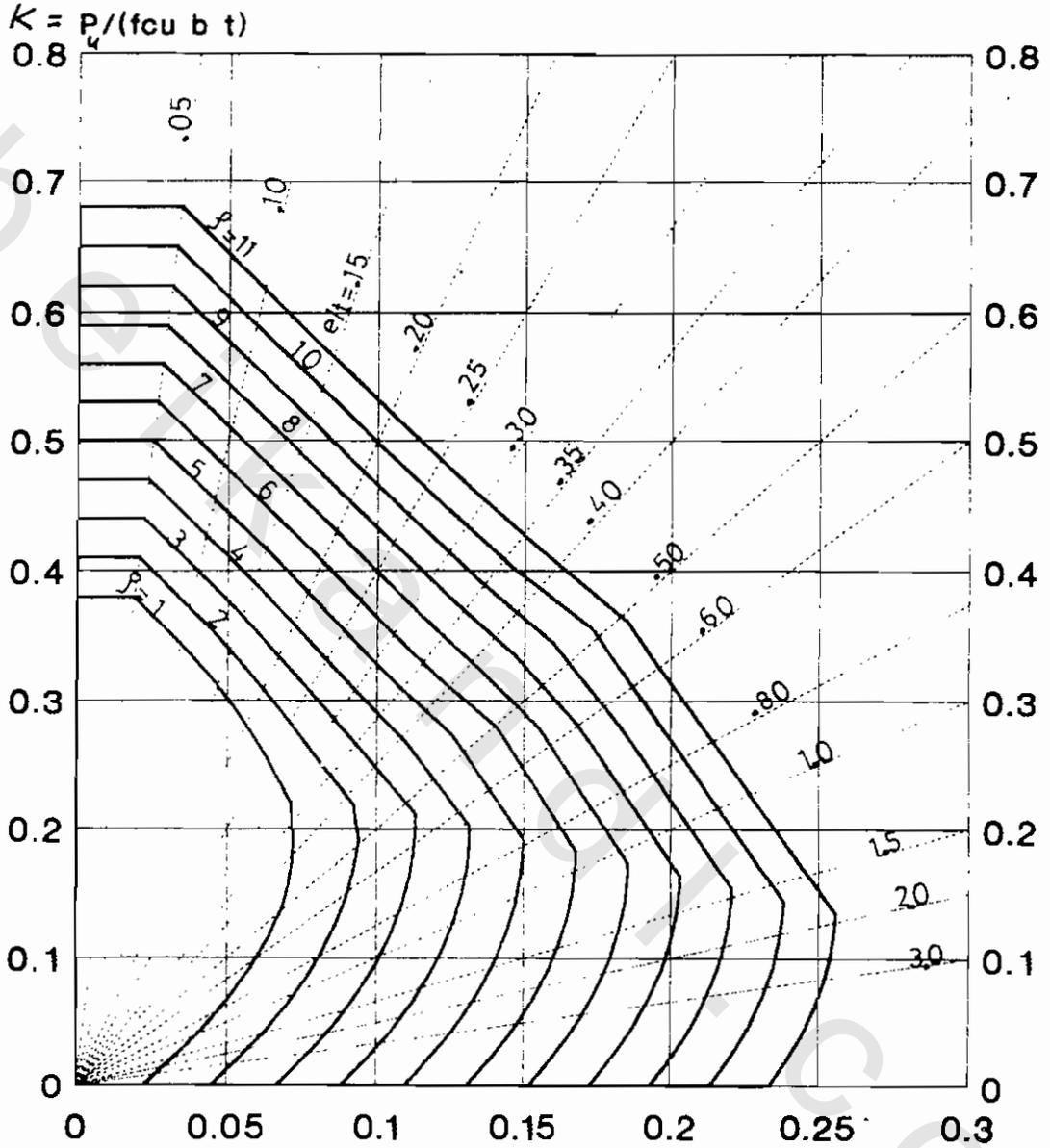


CHART 12

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.9$ $\alpha = 0.6$



$$K \cdot \frac{e}{t} = M_u / (f_{cu} b t^2)$$

$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_p = \mu b t$$

$$A_s' = \alpha A_s$$

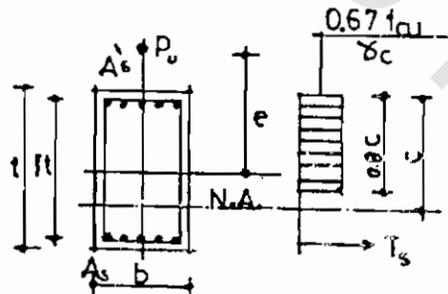
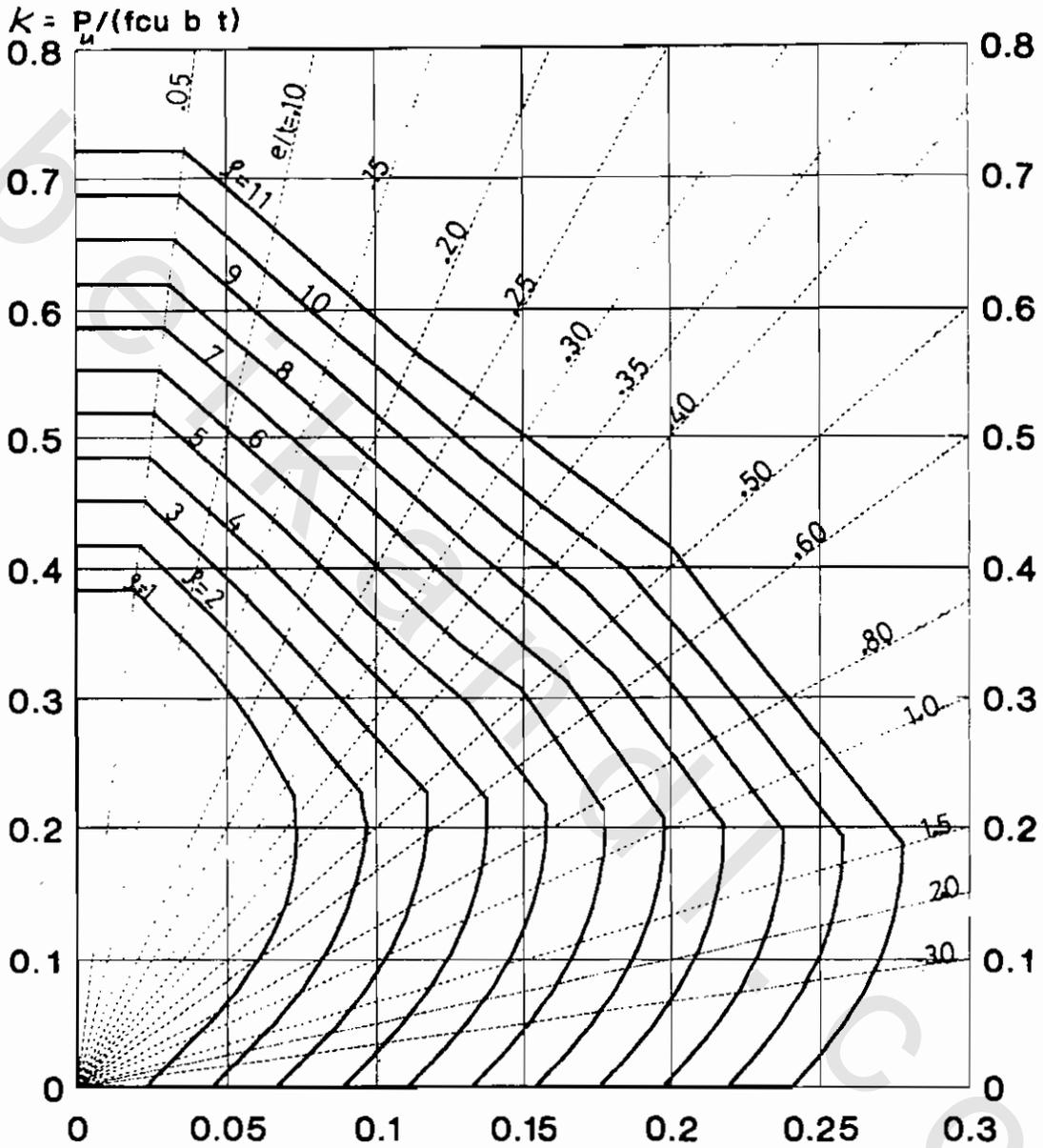


CHART 13

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\xi = 0.9$ $\alpha = 0.8$



$$K \cdot \frac{e}{t} = \frac{M}{(f_{cu} b t^2)}$$

$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A_s' = \alpha A_s$$

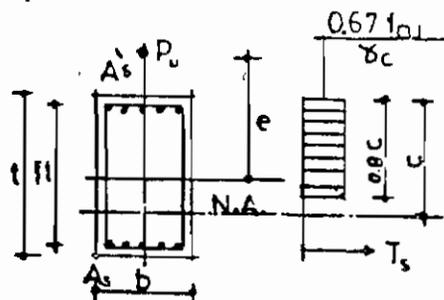
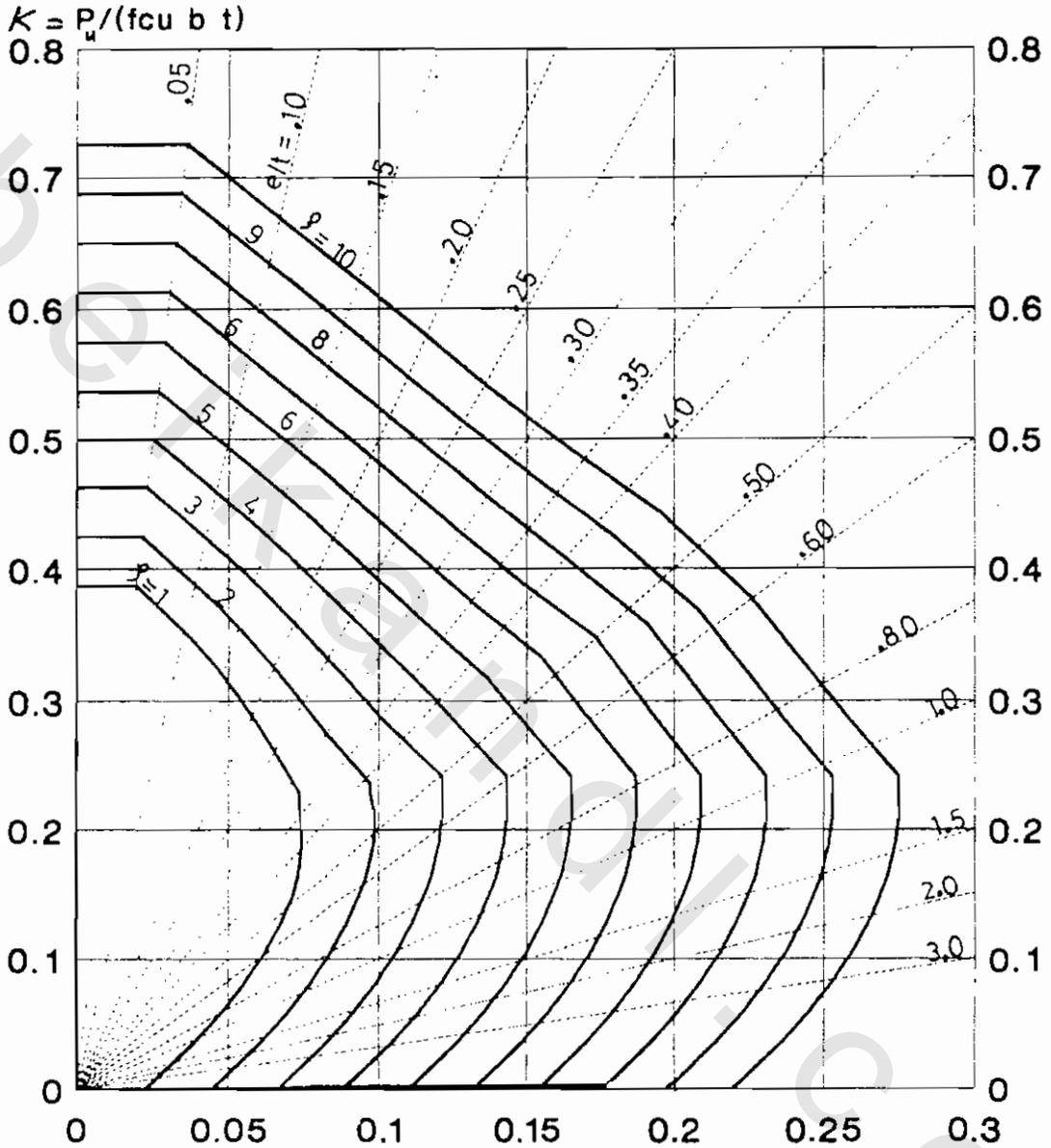


CHART 14

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

$F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.9$ $\alpha = 1.0$



$$K \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_c u b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_s' = A_s = \mu b t$$

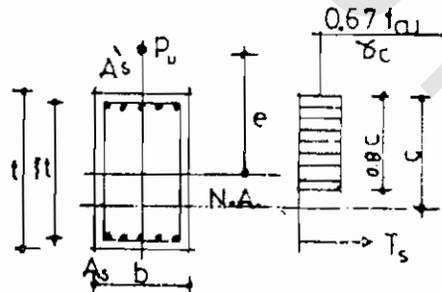
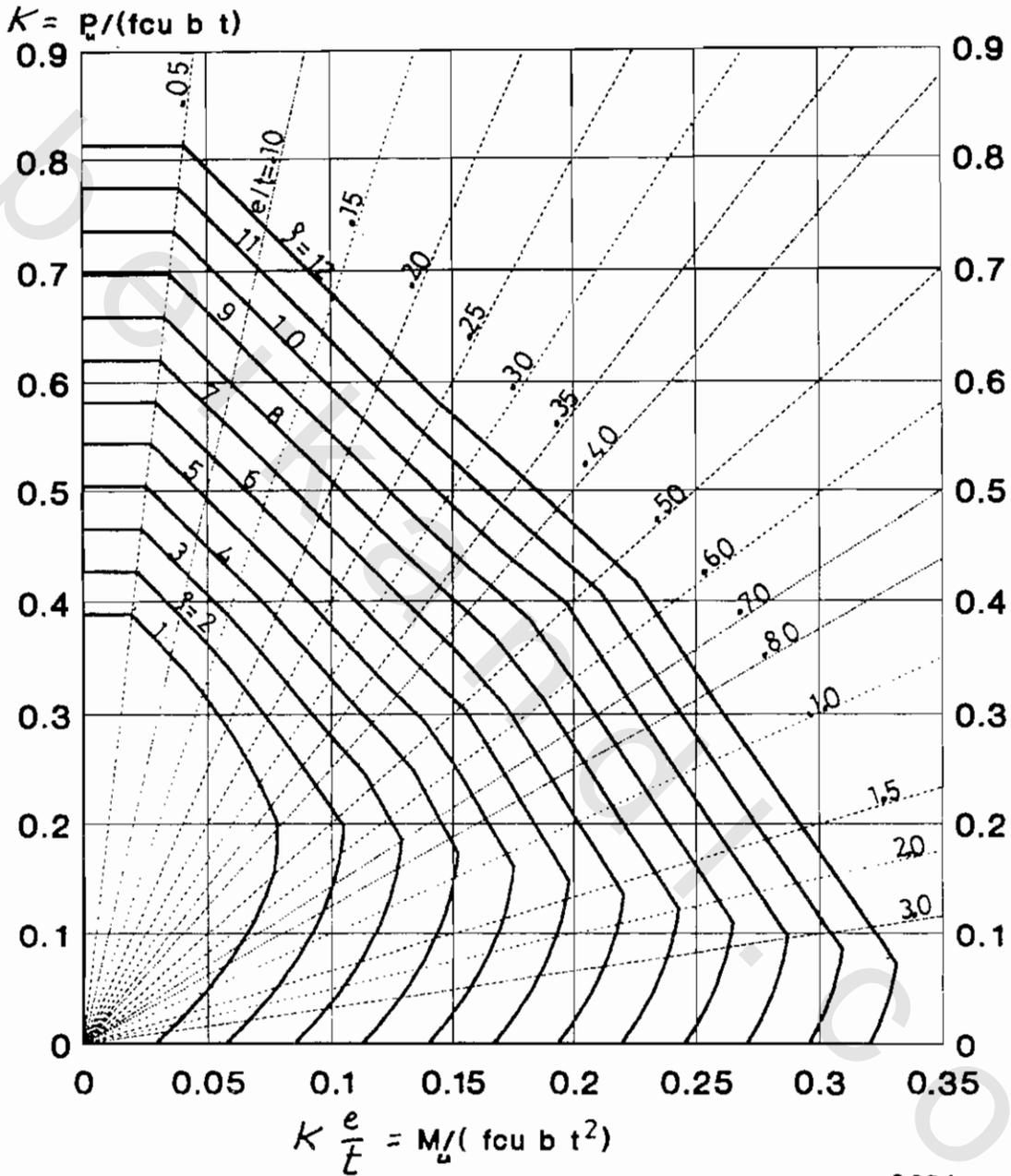


CHART 15

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.9$ $\alpha = 0.6$



$$\mu = \rho f_{cu} \cdot 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A_s' = \alpha A_s$$

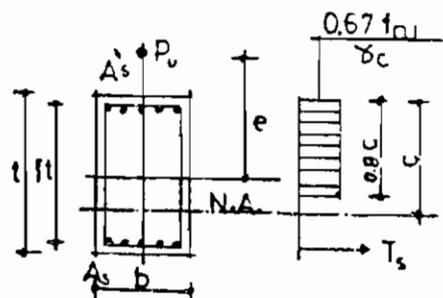
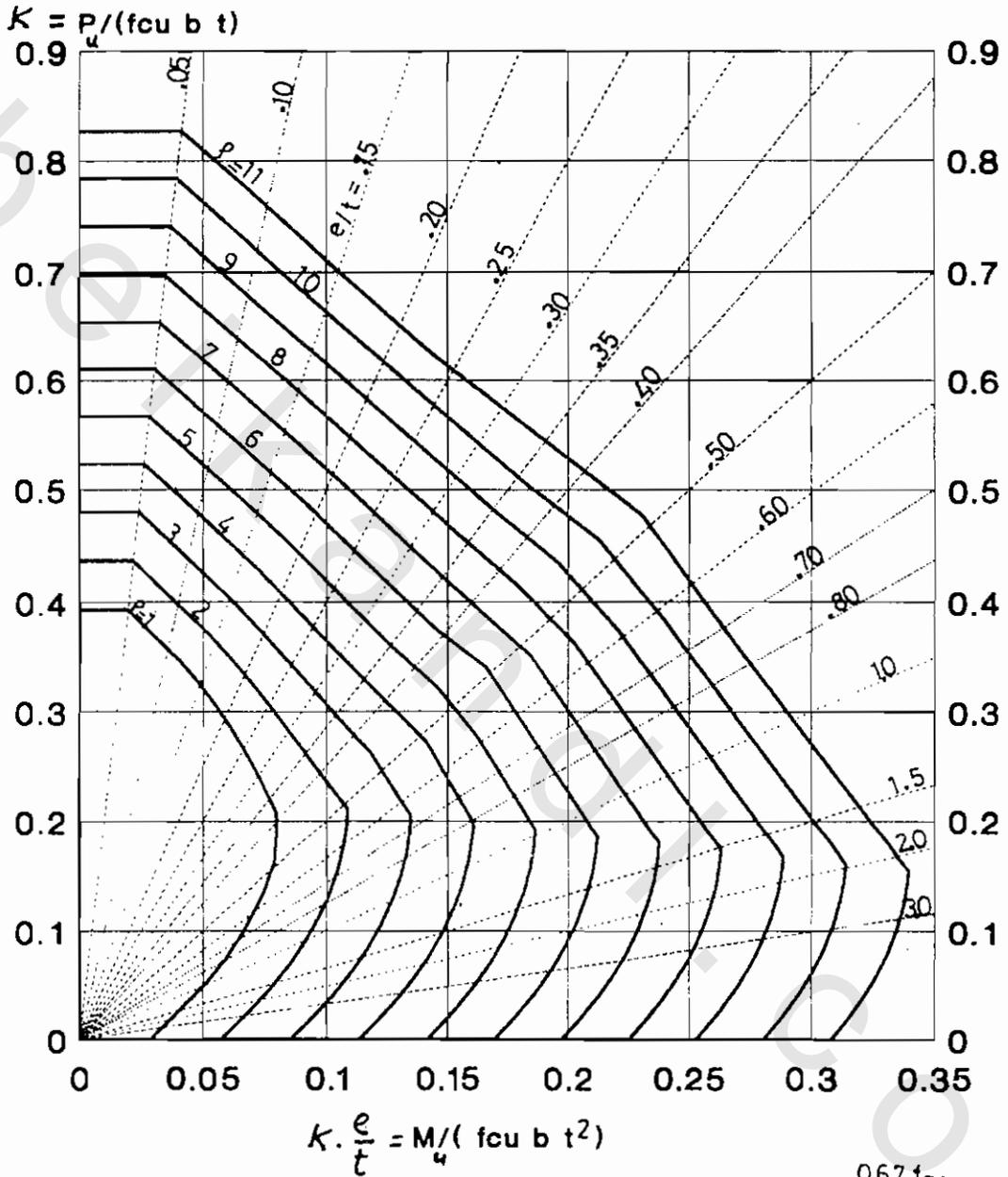


CHART 16

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\xi = .9$ $\alpha = 0.8$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

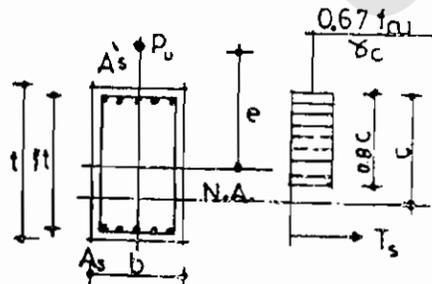
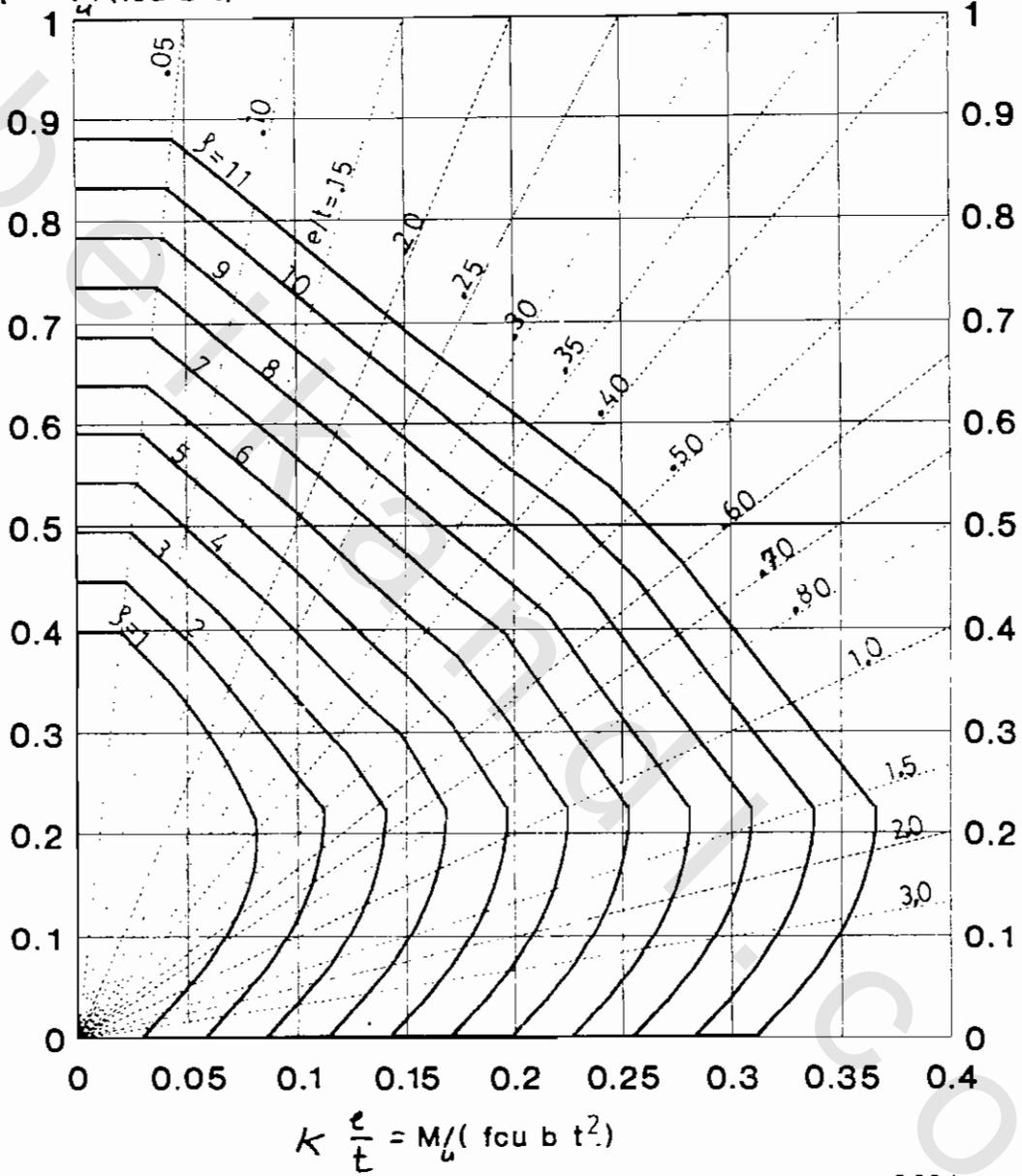


CHART 17

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.9$ $\alpha = 1.0$

$$K = P_u / (f_{cu} b t)$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A'_s = A_s = \mu b t$$

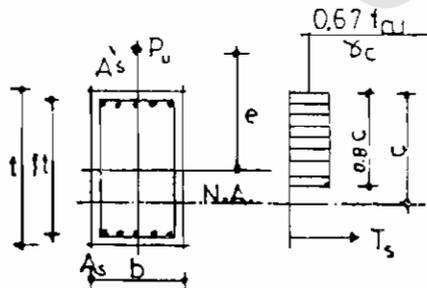
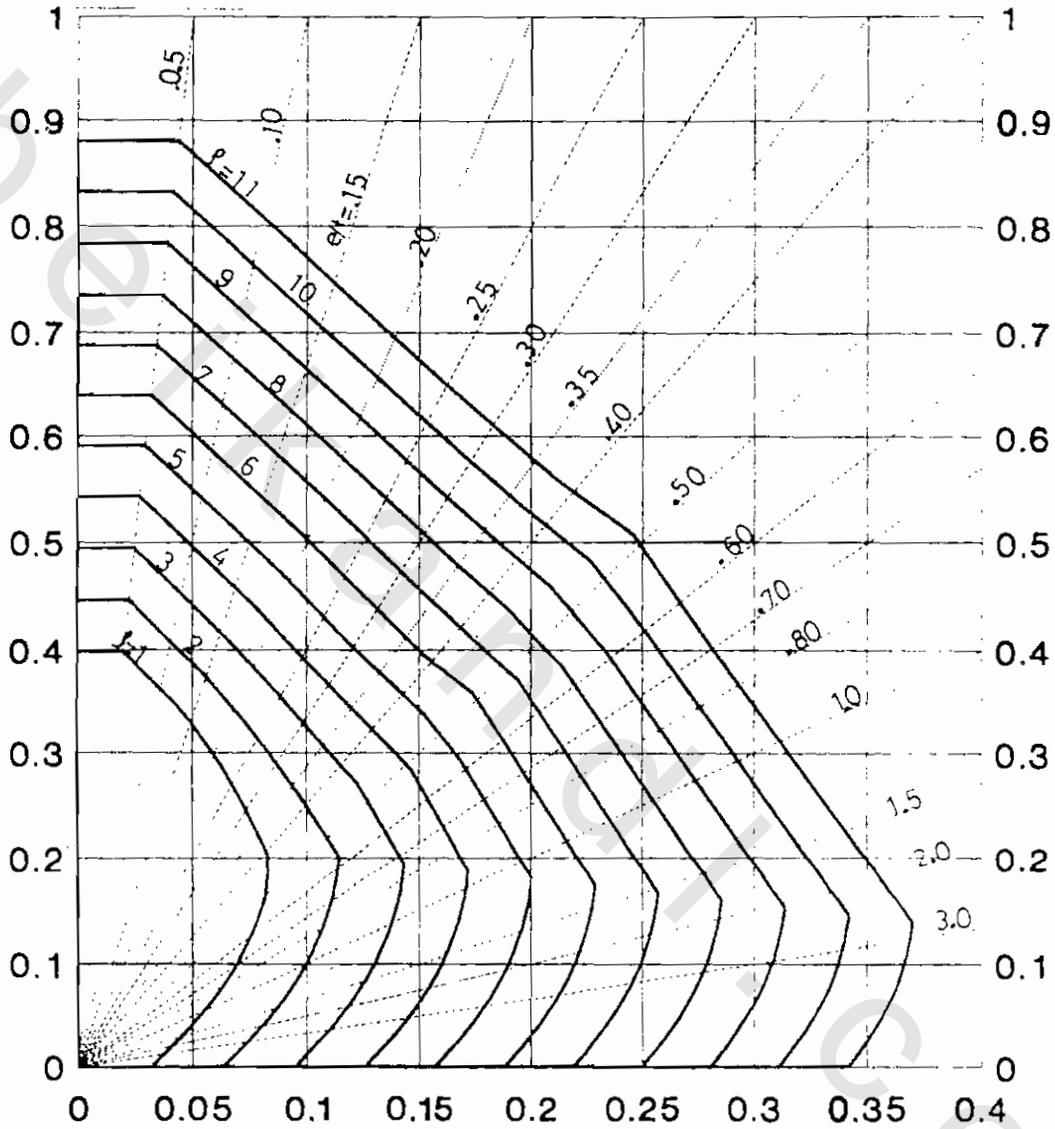


CHART 18

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\xi = 0.9$ $\alpha = 0.8$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

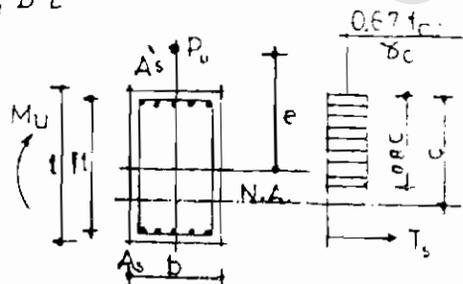
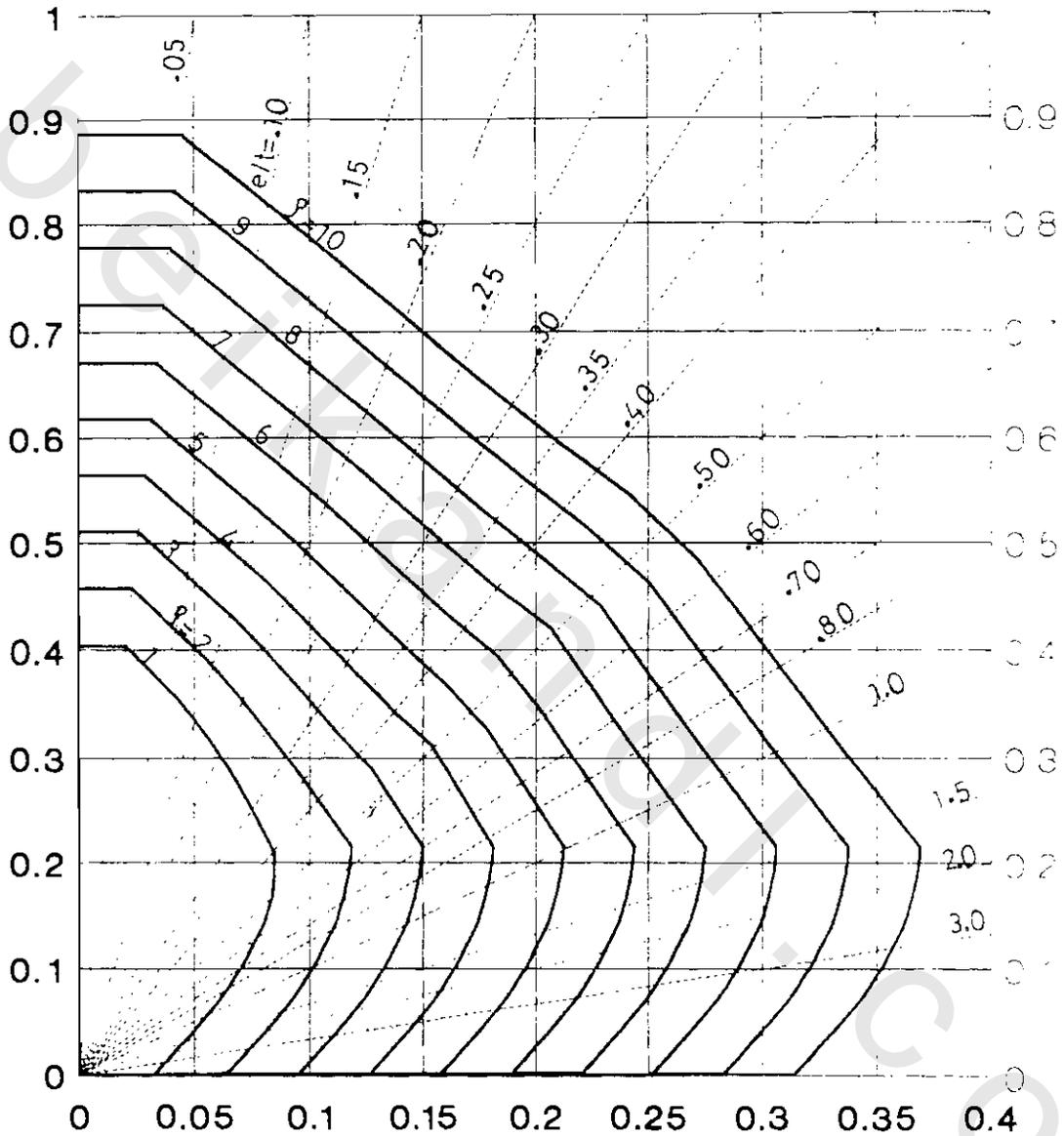


CHART 19

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = .9$ $\alpha = 1.0$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

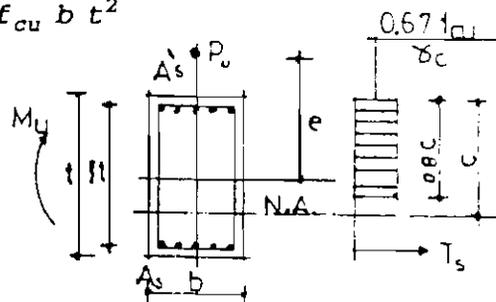
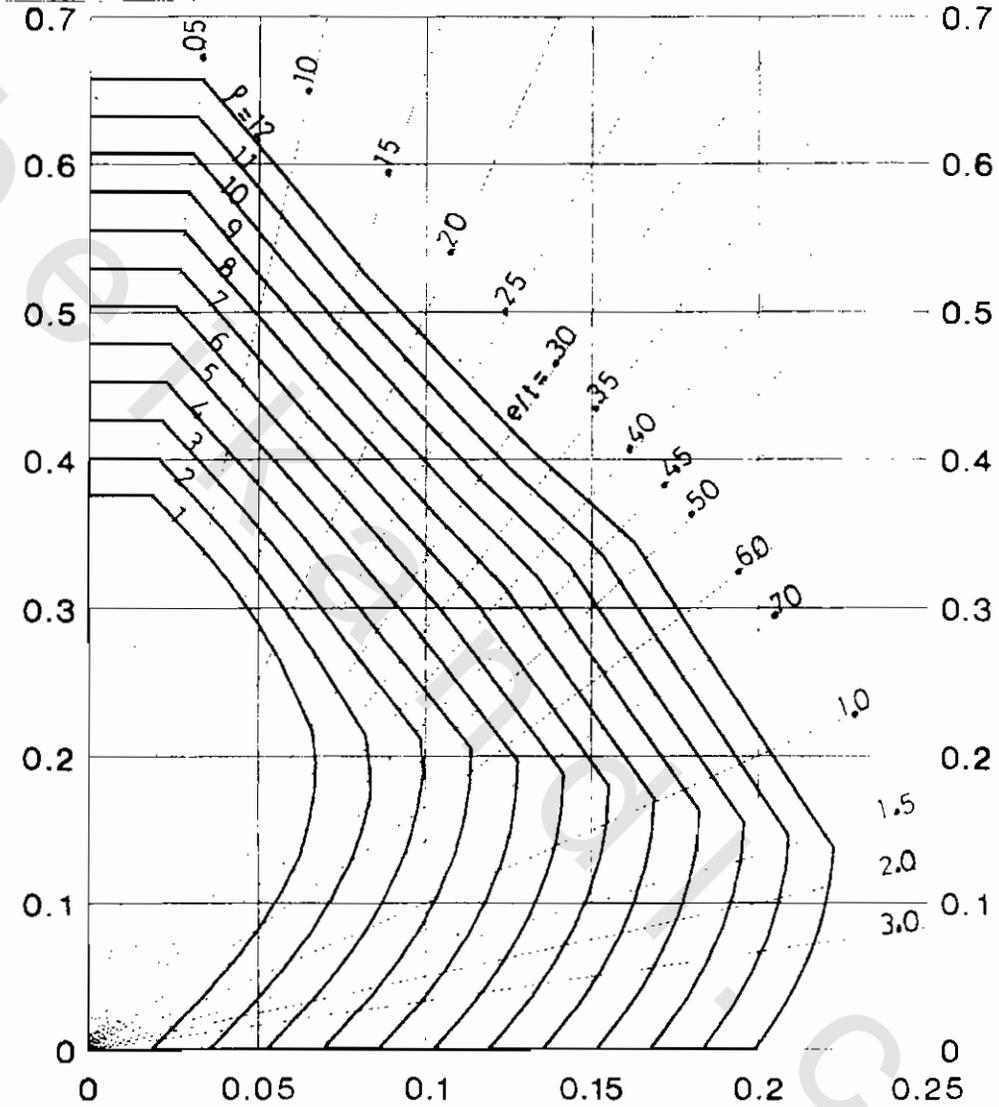


CHART 20

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $\xi = 0.8$ $\alpha = 0.6$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

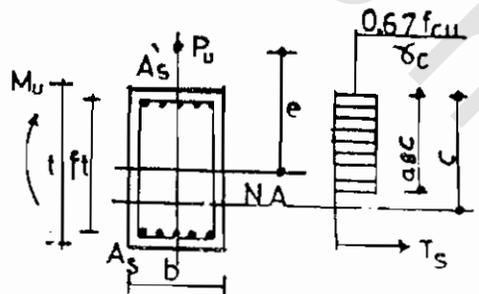
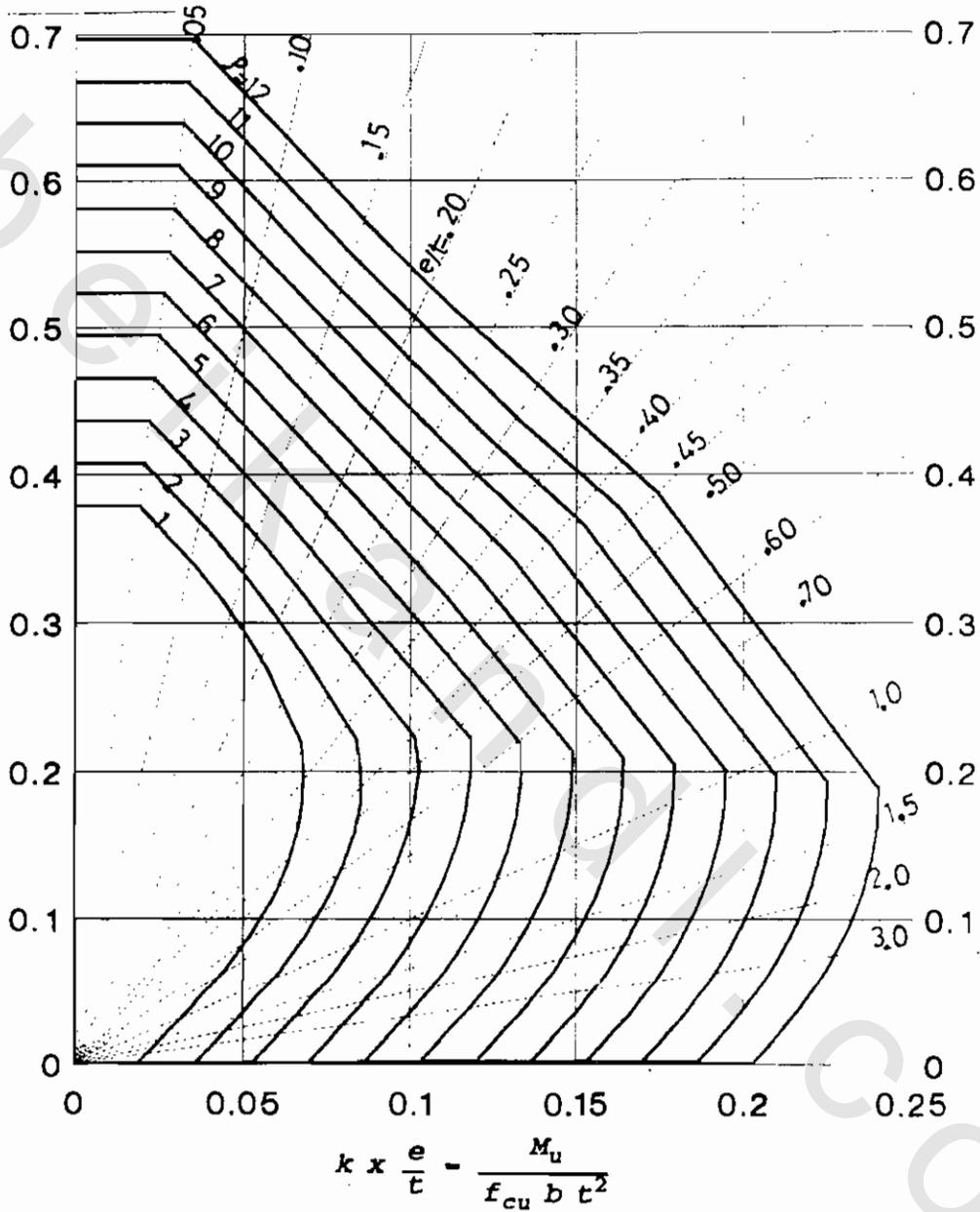


CHART 21

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $\xi = 0.8$ $\alpha = 0.8$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\begin{aligned} \mu &= \rho f_{cu} 10^{-5} \\ A_s &= \mu b t \\ A'_s &= \alpha A_s \end{aligned}$$

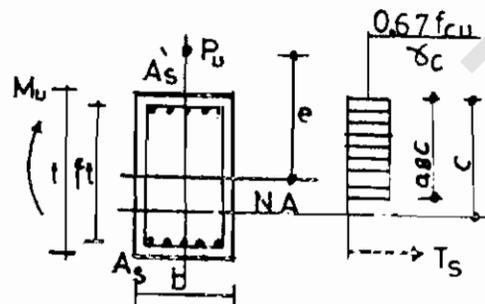
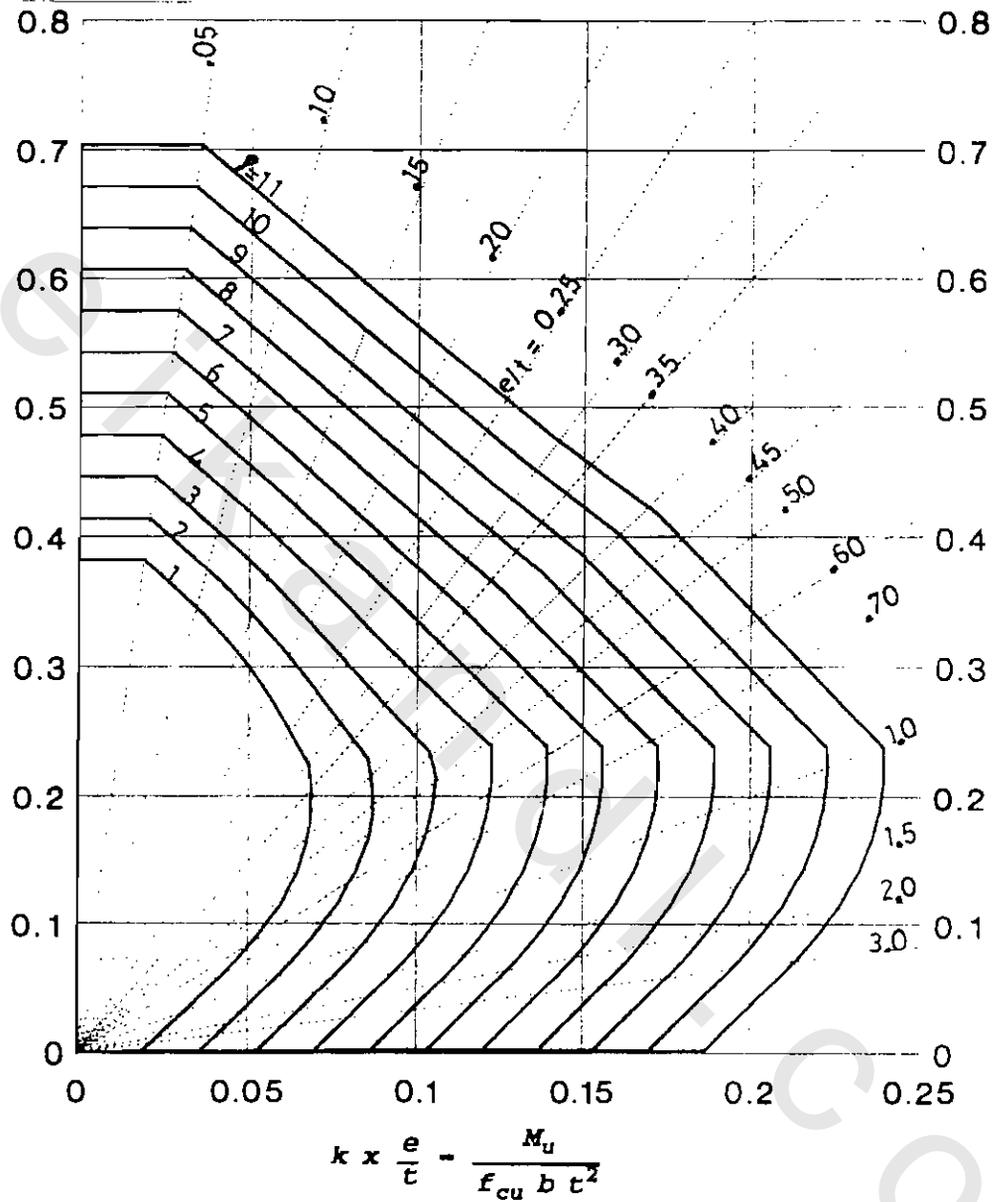


CHART 22

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}$ $\gamma = 0.8$ $\alpha = 1.0$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

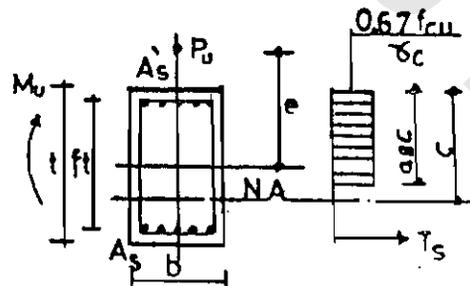
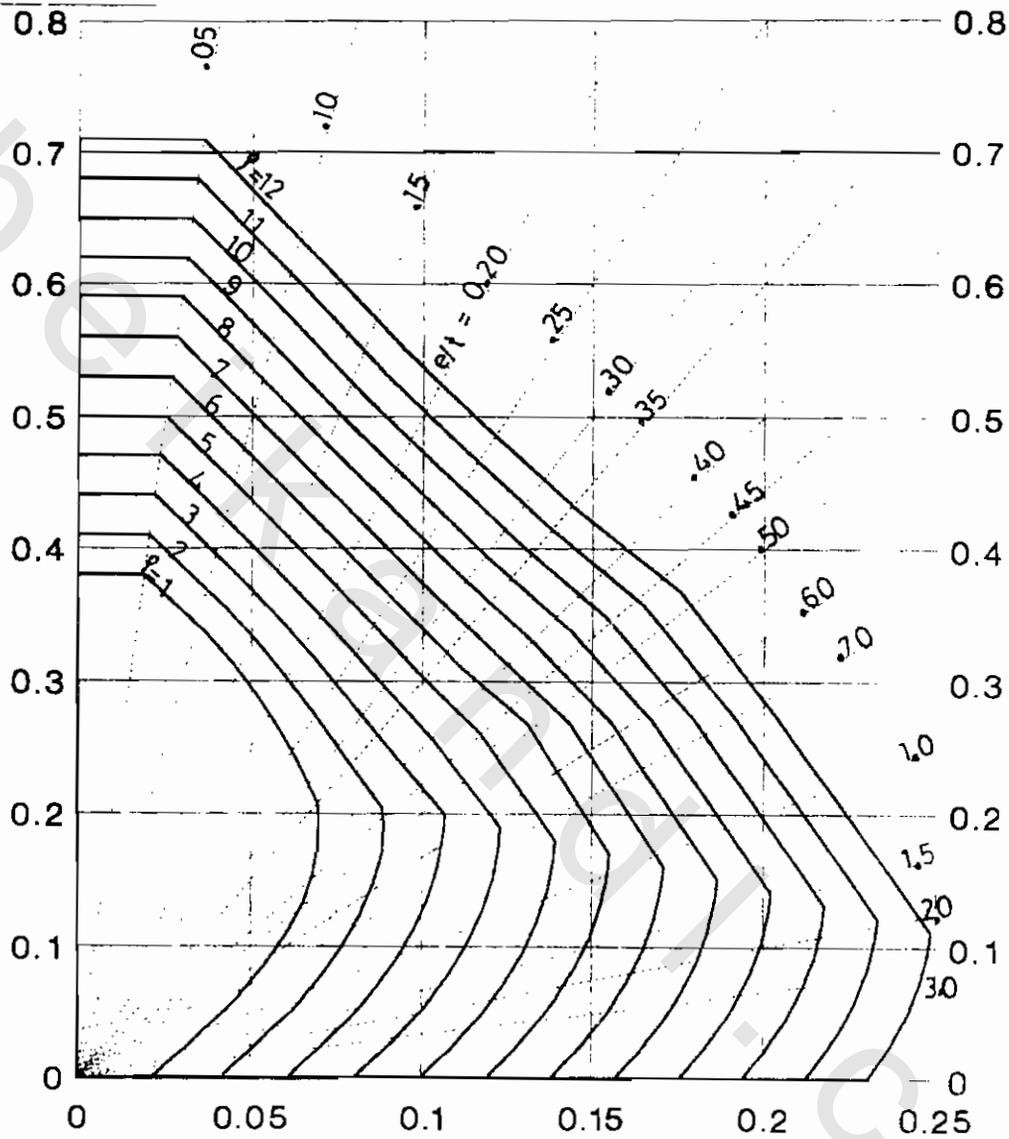


CHART 23

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.8$ $\alpha = 0.6$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

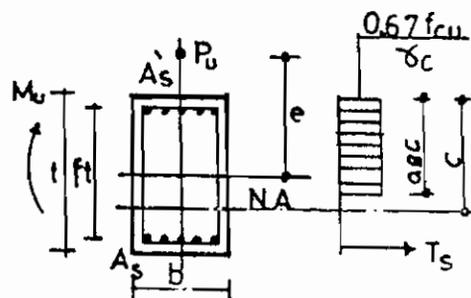
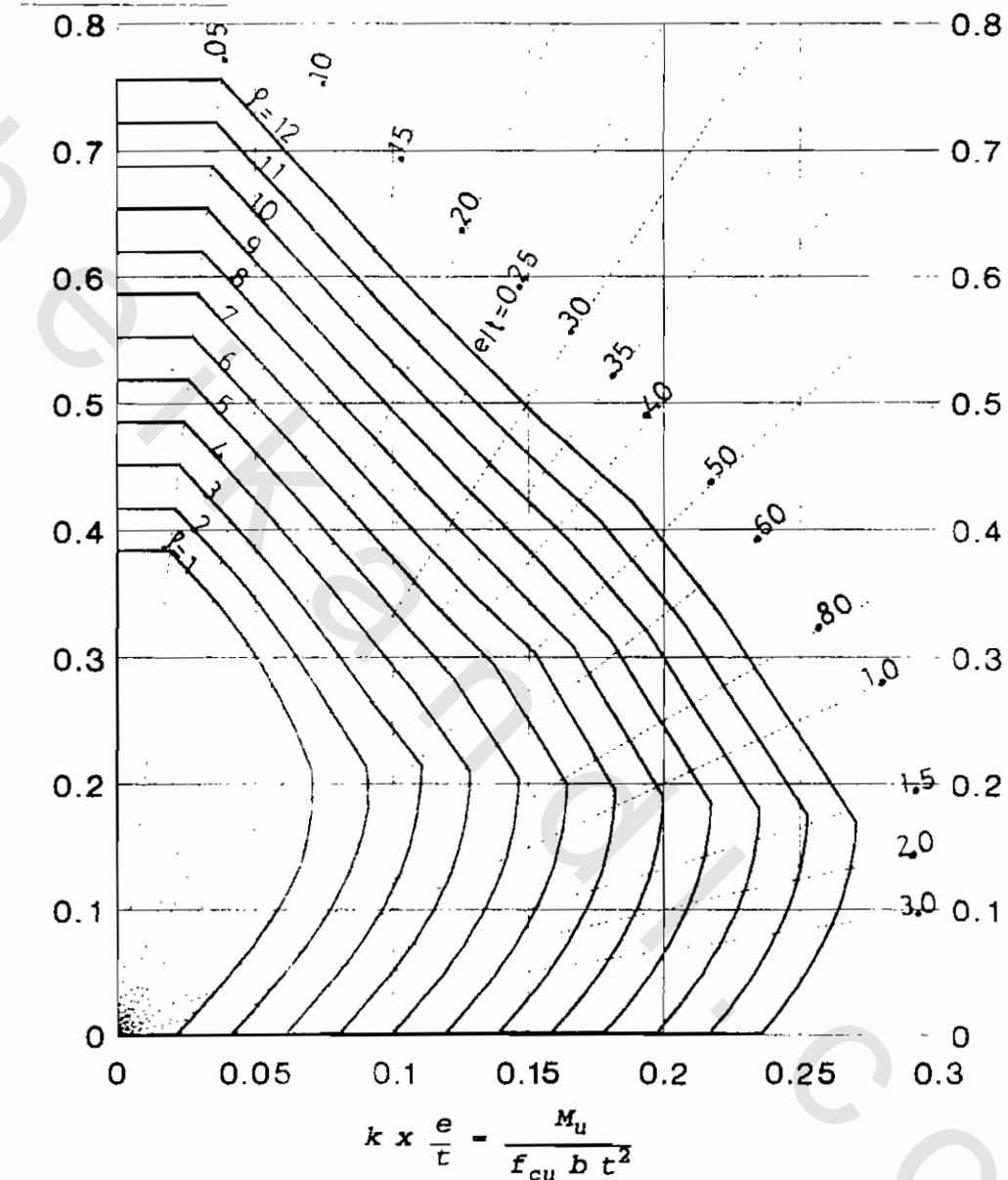


CHART 24

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force.

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.8$ $\alpha = 0.8$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

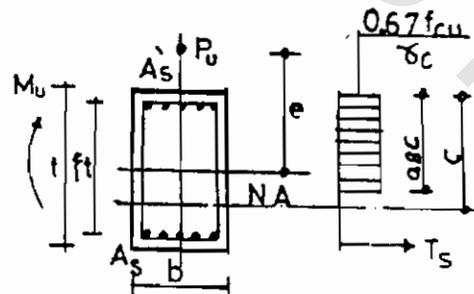
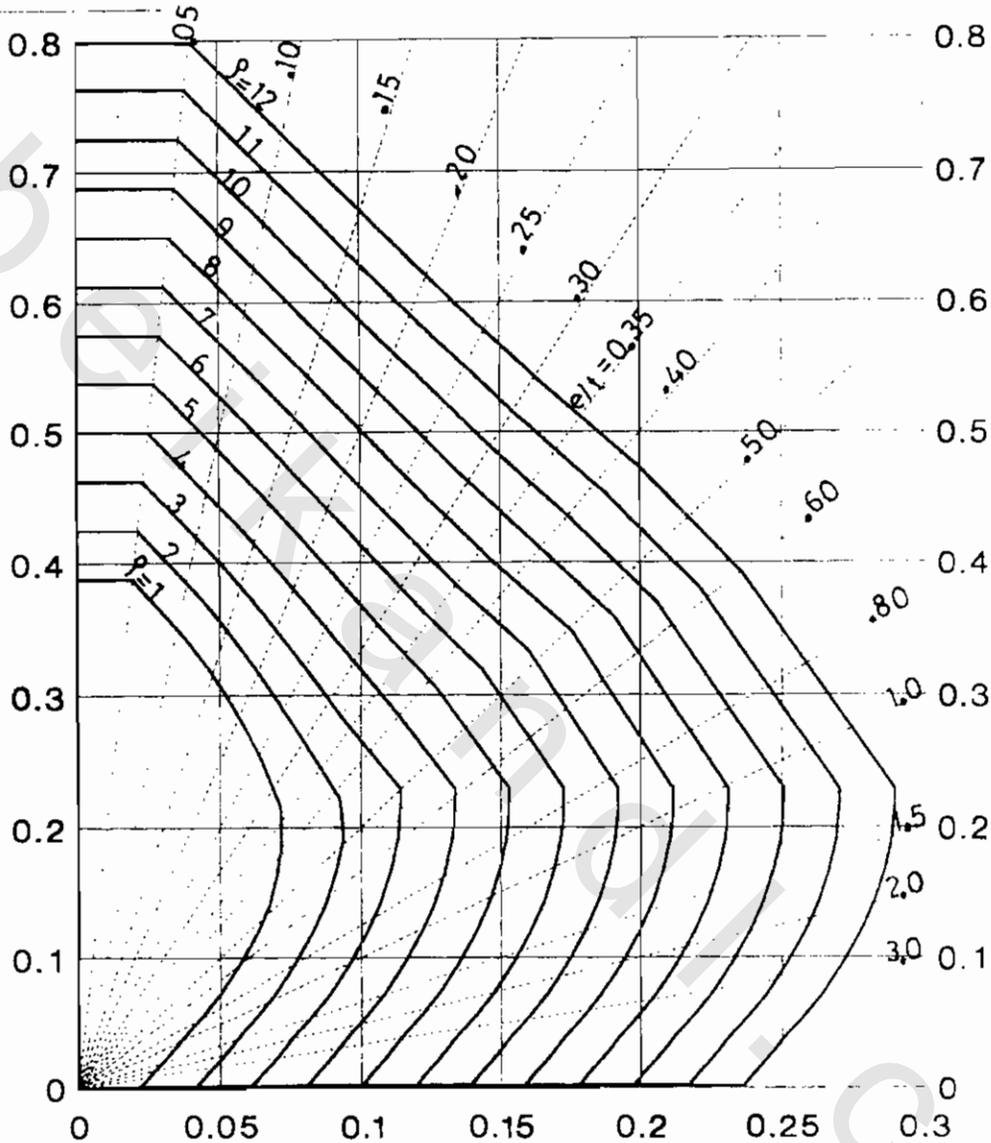


CHART 25

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force.

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\xi = 0.8$ $\alpha = 1.0$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

- $\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$
- $A_s = \mu b t$
- $A'_s = \alpha A_s$

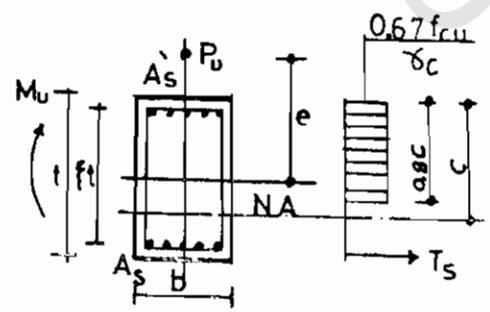
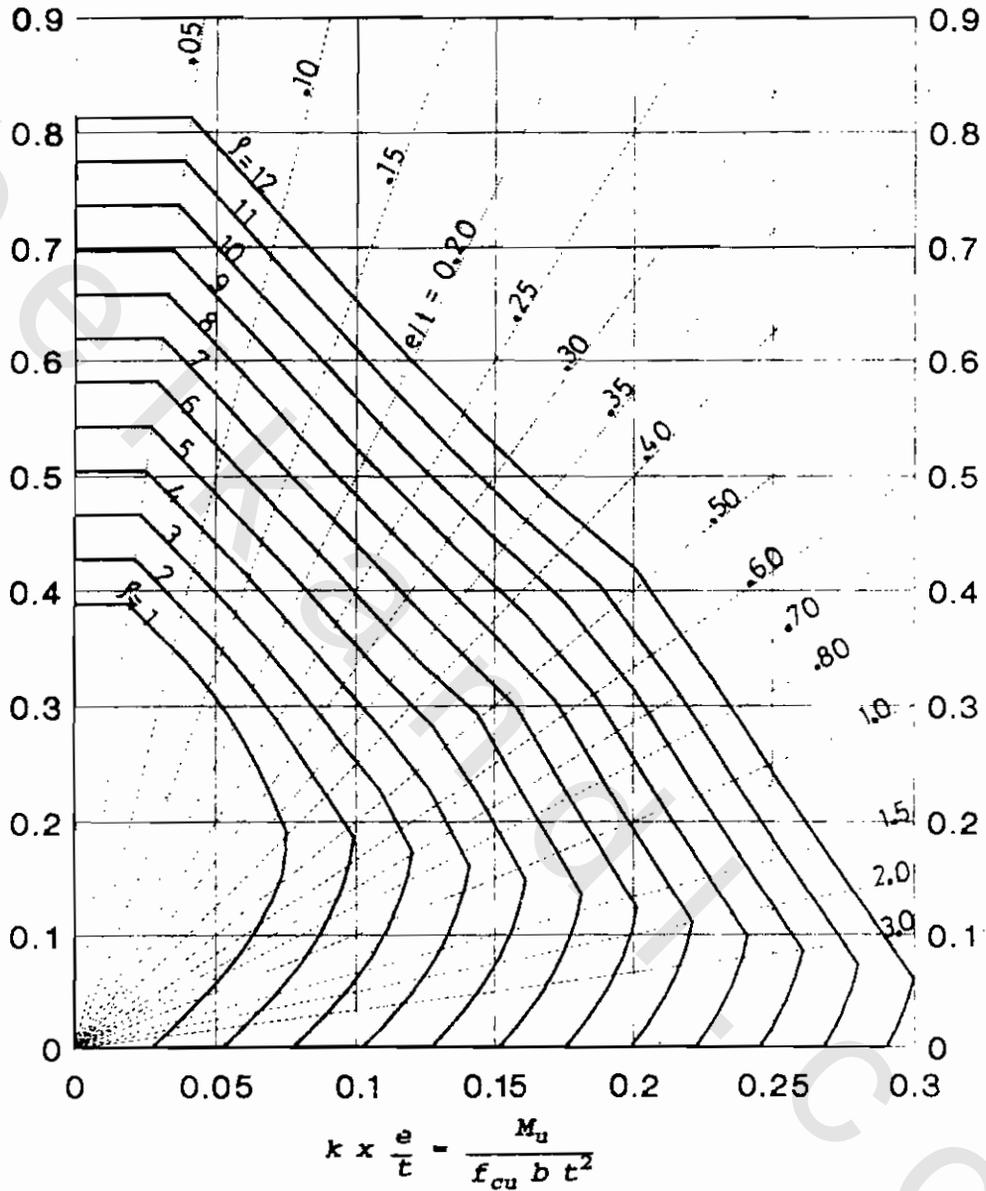


CHART 26

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 3600 \text{ kg/cm}$ $\gamma = 0.8$ $\alpha = 0.6$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

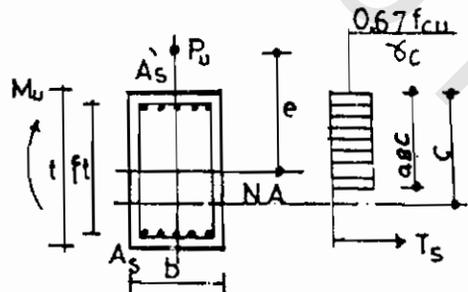
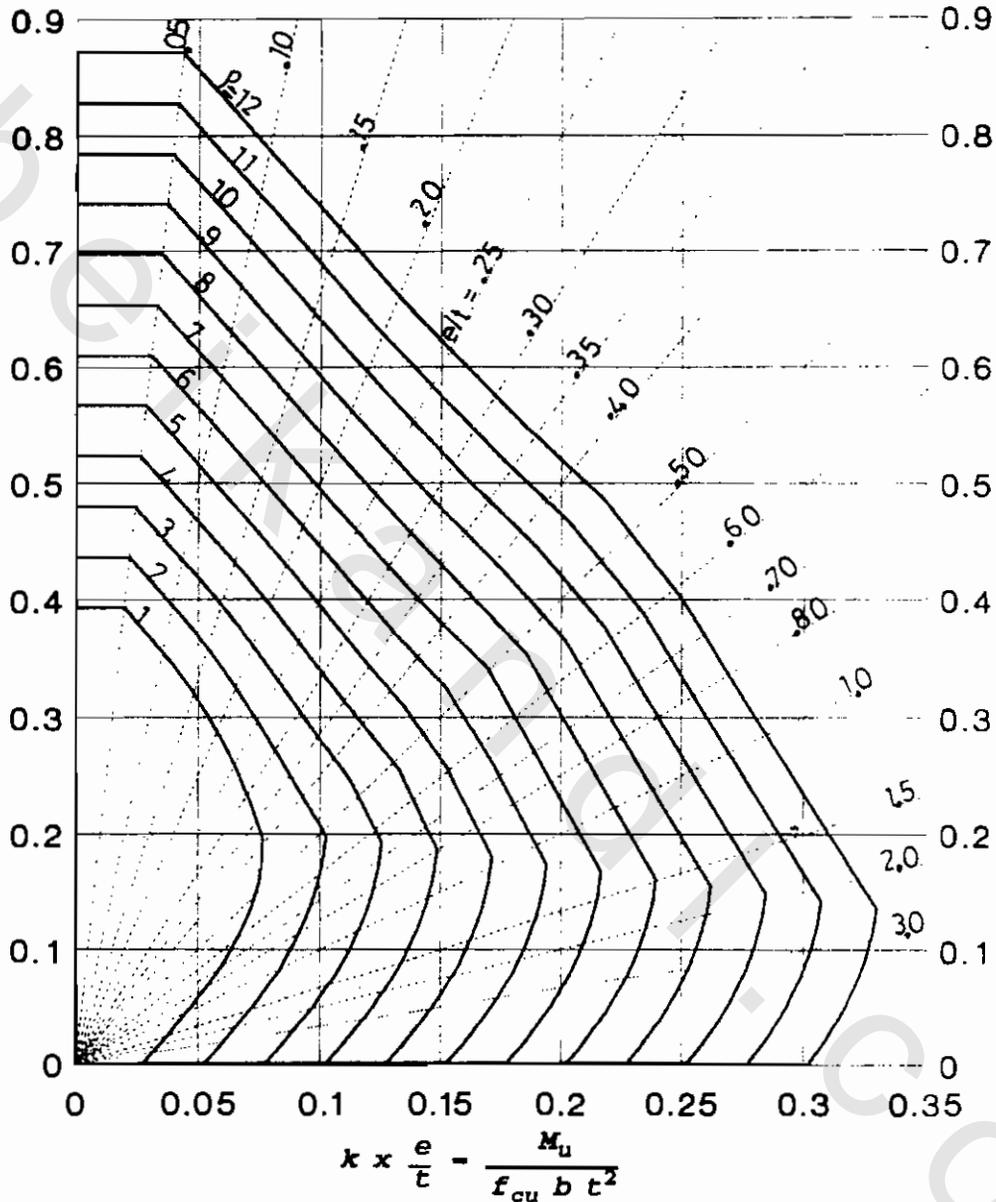


CHART 27

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\zeta = 0.8$ $\alpha = 0.8$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

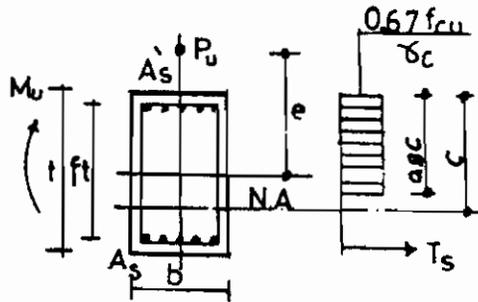
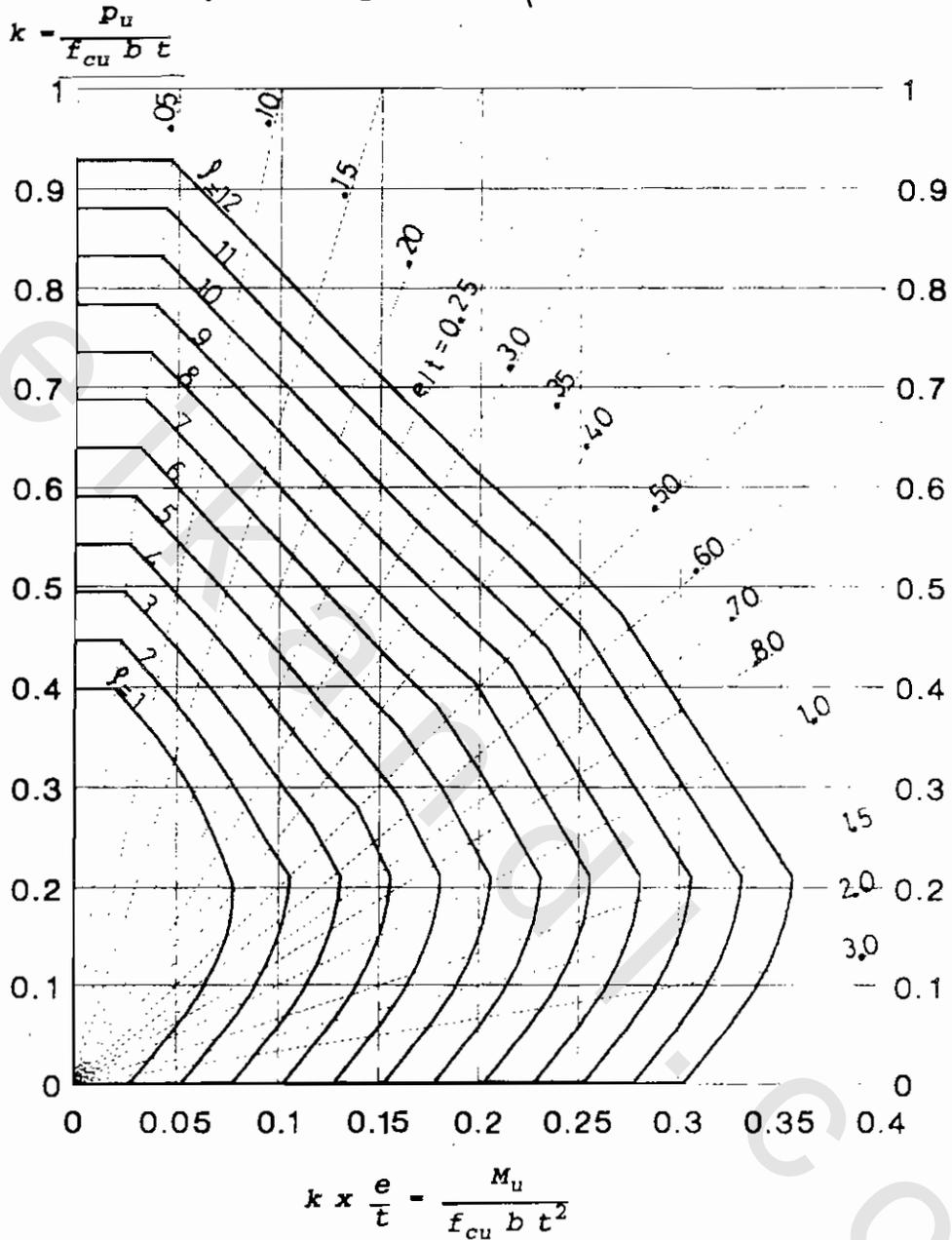


CHART 28

Ultimate Limit Design Chart For Sections
 Subjected To Eccentric Force
 $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 0.8$ $\alpha = 1.0$



$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$
 $A_B = \mu b t$
 $A'_B = \alpha A_B$

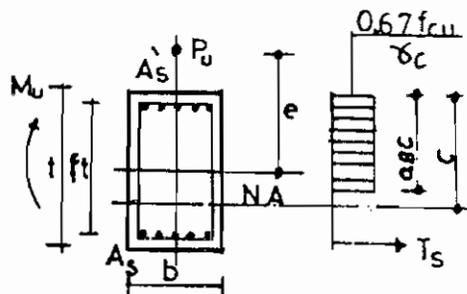
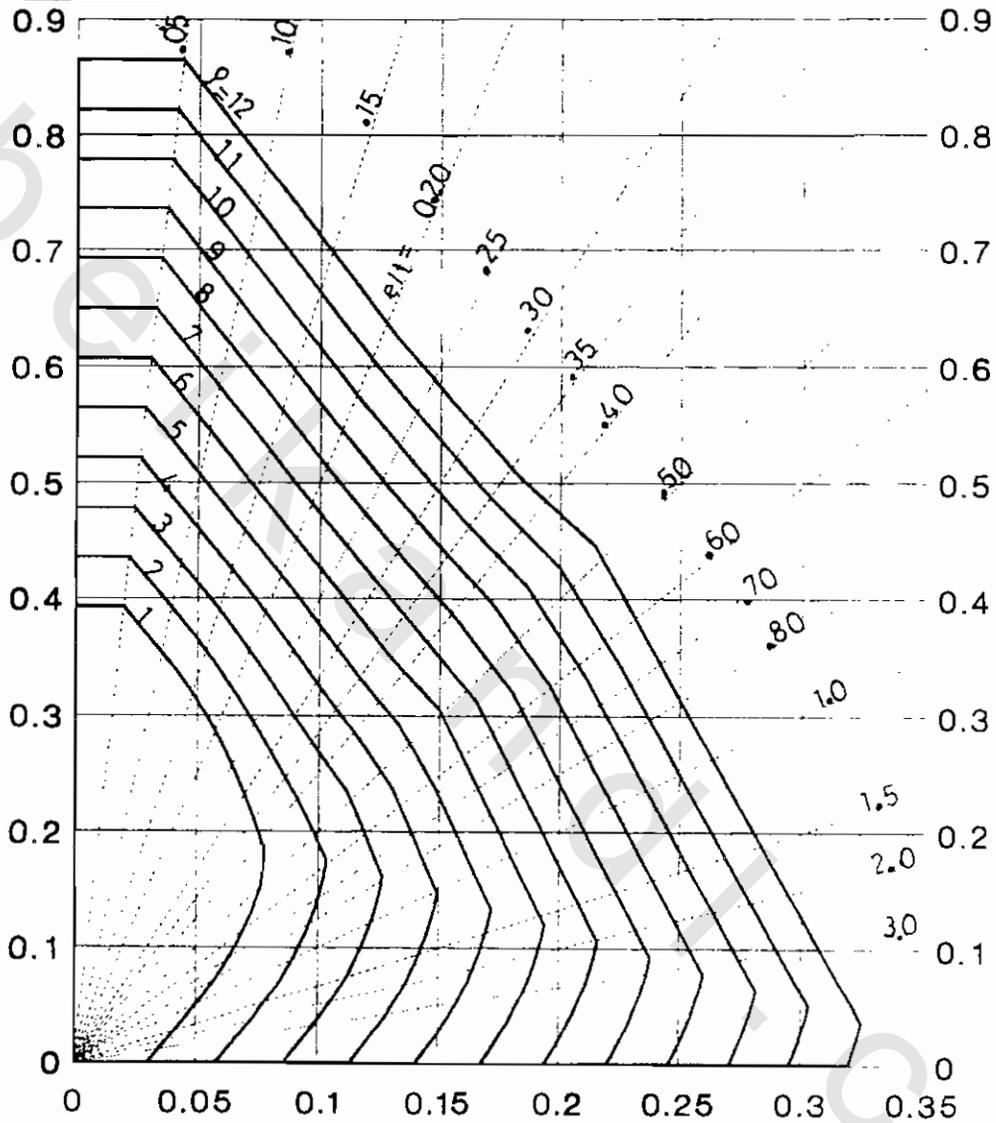


CHART 29

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.8$ $\alpha = 0.6$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\begin{aligned} \mu &= \rho f_{cu} 10^{-5} \\ A_B &= \mu b t \\ A'_B &= \alpha A_B \end{aligned}$$

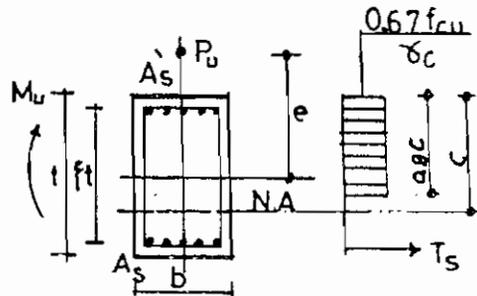
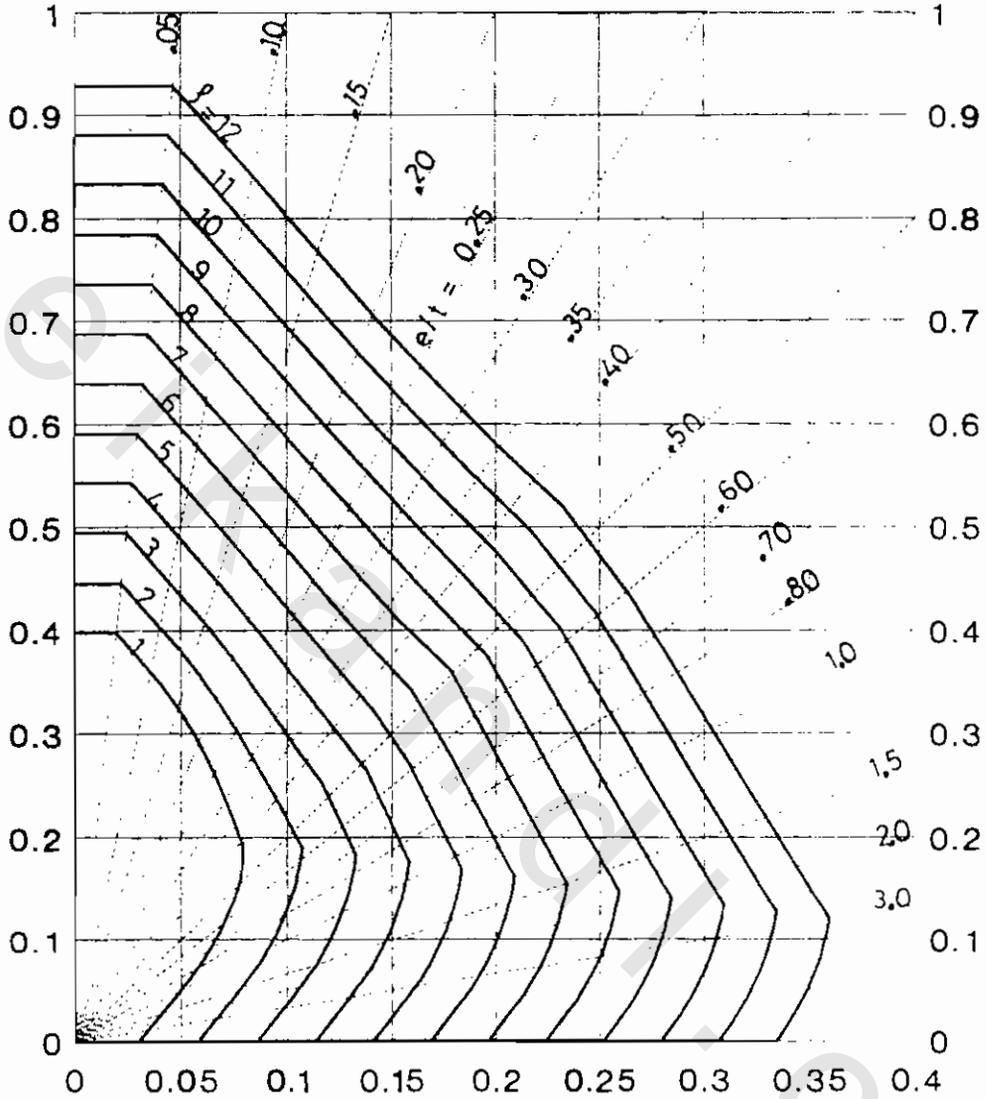


CHART 30

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.8$ $\alpha = 0.8$

$$k = \frac{p_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

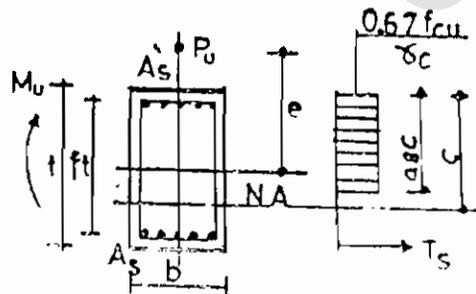
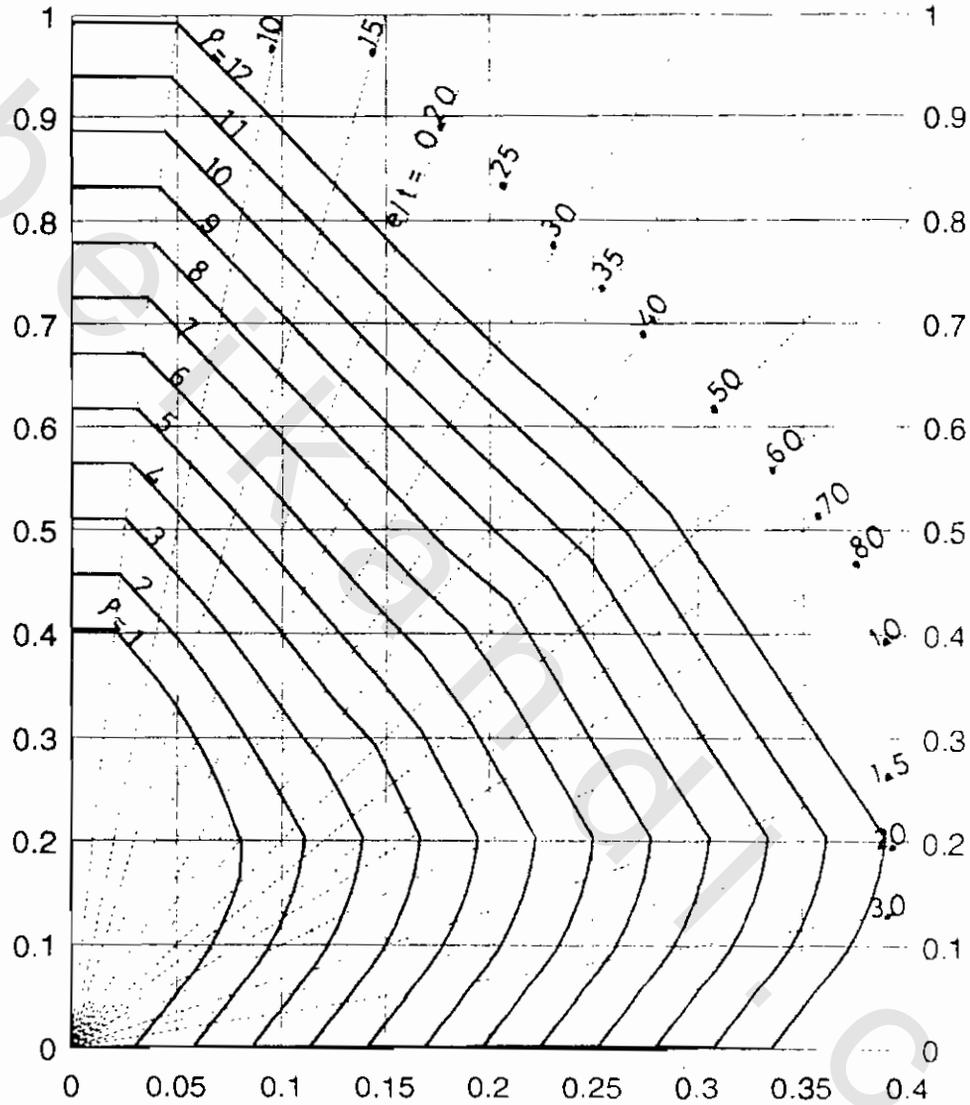


CHART 31

Ultimate Limit Design Chart For Sections
 Subjected To Eccentric Force
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\xi = 0.8$ $\alpha = 1.0$

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu b t$$

$$A'_s = \alpha A_s$$

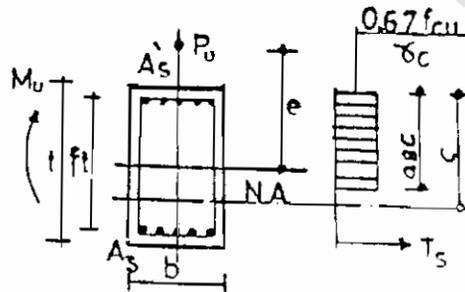
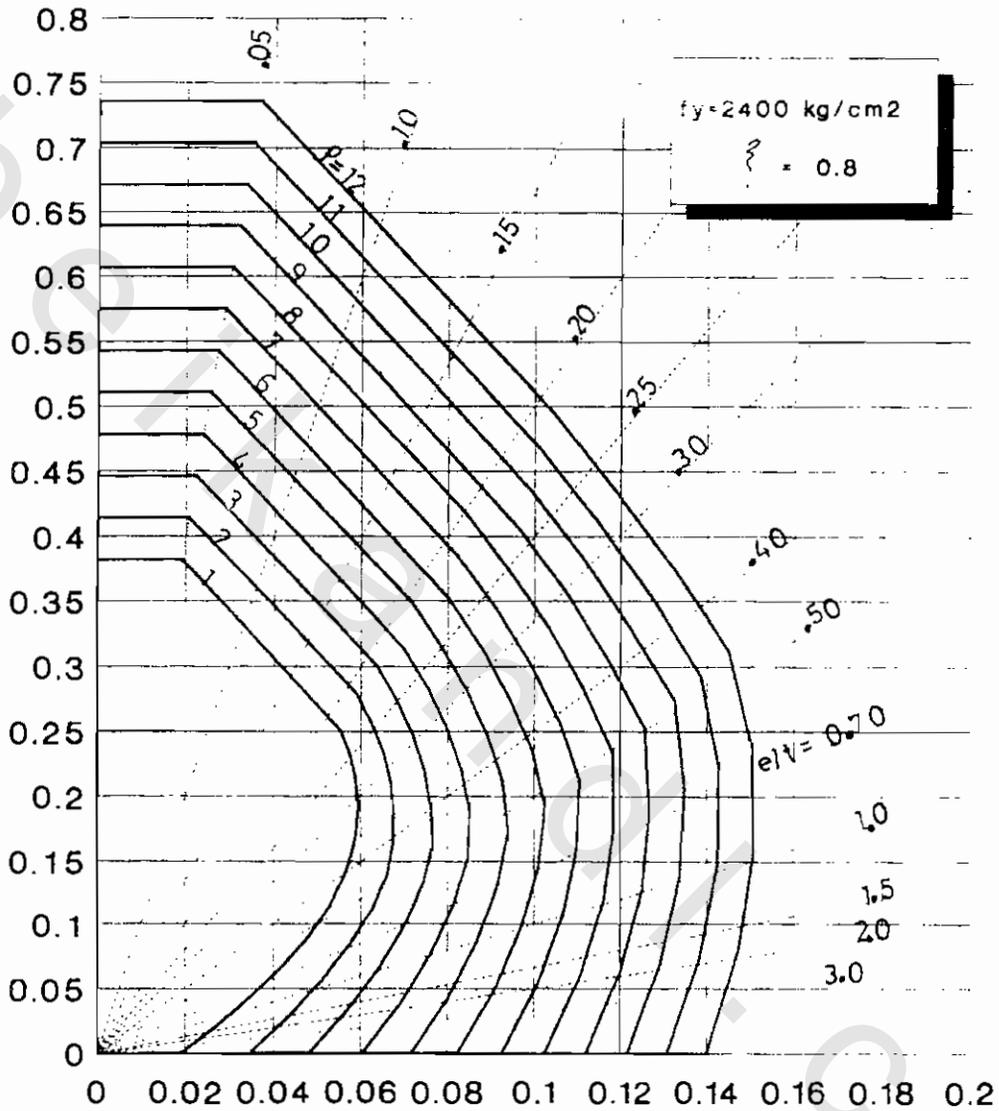


CHART 32

Ultimate Limit Design Chart for Sections
 Subjected to Eccentric Force
 (Steel Parallel to Moment Direction)

$$k = \frac{P_u}{f_{cu} b t}$$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu} b t^2}$$

$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = A'_s = \mu b t$$

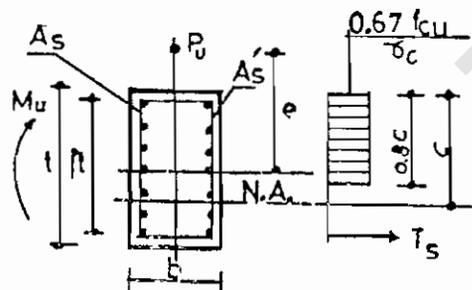
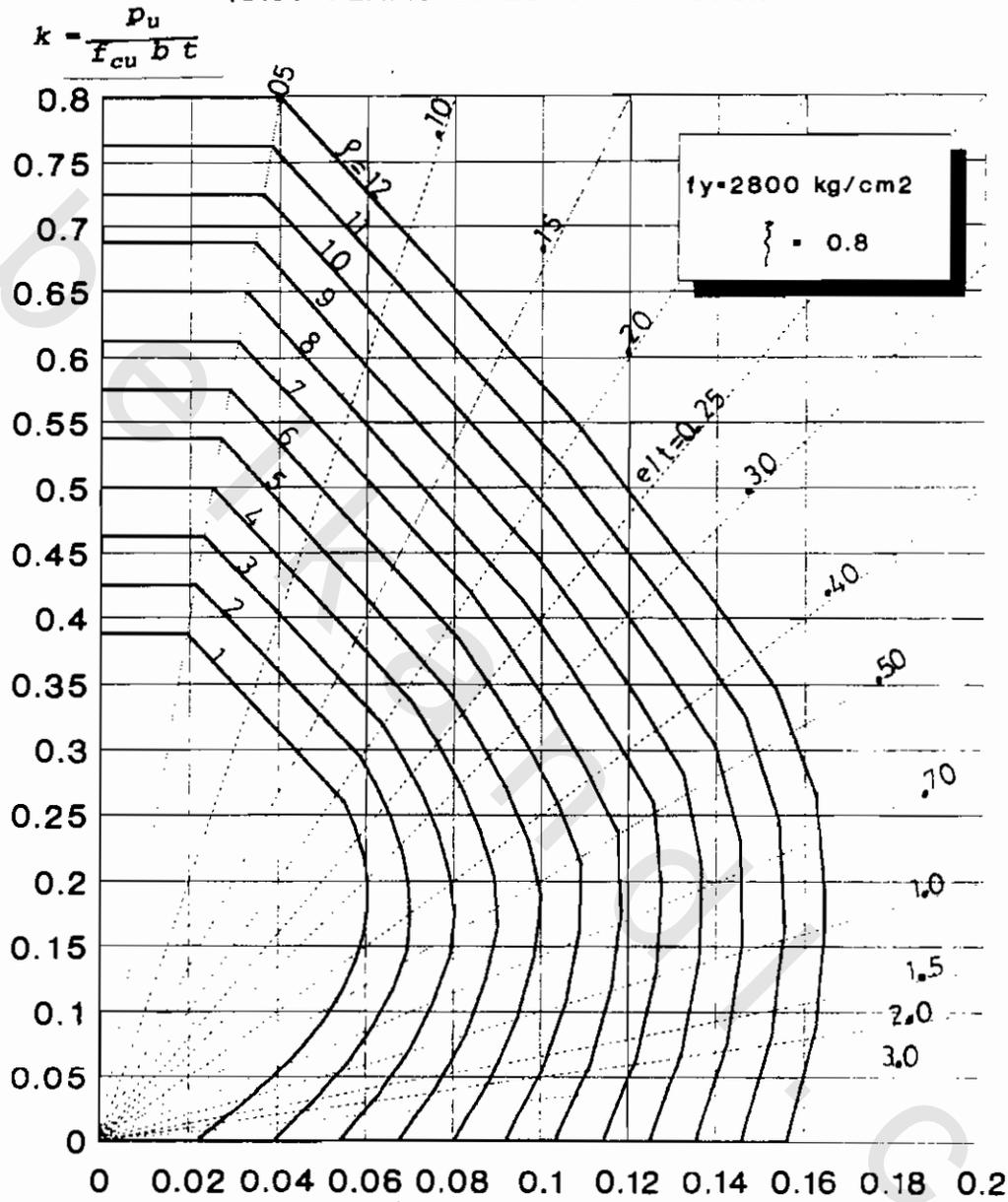


CHART 33

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Force (Steel Parallel to Moment Direction)



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = A'_s = \mu b t$$

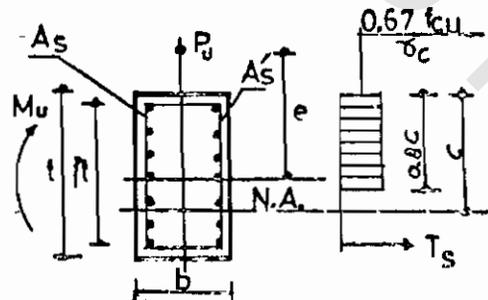
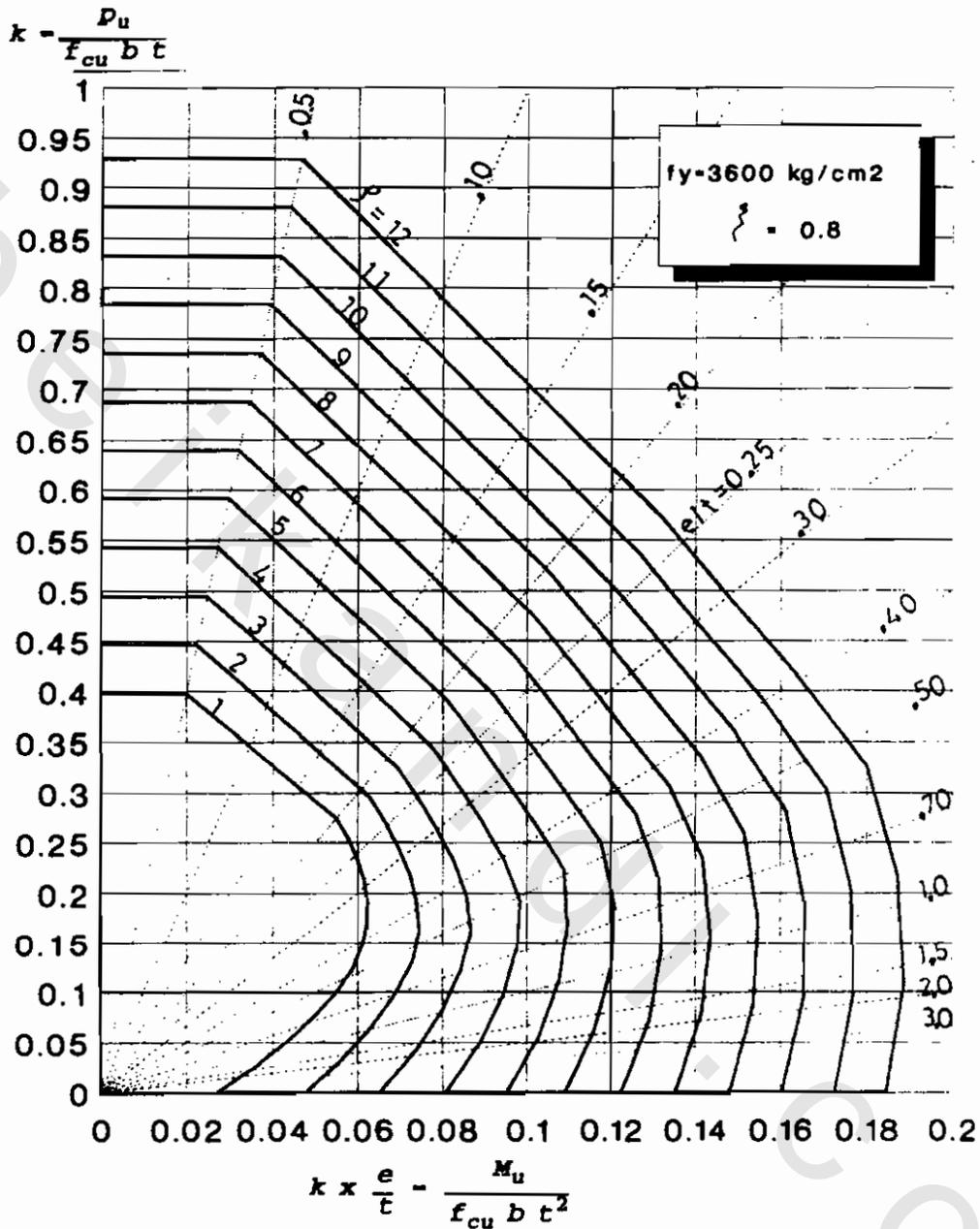


CHART 34

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Force (Steel Parallel to Moment Direction)



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = A'_s = \mu b t$$

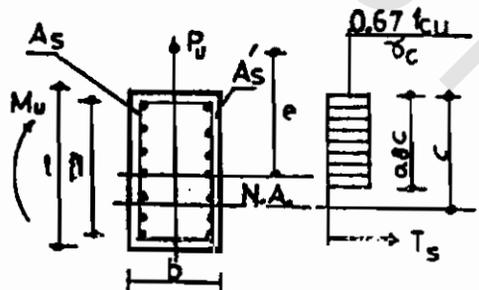
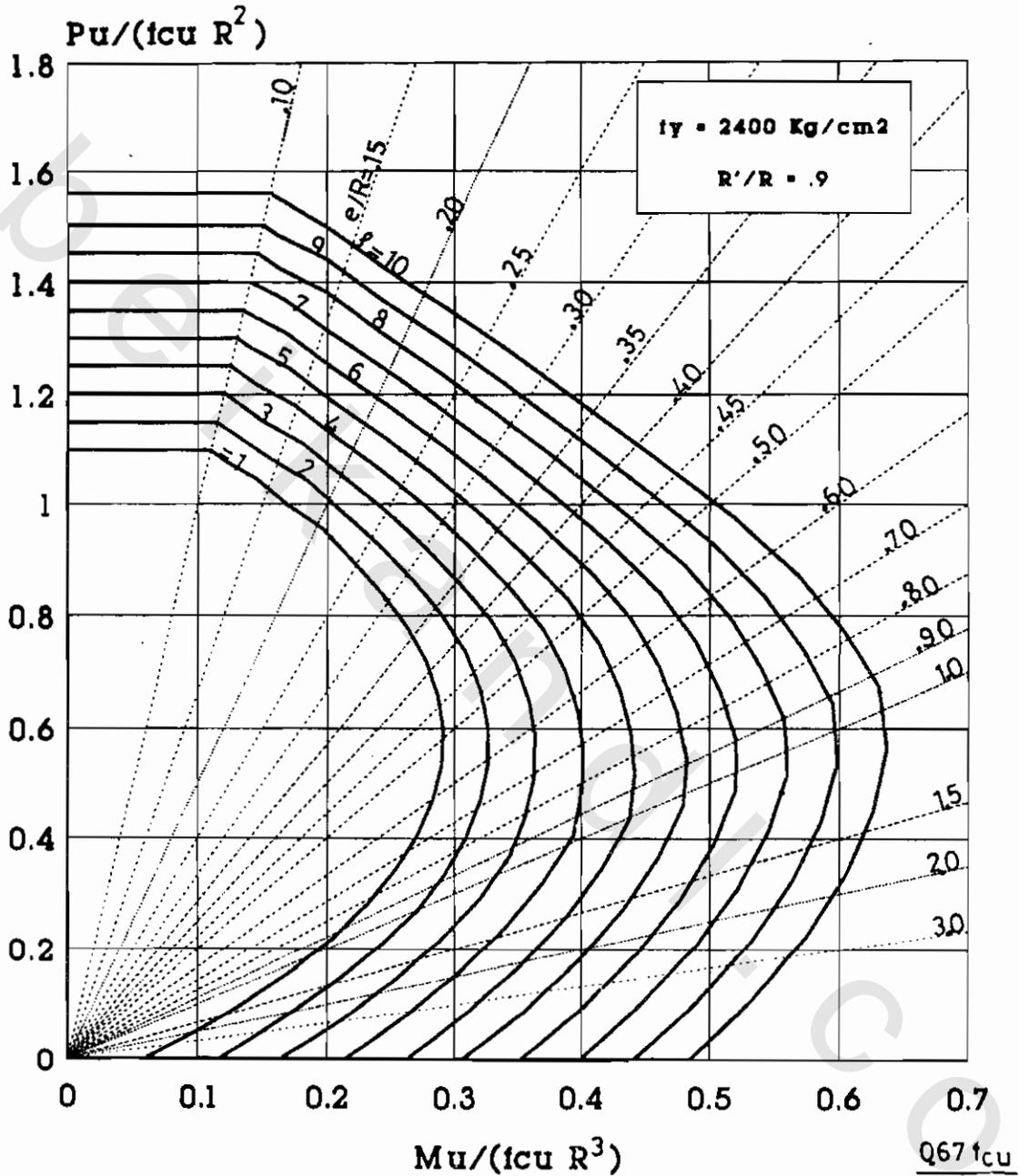


CHART 35

Interaction Diagrams For Circular Sections



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-3}$$

$$A_s = \mu \pi R^2$$

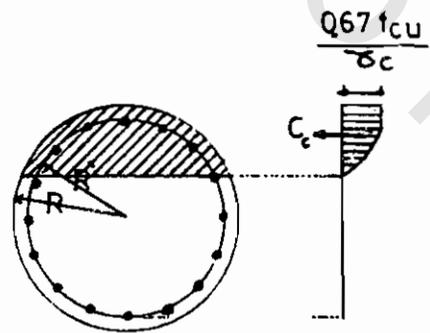
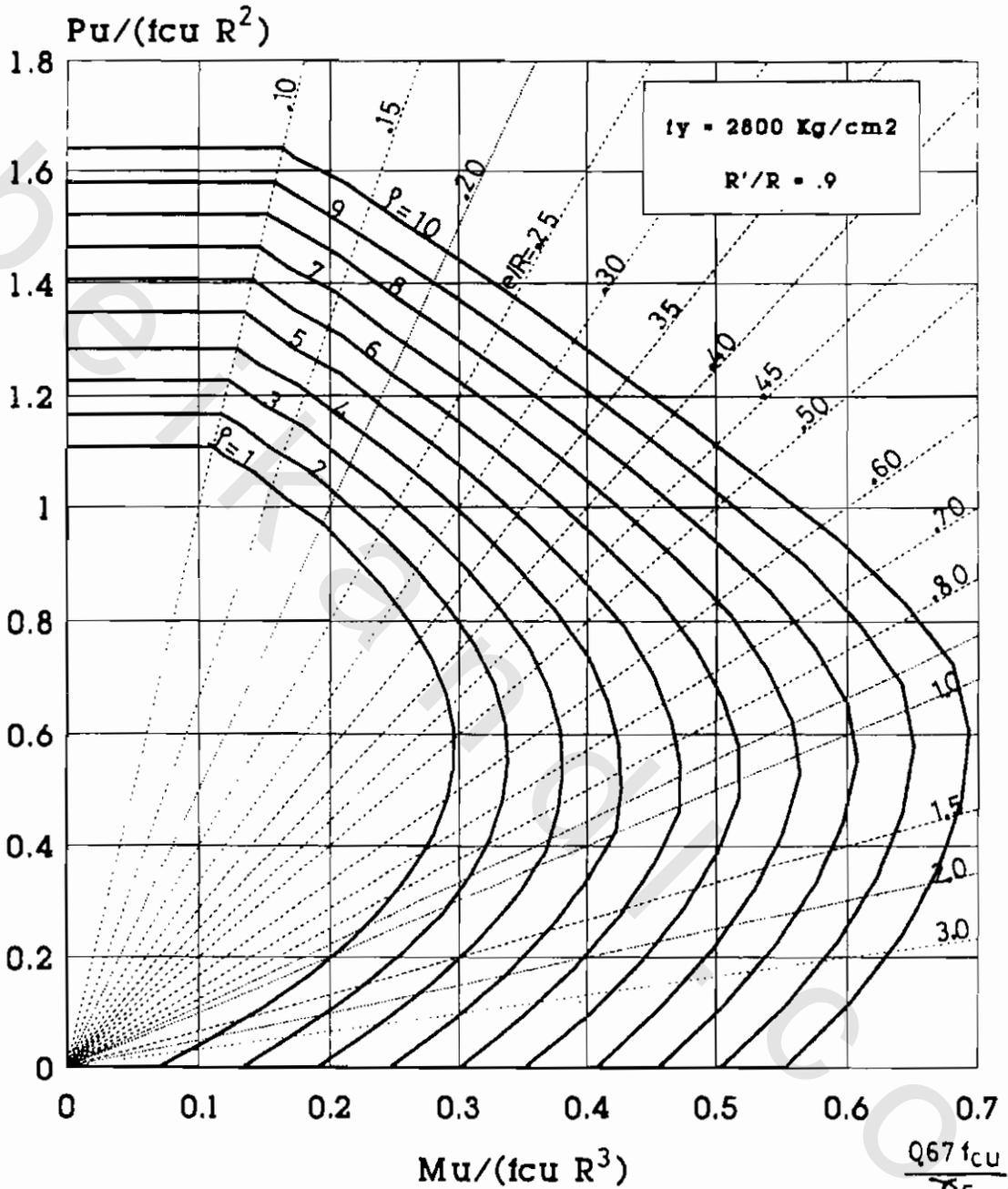


CHART 36

Interaction Diagrams For Circular Sections



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu \pi R^2$$

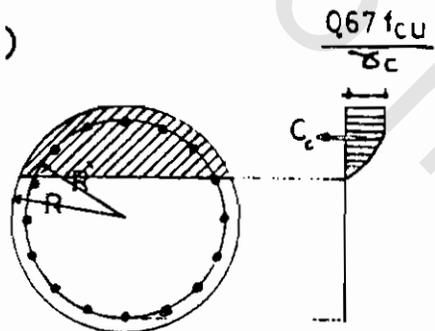
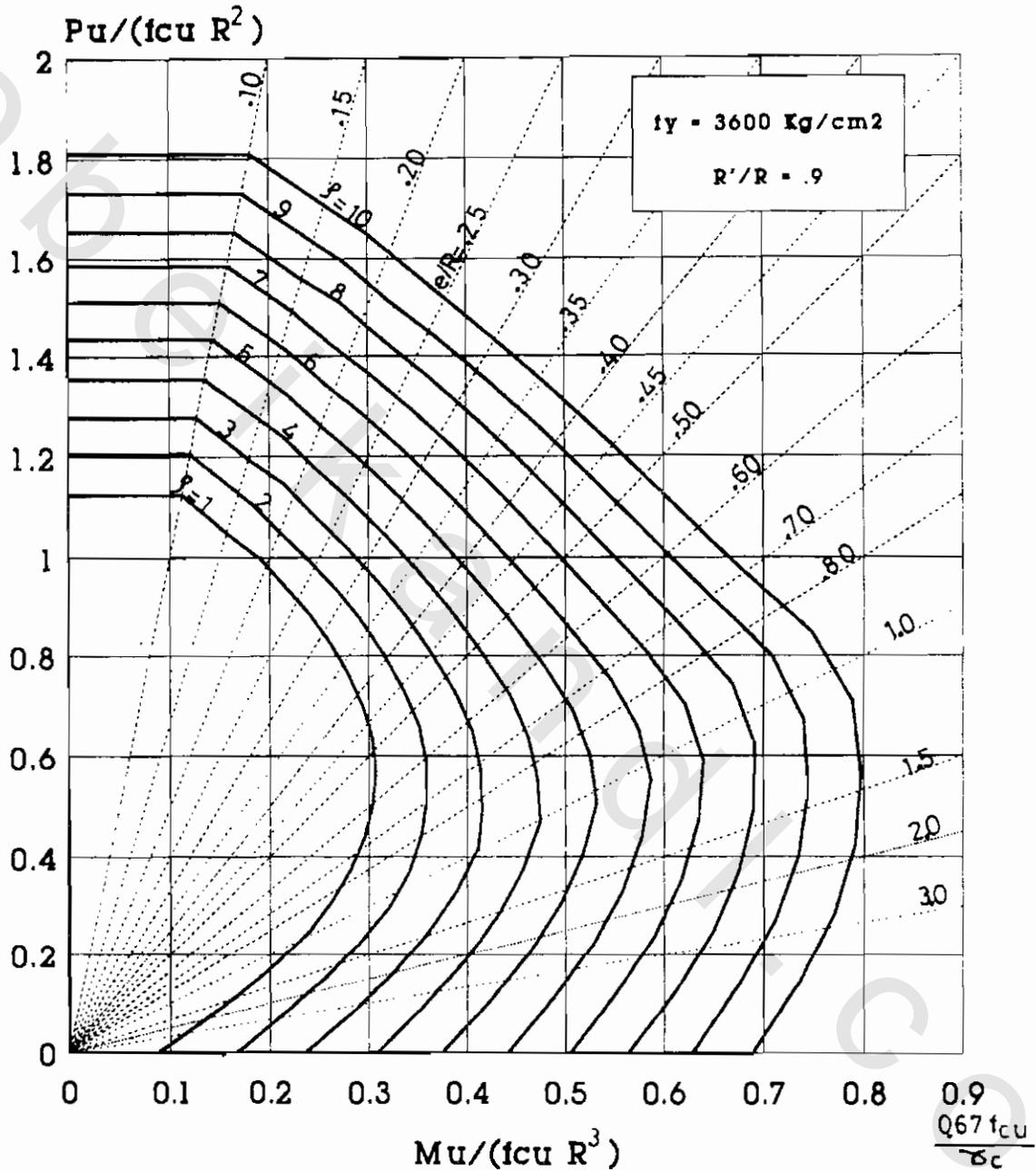


CHART 37

Interaction Diagrams For Circular Sections



$$\mu = \rho f_{cu} 10^{-5}$$

$$A_s = \mu \pi R^2$$

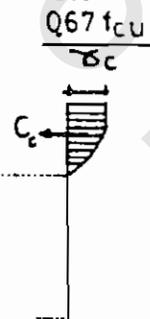
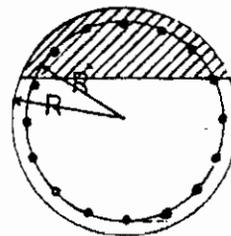


CHART 38

Interaction Diagrams For Circular Sections

