

工业与民用建筑专科系列教材

钢筋混凝土结构

(下 册)

沈蒲生 罗国强 主编



武汉工业大学出版社

前 言

本书是根据高等工业院校“工业与民用建筑专业”三年制专科《钢筋混凝土结构》课程要求编写而成。全书分上、下两册。上册包括绪论、钢筋混凝土材料力学性能、概率极限状态设计法、受弯构件正截面强度计算、受弯构件斜截面强度计算、受扭构件强度计算、钢筋混凝土受弯构件裂缝和变形验算以及梁板结构；下册包括受压构件计算、受拉构件计算、预应力混凝土构件计算、单层厂房结构以及多层房屋框架结构。

本书按照我国新修订的《混凝土结构设计规范》(GBJ10-88)报批稿编写。在编写过程中，我们力求贯彻少而精的原则，突出重点，注重实用，文字叙述尽可能地简明扼要。同时，每章开头有提要，末尾有小结、思考题和习题。

本书上册包括绪论及第一章至第七章，下册包括第八章至第十二章。参加编写工作的是：武汉工业大学熊丹安（第一、八、十二章）和姜英春（第三、四章），湖南大学沈蒲生（绪论、第二、十章）、罗国强（第六、七、九、十一章）和昌震天（第五章）。本书由沈蒲生教授和罗国强副教授共同主编，湖南大学成文山教授主审。

由于我们水平所限，错误之处，欢迎批评指正。

编 者

1987年12月

内 容 提 要

本书系根据高等工业院校“工业与民用建筑专业”三年制专科《钢筋混凝土结构》课程要求编写的教材，按我国新修订的《混凝土结构设计规范》(GBJ10-88)编写，系该专业系列教材之七。全书分上、下两册，上册包括绪论；材料性能；概率极限状态设计法；受弯构件的正截面强度、斜截面强度、裂缝和变形的计算；受扭构件的计算及梁板结构。下册包括受压构件计算、受拉构件计算、预应力混凝土构件计算、单层厂房结构及多层框架房屋结构等。每章开头有提要、末尾有小结、思考题和习题。

本书除供“工业与民用建筑专业”专科作教材，还可作为土建类非“工民建专业”本科教材，以及土建工程技术人员在学习和使用新规范时的参考书。

工业与民用建筑专科系列教材

钢筋混凝土结构 (下册)

沈蒲生 罗国强 主编

*

武汉工业大学出版社出版发行

新华书店湖北发行所经销

武汉市红旗印刷厂印刷

*

开本 787×1092 1/16 印张 20.5 字数 500 千字

1989 年 7 月第 1 版 1989 年 7 月第 1 次印刷

印数 1-30000 定价: 6.35 元

ISBN 7-5629-0110-4/TU·0011

“工业与民用建筑”专业系列教材

出版说明

本系列教材的出版,是为了适应四化建设多层次培养人才,以及当前“工业与民用建筑”专业专科教材建设上的迫切需要而组织的。考虑到该专业(大专)国家还无统一的教学计划和课程教学大纲,故本系列教材编写前曾征集部分院校意见并进行归纳整理,制定了系列教材“编写总纲”,其主要编写要求是:

贯彻“少而精”的原则,加强基本理论、基本技能和基本知识的训练。各本教材字数按教学时数控制在每学时 4000 字左右。编写时要做到内容精练、叙理清楚、体系完整、特色鲜明。文字力求通俗流畅,插图力求形神兼备。对涉及到国家标准和规范的内容,均以现行国标(部标)和规范为准。对即将颁行的新规范,则以新规范的报批稿(或送审稿)为准。对教材中符号、计量单位和术语,则尽量采用《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》(GBJ83-85)的规定。

本系列教材的编写人员主要是武汉工业大学、湖南大学、华中理工大学、武汉冶金建筑专科学校和湖南城市建设专科学校等有丰富教学经验的教师。主审人员为全国部分高等院校和科研院的教授和专家。

本系列教材的出版在我国还是初次,且由于组稿仓促,缺点和不当之处一定很多,希读者指正,不胜感谢。

“工业与民用建筑”专业专科系列教材编审委员会

编 审 委 员 会

顾问: 袁润章 成文山 王龙甫

主任: 沈大荣

副主任: 沈蒲生

委员: (以姓氏笔划为序)

刘声扬 刘鉴屏 吴代华 沙钟瑞 胡 逾 施楚贤

高琼英 黄仕诚 彭少民 彭图让 蔡伯钧 魏 璋

秘书长(总责任编辑): 刘声扬

“工业与民用建筑”专业专科系列教材书目

- | | | |
|-----------|------------------|-----------------|
| 1. 建筑材料 | 5. 结构力学 | 9. 土力学地基与基础 |
| 2. 建筑工程测量 | 6. 钢结构 | 10. 建筑施工 |
| 3. 理论力学 | 7. 钢筋混凝土结构(上)(下) | 11. 建筑工程经济与企业管理 |
| 4. 材料力学 | 8. 砌体结构 | |

目 录

第八章 受压构件计算	(1)
§ 8-1 受压构件的分类及构造要求	(1)
§ 8-2 轴心受压构件	(3)
§ 8-3 偏心受压构件正截面承载力计算	(8)
§ 8-4 偏心受压构件斜截面抗剪承载力计算	(39)
§ 8-5 大偏心受压构件的裂缝宽度验算	(40)
小结	(42)
思考题	(42)
习题	(43)
第九章 受拉构件计算	(45)
§ 9-1 概述	(45)
§ 9-2 轴心受拉构件	(46)
§ 9-3 偏心受拉构件	(49)
小结	(56)
思考题	(57)
习题	(57)
第十章 预应力混凝土构件计算	(58)
§ 10-1 预应力混凝土的基本知识	(58)
§ 10-2 预应力混凝土构件设计的一般规定	(64)
§ 10-3 预应力混凝土轴心受拉构件计算	(71)
§ 10-4 预应力混凝土受弯构件计算	(84)
§ 10-5 预应力混凝土受弯构件的构造要求	(111)
小结	(114)
思考题	(114)
习题	(115)
第十一章 单层厂房结构	(117)
§ 11-1 单层厂房的结构选型	(117)
§ 11-2 单层厂房排架结构组成、构件选型和布置	(120)
§ 11-3 排架计算	(136)
§ 11-4 单层厂房柱设计	(156)
§ 11-5 柱下单独基础设计	(162)
§ 11-6 屋架设计要点	(178)
§ 11-7 吊车梁设计要点	(185)
小结	(211)

思考题..... (211)

习题 (212)

第十二章 多层框架结构房屋 (217)

§ 12-1 多层框架体系的结构布置 (217)

§ 12-2 框架杆件的截面尺寸和框架计算简图 (221)

§ 12-3 荷载 (223)

§ 12-4 竖向荷载作用下的内力近似计算——分层法 (224)

§ 12-5 水平荷载作用下的内力近似计算（一）——反弯点法 (226)

§ 12-6 水平荷载作用下的内力近似计算（二）——D 值法 (233)

§ 12-7 水平荷载下侧移的近似计算 (239)

§ 12-8 框架的内力组合 (240)

§ 12-9 框架梁柱的截面配筋 (243)

§ 12-10 现浇框架的一般构造要求 (244)

§ 12-11 多层框架柱基础..... (246)

§ 12-12 多层现浇框架设计例题 (251)

小结 (285)

思考题..... (285)

附录 (286)

参考书目 (319)

1/2

第八章 受压构件计算

提 要

本章的主要内容是：受压构件的受力特点及破坏特征，轴心受压构件承载力，矩形截面偏心受压构件（非对称配筋和对称配筋）及工形截面构件（对称配筋）正截面承载力的计算与构造，框架柱的斜截面抗剪承载力计算，大偏心受压构件的裂缝宽度验算等。矩形截面偏心受压构件破坏特征、计算与构造是本章的重点。

本章难点是小偏心受压构件的计算。把握住该情况下混凝土受压区的变化，钢筋的应力和附加偏心距的计算以及力和力矩的平衡条件，是解决这一难点的关键。

§ 8-1 受压构件的分类及构造要求

一、分类

承受纵向压力的杆件称为受压构件。钢筋混凝土结构中最常见的受压构件是钢筋混凝土柱。

按照纵向压力作用位置的不同，受压构件可分为轴心受压和偏心受压两种类型。当纵向外力 N 的作用线与构件截面形心轴线重合时称为轴心受压（图 8-1a），不重合时称为偏心受压。其中 N 的作用线仅与构件截面一个方向的形心线不重合时称为单向偏心受压（图 8-1b）；两个方向都不重合时称为双向偏心受压（图 8-1c）。

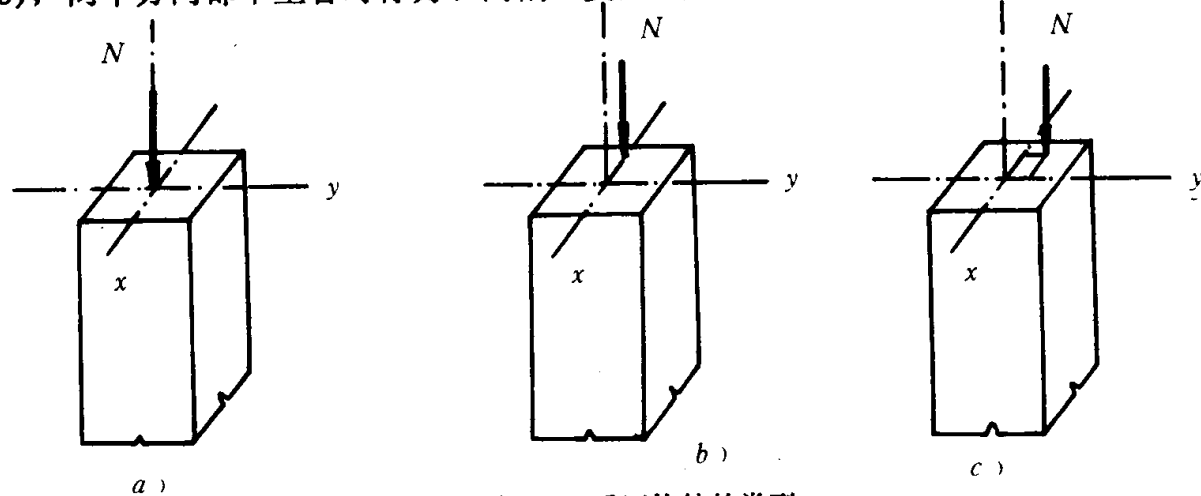


图 8-1 受压构件的类型

在实际工程结构中，理想的轴心受压构件极难找到。这是因为在绝大多数受压构件中都同时作用有弯矩和剪力；即使是按轴心受压计算的构件，也会因为混凝土的非匀质性、钢筋位置的偏离、轴向力实际作用位置的差异等而处于偏心受压状态。严格地讲，只有当截面上受压应力的合力与纵向外压力作用在同一直线上时才是轴心受压。但为了计算方便起见，习惯上按纵向外压力作用线与受压构件的混凝土截面形心是否重合来判别是轴心受压还是偏心受压。在设计以恒载作用为主的多层房屋的内柱以及钢筋混凝土或预应力混凝土屋架或托架的受压腹杆时，往往因弯矩很小而忽略其影响，也近似按轴心受压构件进行计算。

与轴心受压构件相类似，理想的单向偏心受压构件也很难找到。在大多数情形下，都将实际上的空间受力结构简化为平面受力体系进行分析，将平面受力体系中的柱作为单向偏心受压柱进行计算。本章只讲述单向偏心受压构件；在实际工程中遇到双向偏心受压情形时，可参照《规范》进行设计。

二、构造要求

正确选择结构构件的材料、截面尺寸、配筋形式和构造等，是设计中应重视的问题；而在设计超静定结构（如排架、框架）中的柱时，在计算开始就必须确定材料的强度等级和截面尺寸。因此，在本章开始先介绍受压构件的构造要求。

（一）材料：混凝土的强度对受压构件的承载力有较大的影响，一般宜采用强度等级较高的混凝土，如 C20、C25、C30 等。在施工条件具备时，尚可选择强度等级更高的混凝土。

钢筋与混凝土共同受压时，若钢筋强度过高，则不能充分发挥其作用（设计中取 $f_y < 400\text{N/mm}^2$ ），故不宜选择高强度钢筋作受压钢筋。同时，也不得采用冷拉钢筋作受压钢筋。

（二）截面形式：轴心受压构件以方形为主，偏心受压构件则以矩形为主。对装配式柱，当截面尺寸较大时，也常采用工形截面或双肢截面。

方形和矩形截面最小尺寸不宜小于 250mm，以避免因长细比过大而过多降低构件承载力；常取 $l_0/h < 25$ 、 $l_0/b < 30$ （其中 l_0 为柱的计算长度， h 为柱高， b 为柱宽）。工形截面的翼缘厚度一般不小于 100mm，否则容易过早开裂，腹板厚度一般不宜小于 80mm，以免造成施工浇捣困难。

（三）纵向钢筋：轴心受压柱的纵向钢筋应沿截面均匀布置。偏心受压柱的纵向受力钢筋按要求设置在弯矩作用方向的两对边；当截面高度 $h > 600\text{mm}$ 时，在侧面应设置间距不大于 500mm 的构造钢筋（直径 10~16mm）。

纵向钢筋的直径一般不宜小于 12mm，并优先考虑选用较大直径的钢筋，以减少纵向弯曲对施工的影响，并防止构件在临近破坏时钢筋过早压屈。

纵向受力钢筋的间距不宜大于 350mm，且不应小于 50mm（当构件水平浇筑时，可按梁的规定采用），保护层最小厚度一般为 25mm。

（四）纵向受力钢筋的最小配筋率：轴心受压构件的全部受压钢筋的最小配筋率为 0.4%；偏心受压构件的受压钢筋最小配筋率为 0.2%，受拉钢筋的最小配筋率为 0.15%（混凝土的强度等级为 C35 及以下时）或 0.2%（混凝土的强度等级为 C40~C60 时）。在计算受压钢筋最小配筋率时，所用的混凝土计算面积采用构件的实际截面面积。

（五）箍筋：应当采用封闭式箍筋，以保证钢筋骨架的整体刚度，并保证构件在破坏阶段箍筋对混凝土和纵向钢筋的侧向约束作用。

箍筋的间距 S 不应大于横截面短边尺寸，且不大于 400mm。同时，在绑扎骨架中不应大于 $15d$ ，在焊接骨架中不应大于 $20d$ （ d 为纵向钢筋最小直径）。

箍筋采用热轧钢筋时，其直径不应小于 6mm，且不应小于 $d/4$ ；采用冷拔低碳钢丝时应不小于 5mm 和 $d/5$ （ d 为纵向钢筋的最大直径）。

当柱每边的纵向受力钢筋不多于 3 根（或当柱短边尺寸 $b < 400\text{mm}$ 而纵筋不多于 4 根）时，可采用单个箍筋；否则应设置附加箍筋（图 8-2）。

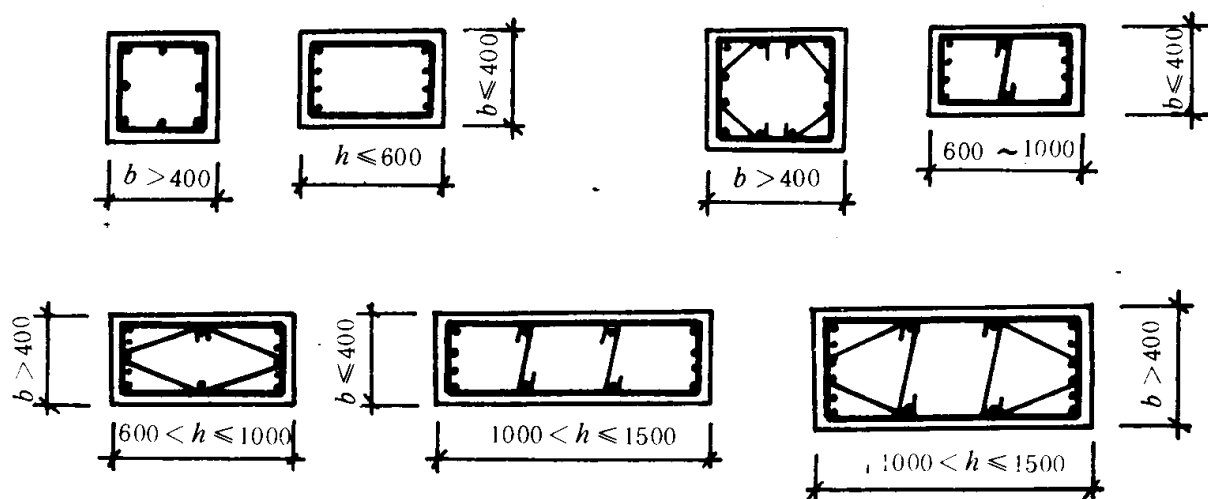


图 8-2 矩形柱的箍筋和附加箍筋

当柱截面有缺口时（图 8-3a），不可采用内折角式箍筋（图 8-3c）以免造成折角处混凝土的崩裂，而应采用图 8-3b 所示的分离式箍筋。

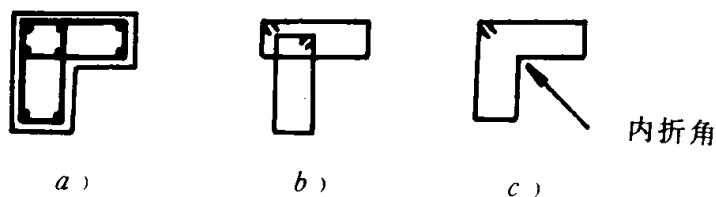


图 8-3 有缺口的柱截面箍筋

（六）全部纵向钢筋的配筋率：为限制柱中纵向钢筋的用量，《规范》要求全部纵向钢筋配筋率应不大于 5%，当配筋率超过 3% 时，箍筋直径应不小于 8mm，并应焊成封闭环式，箍筋间距不应大于 200mm 和 10d（d 为纵向钢筋最小直径），以保证充分发挥高配筋率柱的纵向钢筋的抗压强度。

§ 8-2 轴心受压构件

轴心受压构件截面除正方形外，也可根据需要做成矩形、圆形、环形、多边形等多种形。其钢筋骨架由纵向受力钢筋和箍筋绑扎或焊接而成。根据箍筋的配置方式不同，轴心受压构件可分为配置普通箍筋和配置螺旋箍筋（或环式焊接箍筋）两大类（图 8-4）。

轴心受压构件的纵向钢筋除了能协助混凝土承担轴向压力外，还能承受由于初始偏心或其他偶然因素引起的附加弯矩在构件中产生的拉力，改善混凝土受压破坏时的脆性性质。在配置普通箍筋的轴心受压构件中，箍筋可以防止纵向钢筋在混凝土压碎之前压屈，保证纵筋与混凝土共同受力直到构件破坏；箍筋对核芯混凝土的约束作用可以在一定程度上改善构件最终可能发生突然破坏的脆性性质。螺旋形箍

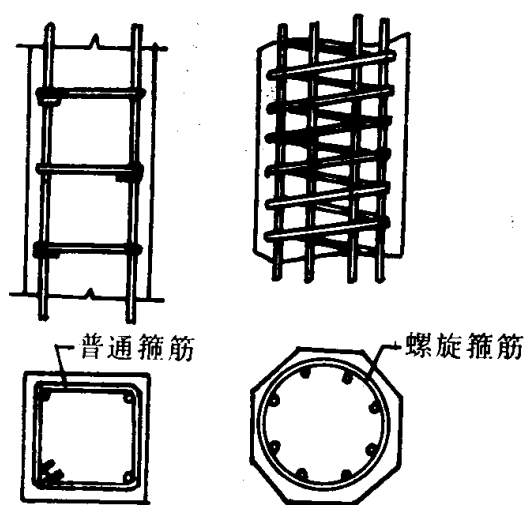


图 8-4 普通箍筋柱和螺旋箍筋柱

混凝土的约束作用可以在一定程度上改善构件最终可能发生突然破坏的脆性性质。螺旋形箍

筋对混凝土有较强的环向约束，因而能够提高构件的承载力和延性。

一、配有普通箍筋的轴心受压构件

(一) 试验研究分析

根据构件的长细比（构件的计算长度 l_0 与构件截面回转半径 i 之比）的不同，轴心受压构件可以分为短粗构件（对一般截面， $l_0/i \leq 28$ ；对矩形截面 $l_0/b \leq 8$ ， b 为截面宽度）和中长构件。习惯上前者称为短柱，后者称为长柱。

钢筋混凝土轴心受压短柱的试验表明：在整个加载过程中，可能的初始偏心对构件承载力无明显影响；由于钢筋和混凝土之间存在着粘结力，两者的压应变相等：

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \tag{8-1a}$$

根据力的平衡条件，有

$$N = \sigma'_s A'_s + \sigma_c A \tag{8-1b}$$

式中 N ——外荷载；

A'_s 、 A ——纵向钢筋和混凝土截面面积；

σ'_s ——纵向钢筋压应力。在钢筋屈服前， $\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s$ ， E_s 为钢筋弹性模量；

σ_c ——混凝土压应力， $\sigma_c = E'_c \varepsilon_c$ 。 E'_c 为混凝土割线模量， $E'_c = \nu E_c$ ， ν 为混凝土受压弹性系数， E_c 为混凝土弹性模量。

当外荷载很小时，混凝土和钢筋都处于弹性阶段，混凝土基本上没有塑性变形（ $\nu = 1$ ）

则由式（8-1a）可得：

$$\sigma'_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c \tag{8-2}$$

随着荷载的增加，混凝土塑性变形有所发展， ν 值逐渐变小，此时

$$\sigma'_s = \frac{E_s}{\nu E_c} \sigma_c \tag{8-3}$$

比较式（8-2）和式（8-3）可以看出，当混凝土由于塑性变形发展而进入弹塑性阶段后，在同样的荷载增量下，钢筋的压应力将比混凝土压应力增长得快一些。

当达到极限荷载时，钢筋混凝土短柱的极限压应变大致与混凝土棱柱体受压破坏时的压应变相同，即 $\varepsilon_{cmax} = \varepsilon_0 = 0.002$ ；混凝土应力达到棱柱体抗压强度 f'_c 。若钢筋的屈服压应变小于混凝土破坏时的压应变，则钢筋将首先达到抗压屈服强度 f_y ，随后钢筋承担的压力 $f_y A'_s$ 维持不变，而继续增加的荷载全部由混凝土承担，直至混凝土被压碎。在这类构件中，钢筋和混凝土的抗压强度都得到充分利用，其承载力为

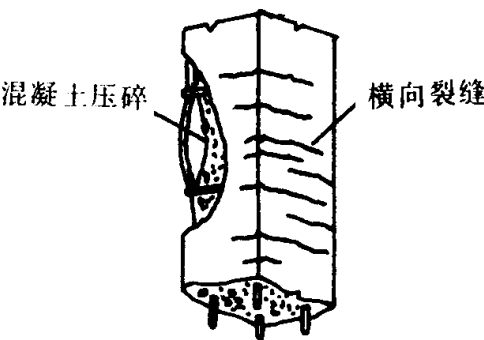
$$N_u = f_y A'_s + f_c A \tag{8-4}$$

对于高强度钢筋，在构件破坏时可能达不到屈服，此时钢筋应力为 $\sigma'_s = 0.002 E_s = 0.002 \times 2 \times 10^5 = 400 \text{ N/mm}^2$ ，钢材的强度不能被充分利用。在设计中使用这样的钢材，其抗压强度设计值 f_y 只能取 400 N/mm^2 。总之，在轴心受压短柱中，不论受压钢筋在构件破坏



图 8-5 轴心受压短柱的破坏形态

时是否屈服，构件的最终承载力都由混凝土压碎来控制。在临近破坏时，短柱四周出现明显的纵向裂缝，箍筋间的纵向钢筋发生压曲外鼓，呈灯笼状（图 8-5），以混凝土压碎而告破坏。



对于钢筋混凝土轴心受压长柱，轴向压力的可能初始偏心影响不能忽略。构件受荷后，由于初始偏心距将产生附加弯矩，而附加弯矩产生的水平挠度又加大了原来的初始偏心距，这样相互影响的结果使长柱最终在轴力和弯矩的共同作用下发生破坏。破坏时受压一侧往往产生较长的纵向裂缝，箍筋之间的纵向钢筋向外压曲，混凝土被压碎；而另一侧的混凝土则被拉裂，在构件高度中部发生横向裂缝（图 8-6），这实际是偏心受压的破坏特征。

试验表明：长柱的破坏荷载低于相同条件下短柱的破坏荷载。《规范》采用一个降低系数 ϕ 来反映这种承载力随长细比增大而降低的现象，并称之为“稳定系数”；该系数主要和构件的长细比 l_0/i 有关（ l_0 为柱的计算长度， i 为截面最小回转半径），见表 8-1。

钢筋混凝土构件的稳定系数 ϕ 表 8-1

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.6	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
ϕ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d	26	28	29.5	31	33	34.5	35.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
ϕ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：表中： l_0 ——构件计算长度； b ——矩形截面短边尺寸；
 d ——圆形截面的直径； i ——截面最小回转半径。

在确定稳定系数 ϕ 时，需要知道构件的计算长度 l_0 。 l_0 与构件端部的支承情况有关，几种理想支承的柱计算长度见图 8-7。在实际工程中，由于支座情况并非理想的不动铰支承或固定端，故应结合具体情形进行考虑。《规范》对轴心受压柱和偏心受压柱的计算长度 l_0 规定如下：

1.一般多层房屋的钢筋混凝土框架结构，当为现浇楼盖时，底层柱 $l_0=1.0H$ ；其余各层柱 $l_0=1.25H$ ；当为装配式楼盖时，底层柱 $l_0=1.25H$ ；其余各层柱 $l_0=1.5H$ 。

2.具有非轻质隔墙的多层房屋当为三跨及三跨以上，或为两跨且房屋的总宽度不小于房屋总高度的 1/3 时，其钢筋混凝土框架各层柱当为现浇楼盖时： $l_0=0.7H$ ；当为装配式楼盖时： $l_0=1.0H$ 。

上述 H 对底层柱为基础顶面到一层楼盖顶面之间的距离；对其余各层为相邻上、下两层楼盖顶面之间的距离。

应当注意，当轴

心受压构件长细比超过一定数值后（如矩形截面当 $l_0/b>35$ 时），构件可能发生“失稳破坏”，即轴向压力增大到一定程度时，构件截面尚未发生材料破坏之前，构件已不能保持稳定平衡而破坏。设计中应避免这种情况。（排架柱计算长度见第十一章）

（二）截面承载力计算公式

在轴心压力设计值 N 作用下，轴心受压构件的承载力可按式计算（图 8-8）：

$$N \leq \phi(f_y A'_s + f_c A) \quad (8-5)$$

式中 ϕ ——稳定系数，按表 8-1 取用；

N ——轴向力设计值；

f_y ——钢筋抗压强度设计值， $f_y \leq 400\text{N/mm}^2$ ；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

A'_s ——纵向受压钢筋截面面积；

A ——混凝土截面面积，当纵向钢筋配筋率大于 0.03 时， A 改用 $A_c = A - A'_s$ 。

当现浇钢筋混凝土轴心受压构件截面长边或直径小于 300mm 时，式(8-5)中混凝土强度设计值应乘以系数 0.8（构件质量确有保证时不受此限）。

（三）设计计算方法

实际工程中遇到的轴心受压构件设计问题可分为截面选择和承载力校核两类。

在截面选择时，可先选定材料强度等级，并根据轴向压力设计值的大小及房屋总体刚度和建筑设计的要求确定截面形状和尺寸，然后按式(8-5)求出所需钢筋数量：

$$A'_s = \left(\frac{N}{\phi} - f_c A \right) / f_y \quad (8-6)$$

【例 8-1】某正方形截面钢筋混凝土柱，承受轴心压力设计值 $N=2500\text{kN}$ 。若柱的计算长度 $l_0=4.50\text{m}$ ，选用 C25 级混凝土（ $f_c=12.5\text{N/mm}^2$ ）和 I 级钢筋（ $f_y=210\text{N/mm}^2$ ），试设计该柱截面。

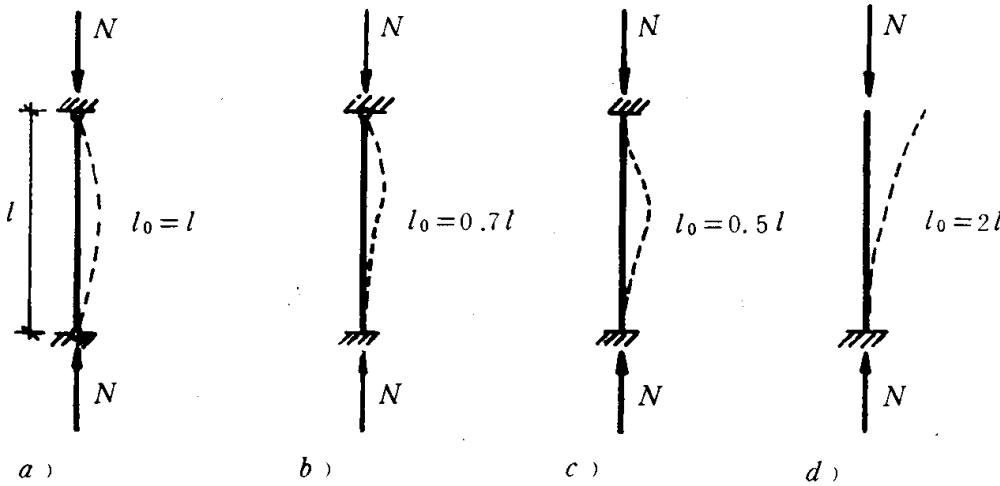


图 8-7 柱的计算长度

a)两端固定； b)两端铰支； c)一端铰支
一端固定； d)一端固定一端自由

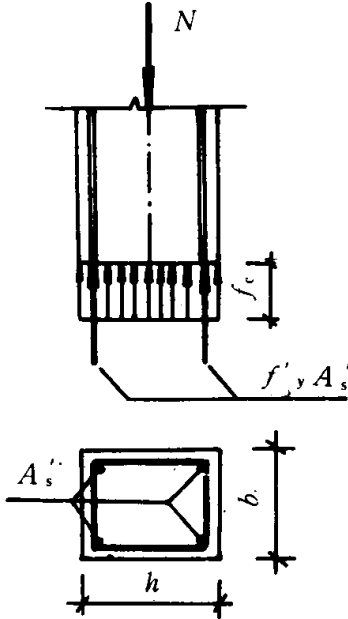


图 8-8 轴心受压柱的计算图形

解: 1)初步选定 $b = h = 400\text{mm}$

2)确定稳定系数 ϕ

由 $l_0/b = 4500/400 = 11.3$, 查表(8-1)得: $\phi = 0.96$

3)计算 A'_s

由式(8-6):

$$A'_s = \left(\frac{N}{\phi} - f_c A \right) / f_y$$

$$= \left(\frac{2500000}{0.96} - 12.5 \times 400 \times 400 \right) / 210 = 2877\text{mm}^2$$

选 $4\phi 22 + 4\phi 20$ ($A'_s = 2777\text{mm}^2$), 截面配筋如图 8-9 所示.

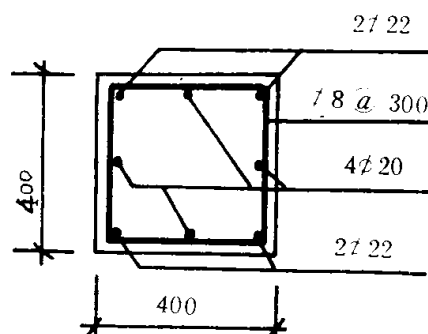


图 8-9 例 8-1 柱截面配筋图

应当注意的是, 实际工程中的轴心受压构件沿截面两个主轴方向的杆端约束条件可能不同, 因此计算长度 l_0 和截面回转半径也不同. 此时应分别按两个方向确定 ϕ 值, 并选其中较小者代入式(8-5)进行计算.

轴心受压构件的承载力校核比较简单, 只须将有关数据代入式(8-5), 即可求出构件所能承担的轴向力设计值.

二、配有螺旋箍筋的轴心受压构件

由于施工麻烦, 螺旋箍筋 (或焊接环式箍筋) 仅用于轴心受压荷载很大而截面尺寸又受到限制的柱, 一般情形下很少采用.

(一) 试验研究分析

混凝土的受压破坏可以认为是由于横向变形而发生的拉坏. 螺旋筋可以约束混凝土的横向变形, 因而可以间接提高混凝土的纵向抗压强度. 试验研究表明, 当混凝土所受的压应力较低时, 螺旋箍筋的受力并不明显; 当混凝土的压应力相当大后, 混凝土中沿受力方向的微裂缝开始迅速发展, 使混凝土的横向变形明显增大并对箍筋形成径向压力, 这时箍筋才对混凝土施加被动的径向均匀约束压力; 当构件的压应变超过无约束混凝土的极限应变后, 箍筋以外的表层混凝土将逐步脱落, 箍筋以内的混凝土 (即核芯混凝土) 在其约束下处于三向压应力状态, 可以进一步承受压力, 其抗压极限强度和极限压应变随箍筋约束力的增大 (螺距减小, 箍筋直径增大) 而增大.

(二) 截面承载力的计算

根据圆柱体在三向受压情形下的试验结果, 在径向均匀压力 σ_2 的作用下, 约束混凝土的轴心抗压强度 f_{cl} 可表述为:

$$f_{cl} = f_c + 4\sigma_2 \quad (8-7)$$

当螺旋筋达到屈服时, 受到径向约束力 σ_2 (也是反作用于核芯混凝土的径向压应力), 根据隔离体的平衡 (图 8-10), 可得:

$$2f_y A_{ss1} = \sigma_2 S d_{cor}$$

或
$$\sigma_2 = \frac{2f_y A_{ss1}}{S d_{cor}} \quad (8-8)$$

式中 A_{ss1} ——单根螺旋箍筋截面面积;
 d_{cor} ——核芯混凝土直径, 算至箍筋内皮;
 S ——箍筋间距;

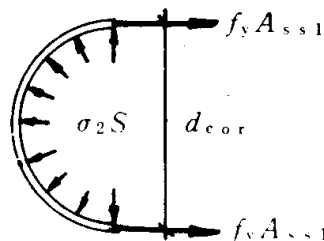


图 8-10 螺旋箍筋隔离体的受力

f_y ——箍筋的抗拉强度设计值。

将式(8-8)代入式(8-7)中, 则有:

$$f_{cl} = f_c + 8 \frac{f_y A_{ss1}}{S d_{cor}} \quad (8-9)$$

根据轴向力平衡, 可写出配有螺旋箍筋 (或焊接圆环箍筋) 柱的承载力计算公式:

$$N \leq f_{cl} A_{cor} + f'_y A'_s$$

或
$$N \leq f_c A_{cor} + 8 \frac{f_y A_{ss1} A_{cor}}{S d_{cor}} + f'_y A'_s \quad (8-10)$$

式 A_{cor} ——核芯混凝土截面面积, $A_{cor} = \frac{\pi}{4} d_{cor}^2$

式(8-10)第一项为核芯混凝土无约束时所承担的轴向力, 第二项为受螺旋箍筋约束后核芯混凝土提高的轴向力。若把间距为 S 的箍筋按体积相等的条件, 换算成相当的纵向钢筋截面面积 A_{so} , 则有

$$A_{so} = \frac{\pi d_{cor} A_{ss1}}{S}$$

式(8-10)可以改写成更简单的形式:

$$N \leq f_c A_{cor} + 2 f_y A_{so} + f'_y A'_s \quad (8-11)$$

当纵向钢筋的配筋率较大时 ($\rho' > 3\%$), 应从核芯混凝土截面积中减去纵向钢筋面积, 则式(8-11)成为

$$N \leq f_c A_{cor} + (f'_y - f_c) A'_s + 2 f_y A_{so} \left(1 - \frac{A'_s}{A_{cor}}\right) \quad (8-12)$$

利用式(8-11)~(8-12)进行螺旋箍筋柱的计算时, 还应注意以下几个问题:

1. 为了防止混凝土保护层过早剥落, 《规范》规定按式(8-11)或式(8-12)算出的构件承载力不应超过同样材料和截面的普通箍筋受压构件的 1.5 倍 (即不应超过 $1.5\phi(f'_y A'_s + f_c A_c)$)。

2. 当构件长细比较大时, 螺旋箍筋因受偏心影响难以充分发挥其提高核芯混凝土抗压强度的作用, 故《规范》规定只在 $l_0/d \leq 12$ 的轴心受压构件中采用, 且不考虑稳定系数 ϕ 。

3. 由于计算公式中只考虑核芯混凝土截面面积 A_{cor} , 当外围混凝土较厚时, 按上述公式算得的承载力有可能小于式(8-5)算得的承载力; 或当螺旋箍筋的换算面积 A_{so} 小于全部纵向钢筋面积的 25% 时, 太少的螺旋箍筋难以保证它对混凝土发挥有效的约束作用, 故这两种情况都不考虑螺旋箍筋的影响而应按式(8-5)进行计算。

(三) 构造要求

在计算中考虑螺旋箍筋的作用时, 其螺距 (或环形箍筋间距) S 应不大于 80mm 及 $d_{cor}/5$, 同时亦不应小于 40mm。

螺旋箍筋柱的截面尺寸常做成圆形或正多边形 (如正八边形), 纵向钢筋可选 6~8 根沿截面周边均匀布置。

§ 8-3 偏心受压构件正截面承载力计算

一、试验研究分析

从正截面受力性能而言，偏心受压可以视为轴心受压 ($M=0$) 和受弯 ($N=0$) 的中间状态；或者说，轴心受压和受弯是偏心受压 (同时承受 M 和 N) 的两个极端情况。

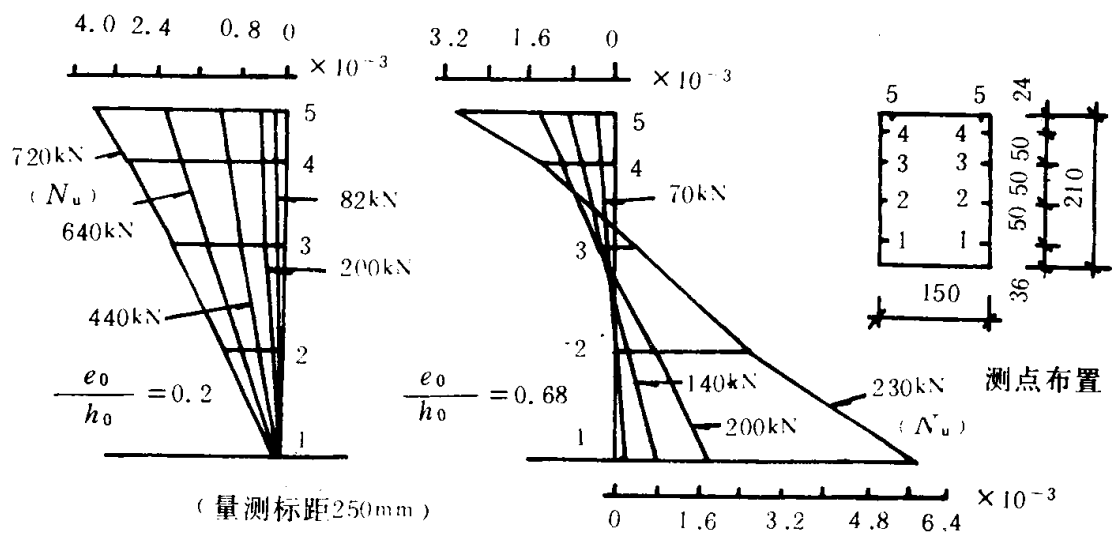


图 8-11 偏心受压构件的截面应变

在讨论受弯构件和轴心受压构件正截面承载力时，都曾根据试验指出：构件截面中的平均应变分布规律符合平截面假定。对偏心受压构件的试验证实：其截面的平均应变分布也符合平截面假定。图 8-11 给出了两个偏心受压试件中应变变化规律的例子。

大量试验表明：偏心受压构件的破坏都是由于混凝土的压碎而造成的。但是由于引起混凝土压碎的原因不同，其破坏特征亦不相同。据此可将偏心受压构件的破坏分为两类：大偏心受压破坏和小偏心受压破坏。

(一) 大偏心受压破坏 (受拉破坏)

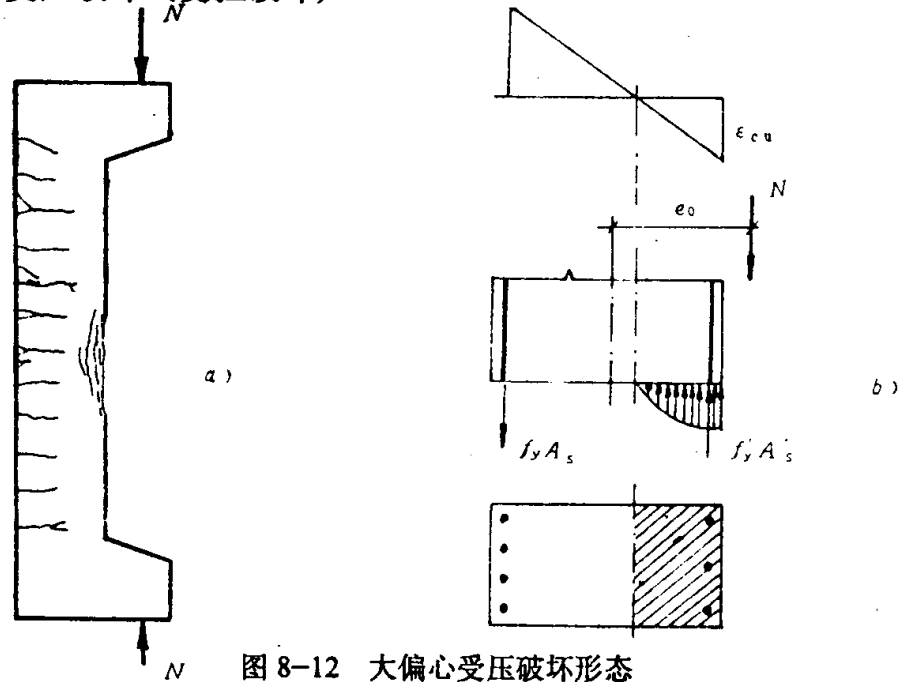


图 8-12 大偏心受压破坏形态

当偏心距较大且受拉钢筋配置不太多时，构件具有与适筋受弯构件类似的特点。在偏心压力作用下，构件截面部分受拉、部分受压。当压力 N 增加到一定程度后，首先在受拉区出现短的横向裂缝；随着荷载的增加，裂缝不断发展和加宽，裂缝截面处的拉力完全由钢筋承担；在更大的荷载下，形成一条明显的主裂缝，受拉钢筋首先达到屈服，主裂缝明显加宽并向受压一侧分支延伸，受压区高度缩小。最后，受压边缘混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} ，出

现纵向裂缝，受压混凝土被压碎而导致构件破坏。破坏时，混凝土压碎区较短，受压钢筋一般都能屈服。其典型破坏情形及破坏阶段的应力应变分布图形如图 8-12 所示。

可以看出，大偏心受压构件的破坏特征与适筋受弯构件的破坏特征完全相同。由于其典型的破坏特点是受拉钢筋首先达到屈服，然后是受压钢筋达到屈服，最后由于受压区混凝土压碎而导致构件破坏，故这种破坏又称为“受拉破坏”。

(二) 小偏心受压破坏 (受压破坏)

当荷载的偏心距较小，或者虽然偏心距较大但受拉钢筋配置过多时，构件将发生小偏心受压破坏。

发生小偏心受压破坏的截面应力状态有两种类型。其一是当偏心距很小时，构件全截面受压：距轴向力较近一侧的混凝土压应力较大，另一侧的压应力较小；构件的破坏由受压较大一侧的混凝土压碎而引起，该侧的钢筋达到屈服强度；只要偏心距不是过小，另侧的钢筋虽处于受压状态而不会屈服。

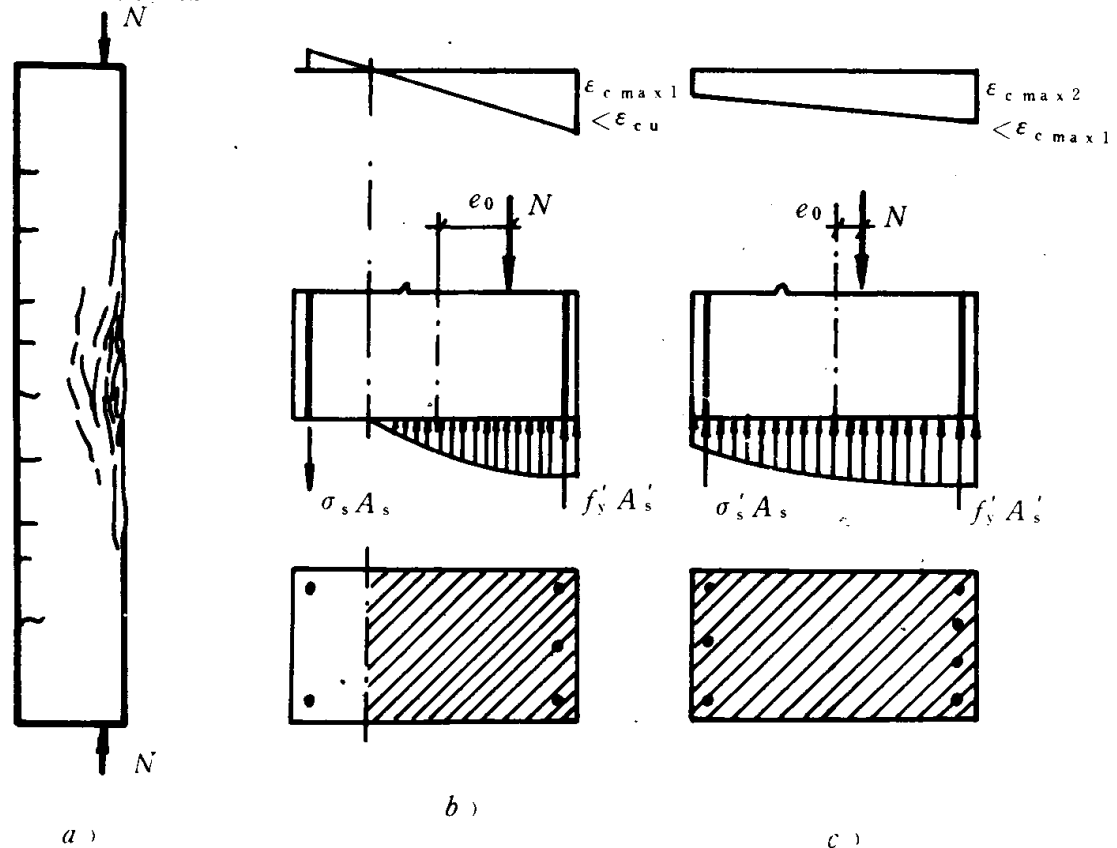


图 8-13 小偏心受压破坏形态

其二是当偏心距较小或偏心距较大但受拉钢筋配置过多时，截面处于大部分受压而小部分受拉的状态。随着荷载的增加，受拉区虽有裂缝发生但开展较为缓慢；构件的破坏也是由于受压区混凝土的压碎而引起，而且压碎区域较大；破坏时受压一侧的纵向钢筋一般都能达到屈服强度，但受拉钢筋不会屈服。

两种小偏心受压破坏的共同特征是破坏由混凝土受压区的压碎所引起，偏心一侧的受压钢筋屈服，而另一侧的钢筋或受压或受拉，但均达不到屈服强度，破坏无明显预兆，混凝土强度越高，破坏越突然。故具有这类特征的破坏又称为“受压破坏”。

小偏心受压构件的破坏情况及破坏时截面应力应变分布图形如图 8-13 所示。

二、界限破坏及大小偏心受压的分界

在大偏心受压破坏和小偏心受压破坏之间，理论上还存在一种“界限破坏”状态：当受拉

钢筋屈服的同时，受压区边缘混凝土达到极限压应变值。这种特殊状态成为区分大小偏心受压的界限。

大小偏心受压之间的根本区别是，截面破坏时受拉钢筋是否屈服，亦即受拉钢筋的应变是否超过屈服应变值 ϵ_y ：

$$\epsilon_y = f_y / E_s \tag{8-13a}$$

在大偏心受压破坏时，其受压边缘的混凝土压应变极限值 ϵ_{cu} 与受弯构件基本相同，可取

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 \tag{8-13b}$$

因此大偏心受压破坏的截面应变分布可能出现图 8-14 中所示的 ab、ac 等情形。

随着偏心距的减少或受拉钢筋的增加，构件破坏时钢筋最大拉应变将逐步减小。在界限破坏状态中，当受拉钢筋达到屈服应变 ϵ_y 时，受压边缘混凝土也刚好达到极限压应变 ϵ_{cu} ，如同图 8-14 中所示的 ad 情形。当继续减少偏心距或增加受拉钢筋，则受拉钢筋的应变将小于 ϵ_y ，甚至受压，即转入小偏心受压状态，其应变如图

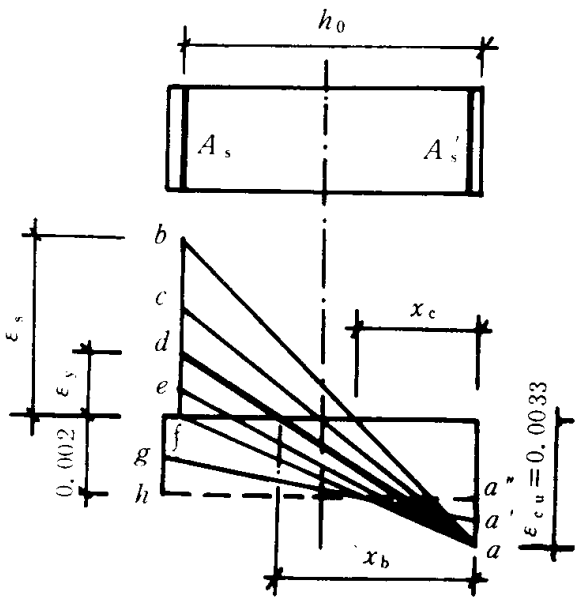


图 8-14 截面应变

8-14 中 ac、af、a'g 等情形，显然，a'h 则为轴心受压应变状态。

如用 x_b 表示界限受压区的高度，则从图 8-14 可得出

$$x_b / h_0 = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y) \tag{8-14}$$

由于大偏心受压和适筋梁受弯的破坏特征相同，且 ϵ_{cu} 的取值也与受弯构件一致，因此破坏时其正截面应力的理论分布与受弯构件完全一致，并可用简化的矩形应力分布图代替 (图 8-15)。矩形应力图的换算受压区高度 x 等于理论受压区高度 x_c 的 0.8 倍，即 $x = 0.8x_c$ ，而矩形应力分布图中的弯曲抗压强度 f_{cm} 等于理论应力分布图中的最大应力 σ_0 。

因此，在大、小偏心受压的界限状态下，由式(8-13)、(8-14)可得出对应于矩形应力分布图形的界限相对受压区高度 ξ_b ：

$$\xi_b = \frac{0.8x_b}{h_0} = \frac{0.8 \times 0.0033}{0.0033 + f_y / E_s}$$

即
$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}} \tag{8-15}$$

上式实际上也是适筋梁与超筋梁界限相对受压区高度的计算公式，故不同钢筋强度等级的 ξ_b 值也可由受弯构件中查得。

当混凝土受压区相对高度 $\xi > \xi_b$ 时，截面属小偏心受压；当 $\xi < \xi_b$ 时，截面属大偏心受压；当 $\xi = \xi_b$ 时，截面处于界限状态。

在界限状态下，截面的应力、应变都为已知，故可很方便地计算出界限破坏荷载 N_b 。以矩形截面为例，由图(8-15b)可得：

$$N_b = f_{cm} b h_0 \xi_b + f_y' A_s' - f_y A_s \tag{8-16}$$

式中 ξ_b ——界限受压区相对高度，由式(8-15)给出。对 I 级钢筋， $\xi_b = 0.014$ ；对 II 级钢筋