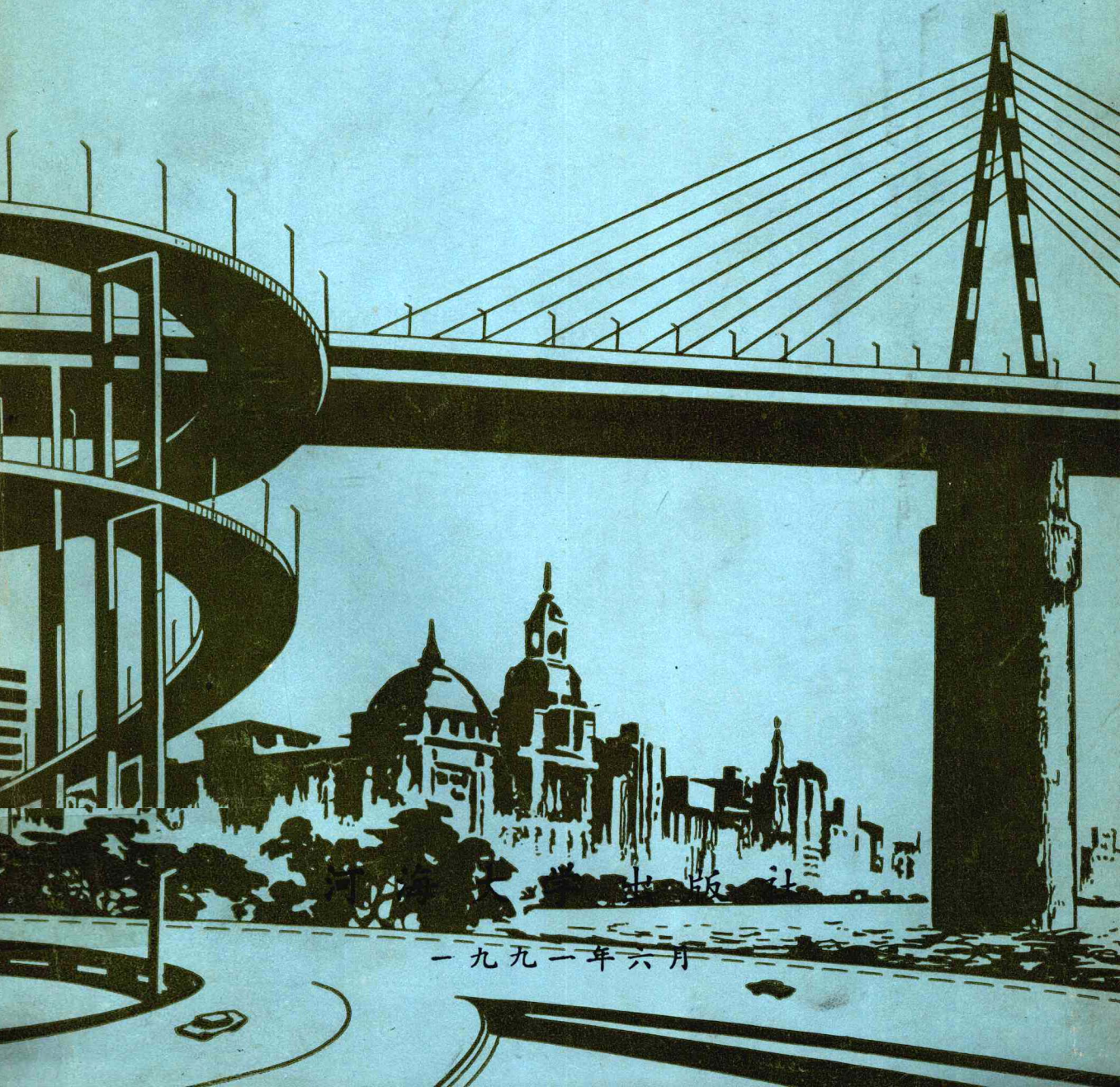


混凝土结构计算基本方法文集

张岐宣 编著



一九九一年六月

混凝土结构计算基本方法文集

——新规范应用方法和实例——

张岐宣 编著

河海大学出版社

1991. 6.

内 容 提 要

本文集共有二十四篇文章,着重叙述《混凝土结构设计规范》应用方法。其内容:主要包括各种钢筋混凝土基本构件和预应力混凝土基本构件承载能力计算、抗裂度验算和变形验算基本理论 and 应用方法,并结合实际列举大量例题加以说明。

本书可作为广大土木、建筑设计和施工技术人员学习新颁布的《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89)的辅助材料。

混凝土结构计算基本方法文集

张岐宣 编著

出版发行 河海大学出版社

印 刷 河海大学印刷厂

开本 787×1092mm 1/16 印张 15.63 字数 409 千字

1991 年 7 月第 1 版 1991 年 7 月第 1 次印刷

印 数 1—3800 册

ISBN 7—5630—0399—1/TU·17

责任编辑 史虹

定价: 8.00 元

前 言

《建筑结构》杂志自1989年第三期开始,开辟“《混凝土结构设计规范》应用方法和实例”专览。应杂志编辑部的邀请,由本人负责编写,前后共刊登了十五篇文章,介绍《混凝土结构设计规范》(以后简称规范)的应用。在这系列文章发表过程中,许多读者来信要求汇集成册,同时希望对《混凝土结构设计规范》中其余条文的计算方法亦能加以介绍。为满足广大读者要求,经与《建筑结构》杂志编辑部研究汇集此册,并由河海大学出版社出版。

本文集总共有二十四篇文章。前十五篇已在《建筑结构》杂志上发表,这次汇集时,原则上没有变动,个别地方有些补充。后九篇是新增加的。这样一来,规范大部分计算条文的应用作了介绍。

文集中每篇文章的内容,着重于规范的应用。因此在文章的结构上,首先阐明构件破坏特性;根据破坏特性,提出计算假定和计算简图;根据计算简图由静力平衡条件或变形协调条件、导出基本公式;根据基本公式,叙述配筋计算和抗力计算方法;或抗裂度和变形验算方法;最后结合不同情况列举较多实例加以说明。在每一部分中,因受杂志篇幅的限制,同时亦是為了便于学习,力求简明扼要。有些与实际应用无直接关系的原始资料、理论探讨和复杂公式的推导,尽量就简而言,或者完全避开,以便读者掌握重点,学会应用。

由于这些文章是配合学习规范写的,因此书写上力求结合规范条文,并与规范相呼应。规范中有些死的规定,像材料计算指标、计算图表和构造要求等,文章中只是引用,没有加以介绍。因此阅读这些文章时,请与规范结合起来,这样既能加深对规范和文章的理解,又能熟练准确地应用规范。

这些文章的刊登和文集的出版,以黄云天同志为首的《建筑结构》杂志编辑组做了大量的工作;南京建筑工程学院陶林傲同志对本书内容提出了许多改进建议;周萍同志帮助抄写书稿和描绘插图。在此向他们表示衷心的感谢。

由于时间仓促,水平有限,缺点和错误在所难免,请读者提出意见,以便改正。

作者 张岐宣

1991. 1 于南京

目 录

一、荷载与荷载效应组合计算方法	(1)
二、矩形截面受弯构件正截面承载力计算方法	(7)
三、T形截面受弯构件正截面承载力计算方法	(19)
四、轴心受压构件正截面承载力计算方法	(32)
五、矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法	(39)
六、T形和I形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法	(55)
七、受拉构件正截面承载力计算方法	(70)
八、斜截面承载力计算方法	(84)
九、弯扭构件截面承载力计算方法	(99)
十、冲切承载力计算方法	(115)
十一、局部受压承载力计算方法	(121)
十二、疲劳强度验算方法	(127)
十三、抗裂度验算方法	(138)
十四、裂缝宽度验算方法	(152)
十五、变形验算方法	(162)
十六、沿截面腹部均匀配筋偏心受压构件承载力计算方法	(170)
十七、环形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法	(178)
十八、圆形截面偏心受压构件正截面承载力计算方法	(186)
十九、受拉边倾斜的受弯构件斜截面承载力计算方法	(191)
二十、双向受弯构件正截面承载力计算方法	(195)
二十一、双向偏心受压构件正截面承载力计算方法	(205)
二十二、双向偏心受拉构件正截面承载力计算方法	(223)
二十三、迭合构件计算方法	(228)
二十四、构件施工阶段验算方法	(242)

一 荷载与荷载效应组合计算方法

规范第 3.2.3 条, 规定结构构件的承载力计算采用下列极限状态设计表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-1)$$

$$R = R(f_c \cdot f_s \cdot \alpha_k \dots) \quad (1-2)$$

式中 γ_0 ——结构构件重要性系数;

S ——荷载效应组合设计值;

R ——结构构件承载力设计值;

$f_c \cdot f_s$ ——混凝土、钢筋的强度设计值;

α_k ——几何参数标准值。

表达式 (1-1) 包括结构重要性系数、荷载效应设计值 S 和结构构件承载力设计值 R 三部分。荷载效应设计值就是用结构力学的方法计算在设计荷载作用下结构构件产生的内力, 这里首先遇到结构设计中的一个重要问题, 即荷载取值与荷载效应组合。混凝土结构构件的承载力设计值包括受弯、轴心受压、偏心受压、轴心受拉、偏心受拉、受剪和受扭等构件的承载力计算。有关这些, 规范都作了具体的规定。这些规定如何具体应用, 我们将按规范顺序予以介绍, 本篇首先介绍荷载与荷载效应组合的基本方法。

· (一) 结构重要性系数 γ_0

设计表达式 (1-1) 中的结构重要性系数 γ_0 是考虑结构破坏后果的严重性而引入的系数。规范第 3.2.1 条根据结构破坏对危及人的生命、造成经济损失和产生社会影响的严重程度, 将结构划分为三个安全等级: 一级为破坏后果很严重的重要建筑物; 二级为破坏后果严重的一般建筑物, 三级为破坏后果不严重的次要建筑物。对不同等级的结构赋予不同的可靠度, 这样区别对待是比较科学的。设计时建筑物安全等级的具体确定, 对民用建筑结构可根据《民用建筑等级标准》的规定确定。对工业建筑在正式规定没有颁布前, 可根据工程实际情况和设计传统习惯采用。大多数情况下的工业与民用建筑的安全等级属于二级。

结构安全等级不同, 对结构可靠度的要求亦不同, 《建筑结构设计统一标准》规定: 将结构安全等级为二级的可靠指标对延性破坏构件定为 3.2, 脆性破坏构件定为 3.7。一级和三级结构分别将可靠指标增加和减小 0.5。具体如表 1-1 所示。由于不同安全等级结构的可靠指标不便在荷载效应或结构抗力中体现出现, 因此采用结构重要性系数 γ_0 将荷载效应扩大或缩小某个倍数使结构具有相当的可靠指标。《建筑结构设计统一标准》根据可靠指标的分析, 相应的结构重要性系数值如表 1-1 所示。

建筑物中各类结构构件的安全等级, 一般与整个结构的安全等级相同。但是对其中部分结构构件的安全等级, 可根据结构重要程度适当调整。例如屋架、托架由于是杆系结构, 又是整个屋盖的承重结构, 因此它的安全等级应提高一级; 承受恒载为主的轴心受压柱、小偏心受压柱, 经常处于高应力态度, 其安全等级应提高一级; 预制构件在施工阶段由于承

受的荷载是短时间的，因此在施工阶段的安全等级，可较使用阶段的安全等级降低一级。

表 1—1

建筑结构安全等级、可靠指标及重要性系数

安全等级	破坏后果	建筑物类型	可靠指标		重要性系数 (γ_0)
			延性	脆性	
一	很严重	重要的建筑物	3.7	4.2	1.1
二	严重	一般的建筑物	3.2	3.7	1.0
三	不严重	次要的建筑物	2.8	3.2	0.9

(二) 荷载代表值

作用在结构上的荷载一般分永久荷载和可变荷载两种，偶然情况下还有偶然荷载，例如地震作用、撞击荷载等。永久荷载指荷载不随时间变化，或者其变化程度与平均值相比可以忽略不计，如结构自重。可变荷载是指荷载随时间变化，而且变化程度与平均值相比不可忽略，例如楼面活荷载、风荷载和雪荷载等。

无论永久荷载或可变荷载都是随机变量或随机过程，因此在设计时，必须赋予荷载一个具体的量值，即代表值。很明显不同结构由于功能不同，荷载代表值亦不同；不同极限状态，由于可靠度不同，荷载代表值亦不同。《建筑结构设计统一标准》给出下列三种代表值：

1. 荷载标准值

荷载标准值是结构构件设计时采用的荷载基本代表值。从理论上讲，是指结构在使用期间最大荷载概率密度分布函数的 0.05 分位作为荷载的标准值，这时保证率为 95%。但是由于以概率理论为基础的极限状态设计法在我国初次应用，目前还只能对一小部分荷载在设计基准期内最大概率分布作出估计，大部分荷载只能根据原《工业与民用建筑结构荷载规范》(TJ9—74) 规定的荷载标准值为基础来确定。

永久荷载标准值可按结构设计尺寸与材料或结构的单位自重计算确定。材料单位重量标准值和可变荷载标准值可根据新颁布的《建筑结构荷载规范》(GBJ9—87) 的规定确定。

2. 荷载准永久值

荷载准永久值是正常使用极限状态可变荷载的代表值。在进行结构变形和裂缝验算时，要考虑荷载长期作用对刚度和裂缝的影响，永久荷载一直作用在结构构件上，故取荷载标准值。可变荷载不像永久荷载那样在设计基准期内全部作用在结构上，因此在考虑长期荷载作用时，可变荷载不能取标准值，而只能取在设计基准期内经常作用的那部分荷载，它对结构的影响类似于永久荷载，这部分荷载，称荷载准永久值。荷载准永久值是根据在设计基准期内荷载达到和超过该值的总持续时间与设计基准期的比值为 0.5 为原则来确定。荷载准永久值由可变荷载标准值乘以小于 1 的系数 ψ_q 而得即 $\psi_q Q_k$ ，系数 ψ_q 称准永久值系数。

荷载准永久值系数 ψ_q ，新颁布的《建筑结构荷载规范》GBJ9—87 都有具体规定。

3. 荷载组合值

当有两种或两种以上的可变荷载作用在结构构件上时，由于在同一时间内几种不同的可变荷载都以最大的荷载标准值作用在结构构件上的可能性是极小的，因此可变荷载取组合值为代表值。可变荷载组合值由可变荷载标准值乘以小于 1 的组合系数 ψ_c 而得即 $\psi_c Q_K$ 。

(三) 荷载设计值

以概率理论为基础的结构承载力极限状态设计表达式中材料强度和荷载都采用设计值。荷载设计值是将荷载标准值乘以荷载分项系数而得即

$$G = \gamma_G G_K \quad (1-3)$$

$$Q = \gamma_Q Q_K \quad (1-4)$$

式中 G 、 Q ——永久荷载、可变荷载设计值；

γ_G 、 γ_Q ——永久荷载、可变荷载分项系数；

G_K 、 Q_K ——永久荷载、可变荷载标准值。

荷载分项系数是在荷载标准值给定的前提下，按照极限状态设计所得的各类结构构件的可靠指标，与规定的目标可靠指标（见表 1-1）之间，在总体上误差最小为原则，经优化确定。其值如表 1-2 所示。

表 1-2 荷载分项系数

荷载类别	荷载特性	荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q
永久荷载	荷载效应对结构不利时	1.2
	荷载效应对结构有利时	1.0
	永久荷载效应与可变荷载效应变号时 倾覆和滑移时	0.9
可变荷载	一般情况	1.4
	$\geq 4\text{KN/m}^2$ 的楼面均布可变荷载	1.3

(四) 承载力极限状态荷载效应组合

在计算建筑结构构件时应根据结构在使用过程中有可能同时出现几种不同的荷载效应，进行荷载效应组合。作用在结构构件上的永久荷载任何时候都是要全部考虑。作用在结构构件上的几种不同性质的可变荷载，是几种不同的随机过程，从统计数学观点来讲，荷载组合就是寻求同时出现的几种荷载的随机过程叠加后的统计规律和特征值，不能把荷载组合简单地以单一荷载的最大值相加，因为在设计基准期内几种不同的可变荷载都以最大值相遇在一起的概率是很小的。因此在荷载效应组合时，不应取各个可变荷载在设计基准期内的最大值。按照《建筑结构设计统一标准》的规定，对承载力极限状态设计荷载效应组合，永久荷载采用荷载效应设计值，对几种参予组合的可变荷载，其中效应值最大的主导荷载，采用荷载效应设计值，其余的可变荷载，采用荷载效应组合设计值。其表达式为：

$$S = \gamma_G C_G G_K + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-5)$$

式中 C_G 、 C_{Q1} 、 C_{Qi} ——分别为永久荷载、第一个和第 i 个可变荷载效应系数；
 ψ_{ci} ——第 i 项可变荷载组合系数。

考虑到有些结构，荷载效应最大的一项可变荷载不易确定，因此采取对所有可变荷载都取荷载效应组合设计值，这时组合系数偏大采用。例如一般排架和框架结构荷载效应组合设计值简化后的表达式为

$$S = \gamma_G C_G G_K + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-6)$$

式中 ψ ——综合的荷载效应组合系数。

荷载效应组合系数是在荷载分项系数确定的前提下考虑的。而荷载分项系数是根据永久荷载和一种可变荷载效应的简单组合情况下确定的。因此当有两种和两种以上可变荷载效应参加组合时，通过引入组合系数对可变荷载标准值进行折减，使按极限状态设计表达式计算的各种结构构件所具有的可靠指标，与仅有一种可变荷载参与组合情况下的可靠指标有最佳的一致性。根据这一原则公式 (1-5) 中的组合系数取 $\psi_{ci}=0.6$ ；公式 (1-6) 中的组合系数取 $\psi=0.85$ 。上述组合原则，理应对所有可变荷载都适用，但考虑到概率极限状态设计法在我国还是刚开始应用，荷载分布和取值还需进一步调查和研究，为慎重计，新的荷载规范仍沿用老的荷载规范中的部分规定，仅当风荷载参与组合时考虑上述组合原则，即按表 1-3 选用组合系数。

表 1-3 可变荷载效应组合系数

可变荷载组合情况		一般组合 (ψ_{ci})	简单组合 (ψ)
不包括风荷载		1.0	1.0
包括风荷载	第一项	1.0	0.85
	第 i 项	0.6	

(五) 正常使用极限状态荷载效应组合

正常使用极限状态一般是指验算在正常使用条件下的变形和裂缝，并使它不超过允许值。在正常使用阶段，荷载一般达不到荷载设计值，因此在验算变形和裂缝时，荷载效应取标准值。根据不同设计要求，几种不同荷载效应标准值应分别按短期效应和长期效应进行组合。

荷载短期效应组合，相当于全部荷载标准值所产生的荷载效应进行组合。组合时，永久荷载采用荷载效应标准值，对参加组合的几种可变荷载，其中效应值最大的主导荷载，采用标准荷载效应值，其余的可变荷载，采用标准荷载效应组合值，其表达式为：

$$S_S = C_G G_K + C_{Q1} Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-7)$$

式中 S_S ——荷载短期效应组合值。

荷载长期效应组合，相当于长期作用那部分荷载标准值所产生的荷载效应进行组合。组

合时,永久荷载效应值采用荷载效应标准值,可变荷载效应值采用准永久荷载效应值,其表达式为:

$$S_t = C_o G_K + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-8)$$

式中 S_t ——荷载长期效应组合值;

ψ_{qi} ——第 i 项可变荷载准永久值系数。

【例题 1-1】 某厂房结构安全等级为二级,采用 $1.5 \times 6\text{m}$ 的大型屋面板。屋面防水层为二毡三油,保温层为 80mm 的泡沫混凝土,大型屋面板的自重为 10.53KN 。屋面积灰荷载为 0.5KN/m^2 ,屋面活荷载为 0.7KN/m^2 ,雪荷载为 0.4KN/m^2 ,试求大型屋面板的弯矩设计值 M 。

解: 1. 荷载标准值

(1) 永久荷载: 根据荷载规范规定

二毡三油	0.35KN/m^2
20mm 水泥砂浆	$20 \times 0.02 = 0.4\text{KN/m}^2$
80mm 泡沫砼	$6 \times 0.08 = 0.48\text{KN/m}^2$
屋面板自重	$10.53 \div 1.5 \div 6 = 1.17\text{KN/m}^2$
屋面板灌缝重量	0.1KN/m^2
合计	$g_K = (0.35 + 0.4 + 0.48 + 1.17 + 0.1) \times 1.5 = 3.75\text{KN/m}$

(2) 可变荷载: 因屋面活荷载大于雪荷载,故取屋面活荷载。

屋面活荷载	$q_{1K} = 0.75 \times 1.5 = 1.05\text{KN/m}$
积灰荷载	$q_{2K} = 0.5 \times 1.5 = 0.75\text{KN/m}$

2. 荷载效应组合值。板的计算跨度取 $l = 5.87\text{m}$,板的弯矩设计值根据公式 (1-5) 为

$$\begin{aligned} M &= \gamma_0 S = \gamma_0 (\gamma_o C_o G_K + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1K} + \psi_c \gamma_{Q2} C_{Q2} Q_{2K}) \\ &= 1.0 (1.2 \times \frac{1}{8} g_K l^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} q_{1K} l^2 + 1.0 \times 1.4 \times \frac{1}{8} q_{2K} l^2) \\ &= 1.0 (1.2 \times \frac{1}{8} \times 3.75 \times 5.87^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} \times 1.05 \times 5.87^2 \\ &\quad + 1.0 \times 1.4 \times \frac{1}{8} \times 0.75 \times 5.87^2) \\ &= 1.0 (19.38 + 6.33 + 4.25) = 30.23\text{KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

【例题 1-2】 试求例题 1-1 在正常使用极限状态验算时的截面弯矩值。根据荷载规范规定积灰荷载准永久系数为 $\psi_q = 0.8$,屋面活荷载和雪荷载准永久系数为 $\psi_q = 0$ 。

解: 1. 荷载标准值。见例题 1-1

2. 荷载效应组合值

荷载短期效应组合: 由公式 (1-7)

$$\begin{aligned} M_s &= C_o G_K + C_{Q1} Q_{1K} + \psi_c C_{Q2} Q_{2K} = \frac{1}{8} g_K l^2 + \frac{1}{8} q_{1K} l^2 + \psi_c \frac{1}{8} q_{2K} l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 3.75 \times 5.87^2 + \frac{1}{8} \times 1.05 \times 5.87^2 + 1.0 \times \frac{1}{8} \times 0.75 \times 5.87^2 \\ &= 16.15 + 4.52 + 3.23 = 23.9\text{KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

荷载长期效应组合：由公式 (1-8)

$$\begin{aligned}
 M_l &= C_0 G_k + \psi_{q1} C_{Q1} Q_{1K} + \psi_{q2} C_{Q2} Q_{2K} = \frac{1}{8} g_k l^2 + \psi_{q1} \frac{1}{8} q_{1K} l^2 + \psi_{q2} \frac{1}{8} q_{2K} l^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 3.75 \times 5.87^2 + 0 \times \frac{1}{8} \times 1.05 \times 5.87^2 + 0.8 \times \frac{1}{8} \times 0.75 \times 5.87^2 \\
 &= 26.15 + 2.58 = 18.73 \text{KN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

【例题 1-3】 某三跨 (AB 跨、BC 跨和 CD 跨) 不等高排架，结构安全等级为二级，每跨作用二台桥式吊车。A 柱牛腿上部变截面处在几种荷载分别作用下的弯矩标准值为：永久荷载： $M_{OK}=1.94\text{KN} \cdot \text{m}$ ；屋面活荷载： $M_{1K}=0.54\text{KN} \cdot \text{m}$ ；AB 跨吊车垂直荷载： $M_{2K}=44.36\text{KN} \cdot \text{m}$ ；BC 跨吊车垂直荷载： $M_{3K}=9.28\text{KN} \cdot \text{m}$ ；吊车水平荷载： $M_{4K}=5.51\text{KN} \cdot \text{m}$ ；风荷载： $M_{5K}=2.24\text{KN} \cdot \text{m}$ 。试求该截面弯矩设计值。

解：当风荷载效应参加组合时，由公式 (1-6)

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_0 S = \gamma_0 (\gamma_0 M_{OK} + 0.85 \sum_{i=1}^5 \gamma_{Qi} M_{iK}) \\
 &= 1.0 [1.2 \times 1.94 + 0.85 (1.4 \times 0.54 + 1.4 \times 44.36 + 1.4 \times 9.28 \\
 &\quad + 1.4 \times 5.51 + 1.4 \times 2.24)] = 76.03 \text{KN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

当风荷载效应不参加组合时，由公式 (1-6)

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_0 S = \gamma_0 (\gamma_0 M_{OK} + 1.0 \sum_{i=1}^4 \gamma_{Qi} M_{iK}) \\
 &= 1.0 [1.2 \times 1.94 + 1.0 (1.4 \times 0.54 + 1.4 \times 44.36 + 1.4 \times 9.28 \\
 &\quad + 1.4 \times 5.51)] = 85.89 \text{KN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

二 矩形截面受弯构件正截面承载能力计算方法

(一) 概 述

1. 破坏形态

钢筋混凝土受弯构件正截面破坏有三种形态：

(1). 适筋破坏：当受拉钢筋用量适当，正截面破坏时，拉区钢筋应力先达到钢筋屈服强度，而后受压混凝土应力达到混凝土弯曲抗压强度；

(2). 超筋破坏：当受拉钢筋用量过多，正截面破坏时，压区混凝土应力首先达到混凝土弯曲抗压强度而破坏，这时受拉钢筋应力尚未达到钢筋屈服强度；

(3). 少筋破坏：当受拉钢筋用量过少，拉区混凝土一出现裂缝，受拉钢筋应力一下子达到钢筋屈服强度，甚至进入硬化阶段而破坏。

以上三种破坏形态，其中适筋破坏是正常破坏，通过计算确定钢筋用量；超筋和少筋破坏是不正常破坏，通过限制条件来避免。

2. 限制条件

为了防止出现超筋破坏，就要限制最大配筋率，或者限制截面受压区高度。从适筋破坏过渡到超筋破坏有一个界限破坏状态。所谓界限破坏状态，即受拉钢筋和受压混凝土同时达到强度限值而破坏，相应的受压区高度为界限高度 x_b ，相应的相对界限受压区高度为 ξ_b ($=x_b/h_0$)。要防止超筋破坏，必须满足：

$$x \leq x_b \quad \text{或} \quad \xi \leq \xi_b$$

相对界限受压区高度 ξ_b 值，根据规范第 4.1.1 条假定，可以导出第 4.1.3 条规定的相对界限受压区高度计算公式 (4.1.3-1) 和 (4.1.3-2)。受压区曲线应力图用等效矩形应力图代替，受压区换算高度为 $x_b = 0.8x_{0b}$ 。根据平截面假定 (图 2-1a、b)

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = 0.8 \frac{x_{0b}}{h_0} = 0.8 \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \Delta\epsilon_s}$$

式中 ϵ_{cu} 为混凝土极限压应变取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ 。式中 $\Delta\epsilon_s$ 为界限状态与受压混凝土极限压应变相应的受拉钢筋应变增量。对普通钢筋混凝土受弯构件，与 ϵ_{cu} 相应的应变增量为 $\Delta\epsilon_s = \epsilon_y$ ($=f_y/E_s$ ，图 2-1c)，将 ϵ_{cu} 和 $\Delta\epsilon_s$ 代入上式整理后得普通钢筋混凝土受弯构件 ξ_b 计算公式

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_y/0.0033E_s} \quad (2-1)$$

式中 f_y ——钢筋抗拉强度设计值；

E_s ——钢筋弹性模量。

将不同等级钢筋的强度设计值 f_y 和弹性模量 E_s 代入 (2-1) 式，则对应的 ξ_b 如表 2-1 所示：

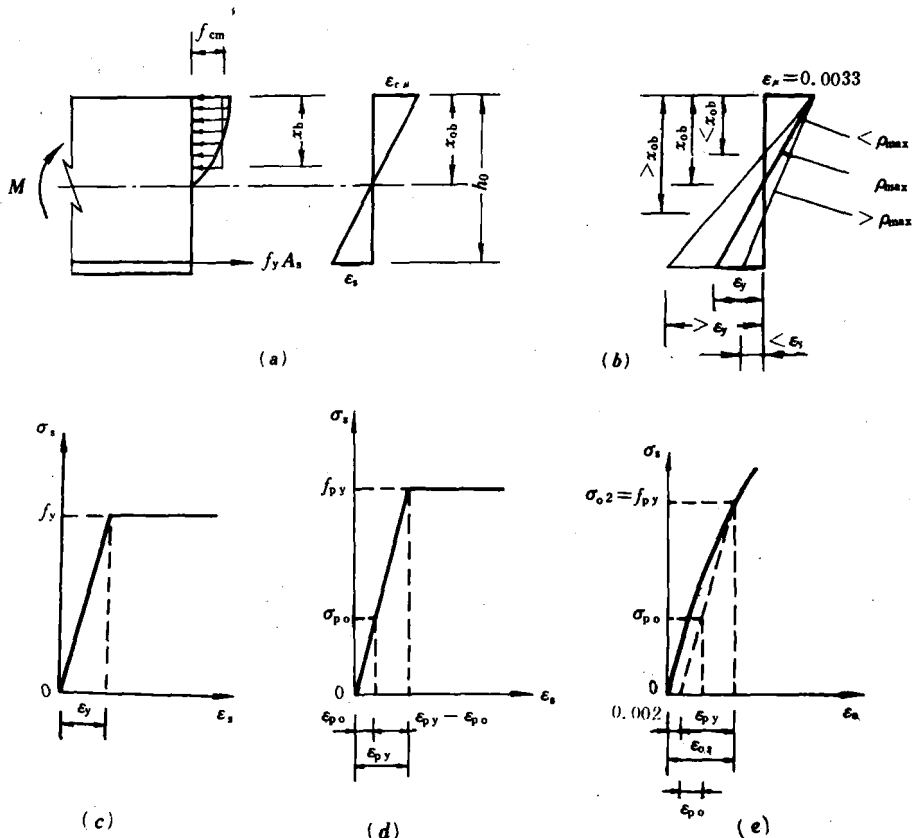


图 2-1 界限状态应力和应变

表 2-1

普通钢筋混凝土相对界限受压区高度 ξ_b 值

钢材等级	I 级	II 级		III 级	IV 级
		$d \leq 25$	$d \geq 28 \sim 40$		
ξ_b	0.614	0.544	0.556	0.528	0.455

对预应力受弯构件，因为当受拉区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时，预应力钢筋已有预拉应力 σ_{po} ，相应的应变为 ε_{po} ($=\sigma_{po}/E_s$)，当达到界限状态时与 ε_{cu} 相应的预应力钢筋应变增量为 $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{py} - \varepsilon_{po}$ (图 2-1d)。将 ε_{cu} 和 $\Delta\varepsilon_s$ 代入前式，整理后得有屈服台阶的预应力钢筋配筋时受弯构件 ξ_b 值计算公式即规范 (4.1.3-1) 式，

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_{py} - \sigma_{po}}{0.0033E_s}} \quad (2-2)$$

式中 σ_{po} ——受拉区预应力钢筋合力点处混凝土应力为零时预应力钢筋应力。按规定 (3.4.5-3) 或 (3.4.5-6) 式计算

对无屈服点的预应力钢筋 (即热处理钢筋、钢丝和钢绞线)，由于是取残余应变为 0.2% 相应的应力为条件屈服强度。因此当达到界限状态时，预应力钢筋应变增量为 $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{py} +$

0.002— ϵ_{po} (图 2-1e)。将 ϵ_{cu} 和 $\Delta\epsilon_s$ 代入前式整理后得无屈服台阶的预应力钢筋配筋时受弯构件 ξ_b 值计算公式, 即规范 (4.1.3-2) 式

$$\xi_b = \frac{0.8}{1.6 + \frac{f_{py} - \sigma_{po}}{0.0033E_s}} \quad (2-3)$$

为了防止少筋破坏, 要求受拉钢筋配筋率大于规范第 6.1.15 条规定的最小配筋率即

$$\rho \geq \rho_{min} \quad (2-4)$$

(二) 基本公式

1. 计算简图

根据受弯构件适筋破坏特征, 在进行正截面承载力计算时, 不考虑拉区混凝土作用; 受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋应力达到各自的钢筋抗拉强度设计值。受压混凝土取等效矩形应力图, 并达到混凝土弯曲抗压强度设计值; 受压区非预应力钢筋应力达到钢筋抗压强度设计值。受压区预应力钢筋由于当预应力钢筋合力点处混凝土压应力为零时, 已有预拉应力 σ_{po}' , 而后当混凝土压应力由零增加到混凝土弯曲抗压强度而破坏时, 预应力钢筋增加的压应力为钢筋抗压强度设计值 f_{py}' , 与预拉应力 σ_{po}' 抵消后剩余的应力 $\sigma_{po}' - f_{py}'$ 即为压区混凝土压碎时, 压区预应力钢筋的应力, 当 $\sigma_{po}' > f_{py}'$ 时为拉应力, 当 $\sigma_{po}' < f_{py}'$ 为压应力。计算简图如图 2-2 所示

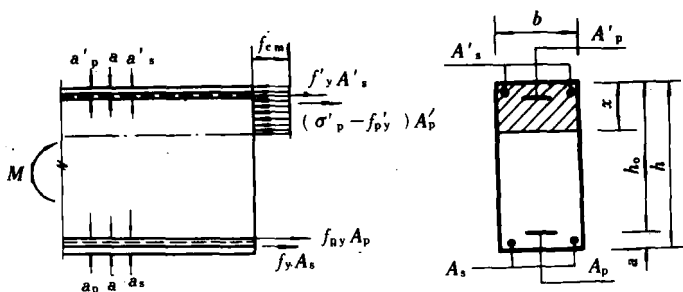


图 2-2 矩形截面承载力计算简图

2. 基本公式 根据计算简图, 由平衡条件, 得规范 (4.1.5-1) 和 (4.1.5-2) 式即:

$$M \leq f_{cm}bx(h_0 - \frac{x}{2}) + f_y'A_s'(h_0 - a_s') - (\sigma_{po}' - f_{py}')A_p'(h_0 - a_p') \quad (2-4)$$

$$f_{cm}bx = f_yA_s - f_y'A_s' + f_{py}A_p + (\sigma_{po}' - f_{py}')A_p' \quad (2-6)$$

设 $\xi = x/h_0$, 以 $x = \xi h_0$ 代入上两式, 并令

$$\alpha_s = \xi(1 - 0.5\xi) = \xi\gamma_s \quad (2-7)$$

式中

$$\gamma_s = 1 - 0.5\xi \quad (2-8)$$

整理后得

$$M \leq f_{cm}\alpha_s b h_0^2 + f_y'A_s'(h_0 - a_s') - (\sigma_{po}' - f_{py}')A_p'(h_0 - a_p') \quad (2-9)$$

$$f_{cm}\xi b h_0 = f_yA_s - f_y'A_s' + f_{py}A_p + (\sigma_{po}' - f_{py}')A_p' \quad (2-10)$$

式中参数 ξ 、 α_s 和 γ_s 互为函数关系, 编成规范附表 3, 计算时可由该表查得。

上述基本公式应满足规范 (4.1.5-3) 和 (4.1.5-4) 式要求即:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (2-11)$$

$$x \geq 2a' \quad (2-12)$$

式中 ξ_b 值按 (2-1)、(2-2)、(2-3) 式或表 2-1 确定。

若 $x < 2a'$, 这时压区非预应力钢筋应力达不到抗压强度设计值, 因此不考虑压区非预应力钢筋的作用, 取压区非预应力钢筋合力点为力矩中心, 则得规范 (4.1.9) 式:

$$M \leq f_{py} A_p (h - a_p - a_s') + f_y A_s (h - a_s - a_s') + (\sigma_{po}' - f_{py}') A_p' (a_p' - a_s') \quad (2-13)$$

(三) 单筋矩形截面

普通钢筋混凝土单筋矩形截面受弯构件。 $A_s' = A_p = A_p' = 0$, 则基本公式 (2-9) (2-10) 简化为下列形式:

$$M \leq f_{cm} \alpha_s b h_0^2 \quad (2-14)$$

$$f_{cm} \xi b h_0 = f_y A_s \quad (2-15)$$

上述公式应满足 (2-11) 式要求。 ξ_b 按公式 (2-1) 或表 2-1 确定。

1. 配筋计算。当已知截面弯矩设计值, 构件截面尺寸、混凝土和钢筋等级, 欲求受拉钢筋面积 A_s , 可按下列步骤进行计算:

(1) 由公式 (2-14) 求 α_s 即
$$\alpha_s = \frac{M}{f_{cm} b h_0^2} \quad (2-16)$$

(2) 根据 α_s 值查规范附表 3 得 ξ ($\leq \xi_b$) 或查得 γ_s 。

(3) 由公式 (2-15) 计算 A_s 即
$$A_s = \xi b h_0 \frac{f_{cm}}{f_y} \quad (2-17)$$

或者将 (2-7) 式和 (2-15) 式代入 (2-14) 式简化后得:

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} \quad (2-18)$$

(4) 验算配筋率:
$$\rho = \frac{A_s}{b h} \geq \rho_{min} \quad (2-19)$$

2 抗力计算。当已知构件截面尺寸, 混凝土和钢筋等级时。欲求构件正截面抗弯能力, 按下列步骤进行计算:

(1) 由公式 (2-15) 求 ξ 值即:
$$\xi = \frac{A_s f_y}{b h_0 f_{cm}} \leq \xi_b \quad (2-20)$$

若 $\xi > \xi_b$, 表示破坏时受拉钢筋应力达不到钢筋强度设计值 f_y , 而是某个应力值 σ_s , 严格来讲, 应根据平截面假定推出的 σ_s 计算公式, 即规范 (4.1.4-1) 式, 代替 (2-15) 式中的 f_y , 然后算出 ξ 值。亦可以根据规范第 4.1.8 条规定近似取 $\xi = \xi_b$ 。

(2) 根据 ξ 值查规范附表 3 得 α_s ;

(3) 代入 (2-14) 式, 求正截面抗弯能力

$$M_u = f_{cm} \alpha_s b h_0^2 \quad (2-21)$$

(4) 当已知截面弯矩设计值 M 进行抗弯能力复核时, 要求 $M \leq M_u$ 。

【例题 2-1】 已知结构安全等级为二级的钢筋混凝土简支板。板面构造如图 2-3 所示, 板面活荷载标准值 2.5 kN/m^2 。混凝土为 C20 级, 钢筋为 II 级。试求板跨中受拉钢筋

截面面积 A_s 。

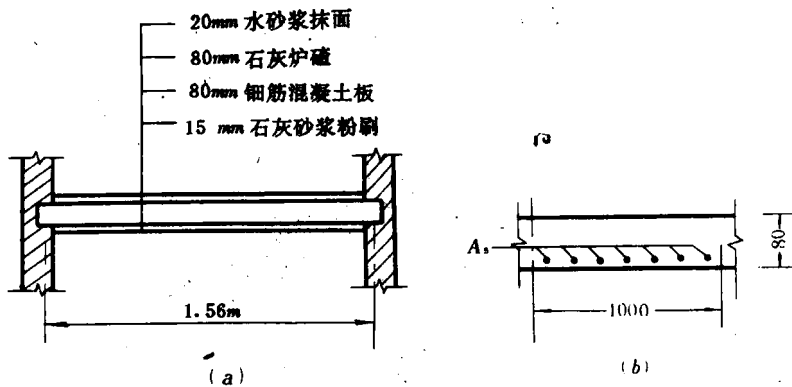


图 2-3 计算示意图

解：(1) 荷载计算。取 1m 宽的板进行计算

①永久荷载：

20mm 水泥砂浆面层	$20 \times 0.02 \times 1.0 = 0.4 \text{ kN/m}$
80mm 石灰炉渣	$12 \times 0.08 \times 1.0 = 0.96 \text{ kN/m}$
80mm 钢筋混凝土板	$25 \times 0.08 \times 1.0 = 2 \text{ kN/m}$
15mm 石灰砂浆粉刷	$17 \times 0.015 \times 1.0 = 0.255 \text{ kN/m}$
永久荷载标准值	$g_k = 0.4 + 0.96 + 2 + 0.255 = 3.615 \text{ kN/m}$
永久荷载设计值	$g = \gamma_0 g_k = 1.2 \times 3.615 = 4.338 \text{ kN/m}$

②可变荷载

可变荷载标准值	$q_k = 2.5 \times 1.0 = 2.5 \text{ kN/m}$
可变荷载设计值	$q = \gamma_0 q_k = 1.4 \times 2.5 = 3.5 \text{ kN/m}$

(2) 板跨中弯矩

$$M = \gamma_0 \frac{1}{8} (g + q) l^2 = 1.0 \times \frac{1}{8} (4.338 + 3.5) 1.56^2 = 2.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 按 (2-16) 式 $\alpha_s = \frac{M}{f_{cm} b h_0^2} = \frac{2.37 \times 10^6}{11 \times 1000 \times 60^2} = 0.059$

查规范附表 3 得 $\xi = 0.061$

(4) 按 (2-17) 式

$$A_s = \xi b h_0 \frac{f_{cm}}{f_y} = 0.061 \times 1000 \times 60 \times \frac{11}{210} = 192 \text{ mm}^2$$

配 7Φ6@140 $A_s = 198 \text{ mm}^2$

(5) 按 (2-19) 式

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{198}{1000 \times 80} = 0.25\% > \rho_{\min} = 0.15\% \quad \text{满足要求}$$

【例题 2-2】 已知建筑结构安全等级为一级的简支梁，内力计算简图和截面尺寸如图 2-4 所示，混凝土为 C20 级，钢筋为 II 级。求钢筋截面面积 A_s 。

解：(1) 弯矩设计值：

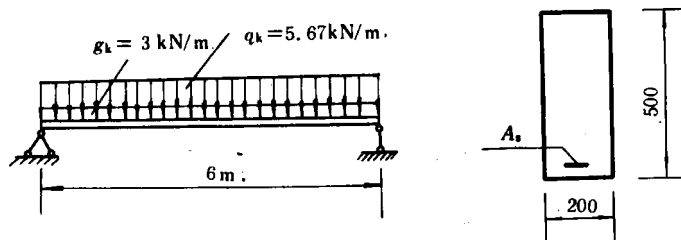


图 2-4 配筋计算示意图

$$M = \gamma_0 \left(\frac{1}{8} \gamma_G g_k l^2 + \frac{1}{8} \gamma_Q q_k l^2 \right)$$

$$= 1.1 \left(\frac{1}{8} \times 1.2 \times 3 \times 6^2 + \frac{1}{8} \times 1.4 \times 5.67 \times 6^2 \right) = 57.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 计算 α_s 。按公式 (2-16)

$$\alpha_s = \frac{M}{f_{cm} b h_0^2} = \frac{57.15 \times 10^6}{11 \times 200 \times 465^2} = 0.12$$

(3) 查规范附表 3 得 $\xi = 0.129 < \xi_b = 0.544$ (或查得 $\gamma_s = 0.935$)。

(4) 按公式 (2-17) 或 (2-18)

$$A_s = \xi b h_0 \frac{f_{cm}}{f_y} = 0.129 \times 200 \times 465 \times \frac{11}{310} = 425 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{57.15 \times 10^6}{310 \times 0.935 \times 465} = 424 \text{ mm}^2$$

配 3 Φ 14, $A_s = 461 \text{ mm}^2$ 。

(5) 按公式 (2-19)

$$\rho_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{461}{200 \times 500} = 0.46\% > \rho_{\min} = 0.15\% \quad \text{满足要求}$$

【例题 2-3】 已知矩形截面梁的尺寸和配筋如图 2-5 所示, 混凝土为 C20 级, 钢筋为 I 级。试求正截面抗弯能力 M_u 。

解: (1) 按公式 (2-20)

$$\xi = \frac{A_s}{bh_0} \cdot \frac{f_y}{f_{cm}} = \frac{804}{200 \times 415} \cdot \frac{210}{11} = 0.185 < \xi_b = 0.614$$

(2) 查规范附表 3 得 $\alpha_s = 0.168$

(3) 代入 (2-21) 式, 截面抗弯能力为:

$$M_u = f_{cm} \alpha_s b h_0^2 = 11 \times 0.168 \times 200 \times 415^2$$

$$= 63.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

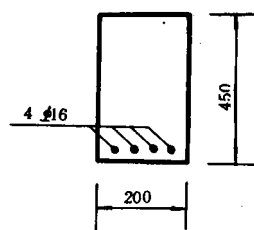


图 2-5 抗力计算示意图

(四) 双筋矩形截面

按单筋矩形截面计算时, 若 (2-11) 式不能满足, 即 $\xi > \xi_b$, 表示受压区混凝土高度过大, 必须配受压钢筋。这时应按双筋矩形截面进行计算。普通钢筋混凝土双筋矩形截面 $A_p = A_p' = 0$, 基本公式 (2-9)、(2-10) 简化为:

$$M \leq f_{cm} \alpha_s b h_0^2 + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (2-22)$$