

教育部人才培养模式改革和开放教育试点教材

土木工程专业系列教材

混凝土结构 (下)

——混凝土结构设计

主编 王铁成

天津大学出版社
中央广播电视大学出版社

教育部人才培养模式改革和开放教育试点教材
土木工程专业系列教材

混凝土结构(下)

——混凝土结构设计

主编 王铁成



天津大学出版社
中央广播电视大学出版社

内 容 提 要

本书根据中央广播电视大学开放教育试点“工科土建类土木工程专业”混凝土结构课程教学大纲和多媒体教材一体化设计方案,结合《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)编写,是土木工程专业系列教材之一。

全书分上、下两册。下册由钢筋混凝土现浇楼盖设计、单层厂房和钢筋混凝土多层框架结构等内容组成。

本书可作为中央广播电视大学土木工程专业的专业课(混凝土结构设计)的教材,也可供土木工程专业本科教学以及从事混凝土结构设计、施工的技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

混凝土结构. 下册/王铁成主编. —天津:天津大学出版社, 2004.8

ISBN 978-7-5618-1998-2

I. 混... II. 王... III. 混凝土结构-电视大学-教材 IV. TU37

中国版本图书馆CIP数据核字(2004)第075001号

出版发行 天津大学出版社
中央广播电视大学出版社
出 版 人 杨风和
地 址 天津市卫津路92号天津大学内(天津大学出版社)
北京市海淀区西四环中路45号(中央广播电视大学出版社)
电 话 营销部:022—27403647 邮购部:022—27402742(天津大学出版社)
发行部:010—58840200 读者服务部:010—58840246(中央广播电视大学出版社)
总编室:010—68182524(中央广播电视大学出版社)
印 刷 北京云浩印刷有限责任公司
经 销 全国各地新华书店
开 本 210mm×297mm
印 张 9.5
字 数 295千
版 次 2004年8月第1版
印 次 2007年8月第4次
印 数 15001~20000
定 价 14.00元

目 录

第 11 章 钢筋混凝土现浇楼盖设计	(1)
11.1 概述	(1)
11.2 单向板肋梁楼盖	(2)
11.3 双向板肋梁楼盖	(27)
11.4 无梁楼盖	(35)
11.5 现浇钢筋混凝土楼梯	(41)
第 12 章 单层厂房	(45)
12.1 单层厂房的特点	(45)
12.2 单层厂房的结构组成和结构体系	(45)
12.3 单层厂房的结构布置	(47)
12.4 支撑布置	(50)
12.5 围护结构的布置	(52)
12.6 单层厂房结构主要构件选型	(54)
12.7 排架计算	(60)
12.8 单层厂房主要构件设计	(92)
第 13 章 钢筋混凝土多层框架结构	(111)
13.1 框架结构的组成与布置	(111)
13.2 框架结构内力与水平位移计算方法	(113)
13.3 框架结构构件设计及构造	(125)
13.4 多层框架结构基础	(127)
附表	(135)
参考文献	(145)

第 11 章 钢筋混凝土现浇楼盖设计

11.1 概述

现浇楼盖是指在现场整体浇筑的楼盖。其优点是整体刚性好，抗震性强，防水性能好，结构布置灵活，所以常用于对抗震、防渗、防漏和刚度要求较高以及平面形状复杂的建筑。但是，由于混凝土的凝结硬化时间长，所以施工速度慢，而且耗费模板多，受施工季节影响大。

11.1.1 分类

现浇楼盖按楼板和支承条件的不同，可分为以下几种类型。

1. 肋形楼盖

这种楼盖是现浇楼盖中使用最普遍的一种，既可用于楼盖和屋盖，也可用于筏式基础、挡土墙、储水池以及地下室的底板结构等（图 11-1）。

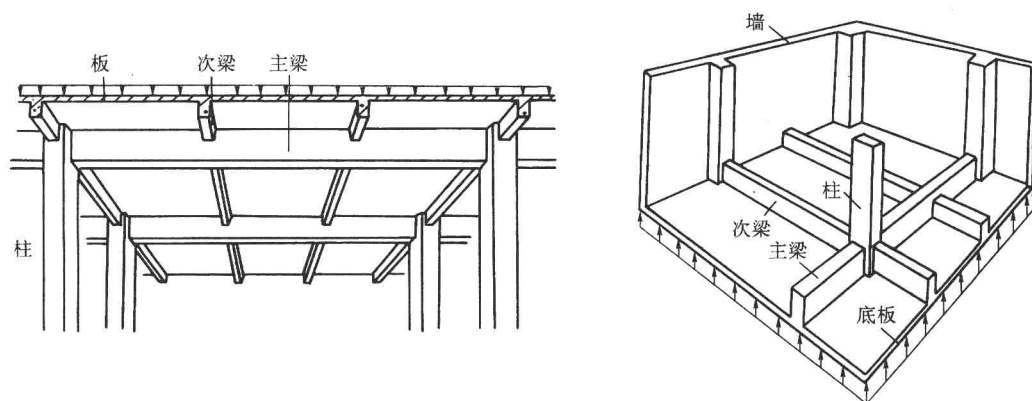


图 11-1 肋形楼盖

(a) 肋形楼盖；(b) 地下室底板

肋形楼盖由板、次梁、主梁（有时没有主梁）组成，板区格的四周一般都有梁或墙支承，形成四边支承板。由于梁的刚度比板的刚度大很多，所以在分析板的受力时，可近似地忽略梁的竖向变形，假定梁为板的不动支点。垂直作用于板面上的荷载通过板的双向弯曲传递到四边的支承梁或墙上。区格板长短向跨度比不同，板上荷载的传递也不同。这是由于板是一整体，弯曲时板任意点两个方向的挠度相同，短跨方向曲率大，弯矩也大。显然，板两个方向的尺寸相差越大，板在两个方向承受的弯矩相差也就越悬殊。弹性分析表明，当 $n = l_2/l_1 > 2$ 时，板沿长边方向所承受的弯矩将很小，可忽略不计，即此时只有小部分荷载沿长向传递，大部分荷载传递到短向两边的梁上。因此为简化计算，设计时近似认为： $l_2/l_1 \geq 3$ 时，板上荷载沿短方向传递，板基本上沿短边方向工作，故称为单向板，由单向板组成的肋形楼盖称为单向板肋形楼盖； $l_2/l_1 \leq 2$ 时，板上荷载沿两个方向传递，称为双向板，由双向板组成的肋形楼盖称为双向板肋形楼盖； $2 < l_2/l_1 < 3$ 时，板仍显示出一定程度的双向受力特征，宜按双向板进行设计。

不论板区格两边的尺寸比例如何，荷载传递的途径都是板→次梁→主梁→柱或墙→基础→地基。

值得注意的是，上述分析只适用于四边支承板。如果板仅是两对边支承或是单边嵌固的悬臂板，则无论板平面两个方向的长度如何，板上全部荷载均单向传递，属于单向板。

2. 井式楼盖

如图 11-2 所示, 当房间平面形状接近正方形或柱网两个方向的尺寸接近相等时, 由于建筑美观的要求, 常将两个方向的梁做成不分主次的等高梁, 相互交叉, 形成井式楼盖。这种楼盖可少设或取消内柱, 能跨越较大的空间, 适用于中小礼堂、餐厅以及公共建筑的门厅, 但用钢量和造价较高。

3. 无梁楼盖

如图 11-3 所示, 当柱网尺寸较小而且接近方形时, 可不设梁而将整个楼板直接与柱整体浇筑或焊接形成无梁楼盖。此时, 荷载将由板直接传至柱或墙。这种楼盖的特点是房间净空高, 通风采光条件好, 支模简单, 但用钢量较大, 常用于厂房、仓库、商场等建筑以及矩形水池的池顶和池底等结构。

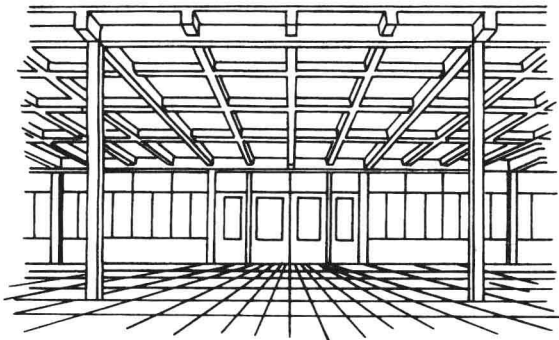


图 11-2 井式楼盖

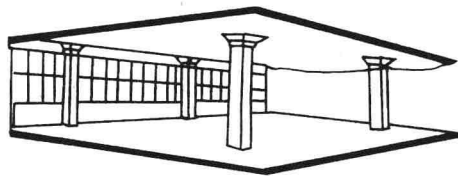


图 11-3 无梁楼盖

11.1.2 现浇楼盖的设计步骤

1. 结构布置

根据建筑平面和墙体布置, 确定柱网和梁系尺寸。

2. 结构计算

首先根据建筑使用功能确定楼盖上作用的荷载、计算简图; 然后根据不同的楼盖类型, 分别计算板梁的内力; 最后根据板、梁的弯矩计算各截面配筋, 根据剪力计算梁的箍筋或弯起筋。其中内力计算是主要内容, 而截面配筋计算与简支梁基本相同。

3. 根据计算和构造要求绘制施工图

根据计算结果和构造措施绘制楼盖施工图, 以便施工。

11.2 单向板肋梁楼盖

11.2.1 结构布置

进行结构布置时, 应综合考虑建筑功能、使用要求、造价及施工条件等, 以便合理确定柱网和梁格布置。其布置原则如下。

1. 使用要求

柱网尺寸与梁系布置首先应满足使用要求。如确定工业厂房的柱网尺寸时, 需要考虑设备尺寸和设备布置等工艺要求; 居住建筑的柱网尺寸取决于居室标准; 而较大的柱网尺寸则一般用于公共建筑的大厅。

一般来讲, 梁格布置应力求规整, 梁系尽可能连续贯通, 梁的截面尺寸尽可能统一, 这样不仅美观, 而且便于设计和施工。但是, 当楼面上需设较重的机器设备、悬吊装置或隔断墙时, 为了避免楼板直接承受较大的集中荷载或线荷载, 应在楼盖相应位置布置承重梁; 如果楼板上开有较大洞口时, 应沿洞口周围布置小梁。



2. 经济考虑

根据设计经验,经济的柱网尺寸为 5~8 m,次梁的经济跨度为 4~6 m,单向板的经济跨度则是 1.7~2.5 m,荷载较大时取较小值,一般不宜超过 3 m。

3. 在混合结构中,(主次)梁的支承点应避开门窗洞口

在混合结构中,若(主次)梁的支承点不能避开门窗洞口,则应增设钢筋混凝土过梁。

4. 主梁宜沿建筑物横向布置

为增强建筑物的侧向刚度,主梁宜沿建筑物横向布置。

主梁可沿房屋横向布置,也可纵向布置,甚至可不设主梁(图 11-4)。

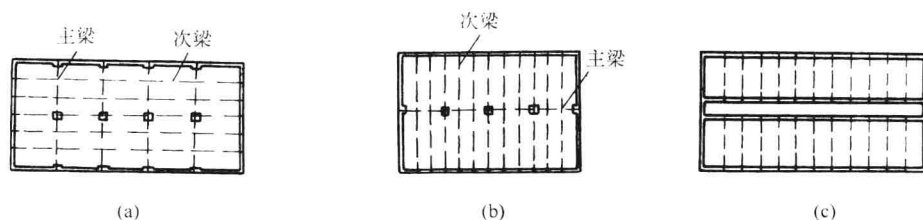


图 11-4 梁的布置

(a) 主梁沿横向布置; (b) 主梁沿纵向布置; (c) 有中间走廊

当主梁横向布置时,主梁和柱可形成横向框架,这样有利于提高房屋横向刚度,而且,各榀横向框架与纵向次梁形成空间结构,因此房屋整体刚度较好。此外,主梁与外墙垂直,不会限制纵墙上窗子的高度,有利于室内采光,但室内净空一般会有所减少。(图 11-4 (a))

当横向柱距大于纵向柱距较多时,可沿纵向布置主梁。这样,虽然主梁承受荷载较大,但因沿纵向布置跨度小,不仅减小了内力,减少了主梁截面高度,增加了房屋净高,而且使楼盖顶棚采光较均匀,但是,这样布置将限制纵墙上开窗。(图 11-4 (b))

对中间有走道的房屋(如教学楼、宿舍楼)常利用中间纵墙承重,此时,可仅布置次梁而不设主梁。(图 11-4 (c))

11.2.2 弹性理论计算方法

弹性理论计算方法是假定钢筋混凝土梁板为弹性匀质材料构件,然后按结构力学的方法计算楼盖结构构件(梁板)的内力。

1. 计算简图

在内力分析之前,必须把结构构件简化成既能反映实际受力情况又便于计算的力学模型,这个力学模型即为计算简图。其内容包括确定支承条件、计算跨度和跨数、荷载分布及其大小。

(1) 支承条件

对单向板肋梁楼盖的板,可沿板短跨方向取出 1 m 宽的板带作为计算单元,代表整个板的受力状态(图 11-5 (a))。板支承在次梁上并与次梁浇筑成整体,若不考虑次梁对板转动的约束影响(由此引起的误差可用折算荷载和调整支座截面的弯矩、剪力设计值给予适当弥补),该板带可进一步简化为一支承在次梁上的多跨连续板,次梁为板的铰支座。其计算简图详见图 11-5 (b)。

同样,忽略主梁对次梁转动的约束影响,次梁也可视为支承在主梁上的多跨连续梁。主梁若支承在砖柱上,支承应视为铰支;主梁若与钢筋混凝土柱现浇在一起,其计算简图应根据梁柱线刚度比确定,即如果主梁的线刚度比柱的线刚度大很多(梁柱线刚度比 ≥ 5),此时柱对主梁的转动约束不大,则主梁可视为铰支于柱上的连续梁,否则梁柱将形成框架结构,主梁应按框架横梁计算。主次梁的计算简图详见图 11-5 (c)、(d)。

(2) 计算跨度

计算跨度是指计算内力时所采用的跨长,即计算简图中支座反力之间的距离。板或梁采用铰支座,但实际上支承都有一定的长度,有时还比较大,内力计算时必须考虑。按弹性方法计算内力时,多跨连续梁和板的计算跨度一般取相邻两支座中心间的距离;对于边跨,当一端简支时,因支承长度较大,还应另求,然后取二者中的小值作为计算跨度。板、次梁、主梁的计算跨度取值方法

详见图 11-5。

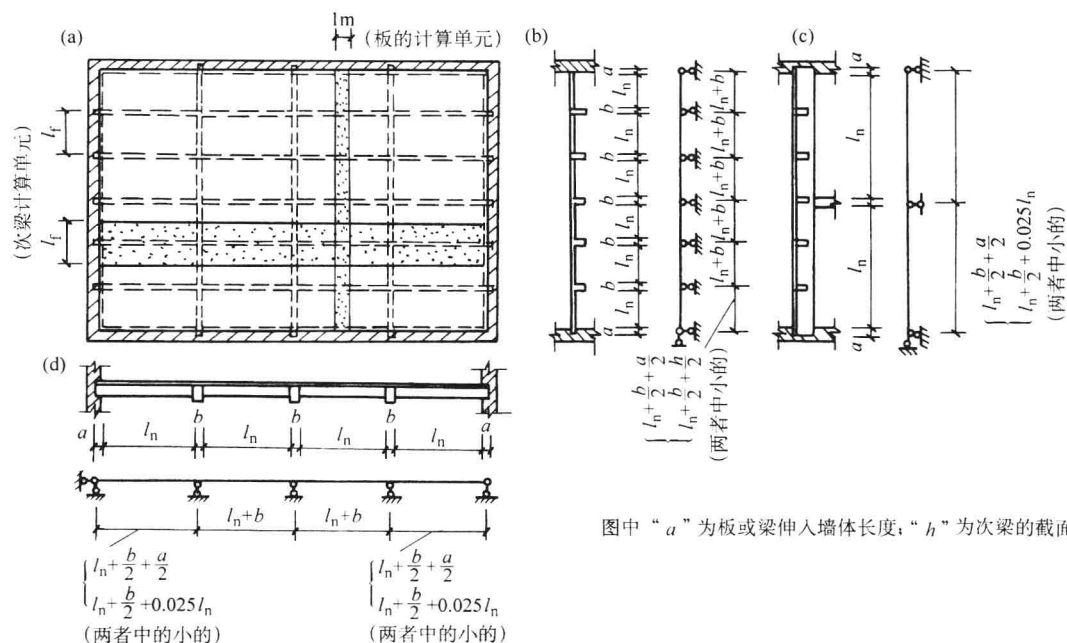


图 11-5 单向板肋梁楼盖按弹性理论计算的梁板计算简图

(a) 单向板肋梁楼盖布置; (b) 板的计算简图; (c) 主梁的计算简图; (d) 次梁的计算简图

(3) 跨数

对于五跨和五跨以内的连续梁(板),跨数按实际计算。跨数超过五跨时,由于两侧边跨对中间跨内力影响已很小,因此在跨度长相差不超过 10%,且各跨截面尺寸及荷载相同的情况下,一般按五跨等跨连续梁(板)计算,即除每侧两跨外,所有中间跨均按第三跨计算(图 11-6)。

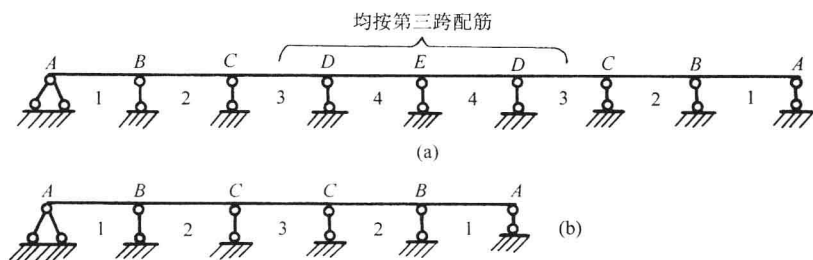


图 11-6 连续梁板计算简图

(4) 荷载计算

作用在楼盖上的荷载有恒荷载和活荷载两种,恒荷载包括结构自重、各构造层重、永久性设备重等。活荷载为使用时的人群、堆料及一般性设备重,对于屋盖还有雪荷载、积灰荷载。上述荷载通常按均布荷载考虑。楼盖的恒荷载标准值根据结构实际尺寸、构造情况和材料的容重通过计算确定。楼盖的活荷载标准值可查阅《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)。

图 11-7 为承受均布荷载的单向板肋梁楼盖。由于板通常取 1 m 宽的板带进行计算,这样,1 m²上的荷载就是板带跨度方向单位长度上的荷载。次梁除自重(包括其上粉尘)外,还承受左右两侧各半跨板传来的均布荷载,因此次梁承受的也是均布荷载。主梁除自重(包括其上粉尘)外,还承受次梁传来的集中力,前者与后者相比影响较小,所以为简化计算,可将主梁自重也折算成集中荷载,折算集中荷载的个数及作用点位置与次梁传来集中荷载的相同,长度等于次梁间距的一段主梁自重,即为每个折算集中荷载的值。在计算板传给次梁、次梁传给主梁以及主梁传给墙、柱一般可忽略板、梁自身的连续性,按简支梁计算。

内力计算时,将恒荷和活荷分开考虑。

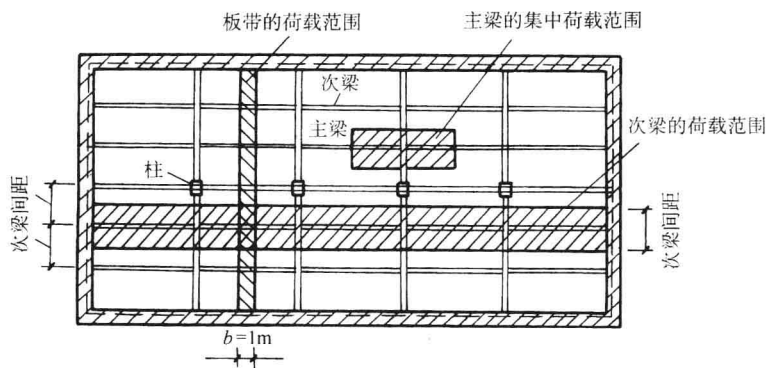


图 11-7 板、梁的荷载计算范围

(5) 折算荷载

如前所述，在确定单向板肋梁楼盖梁、板的计算简图时，曾假定其支座为铰支座。如果板或梁支承在墙上时，这种假定是正确的。但是，当板与次梁、次梁与主梁整浇在一起时，次梁对板、主梁对次梁的约束对其内力的影响，在某些情况下就不能忽略。

以支承在次梁上的连续板为例（图 11-8），在永久荷载 g 作用下，各跨均有荷载，板在中间支座处倾角为零。因此，次梁对板的约束对板的内力并无影响，或者说，按铰支简图计算的内力与实际情况相差甚微。但是，当可变荷载 p 隔跨布置时，情况就不同了。因为板与次梁整体浇筑在一起，当板受荷弯曲在支座发生转动时，将带动次梁一起转动；而次梁具有一定的抗扭刚度，且两端与主梁整体连接，所以次梁的抗扭转能力将部分阻止板的自由转动，使板支座处实际转角为 θ_1 ，显然，它比假定为铰支座时的转角 θ_2 要小，即 $\theta_1 < \theta_2$ 。其效果是减小了跨中弯矩，增大了支座负弯矩，这就使得根据计算简图得到的跨中弯矩计算值偏大，支座处的负弯矩计算值又偏小。要修正这一误差而在计算中精确考虑次梁对板的约束影响显然是十分困难的，因此，设计计算中一般采用增加永久荷载和减小可变荷载的办法来近似考虑这一约束影响，即用调整后的折算永久荷载 g' 、折算可变荷载 p' 代替实际的永久荷载 g 、可变荷载 p 。类似的情况也发生在次梁与主梁之间。

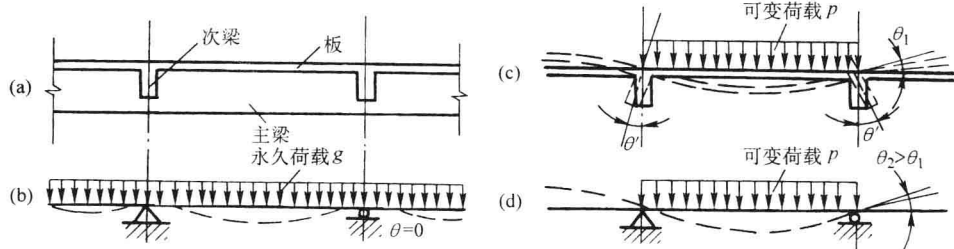


图 11-8 理想铰支座时的变形与实际变形的比较

(a) 支承于次梁上的连续板；(b) 永久荷载作用下连续板的变形；

(c) 可变荷载作用下连续板的实际变形；(d) 可变荷载作用下计算简图中连续板的变形

根据理论分析及实践经验，折算荷载按下述规定取值。

对于板：

$$g' = g + \frac{1}{2} p, \quad p' = \frac{1}{2} p \tag{11-1}$$

对于次梁：

$$g' = g + \frac{1}{4} p, \quad p' = \frac{3}{4} p \tag{11-2}$$

采用折算荷载后，对于作用有可变荷载的跨，荷载总值不变，因 $g' + p' = g + p$ ；而邻跨的折算永久荷载 g' 大于实际永久荷载 g ，这意味着本跨跨中截面正弯矩减小。可见，只要折算荷载取值恰当，就能近似考虑次梁、主梁抗扭刚度的影响。

需要注意的是，主梁荷载不进行折算。这是因为主梁与柱整体连接时，如果柱刚度较小，柱对

梁的约束作用很小,可以忽略其影响;若柱刚度比较大,则应按框架计算结构内力。

2. 内力计算

(1) 荷载的最不利组合

连续梁(板)所受荷载包括恒载和活载,其中,恒载的作用位置是不变化的,而活载在各跨的分布则是随机的。因此在计算连续梁(板)内力时,应考虑活荷载如何布置会使结构各截面内力最不利。即活载布置在哪几跨,与恒载组合后,会在某一指定截面产生最大内力,这就是荷载的不利组合问题。

以一五跨连续梁为例说明。图 11-9 (a) 为恒载作用下五跨连续梁的弯矩图。图 11-9 (b) ~ (f) 为活荷载作用于不同跨度时的弯矩图。如计算支座截面 B 的最大负弯矩,除恒载产生的负弯矩必须考虑外,还应考虑活荷载布置在一、二、四跨所产生的支座负弯矩。活荷载布置在三、五跨时产生支座正弯矩,实际上起了使支座负弯矩减小的作用,可见,活荷载在连续梁各跨满布时,并不是最不利的情况。

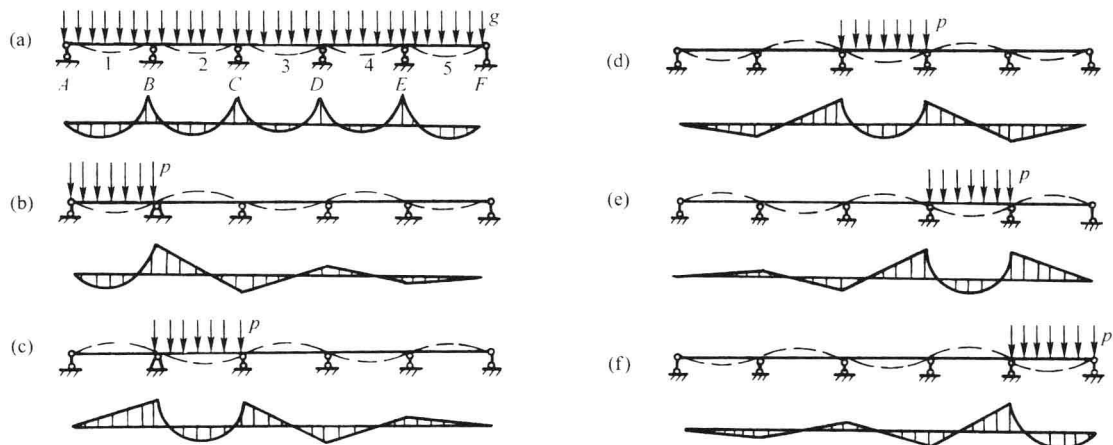


图 11-9 五跨连续梁在各种荷载作用时的内力图

经过分析归纳,可得各截面活荷载最不利布置的原则具体如下(如图 11-10 所示):

- ①求某跨跨内最大正弯矩时,应在该跨布置活荷载,同时两侧每隔一跨布置活荷载;
- ②求某跨跨内最大负弯矩时(即最小弯矩),应在两邻跨布置活荷载,然后每隔一跨布置活荷载;
- ③求某支座截面的最大负弯矩时,应在其左右两跨布置活荷载,然后两边每隔一跨布置活荷载;
- ④求某支座左、右截面的最大剪力,应在其左右两跨布置活荷载,然后两侧每隔一跨布置活荷载。

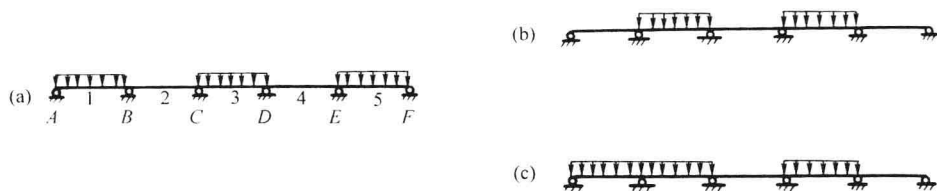


图 11-10 各截面活荷载最不利布置原则

(a) $M_{1\max}$ 、 $M_{3\max}$ 、 $M_{5\max}$ 的活载布置; (b) $M_{2\max}$ 、 $M_{4\max}$ 的活载布置;

(c) $M_{B\max}$ 、 $V_{B\max}$ 的活载布置

(2) 内力计算

连续梁在各种荷载作用下的内力,可按结构力学方法计算。对于 2~5 跨等跨(或跨度相差不超过 10%) 的连续梁,在不同荷载布置作用下的内力已制成表格可供查用,见附表 24。

(3) 内力包络图

任一截面可能产生的最不利内力(弯矩或剪力)等于恒载在该截面产生的内力加上相应截面在活荷载最不利布置时产生的内力。设计中,不必对构件的每个截面进行计算,只需对若干控制截面(跨中、支座)进行设计。因此,将恒载的弯矩图分别与各控制截面最不利活荷载布置下的弯矩图

叠加,即得到各控制截面最不利荷载组合下的弯矩图。将它们绘在同一图上,其外包线即形成弯矩包络图。它表示各截面可能出现的正负弯矩的最不利值。同理可得剪力包络图。

图 11-11 为一五跨连续梁的弯矩和剪力包络图。从图中可以看出,不论活荷载如何布置,梁任一截面产生的弯矩(剪力)总不会超过弯矩(剪力)包络图的范围。所以弯矩包络图是计算和布置纵筋的依据,剪力包络图是计算横向钢筋的依据。

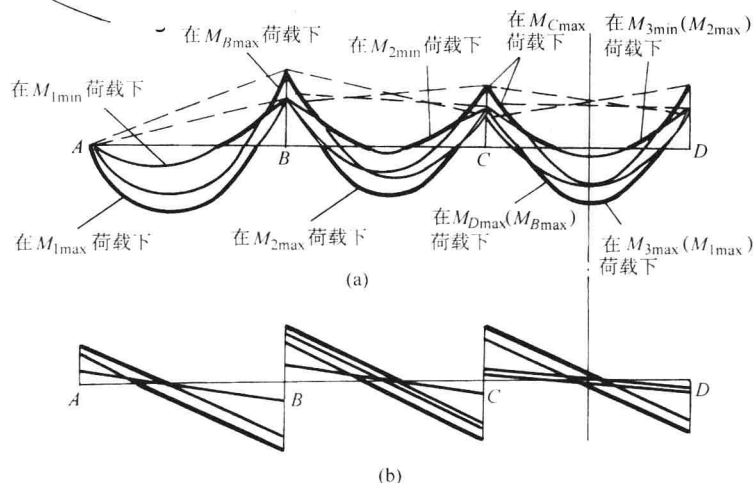


图 11-11 承受均布荷载的五跨连续梁包络图

(a) 弯矩包络图; (b) 剪力包络图

(4) 结构计算时 M 、 V 的取值

按弹性理论计算连续梁的内力时,计算跨度是取支座中心线间的距离,计算所得最大内力值就在支座中心处。若梁、板与支座并非整体连接,或支座宽度很小,计算简图与实际情况基本上相符。然而,支座总有一定的宽度,且梁板又与支座现浇在一起,致使支座宽度内梁板的工作高度加大,危险截面由支座中心转移到边缘。因此,在设计现浇肋形楼盖时,应考虑支座宽度的影响,支座计算内力应按支座边缘取用(图 11-12)。支座边缘处的内力可按式计算。

均布荷载:

$$M_b = M - V_0 \times \frac{b}{2}$$

$$V_b = V - (g + p) \times \frac{b}{2}$$

集中荷载:

$$M_b = M - V_0 \times \frac{b}{2}$$

$$V_b = V$$

式中: M 、 V 分别为支座中心的弯矩、剪力设计值; V_0 为按简支梁计算的支座剪力; b 为支座宽度。

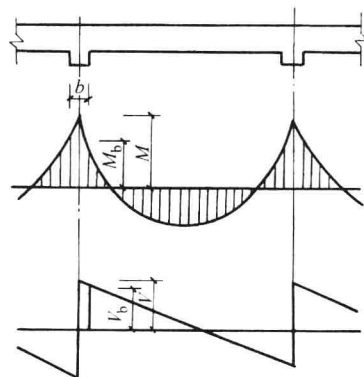


图 11-12 支座边缘的内力图

11.2.3 考虑塑性内力重分布的计算方法

在进行钢筋混凝土连续梁、板设计时,如果采用上述弹性理论计算的内力包络图来选择构件截面及配筋,显然是偏于安全的。因为这种计算理论的依据是,当构件任一截面达到极限承载力时,即认为整个构件达到承载能力极限状态。这种理论对于脆性材料结构和塑性材料的静定结构来说是基本符合的,但是对具有一定塑性的超静定连续梁、板来说,就不完全正确。因为当这种构件某截面的受拉钢筋达到屈服进入第Ⅲ阶段时,只要整个结构是几何不变的,它就仍有一定的承载力,仍然可以继续加载。只不过在其加载的全过程中,由于材料的塑性,各截面间内力的分布规律会发生变化,这种情况就是内力重分布现象。

钢筋混凝土连续梁内塑性铰的形成,是结构破坏阶段内力重分布的主要原因,因此,下面将先

介绍塑性铰的概念。

1. 钢筋混凝土受弯构件的塑性铰

(1) 塑性铰的概念

以钢筋混凝土受弯构件为例说明塑性铰的形成。由第 4 章知道，适筋梁从加载到正截面破坏共经历了三个阶段，依次如下：

第一阶段，从开始加载到混凝土开裂，此时梁基本处于弹性阶段；

第二阶段，从混凝土开裂到受拉钢筋屈服；

第三阶段，从受拉钢筋屈服到受压区混凝土达到极限应变而被压碎。

每个阶段所承受的弯矩 M 与截面曲率的关系曲线如图 11-13 所示。从图中可以看出，在第三阶段，受拉钢筋屈服以后， $M-\varphi$ 关系基本为一水平线。即曲率显著增大而截面承受的弯矩几乎保持不变。曲率显著增大意味着截面相对转角剧增，表明该截面附近形成了一个集中的转动区域，好像出现了一个能转动的“铰”（图 11-14），称为“塑性铰”。

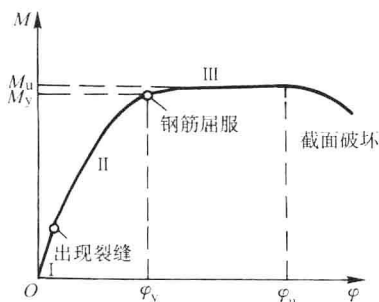


图 11-13 梁纯弯区段 $M-\varphi$ 曲线

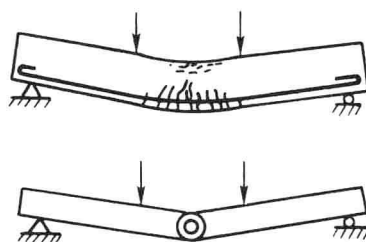


图 11-14 正截面受弯塑性铰

塑性铰的形成主要是由于纵筋屈服后的塑性变形，随着“屈服”截面塑性变形的发展，必然使与它相邻区段内的钢筋逐渐达到屈服，并且都会在弯矩基本不变的情况下发生较大的转动，即形成塑性铰。因此，塑性铰有一定的范围。理论上可以认为梁弯矩图上 $M > M_y$ 的部分就是塑性铰的范围，称其为塑性铰长度 l_p 。也就是说，塑性铰区处于梁弯矩最大截面两侧各 $l_p/2$ 的范围内。

塑性铰的转动能力取决于混凝土的变形能力。塑性铰转动后，截面受压区混凝土压应变不断增大，最后使混凝土受压而破坏，此时可认为塑性铰达到破坏。从受拉纵筋屈服开始，直到受压区混凝土压坏为止，这一过程的塑性转动即为塑性铰的转动能力。

(2) 塑性铰与理想铰的区别

① 塑性铰是单向铰，仅能沿弯矩作用方向，绕不断上升的中性轴产生有限的转动；而理想铰能沿任意方向不受限制地自由转动。

② 塑性铰能承受一定的弯矩，即截面“屈服”时的极限弯矩 $M_u \approx M_y$ ；而理想铰不能承受任何弯矩。

③ 塑性铰有一定长度；而理想铰集中于一点。

2. 内力塑性重分布的概念

(1) 内力重分布过程

下面以一矩形等截面两跨连续梁（表 11-1）为例，说明内力重分布的过程。

表 11-1 内力塑性重分布的概念

<p>(a)</p>	<p>如图 (a) 所示两跨连续梁，混凝土采用 C30 ($f_c = 15 \text{ N/mm}^2$)，截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$，中间支座及跨中截面各配有 3 根 HRB400 级 ($f_y = 360 \text{ N/mm}^2$)、直径为 20 mm 的受拉钢筋。同时，梁中配有足够的抗剪钢筋，防止发生剪切破坏</p> <p>按受弯构件计算，跨中和中间支座截面的极限弯矩分别为跨中 $M_u^D = 132.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$；支座 $M_u^B = 132.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>
------------	--



(续)

<p style="text-align: center;">(b)</p>	<p>按弹性理论计算, 当集中荷载 $P_1 = 176.32 \text{ kN}$ 时, 跨中弯矩 $M^D = 0.156 P_1 l = 110.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$; 支座弯矩 $M^B = 0.188 P_1 l = 132.59 \text{ kN}\cdot\text{m} = M_u^B$</p> <p>此时, 中间支座截面达到其极限弯矩, 根据弹性理论, 结构达到破坏状态, P_1 就是梁所能承受的最大荷载, 即 $P_u = 176.32 \text{ kN}$</p>
<p style="text-align: center;">(c)</p>	<p>但实际上在 P_1 作用下, 结构并未丧失承载力, 仅仅是中间支座截面“屈服”形成塑性铰, 结构由两跨超静定的连续梁成为两跨静定的简支梁而已, 而且跨中截面 D 尚未到达极限承载能力, 因此, 结构仍能承担进一步增加的荷载。但在进一步的加载过程中, 塑性铰截面 B 所承担的弯矩不再增长, 只是截面转角继续增大</p> <p>在荷载增量 $P_2 = 22.57 \text{ kN}$ 作用下, 跨中截面的弯矩增量为 $\Delta M^D = (1/4) P_2 l = 22.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 弯矩图如 (c) 图所示</p>
<p style="text-align: center;">(d)</p>	<p>这样, 在 P_1 和 P_2 共同作用下, 跨中截面的弯矩 $M^D = 110.02 + 22.57 = 132.59 \text{ kN}\cdot\text{m} = M_u^D$, 从而跨中截面也形成塑性铰, 结构成为可变体系, 到达极限承载能力。因此, 此梁所能承受的最大荷载应为 $P_u = P_1 + P_2 = 176.32 + 22.57 = 198.89 \text{ kN}$</p> <p>梁的最后弯矩图如 (d) 图所示</p>

(2) 结论

根据上面的分析, 可得出以下结论。

①钢筋混凝土超静定结构“破坏”的标志不是某个截面的“屈服”(出现塑性铰), 而是形成几何可变体系。

对于静定结构, 若某一截面出现塑性铰, 结构成为可变体系, 意味着此时已到达承载能力极限状态; 而在超静定钢筋混凝土结构中, 由于存在多余约束, 某个截面形成塑性铰, 对整个结构来讲只是减少了一个多余联系, 减少了一次超静定次数, 并不表示结构丧失继续承载能力。只要结构是几何不变体系, 则可继续加载, 直到其他截面陆续出现塑性铰, 结构成为可变体系而宣告破坏。

②由表 11-1 (d) 图和 (b) 图可以看出, 在结构达到破坏状态时, 结构各截面的内力分布和塑性铰出现前按弹性理论计算的内力分布不同。也就是说, 随着荷载的增加, 塑性铰陆续出现, 结构的内力将随之重新分布, 明显的内力重分布主要为塑性铰的影响, 故称为“塑性内力重分布”。

内力重分布是指截面间内力的关系而言的。钢筋混凝土多跨连续梁每形成一个塑性铰, 内力将发生一次较大的重分布。

③若设计中利用“塑性内力重分布”, 可以节约材料, 充分发挥结构的潜力。

由表 11-1 可知, 按弹性理论计算, 结构所能承受的最大荷载为 176.32 kN , 考虑塑性内力重分布后, 结构的极限荷载为 198.89 kN 。这说明, 钢筋混凝土超静定结构从出现塑性铰到形成破坏机构之间还有相当的强度储备, 如果设计中利用这部分强度储备, 就可以节约材料, 取得较好的经济效果。

④超静定结构的塑性内力重分布, 在一定程度上可以由设计者通过控制构件各截面的极限弯矩来掌握。

比如说, 在表 11-1 的例子中, 如果保持 $P_u = 198.89 \text{ kN}$ 不变, 改变支座截面的配筋使其极限弯矩为 $120 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。这时可将梁转化为中间支座作用一 $120 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 弯矩的简支梁来计算, 求得此时跨中截面的弯矩是 $138.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (如图 11-15 所示)。只要使跨中的配筋能承受此弯矩即可。

也就是说, 改变支座截面的极限弯矩, 梁仍然可以承受 198.89 kN 的极限荷载, 但是由表 11-

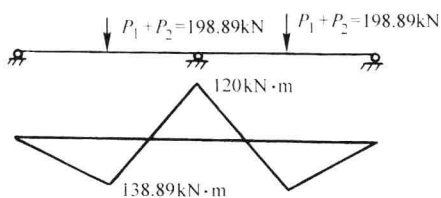


图 11-15 不同的塑性内力重分布

1 图 (d) 和图 11-15 可以看出, 二者内力重分布的程度显然是不一样的。因此按塑性内力重分布理论计算, 解答不是唯一的, 内力可随配筋比的不同而变化, 只不过这时只满足平衡条件, 转角相等的变形协调条件不再适用了。从而超静定结构的塑性内力重分布在一定程度上可以由设计者通过改变构件各截面的极限弯矩来控制。

这样带来的好处是: 第一, 弹性理论计算的一般规律是支座弯矩远大于跨中弯矩, 若按此弯矩配置钢筋, 必将使支座钢筋拥挤, 施工不便。如果利用结构内力重分布的特性, 减小支座处极限弯矩, 就可以克服上述缺点, 简化配筋构造, 方便混凝土浇灌, 从而提高施工效率和质量。第二, 在钢筋混凝土连续梁中可以通过控制截面的配筋来控制塑性铰出现的早晚和位置。

⑤考虑内力塑性重分布的计算方法能更正确地估计结构的承载能力和使用阶段的变形、裂缝值。

在钢筋混凝土超静定结构设计中, 截面配筋计算是以钢筋屈服后的第三阶段的应力状态为依据, 即截面计算已充分考虑了材料的塑性; 而用弹性理论进行结构内力分析却没有考虑材料的塑性。也就是说, “以破坏阶段为依据的截面计算与以弹性理论为基础的结构内力分析是互不协调的”。因此考虑材料的塑性来分析结构内力更符合实际, 同时也消除了内力分析与截面计算的矛盾。

3. 塑性内力重分布的条件

钢筋混凝土连续梁在荷载作用下能够按预期的顺序出现塑性铰, 并按照选定的调幅值形成破坏机构, 其承载能力达到预计的极限荷载, 这称为“内力的完全重分布”。由于钢筋混凝土不是理想的弹塑性材料, 塑性铰的转动能力是有限度的, 如果内力重分布的幅度过大, 完成内力完全重分布过程所需要的截面塑性转角超过了该截面塑性铰本身允许的转动能力, 则结构在未形成预期的破坏机构前, 先出现的塑性铰截面会由于混凝土达到其极限压应变而被压碎, 导致结构破坏。因此, 实现内力的充分重分布是有条件的。

根据试验研究及实践经验, 按内力塑性重分布计算钢筋混凝土超静定结构时, 应遵循下列基本原则。

①受力钢材宜采用 HRB335 级和 HRB400 级热轧钢筋; 混凝土强度等级宜在 C20~C45 的范围内。

②弯矩调幅不宜过大, 应控制调整后的截面极限弯矩 $M_{调}$ 不小于弹性理论计算弯矩 $M_{弹}$ 的 75%, 即 $M_{调} \geq 0.75M_{弹}$ 。

调幅值越大, 该截面形成塑性铰就越早。为了防止因调幅值过大, 使构件过早地出现裂缝和产生过大的挠度而影响正常使用, 根据试验研究, 应控制下调的幅度不大于 25%。

③调幅截面的相对受压区高度 ξ 不应超过 0.35, 也不宜小于 0.10; 如果截面配有受压钢筋, 在计算 ξ 时, 可考虑受压钢筋的作用。

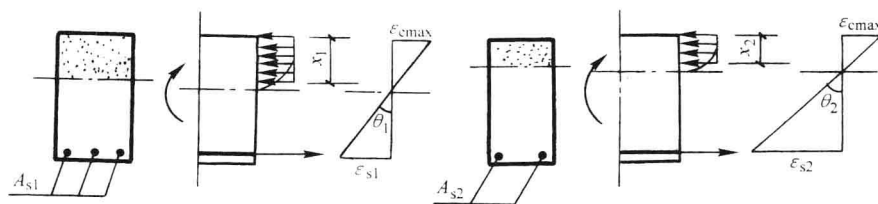


图 11-16 配筋率对截面塑性转动能力的影响示意图

调幅越大要求截面具有的塑性转动能力也越大。而对截面几何特征一定的钢筋混凝土梁来说, 其塑性铰的转动能力主要与配筋率有关——随受拉纵筋配筋率的提高而降低。而配筋率 ρ 可由混凝土受压区高度 x 反映, 对于单筋矩形截面受弯构件, $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 f_c b h_0} = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c}$ 。因此, ξ 值直接与转动能力有关。 $\xi > \xi_b$ 为超筋梁, 受压区混凝土先被压坏, 不会形成塑性铰, 在塑性设计中应避免使用; $\xi < \xi_b$ 为适筋梁, 可以形成塑性铰。由图 11-16 可知, ξ 值越小, 塑性铰的转动能力越大。

因此,为了保证在调幅截面能形成塑性铰,并具有足够的转动能力,要相应地限制配筋率 ρ ,或含钢特征值 ξ 。试验表明,当 $\xi \leq 0.35$ 时,截面的塑性转动能力一般能满足调幅 25% 的要求。

④调整后的结构内力必须满足静力平衡条件:连续梁、板各跨两支座弯矩的平均值加跨中弯矩 M_1 ,不得小于该跨简支梁跨中弯矩 M_0 的 1.02 倍(图 11-17),即 $(M_A + M_B)/2 + M_1 \geq 1.02M_0$;同时,支座和跨中截面的弯矩值均不宜小于 M_0 的 1/3。

⑤构件在内力塑性重分布的过程中不发生其他脆性破坏,如斜截面受剪破坏、锚固破坏等,这是保证内力塑性充分重分布的必要条件。

为此,应将按《规范》中斜截面受剪承载力计算所需的箍筋截面面积增大 20%。增大的区段为:

当为集中荷载时,取支座边至最近一个集中荷载之间的区段;当为均布荷载时,取距支座边为 $1.05h_0$ 的区段。同时,配置的受剪箍筋 $\rho_{sv} = A_{sv}/(bs) > 0.3f_t/f_{yv}$,以减少构件斜拉破坏的可能性。

4. 考虑内力塑性重分布的计算方法

工程中最实用的考虑内力塑性重分布的计算方法是弯矩调幅法,简称调幅法。它是在弹性弯矩的基础上,按照上述原则,根据需要适当调整某些截面的弯矩值,通常是对那些弯矩绝对值较大的截面弯矩进行调整,然后,按调整后的内力进行截面设计和配筋构造,是一种实用的设计方法。

等跨连续梁、板在荷载作用下,考虑内力塑性重分布后各控制截面的内力,可按式计算。

当承受均布荷载时

$$M = \alpha (g + q) l_0^2 \quad (11-1)$$

$$V = \beta (g + q) l_n \quad (11-2)$$

当承受间距相同、大小相等的集中荷载时

$$M = \alpha (G + Q) l_0 \quad (11-3)$$

$$V = \beta (G + Q) \quad (11-4)$$

式中: g 、 q 分别为沿梁、板单位长度上的永久荷载、可变荷载设计值; G 、 Q 分别为一跨内集中永久荷载、可变荷载设计值之和; l_0 为计算跨度,按表 11-6 确定; l_n 为净跨,各跨取各自的净跨; α 为梁、板的弯矩系数,分别按表 11-2、表 11-5 确定; β 为梁的剪力系数,按表 11-4 确定。

表 11-2 梁的弯矩系数 α

截 面	支 承 条 件	均布荷载	集中荷载
边 支 座	(1) 当与梁整体连接时	-1/24	- η /24
	(2) 当与柱整体连接时	-1/16	- η /16
离端第二支座		-1/11	- η /11
中 间 支 座		-1/14	- η /14
边 跨 中	(1) 当边支座为砖墙时	1/11	η /11
	(2) 当边端与梁柱整体连接时	1/14	η /14
中 跨 中		1/16	η /16

注:表中的 η 为集中荷载修正系数,根据一跨内集中荷载的不同情况,按表 11-3 确定。

对于以上各式,需作以下几点说明。

①若跨度差别小于 10% 的不等跨连续梁、板,仍可用上式计算,只不过支座弯矩应按两跨的较大计算跨度计算,跨中弯矩仍取本跨的计算跨度。

②表 11-2、11-5 中弯矩系数 α 适用于 $q/g = 1/5 \sim 1/3$ 的等跨连续梁(板),对于少于五跨的等跨连续梁、板,也可采用表中的 α 。

③按塑性理论计算时,由于连续梁、板的支座边缘截面形成塑性铰,故计算跨度应取两支座塑性铰之间的距离。因此,对两端与梁(柱)整体连接的梁、板,其计算跨度应取净跨长;对一端与

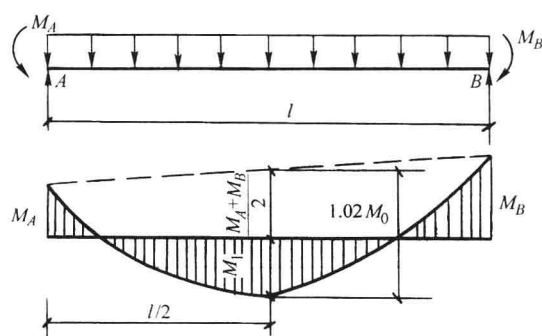


图 11-17 连续梁任意跨内外力的极限平衡

梁(柱)整体连接,另一端支承在砖墙上的梁、板,其计算跨度应取此端的塑性铰截面(支座边缘)至另一端支座中心线之间的距离,如表 11-6 所示。

表 11-3 集中荷载修正系数 η

荷载情况	截面					
	端支座	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中	中间支座	中间跨跨中
跨间中点有一个集中荷载	1.5	2.2	1.5	2.7	1.6	2.7
跨间三分点处有两个集中荷载	2.7	3.0	2.7	3.0	2.9	3.0
跨间中点及四分点处有三个集中荷载	3.8	4.1	3.8	4.5	4.0	4.8

表 11-4 梁的剪力系数 β

截面	支承条件	均布荷载	集中荷载
端支座内侧	(1) 当端支座为砖墙时	0.45	0.4
	(2) 当端支座与梁整体连接时	0.5	0.5
	(3) 当端支座与柱整体连接时	0.5	0.55
离端第二支座外侧	(1) 当端支座为砖墙时	0.6	0.65
	(2) 当端支座与梁整体连接时	0.55	0.60
	(3) 当端支座与柱整体连接时	0.55	0.55
离端第二支座内侧		0.55	0.60
中间支座两侧		0.55	0.575

表 11-5 板的弯矩系数 α

截面	支承条件	α 值
边跨中	(1) 当支座为砖墙时	1/11
	(2) 当边端与梁整体连接时	1/14
中跨中		1/16
边端支座	当与梁整体连接时	-1/16
离端第二支座		-1/11
中间支座		-1/14

表 11-6 梁、板的计算跨度 l_0

支承情况	计算跨度	
	梁	板
两端与梁(柱)整体连接	净跨 l_n	净跨 l_n
两端支承在砖墙上	$1.05l_n (\leq l_n + b)$	$l_n + h (\leq l_n + a)$
一端与梁(柱)整体连接,另一端支承在砖墙上	$1.025l_n (\leq l_n + b/2)$	$l_n + h/2 (\leq l_n + a/2)$

注:表中 b 为梁的支承宽度, a 为板的搁置长度, h 为板厚。

采用净跨后,由式(11-1)~式(11-4)所得支座处的截面内力,就是支座边缘处的内力,可由此直接计算所需纵筋数量。

④次梁对板、主梁对次梁的转动约束作用,以及活荷载的不利布置等因素,在按弯矩调幅法分析结构时均已考虑。因此计算时不需再考虑折算荷载,直接取用全部实际荷载 $g+q$ 。

⑤由于内力系数是按均布荷载或间距相同、大小相等的集中荷载作用下考虑塑性内力重分布以后的内力包络图给出的,所以对承受上述荷载的等跨或跨度相差不大于 10% 的连续梁、板,不需再进行荷载的最不利组合,一般也不需再绘出内力图。

5. 内力塑性重分布方法的适用范围

按塑性内力重分布法计算结构内力,虽然可以节约钢材,但在使用阶段钢筋中应力较高,构件的裂缝开展较宽,变形较大。因此《规范》规定在下列情况下,只能用弹性理论计算内力:

①直接承受动荷载作用的结构构件;

- ②裂缝控制等级为一级或二级的结构构件，如水池池壁；
- ③处于重要部位而又要求有较大强度储备的结构构件。

11.2.4 截面设计与构造要求

1. 连续单向板的截面设计与构造要求

(1) 计算要点

1) 确定计算简图

取单位板宽为计算单元，并根据板的刚度、类型和构造确定板的厚度；根据板的构造及用途确定板的自重和使用荷载。

2) 内力分析

一般按塑性内力重分布方法计算内力。

如图 11-18 所示，板在达到极限状态时，板的支座处在负弯矩作用下上部开裂，而跨中则由于正弯矩的作用而下部开裂，这样，板的实际轴线变成拱形。如果板四周有限制水平位移的边梁，即板的支座不能自由移动时，那么，板拱在竖向荷载作用下会产生横向推力，此推力可减少板中各计算截面的弯矩。为此，《规范》规定：对四周与梁整体连接的单向板，其中间跨的跨中截面及中间支座，计算弯矩可减少 20%，其他截面不予降低。



图 11-18 钢筋混凝土连续板的推力效应

3) 配筋计算

根据各跨跨内及支座截面的弯矩计算各部分钢筋数量。在选配钢筋时，应考虑跨中及支座钢筋的直径和间距相互协调，以利施工。板的经济配筋率为 0.3%~0.8%。

由于板的宽度较大，且承受的荷载较小，因此，对于一般工业与民用建筑楼盖，仅混凝土就足以承担剪力，从而设计时可不进行抗剪承载力验算。

(2) 构造要求

关于单向板的混凝土强度等级、保护层厚度等要求，如前所述。下面对板的配筋构造要求加以说明。

1) 板厚

由于板的混凝土用量占整个楼盖的 50%~70%，因此从经济角度考虑，应使板厚尽可能接近构造要求的最小板厚，同时为了使板具有一定的刚度，要求连续板的板厚满足表 11-7 的要求。

表 11-7 钢筋混凝土梁、板截面尺寸

构件种类	截面高度 h 及跨度 l 比值	附 注
悬臂板	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{12}$	单向板 h 不小于下列值： 一般屋面 60 mm 民用建筑楼面 60 mm 工业建筑楼面 70 mm 行车道下的楼板 80 mm
简支单向板	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{35}$	
两端连续单向板	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{40}$	
多跨连续次梁	$\frac{h}{l} = \frac{1}{18} \sim \frac{1}{12}$	梁的高宽比 (h/b) 一般取 2.0~3.0，并以 50 mm 为模数
多跨连续主梁	$\frac{h}{l} = \frac{1}{15} \sim \frac{1}{10}$	
单跨简支梁	$\frac{h}{l} = \frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}$	

2) 受力钢筋

i. 直径

常用钢筋直径为 6、8、10、12 mm。对于支座负弯矩钢筋，为防止施工中易被踩弯，宜采用较大直径（一般不小于 8 mm）。

ii. 间距