

钢筋混凝土及砌体结构设计

北京建筑工程学院 编

地震出版社

1990

钢筋混凝土及砌体结构设计

北京建筑工程学院 编

地震出版社

1990

内 容 提 要

本书是《钢筋混凝土基本构件》的续篇,按新修订的《混凝土结构设计规范》、《建筑结构荷载规范》、《砌体结构设计规范》及《建筑抗震设计规范》编写而成。内容包括钢筋混凝土楼盖设计、单层厂房设计、多层及高层房屋结构设计及砌体结构设计。本书立足于简明、实用,将有关建筑抗震设计内容分别纳入各章之中并有较详细例题。本书可作为大专院校工业与民用建筑专业和建筑结构工程专业钢筋混凝土及砌体结构课程的教材,亦可供从事结构工程的设计、施工人员学习新规范时参考。

钢筋混凝土及砌体结构设计

北京建筑工程学院 编

责任编辑:王 伟

责任校对:耿 艳

北京出版社出版

北京民族学院南路9号

中国建筑工业出版社印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售

787×1092 1/16 17.75印张 454千字

1990年9月第一版 1990年9月第一次印刷

印数 00001—18,000

ISBN 7-5028-0286-x/TU·11

(675) 定价: 7.90 元

目 录

第一章 钢筋混凝土楼盖设计	(1)
第一节 概述	(1)
第二节 整体式单向板肋梁楼盖按弹性理论计算	(4)
第三节 整体式单向板肋梁楼盖考虑塑性内力重分布的计算	(9)
第四节 单向板肋梁楼盖设计	(13)
第五节 单向板肋梁楼盖设计例题	(16)
第六节 整体式双向板肋形楼盖	(26)
第七节 无梁楼盖	(38)
第八节 装配式铺板楼盖	(44)
第九节 楼梯	(48)
第二章 装配式钢筋混凝土单层厂房结构	(54)
第一节 单层厂房结构的组成和构件的形式	(55)
第二节 单层厂房的支撑布置	(64)
第三节 单层厂房排架的静力分析	(68)
第四节 钢筋混凝土柱的计算	(77)
第五节 钢筋混凝土单层厂房抗震验算	(92)
第三章 多层与高层房屋结构设计	(106)
第一节 概述	(106)
第二节 多层与高层房屋结构方案选择与结构布置原则	(106)
第三节 荷载	(109)
第四节 多层与高层房屋抗震设计的基本原则	(113)
第五节 框架结构设计	(114)
第六节 剪力墙结构计算	(151)
第七节 框架-剪力墙结构计算	(158)
第四章 砌体结构	(164)
第一节 概述	(164)
第二节 块材、砂浆、砌体的种类和性能	(166)
第三节 砌体结构构件的承载力计算	(173)
第四节 混合结构房屋墙体的计算与构造	(185)
第五节 过梁、墙梁、挑梁	(210)
第六节 多层砌体房屋的抗震设计要点	(219)
附表	(243)
参考文献	(277)

第一章 钢筋混凝土楼盖设计

第一节 概 述

房屋结构由楼(屋)盖和柱子或墙体组成。楼盖是水平承重体系，它是房屋结构的重要组成部分。楼盖由梁、板组成，属于受弯构件。

一、楼盖的分类

钢筋混凝土楼盖可分为现浇整体式和预制装配式两大类。

目前常用的现浇整体式楼盖有肋梁楼盖、井式楼盖和无梁楼盖。图 1-1 为由板、次梁和主梁组成的肋梁楼盖，它是最普遍的现浇楼盖，既可用于楼面和屋面，也可用于房屋的整片式基础、挡土墙和储水池等结构。某些公共建筑，要求设置多功能大空间的大厅，采用井式楼盖（图1-2）。可取得较好的建筑效果。商场、冷库常采用无梁楼盖（图1-3）。

现浇楼盖整体刚性好，有利于结构抗震，适用于有特殊要求的楼面。但模板用木料多，施工速度慢。随着高层建筑的日益增多、结构抗震要求和施工技术的改进，普遍采用了工具式钢模板，现浇楼盖的应用逐渐增多。

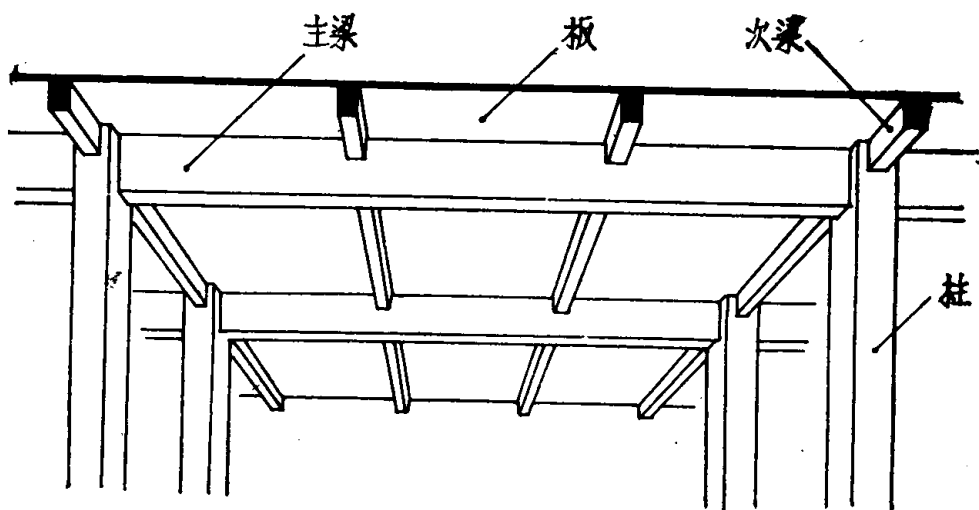


图 1-1 单向板肋梁楼盖

装配式楼盖由预制梁、板组成，施工速度快，便于工业化生产和机械化施工，在多层房屋中得到广泛应用，但结构的整体性和刚性比现浇楼盖差。

此外，取现浇和预制的优点，形成装配整体式楼盖，即在预制梁、板组成的装配式楼盖上加一现浇叠合层，以提高楼盖的刚性和整体性。

现浇整体式肋梁楼盖由板、梁组成（图1-1），每一区格的板四边支承在梁或墙上。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。图1-4a为一四边简支板，板两个方向的跨度分别为 l_1 和

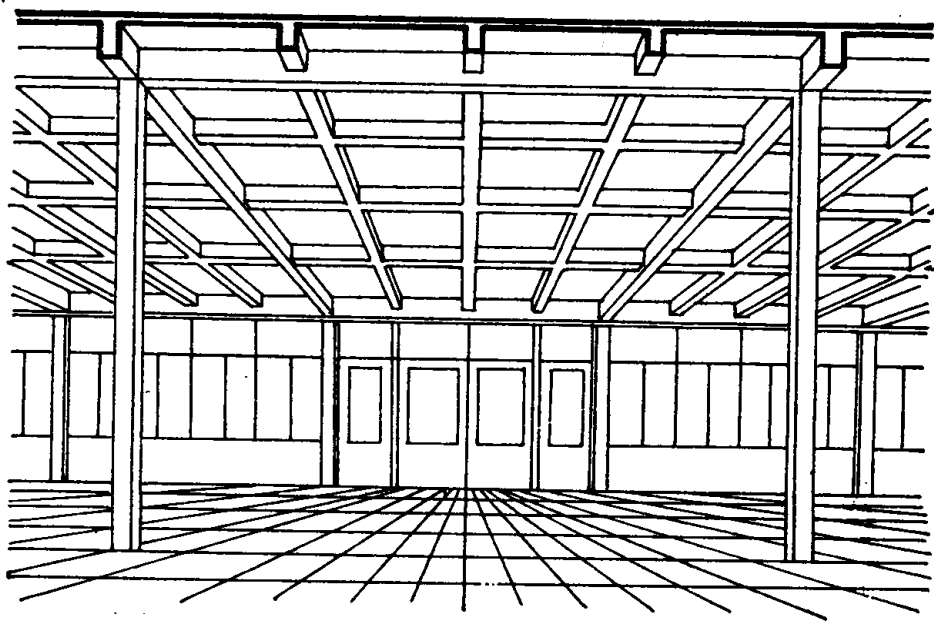


图 1-2 井式楼盖

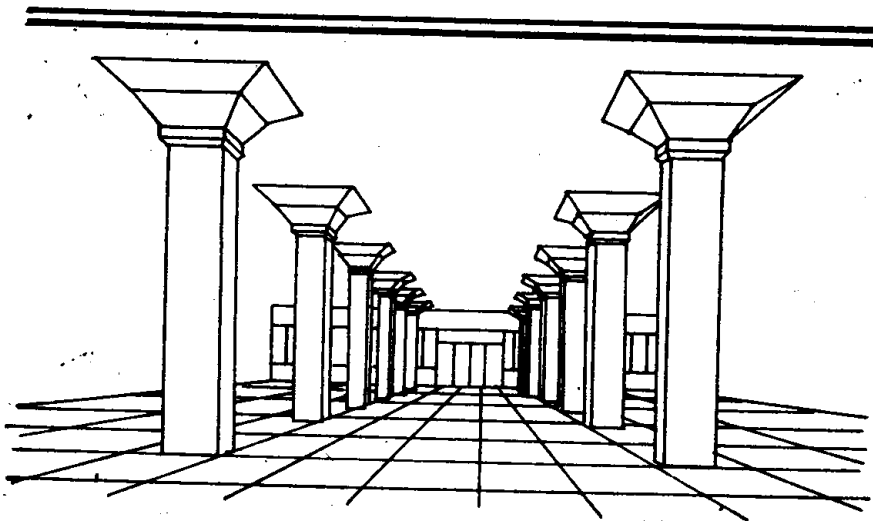


图 1-3 无梁楼盖

l_2 ，并设想把板划分为一些平行于板边且互相垂直交叉的板条。正方形板（ $l_1 = l_2$ ）两方向的中间板条 ab 、 cd 的弯曲程度相等（图1-4b），板面荷载平均传递到两方向的梁上。矩形板的 l_1 与 l_2 相差较大，长方向的板条 ab 除两端附近稍有弯曲外，中间部分几乎不弯曲，短方向板条 cd 则弯曲明显（图1-4c），板上大部分荷载传递到短方向两边的梁上。只有少部分荷载沿长方向传递。 l_1 和 l_2 相差愈大，将会有更多的荷载沿短方向传递。为了简化计算，设计时近似认为：

$l_2/l_1 \leq 2$ 荷载沿两方向传递，称为双向板，组成的楼盖称为双向板肋梁楼盖。

$l_2/l_1 > 2$ 荷载沿短方向传递，称为单向板，组成的楼盖称为单向板肋梁楼盖。

二、现浇楼盖的设计步骤

- （1）根据建筑平面和墙体布置，确定柱网和梁系尺寸；
- （2）根据建筑使用功能确定楼盖上作用的荷载；
- （3）根据不同的楼盖类型，分别计算板梁的内力；

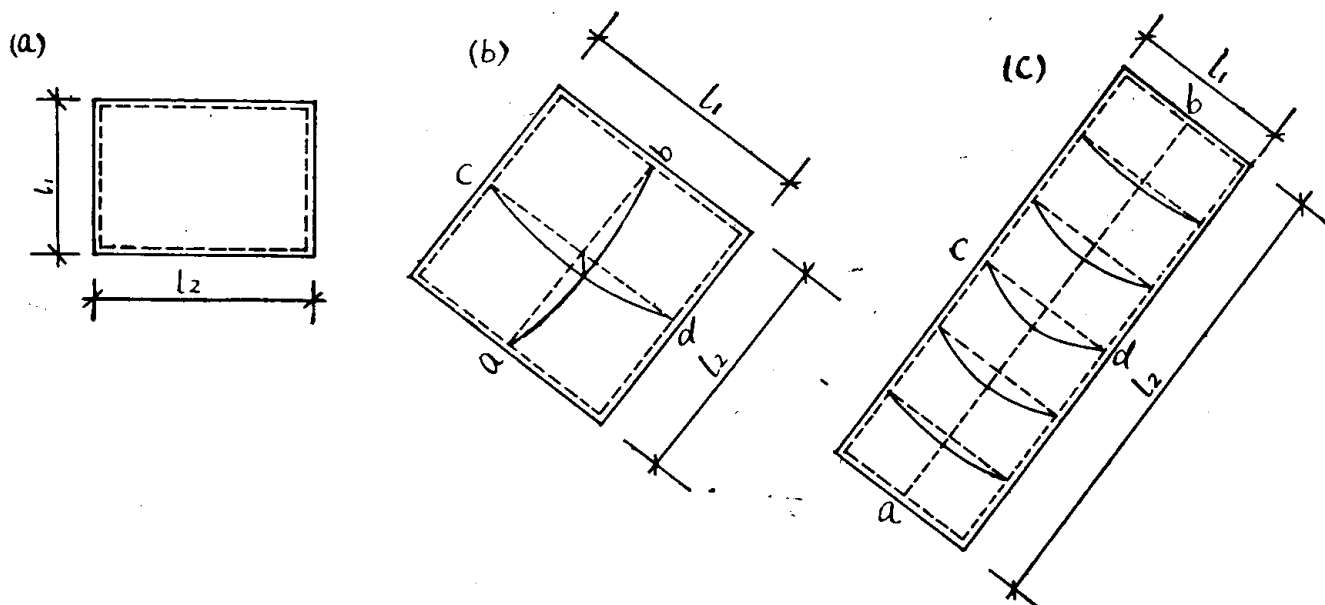


图 1-4

(a)四边简支板；(b)四边简支方形板变形；(c)四边简支矩形板变形

(4) 根据板的弯矩计算各截面钢筋，并结合板的构造要求绘制板的配筋图；

(5) 根据梁的弯矩计算各截面钢筋，根据剪力计算箍筋或弯起筋，并结合梁的构造要求绘制梁的配筋图。

三、整体式肋梁楼盖的布置

整体式肋梁楼盖一般由板、次梁和主梁组成。楼面荷载依次由板传给次梁、主梁，最后传到柱或墙、基础。在肋梁楼盖的布置时，应考虑房屋的平面尺寸、墙体的布置、楼面上孔洞及重量大的设备位置。

房屋尺寸大，主、次梁直接搁置在外墙上跨度太大，可于其中设置柱网。柱网尺寸与梁系布置首先应满足使用要求，并使梁格布置整齐划一，又具有较好的经济效益。根据设计经验及经济效益，一般板跨度1.7—2.7 m、次梁跨度4.0—6.0 m、主梁跨度5.0—8.0 m为合理。

主梁可沿房屋横向布置（图1-5a），也可纵向布置（图1-5b）。前一种布置，有利于提高房屋横向刚度，且不会限制纵墙上窗子的高度。一般房屋采用主梁沿横向布置。当房屋长宽相差不大，横向柱距大于纵向柱距较多时，也可沿纵向布置主梁。

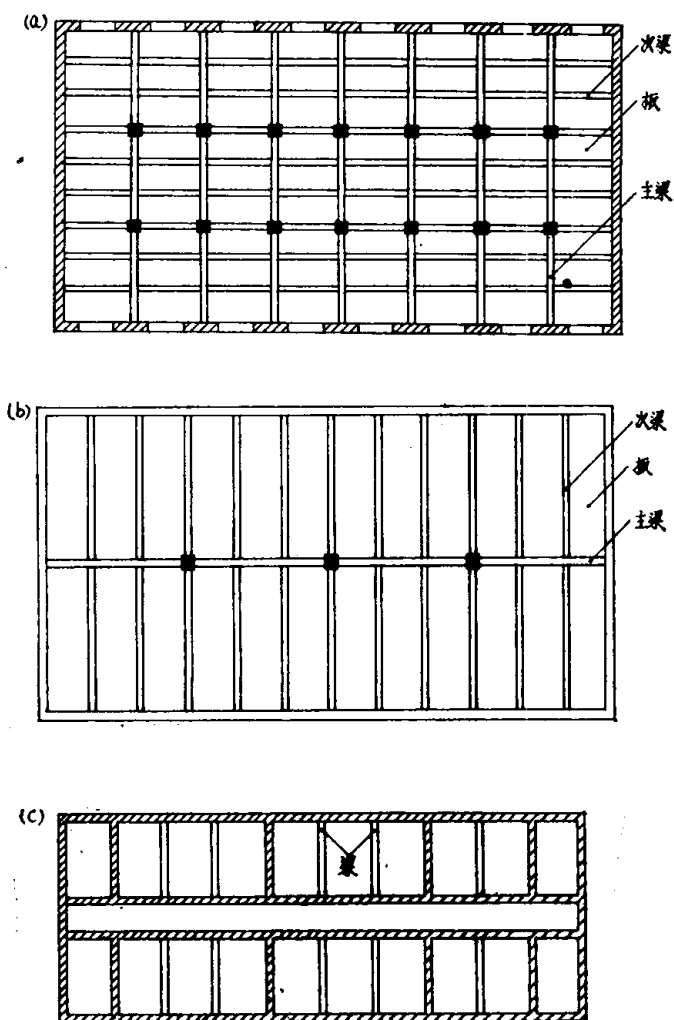


图 1-5

主梁承受荷载较大，沿纵向布置跨度小，截面尺寸相应小，有利于房屋净高，且使楼盖顶棚采光较均匀，但限制纵墙上开窗。中间有走道的房屋（如教学楼），常利用中间纵墙承重，可以仅设置次梁（图1-5c）。

多层工业厂房因工艺流程，楼面上安放有机器设备，一般重量大的设备不直接放在板上，应在设备相应位置布置承重梁。当楼板上开有大洞口时，一般应沿洞口周围布置小梁。

四、荷载

作用在楼盖上的荷载分为永久荷载（恒载）和可变荷载（活载）。永久荷载是指梁、板结构自重，楼板构造层（地面、顶棚）重量以及永久性设备重量。前两部分荷载可根据构件及构造层尺寸和所用材料的单位重确定。常用材料单位重可查《建筑结构荷载规范》（简称《荷载规范》），一般以均布荷载形式作用在楼板上。永久性设备重量、位置则根据具体情况确定。

可变荷载是指人群、家具、堆料等的重量，它的分布是不规则的，但经过大量调查统计分析一般可折合成每平方米楼面上的均布荷载。不同使用情况楼面的可变荷载可查《荷载规范》。

设计构件时，所采用的楼面活荷载，如文献[6]第二章中关于标准荷载取值所说的，是取在设计基准期内具有足够大的荷载值。实际上活荷载数值和作用位置都是经常变动的，整个楼面上同时布满活荷载并都达到足够大值的可能性极小。因此，设计板时，由于负荷面积小，满载有可能，活荷载不折减。设计梁、柱、墙、基础，当负荷面积大时，布满活荷载并同时达到标准值的可能性极小，计算时应将楼面活荷载标准值乘以折减系数，有关折减系数查《荷载规范》。

第二节 整体式单向板肋梁楼盖按弹性理论计算

此法是将钢筋混凝土梁、板视为理想弹性体，按结构力学方法计算内力。

一、计算简图

对单向板肋梁楼盖的板，可自整个板面上沿板短跨方向取出1m宽的板带作为计算单元（图1-6a），代表整个板的受力状态，板支承在次梁上并与次梁浇注成整体，不考虑次梁对板转动的约束影响，可将上述板带进一步简化为一支承在次梁上的多跨连续板（次梁对板的支承视为铰支，图1-6b）。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（图1-6c）。主梁支承在砖柱上，支承应视为铰接，主梁支承在钢筋混凝土柱上并与柱浇注成整体，其计算简图应根据梁柱线刚度比确定。若柱的线刚度（ EJ/l ）比主梁的线刚度小很多，则主梁可视为铰支于柱上的连续梁（图1-6d），否则梁柱将形成框架结构，主梁应按框架横梁计算。

板或梁在计算时采用铰支座，但实际上支承都具有一定的长度 a ，有时支承长度还比较大，因此在进行内力计算时必须考虑，从而提出了计算跨度。按弹性方法计算内力，多跨连续梁和板的计算跨度一般取支座中心之间的距离，当一端简支时，支承长度较大，还应求

应求 $l_0 = l_n + \frac{b}{2} + \frac{h}{2}$ （板）， $l_0 = l_n + \frac{b}{2} + 0.025l_n$ （梁），见图1-6。

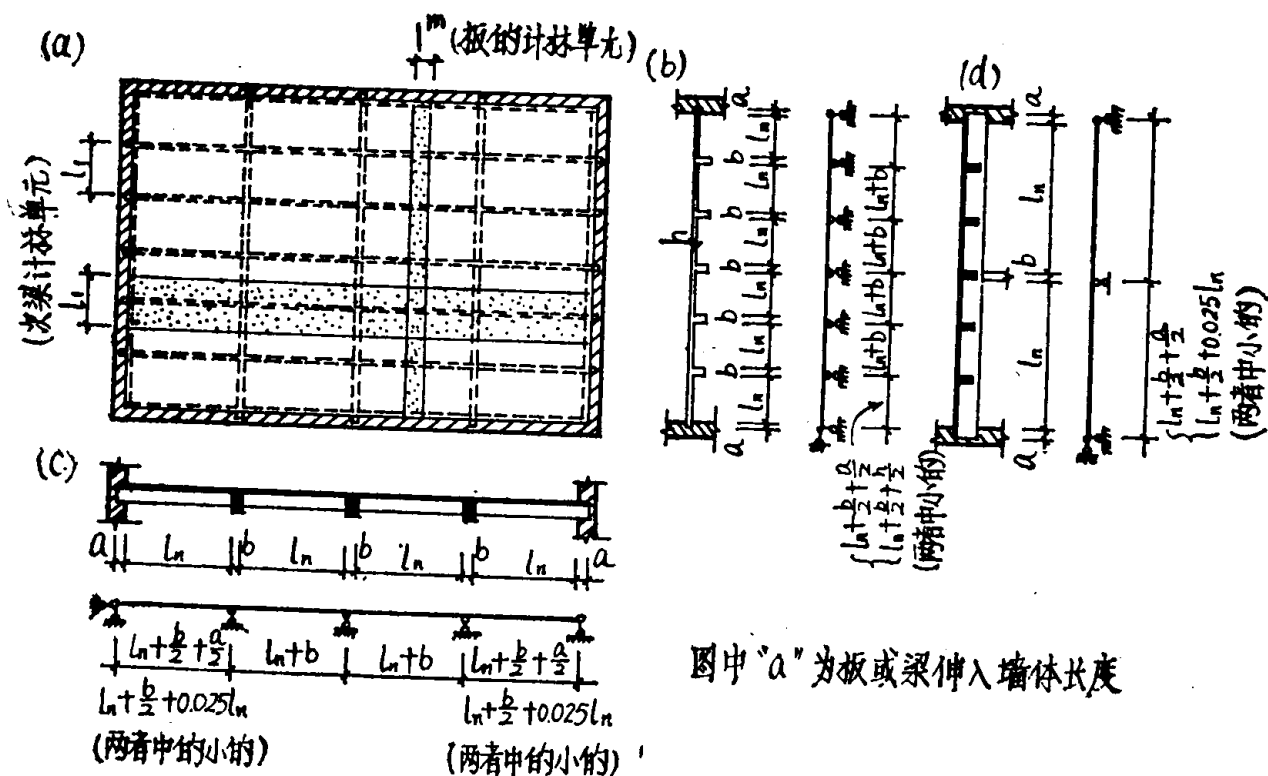


图 1-6 单向板肋梁楼盖按弹性理论计算的梁板计算简图

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

计算连续梁（板）的内力，可直接利用现有的等跨连续梁内力系数表（附表 1-1）。当连续梁（板）各跨计算跨度不等，相差不超过 10% 时，仍可利用等跨连续梁内力系数表查得各截面内力系数，但在计算两侧不等跨支座截面负弯矩时，则按左右两跨计算跨度的平均值计算，计算各跨跨中截面弯矩时，则用本跨的计算跨度。

等跨连续梁（板）跨数超过五跨。由于两侧边跨对中间跨内力影响已很小，一般仍按五跨连续梁（板）计算。即除每侧两跨外，所有中间跨均按第三跨计算。

二、荷载的最不利组合及内力包络图

由于活荷载位置是可变的。所以在计算连续梁内力时，应考虑活荷载如何布置会使结构各截面内力最不利。以一五跨连续梁为例说明。

图 1-7a 为恒载作用下五跨连续梁的弯矩图和剪力图。图 1-7b—f 为活荷载作用于不同跨度的弯矩图和剪力图。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（图 1-7b、c、e）。经过分析归纳，可得各截面活荷载最不利布置的原则：

（1）求某跨跨内截面最大正弯矩时，应在该跨布置活荷载，然后每隔一跨布置活荷载。

（2）求某跨跨内截面最大负弯矩时（即最小弯矩），该跨应不布置活荷载，而在两相邻跨布置活荷载，然后每隔一跨布置活荷载。

（3）求某支座截面最大负弯矩时，应在该支座左右两跨布置活荷载，然后每隔一跨布置活荷载。

（4）求中间某支座截面最大剪力时，其活荷载布置与求该支座最大负弯矩时的活载

布置相同。求边支座截面最大剪力时，其活载布置与求该跨跨内截面最大正弯矩时活载布置相同。

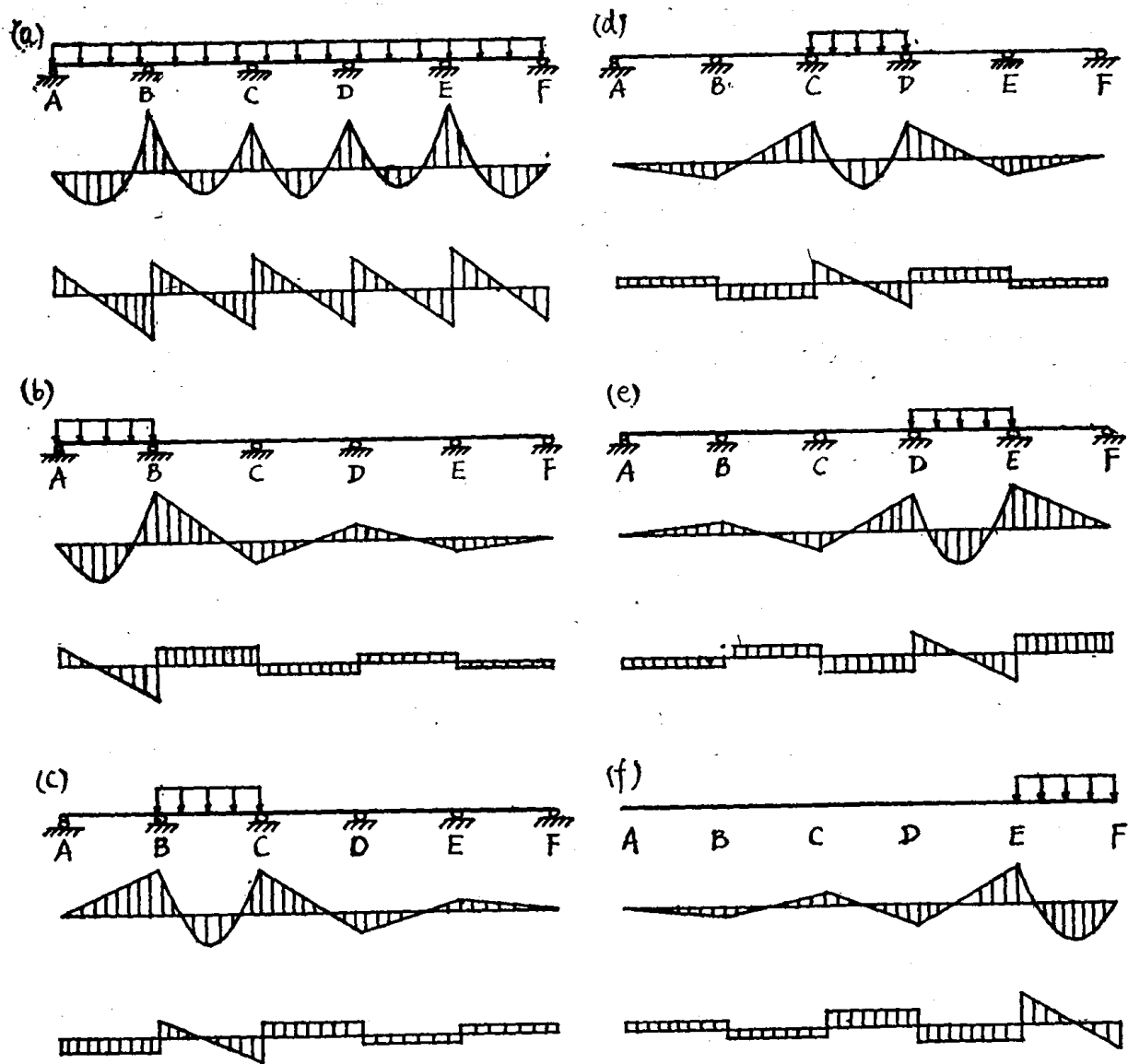


图 1-7 荷载不同布置时连续梁的弯矩、剪力图

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。

将各控制截面在荷载最不利组合下的弯矩图绘在同一图中，其外包线表示各截面可能出现的正负弯矩的最不利值，这些外包线形成了弯矩包络图。同理得剪力包络图。图 1-8 为一五跨连续梁弯矩及剪力包络图。不论活荷载如何布置，梁任一截面产生的弯矩总不会超过弯矩包络图的范围。绘制弯矩包络图的目的是以弯矩包络图为依据进行截面配筋，使根据实际配筋所得的抵抗弯矩图包着弯矩包络图。但由于绘制内力包络图较复杂，且实际配筋也不可能使抵抗弯矩图紧扣着弯矩包络图。因此，实际工程中，在一般荷载作用下，往往以几个控制截面（各跨跨内最大正弯矩截面，各中间支座截面）的最不利弯矩计算的纵筋为依据，再根据工程经验、规定绘制梁的配筋图。经验、规定考虑了弯矩包络图的变化。

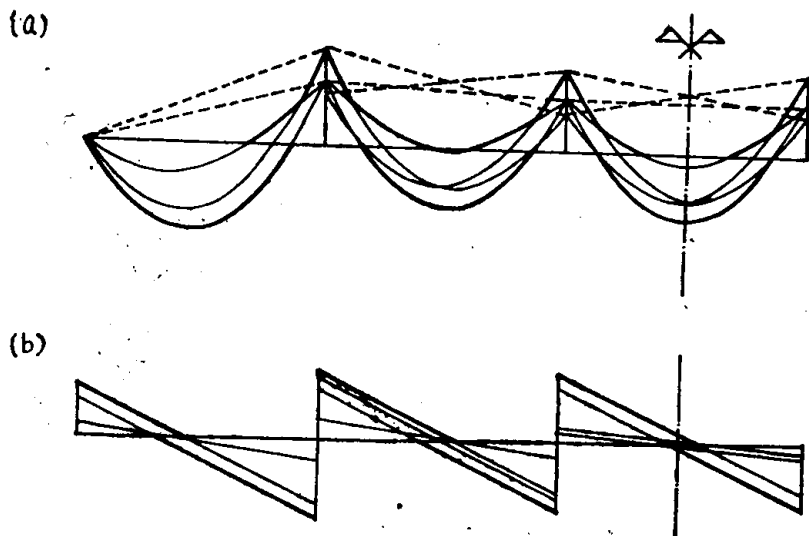


图 1-8

(a)承受均布荷载的五跨连续梁弯矩包络图, (b)承受均布荷载的五跨连续梁剪力包络图

要使抵抗弯矩图包着弯矩包络图, 虽然会多配一些钢筋, 但便于施工。

三、折算荷载和弯矩、剪力计算值

如前所述, 在确定整体肋梁楼盖梁、板的计算简图时, 曾假定其支座为铰支承, 并取计算跨度为支承中心线间的距离。这样简化将使计算结果与实际情形有一定差异, 但此影响可通过采用折算荷载以及弯矩、剪力的计算值予以调整。

1. 折算荷载

板与次梁、次梁与主梁皆为整体联接, 将整体联接按铰支承计算, 未考虑次梁对板、主梁对次梁在支座处转动的约束影响。以板为例, 连续板隔跨布置活荷载, 板受荷载产生挠曲, 在支座截面产生转角 θ , 板与次梁整体联接, 板在支座处转动将使作为支承的次梁受扭转, 而次梁两端与主梁整体联接, 次梁的抗扭转能力能部分阻止板的转动, 板支座处实际转角 θ' 将小于 θ (图1-9), 相应板的挠曲程度也减小, 板各截面的正弯矩相应减小。

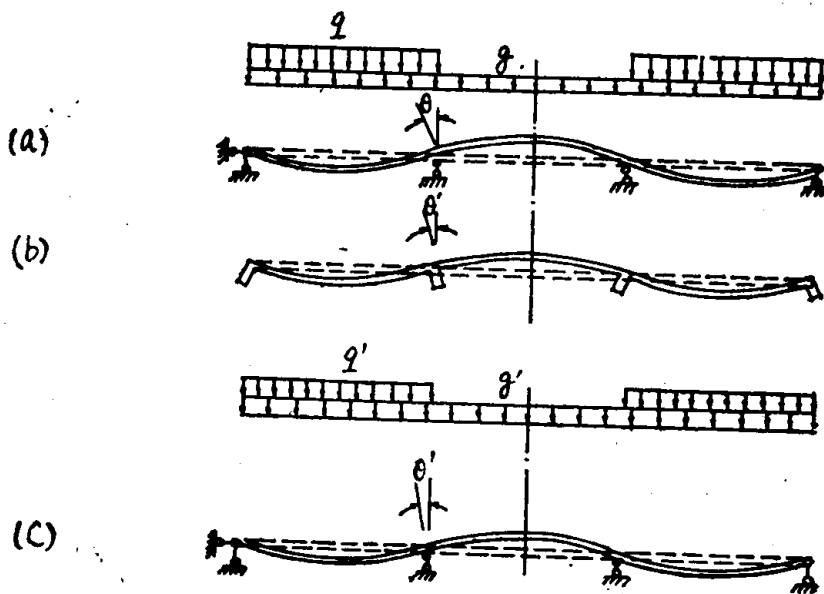


图 1-9

(a)理想铰支座时的变形, (b)整体连接时的实际变形, (c)采用折算荷载时的变形

实际计算时，用增大恒载相应地减小活载、引入折算荷载的方法来近似考虑这种影响。板、次梁的折算荷载：

板 $g' = g + q/2; q' = q/2$ (1-1)

次梁 $g' = g + q/4; q' = 3q/4$ (1-2)

式中 $g、q$ ——实际恒载和实际活载；

$g'、q'$ ——折算恒载和折算活载。

采用折算荷载。本跨总荷载不变($g' + q' = g + q$)，但相邻跨折算恒载增大，则意味着本跨跨中截面正弯矩减小。所以只要折算荷载取值恰当，就能近似地反映整体联接的影响。

计算多跨连续板或次梁的内力，应用折算荷载来计算。但当板和次梁搁置在砖墙上时，则荷载不作此调整。

主梁与柱整体联接，计算时不考虑折算荷载。这是因为当柱刚度较小时，柱对梁的约束作用很小，可以忽略其影响。若柱刚度比较大时，则应按框架计算结构内力。

2. 弯矩和剪力计算值

按弹性理论计算，支座最大负弯矩截面位于支座中心线处，梁板因与支座整体联结，该处截面较高，故板、梁计算截面应取支座边缘截面（图1-10中1-1截面），此截面弯矩计算值、剪力计算值：

$$M_{1-1} = M - V_0 \frac{b}{2} \tag{1-3}$$

$$V_{1-1} = V - (g + q)b/2 \tag{1-4}$$

式中 $M、V$ ——支座中心处截面上的弯矩和剪力；

V_0 ——按简支梁计算的支座剪力；

b ——支座宽度；

$g、q$ ——梁上的均布恒载和均布活载。

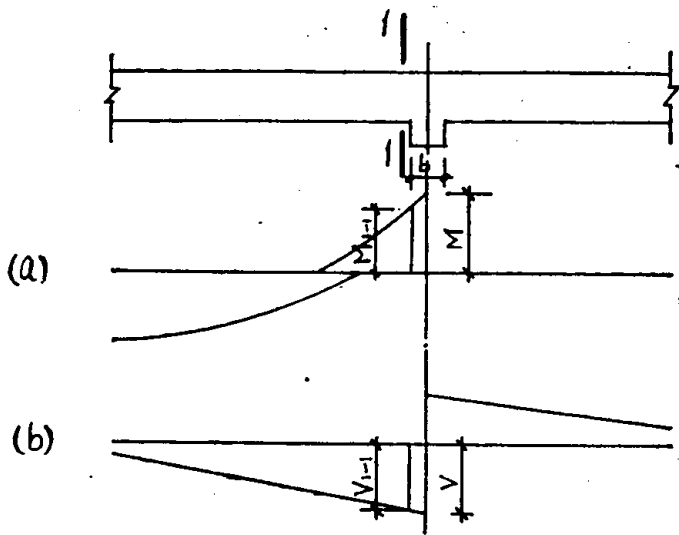


图 1-10
(a)弯矩计算值；(b)剪力计算值

第三节 整体式单向板肋梁楼盖考虑塑性内力重分布的计算

混凝土是一种弹塑性材料，一般具有流幅的钢筋在达到流限后也表现出塑性性质，而受弯构件正截面抗弯能力的计算以Ⅲ阶段的截面应力状态为依据，这就充分反映了材料的塑性性质。在截面设计前，须先确定截面内力。前面关于连续梁、板的内力分析均以弹性理论为基础，没有考虑材料的塑性性质。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。超静定结构的内力分布与刚度有关，结构中某一截面发生塑性变形，刚度降低，结构内力分布将发生变化。所以考虑材料塑性性质来分析结构内力，将较按弹性分析内力更符合实际，也消除了内力分析与截面计算的矛盾。

一、塑性变形内力重分布的概念

如文献[6]第三章第二节所述，适筋梁从加载到破坏经历三个阶段。第Ⅰ阶段，梁基本处于弹性阶段，弯矩曲率 $M-\phi$ 成直线关系。出现裂缝后，梁进入第Ⅱ阶段，随着弯矩的增大， $M-\phi$ 逐渐偏离原来的直线。到钢筋达屈服（相应弯矩为屈服弯矩 M_y ），进入第Ⅲ阶段，随着截面内力臂的增长，弯矩虽有提高，但曲率增长更快， $M-\phi$ 曲线几成水平延伸（图1-11）。

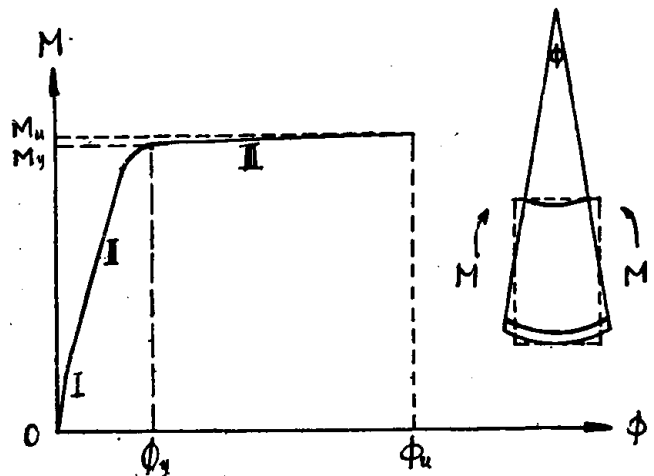


图 1-11 $M-\phi$ 曲线

从钢筋开始屈服到梁受压区被压碎，曲率剧增（ $\Delta\phi = \phi_u - \phi_y$ ），即意味着截面相对转角剧增，就好像出现了一个“铰”，

称为“塑性铰”，这是塑性变形集中发展的结果。随着承受最大弯矩的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流限，（通过实测钢筋的应变已被证实），因此塑性铰有一定的范围。理论上可以认为梁弯矩图上相应于 $M > M_y$ 的部分就是塑性铰的范围，称为塑性铰长度 l_p （图1-12）。受拉纵筋首先达到屈服进而受压区混凝土被压碎的延性破坏是在一定范围内的纵筋都达到流限，构件才达到其极限承载能力。

塑性铰与普通理想铰不同，前者为能承受一定弯矩的单向铰，仅能沿弯矩作用方向产生有限的转动，而后者能自由转动，不能承受任何弯矩。

静定结构任一截面出现塑性铰后，结构就形成一几何可变体系，意味着达到结构的极限承载能力，不能再继续加荷载。对于超静定钢筋混凝土结构，由于存在多余联系，情形就不同了。以一两跨连续梁为例，讨论当中间支座出现塑性铰后弯矩分布的变化情形。

两跨钢筋混凝土连续梁承受均布荷载，恒载 $g = 10 \text{ kN/m}$ ，活载 $q = 15 \text{ kN/m}$ ，按弹性理论计算并考虑不利荷载组合，B支座截面最大负弯矩发生在一、二跨布置活载（图1-13b）； $M_{B, \max} = -0.125 \times (10 + 15) \times 6^2 = -112.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，跨内截面最大正弯矩发生

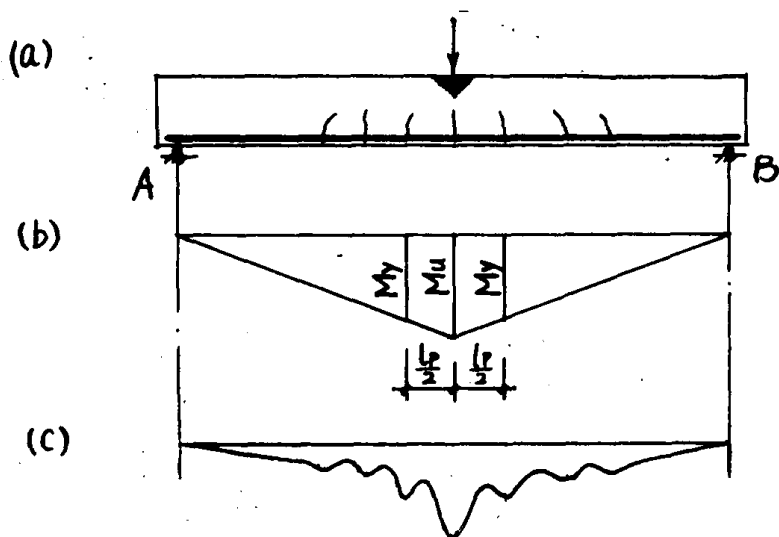


图 1-12

(a)简支梁; (b)弯矩图; (c)实际曲率分布

在一跨布置活荷载(图1-13c), $M_{中, \max} = 0.07 \times 10 \times 6^2 + 0.096 \times 15 \times 6^2 = 77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。根据 $M_{B, \max} = -112.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、 $M_{中, \max} = 77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 分别计算支座截面、跨内截面钢筋, 但从图1-13b及图1-13c看出, 当支座截面弯矩达 $112.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时, 跨内截面相应最大弯矩为 $63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 小于 $77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 而当跨内截面弯矩达 $77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时, 支座截面相应弯矩为 $79.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 小于 $112.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。这是因为两种荷载情况不是在同一时间内发生。所以按弯矩包络图配制的各截面钢筋也不可能在同一时间内都充分发挥作用, 因此梁有强度储备。

若跨内截面仍按最大弯矩 $77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 配筋, 适当减少中间支座处钢筋, 其抗弯能力相应降低为 $M'_{Bu} = -101.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (取弹性计算 $M_{B, \max}$ 的90%)。则在荷载为 22.5 kN/m 时, 支座负弯矩达到 M'_B , $M'_B = -0.125 \times 22.5 \times 6^2 = -101.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。此时, B支座截面的钢筋首先达屈服, 截面进入第Ⅲ阶段工作, 即在支座截面B出现塑性铰。继续加载, 支座截面承担的弯矩维持在极限承载能力 $101.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 但产生相当大的塑性转动。只要该截面受压区混凝土不被压碎, 随着继续加载, 两跨连续梁变成了两根单跨简支梁, 增加的荷载 $\Delta q = 25 - 22.5 = 2.5 \text{ kN/m}$ 将由两侧跨内截面来承担, 跨内截面弯矩等于连续梁上作用荷载 22.5 kN/m 产生的弯矩 $56.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 与简支梁上作用荷载 2.5 kN/m 产生的弯矩 $10.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 之和 (图1-13d), 即 $M'_{中, \max} = 56.90 + 10.67 = 67.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 小于按弹性理论计算并考虑活荷载不利布置时的跨内最大正弯矩 $77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

若跨内截面仍按弯矩 $77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 配筋, 进一步减少支座截面配筋, 其抗弯能力降为 $M''_{Bu} = 0.7 M_{B, \max} = 78.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 则当荷载为 17.5 kN/m 时, 中间支座就出现塑性铰, 继续加载 $\Delta q = 25 - 17.5 = 7.5 \text{ kN/m}$, 跨内截面最大正弯矩 $M''_{中, \max} = 76.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (图1-13e), 已达到跨内极限抗弯能力, 跨内也出现塑性铰, 三铰在一直线上, 结构转变成机动体系破坏。

1) 查连续梁内力系数表, 在一、二跨皆有荷载时, 跨内最大正弯矩位置与只在一跨有荷载时跨内最大正弯矩位置不在同一截面处, 按图1-13c求跨内最大正弯矩为 $M = 76.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。可见按内力系数表计算的 $M_{中, \max} = 77.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 与精确计算相差极小。

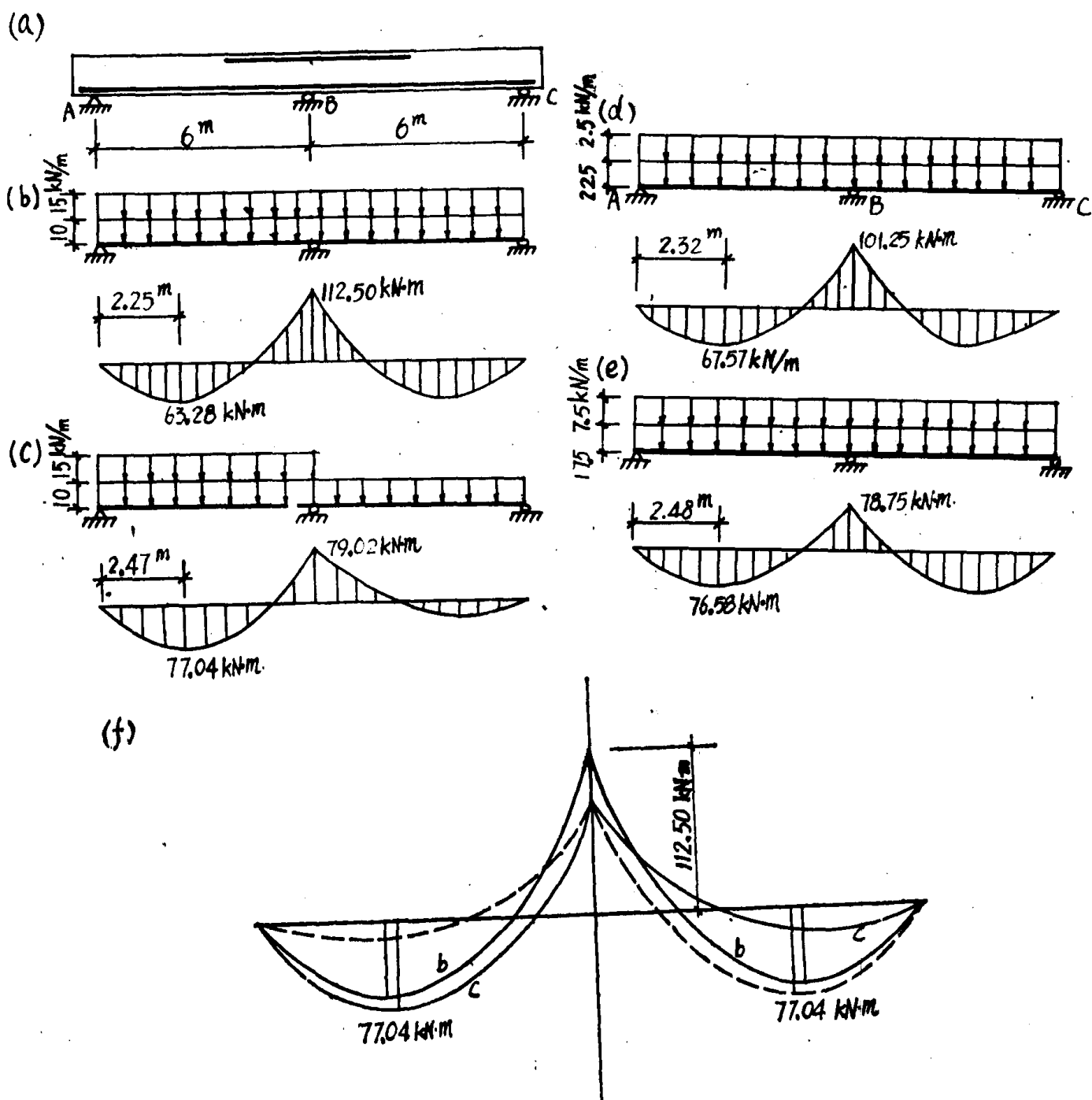


图 1-13

(a)两跨连续梁；(b)按弹性理论计算，支座截面B最大负弯矩不利荷载布置及相应弯矩分布；(c)按弹性理论计算，跨内截面最大正弯矩不利荷载布置及相应弯矩分布；(d)、(e)按弹性理论计算支座截面B弯矩分别降低10%、30%后相应的弯矩分布；(f)弯矩包络图

从上述讨论可以看出以下几点：

(1) 在支座截面B出现塑性铰的某些跨成为简支梁后，可继续加载，增加的荷载由跨内截面承担，从而调整了结构中内力的分布，故称塑性内力重分布，所以可人为地控制塑性铰的出现。

(2) 对钢筋混凝土超静定结构，其破坏标志不是某一截面屈服（出现塑性铰），而是形成机动体系（破坏机构）。

(3) 适当降低按弹性计算的支座弯矩(可减少支座配筋),只要使跨内弯矩不超过按弹性计算最不利荷载组合下产生的最大正弯矩,则跨内纵筋数量不用增加。故考虑塑性内力重分布可以节约钢筋。由于减少了支座钢筋,使按弹性计算支座配筋的拥挤情形有所改善,便于施工。

(4) 从节约钢材考虑,在使跨内最大正弯矩不超过按弹性理论计算的跨内最大不利弯矩的前提下,希望支座弯矩较弹性计算的多降低一些,但降低愈多,支座截面出现塑性铰就愈早。一方面,最初形成的塑性铰要有足够的转动能力,以保证内力重分布的充分发展。若在结构尚未形成破坏机构前,因塑性铰没有足够的转动能力(即截面没有足够的延性),支座截面混凝土将过早压碎导致结构破坏。另一方面,最初形成的塑性铰不能转动太大,否则在使用阶段塑性铰处会过早出现裂缝,裂缝开展过宽,结构变形过大。这些在设计中均应避免。

二、按塑性内力重分布法计算

1. 一般计算原则

考虑塑性变形内力重分布计算内力,应遵循以下原则:

(1) 要保证塑性铰处能提供足够的转动能力,即要求截面有足够的延性。文献[6]第三章,钢筋混凝土受弯构件截面的塑性变形能力(转动幅度)与配筋率有关,配筋率愈低,转动幅度愈大。因此,按塑性变形内力重分布法计算,应使配筋率 ρ 限制在相应于受压区相对高度 ξ

$$\xi \leq 0.35 \tag{1-5}$$

范围内。

同时钢筋应具有较好的塑性性能,宜采用Ⅰ级、Ⅱ级钢筋。

(2) 避免塑性铰处混凝土过早压坏,导致结构破坏,同时也照顾到结构的变形和裂缝开展能满足使用要求,按塑性内力重分布计算的支座截面的抵抗弯矩不应比按弹性理论计算的结果降低太多。规定支座弯矩调幅应不超过30%。

2. 均布荷载等跨连续梁、板按塑性内力重分布计算

根据上述调幅原则并为便于设计,均布荷载作用下等跨连续板、梁在考虑塑性内力重分布后的弯矩和剪力可按下列公式计算:

$$M = \alpha(g + q)l_0^2 \tag{1-6}$$

$$V = \beta(g + q)l_n \tag{1-7}$$

式中 g 、 q ——作用于板、梁上的均布恒载和均布活载的设计值;

l_0 ——计算跨度,当支座和板或次梁整体联结时,取净跨 l_n ,当端支座简支在砖墙上时,板的端跨等于净跨加板厚之半,梁的端跨等于净跨加支座宽度之半或加 $0.025l_n$ (取其中较小值);

l_n ——净跨;

α 、 β ——弯矩系数、剪力系数,见图1-14a、b。

均布荷载不等跨连续板、梁,当计算跨度相差不超过10%时,可近似按等跨连续板、梁内力计算公式计算弯矩、剪力,只是在计算支座负弯矩时,计算跨度 l_0 应按相邻两跨的较大跨度值计算,计算跨内弯矩仍按本跨的计算跨度计算。

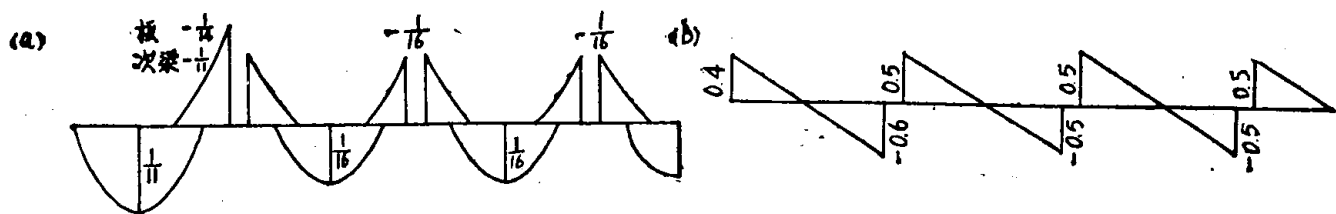


图 1-14

(a) 均布荷载等跨连续梁(板)考虑塑性内力重分布的弯矩系数(α 值); (b) 均布荷载等跨连续梁(板)考虑塑性内力重分布的剪力系数(β 值)

3. 塑性内力重分布计算方法的适用范围

按塑性内力重分布法计算结构内力, 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。《混凝土结构设计规范》(简称《混凝土规范》)规定下列结构在强度计算时, 内力按弹性方法计算, 不应考虑塑性内力重分布:

- (1) 直接承受动荷载作用的结构;
- (2) 要求不出现裂缝的结构构件。

第四节 单向板肋梁楼盖设计

一、板的计算要点与构造要求

1. 计算要点

一般多跨连续板按塑性内力重分布计算内力。

连续板在荷载作用下, 跨中下部及支座附近的上部出现许多裂缝, 受拉混凝土退出工作, 受压混凝土沿梁跨方向呈一拱带, 若支承板的梁有足够的抗侧刚度, 板受到横向推力作用使板的各截面弯矩减小(图1-15)。

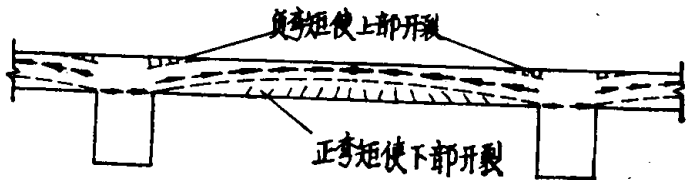


图 1-15 连续板的拱作用

为此, 《混凝土规范》规定对于四周与梁整体连接的板, 中间跨

的跨中截面及中间支座截面, 其计算所得弯矩可减少20%, 其他截面则不予降低。

板的配筋计算, 一般只需对控制截面(各跨跨内及各支座截面)进行计算。

由于板宽度较大且承受荷载较小, 不需作抗剪强度计算。

2. 构造要求

肋梁楼盖中板的材料用量大, 在满足强度、刚度、便于施工等要求下板厚宜薄, 一般不小于60mm。通常情形下不需作挠度验算的连续板厚度应不小于 $l_0/40$ 。

板的支承长度应满足板受力筋在支座内的锚固要求, 一般不小于板厚或120mm。

按控制截面计算钢筋后, 当连续板跨度相差不大于20%时, 一般可按图1-16进行配筋。弯起式配筋锚固好, 用钢量少, 但施工复杂。分离式配筋, 施工简单, 钢筋锚固不如弯起式可靠, 一般宜用弯起式。

除按图1-16进行配筋还需考虑以下构造要求: