

学习目标

- (1) 熟悉建筑结构的组成和钢筋混凝土结构的基本概念、优缺点。
- (2) 了解混凝土结构的发展趋势。
- (3) 了解本课程的特点及学习方法。

0.1 钢筋混凝土结构概述

0.1.1 建筑结构的组成

建筑是建筑物和构筑物的总称,其中供人们生产、生活和进行其他活动的房屋或场所称为建筑物,如住宅、学校、办公楼、地铁车站等,习惯上也称之为建筑;而人们不在其中生产、生活的建筑,称为构筑物,如水坝、烟囱等。其中建筑物是人类在自然空间里建造的人工空间。有稳固的人工空间才能保证人类的正常活动。为了在各种自然和人为作用下,保证自身处于工作状态、形成具有足够抵抗能力的空间骨架,建筑物必须具有相应的受力、传力体系,这些体系构成建筑物的承重骨架,称为建筑结构,简称为结构。

板、梁、墙(或柱)、基础等基本构件组成了建筑结构,它们是建筑物的承重构件。

(1)板。板是水平承重构件,承受施加在本层楼板上的全部荷载(含楼板、粉刷层自重和楼面上人群、家具、设备等的荷载)。板的长、宽两方向的尺寸远大于其高度(也称厚度)。板是典型的受弯构件。

(2)梁。梁是水平承重构件,承受板传来的荷载及自身的重量。梁的截面宽度和高度远小于其长度。梁所承受的花卉的作用方向与梁轴线垂直,其作用效应主要为使梁发生剪切和弯曲。

(3)墙。墙是竖向承重构件,用以支承水平承重构件及承受水平荷载(如风荷载)。墙受荷载作用后表现为压缩(当荷载作用于墙的截面形心线上时),有时还可能表现为弯曲(当荷载偏离墙的截面形心线时)。

(4)柱。柱是竖向承重构件,承受梁、板传来的竖向荷载及自身的重量。柱的截面尺寸远小于其高度。当荷载作用于柱截面形心时为轴心受压;当荷载偏离柱截面形心时为偏心受压。

(5)基础。基础是埋在地面以下的建筑物底部的承重构件,承受墙、柱传来的上部建筑物的全部荷载,并将其扩散到地基土层或岩石层中。

0.1.2 钢筋混凝土结构的基本概念

普通混凝土是由水泥、砂、石和水组成的,钢筋混凝土是指在混凝土中配上一些钢筋,经过一段时间的养护,以达到设计所需要的强度。

钢筋和混凝土是两种完全不同的建筑材料,混凝土抗压强度较高,而抗拉强度却很低,钢筋的抗拉和抗压强度都很高,为了充分发挥材料的性能,把钢筋和混凝土这两种材料按照合理的方式结合在一起共同工作,使钢筋主要承受拉力,混凝土主要承受压力,这就组成了钢筋混凝土结构。

如图 0-1 所示,两根截面尺寸、跨度和混凝土强度等级(C20)完全相同的简支梁,一根为素混凝土梁,另一根为钢筋混凝土梁。试验结果表明,当加荷至 $F=8\text{ kN}$ 时,素混凝土梁便由于受拉区混凝土断裂而破坏,并且破坏是突然发生的,无明显预兆。但如果在梁的受拉区配置适量钢筋,做成钢筋混凝土梁,当荷载增加到一定数值时,受拉区混凝土仍会开裂,但钢

筋可以代替开裂的混凝土承受拉力,因而裂缝不会迅速发展,可以继续向梁增加荷载。此时钢筋混凝土梁破坏前的变形和裂缝都发展得很充分,呈现出明显的破坏预兆,且破坏荷载提高到 $F=36\text{ kN}$ 。因此,在混凝土内配置受力钢筋,不仅大大提高了构件的承载能力,而且使结构的受力性能得到了显著的改善。

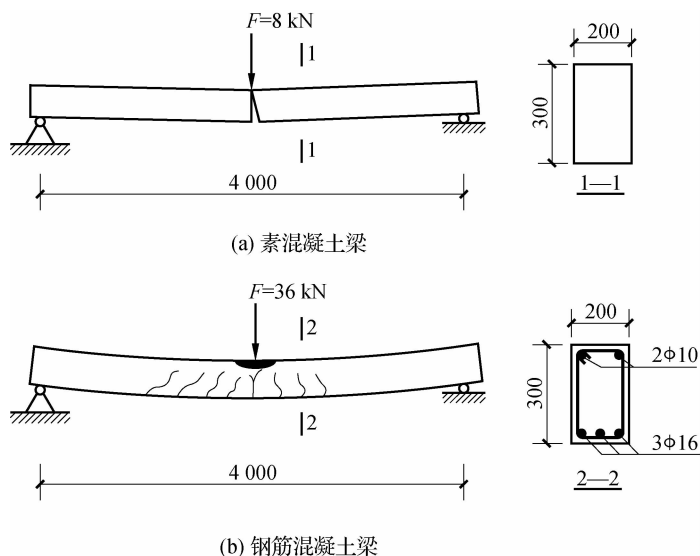


图 0-1 素混凝土梁与钢筋混凝土梁的破坏情况

钢筋和混凝土是两种力学性能不同的材料,它们能够有效地结合在一起共同工作的主要原因有以下几点。

(1)两者具有良好的黏结力。混凝土硬化后,水泥浆的化学胶着力、混凝土硬化收缩的握裹力、钢筋表面凹凸不平产生的机械咬合力等都能很好地传递应力,使构件受力后变形一致,不产生相对滑移。这是钢筋和混凝土能够共同工作的基础。

(2)两者有大致相同的温度膨胀系数,钢筋为 $1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$,混凝土为 $(1.0 \sim 1.5) \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ 。当温度变化时,两者不会产生过大的相对变形而破坏它们之间的黏结。

(3)钢筋外边有一定厚度的混凝土保护层,可以防止钢筋锈蚀,从而保证了钢筋混凝土结构的耐久性。

0.1.3 钢筋混凝土结构的特点

钢筋混凝土结构在工程结构中得以广泛应用,主要是因为与其他结构相比,它具有如下优点。

(1)就地取材。钢筋混凝土的主要材料中,砂、石所占比例较大,水泥和钢筋所占比例较小。砂和石一般都可由建筑工地附近供应,水泥和钢材的产地在我国分布也较广。

(2)整体性好。钢筋混凝土结构特别是现浇结构的整体性好、刚度大,对抗震、抗爆有利。

(3)可模性好。新拌和的混凝土可根据工程需要,按照模板形状制成各种形状和尺寸的构件。

(4)耐久性好。钢筋混凝土结构中,钢筋被混凝土紧紧包裹而不易生锈,从而保证了结构的耐久性。

(5)耐火性好。混凝土是不良导热体,钢筋又有足够的保护层,当火灾发生时,钢筋混凝土结构不会像木结构那样被点燃,也不会像钢结构那样很快软化而被破坏。

钢筋混凝土结构也存在一些缺点,主要是自重大、抗裂性能差、现浇结构模板用量大、工期长等。但随着科学技术的不断发展,这些缺点已在一定程度上得到了克服和改善。例如,采用轻质高强的混凝土可以减轻结构自重;采用预应力混凝土可以提高构件的抗裂性能;采用预制构件可以减小模板用量,缩短工期等。

0.1.4 钢筋混凝土结构的发展趋势

钢筋混凝土结构是一种出现较晚的结构形式,迄今只有 150 多年的历史。早期的钢筋混凝土结构所用的钢筋与混凝土强度都很低,主要用于小型钢筋混凝土梁、板、柱和基础等构件。随着时代的变迁、技术的进步,世界各国积极发展应用高强混凝土和高强钢筋材料,目前,国内常用的混凝土强度等级为 C20~C50,个别工程已经应用到 C80,C100 以上的混凝土也在研制中,美国已制成 C200 的混凝土;高强钢筋的强度达 $400\sim 600\text{ N/mm}^2$,且已在美国应用。各种不同的外加剂(如早强剂、防冻剂、减水剂、微泡剂)在改变着混凝土的性质:轻骨料浮石、陶粒的采用,减轻了混凝土的自重;带有环氧树脂涂层的热轧钢筋在某些有特殊防腐要求的工程中使用,提高了钢筋的防腐性;不同的新兴配筋材料(如纤维增强塑料筋、碳纤维筋)、新型配筋形式(如预应力混凝土、钢管混凝土、钢管混凝土)以及各种高强度纤维材料与混凝土搅拌形成的纤维混凝土(如高强度纤维混凝土、高强度塑料纤维混凝土)已经先后面世,以上种种都极大地提高了混凝土结构的抗压、抗拉、抗剪、抗裂等性能,减轻了自重,增加了延性。

预应力技术的完善,使土木工程结构(梁板)、桥梁等的跨度普遍增大。1999 年建成的江阴长江大桥,主跨度为 1 385 m,是目前我国跨度最大的钢筋混凝土桥塔和钢悬索组成的特大桥;2009 年建成的长江三峡水利枢纽工程,大坝高 185 m,坝体混凝土用量达 1 527 万立方米,是世界上最大的水利工程。

在设计理论方面,从 1955 年我国有了第一批建筑结构设计规范至今,设计规范已修订了四次。现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,还明确了工程设计人员必须遵守的强制性条文。随着计算机的广泛应用和现代测试技术的发展,工程结构的非线性分析和精确计算得以实现,钢筋混凝土结构的计算理论和设计方法将向更高阶段发展。

0.2 本课程特点及学习方法

本课程按内容的性质可分为结构的基本构件和结构设计两大部分。根据受力与变形特点的不同,结构的基本构件可归纳为受弯构件、受压构件、受拉构件和受扭构件。通过学习本课程,学生可以领会必要的结构概念,了解钢筋混凝土结构的基本设计原理,了解钢筋混凝土材料的力学性能,掌握梁、板、柱等基本构件的受力特点,掌握简单结构构件的设计方

法,理解结构设计的有关构造要求,正确识读建筑结构施工图,并处理建筑施工中的一般结构问题,以逐步培养和提高学生理论联系实际的综合能力。

学习本课程时应注意以下几方面。

(1)研究对象材料的特殊性。钢筋混凝土结构是由钢筋和混凝土两种不同材料构成的,因此,在工程力学中对匀质的弹性材料讨论过的公式和计算方法在本课程中将不再完全适用。但工程力学中通过几何、物理和平衡关系建立基本方程来解决问题的思路跟本课程是一样的,故本课程一般在学完工程制图、工程力学、建筑材料等课程之后,才能开始学习。

(2)公式多、符号多。许多计算公式都是在大量试验资料的基础上用统计分析得出的半理论半经验公式。因此,在学习过程中不能死记硬背,要理解建立公式时的基本假定、计算简图,注意公式适用的范围和限制条件。同时注意结合课后的习题(设计),往往答案不是唯一的,没有正确与否,只有合理与否,这也是与以往课程所不同的。

(3)重视构造措施。所谓构造措施,是对结构计算中未能详细考虑或难以定量计算的要素所采取的技术措施,是长期工程实践经验的总结,钢筋的位置、锚固等在工程中必须按照构造要求设置,构造和计算同等重要。

(4)学规范、用规范。本课程的内容是遵照我国相关规范编写的。从开始学习本专业课,就要建立对规范的认识。规范是已经成熟的、经过很多的科学试验和长期生产实践证明了的客观规律的总结,再经过国家专门部门批准的正式文件,是从事专业技术工作的法律。本课程直接依据的规范有《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)、《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)等。规范条文尤其是强制性条文是设计、施工等工程技术人员必须遵守的文件。熟悉并学会应用有关规范和标准,是学习本课程的重要任务之一。

(5)努力参加工程实践,做到理论联系实际。结构课是实践性很强的课程,这不仅体现在它的计算理论依托于大量的试验结果和丰富的工程经验,而且本课程还在实践中不断发展和完善。因此学习本课程时,除课堂教学外,还应加强实践性的教学环节,应有计划、有针对性地去到施工现场,通过实习、参观等各种渠道,增加感性认识,积累工程经验。同时,还要加强阅读施工图纸等基本技能的训练,为综合应用能力的培养打下基础。

● 建筑结构设计的原则

● 学习目标

- (1) 掌握建筑结构设计的基本功能要求及极限状态分类。
- (2) 掌握荷载的分类及其代表值。
- (3) 了解结构抗力和结构的可靠度的概念。
- (4) 理解两种极限状态实用设计表达式的含义，并能够进行荷载效应组合设计值计算。

建筑结构设计主要解决两类问题:第一类是带有共性的设计原则问题,它是设计任何结构构件都必须遵循的;第二类是运用这些基本原则对各种不同的结构构件进行具体的计算和构造设计,使所设计的结构构件能够满足可靠度的要求。本模块介绍的是第一类问题,第二类问题将在以后的模块中讲述。

我国现行的建筑结构设计方法是以概率理论为基础的极限状态设计方法,它以可靠指标度量结构构件的可靠度,采用以分项系数的实用设计表达式进行计算。

1.1 结构设计的基本要求

1.1.1 结构的功能要求

在工程结构中,结构设计的目的是在现有技术的基础上,用最经济的手段来获得预定条件下满足设计所预期的各种功能的要求。建筑结构应满足的功能要求可概括为安全性、适用性和耐久性。

1) 安全性

安全性是指结构应能承受正常施工和正常使用时可能出现的各种荷载和变形等作用,在偶然事件(如地震、强风)发生时及发生后结构仍能保持必需的整体稳定性,即结构仅产生局部损坏而不致发生倒塌。

2) 适用性

适用性是指结构在正常使用过程中应具有良好的工作性能。如不发生影响正常使用的过大变形、振幅及裂缝等。

3) 耐久性

耐久性是指结构在正常使用和正常维护条件下应具有足够的耐久性能,能够正常使用到预定的设计使用期限。例如,不发生由于混凝土保护层碳化或裂缝宽度开展过大而导致的钢筋锈蚀,不发生混凝土的腐蚀、脱落及冻融破坏等而影响结构的使用年限。

结构的功能要求概括起来称为结构的可靠性,即在规定的时间内(设计使用年限),在规定的条件下(正常设计、正常施工、正常使用和正常维护),结构完成预定功能(安全性、适用性、耐久性)的能力。

建筑结构设计使用年限,是指按规定指标设计的建筑或结构构件,在正常施工、使用和维护下,不需进行大修即可达到其预定功能要求的使用年限。对房屋建筑工程,我国《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)将建筑结构设计使用年限分为四个类别,见表 1-1。一般建筑结构设计使用年限为 50 年。

表 1-1 建筑结构设计使用年限分类

类别	设计使用年限/年	示 例	类别	设计使用年限/年	示 例
1	5	临时性结构	3	50	普通房屋和构筑物
2	25	易于替换的结构构件	4	100	纪念性建筑和特别重要的建筑物

1.1.2 结构功能的极限状态

结构能够满足设计规定的某一功能要求而且能够良好地工作,我们称该功能处于可靠或有效状态;反之,则称该功能处于不可靠或失效状态。可靠与失效之间必然存在某一特定状态,即结构可靠与失效状态的临界状态,整个结构或结构的某一部分超过这一特定状态时,就不能满足设计规定的某一功能要求,此特定状态称为该功能的极限状态。

结构功能的极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

1. 承载能力极限状态

结构或结构构件达到最大承载能力,出现疲劳破坏或不适于继续承载的变形时的状态,称为承载能力极限状态。超过这一极限状态,整个结构或结构构件便不能满足安全性的功能要求。

当结构或结构构件出现下列状态之一时,即认为结构超过了承载能力极限状态。

(1) 整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡(如烟囪倾覆)、结构发生滑移或漂浮(如挡土墙滑移等)等不稳定情况。

(2) 结构或结构构件间的连接因超过相应材料的强度而破坏,如轴心受压柱中混凝土被压碎而破坏。

(3) 结构因疲劳强度不足而破坏,如吊车梁产生疲劳破坏。

(4) 结构产生过大的塑性变形而不适于继续承载。

(5) 结构转变为机动体系(由几何不变体系变为可变体系)而丧失承载能力。

(6) 结构或结构构件丧失稳定,如柱子受压发生失稳破坏。

(7) 地基丧失承载力。

承载能力极限状态主要控制结构的安全性,一旦超过这种极限状态,结构整体破坏,会造成人身伤亡和重大经济损失,因此,设计时要严格控制这种状态出现的概率,所有的结构构件均应进行承载能力极限状态的计算。在必要时应进行构件的疲劳强度或结构的倾覆和滑移的验算。对处于地震区的结构,应进行结构构件抗震承载力的计算,以保证结构构件具有足够的安全性。

2. 正常使用极限状态

结构或结构构件达到正常使用或耐久性能中某项规定限值的状态,称为正常使用极限状态。超过这一极限状态,结构或结构构件便不能满足适用性或耐久性的功能要求。

当结构或结构构件出现下列状态之一时,即可认为结构超过了正常使用极限状态。

(1) 影响结构或结构构件正常使用或外观的变形,如梁的挠度过大。

(2) 影响结构或结构构件正常使用或耐久性能的局部破坏(包括裂缝)。

(3) 影响结构或结构构件正常使用的振动。

(4) 影响结构或结构构件正常使用的其他特定状态,如水池渗漏等。

正常使用极限状态控制结构的适用性和耐久性,若超过这种极限状态,其危险性比出现承载能力极限状态的危险性要小,但也不能忽视,设计时可靠性要求可比承载能力极限状态略低一些。

对于在使用上或外观上需控制变形值的结构构件,应进行变形验算;对于在使用上要求

不出现裂缝的构件,应进行混凝土抗裂度验算;对于允许出现裂缝的构件,应进行裂缝宽度的验算,同时还应满足耐久性的要求。

1.1.3 结构的安全等级

在进行建筑结构设计时,应根据结构破坏可能产生后果的严重与否,即危及人的生命、造成经济损失和产生社会影响等的严重程度,采用不同的安全等级进行设计。我国《建筑结构可靠度设计统一标准》将建筑结构划分为三个安全等级,设计时应根据具体情况,按照表 1-2 的规定选用适当的安全等级。

表 1-2 建筑结构的的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

建筑物中各类结构构件使用阶段的安全等级,宜与整个结构的安全等级相同。但允许对其中部分结构构件,根据其重要程度和综合经济效益进行适当调整。如果提高某一结构构件的安全等级所增加的费用很少,又能减轻整个结构的破坏程度,则可将该结构构件的安全等级提高一级;相反,某一结构构件的破坏不会影响结构或其他构件,则将其安全等级降低一级,但不得低于三级。

1.2 结构上的作用与荷载

1.2.1 结构上的作用

建筑结构在施工和使用期间,要承受其自身和外加的各种作用,这些作用在结构中产生不同的效应(内力和变形)。这些引起结构或结构构件产生内力(应力)、变形(位移、应变)和裂缝等的各种原因统称为结构上的作用。

结构上的作用按其出现方式的不同,可分为直接作用和间接作用两类。

1. 直接作用

直接以力的不同集结形式(集中力或均匀分布力)施加在结构上的作用称为直接作用,通常也称为结构的荷载。例如,结构的自重、楼面上的人群及物体重量、风压力、雪压力、积水、积灰、土压力等。

2. 间接作用

能够引起结构外加变形、约束变形或振动的各种原因称为间接作用。间接作用不是直接以力的某种集结形式施加在结构上的。例如,地震作用、地基的不均匀沉降、材料的收缩和膨胀变形、混凝土的徐变、温度的变化等。

1.2.2 荷载的分类

在工程结构中常见的的作用多数是直接作用,即通常说的荷载。结构上的荷载按其随时间的变异性和出现的可能性不同,分为以下三类。

1. 永久荷载

永久荷载指在结构设计使用年限内,其作用值不随时间变化,或其变化幅度与平均值相比可以忽略不计的荷载。例如,结构自重、土压力、预应力等,永久荷载又称为恒荷载。

2. 可变荷载

可变荷载指在结构设计使用年限内,其作用值随时间而变化,且其变化幅度与平均值相比不可忽略的荷载。例如,楼面活荷载、屋面活荷载、积灰荷载、吊车荷载、风荷载、雪荷载等,可变荷载又称为活荷载。

3. 偶然荷载

偶然荷载指在结构设计使用年限内可能出现,但不一定出现,而一旦出现,其持续时间很短且量值很大的荷载。如地震、爆炸、撞击力等。

1.2.3 荷载的代表值

由于各种荷载都具有一定的变异性,在进行建筑结构设计时,应根据各种极限状态的设计要求取用不同的荷载量值,即所谓的荷载代表值。永久荷载的代表值采用标准值,可变荷载的代表值有标准值、组合值、频遇值和准永久值,其中荷载标准值为基本代表值。对偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值。

1. 荷载标准值

荷载标准值是指结构在正常使用情况下,在其设计基准期(50年)内可能出现的具有一定保证率的最大荷载值。它是建筑结构各类极限状态设计时采用的基本代表值。

我国《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)(以下简称《荷载规范》)对荷载标准值的取值方法具体规定如下。

永久荷载标准值,如结构自重,由于其变异性不大,可按结构构件的设计尺寸与材料单位体积的自重计算确定。对常用材料和构件的自重可参照《荷载规范》附录 A 取用。表 1-3 列出了部分常用材料和构件自重,供学习时查用。

设计时可计算求得永久荷载标准值。例如,某矩形截面钢筋混凝土梁,计算跨度为 $l_0 = 4.5 \text{ m}$,截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$,钢筋混凝土的自重根据表 1-3 取 25 kN/m^3 ,则该梁沿跨度方向均匀分布的自重标准值为 $g_k = 0.2 \times 0.5 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}$ 。

表 1-3 部分常用材料和构件自重

序号	名称	自重	备注
1	素混凝土/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	22.0~24.0	振捣或不振捣
2	钢筋混凝土/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	24.0~25.0	
3	水泥砂浆/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	20.0	

续表

序号	名称	自重	备注
4	石灰砂浆、混合砂浆/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	17.0	
5	浆砌普通砖/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	18.0	
6	浆砌机砖/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	19.0	
7	水磨石地面/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	0.65	10 mm 面层, 20 mm 水泥砂浆打底
8	贴瓷砖墙面/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	0.5	包括水泥砂浆打底, 共厚 25 mm
9	木框玻璃窗/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	0.2~0.3	

可变荷载标准值是根据观测资料和试验数据,并考虑工程实践经验而确定的,可由《荷载规范》各章中的规定确定。表 1-4 列出了部分民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数,供学习时查用。

表 1-4 部分民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数

项次	类别	标准值/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
1	(1)住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2)试验室、阅览室、会议室、医院门诊室	2.0	0.7	0.6	0.5
2	教室、食堂、餐厅、一般资料档案室	2.5	0.7	0.6	0.5
3	(1)礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台	3.0	0.7	0.5	0.3
	(2)公共洗衣房	3.0	0.7	0.6	0.5
4	(1)商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客候车室	3.5	0.7	0.6	0.5
	(2)无固定座位的看台	3.5	0.7	0.5	0.3
5	(1)健身房、演出舞台	4.0	0.7	0.6	0.5
	(2)运动场、舞厅	4.0	0.7	0.6	0.3
6	(1)书库、档案库、储藏室	5.0	0.9	0.9	0.8
	(2)密集柜书库	12.0	0.9	0.9	0.8
7	厨房:(1)其他	2.0	0.7	0.6	0.5
	(2)餐厅	4.0	0.7	0.7	0.7
8	浴室、厕所、盥洗室	2.5	0.7	0.6	0.5

续表

项次	类别	标准值/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
9	走廊、门厅： (1)宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园、住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2)办公楼、餐厅、医院门诊部	2.5	0.7	0.6	0.5
	(3)教室楼及其他可能出现人员密集的情况	3.5	0.7	0.5	0.3
10	楼梯：(1)多层住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2)其他	3.5	0.7	0.5	0.3

注 1: 本表所列各项活荷载适用于一般使用条件, 当使用荷载较大、情况特殊或有专门要求时, 应按实际情况采用。

注 2: 本表中各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载。

2. 可变荷载组合值

可变荷载组合值是指当两种或两种以上可变荷载同时作用于结构上时, 由于各可变荷载同时达到其标准值的可能性极小, 此时除其中产生最大效应的荷载(主导荷载)仍取其标准值外, 其他伴随的可变荷载均采用小于其标准值的组合值为荷载代表值。这种经调整后的可变荷载代表值称为可变荷载组合值。《荷载规范》规定, 可变荷载组合值用可变荷载的组合值系数 ψ_c 与相应的可变荷载标准值的乘积来确定。

3. 可变荷载频遇值

可变荷载频遇值针对结构上偶尔出现的较大荷载。它与时间有较密切的关联, 即在规定的设计基准期(50年)内, 具有较短的总持续时间或较少的发生次数的特性, 这样使结构的破坏性有所减缓。《荷载规范》规定, 可变荷载频遇值用可变荷载的频遇值系数 ψ_f 与相应的可变荷载标准值的乘积来确定。

4. 可变荷载准永久值

可变荷载准永久值针对在结构上经常作用的可变荷载。即在规定的期限内, 该部分可变荷载具有较长的总持续时间, 对结构的影响类似于永久荷载。《荷载规范》规定, 可变荷载准永久值用可变荷载的准永久值系数 ψ_q 与相应的可变荷载标准值的乘积来确定。

上述系数 ψ_c 、 ψ_f 、 ψ_q 取值详见《荷载规范》有关章节中的规定。

1.2.4 荷载分项系数及荷载设计值

由于荷载是随机变量, 其有超过标准值的可能性, 以及不同变异性的荷载可能造成结构计算时可靠度不一致, 因此, 在承载能力极限状态设计中将荷载标准值乘以一个大于 1 的调整系数, 此系数称为荷载分项系数。

荷载分项系数是在各种荷载标准值已经给定的前提下, 按承载能力极限状态设计中得到的各种结构构件所具有的可靠度分析, 并考虑工程经验确定的。考虑到永久荷载标准值与可变荷载标准值的保证率不同, 故它们采用不同的分项系数。

以 γ_G 和 γ_Q 分别表示永久荷载与可变荷载的分项系数, γ_G 和 γ_Q 应按表 1-5 选用。

表 1-5 荷载分项系数

荷载类别	荷载特征		荷载分项系数 γ_G 或 γ_Q
永久荷载	当其效应 对结构不利时	对由可变荷载效应控制的组合	1.20
		对由永久荷载效应控制的组合	1.35
	当其效应对 结构有利时	一般情况	1.0
		对结构的倾覆、滑移或漂浮验算	应满足有关的建筑结构设计规范的规定
可变荷载	一般情况		1.4
	对标准值 $>4 \text{ kN/m}^2$ 的工业房屋楼面活荷载		1.3

荷载标准值与荷载分项系数的乘积称为荷载设计值。它比荷载标准值具有更大的可靠度。一般情况下,在承载能力极限状态设计中,应采用荷载设计值。

1.2.5 荷载效应

各种作用在结构上的内力(弯矩、剪力、扭矩、压力、拉力等)和变形(挠度、扭转、弯曲、拉伸、压缩、裂缝等)统称为作用效应,用 S 表示。当作用为荷载时,引起的效应称为荷载效应。

一般情况下,荷载效应 S 与荷载 Q 之间,可近似按线性关系考虑,即

$$S=CQ \quad (1-1)$$

式中, C 为荷载效应系数,通常由力学分析确定; Q 为某种荷载的代表值; S 为与荷载 Q 相应的荷载效应。

例如,承受均布荷载 q 作用的简支梁,计算跨度为 l ,由结构力学方法计算可知,其跨中最大弯矩值为 $M=\frac{1}{8}ql^2$,支座处剪力为 $V=\frac{1}{2}ql$ 。那么,弯矩 M 和剪力 V 均相当于荷载效应 S , q 相当于荷载 Q , $\frac{1}{8}l^2$ 和 $\frac{1}{2}l$ 则相当于荷载效应系数 C 。

由于结构上的荷载是随着时间、作用位置和各种条件的改变而变化的,是一个不确定的随机变量,所以,一般来说荷载效应 S 也是一个随机变量。

1.3 结构抗力和材料强度

1.3.1 结构抗力

结构抗力是指结构或结构构件承受各种作用效应的能力,即承载能力和抗变形能力,用 R 表示。承载能力包括受弯、受剪、受拉、受压、受扭等各种抵抗外力的能力;抗变形能力包括抗裂性能、刚度等。例如,截面尺寸为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 的矩形截面简支梁,采用 C20 混凝土,在截面下部配有 $3\Phi 20$ 的 HRB335 级钢筋,经计算(计算方法详见模块 3)此梁能够承担

的弯矩为 $M=95.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 即该梁的抗弯承载力(抗力) $R=95.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

在实际工程中, 由于受材料性能的变异性(如材质不均匀、加载方法不同等)、构件几何参数的不定性(如制作尺寸偏差、安装误差、局部缺陷等)、配筋情况和结构计算模式的精确性(采用近似的基本假设、计算公式不精确)等因素的综合影响, 结构抗力也是一个随机变量。通常, 结构抗力主要取决于材料的强度。在结构计算中, 材料强度分标准值和设计值两种。

1.3.2 材料强度取值

1. 材料强度标准值

材料强度标准值是结构设计时采用的材料强度的基本代表值, 主要用于正常使用极限状态的验算。它是设计表达式中材料性能的设计指标, 也是生产中控制材料质量的主要依据。

由于材料强度也是随机变量, 其强度大小具有变异性, 为了安全起见, 材料强度取值必须具有较高的保证率。各类材料强度标准值的取值原则是: 根据标准试件用标准试验方法测得的具有 95% 以上保证率的强度值, 即材料强度的实际值大于或等于该材料强度值的概率在 95% 以上。

2. 材料强度设计值

材料材质的不均匀性、各地区材料的离散性、实验室环境与实际工程的差别, 以及施工中不可避免的偏差等因素, 导致材料强度不稳定, 即有变异性。考虑其变异性可能对结构构件的可靠度产生不利影响, 设计时将材料强度标准值除以一个大于 1 的系数, 此系数称为材料分项系数。材料强度标准值除以材料分项系数得到的结果称为材料强度设计值。在承载力极限状态设计中, 应采用材料强度设计值。

混凝土材料分项系数是通过轴心受压构件的试验数据做可靠度分析确定的, 其值 γ_c 取为 1.40。钢筋材料分项系数是通过受拉构件的试验数据作可靠度分析得出的, 用 γ_s 表示。对延性较好的 400 MPa 级及以下的热轧钢筋, γ_s 取为 1.10; 对 500 MPa 级钢筋, γ_s 取为 1.15; 对延性稍差的预应力钢筋, γ_s 应不小于 1.20。

各种强度等级的混凝土和普通钢筋及预应力钢筋的强度标准值、设计值分别列于表 2-1、表 2-4、表 2-5 中。

1.4 概率极限状态设计法

1.4.1 结构的可靠度

结构和结构构件的工作状态可以用作用效应 S 和结构抗力 R 的关系式来描述。

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (1-2)$$

R 和 S 都是非确定性的随机变量, 故 $Z = g(R, S)$ 亦是一个随机变量函数。按 Z 值的大小不同, 可以用来描述结构所处的以下三种不同工作状态。

(1)当 $Z > 0$ 时,即 $R > S$,表示结构能够完成预定功能,结构处于可靠状态。

(2)当 $Z < 0$ 时,即 $R < S$,表示结构不能完成预定功能,结构处于失效状态。

(3)当 $Z = 0$ 时,即 $R = S$,表示结构处于极限状态。

可见,结构要满足功能要求,就不应超过极限状态,则结构可靠工作状态的基本条件为

$$Z \geq 0 \quad (1-3)$$

或

$$R \geq S \quad (1-4)$$

结构的可靠度是指结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能($R \geq S$)的可能性,用概率来表示,也称可靠概率,用 P_s 表示。可见,可靠度是对结构可靠性的一种定量描述,即概率度量。

结构的可靠性和结构的经济性常常是相互矛盾的。科学的设计方法是用最经济的方法,合理地实现所必需的可靠性。结构的可靠度与结构的使用年限长短有关。

应当指出,结构的设计使用年限并不等于建筑结构的寿命。当结构的使用年限超过设计使用年限时,并不意味着结构已不能使用,而是指结构的可靠度降低了,结构的可靠概率可能较设计预期值减小,其继续使用年限需经鉴定后确定。

结构能够完成预定功能($R \geq S$)的概率称为可靠概率;相对地,结构不能完成预定功能($R < S$)的概率称为失效概率,用 P_f 表示。显然, P_s 和 P_f 两者的关系为

$$P_s + P_f = 1 \quad (1-5)$$

或

$$P_s = 1 - P_f \quad (1-6)$$

一般采用结构的失效概率 P_f 来度量结构的可靠性,只要失效概率 P_f 足够小,则结构的可靠性必然高。

1.4.2 极限状态的设计表达式

用结构的失效概率 P_f 来度量结构的可靠性,其物理意义明确,已被国际上所公认。但是计算 P_f 在数学上比较复杂,计算工程量大且过程烦琐,需要大量的统计数据,若统计资料不足,计算会出现困难。考虑到多年来的设计习惯和使用上的简便,我国《建筑结构可靠度设计统一标准》采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,引入分项系数的实用设计表达式进行计算。

1. 承载能力极限状态的实用设计表达式

1) 设计表达式

结构构件在进行承载能力极限状态设计时应采用的实用设计表达式为

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-7)$$

式中, γ_0 为结构构件的重要性系数; S 为承载能力极限状态的荷载效应组合设计值(kN/m^2); R 为结构构件的抗力设计值(kN/m^2)。

2) 结构构件的重要性系数 γ_0

考虑到结构安全等级差异,实用设计表达式中引入结构构件重要性系数 γ_0 ,其可靠度应做相应的提高或降低,其数值按结构构件的安全等级、设计使用年限并考虑工程经验确定。

对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件, γ_0 不应小于 1.1;对安

全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件, γ_0 不应小于 1.0; 对安全等级为三级或设计使用年限为 50 年以下的结构构件, γ_0 不应小于 0.9。在抗震设计中不考虑结构构件的重要性系数。

3) 荷载基本组合的效应设计值 S_d

当结构上同时作用有多种可变荷载时, 要考虑荷载效应的组合问题。

荷载效应组合是指在所有可能同时出现的各种荷载组合下, 确定结构或结构构件内产生的总效应。其最不利组合是指所有可能产生的荷载组合中, 对结构构件产生总效应最为不利的一组。荷载效应组合分为基本组合与偶然组合两种。

按承载力极限状态设计时, 应考虑荷载效应的基本组合, 必要时应按荷载效应的偶然组合进行计算。

《荷载规范》规定, 对于荷载基本组合的效应设计值 S_d 应从下列荷载组合中取最不利的效应设计值确定。

(1) 由可变荷载控制的效应设计值为

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_{jk}} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (1-8)$$

(2) 由永久荷载控制的效应设计值为

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_{jk}} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (1-9)$$

式中, γ_{G_j} 为永久荷载的分项系数, 应按表 1-5 采用; γ_{Q_1} 、 γ_{Q_i} 分别为第一个和第 i 个可变荷载分项系数, 应按表 1-5 采用; $S_{G_{jk}}$ 为按第 j 个永久荷载标准值 G_{jk} 计算的荷载效应值; $S_{Q_{1k}}$ 、 $S_{Q_{ik}}$ 为在基本组合中按起控制作用的主导可变荷载标准值 Q_{1k} 计算的荷载效应值及按第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值; ψ_{ci} 为第 i 个可变荷载的组合值系数, 按表 1-4 取用; γ_{L_i} 为第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数, 其中 γ_{L_1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数, 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数按表 1-6 采用。

表 1-6 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L

结构设计使用年限(年)	5	50	100
γ_L	0.9	1.0	1.1

注 1: 当设计使用年限不为表中数值时, 调整系数 γ_L 可按线性内插。

注 2: 对于荷载标准值可控制的活荷载, 设计使用年限调整系数 γ_L 取 1.0。

4) 结构构件的抗力设计值 R

结构构件的抗力设计值(承载力设计值)的大小取决于截面的几何尺寸、截面材料的种类、用量与强度等多种因素。它的一般形式为

$$R = R(f_c, f_y, \alpha_k, \dots) \quad (1-10)$$

式中, R 为结构构件的承载力函数; f_c 、 f_y 为混凝土、钢筋的强度设计值, 见表 2-1、表 2-4、表 2-5; α_k 为几何参数(尺寸)的标准值, 当几何参数的变异性对结构性能有明显的不利影响时, 可另做适当调整。

2. 正常使用极限状态的实用设计表达式

正常使用极限状态的设计, 主要是验算结构构件的变形、抗裂度或裂缝宽度等, 以便满

足结构适用性和耐久性的要求。当结构或结构构件达到或超过正常使用极限状态时,其结构不能正常使用,但危害程度不及承载能力极限状态引起的结构破坏造成的损失大,故对其可靠度的要求可适当降低。《建筑结构可靠度设计统一标准》规定,正常使用极限状态计算时,荷载取标准值、准永久值,材料强度取标准值,不再考虑荷载分项系数和材料分项系数,也不考虑结构的重要性系数 γ_0 。

(1)正常使用极限状态设计表达式为

$$S \leq C \quad (1-11)$$

式中, S 为正常使用极限状态的荷载效应的组合设计值; C 为结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值(如变形、裂缝、应力等限值),按有关规范的规定采用。

可变荷载的最大值并非长期作用于结构上,而且由于混凝土的徐变等特性,裂缝和变形将随着时间的推移而发展,因此,在分析正常使用极限状态的荷载效应组合时,应根据不同的设计目的,分别按荷载效应的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计。

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_{jk}} + S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (1-12)$$

(2)按荷载的标准组合时,其效应设计值 S_d 为

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_{jk}} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Q_{ik}} \quad (1-13)$$

式中, ψ_{qi} 为第 i 个可变荷载的准永久值系数,按表 1-4 取用。按式(1-12)和式(1-13)求得的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

【例 1-1】 某办公楼钢筋混凝土矩形截面简支梁,安全等级为二级,计算跨度 $l_0 = 6$ m,作用在梁上的永久荷载(含自重)标准值 $G_k = 15$ kN/m,可变荷载标准值 $Q_k = 6$ kN/m,试分别计算按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计时的梁跨中弯矩设计值。

【解】 (1)均布荷载标准值 G_k 和 Q_k 作用下的跨中弯矩标准值。

永久荷载作用下

$$M_{G_k} = \frac{1}{8} G_k l_0^2 = \frac{1}{8} \times 15 \times 6^2 = 67.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

可变荷载作用下

$$M_{Q_k} = \frac{1}{8} Q_k l_0^2 = \frac{1}{8} \times 6 \times 6^2 = 27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2)按承载能力极限状态设计时的跨中弯矩设计值。

安全等级为二级,取 $\gamma_0 = 1.0$ 。

①按可变荷载控制的效应设计值计算。

取 $\gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 1.4, \gamma_L = 1.0$ 。

$$M = \gamma_0 (\gamma_G M_{G_k} + \gamma_Q M_{Q_k}) = 1.0 \times (1.2 \times 67.5 + 1.4 \times 27) = 118.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

②按永久荷载控制的效应设计值计算。

取 $\gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.4, \gamma_L = 1.0$;查表 1-4 取 $\psi_c = 0.7$ 。

$$M = \gamma_0 (\gamma_G M_{G_k} + \gamma_Q \psi_c M_{Q_k}) = 1.0 \times (1.35 \times 67.5 + 1.4 \times 0.7 \times 27) = 117.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故该简支梁按承载能力极限状态设计时跨中弯矩设计值取较大值,即 $M = 118.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(3)按正常使用极限状态设计时的跨中弯矩值。

查表 1-4,取 $\psi_q = 0.4$ 。

①按标准组合时。

$$M=M_{G_k}+M_{Q_k}=67.5+27=94.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

②按准永久组合时。

$$M=M_{G_k}+\psi_q M_{Q_k}=67.5+0.4 \times 27=78.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

模块小结

建筑结构的性能要求是安全性、适用性和耐久性。结构在规定的时间内,规定的条件下,完成预定功能的概率称为结构的可靠度。

当整个结构或结构的一部分超过某一特定状态时,结构就不能满足设计规定的某项功能要求,该特定状态称为结构的极限状态。结构功能的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。设计任何钢筋混凝土结构或结构构件时,都必须进行承载力计算,必要时还要求对正常使用极限状态进行验算,以确保结构满足安全性、适用性和耐久性的要求。

结构上的作用、作用效应 S 、结构抗力 R 都是随机变量。当 $S < R$ 时,结构可靠;当 $S > R$ 时,结构失效;当 $S = R$ 时,结构处于极限状态。发生情况 $S > R$ 的概率称为结构的失效概率;发生情况 $S \leq R$ 的概率称为结构的可靠度。结构的可靠度与失效概率之和为 1。

荷载分永久荷载、可变荷载和偶然荷载三种。结构设计时,对不同的荷载应采用不同的代表值。永久荷载采用标准值作为代表值;可变荷载根据设计要求,采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值。其中标准值为基本代表值,其他代表值可由标准值乘以相应的系数得到。

以概率理论为基础的极限状态设计法是采用多个分项系数表达的实用设计表达式进行结构设计的。按承载能力极限状态设计时,采用荷载的基本组合,设计表达式中应考虑结构的重要性系数;按正常使用极限状态设计时,采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合,设计表达式中不考虑结构的重要性系数。

思考与练习

1. 建筑结构应满足哪些功能要求? 结构的可靠性与可靠度的含义分别是什么?
2. 什么是结构功能的极限状态? 极限状态的分类及相应的特征是什么?
3. 什么是结构上的“作用”? 举例说明荷载与作用有何不同。
4. 什么是荷载代表值? 永久荷载和可变荷载的代表值分别是什么?
5. 试说明荷载标准值与设计值之间的关系,并说明荷载的分项系数应如何取值。
6. 作用效应与结构抗力的含义分别是什么?
7. 试说明材料强度标准值与设计值之间的关系,并说明材料分项系数应如何取值。
8. 写出承载能力极限状态和正常使用极限状态下各种荷载效应组合的实用设计表达式,并解释公式中各符号的含义。
9. 建筑结构的安全等级是根据什么划分的? 结构构件的重要性系数应如何取值?
10. 某教室屋面板承受均布荷载,板的自重、抹灰层等永久荷载引起的跨中弯矩标准值

$M_{G_k} = 1.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 楼面可变荷载引起的跨中弯矩标准值 $M_{Q_k} = 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构安全等级为二级。求:

- (1) 按承载力极限状态计算的跨中最大弯矩设计值。
- (2) 按正常使用极限状态的荷载标准组合及准永久组合计算的跨中弯矩值。

● 钢筋混凝土结构材料的力学性能

● 学习目标

- (1) 掌握混凝土的力学性能及各种强度指标。
- (2) 了解混凝土的变形性能及混凝土材料耐久性的相关规定。
- (3) 了解钢筋的品种与形式,熟悉钢筋的力学性能,明确钢筋混凝土结构对钢筋性能的要求。
- (4) 理解钢筋与混凝土共同工作的原理及保证黏结强度的构造措施。

钢筋混凝土结构是由钢筋和混凝土两种性质不同的材料组成的,熟悉和掌握两种材料的力学性能,是合理选择结构形式、正确进行结构设计、准确确定构造措施的基础,也是获得良好经济效益的前提。

2.1 混 凝 土

2.1.1 混凝土的强度

混凝土是用水泥、水、细集料(如砂)、粗集料(如碎石、卵石)等原料按一定配合比例拌和,需要时掺入外加剂和矿物混合材料,经过均匀搅拌后入模浇筑,并经养护硬化后制成的人工石材。

混凝土强度的大小不仅与组成材料的质量和配合比有关,还与混凝土试件的形状、尺寸、龄期和试验方法等因素有关。因此,在确定混凝土的强度指标时必须以统一规定的标准试验方法为依据。

1. 混凝土的立方体抗压强度

混凝土的立方体抗压强度是衡量混凝土强度大小的基本指标,是评价混凝土强度等级的标准。我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(以下简称《规范》)规定,以边长为150 mm的立方体试件,按标准方法制作,在标准条件[温度为 $(20\pm 3)^{\circ}\text{C}$,相对湿度 $\geq 90\%$]下养护28 d后,按照标准试验方法进行加载试压,测得的具有95%保证率的抗压强度作为混凝土的立方体抗压强度标准值,用符号 $f_{\text{cu,k}}$ 表示,其单位为 N/mm^2 。

《规范》规定的混凝土强度等级是根据混凝土立方体抗压强度标准值确定的,用符号C表示,共分为14个强度等级,分别用C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75、C80表示。符号C后面的数字表示以 N/mm^2 为单位的立方体抗压强度标准值。例如,C30表示混凝土立方体抗压强度的标准值 $f_{\text{cu,k}}=30\text{ N}/\text{mm}^2$ 。《规范》规定,钢筋混凝土结构中混凝土强度等级不应低于C20;当采用强度等级为400 MPa及以上的钢筋时,混凝土强度等级不应低于C25。

试验表明,影响混凝土抗压强度的因素很多,不仅与水泥标号、水胶比、养护条件、试件尺寸等有关,而且与试验方法有直接关系。

试验表明,混凝土的立方体尺寸越小,测得的抗压强度越高。实际工程中当采用边长为200 mm或100 mm的立方体试块时,需将其立方体抗压强度实测值分别乘以换算系数1.05或0.95,换算成标准试件的立方体抗压强度标准值。

试验方法对立方体抗压强度有较大影响,如试件表面是否涂润滑剂。不涂润滑剂时强度高,其主要原因是垫板通过接触面上的摩擦力约束混凝土试块的横向变形,产生“套箍”作用。而涂润滑剂后试件与压力板之间的摩擦力将大大减小,使抗压强度降低,而且两种情况的破坏形态也不一样,如图2-1所示。我国规定的标准试验方法是不涂润滑剂。此外,加载速度对立方体抗压强度也有影响,加载速度越快,测得的强度越高,通常加载速度为每秒 $0.3\sim 0.8\text{ N}/\text{mm}^2$ 。

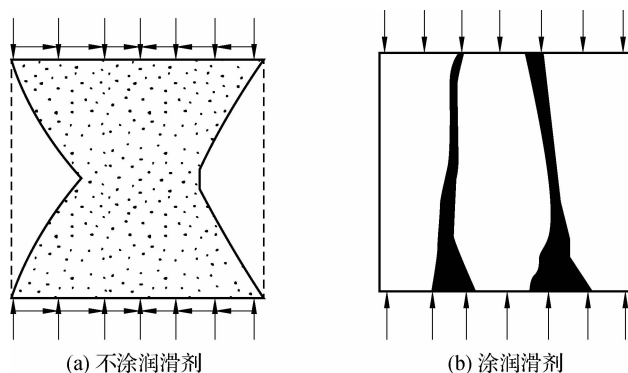


图 2-1 混凝土立方体试块的破坏情况

2. 混凝土的轴心抗压强度

在实际工程中,钢筋混凝土构件的长度常比其横截面尺寸大得多。为了更好地反映混凝土在实际构件中的受力情况,可采用混凝土的棱柱体试件测定其轴心抗压能力,所对应的抗压强度称为混凝土的轴心抗压强度,也称棱柱体抗压强度,用符号 f_c 表示。在钢筋混凝土结构中进行受弯构件、受压构件的承载力计算时,采用混凝土的轴心抗压强度作为设计指标。

混凝土轴心抗压强度试验采用 $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ 的棱柱体作为标准试件。测试的方法与立方体抗压强度的测试方法相同。大量的试验数据表明,混凝土的轴心抗压强度与其立方体抗压强度之间存在一定的关系。根据试验结果分析,混凝土的轴心抗压强度标准值与其立方体抗压强度标准值的关系为

$$f_{ck} = 0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k} \quad (2-1)$$

式中, α_{c1} 为棱柱体抗压强度与立方体抗压强度之比,对于 C50 及以下强度等级的混凝土取 $\alpha_{c1} = 0.76$,对于 C80 混凝土,取 $\alpha_{c1} = 0.82$,中间按线性规律变化; α_{c2} 为 C40 以上混凝土脆性的折减系数,对于 C40 混凝土取 $\alpha_{c2} = 1.00$,对于 C80 混凝土取 $\alpha_{c2} = 0.87$,中间按线性规律变化; 0.88 为考虑实际结构中混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异等因素而确定的修正系数。

3. 混凝土的轴心抗拉强度

混凝土的轴心抗拉强度也是混凝土的一个基本强度指标,用符号 f_t 表示。混凝土的抗拉强度远小于其抗压强度,一般只有抗压强度的 $1/18 \sim 1/9$ 。混凝土的轴心抗拉强度是计算钢筋混凝土及预应力混凝土构件的抗裂度和裂缝宽度以及构件斜截面承载力时的主要强度指标。

测定混凝土抗拉强度的方法有两种,一种是直接测定法,另一种是间接测定法。直接测定法采用 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 500\text{ mm}$ 的棱柱体试件[见图 2-2(a)],两端对中预埋变形钢筋(每端长度为 150 mm ,直径为 16 mm),试验机夹住两端伸出的钢筋进行拉伸,直到试件中部产生横向裂缝破坏,试件破坏时截面的平均拉应力即为混凝土的轴心抗拉强度。但直接测试法的中对比较困难,加之混凝土内部不均匀,使得所测结果的离散程度较大。

目前,混凝土的轴心抗拉强度常采用图 2-2(b)所示的间接测试法——劈裂法测试。劈

裂试验时对立方体或平放的圆柱体试件通过垫条在试件中间垂直截面上施加线荷载,除加载点附近很小范围内出现压应力外,截面大部分区域将产生均匀的拉应力。当拉应力达到混凝土的抗拉强度时,试件沿中间垂直截面劈裂成两半。

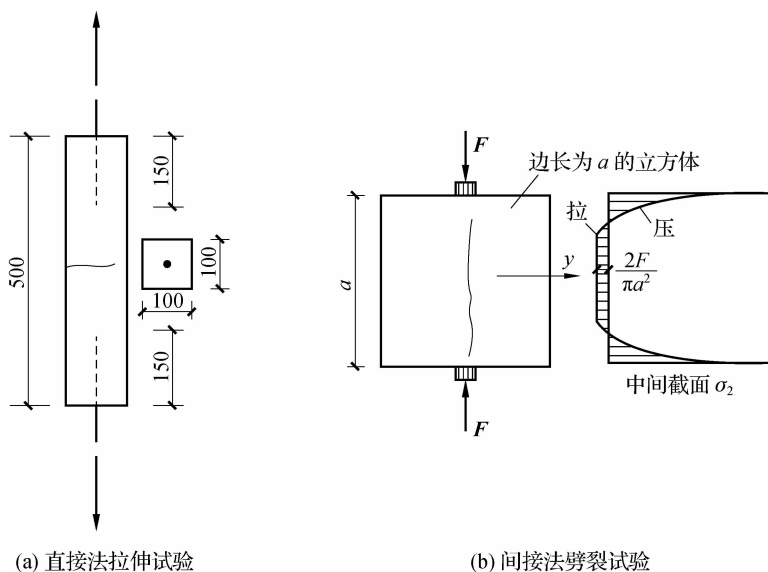


图 2-2 混凝土的抗拉强度试验

根据大量的试验数据并考虑实际构件与试件的差异,《规范》确定混凝土轴心抗拉强度标准值与立方体强度之间的关系为

$$f_{tk} = 0.88 \times 0.395 f_{cu,k}^{0.55} (1 - 1.645\delta)^{0.45} \times \alpha_{c2} \quad (2-2)$$

式中, δ 为混凝土强度变异系数。

在实际工程中,施工单位检验混凝土强度时,做轴心抗压和轴心抗拉试验一般都比较困难,数据精确度较低,根据两种强度与立方体抗压强度之间的关系,在实际工作中可仅做立方体抗压强度试验,然后换算出其他强度指标。

4. 复合应力状态下混凝土的强度

在实际混凝土结构构件中,混凝土很少处于单向受拉或受压状态,而往往承受弯矩、剪力、轴向力及扭矩的多种组合作用,大多是处于双向或三向的复合应力状态。

1) 双向应力状态下的强度

双向应力状态下,当在两个互相垂直的平面上作用着法向应力 σ_1 和 σ_2 ,第三个平面上应力为零时,混凝土强度的变化曲线如图 2-3 所示。

从图中可看出,双向受压时(图中第三象限),混凝土的强度比单向受压时的强度有所提高;双向受拉时(图中第一象限),混凝土一向的抗拉强度基本与另一向拉应力的的大小无关,即双向受拉的强度与单向受拉的强度基本相同;在拉压组合情况下(图中第二、四象限),混凝土的抗压强度随另一向的拉应力的增加而降低,或混凝土的抗拉强度随另一向的压应力的增加而降低。

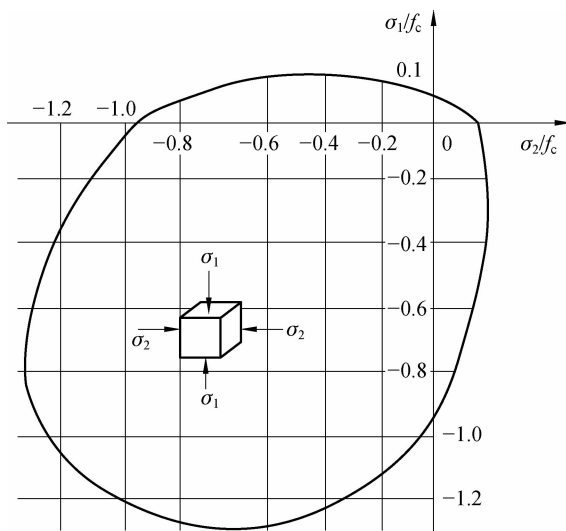


图 2-3 混凝土双向应力状态下的强度曲线

2) 三向应力状态下的强度

图 2-4 所示为混凝土三向受压试验曲线。在三个相互垂直的方向受压时,混凝土任意一向的抗压强度随另外两向压应力的增加而提高,同时混凝土的极限应变也得以大大提高。这是由于侧向压应力的存在,约束了混凝土的横向变形,从而抑制了混凝土内部裂缝的产生和发展,这也使混凝土的延性有了明显提高。

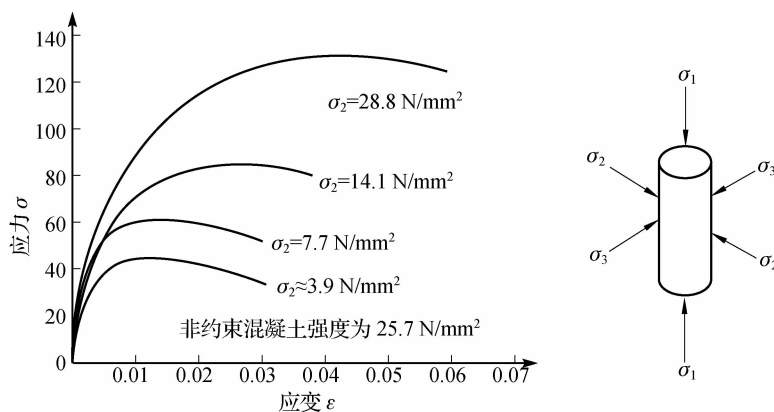


图 2-4 混凝土三向受压试验曲线

利用三向受压可使混凝土强度得以提高的这一特性,在工程中可将受压构件做成约束混凝土,如螺旋箍筋柱、钢管混凝土柱等。

2.1.2 混凝土的变形

混凝土的变形可分为两类:一类为荷载作用引起的受力变形,包括一次短期荷载、长期荷载和重复荷载作用下的变形;另一类为非外力因素引起的体积变形,主要为混凝土的收缩和温度变化产生的变形等。

1. 混凝土在一次短期荷载作用下的变形性能

1) 混凝土受压时的 σ - ϵ 曲线

混凝土在一次加荷下的 σ - ϵ 关系是混凝土最基本的力学性能之一,是对结构进行理论分析的基础,通常采用高宽比 $h/b=3\sim 4$ 的棱柱体试件来测定混凝土受压时的 σ - ϵ 关系,关系曲线如图 2-5 所示。曲线分为上升段、下降段两部分。

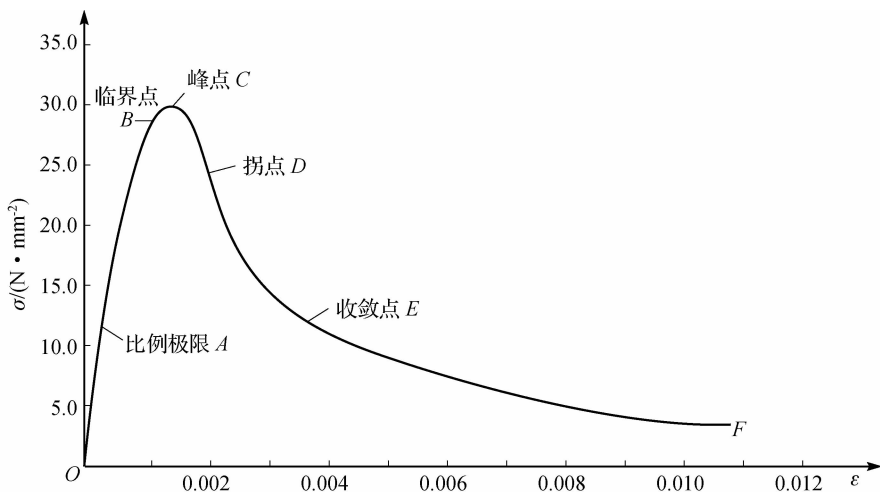


图 2-5 混凝土受压时的 σ - ϵ 关系曲线

(1) 上升段 OC 。上升段 OC 又可分为以下三个阶段。

① OA 段 ($\sigma \leq 0.3f_c$)。此阶段混凝土处于弹性工作阶段, σ - ϵ 为线性关系, A 点为比例极限。此阶段可将混凝土视为理想的弹性体, 其内部的微裂缝尚未发展, 水泥凝胶体的黏性流动很小, 主要是集料和水泥石受压后的弹性变形。

② AB 段 ($0.3f_c < \sigma \leq 0.8f_c$)。此阶段混凝土塑性变形增大, 曲线弯曲, 应变增长比应力增长速度快, 内部的微裂缝开始发展但仍处于稳定状态。

③ BC 段 ($0.8f_c < \sigma \leq f_c$)。此阶段塑性变形急剧增大, 裂缝发展进入不稳定阶段。 C 点的应力达到峰值, 即轴心抗压强度 f_c , 此时所对应的应变 ϵ_0 称为峰值应变, 其值在 $0.0015 \sim 0.0025$ 间波动, 常取 $\epsilon_0 = 0.002$ 。

(2) 下降段 CD 。曲线过 C 点以后进入下降段。试件的承载力随应变的增加而降低, 试件表面出现纵向裂缝, 试件宏观上已经被破坏, 但依靠集料间的咬合力及摩擦力, 块体还能承受一定荷载。在应变达到 $0.004 \sim 0.006$ 时, 应力下降减缓, 之后趋向于稳定的残余应力。

由图可以看出, 混凝土的 σ - ϵ 关系不是直线, 这说明它不是弹性材料, 而是弹塑性材料。实验表明, 随着混凝土强度等级的提高, 混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} 却明显减小, 说明混凝土强度越高, 其脆性越明显, 延性也就越差。

《规范》规定, 对于非均匀受压时的中低强度混凝土, 其极限压应变 ϵ_{cu} 取 0.0033 。混凝土受拉时的 σ - ϵ 曲线的形状与受压时相似, 只是其峰值、应力及极限拉应变均较受压时小得多, 对应于 f_t 的极限拉应变可取 $\epsilon_{cu} = 0.00015$ 。

2) 混凝土的弹性模量和变形模量

(1) 弹性模量。在结构计算中, 当计算钢筋混凝土构件的变形、预应力混凝土构件的截面预压应力值, 其结构由于温度变化、支座沉降产生内力时, 都需用混凝土的弹性模量。

在混凝土 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线上,过原点 O 作切线(见图 2-6),该切线的斜率称为原点的弹性模量,即混凝土的弹性模量,用 E_c 表示。

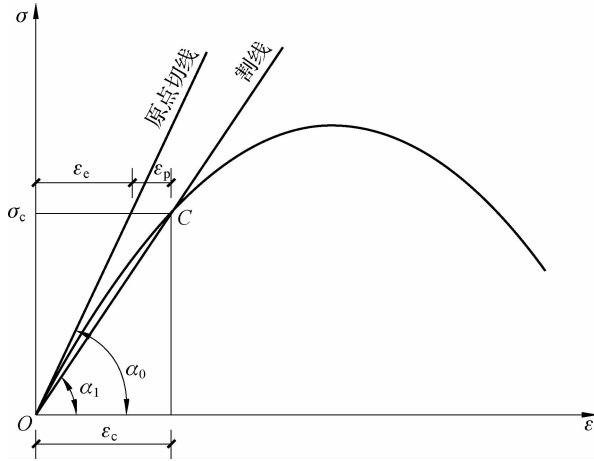


图 2-6 混凝土的弹性模量及变形模量的表示方法

$$E_c = \tan \alpha_0 \tag{2-3}$$

式中, α_0 为混凝土 $\sigma-\epsilon$ 曲线在原点处的切线与横坐标的夹角。

在混凝土一次短期加荷的 $\sigma-\epsilon$ 曲线上作原点的切线,求得的 E_c 是不准确的。根据重复荷载作用下混凝土 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线的特点,可以比较容易地找到混凝土的弹性模量。

根据试验结果分析,混凝土的弹性模量与立方体抗压强度有关。《规范》规定,混凝土的弹性模量为

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \tag{2-4}$$

《规范》给出不同强度等级混凝土的弹性模量,见表 2-1。

表 2-1 混凝土强度标准值、设计值和弹性模量

单位: N/mm^2

强度种类与弹性模量		混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
强度标准值	轴心抗压 f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
	轴心抗拉 f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.2	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11
强度设计值	轴心抗压 f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
	轴心抗拉 f_t	0.91	1.1	1.27	1.43	1.57	1.71	1.8	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22
弹性模量 $E_c / (\times 10^4)$		2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

混凝土受拉时的 σ - ϵ 曲线与受压时相似,所以在计算中,受拉弹性模量与受压弹性模量可取为相同值。

(2)变形模量(或割线模量)。当混凝土压应力 σ 较大(超过 $0.5f_c$)时,弹性模量 E_c 已不能反映这时的 σ 和 ϵ 的关系,为此,要用到变形模量的概念。

在图 2-6 中,连接原点 O 与 σ - ϵ 曲线上任一点 C 的割线的斜率,称为混凝土的变形模量或割线模量,用 E'_c 表示。

$$E'_c = \tan \alpha_1 = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \quad (2-5)$$

式中, ϵ_c 为混凝土应力为 σ_c 时的总应变,即 $\epsilon_c = \epsilon_e + \epsilon_p$, ϵ_e 为混凝土的弹性应变, ϵ_p 为混凝土的塑性应变。

混凝土的弹性模量与变形模量的关系为

$$E'_c = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_c} E_c = \nu E_c \quad (2-6)$$

式中, ν 为混凝土受压时的弹性系数,等于混凝土弹性应变与总应变之比。当应力较小时,混凝土处于弹性阶段,可取 $\nu=1$;应力增大,混凝土处于弹塑性阶段, $\nu < 1$;当应力接近 f_c 时, $\nu=0.4 \sim 0.7$ 。

2. 混凝土在多次重复荷载作用下的变形性能

某些钢筋混凝土构件(如工业厂房的吊车梁),在使用过程中会受到多次重复荷载的作用。在重复荷载作用下,混凝土的强度和变形性能都有重要变化。

对棱柱体混凝土试件进行一次短期加荷,应力达到 A 点时,卸载至零,曲线为 OAB ,如图 2-7(a)所示。如停留一段时间,变形会恢复一部分到达 B' 点,恢复变形 BB' 称为弹性后效,而应变 $B'O$ 不能恢复,称为残余应变。

对棱柱体试件经多次加载、卸载,当加载的应力 σ_1 小于混凝土的疲劳强度时, σ - ϵ 曲线越来越闭合,最终闭合为一直线[见图 2-7(b)],此直线和混凝土一次短期加载 σ - ϵ 曲线原点的切线平行,直线的斜率即混凝土的弹性模量,实际中采用此方法来测定混凝土的弹性模量;当应力超过疲劳强度时,在重复荷载作用下曲线由凸向应力轴变为凹向应力轴,曲线不再形成环状[见图 2-7(c)],这表明混凝土即将被破坏。混凝土由于荷载重复作用而引起的破坏称为疲劳破坏。根据试验研究,混凝土的疲劳强度值用混凝土强度乘以相应的疲劳强度修正系数确定,具体参见《规范》。

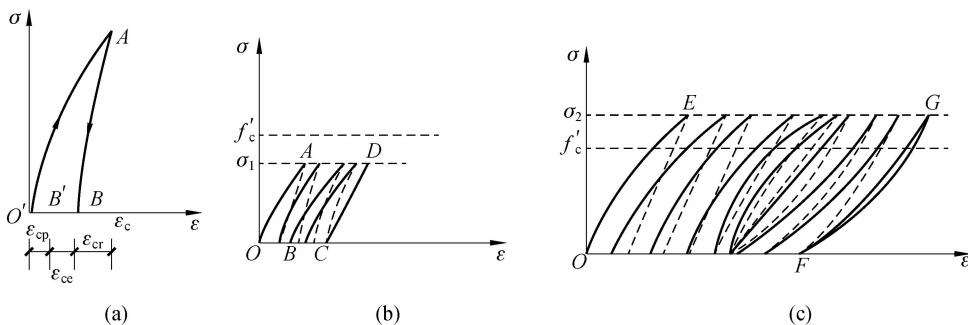


图 2-7 混凝土在重复荷载作用下的 σ - ϵ 曲线

3. 混凝土在长期荷载作用下的变形——徐变

混凝土在不变荷载的长期作用下,其应变随时间继续增长的现象称为混凝土的徐变。图 2-8 所示为混凝土棱柱体试件加载至 $\sigma=0.5f_c$ 后维持荷载不变测得的徐变与时间的关系曲线。图中 ϵ_{ce} 是在加载瞬间所产生的变形,称为瞬时应变, ϵ_{cr} 为随时间增长的混凝土的徐变应变。

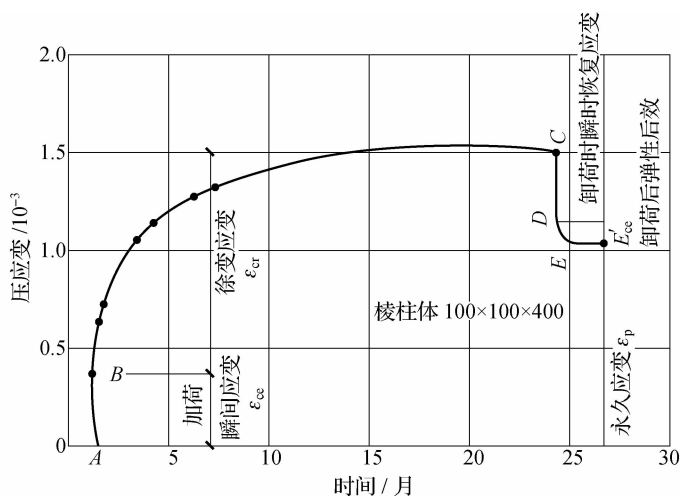


图 2-8 混凝土的徐变-时间关系曲线

在大多数情况下,混凝土的徐变对钢筋混凝土结构的影响是不利的,徐变会使构件的变形大大增加。对于长细比较大的偏心受压构件,徐变会使偏心距增大而降低构件的承载力;在预应力混凝土构件中,徐变会造成预应力损失,尤其是构件长期处于高应力状态下时,对结构的安全不利,徐变的急剧增加会导致混凝土的最终破坏。徐变对结构的有利影响包括会使结构或结构构件产生内力重分布,降低截面上的应力集中,可减小温度或结构支承的不均匀沉降所引起的应力。

产生徐变的原因目前研究得尚不够充分。一般认为,产生的原因有两方面:一是在应力不太大时($\sigma < 0.5f_c$),由于混凝土中一部分尚未形成结晶体的水泥凝胶体的黏性流动而产生的塑性变形;二是在应力较大时($\sigma \geq 0.5f_c$),由于混凝土内部微裂缝在荷载作用下不断发展和增加而导致应变的增加。

影响混凝土徐变的因素有如下几个。

- (1) 应力的大小是最主要的因素,应力越大,徐变也越大。
- (2) 水泥用量越多,水胶比越大,徐变越大。
- (3) 养护温度越高、湿度越大、时间越长,则徐变越小。
- (4) 加载时混凝土的龄期越短徐变越大。加强养护使混凝土尽早结硬或采用蒸汽养护可减小徐变。
- (5) 材料质量和级配越好,弹性模量越高,则徐变越小。
- (6) 与水泥的品种有关,普通硅酸盐水泥的混凝土较矿渣水泥、火山灰水泥的混凝土徐变相对要大。

4. 混凝土的体积变形

混凝土的体积变形主要是指混凝土的收缩与膨胀。混凝土在空气中硬结时体积减小的现象称为收缩。当混凝土在水中硬结时,其体积略有膨胀。一般来说,混凝土的收缩值比膨胀值大得多。

混凝土的收缩随时间的增长而增长,第一年可完成一半左右,两年后趋于稳定。对钢筋混凝土构件来讲,收缩是不利的,会使混凝土中产生拉应力,进而导致构件开裂。而预应力混凝土结构的收缩将导致预应力损失,降低构件的抗裂能力。

试验表明,混凝土的收缩与下列因素有关:水泥用量越多,水胶比越大,收缩越大;集料的弹性模量大,则收缩小;在结硬过程中,养护条件好,则收缩小;使用环境湿度越大,收缩越小。

2.1.3 混凝土的设计指标

在钢筋混凝土结构中,混凝土的轴心抗压强度是进行受弯构件、受压构件承载力计算时的设计指标;混凝土的轴心抗拉强度是计算钢筋混凝土及预应力混凝土构件的抗裂度和裂缝宽度以及构件斜截面受剪承载力、受扭承载力时的主要强度指标。

在进行钢筋混凝土构件变形验算和预应力混凝土构件设计时,需要用到混凝土的弹性模量。各种强度等级的混凝土的强度标准值、强度设计值以及弹性模量见表 2-1。

2.1.4 混凝土结构的耐久性

混凝土结构的耐久性是指混凝土在规定的使用年限内,在各种环境条件下,抵抗各种破坏因素的作用,并长期保持强度和外观完整性的能力。混凝土结构应符合有关耐久性的规定,以保证其在化学的、生物的以及其他使结构材料性能恶化的各种侵蚀作用下,达到预期的耐久年限。但是由于混凝土表面暴露在大气中,特别是长期受到外界不良气候环境的影响及有害物质的侵蚀,随时间的增长混凝土会出现开裂、炭化、剥落等现象,钢筋也会被锈蚀,使材料的耐久性降低。因此,混凝土结构应根据所处的环境类别、结构的重要性和使用年限满足《规范》规定的有关耐久性要求。

影响混凝土材料耐久性的最重要因素是结构的使用环境。混凝土结构的环境类别及条件见表 2-2。

表 2-2 混凝土结构的环境类别及条件

环境类别	条 件
一	室内干燥环境;无侵蚀性静水浸没环境
二	a 室内潮湿环境;非严寒和非寒冷地区的露天环境;非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境;严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
	b 干湿交替环境;水位频繁变动环境;严寒和寒冷地区的露天环境;严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境

续表

环境类别	条 件	
三	a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境;受除冰盐影响环境;海风环境
	b	盐渍土环境;受除冰盐作用环境;海岸环境
四	海水环境	
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境	

注1:室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境。

注2:严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》(GB 50176—1993)的有关规定。

注3:海岸环境和海风环境应根据当地情况,考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响,由调查研究和工程经验确定。

注4:受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境;受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液喷射时的环境及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑。

注5:暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

影响混凝土材料耐久性的另一重要因素是混凝土的质量。控制水胶比,减小渗透性,提高混凝土的强度等级,增加混凝土的密实性,以及控制混凝土中氯离子和碱的含量等,对于提高混凝土的耐久性都有非常重要的作用。

对于设计使用年限为50年的一般结构,混凝土质量应符合表2-3的规定。

表2-3 一般结构耐久性对混凝土质量的要求

环境类别	最大水胶比	混凝土强度等级不小于	最大氯离子含量/%	最大碱含量/ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
一	0.60	C20	0.3	不限制
二	a	C25	0.2	3.0
	b	C30 (C25)	0.15	3.0
三	a	C35 (C30)	0.15	3.0
	b	C40	0.10	3.0

注1:氯离子含量是指其占胶凝材料总量的百分比。

注2:预应力构件混凝土中的氯离子含量不得超过0.06%,其最低混凝土强度等级应按表中规定的提高两个等级。

注3:素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松。

注4:有可靠工程经验时,二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级。

注5:处于严寒和寒冷地区二、三、a类环境中的混凝土应使用引气剂,并可采用括号中的有关参数。

注6:当使用非碱活性集料时,对混凝土中的碱含量可不作限制。

其他环境类别和使用年限的混凝土结构,其耐久性要求应符合有关标准的规定。

2.2 钢 筋

2.2.1 钢筋的种类

目前,我国钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构中采用的钢筋,按生产加工工艺的不同,可分为热轧钢筋、中强度钢丝和钢绞线等。

《规范》规定,在钢筋混凝土结构中使用的钢筋为热轧钢筋。热轧钢筋由低碳钢、普通低合金钢在高温状态下轧制而成,按强度的不同可分为以下几种级别。

(1)HPB300级,用符号 Φ 表示,为热轧光圆钢筋。

(2)HRB335级,用符号 Φ 表示,为热轧带肋钢筋;HRBF335级,用符号 Φ^E 表示,为细晶粒热轧带肋钢筋。

(3)HRB400级,用符号 Φ 表示,为热轧带肋钢筋;HRBF400级,用符号 Φ^E 表示,为细晶粒热轧带肋钢筋;RRB400级,用符号 Φ^E 表示,为余热处理带肋钢筋。

(4)HRB500级,用符号 Φ 表示,为热轧带肋钢筋;HRBF500级,用符号 Φ^E 表示,为细晶粒热轧带肋钢筋。

钢丝的直径一般较小,常用的为5~9 mm。国产用于房屋建筑的钢丝包括消除应力钢丝、中强度预应力钢丝、钢绞线三种。钢丝用于预应力混凝土结构。

在混凝土结构中使用的钢筋,按外形可分为光面钢筋和变形钢筋两类,钢筋的形式如图2-9所示。光面钢筋俗称“圆钢”,光面钢筋的截面呈圆形,其表面光滑,无凸起的花纹;变形钢筋也称带肋钢筋,是在钢筋表面轧成肋纹而制成的,如月牙纹或人字纹。通常光面钢筋的直径不小于6 mm,变形钢筋的直径不小于10 mm。

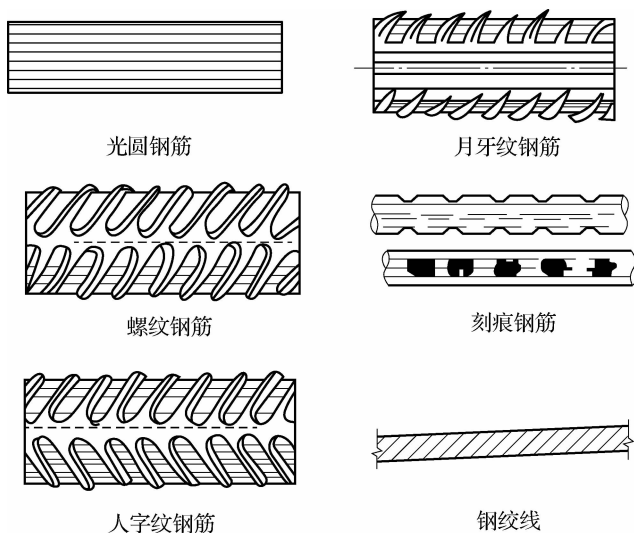


图 2-9 钢筋的形式

2.2.2 钢筋的力学性能

1. 钢筋的应力-应变曲线

钢筋按其力学性能的不同,可分为有明显屈服点的钢筋和没有明显屈服点的钢筋两大类。有明显屈服点的钢筋常称作软钢,在工程中常用的热轧钢筋就属于软钢;没有明显屈服点的钢筋则称作硬钢,消除应力钢丝、刻痕钢丝、钢绞线就属于硬钢。

图 2-10 所示是有明显屈服点的钢筋通过拉伸试验得到的典型的 σ - ϵ 关系曲线。由图可知,软钢从加载到拉断有五个阶段。

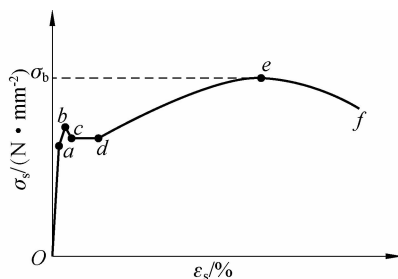


图 2-10 有明显屈服点钢筋的 σ - ϵ 曲线

(1)在 Oa 阶段,应力 σ 与应变 ϵ 成正比关系, a 点对应的应力称为比例极限,该阶段为弹性阶段。

(2)在 ab 阶段,应变 ϵ 增长速度比应力 σ 略快, σ - ϵ 不再成正比,钢筋产生较大的塑性变形,表现出弹塑体的性质,该阶段为弹塑性阶段。

(3)在 bd 阶段,曲线到达 b 点后,钢筋开始进入屈服,该点称为屈服上限, c 点称为屈服下限,屈服上限为开始进入屈服阶段时的应力,呈不稳定状态;到达屈服下限时,应变增长,应力基本不变,比较稳定,所对应的钢筋应力则称为“屈服强度”。此后应力基本不增加而应变急剧增长,曲线大致呈水平状态到 d 点, c 点到 d 点的水平距离称为屈服台阶,该阶段为屈服阶段。

(4)在 de 阶段,过 d 点以后,曲线又开始上升,即应力又随应变的增加而增加,直至达到最高点 e ,此阶段称为强化阶段, e 点所对应的应力称为钢筋的极限抗拉强度 σ_b 。

(5)在 ef 阶段,过 e 点后,钢筋的薄弱处断面显著缩小,试件出现颈缩现象,当达到 f 点时,试件被拉断,该阶段称为破坏阶段。

对于有明显屈服点的钢筋,钢筋达到屈服时将产生很大的塑性变形,使钢筋混凝土构件出现很大的变形及过宽的裂缝,以至于不能满足正常的使用要求。所以在钢筋混凝土结构构件计算时,对于有明显屈服点的钢筋,取其屈服强度作为结构设计的强度指标。各种级别钢筋的强度标准值、设计值和弹性模量见表 2-4。

表 2-4 各种级别钢筋的强度标准值、设计值和弹性模量

单位: N/mm^2

种类	符号	公称直径 d/mm	抗拉强度 设计值 f_y	抗压强度 设计值 f'_y	屈服强度标准值 f_{yk}	弹性模量 E_s
HPB300	ϕ	6~22	270	270	300	2.1×10^5
HRB335 HRBF335	Φ Φ^F	6~50	300	300	335	2.0×10^5
HRB400 HRBF400 RRB400	Φ Φ^F Φ^R	6~50	360	360	400	2.0×10^5
HRB500 HRBF500	Φ Φ^F	6~50	435	410	500	2.0×10^5

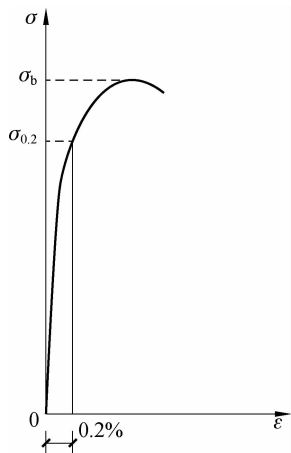


图 2-11 无明显屈服点钢筋的 σ - ε 曲线

无明显屈服点的硬钢的 σ - ε 曲线如图 2-11 所示,硬钢没有明显的屈服台阶,钢筋的强度很高,但变形很小,脆性也大。对于无明显屈服点的钢筋,设计时一般取残余应变为 0.2% 时的应力作为假想的屈服强度,称为条件屈服强度,用 $\sigma_{0.2}$ 表示,其值相当于极限抗拉强度 σ_b 的 0.85 倍。但由于条件屈服强度不易测定,故对无明显屈服点的钢筋,极限抗拉强度 σ_b 就成为钢筋检验时唯一的强度指标。《规范》规定,对消除应力钢丝、中强度的预应力钢丝和钢绞线,其条件屈服强度取用极限抗拉强度 σ_b 的 0.85 倍。

2. 钢筋的塑性性能

建筑结构中,钢筋除了要有足够的强度外,还应具有一定的塑性变形能力。伸长率和冷弯性能是反映钢筋塑性性能的基本指标。

伸长率是指规定标距(如 $l_1 = 5d$ 或 $l_1 = 10d$, d 为钢筋直径)的钢筋试件做拉伸试验时,拉断后的伸长值与拉伸前的原长之比,用 δ_5 、 δ_{10} 表示。

$$\delta = \frac{l_2 - l_1}{l_1} \times 100\% \quad (2-7)$$

式中, δ 为伸长率(%); l_1 为试件受力前的标距长度(mm); l_2 为试件拉断后的标距长度(mm)。

伸长率越大,钢筋的塑性性能越好,拉断前有明显的预兆。伸长率小的钢筋塑性差,其破坏突然发生,呈脆性。软钢的伸长率较大,而硬钢的伸长率很小。

冷弯是将钢筋围绕规定直径为 D 的钢辊进行弯曲,要求弯到规定的冷弯角度 α 时,钢筋的表面不出现裂缝、分层、起皮或断裂即为合格,如图 2-12 所示。冷弯试验的两个参数是弯心直径和冷弯角度,当钢筋直径 $d \leq 25$ mm 时,Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级钢筋的弯心直径分别为 d 、 $3d$ 和 $3d$,冷弯角度分别为 180° 、 180° 、 90° 。弯心直径越小,冷弯角度越大,钢筋的冷弯性能越好。冷弯试验是检验钢筋韧性和材质均匀性的有效手段,可以间接反映钢筋的塑性性能和内在质量。

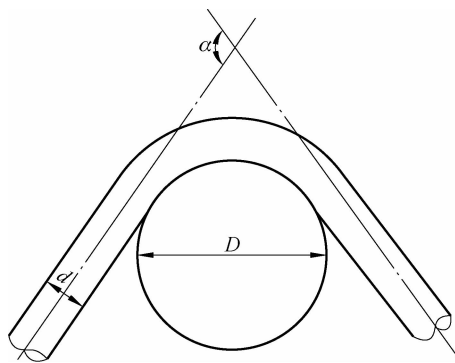


图 2-12 钢筋的冷弯试验

α —冷弯角度; D —辊轴直径; d —钢筋直径

2.2.3 钢筋的设计指标

《规范》规定,钢筋的强度标准值应具有不小于95%的保证率。热轧钢筋的强度标准值根据屈服强度确定;预应力钢绞线、钢丝和热处理钢筋的强度标准值根据极限抗拉强度确定。普通钢筋的强度标准值、设计值和弹性模量按表2-4取用;预应力钢筋的强度标准值、强度设计值和钢筋的弹性模量按表2-5取用。

表 2-5 预应力钢筋强度标准值、设计值和弹性模量 单位: N/mm²

种 类	符号	公称直径 d/mm	屈服强度 标准值 f_{ptk}	抗拉强度 设计值 f_{py}	抗压强度 设计值 f'_{py}	弹性模量 E_s	
钢绞线	1×3 (三股)	8.6、10.8、 12.9	1 570	1 110	390	1.95×10^5	
			1 860	1 320			
			1 960	1 390			
	Φ^S	9.5、12.7、 15.2、17.8	1 720	1 220	390		
			1 860	1 320			
			1 960	1 390			
		21.6	1 860	1 320			
消除应力 钢丝	光面 螺旋肋	5	1 570	1 110	410	2.05×10^5	
			1 860	1 320			
		7	1 570	1 110	410		
			1 470	1 040			
		9	1 570	1 110			
中强度预 应力钢丝	光面 螺纹肋	5、7、9	800	510	410	2.05×10^5	
			Φ^{PM}	970			650
			Φ^{HM}	1 270			810
预应力螺 纹钢筋	螺纹	18、25、32、 40、50	980	650	410	2.0×10^5	
			Φ^{T}	1 080			770
				1 230			900

2.2.4 钢筋混凝土结构对钢筋性能的要求

钢筋混凝土结构对钢筋的性能要求主要是强度高、塑性好、可焊性好、与混凝土的黏结好。

(1)强度高。选用强度高的钢筋,则钢筋的用量少,可以节约钢材,提高经济效益。尤其在预应力混凝土结构中,可以充分发挥高强度钢筋的优势。提高钢筋强度的方法,一是改变钢材的化学成分,二是对钢筋进行冷加工。但使用冷拔和冷拉钢筋时应注意要符合专门规

范的规定。

(2)塑性好。要求钢筋有一定的塑性是为了使钢筋在断裂前能有足够的变形,给人以破坏的预兆,保证钢筋混凝土构件能表现出良好的延性。在用于工程前,应检验钢筋屈服强度、极限抗拉强度、伸长率和冷弯性能等四项指标是否合格。钢筋的伸长率和冷弯性能是施工单位验收钢筋是否合格的主要指标。

(3)可焊性好。由于加工运输的要求,除直径较细的钢筋外,一般钢筋都是直条供应的。因长度有限,所以在施工中需要将钢筋接长以满足需要。目前钢筋接长最常用的办法就是焊接,所以要求钢筋具有较好的可焊性,以保证钢筋焊接接头的质量。可焊性好,即要求在一定的工艺条件下钢筋焊接后不会产生裂纹及过大的变形。

(4)与混凝土的黏结好。钢筋与混凝土之间的黏结力是二者共同工作的基础,钢筋的表面形状是影响黏结力的重要因素。为了加强钢筋和混凝土的黏结锚固性能,除了强度较低的HPB300级钢筋做成光面钢筋(常作为箍筋、构造钢筋)以外,HRB335级、HRB400级、RRB400级和HRB500级钢筋的表面都轧成带肋的变形钢筋(多作为钢筋混凝土构件的受力筋)。

2.3 钢筋与混凝土的黏结

2.3.1 黏结的作用及产生原因

钢筋与混凝土这两种力学性能完全不同的材料之所以能够在一起共同工作,除了二者具有相近的温度的线膨胀系数及混凝土对钢筋具有保护作用以外,基本前提是两者间具有足够的黏结强度,能够承受由于变形差(相对滑移)沿钢筋与混凝土接触面上产生的剪应力,通常把这种剪应力称为黏结应力,黏结强度则指黏结失效(钢筋被拔出或混凝土被劈裂)时的最大平均黏结应力。通过黏结应力来传递两者间的应力,使钢筋与混凝土共同受力,协调变形。

试验表明,钢筋与混凝土之间产生黏结作用主要有以下三方面的原因。

(1)化学胶结力。水泥浆凝结时产生化学作用,使钢筋与混凝土之间的接触面上产生化学吸附作用力。

(2)摩擦力。混凝土收缩将钢筋紧紧握裹,当两者出现滑移时,在接触面上将出现摩擦力。接触面越粗糙,摩擦力越大。

(3)机械咬合力。钢筋的表面凹凸不平,与混凝土之间可产生机械咬合力,其值占总黏结力的一半以上。

在这三种黏结力中化学胶结力一般很小,光面钢筋的黏结力以摩擦力为主,变形钢筋则以机械咬合力为主。

2.3.2 影响黏结强度的因素

影响钢筋与混凝土之间黏结强度的主要因素有以下几点。

(1)混凝土的强度。混凝土的强度等级越高,黏结强度越大,但不成正比。

(2)钢筋的外观特征。变形钢筋由于表面凹凸不平,其黏结强度高于光面钢筋。

(3)保护层厚度及钢筋的净距。如果钢筋外围的混凝土保护层厚度太小,会使外围混凝

土产生劈裂裂缝,降低黏结强度,导致钢筋被拔出。所以在构造上必须保证一定的混凝土保护层厚度和钢筋净距。

(4)浇筑位置。混凝土浇筑深度超过 300 mm 时,由于混凝土的泌水下沉,气泡逸出,与顶部的水平钢筋之间产生空隙层,从而削弱了钢筋与混凝土之间的黏结作用。

(5)横向配筋及横向压力。横向钢筋的配置可延缓裂缝的发展,侧向压力(如在梁的支承区的下部)将进一步提高混凝土对钢筋的握裹作用。

2.3.3 保证钢筋与混凝土黏结的措施

为使钢筋与混凝土之间有足够的黏结强度,《规范》采用规定的混凝土保护层厚度、钢筋的净距、锚固长度和钢筋的搭接长度等构造措施,在设计和施工时必须严格遵守相应的规定。

1. 钢筋的锚固长度

为了避免纵向钢筋在受力过程中产生滑移,甚至从混凝土中拔出而造成锚固破坏,纵向受力钢筋必须伸过其受力截面一定长度,这个长度称为锚固长度。

受拉钢筋的锚固长度又称为基本锚固长度,用 l_{ab} 表示。当在计算中充分利用钢筋的抗拉强度时,受拉钢筋的基本锚固长度 l_{ab} 按式(2-8)计算。

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (2-8)$$

式中, l_{ab} 为受拉钢筋的基本锚固长度(mm); f_y 为钢筋的抗拉强度设计值(N/mm²); f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值(N/mm²),当混凝土强度等级高于 C60 时,按 C60 取用; d 为锚固钢筋的直径(mm); α 为钢筋的外形系数,按表 2-6 取用。

表 2-6 钢筋的外形系数 α

钢筋类型	光面钢筋	带肋钢筋	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
α	0.16	0.14	0.13	0.16	0.17

注:光面钢筋是指 HPB300 级钢筋,其末端应做 180°弯钩,弯后平直段长度不应小于 3d,但作为受压钢筋时可不作弯钩。

受拉钢筋的锚固长度应根据锚固条件按式(2-9)计算,且不应小于 200 mm。

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (2-9)$$

式中, l_a 为受拉钢筋的锚固长度(mm); ζ_a 为锚固长度修正系数,当多于一项时可按连乘计算,但不应小于 0.6,不同情况按下列规定取用。

(1)当带肋钢筋的公称直径大于 25 mm 时,其锚固长度修正系数取 1.10。

(2)环氧树脂涂层带肋钢筋的锚固长度修正系数取 1.25。

(3)施工过程中易受扰动(如滑模施工)时,锚固长度修正系数取 1.10。

(4)当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时,修正系数取设计计算面积与实际配筋面积的比值,但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件,不应考虑此项修正。

(5)锚固钢筋的混凝土保护层厚度为 3d 时修正系数可取 0.8,保护层厚度为 5d 时修正系数可取 0.7,中间按内插取值。

为减小钢筋的锚固长度,可在纵向受拉钢筋的末端采用图 2-13 所示的弯钩和附加机械锚固措施,采用弯钩和附加机械锚固措施后的锚固长度(包括附加锚固端头在内)可取基本锚固长度 l_{ab} 的 0.6 倍。

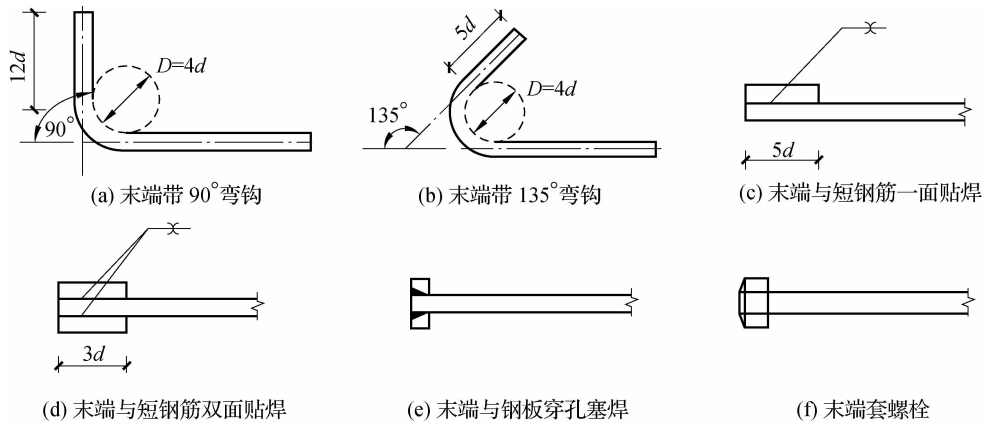


图 2-13 钢筋弯钩与附加机械锚固形式及构造要求

当计算中充分利用钢筋的抗压强度时,受压钢筋的锚固长度不应小于受拉钢筋锚固长度的 0.7 倍,附加机械锚固措施不得用于受压钢筋。

2. 钢筋的搭接长度

钢筋在构件中往往因长度不够需在受力较小处进行钢筋的连接。当需要采用施工缝或后浇带等构造措施时,也需要连接。钢筋连接接头的形式可采用绑扎搭接、机械连接(锥螺纹套筒、钢套筒挤压连接等)或焊接。《规范》规定,轴心受拉及小偏心受拉构件的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接接头;其他构件中的钢筋采用绑扎搭接时,受拉钢筋直径不宜大于 25 mm,受压钢筋直径不宜大于 28 mm。

对于绑扎搭接接头,应满足下列构造要求:同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜相互错开;钢筋绑扎搭接接头的区段长度为 1.3 倍搭接长度,凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段,如图 2-14 所示。位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率(该区段内有搭接接头的纵向受力钢筋截面面积与全部纵向受力钢筋截面面积之比),对于梁类、板类及墙类构件,不宜大于 25%;对于柱类构件,不宜大于 50%。当工程中确有必要增大受拉钢筋搭接接头面积百分率时,梁类构件不应大于 50%;板类、墙类及柱类构件,可根据实际情况放宽。

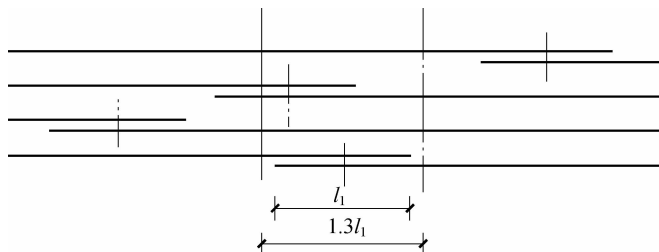


图 2-14 同一连接区段内的纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度 l_1 , 应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按式(2-10)计算, 且在任何情况下均不应小于 300 mm。

$$l_1 = \zeta_1 l_a \quad (2-10)$$

式中, l_1 为纵向受拉钢筋的搭接长度(mm); l_a 为受拉钢筋的锚固长度(mm), 按式(2-9)计算; ζ_1 为受拉钢筋搭接长度的修正系数, 按表 2-8 取用。

表 2-8 受拉钢筋搭接长度的修正系数

纵向钢筋搭接接头面积百分率/%	≤ 25	50	100
ζ_1	1.2	1.4	1.6

构件中的受压钢筋采用搭接连接时, 其搭接长度不应小于按式(2-10)计算的受拉钢筋搭接长度的 0.7 倍, 且在任何情况下均不应小于 200 mm。

直径大于 28 mm 的受拉钢筋和直径大于 32 mm 的受压钢筋宜采用机械连接接头, 且接头位置宜相互错开, 并设在结构受力较小处。当钢筋机械连接接头位于不大于 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径) 的范围内时, 应视为处于同一连接区段内。在受力较大处, 位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋的机械连接接头面积百分率不宜大于 50%。

受力钢筋也可采用焊接接头, 纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。当钢筋的焊接接头位于不大于 $35d$ 且不小于 500 mm 的长度范围内时, 应视为位于同一连接区段内。位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋的焊接接头面积百分率应符合下列要求: 受拉钢筋接头不应大于 50%, 受压钢筋的接头面积百分率可不作限制。

3. 钢筋的弯钩

光面钢筋的黏结性能较差, 故除直径 12 mm 以下的受压钢筋及焊接网或焊接骨架中的光面钢筋外, 其余光面钢筋的末端均应设置弯钩, 如图 2-15 所示。



图 2-15 光面钢筋端部的弯钩

模块小结

混凝土的立方体抗压强度是混凝土最基本的强度指标。混凝土的强度等级是按标准试验方法测得的立方体抗压强度标准值来划分的。混凝土的轴心抗压强度和轴心抗拉强度均可由混凝土的立方体抗压强度换算得到。混凝土在三向受压状态下, 由于侧向压力的约束作用, 其抗压强度会大大提高。

混凝土是一种弹塑性材料。混凝土在一次短期荷载作用下的 σ - ϵ 曲线包括上升段和下降段两部分。混凝土在长期不变荷载的作用下, 应变随时间不断增长的现象称为徐变。混凝土的徐变会对结构产生不利影响。

钢筋按其力学性能的不同可分为有明显屈服点的钢筋和无明显屈服点的钢筋, 前者的设计强度取屈服强度, 后者的设计强度取条件屈服强度 $\sigma_{0.2}$ 。

在钢筋混凝土结构中, 对钢筋性能的要求是强度高、塑性好、可焊性好、与混凝土的黏结

锚固性能好。

钢筋和混凝土之间的黏结作用是保证二者能共同工作的主要原因。为使钢筋与混凝土之间有足够的黏结强度,《规范》对钢筋锚固长度和搭接长度等构造措施进行了规定,在设计和施工时必须严格遵守相应的规定。

思考与练习

1. 混凝土的强度等级是如何确定的? 混凝土的基本强度指标有哪些?
2. 混凝土受压时的 σ - ϵ 曲线有何特点?
3. 什么是混凝土的弹性模量? 如何确定?
4. 什么是混凝土的徐变? 影响徐变的主要因素有哪些? 徐变对钢筋混凝土结构有哪些影响?
5. 我国建筑结构用钢筋有哪些种类? 热轧钢筋的级别有哪些?
6. 有明显屈服点钢筋和无明显屈服点钢筋的 σ - ϵ 关系曲线有何不同? 为什么取屈服强度作为钢筋的设计强度?
7. 钢筋混凝土结构对钢筋的性能有哪些要求?
8. 钢筋与混凝土之间的黏结力由哪几部分组成? 影响两者间的黏结强度的主要因素有哪些?
9. 纵向受拉钢筋的锚固长度和搭接长度应如何确定?

● 钢筋混凝土受弯构件

● 学习目标

- (1) 了解受弯构件的一般构造要求,熟知受弯构件中钢筋种类等常识性概念,明确保证受弯构件斜截面受弯承载力的构造要求。
- (2) 掌握受弯构件正截面破坏的三种形态及保证适筋梁的条件。
- (3) 了解双筋截面受弯构件的概念。
- (4) 掌握受弯构件斜截面破坏的三种形态及防止它们破坏的条件。
- (5) 掌握受弯构件设计的一般步骤。
- (6) 能够进行最简单受弯构件的正截面抗弯、斜截面抗剪承载力计算,能够进行最简单受弯构件的变形、裂缝宽度验算。

承受弯矩和剪力作用的构件称为受弯构件。钢筋混凝土梁和板是工程中典型的受弯构件,也是应用最广泛的结构构件。受弯构件的破坏有两种可能:一种是由弯矩作用引起的正截面破坏(破坏截面与构件的纵轴线垂直),另一种是由弯矩和剪力共同作用而引起的斜截面破坏(破坏截面是倾斜的)。受弯构件的设计一般包括正截面受弯承载力计算、斜截面抗剪承载力计算、构件的变形和裂缝宽度验算,同时要满足各种构造要求。

3.1 梁、板的一般构造要求

3.1.1 梁的一般构造要求

1. 梁的截面形式及尺寸

梁常用的截面形式为矩形和 T 形,此外还可做成工字形、L 形、倒 T 形及花篮形等,如图 3-1 所示。

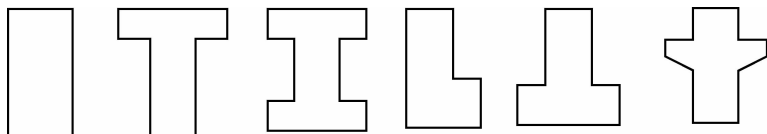


图 3-1 梁的截面形式

梁的截面尺寸应满足强度、刚度及抗裂等方面的要求,同时还应考虑施工上的方便。

对于一般荷载作用下的梁,按刚度条件考虑,其截面高度 h 可按照高跨比 h/l_0 来估计,如简支梁可取 $h/l_0=1/14\sim 1/8$ 。设计时也可参考已有经验。

为了统一模板尺寸和便于施工,常用梁高为 250 mm、300 mm、350 mm、……、750 mm、800 mm,以 50 mm 为模数递增,800 mm 以上则以 100 mm 为模数递增。

梁的截面宽度可由高宽比来确定:一般矩形截面 $h/b=2\sim 3$; T 形截面 $h/b=2.5\sim 4$ (此处 b 为梁肋宽)。

常用梁宽为 120 mm、150 mm、180 mm、200 mm、250 mm,大于 250 mm 后以 50 mm 为模数递增。

2. 梁的支承长度

梁在砖墙或砖柱上的支承长度 a ,应满足梁内纵向受力钢筋在支座处的锚固长度要求,并满足支承处砌体局部受压承载力的要求。当梁高 $h\leq 500$ mm 时, $a\geq 180$ mm;当梁高 $h> 500$ mm 时, $a\geq 370$ mm。当梁支承在钢筋混凝土梁(柱)上时,其支承长度 $a\geq 180$ mm。

3. 梁的配筋

在钢筋混凝土梁中,通常由纵向受力钢筋、弯起钢筋、箍筋及架立钢筋构成钢筋骨架,如图 3-2 所示。当梁的截面高度较大时,还应在梁侧设置构造钢筋及相应的拉筋。

本节主要介绍纵向受力钢筋、架立钢筋和梁侧构造钢筋的有关构造,箍筋及弯起钢筋的构造要求详见 3.3 节。

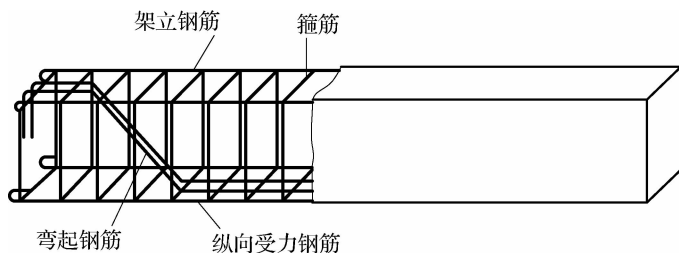


图 3-2 梁的配筋

1) 纵向受力钢筋

在受弯构件中,仅在截面受拉区配置纵向受力钢筋的截面称为单筋截面,同时在截面受拉区和受压区配置纵向受力钢筋的截面称为双筋截面。因此,梁内纵向受力钢筋按其受力不同而有纵向受拉和纵向受压两种钢筋。其作用分别承受由弯矩在梁内产生的拉应力和压应力,纵向受力钢筋的数量应通过计算来确定。

梁中纵向受力钢筋宜采用 HRB400 级、HRBF400 级、HRB500 级、HRBF500 级、HRB335 级以 RRB400 级,常用直径为 12~25 mm,梁底部纵向受力钢筋一般不少于两根,同一构件中钢筋直径的种类不宜多,当有两种不同直径时,钢筋直径相差至少 2 mm,以便在施工中能够用肉眼识别。

为保证钢筋与混凝土之间的黏结力,以及避免因钢筋过密而妨碍混凝土的捣实,梁、板的纵向受力钢筋之间必须留有足够的净间距,如图 3-3 所示。

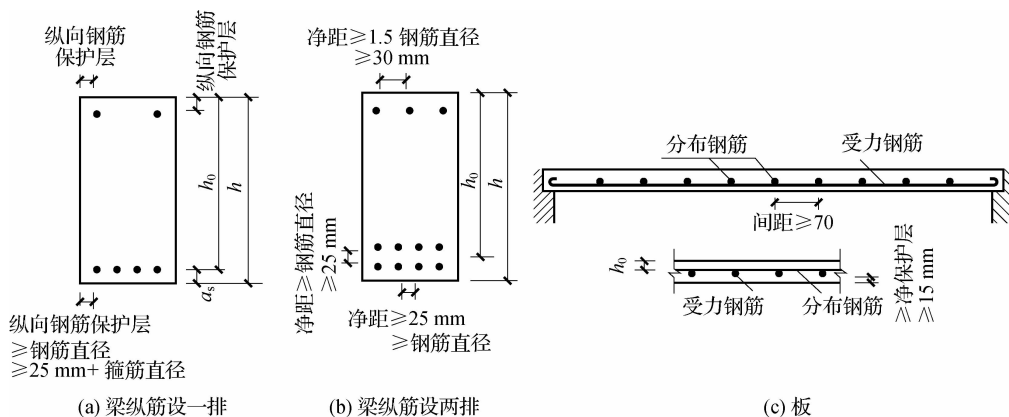


图 3-3 梁、板纵向受力钢筋的间距及有效高度

2) 架立钢筋

无受压钢筋的梁需在其上部配置两根架立钢筋,其作用是固定箍筋的正确位置,并与梁底纵向受拉钢筋形成钢筋骨架。当梁的跨度 $l_0 < 4$ m 时,架立钢筋的直径不宜小于 8 mm;当 $l_0 = 4 \sim 6$ m 时,其直径不宜小于 10 mm;当 $l_0 > 6$ m 时,其直径不宜小于 12 mm。

3) 梁侧构造钢筋

当梁的腹板高度 $h_w \geq 450$ mm 时,在梁的两个侧面设置纵向构造钢筋,用于抵抗由于温度及混凝土收缩应力在梁侧面产生的裂缝,同时与箍筋共同构成网格骨架以利于应力扩散。每侧纵向构造钢筋的截面面积不应小于腹板截面面积 (bh_w) 的 0.1%,其间距不宜大于

200 mm。梁两侧的纵向构造钢筋宜用拉筋联系,拉筋直径与箍筋直径相同,间距常取箍筋间距的两倍,如图 3-4 所示。腹板高度 h_w ,对矩形截面为有效高度;对 T 形和工字形截面取减去上、下翼缘后的腹板净高。

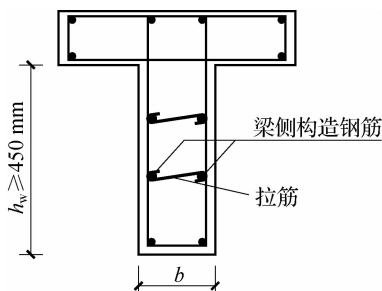


图 3-4 梁侧构造钢筋

3.1.2 板的一般构造要求

1. 板的厚度

板的厚度除满足承载力、刚度和裂缝控制等方面的要求外,还应考虑使用要求、施工要求及经济方面的因素。按刚度要求,现浇板的厚度不应小于表 3-1 规定的数值,板厚一般以 10 mm 为模数。

表 3-1 现浇钢筋混凝土板的最小厚度

单位: mm

板的类型		厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板	面板	50
	肋高	250
悬臂板(根部)	悬臂长度不大于 500 mm	60
	悬臂长度 1 200 mm	100
无梁楼板		150
现浇空心楼盖		200

2. 板的支承长度

现浇板在砖墙上的支承长度一般不小于板厚且不小于 120 mm,且应满足受力钢筋在支座内的锚固长度要求。预制板的支承长度,在砖墙上不宜小于 100 mm,在钢筋混凝土梁上不宜小于 80 mm。

3. 板的配筋

板中通常布置有两种钢筋,即受力钢筋和分布钢筋,其配筋如图 3-5 所示。

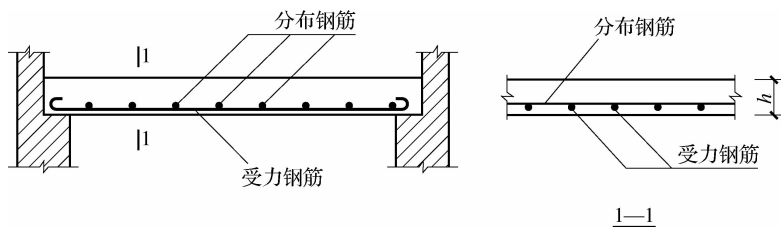


图 3-5 板的配筋

1) 受力钢筋

板中受力钢筋沿板的跨度方向布置在板的受拉区,承担由弯矩产生的拉应力。受力钢筋常采用 HPB300、HRB335 级和 HRB400 级钢筋,常采用的直径为 6 mm、8 mm、10 mm 和 12 mm。其中现浇板的受力钢筋直径不宜小于 8 mm。板中受力钢筋的间距一般为 70~200 mm,当板厚 $h \leq 150$ mm 时,钢筋间距不宜大于 200 mm;当板厚 $h > 150$ mm 时,钢筋间距不宜大于 250 mm,且不宜大于 $1.5h$ 。

2) 分布钢筋

板中的分布钢筋与受力钢筋垂直,并放置于受力钢筋的内侧,其作用是将板上荷载均匀地传递给受力钢筋,在施工中固定受力钢筋的位置,抵抗因温度变化及混凝土收缩而产生的拉应力。分布钢筋可按构造要求配置。《规范》规定,板中单位长度上分布钢筋的配筋面积不小于受力钢筋截面面积的 15%,且配筋率不宜小于 0.15%;其直径不宜小于 6 mm,间距不宜大于 250 mm。当有较大的集中荷载作用于板面时,间距不宜大于 200 mm。

3.1.3 钢筋混凝土保护层厚度及截面的有效高度

为了使钢筋不发生锈蚀,保证钢筋与混凝土间有足够的黏结强度,梁、板中的钢筋表面必须有足够的混凝土保护层。结构构件中钢筋外边缘至构件表面混凝土外边缘的距离,称为混凝土保护层厚度,用 c 表示。

纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应不小于受力钢筋的直径。设计使用年限为 50 年的混凝土结构,最外层钢筋的保护层厚度应不小于表 3-2 中的规定;设计使用年限为 100 年的混凝土结构,最外层钢筋的保护层厚度应不小于表 3-2 中数值的 1.4 倍。

表 3-2 混凝土保护层的最小厚度

单位:mm

环境类别		板、墙、壳	梁、柱、杆
一		15	20
二	a	20	25
	b	25	35
三	a	30	40
	b	40	50

注 1:混凝土强度等级不大于 C25 时,表中保护层厚度数值应增加 5 mm。

注 2:钢筋混凝土基础宜设置混凝土垫层,基础中钢筋的保护层厚度应从垫层顶面算起,且不应小于 40 mm。

在进行截面受弯配筋计算时,要确定梁、板截面的有效高度 h_0 。截面有效高度 h_0 是指受拉钢筋的重心至截面受压边缘的垂直距离,它与受拉钢筋的直径及排数有关,如图 3-4 所示。截面有效高度可表示为

$$h_0 = h - a_s \quad (3-1)$$

式中, h 为截面高度; a_s 为受拉钢筋重心至截面受拉边缘的垂直距离。

根据钢筋净距、混凝土保护层最小厚度以及梁、板常用钢筋的平均直径,对于室内正常环境下的梁、板,当混凝土强度等级大于 C25 时,其有效高度 h_0 可按下式近似确定:对于梁,当受拉钢筋按一排布置时, $h_0 = h - 40$ mm,当受拉钢筋按两排布置时, $h_0 = h - 65$ mm;对于板, $h_0 = h - 20$ mm。

3.2 受弯构件正截面承载力计算

3.2.1 受弯构件正截面的受力特点

1. 受弯构件正截面工作的三个阶段

由于混凝土材料的非匀质性和弹塑性性质,在荷载作用下,钢筋混凝土梁正截面的 σ - ϵ 的变化规律与匀质弹性受弯构件有明显不同。

图 3-6 所示为一配筋适量的正截面受弯承载力的试验梁。试验的目的是研究梁正截面的受力和变形的变化规律,为避免剪力的影响,采用两点对称加荷的简支梁,在两个对称集中荷载之间的区段由于仅有弯矩作用被称为纯弯段,即为我们所要试验观察的区段。

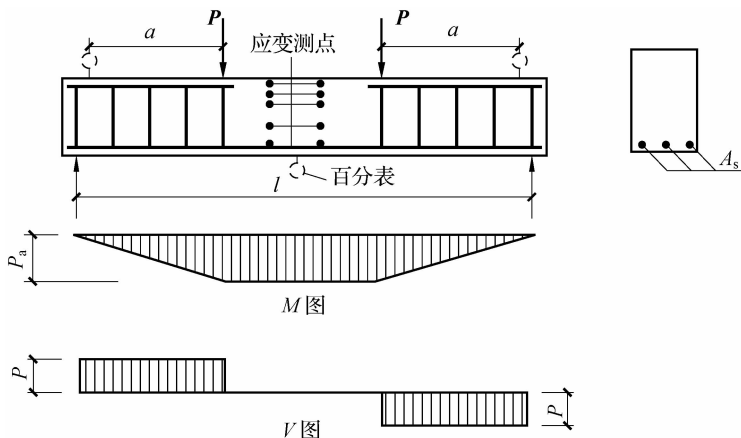


图 3-6 正截面受弯承载力的试验梁

在纯弯段内,沿梁高两侧布置混凝土应变测点,在梁跨中钢筋表面布置钢筋应变测点,同时,在跨中和支座上分别安装百分表以测量跨中的实际挠度。

荷载采用分级施加,每次加荷后即可测出荷载、挠度、应变值,直至梁不能承担荷载而被破坏。通过试验,钢筋混凝土试验梁的弯矩与挠度关系曲线实测结果如图 3-7 所示。图中纵坐标为某一荷载作用下的弯矩 M 相对于梁被破坏时极限弯矩 M_u 的无量纲比值 M/M_u ;

横坐标为梁跨中挠度 f 的实测值。

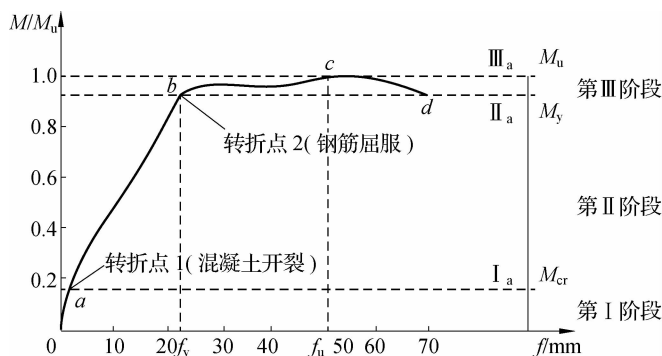


图 3-7 试验梁的 M/M_u-f 关系曲线

从图 3-7 中可看出, M/M_u-f 曲线有两个明显的转折点, 因此可把梁的受力和变形过程划分为三个阶段。第 I 阶段弯矩比较小, 梁没有出现裂缝, 挠度和弯矩关系接近直线变化, 当梁的弯矩达到开裂弯矩 M_{cr} 时, 梁的裂缝即将出现, 标志着第 I 阶段的结束(用 I_a 表示); 当弯矩超过开裂弯矩 M_{cr} 时, 梁出现裂缝, 即进入第 II 阶段, 这个阶段梁是带裂缝工作的。随着裂缝的出现和不断开展, 挠度的增长速度比开裂前快, M/M_u-f 曲线出现了第一个明显转折点。在第 II 阶段过程中, 开裂后受拉区混凝土退出工作, 拉力全部由钢筋承担。钢筋应力将随着弯矩的增加而增大, 当弯矩增加到 M_y 时钢筋屈服, 标志着第 II 阶段的结束(用 II_a 表示); 受拉钢筋的屈服使 M/M_u-f 曲线出现了第二个转折点, 即标志着进入第 III 阶段。此时弯矩增加较小, 裂缝迅速开展, 挠度急剧增加, 钢筋应力维持屈服强度不变, 但其应变却有较大的增长, 当弯矩增加到极限弯矩 M_u 时, 受压区混凝土边缘达到极限压应变, 标志着梁发生破坏(即第 III 阶段末, 用 III_a 表示)。

2. 受弯构件正截面各阶段的应力状态

1) 第 I 阶段(弹性工作阶段)

刚开始加荷时, 由于弯矩很小, 混凝土处于弹性工作阶段, 故截面应力分布呈直线形变化[见图 3-8(a)], 受拉区的拉应力由钢筋与混凝土共同承担。随着荷载的增加, 受拉区混凝土出现塑性特征, 应变较应力增加速度快, 受拉区混凝土的拉应力图形呈曲线分布。当截面受拉区边缘纤维应变达到混凝土极限拉应变 ϵ_{tu} 时, 截面处在即将开裂的极限状态, 即 I_a 状态, 相应的弯矩为开裂弯矩 M_{cr} 。此时, 受压区混凝土的压应力较小, 仍处于弹性阶段, 应力图形呈直线分布, 如图 3-8(b) 所示。

对于不允许出现裂缝的构件, 第 I_a 应力状态将作为其抗裂度验算的依据。

2) 第 II 阶段(带裂缝工作阶段)

当荷载稍有增加时, 在纯弯段受拉区最薄弱截面处出现第一条裂缝, 梁进入带裂缝工作阶段。在裂缝截面处受拉区混凝土退出工作, 其所承担的拉力转移给受拉钢筋承担, 导致钢筋应力突然增大。随着荷载的增加, 裂缝逐渐向上扩展, 中和轴位置也随之上升, 受压区混凝土高度将逐渐减小。受压区混凝土的应力与应变不断增加, 其塑性特征越来越明显, 压应力图形呈曲线分布, 如图 3-8(c) 所示。当荷载增加到使受拉钢筋应力恰好达到屈服强度 f_y 时, 此时即为第 II_a 状态, 相应的弯矩为屈服弯矩 M_y , 如图 3-8(d) 所示。

第 II 阶段的应力状态代表了受弯构件在正常使用时的应力状态,因此使用阶段的裂缝宽度和变形验算以此应力状态为依据。

3) 第 III 阶段(破坏阶段)

对于配筋适量的梁,钢筋应力屈服后,其应力 f_y 不再增加,但钢筋应变 ϵ_s 迅速增大,裂缝开展显著,中和轴迅速上移,导致受压区高度进一步减小,混凝土的压应力和压应变不断增大,受压区混凝土的塑性特征表现得更加充分,压应力曲线趋于丰满,如图 3-8(e)所示。当荷载增加到混凝土受压区边缘纤维压应变达到混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 时,混凝土被压碎甚至崩脱,截面宣告破坏,即达到第 III_a 状态,此时对应的弯矩称为极限弯矩 M_u ,如图 3-8(f)所示。

第 III_a 状态是构件处于正截面破坏的极限状态,其应力状态将作为构件正截面承载力计算的依据。

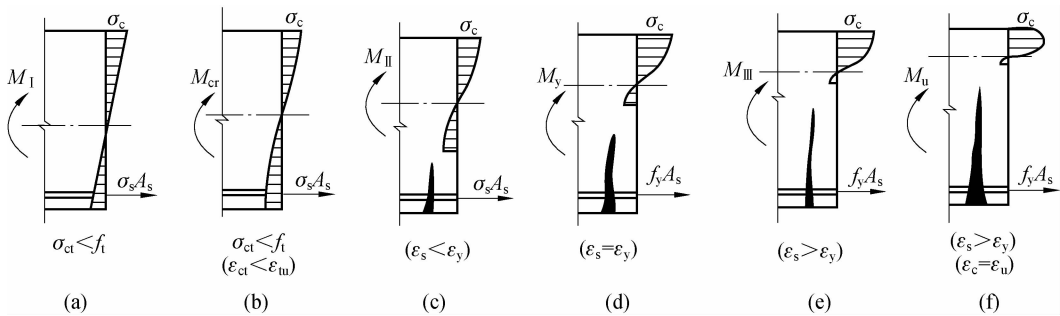


图 3-8 钢筋混凝土梁正截面的三个工作阶段

3. 受弯构件正截面的破坏形式

根据试验研究,受弯构件正截面的破坏形式与纵向受拉钢筋配筋率 ρ 、钢筋和混凝土的强度等级有关。配筋率 $\rho = A_s / bh_0$, 其中 A_s 为纵向受拉钢筋的截面面积, b 为梁的截面宽度, h_0 为梁的截面有效高度。在钢筋级别和混凝土强度等级确定后,梁的破坏形式主要随纵向钢筋配筋率 ρ 的大小而异,一般可分为适筋梁、超筋梁和少筋梁三种破坏形式,如图 3-9 所示。

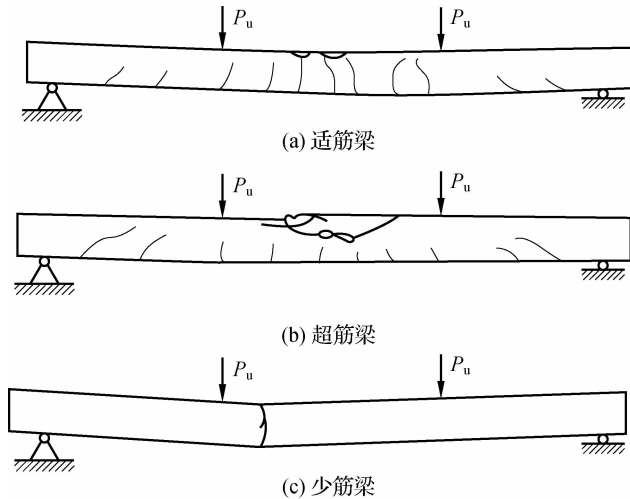


图 3-9 梁的三种破坏形式

1) 适筋梁

适筋梁是指截面受拉钢筋配筋率 ρ 适量的梁。上述试验梁的破坏过程即为适筋梁破坏。其特点是破坏始于纵向受拉钢筋的屈服,钢筋屈服后经过一段过程的变化,受压区混凝土才被压碎,达到极限弯矩 M_u 。在这个变化过程中,梁的裂缝急剧开展和挠度较快增大,出现明显的破坏预兆,这种破坏称为延性破坏。适筋梁受力合理,钢筋与混凝土均能充分发挥作用,因此广泛应用于实际工程中。

2) 超筋梁

超筋梁是指截面受拉钢筋的配筋率 ρ 大于最大配筋率的梁。其发生破坏的特点是破坏始于受压区混凝土的压碎,这时受拉钢筋应力小于屈服强度,但受压区边缘混凝土应变因达到极限压应变 ϵ_u 而产生受压破坏。由于受拉钢筋在梁破坏前仍处于弹性阶段,所以钢筋的伸长量较小,混凝土裂缝开展不宽,挠度不大,破坏前没有明显的预兆,这种破坏称为脆性破坏。因此工程设计中不允许采用超筋梁。

3) 少筋梁

少筋梁是指截面受拉钢筋的配筋率 ρ 小于最小配筋率的梁。其发生破坏的特点是受拉区混凝土一开裂就破坏。由于受拉区混凝土开裂退出工作,拉力全部转由过少的钢筋承担,导致钢筋应力突增且迅速屈服并进入强化阶段,裂缝往往只有一条,不仅宽度很大而且延伸较高,致使梁的裂缝过宽和挠度过大,受压区混凝土虽未被压碎但已经失效。这种破坏发生时,材料未被充分利用,破坏十分突然,属脆性破坏。因此工程设计中也不允许采用少筋梁。

为将受弯构件设计成适筋梁,要求梁内纵向钢筋的配筋率 ρ 既不超过适筋梁的最大配筋率 ρ_{\max} ,也不小于最小配筋率 ρ_{\min} 。

3.2.2 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

1. 计算原则

1) 基本假定

根据适筋受弯构件正截面的破坏特征,其正截面承载力计算以第Ⅲ_a的应力状态为依据,并采用以下基本假定。

(1) 截面应变保持平面。即构件正截面弯曲变形后仍为平面,其截面上的应变沿截面高度呈线性分布。

(2) 不考虑混凝土的抗拉强度。

(3) 受压混凝土采用理想化的 σ - ϵ 关系曲线(见图 3-10),当混凝土强度等级为 C50 及以下时,混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu}=0.0033$ 。

(4) 纵向受拉钢筋采用的 σ - ϵ 关系如图 3-11 所示。钢筋的应力 σ_s 等于其应变 ϵ_s 与其弹性模量 E_s 的乘积,但其值不应大于其相应的强度设计值。纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

2) 受压区混凝土的等效矩形应力图形

有了以上正截面受力性能试验分析和基本假定,就可以利用平衡条件进行正截面承载力计算,但因达到极限弯矩 M_u 时,受压区混凝土压应力图形为曲线形,进行计算时仍很复杂,为简化计算,可采用等效矩形应力图形代替曲线应力图形,如图 3-12 所示。

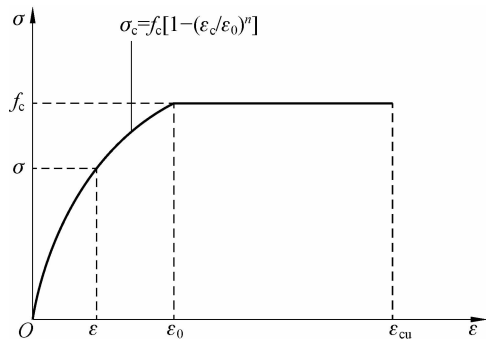
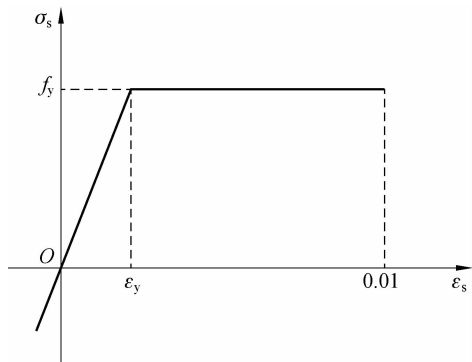
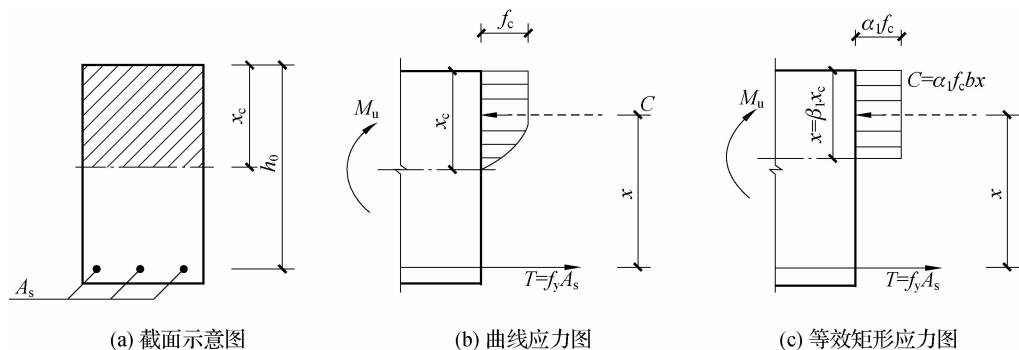
图 3-10 混凝土受压的 σ - ε 关系图 3-11 纵向受拉钢筋的 σ - ε 关系

图 3-12 等效矩形应力图形代替曲线应力图形

等效代换的原则是：压应力的合力 C 大小相等；压应力合力 C 的作用点位置不变。

等效矩形应力图形的应力取值为 $\alpha_1 f_c$ ，其受压区高度取为 x ，实际受压区高度为 x_c ，令 $x = \beta_1 x_c$ 。《规范》规定，当混凝土强度等级不大于 C50 时，取 $\alpha_1 = 1.0$ ， $\beta_1 = 0.8$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\alpha_1 = 0.94$ ， $\beta_1 = 0.74$ ；对介于 C50~C80 之间的混凝土强度等级， α_1 、 β_1 值按线性内插法确定。

3) 适筋梁的界限条件

(1) 适筋梁与超筋梁的界限——相对界限受压区高度 ξ_b 。适筋梁与超筋梁破坏的区别在于：前者破坏始于受拉钢筋的屈服，后者破坏始于受压区混凝土的压碎。二者间存在一种界限状态，即纵向受拉钢筋屈服的同时，受压区混凝土边缘纤维达到极限压应变，这种破坏称为界限破坏。

由平截面假定，可同时画出适筋梁破坏、界限破坏、超筋梁破坏时截面的应变图形，如图 3-13 所示。它们在受压混凝土边缘的极限压应变值 ε_{cu} 相同，但纵向受拉钢筋的应变却各不相同，混凝土受压区的高度也各不相同。当受弯构件处于界限破坏时，等效矩形截面的换算受压区高度 x_b 与截面有效受压区高度 h_0 之比，称为相对界限受压区高度 ξ_b 。由图 3-13 中界限破坏时应变三角形的几何关系，再把 $x = \beta_1 x_c$ 关系引入，对于有屈服点的钢筋，得出其相对界限受压区高度 ξ_b 的计算式为

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{\beta_1 x_{cb}}{h_0} = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cu}}} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (3-2)$$

式中, x_{cb} 为界限破坏时截面实际受压区高度; x_b 为界限破坏时截面换算受压区高度; β_1 为相对受压区高度; ξ_b 为相对界限受压区高度。

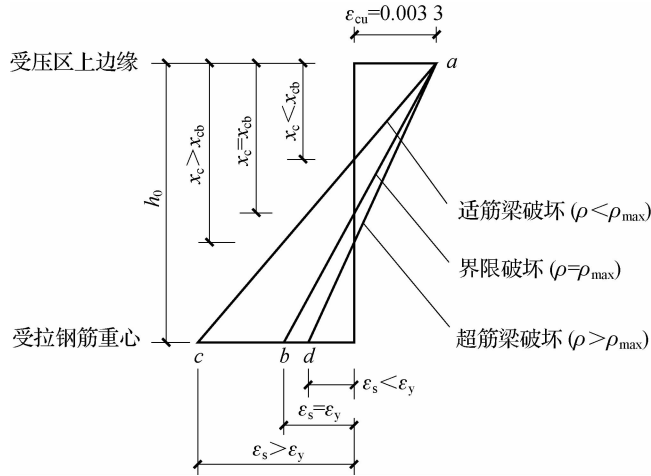


图 3-13 不同配筋率的截面应变图

对于常用钢筋种类所对应的 ξ_b 值见表 3-3。

表 3-3 相对界限受压区高度 ξ_b 和 $\alpha_{s,max}$

钢筋种类	≤C50	C60	C70	C80
HPB300	0.576 (0.410)	—	—	—
HRB335 HRBF335	0.550 (0.399)	0.531 (0.390)	0.512 (0.381)	0.493 (0.371)
HRB400 HRBF400 RRB400	0.518 (0.384)	0.499 (0.374)	0.481 (0.365)	0.463 (0.356)
HRB500 HRBF500	0.482 (0.366)	0.464 (0.356)	0.447 (0.347)	0.429 (0.337)

注:表中括号内数值为系数 $\alpha_{s,max}$, $\alpha_{s,max} = \xi_b(1 - 0.5\xi_b)$ 。

由图 3-13 可得出以下几点。

- ①当 $x < x_b$ (或 $x_c < x_{cb}$)，即 $\xi < \xi_b$ 时, $\epsilon_s > \epsilon_y$, 破坏为适筋梁破坏, 该梁属于适筋梁。
- ②当 $x = x_b$ (或 $x_c = x_{cb}$)，即 $\xi = \xi_b$ 时, $\epsilon_s = \epsilon_y$, 破坏为界限破坏, 该梁属于适筋与超筋的界限梁。

- ③当 $x > x_b$ (或 $x_c > x_{cb}$)，即 $\xi > \xi_b$ 时, $\epsilon_s < \epsilon_y$, 破坏为超筋梁破坏, 该梁属于超筋梁。

因此保证不出现超筋梁破坏的条件是: $\xi \leq \xi_b$ 。

(2) 适筋梁的最大配筋率 ρ_{max} 。当 $\xi = \xi_b$ 时, 可求出界限破坏时的特定配筋率, 即适筋梁的最大配筋率 ρ_{max} 值。

根据截面上力的平衡条件,由图 3-12(c)可得 $\alpha_1 f_c b x = f_y A_s$,即

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{A_s}{bh_0} \cdot \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-3)$$

或

$$\rho = \xi \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-4)$$

由式(3-3)可知,材料选定后,随着配筋率 ρ 的增大,受压区高度 x 也在增大,即相对受压区高度 ξ 也在增大,当 ξ 达到适筋梁的界限值 ξ_b 时,相应的 ρ 也达到界限配筋率,即适筋梁的最大配筋率 ρ_{\max} ,则

$$\rho_{\max} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-5)$$

(3)适筋梁的最小配筋率 ρ_{\min} 。为了避免发生少筋梁的破坏形态,必须确定受弯构件的截面最小配筋率 ρ_{\min} 。

最小配筋率 ρ_{\min} 是适筋梁与少筋梁的界限配筋率。计算时要求配有最小配筋率 ρ_{\min} 的钢筋混凝土梁在破坏时所承担的弯矩 M_u 等同于相同截面、同一强度等级的素混凝土梁所承担的开裂弯矩 M_{cr} ,即满足 $M_u = M_{cr}$,并考虑到温度和收缩应力的影响和构造要求。《规范》规定,钢筋混凝土构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率不应小于表 3-4 规定的数值。

表 3-4 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率 单位: %

受力类型		最小配筋百分率	
受压构件	全部纵向钢筋	强度等级为 500 MPa	0.50
		强度等级为 400 MPa	0.55
		强度等级为 300 MPa、335 MPa	0.60
	一侧纵向钢筋	0.20	
受弯构件,偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋		0.20 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值	

注 1:受压构件全部纵向钢筋最小配筋百分率,当采用 C60 以上强度等级的混凝土时,应按表中规定增加 0.10。

注 2:板类受弯构件(不包括悬臂板)的受拉钢筋,当采用强度等级为 400 MPa、500 MPa 的钢筋时,其最小配筋百分率应允许采用 0.15 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值。

注 3:偏心受拉构件中的受压钢筋,应按受压构件一侧纵向钢筋考虑。

注 4:受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率及轴心受拉构件和小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算。

注 5:受弯构件、大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积 $(b'_1 - b)h'_1$ 后的截面面积计算。

注 6:当钢筋沿构件界面周边布置时,“一侧纵向钢筋”是指沿受力方向两个对边中一边布置的纵向钢筋。

2. 基本公式及适用条件

1) 基本公式

根据适筋梁在破坏时的应力状态及基本假定,并用等效矩形应力图形代替混凝土实际应力图形,则单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算的应力图形如图 3-14 所示。

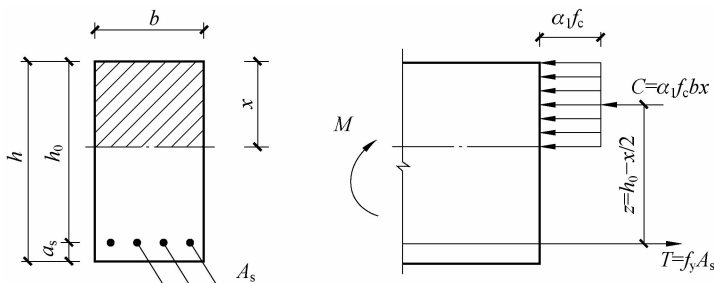


图 3-14 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算简图

根据静力平衡条件,为满足承载力极限状态,应满足 $M \leq M_u$ 。所以单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式为

$$\sum N = 0, \alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-6)$$

$$\sum M_{A_s} = 0, M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-7)$$

或

$$\sum M_{A_s} = 0, M \leq M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-8)$$

式中, M 为作用在截面上的弯矩设计值; M_u 为截面破坏时的极限弯矩值; M_{A_s} 为作用在纵向受拉钢筋截面的弯矩设计值; α_1 为系数,当混凝土强度等级 $\leq C50$ 时, $\alpha = 1.0$,当混凝土等级为 C80 时, $\alpha = 0.94$,其间按线性内插法取用; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值,按表 2-1 取用; f_y 为钢筋抗拉强度设计值,按表 2-4 取用; b 为截面宽度; x 为混凝土受压区高度; A_s 为纵向受拉钢筋截面面积; h_0 为截面有效高度, $h_0 = h - a_s$ 。

2) 适用条件

(1) 为了防止发生超筋破坏,保证构件破坏时纵向受拉钢筋首先屈服,应满足

$$\xi \leq \xi_b; \text{或 } x \leq x_b = \xi_b h_0; \text{或 } \rho \leq \rho_{\max} \quad (3-9)$$

或

$$M \leq M_{u, \max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) \quad (3-10)$$

式中, $M_{u, \max}$ 为单筋矩形截面适筋梁所能承担的最大弯矩。

从式(3-10)中可知, $M_{u, \max}$ 是一个定值,只取决于截面尺寸、材料种类等因素,与钢筋的数量无关。

(2) 为了防止发生少筋破坏,应满足

$$\rho \geq \rho_{\min} \text{ 或 } A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-11)$$

需要注意的是,此处计算时应采用全截面面积,即 $\rho = A_s / b h$ 。

3. 基本公式的应用

钢筋混凝土受弯构件正截面承载力计算,根据已知及未知条件的不同分为两类问题,即截面设计和截面复核。

1) 截面设计

截面设计时,已知弯矩设计值 M ,而材料的强度等级、截面尺寸均须设计人员选定,因此未知数有 f_y 、 f_c 、 b 、 h (或 h_0)、 A_s 和 x ,由于基本方程只有两个,不可能通过计算解决上述的

所有未知量。通常的做法是:设计人员根据材料供应、施工条件、使用要求等因素综合分析,增设补充条件,确定一个既经济合理又安全可靠的设计方案。

首先选择材料种类和强度等级。梁中纵向受拉钢筋一般采用 HRB400 级、HRB500 级、HRBF400 级、HRBF500 级、HRB335 级和 RRB400 级钢筋,板常用 HRB400 级、HRB335 级和 HPB300 级钢筋。《规范》规定,素混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C15;钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20;当采用强度等级 400 MPa 及以上等级钢筋时,混凝土强度等级不应低于 C25。

然后确定截面尺寸。一方面要考虑到截面的刚度要求,根据工程经验,一般按高跨比 h/l 来估计截面高度。另一方面还需从经济角度进行分析,为了使总造价最低,结合我国工程设计经验,把配筋率 ρ 控制在一定的范围内最经济,即经济配筋率。钢筋混凝土受弯构件的经济配筋率范围是:板为 0.25%~0.8%;矩形截面梁为 0.55%~1.5%;T 形截面梁为 0.85%~1.8%。

(1)基本公式计算法。

已知:弯矩设计值 M ,构件安全等级 γ_0 ,混凝土强度等级 f_c ,钢筋级别 f_y ,构件截面尺寸 b, h 。

求:所需纵向受拉钢筋的截面面积 A_s 。

其计算步骤如下。

①由式(3-7)求出截面受压区高度 x ,并判别是否属超筋梁。

由式(3-7)可得

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \quad (3-12)$$

若 $x > \xi_b h_0$,则属于超筋梁,应加大截面尺寸,或提高混凝土强度等级,或改为双筋截面重新计算。

若 $x \leq \xi_b h_0$,则由式(3-7)或式(3-6)求出纵向受拉钢筋截面面积。

②选配钢筋,并验算最小配筋率 ρ_{\min} 。

根据计算的 A_s ,查附录 A 中的附表 A.1(或附表 A.2)选择钢筋的直径和根数,并复核一排能否放下。如果纵向钢筋需要按两排放置,则应改变截面有效高度 h_0 ,重新计算 A_s ,并再次选择钢筋。用实际配筋的钢筋面积 A_s 验算最小配筋率 ρ_{\min} 。

若 $A_s \geq \rho_{\min} bh$,则不属于少筋梁。若 $A_s < \rho_{\min} bh$,则应适当减小截面尺寸,或按最小配筋率即 $A_s = \rho_{\min} bh$ 进行配筋。

【例 3-1】 已知某钢筋混凝土矩形截面简支梁,计算跨度 $l_0 = 6$ m,由荷载产生的跨中弯矩设计值 $M = 165$ kN·m,环境类别为一类,构件安全等级为二级,试确定该梁的截面尺寸和纵向受拉钢筋数量。

【解】 ①选用材料并确定设计参数。混凝土用 C30,查表 2-1 得 $f_c = 14.3$ N/mm², $f_t = 1.43$ N/mm², $\alpha_1 = 1.0$;采用 HRB400 级钢筋,查表 2-4 得 $f_y = 360$ N/mm²;结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

②确定截面尺寸。按简支梁的高跨比估算。

$$h = l_0 / 12 = 6\,000 / 12 = 500 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3} \right) h = 250 \sim 167 \text{ mm}, \text{取 } b = 250 \text{ mm}。$$

③计算 x , 并验算适用条件。假定钢筋一排布置, 则截面实际有效高度 $h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$ 。

由式(3-12)可得

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} = 460 - \sqrt{460^2 - \frac{2 \times 165 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 250}} \\ &= 114.6 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.518 \times 460 = 238.3 \text{ mm}。 \end{aligned}$$

④计算钢筋截面面积 A_s 。将 $x = 114.6 \text{ mm}$ 代入式(3-3)得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1 \times 14.3 \times 250 \times 114.6}{360} = 1138.0 \text{ mm}^2。$$

⑤选配钢筋并验算最小配筋率。查附表 A.1, 选用3根直径为22的钢筋(3 Φ 22), 实配 $A_s = 1140 \text{ mm}^2$, 钢筋按一排布置所需要的最小宽度 $b_{\min} = 2 \times (25 + 8) + 3 \times 22 + 2 \times 25 = 182 \text{ mm} < b = 250 \text{ mm}$, 与原假设一致, 梁截面配筋如图3-15所示。

$\rho_{\min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.43}{360} = 0.18\% < 0.2\%$,
取 $\rho_{\min} = 0.2\%$ 。

$\rho_{\min} b h = 0.2\% \times 250 \times 500 = 250 \text{ mm}^2 < 1138.0 \text{ mm}^2$, 满足要求。

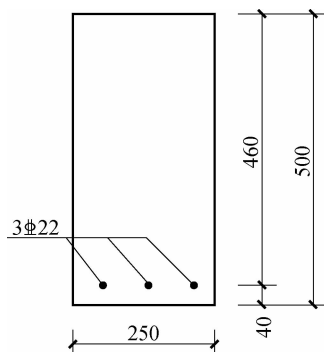


图3-15 截面配筋

(2)表格计算法。由【例3-1】可以看出, 用基本公式进行设计, 计算较烦琐。为方便计算, 可将基本公式变换后, 编制成计算表格, 计算表格示例见表3-5。

由于相对受压区高度 $\xi = x/h_0$, 则 $x = \xi h_0$, 由式(3-7)得

$$M = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)$$

令

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) \quad (3-13)$$

则

$$M = \alpha_1 f_c b h_0^2 \alpha_s \quad (3-14)$$

同理由式(3-7)得

$$M = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = f_y A_s h_0 (1 - 0.5\xi)$$

令

$$\gamma_s = 1 - 0.5\xi \quad (3-15)$$

则

$$M = f_y A_s h_0 \gamma_s \quad (3-16)$$

式(3-6)可改为

$$\alpha_1 f_c b h_0 \xi = f_y A_s \quad (3-17)$$

式中, α_s 为截面抵抗矩系数, 在适筋梁的范围内, ρ 越大, α_s 也越大, M_u 值也越大; γ_s 为截面内力臂系数, 是截面内力臂与有效高度的比值, ξ 越大, γ_s 越小。

显然, α_s 、 γ_s 均为相对受压区高度 ξ 的函数, 利用 α_s 、 q 和 ξ 的关系, 可编制成计算表格, 见表 3-5, 供设计时查用。当已知 α_s 、 γ_s 、 ξ 三个数中的某一值时, 就可查出相对应的另外两个系数值。

表 3-5 钢筋混凝土矩形和 T 形截面受弯构件正截面承载力计算系数表

ξ	γ_s	α_s	ξ	γ_s	α_s
0.01	0.995	0.010	0.32	0.840	0.269
0.02	0.990	0.020	0.33	0.835	0.275
0.03	0.985	0.030	0.34	0.830	0.282
0.04	0.980	0.039	0.35	0.825	0.289
0.05	0.975	0.049	0.36	0.820	0.295
0.06	0.970	0.058	0.37	0.815	0.301
0.07	0.965	0.067	0.38	0.810	0.309
0.08	0.960	0.077	0.39	0.805	0.314
0.09	0.955	0.085	0.40	0.800	0.320
0.10	0.950	0.095	0.41	0.795	0.326
0.11	0.945	0.104	0.42	0.790	0.332
0.12	0.940	0.113	0.43	0.785	0.337
0.13	0.935	0.121	0.44	0.780	0.343
0.14	0.930	0.130	0.45	0.775	0.349
0.15	0.925	0.139	0.46	0.770	0.354
0.16	0.920	0.147	0.47	0.765	0.359
0.17	0.915	0.155	0.48	0.760	0.365
0.18	0.910	0.164	0.482	0.759	0.366
0.19	0.905	0.172	0.49	0.755	0.370
0.20	0.900	0.180	0.50	0.750	0.375
0.21	0.895	0.188	0.51	0.745	0.380
0.22	0.890	0.196	0.518	0.741	0.384
0.23	0.885	0.203	0.52	0.740	0.385
0.24	0.880	0.211	0.53	0.735	0.390
0.25	0.875	0.219	0.54	0.730	0.394
0.26	0.870	0.226	0.55	0.725	0.400
0.27	0.865	0.234	0.56	0.720	0.403
0.28	0.860	0.241	0.57	0.715	0.408
0.29	0.855	0.248	0.576	0.712	0.410
0.30	0.850	0.255	0.58	0.710	0.412
0.31	0.845	0.262	0.59	0.705	0.416

利用计算表格进行截面设计时的步骤如下。

①计算 α_s 。由式(3-14)得

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \quad (3-18)$$

②由 α_s 查表 3-5 得系数 γ_s 和 ξ 。

③求纵向钢筋面积 A_s 。

若 $\xi \leq \xi_b$ 或 $\alpha_s \leq \alpha_{s, \max}$, 则由式(3-16)得

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} \quad (3-19)$$

或由式(3-17)得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} \quad (3-20)$$

若 $\xi > \xi_b$ 或 $\alpha_s > \alpha_{s, \max}$, 则属超筋梁, 需重新计算。

④验算最小配筋率: $A_s \geq \rho_{\min} b h$ 。

【例 3-2】 用查表法计算【例 3-1】中纵向受拉钢筋截面面积。

【解】 (1) 选用材料并确定设计参数, 同【例 3-1】。

(2) 确定截面尺寸, 同【例 3-1】。

(3) 计算 α_s , 并验算适用条件。

假定钢筋一排布置, 则截面实际有效高度 $h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460$ mm。

由式(3-18)可得

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{165 \times 10^6}{1 \times 14.3 \times 250 \times 460^2} = 0.218$$

由 $\alpha_s = 0.218$ 查表 3-5 得 $\gamma_s = 0.874$, $\xi = 0.249 < 0.518$ 。

(4) 计算钢筋截面面积 A_s 。将 $\xi = 0.31$ 代入式(3-20)得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1 \times 14.3 \times 250 \times 460 \times 0.249}{360} = 1\,137 \text{ mm}^2$$

(5) 选配钢筋并验算最小配筋率, 同【例 3-1】。

【例 3-3】 已知某现浇钢筋混凝土简支走道板, 如图 3-16 所示, 其跨度 $l_0 = 2.4$ m, 板厚 $h = 80$ mm, 承受的恒荷载标准值为 $g_k = 2.65$ kN/mm² (包括板自重), 活荷载标准值为 $q_k = 2.5$ kN/mm², 混凝土强度等级为 C25, 用 HRB400 级钢筋配筋, 环境类别为一类, 安全等级为二级。试确定板中配筋。

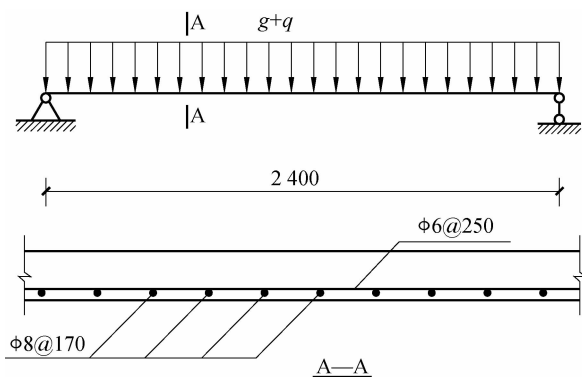


图 3-16 【例 3-3】图

【解】 查表 2-1 得 $f_c = 11.9$ N/mm², $f_t = 1.27$ N/mm², $f_y = 360$ N/mm², $\alpha_1 = 1.0$, 结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$, 可变荷载组合值系数 $\psi_c = 0.7$ 。

取宽度 $b = 1\,000$ mm 的板带为计算单元。

(1) 计算跨中弯矩设计值。

由可变荷载效应控制的组合计算得

$$q = \gamma_0 (1.2 \times g_k + 1.4 q_k) = 1.0 \times (1.2 \times 2.65 + 1.4 \times 2.5) = 6.68 \text{ kN/m}.$$

由永久荷载效应控制的组合计算得

$$q = \gamma_0 (1.35 g_k + 1.4 \psi_c q_k) = 1.0 \times (1.35 \times 2.65 + 1.4 \times 0.7 \times 2.5) = 6.03 \text{ kN/m}$$

取较大值,得板上荷载设计值。

板跨中最大弯矩设计值为

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{6.68 \times 2.4^2}{8} = 4.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 计算钢筋截面面积和选择钢筋。板截面有效高度 $h_0 = h - a_s = 80 - 25 = 55 \text{ mm}$ (最小保护层厚度为 20 mm)。

由式(3-18)得

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{4.81 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 1000 \times 55^2} = 0.134$$

由式(3-13)、式(3-15)得系数 $\gamma_s = 0.928$, $\xi = 0.144 < \xi_b = 0.518$

所以由式(3-19)得

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{4.81 \times 10^6}{360 \times 0.928 \times 55} = 262 \text{ mm}^2$$

查附表 A.2 得选用受力钢筋为 $\phi 8 @ 180$, 实配 $A_s = 279 \text{ mm}^2$ 。

(3) 验算最小配筋率。

$$\rho_{\min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.27}{360} = 0.16\% < 0.2\%$$

取 $\rho_{\min} = 0.2\%$,

$$\rho_{\min} b h = 0.2\% \times 1000 \times 80 = 160 \text{ mm}^2 < A_s = 279 \text{ mm}^2$$

板中受力钢筋布置如图 3-16 所示,分布钢筋为 $\phi 6 @ 170$ 。

2) 截面复核

截面复核时,已知材料强度等级(f_c 、 f_y)、截面尺寸(b 、 h 及 h_0)和钢筋截面面积(A_s),要求计算该截面所能承担的弯矩设计值 M_u ;或已知弯矩设计值 M ,复核该截面是否安全,当 $M_u \geq M$ 时安全;当 $M_u < M$ 时不安全,此时应修改原设计。

截面复核时计算步骤如下。

(1) 计算截面受压区高度 x 。

由式(3-6)得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-21)$$

(2) 验算适用条件,并计算截面受弯承载力 M_u 。

① 若 $x \leq \xi_b h_0$, 且 $A_s \geq \rho_{\min} b h$, 则该梁为适筋梁;将 x 值代入式(3-7)得 $M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$ 。

② 若 $x > \xi_b h_0$, 则取 $x = \xi_b h_0$, 计算 $M_{u, \max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)$ 。

③ 若 $A_s < \rho_{\min} b h$, 则该梁为少筋梁,应修改设计。

(3)复核截面是否安全。若 $M_u \geq M$, 则截面安全; 若 $M_u < M$, 则截面不安全。

【例 3-4】 已知一钢筋混凝土梁, 其截面尺寸为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C25, 纵向受拉钢筋采用 $3\phi 22$ (HRB400 级钢筋), 箍筋采用 $\phi 8$ 钢筋, 该梁承受的最大弯矩设计值 $M = 129 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 环境类别为二(a)类, 复核该梁是否安全。

【解】 由已知材料强度等级查表 2-1 得 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $A_s = 1140 \text{ mm}^2$ 。

环境类别为二(a)类的混凝土保护层的最小厚度为 $(25+5) \text{ mm}$, 则

$$h_0 = h - a_s = 450 - 30 - 8 - \frac{22}{2} = 401 \text{ mm} \text{ (用钢筋实际直径 } d \text{ 计算)}$$

由式(3-21)得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 1140}{1 \times 11.9 \times 200} = 172.4 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.518 \times 401 = 207.7 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.27}{360} = 0.16\% < 0.2\%, \text{ 取 } \rho_{\min} = 0.2\%。$$

$$\rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 450 = 180 \text{ mm}^2 < A_s = 1140 \text{ mm}^2, \text{ 满足适用条件。}$$

由式(3-7)得

$$\begin{aligned} M_u &= \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) \\ &= 1 \times 11.9 \times 200 \times 172.4 \times (401 - 0.5 \times 172.4) \\ &= 129.17 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 129 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故该梁正截面安全。

3.2.3 T形截面梁正截面承载力计算

当矩形截面受弯构件产生裂缝后, 在裂缝截面处, 中和轴以下受拉区混凝土将不再承担拉力。故可将受拉区混凝土的一部分挖去, 并把原有的纵向受拉钢筋集中布置, 就形成图 3-17(a)所示的 T 形截面。其中伸出的部分称为翼缘, 中间部分称为梁肋(或腹板)。 b 为梁肋宽度, b_f' 为受压翼缘宽度, h_f' 为翼缘高度, h 为全截面高度。该 T 形截面的正截面承载力相对于同截面同高的矩形截面梁, 既不会降低, 又可以节省混凝土, 减轻自重。

由于 T 形截面的受力比矩形截面更合理, 所以在工程中应用十分广泛。一般适用于以下几种构件。

①独立的 T 形截面梁、工字形截面梁, 如屋面梁、吊车梁。

②整体现浇肋形楼盖中的主、次梁, 如图 3-17(b)所示。

③槽形板、预制空心板等受弯构件。如果翼缘位于梁的受拉区, 则为倒 T 形截面梁, 此时, 应按宽度为 b 的矩形截面计算正截面受弯承载力, 如图 3-17(b)中的 2—2 剖面。

1. T 形截面受弯构件的翼缘计算宽度

T 形截面与矩形截面的主要区别在于翼缘参与受压。试验和理论分析均表明, 翼缘内混凝土的压应力分布是不均匀的, 距梁肋越远应力越小[见图 3-18(a)、(b)], 当翼缘超过一定宽度后, 远离梁肋部分的翼缘承担的压应力几乎为零。为了简化计算, 在设计中把翼缘宽度限制在一定范围内, 即将翼缘上不均匀的压应力按中间最大压应力的数值折合成分布在一定宽度范围内的均匀压应力, 此宽度即为翼缘计算宽度 b_f' , 如图 3-18(c)、(d)所示。

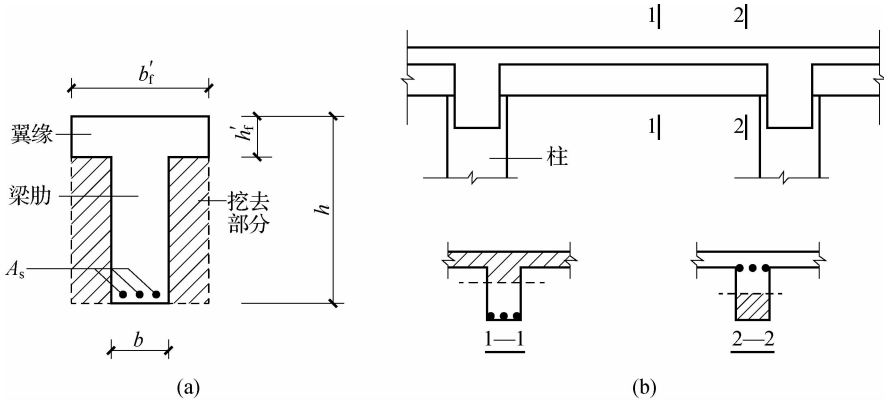


图 3-17 T 形截面梁

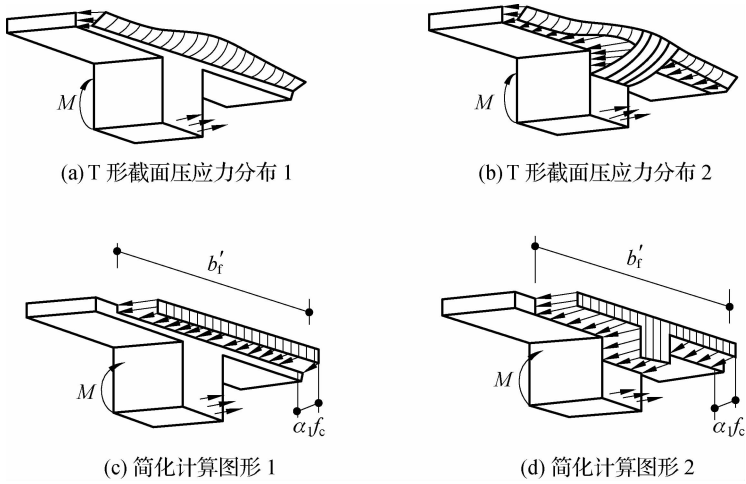


图 3-18 T 形截面应力分布和翼缘计算宽度 b'_f

表 3-6 给出了《规范》对计算翼缘宽度 b'_f 的取值规定，计算 b'_f 时应取表 3-6 中有关各项的最小值。

表 3-6 T 形、工字形及倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f 的取值

考虑情况		T 形、工字形截面		倒 L 形截面
		肋形梁(板)	独立梁	肋形梁(板)
1	按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁(纵肋)净距 s_n 考虑	$b+S_n$	—	$b+S_n/2$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	$h'_f/h_0 \geq 0.1$	—	$b+12h'_f$
		$0.1 > h'_f/h_0 \geq 0.05$	$b+12h'_f$	$b+6h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b+12h'_f$	b

注 1: 表中 b 为腹板宽度。

注 2: 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 则可不遵守表中第三种情况的规定。

2. T形截面分类及其判别

根据其受力后受压区高度 x 的大小或中和轴所在位置的不同, T形截面可分为两类。

(1) 第一类 T形截面。此类 T形截面的中和轴在翼缘内, 即 $x \leq h'_f$, 受压区面积为矩形, 如图 3-18(c) 所示。

(2) 第二类 T形截面。此类 T形截面的中和轴在梁肋内, 即 $x > h'_f$, 受压区面积为 T形, 如图 3-18(d) 所示。

两类 T形截面的界限情况为 $x = h'_f$, 如图 3-19 所示, 由平衡条件可得

$$\sum x = 0, \alpha_1 f_c b'_f h'_f = f_y A_s \quad (3-22)$$

$$\sum M_{A_s} = 0, M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-23)$$

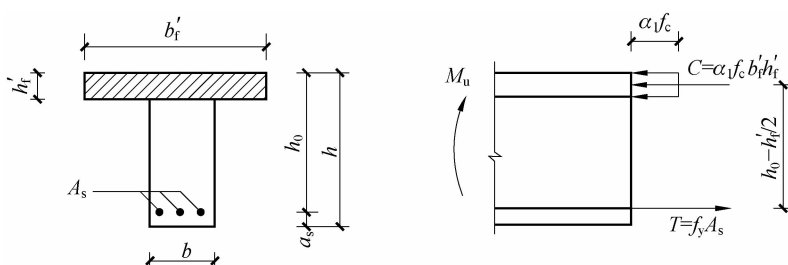


图 3-19 两类 T形截面的判别界限

根据式(3-22)和式(3-23), 这两类 T形截面的判别可按下面的方法进行。

对第一类 T形截面, 有 $x \leq h'_f$, 则有

$$f_y A_s \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-24)$$

$$M \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-25)$$

对第二类 T形截面, 有 $x > h'_f$, 则

$$f_y A_s > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-26)$$

$$M > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-27)$$

截面设计时, 因受拉钢筋 A_s 未知, 采用式(3-25)和式(3-27)判别 T形截面类型; 截面复核时, 受拉钢筋 A_s 已知, 采用式(3-24)和式(3-26)判别 T形截面类型。

3. 基本计算公式及适用条件

1) 第一类 T形截面

(1) 计算公式。由于不考虑受拉区混凝土的作用, 受弯构件承载力主要取决于受压区的混凝土, 故受压区混凝土形状为矩形的第一类 T形截面, 其正截面承载力与梁宽为 b'_f 的矩形截面完全相同, 因此第一类 T形截面的计算公式也与单筋矩形截面完全相同, 仅需将公式中的 b 改为 b'_f , 其计算应力图如图 3-20 所示。

根据平衡条件可得基本计算公式为

$$\sum x = 0, \alpha_1 f_c b'_f x = f_y A_s \quad (3-28)$$

$$\sum M_{A_s} = 0, M \leq \alpha_1 f_c b'_i h'_i \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-29)$$

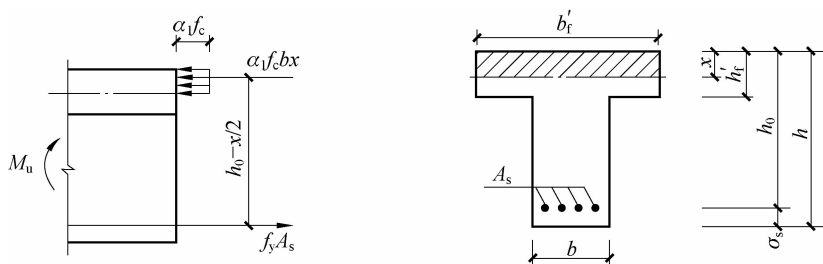


图 3-20 第一类 T 形截面的计算应力图

(2) 适用条件。

① 为防止超筋破坏, 应满足 $\xi \leq \xi_b$ 或 $x \leq \xi_b h_0$ 。

由于 T 形截面的 h'_i 较小, 而第一类 T 形截面的受压区高度 $x \leq h'_i$, 故 x 值更小, 所以这个条件通常都能满足, 不必进行验算。

② 为防止少筋破坏, 应满足 $A_s \geq \rho_{\min}$ 或 $\rho \geq \rho_{\min}$ 。

由于最小配筋率是由截面的开裂弯矩 M_{cr} 决定的, 而 M_{cr} 主要取决于受拉区混凝土的面积, 故最小钢筋面积 $A_{s, \min} = \rho_{\min} b h$, 而不应按 $b'_i h$ 计算。

2) 第二类 T 形截面

(1) 计算公式。第二类 T 形截面的中和轴在梁肋内 ($x > h'_i$), 其混凝土受压区的形状已由矩形变为 T 形, 其计算应力图形如图 3-21(a) 所示。根据平衡条件可得

$$\alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i + \alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-30)$$

$$M = \alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) + \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-31)$$

为便于分析和计算, 可将第二类 T 形截面所承担的弯矩 M_u 分为两部分 (其应力图也分解为两部分): 第一部分为翼缘挑出部分 $(b'_i - b) h'_i$ 的混凝土和相应的一部分受拉钢筋 A_{s1} 所承担的弯矩 M_{u1} , 如图 3-21(b) 所示; 第二部分为矩形截面受压区混凝土与相应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 所承担的弯矩 M_{u2} , 如图 3-21(c) 所示。于是可得

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-32)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-33)$$

对第一部分, 由平衡条件可得

$$\alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i = f_y A_{s1} \quad (3-34)$$

$$M_{u1} = \alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) \quad (3-35)$$

对第二部分, 由平衡条件可得

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s2} \quad (3-36)$$

$$M_{u2} = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-37)$$

(2) 适用条件。

① 为防止超筋破坏, 要求满足 $\xi \leq \xi_b$ 或 $x \leq \xi_b h_0$ 。

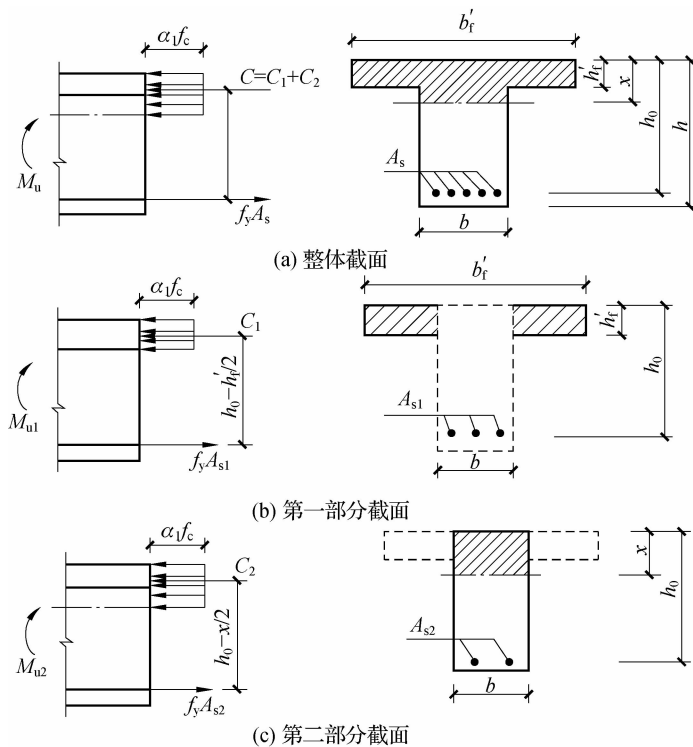


图 3-21 第二类 T 形截面的计算应力图

②为防止少筋破坏,要求 $A_s \geq \rho_{\min} b h_0$ 。

由于第二类 T 形截面梁受压区高度 x 较大,相应的受拉钢筋配筋面积 A_s 较多,故通常都能满足 ρ_{\min} 的要求,可不必验算。

4. 基本公式的应用

T 形截面计算时,首先必须判别出截面属于哪一类 T 形截面,然后正确应用两类 T 形截面的基本公式进行计算。

1) 截面设计

已知:弯矩设计值 M ,截面尺寸 (b, h, b'_f, h'_f) ,材料强度设计值 (α_1, f_c, f_y) ,求纵向受拉钢筋截面的面积 A_s 。

当 $M \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$ 时,截面属第一类 T 形截面。其计算方法与截面尺寸为 $b'_f \times h$ 的单筋矩形截面的计算方法相同。

当 $M > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$ 时,截面属第二类 T 形截面。其计算步骤如下。

(1) 计算 A_{s1} 和相应所承担的弯矩 M_{u1} 。

由式(3-34)得

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y}$$

由式(3-35)得

$$M_{u1} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$$

(2) 计算弯矩 M_{u2} 。

由式(3-32)得

$$M_{u2} = M_u - M_{u1}$$

(3) 计算 A_{s2} 。

由式(3-14)得

$$\alpha_s = \frac{M_{u2}}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$$

由 α_s 查表 3-5 得系数 γ_s 和 ξ 。

若 $\xi > \xi_b$, 则属于超筋梁, 说明截面尺寸不够, 应加大截面, 或提高混凝土强度等级, 或改为双筋 T 形截面, 重新计算。

若 $\xi \leq \xi_b$, 则

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{f_y \gamma_s h_0} \text{ 或 } A_{s2} = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$$

(4) 计算全部纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

由式(3-33)得

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

【例 3-5】 某现浇肋形楼盖中的次梁如图 3-22(a) 所示。梁跨中承受弯矩设计值 $M = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 梁的计算跨度 $l_0 = 5.1 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋采用 HRB400 级, 环境类别为一类。求该次梁所需的纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

【解】 由已知材料强度等级, 查表 2-1 和表 2-4 得 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $\xi_b = 0.518$ 。

① 确定翼缘计算宽度 b'_f 。C25 混凝土保护层最小厚度为 30 mm, 考虑箍筋直径为 8 mm, 取 $h_0 = 400 - 45 = 355 \text{ mm}$ 。

按计算跨度 l_0 考虑, 则 $b'_f = l_0/3 = 5100/3 = 1700 \text{ mm}$;

按梁肋净距 S_n 考虑, 则 $b + S_n = 200 + 1600 = 1800 \text{ mm}$;

按翼缘高度 h'_f 考虑, 则 $h'_f/h_0 = 80/355 > 0.1$, 不受此项限制。

故取三者最小值 $b'_f = 1700 \text{ mm}$ 。

② 判别 T 形截面类型。

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1.0 \times 11.9 \times 1700 \times 80 \times (355 - 80/2) = 509.8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 509.8 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故该截面属于第一类 T 形截面, 可按截面尺寸为 $b'_f \times h$ 的单筋矩形截面计算。

③ 计算钢筋截面面积并选配钢筋。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{112 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1700 \times 355^2} = 0.044$$

查表 3-5 得 $\xi = 0.045$ 。

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b'_f \xi h_0}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 1700 \times 0.045 \times 355}{360} = 898 \text{ mm}^2$$

选用 3 Φ 20, 实配 $A_s = 942 \text{ mm}^2$ 。

(4) 验算适用条件。

$$\rho_{\min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.27}{360} = 0.16\% < 0.2\%$$

取 $\rho_{\min} = 0.2\%$ 。

$\rho_{\min}bh = 0.2\% \times 200 \times 400 = 160 \text{ mm}^2 < A_s = 942 \text{ mm}^2$, 故符合要求。

梁中受力钢筋布置如图 3-22(b) 所示。

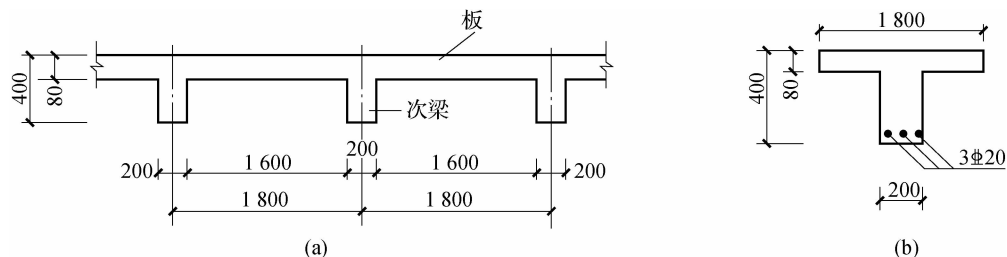


图 3-22 【例 3-5】图

【例 3-6】 有一 T 形截面梁, 截面尺寸 $b = 250 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $b'_f = 500 \text{ mm}$, $h'_f = 100 \text{ mm}$, 承受弯矩设计值 $M = 405 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 采用 C30 混凝土, HRB400 级钢筋, 环境类别为一类, 试确定该梁所需的受拉钢筋截面的面积。

【解】 由已知材料强度等级查表 2-1 和表 2-4 得 $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, 设采用两排纵向受力钢筋, 取 $h_0 = 600 - 65 = 535 \text{ mm}$ 。

(1) 判别 T 形截面类型。

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1.0 \times 14.3 \times 500 \times 100 \times (535 - 100/2) \\ &= 346.8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 346.8 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 405 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故该截面属于第二类 T 形截面。

(2) 求 A_{s1} 和其相应承担的弯矩 M_{u1} 。

由式(3-34)得

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} = \frac{1 \times 14.3 \times (500 - 250) \times 100}{360} = 993 \text{ mm}^2$$

由式(3-35)得

$$\begin{aligned} M_{u1} &= \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1.0 \times 14.3 \times (500 - 250) \times 100 \times (535 - 100/2) \\ &= 173.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 173.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 计算 M_{u2} 和 A_{s2} 。

由式(3-32)得

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 405 - 173.4 = 231.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则

$$\alpha_s = \frac{M_{u2}}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{231.6 \times 10^6}{1 \times 14.3 \times 250 \times 535^2} = 0.226$$

查表 3-5 得系数 $\gamma_s=0.870$, $\xi=0.26 < \xi_b=0.518$, 则

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{231.6 \times 10^6}{360 \times 0.870 \times 535} = 1\,382 \text{ mm}^2$$

(4) 计算全部纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

由式(3-33)得

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 993 + 1\,382 = 2\,375 \text{ mm}^2。$$

选用 $4\Phi 18 + 8\Phi 22$, 实配 $A_s = 2\,537 \text{ mm}^2$, 按两排布置, 截面配筋如图 3-23 所示。

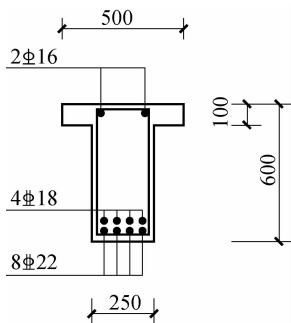


图 3-23 【例 3-6】图

2) 截面复核

已知: 截面尺寸 (b, h, b'_f, h'_f) , 纵向受拉钢筋截面面积 A_s , 材料强度设计值 (α_1, f_c, f_y) , 求截面受弯承载力设计值 M_u (或已知弯矩设计值 M , 复核该截面是否安全)。

计算步骤如下。

(1) 首先判断出 T 形截面类型, 根据类型选择相应的计算公式, 最后验算适用条件。

当满足式(3-24), 即 $f_y A_s \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f$ 时, 该截面属于第一类 T 形截面, 按 $b'_f h$ 的单筋矩形截面承载力复核算的方法进行。

当满足式(3-26), 即 $f_y A_s > \alpha_1 f_c b'_f h'_f$ 时, 该截面属于第二类 T 形截面, 由式(3-30)得

$$x = \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-38)$$

验算适用条件, 若 $x \leq \xi_b h_0$, 将 x 代入式(3-31)求得 M_u ; 若 $x > \xi_b h_0$, 则令 $x = \xi_b h_0$, 代入式(3-31), 计算 M_u 。若 $M_u \geq M$, 则承载力足够, 截面安全。

【例 3-7】 有一 T 形截面梁, 截面尺寸 $b=300 \text{ mm}$, $h=800 \text{ mm}$, $b'_f=600 \text{ mm}$, $h'_f=100 \text{ mm}$, 采用 C30 混凝土, 梁截面配有 10 根直径为 22 mm 的 HRB400 级钢筋, 钢筋按两排布置, 每排各 5 根, 该梁承受最大弯矩设计值 $M=600 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 环境类别为一类, 试复核该梁截面是否安全。

【解】 查表 2-1、表 2-4、表 3-3 和附录 A.1 得 $f_c=14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_t=1.43 \text{ N/mm}^2$, $f_y=360 \text{ N/mm}^2$, $A_s=3\,801 \text{ mm}^2$ ($10\Phi 22$), $\alpha_1=1.0$, $\xi_b=0.518$ 。C25 混凝土保护层最小厚度为 25 mm, 受拉钢筋两排布置。

则 $h_0 = h - 65 = 800 - 65 = 735 \text{ mm}$

(1) 判别 T 形截面类型。

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f = 1.0 \times 14.3 \times 600 \times 100 = 858\,000 \text{ N}$$

$$f_y A_s = 360 \times 3801 = 1\,368\,360 \text{ N} > 858\,000 \text{ N}$$

故截面属于第二类 T 形截面。

(2) 验算梁正截面安全性。

$$x = \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 3801 - 1.0 \times 14.3 \times (600 - 300) \times 100}{1.0 \times 14.3 \times 300}$$

$$= 218.97 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.518 \times 735 = 380.73 \text{ mm}$$

$$M_u = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 1.0 \times 14.3 \times (600 - 300) \times 100 \times (735 - 100/2) + 1.0 \times 14.3 \times 300 \times 218.97 \times (735 - 218.97/2)$$

$$= 881.5 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 881.5 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故该梁正截面安全。

3.2.4 双筋截面受弯构件的概念

1. 双筋矩形截面梁的应用范围

双筋截面受弯构件是指在截面的受拉区和受压区同时配置纵向受力钢筋的受弯构件。双筋截面梁虽然可以提高承载力,但利用受压钢筋来帮助混凝土承受压力是不经济的,故应尽量少用双筋截面梁。通常双筋矩形截面梁适用于下列情况。

(1) 按单筋截面计算出现 $x > \xi_b h_0$ 或 $M > M_{u,\max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)$ 的情况,而截面尺寸及材料强度又由于种种原因不能再增大和提高时。

(2) 构件在不同荷载的组合下,截面承受变号弯矩作用时。

(3) 在抗震设计中为提高截面的延性或由于构造原因,要求框架梁必须配置一定比例的受压钢筋时。

试验表明,双筋矩形截面梁破坏时的受力特点与单筋矩形截面梁类似。双筋矩形截面适筋梁在满足 $x \leq \xi_b h_0$ 的条件下,受拉钢筋应力先达到屈服强度,然后受压区混凝土压碎而被破坏。两者不同之处在于双筋截面梁的受压区配有纵向受压钢筋,由平截面应变关系可以推出,当边缘混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 时,受压钢筋的最大应力值为 400 kN/mm^2 。当 $x \geq 2a'_s$ 时,对于常用的 HPB300 级、HRB335 级、HRB400 级、HRBF400 级和 RRB400 级热轧钢筋,均能达到其抗压强度设计值 f'_y (即受压钢筋已屈服);当 $x < 2a'_s$ 时,受压钢筋距中和轴太近,其应力达不到其抗压强度设计值 f'_y ,不能充分发挥作用。

为防止纵向受压钢筋在压力作用下发生压屈而侧向凸出,保证受压钢筋充分发挥其作用,《规范》规定,双筋梁必须采用封闭箍筋,且箍筋的间距不应大于 $15d$ (d 为受压钢筋的最小直径),同时不应大于 400 mm ;箍筋直径不应小于受压钢筋最大直径的 $1/4$ 。当受压钢筋多于 3 根时,应设置复合箍筋。

2. 基本公式及适用条件

1) 基本计算公式

与单筋矩形截面梁相似,双筋矩形截面适筋梁达到受弯极限状态时,受拉钢筋的应力先达到抗拉强度设计值 f_y ,受压区混凝土仍然采用等效矩形应力图形,而受压钢筋在满足一定条件下,其应力能达到抗压强度设计值 f'_y ,双筋矩形截面梁的计算应力简图如

图 3-24(a)所示。

根据平衡条件,可写出下列基本公式。

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (3-39)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-40)$$

式中, f'_y 为钢筋抗压强度设计值 (N/mm^2); A'_s 为纵向受压钢筋截面面积 (mm^2); a'_s 为纵向受压钢筋合力作用点至截面受压边缘的距离 (mm)。

为便于计算双筋截面的受弯承载力 M_u , 可将其分解为两部分: 第一部分是由受压钢筋 A'_s 与相应的一部分受拉钢筋 A_{s1} 组成的纯钢筋截面所承担的弯矩 M_{u1} , 如图 3-24(b)所示; 第二部分是由受压区混凝土与相应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 组成的单筋截面所承担的弯矩 M_{u2} , 如图 3-24(c)所示。并且总受弯承载力 $M_u = M_{u1} + M_{u2}$, 总受拉钢筋截面面积 $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ 。

对第一部分,由平衡条件可得

$$f'_y A'_s = f_y A_{s1} \quad (3-41)$$

$$M_{u1} = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-42)$$

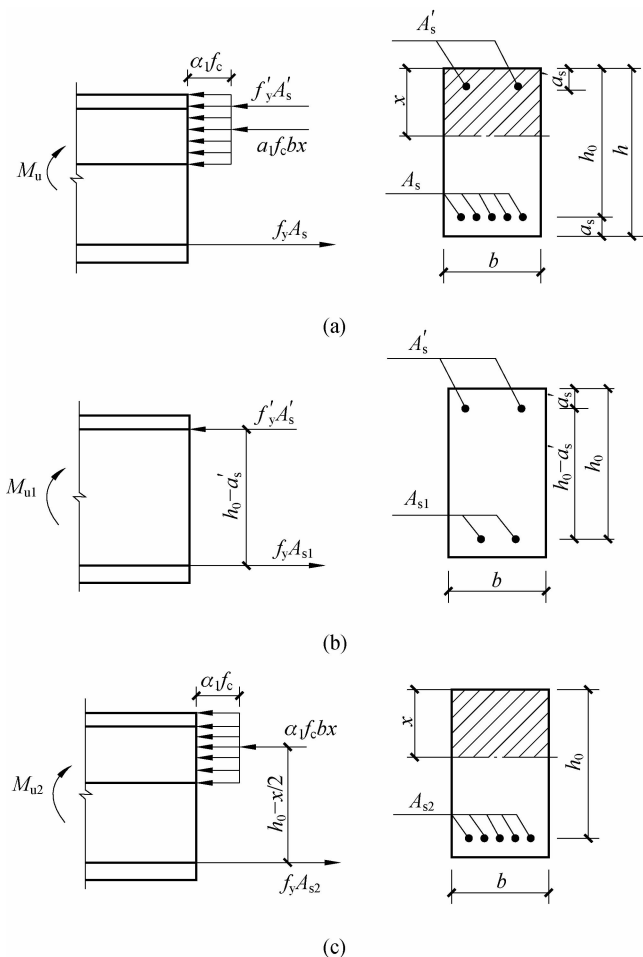


图 3-24 双筋矩形截面梁正截面承载力的计算应力简图

对第二部分,由平衡条件得

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s2} \quad (3-43)$$

$$M_{u2} = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-44)$$

2)适用条件

(1)为了防止双筋梁发生超筋破坏,应满足

$$x \leq \xi_b h_0 \text{ 或 } \xi \leq \xi_b \quad (3-45)$$

(2)为了保证受压钢筋的压应力能达到 f'_y ,受压钢筋的合力作用点不能距中和轴太近,应满足

$$x \geq 2a'_s \quad (3-46)$$

双筋截面一般不会出现少筋破坏情况,故可不必验算最小配筋率。

3.3 受弯构件斜截面承载力计算

3.3.1 受弯构件斜截面的受剪性能与破坏形态

1. 受弯构件斜截面的受剪性能

钢筋混凝土受弯构件的斜截面破坏发生在剪力和弯矩共同作用的区段(称为剪弯段)。在弯矩 M 和剪力 V 的共同作用下,受弯构件常产生斜裂缝,若其抗剪能力不足,就会产生斜截面剪切破坏,如图 3-25(a)所示。

斜裂缝的出现和发展可按材料力学的方法进行分析。图 3-25(b)绘出了按材料力学方法计算的梁内主应力轨迹线,实线为主拉应力,虚线为主压应力,轨迹上任一点的切线就是该点的主应力方向。

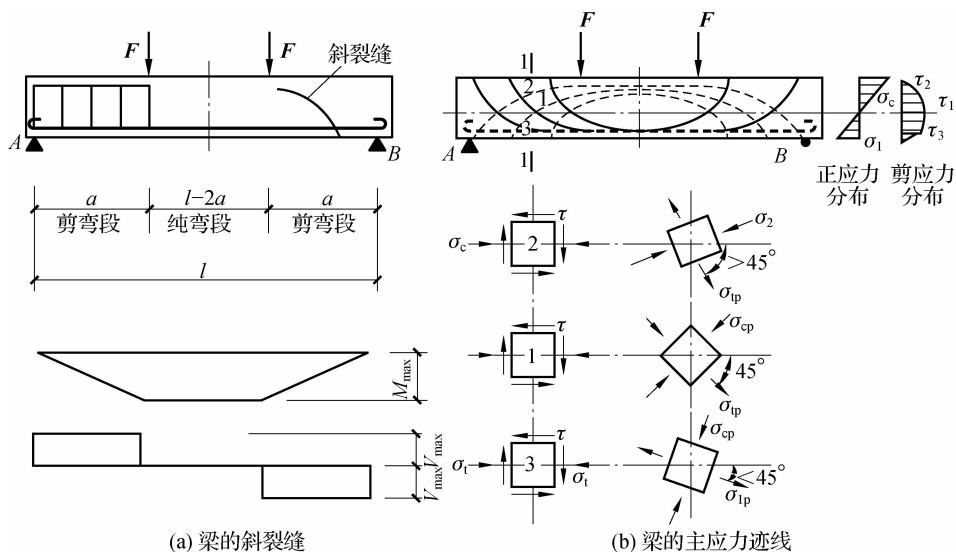


图 3-25 受弯构件斜裂缝及主应力迹线示意图

在梁纯弯段的受拉区,只有拉应力而无剪应力,主拉应力的方向与梁轴线平行,当主拉应力值超过混凝土的抗拉极限强度时,在梁纯弯段的受拉区将出现垂直于梁轴线的裂缝;在剪弯段由于既有拉应力又有剪应力,主拉应力的方向与梁轴线不再平行,从截面 1—1 的中和轴、受压区、受拉区分别取微元体 1、2、3 进行分析,由于它们所处的应力状态各不相同,其受力特点也各不相同。

由于混凝土抗压强度较高,受弯构件一般不会因主压应力而引起破坏;但当主拉应力超过混凝土的抗拉极限强度时,在剪弯段中将出现垂直于主拉应力轨迹线的斜裂缝。当第一条斜裂缝形成后,随着荷载的增加,原有斜裂缝不断发展的同时还会出现新的斜裂缝,当荷载增加到一定程度时,在数条斜裂缝中将会形成一条主要裂缝,称为临界斜裂缝,进而梁将沿临界斜裂缝发生斜截面剪切破坏。

为了防止受弯构件发生斜截面破坏,应使构件的截面尺寸符合一定的要求,并且要配置与梁轴线垂直的箍筋,有时还需配置与主拉应力方向一致的弯起钢筋,箍筋和弯起钢筋统称为腹筋。一般配置了腹筋的梁称为有腹筋梁,反之称为无腹筋梁。

2. 受弯构件斜截面的破坏形态

受弯构件斜截面的受剪破坏形态主要取决于箍筋的数量和剪跨比。如图 3-25(a)所示的集中荷载作用下的简支梁,剪切破坏一般发生在剪弯段, a 为集中荷载作用点到支座之间的距离,称为剪跨,则剪跨比 $\lambda = a/h_0$ (h_0 为截面的有效高度)。根据剪跨比 λ 和箍筋数量的不同,受弯构件斜截面的受剪破坏形态分为以下三种。

1) 斜拉破坏

当无腹筋梁集中荷载作用点距支座较远,剪跨比 $\lambda > 3$,或有腹筋梁箍筋配置的数量过少时,将会发生斜拉破坏。其特点是斜裂缝一旦出现,就会形成临界斜裂缝,并迅速向集中荷载作用点处延伸,将梁斜向劈裂成两半,这是一种没有预兆的危险性很大的脆性破坏,如图 3-26(a)所示。

2) 剪压破坏

当无腹筋梁剪跨比 $1 \leq \lambda \leq 3$,或有腹筋梁箍筋配置的数量适当时,将会发生剪压破坏。在梁腹部出现斜裂缝后,随着荷载的增加,将陆续出现新的斜裂缝,在众多的斜裂缝中形成一条延伸较长、扩展较宽的临界斜裂缝。随着荷载的继续增加,与临界斜裂缝相交的箍筋应力增大直至屈服,随后,临界斜裂缝向集中力作用点处发展,导致集中荷载作用点处剪压区内混凝土达到极限强度而被破坏,剪压破坏也属于脆性破坏,如图 3-26(b)所示。

3) 斜压破坏

当集中荷载作用点距支座较近,剪跨比 $\lambda < 1$,或箍筋配置的数量过多时,将会发生斜压破坏。其受力特点是:在集中荷载与支座之间的梁腹部,将出现一些大体相互平行的斜裂缝,随着荷载的增加,这些斜裂缝将梁腹部混凝土分割成斜向的受压短柱,在箍筋应力未达到屈服强度前,斜向混凝土短柱已达到极限强度而被压碎,这种破坏也是危险性很大的脆性破坏,如图 3-26(c)所示。

从上述三种破坏形态可知,斜拉破坏的发生十分突然,而斜压破坏发生时箍筋未能充分发挥作用,故这两种破坏在结构设计中均应避免。《规范》通过采用截面限制条件来防止斜压破坏;通过控制箍筋的最小配筋率来防止斜拉破坏;而剪压破坏则是通过计算受剪承载力,然后配置箍筋及弯起钢筋来避免的。

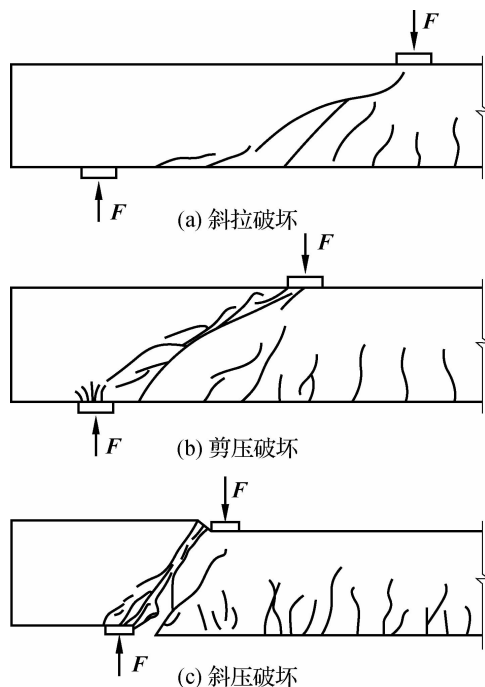


图 3-26 斜截面的破坏形态

3.3.2 受弯构件斜截面受剪承载力计算

1. 影响斜截面受剪承载力的主要因素

影响钢筋混凝土梁受剪承载力的因素很多,主要有剪跨比 λ 、混凝土的强度等级、箍筋的配箍率 ρ_{sv} 、弯起钢筋的配置、纵向钢筋的配筋率 ρ 等。

1) 剪跨比 λ

试验结果表明,对于无腹筋梁,剪跨比 λ 是影响受剪承载力最主要的因素之一。剪跨比越大,则受剪承载力越小,但当 $\lambda > 3$ 时,剪跨比对梁斜截面受剪承载力不再有明显影响。有腹筋梁随着配箍率的增加,剪跨比的影响变小。

2) 混凝土强度等级

试验表明,混凝土强度等级对梁的受剪承载力有显著的影响。一般情况下,梁的受剪承载力随着混凝土强度等级的提高而提高,大致呈线性关系。

3) 配箍率 ρ_{sv}

构件中箍筋的配置数量可用配箍率 ρ_{sv} 表示,即

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \quad (3-47)$$

式中, A_{sv} 为配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积; A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积; n 为箍筋的肢数; s 为沿构件长度方向的箍筋间距。

在适当的范围内,钢筋混凝土梁的受剪承载力将随着配箍率 ρ_{sv} 的增大而增大。

4) 弯起钢筋

与斜裂缝相交的弯起钢筋承担拉力,也能承担一部分剪力,所以弯起钢筋的截面面积越大,强度越高,梁的受剪承载力也就越高。

由于弯起钢筋一般由纵向钢筋弯起而成,其直径较粗,根数较少,受力很不均匀;箍筋虽然不与斜裂缝正交,但分布均匀。因此,一般在配置腹筋时,应优先选用箍筋。

5) 纵向钢筋配筋率 ρ

纵向钢筋能承受一定的剪力,起销栓作用,可以抑制斜裂缝的开展。梁的斜截面受剪承载力随纵向钢筋配筋率 ρ 的增大而提高。但试验资料分析表明,纵向钢筋配筋率较小时,对梁受剪承载力的影响并不明显;只有配筋率 $\rho > 1.5\%$ 时,对梁受剪承载力的影响才较为明显。由于实际工程中受弯构件的纵向钢筋配筋率 $\rho \leq 1.5\%$,故《规范》给出的斜截面承载力计算公式中没有考虑纵向钢筋配筋率的影响。

除上述因素外,截面形状、荷载种类和作用方式等对斜截面受剪承载力都有影响。

2. 斜截面受剪承载力的计算公式

斜截面受剪承载力的计算以剪压破坏形态为依据。图 3-27 所示为一配置箍筋和弯起钢筋的简支梁发生斜截面剪压破坏时,斜裂缝到支座之间的一段隔离体。

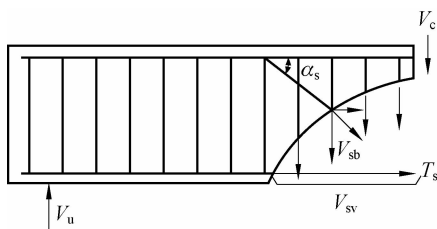


图 3-27 斜截面受剪承载力的计算简图

为了便于理解,假定斜截面受剪承载力由三部分组成,由隔离体竖向力的平衡条件,可列出受剪承载力的计算公式,即

$$V_u = V_c + V_{sv} + V_{sb} \quad (3-48)$$

或

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} \quad (3-49)$$

式中, V_u 为构件斜截面上受剪承载力设计值; V_c 为混凝土受剪承载力设计值,即无腹筋梁的受剪承载力; V_{sv} 为与斜裂缝相交的箍筋受剪承载力设计值; V_{sb} 为与斜裂缝相交的弯起钢筋受剪承载力设计值; V_{cs} 为斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值, $V_{cs} = V_c + V_{sv}$ 。

我国有关单位对承受均布荷载和集中荷载的简支梁,以及连续梁和约束梁做了大量的试验,《规范》根据理论研究和试验数据分析,并结合工程实践经验,对不同情况的梁给出了以下斜截面受剪承载力的计算公式。

1) 仅配置箍筋的梁

(1) 对矩形、T形和工字形截面的一般受弯构件。

$$V \leq V_{cs} = 0.7f_tbh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-50)$$

式中, V 为构件斜截面上的最大剪力设计值; f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值,按表 2-4 取用; A_{sv}