

学习目标

- 理解钢筋与混凝土共同工作的机理。
- 掌握混凝土结构的优缺点。
- 了解混凝土结构的发展和应用概况。

0.1 混凝土结构的定义、种类及特点

0.1.1 混凝土结构的定义与种类

混凝土是由胶凝材料、粗骨料(石子)、细骨料(砂粒)、水及必要的外加剂等其他材料,按照一定的比例和工序进行配制,经搅拌、养护硬化而成的具有一定强度的人工石材。因此,也被称为“砼”,即人造石头。胶凝材料包括水泥、石灰、水玻璃、粉煤灰和环氧树脂等。目前,土木工程领域广泛应用的是以水泥为胶凝材料的混凝土。混凝土结构是以混凝土为主要材料,并根据需要配置钢筋、预应力筋、钢骨等制成的结构,包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构、预应力混凝土结构及纤维增强混凝土结构。其中,钢筋混凝土结构是目前土木工程中使用最为广泛的结构形式。

1. 素混凝土结构

素混凝土结构是指无筋或不配置受力筋的混凝土结构。在建筑工程中主要将其用于承受压力而不承受拉力的结构,如基础、支墩、挡土墙、地坪及一些非承重结构,很少将其做成主要受力构件。

2. 钢筋混凝土结构

钢筋混凝土结构是指配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢骨与混凝土制成的结构,主要用于各种受压、受拉、受弯和受扭的结构,如各种桁架、梁、板、柱、墙等。

钢筋混凝土结构由钢筋和混凝土两种力学性能极不相同的材料组成。钢筋和混凝土都是土木工程中重要的建筑材料,混凝土有较好的抗压强度,而抗拉强度很低,只有其抗压强度的 1/10 左右;钢筋的抗拉强度和抗压强度都很高。而钢筋混凝土结构就是把钢筋和混凝土通过合理的方式组合在一起,使钢筋主要承受拉力,混凝土主要承受压力,充分发挥两种材料的优势,从而使所设计的工程结构既安全可靠,又经济合理。

图 0-1 所示的两根简支梁,跨度为 4 m,截面尺寸 $bh=200\text{ mm}\times 300\text{ mm}$,混凝土强度等

级为 C25。图 0-1(a)所示为素混凝土梁,图 0-1(b)所示为在梁的受拉区配置了 3 根直径为 16 mm 的 HRB335 级钢筋的钢筋混凝土梁。由试验结果可知,素混凝土梁在荷载作用下,梁截面上部受压,下部受拉。如图 0-1(a)所示,当梁跨中下边缘的混凝土达到混凝土的极限拉应力时,该部位即开裂,且裂缝迅速发展,梁瞬时断裂并破坏。由于混凝土的抗拉强度很低,梁破坏时的变形和荷载均很小,受压区混凝土的抗压强度还远没有充分利用,破坏比较突然,属于脆性破坏。如图 0-1(b)所示,对于在受拉区配置钢筋的梁,在荷载的作用下,钢筋混凝土梁跨中截面下边缘的混凝土开裂后,裂缝没有迅速开展,此时开裂截面的拉力由钢筋来承担。由于钢筋的强度和弹性模量均较大,梁还能继续承担荷载,直至受拉钢筋屈服,受压区混凝土压碎,梁最终被破坏。梁被破坏前,裂缝发展比较充分,变形较大,有明显的预兆。破坏时,钢筋和混凝土两种材料的性能都得到了充分利用,属于延性破坏。因此,在混凝土中配置一定形式和数量的钢筋,不仅可以提高结构的承载能力,还能增强结构的变形能力。钢筋混凝土结构较好的受力性能,使混凝土结构的应用范围进一步拓展。

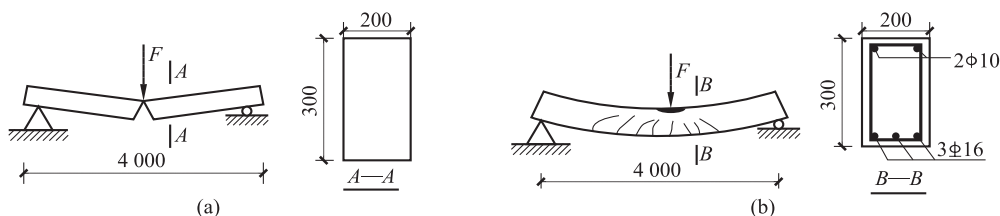


图 0-1 素混凝土梁与钢筋混凝土梁的形态

钢筋和混凝土这两种物理力学性能完全不同的材料之所以能有效地结合在一起共同工作,主要基于下列三个条件:

(1) 钢筋与混凝土之间的黏结力。混凝土硬化后,钢筋与混凝土之间存在着良好的黏结力,在外部荷载作用下,能够变形协调,共同工作。黏结力的存在是两者共同工作的基础。

(2) 钢筋与混凝土两种材料的温度线膨胀系数接近。钢筋的温度线膨胀系数为 $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$,混凝土的温度线膨胀系数为 $(1.0 \sim 1.5) \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$,所以,钢筋与混凝土之间的相对变形差异较小,不至于破坏两者之间的黏结力。

(3) 混凝土对埋置其内的钢筋的保护。混凝土的碱性环境使其中的钢筋不易发生锈蚀而导致耐久性破坏;钢筋周围的混凝土不仅有助于固定钢筋的位置,而且在遭遇火灾时不会因钢筋很快软化而导致结构破坏。因此,钢筋表面须有一定厚度的混凝土作为保护层,这也是两者共同工作的必要措施。

3. 预应力混凝土结构

预应力混凝土结构是由配置受力的预应力钢筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土制成的结构。预应力混凝土结构的应用范围和钢筋混凝土结构相似,但由于预应力混凝土结构具有抗裂性好、刚度大和强度高的特点,特别适用于一些大跨度、重荷载,以及有抗裂、抗渗要求的结构。

4. 纤维增强混凝土结构

纤维增强混凝土是指在普通混凝土中掺加适量的纤维材料而形成的改良混凝土。纤维材料有钢纤维、耐碱玻璃纤维、合成纤维、植物纤维等。纤维增强混凝土结构,可提高结构构件的抗拉、抗剪、抗折强度和抗裂、抗冲击、抗疲劳、抗震、抗爆等性能,因而被广泛应用于各

种工程,如抗震框架节点区、刚性防水屋面、地下防水工程、地下人防工程、混凝土拱桥拱体受拉区、桥梁桥面、公路路面、机场道面、隧洞衬砌、结构加固工程、大坝防渗面板、泄洪洞、水工结构中受高速水流冲刷和易腐蚀的部位。

0.1.2 混凝土结构的特点

1. 混凝土结构的优点

混凝土结构在土木工程领域应用非常广泛,几乎 90% 的结构都是混凝土结构,这主要是由于其有以下优点:

(1) 钢筋由密实、厚度适当的混凝土包裹,不易锈蚀,耐久性能良好。即使处于侵蚀环境中,在选用适宜的水泥品种及外加剂,适当增大保护层厚度等情况下,也能满足工程耐久性的要求,因此,混凝土结构的维修较少,不像钢结构和木结构那样需要经常保养。

(2) 混凝土属于不良导热体,遭受火灾时,混凝土起隔热作用,使钢筋不致很快达到软化温度而导致结构整体破坏。经验表明,经受较长时间的燃烧,混凝土常常只损伤表面。对承受高温作用的结构,还可使用耐热混凝土。

(3) 新拌和未凝固的混凝土具有良好的可塑性,可以按模板图浇筑成建筑师设计的各种形状和尺寸的构件,如曲线形的梁和拱、空间薄壳等形状复杂的结构。

(4) 整体浇筑或装配整体式的钢筋混凝土结构刚度较大,抗变形能力强,且整体性好,对抵抗地震、风载和爆炸冲击作用具有良好的性能,适用于防护结构。

(5) 在混凝土结构的组成材料中,用量最多的是石子和砂子等材料,便于就地取材,而且钢筋混凝土结构构件合理地利用了钢筋和混凝土这两种材料的受力特点,在一定条件下可用来代替钢结构,因而能节约钢材,降低造价。

2. 混凝土结构的缺点

混凝土结构同时也存在以下缺点:

(1) 钢筋混凝土结构自重大,限制了在大跨度结构、高层建筑结构中的使用,而且构件运输和吊装也比较困难。

(2) 混凝土材料的抗拉强度低,在正常使用时,往往带裂缝工作,对一些不允许出现裂缝或对裂缝宽度有严格限制要求的结构受到限制。

(3) 现场浇筑的混凝土结构施工工序多,现场湿作业多,费工费料,施工周期长,施工受环境和气候的影响较大。

随着建筑科技技术的不断进步,混凝土结构的这些缺点逐步得以改善或克服。例如,可采用轻质、高强混凝土来减轻结构自重;采用预应力混凝土来改善构件的抗裂性能;采用预制构件节约模板,加快施工速度;采用重复使用的钢模板或工具式模板及滑模等施工技术,使工程免受或少受气候条件的影响。

0.2 混凝土结构的发展及应用

0.2.1 混凝土结构的发展简况

混凝土结构是随着水泥和钢铁的发展而出现的结构形式,它相对于其他建筑结构形式,

历史并不算长,但发展很快,目前已经成为土木工程领域中的主导结构。混凝土结构的发展,大致可以分为三个阶段:

第一阶段:从钢筋混凝土发明之日至 20 世纪初期。1824 年,英国人阿斯普丁发明了波特兰水泥并取得专利,为钢筋混凝土的发明奠定了物质基础。从 1850 年法国人郎波建造钢筋混凝土小船至 1920 年,这一阶段钢筋和混凝土的强度都很低,只能用来建造中小型楼板、梁、拱和基础等简单构件。结构内力和构件截面计算均采用弹性理论,采用容许应力设计方法。

第二阶段:从 20 世纪初期到 20 世纪中期。此阶段钢筋和混凝土的强度均有所提高,开始出现装配式钢筋混凝土结构,特别是预应力混凝土结构和壳体空间结构的发明和应用,使钢筋混凝土结构被用来建造大跨度空间结构。1931 年,美国在纽约建成了 102 层、高 381 m 的帝国大厦;1933 年,法国、苏联和美国分别建成跨度达 60 m 的圆壳、扁壳和圆形悬索屋盖;在计算理论方面,开始考虑混凝土塑性性能的破损阶段设计方法;20 世纪 50 年代,更为合理的极限状态设计法被提出,奠定了现代钢筋混凝土的基本计算理论。

第三阶段:从 20 世纪中期至今。这一阶段材料强度不断提高,高强混凝土、高性能混凝土、高强钢筋相继出现并广泛应用。装配式混凝土结构和泵送商品混凝土等新的结构形式和施工技术应用于各类土木工程,如超高层建筑、大跨度桥梁、特长的跨海隧道和高耸结构等。混凝土结构所能达到的跨度和高度不断被刷新,混凝土结构不断向新的应用领域拓展。该阶段的计算理论充分考虑混凝土和钢筋塑性性状,设计方法采用以概率论为基础的多系数表达的实用设计公式。

0.2.2 混凝土结构的应用

随着混凝土结构的应用范围日益扩大,其在建筑工程、桥梁工程、水利水电工程、特种结构工程、矿井工程及海洋等工程中得到广泛应用。下面简要介绍混凝土结构的应用情况。

1. 建筑工程

在建筑工程中,工厂、住宅、学校等单层、多层建筑广泛采用混凝土结构。在多层房屋建筑中,大多建筑采用砌体结构作为竖向承重构件,但楼板几乎采用预制混凝土或现浇混凝土楼盖。高层建筑中的框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构等也多采用混凝土结构。具有代表性的钢筋混凝土高层结构有:广州中信广场,80 层,高度为 391 m,筒中筒结构,是纯混凝土结构写字楼;中国台北国际金融中心,地上有 101 层,楼高为 508 m,采用钢-混凝土结构;哈利法塔(迪拜塔),楼层总数为 162 层,高为 828 m,总共使用了 $33.3 \times 10^5 \text{ m}^3$ 的混凝土、 $6.2 \times 10^4 \text{ t}$ 的强化钢筋;上海中心大厦,建筑主体为 118 层,总高度为 632 m,仅次于迪拜的哈利法塔,结构形式为钢筋混凝土核心筒-外框架结构。随着建筑技术不断地进步,这些建筑的最高纪录也在不断地被刷新。

大跨度建筑多用于民用建筑中的影剧院、体育馆、展览馆、大会堂、航空港候机厅及其他大型公共建筑,工业建筑中的大跨度厂房、飞机装配车间和大型仓库等。例如,林同炎设计的旧金山地下展览厅,采用 16 片钢筋混凝土拱,跨度为 83.8 m;意大利都灵展览馆拱顶采用装配式混凝土构件,跨度达 95 m;美国西雅图金群体育馆采用钢筋混凝土圆球壳,跨度达 202 m。

2. 桥梁工程

混凝土结构应用于桥梁工程始于 19 世纪 70 年代,法国园艺师莫尼埃建造了一座人行钢筋混凝土桥,跨径为 16 m,宽为 4 m。20 世纪 30 年代,随着预应力混凝土和高强度钢材的相继出现、材料塑性理论和极限理论的研究,大跨度桥梁也可以采用混凝土结构。特别是第二次世界大战以后,世界上修建了多座较大跨径的钢筋混凝土拱桥:葡萄牙亚拉达拱桥,跨径为 270 m,矢高为 50 m;中国第一座试验双曲钢筋混凝土拱桥建于江苏省无锡市,跨径为 9 m;湖南长沙湘江大桥,是一座 16 孔的钢筋混凝土双曲拱桥,大孔跨径为 60 m,小孔跨径为 50 m,总长为 1 250 m;跨度更大的混凝土拱桥是重庆市万县长江大桥,跨度达到 420 m;福州市青州闽江大桥,主跨为 605 m,为双塔双索面钢-混凝土组合梁斜拉桥,其桥塔和桥面均为混凝土结构。

3. 水利水电工程

在水利水电工程中,大坝、水工隧道、溢洪道等工程一般都采用混凝土结构。我国的水利水电工程建设规模大,建设水平高。例如,我国雅砻江流域梯级开发龙头电站的锦屏一级拱坝,为混凝土双曲拱坝,坝高为 305 m,为世界上较高的重力坝;清江梯级开发的水布垭大坝,坝高为 233 m,为混凝土面板堆石坝;我国红水河龙滩水电站大坝坝顶长度为 836.5 m,最大坝高为 216.5 m,坝体混凝土用量为 $7.36 \times 10^6 \text{ m}^3$,为碾压混凝土重力坝。特别是三峡大坝的建设成功,标志着我国大坝建设跨入了世界先进行列。三峡大坝是世界上一座宏伟的混凝土重力坝,坝体混凝土用量达到 $2.794 \times 10^7 \text{ m}^3$,位于世界前列。

4. 特种结构工程

特种结构工程中的烟囱、水塔、筒仓、蓄水池、电视塔、核电站反应堆安全壳和近海采油平台等也有很多采用混凝土结构建造。例如,人工构筑物——广州电视台新塔海心塔,该塔塔身主体高为 454 m,总高度为 610 m;加拿大多伦多电视塔,塔高为 553.3 m,为预应力混凝土结构;上海东方明珠电视塔由三个钢筋混凝土筒体组成,高为 456 m;我国山西云冈建成的两座预应力混凝土煤仓,容量达到 60 000 t 等。

除了上述工程外,混凝土在其他特殊工程中也有广泛应用,如地下停车场、隧道、飞机机场的跑道、填海造地工程等。近年来,我国每年的混凝土消耗量在 $14 \times 10^9 \text{ m}^3$ 左右,钢筋产量在 $2 \times 10^8 \text{ t}$ 左右,我国混凝土结构应用的规模居世界前列。

0.3 本课程的内容、特点及注意事项

0.3.1 本课程的主要内容

混凝土结构课程分为“混凝土结构设计原理”和“混凝土结构设计”两门课程。“混凝土结构设计原理”的主要内容是混凝土结构基本构件的受力性能、承载力和变形计算及配筋构造等,这些内容是土木工程混凝土结构中的共性问题,即混凝土结构的基本理论,故本课程为土木工程专业的基础课。“混凝土结构设计”部分主要包括结构方案的选择、结构构件的布置与截面尺寸的确定、荷载计算、结构的内力分析、截面设计及构造措施等,是土木工程的专业课。

混凝土基本构件按照受力性能来区分,可以分为以下几类:

(1)受弯构件。受弯构件,如梁、板等,这类构件的截面上有弯矩作用,故称为受弯构件。与此同时,受弯构件的截面也受剪力作用。对于板,剪力对设计计算一般不起控制作用。而在梁中,除应考虑弯矩外,尚需考虑剪力的作用。

(2)受压构件。受压构件,如墙、柱等,这类构件主要承受压力的作用。当压力沿构件纵轴作用在构件截面上时,构件为轴心受压构件;当压力在构件截面上不是沿纵轴作用或截面上同时有压力和弯矩作用时,构件为偏心受压构件。墙、柱和拱等构件一般为偏心受压且还有剪力作用。所以,受压构件截面上一般同时作用有弯矩、轴力和剪力。

(3)受拉构件。受拉构件,如屋架下弦杆、拉杆拱中的拉杆等,通常按轴心受拉构件(忽略构件自身重力)考虑。又如层数较多的框架结构,其在竖向荷载和水平荷载共同作用下,有的柱截面上除产生剪力和弯矩外,还可能出现拉力,则为偏心受拉构件。

(4)受扭构件。受扭构件,如曲梁、框架结构的边梁等,构件的截面上除产生弯矩和剪力外,还会产生扭矩,因此,对这类构件应考虑扭矩的作用。

0.3.2 本课程的特点及注意事项

1. 本课程的特点

本课程主要是对混凝土结构构件的受力性能、计算方法和构造要求等问题进行讨论。本课程有以下特点:

(1)材料的复杂性。钢筋混凝土是由钢筋和混凝土两种力学性能完全不同的材料组成的复合材料,除自身性能复杂外,其性能还受诸多因素的影响。它与材料力学中的单一、匀质、连续、理想弹性材料不同,所以材料力学公式在混凝土结构中可以直接运用的不多,但在考虑了钢筋混凝土材料特性的基础上通过平衡关系建立基本方程的途径是相同的。两种材料在截面面积和材料强度大小上的比例匹配不同也会引起构件受力性能的改变,这是单一材料构件所没有的特点。为了对钢筋混凝土的受力性能和破坏特性有较好的了解,首先要掌握好钢筋和混凝土材料的力学性能和影响因素。这对于钢筋混凝土构件是一个既具有基本理论意义、又具有工程实际意义的问题。这是学习本课程必须注意的问题。

(2)公式的半理论、半经验性。钢筋混凝土结构中涉及的计算公式与材料力学等基础课中的公式有所不同。材料力学所涉及的材料都是理想的弹性材料,而在钢筋混凝土结构中的材料则是非均质、非弹性的钢筋混凝土材料,其计算公式是根据理论分析及试验研究得到的半理论、半经验公式,有些则是工程经验的总结,因此,在学习和运用这些公式时,要正确理解公式的本质,需要特别注意公式的适用范围及限制条件。

(3)设计的多方案性。在数学和力学等基础学科中,问题的答案一般是唯一的;而结构设计则需要对总体布置、结构形式、材料选择和构件选型等多个方面综合考虑,是一个多因素的综合性问题,应遵循安全、经济、适用、美观和有利于环保的原则。同一构件在给定荷载作用下,可以采用不同的截面形式,选择不同的截面尺寸和配筋方式等,进而可得到不同的设计结果。合理的设计往往要经过多方案的技术经济比较,从施工、造价、使用、维护和环保等方面综合考虑。事实上,不同的设计理念造就了不同的设计结果,因此,在学习过程中,要注意培养对多种因素进行综合分析的能力。

(4)规范的权威性和设计者的主动创造性。规范是国家制定的有关结构设计计算、构造

要求,及施工的技术规定和标准,是具有约束性和立法性的文件,是设计、校核、审批结构工程设计的依据。强制性条文是设计中必须遵守的带有法律性质的技术文件,这将使设计方法达到统一化和标准化,从而有效地贯彻国家的技术经济政策,保证工程质量。规范是总结了近年来设计、科研单位的科研成果和工程实践经验,并广泛征求国内有关单位的意见,学习和借鉴国外先进规范的经验,并逐渐与国际标准一致,经过反复修改而制定的,它代表了该学科在一个时期的技术水平。由于科学技术水平和生产实践经验是不断发展的,所以规范也必然需要不断修订和补充。

2. 学习本课程应注意的事项

基于本课程的特点,在学习的过程中要注意以下事项:

(1)重视构造要求。结构设计包括结构计算及构造设计两个方面。结构计算是在对结构进行假定简化的基础上进行的,因而计算结果与实际情况仍有一定差距;而构造要求是对构件受力性能的保证措施,是长期科学实验和工程实践的总结,因此,一定要重视构造细节的设计,理解构造原理,认识到计算和构造同等重要。

(2)重视实践和规范应用。本课程是一门理论性和实践性都较强的课程,学习时一方面要通过课堂讲授、习题、作业进行基础知识及理论学习,通过课程设计、毕业设计等实践教学环节进行结构设计,解决工程中所遇到的构造问题;另一方面,还应针对性地通过施工现场的参观、实习,了解实际工程的结构布置、施工工艺等,增强实际认知,积累工程经验。

在学习过程中,还要注意逐步熟悉和正确运用相关的设计规范和设计规程,如《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015年修订)、《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)、《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)等。学习本课程时,应不仅仅局限于规范所列条文、公式、表格的学习,还要侧重于掌握结构构件的受力性能。只有对设计规范条文的概念和实质有正确的理解,才能正确地应用规范的条文及其相应的计算公式、构造要求,充分发挥设计者的主动性、创造性,并能适应设计规范的发展,不断地提高设计工作的水平。

(3)注意难点,突出重点。专业课一般知识面广,综合性强,内容更新快。本课程内容多、试验多、符号多、公式多、构造规定多,学习时要遵循教学大纲要求,贯彻“少而精”的原则,突出对重点内容的学习。对于学习中的难点,要找出它的根源,以利于化解。除掌握好本学科理论和方法的推论、应用和联系外,还要学习更新的内容及与其他学科的联系等。学习新的概念时,要想一想为什么建立这个概念,它是怎样从实际问题中抽象出来的。

习 题

- (1)钢筋与混凝土共同工作的条件是什么?
- (2)混凝土结构有哪些优点和缺点?如何克服这些缺点?
- (3)简述混凝土结构的发展和应用情况。
- (4)本课程主要包括哪些内容?学习时应注意哪些问题?

混凝土结构材料的物理力学性能

学习目标

- 熟悉土木工程用钢筋的品种、级别、性能及其选用原则。
- 熟悉混凝土在各种受力状态下的强度与变形性能及其选用原则。
- 了解钢筋与混凝土的工作原理。
- 熟悉保证钢筋与混凝土之间协同工作的构造措施。

1.1 钢筋

1.1.1 钢筋的种类

钢筋由于品种、规格、型号的不同和在构件中所起的作用不同,在施工中常常有不同的叫法,其分类方法也很多。

1. 按化学成分分类

钢筋的力学性能主要取决于它的化学成分,其中铁元素是主要成分,除此之外,还有少量的碳、锰、硅、磷和硫等元素。增加钢筋中的碳含量,可以提高其屈服强度和抗拉强度,但钢筋的塑性、冲击韧性、腐蚀稳定性和可焊性随之降低。锰、硅元素可以提高钢材的强度,并保持一定的塑性。钢材中的硫、磷是有害元素,应严格控制其含量。随着含磷量的增加,钢材的塑性和冲击韧性明显降低,可焊性变差。硫使钢材热脆,焊接性能恶化,冲击韧性、疲劳强度和腐蚀稳定性降低。

按化学成分不同,混凝土结构中使用的钢材可分为碳素钢和普通低合金钢。根据碳素钢中含碳量的多少,碳素钢又可分为低碳钢(碳含量小于 0.25%)、中碳钢(碳含量不小于 0.25%且小于 0.6%)和高碳钢(碳含量不小于 0.6%且小于 1.4%)。其中,低碳钢和中碳钢属于软钢,高碳钢属于硬钢。除碳素钢已有的成分外,再加入少量的硅、锰、钒、钛、铬等合金元素(一般不超过 3%)即制成普通低合金钢,低合金钢的强度比较高,综合性能比较好,并具有耐腐蚀、耐磨、耐低温性能,以及较好的切削性能、焊接性能等。

2. 按加工方法分类

按加工方法不同,钢筋可分为热轧钢筋、冷拉钢筋、热处理钢筋、冷轧钢筋、冷拔低碳钢丝、消除应力钢丝和钢绞线等几类。

3. 按表面形状分类

按表面形状分类,钢筋可分为光面钢筋和带肋钢筋等。

4. 按在结构中是否施加预应力分类

按在结构中是否施加预应力分类,钢筋可分为普通钢筋和预应力钢筋。

1.1.2 混凝土结构中常用的钢筋

按照我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订)的规定,在混凝土结构中使用的钢筋主要有热轧钢筋、钢丝、钢绞线和热处理钢筋等。

1. 热轧钢筋

热轧钢筋由低碳钢或低合金钢在高温下轧制而成,主要用于钢筋混凝土结构中,也可用于预应力混凝土结构中作为非预应力钢筋使用。我国钢筋混凝土结构中采用的热轧钢筋有普通热轧钢筋、细晶粒热轧带肋钢筋和余热处理带肋钢筋。普通热轧钢筋包括 HPB300、HRB335、HRB400、HRB500,细晶粒热轧带肋钢筋包括 HRBF400、HRBF500,余热处理带肋钢筋为 RRB400。

HPB300 级钢筋[见图 1-1(a)]表面光滑,直径为 6~14 mm;HRB335 级钢筋的直径为 6~14 mm;HRB400、HRBF400、RRB400、HRB500、HRBF500 级钢筋的直径为 6~50 mm,强度较高。几种钢筋的符号表示见附表 4。为了加强钢筋和混凝土的黏结力,钢筋表面一般轧制成月牙肋或等高肋,称为带肋钢筋[见图 1-1(b)和图 1-1(c)]。RRB400 级钢筋为余热处理钢筋,是 HRB335 级钢筋经热轧后,穿过生产作业线上的高压湍流管进行快速冷却后,利用钢筋内部余热进行回火而制成的钢筋。细晶粒热轧带肋钢筋通过控温轧制工艺形成超细组织,从而在不增加钢筋中合金含量的基础上大幅度提高钢材的性能。



图 1-1 热轧钢筋的表面形式

2. 钢丝、钢绞线和热处理钢筋

钢丝、钢绞线和热处理钢筋都是高强钢筋,主要用于预应力混凝土结构中。钢丝、钢绞线的规格可分别参见附表 14、附表 15。

预应力钢丝主要是消除应力钢丝,采用高碳圆钢(含碳量为 0.7%~1.4%),经过加热、淬火、冷拔和回火等工艺制成,其外形有光面、螺旋肋和刻痕三种。钢绞线由多根高强钢丝捻制在一起经过低温回火处理清除内应力后而制成,有 3 股和 7 股两种,多用于后张法大型构件。钢丝和钢绞线不能采用焊接方式连接。

热处理钢筋是将特定强度的热轧钢筋,如 40Si₂Mn、48Si₂Mn 和 45Si₂Cr,经过加热、淬

火和回火等调制而成。钢筋经过热处理后,强度大幅度提高,塑性降低不多,应力-应变曲线没有明显的屈服点,焊接时热影响区的强度降低。它们以盘条形式供应,用于大型预应力混凝土构件中。

1.1.3 钢筋力学性能的检验指标

根据钢筋受拉时应力-应变曲线特征的不同,可分为有明显流幅和无明显流幅的钢筋,前者习惯称为软钢,后者简称为硬钢。钢筋的力学性能是衡量钢材质量的重要指标,包括钢材的强度、塑性、冷弯性能和冲击韧性。

1. 强度

对于有明显屈服点的钢筋来说,低碳钢和低合金钢(含碳量和低碳钢相同)一次拉伸时的应力-应变关系曲线如图 1-2 所示。从图中可以看出, Oa 段为一斜直线,其应力与应变之比为常数,应变在卸荷后能完全消失,此阶段称为弹性阶段,与 a 点对应的应力称为比例极限(或弹性极限)。应力超过 a 点之后,钢筋中晶粒开始产生相互滑移错位,应变即较应力增长得稍快,除弹性应变外,还有卸荷后不能消失的塑性变形。到达 b 点后,钢材开始进入屈服阶段,其强度与加载速度、截面形式、试件表面光洁度等因素有关,很不稳定, b 点称为屈服上限。超过 b 点以后,应力下降到 c 点,此后应力基本不增加而应变急剧增长,但比较稳定,曲线接近水平线, c 点称为屈服下限或屈服点,与 c 点对应的应力称为屈服应力或屈服强度,用 σ_s 表示,水平段 cd 称为屈服台阶或流幅。经过屈服阶段之后,钢材内部晶粒经调整重新排列,抵抗外荷载的能力又有所提高, de 段即称为强化阶段, e 点应力称为钢材的抗拉强度或极限强度,以 σ_b 表示,而与 e 点应力相应的荷载是试件所能承受的最大荷载,称为极限荷载。过 e 点之后,在试件的最薄弱截面出现横向收缩,截面逐渐缩小,塑性变形迅速增大,出现所谓的颈缩现象,此时应力随之降低,直至 f 点试件断裂。

在钢筋混凝土构件计算中,对于有明显屈服点的钢筋,一般取屈服点作为钢筋设计强度的依据。因为钢筋屈服之后,钢筋的塑性变形将急剧增加,钢筋混凝土构件将出现很大的变形和过宽的裂缝,以致不能正常使用;所以,构件大多在钢筋尚未或刚进入强化阶段即产生破坏。但在个别意外的情况和抗震结构中,受拉钢筋可能进入强化阶段,故而钢筋的抗拉强度也不能过低,若与屈服强度太接近则是危险的。

当钢筋的应力在比例极限范围以内时,其应力与应变的比值称为钢材的弹性模量,常用 E_s 表示,即 $E_s = \sigma_s / \epsilon_s$ 。它反映了钢材抵抗弹性变形的能力,是计算钢筋受力的重要指标。不同种类钢筋的弹性模量取值见附表 8。

试验表明,钢筋的受压性能与受拉性能类似,其受拉和受压弹性模量也是相同的。

无明显屈服点的钢材,如预应力钢丝、钢绞线、热处理钢筋等,其应力-应变关系曲线是一条连续曲线,如图 1-3 所示。由图中可以看出,由于没有明显的屈服点,钢筋被拉断前,钢筋的应变较小。对于没有明显的屈服点的钢筋,通常取相当于残余应变为 0.2% 时的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为条件屈服强度, $\sigma_{0.2}$ 相当于极限抗拉强度的 0.86~0.90 倍。为了统一,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)取 $\sigma_{0.2}$ 为极限抗拉强度 σ_b 的 0.85 倍,即 $\sigma_{0.2} = 0.85\sigma_b$ 。

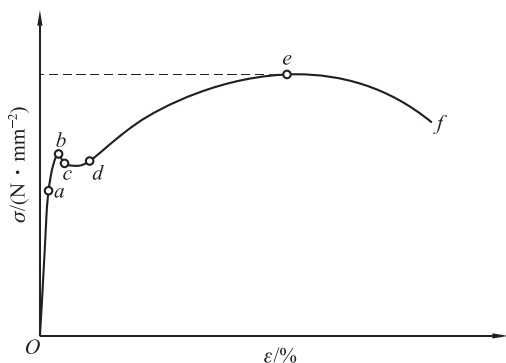


图 1-2 有明显屈服点钢材的应力-应变关系曲线

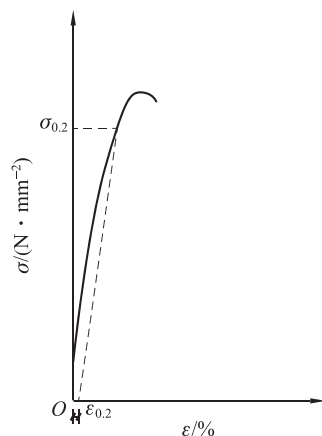


图 1-3 无明显屈服点钢材的应力-应变关系曲线

2. 塑性

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。试件断裂后的残余变形与原标距长度的比率称为伸长率。在图 1-2 中, f 点的横坐标反映了钢材的伸长率,它和流幅 cd 的长短都因钢筋的品种而异,均与材质含碳量成反比。含碳量越低,则钢材的流幅越长、伸长率越大,即标志着钢筋的塑性指标越好,这样的钢筋不致突然发生危险的脆性破坏。由于断裂前钢筋有相当大的变形,足够给出构件即将破坏的预告,因此,强度和塑性这两个方面的要求都是选用钢筋的必要条件。

伸长率是衡量钢材塑性变形的重要指标,它取 $5d$ 或 $10d$ (d 为圆形试件直径) 作为标距长度,其相应的伸长率用 δ_5 或 δ_{10} 表示。其中, $\delta_5 > \delta_{10}$, 这是因为塑性变形主要集中在试件的颈缩区段内,标距长度越短,所得的平均残余应变就越大。

3. 冷弯性能

冷弯性能是检验钢筋塑性性能的另一项指标。为使钢筋在加工、使用时不开裂、弯断或脆断,可对钢筋试件进行冷弯试验(见图 1-4)。试验时按照规定的弯心直径 D 在试验机上加压,使试件弯成规定的角度 α (90° 或 180°),若试件外表面不出现裂纹和分层,即为合格。弯心直径 D 越小,弯转角越大,说明钢筋的塑性越好。冷弯试验不仅能直接检验钢筋的弯曲变形能力或塑性性能,还能暴露出钢筋的冶金缺陷,如硫、磷偏析和硫化物与氧化物的掺杂情况,这些都降低钢筋的冷弯性能。因此,冷弯试验不仅检验钢筋弯折加工性能,而且更能综合反映钢筋性能的优劣,较受力均匀的拉伸试验能更有效地揭示材质的缺陷。冷弯性能是反映钢筋在弯曲状态下塑性应变能力和钢材质量的一项综合指标。

表 1-1 列出了不同钢筋的主要力学性能指标。

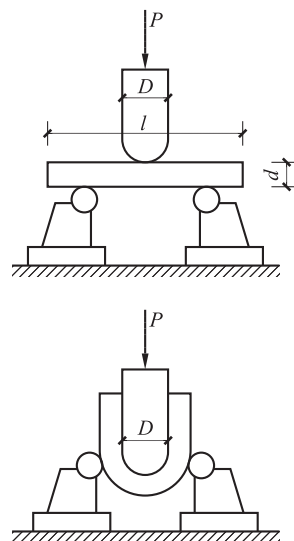


图 1-4 钢筋冷弯试验

表 1-1 不同钢筋的主要力学性能指标

钢筋级别 (牌号)	公称直径 d /mm	屈服强度标准值 σ_s /(N·mm ⁻²)	极限强度标准值 σ_b /(N·mm ⁻²)	总伸长率限制 /%
HPB300	6~14	300	420	10.0
HRB335	6~14	335	455	7.5
HRB400 HRBF400	6~50	400	540	7.5
RRB400				5.0
HRB500 HRBF500	6~50	500	630	7.5

4. 冲击韧性

冲击韧性是钢材抵抗冲击荷载作用的能力,是衡量钢材强度和塑性的综合指标。

当钢材中的硫、磷含量高,化学成分不均匀时,含有非金属夹杂物,以及焊接过程中形成微裂缝等都会使冲击韧性显著降低。温度对钢材冲击韧性的影响也很大。冲击韧性随温度的降低而下降。其规律是开始下降缓慢,当降低到一定温度范围时,冲击韧性突然下降很多,呈脆性,这种性质称为钢材的冷脆性,这时的温度称为脆性临界温度。钢材的脆性临界温度越低,则其低温冲击韧性越好。

对于直接承受动力荷载或可能在负温下工作的重要结构,应有冲击韧性的保证。对有明显屈服点的钢筋,主要检验的力学性能有屈服强度、极限抗拉强度、伸长率和冷弯性能四项指标;对于没有明显屈服点的钢筋,主要检验的力学性能指标有极限抗拉强度、伸长率和冷弯性能。

1.1.4 钢筋性能的要求及选用原则

在混凝土结构中使用的钢筋不仅要求有较高的强度、良好的塑性和可焊性等,而且要求与混凝土之间应有良好的黏结性能,以保证钢筋与混凝土能更好地共同工作。特别是在预应力混凝土结构中,使用的预应力钢筋应具有很高的强度,这样才能建立较高的张拉应力,从而获得较好的预压效果。

1. 混凝土结构对钢筋性能的要求

混凝土结构对钢筋性能的要求主要有以下几个方面:

1) 强度高

使用高强度的钢筋可节省钢材,取得较好的经济效益。但在混凝土结构中,钢筋是否能发挥其高强度,取决于混凝土构件截面的应变。钢筋混凝土结构中受压钢筋所能达到的最大应力约为 400 MPa,因此选用设计强度超过 400 MPa 的钢筋并不能充分发挥其高强度;钢筋混凝土结构中若使用高强度受拉钢筋,在正常使用条件下,要使钢筋发挥其高强度,混凝土结构的变形与裂缝就不会满足正常使用要求,所以高强度钢筋只能用于预应力混凝土结

构中。

2) 变形性能好

为了保证混凝土结构构件具有良好的变形性能,使结构在承载能力极限状态下有明显的预兆,而不发生突然的脆性破坏,则要求钢筋具有足够的变形性能。在施工中,钢筋制作成形需要具有一定的冷弯能力。

3) 可焊性能好

在混凝土结构中钢筋需要连接,连接可采用机械连接、焊接和搭接。其中,焊接是主要连接方式中的一种。可焊性能好的钢筋焊接后不产生裂纹及过大的变形,焊接接头有良好的力学性能。对钢筋焊接质量,除了检查外观外,一般通过拉伸试验检验。

4) 与混凝土之间具有良好的黏结性能

钢筋和混凝土之间必须具有良好的黏结性能,这样才能保证钢筋与混凝土共同工作。钢筋的表面形状是影响钢筋和混凝土之间黏结性能的主要因素。

5) 耐久性和耐火性强

钢筋应具有较强的耐久性和耐火性。细直径钢筋易受到腐蚀而影响与混凝土的黏结性能,甚至削弱截面,降低承载力。环氧树脂涂层钢筋和镀锌钢丝可以提高钢筋的耐久性,但同时会降低黏结力。在结构设计时,应注意混凝土保护层厚度满足构件对耐火极限的要求。热轧钢筋的耐火性能最好,冷轧钢筋次之,预应力钢筋最差。

2. 钢筋的选用原则

HRB400 级钢筋强度高、延性好、锚固性能好,是混凝土结构的主导钢筋,在实际工程中主要用作结构构件的受力主筋;HRB335 级钢筋虽然强度低于 HRB400,但延性、锚固性能好,是混凝土结构的辅助钢筋,在实际工程中也主要用作结构构件的受力主筋;HPB300 级钢筋强度太低,且锚固性能差,一般不推荐使用,在实际工程中只用作板、基础和荷载不大的梁、柱的受力主筋、箍筋及其他构造钢筋;RRB400 级钢筋强度虽高,但疲劳性能、冷弯性能及可焊性较差,使其应用受到一定限制。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定按以下原则选用钢筋:

(1) 纵向受力普通钢筋可采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、HRB335、RRB400、HPB300 钢筋。梁、柱和斜撑构件的纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋。

(2) 箍筋宜采用 HRB400、HRBF400、HRB335、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋。

(3) 预应力钢筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋。

1.2 混凝土

1.2.1 混凝土的强度

混凝土是由一定比例的水泥、砂、石和水经拌和、浇筑、振捣、养护并逐步凝结硬化形成的人造石材。混凝土的强度不仅与水泥强度等级、水灰比、骨料的性质、混凝土的配合比有很大关系,还与混凝土的制作方法、硬化时的环境条件、混凝土的龄期,以及混凝土试件的大小和形状、试验方法等有着密切的关系。在实际工程中常用的混凝土强度有立方体抗压强

度、轴心抗压强度和轴心抗拉强度。

1. 混凝土立方体抗压强度

测定混凝土抗压强度的试件有立方体和圆柱体两种,有些国家如美国、日本等,将直径为 6 in(1 in=2.54 cm)、高为 12 in 的圆柱体试件的抗压强度作为混凝土的强度指标。我国习惯上采用立方体试件的抗压强度作为混凝土强度的基本指标,并把立方体抗压强度标准值作为评定混凝土强度等级的依据。我国国家标准《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)规定以边长为 150 mm 的立方体作为标准试件,标准立方体试件在 $(20 \pm 3)^\circ\text{C}$ 的温度和相对湿度 90% 以上的潮湿空气中养护 28 d,按照标准试验方法(试件的承压面不涂润滑剂,加载速度为每秒 0.3~0.8 N/mm²)测得的抗压强度为混凝土的立方体抗压强度,单位为 N/mm²。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定,用 $f_{\text{cu,k}}$ 表示,即用上述标准试验方法测得的具有 95% 保证率的立方体抗压强度作为混凝土的强度等级。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定的混凝土强度等级有 C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75 和 C80 共 14 个等级,其中 C 表示混凝土,C 后面的数字表示立方体抗压强度标准值。例如,C30 表示立方体抗压强度标准值为 30 N/mm²。一般将强度等级为 C50 以下的混凝土称为普通混凝土,强度等级为 C50~C80 的称为高强度混凝土。

影响混凝土立方体抗压强度的因素有以下几个方面:

(1) 试验方法对混凝土立方体抗压强度有很大的影响。若在试件上、下表面不涂润滑剂,试件在试验机上单向受压时,竖向缩短,横向扩张,由于混凝土与压力试验机垫板的弹性模量及横向变形系数不同,垫板的横向变形明显小于混凝土的横向变形,所以垫板通过接触面上的摩擦力约束混凝土试块的横向变形,就像在试件上、下端各加了一个“套箍”,致使混凝土破坏时形成两个对顶的角锥形破坏面,如图 1-5(a)所示。此时,抗压强度比没有约束的情况要高。如果在试件上、下表面涂一些润滑剂,试件与压力机垫板间的摩擦力就会大大减小,其横向变形几乎不受约束,受压时没有“套箍”作用的影响,试件将沿着平行于力的作用方向产生几条裂缝而破坏,如图 1-5(b)所示。此时,测得的抗压强度明显较低。因此,试验方法对混凝土立方体抗压强度有很大的影响。我国规定的标准试验方法是不涂润滑剂的,不涂润滑剂符合工程实际情况。

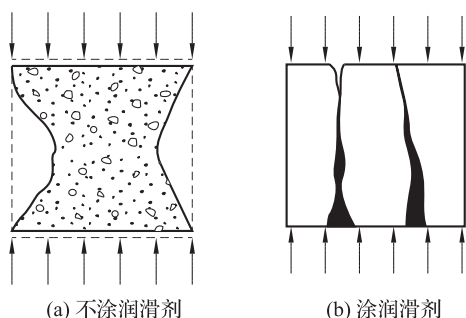


图 1-5 混凝土立方体抗压破坏情形

(2) 加载速度对混凝土立方体抗压强度有影响。加载速度过快,则材料来不及反应,不能充分变形,内部裂缝也难以开展,可得出较高的强度数值;反之,则所得强度数值较低。通常规定加载速度为:混凝土强度等级低于 C30 时,取每秒 0.3~0.5 N/mm²;混凝土强度等级不低于 C30 而低于 C60 时,取每秒 0.5~0.8 N/mm²;混凝土强度等级不低于 C60 时,取每秒 0.8~1.0 N/mm²。

(3) 试块尺寸对混凝土立方体抗压强度有较大影响。我国取边长为 150 mm 的混凝土立方体

作为标准试块,其材料消耗和重量都较适中,便于搬运和试验。但若用边长为 200 mm 或 100 mm 的立方体试块来测定混凝土的强度,就会发现前者的数值偏低,而后者的数值偏高,这就是所谓的“尺寸效应”。因为试块的尺寸小,则摩擦力的影响较大,而试块的体积大,则摩擦力的影响较小,且试块内部结构含瑕疵的可能性较大,所以,根据对比试验的研究结果,《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)规定,当采用边长为 200 mm 和 100 mm 的立方体试块时,所得强度数值要分别乘以强度换算系数 1.05 和 0.95 加以校正。

(4)试件的龄期和养护条件对混凝土立方体抗压强度也有影响。在一定的湿度和温度条件下,初期混凝土的强度增长较快,以后逐渐减慢,这个强度增长过程往往要持续许多年。另外,混凝土试件在潮湿环境下养护时其后期强度较高,而在干燥环境下养护时,虽然其前期强度略高,但后期强度比前期要低。

在实际工程中,混凝土构件的形状、尺寸都与立方体试件大不相同。受压构件的高度通常要比构件截面的边长大许多,受力时也不存在前述的“套箍”作用。这样,实际工程中混凝土的工作条件与前述立方体试块试验时的工作条件不相同,因而两者表现出的强度也不相同,因此,混凝土立方体抗压强度不能直接用于结构设计。立方体抗压强度试验所需设备和试验方法都比较简单,适合于在施工过程中检验和控制混凝土的强度,因此,混凝土立方体抗压强度被作为混凝土最基本的强度指标,是确定混凝土强度等级的依据。混凝土结构设计中使用的混凝土的其他强度值,都可以根据立方体抗压强度值换算得出。

2. 混凝土轴心抗压强度

混凝土的抗压强度与试件形状有关,在实际工程中,受压构件一般不是立方体而是棱柱体,即构件的高度要比截面的宽度或长度大。因此,采用棱柱体比立方体能更好地反映混凝土结构实际抗压能力。用混凝土棱柱体试件测得的抗压强度称为轴心抗压强度(棱柱体抗压强度)。

我国《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)规定,以 150 mm×150 mm×300 mm 的棱柱体作为混凝土轴心抗压强度试验的标准试件。棱柱体试件与立方体试件的制作条件相同,试件上、下表面不涂润滑剂。由于棱柱体试件的高度越大,试验机压板与试件之间的摩擦力对试件高度中部的横向变形的约束影响越小,所以棱柱体试件的抗压强度比立方体的强度值小,并且棱柱体试件高宽比越大,强度越低。当高宽比由 1 增大至 2 时,抗压强度快速下降;但当高宽比大于 2 时,其抗压强度随着高宽比的增大而变化不大。在确定棱柱体试件尺寸时,一方面要考虑到试件具有足够的高度,以不受试验机垫板与试件承压面间摩擦力的影响,使试件的中间区段形成纯压状态;另一方面也要考虑到避免试件过高,在破坏前产生较大的附加偏心而降低抗压极限强度。根据资料统计,一般认为试件的高宽比为 2~3 时,可以基本消除上述两种因素的影响,所以轴心抗压强度的试件往往取 150 mm×150 mm×300 mm、150 mm×150 mm×450 mm 等尺寸。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定以上述棱柱体试件试验测得的具有 95%保证率的抗压强度作为混凝土轴心抗压强度标准值,用符号 f_{ck} 表示(见附表 1)。

考虑到实际结构构件制作、养护和受力情况,实际构件强度与试件强度之间存在的差异,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)基于安全取偏低值,规定轴心抗压强度标准值与立方体抗压强度标准值的关系按式(1-1)确定。

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

式中, α_{c1} 为棱柱体强度与立方体强度之比,对混凝土强度等级为 C50 及以下的取 $\alpha_{c1} = 0.76$,

对 C80 取 $\alpha_{c1}=0.82$, 在此之间按直线规律变化取值; α_{c2} 为高强度混凝土的脆性折减系数, 对 C40 及以下的取 $\alpha_{c2}=1.00$, 对 C80 取 $\alpha_{c2}=0.87$, 中间按直线规律变化取值; 0.88 为考虑实际构件与试件混凝土强度之间的差异而取用的折减系数。

在钢筋混凝土结构中, 计算轴心受压构件(如轴心受压柱、桁架受压腹杆等)时, 要采用混凝土轴心抗压强度。

3. 混凝土轴心抗拉强度

在实际的混凝土构件中, 对于不允许出现裂缝的受拉构件, 如水池的池壁、屋架的下弦, 混凝土抗拉强度是主要的强度指标。混凝土的抗拉强度远低于其抗压强度, 一般只有抗压强度的 $1/18\sim 1/9$, 混凝土强度等级越高, 比值越小。混凝土轴心抗拉强度标准值用 f_{tk} 表示(见附表 1)。

由于影响因素较多, 所以测定混凝土抗拉强度的试验方法没有统一, 现在常用的试验方法有直接轴心受拉试验、劈裂试验及弯折试验三种。

中国建筑科学研究院等单位对混凝土的抗拉强度做了系统的测定, 棱柱体试件用 $100\text{ mm}\times 100\text{ mm}\times 500\text{ mm}$ 的钢模筑成, 两端预埋钢筋, 钢筋埋入深度为 150 mm 并置于试件的中心轴线上, 如图 1-6 所示。试验时, 用试验机的夹具夹紧试件两端外伸的钢筋, 对试件加力使其均匀受拉, 破坏时试件在没有钢筋的中部截面被拉断, 其平均拉应力即混凝土的轴心抗拉强度 f_{tk} 。

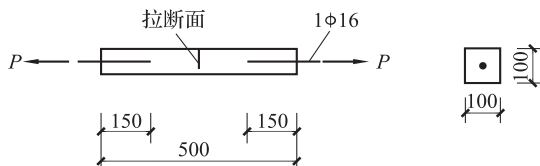


图 1-6 混凝土直接抗拉试验

但是, 由于混凝土内部的不均匀性, 加之安装试件的偏差等原因, 准确测定轴心抗拉强度是很困难的。所以, 国内外也常用图 1-7 所示的圆柱体或立方体的劈裂试验来间接测试混凝土轴心抗拉强度。根据弹性理论, 劈裂强度 f_{ts} 可按式(1-2)计算。

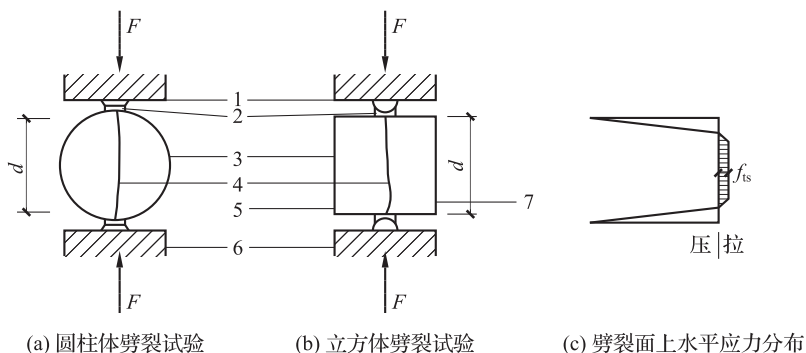


图 1-7 劈裂试验测试混凝土轴心抗拉强度

1—压力机的上压板; 2—弧形垫条及垫层各一条; 3—试件; 4—试件破裂线;
5—浇模顶面; 6—压力机的下压板; 7—浇模底面

$$f_{ts} = \frac{2F}{\pi dl} \quad (1-2)$$

式中, F 为劈裂试验破坏荷载; d 为圆柱体直径或立方体边长; l 为圆柱体长度或立方体边长。

试验表明, 劈裂抗拉强度略大于直接受拉强度, 劈裂试件的大小对试验结果也有一定影响。

由普通混凝土和高强混凝土试验数据分析可得, 混凝土轴心抗拉强度平均值 $f_{t,m}$ 和立方体抗压强度平均值 $f_{cu,m}$ 的关系为

$$f_{t,m} = 0.395 f_{cu,m}^{0.55} \quad (1-3)$$

高强混凝土的抗拉强度也随着混凝土强度等级的提高而增长。试验分析表明, 当为 C80 时, 其轴心抗拉强度比 C40 时的轴心抗拉强度大约增加 1.55 倍及以上。

同样, 混凝土的抗拉强度虽然和抗压强度都随着混凝土强度等级的提高而增长, 但抗拉强度与抗压强度的比值却随之降低, 混凝土的强度等级越高, 其比值降低越多。

4. 复合受力状态下混凝土的强度

在实际的结构中, 混凝土很少处于单向受力状态, 更多的是处于双向或三向复合受力状态。研究混凝土在复合受力状态下的强度问题, 对于合理地分析混凝土结构构件的受力性能具有重要意义。由于混凝土的特点, 在复合应力状态下的强度至今尚未建立完善的强度理论, 目前更多的还是依赖一些试验资料。

1) 混凝土的双向受力强度

图 1-8 所示为混凝土双向受力试验结果。微分体在两个方向受到法向应力 σ_1 和 σ_2 的作用, 另一个方向法向应力 σ_3 为零。第一象限为双向受拉情况, 无论应力比值 σ_1/σ_2 如何, σ_1 和 σ_2 的相互影响不大, 双向受拉强度均接近于单向受拉强度。第二象限、第四象限为拉、压应力状态, 在任意应力比下, 混凝土的强度均小于单轴受力强度, 即双向异号应力使强度降低, 这一现象符合混凝土的破坏机理。第三象限为双向受压区, 最大受压强度发生在

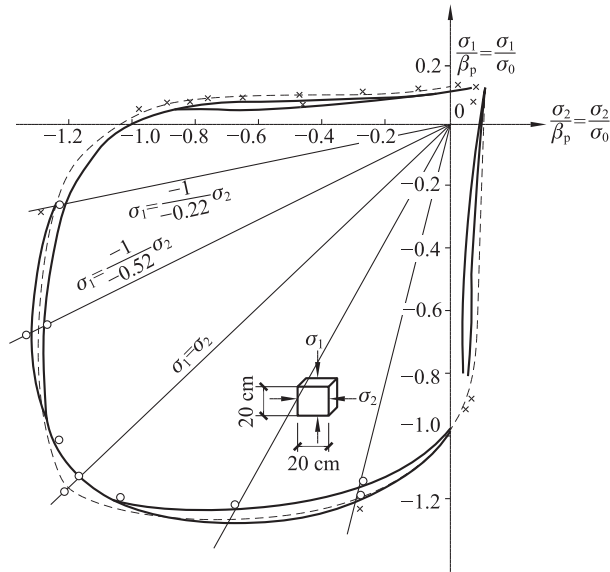


图 1-8 混凝土双向受力试验结果

σ_1/σ_2 为 0.22~1.0 时,混凝土双向受压强度比单向受压强度最多可提高 25%。在图 1-8 中, β_0 为双向受力状态下的峰值应力, σ_0 为单轴受力状态下的混凝土抗压强度。

2) 混凝土在法向应力和剪应力作用下的强度

构件截面同时作用剪应力和压应力或拉应力的剪压或剪拉复合应力状态,在工程中较为常见。通常采用空心薄壁圆柱体进行这种受力试验。图 1-9 所示为混凝土法向应力与剪应力的关系曲线,图中的 f_c^* 为混凝土在法向应力与剪应力作用下的轴心抗压强度。

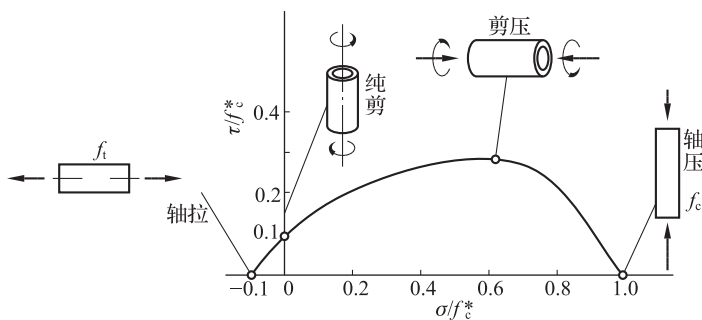


图 1-9 混凝土法向应力和剪应力的关系曲线

从图 1-9 中可以看出:在剪拉应力状态下,抗剪强度随拉应力的增大而减小,当拉应力约为 $0.1f_c^*$ 时,混凝土受拉开裂,抗剪强度降低为零;在剪压应力状态下,随着压应力的增大,抗剪强度增大,但大约在 $\sigma/f_c^* > 0.6$ 时,由于内裂缝的明显发展,抗剪强度反而随压应力的增大而减小,当压应力达到混凝土轴心抗压强度时,抗剪强度为零。从抗压强度的角度来分析,由于剪应力的存在,混凝土的抗压强度要低于单向抗压强度。

3) 混凝土的三向受压强度

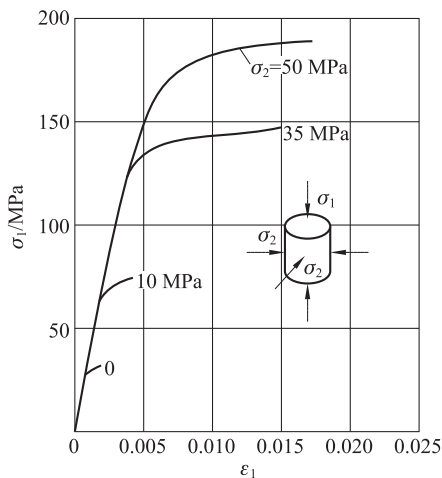


图 1-10 混凝土的三向受压强度

混凝土在三向受压的状态下,其最大主压应力方向的抗压强度取决于侧向压应力的约束程度。试验时采用的加载方式是:先通过液体静压力(液压)对混凝土圆柱体施加径向压应力,然后对试件沿纵轴施加压应力直至破坏,如图 1-10 所示(常规的三轴受压是在圆柱体周围加液压,在两侧向等压,即 $\sigma_2 = \sigma_3$ 的情况下进行的)。从图中可以看出:随着侧向压应力的增加,试件轴向受压强度提高,轴向变形能力也显著得到提高。究其原因,由于侧向压应力的作用,对混凝土构件的侧向变形进行了约束,限制了微裂缝的发展,从而改善了混凝土构件的受力性能。在实际工程中,常采用钢管混凝土、螺旋箍筋柱等构件,这些构件在受力的过程中能有效约束混凝土的侧向变形,提高混凝土的抗压强度,增强混凝土构件的变形能力。

1.2.2 混凝土的变形

混凝土的变形有两类:一类为荷载作用下的受力变形,包括一次短期荷载、重复荷载和长

期荷载作用下的变形;另一类为非荷载作用下的变形,包括干湿变形、温度变形和化学收缩等。

1. 荷载作用下的受力变形

1) 一次短期荷载作用下的变形

一次短期荷载作用是指荷载从零开始单调增加至试件破坏,也称单调加载。混凝土在一次短期荷载作用下的应力-应变关系是混凝土最基本的力学性能,是研究钢筋混凝土构件强度、裂缝、变形、延性(承受变形的能力)和受力全过程的依据。

(1) 一次短期荷载作用下的变形试验。混凝土的应力-应变(σ - ϵ)关系曲线通常用棱柱体试件进行测定,测试时在试件的四个侧面安装应变仪读取纵向压应变。混凝土试件受压时典型的应力-应变曲线如图 1-11 所示,整个曲线大体上分上升段与下降段两个部分。

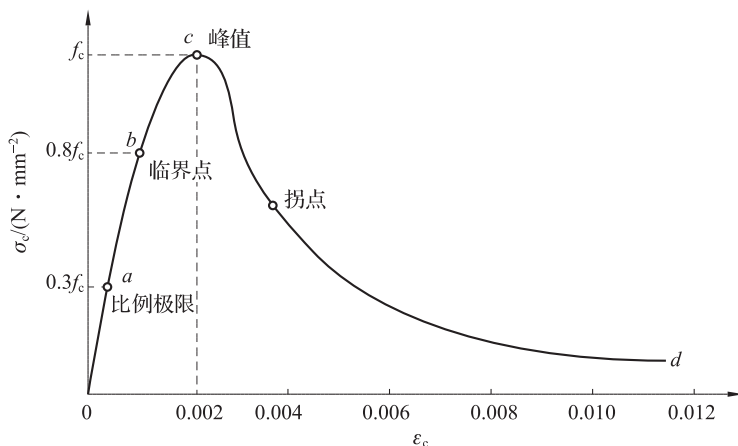


图 1-11 混凝土受压时典型的应力-应变曲线

①在上升 $0c$ 段。起初压应力较小,当应力 $\sigma \leq 0.3f_c$ 时($0a$ 段),变形主要取决于混凝土内部骨料和水泥晶体的弹性变形,应力-应变关系呈直线变化。在卸载后应变将恢复到零。当应力 σ 在 $(0.3 \sim 0.8)f_c$ 范围时(ab 段),由于混凝土内部水泥胶凝体的黏性流动,以及各种原因形成的微裂缝也逐渐处于稳定状态的发展中,致使应变的增长较应力更快,表现了材料的塑性性质。当应力 $\sigma > 0.8f_c$ 之后(bc 段),混凝土内部微裂缝进入不稳定状态发展阶段,塑性变形急剧增大,曲线斜率显著减小。当应力到达峰值时,混凝土内部黏聚力被破坏,随着微裂缝的延伸和扩展,试件形成若干条贯通的纵裂缝,混凝土应力达到受压时最大承压应力 σ_{\max} (c 点),混凝土最大承压应力称为混凝土轴心抗压强度 f_c ,相应于 f_c 的应变值 ϵ_c 在 0.002 附近。

②在下降 cd 段。当试件应力达到 f_c (c 点)后,随着裂缝的贯通,试件的承载能力将开始下降。在峰值应力以后,裂缝迅速发展,内部整体结构受到越来越严重的破坏,传力路线不断减少,试件的平均应力强度下降,所以,应力-应变曲线向下弯曲,直到凹向发生改变,曲线出现“拐点”。超过“拐点”,曲线开始凸向应变轴,这时,只靠骨料间的咬合及摩擦力与残余承压面来承受荷载。随着变形的增加,应力-应变曲线逐渐凸向水平轴方向发展,这时贯通的主裂缝已很宽,内聚力几乎耗尽。达到曲线上的 d 时试件,真正被压坏,相应于该点的应变值,此时的压应变称为极限压应变,以 ϵ_{\max} 或 ϵ_{cu} 表示。

如果测试时使用的是一般性的试验机,则由于机器的刚度小,试验机释放加荷过程中积累起来的应变能所产生的压缩量将大于试件可能的变形,于是试件在此一瞬间即被压碎,从

而测不出应力-应变曲线的下降段。故而必须使用刚度较大的试验机,或者在试验时附加控制装置以等应变速度加载,或者采用辅助装置以减慢试验机释放应变能时变形的恢复速度,使试件承受的压力稳定下降,使试件不致破坏,从而测出下降段,得到混凝土受压时应力-应变完整曲线。

从混凝土的应力-应变曲线可以看出混凝土的应力-应变关系图形是一条曲线,这说明混凝土是一种弹塑性材料,只有当压应力很小时,才可将其视为弹性材料。曲线分为上升段和下降段,说明混凝土在破坏过程中,承载力有一个从增加到减少的过程,当混凝土的压应力达到最大时,并不意味着立即破坏,因此,混凝土最大应变对应的不是最大应力,最大应力对应的也不是最大应变。

混凝土的最大应变值 ϵ_{\max} 包括弹性应变和塑性应变两部分,塑性应变部分越大,表明变形能力越强,也就是混凝土的延性越好,所谓混凝土材料的延性可以理解为耐受后期变形的能力。

(2) 影响混凝土应力-应变曲线形状的因素有很多。影响混凝土应力-应变曲线形状的因素有很多,如混凝土的强度、试验方法及受压时的约束情况等。

① 混凝土强度等级的影响。如图 1-12 所示,随着混凝土强度等级的提高,曲线上升段和峰值应变的变化不显著,而下降段形状有很大的差异,混凝土强度越高,应力下降越剧烈,即延性越差。这在高强度混凝土中更为明显,最后破坏大多为骨料破坏,脆性明显,变形小;而强度较低的混凝土,曲线的下降段较平缓,即低强度混凝土的延性较高强度混凝土的延性要好。

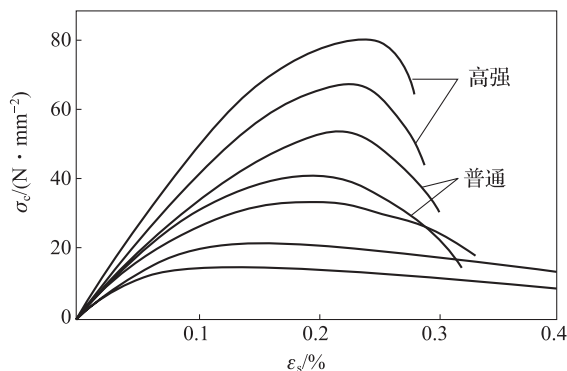


图 1-12 不同强度等级混凝土的应力-应变曲线

② 加载速度的影响。试验表明,加载速度对混凝土的应力-应变曲线也有影响。随着加载速度的增加,最大应力值也增加,但到达最大应力值的应变减小,也使曲线的下降显得比较陡峭。

③ 横向钢筋的约束作用。横向钢筋(如密排箍筋、螺旋箍筋及钢管)的约束作用对混凝土的应力-应变曲线也有较大的影响。随着配箍量的增加及箍筋的加密,混凝土应力-应变曲线的峰值不仅提高,而且峰值应变的增大及曲线下降段的下降减缓都比较明显。由于横向钢筋的侧向约束作用,使混凝土处于三向受压状态,这样不仅可以提高混凝土的强度,而且可以大大提高混凝土的延性。

混凝土的受拉应力-应变关系曲线的形状与受压时的相似,只是极限拉应变较小,约为极限压应变的 1/20。由于混凝土的极限拉应变太小,所以处于受拉区的混凝土极易开裂,钢筋混凝土构件通常都是带裂缝工作的。

2) 重复荷载作用下的变形

(1) 重复荷载作用下的变形试验。将混凝土试件加载到一定数值后,再卸载,并多次循环这一过程,便可得到混凝土在重复荷载作用下的应力-应变关系曲线,如图 1-13 所示。由图可知,混凝土在经过一次加载与卸载循环后,其变形有一部分恢复了,而另一部分则不能恢复。这些不能恢复的塑性变形,在多次循环过程中将逐渐积累。

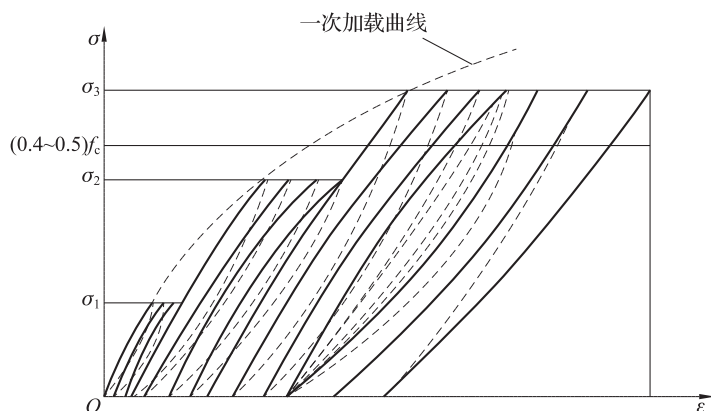


图 1-13 混凝土在重复荷载作用下的应力-应变关系曲线

在上述试验过程中,当所施加的应力较小时即卸载,在经过多次循环后,累积的塑性变形就不再增加,这时混凝土的应力-应变关系曲线渐变为直线,呈弹性工作状态。如果所施加的应力虽低于混凝土的抗压强度,但超过某一限值后,在经过多次循环以后混凝土就会破坏,这一限值称为混凝土的疲劳强度,这种现象称为疲劳破坏。通常将使试件在循环 200 万次时发生破坏的压应力称为混凝土的疲劳强度。一般来说,混凝土的疲劳破坏归因于混凝土微裂缝、孔隙、弱骨料等内部缺陷,这些内部缺陷在承受重复荷载之后产生应力集中,导致裂缝发展、贯通,结果引起骨料与砂浆间的黏结破坏。混凝土发生疲劳破坏时无明显预兆,属于脆性性质的破坏,开裂不多,但变形很大。采用级配良好的混凝土、加强振捣以提高混凝土的密实性,并注意养护,都有利于混凝土疲劳强度的提高。

疲劳现象大量存在于工程结构中,工业厂房中的钢筋混凝土吊车梁受到的重复荷载作用,钢筋混凝土道桥受到的车辆振动影响,以及港口海岸的混凝土结构受到的波浪冲击造成的损伤等都属于疲劳破坏现象。

(2) 混凝土的弹性模量 E_c 与变形模量。弹性模量在力学中是联系应力和应变的重要参数,在钢筋混凝土构件的设计计算中,混凝土的弹性模量也是分析、研究构件应力分布、变形、温度应力,以及预应力混凝土结构中应力计算等的重要参数。混凝土属于弹塑性材料,在应力较小($\sigma < 0.3f_c$)时,应力-应变关系可视为直线;而在一般情况下,应力与应变不是直线关系,故混凝土的弹性模量就不为常量。如图 1-14 所示,过混凝土应力-应变曲线的原点 O 做一条切线,其倾角 α_0 的斜率称为混凝土的原点切线模量,简称

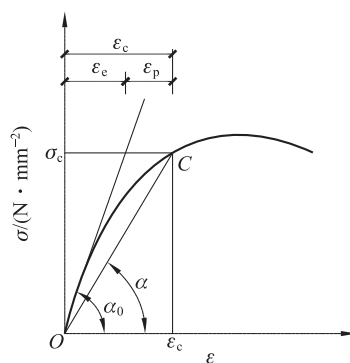


图 1-14 混凝土的弹性模量及变形模量

为弹性模量 E_c , 即

$$E_c = \tan \alpha_0 \quad (1-4)$$

由于利用一次加载的应力-应变关系曲线不易准确测得混凝土的弹性模量,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订)规定,混凝土的弹性模量利用混凝土在重复荷载作用下的性质,以 $\sigma = (0.4 \sim 0.5) f_c$ 重复加卸 5~10 次后,应力-应变关系曲线近似为直线,且该直线与第一次加载时曲线的原点切线基本平行的特点,进行测定。根据大量的试验结果,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订)给出不同强度等级的混凝土弹性模量的计算公式,即

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (1-5)$$

不同强度等级的混凝土弹性模量取值见附表 3。当混凝土的应力较小时, E_c 能反映应力与应变关系;当应力较大时,由于混凝土的塑性发展, E_c 就不再能准确反映混凝土的实际工作情况,这时应采用变形模量 E'_c 。

从图 1-14 中可以看出,混凝土的变形模量就是连接 O 至某点应力 σ_c 处的割线与横坐标的倾角 α 的正切,也称为割线模量,即

$$E'_c = \tan \alpha = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c} \cdot \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \gamma E_c \quad (1-6)$$

式中, γ 为混凝土的弹性系数, $\gamma = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c}$ (ϵ_c 为混凝土应力为 σ_c 时的总应变, $\epsilon_c = \epsilon_e + \epsilon_p$, ϵ_e 为弹性应变, ϵ_p 为塑性应变)。

在混凝土的理论计算中,应当根据 E'_c 值来确定其应力-应变关系,所以 E'_c 是有实用意义的。但由于 E'_c 是一个变值,此时 γ 随着某点的应力 σ_c 的增大而减小,因此, γ 可根据构件的应用场合(如处在使用应力阶段或是破坏阶段等),按试验资料来确定。

由试验可知,混凝土的受拉应力-应变关系曲线与受压时的相似,所以在计算中,受拉弹性模量与受压弹性模量可取为同一值。

3) 长期荷载作用下的变形

在长期荷载作用下,荷载维持不变,混凝土的应变随时间而增长的现象称为徐变。徐变能使结构的内力发生重新分布,变形增大,并引起预应力的损失。混凝土的徐变特性主要与时间参数有关,图 1-15 所示为混凝土的徐变-时间关系曲线。图中, ϵ_{cc} 为试件在加载瞬间产生的应变,称为瞬时应变; ϵ_{cr} 为在荷载保持不变的情况下,试件随时间的增长而不断增加的应变,称为混凝土的徐变应变。由图可知,混凝土徐变开始增长较快,以后逐渐减慢,通常在前几个月增长很快,在第一年内可完成 90% 左右,其余部分在以后几年内逐渐完成,通常经过 2~5 年可认为徐变基本结束。如果试件经长期荷载作用后,在某个时刻全部卸载,则在卸载瞬间,混凝土将发生瞬时的弹性恢复应变 ϵ'_{cc} ,其数值小于加载时的瞬时应变 ϵ_{cc} ,之后还有一段徐变恢复过程,这部分的徐变恢复应变称为弹性后效,弹性后效约为徐变变形的 1/12。而剩下的 ϵ'_{cr} 为不可恢复的残余应变。

混凝土产生徐变,一般而言,归因于混凝土中未晶体化的水泥胶凝体,在持续的外荷载作用下产生黏性流动,压应力逐渐转移给骨料,骨料应力增大,试件变形也随之增大。卸荷后,水泥胶凝体又渐渐恢复原状,骨料遂将这部分应力逐渐转回给胶凝体,于是产生弹性后效。另

外,当压应力较大时,在荷载的长期作用下,混凝土内部裂缝不断发展,也致使应变增加。

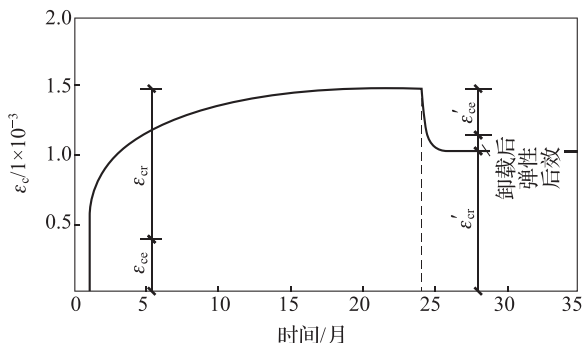


图 1-15 混凝土的徐变-时间关系曲线

影响徐变的因素很多,主要有应力水平、外部环境、内在因素等。应力越大,徐变就越大;加载时混凝土的龄期越短,徐变也越大;养护温度越高、时间越长,则徐变越小;水泥用量越多,徐变越大;混凝土骨料的级配越好,弹性模量越大,徐变越小;此外,徐变还和水泥品种有关,普通硅酸盐水泥的混凝土较矿渣水泥、火山灰水泥及早强水泥的混凝土的徐变相对要大,等等。

混凝土的徐变,对钢筋混凝土构件的内力分布及其受力性能有所影响。例如,徐变会使钢筋与混凝土间产生应力重分布,钢筋混凝土柱的徐变使混凝土的应力减小,使钢筋的应力增加,不过最后不影响柱的承载力。由于徐变,受弯构件的受压区变形加大,会使它的挠度增加;对于偏压构件,特别是大偏压构件,会使附加偏心距加大而导致强度降低;对于预应力构件,会产生预应力损失等不利影响;但徐变也会缓和应力集中现象、降低温度应力、减少支座不均匀沉降引起的结构内力,延缓收缩裂缝在受拉构件中的出现,这些对结构都是有利的。

2. 非荷载作用下的变形

1) 干湿变形

混凝土由于环境湿度的变化而表现为干缩湿胀。一方面,混凝土在空气里结硬干燥的过程中,由于毛细孔中水分的蒸发,使毛细孔中形成负压,随着空气湿度的降低,负压逐渐增大,产生收缩力,造成混凝土收缩;同时,水泥凝胶体颗粒的吸附水也发生部分蒸发,凝胶体因失水而产生收缩。另一方面,混凝土在水中硬化时,体积会有轻微膨胀,这是凝胶体粒子的吸附水膜增厚,使凝胶体粒子之间的距离增大所致。一般湿胀的变形量很小,不会对工程造成破坏;而干燥收缩能使混凝土的表面产生拉应力,进而导致开裂,影响混凝土的耐久性。

2) 温度变形

混凝土与其他材料一样,也会随温度的变化产生热胀冷缩变形。混凝土在凝结初期,水泥的水化会放出较多的热量,由于混凝土属于热的不良导体,使得混凝土的内外温差较大,造成混凝土的内胀外缩,混凝土的外表产生很大的拉应力,严重时混凝土将产生裂缝。这种温度裂缝,在大体积和大面积混凝土工程中常会发生,也是对其极为不利的。

3) 化学收缩

混凝土的化学收缩,是由于水泥在水化结硬过程中,体积将变小,从而引起混凝土的收缩。化学收缩是不可恢复的,其数值一般很小。

1.2.3 混凝土的选用原则

在实际工程结构设计时,混凝土强度等级的选用原则如下:

- (1)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;采用强度等级 400 MPa 及以上的钢筋时,混凝土强度等级不应低于 C25。
- (2)预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40,且不应低于 C30。
- (3)承受重复荷载的钢筋混凝土构件,混凝土强度等级不应低于 C30。

1.3 钢筋与混凝土的黏结

钢筋与混凝土这两种力学性能完全不同的材料之所以能在一起共同工作,除了两者具有相近的温度线膨胀系数及混凝土对钢筋具有保护作用以外,主要还由于在这两者之间的接触面上存在良好的黏结力;同时为了保证钢筋混凝土构件在工作时钢筋不被从混凝土中拔出或压出,并能够与混凝土更好地工作,还要求钢筋具有良好的锚固性能。如果钢筋与混凝土不能良好地黏结在一起,混凝土构件受力变形后,在小变形的情况下,钢筋和混凝土不能协调变形;在大变形的情况下,钢筋就不能很好地锚固在混凝土结构中。黏结和锚固是钢筋与混凝土形成整体、共同工作的基础。

1.3.1 黏结力的概念及分类

1. 黏结力的概念

黏结力是钢筋与混凝土接触面上所产生的沿钢筋纵向的剪应力,也称为黏结应力。而黏结强度则是指黏结失效时的平均黏结应力。

2. 黏结力的分类

钢筋混凝土构件中的黏结力,按其作用性质的不同可以分为以下两类:

1) 锚固黏结力

简支梁支座处的钢筋端部、梁跨间的主筋搭接或切断处、悬臂梁和梁柱节点受拉主筋的外伸段等需要延伸一段长度,即锚固长度,此类属于锚固黏结。这类情况的共性是钢筋端头的应力为零,在经过一段锚固黏结力的积累后,钢筋的应力应能达到其设计强度。如果钢筋因黏结锚固能力不足而发生滑动,则钢筋强度不能充分利用,从而导致构件开裂和承载力下降,甚至提前失效,产生黏结破坏。黏结破坏属于脆性破坏,所以必须保证有足够的锚固程度,以免这类破坏的发生。

2) 局部黏结力

钢筋混凝土构件某截面受拉开裂后,在开裂面上混凝土退出工作,使钢筋拉应力增大;但裂缝间截面上混凝土仍承受一定拉力,钢筋应力减少,由此引起钢筋应力沿纵向发生变化,使钢筋表面有相应的黏结力分布,此类属于裂缝间的局部黏结。这类黏结在钢筋的中部,而不是端头。裂缝间黏结力的大小及分布将影响到裂缝间距与裂缝宽度的大小,影响到构件刚度的大小,因此,局部黏结力的存在,使混凝土内钢筋的平均应变或总变形小于钢筋单独受力时的相应变形,有利于减小裂缝宽度和增大构件刚度;局部黏结力的丧失,将会增大裂缝的开展和降低混凝土构件的刚度。其大小反映了混凝土参与受力的程度。

钢筋与混凝土的这种黏结力主要有化学胶结力(混凝土与钢筋之间接触面的化学吸附作用力)、摩擦力(混凝土收缩握裹钢筋产生的力)和机械咬合力(钢筋的表面凹凸不平与混凝土的机械咬合作用)三部分组成。其中,化学胶结力一般较小,当混凝土和钢筋界面发生

相对滑动时,化学胶结力会消失。混凝土硬化会发生收缩,从而对其中的钢筋产生径向的握裹力,在握裹力的作用下,当钢筋和混凝土之间有相对滑动,或有滑动趋势时,钢筋与混凝土之间产生摩擦力,摩擦力大小与钢筋表面的粗糙程度有关,钢筋表面越粗糙,摩擦力越大。机械咬合力是由钢筋表面凹凸不平与混凝土咬合嵌入产生的。

1.3.2 影响黏结力强度的因素

影响钢筋与混凝土之间黏结强度的因素很多,主要有钢筋的表面形状、混凝土强度及其组成成分、浇筑位置、混凝土保护层厚度及钢筋净间距、横向钢筋约束或侧向压力作用等。

1. 钢筋的表面形状

带肋钢筋与混凝土之间的黏结力由化学胶结力、摩擦力和机械咬合力三部分组成。但是,带肋钢筋表面的横肋嵌入混凝土内并与其咬合,能显著提高钢筋与混凝土之间的黏结性能。而光圆钢筋的黏结力主要由化学胶结力和摩擦力组成,相对较小,因此,设计时为了增加光圆钢筋与混凝土之间的锚固性能,减少滑移,光圆钢筋的端部要加弯钩或采取其他机械锚固措施。

2. 混凝土强度及其组成成分

混凝土的强度越高,锚固强度越好,相对滑移越小。混凝土的水泥用量越大,水灰比越大,砂率越大,黏结性能越差,锚固强度越低,相对滑移量越大。

3. 浇筑位置

混凝土硬化过程中会发生沉缩和泌水。水平浇筑构件(如混凝土梁)的顶部钢筋,受到混凝土沉缩和泌水的影响,钢筋底部与混凝土之间容易形成空隙层,会削弱钢筋与混凝土之间的黏结性能。浇筑位置对黏结性能的影响,取决于构件的浇筑高度,混凝土的坍落度、水灰比、水泥用量等。浇筑高度越高,坍落度、水灰比和水泥用量越大,产生的影响就越大。

4. 混凝土保护层厚度及钢筋净间距

钢筋与混凝土之间的黏结力是需要钢筋周围有一定厚度的混凝土和一定的钢筋净间距才能实现和保证的。尤其是带肋钢筋,如果周围的混凝土保护层厚度和钢筋净间距不足,就会产生劈裂裂缝,破坏黏结,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间距。

5. 横向钢筋约束或侧向压力作用

横向钢筋的约束或侧向压力的作用,可以延缓裂缝的发展和限制劈裂裂缝的宽度,从而提高锚固强度。因此,在较大直径钢筋的锚固或搭接长度范围内,以及当一层并列的钢筋根数较多时,均应设置一定数量的附加箍筋,以防止混凝土保护层劈裂崩落。

1.3.3 保证黏结力的措施

对于钢筋与混凝土之间足够的黏结作用,我国设计规范通过采用规定的钢筋净距、锚固长度和搭接长度、混凝土保护层厚度等构造措施来保证,在设计和施工时必须严格遵守相应的规定。

1. 钢筋的锚固

1) 钢筋的基本锚固长度

为了保证钢筋和混凝土之间能产生足够的黏结力,钢筋在混凝土中必须有可靠的锚固

措施,一般用规定的锚固长度来保证。

当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按式(1-7)和式(1-8)计算。

对于普通钢筋,有

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (1-7)$$

对于预应力钢筋,有

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (1-8)$$

式中, l_{ab} 为受拉钢筋的基本锚固长度; f_y 、 f_{py} 分别为普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值; f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值,当混凝土强度等级高于C60时,按C60取值; d 为锚固钢筋的直径; α 为锚固钢筋的外形系数,按表1-2取用。

表 1-2 钢筋的外形系数 α

钢筋类型	光圆钢筋	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:光圆钢筋是指HPB300级钢筋,其末端应做180°弯钩,弯后平直段长度不应小于 $3d$,但作受压钢筋时可不作弯钩;带肋钢筋是指HRB335、HRB400、RRB400、HRBF400、HRB500、HRBF500级钢筋。

2) 受拉钢筋的锚固长度

受拉钢筋的锚固长度应根据锚固条件按式(1-9)计算,且不应小于200mm。

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (1-9)$$

式中, l_a 为受拉钢筋的锚固长度; ζ_a 为锚固长度修正系数。

纵向受拉普通钢筋的锚固长度修正系数应按照规定取用:

- (1)当带肋钢筋的公称直径大于25mm时,取1.10。
- (2)环氧树脂涂层带肋钢筋,取1.25。
- (3)施工过程中易受扰动的钢筋,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)锚固钢筋的保护层厚度为 $3d$ 时,修正系数可取0.80;保护层厚度为 $5d$ 时,修正系数可取0.70;中间按内插取值。此处, d 为锚固钢筋的直径。

为减小钢筋的锚固长度,可在纵向受拉钢筋的末端采用图1-16所示的机械锚固措施。对于HRB335、HRB400、RRB400级钢筋,采用机械锚固措施后的锚固长度(包括附加锚固端头在内)可取上述计算长度的0.7倍。

受压钢筋的黏结锚固与受拉钢筋基本相同,但钢筋受压后的微粗效应加大了界面的摩擦力及咬合作用,对锚固有利,因此受压钢筋的锚固长度可以适当减小。当计算中充分利用了钢筋的抗压强度时,受压钢筋的锚固长度可取为受拉钢筋的锚固长度的0.7倍。

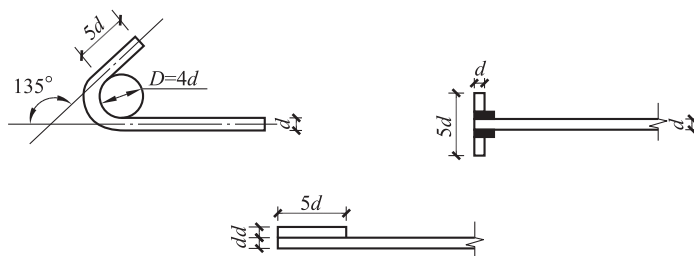


图 1-16 钢筋的机械锚固

2. 钢筋的连接

由于结构中实际配置的钢筋长度与供货长度不一致,钢筋产生连接问题。钢筋的连接需要满足承载力、刚度、延性等基本要求,以实现结构对钢筋的整体传力。钢筋的连接方式有绑扎搭接、机械连接和焊接。

1) 钢筋连接的原则

钢筋的连接应遵循以下基本设计原则:接头应尽量设置在受力较小处,以降低接头对钢筋传力的影响程度;在同一钢筋上宜少设连接接头,避免过多地削弱钢筋的传力性能;同一构件相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开,限制同一连接区段内搭接接头面积百分率,避免变形、裂缝集中于接头区域;在钢筋连接区域应采取必要构造措施,以确保对被连接钢筋的约束,避免连接区域的混凝土纵向劈裂。

2) 绑扎搭接

钢筋的绑扎搭接利用了钢筋与混凝土之间的黏结锚固作用,因比较可靠且施工简便而得到了广泛应用;但是,因直径较粗的受力钢筋绑扎搭接容易产生过宽的裂缝,故受拉钢筋直径大于 25 mm、受压钢筋直径大于 28 mm 时不宜采用绑扎搭接。轴心受拉及小偏心受拉构件的纵向钢筋,因构件截面较小且钢筋拉应力相对较大,为防止连接失效引起结构破坏等严重后果,故不得采用绑扎搭接。承受疲劳荷载的构件,为避免其纵向受拉钢筋接头区域的混凝土疲劳破坏而引起连接失效,也不得采用绑扎搭接接头。

钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍搭接接头长度。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 1-17 所示。同一连接区段内纵向钢筋搭接接头面积百分率为该区段内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的比值。

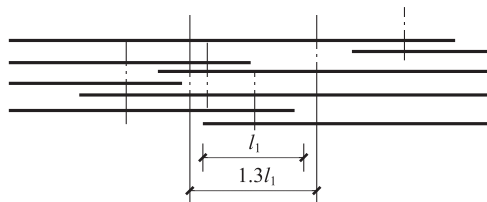


图 1-17 钢筋的搭接接头连接区

位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率可按以下规定确定:对于梁、板和墙类构件,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,对于梁类构件,不应大于 50%;对于板类、墙类及柱类构件,可根据实际情况放宽。

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度应根据位于统一连接区段的搭接钢筋面积百分率按式(1-10)计算,且不应小于 300 mm。

$$l_l = \zeta_l l_a \quad (1-10)$$

式中, l_l 为受拉钢筋的搭接长度; l_a 为受拉钢筋的锚固长度, 由式(1-9)计算; ζ_l 为纵向受拉钢筋搭接长度修正系数, 按表 1-3 取用。

表 1-3 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ_l

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

在任何情况下, 纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度均不应小于 300 mm。构件中的纵向受压钢筋, 当采用搭接连接时, 其受压搭接不应小于 $0.7 l_l$, 且不小于 200 mm。

在纵向受力钢筋搭接接头范围内应配置横向构造钢筋, 当受力钢筋的保护层厚度不大于 $5d$ 时, 搭接接头范围内应配置横向构造钢筋, 其直径不应小于 $d/4$; 对梁、柱、斜撑等构件间距不应大于 $5d$, 对板、墙等平面构件间距不应大于 $10d$, 且均不应大于 100 mm。当受压钢筋直径大于 25 mm 时, 尚应在搭接接头两个端面外 100 mm 范围内各设置两道箍筋。此处 d 为搭接钢筋的直径。

3) 机械连接

钢筋的机械连接是通过贯穿于两根钢筋外的套筒来实现传力的, 套筒与钢筋之间通过机械咬合力过渡。机械连接比较简便, 是规范鼓励推广应用的钢筋连接形式, 但与整体钢筋相比, 性能会有所削弱, 因此应用时应遵循如下规定: 钢筋机械连接接头连接区段的长度为 $35d$ (d 为连接钢筋的较小直径) 且不小于 500 mm, 凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段; 对于在受拉钢筋受力较大处设置的机械连接接头或直接承受动力荷载的结构构件中的机械连接接头, 位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50%; 机械连接接头连接件的混凝土保护层厚度宜满足纵向受力钢筋最小保护层厚度的要求, 机械连接套筒的横向净间距不宜小于 25 mm。

4) 焊接

钢筋焊接是利用电阻、电弧或者燃烧的气体加热钢筋端头使之熔化并用加压或添加熔融的金属焊接材料, 使之连成一体的连接方式。焊接连接最大的优点是节省钢筋材料、接头成本低、接头尺寸小, 基本不影响钢筋间距及施工操作, 是一种很理想的连接方式。但是, 需进行疲劳验算的构件, 其纵向受拉钢筋不宜采用焊接接头; 当直接承受吊车荷载的钢筋混凝土吊车梁、屋面梁及屋架下弦的纵向受拉钢筋必须采用焊接接头时, 应符合有关规定。

3. 混凝土保护层厚度

混凝土保护层是指结构构件中钢筋外边缘至构件表面之间用于保护钢筋的混凝土层, 简称保护层。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订) 规定, 构件中受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径; 当梁、柱、墙中纵向受力钢筋的保护层厚度大于 50 mm 时, 宜对保护层采取有效的构造措施; 当在保护层内配置防裂、防剥落的钢筋网片时, 网片钢筋的保护层厚度不应小于 25 mm。

习 题

(1) 混凝土结构中使用的钢筋主要有哪些种类? 根据钢筋的力学性能, 钢筋可以分为哪两种类型? 其屈服强度怎样取值?

- (2) 有明显屈服点的钢筋和没有明显屈服点的钢筋,其应力-应变曲线有什么不同?
- (3) 钢筋混凝土结构对钢筋的性能有哪些要求?
- (4) 混凝土的强度等级是怎样确定的?我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定的混凝土强度等级有哪些?
- (5) 混凝土的主要力学指标有哪些?混凝土的变形怎样分类?
- (6) 混凝土的立方体抗压强度是如何确定的?
- (7) 什么是混凝土的徐变?徐变的规律是什么?徐变对钢筋混凝土构件有什么影响?影响徐变的主要因素有哪些?怎样减少徐变?
- (8) 钢筋与混凝土之间的黏结力是如何产生的?影响黏结强度的因素有哪些?
- (9) 混凝土构件应采取哪些措施来保证钢筋与混凝土之间的黏结力?
- (10) 钢筋的连接应遵循哪些基本设计原则?
- (11) 钢筋混凝土结构中的钢筋为什么要有足够的锚固长度?在哪些情况下可以对钢筋的基本锚固长度进行修正?
- (12) 什么是钢筋的搭接连接区?怎样计算搭接连接区的长度?在搭接连接区内,钢筋的接头面积百分率应满足什么条件?
- (13) 什么是混凝土保护层厚度?《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)对混凝土保护层厚度做了哪些规定?

混凝土结构的设计准则

学习目标

- 了解建筑结构的性能要求、极限状态和概率极限状态设计方法的基本概念。
- 理解结构的可靠度和可靠指标。
- 理解荷载和材料的分项系数、荷载和材料强度的标准值和设计值。
- 掌握承载能力极限状态和正常使用极限状态实用设计表达式。

2.1 概率极限状态设计方法

2.1.1 概率极限状态设计方法概述

通过介绍结构的性能要求、结构上的作用、作用效应、抗力等引入概率极限状态设计方法。

1. 结构的性能要求

结构设计的目的就是要使结构在现有技术的基础上,用经济的手段来满足各项预定的“性能要求”,并取得最佳经济效益。结构的性能要求,概括为以下三个方面:

(1)安全性。结构在正常的设计、施工和使用条件下,应该能够承受可能出现的各种作用。在偶然事件发生时或发生后,结构应能保持必要的稳定性,不致倒塌。如遇强震、爆炸、撞击等,建筑结构虽有局部损伤,但不会发生倒塌。

(2)适用性。结构在正常使用时应能满足预定的使用要求,有良好的工作性能,其变形、裂缝或振动等均不应超过规定的限值。

(3)耐久性。结构在正常使用、维护条件下,在规定的使用期限内,应具有足够的耐久性,如保护层不得过薄、裂缝不得过宽,以免导致钢筋锈蚀;混凝土不得风化、不得在化学腐蚀环境的情况下影响结构预期的使用期限;等等。

2. 结构上的作用

我国《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)对结构上的作用有明确的阐述。所谓结构上的作用,是指施加在结构上的集中荷载或分布荷载(包括永久荷载、可变荷

载等),以及引起结构变形的原因,如基础沉降、温度变化、混凝土收缩、焊接等作用。施加在结构上的集中荷载和分布荷载称为直接作用,引起结构变形的其他作用称为间接作用。

结构上的作用,可按下列性质分类:

1)按随时间的变异分类

(1)永久作用。永久作用是指在设计基准期(在进行结构可靠性分析时,考虑持久设计状况下各项基本变量与时间关系所采用的基准时间参数)内量值不随时间变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计,如结构自重、土压力、预加应力等。这种作用一般为直接作用,通常称为永久荷载或者恒荷载。

(2)可变作用。在设计基准期内可变作用的值随时间变化,且其变化与平均值相比不可忽略,如安装荷载、楼面活荷载、风荷载、雪荷载、吊车荷载、温度变化等。这种作用如果为直接作用,则通常称为可变荷载或者活荷载。

(3)偶然作用。偶然作用在设计基准期内不一定出现,而一旦出现其量值很大,且持续时间很短,如地震、爆炸、撞击等。

2)按随空间位置的变异分类

(1)固定作用。固定作用在结构空间位置上具有固定的分布,如工业与民用建筑楼面上的固定设备荷载、结构构件自重等。

(2)自由作用。自由作用在结构空间位置上的一定范围内可以任意分布,如工业与民用建筑楼面上的人群荷载、吊车荷载等。

3)按结构的反应分类

(1)静态作用。静态作用是指不使结构或结构构件产生加速度,或所产生的加速度很小可以忽略不计的作用,如结构自重、住宅与办公楼的楼面活荷载等。

(2)动态作用。动态作用是指使结构或结构构件产生不可忽略的加速度的作用,如地震、吊车荷载、设备振动、作用在高耸结构上的风荷载等。

结构上的作用具有随机性质。像人群荷载、风荷载、雪荷载、吊车荷载等,都不是固定不变的,其量值可能较大,也可能较小;它们可能出现,也可能不出现;而一旦出现,则可测定其数值大小和位置;风荷载还具有方向性。即使是结构构件的自重,由于制作过程中不可避免的误差、所用材料种类的差别,也不可能与设计值完全相等。这些都是作用的随机性。

3. 作用效应

由作用引起的结构或结构构件的反应(如内力、变形等)称为作用效应 S 。若作用为直接作用,则其效应也可称为荷载效应。根据结构构件的连接方式(支承情况)、跨度、截面几何特性及结构上的作用,可以用材料力学或结构力学方法计算出作用效应。例如,当简支梁的计算跨度为 l_0 、截面刚度为 B 、荷载为满布均布荷载 q 时,则可知该简支梁的跨中弯矩为 $\frac{ql_0^2}{8}$,支座边剪力为 $\frac{ql_0}{2}$ (l_n 为净跨),跨中挠度为 $\frac{5ql_0^4}{384B}$ 等。作用和作用效应之间是一种因果关系,故作用效应也具有随机性。

4. 抗力

结构或结构构件承受作用效应的能力(如构件的承载能力、刚度等)称为抗力 R 。影响结构抗力的主要因素是结构的几何参数和所用材料的性能,而这些因素都是不确定的随机

变量。原因在于材料性能 f (材质、强度、弹性模量) 受工艺与环境等影响, 几何参数 α 受制作偏差和安装误差的影响, 再加上计算所采用的基本假设和计算公式不够精确导致的计算模式精确性的不确定性等, 因此由这些因素综合而成的结构抗力 R 也是随机变量。

2.1.2 结构的极限状态

1. 结构极限状态的概念

结构在使用期间的工作状况, 称为结构的“工作状态”; 结构能否满足功能要求, 要有明确的判别标准。结构能满足功能要求, 则处于可靠或有效的工作状态; 如果整个结构或结构的一部分在承载能力、变形、稳定、裂缝宽度等方面超过某一特定状态, 以致不能满足设计规定的某一功能要求, 则结构处于不可靠或失效状态, 此特定状态称为该功能的极限状态。是否超过极限状态就是判别结构能否满足功能要求的标准。结构的各种极限状态, 其标志及限值均有明确的规定。

2. 结构极限状态的分类

我国《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001) 将结构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。

1) 承载能力极限状态

这种极限状态对应于结构或结构构件达到了最大承载能力或不适于继续承载的过大变形。当结构或结构构件出现了下列状态之一时, 即认为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, 如雨篷压重不足而倾覆、烟囱抗风不足而倾倒、挡土墙抗滑不足在土压力作用下而整体滑移等。

(2) 结构构件或其连接件因超过材料强度而破坏(包括疲劳破坏), 如轴心受压构件中混凝土达到了轴心抗压强度、构件的钢筋因锚固长度不足而被拔出、加荷应力大于疲劳强度时的重复荷载, 或者因为塑性变形过大而不适于继续承受荷载。

(3) 结构转变为机动体系, 如构件发生三铰共线而形成机动体系, 丧失承载能力。

(4) 结构或构件丧失稳定, 如细长杆到达临界荷载后压屈失稳而破坏。

(5) 地基丧失承载能力而破坏(如失稳等)。

承载能力极限状态关系到结构整体、局部破坏或倒塌, 会导致人身、财产的重大损失, 因此, 要严格控制这种状态的出现。所有的结构和构件都必须按承载能力极限状态进行计算, 并保证具有足够的可靠度。

2) 正常使用极限状态

这类极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值。当结构或结构构件出现下列状态之一时, 即认为超过了正常使用极限状态:

(1) 影响正常使用或有碍观瞻的变形, 如吊车梁变形过大致使吊车不能正常行驶, 梁挠度过大影响观瞻, 或导致非结构构件的开裂, 等等。

(2) 影响正常使用或耐久性能的局部损坏, 如水池池壁开裂漏水不能正常使用, 裂缝过宽导致钢筋锈蚀。

(3) 影响正常使用的振动, 如由于机器振动而导致结构的振幅超过按正常使用要求所规定的限值。

(4)影响正常使用的其他特定状态,如相对沉降量过大等。

正常使用极限状态主要考虑结构的适用性和耐久性的功能。结构超过该状态不能正常工作,但一般不会导致人身伤亡或重大经济损失,设计时可靠性可略低一些。通常先按承载能力极限状态来设计结构构件,再按正常使用极限状态进行变形、裂缝宽度等验算。

2.1.3 结构的可靠度理论

可靠性的定量描述就是可靠度。结构可靠度可定义为:结构在规定的时间内、规定的条件下,完成预定功能的概率。结构可靠度也称为可靠概率,而不能完成预定功能的概率称为失效概率。

1. 结构的功能函数

设 R 为结构抗力, S 为作用效应,则可以用功能函数 $Z=R-S$ 来描述结构的工作状态。

(1)当 $Z>0$ 时,即 $R>S$,表示结构可靠。

(2)当 $Z<0$ 时,即 $R<S$,表示结构失效。

(3)当 $Z=0$ 时,即 $R=S$,表示结构处于极限状态, $R-S=0$ 称为极限状态方程。

显然,结构可靠的基本条件是 $Z\geq 0$ 。

由于结构抗力 R 和作用效应 S 是随机变量,故结构的功能函数 Z 也是随机变量。假定 R 和 S 相互独立并且都服从正态分布时,则 Z 也服从正态分布,其特征值为

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (2-1)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2-2)$$

$$\delta_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} \quad (2-3)$$

式中, μ_R 为结构或构件抗力的平均值; μ_S 为结构或构件作用效应的平均值; σ_R 为结构或构件抗力的标准差; σ_S 为结构或构件作用效应的标准差; μ_Z 为功能函数的平均值; σ_Z 为功能函数的标准差; δ_Z 为功能函数的离散系数。

2. 可靠概率和失效概率

由结构功能函数 $Z=g(R,S)$ 的分布曲线(见图 2-1)可以看出,纵坐标轴左侧的分布曲线围成的面积(阴影部分)表示结构的失效概率 P_f ,纵坐标轴右侧的分布曲线所围成的面积表示结构的可靠概率 P_s ,即

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ \quad (2-4)$$

$$P_s = \int_0^{\infty} f(Z) dZ \quad (2-5)$$

$$P_f + P_s = 1 \quad (2-6)$$

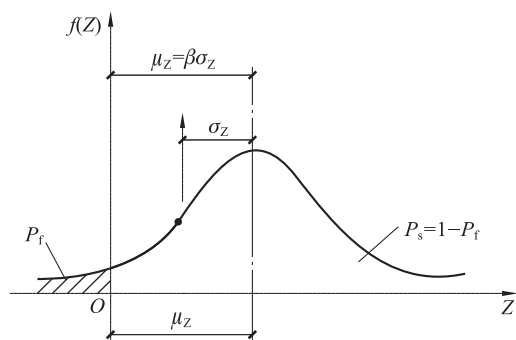


图 2-1 结构功能函数分布曲线

因此,既可以用结构的可靠概率来度量结构的可靠度,也可以用结构的失效概率来度量结构的可靠度。我国的《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)在大量统计分析的基础上,对各类结构的允许失效概率 $[P_f]$ 做了规定。例如,对一般性的工业与民用建筑(安全等级为二级),其失效概率不得超过下列限值:

(1)破坏类型属延性破坏时, $[P_f]=6.9 \times 10^{-4}$ 。

(2)破坏类型属脆性破坏时, $[P_f]=1.1 \times 10^{-4}$ 。

3. 按可靠指标的设计准则

1) 可靠指标

对影响结构可靠度的各随机变量进行统计分析和数学处理,并用失效概率 P_f 来度量结构的可靠度,能够较好地反映问题的实质,具有明确的物理意义,但计算失效概率仍很复杂,因此,引入可靠指标 β 来代替失效概率 P_f ,具体度量结构的可靠性。

可靠指标是结构功能函数 Z 的平均值 μ_Z 与其标准差 σ_Z 之比,即

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2-7)$$

可靠指标 β 与失效概率有对应的关系: β 值越大, P_f 值越小; β 值越小, P_f 值越大。表 2-1 为几个常用可靠指标 β 值与构件失效概率 P_f 的对应关系。

表 2-1 几个常用可靠指标 β 值与构件失效概率 P_f 的对应关系

β	2.7	3.2	3.7	4.2
P_f	3.5×10^{-3}	6.9×10^{-4}	1.1×10^{-4}	1.3×10^{-5}

以上讨论是假定结构抗力和作用效应均服从正态分布且相互独立而得出的。当这两个变量不服从正态分布时,可换算成所谓的“量正态分布”。

2) 按可靠指标的设计准则规定

在建筑结构设计时,根据建筑物的安全等级,按规定的可靠指标(也称目标可靠指标)进行设计的设计准则,称为按可靠指标的设计准则。

为了使结构设计安全可靠,经济合理,应对不同情况下的目标可靠指标 $[\beta]$ 值做出规定,使结构在按承载能力极限状态设计时,其完成预定功能的概率不低于某一允许的水平。由结构构件的实际破坏情况可知,破坏状态有延性破坏和脆性破坏之分。结构构件发生延性破坏前有预兆可察,可及时采取补救措施,故目标可靠指标可定得稍低些。反之,当结构发生脆性破坏时,破坏常突然发生,比较危险,目标可靠指标就应定得高些。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)根据结构的安全等级和破坏类型,规定了按承载能力极限状态设计时的目标可靠指标 $[\beta]$ 值,见表 2-2。

表 2-2 按承载能力极限状态设计时的目标可靠指标 $[\beta]$

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

结构构件设计时采用的可靠指标,是根据对现有结构构件可靠度进行分析,并考虑使用经验和经济因素等确定的。对于承载能力极限状态的可靠指标,不小于表 2-2 的规定。

上述按可靠指标的设计准则虽然直接运用了概率论的原则,但是在确定可靠指标时,做了若干假定和简化(如假定 R 和 S 均服从正态分布,且互相独立等),因此这个准则只能称为

近似概率准则。

2.2 荷载的代表值

荷载的代表值是指设计中用以验算极限状态所采用的荷载量值,如标准值、频遇值和准永久值、组合值。

建筑设计时,对不同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;可变荷载应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;偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值。主要民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可按表 2-3 采用。

表 2-3 主要民用建筑楼面均布活荷载标准值及相关系数

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	住宅、宿舍、办公楼、旅馆、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、医院门诊部、一般厨房	2.0	0.7	0.6	0.5
3	教室、食堂、餐厅、一般资料档案室	2.5	0.7	0.6	0.5
4	礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台	3.0	0.7	0.5	0.3
5	商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客等候室	3.5	0.7	0.6	0.5
6	书库、档案库、储藏室	5.0	0.9	0.9	0.8
7	电梯机房、通风机房	7.0	0.9	0.9	0.8
8	消防疏散楼梯	3.5	0.7	0.5	0.3
9	阳台	2.5	0.7	0.6	0.5

2.2.1 荷载的标准值

荷载的标准值是《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)规定的荷载基本代表值,为设计基准期内最大荷载统计分布的特征值(如均值、中值或某个分位值)。由于最大荷载值是随机变量,因此,原则上应由设计基准期(50年)荷载最大值概率分布的某一分位数来确定。但是,有些荷载并不具备充分的统计参数,只能根据已有的工程经验确定。故实际上荷载标准值的分位数并不统一。

永久荷载标准值 G_k ,对于结构或非承重构件的自重,可由设计尺寸与材料单位体积的自重计算确定。《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)给出的自重大体上相当于统计平均值,其分位数为 0.5。对于自重变异较大的材料(如屋面保温材料、防水材料、找平层等),在设计中应根据该荷载对结构不利或有利,分别取《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)中给出的自重上限值和下限值。

可变荷载标准值 Q_k 由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 给出, 设计时可直接查用。

2.2.2 荷载的频遇值

荷载的频遇值是指可变荷载在设计基准期内, 其超越的总时间约为规定的较小比率或超越频率为规定频率的荷载值。可变荷载频遇值取可变荷载标准值乘以荷载频遇值系数 ψ_f , 荷载频遇值系数 ψ_f 由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 给出。例如, 住宅楼面均布荷载标准为 2.0 kN/m^2 , 荷载频遇值系数 ψ_f 为 0.5 , 则活荷载频遇值为 $2.0 \times 0.5 = 1.0 \text{ kN/m}^2$ 。

2.2.3 荷载的准永久值

荷载的准永久值是指可变荷载在设计基准期内, 其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值。可变荷载准永久值取可变荷载标准值乘以荷载准永久值系数 ψ_q 。荷载准永久值系数 ψ_q 由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 给出。例如, 住宅楼面均布荷载标准为 2.0 kN/m^2 , 荷载准永久值系数 ψ_q 为 0.4 , 则活荷载准永久值为 $2.0 \times 0.4 = 0.8 \text{ kN/m}^2$ 。

2.2.4 荷载的组合值

荷载的组合值是指可变荷载组合后的荷载效应在设计基准期内的超越概率, 能与该荷载单独出现时的相应概率趋于一致的荷载值; 或使组合后的结构具有统一规定的可靠指标的荷载值。可变荷载组合值取可变荷载标准值乘以荷载组合值系数 ψ_c 。例如, 住宅楼面均布荷载标准为 2.0 kN/m^2 , 荷载组合值系数 ψ_c 为 0.7 , 则荷载组合值为 $2.0 \times 0.7 = 1.4 \text{ kN/m}^2$ 。

2.3 材料强度的取值

2.3.1 材料强度的标准值

钢筋混凝土结构在按极限状态设计方法设计时, 钢筋和混凝土的强度是主要的因素, 这两种材料的强度概率分布可用正态分布描述。材料强度的标准值是一种特征值, 可取其概率分布的 0.05 分位数(具有不小于 95% 的保证率)确定, 其表达式为

$$f_k = \mu_f - 1.645\sigma_f \quad (2-8)$$

式中, f_k 为材料强度的标准值; μ_f 为材料强度的平均值; σ_f 为材料强度的变异系数。

2.3.2 材料强度的设计值

在承载能力极限状态实用设计表达式中, 所采用的材料强度设计值定义为强度标准值除以相应的材料强度分项系数 γ_f , 即

$$f = \frac{f_k}{\gamma_f} \quad (2-9)$$

式中, f 为材料强度的设计值; γ_f 为材料强度的分项系数; 其余符号意义同前。

2.4 我国现行规范设计表达式

理论上,当荷载的概率分布、统计参数,以及材料性能、尺寸的统计参数已确定,根据规范规定的目标可靠指标,即可按照结构可靠度的概率分析方法进行结构设计;但是,这样进行设计对于一般性结构构件工作量很大,计算过程非常复杂,而且影响可靠度的随机变量往往不止两个,它们也不一定服从正态分布,其计算工作就更为困难。考虑到使用上的简便和广大工程设计人员的习惯,我国《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)没有推荐直接根据可靠指标来进行结构设计,而是仍然采用工程设计人员熟悉的以基本变量的标准值和分项系数表达的结构构件实用设计表达式来进行结构设计。其基本思路是:在以近似概率理论确定可靠度指标 β 以后,采用分离系数的方法,求得荷载分项系数和抗力分项系数。

2.4.1 承载能力极限状态设计表达式

对于承载能力极限状态,应考虑荷载效应的基本组合,必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。采用的极限状态设计表达式为

$$\gamma_0 S \leq R \quad (2-10)$$

$$R = R(\gamma_f, f_k, \alpha_k, \dots) \quad (2-11)$$

式中, γ_0 为结构重要性系数,对安全等级为一级、二级、三级的结构构件,可分别取1.1、1.0、0.9; S 为荷载效应组合的设计值,分别表示为设计轴力 N 、设计弯矩 M 、设计剪力 V 、设计扭矩 T 等,按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)的规定进行计算; R 为结构构件设计抗力。 $R=R(\gamma_f, f_k, \alpha_k, \dots)$ 为结构构件的抗力函数; α_k 为几何参数的标准值,当几何参数的变异性对结构性能有明显影响时,可另增减一个附加值 Δk ,以考虑其不利影响;其余符号意义同前。对基本组合,荷载效应组合的设计值 S 应从以下组合值中取最不利值确定:

(1)由可变荷载效应控制的组合,即

$$S = \gamma_G S_{G_k} + \gamma_{Q_1} S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (2-12)$$

(2)由永久荷载效应控制的组合,即

$$S = \gamma_G S_{G_k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (2-13)$$

式中, S_{G_k} 为永久荷载的标准值的效应值; $S_{Q_{1k}}$ 为第一个可变荷载的标准值的效应值,是诸多可变荷载效应中起控制作用的效应值(当无法明显判断时,应依次以各可变荷载效应为 $S_{Q_{1k}}$,选出最不利组合为设计依据); $S_{Q_{ik}}$ 为其他第 i 个可变荷载的标准值的效应值; γ_G 为永久荷载的分项系数(当永久荷载效应对结构不利时,对由可变荷载效应控制的组合 $\gamma_G=1.2$,由永久荷载效应控制的组合 $\gamma_G=1.35$;当永久荷载效应对结构有利时,一般应取 $\gamma_G=1.0$;对结构的倾覆、滑移或漂浮验算,应取 $\gamma_G=0.9$); γ_{Q_1} 、 γ_{Q_i} 分别为第一个和其他第 i 个可变荷载的分项系数,一般情况下取1.4(对工业建筑楼面,当楼面活荷载标准值大于 4 kN/m^2 时,应采用1.3); ψ_{ci} 为第 i 个可变荷载的组合值系数,其值不应大于1。

对于一般排架、框架结构,基本组合可采用简化规则,并按下列组合值中的最不利值

确定:

(1)由可变荷载效应控制的组合,即

$$S = \gamma_G S_{G_k} + \gamma_{Q_1} S_{Q_{1k}} \quad (2-14)$$

$$S = \gamma_G S_{G_k} + 0.9 \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} S_{Q_{ik}} \quad (2-15)$$

(2)由永久荷载效应控制的组合仍按式(2-13)采用。

2.4.2 正常使用极限状态设计表达式

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,还验算一些其他状况,如地基沉降等,以保证结构构件的正常使用。若超过此极限状态,其结果是不能正常使用,但危害程度比承载能力失效要轻,因此,正常使用极限状态的可靠指标比承载能力的可靠指标有所降低。计算中,荷载及材料强度取标准值,不再考虑荷载和材料分项系数,也不考虑结构的重要性系数 γ_0 。

在正常使用极限状态设计时,与状态有关的荷载水平不一定非以设计基准期内的最大荷载为准,应根据正常使用的具体条件来考虑。对不同的设计要求,采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合,其设计表达式为

$$S \leq C \quad (2-16)$$

式中, S 为正常使用极限状态下的荷载效应组合; C 为结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值,如变形限值、裂缝宽度限值等。

对于标准组合,荷载效应组合的设计值为

$$S = S_{G_k} + S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \quad (2-17)$$

显然,荷载效应标准值组合的设计值代表了构件在设计使用年限内的效应最大值,从正常使用的要求来看,取这样的罕遇值,一般情况下是过分偏于安全的,但目前在我国的结构设计规范中大多都采用此种组合。

对于频遇组合,荷载效应组合的设计值为

$$S = S_{G_k} + \psi_{f1} S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{qi} S_{Q_{ik}} \quad (2-18)$$

式中, ψ_{f1} 为可变荷载的频遇值系数; ψ_{qi} 为可变荷载的准永久值系数。

频遇组合考虑了可变荷载与时间的关系,它意味着允许某些极限状态在一个较短的持续时间内被超过,或在总体上不长的时间内被超过,相当于在结构上时而出现的较大荷载值,但它总是小于荷载的标准值。频遇组合目前在房屋结构的设计实践中还没有得到采用,今后会逐渐代替现行的标准组合。桥梁结构已经采用了频遇组合。

对于准永久组合,荷载效应组合的设计值为

$$S = S_{G_k} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Q_{ik}} \quad (2-19)$$

准永久组合也考虑了可变荷载与时间的关系,相当于可变荷载在整个变化过程中的中间值。此组合设计值表征的是可变荷载在整个设计使用年限内经常出现的荷载水平的效应组合值,因此它代表的是结构上长期作用的荷载。

习 题

- (1) 结构上的作用与荷载是否相同？为什么？恒荷载和活荷载有什么区别？对结构上的作用与荷载各举 5 个例子。
- (2) 结构的功能要求有哪些？何谓极限状态？结构的极限状态有几类？主要内容是什么？
- (3) 何谓结构的可靠性与可靠度？
- (4) 什么是荷载效应 S ？什么是结构抗力 R ？为什么说 S 和 R 都是随机变量？ $R > S$ 、 $R = S$ 、 $R < S$ 各表示什么含义？
- (5) 建筑结构的安全等级是怎样划分的？在承载能力极限状态设计表达式中是怎样体现的？
- (6) 结构的设计基准期是多少年？超过这个年限的结构是否不能再使用了？
- (7) 失效概率 P_f 的意义是什么？目标可靠指标的意义是什么？它与失效概率之间的定性关系是怎样的？怎样确定目标可靠指标？
- (8) 截面承载力计算的极限状态设计表达式是什么？它是怎样得出来的？结构的可靠度在表达式中是怎样体现的？

受弯构件正截面承载力计算

学习目标

- 了解受弯构件的受力特点及常见的受弯构件形式与构造。
- 理解正截面破坏的内容及其破坏试验过程、防止正截面破坏发生的措施。
- 掌握防止单筋矩形截面、双筋矩形截面、T 形截面梁正截面破坏的设计方法和限制条件。

3.1 受弯构件概述

3.1.1 受弯构件的破坏

梁和板是最典型的钢筋混凝土受弯构件,也是工程中应用最广泛的一类构件。它们的区别为:梁的截面高度一般大于其宽度,而板的截面高度则远小于其宽度。梁的截面形式,常用的有矩形、T 形、I 形、“十”字形、箱形等(见图 3-1);板的截面形式,常用的有矩形、槽形、空心形等(见图 3-2)。

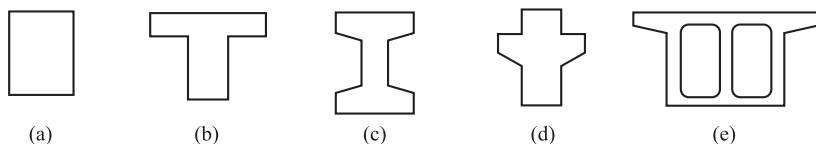


图 3-1 梁的常用截面形式

在横向外部荷载等因素作用下,受弯构件将承受弯矩和剪力的共同作用。在这两种内力的作用下,受弯构件的破坏有两种可能:

(1)沿弯矩最大截面由于受弯承载力不足而引起的破坏,其破坏截面与构件的轴线垂直,称为正截面破坏,如图 3-3(a)所示。

(2)沿剪力最大或弯矩和剪力都较大的截面破坏,其破坏截面与构件的轴线斜交,称为斜截面破坏,如图 3-3(b)所示。

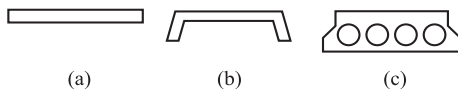


图 3-2 板的常用截面形式

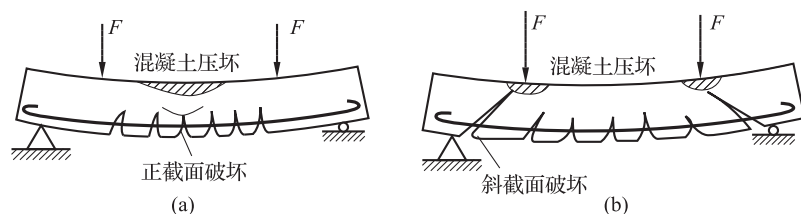


图 3-3 受弯构件的破坏形式

为了保证受弯构件既不发生正截面破坏,也不发生斜截面破坏,其设计计算应包括两部分内容:受弯构件正截面承载力设计计算和受弯构件斜截面承载力设计计算。本章主要介绍受弯构件的正截面承载力计算。

3.1.2 受弯构件的一般构造规定

受弯构件设计除了要满足承载力计算要求外,还要考虑其构造要求。构造要求同样是构件设计的一个重要组成部分。承载力计算仅能决定构件的配筋面积,验算构件的承载力是否满足要求,但构件的初始尺寸拟定、钢筋直径的选择、钢筋在构件中的布置等不易具体计算的内容,还是要通过构造措施来确定。这里仅介绍受弯构件的一般构造规定。

1. 截面尺寸

1) 梁的截面尺寸

(1)梁的截面高度 h 。梁的截面高度主要与梁的支承条件、跨度和荷载大小等有关,为了满足刚度和抗裂度的要求,梁的高跨比 h/l_0 (h 为梁的高度, l_0 为梁的计算跨度)可参考经验数据选择。

独立的简支梁: $h/l_0=(1/14\sim 1/10)$ 。

悬臂梁: $h/l_0=(1/8\sim 1/4)$ 。

现浇整体肋形楼盖的主梁: $h/l_0=(1/14\sim 1/8)$ 。

现浇整体肋形楼盖的次梁: $h/l_0=(1/20\sim 1/10)$ 。

(2)梁的截面宽度 b 。梁的截面高度 h 确定后,截面宽度 b 可由常用的高宽比来预估,对于矩形截面梁 $b=(1/3.5\sim 1/2.0)h$,T形截面梁肋宽 $b=(1/4.0\sim 1/2.5)h$ 。

(3)模数要求。为了方便施工,提高模板的使用效率,在选择梁的截面尺寸时尽量模数化。一般取值如下:

① 梁高一般采用150 mm、180 mm、200 mm、250 mm;当梁高大于250 mm时,按50 mm模数递增;当梁高大于800 mm时,按100 mm模数递增。

② 梁宽通常取120 mm、150 mm、180 mm、200 mm、220 mm、250 mm,其后按50 mm模数递增。

2) 板的截面尺寸

板的厚度 h 同样可由常用的高跨比 h/l 来预估,如单向简支板厚度可取跨度 l 的 $1/35\sim 1/30$ 。现浇板的厚度一般以10 mm为模数递增,其最小板厚根据板的不同类别分别为60~200 mm。而板的宽度一般较大,设计时常取单位宽度($b=1\ 000$ mm)进行计算。

2. 截面配筋

1) 梁的配筋

梁中一般配置纵向受力钢筋、弯起钢筋、箍筋、架立钢筋和纵向构造钢筋(腰筋),如图 3-4 所示。

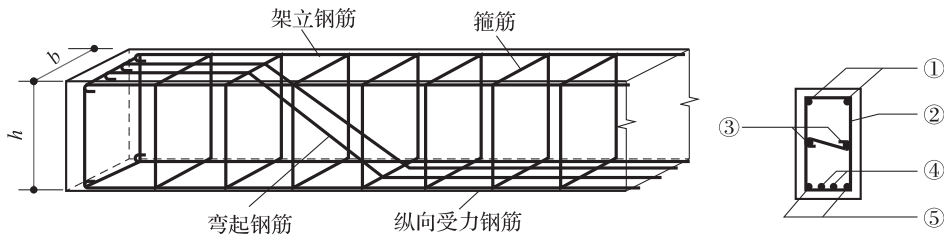


图 3-4 梁的钢筋布置

①—架立钢筋; ②—箍筋; ③—纵向构造钢筋; ④—弯起钢筋; ⑤—纵向受力钢筋

(1)纵向受力钢筋。纵向受力钢筋由承载力计算确定,钢筋直径一般采用 $10\sim 32\text{ mm}$ 。当梁高 $h\geq 300\text{ mm}$ 时,钢筋直径不应小于 10 mm ;当梁高 $h<300\text{ mm}$ 时,钢筋直径不应小于 8 mm 。当采用两种不同直径的钢筋时,直径相差至少 2 mm ,以方便施工时肉眼识别。伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋的根数至少为 2 根。

为了方便施工和保证混凝土与钢筋之间的黏结力满足要求,纵向钢筋之间应有足够的净距。具体要求如图 3-5 所示:梁下部纵向钢筋水平方向的净间距(钢筋外边缘之间的最小距离)不应小于 25 mm 和 d ;梁下部纵向钢筋配置多于两层时,两层以上钢筋水平方向的中距应比下面两层的中距增大一倍;各层钢筋之间的净间距不应小于 25 mm 和 d ;梁上部纵向钢筋水平方向的净间距不应小于 30 mm 和 $1.5d$ (d 为钢筋的最大直径)。

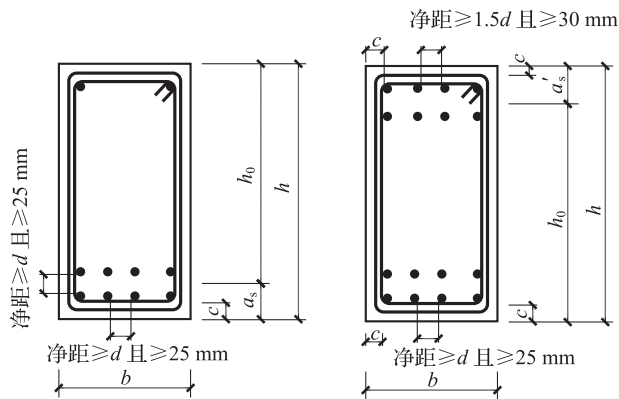


图 3-5 钢筋的间距

(2)弯起钢筋。梁的弯起钢筋是指将多余的纵向受力钢筋在适当位置弯起并伸至支座内部用以承受剪力的钢筋,其弯起角度一般为 45° ,当梁高 $h\geq 800\text{ mm}$ 时弯起角度为 60° 。

(3)箍筋。梁的箍筋是指设置在纵向钢筋外侧并垂直于纵向钢筋的钢筋。梁的箍筋除了承受剪力以外,其作用还包括与纵向钢筋形成钢筋骨架以固定纵向受力钢筋在施工中的位置,防止受压纵向钢筋发生压屈。箍筋有封闭和开口、单肢和多肢等形式(见图 3-6)。梁

中箍筋一般采用封闭式,当梁宽大于 400 mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时;或当梁宽不大于 400 mm,但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时,应设置复合箍筋(如四肢箍)。

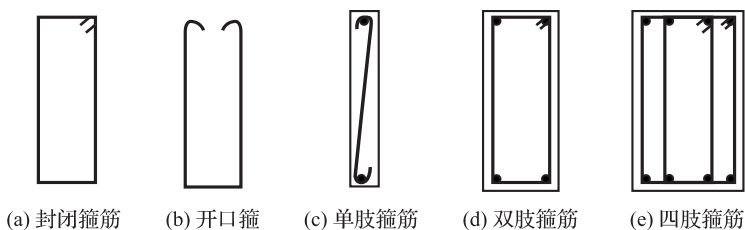


图 3-6 箍筋的形式和肢数

(4)架立钢筋。梁的架立钢筋是设置在梁的受压区,用以固定箍筋位置,与其他钢筋形成钢筋骨架并能承受混凝土收缩和温度变化所产生的自应力的构造钢筋。架立钢筋的直径与梁的跨度有关,当梁的跨度小于 4 m 时,不宜小于 8 mm;当梁的跨度为 4~6 m 时,不宜小于 10 mm;当梁的跨度大于 6 m 时,不宜小于 12 mm。梁中的架立钢筋不是必需的,当受压区配置有受压钢筋时,可不再布置架立钢筋。

(5)纵向构造钢筋。梁的纵向构造钢筋又称为腰筋,用以增强梁内钢筋骨架的刚性,提高梁的抗扭能力,防止梁中部因混凝土收缩和温度变化而产生侧面开裂。当梁的腹板高度 $h_w \geq 450$ mm 时(腹板高度 h_w 取值:矩形截面取有效高度, T 形截面取有效高度减去翼缘高度, I 形截面取腹板净高),在梁的两个侧面应沿高度配置纵向构造钢筋,每侧纵向构造钢筋(不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋)的截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%,且其间距不宜大于 200 mm。

2) 板的配筋

这里仅说明受力类似于梁的梁式板的配筋,梁式板中一般配置受力钢筋和分布钢筋(见图 3-7),这种板的特点是主要沿板的一个方向弯曲。

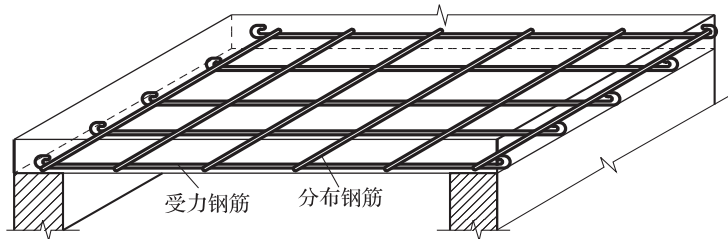


图 3-7 梁式板的配筋

(1)板的受力钢筋。梁式板的受力钢筋沿板的跨度方向的受拉区布置,承受由弯矩产生的拉力。板中受力钢筋常用的直径有 6 mm、8 mm、10 mm、12 mm,其间距一般为 70~200 mm。当板厚 $h \leq 150$ mm 时,间距不宜大于 200 mm;当板厚 $h > 150$ mm 时,间距不应大于 $1.5h$ 且不宜大于 250 mm。

(2)板的分布钢筋。梁式板的分布钢筋与受力钢筋垂直,设置在受力钢筋的内侧,其作用是将荷载均匀地传给受力钢筋,与受力钢筋绑扎或焊接在一起形成钢筋骨架以固定施工中受力钢筋的位置,从而抵抗因混凝土收缩及温度变化而在垂直于板跨方向所产生的拉应

力。单位长度上分布钢筋的截面面积不宜小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 15%，且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%；分布钢筋的间距不宜大于 250 mm，直径不宜小于 6 mm。

3. 混凝土保护层

混凝土保护层是指构件中钢筋最外边缘至构件表面的距离，用 c 表示。梁、板、柱的混凝土保护层厚度与环境类别和混凝土强度等级有关，具体见附表 10。

混凝土保护层的作用在于保护纵向钢筋免受锈蚀；火灾或高温时，隔离钢筋，降低钢筋温度的上升速度；保证钢筋与混凝土充分黏结。

3.2 受弯构件的正截面受力性能分析

受弯构件正截面的受力性能分析主要通过受弯简支梁纯弯矩作用段的受力性能进行分析，具体是通过肉眼观察试验梁从加载到发生正截面破坏的全过程，采用数据采集和理论分析总结出受弯简支梁的正截面受力性能。

3.2.1 简支梁正截面受力性能的试验研究

1. 试验描述

为了更好地了解受弯梁构件的正截面受力性能，在试验中应避免剪力的影响。我们通常采用的试验方法是三分点对称集中加载法（见图 3-8）。这样两个集中荷载之间就形成了只有弯矩而没有剪力的“纯弯段”（忽略自重）。为了分析“纯弯段”的受弯性能，我们在梁跨中沿梁高方向布置有混凝土应变片，用以了解混凝土的纵向应变沿梁高的分布；纵向受力钢筋上粘贴有钢筋应变片，可以采集到加载过程中钢筋纵向应变的变化；梁的跨中及支座处放置有位移计，用以量测梁的挠度变形。除此之外，试验中还要记录裂缝的开裂荷载、裂缝的发展和分布、每级加载时裂缝的宽度等。

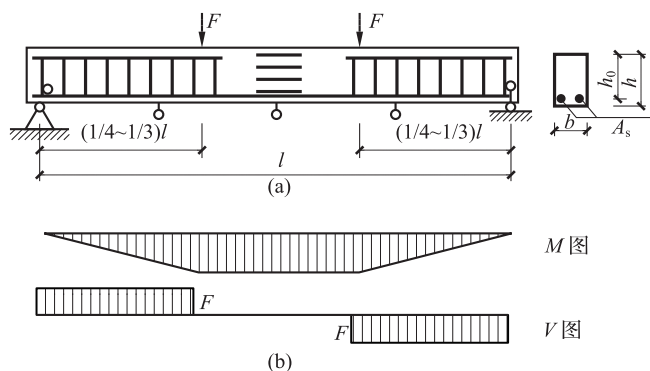


图 3-8 梁的正截面受力性能试验

2. 试验中受力的三个阶段

上述试验梁仅在受拉区配置有纵向受力钢筋，且破坏为延性破坏，破坏前有明显的预兆。

试验研究表明,受弯梁的正截面工作分为三个阶段,三个阶段构件的挠度 f 随跨中截面弯矩相对值 M/M_u 的变化规律如图 3-9 所示。图 3-10 绘出了各工作阶段构件正截面应力和应变的分布。

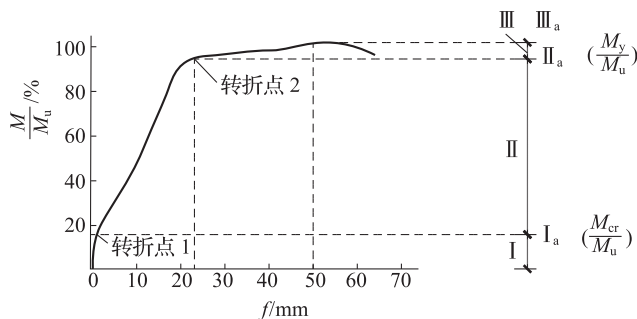


图 3-9 受弯构件正截面工作各阶段挠度随弯矩相对值的变化规律

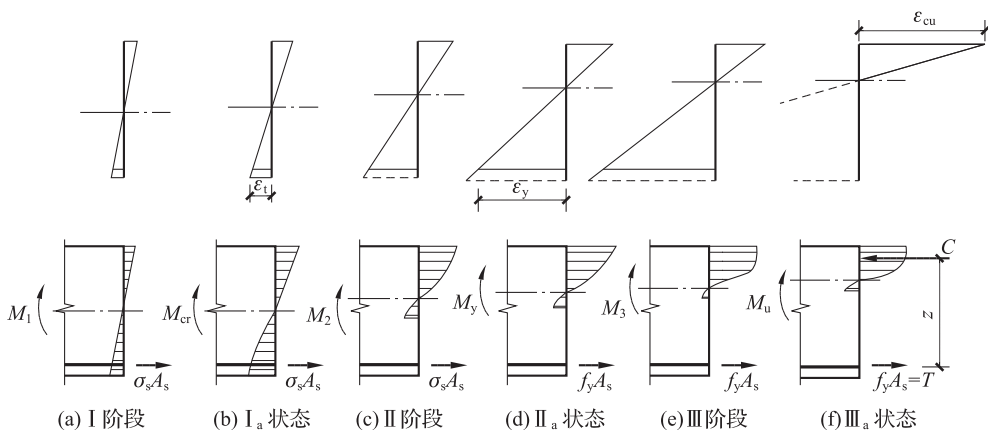


图 3-10 各工作阶段构件正截面应力和应变的分布

1) 第 I 阶段——弹性工作阶段

当施加的外荷载很小时,截面上的应力和应变都很小,此时应力与应变成正比,构件处于弹性工作阶段。试验采集数据表明:沿梁高混凝土的应力和应变均为线性分布[见图 3-10(a)],下半部分混凝土受拉,上半部分混凝土受压,中间存在一应力-应变为零的点,过该点作水平线,即为中和轴,混凝土受拉区未出现裂缝;而跨中挠度 f 及钢筋的应力都很小,且都与弯矩值 M 成正比。

随着荷载的增加,混凝土的应变也随之加大,由于混凝土的抗拉强度很低,在受拉区边缘混凝土首先产生塑性变形,受拉区混凝土拉应力已呈曲线分布。当受拉区边缘混凝土应变达到极限拉应变 ϵ_t 时[见图 3-10(b)],受拉混凝土将开裂,受拉边缘混凝土应力达到混凝土抗拉强度。这种将裂未裂的特定状态标志着第 I 阶段的结束,该特定状态称为 I_a 状态。此时,受压区混凝土基本上仍处于弹性工作阶段,中和轴的位置较第 I 阶段初期略有上升。

I_a 状态可作为估算构件开裂弯矩 M_{cr} 的依据。

2) 第 II 阶段——带裂缝工作阶段

随着荷载的增加,纯弯段内受拉混凝土边缘首先出现裂缝,梁进入第 II 工作阶段[见

图 3-10(c)]。构件开裂处的混凝土退出工作,其所承担的拉力转由与裂缝相交的纵向钢筋承担,导致钢筋的应力较混凝土开裂前有较大幅度提高,也使裂缝一旦出现就具有一定的宽度,并沿梁高延伸到一定的高度,中和轴的位置也随之上升(中和轴下方未开裂部分混凝土还可承担小部分拉力)。这时,构件的截面刚度会降低,挠度的增长速度也较开裂前快, $\frac{M}{M_u}-f$ 关系曲线出现转折。

在本阶段,随着荷载的增加,钢筋和混凝土的应力和应变也随之增加,裂缝逐渐加宽并向受压区延伸,中和轴的位置不断上升,应力和应变不再成正比,压应力图形逐渐由直线转变为曲线。随着荷载的进一步增加,当纵向受拉钢筋的应力即将达到其屈服强度 f_y 时,标志着第 II 阶段的结束。钢筋即将屈服的状态被定义为 II_a 状态[见图 3-10(d)],此时截面所能承担的弯矩为屈服弯矩 M_y 。

正常工作的受弯构件一般都处于第 II 阶段,故第 II 阶段的应力状态可作为正常使用阶段变形和裂缝宽度计算的依据。

3) 第 III 阶段——破坏阶段

随着纵向受拉钢筋的屈服,梁进入第 III 工作阶段[见图 3-10(e)]。这时,由于钢筋的屈服,在其应力保持不变的情形下,应变急剧增加,导致裂缝宽度迅速开展,并向受压区延伸,构件挠度大大增加, $\frac{M}{M_u}-f$ 关系曲线出现转折点 2。由于中和轴的迅速上升,受压区高度急剧变小,导致受压区混凝土压应力随之增大。当受压区边缘混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 时,受压区混凝土被压碎,截面达到了极限受弯承载力 M_u ,构件破坏,此破坏状态称为 III_a 状态[见图 3-10(f)]。在第 III 阶段中,钢筋承担的总拉力和混凝土承担的总压力始终不变,但由于中和轴上升,受压区高度减小而使内力臂增加,故截面破坏时,梁所承担的弯矩 M_u 比屈服弯矩 M_y 有所增大。

第 III 阶段末 III_a 的应力状态可作为受弯构件正截面受弯承载力计算的依据。

3.2.2 正截面受弯的三种破坏形态

试验研究表明,在其他条件相同的情况下,随着纵向受拉钢筋配筋率的不同,受弯构件的正截面破坏形态会发生明显变化。

纵向受拉钢筋配筋率是指纵向受拉钢筋截面面积与构件截面有效面积的比值,即

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad (3-1)$$

式中, A_s 为纵向受拉钢筋截面面积; b 为受弯构件的截面宽度; h_0 为受弯构件的截面有效高度,是受压边缘到受拉钢筋合力作用点的距离。

根据破坏特征和性质的不同,受弯构件的正截面破坏分为适筋破坏、超筋破坏和少筋破坏,如图 3-11 所示。

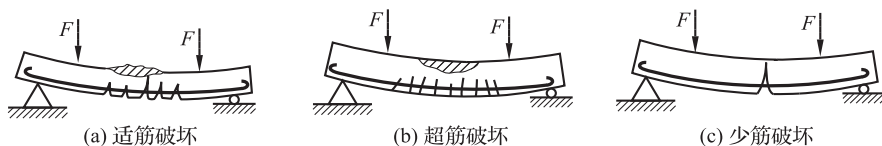


图 3-11 受弯构件的正截面破坏形态

1. 适筋破坏

当纵向受拉钢筋配筋率适中时,受弯构件发生适筋破坏。

适筋梁破坏的特点是:纵向受拉钢筋先屈服,然后受压区混凝土被压碎,构件破坏,如图 3-11(a) 所示。这种破坏钢筋和混凝土的强度都得到了充分利用,且在破坏前钢筋产生较大的伸长变形,导致梁的裂缝急剧向上开展和挠度激增,破坏不是突然发生的,具有明显的破坏预兆,常把这种梁的破坏归为“延性破坏”或“塑性破坏”。由于适筋梁的破坏能给人们明显的预兆,所以前面试验中描述的构件及工程中使用的构件都是按适筋梁设计的。

2. 超筋破坏

当纵向受拉钢筋配筋率过高时,受弯构件发生超筋破坏。

超筋破坏的特点是:由于受拉钢筋配置过多,受拉钢筋的应力尚未达到屈服强度时,受压区混凝土已被压碎,导致构件破坏,如图 3-11(b)所示。这种破坏虽然在破坏前构件也有裂缝出现,产生一定的变形,但缺乏明显的破坏预兆,具有“脆性破坏”的性质。超筋构件的破坏是由于受压区混凝土被压碎而引起的,钢筋强度并未得到充分利用,因此其承载力仅取决于混凝土的抗压强度,在设计中应予以避免。

3. 少筋破坏

当纵向受拉钢筋配筋率很低时,受弯构件发生少筋破坏。

少筋破坏的特点是:受拉区混凝土一旦开裂,裂缝截面处混凝土所承担的拉力几乎全部转移给受拉钢筋,由于受拉钢筋数量过少,其应力突然剧增以致屈服,构件裂缝迅速开展,之后很快发生折断型破坏,如图 3-11(c)所示。这种少筋构件的承载力取决于混凝土的抗拉强度,混凝土的抗压能力未能充分发挥,而且构件一旦开裂,即标志着破坏;无明显预兆,属于“脆性破坏”,故在设计中应避免将构件设计成少筋构件。

3.3 受弯构件正截面承载力计算方法

3.3.1 受弯构件正截面承载力计算的基本假定

受弯构件正截面受弯承载力计算以适筋破坏第三阶段末的受力状态为计算依据。为简化计算,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)引入了以下基本假定:

- (1)平截面假定(截面应变保持平面)。
- (2)不考虑混凝土的抗拉强度。
- (3)混凝土受压的应力-应变关系曲线如图 3-12

所示,具体按下列规定取用:

当 $\epsilon_c \leq \epsilon_0$ 时,取

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] \quad (3-2)$$

当 $\epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 时,取

$$\sigma_c = f_c \quad (3-3)$$

其中,

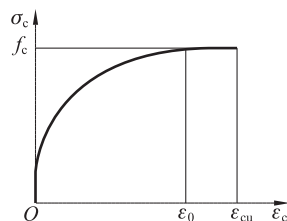


图 3-12 混凝土受压的应力-应变关系曲线

$$n = 2 - \frac{1}{60}(f_{cu,k} - 50) \quad (3-4)$$

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (3-5)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (3-6)$$

式中, σ_c 为当混凝土压应变为 ϵ_c 时的混凝土压应力; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; ϵ_0 为混凝土压应力达到 f_c 时的混凝土压应变, 当计算的 ϵ_0 值小于 0.002 时, 取为 0.002; ϵ_{cu} 为正截面的混凝土极限压应变[当处于非均匀受压且按式(3-6)计算的值大于 0.0033 时, 取为 0.0033; 当处于轴心受压时, 取为 ϵ_0]; $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度标准值; n 为系数, 当计算的 n 值大于 2.0 时, 取为 2.0。

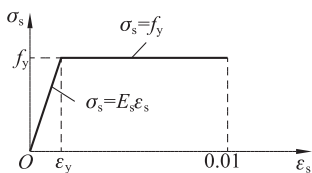


图 3-13 钢筋的应力-应变关系曲线

(4) 钢筋的应力-应变关系曲线如图 3-13 所示。

纵向钢筋的应力等于钢筋应变与其弹性模量的乘积, 但其绝对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 ϵ_{su} 取为 0.01, 即

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= E_s \epsilon_s \leq f_y \\ \sigma'_s &= E'_s \epsilon'_s \leq f'_y \\ \epsilon_{su} &= 0.01 \end{aligned} \right\} \quad (3-7)$$

式中, σ_s 为当钢筋拉应变为 ϵ_s 时的钢筋拉应力; σ'_s 为当钢筋压应变为 ϵ'_s 时的钢筋压应力; f_y 、 f'_y 分别为钢筋抗拉、抗压强度设计值; E_s 、 E'_s 为钢筋受拉、受压时的弹性模量。

3.3.2 等效矩形应力图形

利用上述基本假定, 单筋矩形截面梁[见图 3-14(a)]在第 III 阶段末 III_a 状态的应力图形如图 3-14(b) 所示。为了简化计算, 受压区混凝土的应力图形可进一步简化为等效的矩形应力图形。简化的原则如下:

- (1) 压应力合力 C 的大小不变, 即两个应力图形的面积相等。
- (2) 合力的作用位置不变, 即两个应力图形的形心位置相同。
- (3) 合力的作用方向不变。

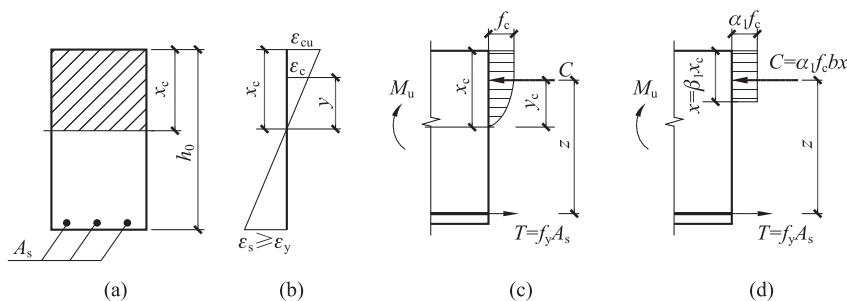


图 3-14 等效矩形应力图形

根据以上条件, 等效代换后的应力图形如图 3-14(c) 所示。在图 3-14(b) 和图 3-14(c) 中, x_c 为实际受压区高度, y 为受压区任一高度纤维距截面中心轴的距离, y_c 为压应力合力作用点距中心轴的距离, z 为钢筋拉力的合力距压应力合力的距离。在图 3-14(d) 中, x 为等效后的受压区高度。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订) 规定: 等效矩

形应力图形的应力取 f_c 乘以系数 α_1 , 等效后的受压区高度 $x = \beta_1 x_c$, 系数 α_1 和 β_1 为无量纲参数, 它们的大小仅与混凝土的应力-应变曲线有关, 称为等效矩形应力图系数。为简化计算, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, α_1 取为 1.0, β_1 取为 0.8; 当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取为 0.94, β_1 取为 0.74; 其间按线性内插法确定。具体见表 3-1。

表 3-1 混凝土受压区等效矩形应力图系数

等效矩形应力图系数	混凝土强度等级						
	≤C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
α_1	1.0	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
β_1	0.8	0.79	0.78	0.77	0.76	0.73	0.74

3.3.3 相对受压区高度和界限相对受压区高度

1. 相对受压区高度

相对受压区高度是指等效矩形应力图的受压区高度 x 与截面有效高度 h_0 的比值, 即

$$\xi = \frac{x}{h_0} \quad (3-8)$$

2. 界限相对受压区高度

界限相对受压区高度是指界限破坏时的相对受压区高度, 用 ξ_b 表示, 其值为

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} \quad (3-9)$$

式中, x_b 为界限破坏时等效矩形应力图的受压区高度, 简称界限受压区高度。

界限破坏的特征是受拉钢筋屈服的同时, 受压区的混凝土边缘达到极限压应变, 其是区分适筋破坏和超筋破坏的一种过渡状态, 可用图 3-15 表示。

设有明显屈服点的钢筋刚屈服时的应变为 ϵ_y , 则 $\epsilon_y = f_y/E_s$ 。

界限破坏时的实际受压区高度用 x_{cb} 表示, 由界限破坏状态时的应变图(见图 3-15)可得

$$\frac{x_{cb}}{h_0} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (3-10)$$

把 $x_b = \beta_1 x_{cb}$ 、 $\xi_b = x_b/h_0$ 及 $\epsilon_y = f_y/E_s$ 带入式(3-10), 整理得

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{\epsilon_{cu} E_s}} \quad (3-11)$$

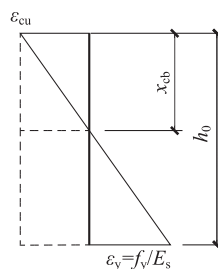


图 3-15 界限破坏状态时的应变图

对于钢绞线、碳素钢丝、热处理钢筋, 以及冷轧带肋钢筋等无明显屈服点的钢筋, 取对应于残余应变为 0.002 时的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为条件屈服点, 并将 $\sigma_{0.2}$ 作为无明显屈服点钢筋的抗拉强度设计值。考虑残余应变后, 用 $0.002 + \epsilon_y$ 代替式(3-10)中的 ϵ_y , 可得无明显屈服点钢筋的 ξ_b 的计算式为

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_y}{\epsilon_{cu} E_s}} \quad (3-12)$$

由式(3-11)和(3-12)可知, ξ_b 的取值主要与钢筋级别和混凝土强度等级有关, 并随着钢筋级别和混凝土强度等级的升高而降低。受弯构件的相对界限受压区高度 ξ_b 取值见表 3-2 (有明显屈服点钢筋)。

表 3-2 受弯构件的相对界限受压区高度 ξ_b 取值

钢筋级别	混凝土强度等级						
	$\leq C50$	C55	C60	C65	C70	C75	C80
HPB300	0.576	0.566	0.556	0.546	0.537	0.528	0.518
HRB335	0.550	0.541	0.531	0.522	0.512	0.503	0.493
HRB400、HRBF400、RRB400	0.518	0.508	0.499	0.490	0.481	0.472	0.463
HRB500、HRBF500	0.482	0.473	0.464	0.455	0.447	0.438	0.429

3.3.4 适筋破坏与超筋破坏的界限条件

将适筋破坏、超筋破坏和界限破坏三种破坏状态的应变图作在同一张图上, 可得图 3-16。

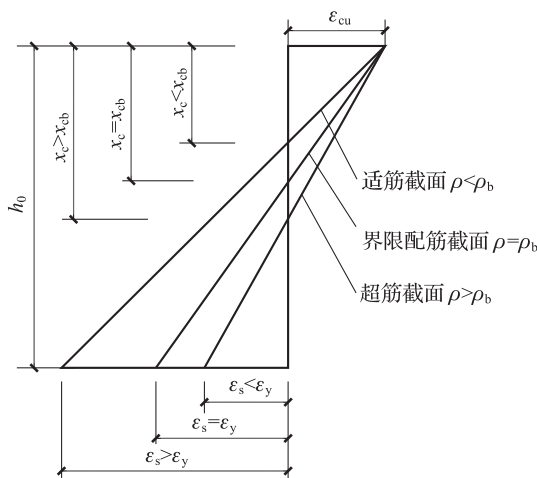


图 3-16 适筋破坏、超筋破坏和界限破坏时的平均应变图

由图可以看出:

当 $x_c < x_{cb}$, 即 $\frac{x}{h_0\beta_1} < \frac{x_b}{h_0\beta_1}$, $\xi < \xi_b$ 时, 属于适筋破坏。

同理, 当 $x_c > x_{cb}$, 即 $\frac{x}{h_0\beta_1} > \frac{x_b}{h_0\beta_1}$, $\xi > \xi_b$ 时, 属于超筋破坏。

当 $x_c = x_{cb}$, 即 $\frac{x}{h_0\beta_1} = \frac{x_b}{h_0\beta_1}$, $\xi = \xi_b$ 时, 属于界限破坏。

若用配筋率来表示三种破坏的界限条件时, 则当 $\rho < \rho_b$ 时, 属于适筋破坏; 当 $\rho > \rho_b$ 时, 属于超筋破坏; 当 $\rho = \rho_b$ 时, 属于界限破坏。其中, ρ_b 为界限破坏时的配筋率, 称为界限配筋率, 可见界限配筋率也是适筋破坏的最大配筋率, 故也用 ρ_{max} 表示。

3.3.5 适筋破坏与少筋破坏的界限条件

对适筋破坏与少筋破坏的界限条件,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015年修订)中规定用最小配筋率 ρ_{\min} 表示。理论上, ρ_{\min} 应按“钢筋混凝土梁的极限弯矩 M_u 等于相应的素混凝土梁的开裂弯矩 M_{cr} ”来确定,但同时还应考虑混凝土抗拉强度的离散性、混凝土收缩等因素的影响。因此,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015年修订)规定:受弯构件一侧的受拉钢筋的最小配筋率为0.2%和 $0.45f_t/f_y$ 中的较大值。具体取值详见附表11。

所以,当 $\rho < \rho_{\min}$ 时,属于少筋破坏;当 $\rho > \rho_{\min}$ 时,属于适筋破坏。

在此需要注意的是:素混凝土梁的 M_{cr} 不仅与混凝土的抗拉强度有关,而且与梁的全截面面积有关。因此,对矩形、T形截面梁,其纵向钢筋的最小配筋率是对全截面面积而言的,即 $\rho_{\min} = A_{s,\min}/bh$;若受弯构件截面为I形或倒T形时,就要考虑受拉区翼缘挑出部分的面积,即 $\rho_{\min} = A_{s,\min}/[bh + (b_f - b)h_f]$ 。

3.4 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

矩形截面通常分为单筋矩形截面和双筋矩形截面两种形式。仅在截面的受拉区配置纵向受力钢筋的矩形截面,称为单筋矩形截面;不仅在截面的受拉区配置纵向受力钢筋,而且在截面的受压区同时配置纵向受力钢筋的矩形截面,称为双筋矩形截面。需要说明的是,由于构造的原因,在构件的受压区配置架立钢筋,不属于双筋矩形截面。

3.4.1 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式及其适用条件

1. 基本公式

单筋矩形截面受弯构件的正截面受弯承载力计算图形采用的是梁破坏状态的等效矩形应力图,如图3-17所示。根据第2章的结构设计基本原则,我们所设计的梁应满足

$$\gamma_0 M \leq M_u \quad (3-13)$$

式中, M 为作用在受弯构件正截面上的荷载效应; M_u 为正截面受弯承载力设计值,即梁的抗力。

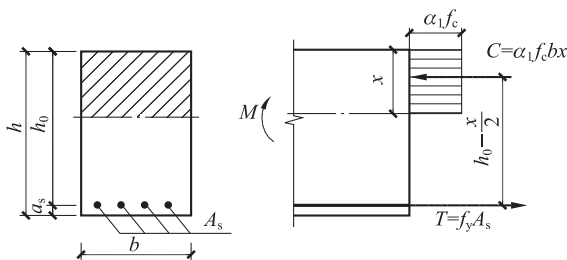


图 3-17 单筋矩形截面受弯构件的正截面受弯承载力计算图形

根据图3-17中截面力的平衡条件和力矩平衡条件,可得单筋矩形截面受弯构件承载力的计算公式,即

$$\sum X = 0, \quad \alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-14)$$

$$\sum M = 0, \quad \gamma_0 M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-15)$$

式中, M 为弯矩设计值; A_s 为受拉区纵向受力钢筋的截面面积; b 为截面宽度; h_0 为截面的有效高度, 可按式(3-16)计算。

$$h_0 = h - a_s \quad (3-16)$$

式中, h 为截面高度; a_s 为受拉钢筋合力作用点到受拉截面边缘的距离。

一般情况下, 当纵向受力钢筋按一排布置时, 取 $a_s = 35 \text{ mm}$; 当纵向受力钢筋按两排布置时, 取 $a_s = 50 \sim 60 \text{ mm}$; 对于板, 取 $a_s = 20 \text{ mm}$ 。

2. 适用条件

基本公式(3-14)和式(3-15)是根据适筋梁被破坏建立的, 只适用于适筋构件的计算, 对于超筋构件和少筋构件的计算并不适用。因此, 上述基本公式应满足以下两个适用条件:

1) 防止超筋破坏

为了避免构件发生超筋破坏, 应控制其截面配筋率不能过大, 即

$$\rho \leq \rho_{\max} \quad (3-17)$$

或

$$x \leq x_b \quad (3-18)$$

或

$$\xi \leq \xi_b \quad (3-19)$$

截面配筋率 ρ 与相对受压区高度 ξ 之间存在对应关系, 由 ξ_b 可求出适筋受弯构件截面的最大配筋率 ρ_{\max} 。由式(3-14)可写出

$$\alpha_1 f_c b \xi_b h_0 = f_y A_{s, \max} \quad (3-20)$$

因此,

$$\rho_{\max} = \frac{A_{s, \max}}{b h_0} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-21)$$

当构件按最大配筋率配筋时, 由式(3-15)还可求出适筋受弯构件所能承受的最大弯矩设计值, 即

$$M_{u, \max} = \alpha_1 f_c b \xi_b h_0 \left(h_0 - \frac{\xi_b h_0}{2} \right) = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b \left(1 - \frac{\xi_b}{2} \right) \quad (3-22)$$

2) 防止少筋破坏

为了避免构件发生少筋破坏, 应使

$$\rho \geq \rho_{\min} \quad (3-23)$$

或

$$A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-24)$$

3.4.2 单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式的应用

受弯构件正截面承载力计算分为两类, 即截面设计和截面复核。

1. 截面设计

截面设计的内容是: 根据构件所承担的弯矩设计值 M 选用构件的材料种类, 确定构件的截面尺寸、钢筋数量及位置等。由于只有两个独立的基本公式, 不可能通过计算确定上述所有未知量, 故必须增设补充条件。通常的做法是: 首先根据材料的选用原则选择混凝土强

度等级、钢筋级别,再根据受弯构件的基本构造要求预估截面尺寸,估算截面有效高度,最后根据基本公式计算截面所需配置的纵向受拉钢筋的截面面积 A_s ,并选配钢筋。

计算截面所需配置的纵向受拉钢筋的截面面积 A_s 有三种方法。

1) 直接求解法

(1) 确定截面受压区高度 x 并验算是否超筋。根据极限状态取 $M=M_u$,由式(3-15),解二次方程确定受压区高度 x ,得

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} \quad (3-25)$$

验算是否满足 $x \leq x_b = \xi_b h_0$:若满足,可将 x 代入式(3-14)中计算 A_s ;否则,加大截面尺寸或提高混凝土强度等级,并重新计算。

(2) 计算钢筋截面面积 A_s 并验算是否少筋。将受压区高度 x 代入式(3-14)中,可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} \quad (3-26)$$

验算是否满足 $A_s \geq \rho_{\min} b h$:若满足,选配钢筋;否则,减小截面尺寸并重新计算,或直接取 $A_s = \rho_{\min} b h$ 。

(3) 选配钢筋。根据计算所得 A_s 值选配钢筋,一般对于梁和预制板选择钢筋的直径和根数,对于现浇板选择钢筋的直径和间距。选配钢筋时,应使实际的钢筋截面面积与计算值相近,一般不宜小于计算值,也不宜超过 5%,并符合相关构造要求。

2) 间接求解法

在直接求解法中,确定受压区高度 x 的计算式(3-25)较为复杂,为了方便计算,可通过引入截面抵抗矩系数 α_s 将其分解为两个简单的计算式。

由式(3-15)并取 $M=M_u$,可得

$$M = \alpha_1 f_c b \xi h_0 \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2} \right) = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 \quad (3-27)$$

其中,

$$\alpha_s = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad (3-28)$$

式中, α_s 为截面抵抗矩系数。

间接求解法设计截面的步骤如下:

(1) 由式(3-27)得

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \quad (3-29)$$

(2) 由式(3-28)得

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (3-30)$$

验算是否满足 $\xi \leq \xi_b$ 。若满足,继续下一步计算;否则,加大截面尺寸或提高混凝土强度等级,并重新计算。

(3) 将 $x = \xi h_0$ 代入式(3-14)中,可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \xi h_0}{f_y} \quad (3-31)$$

验算是否满足 $A_s \geq \rho_{\min} b h$:若满足,选配钢筋;否则,减小截面尺寸并重新计算,或直接取

$$A_s = \rho_{\min} b h_0$$

(4) 选配钢筋。

3) 查表法

由式(3-15)可得

$$M = f_y A_s \left(h_0 - \frac{\xi h_0}{2} \right) = f_y A_s h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = f_y A_s \gamma_s h_0 \quad (3-32)$$

其中,

$$\gamma_s = 1 - \frac{\xi}{2} \quad (3-33)$$

式中, γ_s 为内力臂系数, 为截面内力臂与有效高度的比值。

式(3-28)和式(3-33)表明, ξ, γ_s 与 α_s 三者之间存在一一对应的关系, 根据不同的 ξ 值, 可计算出相应的 γ_s 和 α_s 值, 并编制成计算表格, 见表 3-3。

表 3-3 钢筋混凝土单筋矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算系数

ξ	γ_s	α_s	ξ	γ_s	α_s	ξ	γ_s	α_s
0.01	0.995	0.010	0.22	0.890	0.196	0.43	0.785	0.338
0.02	0.990	0.020	0.23	0.885	0.204	0.44	0.780	0.343
0.03	0.985	0.030	0.24	0.880	0.211	0.45	0.775	0.349
0.04	0.980	0.039	0.25	0.875	0.219	0.46	0.770	0.354
0.05	0.975	0.049	0.26	0.870	0.226	0.47	0.765	0.360
0.06	0.970	0.058	0.27	0.865	0.234	0.48	0.760	0.365
0.07	0.965	0.068	0.28	0.860	0.241	0.49	0.755	0.370
0.08	0.960	0.077	0.29	0.855	0.248	0.50	0.750	0.375
0.09	0.955	0.086	0.30	0.850	0.255	0.51	0.745	0.380
0.10	0.950	0.095	0.31	0.845	0.262	0.518	0.741	0.384
0.11	0.945	0.104	0.32	0.840	0.269	0.52	0.740	0.385
0.12	0.940	0.113	0.33	0.835	0.276	0.53	0.735	0.390
0.13	0.935	0.122	0.34	0.830	0.282	0.54	0.730	0.394
0.14	0.930	0.130	0.35	0.825	0.289	0.55	0.725	0.399
0.15	0.925	0.139	0.36	0.820	0.295	0.56	0.720	0.403
0.16	0.920	0.147	0.37	0.815	0.302	0.57	0.715	0.408
0.17	0.915	0.156	0.38	0.810	0.308	0.58	0.710	0.412
0.18	0.910	0.164	0.39	0.805	0.314	0.59	0.705	0.416
0.19	0.905	0.172	0.40	0.800	0.320	0.60	0.700	0.420
0.20	0.900	0.180	0.41	0.795	0.326	0.61	0.695	0.424
0.21	0.895	0.188	0.42	0.790	0.332	0.614	0.693	0.426

注: 表中数字下加横线者, 分别为混凝土强度等级不超过 C50 时, HPB300、HRB335、HRB400 和 RRB400 级钢筋的相对界限受压区高度及系数。

使用查表法设计截面时, 可先由式(3-29)求出系数 α_s , 再从表 3-3 中查出对应的 ξ 或 γ_s 值, 然后根据式(3-31)由 ξ 计算 A_s , 或根据式(3-34)由 γ_s 计算 A_s , 即

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} \quad (3-34)$$

最后,选配钢筋。

【例 3-1】 一受均布荷载作用的矩形截面简支梁,计算跨度 $l_0=5.2$ m,承受永久荷载标准值 $G_k=5$ kN/m(不包括梁自重),可变荷载标准值 $Q_k=10$ kN/m,混凝土强度等级为 C25,采用 HRB335 级钢筋,组合值系数 $\psi_c=0.7$ 。试求所需纵向受力钢筋。

【解】 (1)确定基本参数。C25 混凝土: $f_c=11.9$ N/mm², $\alpha_1=1.0$, $f_t=1.27$ N/mm²。HRB335 钢筋: $f_y=300$ N/mm²。

(2)初估截面尺寸。 $h=(1/14\sim 1/10)l_0=371\sim 520$ mm,取 $h=450$ mm; $b=(1/3.5\sim 1/2)h=129\sim 225$ mm,取 $b=200$ mm。

(3)计算梁跨中截面最大弯矩设计值。包括梁自重在内,永久荷载标准值为

$$G_k = 5 + 25 \times 0.2 \times 0.45 = 7.25 (\text{kN/m})$$

弯矩设计值取下列两种组合中的较大值:

$$M = \gamma_G M_{G_k} + \gamma_{Q_1} M_{Q_{1k}} = 1.2 \times \frac{1}{8} G_k l_0^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} Q_k l_0^2 = 76.73 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M = \gamma_G M_{G_k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} M_{Q_{ik}} = 1.35 \times \frac{1}{8} G_k l_0^2 + 1.4 \times 0.7 \times \frac{1}{8} Q_k l_0^2 = 66.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

取 $M=76.73$ kN·m。

(4)计算配筋。

①假定受拉钢筋按一排布置, $a_s=35$ mm, $h_0=450-35=415$ mm。

$$\textcircled{2} \alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{76.73 \times 10^6}{11.9 \times 200 \times 415^2} = 0.1872。$$

$$\textcircled{3} \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.209 < \xi_b = 0.550。$$

$$\textcircled{4} A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \xi h_0}{f_y} = 688 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 450 = 180 \text{ mm}^2。$$

其中, $0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.19\% < 0.2\%$,取 $\rho_{\min} = 0.2\%$ 。

(5)选配钢筋,画配筋图。

查附表 16,选取 $2\Phi 18 + 1\Phi 16$ ($A_s = 710 \text{ mm}^2$),配筋图如图 3-18 所示。

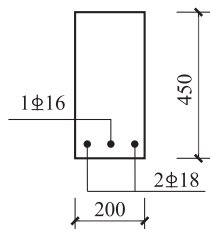


图 3-18 【例 3-1】配筋图

【例 3-2】 挑檐板剖面构造图如图 3-19(a)所示。安全等级为二级,处于一类环境。板面永久荷载标准值:防水层为 0.35 kN/m²;60 mm 厚钢筋混凝土板,重度为 25 kN/m³;25 mm 厚水泥抹灰,重度为 20 kN/m³。板面可变荷载标准值:雪荷载为 0.3 kN/m²,组合值系数 $\psi_c=0.7$ 。采用 C25 混凝土、HPB300 钢筋。求板的配筋。

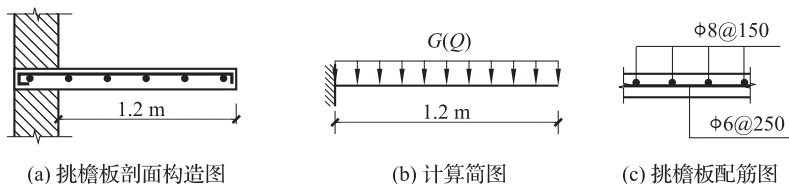


图 3-19 【例 3-2】图

【解】 (1) 确定基本参数。C25 混凝土: $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ 。HPB300 钢筋: $f_y = 270 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.576$ 。

(2) 计算荷载标准值计算。沿垂直于挑檐板跨度方向取 1 m 宽板作为计算单元, 其计算简图如图 3-19(b) 所示, 作用于其上的荷载标准值如下:

① 永久荷载。

防水层	$0.35 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.35 \text{ kN/m}$
钢筋混凝土板	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.060 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1.50 \text{ kN/m}$
水泥抹灰	$20 \text{ kN/m}^3 \times 0.025 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.50 \text{ kN/m}$
	$G_k = 2.35 \text{ kN/m}$

② 可变荷载。

雪荷载 $Q_k = 0.30 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.30 \text{ kN/m}$

(3) 计算支座截面最大弯矩设计值。弯矩设计值取下列两种组合中的较大值:

$$M = \gamma_G M_{G_k} + \gamma_{Q_1} M_{Q_{1k}} = 1.2 \times \frac{1}{2} G_k l^2 + 1.4 \times \frac{1}{2} Q_k l^2 = 2.33 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M = \gamma_G M_{G_k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} M_{Q_{ik}} = 1.35 \times \frac{1}{2} G_k l^2 + 1.4 \times 0.7 \times \frac{1}{2} Q_k l^2 = 2.50 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

取 $M = 2.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(4) 计算配筋。取 $a_s = 20 \text{ mm}$, 则 $h_0 = 60 - 20 = 40 \text{ mm}$, 有

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{2.50 \times 10^6}{1 \times 11.9 \times 1000 \times 40^2} = 0.1313$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.141 < \xi_b = 0.576$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \xi h_0}{f_y} = 249 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h = 0.21\% \times 1000 \times 60 = 126 \text{ mm}^2$$

其中, $0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.21\% > 0.2\%$, 取 $\rho_{\min} = 0.21\%$ 。

(5) 选配钢筋, 画配筋图。查附表 17, 选取 $\Phi 8 @ 150 (A_s = 335 \text{ mm}^2)$, 分布钢筋按构造要求选用 $\Phi 6 @ 250$, 配筋如图 3-19(c) 所示。

2. 截面复核

截面复核时, 一般是已知构件的截面尺寸 b, h , 材料强度设计值 f_c, f_t, f_y , 纵向受拉钢筋面积 A_s , 验算构件在给定弯矩设计值 M 作用下是否安全, 或计算该截面的受弯承载力 M_u 。解决此类问题, 首先应计算截面的受弯承载力 M_u , 然后再与截面所承受的弯矩设计值 M 进行比较, 若满足 $M \leq M_u$, 该截面安全, 否则不安全。截面复核的计算步骤如下:

(1) 验算截面最小配筋率。若配筋数满足 $A_s \geq \rho_{\min} b h$, 可继续计算, 否则按素混凝土构件计算 M_u 。

(2) 计算截面受压区高度 x 。由式(3-14)可得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-35)$$

(3) 根据 x 的不同情况, 分别计算 M_u : 若 $x \leq x_b = \xi_b h_0$, 按式(3-15)计算 M_u ; 若 $x > x_b$, 则取 $x = x_b = \xi_b h_0$, 代入式(3-15)计算 M_u 。

【例 3-3】 已知矩形截面梁的截面尺寸 $b h = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C25

级,配置 HRB335 级钢筋 4 Φ 16,该梁承受弯矩设计值 $M=100\text{ kN}\cdot\text{m}$,试校核此梁是否安全?

【解】 (1)确定基本参数。C25 混凝土: $f_c=11.9\text{ N/mm}^2$, $\alpha_1=1.0$, $f_t=1.27\text{ N/mm}^2$ 。
钢筋: $f_y=300\text{ N/mm}^2$, $A_s=804\text{ mm}^2$ 。 $h_0=500-35=465\text{ mm}$ 。

(2)验算截面最小配筋率。

$$0.45\frac{f_t}{f_y}=0.19\%<0.2\%,\text{取最小配筋率}\rho_{\min}=0.2\%。$$

$A_s=804\text{ mm}^2>\rho_{\min}bh=0.2\%\times 250\times 500=250\text{ mm}^2$,截面配筋满足最小配筋率要求。

(3) $x=\frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b}=\frac{300\times 804}{11.9\times 250}=81.08\text{ mm}<x_b=\xi_b h_0=0.550\times 465=255.75\text{ mm}$,截面不超筋。

$$(4)M_u=\alpha_1 f_c b x\left(h_0-\frac{x}{2}\right)=102.39\text{ kN}\cdot\text{m}>M=100\text{ kN}\cdot\text{m},\text{故此梁安全。}$$

3.5 双筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

双筋截面构件与单筋截面构件相比,在受压区需配置受压钢筋,协助混凝土承受压力,提高截面的受弯承载力,但双筋截面构件钢筋用量较多,经济性较差,一般不建议使用。其常在下列情况下采用:截面承受的弯矩较大,其设计值大于单筋截面所能承受的最大弯矩设计值,而截面尺寸和材料品种由于某些原因又不能改变;构件在不同的荷载组合下承受变号弯矩作用;由于延性或构造等某种原因,构件截面受压区已配置一定数量的纵向受力钢筋。

3.5.1 双筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式及其适用条件

1. 基本公式

双筋矩形截面构件达到承载能力极限状态时的截面应力计算图形与单筋截面类似,不同的仅仅是在受压区增加了受压钢筋的合力。其假定受压钢筋的应力等于其抗压强度设计值,如图 3-20 所示。

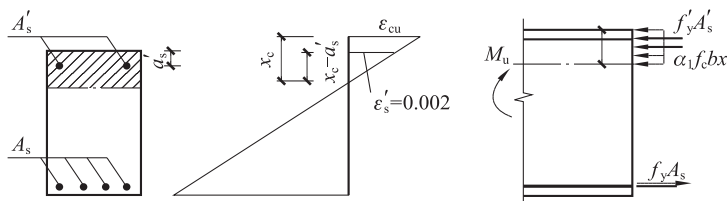


图 3-20 双筋矩形梁截面的应变及应力分布图

由图 3-20 中力和力矩的平衡条件,可得双筋矩形截面受弯构件正截面受弯承载力的计算公式为

$$\sum X = 0, \quad \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (3-36)$$

$$\sum M = 0, \quad \gamma_0 M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-37)$$

2. 适用条件

(1) 为了保证截面破坏时受拉钢筋能达到抗拉强度设计值,防止截面出现超筋破坏,应满足条件

$$x \leq x_b \text{ (或 } \xi \leq \xi_b \text{)} \quad (3-38)$$

(2) 为了保证截面破坏时受压钢筋能达到抗压强度设计值,应满足条件

$$x \geq 2a'_s \quad (3-39)$$

由图 3-20 中的应变图可得

$$\epsilon'_s = \frac{x_c - a'_s}{x_c} \epsilon_{cu} = \left[1 - \frac{a'_s}{\frac{x}{\beta_1}} \right] \epsilon_{cu} \quad (3-40)$$

式中, ϵ'_s 为受压钢筋的压应变。

若取 $x = 2a'_s$, 化简式(3-40)可得

$$\epsilon'_s = \left[1 - \frac{a'_s}{\frac{x}{\beta_1}} \right] \epsilon_{cu} = (1 - 0.5\beta_1) \epsilon_{cu}$$

对 C80 混凝土, 由 $\epsilon_{cu} = 0.003$, $\beta_1 = 0.74$, 得 $\epsilon'_s = 0.0019$ 。

对应 HPB300 级钢筋, $\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = 2.1 \times 10^5 \times 0.0019 = 399 \text{ N/mm}^2 > f'_y = 270 \text{ N/mm}^2$ 。

对应 HRB335 级钢筋, $\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = 2.0 \times 10^5 \times 0.0019 = 380 \text{ N/mm}^2 > f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$ 。

对应 HRB400 及 RRB 级钢筋, $\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = 2.0 \times 10^5 \times 0.0019 = 380 \text{ N/mm}^2 > f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ 。

可见, 对于 HPB300、HRB335、HRB400 及 RRB400 级钢筋, 当 $x = 2a'_s$ 时都能达到屈服强度, 当 $x > 2a'_s$ 时, ϵ'_s 更大, 钢筋早已受压屈服。为了充分发挥受压钢筋的作用并确保其达到屈服强度,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010, 2015 年修订)规定,若在计算中考虑受压钢筋, 并取 $\sigma'_s = f'_y$, 必须满足条件 $x \geq 2a'_s$ 。

当 $x < 2a'_s$ 时, 表明受压钢筋的位置离中和轴太近, 其压应变太小, 以致受压区混凝土被压碎时钢筋压应力达不到抗压强度设计值 f'_y 。此时, 可以偏于安全地取 $x = 2a'_s$, 即假设受压区混凝土的合力与受压钢筋的合力重合。此时, 对受压钢筋合力作用点取矩, 得

$$M \leq M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (3-41)$$

由于双筋梁 A_s 的配筋量较大, 所以避免少筋破坏的条件自动满足。

3.5.2 双筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算公式的应用

1. 截面设计

1) 情况 I

已知弯矩设计值 M 、截面尺寸 bh 、混凝土强度等级和钢筋级别, 计算纵向受力钢筋的截面面积 A_s 、 A'_s 。

情况 I 的截面设计步骤如下:

(1) 验算是否需要采用双筋截面。若满足式(3-42)条件应按单筋截面设计。

$$M \leq \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b \left(1 - \frac{\xi_b}{2} \right) = \alpha_{sb} \alpha_1 f_c b h_0^2 \quad (3-42)$$

式中, $\alpha_{sb} = \xi_b \left(1 - \frac{\xi_b}{2} \right)$ 。

否则,设计成双筋截面。

(2)计算 A'_s 。若按双筋截面设计,有三个未知数 A_s 、 A'_s 和 x ,但只有两个计算公式式(3-36)和式(3-37),故应补充一个条件才能求解。为了节约钢材,充分利用混凝土的抗压强度,可取 $\xi=\xi_b$,代入式(3-37)中,得

$$A'_s = \frac{M - \alpha_1 f_c b x_b (h_0 - x_b/2)}{f'_y (h_0 - a'_s)} = \frac{M - \alpha_{sb} \alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (3-43)$$

(3)计算 A_s 。将 A'_s 值代入式(3-36)中,可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y} \quad (3-44)$$

2)情况 II

已知弯矩设计值 M 、截面尺寸 bh 、混凝土强度等级、钢筋级别及纵向受压钢筋截面面积 A'_s ,计算纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

这种情况由于 A'_s 为已知,只有两个未知数 A_s 和 x ,可由式(3-36)和式(3-37)联立求解。为了方便计算,可将双筋矩形截面计算图形图 3-21(a)分解为图 3-21(b)和图 3-21(c)两部分,即

$$M = M_1 + M_2 \quad (3-45)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-46)$$

对于图 3-21(b),由平衡条件得

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s1} \quad (3-47)$$

$$M_1 = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-48)$$

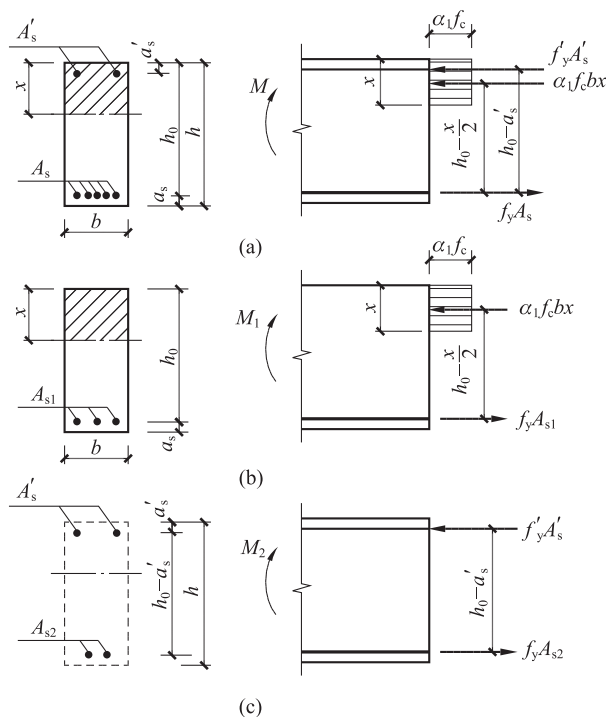


图 3-21 双筋矩形截面计算图形

M_1 为受压区混凝土和相应的纵向受拉钢筋 A_{s1} 组成的截面所能抵抗的弯矩,它相当于单筋矩形截面。

对于图 3-21(c),由平衡条件得

$$f'_y A'_s = f_y A_{s2} \quad (3-49)$$

$$M_2 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-50)$$

M_2 为受压钢筋 A'_s 和相应的纵向受拉钢筋 A_{s2} 组成的截面所能抵抗的弯矩。

情况 II 的截面设计步骤如下:

(1)由式(3-50)计算 M_2 。

(2)计算 M_1 ,由式(3-45)可得

$$M_1 = M - M_2 \quad (3-51)$$

(3)计算截面受压区高度 x 。

由式(3-48)并参考单筋矩形截面的计算公式,有

$$\alpha_s = \frac{M_1}{\alpha_1 f_c b h_0^2} \quad (3-52)$$

再由式(3-30)求出相应的 ξ 值。若 $\xi \leq \xi_b$,则 $x = \xi h_0$,进行下一步计算;若 $\xi > \xi_b$,则表明已配置的纵向受压钢筋截面面积 A'_s 太小,需增加 A'_s ,此时应按情况 I 重新计算 A'_s 和 A_s 。

(4)计算 A_s 。

若 $x \geq 2a'_s$,由式(3-44)可求出 A_s ;若 $x < 2a'_s$,则近似取 $x = 2a'_s$,由式(3-41)计算 A_s ,即

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (3-53)$$

【例 3-4】 已知梁的截面尺寸 $bh = 250 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$,承受弯矩设计值 $M = 250 \text{ kN} \cdot \text{m}$,混凝土强度等级为 C25,采用 HRB400 级钢筋。试计算此截面所需配置的纵向受力钢筋。

【解】 (1)确定基本参数。 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.518$ 。预估配置两排受拉钢筋,截面有效高度 $h_0 = 450 - 60 = 390 \text{ mm}$ 。

(2)验算是否需要采用双筋截面。单筋矩形截面梁的最大受弯承载力为

$$M_{u,\max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b \left(1 - \frac{\xi_b}{2}\right) = 173.69 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故应按双筋矩形截面设计。

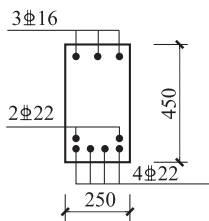


图 3-22 【例 3-4】配筋图

(3)按双筋矩形截面计算 A_s 、 A'_s 。令 $x = x_b = \xi_b h_0 = 0.518 \times 390 = 202.02 \text{ mm}$,取 $a'_s = 35 \text{ mm}$,则

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{M - \alpha_1 f_c b x_b (h_0 - x_b/2)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{250 \times 10^6 - 11.9 \times 250 \times 202.02 \times (390 - 202.02/2)}{360 \times (390 - 35)} \\ &= 597 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y} = 2267 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(4)选配钢筋。受压钢筋选用 $3 \Phi 16$ ($A'_s = 603 \text{ mm}^2$),受拉钢筋选用 $6 \Phi 22$ ($A_s = 2281 \text{ mm}^2$)。截面配筋如图 3-22 所示。

【例 3-5】 在【例 3-4】中,若已知受压钢筋为 $3 \Phi 20$, $A'_s = 942 \text{ mm}^2$,其他条件不变。试计

算此截面所需的纵向受拉钢筋。

【解】 (1) 确定基本参数。 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ 。取 $a'_s = 35 \text{ mm}$, 截面有效高度 $h_0 = 450 - 60 = 390 \text{ mm}$ 。

(2) 求 M_2 。 $M_2 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 360 \times 942 \times (390 - 35) = 120.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(3) 求 M_1 。 $M_1 = M - M_2 = 250 - 120.39 = 129.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(4) 计算截面受压区高度 x 。

$$\alpha_s = \frac{M_1}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{129.61 \times 10^6}{11.9 \times 250 \times 390^2} = 0.2864$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.3464 < \xi_b = 0.518$$

$$x = \xi h_0 = 135.096 \text{ mm} > 2a'_s = 70 \text{ mm}$$

(5) 计算 A_s 。

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y} = 2066 (\text{mm}^2)$$

(6) 选用 $4\Phi 22 + 2\Phi 20 (A_s = 2148 \text{ mm}^2)$ 。截面配筋如图 3-23 所示。

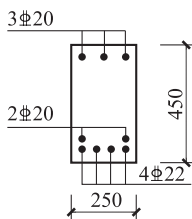


图 3-23 【例 3-5】配筋图

2. 截面复核

已知构件截面尺寸 bh , 配筋数量 A_s, A'_s , 混凝土强度等级和钢筋级别。计算截面的受弯承载力 M_u , 或验算构件在给定弯矩设计值 M 作用下是否安全。

(1) 计算截面受压区高度 x 。

由式(3-36)可得

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-54)$$

(2) 根据 x 的不同, 分别按下列情况计算截面受弯承载力 M_u :

① 若 $2a'_s \leq x \leq x_b = \xi_b h_0$, 由式(3-37)计算 M_u 。

② 若 $x > x_b = \xi_b h_0$, 取 $x = x_b$ 代入式(3-37)计算 M_u 。

③ 若 $x < 2a'_s$, 近似取 $x = 2a'_s$, 由式(3-41)计算 M_u 。

(3) 根据 $M \leq M_u$ 的条件验算构件是否安全。

【例 3-6】 已知梁的截面尺寸 $bh = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C25, 受拉钢筋采用 HRB335 级 $3\Phi 25 (A_s = 1473 \text{ mm}^2)$, 受压钢筋采用 HRB335 级 $2\Phi 16 (A'_s = 402 \text{ mm}^2)$, 承受弯矩设计值 $M = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。验算此梁是否安全。

【解】 (1) 确定基本参数。 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_y = f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$ 。 $a'_s = 35 \text{ mm}$, 截面有效高度 $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$ 。

(2) 截面受压区高度。

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \times 1473 - 300 \times 402}{11.9 \times 200} = 135 (\text{mm})$$

(3) 计算梁的截面受弯承载力并校核是否安全。

$$2a'_s = 70 \text{ mm} < x = 135 \text{ mm} < x_b = \xi_b h_0 = 0.550 \times 465 = 255.75 \text{ mm}$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 179.57 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故此梁不安全。

3.6 T形截面受弯构件正截面承载力计算

3.6.1 T形截面受弯构件正截面承载力计算概述

在矩形截面受弯构件的正截面承载力计算中,不考虑受拉区混凝土的抗拉强度。因此,可将受拉区两侧混凝土挖去,并将受拉钢筋集中布置,形成如图 3-24 所示的 T 形截面。它和原来的矩形截面相比,不仅受弯承载力不会降低,而且还可以节约混凝土,减轻结构自重。

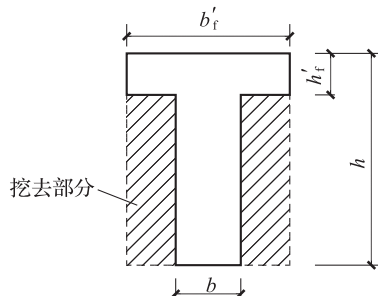


图 3-24 T形截面受弯构件

T形截面伸出部分称为翼缘,其宽度为 b'_f ,高度为 h'_f ;中间部分称为腹板或梁肋,肋宽为 b ,高为 h 。

有时为了工程需要也采用 I 形截面。由于不考虑受拉区混凝土的抗拉作用,受拉翼缘是否存在对受弯构件承载力并没有影响。因此,I 形截面可按 T 形截面计算。还有工程中常用的箱形梁、空心板和槽形板等,也可按 T 形截面计算其正截面受弯承载力。对于现浇楼盖的连续梁,一般支座截面承受负弯矩,跨中截面承受正弯矩,因此支座截面应按矩形截面计算,而跨中截面按 T 形截面计算。

试验研究和理论分析表明,T形截面受压翼缘上压应力沿翼缘宽度方向的分布是不均匀的,离腹板越远,压应力越小,翼缘参与受力的程度越小(见图 3-25)。为此,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010,2015 年修订)规定,T形、I形及倒 L 形截面梁有效翼缘的计算宽度 b'_f 应按表 3-4 所列各项中的最小值采用。

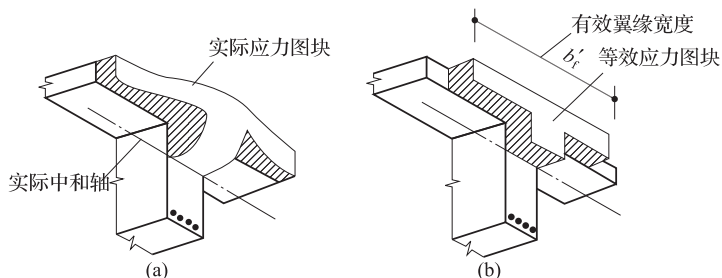


图 3-25 T形截面压应力分布图形

表 3-4 T形、I形及倒 L 形截面梁有效翼缘的计算宽度 b'_f

考虑情况		T形、I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(肋)净距 s_n 考虑	$b+s_n$	—	$b-s_n/2$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	$h'_f/h_0 \geq 0.1$	—	$b+12h'_f$
		$0.05 \leq h'_f/h_0 < 0.1$	$b+12h'_f$	$b+6h'_f$
		$h'_f/h_0 < 0.05$	$b+12h'_f$	b
				$b+5h'_f$

注 1:表中 b 为梁的腹板宽度。

注 2:如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时,则可不考虑表列情况 3 的规定。

注 3:对加腋的 T 形、I 形及倒 L 形截面,当受压区加腋的高度 $h_h \geq h'_f$ 且加腋的长度 $b_h \leq 3h_h$ 时,其翼缘计算宽度可按表列情况 3 的规定分别增加 $2b_h$ (T 形、I 形截面) 和 b_h (倒 L 形截面)。

注 4:独立梁受压区翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时,其计算宽度应取腹板宽度 b 。

3.6.2 T形截面受弯构件正截面承载力计算公式及其适用条件

T形截面受弯构件按中和轴位置的不同,可分为两种类型:

(1)第一类T形截面,中和轴在翼缘内,即 $x \leq h'_f$,如图3-26(a)所示。

(2)第二类T形截面,中和轴在腹板内,即 $x > h'_f$,如图3-26(b)所示。

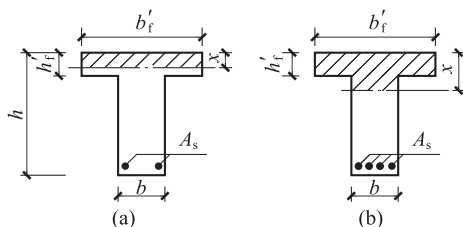


图 3-26 T形截面受弯构件的两种类型

1. 两类T形截面的判别

进行T形截面受弯构件承载力计算时,需首先判别T形截面的类型。为此,取两类T形截面的界限情况,即 $x = h'_f$ (见图3-27)。由平衡条件可得

$$\sum X = 0, \quad f_y A_s = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-55)$$

$$\sum M = 0, \quad M = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-56)$$

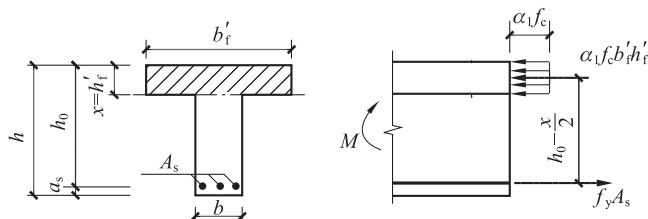


图 3-27 受压区高度 $x = h'_f$ 时T形截面计算图形

由式(3-55)和式(3-56)可知,若

$$M \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-57)$$

或

$$f_y A_s \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-58)$$

则 $x \leq h'_f$,属于第一类T形截面。

若

$$M > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-59)$$

或

$$f_y A_s > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-60)$$

则 $x > h'_f$,属于第二类T形截面。

2. 第一类 T 形截面的基本公式及其适用条件

1) 基本公式

由于受压区为矩形截面,因此,第一类 T 形截面(见图 3-28)可按宽度为 b'_f 的矩形截面计算,即

$$\alpha_1 f_c b'_f x = f_y A_s \quad (3-61)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-62)$$

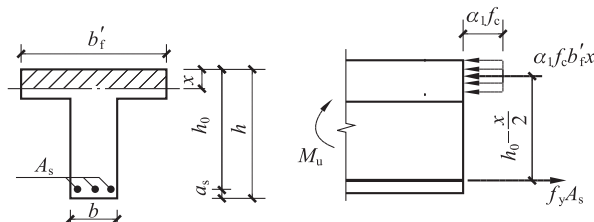


图 3-28 第一类 T 形截面计算图形

2) 适用条件

(1) 为防止超筋破坏,要求

$$x \leq x_b \text{ (或 } \xi \leq \xi_b \text{)} \quad (3-63)$$

一般,第一类 T 形截面都能满足此条件,可不进行验算。

(2) 为防止少筋破坏,要求

$$A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-64)$$

式中, b 为腹板宽度而不是翼缘计算宽度; ρ_{\min} 取值与矩形截面相同。

3. 第二类 T 形截面的基本公式及其适用条件

1) 基本公式

由于受压区进入腹板,为了便于计算,可将 T 形截面的受弯承载力视为由两部分组成:腹板混凝土及相应的受拉钢筋所承担的弯矩和受压翼缘混凝土及相应的受拉钢筋所承担的弯矩(见图 3-29)。由图 3-29(a)列平衡方程,可得

$$\alpha_1 f_c b x + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f = f_y A_s \quad (3-65)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-66)$$

其中,

$$M = M_1 + M_2 \quad (3-67)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-68)$$

对于腹板混凝土及相应的受拉钢筋所组成的截面[见图 3-29(b)],由平衡条件得

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s1} \quad (3-69)$$

$$M_1 = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-70)$$

对于受压翼缘混凝土及相应的受拉钢筋所组成的截面[见图 3-29(c)],由平衡条件得

$$\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f = f_y A_{s2} \quad (3-71)$$

$$M_2 = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-72)$$

2) 适用条件

(1) 为防止超筋破坏, 要求

$$x \leq x_b \text{ (或 } \xi \leq \xi_b) \quad (3-73)$$

(2) 为防止少筋破坏, 要求

$$A_s \geq \rho_{\min} b h$$

第二类 T 形截面的配筋率较大, 一般均能满足此条件, 可不必验算。

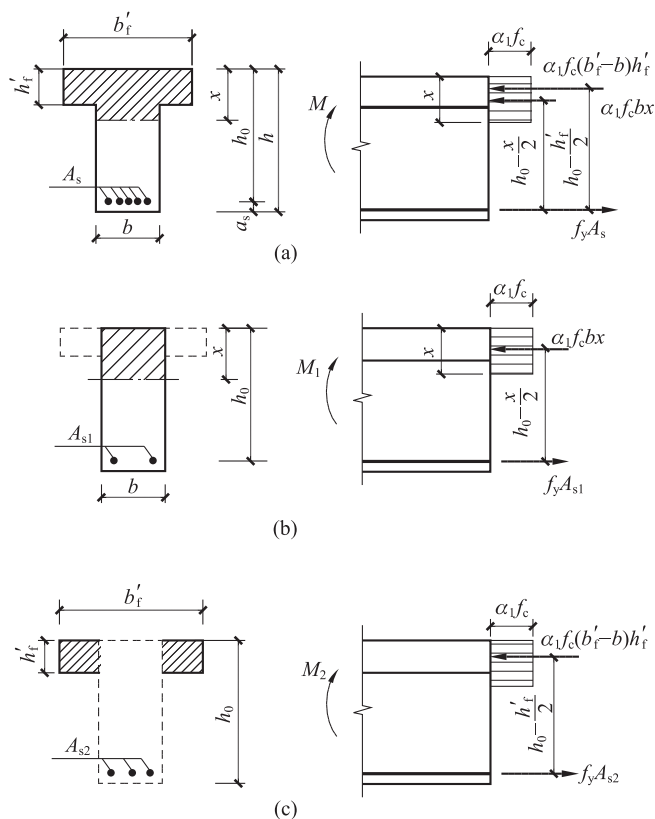


图 3-29 第二类 T 形截面计算图形

3.6.3 T 形截面受弯构件正截面承载力计算公式的应用

1. 截面设计

已知弯矩设计值 M 、截面尺寸、混凝土强度等级和钢筋级别, 计算纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

设计步骤如下:

(1) 由式(3-57)或式(3-59)判别 T 形截面类型。

(2) 计算 A_s 。

① 若为第一类 T 形截面, 按截面尺寸为 $b'_f h$ 的单筋矩形截面构件计算。

②若为第二类 T 形截面,则可模仿双筋矩形截面构件的计算方法,先由式(3-72)求出 M_2 ,再由式(3-67)计算 $M_1 = M - M_2$,然后根据式(3-52)和式(3-30)计算出 ξ 值。若满足适用条件 $\xi \leq \xi_b$,则由式(3-65)可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \xi h_0 + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} \quad (3-74)$$

否则,加大截面尺寸重新计算或设计成双筋截面。

(3)选配钢筋。

【例 3-7】 已知某 T 形截面梁,其截面尺寸 $b'_f = 600 \text{ mm}$, $h'_f = 120 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$,承受弯矩设计值 $M = 650 \text{ kN} \cdot \text{m}$,混凝土强度等级为 C30,采用 HRB335 级钢筋。试计算此梁所需纵向受拉钢筋的截面面积 A_s 。

【解】 (1)确定基本参数。 $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ 。预估配置两排受拉钢筋,截面有效高度 $h_0 = 700 - 60 = 640 \text{ mm}$ 。

(2)判别截面类型。

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 14.3 \times 600 \times 120 \times \left(640 - \frac{120}{2} \right) \\ &= 597.17 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 650 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

属于第二类 T 形截面。

(3)按第二类 T 形截面计算 A_s 。

$$\begin{aligned} M_2 &= \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14.3 \times (600 - 300) \times 120 \times \left(640 - \frac{120}{2} \right) \\ &= 298.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M - M_2 = 650 - 298.58 = 351.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\alpha_s = \frac{M_1}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{351.42 \times 10^6}{14.3 \times 300 \times 640^2} = 0.2000$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.2254 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b \xi h_0 + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} = 3779 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(4)选配钢筋。选配 $8 \Phi 25$ ($A_s = 3927 \text{ mm}^2$),配筋图如

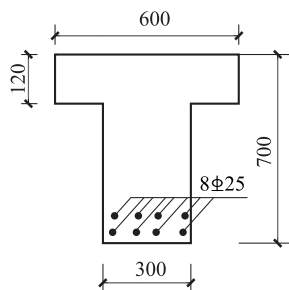


图 3-30 【例 3-7】配筋图

图 3-30 所示。

2. 截面复核

已知构件截面尺寸、混凝土强度等级和钢筋级别、受力钢筋截面面积 A_s ,计算截面的受弯承载力 M_u ,或验算构件在给定弯矩设计值 M 作用下是否安全。

截面复核的计算步骤如下:

(1)由式(3-58)或式(3-60)判别 T 形截面类型。

(2)计算受弯承载力 M_u 。

若为第一类 T 形截面,按截面尺寸为 $b'_f h$ 的单筋矩形截面构件计算 M_u 。

若为第二类 T 形截面,可先由式(3-75)求出受压区高度 x ,即

$$x = \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-75)$$

若 $x \leq x_b = \xi_b h_0$, 可直接代入式(3-66)计算 M_u ; 否则, 取 $x = x_b$ 代入式(3-66)计算 M_u 。

(3) 根据 $M \leq M_u$ 的条件验算构件是否安全。

【例 3-8】 已知一 T 形截面梁, 其截面尺寸 $b'_f = 600 \text{ mm}$, $h'_f = 100 \text{ mm}$, $b = 250 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$, 截面配有 HRB400 级受拉钢筋 $8\Phi 22 (A_s = 3\,041 \text{ mm}^2)$, 混凝土强度等级为 C30, 梁截面承受的最大弯矩设计值 $M = 500 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试校核此梁是否安全。

【解】 (1) 确定基本参数。 $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$, 受拉钢筋布置两排, 截面有效高度 $h_0 = 700 - 60 = 640 \text{ mm}$ 。

(2) 判别截面类型。

$$f_y A_s = 360 \times 3\,041 = 1\,094\,760 \text{ N} > \alpha_1 f_c b'_f h'_f = 14.3 \times 600 \times 100 = 858\,000 \text{ N}$$

判断属于第二类 T 形截面。

(3) 计算受弯承载力 M_u 并校核是否安全。

$$\begin{aligned} x &= \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \times 3\,041 - 14.3 \times (600 - 250) \times 100}{14.3 \times 250} \\ &= 166.23 \text{ mm} < x_b = \xi_b h_0 = 0.518 \times 640 = 331.52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\ &= 14.3 \times 250 \times 166.23 \times \left(640 - \frac{166.23}{2} \right) + 14.3 \times (600 - 250) \times 100 \times \left(640 - \frac{100}{2} \right) \\ &= 626.24 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 500 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故此梁安全。

习 题

- (1) 建筑工程中的梁、板的构造要求有哪些?
- (2) 梁中纵向钢筋的净间距是如何规定的?
- (3) 混凝土的保护层厚度是如何定义的? 为什么要规定混凝土保护层厚度? 混凝土保护层厚度的取值与哪些因素有关?
- (4) 受弯构件正截面破坏从加载到破坏分为哪几个阶段? 各阶段的主要特征是什么?
- (5) 实际工程中, 正常使用状态下受弯构件一般处于第几个阶段?
- (6) 正截面承载力计算的基本假定是什么?
- (7) 什么是纵向受拉钢筋的配筋率? 受弯构件正截面破坏的三种破坏形态是什么? 每种破坏形态发生的条件是什么? 其破坏特征有何不同?
- (8) 等效矩形应力图的等效原则是什么? 等效后的受压区高度与实际受压区高度有什么关系?
- (9) 单筋矩形截面受弯构件受弯承载力的计算公式是如何建立的? 为什么要规定适用条件?
- (10) 什么是双筋截面? 在什么情况下才采用双筋截面?
- (11) 受压钢筋与架立钢筋有何不同?
- (12) T 形截面受弯构件分为几种类型? 各类截面的判别条件是什么?
- (13) 截面设计时, 用哪个公式判别 T 形截面的类型? 截面复核时, 用哪个公式判别 T 形截面的类型?
- (14) 如何确定 T 形截面梁的翼缘计算宽度?
- (15) 已知截面尺寸 $bh = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 的钢筋混凝土矩形截面梁, 采用 C30 混凝土和 HRB335

级钢筋,环境类别为一类,安全等级为二级,最大弯矩组合设计值 $M=145 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试进行截面设计。

(16)某钢筋混凝土矩形截面梁,截面尺寸为 $bh=200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$,采用 C40 混凝土,配有 $3\Phi 16$ 的 HRB335 级钢筋,环境类别为一类,安全等级为二级,作用在梁上的设计弯矩 $M=66 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试复核该截面是否安全?

(17)已知一双筋矩形截面梁的截面尺寸为 $bh=200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$,采用 C30 混凝土、HRB335 级钢筋,截面设计弯矩 $M=210 \text{ kN} \cdot \text{m}$,环境类别为一类,安全等级为二级。试设计该双筋矩形截面梁并进行截面复核。

(18)某梁的截面尺寸为 $bh=200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$,采用 C40 混凝土、HRB400 级钢筋,受压区配置 $3\Phi 20$ 的钢筋,环境类别为一类,截面所承受的最大弯矩设计值 $M=350 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试设计受拉区钢筋。

(19)某钢筋混凝土 I 形截面梁, $b'_i=b_i=500 \text{ mm}$, $h'_i=h_i=100 \text{ mm}$, $b=250 \text{ mm}$, $h=600 \text{ mm}$,安全等级为二级,环境类别为一类,弯矩设计值 $M=390 \text{ kN} \cdot \text{m}$,混凝土强度等级为 C25,纵向钢筋为 HRB335 级钢筋。试求梁所需受拉钢筋面积并绘制截面配筋图。

(20)已知条件同(19)题,但该梁截面为 T 形,弯矩设计值为 $M=500 \text{ kN} \cdot \text{m}$,试求截面所需的受力钢筋截面面积并绘制截面配筋图。