

基本力学性能

在钢筋混凝土结构工程中,混凝土的实际应力状态千变万化,因而有不等的强度和变形值。显然,最简单也是最基本的应力状态是均匀的单轴受压和单轴受拉。工程中最大量存在的梁、板、柱等简单构件,虽然其中的混凝土并不处于理想的单轴受压或受拉应力状态,但按此计算仍能满足工程精度的要求。

混凝土在单轴受压和受拉状态下的强度和变形性质,最清楚地显示了它区别于其他结构材料(如钢、木、砖石等)的力学性能特点。它们作为混凝土力学性能的最重要指标,既是确定混凝土强度等级的唯一依据,又是决定其他重要性能特征和指标,如弹性模量、峰值应变、破坏特征、延性指数、多轴强度和变形等的最主要因素^[1-1]。

1.1 材料组成和材性特点

混凝土是以水泥为主要胶结材料,拌和一定比例的砂、石和水,有时还加入少量的各种添加剂,经过搅拌、注模、振捣、养护等工序后,逐渐凝固硬化而成的人工混合材料。各组成材料的成分、性质和相互比例,以及制备和硬化过程中的各种条件 and 环境因素,都对混凝土的力学性能有不同程度的影响。所以,混凝土比其他单一性结构材料(如钢、木等)具有更为复杂多变的力学性能。

1.1.1 材料的组成和内部构造

已有的试验研究结果表明,混凝土力学性能复杂多变的根本原因在于:它是一种非匀质、不等向的,且随时间和环境条件而变化的多相混合材料。

从混凝土结构中锯切出一块混凝土,肉眼就可以看出混凝土内部的非匀质构造(图 1-1),其主要组成成分有固体颗粒、硬化的水泥砂浆及气孔和缝隙。

(1) 固体颗粒

具有不同颜色、尺寸、形状和矿物成分的粗骨料,未水化的水泥团和混入的各种杂质,如砖块、木片等。它们随机地分布在混凝土内部,占据了体积的绝大部分。

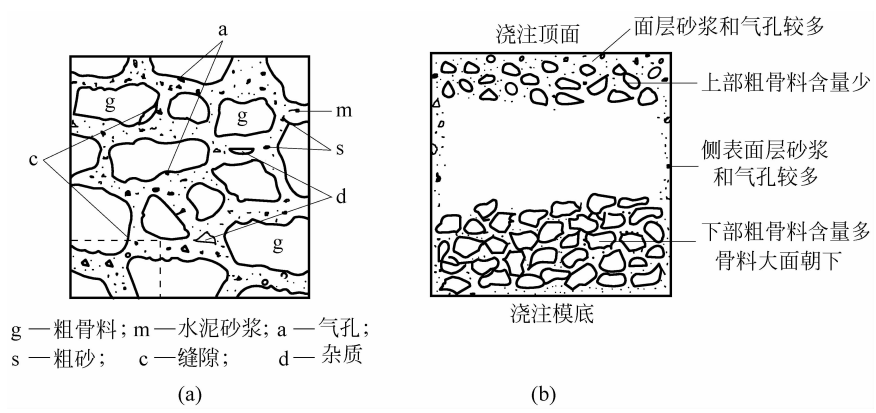


图 1-1 混凝土组成材料的不均匀分布

(2) 硬化的水泥砂浆

大部分细骨料(砂)和水泥、水一起混合,搅拌均匀后构成的水泥砂浆填充在固体颗粒之间,或称包围在固体颗粒的周围,凝固后成为不规则、不均匀的条带状或网状结构。

(3) 气孔和缝隙

在搅拌和浇注过程中混入混凝土的少量空气,经振捣后仍有部分残留在砂浆内部,约成圆孔状。多数气孔位于构件的表层和较大的石子或钢筋的下方。在混凝土的凝固过程中,由于水分蒸发和水泥砂浆干缩变形等原因,使粗骨料和砂浆的界面上以及砂浆的内部形成不规则的细长缝隙。混凝土的孔结构详见 20.1.3 节。

混凝土的两个基本构成部分,即粗骨料和水泥砂浆的随机分布,以及两者的物理和力学性能的差异(表 1-1)是其非匀质、不等向性质的根本原因。

表 1-1 粗骨料和水泥砂浆的物理力学性能指标的典型值^[1-2]

性能指标	抗压强度 /(N·mm ⁻²)	抗拉强度 /(N·mm ⁻²)	弹性模量 /(10 ⁴ N·mm ⁻²)	泊松比	密度 /(kg·m ⁻³)	极限收缩 /10 ⁻⁶	单位徐变 /(10 ⁻⁶ × N·mm ⁻²)	膨胀系数 /(10 ⁻⁶ /°C)
硬化水泥砂浆	15~150	1.4~7	0.7~2.8	0.25	1 700~ 2 200	2 000~ 3 000	150~450	12~20
粗骨料	70~350	1.4~14	3.5~7.0	0.1~ 0.25	2 500~ 2 700	一般可 忽略	一般可忽略	6~12

此外,还有一些施工和环境因素引起混凝土的非匀质性和不等向性。例如浇注和振捣过程中,比重和颗粒较大的骨料沉入构件的底部,而比重小的骨料和流动性大的水泥砂浆、气泡等上浮;靠近构件模板侧面和表面的混凝土表层内,水泥砂浆和气孔含量比内部的多;体积较大的结构,内部和表层的失水速率和含水量不等,内外温度差形成的微裂缝状况也有差别;建造大型结构时,常需留出水平的或其他形状的施工缝;等等。

当混凝土承受不同方向(即平行、垂直或倾斜于混凝土的浇注方向)的应力时,其强度和变形值有所不同。例如对混凝土立方体试件,标准试验方法规定沿垂直浇注方向加载以测定抗压强度,其值略低于沿平行浇注方向加载的数值。再如,竖向浇注的混凝土柱,截面上混凝土性质对称,而沿柱高两端的性质有别;卧位浇注的混凝土柱,情况恰好相反。这两种

柱在轴力作用下的强度和变形也将不等。

混凝土材料的非匀质性和不等向性的严重程度,主要取决于原材料的均匀性和稳定性,以及制作过程的施工操作和管理的精细程度,其直接结果是影响混凝土的质量(材性的指标和离散度)。

1.1.2 材性的基本特点

混凝土的材料组成和构造决定了它的4个基本受力特点。

1. 复杂的微观内应力、变形和裂缝状态

将一块混凝土按比例放大,可以看做是由粗骨料和硬化水泥砂浆等两种主要材料构成的不规则的三维实体结构,且具有非匀质、非线性和不连续的性质。混凝土在承受荷载(应力)之前,就已经存在复杂的微观应力、应变和裂缝,受力后更有剧烈的变化。

在混凝土的凝固过程中,水泥的水化作用在表面形成凝胶体,水泥浆逐渐变稠、硬化,并和粗细骨料粘结成一体。在此过程中,水泥浆失水收缩变形远大于粗骨料(表1-1)。此收缩变形差使粗骨料受压,砂浆受拉,应力分布见图1-2(a)。这些应力场在截面上的合力为零,但局部应力可能很大,以至在骨料界面产生微裂缝^[1-3]。

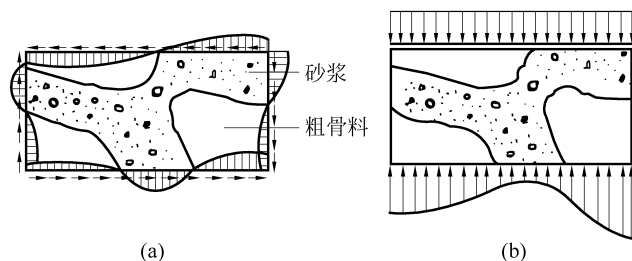


图 1-2 微观的内应力分布

(a) 收缩和温度差引起; (b) 均匀应力作用下

粗骨料和水泥砂浆的热工性能(如线膨胀系数,见表1-1)有差别。当混凝土中水泥产生水化热或环境温度变化时,两者的温度变形差受到相互约束而形成温度应力场。更因为混凝土是热惰性材料,温度梯度大(见第19章)而加重了温度应力。

当混凝土承受外力作用时,即使作用的应力完全均匀,混凝土内也将产生不均匀的空间微观应力场(图1-2(b)),取决于粗骨料和水泥砂浆的面(体)积比、形状、排列和弹性模量值,以及界面的接触条件等。在应力的长期作用下,水泥砂浆和粗骨料的徐变差(表1-1)使混凝土内部发生应力重分布,粗骨料将承受更大的压应力。

混凝土内部有不可避免的初始气孔和缝隙,其尖端附近因收缩、温度变化或应力作用都会形成局部应力集中区,其应力分布更复杂,应力值更高。

所有这些都说明,从微观上分析混凝土,必然是一个非常复杂的、随机分布的三维应力(应变)状态,对于混凝土的宏观力学性能,如开裂、裂缝开展、变形、极限强度和破坏形态等都有重大影响。

2. 变形的多元组成

混凝土在承受应力作用或环境条件改变时都将发生相应的变形。从混凝土的组成和构造特点分析,其变形值由 3 部分组成。

(1) 骨料的弹性变形

占混凝土体积绝大部分的石子和砂,本身的强度和弹性模量值均比其组成的混凝土高出许多(表 1-1)。即使混凝土达到极限强度值时,骨料并不破碎,变形仍在弹性范围以内,即变形与应力成正比,卸载后变形可全部恢复,不留残余变形(图 1-3(a))。

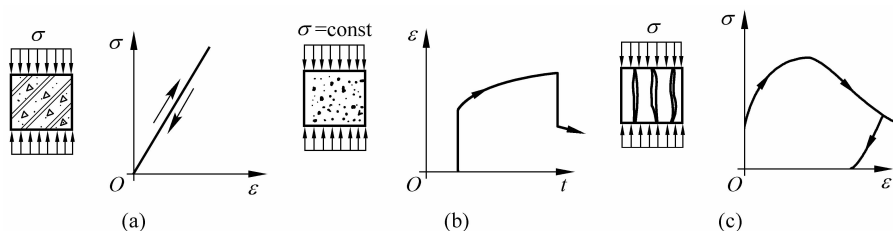


图 1-3 混凝土变形的组成部分

(a) 骨料弹性变形; (b) 水泥砂浆变形; (c) 裂缝扩张

(2) 水泥凝胶体的黏性流动

水泥经水化作用后生成的凝胶体,在应力作用下除了即时产生的变形外,还将随着时间的延续而发生缓慢的黏性流(移)动,混凝土的变形不断地增长,形成塑性变形(图 1-3(b))。当卸载(应力)后,这部分变形一般不能恢复,出现残余变形。

(3) 裂缝的形成和扩展

在拉应力作用下,混凝土沿应力的垂直方向发生裂缝。裂缝存在于粗骨料的界面和砂浆的内部,裂缝的不断形成和扩展,使拉变形很快增长。在压应力作用下,混凝土大致沿应力平行方向发生纵向劈裂裂缝,穿过粗骨料界面和砂浆内部。这些裂缝的增多、延伸和扩展,将混凝土分成多个小柱体(图 1-4),纵向变形增大。在应力的下降过程中,变形仍继续增长;卸载后大部分变形不能恢复(图 1-3(c))。

后两部分变形成分,不与混凝土的应力成比例变化,且卸载后大部分不能恢复,一般统称为塑性变形。

不同原材料和组成的混凝土,在不同的应力水平下,这三部分变形所占比例有很大变化。当混凝土的应力较低时,骨料的弹性变形占主要部分,总变形很小;随着应力的增大,水泥凝胶体的黏性流动变形逐渐加速增长;接近混凝土极限强度时,裂缝的变形才明显显露,但其数量级大,很快就超过其他变形成分。在应力峰值之后,随着应力的下降,骨料弹性变形开始恢复,凝胶体的流动减小,而裂缝的变形却继续加大。

3. 应力状态和途径对力学性能的巨大影响

混凝土的单轴抗拉和抗压强度的比值约为 1 : 10,相应的峰值应变之比约为 1 : 20,都相差一个数量级。两者的破坏形态也有根本区别(见 1.4 节)。这与钢、木等结构材料的拉、压强度和变形接近相等的情况有明显不同。

正是这种在基本受力状态下的力学性能的巨大差别,使得混凝土在不同应力状态下的多轴强度、变形和破坏形态等有很大的变化范围(第4章);存在横向和纵向应力(变)梯度的情况下,混凝土的强度和变形值又将变化(见2.2节);荷载(应力)的重复加卸和反复作用下,混凝土将产生程度不等的变形滞后、刚度退化和残余变形等现象(见2.1节);多轴应力的不同作用途径,改变了微裂缝的发展状况和相互约束条件,混凝土出现不同的力学性能反应(见4.2.3节)。

混凝土因应力状态和途径的不同而引起力学性能的巨大差异,当然是其材料特性和内部微结构所决定的。材性的差异足以对构件和结构的力学性能造成重大影响,在实际工程中不能不加以重视。

4. 时间和环境条件的巨大影响

混凝土随水泥水化作用的发展而渐趋成熟。有试验表明,水泥颗粒的水化作用由表及里逐渐深入,至龄期20年后仍未终止。混凝土成熟度的增加,表示了水泥和骨料的粘结强度增大,水泥凝胶体稠化,黏性流动变形减小,因而混凝土的极限强度和弹性模量值都逐渐提高。但是,混凝土在应力的持续作用下,因水泥凝胶体的黏性流动和内部微裂缝的开展而产生的徐变与时俱增,使混凝土材料和构件的变形加大,长期强度降低。

混凝土周围的环境条件既影响其成熟度的发展过程,又与混凝土材料发生物理的和化学的作用,对其性能产生有利的或不利的的影响。环境温度和湿度的变化,在混凝土内部形成变化的不均匀的温度场和湿度场,影响水泥水化作用的速度和水分的散发速度,产生相应的应力场和变形场,促使内部微裂缝的发展,甚至形成表面宏观裂缝。环境介质中的二氧化碳气体与水泥的化学成分作用,在混凝土表面附近形成一碳化层,且逐渐增厚;介质中的氯离子对水泥(和钢筋)的腐蚀作用降低了混凝土结构的耐久性(详见第20章)。

混凝土的这些材性特点,决定了其力学性能的复杂、多变和离散,还由于混凝土原材料的性质和组成的差别很大,完全从微观的定量分析来解决混凝土的性能问题,得到准确而实用的结果是十分困难的。

另一方面,从结构工程的观点出发,将一定尺度,例如 $\geq 70\text{ mm}$ 或3~4倍粗骨料粒径的混凝土体积作为单元,看成是连续的、匀质的和等向的材料,取其平均的强度、变形值和宏观的破坏形态等作为研究的标准,可以有相对稳定的力学性能。并且用同样尺度的标准试件测定各项性能指标,经过总结、统计和分析后建立的破坏(强度)准则和本构关系,在实际工程中应用就具有足够的准确性。

尽管如此,了解和掌握混凝土的这些材性特点,对于深入理解和应用混凝土的各种力学性能和结构构件的力学反应至关重要,有助于以后各章内容的学习。

1.1.3 受力破坏的一般机理

混凝土材性的复杂程度已如上述,在不同的应力状态下发生的破坏过程和形态(4.3节)差别显著。混凝土在结构中主要用作受压材料,最简单的单轴受压状态下的破坏过程最有代表性。详细地了解其破坏过程和机理对于理解混凝土的材性本质,解释结构和构件的

各种损伤和破坏现象,以及采取措施改进和提高混凝土质量和结构性能等都有重要意义。

混凝土一直被认为是“脆性”材料,无论是受压还是受拉状态,它的破坏过程都短暂、急躁,肉眼不可能仔细地观察到其内部的破坏过程。现代科学技术的高度发展,为材料和结构试验提供了先进的加载和量测手段。现在已经可以比较容易地获得混凝土受压和受拉的应力-应变全曲线(1.3节、1.4节),还可采用超声波检测仪、X光摄影仪、电子显微镜等多种精密测试仪器,对混凝土的微观构造在受力过程中的变化情况加以详尽的研究^[1-4]。

一些试验观测^[1-5,1-6]证明,结构混凝土在承受荷载或外应力之前,内部就已经存在少量分散的微裂缝,其宽度一般为 $(2\sim5)\times10^{-3}$ mm,最大长度达1~2 mm。前面已说明,其主要原因是在混凝土的凝固过程中,粗骨料和水泥砂浆的收缩差和不均匀温湿度场所产生的微观应力场。由于水泥砂浆和粗骨料表面的粘结强度只及该砂浆抗拉强度的35%~65%^[1-7,1-8],而粗骨料本身的抗拉强度远超过水泥砂浆的强度,故当混凝土内微观拉应力较大时,首先在粗骨料的界面出现微裂缝,称界面粘结裂缝。

混凝土受力之后直到破坏,其内部微裂缝的发展过程也可在试验过程中清楚地观察到,图1-4就是一组试件在不同荷载阶段时的观测结果。该试验采用方形板式试件(127 mm×127 mm×12.7 mm),既接近理想的平面应力状态,又便于在加载过程中直接获得裂缝的X光信息。试件用两种材料制作。理想试件用3种不同直径的圆形骨料(厚12.7 mm)随机地埋入水泥砂浆(图1-4),另一种为真实混凝土试件。两种试件的受力过程和观测结果相同,前者更具典型性。

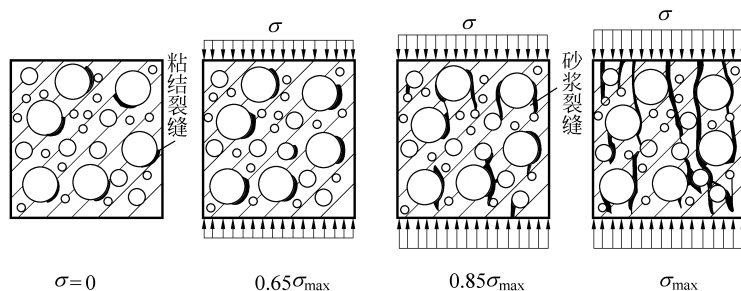


图 1-4 用 X 光观测的混凝土单轴受压的裂缝过程^[1-6]

试验证实了混凝土在受力前就存在初始微裂缝,都出现在较大粗骨料的界面。开始受力后直到极限荷载($\sigma_{\max}$),混凝土内的微裂缝逐渐增多和扩展,可以分作3个阶段:

1. 微裂缝相对稳定期($\sigma/\sigma_{\max} < 0.3 \sim 0.5$)

这时混凝土的压应力较小,虽然有些微裂缝的尖端因应力集中而沿界面略有发展,也有些微裂缝和间隙因受压而有些闭合,对混凝土的宏观变形性能无明显变化。即使荷载的多次重复作用或者持续较长时间,微裂缝也不致有大发展,残余变形很小。

2. 稳定裂缝^[1-9]发展期($\sigma/\sigma_{\max} < 0.75 \sim 0.9$)

混凝土的应力增大后,原有的粗骨料界面裂缝逐渐延伸和增宽,其他骨料界面又出现新的粘结裂缝。一些界面裂缝的伸展,渐次地进入水泥砂浆,或者水泥砂浆中原有缝隙处的应力集力将砂浆拉断,产生少量微裂缝。这一阶段,混凝土内微裂缝发展较多,变形增长较大。

但是,当荷载不再增大,微裂缝的发展亦将停滞,裂缝形态保持基本稳定。故荷载长期作用下,混凝土的变形将增大,但不会提前过早破坏。

3. 不稳定裂缝^[1-9]发展期($\sigma/\sigma_{\max} > 0.75 \sim 0.9$)

混凝土在更高的应力作用下,粗骨料的界面裂缝突然加宽和延伸,大量地进入水泥砂浆;水泥砂浆中的已有裂缝也加快发展,并和相邻的粗骨料界面裂缝相连。这些裂缝逐个连通,构成大致平行于压应力方向的连续裂缝,或称纵向劈裂裂缝。若混凝土中部分粗骨料的强度较低,或有节理和缺陷,也可能在高应力下发生骨料劈裂。这一阶段的应力增量不大,而裂缝发展迅速,变形增长大。即使应力维持常值,裂缝仍将继续发展,不再能保持稳定状态。纵向的通缝将试件分隔成数个小柱体,承载力下降而导致混凝土的最终破坏。

从对混凝土受压过程的微观现象的分析,其破坏机理可以概括为:首先是水泥砂浆沿粗骨料的界面和砂浆内部形成微裂缝;应力增大后这些微裂缝逐渐地延伸和扩展,并连通成为宏观裂缝;砂浆的损伤不断积累,切断了和骨料的联系,混凝土的整体性遭受破坏而逐渐地丧失承载力。混凝土在其他应力状态,如受拉和多轴应力状态下的破坏过程也与此相似,详见以下各章。

混凝土的强度远低于粗骨料本身的强度(表 1-1),当混凝土破坏后,其中的粗骨料一般无破损的迹象,裂缝和破碎都发生在水泥砂浆内部。所以,混凝土的强度和变形性能在很大程度上取决于水泥砂浆的质量和密实性。任何改进和提高水泥砂浆质量的措施都能较多地提高混凝土强度和改善结构的性能。

1.2 抗压强度

1.2.1 立方体抗压强度

为了确定混凝土的抗压强度,我国的国家标准《普通混凝土力学性能试验方法》(GB/T 50081—2002)^[1-10]中规定:标准试件取为边长 150 mm 的立方体,用钢模成型,经浇注、振捣密实后静置一昼夜,试件拆模后放入标准养护室($(20 \pm 3)^\circ\text{C}$,相对湿度 $> 90\%$);28 天龄期后取出试件,擦干表面水,置于试验机内,沿浇注的垂直方向施加压力,以每秒 $0.3 \sim 0.5 \text{ N/mm}^2$ 的速度连续加载直至试件破坏。试件的破坏荷载除以承压面积,即为混凝土的标准立方体抗压强度($f_{\text{cu}}, \text{N/mm}^2$)。

试验机通过钢垫板对试件施加压力。由于垫板的刚度有限,以及试件内部和表层的受力状态和材料性能有差别,致使试件承压面上的竖向压应力分布不均匀(图 1-5(a))。同时,钢垫板和试件混凝土的弹性模量(E_s, E_c)和泊松比(ν_s, ν_c)值不等,在相同应力(σ)作用下的横向应变不等($\nu_s \sigma / E_s < \nu_c \sigma / E_c$)。故垫板约束了试件的横向变形,在试件的承压面上作用着水平摩擦力(图 1-5(b))。

试件在承压面上这些竖向和水平力作用下,其内部必产生不均匀的三维应力场:垂直中轴线上各点为明显的三轴受压,四条垂直棱边接近单轴受压,承压面的水平周边为二轴受压,竖向表面上各点为二轴受压或二轴压/拉,内部各点则为三轴受压或三轴压/拉应力状态

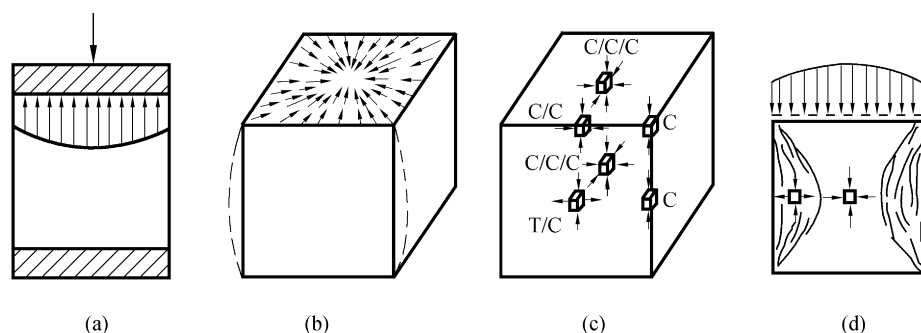


图 1-5 立方体试件受压后的应力和变形

(a) 承压面压应力分布; (b) 横向变形和端面约束; (c) 各点应力状态; (d) 破坏形态

(图 1-5(c))。注意这里还是将试件看做是等向的匀质材料,若计及混凝土组成和材性的随机分布,试件的应力状态将更复杂,且不对称。

试件加载后,竖向发生压缩变形,水平向为伸长变形。试件的上、下端因受加载垫板的约束而横向变形小,中部的横向膨胀变形最大(图 1-5(b))。随着荷载或者试件应力的增大,试件的变形逐渐加快增长。试件接近破坏前,首先在试件高度的中央、靠近侧表面的位置上出现竖向裂缝,然后往上和往下延伸,逐渐转向试件的角部,形成正倒相连的八字形裂缝(图 1-5(d))。继续增加荷载,新的八字形缝由表层向内部扩展,中部混凝土向外鼓胀,开始剥落,最终成为正倒相接的四角锥破坏形态。

当采用的试件形状和尺寸不同时,如边长 100 mm 或 200 mm 的立方体, $H/D=2$ 的圆柱体^①,混凝土的破坏过程和形态虽然相同,但得到的抗压强度值因试件受力条件不同和尺寸效应而有所差别。对比试验给出的不同试件抗压强度的换算关系如表 1-2。

表 1-2 不同形状和尺寸试件的混凝土抗压强度相对值

混凝土试件	立方体 ^[1-10]			圆柱体($H=300\text{ mm}$, $D=150\text{ mm}$) ^[1-12]				
	边长/mm			强度等级				
	200	150	100	C20~C40	C50	C60	C70	C80
抗压强度相对值	0.95	1	1.05	0.80	0.83	0.86	0.875	0.89

混凝土立方试件的应力和变形状况,以及其破坏过程和破坏形态均表明,标准试验方法并未在试件中建立起均匀的单轴受压应力状态,由此测定的也不是理想的混凝土单轴抗压强度。当然,它更不能代表实际结构中应力状态和环境条件变化很大的混凝土真实抗压强度。

尽管如此,混凝土的标准立方体抗压强度仍是确定混凝土的强度等级、评定和比较混凝土的强度和制作质量的最主要的相对指标,又是判定和计算其他力学性能指标的基础,因而有着重要的技术意义。

① 有些国家(如美国^[1-11]、日本)和国际学术组织(如 CEB-FIP^[1-12])规定以圆柱体为标准抗压试件,高 $H=300\text{ mm}$ (12 吋)、直径 $D=150\text{ mm}$ (6 吋)。测定的强度称圆柱体抗压强度,以 f'_c , N/mm^2 , 表示。

1.2.2 棱柱体试件的受力破坏过程

为了消除立方体试件两端局部应力和约束变形的影响,最简单的办法是改用棱柱体(或圆柱体)试件进行抗压试验。根据 San Vincent 原理,加载面上的不均布垂直应力_{和总和为零的水平应力},只影响试件端部的局部范围(高度约等于试件宽度),中间部分已接近于均匀的单轴受压应力状态(图 1-6(a))。受压试验也证明,破坏发生在棱柱体试件的中部。试件的破坏荷载除以其截面积,即为混凝土的棱柱体抗压强度 f_c ,或称轴心抗压强度^[1-1, 1-10]。

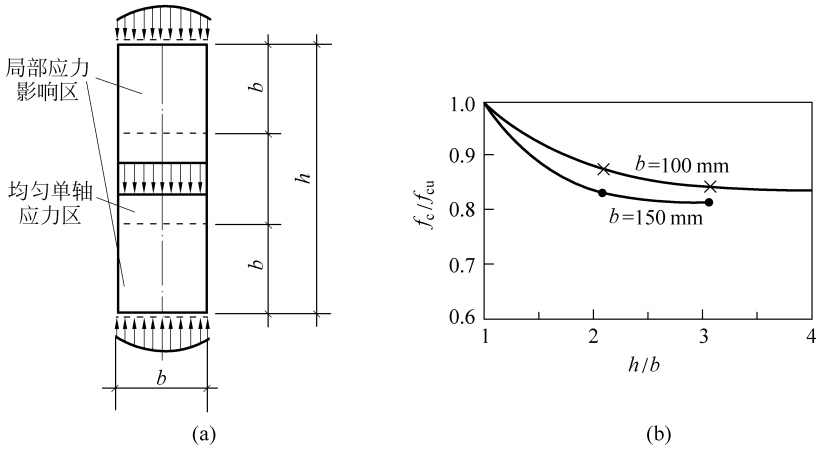


图 1-6 棱柱体抗压试验
(a) 试件的应力区; (b) 试件高厚比的影响

试验结果表明,混凝土的棱柱体抗压强度随试件高厚比(h/b)的增大而单调下降,但 $h/b \geq 2$ 后,强度值已变化不大(图 1-6(b))。故标准试件的尺寸取为 $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 300\text{ mm}$,试件的制作、养护、加载龄期和试验方法都与立方体试件的标准试验相同。

在混凝土棱柱体试件的受压试验过程中量测试件的纵向和横向应变(ϵ, ϵ'),就可以绘制受压应力-应变($\sigma-\epsilon$)全曲线,割线或切线泊松比($\nu_s = \epsilon'/\epsilon, \nu_t = d\epsilon'/d\epsilon$)和体积应变($\epsilon_v \approx \epsilon - 2\epsilon'$)曲线,其典型的变化规律如图 1-7。试验过程中还可以仔细地观察到试件的表面宏观裂缝的出现和发展过程,以及最终的破坏形态。

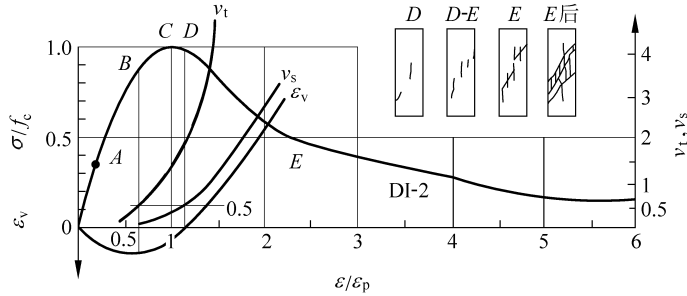


图 1-7 混凝土的受压变形和破坏过程^[1-13]

试件刚开始加载时应力较小($\sigma < 0.4 f_c$, 图 1-7 中的 A 点), 应变近似按比例增长。继续加大应力, 混凝土的塑性变形和微裂缝稍有发展, 应变逐渐加速增长, 曲线的斜率渐减。此时, 混凝土的泊松比 $\nu_s = 0.16 \sim 0.23 < 0.5$, 体积应变(ϵ_v)为压缩, 但其变化率也随应力的加大而减小。

当试件应力达 $\sigma \approx (0.8 \sim 0.9) f_c$ 时, 应变为 $(0.65 \sim 0.86) \epsilon_p$ (B 点), 切线泊松比 $\nu_t = 0.5$, 体积压缩变形达极值, 不再继续缩小, 意味着混凝土内部微裂缝有较大开展, 但试件表面尚无肉眼可见裂缝。此后, 混凝土内出现非稳定裂缝(1.1.3 节), 应变和泊松比很快增长, 体积压缩变形开始恢复。不久, 应力提高有限, 即达峰点(C 点)。继续增大应变, 试件的承载力减小, 曲线进入下降段而形成一个尖峰, 峰值应力即混凝土的棱柱体抗压强度 f_c , 相应的应变称峰值应变 ϵ_p 。

应力-应变曲线进入下降段不久, 当应变 $\epsilon = (1 \sim 1.35) \epsilon_p$ 和应力 $\sigma = (1 \sim 0.9) f_c$ (D 点) 时, 试件中部的表面出现第一条可见裂缝。此裂缝细而短, 平行于受力方向。此时, 混凝土的 $\nu_s \approx 0.5$ 和 $\epsilon_v \approx 0$, 表明裂缝开展引起的体积增大已经抵消了此前的混凝土压缩变形。

继续增大应变, 试件上相继出现多条不连续的纵向短裂缝, 横向应变、泊松比 (ν_s, ν_t) 和体积应变很快增大, 混凝土的承载力迅速下降。混凝土内骨料和砂浆的界面粘结裂缝, 以及砂浆内的裂缝不断地延伸、扩展和相连。沿最薄弱的面形成宏观斜裂缝, 并逐渐地贯通全截面(E 点)。此时, 试件的应变 $\epsilon = (2 \sim 3) \epsilon_p$, 混凝土的残余强度为 $(0.4 \sim 0.6) f_c$ 。

再增大试件应变, 此斜裂缝在正应力和剪应力的挤压和搓碾下不断发展加宽, 成为一破损带, 而试件其他部位上的裂缝一般不再发展。试件上的荷载由斜面上的摩阻力和残存的粘结力相抵抗, 剩余承载力缓慢地下降。当应变达 $\epsilon = 6\epsilon_p$ 时, 残余强度为 $(0.2 \sim 0.4) f_c$, 在更大的应变下, 混凝土的残余强度仍未完全丧失。

试件的宏观破坏斜裂面与荷载垂线的夹角 $\theta = 58^\circ \sim 64^\circ$ [1-13]。打开试件, 可看到破裂面都发生在粗骨料和砂浆的界面, 以及砂浆内部, 而岩石粗骨料本身极少有破裂的。

必须指出, 混凝土棱柱体受压试件发生宏观斜裂缝破坏现象, 只能在应力-应变曲线的下降段, 且在应变超过峰值应变约二倍 ($\epsilon > 2\epsilon_p$) 之后, 属后期破坏形态。它只影响混凝土的残余强度和变形状况, 对棱柱体强度 f_c 和应力-应变曲线的上升段不起作用。混凝土达到棱柱体抗压强度时, 试件内部主要存在纵向裂缝或称劈裂裂缝, 它们将试件分隔成离散的小柱体(图 1-4)而控制其承载力。

1.2.3 主要抗压性能指标值

混凝土棱柱体试验是国内外进行最多的混凝土基本材性试验, 发表的试验结果也最多。由于混凝土的原材料和组成的差异, 以及试验量测方法的差异, 给出的试验结果有一定的离散度。

混凝土的棱柱体抗压强度随立方体强度单调增长(图 1-8), 其比值的变化范围为

$$\frac{f_c}{f_{cu}} = 0.70 \sim 0.92 \quad (1-1)$$

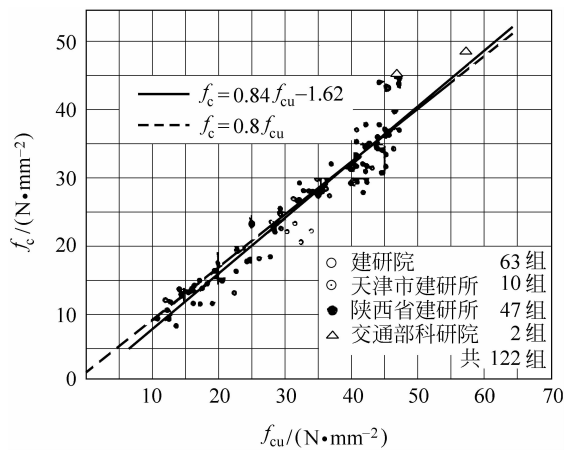


图 1-8 棱柱体强度和立方体强度^[1-14]

强度等级(或 f_c)高者比值偏大。各研究人员给出多种计算式,例如表 1-3,或者给出一个定值,一般在 $f_c/f_{cu}=0.78\sim0.88$ 。各国设计规范中,出于结构安全度的考虑,一般取用偏低的值。例如,我国的设计规范^[1-1]给出的设计强度为 $f_c=0.76f_{cu}$ (适用于强度等级 $\leq C50$)。

表 1-3 混凝土棱柱体抗压强度计算式

建议者	计 算 式	文 献
德国 Graf	$f_c = \left(0.85 - \frac{f_{cu}}{172}\right) f_{cu}$	[0-1]
苏联 Гвоздев	$f_c = \frac{130 + f_{cu}}{145 + 3 f_{cu}} f_{cu}$	[0-1]
中国	$f_c = 0.84 f_{cu} - 1.62$	[1-14] 图 1-8
	$f_c = 0.8 f_{cu}$	

棱柱体试件达到极限强度 f_c 时的相应峰值应变 ϵ_p ,虽然有稍大的离散度^[1-15],但是随混凝土强度(f_c 或 f_{cu})而单调增长的规律十分明显(图 1-9)。各研究人员建议了多种经验计算式,如表 1-4 所示。文献[0-4]分析了混凝土强度 $f_c=20\sim100\text{ N/mm}^2$ 的试验数据,给出的关系式为

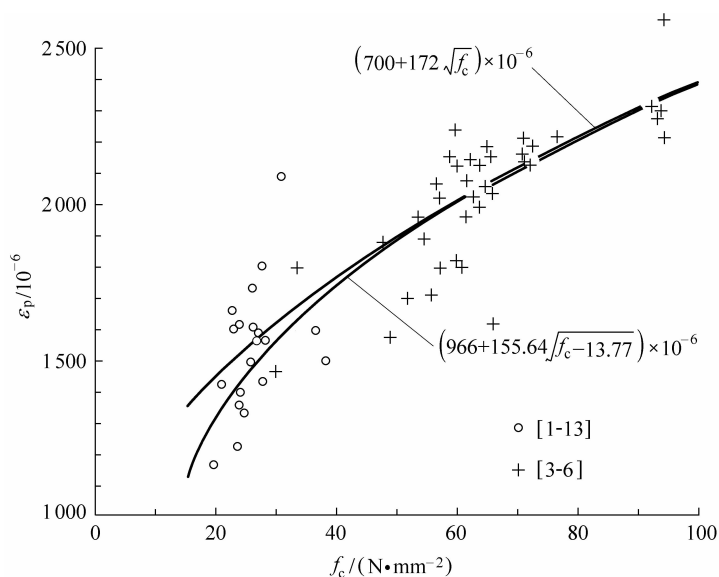
$$\epsilon_p = (700 + 172 \sqrt{f_c}) \times 10^{-6}$$

(1-2)

式中, f_c ——混凝土棱柱体抗压强度, N/mm^2 。

表 1-4 混凝土受压峰值应变计算式^[1-15]

建议者	计算式 $\epsilon_p/10^{-3}$	建议者	计算式 $\epsilon_p/10^{-3}$
Ros	$\epsilon_p = 0.546 + 0.0291 f_{cu}$	匈牙利	$\epsilon_p = \frac{f_{cu}}{7.9 + 0.395 f_{cu}}$
Emperger	$\epsilon_p = 0.232 \sqrt{f_{cu}}$	Saenz	$\epsilon_p = (1.028 - 0.108 \sqrt[4]{f_{cu}}) \sqrt[4]{f_{cu}}$
Brandtzaeg	$\epsilon_p = \frac{f_{cu}}{5.97 + 0.26 f_{cu}}$	林-王	$\epsilon_p = 0.833 + 0.121 \sqrt{f_{cu}}$

图 1-9 峰值应变与棱柱体强度^[0-4]

各国的设计规范中,对强度等级为 C20 至 C50 的混凝土常规定单一的峰值应变值,例如 $\epsilon_p = 2\,000 \times 10^{-6}$ ^[1-11, 1-12]。此值稍高于材性试验值,但用于结构和构件的分析中,由于存在应变梯度(见 2.2 节)和箍筋约束(8.2 节)等有利因素而得到补偿。

弹性模量是材料变形性能的主要指标。混凝土的受压应力-应变曲线为非线性,弹性模量(或称变形模量)随应力或应变而连续地变化。在确定了应力-应变的曲线方程(1.3 节)后,很容易计算所需的割线模量 $E_{c,s} = \sigma/\epsilon$ 或切线模量 $E_{c,t} = d\sigma/d\epsilon$ 。

有时,为了比较混凝土的变形性能,以及进行构件变形计算和引用弹性模量比作其他分析时,需要有一个标定的混凝土弹性模量值(E_c)。一般取为相当于结构使用阶段的工作应力 $\sigma = (0.4 \sim 0.5)f_c$ 时的割线模量值。

已有的大量试验给出混凝土的弹性模量随其强度(f_{cu} 或 f_c)而单调增长的规律,但离散度较大(图 1-10)。弹性模量值的经验计算式有多种(表 1-5),可供参考。

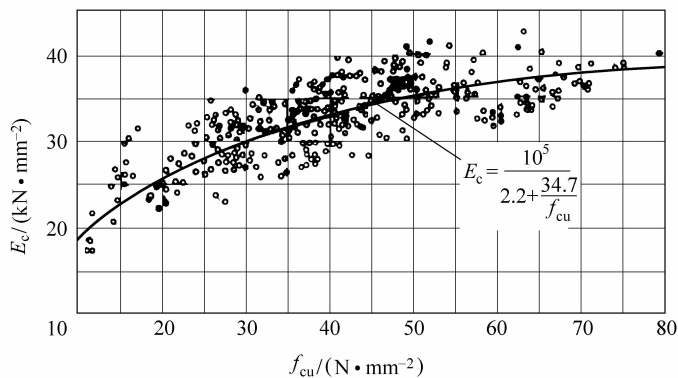
图 1-10 弹性模量和立方强度^[1-14]

表 1-5 混凝土弹性模量的计算式

建议者	计算式 $E_c/(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	建议者	计算式 $E_c/(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$
CEB-FIP MC90	$E_c = \sqrt[3]{0.1 f_{cu} + 0.8} \times 2.15 \times 10^4$	俄罗斯	$E_c = \frac{10^5}{1.7 + (36/f_{cu})}$
ACI 318-77	$E_c = 4789 \sqrt{f_{cu}}$	中国 ^[1-14]	$E_c = \frac{10^5}{2.2 + (34.7/f_{cu})}$

试验中量测的混凝土试件横向应变 ϵ' 和泊松比 ν_s, ν_t 等, 受纵向裂缝的出现、发展以及量测点位置的影响很大。特别是进入应力-应变曲线的下降段 ($\epsilon > \epsilon_p$) 后, 离散度更大^[1-13]。在开始受力阶段, 泊松比值约为

$$\nu_s \approx \nu_t = 0.16 \sim 0.23 \quad (1-3)$$

一般取作 0.20。混凝土内部形成非稳定裂缝 ($\sigma > 0.8 f_c$) 后, 泊松比值飞速增长, 且 $\nu_t > \nu_s$, 详见图 4-27。

1.3 受压应力-应变全曲线

混凝土的受压应力-应变全曲线包括上升段和下降段, 是其力学性能的全面的宏观反映: 曲线峰点处的最大应力即棱柱体抗压强度, 相应的应变为峰值应变; 曲线的(割线或切线)斜率为其弹性(变形)模量, 初始斜率即初始弹性模量; 下降段表明其峰值应力后的残余强度; 曲线的形状和曲线下的面积反映了其塑性变形的能力, 等等。

混凝土的受压应力-应变曲线方程是其最基本的本构关系, 又是多轴本构模型的基础。在钢筋混凝土结构的非线性分析中, 例如构件的截面刚度、截面极限应力分布、承载力和延性, 超静定结构的内力和全过程分析等过程中, 它是不可或缺的物理方程, 对计算结果的准确性起决定性作用。

1.3.1 试验方法

在棱柱体抗压试验时, 若应用普通液压式材料试验机加载, 可毫无困难地获得应力-应变曲线的上升段。但是, 试件在达到最大承载力 (f_c) 后急速破裂, 量测不到有效的下降段曲线。

Whitney^[1-16]很早就指出混凝土试件突然破坏的原因是试验机的刚度不足。试验机本身在加载过程中发生变形, 储存了很大的弹性应变能。当试件承载力突然下降时, 试验机因受力减小而恢复变形, 即刻释放能量, 将试件急速压坏。

要获得稳定的应力-应变全曲线, 主要是曲线的下降段, 必须控制混凝土试件缓慢地变形和破坏。现在有两类试验方法:

- ① 应用电液伺服阀控制的刚性试验机直接进行试件等应变速度加载^[1-17];
- ② 在普通液压试验机上附加刚性元件(图 1-11(a)), 使试验装置的总体刚度超过试件下降段的最大线刚度(理论分析详见文献^[0-4]), 就可防止混凝土的急速破坏。

后一类试验方法简易可行。各国学者采用了多种形式的刚性元件(图 1-11(b)), 都在不同的范围内成功地量测到混凝土的受压应力-应变全曲线。清华大学设计了用液压千斤顶作为刚性元件的试验方法^[1-20], 更具有总体刚度大、变形量测范围大等优点(图 1-12)。

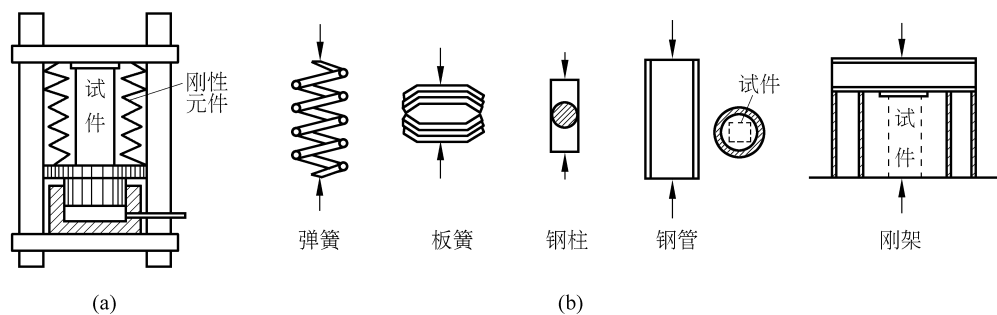


图 1-11 增设刚性元件的试验方法^[1-18,1-19]
(a) 示意图; (b) 刚性元件

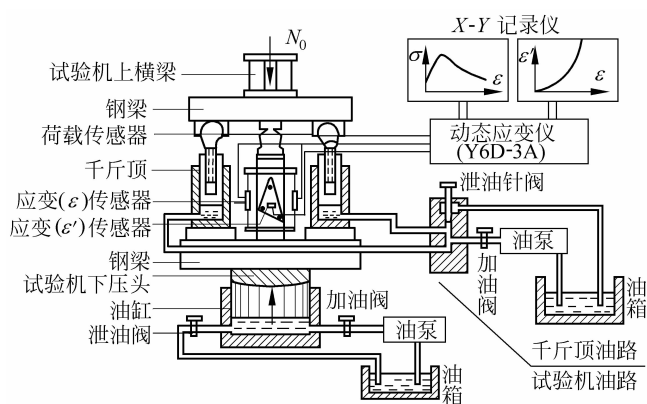


图 1-12 用千斤顶作为刚性元件的试验方法

1.3.2 全曲线方程

将混凝土受压应力-应变全曲线用无量纲坐标

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_p}, \quad y = \frac{\sigma}{f_c} \tag{1-4}$$

表示,得到的典型曲线如图 1-13,其全部几何特征的数学描述如下:

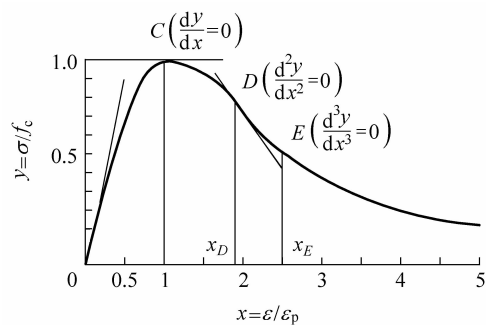


图 1-13 受压应力-应变全曲线

① $x=0,y=0$;

② $0\leq x<1,\frac{d^2y}{dx^2}<0$,即曲线斜率(dy/dx)单调减小,无拐点;

③ $x=1$ 时, $y=1,dy/dx=0$,即单峰值;

④ 当 $\frac{d^2y}{dx^2}=0$ 时, $x_D>1$,即下降段有一拐点(D);

⑤ 当 $\frac{d^3y}{dx^3}=0$ 时, $x_E>1$,即下降段上的最大曲率点(E);

⑥ 当 $x\rightarrow\infty,y\rightarrow 0$ 时, $\frac{dy}{dx}\rightarrow 0$;

⑦ 全部曲线 $x\geq 0,1\geq y\geq 0$ 。

}

(1-5)

这些几何特征与混凝土的受压变形和破坏过程(见前)完全对应,具有明确的物理意义。

不少研究人员为了准确地拟合混凝土的受压应力-应变试验曲线,提出了多种数学函数形式的曲线方程^[1-21~1-24],如多项式、指数式、三角函数和有理分式等(表 1-6)。对于曲线的上升段和下降段,有的用统一方程,有的则给出分段公式。其中比较简单、实用的曲线形式如图 1-14(Kent-Park 的曲线方程见式(8-15))。

表 1-6 混凝土受压应力-应变全曲线方程^[0-4]

函数类型	表 达 式	建 议 者
多项式	$\sigma=c_1\epsilon^n$	Bach
	$y=2x-x^2$	Hognestad
	$\sigma_1=c_1\epsilon+c_2\epsilon^n$	Sturman
	$\epsilon=\frac{\sigma}{E_0}+c_1\sigma^n$	Terzaghi
	$\epsilon=\frac{\sigma}{E_0}+c_1\frac{\sigma}{c_2-\sigma}$	Ros
	$\sigma^2+c_1\epsilon^2+c_2\sigma\epsilon+c_3\sigma+c_4\epsilon=0$	Kriz-Lee
指数式	$y=xe^{1-x}$	Sahlin 等
	$y=6.75(e^{-0.812x}-e^{-1.218x})$	Umemura
三角函数	$y=\sin\left(\frac{\pi}{2}x\right)$	Young
	$y=\sin\left[\frac{\pi}{2}(-0.27 x-1 +0.73x+0.27)\right]$	Okayama
有理分式	$y=\frac{2x}{1+x^2}$	Desayi 等
	$y=\frac{(c_1+1)x}{c_1+x^n}$	Tulin-Gerstle
	$\sigma=\frac{c_1\epsilon}{[(\epsilon+c_2)^2+c_3]}-c_4\epsilon$	Alexander
	$y=\frac{x}{c_1+c_2x+c_3x^2+c_4x^3}$	Saenz
	$y=\frac{c_1x+(c_2-1)x^2}{1+(c_1-2)x+c_2x^2}$	Sargin

续表

函数类型	表 达 式		建 议 者
分段式	上升段($0\leq x\leq 1$)	下降段($x\geq 1$)	Hognestad
	$y=2x-x^2$	$y=1-0.15\left(\frac{x-1}{x_u-1}\right)$	
	$y=2x-x^2$	$y=1$	Rüsch

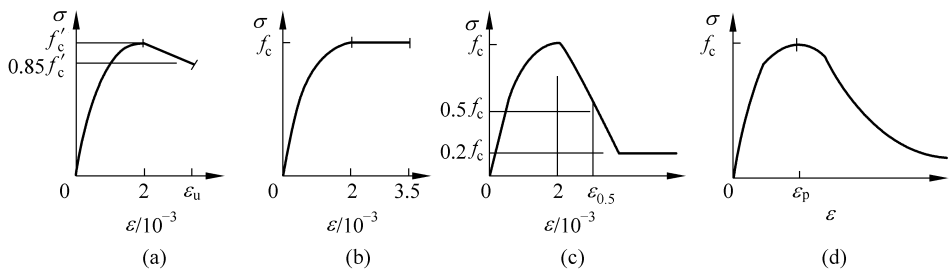


图 1-14 几种理论曲线
(a) Hognestad; (b) Rüsch; (c) Kent-Park; (d) Sargin, Saenz

文献[1-13,1-20]建议的分段式曲线方程如下。我国设计规范^[1-1]中采用的计算式与此式大同小异：

$$\left. \begin{aligned} x \leq 1 & \quad y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \\ x \geq 1 & \quad y = \frac{x}{\alpha_d(x - 1)^2 + x} \end{aligned} \right\} \quad (1-6)$$

上升段和下降段在曲线峰点连续,并符合上述全部几何特征(式(1-5))的要求。每段各有一个参数,具有相应的物理意义：

上升段参数

$$\left. \alpha_a = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} \right\} \quad (1-7)$$

且

$$1.5 \leq \alpha_a \leq 3.0$$

其值为混凝土初始弹性模量(E_0)与峰值割线模量($E_p = f_c/\epsilon_p$)的比值, $\alpha_a = E_0/E_p = E_0\epsilon_p/f_c$ 。当 $\alpha_a = 2$ 时,式(1-6)退化为二次式 $y = 2x - x^2$,与 Hognestad 的计算式相同。

下降段参数

$$0 \leq \alpha_d \leq \infty \quad (1-8)$$

当 $\alpha_d = 0$ 时, $y \equiv 1$, 峰点后为水平线(全塑性);

$\alpha_d = \infty$ 时, $y \equiv 0$, 峰点后为垂直线(脆性)。

对参数 α_a 和 α_d 赋予不等的数值,可以有变化的理论曲线(图 1-15)。对于不同原材料和强度等级的结构混凝土,甚至是约束混凝土,选用了合适的参数值,都可以得到与试验结果相符的理论曲线。文献[1-13]建议的参数值见表 1-7,可供结构分析和设计应用。

表 1-7 全曲线方程参数的选用表

强度等级	使用水泥标号	α_a	α_d	$\epsilon_p/10^{-3}$
C20, C30	325	2.2	0.4	1.40
	425	1.7	0.8	1.60
C40	425	1.7	2.0	1.80

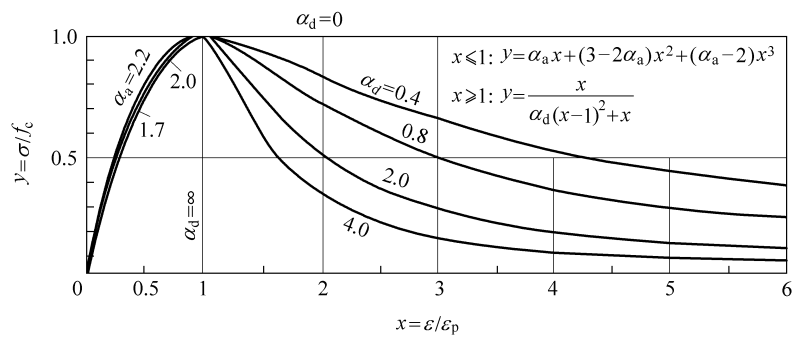


图 1-15 理论全曲线^[1-13]

1.4 抗拉强度和变形

混凝土的抗拉强度和变形也是其最重要的基本性能之一。它既是研究混凝土的破坏机理和强度理论的一个主要依据,又直接影响钢筋混凝土结构的开裂、变形和耐久性。

混凝土一向被认为是一种脆性材料,抗拉强度低,变形小,破坏突然。20 世纪 60 年代之前,对混凝土抗拉性能的研究和认识是不完整的,只限于抗拉极限强度和应力-应变上升段曲线。此后,随着试验技术的改进,实现了混凝土受拉应力-应变全曲线的量测^[1-25~1-30],才更全面、深入地揭示了混凝土受拉变形和破坏过程的特点,为更准确地分析钢筋混凝土结构提供了条件。

1.4.1 试验方法和抗拉性能指标

现有三种试验方法(图 1-16)测定混凝土的抗拉强度,但给出不同的强度值。从棱柱体试件的轴心受拉试验得到轴心抗拉强度

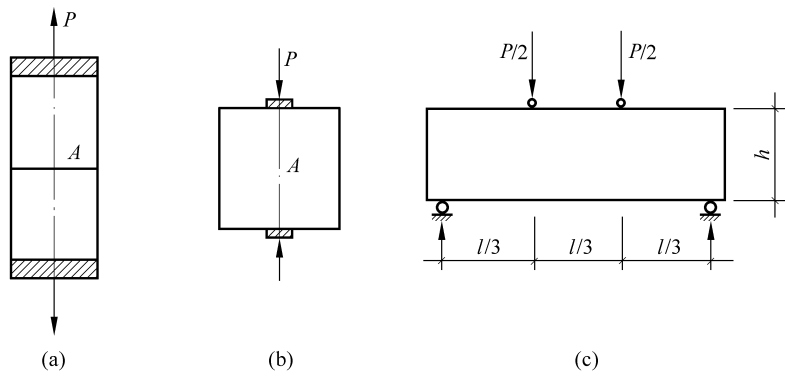


图 1-16 抗拉强度的试验方法^[1-10]

(a) 轴心受拉; (b) 劈裂; (c) 抗折

$$f_t = \frac{P}{A} \quad (1-9)$$

从立方体试件的劈裂试验得到混凝土的劈(裂抗)拉强度

$$f_{t,s} = \frac{2P}{\pi A} \quad (1-10)$$

从棱柱体试件的抗折试验给出弯(曲抗)拉强度

$$f_{t,f} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{Pl}{bh^2} \quad (1-11)$$

式中, P ——试件的破坏荷载;

A ——试件的拉断或劈裂面积。

需要量测混凝土的受拉应力-应变曲线,就必须采用轴心受拉试验方法,其试件的横截面上有明确而均匀分布的拉应力,又便于设置应变传感器。至于要获得混凝土受拉应力-应变全曲线的下降段,就要有电液伺服阀控制的刚性试验机,或者采取措施增强试验装置的总体刚度(原理同 1.3.1 节)。文献[1-29]中介绍了一种简便实用的方法(图 1-17),设计一个由横梁和拉杆组成的刚性钢框架,与混凝土棱柱体试件平行受力,用普通液压式试验机成功地量测到受拉应力-应变全曲线。

我国进行的混凝土抗拉性能的大量试验^[1-14],给出的主要性能指标如下。

(1) 轴心抗拉强度

混凝土的轴心抗拉强度随其立方强度单调增长,但增长幅度渐减(图 1-18)。经回归分析后得经验公式^[0-2]

$$f_t = 0.26 f_{cu}^{2/3} \quad (1-12)$$

模式规范 CEB-FIP MC90^[1-12]给出与此相近的计算式

$$f_t = 1.4 (f'_c/10)^{2/3} \quad (1-13)$$

而我国设计规范^[1-1]中采用的计算式则为

$$f_t = 0.395 f_{cu}^{0.55} \quad (1-14)$$

式中, f_{cu} , f'_c ——混凝土的立方体和圆柱体抗压强度, N/mm^2 。

其实,这些经验式计算结果的差别并不大,都在试验离散度范围以内。

试验结果还表明,试件尺寸较小者,实测抗拉强度偏高,尺寸较大者强度低^[1-14],一般称为尺寸效应。某水利工程的大坝混凝土采用两种尺寸的棱柱体试件,即

- ① 450 mm×450 mm×1 400 mm,骨料最大粒径为 80~120 mm;
- ② 100 mm×100 mm×550 mm,最大粒径为 20~40 mm。

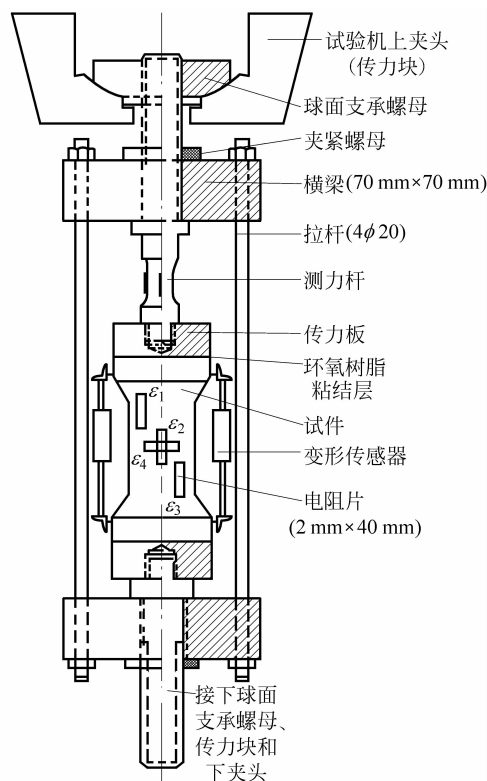


图 1-17 受拉应力-应变全曲线的试验示意图^[1-29]

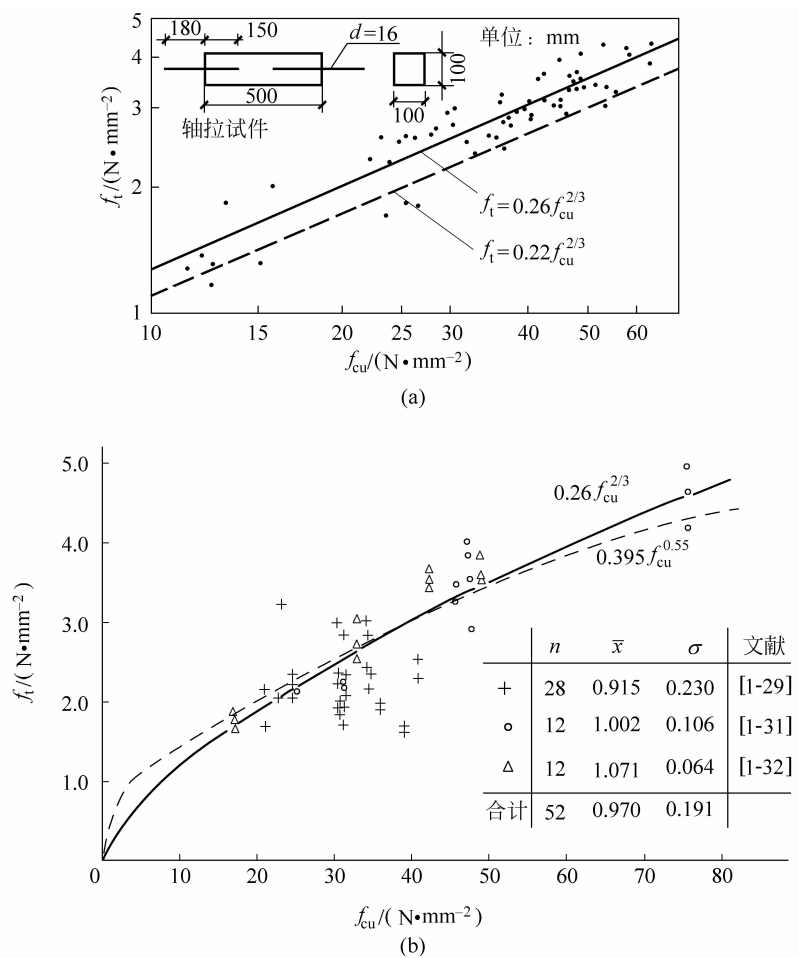


图 1-18 轴心抗拉强度与立方体抗压强度
(a) 取自文献[1-14]; (b) 取自文献[0-4]

经试验测定,大试件的轴心抗拉强度只及小试件的 50%~64%,平均为 57%^①。其主要原因是大试件内部的裂缝和缺陷概率大,初始应力严重,大骨料界面的粘结状况较差等。混凝土抗拉强度和变形性能受这些因素的影响很敏感。

(2) 劈拉强度

劈拉试验简单易行,又采用相同的标准立方体试件,成为最普遍的测定手段。试验给出的混凝土劈拉强度与立方体抗压强度的关系如图 1-19 所示,经验回归公式^[1-14]为

$$f_{t,s} = 0.19 f_{cu}^{3/4} \quad (1-15)$$

需注意,根据我国的试验结果和计算式的比较,混凝土的轴心抗拉强度稍高于劈拉强度: $f_t/f_{t,s} = 1.368 f_{cu}^{-0.083} = 1.09 \sim 1.0$ (当 $f_{cu} = 15 \sim 43 \text{ N/mm}^2$)。国外的同类试验却给出了相反的结论: $f_t = 0.9 f_{t,s}$ ^[1-12]。两者的差异可能出自试验方法的不同。我国采用立方体试件,加载垫条是钢制的;而国外采用圆柱体试件,垫条的材质较软(如胶木)。

① 见李金玉等. 试件尺寸对大坝混凝土强度和变形特性影响的研究. 北京: 中国水利水电科学研究院, 1996

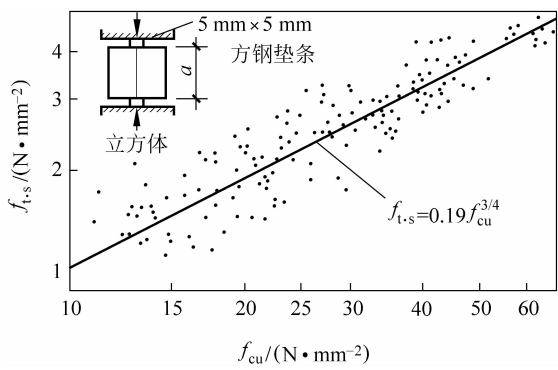


图 1-19 劈拉强度与立方体抗压强度^[1-14]

(3) 峰值应变

混凝土试件达到轴心抗拉强度 f_t 时的应变,即应力-应变全曲线上的峰值应变 $\epsilon_{t,p}$ 。它随抗拉强度而增大(图 1-20),文献[0-4]建议的回归计算式为

$$\epsilon_{t,p} = 65 \times 10^{-6} f_t^{0.54} \tag{1-16a}$$

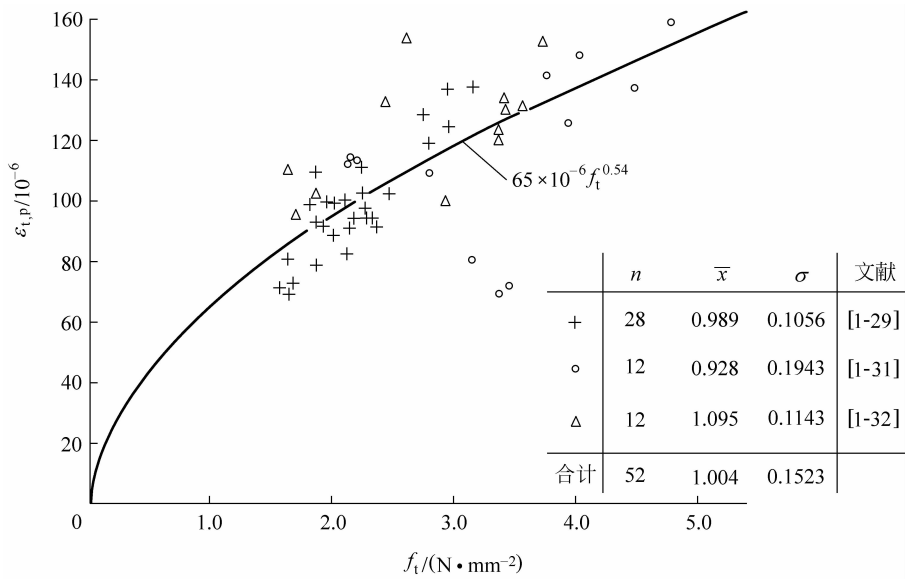


图 1-20 峰值应变与抗拉强度的关系^[0-4]

将式(1-12)代入得混凝土受拉峰值应变与立方体抗压强度(f_{cu} , N/mm^2)的关系为

$$\epsilon_{t,p} = 3.14 \times 10^{-6} f_{cu}^{0.36} \tag{1-16b}$$

(4) 弹性模量

混凝土受拉弹性模量(E_t)的标定值,取为应力 $\sigma=0.5 f_t$ 时的割线模量。其值约与相同混凝土的受压弹性模量相等。文献[1-31]总结的试验结果如图 1-21 所示,建议的计算式如下:

$$E_t = (1.45 + 0.628 f_t) \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \tag{1-17}$$

混凝土受拉弹性模量与峰值割线模量($E_{t,p} = f_t / \epsilon_{t,p}$)的比值,试验结果在 1.04~1.38