第10章 预应力混凝土构件

现代结构工程发展趋势是通过不断改进设计方法、采用强度更高、质量更轻的材料建造更为经济合理的结构。强度提高可以减小截面尺寸,减轻结构自重,混凝土结构也不例外。然而,因混凝土抗拉强度低而引起的裂缝问题,限制了高强材料在普通混凝土结构中的应用,因此,采用高强钢材与高强混凝土制作的预应力混凝土,已成为当前加筋混凝土结构发展的主要方向。

10.1 预应力的概念

10.1.1 普通混凝土的主要缺陷及预应力的作用

混凝土是抗压强度高而抗拉强度低的一种结构材料,它的抗拉强度只有抗压强度的 1/10~1/15。钢筋混凝土结构中的钢筋虽能弥补混凝土抗拉强度低的缺点,提高混凝土结构 的承载能力,但仍不能解决由于混凝土抗拉能力低下而引起的另一个缺陷——裂缝问题。所有钢筋混凝土受弯、受拉构件,无论配筋多少,在使用状态下,受拉区混凝土均已开裂。而受拉区混凝土的开裂,不仅限制了钢筋混凝土构件的使用环境和应用范围,也使构件的刚度降低,变形增大,从而影响结构的正常使用。在钢筋混凝土结构中采用高强钢材与高强混凝土,其强度的充分利用同样也受到混凝土开裂的限制。这是因为高强度等级混凝土的抗拉强度依然很低,构件开裂时钢筋的应力与普通强度混凝土构件开裂时钢筋应力相差无几,都很低。即使使用时允许裂缝宽度为0.2~0.3mm的构件,在正常使用状态受拉钢筋应力也只能达到150~250N/mm²左右,与各种热轧钢筋的正常工作应力相近,即在钢筋混凝土结构中,采用高强度的钢筋(建筑工程中使用的高强钢筋的强度设计值已超过1000N/mm²)不能充分发挥其作用。另外,若钢筋混凝土构件正常工作时处于开裂状态,提高混凝土强度等级和钢筋强度对改善构件变形性能效果也不大。因此,常规工艺的钢筋混凝土结构难以发挥高强钢材与高强混凝土的强度。

由于混凝土抗拉强度低、易开裂以及随之引起的缺陷,常规钢筋混凝土结构技术已无能为力。克服这种缺陷最有效的方法是对混凝土施加预压应力,即对混凝土结构中将要出现拉应力的部位,预先人为地施加预压应力,以抵消或减少其使用过程中所产生的拉应力,使该部位在正常使用过程中,处于受压状态或其拉应力小于某一限值。通过对施加的预压应力值大小的控制,使混凝土结构或结构构件在使用条件下,混凝土不受拉、不开裂或裂缝宽度小于限值。这就基本上克服了混凝土抗拉强度低和钢筋混凝土结构难以避免开裂的缺点。由于预加应力一般都是通过张拉高强预应力钢筋的方法实现的,而预加压应力的大小随混凝土强度提高而增加,使高强钢材和高强混凝土的强度得以充分发挥。采用预应力混凝土可以减少混凝土截面、减轻结构自重、避免开裂或限制裂缝宽度,从而扩大了混凝土结构的应用范围。

10.1.2 预应力的一般概念

预加应力是改善混凝土构件抗裂性能的有效途径,在混凝土构件承受外荷载之前,对其受载后的受拉区预先施加压应力,就成为了预应力混凝土结构。由于预应力技术与应用的不断发展,目前国际上对预应力混凝土还没有一个统一的定义。美国混凝土协会(ACI)作出的广义的定义是: "预应力混凝土是根据需要人为地引入某一数值与分布的内应力,用以部分或全部抵消外荷载应力的一种加筋混凝土"。

现以一混凝土简支梁为例说明预应力的基本原理,如图10.1。假设梁承受均布荷载,受载后梁的跨中截面弯矩最大,该截面下边缘的拉应力为 σ_{ctq} 。如果在荷载作用之前,预先在梁的受拉区施加一对压力 N_p ,使梁跨中截面下边缘产生压应力 σ_{ctp} 。该简支梁受载后,其跨中截面下边缘产生的应力为 $\sigma_{ct}=\sigma_{ctq}-\sigma_{ctp}$ 。可见,梁下边缘的拉应力随着预加压力的增大而减小,如果预加压力较大($\sigma_{ctq}<\sigma_{ctp}$),则梁下边缘混凝土处于受压状态。因此,通过控制预压力 N_p 的大小,可使梁截面受拉边缘混凝土处于压应力、零应力或很小的拉应力状态,以满足对混凝土构件不同的裂缝控制要求。

另外需要注意,在施加预压力时,梁截面上边缘的应力可能为压应力,也可能为拉应力, 其大小与所施加预压力的大小和偏心距有关。因此,在施加预压力过程中为避免截面上边缘 开裂,应对施加的预压力的大小和作用点的位置进行控制。

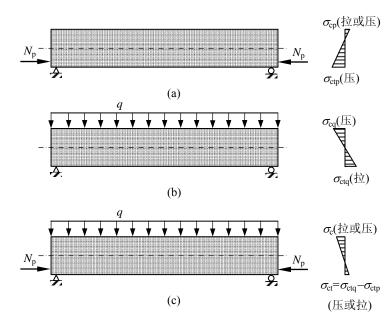


图 10.1 预应力混凝土构件的基本概念 (a) 预压力作用下;(b) 荷载作用下;(c) 预压力和荷载共同作用下

10.1.3 施加预应力的方法

使混凝土中获得预压应力的方法有多种,最常用的是张拉钢筋。张拉后的钢筋拉力由混凝土的压力平衡,从而在混凝土中建立预压应力。受张拉的钢筋既是混凝土获得预压应力的工具,又可承受荷载作用下的拉力。采用张拉钢筋建立预应力的混凝土结构或构件,按钢筋张拉和混凝土浇筑的先后顺序可分为先张法和后张法预应力混凝土两类。先张法是生产过程中,先张拉预应力钢筋,后浇筑混凝土;后张法是生产过程中,先浇筑混凝土,后张拉预应力钢筋。

1. 先张法(浇筑混凝土前张拉预应力钢 筋)

通常首先通过机械方法张拉预应力钢筋,根据预应力混凝土构件不同,可采用模板法或台座法生产。模板法是利用模板作为固定预应力钢筋的承力架,以浇筑混凝土的模板为单元进行张拉、浇筑和养护的一种生产方法。台座法是用专门设计的台座墩子承

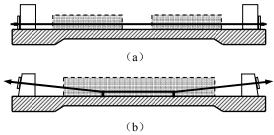


图 10.2 先张法台座 (a) 直线预应力筋;(b) 折线预应力筋

受预应力筋的张拉反力,用台座的台面作为构件底模的一种生产方法。长线法台座长度常达一二百米,一次可以生产多个构件,是当前国内外用得最多的一种预制预应力构件的生产方法,如图10.2a。至于无法采用曲线形预应力筋的缺点,则可以采用折线筋的方法弥补,如图10.2b。

先张法的基本工序为:在台座或钢模上张拉钢筋至预定值并做临时固定,然后浇筑混凝土,待混凝土达到一定强度(约为设计强度的70%以上)后,切断预应力钢筋,钢筋在回缩时受到混凝土约束,在混凝土中产生预压应力,如图10.3。先张法预应力混凝土构件的预应力传递主要依靠钢筋与混凝土间的粘结力。

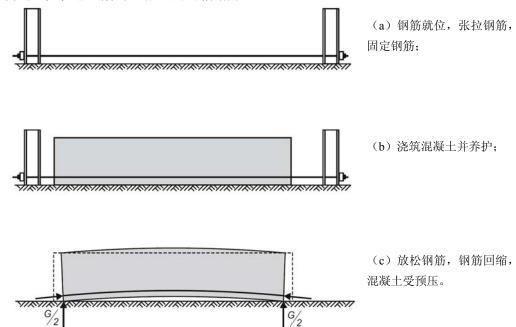


图 10.3 先张法主要工序示意图

先张法需要专用的钢模板或专用的台座,适于在混凝土构件预制厂大批量制作中、小型构件,生产效率比较高。与后张法相比,主要优点是生产工艺简单、工序少、效率高、质量易保证,且生产成本较低。

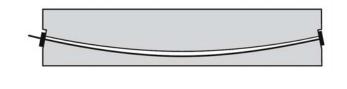
2. 后张法(混凝土结硬后在构件上张拉预应力钢筋)

后张预应力筋是在混凝土养护完毕之后,穿入预留孔道,在构件上进行张拉。后张法既可用于预制混凝土构件,也可用于现浇混凝土结构的制作。通常的做法是,先浇筑构件并在混凝土中预留孔道,待混凝土达到一定强度(一般不低于设计强度的70%)后,用水冲洗预留管道,并用压缩空气将其吹干,接着穿入预应力筋,安装锚具和张拉预应力筋(一端锚固、另端张拉或两端同时张拉),张拉钢筋同时挤压混凝土,混凝土中产生预压应力,张拉完毕后,将张拉端钢筋用锚具锚紧(锚具留在构件中不再取出),最后进行灌浆,如图10.4。混凝土的预压应力靠设置在钢筋两端的锚具获得,因此,锚具是构件的一部分,不能重复使用。

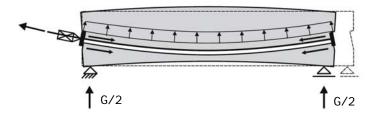
后张法是当前生产大型混凝土构件的主要方法,其优点是不需台座,便于在现场施工。 但后张法现场操作工艺复杂,同时锚具的成本较高。所以,后张法主要应用于运输不便的大 型混凝土构件,如大型屋架、吊车梁、大跨度桥梁等的现场制作。

10.1.4 预应力混凝土的分类

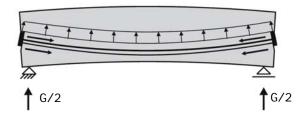
目前,国内外关于预应力混凝土构件的分类方法较多,除了根据其生产工艺,将预应力混凝土构件分为先张法和后张法预应力混凝土构件外,还按预应力混凝土构件截面应力状态



(a) 浇筑混凝土, 穿入预应 力钢筋;



(b) 安装千斤顶, 张拉预应 力钢筋;



(c) 锚住预应力钢筋,拆除 千斤顶,孔道灌浆。

图 10.4 后先张法主要工序示意图

不同分为全预应力混凝土、有限预应力混凝土和部分预应力混凝土。

全预应力混凝土 在传力过程或全部使用荷载下,都不允许混凝土出现拉应力。

有限预应力混凝土 在传力时或使用荷载下,混凝土截面中允许出现拉应力,但不得开裂。

部分预应力混凝土 混凝土拉应力没有限制,根据结构的种类和暴露条件,在使用荷载下,允许出现不超过《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)所限定的最大裂缝宽度,如宽度小于0.1mm或0.2mm的裂缝。

其他的分类方法还有:按预应力筋与混凝土的粘结方式分为有粘结预应力混凝土和无粘结预应力混凝土;根据预应力钢筋的位置分为体内预应力混凝土和体外预应力混凝土(图 10.5)等。

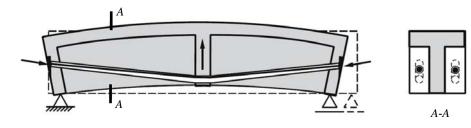


图 10.5 体外预应力混凝土构件

10.1.5 夹具和锚具

夹具和锚具是在制作预应力混凝土构件时锚固预应力钢筋的装置,是预应力混凝土工程中必不可少的重要工具和附件,对在构件中建立有效预应力起着至关重要的作用。一般来讲,预应力混凝土构件制成后,可取下重复使用的钢筋锚固装置称夹具(如先张法构件中起临时固定预应力钢筋的锚固装置),而留在预应力混凝土构件上不再取下,作为构件一部分的钢筋锚固装置称锚具(如后张法构件中预应力钢筋的锚固装置)。夹具和锚具的作用和原理相同,但锚具将永久依附在混凝土构件上,对其锚固的可靠性要求更高,其结构和构造也比夹

具更复杂,下面主要对锚具进行介绍。

由于锚具是后张法构件中建立预应力的关键因素之一,因此,要求锚具应满足受力可靠、 预应力损失小、张拉方便迅速、构造简单成本低等要求。

国内外锚具的形式和种类繁多,并且还在不断改进和发展之中。不同形式的锚具需要采用不同的张拉设备,如不同的千斤顶和传力架等,它们往往经过专门设计,配套使用,并有特定的张拉工序和细节要求。

按锚具的锚固原理和构造形式,分为三种基本类型:楔紧型、螺杆螺帽型和镦头型。

1. 楔紧型锚具

这类锚具一般由锚环和锚塞(或夹片)两个主要部分构成,利用预应力筋自身的拉力和 横向挤压形成的摩擦力,将预应力筋楔紧而锚固。这种锚具既可以用于张拉端,也可以用于 固定端。

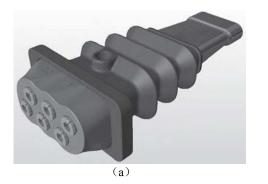
楔紧型锚具按构造的不同,有锥塞式及夹片式两种。

维塞式锚具 由锚杯、锥形塞和钢垫板(埋设于构件端头)组成。预应力钢筋通过摩擦 力将预拉力传到锚环,后者再通过承压力和粘结力将预拉力传到混凝土上。

夹片式锚具 由锚环和夹片组成。预应力钢筋依靠摩擦力将预拉力传给夹片,夹片依靠斜面上的承压力将预拉力传给锚环,锚环再通过承压力将预拉力传给混凝土构件。

采用楔紧型锚具张拉预应力钢筋时,需采用特制的双作用千斤顶。所谓双作用,即千斤顶使用时有两个动作,其一是夹住钢筋进行张拉,其二是将锚塞(或夹片)顶入锚环,将预应力钢筋挤紧,牢牢锚住。图10.6是两种常用的楔紧型锚具。

这种锚具的缺点是滑移量大,而且不易保证每根钢筋或钢丝中的应力均匀。



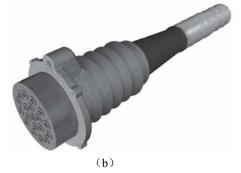


图 10.6 楔紧型锚具 (a) 用于板构件的锚具; (b) 用于梁构件的锚具

2. 螺杆型锚具

预应力钢筋通过螺丝端杆螺纹斜面上的承压力将预拉力传到螺帽,再经过垫板传至预留 孔道口四周的混凝土上。用于直径较粗单根预应力钢筋的螺杆锚具,由螺杆、螺帽、垫板组成,螺杆焊于预应力钢筋端部,如图10.7。用于预应力钢筋束的螺杆锚具,由锥形螺杆、套筒、螺帽、垫板组成,通过套筒紧紧地将钢丝束与锥形螺杆挤压成一体。

预应力钢筋或钢丝束张拉完毕时,旋紧螺帽使其锚固。螺杆型锚具通常用于后张法构件 的张拉端,先张法构件或后张法构件的固定端也可应用。

这种锚具的优点是操作比较简单,且锚固后千斤顶回油时,预应力钢筋基本不发生滑动。如有需要,可进行再次张拉。缺点是对预应力钢筋长度的准确度要求高,以避免发生螺纹长度不够或张拉后预应力钢筋过长等情况。



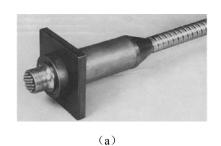


图 10.7 螺杆型锚具

3. 镦头型锚具

预应力钢筋的预拉应力通过镦头的承压力传给锚环,依靠螺纹上的承压力传至螺帽,再经过垫板传到混凝土上。镦头型锚具的张拉端和锚固端往往不同,图10.8所示的是用于后张 法构件的钢丝束张拉端和固定端所采用的镦头型锚具。先张法构件的单根预应力钢丝,在固定端有时也采用这种固定方法。即将钢丝的一端镦粗,将钢丝穿过台座或钢模上的锚孔,在另一端进行张拉。

这种锚具的锚固性能可靠,锚固力大,张拉操作方便。但与螺杆型锚具相同,对预应力 钢筋或钢丝长度的准确度要求高。



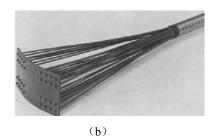


图 10.8 镦头型锚具 (a) 张拉端; (b) 固定端

10.1.6 预应力混凝土的材料

1. 混凝土

预应力混凝土结构所用的混凝土,需要满足强度高、收缩与徐变小、快硬早强等要求。对于预应力混凝土结构构件,混凝土的强度越高,可以施加的预应力也就越大,因而构件抗裂度提高越明显,刚度改善也越明显。同时,混凝土强度越高,同样大小的预压应力作用下混凝土的徐变越小,因而也可以降低钢筋的预应力损失。高强度的混凝土与钢筋的粘结力也高,这一点对依靠粘结传递预应力的先张法预应力混凝土构件尤为重要。另外,采用高强度混凝土与高强度钢筋相配合,可以获得较经济的构件截面尺寸。因此,预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于C30;当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力钢筋时,混凝土强度等级不宜低于C40。

选择混凝土强度等级时,应考虑施工方法、构件跨度、使用情况以及钢筋种类等因素。 先张构件的预应力损失比后张构件大,同时为了提高台座和设备的周转速度,尽量缩短生产 周期,强度等级一般应比后张构件高些。大跨构件混凝土强度等级不宜低于C40,承受动力 荷载的构件(如吊车梁),因钢筋和混凝土的粘结易破坏,强度等级应更高一些。

2. 钢筋

预应力混凝土结构中的钢筋包括预应力钢筋和非预应力钢筋。非预应力钢筋的选用与钢筋混凝土结构中的钢筋相同。预应力混凝土结构中所采用的钢材应具有如下特性:

- (1)高强度: 混凝土预压应力的大小,取决于预应力钢筋的张拉应力和数量。在预应力混凝土构件的制作和使用过程中,由于各种因素的影响,预应力钢筋会产生应力损失而使张拉应力降低。因此只有使用高强钢材,采用较高的张拉应力,才可能建立较高的有效预应力,使混凝土中的预压应力达到预期的效果。早期(十九世纪末和二十世纪初)预应力混凝土结构没有制作成功,就是因为钢材强度不高,预应力钢筋张拉应力低,在预应力损失产生后,预应力效果消失或接近消失而使结构失效。
- (2) 具有一定的塑性: 为了避免预应力混凝土构件发生脆性破坏,要求预应力钢筋被拉断前,应具有一定的伸长率。当构件处于低温或受有冲击荷载作用时,更应注意钢筋的塑性和抗冲击韧性的要求,否则可能发生钢筋脆断。
- (3) **良好的加工性能**:要求钢筋有良好的可焊性,同时要求钢筋"镦粗"后,其物理力学性能基本不变。
- (4)与混凝土有较好的粘结: 先张法构件(以及后张自锚构件)在使用时的预应力传递是靠钢筋和混凝土的粘结力实现。因此,要求预应力钢筋和混凝土之间,必须有足够的粘结强度。对于先张法预应力混凝土构件,当采用高强钢丝时,钢丝表面应经过"刻痕"或"压波"等措施处理。

目前,预应力混凝土结构中使用的预应力钢材主要有热处理钢筋、钢丝和钢绞线三大类。

10.2 预应力混凝土的张拉控制应力及预应力损失

10.2.1 预应力混凝土的张拉控制应力 σ_{con}

张拉控制应力指预应力钢筋进行张拉时所控制达到的最大应力值。其值为张拉设备(如千斤顶油压表)所指示的总张拉力除以预应力钢筋截面面积而得的应力值,以 σ_{con} 表示。 σ_{con} 是施工时张拉预应力钢筋的依据。

张拉控制应力 σ_{con} 的取值,直接影响预应力混凝土的使用效果,其取值应适当。如果张拉控制应力 σ_{con} 取值过低,则预应力钢筋经过各种应力损失后,混凝土中的有效预压应力过小,不能有效地提高构件的抗裂度和刚度。当构件截面尺寸及配筋量一定时, σ_{con} 越高,构件混凝土中建立的预压应力越高,则构件使用过程中的抗裂度越高。但是,如果张拉控制应力取值过高,可能引起以下问题:

- (1) 在施工阶段可能会使构件的某些部位受到拉力(称为预拉力)甚至开裂,还可能使后张法构件端部锚固区混凝土局部受压破坏。
- (2) 使构件的开裂荷载过高,接近构件的极限荷载。构件一旦开裂,缺乏必要的延性,发生无明显预兆的脆性破坏。
- (3)个别预应力钢筋可能被拉断。另外,为了减少预应力损失,有时需对预应力钢筋进行超张拉,若张拉控制应力值取得过高,有可能在超张拉过程中,个别预应力钢筋的应力超过其实际屈服强度,使其产生较大塑性变形或脆断。

综上所述,对 σ_{con} 应规定上限值,同时, σ_{con} 也不能过低,即 σ_{con} 也应有下限值。

张拉控制应力值的大小与施加预应力的方法有关。先张法是在浇筑混凝土之前在台座上 张拉钢筋,故在预应力钢筋中建立的拉应力就是张拉控制应力 σ_{con} 。后张法是在混凝土构件 上张拉钢筋,在张拉的同时,混凝土被压缩,张拉设备千斤顶所指示的张拉控制应力是混凝 土已发生压缩后的钢筋应力。为此,相同钢种,后张法构件的 σ_{con} 值应适当低于先张法的 σ_{con} 值

根据国内外长期积累的设计和施工经验以及近年来的科研成果,《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)按不同钢种和预应力施加方法,规定预应力钢筋的张拉控制应力不宜超过表10-1的限值,且不应低于 $0.4f_{\mathrm{ntk}}$ 。

| 表10-1 预应力钢筋条拉控制应力限值 | | | | |
|---------------------|------------------|------------------|--|--|
| 钢筋种类 | 张拉方法 | | | |
| | 先张法 | 后张法 | | |
| 消除应力钢丝、钢绞线 | $0.75f_{ m ptk}$ | $0.75f_{ m ptk}$ | | |
| 热处理钢筋 | $0.70f_{ m ptk}$ | $0.65f_{ m ptk}$ | | |

表10-1 预应力钢筋张拉控制应力限值

注: 表中fptk为预应力钢筋的强度标准值,见附录2附表2-4。

符合下列情况之一时,表10-1中的张拉控制应力限值可提高 $0.05 f_{ptk}$:

- (1)要求提高构件在施工阶段的抗裂性能,而在使用阶段受压区内设置的预应力钢筋;
- (2)要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力钢筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

10.2.2 预应力混凝土预应力的损失

由于混凝土和钢材的性质以及制作方法的原因,预应力钢筋中应力的降低是不可避免的,应力要经过相当长的时间才会稳定。在预应力混凝土构件施工及使用过程中,预应力钢筋的张拉应力值的降低,称为预应力损失。预应力损失后,预应力钢筋的拉力才会在混凝土中建立有效的预压应力,预应力损失值的大小关系到结构的工作性能和状态。因此,如何估计和计算预应力损失值,是预应力混凝土设计的重要内容。

引起预应力损失的因素很多,由于结构中的预压应力是通过张拉预应力钢筋得到的,因此凡能使预应力钢筋产生缩短的因素,都将造成预应力损失,例如混凝土的收缩、徐变以及锚(夹)具受压后的变形等。长度固定不变的钢筋,在高拉应力条件下应力随时间减少而产生的松弛;在预应力筋张拉过程中,千斤顶、锚具与预应力钢筋之间的摩擦;先张法中折点摩擦、预应力钢筋与模板之间的摩擦;后张法中的孔道摩擦等也都会产生预应力损失。除上述各项普遍存在的因素造成预应力损失外,其他一些因素如先张法的热养护、后张法中钢筋的分次张拉等也会造成预应力的损失。下面分项讨论引起预应力损失的原因、损失值的计算方法以及减少预应力损失值的措施。

1. 张拉端锚具的变形和钢筋内缩引起的预应力损失σι

无论是先张法临时固定预应力钢筋,还是后张法张拉完毕锚固预应力钢筋,预应力钢筋

锚固在台座或构件上时,在张拉端由于锚具的压缩变形,锚具与垫板之间、垫板与垫板之间、垫板与构件之间的所有缝隙被挤紧,以及由于钢筋和楔块在锚具内的滑移,而使预应力钢筋内缩引起预应力损失,如图10.9。具体内缩量与预应力钢材种类、锚具种类、锚具的质量、安装水平和张拉锚固操作技术水平有关。我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)列出了几种主要类型锚具的变形和钢筋内缩

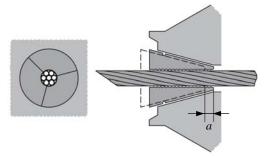


图 10.9 锚具楔块滑移引起的钢筋内缩

表10-2 锚具变形和钢筋内缩值a (mm)

| Wile - May 2/6 In May 14 and East Chinairy | | | | |
|--|---------------------|-----|--|--|
| 锚具类别 | a | | | |
| 支承式锚具 (钢丝束镦头锚具等) | 螺帽缝隙 | 1 | | |
| | 每块后加垫板的间隙 | 1 | | |
| 锥塞式锚具(钢丝束的钢质 | 锥塞式锚具 (钢丝束的钢质锥形锚具等) | | | |
| 夹片式锚具 | 有顶压时 | 5 | | |
| 大月八冊兵 | 无顶压时 | 6~8 | | |

- 注: 1. 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数值确定;
 - 2. 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

块体拼成的结构,其预应力损失尚应考虑块体间填缝的预压变形。当采用混凝土或砂浆填缝材料时,每条填缝的预压变形值取1mm。

因为固定端在张拉过程中已被挤紧,该过程发生在张拉端锚固之前,故锚具损失只考虑 张拉端。

由锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} (N/mm²),按下式计算:

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_{sp} \tag{10-1}$$

式中, a——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(mm), 按表10-2取用;

l——张拉端至固定端之间的距离(mm);

 E_{sp} ——预应力钢筋的弹性模量(N/mm^2),按附录2附表2-4用。

后张法构件中,为了减小预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{12} (见后),常采用两端张拉预应力钢筋的方法,此时预应力钢筋的固定端应视为构件长度的中点,即式(10-1)中的I应取构件长度的一半。

后张法构件曲线或折线预应力钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{ll} ,应根据曲线或折线预应力钢筋与孔道壁之间反向摩擦(与张拉钢筋时,预应力钢筋和孔道壁间的摩擦力方向相反)影响长度 l_t 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和预应力钢筋内缩值的条件确定(见后),其预应力损失值 σ_{ll} 可按下述式(10-14)进行计算。

根据式(10-1)可知,采取下列措施可以减少张拉端锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{Π} :

- (1)选择锚具变形小或使预应力钢筋内缩小的锚具、夹具,并尽量少用垫板,因每增加一块垫板,*a*值就增加1mm;
- (2)增加台座长度。因 σ_{11} 值与台座长度成反比,采用先张法生产的构件,当台座长度为100米以上时, σ_{11} 可忽略不计。
- 2. 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失σ₁₂

后张法预应力钢筋的预留孔道无论 是直线形还是曲线形,钢筋在张拉过程 中与孔壁接触而产生摩擦阻力。距离预

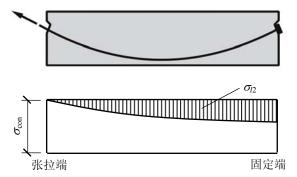


图 10.10 摩擦引起的预应力损失

应力张拉端越远,这种摩擦阻力的累积值越大,构件各截面上预应力钢筋的实际应力值逐渐减小,见图10.10,这种预应力的损失称为摩擦损失,以 σ_2 表示。摩擦损失 σ_2 与预应力钢筋的表面形状,孔道成型质量,预应力钢筋的焊接外形质量,预应力钢筋与孔道接触程度(孔道的尺寸、预应力钢筋与孔道壁之间的间隙大小、预应力钢筋在孔道中的偏心距数值)等因素有关。

预应力钢筋与预留孔道的摩擦阻力由其产生的原因可分为两种情况:第一种是由于曲线孔道的弯曲使预应力钢筋与孔壁混凝土之间相互挤压而产生的摩擦阻力,其大小与挤压力成正比;另一种情况是由于孔道制作偏差或孔道偏摆使预应力钢筋与孔壁混凝土之间产生摩擦阻力,这种摩擦阻力同时存在于曲线形孔道和直线形孔道中,其大小与钢筋的拉力及长度成正比。这两种摩擦阻力可先分别计算,然后相加得到 σ_{12} 。

(1) 预应力钢筋与曲线孔道壁之间的摩擦阻力

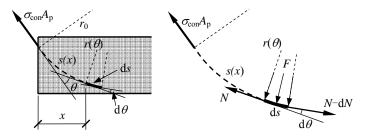


图 10.11 预留孔道中张拉钢筋的拉力和法向压力

如图10.11为孔道中预应力钢筋的拉力和受到的法向力,设ds段上两端的拉力分别为N和N-dN,ds两端的拉力对孔壁产生的法向正压力为

$$F = N \sin \frac{d\theta}{2} + (N - dN) \sin \frac{d\theta}{2}$$

$$= 2N \sin \frac{d\theta}{2} - dN \sin \frac{d\theta}{2}$$
(10-2)

$$\Rightarrow \sin \frac{d\theta}{2} \approx \frac{d\theta}{2}$$
,且忽略较小项 $dN \sin \frac{d\theta}{2}$,则得

设钢筋与孔道之间的摩擦系数为 μ ,则ds段所产生的摩擦阻力 dN_1 为

$$dN_1 = -\mu F = -\mu N d\theta \tag{10-3}$$

(10-2a)

(2) 预留孔道制作偏差引起的预应力钢筋和孔道壁之间的摩擦阻力

孔道位置与设计位置不符的程度用偏离系数平均值 κ '表示, κ '为单位长度上的偏转度(以弧度计)。则ds段的偏转度为 κ 'ds,ds段中钢筋对孔壁产生的法向正压力为

$$F' = N \sin \frac{\kappa' ds}{2} + (N - dN) \sin \frac{\kappa' ds}{2}$$

$$\approx N\kappa' ds$$
(10-4)

而ds段所产生的摩擦阻力dN2为

$$dN_2 = -\mu N \kappa' ds \tag{10-5}$$

将以上二个摩擦阻力 dN_1 及 dN_2 相加,并从张拉端到计算截面点积分。设从张拉点到计算截面点预应力钢筋的弧长为s,转角为 θ ,得

$$dN = dN_1 + dN_2 = -\left[\mu N d\theta + \mu N \kappa' ds\right]$$
 (10-6)

$$\int_{N_0}^{N_B} \frac{dN}{N} = -\mu \int_0^{\theta} d\theta - \mu \kappa \int_0^s ds$$
 (10-7)

式中 μ 、 κ '都由实验得到,用考虑每米长度局部偏差对摩擦影响系数 κ 代替 μ κ ',则得

$$\ln \frac{N_{\rm B}}{N_{\rm o}} = -(\kappa s + \mu \theta) \tag{10-8}$$

$$N_{\rm B}(s) = N_0 e^{-(\kappa s + \mu \theta)} \tag{10-9}$$

式中, $N_{\rm B}(s)$ ——计算截面点的张拉力;

 N_0 ——张拉端的张拉力。

设张拉端到计算截面点的张拉力损失为 $N_{12}(s)$,则

$$N_{l2}(s) = N_0 - N_B = N_0 (1 - e^{-(\kappa s + \mu \theta)})$$
 (10-10)

除以预应力钢筋截面面积,即得

$$\sigma_{l2}(s) = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{(\kappa s + \mu \theta)}} \right)$$
 (10-11)

式中, κ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数,按表10-3取用;

s——张拉端至计算截面的孔道长度(m);

 μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数,按表10-3取用;

 θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角(以弧度计)。

表10-3 摩擦系数κ及μ值

| 孔道成型方式 | κ (m ⁻¹) | μ 钢丝束、钢绞线 | | | |
|------------|----------------------|--------------|--|--|--|
| 预埋金属波纹管 | 0.0015 | 0.25 | | | |
| 预埋钢管 | 0.0010 | 0.30 | | | |
| 橡胶管或钢管抽芯成型 | 0.0014 | 0.55 | | | |

注: 1. 表列系数可可根据实测数据确定;

2. 当采用钢丝束的钢质锥形锚具及类似形式锚具时,尚应考虑锚环口处的附加摩擦损失,其值可根据实测数据确定。

式(10-11)中的张拉端至计算截面的孔道长度s可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度x(图10.11),若用x代替s,则式(10-11)变为

$$\sigma_{l2}(x) = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{(\kappa x + \mu \theta)}} \right)$$
 (10-12)

根据图10.12, 当 $(\kappa x + \mu \theta) \le 0.2$ 时, σ_{12} 可以按下列近似公式计算,

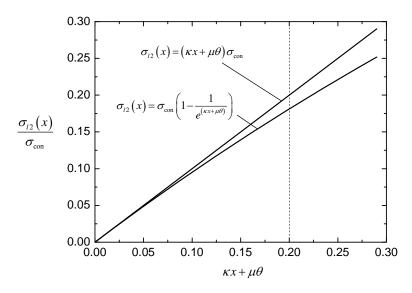


图 10.12 由摩擦产生的预应力损失表达公式的简化

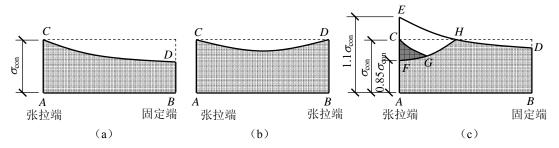


图 10.13 不同张拉对摩擦引起的预应力损失的影响 (a) 一端张拉; (b) 两端张拉; (c) 超张拉

$$\sigma_{12}(x) = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{\text{con}}$$
 (10-13)

当采用电热伸长方法张拉预应力筋的后张法时,不考虑该项预应力损失。

预应力钢筋发生摩擦损失后,预应力钢筋的应力分布如图10.10所示。张拉端处 σ_{12} =0,距离张拉端越远 σ_{12} 越大,固定端摩擦损失 σ_{12} 最大,固定端的有效预应力最小。为了减小摩擦引起的预应力损失 σ_{12} ,可以采取两端张拉(对较长的构件)或超张拉的张拉方式。对预应力钢筋在两端进行张拉,孔道计算长度可按构件长度的一半长度计算。比较图10.13a及图

10.13b可以看出,两端张拉能明显减少摩擦引起的预应力损失 σ_{12} 。但这个措施将引起 σ_{11} 的增加,应用时需加以注意。采用超张拉的张拉程序一般为: $1.1\sigma_{con}$ (保持2分钟) $\rightarrow \sigma_{con}$ (保持2分钟) $\rightarrow \sigma_{con}$ (如图10.13c。当张拉端A超张拉10%时,钢筋中的预拉应力将按EHD分布。当张拉端的张拉应力降低至 $0.85\sigma_{con}$ 时,由于孔道与钢筋之间产生反向摩擦,钢筋应力将按FGHD分布。当张拉端A再次张拉至 σ_{con} 时,则钢筋中的应力将按CGHD分布,显然比图10.13a所建立的预拉应力均匀,预应力损失也小一些。

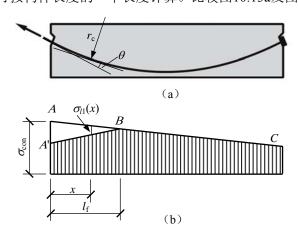


图10.14 曲线形预应力钢筋因锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{l1}

如前所述,曲线孔道后张法构件预应力由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{ll} ,应根据预应力钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_{ll} 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和预应力钢筋内缩值的条件确定。

当预应力钢筋为抛物线形时,可近似按圆弧形曲线考虑,见图10.14a。如其对应的圆心角不大于30°时,张拉时预应力钢筋与孔道之间摩擦引起的预应力损失,其应力变化近似按直线分布,如图10.14b直线ABC所示。由于预应力钢筋因锚具变形和钢筋内缩受到钢筋与孔道壁之间反向摩擦力的影响,在反向摩擦力的影响长度 I_r 范围内的预应力损失值 σ_I 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l1}(x) = 2\sigma_{con}l_f\left(\kappa + \frac{\mu}{r_c}\right)\left(1 - \frac{x}{l_f}\right)$$
 (10-14)

反向摩擦力的影响长度 l_f (单位为m)可按下列公式计算:

$$l_{\rm f} = \sqrt{\frac{aE_{\rm sp}}{1000\sigma_{\rm con}\left(\kappa + \frac{\mu}{r_{\rm c}}\right)}}$$
 (10-15)

式中, r_c——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径(单位: m);

μ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数,取值可查表10-3;

 κ ——考虑孔道每米局部偏差的摩擦系数,按表10-3采用;

x——张拉端至计算截面的距离(单位: m),这里 $0 \le x \le l_f$;

a——张拉端锚具变形和钢筋内缩值(单位: mm),取值可查表10-2;

 E_{sp} ——预应力钢筋弹性模量。

对于常用束形的后张预应力钢筋在反向摩擦影响长度 I_f 范围内的预应力损失值 σ_{l_1} 的计算方法见《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)附录D。

3. 混凝土加热养护时受张拉的预应力钢筋与承拉设备温差引起的预应力损失σn

为了缩短先张法构件的生产周期,浇筑混凝土后常采用蒸汽养护的办法加速混凝土的硬化。加热升温时,预应力钢筋受热自由伸长,但台座固定于大地上温度基本不变,固定端台座和张拉端台座之间的距离保持不变,因而使预应力钢筋的应力降低。降温时,混凝土已结硬并与预应力钢筋结成整体,钢筋应力不能恢复原值,于是就产生预应力损失 σ_{13} 。

设混凝土加热养护时,受张拉的预应力钢筋与承受拉力的设备(台座)之间的温差为 Δt ($^{\circ}$),钢筋的线膨胀系数约为 α =0.00001/ $^{\circ}$ 0,则 σ_{13} 可按下式计算:

$$\sigma_{l3} = \varepsilon_{s} E_{sp} = \frac{\Delta l}{l} E_{sp} = \frac{\alpha l \Delta t}{l} E_{sp} = \alpha E_{sp} \Delta t$$
$$= 0.00001 \times 2 \times 10^{5} \times \Delta t = 2\Delta t \left(\text{N/mm}^{2} \right)$$
 (10-16)

钢模上张拉预应力钢筋,由于预应力钢筋锚固在钢模上,两者升温相同不存在温差,该项损失为零。

通常采用两阶段升温养护来减小温差引起的预应力损失。即先在常温下养护,当混凝土强度达到一定强度等级,例如达7.5~10N/mm²时,可以认为钢筋与混凝土已结成整体,再逐渐升温至规定的养护温度,这时混凝土和预应力钢筋一起伸长,而当降温时,混凝土和预应力钢筋又一起收缩,不引起预应力损失。

4. 预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失 σ_{l4}

钢筋在应力作用下,其长度保持不变,应力随时间的增长而逐渐降低的现象称为钢筋的

应力松弛。预应力钢筋的应力松弛损失值与钢的品种有关;另外,张拉控制应力 σ_{con} 越高,则 σ_{l4} 越大。应力松弛的发生是先快后慢,第一小时可完成全部松弛预应力损失的50%左右(前两分钟内可完成其中的大部分),24小时内完成80%左右,此后发展较慢。因此,可以采用超张拉的方法减小应力松弛损失。超张拉时可采取以下两种张拉程序:第一种为 $0\rightarrow1.03\sigma_{con}$;第二种为 $0\rightarrow1.05\sigma_{con}$ (保持2分钟) $\rightarrow\sigma_{con}$ 。其原理是:高应力(超张拉)下短时间内发生的应力松弛损失在低应力下需要较长时间;超张拉持荷2分钟可使相当一部分钢筋的松弛发生在钢筋锚固之前,从而减小锚固后预应力钢筋的松弛损失。

根据试验研究及实践经验,《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)采用下列规定计算预应力松弛损失:

预应力钢丝、钢绞线普通松弛情况下

$$\sigma_{l4} = 0.4\psi \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5\right) \sigma_{\text{con}}$$
 (10-17)

一次张拉, ψ =1; 超张拉, ψ =0.9。

预应力钢丝、钢绞线低松弛情况下,当 $\sigma_{con} \leq 0.7 f_{ptk}$ 时,

$$\sigma_{l4} = 0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$$
 (10-18)

$$\sigma_{l4} = 0.2 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}}$$
 (10-19)

热处理钢筋一次张拉时,

$$\sigma_{l4} = 0.05 \,\sigma_{\text{con}} \tag{10-20}$$

超张拉时,

$$\sigma_{l4} = 0.035 \sigma_{con}$$
 (10-21)

当 $\sigma_{con} \leq 0.5 f_{ptk}$ 时,预应力钢筋的应力松弛损失值可取为零。

考虑时间影响的预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失值,可由公式 $(10-17)\sim(10-21)$ 算得的预应力损失值 σ_{4} 乘以相应的系数确定。

5. 混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失 σ_{15}

混凝土在空气中结硬时体积收缩,而在预压力作用下,混凝土沿压力方向的变形随时间而逐渐增大,即发生徐变。混凝土的收缩和徐变都导致预应力混凝土构件的长度缩短,使预应力钢筋回缩,产生预应力损失 σ_{l5} 。虽然混凝土的收缩与徐变是两种性质完全不同的变形现象,但均使预应力钢筋回缩,引起预应力钢筋应力损失,所以在此通常合在一起考虑。混凝土收缩和徐变引起的预应力损失很大,在曲线配筋的构件中,约占总损失的30%,在直线配筋构件中可达60%。对混凝土收缩、徐变的影响因素均对预应力损失 σ_{l5} 的数值大小有影响。《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定,混凝土收缩、徐变引起的预应力损失值可按下列方法确定:

(1)在一般情况下,对先张法、后张法构件受拉区纵向预应力钢筋的预应力损失值 σ_{ls} 和受压区纵向预应力钢筋的预应力损失值 σ_{ls} 可按下列公式计算(公式中的单位为 N/mm^2): 先张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}^{'}}}{1 + 15\rho}$$
 (10-22)

$$\sigma'_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15 \rho'}$$
 (10-23)

后张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho}$$
 (10-24)

$$\sigma'_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'}$$
 (10-25)

式中, σ_{pc} 、 σ_{pc} —受拉区、受压区预应力钢筋各自合力点处的混凝土法向压应力。此时,预应力损失值仅考虑混凝土预压前(第一批)的损失,其非预应力钢筋中的应力 σ_{ls} , σ_{ls} 值应取为零; σ_{pc} 0, σ_{pc} 0.5 f_{cu} 1,当 σ_{pc} 9为拉应力时,则(10-23)、式(10-25)中的 σ_{pc} 0应取为零。计算混凝土法向应力 σ_{pc} 9, σ_{pc} 时,可根据构件制作情况考虑自重的影响;

 f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

ρ、ρ'——受拉区、受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率: 对先张法构件

$$\rho = \frac{A_{p} + A_{s}}{A_{0}}, \quad \rho' = \frac{A_{p}' + A_{s}'}{A_{0}}$$
 (10-26)

对后张法构件

$$\rho = \frac{A_{\rm p} + A_{\rm s}}{A_{\rm p}}, \quad \rho' = \frac{A_{\rm p}' + A_{\rm s}'}{A_{\rm p}}$$
 (10-27)

此处, A_0 为构件的换算截面面积, A_n 为构件的净截面面积;对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件(如轴心受拉构件),配筋率 ρ 、 ρ 应分别按钢筋总截面面积的一半进行计算。

需要注意的是,公式要求 σ_{pc} , σ_{pc} 值不得大于 $0.5f_{cu}$, 也就是要求混凝土处于低应力的线性徐变状态下,若 σ_{pc} / f_{cu} 过高混凝土将处于非线性徐变状态,导致预应力损失显著增大。由此可见,过大的预压应力以及放张(先张法)或张拉(后张法)时混凝土实际抗压强度过低将大大增大徐变应力损失。

结构处于年平均相对湿度低于40%的环境下,将导致混凝土的收缩和徐变增大, σ_{l5} 及 σ_{l5} 值应增加30%。

当采用泵送混凝土时,宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值增大的 影响。

(2) 对重要结构构件, 当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变预应力损失值时,

可按《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)附录E进行计算。

由于后张法构件在开始施加预应力时,混凝土已完成部分收缩,故后张法的 σ_{ls} 及 σ_{ls} 值比先张法的低。

所有能减少混凝土收缩和徐变的措施,相应地都将减少 σ_{15} 及 σ_{15} 值,如采用高标号水泥,减少水泥用量,降低水灰比,采用干硬性混凝土;采用级配较好的骨料,加强振捣,提高混凝土的密实性;加强养护,以减少混凝土的收缩等。

6. 螺旋式预应力钢筋环形构件,预应力钢筋局部挤压引起的预应力损失 σ_{16}

对水管、蓄水池等圆形结构物,可配置螺旋式预应力钢筋采用后张法施加预应力。由于 预应力钢筋对混凝土的挤压,使环形构件的直径由d减小为 d_1 ,预应力钢筋中的拉应力就会 降低,从而引起预应力钢筋的应力损失 σ_{l6} 。

$$\sigma_{l6} = \frac{\pi d - \pi d_1}{\pi d} E_{sp} = \frac{\Delta d}{d} E_{sp}$$
 (10-28)

式中 $\Delta d=d-d_1$ 。由上式可见, σ_{16} 的大小与环形构件的直径d成反比,直径越小,应力损失越大,故《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定:

当
$$d \le 3000$$
mm时 $\sigma_{l6} = 30$ N/mm² (10-29)

$$d>3000$$
mm时, $\sigma_{l6}=0$ (10-30)

10.2.3 预应力损失值的组合

上述六项预应力损失,有的只发生在先张法构件中,有的只发生于后张法构件中,有的两种构件均有,而且是分批产生的。一般地,先张法构件的预应力损失有 σ_{11} , σ_{12} , σ_{14} , σ_{15} ; 而后张法构件有 σ_{11} , σ_{12} , σ_{14} , σ_{15} (当为环形构件时还有 σ_{16})。

预应力钢筋的有效预应力 σ_{pe} 定义为: 张拉控制应力 σ_{con} 扣除应力损失 σ_{r} 并考虑混凝土压缩引起的预应力钢筋应力降低后,在预应力钢筋内存在的预拉应力。因为各项预应力损失是先后发生的,所以有效预应力值亦随不同受力阶段而变。将预应力损失按各受力阶段进行组合,可计算出不同阶段预应力钢筋的有效预拉应力值,进而计算出在混凝土中建立的有效预应力 σ_{rec} 。

为了便于分析和计算,以"预压"为界,把预应力损失分成两批。这里所谓的"预压",对先张法,是指放松预应力钢筋(简称放张)时,对后张法,是指张拉预应力钢筋至 σ_{con} 锚固时。《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定,预应力构件在各阶段的预应力损失值直接表10-4的规定进行组合。

| ————————————————————————————————————— | | | | | |
|---------------------------------------|---|---------------------------------------|--|--|--|
| 预应力损失值的组合 | 先张法构件 | 后张法构件 | | | |
| 混凝土预压前 (第一批) 的损失 | $\sigma_{l1}+\sigma_{l2}+\sigma_{l3}+\sigma_{l4}$ | $\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$ | | | |
| 混凝土预压后(第二批)的损失 | σ_{l5} | $\sigma_{l4}+\sigma_{l5}+\sigma_{l6}$ | | | |

表10-4 各阶段的预应力损失值的组合

- 注: 1. 先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 $\sigma_{\!\scriptscriptstyle H}$ 在第一批和第二批损失中所占的比例,如需区分,可根据实际情况确定;
 - 2. 先张法构件当采用折线形预应力钢筋时,由于转向装置处的摩擦,故在混凝土预压前(第一批)的损失中计入 σ_{12} ,其值按实际情况确定。

考虑到各项预应力损失计算值与实际值的差异,以及预应力损失值的离散性,实际预应力损失值有可能比计算值高。为保证预应力混凝土构件有足够的抗裂度,《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定,对于先张法构件,当计算预应力总损失值σ小于100N/mm²

时,则 σ_1 取100N/mm²;对于后张法构件,当计算预应力总损失值 σ_1 小于80N/mm²时,则 σ_1 取80N/mm²。

当后张法构件的预应力钢筋采用分批张拉时,应考虑后批张拉钢筋所产生的混凝土压缩(或伸长)对先批张拉钢筋的影响,将先批张拉钢筋的张拉控制应力 σ_{con} 增加(或减小) $\alpha_{E}\sigma_{pci}$ 。此处, $\alpha_{E}\sigma_{pci}$ 为后批张拉钢筋在先批张拉钢筋重心处产生的混凝土法向应力。

10.2.4 先张法构件预应力钢筋的传递长度

先张法预应力混凝土构件的预应力是靠构件两端一定距离内钢筋和混凝土之间的粘结力传递,其传递必须在一定的传递长度内通过粘结力的积累完成。因此,在构件端部需经过一段长度 l_{tr} (l_{tr} 称为先张法构件预应力传递长度)才能在构件的中间区段建立起不变的有效预应力,如图10.15所示。预应力钢筋的自由端预拉应力为零,由于粘结力的存在,预应力钢筋的内缩受到混凝土的约束,随离端部距离的增大,预应力钢筋的预拉应力和混凝土中的预压应力将增大。预应力钢筋在长度 l_{tr} 内的粘结力与预应力钢筋的拉力平衡,自 l_{tr} 长度以外,预应力钢筋才建立起不变的预拉应力 σ_{pe} ,周围混凝土也建立起有效的预压应力 σ_{pe} 。在预应力钢筋传递长度内的预应力值较小,所以对先张法预应力混凝土构件端部进行斜截面抗剪承载力计算以及正截面、斜截面抗裂验算时,应考虑预应力钢筋在其传递长度范围内实际应力值的变化。由于粘结应力非均匀分布, l_{tr} 范围内钢筋与混凝土的预应力也为曲线变化(图10.15中虚线所示)。但为了简便起见,《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)将其简化为线性变化,并规定先张法构件预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 按下列公式计算:

$$l_{\rm tr} = \alpha \frac{\sigma_{\rm pe}}{f_{\rm tk}'} d \tag{10-31}$$

式中, σ_{pe} ——放张时预应力钢筋的有效预拉应力;

d——预应力钢筋的公称直径;

 α ——预应力钢筋的外形系数,按表2-5采用;

 f'_{tk} ——与放张时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的轴心抗拉强度标准值,可按线性内插法确定。

当采用骤然放松预应力钢筋施工工艺时,因构件端部一定长度范围内预应力钢筋与混凝土之间粘结力被破坏,因此*I*_{tr}的起点应从距构件末端0.25*I*_{tr}处开始计算。

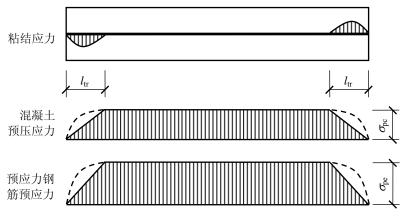


图10.15 先张法构件的预应力传递

需要注意,预应力传递长度 l_{tr} 和预应力钢筋锚固长度 l_{a} 是两个不同的概念,但两者的计算公式相似。前者是指在正常使用阶段,从预应力钢筋应力为零的端部到应力为 σ_{pe} 的长度;而后者是指当构件在外荷载作用下达到承载能力极限状态时,预应力钢筋的应力达到抗拉强

度设计值 f_{py} ,预应力钢筋不被拔出,预应力钢筋应力从端部的零到 f_{py} 的长度,预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按下列公式计算:

$$l_{\rm a} = \alpha \frac{f_{\rm py}}{f_{\rm s}} d \tag{10-32}$$

式中, f_{pv} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值;

d、α—___含义与式(10-31)中的相同;

 f_{1} ——混凝土轴心抗拉强度设计值,当混凝土强度等级大于C40时,按C40取值。

10.2.5 后张法构件锚固区局部承压计算

后张法构件预应力钢筋的预应力通过锚具经垫板传递给混凝土。由于混凝土受到的预压力很大,而锚具下垫板与混凝土接触面积往往又很小,锚具垫板下混凝土将承受较大的局部压力。在局部压力作用下,垫板下混凝土受到周围混凝土的约束,处于三轴受压状态。混凝土的三轴抗压强度取决于混凝土的单轴抗压强度及其受到的横向约束。尽管混凝土的三轴抗压强度高于它的单轴抗压强度,但当垫板下混凝土受到的压应力超过其三轴抗压强度时,混凝土也会发生局部受压破坏,从而引起预应力丧失,甚至整个构件破坏,因此,需要对构件锚固区的局部承压进行验算。

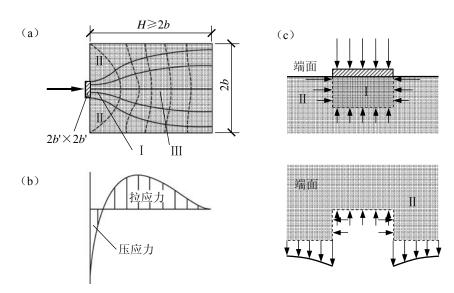


图 10.16 局部受压端的应力分布 (a) 主应力轨迹线和应力分区;(b) 中轴线横向应力分布;(c) I、II区受力

构件端部锚具下混凝土的应力分布非常复杂,是典型的三维应力状态。根据圣维南原理,离开局部压力作用端面一定距离($\geq 2b$)外的柱体可视作均匀的单轴应力状态。但是,在端部H < 2b范围内,因为两端压应力分布的差别,而产生了复杂的应力变化。除沿构件纵向的压应力 σ_x 外,还有横向应力 σ_y 。沿局部压力作用的中心线,纵向的压应力 σ_x 自左至右逐渐减小;横向应力 σ_y 在左端面为压应力,随着距端面距离增加逐渐转为拉应力,且在 $H = (0.6 \sim 1.0)$ b处出现最大拉应力,距离再继续增加($\geq 2b$)趋近于零,如图10.16a和图10.16b。

根据混凝土的应力状态,局部受压端面附近的混凝土可以分为三个区域,如图10.16a和图10.16c:局部压力作用面积($2b' \times 2b'$)下的混凝土,在局部压应力作用下产生横向膨胀变形,受到周围混凝土的约束而处于三轴受压状态(C/C/C,区域 I);区域 I 外围混凝土则因受向外挤压力而产生沿周边的水平拉应力,处于二轴拉拉状态(T/T,区域 II);在主应力轨迹线和水平拉应力范围则为三轴拉压状态(T/T/C,区域II)。各区域的具体范围和应

力值的大小取决于试件的形状和尺寸,以及局部受压面积和位置,并因此决定了构件的开裂、破坏过程和局部抗压强度值(f_{cb})。

从上述分析可知,在预应力混凝土的锚固区,既可能产生由于混凝土局部抗压强度不足而引起混凝土受压破坏,也可能产生由于横向拉应力超过混凝土的抗拉强度出现纵向裂缝而导致的局部破坏。《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定,后张法预应力混凝土构件,除了进行与先张法构件相同的施工阶段和使用阶段各自关于两种极限状态的计算外,为了防止构件锚固区端部发生局部受压破坏,还应进行施工阶段构件端部的局部抗压承载力计算

试验表明,发生局部受压破坏时混凝土抗压强度值大于单轴混凝土抗压强度值,抗压强度增大的幅度与直接受压面积和其周围混凝土面积的大小有关,即与局部受压的混凝土受到周围混凝土的约束程度有关,混凝土局部受压强度提高系数β,按式(10-34)计算。通常可在端部锚固区内配置方格网式或螺旋式间接钢筋,增加对混凝土的约束,提高局部抗压承载力并控制裂缝宽度。

1. 构件端部截面尺寸验算

试验表明,当设置的局部承压面积过小时,虽然可以增加配置间接钢筋提高局部抗压承载力满足其局部抗压承载力的要求,但垫板下的混凝土会产生过大的下沉变形,而导致构件局部破坏。为了避免构件端部截面尺寸过小,防止垫板下的混凝土产生大的下沉变形,配置间接钢筋的混凝土结构构件,其局部受压区的截面尺寸应满足下列要求:

$$F_l \le 1.35 \beta_c \beta_l f_c A_{ln} \tag{10-33}$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \tag{10-34}$$

- 式中, F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值,对后张法预应力混凝土构件中的锚具端部局部受压区,应取1.2倍控制张拉力(超张拉时还应再乘以相应增大系数),即1.2 $\sigma_{con}A_{p}$;
 - f_c——混凝土轴心抗压强度设计值,在后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中,应根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度f'cu值,按线性内插法确定对应的轴心抗压强度设计值;
 - β_c ——混凝土强度影响系数: 当混凝土强度等级不超过C50时,取 β_c =1.0; 当混凝土 强度等级等于C80时,取 β_c =0.8; 其间按线性插值取用。
 - β_l ——混凝土局部受压强度提高系数;
 - A₁——混凝土局部受压面积,当有垫板时可考虑预压力沿锚具垫圈边缘在垫板中按45°扩散后传至混凝土的受压面积,见10.17;
 - A_{In}——混凝土局部受压净面积,对后张法构件,应在 混凝土局部受压面积中扣除孔道、凹槽部分的面 和:
 - A_b ——局部受压的计算底面积,可根据局部受压面积 A_l 与计算底面积 A_b 按同心、对称的原则确定。常见情况 A_b 的面积可按图10.18取用。

当满足式(10-33)时,锚固区的抗裂要求一般均能满足。当不满足式(10-33)时,应加大端部锚固区的截面尺寸、调整锚具位置、提高混凝土强度等级或增大垫板厚度

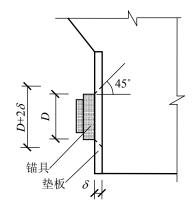


图 10.17 有垫板时混凝土的局部受压面积

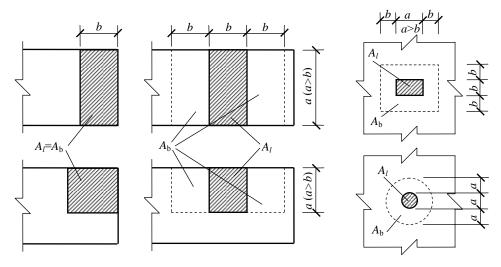


图 10.18 确定局部受压计算面积 Ab

2. 局部抗压承载力计算

在锚固区段配置间接钢筋(焊接钢筋网或螺旋式钢筋)限制了混凝土的横向膨胀,抑制 微裂缝开展,可以有效地提高锚固区段混凝土的局部抗压强度和变形能力,防止混凝土局部 受压破坏。试验表明,锚固区配置方格网式或螺旋式间接钢筋的构件,其局部抗压承载力可 由混凝土承载力项和间接钢筋承载力项之和组成。当核心面积 $A_{cor} \ge A_i$ 时(见图10.19),局 部抗压承载力按下式计算

$$F_{l} \le 0.9 \left(\beta_{c} \beta_{l} f_{c} + 2\alpha \rho_{v} \beta_{cor} f_{v}\right) A_{fn}$$
 (10-35)

当为方格网配筋时(图10.19a), 其体积配筋率ρ,按下式计算

$$\rho_{\rm v} = \frac{n_1 A_{\rm s1} l_1 + n_2 A_{\rm s2} l_2}{A_{\rm cor} s}$$
 (10-36)

此时,钢筋网两个方向上的单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于1.5。

当为螺旋式配筋时(图10.19b),其体积配筋率 ho_v 按下式计算

$$\rho_{\rm v} = \frac{4A_{\rm ss1}}{d_{\rm cor}s} \tag{10-37}$$

式中, F_l 、 β_c 、 β_l 、 f_c 、 A_{ln} 同式 (10-33);

 eta_{cor} ——配置间接钢筋的局部抗压承载力提高系数;

$$\beta_{\rm cor} = \sqrt{\frac{A_{\rm cor}}{A_{\rm l}}} \tag{10-38}$$

 α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数,其取值同第4章式(4-66)中的取值;

 A_{cor} —配置方格网或螺旋式间接钢筋内表面范围以内的混凝土核心面积(此处,不扣除孔道面积。经试验校核,在计算混凝土核心截面面积 A_{cor} 时,不扣除孔道面积计算比较合适。),当 A_{cor} > A_{b} 时,取 A_{cor} = A_{b} ;

 f_v ——间接钢筋的抗拉强度设计值;

 ρ_{v} ——间接钢筋的体积配筋率(核心面积 A_{cor} 范围内的单位混凝土体积所含间接钢筋体积),且要求 ρ_{v} \geqslant 0.5%;

 n_1 、 A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

 n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积;

 A_{ss1} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积;

dcor——螺旋式间接钢筋内表面范围以内的混凝土截面直径;

s——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距, 宜取 $30\sim80~\mathrm{mm}$ 。

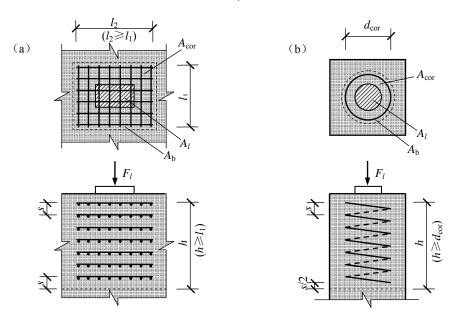


图 10.19 局部受压间接配筋 (a) 方格网配筋; (b) 螺旋配筋

间接钢筋应配置在图10.19所规定的高度h范围内,对方格网式钢筋,不应少于4片;对螺旋式钢筋,不应少于4圈。

如验算不能满足式(10-35)时,对于方格钢筋网,应增加钢筋根数、加大钢筋直径或减小钢筋网的间距;对于螺旋钢筋,应加大钢筋直径或减小螺距。

10.3 预应力混凝土轴心受拉构件的应力分析

预应力混凝土构件往往还配有非预应力钢筋,预应力钢筋的应力与非预应力钢筋的应力不同。预应力混凝土轴心受拉构件从张拉预应力钢筋开始到构件破坏为止,可分为两个阶段:施工阶段和使用阶段。每个阶段又包括若干受力过程,不同阶段预应力钢筋、非预应力钢筋及混凝土的应力不同,而且它们数值大小还与施工方法(先张法还是后张法)有关,如图10.20。

本节根据力的平衡及钢筋和混凝土的变形协调条件,分别对先张法和后张法预应力混凝土轴心受拉构件各阶段的预应力钢筋、非预应力钢筋及混凝土应力进行分析。在下面的分析中, A_p 和 A_s 分别表示预应力钢筋和非预应力钢筋的截面面积; σ_{pe} , σ_{s} 及 σ_{pc} 分别表示预应力钢筋、非预应力钢筋及混凝土的应力; A_c 表示混凝土截面面积;并在以下分析中规定: σ_{pe} 以受拉为正, σ_{pc} 及 σ_{s} 以受压为正。

10.3.1 先张法轴心受拉构件

1. 施工阶段

先张法预应力混凝土构件的施工开始于张拉预应力钢筋。制作先张法构件时,首先张拉

预应力钢筋至 σ_{con} ,并锚固于台座上,然后浇筑混凝土并进行养护。待混凝土强度达75% $f_{cu,k}$ 以上时,放松预应力钢筋。预应力钢筋放松之前,预应力钢筋已产生了第一批预应力损失 $\sigma_{II} = \sigma_{I1} + \sigma_{I3} + \sigma_{I4}$,而此时非预应力钢筋和混凝土的应力均为零。

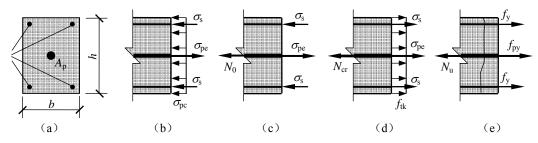


图 10.20 预应力轴心受拉构件各阶段计算简图

(a) 截面图; (b) 施工阶段; (c) 加载至混凝土应力为零; (d) 裂缝即将出现; (e) 承载力极限状态

(1) 放松预应力钢筋,压缩混凝土(完成第一批预应力损失 σ_{Π})

放松预应力钢筋,混凝土开始受压。此时,预应力钢筋受拉,混凝土和非预应力钢筋均受压,无外力作用,构成一自平衡体系,如图10.20b。非预应力钢筋和混凝土的应变相同,且均与预应力钢筋回缩的应变量相等。设此时混凝土的预压应力为 $\sigma_{pc}=\sigma_{pcI}$,则由变形协调条件可得

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcI} \tag{10-39}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_{\rm II} - \alpha_{\rm Ep} \sigma_{\rm pcI} \tag{10-40}$$

由平衡条件得

$$N = \sigma_{\rm pe} A_{\rm p} - \left(\sigma_{\rm pc} A_{\rm c} + \sigma_{\rm s} A_{\rm s}\right) = 0$$

即

$$\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II} - \alpha_{\text{Ep}}\sigma_{\text{pcI}}\right)A_{\text{p}} = \left(\sigma_{\text{pcI}}A_{\text{c}} + \alpha_{\text{E}}\sigma_{\text{pcI}}A_{\text{s}}\right)$$

解得

$$\sigma_{\text{pcI}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II}\right) A_{\text{p}}}{A_{\text{c}} + \alpha_{\text{E}} A_{\text{s}} + \alpha_{\text{Ep}} A_{\text{p}}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II}\right) A_{\text{p}}}{A_{0}}$$
(10-41)

式中, A_0 为构件的换算截面面积, $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_{Ep} A_p$, α_E 和 α_{Ep} 分别为非预应力钢筋和预应方钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量的比值。对先张法轴心受拉构件,混凝土截面面积为 $A_c = A - A_s - A_b$,A = bh 为构件的毛截面面积。

(2) 完成第二批预应力损失

当第二批预应力损失 $\sigma_{III}=\sigma_{I5}$ 完成后(此时 $\sigma_{I}=\sigma_{I1}+\sigma_{I3}+\sigma_{I4}+\sigma_{I5}$),由于混凝土的收缩和徐变以及压缩变形,导致预应力钢筋的拉应力降低,混凝土的预压应力下降。混凝土压应力由 σ_{pel} 降低至 σ_{pelI} ,非预应力钢筋的压应力降至 σ_{sil} ,预应力钢筋的拉应力也由 σ_{pel} 降至 σ_{pelI} 。这种应力损失引起的预应力下降使构件的抗裂能力降低,因而计算时应考虑其影响。为了简化计算,假定非预应力钢筋由于混凝土收缩、徐变引起的压应力增量与预应力钢筋的该项预应力损失值相同,即近似取 σ_{I5} 。此时

$$\sigma_{\rm pc} = \sigma_{\rm pcII} \tag{10-42}$$

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} + \sigma_{l5} \tag{10-43}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l - \alpha_{\rm Ep} \sigma_{\rm peII} \tag{10-44}$$

由平衡条件得

$$\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l} - \alpha_{\text{Ep}}\sigma_{\text{pcII}}\right)A_{\text{p}} = \sigma_{\text{pcII}}A_{\text{c}} + \left(\alpha_{\text{E}}\sigma_{\text{pcII}} + \sigma_{l5}\right)A_{\text{s}}$$

解得

$$\sigma_{\text{pcII}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l}\right) A_{\text{p}} - \sigma_{l5} A_{\text{s}}}{A_{0}}$$
 (10-45)

即为先张法预应力轴心受拉构件中建立的混凝土有效预压应力。

2. 使用阶段

使用阶段指从施加外荷载开始至构件破坏的阶段。

(1) 混凝土预压应力被抵消时

设此时的轴向拉力为 N_0 (见图10.20c),相应的预应力钢筋的有效应力为 σ_{p0} 。荷载从零至 N_0 ,混凝土的应力从 σ_{pcII} 变为零,其应力的变化量为 $-\sigma_{pcII}$,则预应力钢筋和非预应力钢筋应力的变化量分别为 $\alpha_{Ep}\sigma_{pcII}$ 和 $-\alpha_{E}\sigma_{pcII}$,则此时

$$\sigma_{\rm nc} = 0 \tag{10-46}$$

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} + \sigma_{l5} - \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} = \sigma_{l5}$$
 (10-47)

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_{Ep} \sigma_{peII} + \alpha_{Ep} \sigma_{peII} = \sigma_{con} - \sigma_l$$
 (10-48)

根据平衡条件,并利用式(10-45)

$$\begin{split} N_{0} &= \sigma_{\mathrm{pe}} A_{\mathrm{p}} - \sigma_{\mathrm{s}} A_{\mathrm{s}} = \left(\sigma_{\mathrm{con}} - \sigma_{l}\right) A_{\mathrm{p}} - \sigma_{l5} A_{\mathrm{s}} \\ &= \sigma_{\mathrm{pcII}} A_{0} \end{split} \tag{10-49}$$

因为,当轴向拉力N等于 N_0 时,构件截面上混凝土的应力为零,消除了混凝土截面上的预压应力,故 N_0 也称为"消压拉力"。此时,尽管构件截面上混凝土的应力为零,但预应力混凝土构件已承担外荷载产生的轴向拉力 N_0 。

(2) 混凝土即将开裂时

随着轴向拉力的继续增大,构件截面上混凝土将转而受拉,当拉应力达到混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 时,构件截面即将开裂,设相应的轴向拉力为 N_{cr} ,如图10.20d所示。荷载从 N_0 加至 N_{cr} ,混凝土的应力从零变为拉应力 f_{tk} ,其应力的变化量为 $-f_{tk}$,则预应力钢筋和非预应力钢筋应力的变化量分别为 $\alpha_{Ep}f_{tk}$ 和 $-\alpha_{E}f_{tk}$,则此时

$$\sigma_{\rm pc} = -f_{\rm tk} \tag{10-50}$$

$$\sigma_{\rm s} = \sigma_{l5} - \alpha_{\rm E} f_{\rm tk} \tag{10-51}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l + \alpha_{\rm Ep} f_{\rm tk} \tag{10-52}$$

根据平衡条件,并利用式(10-45)

$$\begin{split} N_{\rm cr} &= \sigma_{\rm pe} A_{\rm p} - \sigma_{\rm pc} A_{\rm c} - \sigma_{\rm s} A_{\rm s} \\ &= \left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{\it l} + \alpha_{\rm Ep} f_{\rm tk}\right) A_{\rm p} + f_{\rm tk} A_{\rm c} - \left(\sigma_{\it l5} - \alpha_{\rm E} f_{\rm tk}\right) A_{\rm s} \\ &= \left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{\it l}\right) A_{\rm p} - \sigma_{\it l5} A_{\rm s} + f_{\rm tk} \left(A_{\rm c} + \alpha_{\rm Ep} A_{\rm p} + \alpha_{\rm E} A_{\rm s}\right) \\ &= \sigma_{\rm pcII} A_{\rm 0} + f_{\rm tk} A_{\rm 0} \\ &= N_{\rm 0} + f_{\rm tk} A_{\rm 0} \\ &= \left(\sigma_{\rm pcII} + f_{\rm tk}\right) A_{\rm 0} \end{split} \tag{10-53}$$

上式即为预应力轴心受拉构件的开裂荷载,可作为使用阶段对先张法构件进行抗裂度验算的依据。

(3) 构件破坏时

轴心受拉构件混凝土开裂后,裂缝截面混凝土退出工作,全部荷载由预应力钢筋和非预应力钢筋承担。随着荷载继续增大,裂缝截面上预应力钢筋及非预应力钢筋先后屈服,贯通裂缝骤然加宽,构件破坏。相应的轴向拉力极限值(即极限承载力)为N_u,如图10.20e所示。

由平衡条件可得

$$N_{\rm u} = f_{\rm pv} A_{\rm p} + f_{\rm v} A_{\rm s} \tag{10-54}$$

上式可作为使用阶段对先张法构件进行承载能力极限状态计算的依据。

10.3.2 后张法轴心受拉构件

1. 施工阶段

后张法预应力混凝土构件预应力钢筋的张拉是在结硬后的混凝土构件上,张拉预应力钢筋的同时,混凝土和非预应力钢筋被压缩。

(1) 在构件上张拉预应力钢筋至 σ_{con} 时

在张拉预应力钢筋过程中,混凝土和非预应力钢筋同时被压缩。沿构件长度方向各截面均产生了数值不等的摩擦损失 $\sigma_{12}(x)$,在张拉端 $\sigma_{12}(x)=0$,离张拉端越远,该应力损失值越大。将预应力钢筋张拉到 σ_{con} 时,设任一截面处混凝土应力为 σ_{cc} ,从张拉端累积到该截面的摩擦损失为用 $\sigma_{12}(x)$,则此时该截面

$$\sigma_{\rm pc} = \sigma_{\rm cc} \tag{10-55}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_{I2}(x) \tag{10-56}$$

由非预应力钢筋和混凝土的变形协调条件,可得

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm cc} \tag{10-57}$$

由截面的平衡条件, 可得

$$N = \sigma_{\rm pe} A_{\rm p} - \sigma_{\rm pc} A_{\rm c} - \sigma_{\rm s} A_{\rm s} = 0$$

即

$$\sigma_{pe}A_{p} = \sigma_{pc}A_{c} + \sigma_{s}A_{s}$$

$$(\sigma_{con} - \sigma_{12}(x))A_{p} = \sigma_{cc}A_{c} + \alpha_{E}\sigma_{cc}A_{s}$$

解得

$$\sigma_{\rm cc} = \frac{\left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{l2}(x)\right)A_{\rm p}}{A_{\rm c} + \alpha_{\rm E}A_{\rm s}} = \frac{\left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{l2}(x)\right)A_{\rm p}}{A_{\rm n}}$$
(10-58)

式中, A_n 为构件扣除预应力钢筋后的换算面积, $A_n = A_c + \alpha_E A_s$,这里 $A_c = A - A_s - A_R$ 。

在张拉端, $\sigma_{D}(x)=0$,由式(10-58), σ_{cc} 达最大值,其值为

$$\sigma_{\rm cc} = \frac{\sigma_{\rm con} A_{\rm p}}{A_{\rm r}} \tag{10-59}$$

此值可作为施工阶段对后张法构件进行承载力验算的依据。

(2) 完成第一批预应力损失

当张拉完毕,将预应力钢筋锚固于构件上时,由于锚具变形和钢筋内缩产生预应力损失 σ_{l1} ,从而完成了第一批预应力损失, $\sigma_{l1}=\sigma_{l1}+\sigma_{l2}$ 。此时

$$\sigma_{\rm pc} = \sigma_{\rm pcl} \tag{10-60}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_{\rm II} \tag{10-61}$$

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcl} \tag{10-62}$$

由平衡方程,可得

$$(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II})A_{\text{p}} = \sigma_{\text{pcI}}A_{\text{c}} + \alpha_{\text{E}}\sigma_{\text{pcI}}A_{\text{s}}$$

解得

$$\sigma_{\text{pcI}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II}\right) A_{\text{p}}}{A_{\text{c}} + \alpha_{\text{E}} A_{\text{s}}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{II}\right) A_{\text{p}}}{A_{\text{n}}}$$
(10-63)

下面公式中 σ_{l5} 的计算,需要用到这里的 σ_{pcl} 。

(3) 完成第二批预应力损失时

由于预应力钢筋松弛、混凝土收缩徐变(对于环形构件还有挤压变形),引起预应力损失 σ_{l4} 和 σ_{l5} (以及 σ_{l6})。完成第二批损失 σ_{l1} = σ_{l4} + σ_{l5} (+ σ_{l6})时,总的预应力损失 σ_{l} = σ_{l1} + σ_{l2} + σ_{l4} + σ_{l5} (+ σ_{l6})。预应力钢筋的拉应力、混凝土的压应力以及非预应力钢筋的压应力均进一步降低,设此时混凝土的应力为 σ_{pcll} ,则

$$\sigma_{\rm pc} = \sigma_{\rm pcII}$$
 (10-64)

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l \tag{10-65}$$

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} + \sigma_{l5} \tag{10-66}$$

由平衡方程,可解得

$$\sigma_{\text{pcII}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l}\right) A_{\text{p}} - \sigma_{l5} A_{\text{s}}}{A_{\text{n}}}$$
(10-67)

即为后张法构件中最终建立的混凝土有效预压应力。

2. 使用阶段

(1) 混凝土预压应力被抵消时

荷载从零至 N_0 ,混凝土的应力从 σ_{pcII} 变为零,其应力的变化量为 $-\sigma_{pcII}$,则预应力钢筋和非预应力钢筋应力的变化量分别为 $\alpha_{Ep}\sigma_{pcII}$ 和 $-\alpha_{E}\sigma_{pcII}$,则此时

$$\sigma_{\rm pc} = \sigma_{\rm pcII} - \sigma_{\rm pcII} = 0 \tag{10-68}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l + \alpha_{\rm Ep} \sigma_{\rm pcII} \tag{10-69}$$

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} + \sigma_{l5} - \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pcII} = \sigma_{l5}$$
 (10-70)

由平衡条件, 可得

$$\begin{aligned} N_{0} &= \sigma_{\text{pe}} A_{\text{p}} - \sigma_{\text{s}} A_{\text{s}} \\ &= \left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l} + \alpha_{\text{Ep}} \sigma_{\text{pcII}} \right) A_{\text{p}} - \sigma_{l5} A_{\text{s}} \\ &= \sigma_{\text{pcII}} A_{\text{n}} + \alpha_{\text{Ep}} \sigma_{\text{pcII}} A_{\text{p}} \\ &= \sigma_{\text{pcII}} A_{0} \end{aligned}$$
(10-71)

对比上式和先张法 N_0 的计算公式(10-49),两者形式完全相同。但需要注意,式中 σ_{pcII} 不同,后张法构件采用式(10-67),而先张法构件采用式(10-45)。

(2) 混凝土即将开裂时

荷载从 N_0 增至 $N_{\rm cr}$,混凝土的应力从零变为 $f_{\rm tk}$,其应力的变化量为 $-f_{\rm tk}$,则预应力钢筋和非预应力钢筋应力的变化量分别为 $\alpha_{\rm Ep}f_{\rm tk}$ 和 $-\alpha_{\rm E}f_{\rm tk}$,则此时

$$\sigma_{\rm pc} = -f_{\rm tk} \tag{10-72}$$

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l + \alpha_{\rm Ep} \sigma_{\rm pcII} + \alpha_{\rm Ep} f_{\rm tk}$$
 (10-73)

$$\sigma_{\rm s} = \sigma_{\rm I5} - \alpha_{\rm E} f_{\rm tk} \tag{10-74}$$

由平衡条件可推出

$$\begin{aligned} N_{\rm cr} &= \sigma_{\rm pe} A_{\rm p} - \sigma_{\rm pc} A_{\rm c} - \sigma_{\rm s} A_{\rm s} \\ &= \left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{l} + \alpha_{\rm Ep} \sigma_{\rm peII} + \alpha_{\rm Ep} f_{\rm tk}\right) A_{\rm p} + f_{\rm tk} A_{\rm c} - \left(\sigma_{l5} - \alpha_{\rm E} f_{\rm tk}\right) A_{\rm s} \\ &= N_{\rm 0} + f_{\rm tk} A_{\rm 0} \\ &= \left(\sigma_{\rm peII} + f_{\rm tk}\right) A_{\rm 0} \end{aligned} \tag{10-75}$$

利用上式可对后张法轴心受拉构件使用阶段的抗裂度进行验算。

(3) 构件破坏时

构件开裂后,裂缝截面混凝土退出工作,全部荷载由预应力钢筋和非预应力钢筋承担。 裂缝截面上预应力钢筋及非预应力钢筋均屈服时,构件达到其极限承载力 N_u 。其破坏模式与 先张法构件完全相同,如图10.20e所示,因此,其轴向拉力极限值(即极限承载力)也与先 张法构件相同,即

$$N_{\rm u} = f_{\rm pv} A_{\rm p} + f_{\rm v} A_{\rm s} \tag{10-76}$$

上式可作为使用阶段对后张法构件进行承载能力极限状态计算的依据。

图10.21为后张法预应力轴心受拉构件和普通钢筋混凝土轴心受拉构件的钢筋和混凝土 应力在各阶段的变化图。通过对预应力混凝土与普通钢筋混凝土轴心受拉构件进行比较,可 进一步得到预应力混凝土构件的一些特点:

- ① 预应力钢筋从张拉直至破坏始终处于高拉应力状态, 而混凝土则在达到消压荷载 N_0 以前始终处于受压状态,预应力混凝土构件发挥了两种材料各自的特长。
- ② 预应力混凝土构件出现裂缝比普通钢筋混凝土构件迟得多,故构件的抗裂度大为提高,但预应力混凝土构件裂缝的出现与构件的破坏比较接近。
- ③ 当材料强度和截面尺寸相同时,预应力混凝土构件的承载能力与普通钢筋混凝土构件的承载能力相同。

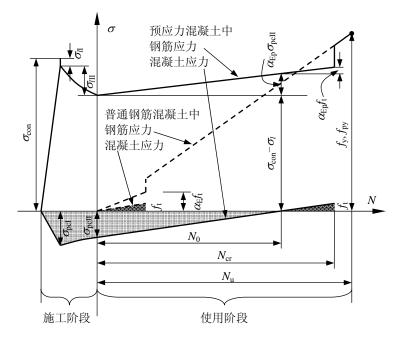


图 10.21 后张法预应力混凝土轴心受拉构件各阶段应力变化

10.3.3 先张法、后张法预应力轴心受拉构件应力状态和计算公式比较

- (1) 在上述对先张法、后张法预应力轴心受拉构件的分析中均假设预应力钢筋、非预应力钢筋和混凝土为线弹性材料;混凝土开裂之前钢筋与混凝土协调变形。所以,无论是对于先张法还是后张法,混凝土处于受压还是受拉状态,预应力钢筋应力的变化量均为混凝土应力变化量的 α_{Ep} 倍;非预应力钢筋应力的变化量均为混凝土应力变化量的 α_{Ep} 倍。
- (2)使用阶段 N_0 、 N_{cr} 和 N_u 的三个计算公式,不论先张法或后张法,公式形式都相同,但计算 N_0 和 N_{cr} 时先张法和后张法的 σ_{pcII} 不相同。
 - 在 $N_{\rm u}$ 的计算公式中与 $\sigma_{\rm pcII}$ 无关,先张法或后张法预应力混凝土轴心受拉构件的极限承载力相同,它们也与相同条件(截面尺寸及配筋均相同)的普通钢筋混凝土构件的极限承载力相同,而与预应力的存在与否及大小无关,即施加预应力不能提高轴心受拉构件的极限承载力。
 - ullet 比较预应力混凝土轴心受拉构件的开裂荷载 $N_{\rm cr} = \left(\sigma_{
 m pcII} + f_{
 m tk}\right)A_0 = N_0 + f_{
 m tk}A_0$ 和普通钢筋混凝土轴心受拉构件的开裂荷载 $N_{\rm cr} = f_{
 m tk}A_0$ 可知,预应力混凝土轴心受拉构件比相同条件的普通混凝土轴心受拉构件的开裂荷载提高了 $N_0 = \sigma_{
 m pcII}A_0$ 。故预应

力混凝土构件出现裂缝比钢筋混凝土构件迟得多,构件抗裂度大为提高,但出现裂缝时的荷载值与破坏荷载值比较接近,延性较差。

- (3) 尽管施加预应力不能提高轴心受拉构件的极限承载力,对于普通钢筋混凝土受拉构件,构件的开裂荷载很小,且混凝土开裂后,在钢筋应力很小时,因裂缝过大已不满足使用要求;而预应力混凝土受拉构件,构件的消压荷载和开裂荷载与混凝土有效预压应力值有关,它们的确定取决于混凝土的抗压强度,一般可以很高。另外,预应力钢筋从张拉直至构件破坏,始终处于高拉应力状态,预应力构件可以发挥钢筋和混凝土两种材料各自的特长。

10.4 预应力混凝土轴心受拉构件的计算和验算

为了保证预应力混凝土轴心受拉构件的可靠性,除要进行构件使用阶段的承载力计算、抗裂度验算或裂缝宽度验算外,还应对施工阶段的安全性进行验算,施工阶段安全性的验算主要包括张拉(或放松)预应力钢筋时混凝土抗压强度的验算以及后张法构件端部锚固区混凝土的局部受压验算。

10.4.1 施工阶段验算

1. 张拉(或放松)预应力钢筋时,构件承载力的验算

当放松预应力钢筋(先张法)或张拉预应力钢筋(后张法)时,混凝土将受到最大的预压应力 σ_{cc} ,而此时混凝土强度通常仅达到其设计强度的75%。为了保证在放松(或张拉)预应力钢筋时的安全,避免混凝土被压坏,应限制施加预应力过程中的混凝土所受到的压应力值。混凝土的预压应力应符合下列条件

$$\sigma_{\rm cc} \le 0.8 f_{\rm ck}^{'} \tag{10-77}$$

式中, $f_{ck}^{'}$ ——与放松(或张拉)预应力钢筋时混凝土立方体抗压强度 $f_{cu}^{'}$ 相应的轴心抗压强度标准值,可按附录2中的附表2-1以线性内插法取用。

先张法构件混凝土在放松(或切断)钢筋时,受到的预压应力最大。应按仅第一批预应力损失出现后的预应力钢筋内力值计算 σ_{cc} ,即

$$\sigma_{\rm cc} = \frac{\left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{\rm II}\right) A_{\rm p}}{A_{\rm 0}} \tag{10-78}$$

后张法张拉钢筋完毕至 σ_{con} ,而又未锚固时,张拉端锚固区混凝土受到的预压应力最大,且该处的摩擦预应力损失为零。因此,应按不考虑预应力损失的预应力钢筋内力值计算 σ_{cc} ,即

$$\sigma_{\rm cc} = \frac{\sigma_{\rm con} A_{\rm p}}{A_{\rm p}} \tag{10-79}$$

若采用超张拉工艺,式(10-79)中的 σ_{con} 应取相应的应力值,如1.05 σ_{con} 等。

2. 构件端部锚固区局部抗压承载力验算。 构件端部锚固区局部抗压承载力按照式(10-33)和(10-35)进行验算。

10.4.2 使用阶段的计算和验算

1. 构件承载力计算

在承载力极限状态,预应力混凝土轴心受拉构件,无论是先张法还是后张法构件,混凝土均退出工作,截面的计算简图如图10.20e所示,构件正截面抗拉承载力按下式计算

$$N \le N_{\rm u} = f_{\rm pv} A_{\rm p} + f_{\rm v} A_{\rm s} \tag{10-80}$$

式中, N——构件轴向拉力设计值;

Nu——构件所能承受的轴向拉力;

 f_{py} 、 f_{y} ——预应力钢筋及非预应力钢筋抗拉强度设计值;

 A_{p} 、 A_{s} ——预应力钢筋及非预应力钢筋的截面面积。

2. 抗裂度验算及裂缝宽度验算

由式(10-53)、式(10-75)可看出,如果轴向拉力值N不超过 $N_{\rm cr}$,构件不会开裂。其计算简图见图(10.20d),则要求

$$N \le N_{\rm cr} = \left(\sigma_{\rm pcII} + f_{\rm tk}\right) A_0 \tag{10-81}$$

将此式用应力形式表达,则可写成

$$\frac{N}{A_0} \le \sigma_{\text{peII}} + f_{\text{tk}} \tag{10-82}$$

$$\sigma_{\rm c} - \sigma_{\rm pcII} \le f_{\rm tk} \tag{10-83}$$

如果轴向拉力值N不超过 N_0 ,则构件中不会出现拉应力。同理,要求

$$\sigma_{\rm c} - \sigma_{\rm pcII} \le 0 \tag{10-84}$$

《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)将预应力混凝土构件的抗裂等级划分为三个裂缝控制等级。所以,对于预应力混凝土轴心受拉构件,应根据其所处环境类别和结构类别等选用相应的裂缝控制等级进行验算。

(1) 严格要求不出现裂缝的构件(一级)

在荷载效应的标准组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm pcII} \le 0 \tag{10-85}$$

即要求荷载效应的标准组合Nk下,构件截面混凝土不出现拉应力。

(2) 一般要求不出现裂缝的构件(二级)

对一般要求不出现裂缝的构件,要求在荷载效应的标准组合 N_k 下,构件截面混凝土可以出现拉应力,但拉应力小于混凝土抗拉强度的标准值而不能开裂。而在荷载效应的准永久组合 N_q 下,构件截面混凝土不出现拉应力。即应同时满足如下两个条件:

① 在荷载效应的标准组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm pcII} \le f_{\rm tk} \tag{10-86}$$

② 在荷载效应的准永久组合下符合下列规定:

$$\sigma_{\rm cq} - \sigma_{\rm pcII} \le 0 \tag{10-87}$$

式(10-85)至(10-87)中,

 σ_{ck} 、 σ_{cq} ——按荷载效应的标准组合、准永久组合抗裂验算处混凝土的法向应力;

$$\sigma_{\rm ck} = \frac{N_{\rm k}}{A_{\rm o}} \tag{10-88}$$

$$\sigma_{\rm eq} = \frac{N_{\rm q}}{A_{\rm o}} \tag{10-89}$$

 $N_{\mathbf{k}}$ 、 $N_{\mathbf{q}}$ ——按荷载效应的标准组合、准永久组合计算的轴向拉力值;

 A_0 ——构件的换算截面面积, $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_{Ep} A_p$, α_E 和 α_{Ep} 分别为非预应力钢筋

和预应力钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

 σ_{pcII} ——扣除全部预应力损失后混凝土的预压应力,对先张法和后张法分别按式(10-45)和式(10-67)计算;

 f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值,按附录2附表2-1取用。

(3) 允许出现裂缝的构件(三级)

按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度,应符合下列规定:

$$w_{\text{max}} \le w_{\text{lim}} \tag{10-90}$$

式中, w_{max}——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度;

w_{lim}——《混凝土结构耐久性设计规范》(GB/T 50476-2008)规定的表面裂缝计算 宽度限值,与结构的工作环境类别和作用等级等有关。

对于预应力混凝土轴心受拉构件,按荷载效应的标准组合,并考虑长期作用影响的最大 裂缝宽度,可按下列公式计算:

$$w_{\text{max}} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_{\text{sp}}} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right)$$
 (10-91)

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sk}}}$$
 (10-92)

$$d_{\rm eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \tag{10-93}$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_{\text{s}} + A_{\text{p}}}{A_{\text{te}}} \tag{10-94}$$

式中, α_{cr} ——构件受力特征系数,对预应力混凝土轴心受拉构件取2.2;

 ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,当 ψ <0.2时,取 ψ =0.2; 当 ψ >1.0时,

取 ψ =1.0;

 σ_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力,

$$\sigma_{\rm sk} = \frac{N_{\rm k} - N_{\rm p0}}{A_{\rm p} + A_{\rm s}};$$

N_k——按荷载效应的标准组合计算的轴向力;

 N_{p0} ——混凝土法向预应力等于零时,预应力钢筋及非预应力钢筋的合力;

 E_{sp} ——预应力钢筋弹性模量;

c——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离(单位为mm),当c<20mm时,取c=20mm; 当c>65mm时,取c=65mm;

 ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率; 在最大裂缝宽度计算中,当 ρ_{te} <0.01时,取 ρ_{te} =0.01;

 A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积,对轴心受拉构件,取构件截面面积, A_{te} =bh;

As——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积;

Ap——受拉区纵向预应力钢筋截面面积;

 d_{eq} 受拉区纵向钢筋的等效直径,mm;

 d_i ——受拉区第i种纵向钢筋的公称直径,mm;

 n_i ——受拉区第i种纵向钢筋的根数;

 v_i ——受拉区第i种纵向钢筋的相对粘结特性系数,按表10-5采用。

表10-5 钢筋的相对粘结特性系数

| 钢筋 | 非预应力钢筋 钢筋 | | 先张法预应力钢筋 | | 后张法预应力钢筋 | | | |
|-------|-----------|----------|----------|-----------|-------------|----------|-----|------|
| 类别 | 光圆钢筋 | 带肋 钢筋 | 带肋 钢筋 | 螺旋筋 钢丝 | 刻痕钢丝 钢绞线 | 带肋 钢筋 | 钢绞线 | 光圆钢丝 |
| v_i | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 0.8 | 0.6 | 0.8 | 0.5 | 0.4 |

注:对环氧树脂涂层带肋钢筋,其相对粘结特性系数应按表中系数的0.8倍取用。

【例 10-1 】已知一预应力混凝土屋架(跨度为 24000mm),其下弦杆截面为 $b \times h = 300$ mm×200mm的矩形,混凝土强度等级为C60,普通钢筋采用4根直径为14mm的 HRB400级热轧钢筋($A_s = 616$ mm²);预应力钢筋采用1×7标准型低松弛钢绞线束,每束4 ϕ °15.2(4×139=556mm²),锚具采用夹片式OVM锚具,一端张拉,锚具直径为120mm,锚具下有20mm厚垫板,孔道采用充压橡皮管抽芯成型。根据计算,该杆件承受内力为:永久荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{\rm Qk} = 850 \times 10^3$ N,可变荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{\rm Qk} = 350 \times 10^3$ N,可变荷载的准永久值系数 $\psi_{\rm Q} = 0.5$,结构重要性系数 $\eta_{\rm C} = 1.1$,裂缝控制等级为二级,即一般要求不出现裂缝。张拉控制应力 $\sigma_{\rm con} = 0.70 f_{\rm ptk}$,张拉时混凝土达到100%的设计强度。设计该屋架下弦杆。

〖解〗(1)材料特性

混凝土:由附录2附表2-1得,C60混凝土的 f_c =27.5N/mm², f_{ck} =38.5N/mm², f_t =2.04N/mm², f_{tk} =2.85N/mm², E_c =3.60×10⁴N/mm², 由表5-1知 α_1 =0.98, β_1 =0.78。

普通钢筋: 由附录2附表2-3得,HRB400钢筋的 f_y = f'_y =360N/mm², f_{yk} =400N/mm², E_s =2.0×10⁵N/mm²。

预应力钢筋: 由附录2附表2-4得,1×7标准型1860级低松弛钢绞线束的 f_{ptk} =1860N/mm², f_{py} =1320N/mm², E_{sp} =1.95×10⁵N/mm²。后张法钢绞线控制应力取 σ_{con} =0.70 f_{ptk} =0.70×1860=1302N/mm²。

(2) 截面内力计算

永久荷载标准值产生的的轴向拉力 $N_{\rm Gk}$ =850×10³N 可变荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{\rm Qk}$ =350×10³N 轴向拉力的标准组合值 $N_{\rm k}$ = $N_{\rm Gk}$ + $N_{\rm Qk}$ =850×10³+350×10³=1200×10³ N 轴向拉力的准永久组合值

 $N_{
m q}$ = $N_{
m Gk}$ + $\psi_{
m q}$ $N_{
m Qk}$ = 850×10^3 + $0.5\times350\times10^3$ = 1025×10^3 N 可变荷载效应控制的基本组合

 N_1 = $\gamma_{\rm G}N_{\rm Gk}$ + $\gamma_{\rm Q}N_{\rm Qk}$ = $1.2\times850\times10^3$ + $1.4\times350\times10^3$ = 1510×10^3 N 永久荷载效应控制的基本组合

 N_2 = $\gamma_G N_{Gk}$ + $\gamma_Q \psi_c N_{Qk}$ = $1.35 \times 850 \times 10^3$ + $1.4 \times 0.7 \times 350 \times 10^3$ = 1490.5×10^3 N 设计值取 N_1 和 N_2 的大者,则N= 1510×10^3 N。

(3) 钢筋面积计算

根据使用阶段的承载力,令 N_u = χ_0N ,由式(10-76)

$$A_{p} = \frac{\gamma_{0}N - f_{y}A_{s}}{f_{py}}$$
$$= \frac{1.1 \times 1510 \times 10^{3} - 360 \times 616}{1320} = 1090 \text{ mm}^{2}$$

采用2束1×7标准型低松弛钢绞线束,每束4 ϕ ^s15.2, A_p =2×4×139=1112mm²

(4) 截面几何特性(为简化,未考虑孔道对截面面积的影响)

预应力钢筋面积 A_n =1112mm²,非预应力钢筋面积 A_s =616mm²。

$$\alpha_{\rm Ep} = E_{\rm sp}/E_{\rm c} = 1.95 \times 10^5/(3.60 \times 10^4) = 5.4167$$

 $\alpha_{\rm E} = E_{\rm s}/E_{\rm c} = 2 \times 10^5/(3.60 \times 10^4) = 5.5556$

梁截面面积 $A=b\times h=300$ mm×200mm= 6×10^4 mm²

$$A_n = A + \alpha_E A_s = 6 \times 10^4 + 5.5556 \times 616 = 6.3422 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$A_0 = A_n + \alpha_{Ep} A_p = 6.3422 \times 10^4 + 5.4167 \times 1112 = 6.9445 \times 10^4 \text{mm}^2$$

- (5) 截面预应力损失计算
- ① 锚具变形损失 σ_{l1}

由表10-2得夹片式锚具因锚具变形和钢筋内缩值a=5mm,对于直线型孔道,由式(10-1)

$$\sigma_{II} = \frac{a}{l} E_{sp} = \frac{5}{24000} \times 1.95 \times 10^5 = 40.63 \text{ N/mm}^2$$

② 摩擦损失**σ**₂

由表10-3,充压橡皮管抽芯成型孔道的摩擦系数 κ 及 μ 值分别为 κ =0.0014m-1, μ =0.55。按 锚固端计算该项预应力损失, κ =24m, θ =0,则由式(10-12)得

$$\sigma_{l2} = \sigma_{l2} (24) = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{(\kappa x + \mu \theta)}} \right)$$
$$= 1302 \times \left(1 - \frac{1}{e^{(0.0014 \times 24 + 0.55 \times 0)}} \right) = 43.02 \text{ N/mm}^2$$

③ 松弛损失 o₄ (低松弛)

因控制应力 $\sigma_{con}=0.70f_{ptk}$,故采用式(10-18)计算,即

$$\sigma_{l4} = 0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}}$$

= 0.125 (0.7 - 0.5) × 1302 = 32.55 N/mm²

④ 混凝土的收缩徐变预应力损失 o15

混凝土达到100%的设计强度时开始张拉预应力钢筋, $f_{cu} = f_{cu,k} = 60 \text{ N/mm}^2$ 。

截面的配筋率

$$\rho = \frac{A_{\rm s} + A_{\rm s}}{A} = \frac{1112 + 616}{6 \times 10^4} = 0.0288$$

第一批预应力损失为

$$\sigma_{II} = \sigma_{I1} + \sigma_{I2} = 40.63 + 43.02 = 83.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{pcI}} = \frac{N_{\text{pI}}}{A_{\text{n}}} = \frac{A_{\text{p}} \left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{\text{II}}\right)}{A_{\text{n}}}$$

$$= \frac{1112 \times \left(1302 - 83.65\right)}{6.3422 \times 10^{4}}$$

$$= 21.32 \text{ N/mm}^{2} < 0.5 f_{\text{cu}}^{'} = 0.5 \times 60 = 30 \text{ N/mm}^{2}$$

由式 (10-24)

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}^{'}}}{1 + 15\rho} = \frac{35 + 280 \times \frac{21.32}{60}}{1 + 15 \times 0.0288} = 93.92 \text{ N/mm}^2$$

则第二批预应力损失为

$$\sigma_{III} = \sigma_{I4} + \sigma_{I5} = 32.55 + 93.92 = 126.47 \text{ N/mm}^2$$

总的预应力损失on为

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l11} = 83.65 + 126.47 = 210.12 \text{ N/mm}^2$$

> 80 N/mm²

(6) 裂缝控制验算

混凝土有效预压应力计算

$$\sigma_{\text{pcII}} = \frac{\left(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l}\right) A_{\text{p}} - \sigma_{l5} A_{\text{s}}}{A_{\text{n}}}$$

$$= \frac{\left(1302 - 210.12\right) \times 1112 - 93.92 \times 616}{6.3422 \times 10^{4}} = 18.23 \text{ N/mm}^{2}$$

① 荷载效应标准组合情况下

$$\sigma_{\rm ck} = \frac{N_{\rm k}}{A_{\rm o}} = \frac{1200 \times 10^3}{6.9445 \times 10^4} = 17.28 \text{ N/mm}^2$$

则 $\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm pell} = 17.28 - 18.25 = -0.95 \; {
m N/mm}^2 < f_{\rm t} = 2.85 \; {
m N/mm}^2$,满足要求。

② 荷载效应准永久组合情况下

$$\sigma_{\rm cq} = \frac{N_{\rm q}}{A_{\rm o}} = \frac{1025 \times 10^3}{6.9445 \times 10^4} = 14.76 \text{ N/mm}^2$$

则 $\sigma_{cq} - \sigma_{pcII} = 14.76 - 18.25 = -3.49 \text{ N/mm}^2 < 0$,满足要求。

(7) 施工阶段验算

最大张拉力

$$N_{\rm p} = \sigma_{\rm con} A_{\rm p}$$

= 1302×1112 = 1447.824×10³ N

截面上混凝土的最大压应力

$$\sigma_{cc} = \frac{N_p}{A_n} = \frac{1447.824 \times 10^3}{6.3422 \times 10^4}$$
$$= 22.83 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{ck}^{'} = 0.8 \times 38.5 = 30.80 \text{ N/mm}^2$$

满足要求

(8) 锚具下局部受压验算

① 端部受压区截面尺寸验算

OVM锚具的直径为120mm,锚具下垫板厚20mm,局部受压面积可按压力 F_l 从锚具边缘在垫板中按45°扩散的面积计算,在计算局部受压计算底面积时,近似地可按图10.22a两实线所围的矩形面积代替两个圆面积。

$$A_t = 300 \times (120 + 2 \times 20) = 48000 \text{ mm}^2$$

锚具下局部受压计算底面积

$$A_{\rm b} = 300 \times (160 + 2 \times 70) = 90000 \text{ mm}^2$$

混凝土局部受压净面积

$$A_{ln} = 300 \times (120 + 2 \times 20) - 2 \times \frac{\pi \times 55^2}{4} = 43248 \text{ mm}^2$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = \sqrt{\frac{90000}{48000}} = 1.3693$$

当 $f_{\text{cu,k}}$ =60N/mm²时,按直线内插法得 β_{c} =0.9333,按式(10-33)

$$F_l = 1.2\sigma_{con}A_p = 1.2 \times 1302 \times 1112 = 1737.389 \times 10^3 \,\mathrm{N}$$

$$\leq 1.35\beta_{c}\beta_{l}f_{c}A_{ln} = 1.35 \times 0.9333 \times 1.3693 \times 27.5 \times 43248 = 2051.882 \times 10^3 \,\mathrm{N}$$
 満足要求

② 局部抗压承载力计算

间接钢筋采用4片 ϕ 8方格焊接网片(A_s =50.3mm², f_y =210N/mm²),见图10.22b,间距 s=50mm,网片尺寸见图10.22d。

$$A_{\text{cor}} = 240 \times 240 = 57600 \text{ mm}^2 > A_l = 48000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_{\text{cor}} = \sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_l}} = \sqrt{\frac{57600}{48000}} = 1.0954$$

间接钢筋的体积配筋率

$$\rho_{v} = \frac{n_{1}A_{s1}l_{1} + n_{2}A_{s2}l_{2}}{A_{cor}s} = \frac{4 \times 50.3 \times 240 + 4 \times 50.3 \times 240}{57600 \times 50} = 0.0335$$

按式(10-35)

 $0.9(\beta_{c}\beta_{l}f_{c} + 2\alpha\rho_{v}\beta_{cor}f_{y})A_{ln}$ $= 0.9 \times (0.9333 \times 1.3693 \times 27.5 + 2 \times 0.9500 \times 0.0335 \times 1.0954 \times 210) \times 43248$

 $= 1937.822 \times 10^3 \,\mathrm{N} > F_l = 1737.389 \times 10^3 \,\mathrm{N}$

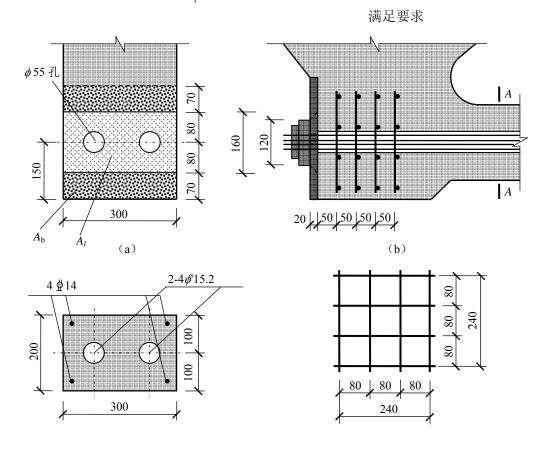


图10.22 【例10-1】图 (a) 受压面积图; (b) 下弦节点; (c) *A-A*断面配筋; (d) 钢筋网片

10.5 预应力混凝土受弯构件应力分析

与预应力混凝土轴心受拉构件类似, 预应力混凝土受弯构件的受力过程也分为施工和使 用两个阶段。

如前所述,预应力混凝土轴心受拉构件中,预应力钢筋 A_p 和非预应力钢筋 A_s 均在截面内对称布置,预应力钢筋的总拉力 $A_p\sigma_{pe}$ 作用在截面的形心轴上,可以认为在混凝土内建立的

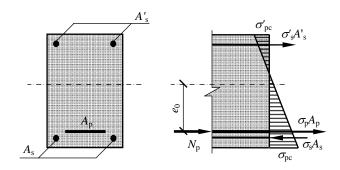


图 10.23 仅受拉区配置预应力钢筋的受弯截面应力

预压应力 σ_{pc} 是均匀分布的,即全截面均匀受压。然而,在预应力混凝土受弯构件中,预应力钢筋在截面内一般不会对称布置,沿构件长度方向,预应力钢筋的布置可能为直线型也可能为曲线型。通过张拉预应力钢筋所建立的混凝土预应力 σ_{pc} 值(一般为压应力,有时也可能为拉应力)沿截面高度方向是变化的。在受弯构件中,如果截面只配置预应力钢筋 A_p ,则预应力钢筋的总拉力 $A_p\sigma_{pc}$ 对截面是偏心的压力,应力图形为两个三角形,上边缘的预拉应力和下边缘的预压应力分别用 σ'_{pc} 、 σ_{pc} 表示,如图10.23。如果同时配置 $A_p\pi A'_p$ (一般 $A_p > A'_p$),则预应力钢筋 $A_p\pi A'_p$ 的张拉力的合力 $A_p\sigma_{pc}$,之间,此时混凝土的预应力图形有两种可能:如果 A'_p 较少,应力图形为两个三角形, σ'_{pc} 为拉应力;如果 A'_p 较多,应力图形为梯形, σ'_{pc} 为压应力,其值小于 σ_{pc} ,如图10.24。另外,为了防止构件在制作、运输和吊装等施工阶段出现裂缝,在梁的受拉区和受压区通常也配置一些非预应力钢筋 $A_s\pi A'_s$ 。

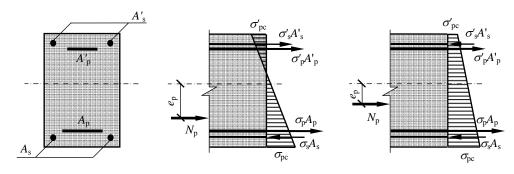


图 10.24 受拉区、受压区均配置预应力钢筋的受弯截面应力

由于对混凝土施加了预应力,使构件在使用阶段截面不产生拉应力或不开裂,因此,不论哪种应力图形,都可把预应力钢筋的合力视为作用在换算截面上的偏心压力,并把混凝土看作为理想弹性体。对于图10.24所示的配有预应力钢筋 A_p 、 A'_p 和非预应力钢筋 A_s 、 A'_s 的 受弯构件,根据截面的平衡条件,以及钢筋和混凝土变形协调条件,对预应力混凝土受弯构件各受力阶段的截面应力进行分析,可得出截面上混凝土法向预应力 σ_{pc} 、预应力钢筋的应力 σ_{pe} ,预应力钢筋和非预应力钢筋的合力 N_{p0} (N_p)及其偏心距 e_{p0} (e_{pn})等。

受弯构件分析中采用的面积、应力、压力等的符号与轴心受拉构件相同,但对于受压区的钢筋面积和应力符号加一撇;应力的正负号规定也与轴心受拉构件相同,即 σ_{pe} 以受拉为正, σ_{pc} 及 σ_{s} 以受压为正。

10.5.1 施工阶段

1. 先张法构件

对于先张法构件,如图10.25a,在进行截面分析时,把预应力钢筋的合力视为作用在配有预应力钢筋、非预应力钢筋的混凝土截面上,其换算截面面积和惯性矩分别为 A_0 和 I_0 ,则

$$\sigma_{\rm pc} = \frac{N_{\rm p0}}{A_{\rm o}} \pm \frac{N_{\rm p0} e_{\rm p0}}{I_{\rm o}} y_{\rm o} \tag{10-95}$$

$$N_{p0} = (\sigma_{con} - \sigma_{l}) A_{p} + (\sigma_{con}' - \sigma_{l}') A_{p}' - \sigma_{l5} A_{s} - \sigma_{l5}' A_{s}'$$
 (10-96)

$$e_{p0} = \frac{\left(\sigma_{con} - \sigma_{l}\right) A_{p} y_{p} - \left(\sigma_{con}^{'} - \sigma_{l}^{'}\right) A_{p}^{'} y_{p}^{'} - \sigma_{l5} A_{s} y_{s} + \sigma_{l5}^{'} A_{s}^{'} y_{s}^{'}}{\left(\sigma_{con}^{'} - \sigma_{l}\right) A_{p} + \left(\sigma_{con}^{'} - \sigma_{l}^{'}\right) A_{p}^{'} - \sigma_{l5} A_{s} - \sigma_{l5}^{'} A_{s}^{'}}$$
(10-97)

式中, A_0 ——换算截面面积, A_0 = A_c + $\alpha_E A_s$ + $\alpha_E A_s$ + $\alpha_E A_p$ + $\alpha_E A_p$, 其中 A_c =A- A_s - A_p , A为构件 截面面积。对由不同强度等级混凝土组成的截面,应根据混凝土弹性模量比值换 算成同一强度等级混凝土的截面面积;

 I_0 ——换算截面惯性矩;

y₀——换算截面重心至所计算纤维处的距离;

y_p、y'_p——受拉区、受压区的预应力钢筋合力点至换算截面重心的距离;

y_s、y'_s——受拉区、受压区的非预应力钢筋合力点至换算截面重心的距离;

 σ_{p0} 、 σ_{p0} 一受拉区、受压区的预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l, \quad \sigma_{p0}' = \sigma_{con}' - \sigma_l'$$
 (10-98)

加载前的施工阶段预应力钢筋及非预应力钢筋的应力分别为

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_{Ep} \sigma_{pc}, \quad \sigma_{pe}' = \sigma_{con}' - \sigma_l' - \alpha_{Ep} \sigma_{pc}'$$
 (10-99)

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E}\sigma_{\rm pc} + \sigma_l$$
, $\sigma_{\rm s}' = \alpha_{\rm E}\sigma_{\rm pc}' + \sigma_l'$ (10-100)

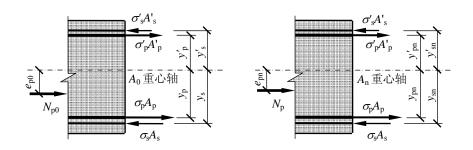


图 10.25 配有预应力钢筋和非预应力钢筋的受弯构件截面 (a) 先张法构件;(b) 后张法构件

2. 后张法构件

对于后张法构件,如图10.25b,在进行截面分析时,把预应力钢筋的合力视为作用在配有非预应力钢筋的混凝土截面上(与先张法的区别在于此处的换算面积不应包含预应力钢筋的换算面积),其换算截面面积和惯性矩分别为 A_n 和 I_n ,则

$$\sigma_{\rm pc} = \frac{N_{\rm p}}{A_{\rm n}} \pm \frac{N_{\rm p}e_{\rm pn}}{I_{\rm n}} y_{\rm n} \tag{10-101}$$

$$N_{p} = \sigma_{pe} A_{p} + \sigma_{pe} A_{p} - \sigma_{s} A_{s} - \sigma_{s} A_{s}$$
 (10-102)

$$e_{pn} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p y_{pn} + (\sigma_{con}' - \sigma_l') A_p' y_{pn}' - \sigma_{l5} A_s y_{sn} + \sigma_{l5}' A_s' y_{sn}'}{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p + (\sigma_{con}' - \sigma_l') A_p' - \sigma_{l5} A_s - \sigma_{l5}' A_s'}$$
(10-103)

式中, A_n ——不包含预应力钢筋作用的截面换算面积, $A_n = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_s'$ 。,其中 A_c 为混凝土(扣除孔道、凹槽等消弱部分以及非预应力钢筋所占面积后)的净面积。对由不同强度等级混凝土组成的截面,应根据混凝土弹性模量比值换算成同一强度等级混凝土的截面面积);

 I_n ——不包含预应力钢筋作用的换算截面惯性矩;

 $y_n \longrightarrow A_n$ 重心至所计算纤维处的距离;

 y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区的预应力钢筋合力点至 A_n 重心的距离;

 y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区的非预应力钢筋合力点至 A_n 重心的距离;

 σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效应力;

 σ_{s} 、 σ'_{s} ——受拉区、受压区非预应力钢筋的应力。

加载前的施工阶段预应力钢筋及非预应力钢筋的应力分别为

$$\sigma_{\rm pe} = \sigma_{\rm con} - \sigma_l \qquad \sigma_{\rm pe}' = \sigma_{\rm con}' - \sigma_l'$$
 (10-104)

$$\sigma_{\rm s} = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pc} + \sigma_{l}$$
 $\sigma_{\rm s}' = \alpha_{\rm E} \sigma_{\rm pc}' + \sigma_{l}'$ (10-105)

10.5.2 使用阶段

构件在外荷载M作用下,在截面混凝土上产生的应力为

$$\sigma = \frac{M}{I_0} y \tag{10-106}$$

式中, I_0 为换算截面的惯性矩,y为至换算截面重心的距离。则在截面受拉下边缘混凝土的法向应力为

$$\sigma = \frac{M}{W_0} \tag{10-107}$$

式中, W_0 为换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩, $W_0=I_0/y_{0l}$,其中 y_{0l} 为换算截面重心至受拉下边缘的距离。

1. 截面下边缘混凝土应力为零时

设此时的外荷载为 M_0 ,则外荷载 M_0 在截面下边缘混凝土产生的法向应力恰好抵消混凝土的预压应力 σ_{pell} ,即 $\sigma-\sigma_{pell}=0$,则有

$$M_0 = \sigma_{\text{pcII}} W_0 \tag{10-108}$$

式中的 σ_{pcll} 为第二批预应力损失完成后,受弯构件受拉边缘处的混凝土预压应力,对先张法和后张法分别按式(10-95)和(10-101)计算。

这里需注意的是,对于轴心受拉构件,当加荷至 N_0 时,全截面的混凝土应力均等于零。而对于受弯构件,当加荷至 M_0 时,仅截面受拉边缘处的混凝土应力为零,而截面上其他位置混凝土的应力并不为零。

2. 预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时

设此时的外荷载为 M_{0p} ,则在外荷载 M_{0p} 的作用下,在预应力钢筋合力点处产生的拉应

力恰好抵消该处混凝土的预压应力 σ_{pcpII} ,即 $\sigma-\sigma_{pcpII}$ =0。外荷载由零增加到 M_{0p} ,该处混凝土应力由 σ_{pcpII} 变为零,其变化量为 σ_{pcpII} 。所以,该处预应力钢筋应力的增加量为 $\alpha_{Ep}\sigma_{pcpII}$ 。对于先张法,此时预应力钢筋的应力为

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_{l} - \alpha_{Ep} \sigma_{pcpII} + \alpha_{Ep} \sigma_{pcpII}$$

$$= \sigma_{con} - \sigma_{l}$$
(10-109)

对于后张法, 此时预应力钢筋的应力为

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_{Ep} \sigma_{pcpII}$$
 (10-110)

式中, σ_{pcpII} 为第二批预应力损失完成后,受弯构件预应力钢筋合力点处混凝土的预压应力。为简化计算,可近似取等于混凝土截面下边缘的混凝土的预压应力 σ_{pcII} ,而将式(10-110)写成

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_{Ep} \sigma_{pcII}$$
 (10-111)

3. 截面受拉边缘混凝土即将开裂时

加荷至受拉边缘混凝土即将开裂时,设开裂弯矩为 M_{cr} 。对预应力混凝土受弯构件,确定 M_{cr} 通常有以下两种计算方法:

(1) 按弹性材料计算

不考虑受拉区混凝土的塑性,即构件截面上混凝土应力按直线分布(图10.26a),认为加荷至受拉边缘混凝土应力等于 f_{tk} 时构件开裂,则有

$$\frac{M_{\rm cr}}{W_0} - \sigma_{\rm pcII} = f_{\rm tk} \tag{10-112}$$

可得

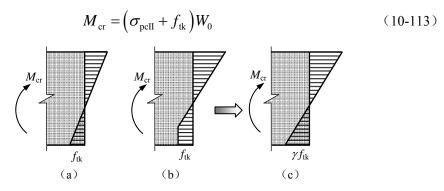


图10.26 开裂弯矩的确定

(a) 按弹性计算; (b) 按弹塑性计算; (c) 按塑性影响系数计算

(2) 考虑受拉区混凝土的塑性

考虑到在构件中混凝土开裂前将产生一定的塑性变形,假设其应力分布如图10.26b所示,则其受拉边缘开裂时的实际应变将大于按弹性计算时 f_{tk} 所对应的应变。通常是对混凝土的抗拉强度乘以一个大于1的系数来考虑混凝土受拉时的塑性对开裂荷载的影响,即认为受拉边缘混凝土的应力达到 γf_{tk} 时,构件开裂,如图10.26c所示。则构件开裂时,有

$$\frac{M_{\rm cr}}{W_0} - \sigma_{\rm pcII} = \gamma f_{\rm tk} \tag{10-114}$$

可得

$$M_{\rm cr} = \left(\sigma_{\rm pcII} + \gamma f_{\rm tk}\right) W_0 \tag{10-115}$$

式中, γ 为混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数,是一大于1的系数,其意义是将考虑混凝土塑性的受拉区应力等效转化为直线分布时,受拉边缘混凝土抗拉强度的增大系数。显然,考虑混凝土塑性后计算的开裂弯矩大于按弹性计算的开裂弯矩。根据平截面应变假定,可确定混凝土构件截面抵抗矩塑性影响系数基本值 γ_m ,常用截面形式的 γ_m 见附录3附表3-2,如矩形截面 γ_m =1.55,而混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数 γ 可按下式计算

$$\gamma = \left(0.7 + \frac{120}{h}\right)\gamma_{\rm m} \tag{10-116}$$

4. 破坏时的极限弯矩

当受拉区出现垂直裂缝时,裂缝截面受拉区混凝土退出工作,由钢筋承担全部拉力。 开裂后再继续增加荷载,受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的拉应力均逐渐增大,受压区混 凝土和非预应力钢筋的压应力也逐渐增大,而受压区预应力钢筋的拉应力逐渐减小。如果构 件钢筋配置适当,或者说混凝土受压区高度满足条件:

$$x \le x_{\rm b}$$

式中, x和x_b分别为截面的受压区计算高度和界限受压区计算高度。受拉区全部钢筋(包括 预应力及非预应力钢筋)首先屈服,而后受压区混凝土受压破坏。预应力混凝土受弯构件在 正截面承载力极限状态时的应力状态与钢筋混凝土受弯构件的相似,计算方法亦基本相同。 因此,施加预应力不能提高受弯构件的抗弯承载力。

如果同时在截面上部和下部均配置预应力钢筋,而且仍满足条件 $x \le x_b$,受拉钢筋仍将先达到屈服,而后受压区混凝土受压破坏,但此时受压区预应力钢筋应力总不会达到屈服,而且可能仍为拉力,其应力状态可根据控制应力大小确定。如果受压区预应力钢筋应力在受压区混凝土受压破坏时仍为拉力,它将降低构件抗弯承载能力。另外,受压区预压力还将降低受拉边缘混凝土的预压应力,使正截面抗裂度降低。由此可见,受压区预应力钢筋应尽量不用,只有在受拉区预应力钢筋张拉时会使上部边缘混凝土开裂时才使用。

10.6 预应力混凝土受弯构件挠度分析

预应力混凝土结构由于应用了高强度材料,和钢筋混凝土结构相比,截面尺寸相对较小,尤其是对大跨度结构,挠度问题需要特别注意。

10.6.1 预应力混凝土受弯构件的挠度和反拱

从广义来讲,挠度也包括反拱,但在预应力混凝土结构设计中,为了避免出错,通常 挠度是指由荷载引起的位移,而反拱是指由预加力引起的位移。尽管两者性质相同,均为垂 直于构件轴线的位移,但两者方向相反。在简支梁中,预加力产生向上的反拱,而荷载产生 向下的挠度,两者叠加后可能是向上的位移或向下的位移。

对挠度注意不够,特别是按全预应力设计的大跨度桥梁和房屋结构,往往会由于混凝土徐变的不断发展带来过度的反拱,影响结构的正常使用,国内外有许多这方面的经验教训。例如,在应用全预应力混凝土的铁路桥梁中,我国就曾发生过由于反拱的不断发展,影响桥面平整的现象。

由于混凝土的非线性性能,使得荷载及自重、预加力大小及预应力钢筋轮廓线的形状、

截面尺寸及构件跨度、混凝土的弹性模量、收缩和徐变、预应力钢材性能(有无屈服平台)、 钢材松弛值以及构件的端部约束等均对预应力混凝土构件挠度有影响,对预应力混凝土梁的 挠度进行精确计算是非常困难的。所以,在计算挠度时一般采用简化方法,将其分为混凝土 开裂之前和开裂之后两个阶段分别分析。在开裂前阶段,全截面混凝土都参与工作,将其看 成匀质弹性体,梁的挠度或反拱用材料力学的方法来计算。开裂后阶段,受拉区混凝土退出 工作,且受压区混凝土表现出一定的塑性性能,预应力梁的挠度计算应考虑开裂截面和材料 非线性性能的影响。在开裂前与开裂后的两种情况中,混凝土徐变都会造成梁在持久荷载作 用下挠度的不断增长。对长期挠度的计算,通常采用有效(长期)刚度的经验公式或对短期 挠度乘以长期折减系数的方法。

10.6.2 梁的荷载-挠度曲线

预应力混凝土简支梁在荷载作用下的总体性能可以在荷载-挠度曲线中得到很好的反映。图10.27所示为一配置高强钢丝或钢绞线预应力钢筋,而不配置非预应力钢筋适筋梁的跨中截面荷载-挠度曲线示意图。图中A点和B点分别表示初始预加力 $P_{\rm con}$ 和有效预加力 $P_{\rm e}$ 作用下梁的跨中截面理论反拱值(此时假定梁无自重),方向向上,数值分别为 $\delta_{\rm peon}$ 和 $\delta_{\rm pe}$ 。实际上一旦梁产生反拱,梁即支承于两端,梁的自重立即起作用并将产生一个向下的挠度 $\delta_{\rm g}$ 。同时,为了简化,假设预应力的各项损失值都在施加预应力后立即全部发生完毕。这样,在有效预加力 $P_{\rm e}$ 和梁自重共同作用下梁的总挠度(反拱)将为 $\delta_{\rm pe}$ - $\delta_{\rm g}$ 。此时,梁项面可能有较小的拉应力,最大压应力则发生于梁的底面(图10.27中的C点)。

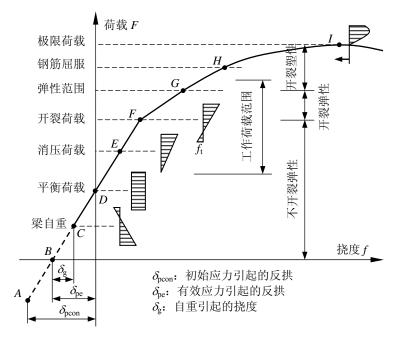


图 10.27 预应力混凝土适筋梁跨中截面荷载-挠度曲线示意图

对梁逐渐施加荷载,在一定条件下可能出现平衡荷载点(图10.27中的D点),此时,对梁施加的向下荷载产生的弯矩正好和预加力引起反向弯矩完全相等,梁就不再受有任何弯矩,梁的挠度为零,如同轴心受压杆件一样,沿梁全长各截面都只产生均匀压应力。当继续增加荷载时,将达到梁底混凝土应力为零的消压荷载点(图10.27中的E点),此时,跨中截面混凝土压应力分布将呈三角形。超过消压荷载E点,梁底混凝土开始受拉。当拉应力达到混凝土抗拉强度f(若考虑混凝土抗拉的塑性性能,则为f)时,梁底面出现裂缝。此时的荷载称为梁的开裂荷载,见图10.27中的F点。

梁从施加预应力起直到梁底面混凝土出现裂缝的开裂荷载为止,梁的受力反应基本上

都是线性的,习惯上称这一受力阶段为弹性阶段或不开裂弹性阶段。超过开裂荷载点F后,梁的荷载-挠度曲线发生转折,将沿FG方向发展,梁的刚度明显降低,挠度发展加快。但挠度与荷载的关系仍基本保持线性,习惯上称这一受力阶段为开裂弹性阶段。超过G点后,预应力钢材或压区混凝土进入非线性阶段,荷载-挠度关系偏离直线,开始出现曲线关系。当预应力钢筋达到条件屈服强度后(图10.27中的H点),挠度和裂缝均急剧增大,最后于最大弯矩截面或其附近位置,混凝土达到极限压应变值被压碎而引起梁的失效破坏。不过,当超过梁的极限强度(亦即极限荷载)之后,尽管梁能够承受的荷载已经开始下降,但挠度仍能继续增长。

与轴心受拉构件类似,对于预应力混凝土受弯构件预应力钢筋从张拉直至构件破坏始终处于高拉应力状态,而受拉区混凝土则在达到消压荷载以前始终处于受压状态,发挥了两种材料各自的特长;当材料强度和截面面尺寸相同时,预应力混凝土受弯构件的开裂荷载比普通钢筋混凝土受弯构件的开裂荷载大得多,故构件的抗裂度大为提高,但它们的极限弯矩基本相同,因此,预应力构件开裂弯矩与它的极限弯矩比较接近。

10.7 预应力混凝土受弯构件的设计计算

预应力混凝土受弯构件的设计计算包括使用阶段和施工阶段的计算和验算。需要对其使用阶段的承载力极限状态和正常使用极限状态进行计算以及施工阶段的承载力极限状态和抗裂度(或裂缝宽度)进行验算。

10.7.1 使用阶段的计算

使用阶段需要进行承载力极限状态和正常使用极限状态的计算,其内容有:正截面抗弯承载力及斜截面抗剪承载力计算;正截面抗裂度、斜截面抗裂度以及挠度验算。

1. 正截面抗弯承载力计算

(1) 预应力混凝土受弯构件计算特点

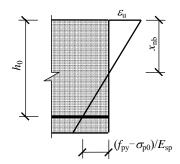
试验表明,预应力混凝土受弯构件与钢筋混凝土受弯构件相似,如果 $x \le x_b$,破坏时截面受拉区预应力钢筋先达到屈服强度,而后受压区混凝土被压碎截面破坏。受压区预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 、受拉非预应力钢筋 A_s 的应力均可按平截面假定确定。但预应力混凝土受弯构件的计算也有其特点:

① 界限破坏时截面受压区相对计算高度岛的确定

设受拉区预应力钢筋合力点处混凝土预压应力为零时,预应力钢筋中的应力为 σ_{p0} ,预拉应变为 $\varepsilon_{p0} = \sigma_{p0}/E_{sp}$ 。界限破坏时,受压区边缘混凝土的压应变达到混凝土的极限压应变 ε_{u} 的同时,受拉区预应力钢筋应力达到预应力钢筋抗拉强度设计值 f_{py} ,预应力钢筋 A_{p} 的应变为 $\varepsilon_{py} - \varepsilon_{p0}$,这是由于预应力钢筋合力点处混凝土预压应力为零时,预应力钢筋已有拉应变 ε_{p0} 。根据平截面假定,界限受压区相对计算高度 ξ_{0} 可按图10.28所示的几何关系确定:

$$\frac{x_{\text{nb}}}{h_0} = \frac{\varepsilon_{\text{u}}}{\varepsilon_{\text{u}} + \frac{f_{\text{py}} - \sigma_{\text{p0}}}{E_{\text{sp}}}}$$
(10-117)

由 $x_b=\beta_1x_{nb}$,可得



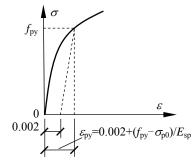


图 10.28 界限受压区高度

图 10.29 条件屈服钢筋的应变

$$\xi_{b} = \frac{x_{b}}{h_{0}} = \frac{\beta_{1}x_{nb}}{h_{0}} = \frac{\beta_{1}}{1 + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_{sp}\mathcal{E}_{u}}}$$
(10-118)

对于预应力混凝土结构中常用的钢丝、钢绞线、热处理钢筋等没有明显流幅的钢筋, 屈服强度采用条件屈服强度,图10.29。根据条件屈服强度的定义,钢筋的屈服应变为

$$\varepsilon_{\rm py} = 0.002 + \frac{f_{\rm py}}{E_{\rm sp}} \tag{10-119}$$

则

$$\xi_{b} = \frac{\beta_{l}}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{u}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_{sp}\varepsilon_{u}}}$$
(10-120)

当受弯构件受拉区配有不同种类的钢筋或预应力值不同时,其界限受压区相对计算高度应分别计算,并取较小值。

② 构件破坏时,受压区预应力钢筋应力 σ'_p 的计算

随着荷载的不断增大,在预应力钢筋 A'_p 重心处的混凝土压应力和压应变增加,预应力钢筋 A'_p 的拉应力随之减小,故截面到达破坏时, A'_p 的应力可能仍为拉应力,也可能变为压应力。若为压力其应力值也达不到它的抗压强度设计值,对于先张法构件

$$\sigma_{pe}' = (\sigma_{con}' - \sigma_{l}') - f_{py}' = \sigma_{p0}' - f_{py}'$$
 (10-121)

对于后张法构件

$$\sigma_{pe}' = (\sigma_{con}' - \sigma_{l}') + \alpha_{Ep} \sigma_{pcpII}' - f_{py}' = \sigma_{p0}' - f_{py}'$$
 (10-122)

③ 构件破坏时,受拉区预应力钢筋及非预应力钢筋应力的计算

构件破坏的标志是受压区混凝土被压碎,即混凝土受压区边缘应变为 ε_u ,根据平截面假定,可以得出不同位置钢筋应变和混凝土受压区计算高度的关系,如图10.30。不过在推导过程中,应注意预应力钢筋在施工阶段已有的预拉应力。

若第i层预应力钢筋到混凝土受压区边缘的距离为 h_{0i} ,则该预应力钢筋的应力 σ_{pi} 为

$$\sigma_{pi} = E_{sp} \varepsilon_{u} \left(\frac{\beta_{l} h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{p0i}$$
 (10-123)

若第j层非预应力钢筋到混凝土受压区边缘的距离为 h_{0j} ,则该非预应力钢筋的应力 σ_{sj} 为

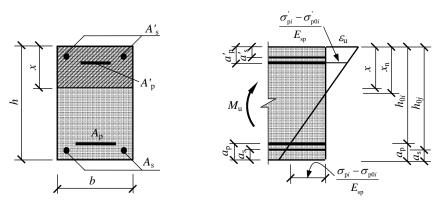


图 10.30 预应力混凝土受弯构件应变和受压区高度的关系

$$\sigma_{sj} = E_s \varepsilon_u \left(\frac{\beta_1 h_{0j}}{x} - 1 \right)$$
 (10-124)

式中, E_{sp} 、 E_{s} —分别为预应力钢筋、非预应力钢筋的弹性模量;

 σ_{pi} 、 σ_{sj} 一分别为第i层纵向预应力钢筋、第j层纵向非预应力钢筋的应力,正值代表拉应力、负值代表压应力;

 h_{0i} 、 h_{0j} 一分别为预应力纵向钢筋截面重心和非预应力纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离;

x——混凝土受压区计算高度;

 σ_{p0i} 一第i层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力。

受拉区预应力钢筋的应力 σ_{pi} 应符合下列条件

$$\sigma_{p0i} - f_{py}^{'} \le \sigma_{pi} \le f_{py} \tag{10-125}$$

当 σ_{pi} 为拉应力且其值大于 f_{py} 时,取 $\sigma_{pi}=f_{py}$; 当 σ_{pi} 为压应力且其绝对值大于($\sigma_{pi}-f_{py}$)的绝对值时,取 $\sigma_{pi}=\sigma_{pi}-f_{py}$ 。

非预应力钢筋应力 σ_{si} 应符合下列条件

$$-f_{\mathbf{y}}^{'} \le \sigma_{\mathbf{s}j} \le f_{\mathbf{y}} \tag{10-126}$$

当 σ_{sj} 为拉应力且其值大于 f_y 时,取 $\sigma_{sj}=f_y$; 当 σ_{sj} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时,取 $\sigma_{sj}=f'_y$ 。

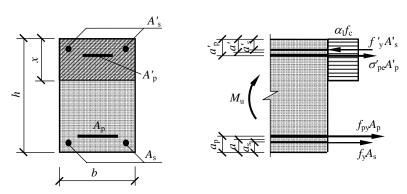


图 10.31 矩形截面预应力混凝土受弯构件正截面承载力计算

(2) 正截面抗弯承载力计算公式

预应力混凝土受弯构件正截面破坏前,受拉区预应力钢筋先达到屈服,然后当受压区边缘压应变达到混凝土的极限压应变值时截面破坏。截面破坏时,受拉区非预应力钢筋 A_s 和受压区非预应力钢筋 A_s' 的应力都能达到各自的屈服强度,而受压区预应力钢筋 A_p' 的应力为 σ'_{p0} - f'_{py} (先张法构件和后张法构件表达式相同),如图10.31。根据平衡条件可得到预应力混凝土受弯构件正截面抗弯承载力计算的基本公式为

$$\alpha_{1}f_{c}bx = f_{y}A_{s} - f_{y}A_{s}' + f_{py}A_{p} + (\sigma_{p0}' - f_{py}')A_{p}'$$
 (10-127)

$$M_{\rm u} = \alpha_1 f_{\rm c} bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{\rm y} A_{\rm s} \left(h_0 - a_{\rm s} \right) - \left(\sigma_{\rm p0} - f_{\rm py} \right) A_{\rm p} \left(h_0 - a_{\rm p} \right)$$
 (10-128)

公式的适用条件为

$$x \le \xi_{\mathbf{b}} h_0 \tag{10-129}$$

$$x \ge 2a' \tag{10-130}$$

式中, M_u ——正截面抗弯承载力;

 α_1 ——系数: 当混凝土强度等级不超过C50, α_1 =1.0; 当混凝土强度等级为C80, α_1 =0.94,其间按直线内插法取用;

fc——混凝土轴心抗压强度设计值;

 A_{s} 、 A'_{s} ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积;

 A_{p} 、 A'_{p} ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

 σ'_{p0} ——受压区纵向预应力钢筋 A'_p 合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋 应力;

b——矩形截面的宽度或倒T形截面的腹板宽度;

*a'*_s、*a'*_p——受压区纵向非预应力钢筋合力点、受压区纵向预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离。

a'——纵向受压钢筋合力点至受压区边缘的距离,当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋应力 $\sigma'_{pe} = \sigma'_{p0} - f'_{py}$ 为拉应力时,则式(10-130)中的a'用 a'_s 代替;

 h_0 截面的有效高度,为受拉区预应力和非预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离, $h_0=h-a$;

a——受拉区全部纵向钢筋合力点至截面受拉边缘的距离,按下式计算

$$a = \frac{f_{py}A_{p}a_{p} + f_{y}A_{s}a_{s}}{f_{py}A_{p} + f_{y}A_{s}}$$
(10-131)

 a_s 、 a_p ——受拉区纵向非预应力钢筋合力点、预应力钢筋合力点至截面受拉边缘的距离。

5.——界限受压区相对计算高度, 当截面受拉区配置有不同种类或不同预应力值的钢筋时, 5.应按式(10-118)或式(10-120)分别计算, 并取其较小值;

 x_b ——界限受压区计算高度, $x_b = \xi_b h_0$ 。

与普通混凝土受弯构件类似,满足式(10-129),能保证构件破坏时受拉纵筋达到屈服强度。而式(10-130)则是保证破坏时非预应力受压纵筋 A'_s 受压屈服,若x<2a'时,当 σ'_{pe} 为拉应力时,取 $x=2a'_s$,这时

$$M_{u} = f_{py}A_{p}(h - a_{p} - a'_{s}) + f_{y}A_{s}(h - a_{s} - a'_{s}) + (\sigma'_{p0} - f'_{py})A'_{p}(a'_{p} - a'_{s})$$
(10-132)

式(10-127)和式(10-128)适用于矩形截面和翼缘位于受拉边的T形截面预应力混凝土受弯构件,联立式(10-127)和式(10-128)可以解出两个独立的未知量。

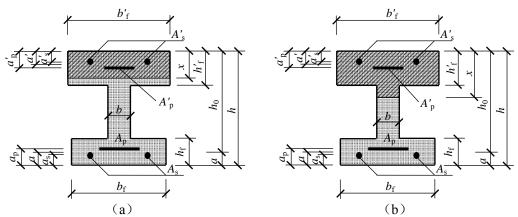


图 10.32 工字形截面受弯构件正截面承载力计算 (a) $x \le h'_f$; (b) $x \ge h'_f$

对于翼缘位于受压区的T形、工字形截面受弯构件,在进行正截面抗弯承载力计算时,应首先判断中和轴在翼缘内(第一类T形截面)还是在腹板内(第二类T形截面)。若

① 当符合下列条件时

$$f_{pv}A_{p} + f_{v}A_{s} \le \alpha_{1}f_{c}b_{f}h_{f} + f_{v}A_{s} - (\sigma_{p0} - f_{pv})A_{p}$$
 (10-133)

中和轴在受压翼缘内,属第一类T形截面,图10.32a。可按宽度为 b'_f 的矩形截面计算,将式(10-127)和式(10-128)中的b用T形截面的翼缘宽度 b'_f 代替后,即为该T形截面正截面抗弯承载力计算公式。

用T形截面的翼缘宽度 b'_f 代替b按式(10-127)和式(10-128)计算T形、工字形截面受 弯构件时,混凝土受压区高度仍应符合式(10-129)和式(10-130)的要求。不过,由于翼缘的高度较小,一般情况下,式(10-129)总能满足。

② 当
$$f_{py}A_{p} + f_{y}A_{s} > \alpha_{1}f_{c}b_{f}h_{f} + f_{y}A_{s} - (\sigma_{p0} - f_{py})A_{p}$$
 时,中和轴在腹板内,属第二类T

形截面,图10.32b。根据平衡条件,其正截面抗弯承载力应按下列公式计算

$$\alpha_{1}f_{c}\left[bx + (b_{f}^{'} - b)h_{f}^{'}\right] = f_{y}A_{s} - f_{y}A_{s}^{'} + f_{py}A_{p} + (\sigma_{p0}^{'} - f_{py}^{'})A_{p}^{'}$$
(10-134)

$$M_{u} = \alpha_{1} f_{c} bx \left(h_{0} - \frac{x}{2} \right) + \alpha_{1} f_{c} \left(b_{f}^{'} - b \right) h_{f}^{'} \left(h_{0} - \frac{h_{f}^{'}}{2} \right)$$

$$+ f_{y}^{'} A_{s}^{'} \left(h_{0} - a_{s}^{'} \right) - \left(\sigma_{p0}^{'} - f_{py}^{'} \right) A_{p}^{'} \left(h_{0} - a_{p}^{'} \right)$$

$$(10-135)$$

式中, h'f——T形、工字形截面受压翼缘高度;

 $b'_{\mathbf{f}}$ ——T形、工字形截面受压翼缘计算宽度。

按式(10-134)和式(10-135)计算T形、工字形截面受弯构件时,混凝土受压区计算高度仍应符合式(10-129)和式(10-130)的要求。由于中和轴在腹板内,一般情况下,式(10-130)总能满足。

2. 斜截面承载力计算

与普通混凝土受弯构件类似, 预应力混凝土受弯构件也包括斜截面抗剪承载力和斜截 面抗弯承载力的计算。

(1) 斜截面抗剪承载力

由于预应力混凝土构件的预加压力抑制了斜裂缝的出现和发展,增加了混凝土剪压区高度,从而提高了混凝土剪压区的抗剪承载力。因此,计算预应力混凝土梁的斜截面抗剪承载力,可在钢筋混凝土梁计算公式的基础上增加一项由预应力而提高的斜截面抗剪承载力项 V_p ,根据矩形截面有箍筋预应力混凝土梁的试验结果,得

$$V_{\rm p} = 0.05 N_{\rm p0} \tag{10-136}$$

而对T形和工字形截面一般也采用式(10-136)的关系。

因此,矩形、T形和工字形截面预应力混凝土受弯构件,当仅配置箍筋时,其斜截面抗剪承载力可按下列公式计算:

$$V \le V_{\rm u} = V_{\rm cs} + V_{\rm p} = 0.7 f_{\rm t} b h_0 + 1.25 f_{\rm yv} \frac{A_{\rm sv}}{s} h_0 + 0.05 N_{\rm p0}$$
 (10-137)

式中, V——构件斜截面上的最大剪力设计值;

 $V_{\rm u}$ ——构件斜截面的抗剪承载力;

 V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的抗剪承载力,其计算公式与普通混凝土受弯构件相同,按式(6-19)计算;

 V_{D} —由预加压力所提高的构件的抗剪承载力,按式(10-136)计算;

fi----混凝土抗拉强度设计值;

fw——箍筋抗拉强度设计值,按附录2附表2-3取用。

 A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢截面面积的总和, $A_{sv}=nA_{sv1}$,其中,n为同一截面内箍筋的肢数, A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积;

 N_{p0} 一计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力,当 N_{p0} >0.3 f_cA_0 时,取 N_{p0} =0.3 f_cA_0 ,此处 A_0 为构件的换算截面面积。对预应力混凝土受弯构件, N_{p0} 按下式计算:

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_{p} + \sigma'_{p0} A'_{p} - \sigma_{l5} A_{s} - \sigma'_{l5} A'_{s}$$
 (10-138)

一般情况下,预应力对梁的抗剪承载力起有利作用,斜截面抗剪承载力可按式(10-137)计算,这主要是因为当 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩方向相反时,预压应力能阻止斜裂缝的出现和开展,增加了混凝土剪压区高度,故而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。但对合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况,预应力对抗剪承载力起不利作用,故不予考虑,取 V_p =0。另外,对预应力混凝土连续梁尚未做深入研究;对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁,考虑到构件达到极限承载力时,预应力可能消失。故暂不考虑这两种情况时预应力对抗剪的有利作用,均应取 V_p =0。对先张法预应力混凝土构件,计算合力 N_{p0} 时,应考虑预应力钢筋传递长度的影响。

当配有非预应力弯起钢筋和预应力弯起钢筋时,其斜截面抗剪承载力为

$$V \le V_{\rm u} = V_{\rm cs} + V_{\rm p} + 0.8 f_{\rm y} A_{\rm sb} \sin \alpha_{\rm s} + 0.8 f_{\rm py} A_{\rm pb} \sin \alpha_{\rm p}$$
 (10-139)

式中, V——弯起钢筋处的剪力设计值;

 $V_{\rm u}$ ——构件斜截面的抗剪承载力;

V_{cs}——构件斜截面上混凝土和箍筋的抗剪承载力,其计算公式与普通混凝土受弯构件相同,按式(6-19)计算;

 V_p ——按式 (10-136) 计算的由于施加预应力所提高的截面抗剪承载力,但在计算 N_{p0}

时不考虑预应力弯起钢筋的作用;

 $A_{\rm sb}$ 、 $A_{\rm pb}$ ——同一弯起平面内非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积;

 α_s 、 α_p ——斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

对集中荷载作用下的独立梁(包括作用有多种荷载,且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力75%以上的情况),则公式(10-137)应改为

$$V \le V_{\rm u} = V_{\rm cs} + V_{\rm p} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{\rm t} b h_0 + f_{\rm yv} \frac{A_{\rm sv}}{s} h_0 + 0.05 N_{\rm p0}$$
 (10-140)

式中, λ ——计算截面的剪跨比, $\lambda = a/h_0$,a为计算截面至支座截面或节点边缘距离,计算截面取集中荷载作用点处的截面,当 $\lambda < 1.5$ 时,取 $\lambda = 1.5$;当 $\lambda > 3$ 时,取 $\lambda = 3$ 。计算截面至支座之间的箍筋应均匀配置。

$$V \le 0.25 \beta_c f_c b h_0 \tag{10-141}$$

当 h_{w}/b ≥6时,

$$V \le 0.20\beta_{c} f_{c} b h_{0} \tag{10-142}$$

当 4<hw/b<6时 按线性内插法确定。

式中, V——剪力设计值;

b——矩形截面宽度、T形截面或工字形截面的腹板宽度;

 h_{w} ——截面的腹板高度,矩形截面取有效高度 h_{0} ,T形截面取有效高度扣除翼缘高度,工字形截面取腹板净高。

矩形、T形、工字形截面的预应力混凝土受弯构件,均布荷载作用下,满足

$$V \le 0.7 f_t b h_0 + 0.05 N_{p0} \tag{10-143}$$

集中荷载作用下的独立梁,满足

$$V \le \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{t} b h_{0} + 0.05 N_{p0}$$
 (10-144)

均可不进行斜截面抗剪承载力计算,而仅需按构造要求配置箍筋。

上述预应力混凝土构件斜截面抗剪承载力计算公式的适用范围与钢筋混凝土受弯构件的相同。

(2) 斜截面抗弯承载力

预应力混凝土受弯构件中配置的纵向钢筋和箍筋,当符合《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)中关于纵筋的锚固、截断、弯起及箍筋的直径、间距等构造要求时,可不进行构件斜截面的抗弯承载力计算。

3. 受弯构件正截面裂缝控制验算

对预应力混凝土受弯构件,应按所处环境类别和结构类别等选用相应的裂缝控制等级,并进行受拉边缘法向应力或正截面裂缝宽度验算。其验算公式形式与预应力混凝土轴心受拉构件的验算公式相同,但由于受弯构件截面的应变和应力分布是不均匀的,因此,受弯构件验算时主要关注的是截面的受拉边缘。

(1) 严格要求不出现裂缝的构件(一级)

要求在荷载效应的标准组合 M_k 下,受弯构件的受拉边缘不允许出现拉应力,即在荷载效应的标准组合下,应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm pcII} \le 0 \tag{10-145}$$

由 $\sigma_{
m pcII}=rac{M_0}{W_0}$ 和 $\sigma_{
m ck}=rac{M_k}{W_0}$,式(10-145)可用弯矩的形式表达为

$$M_{k} \le \sigma_{\text{pcII}} W_0 = M_0 \tag{10-146}$$

式中, M₀为预应力混凝土受弯构件受拉边缘混凝土应力为零时所对应的弯矩。

- (2) 一般要求不出现裂缝的构件(二级)
- ① 要求在荷载效应的标准组合值 M_k 下,不允许开裂,即在荷载效应的标准组合下,应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm ncII} \le f_{\rm tk} \tag{10-147}$$

式(10-147)同样可以用弯矩的形式表达为

$$M_{k} \le M_{cr} \tag{10-148}$$

式中, $M_{\rm cr}$ 为预应力混凝土受弯构件按弹性方法计算的开裂弯矩, $M_{\rm cr} = \left(\sigma_{\rm pcII} + f_{\rm tk}\right)W_0$ 。若

考虑受拉区混凝土的塑性计算得到的开裂弯矩为 $M_{\rm cr} = \left(\sigma_{
m pcII} + \gamma f_{
m tk}\right) W_0$,其中的 γ 大于1。

考虑塑性后的开裂弯矩大于按弹性方法计算的开裂弯矩,因此,不考虑塑性的开裂限制比考虑塑性要求更严格。

② 要求在荷载效应的准永久组合值 M_q 下,受弯构件的受拉边缘不允许出现拉应力,即在荷载效应的准永久组合下符合下列规定:

$$\sigma_{\rm cq} - \sigma_{\rm pcII} \le 0 \tag{10-149}$$

由 $\sigma_{\rm cq} = \frac{M_{\rm q}}{W_{\rm 0}}$,用弯矩的形式表达为

$$M_{g} \le M_{0} \tag{10-150}$$

对预应力混凝土受弯构件,其预拉区在施工阶段出现裂缝的区段,式(10-145)至式(10-149)中的 σ_{pcll} 按乘以系数0.9后取用。

(3) 允许出现裂缝的构件(三级)

使用阶段允许出现裂缝的预应力混凝土构件,应验算裂缝宽度。按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度,应符合下列规定:

$$w_{\text{max}} \le w_{\text{lim}} \tag{10-151}$$

式中, w_{max}——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度;

w_{lim}——《混凝土结构耐久性设计规范》(GB/T 50476-2008)规定的表面裂缝计算 宽度限值。

在矩形、T形、倒T形和工字形截面的预应力混凝土受弯构件中,按荷载效应的标准组

合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{max} ,仍可按式(10-91)计算,但其中 α_{cr} 取1.7,有效受拉混凝土截面面积 A_{te} 及荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的受拉区纵向钢筋的等效应力 σ_{sk} ,分别按下列各式计算:

$$A_{te} = 0.5bh + (b_{f} - b)h_{f}$$
 (10-152)

$$\sigma_{\rm sk} = \frac{M_{\rm k} - N_{\rm p0} (z - e_{\rm p})}{(A_{\rm p} + A_{\rm s}) z}$$
(10-153)

$$z = \left[0.87 - 0.12 \left(1 - \gamma_{\rm f}^{'} \right) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0$$
 (10-154)

$$\gamma_{\rm f}' = \frac{\left(b_{\rm f}' - b\right)h_{\rm f}'}{bh_0}$$
(10-155)

$$e = e_{\rm p} + \frac{M_{\rm k}}{N_{\rm n0}} \tag{10-156}$$

式中, z——受拉区纵向非预应力钢筋和预应力钢筋合力点至受压区压力合力点的距离,见图10.33,按式(10-154)计算;

 e_p ——混凝土法向预应力等于零时,全部纵向预应力和非预应力钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的距离;

 $b'_{\rm f}$ 、 $h'_{\rm f}$ 一受压翼缘的宽度、高度,在式(10-155)中,当 $h'_{\rm f}$ >0.2 h_0 时,取 $h'_{\rm f}$ =0.2 h_0 ; $\gamma'_{\rm f}$ 一受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值,按式(10-155)计算;

 N_{p0} 计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力, N_{p0} 按下式计算:

$$N_{p0} = \sigma_{p0}A_{p} + \sigma'_{p0}A'_{p} - \sigma_{l5}A_{s} - \sigma'_{l5}A'_{s}$$
 (10-157)

M_k——荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的弯矩值。

对承受吊车荷载但不需做疲劳验算的受弯构件,可将计算求得的最大裂缝宽度乘以 0.85。

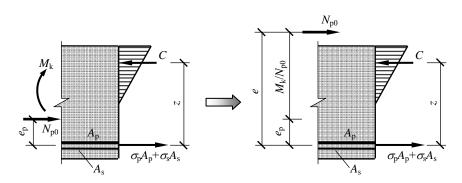


图 10.33 预应力钢筋和非预应力钢筋合力点至受压区合力点的距离

4. 预应力混凝土受弯构件斜截面裂缝控制验算

预应力混凝土构件中的应力往往很高,当主拉应力过高时,会产生与主拉应力方向垂直的裂缝;而过高的主压应力,也导致与其垂直方向混凝土抗拉强度的降低和受压裂缝的出现。

因而,《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)规定,预应力混凝土受弯构件斜截面的 裂缝控制验算,主要是对构件中的主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} 进行验算,使其不超过规定的 限值。

(1) 斜截面裂缝控制的规定

① 混凝土主拉应力

对严格要求不出现裂缝的构件(一级),应符合下列规定

$$\sigma_{\text{tp}} \le 0.85 f_{\text{tk}} \tag{10-158}$$

对一般要求不出现裂缝的构件(二级),应符合下列规定

$$\sigma_{\text{tp}} \le 0.95 f_{\text{tk}} \tag{10-159}$$

② 混凝土主压应力

对严格要求不出现裂缝(一级)和一般要求不出现裂缝(二级)的构件,均应符合下列 规定

$$\sigma_{\rm cp} \le 0.60 f_{\rm ck} \tag{10-160}$$

式中, σ_{tp} 、 σ_{cp} ——混凝土的主拉应力、主压应力;

 f_{tk} 、 f_{ck} ——混凝土的抗拉强度和抗压强度标准值;

0.85、0.95——考虑张拉时的不准确性和构件质量变异影响的经验系数;

0.6——经验系数,主要防止腹板在预应力和荷载作用下压坏,并考虑到主压应力过 大会导致斜截面抗裂能力降低。

(2) 混凝土主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} 的计算

预应力混凝土构件开裂前,基本上处于弹性工作状态,所以,混凝土的应力可以近似按弹性均质梁计算。图10.34为一预应力混凝士简支梁,构件中混凝土承受的应力来自荷载以及预应力钢筋所引起的预应力。

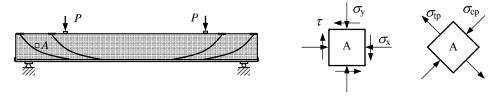


图10.34 预应力混凝土受弯构件中弯起钢筋附近应力分析

荷载作用下,截面上任一点A的正应力和剪应力分别为

$$\sigma_{\rm q} = \frac{M_{\rm k} y_0}{I_0}, \quad \tau_{\rm q} = \frac{V_{\rm k} S_0}{bI_0}$$
 (10-161)

如果梁中仅配预应力纵向钢筋,则将产生预应力 σ_{pell} ,在预应力和荷载的联合作用下,验算点沿梁纵轴方向(x方向)的混凝土法向应力为

$$\sigma_{x} = \sigma_{\text{peII}} + \sigma_{q} = \sigma_{\text{peII}} + \frac{M_{k} y_{0}}{I_{0}}$$
 (10-162)

式中, σ_{pell} ——扣除全部预应力损失后,验算点由预加力产生的混凝土法向应力,按式(10-95) 或式(10-101)计算;

y₀——换算截面重心至验算点的距离;

 I_0 ——换算截面惯性矩;

 V_k ——按荷载效应的标准组合计算的剪力值;

 S_0 ——验算点以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩。

如果梁中还配有预应力弯起钢筋,则不仅产生平行于梁纵轴方向(x方向)的预应力 σ_{pell} ,而且还产生垂直于梁纵轴方向(y方向)的预压应力 σ_{y} 以及预剪应力 τ_{pe} , τ_{pe} 值可分别按下列公式计算

$$\tau_{\rm pc} = \frac{S_0 \sum \sigma_{\rm pe} A_{\rm pb} \sin \alpha_{\rm p}}{b I_0}$$
 (10-163)

注意到Tpc与Tq的方向相反,对斜截面的抗裂有利,所以,验算点的剪应力为

$$\tau = \tau_{\text{q}} + \tau_{\text{pc}} = \frac{S_0 \left(V_{\text{k}} - \sum \sigma_{\text{pe}} A_{\text{pb}} \sin \alpha_{\text{p}} \right)}{b I_0}$$
 (10-164)

式中, σ_{pe} ——预应力弯起钢筋的有效预应力;

 A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积;

 α_{p} ——计算截面上验算点处预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

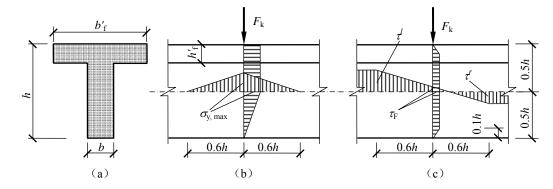


图10.35 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布 (a) 截面; (b) 竖向压应力 σ_y ; 剪应力 τ

对预应力混凝土吊车梁,当梁顶作用有较大集中力(如吊车轮压)时,在集中力作用点附近会产生竖向压应力 σ_y ,另外,集中力作用点附近剪应力也显著减小,这两者均可使主拉应力值减小。因而,集中竖向压力的作用对斜截面抗裂有利,应考虑其对斜截面抗裂的有利影响。上述集中竖向压力引起的正应力及剪应力的分布比较复杂,为简化计算采用直线分布。在集中力作用点两侧各0.6h的长度范围内,由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力和剪应力的分布,可按图10.35确定,其应力的最大值可按下列公式计算:

$$\sigma_{y} = \frac{0.6F_{k}}{hb} \tag{10-165}$$

$$\tau_{\rm F} = \frac{\tau^l - \tau^r}{2} \tag{10-166}$$

$$\tau^{l} = \frac{V_{k}^{l} S_{0}}{b I_{0}} \tag{10-167}$$

$$\tau^r = \frac{V_k^r S_0}{bI_0} \tag{10-168}$$

式中,t、t——位于集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧0.6h处的剪应力;

 τ_F —集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力;

 V_{k} 、 V_{k} ——集中荷载标准值 F_{k} 作用点左侧、右侧0.6h处的剪力标准值。

已知验算点处混凝土的正应力 σ_x 、 σ_y 和剪应力 τ 后,则主拉应力和主压应力可按下式求得

$$\frac{\sigma_{\text{tp}}}{\sigma_{\text{cp}}} = \frac{\sigma_{\text{x}} + \sigma_{\text{y}}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{x}} - \sigma_{\text{y}}}{2}\right)^{2} + \tau^{2}}$$
 (10-169)

式中的 σ_x 、 σ_y 和 τ 分别为验算点混凝土的水平正应力、竖向正应力和剪应力。

5. 受弯构件的挠度验算

与普通混凝土受弯构件不同,预应力混凝土受弯构件的挠度由两部分叠加而成。一部分是由荷载产生的挠度fi,另一部分是预加应力产生的反拱fp。

预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度,应按下列公式验算:

$$f_{\mathbf{l}} - f_{\mathbf{p}} \le \left[f \right] \tag{10-170}$$

式中, f---预应力混凝土受弯构件按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的挠度;

fp——预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预加应力反拱值;

[f]——挠度限值,按附录3附表3-1确定。

(1) 构件按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的挠度fi

预应力混凝土受弯构件按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的挠度 f_i ,可根据构件的刚度B,由材料力学公式求得。

在等截面构件中,可假定各同号弯矩区段内的刚度相等,并取用该区段内最大弯矩(即最小刚度)处的刚度。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍或不小于跨中截面刚度的1/2时,该跨也可按等刚度构件计算,其构件刚度可取跨中最大弯矩(即最小刚度)截面的刚度。

矩形、T形、倒T形和工字形截面受弯构件的刚度B,可按下列公式计算:

$$B = \frac{M_{\rm k}}{M_{\rm g}(\theta - 1) + M_{\rm k}} B_{\rm s} \tag{10-176}$$

式中, M_k——按荷载效应的标准组合计算的弯矩, 取计算区段内的最大弯矩值;

 M_0 ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩,取计算区段内的最大弯矩值;

 B_s ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度;

 θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数,预应力混凝土受弯构件,取 θ =2.0。 在荷载效应的标准组合作用下,预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s ,应根据对构件裂 缝的控制等级采用不同公式进行计算。

① 要求不出现裂缝的构件(裂缝控制等级为一级、二级)

$$B_{\rm s} = 0.85 E_{\rm c} I_0 \tag{10-171}$$

② 允许出现裂缝的构件(裂缝控制等级为三级)

$$B_{\rm s} = \frac{0.85E_{\rm c}I_{\rm 0}}{\kappa_{\rm cr} + (1 - \kappa_{\rm cr})\omega}$$
 (10-172)

$$\kappa_{\rm cr} = \frac{M_{\rm cr}}{M_{\rm k}} \tag{10-173}$$

$$\omega = \left(1 + \frac{0.21}{\alpha_{\rm E}\rho}\right) \left(1 + 0.45\gamma_{\rm f}\right) - 0.7\tag{10-174}$$

$$M_{\rm cr} = \left(\sigma_{\rm pcII} + \gamma f_{\rm tk}\right) W_0 \tag{10-175}$$

$$\gamma_{\rm f} = \frac{\left(b_{\rm f} - b\right)h_{\rm f}}{bh_{\rm o}} \tag{10-176}$$

式中, κ_{cr} 一预应力混凝土受弯构件正截面的开裂弯矩 M_{cr} 与荷载标准组合弯矩 M_{k} 的比值, 当 κ_{cr} > 1.0时,取 κ_{cr} = 1.0;

 γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数,取值与式(10-115)中 γ 的取值相同;

 σ_{pcII} ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算截面边缘的混凝土预压应力;

 $\alpha_{\rm E}$ ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值, $\alpha_{\rm E}=E_{\rm s}/E_{\rm c}$;

 ρ ——纵向受拉钢筋配筋率,对预应力混凝土受弯构件,取 ρ =($A_{\rm p}$ + $A_{\rm s}$)/(bh_0);

 I_0 ——换算截面惯性矩;

光——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

 $b_{\rm f}$ 、 $h_{\rm f}$ 一受拉区翼缘的宽度、高度。

对预压时预拉区出现裂缝的构件, B_s 应降低10%。

(2) 预加应力产生的反拱f_n

预应力混凝土构件在偏心距为 e_p 的总预压力 N_p 作用下将产生反拱 f_p ,其值可按两端有弯矩(等于 $N_p e_p$)作用的简支梁计算。设梁的跨度为l,截面弯曲刚度为B,则

$$f_{\rm p} = \frac{N_{\rm p} e_{\rm p} l^2}{8B} \tag{10-177}$$

式中的 $N_{\rm p}$ 、 $e_{\rm p}$ 及B应按下列不同情况取用不同数值。

① 荷载标准组合下的反拱值

荷载标准组合时的反拱值由构件施加预应力引起,按B=0.85 E_cI_0 计算,此时的 N_p 及 e_p 均按扣除第一批预应力损失值后的情况计算,先张法构件为 N_{p01} 及 e_{p01} ,后张法构件为 N_{p1} 及 e_{p01} 。

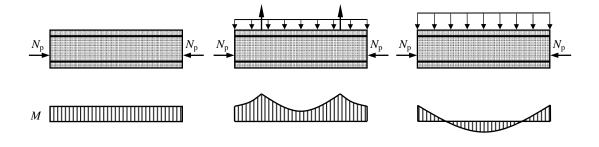
② 考虑预加应力长期影响下的反拱值

预加应力长期影响下的反拱值是由于使用阶段预应力的长期作用,预压区混凝土的徐变变形影响,使梁的反拱值增大,故使用阶段的反拱值可按刚度 B=0.425 E_cI_0 计算,此时的 N_p 及 e_p 均按扣除全部预应力损失值后的情况计算,先张法构件为 N_{pOII} 及 e_{poII} ,后张法构件为 N_{pII} 及 e_{poIII} 。

对重要的或特殊的预应力混凝土受弯构件的长期反拱值,可根据专门的试验分析确定或采用合理的收缩、徐变计算方法经分析确定;对恒载较小的构件,应考虑反拱过大对使用的不利影响。

10.7.2 施工阶段的验算

预应力混凝土受弯构件,特别是预制预应力混凝土构件在制作、运输及安装等施工阶段的受力状态,与使用阶段不相同,如图 10.36。在施工过程中,如果混凝土的拉应力超过其抗拉强度,将出现裂缝;如果混凝土受到的压应力过大,也会产生纵向裂缝,当超过其抗压强度时,混凝土也将破坏。施工阶段产生的裂缝,一些可能在使用荷载下闭合,对构件的承载能力影响不大,但会使构件使用阶段的抗裂度和刚度降低。因此,除对构件制作、运输及安装等施工阶段的承载力进行验算外,还必须对其抗裂度进行验算。《混凝土结构设计规范》



阶段 (b) 吊裝阶段 (c) 图 10.36 预应力混凝土构件在施工和使用阶段的受力状态

(GB 50010-2002)是采用限制构件边缘混凝土应力值的方法,来满足施工阶段对构件预拉 区抗裂度的要求,同时保证预压区混凝土的压应力小于其抗压强度。

1. 预拉区不允许出现裂缝的构件

(a) 制作阶段

对施工阶段预拉区不允许出现裂缝的构件,或预压时全截面受压的构件,在预加应力、自重及施工荷载作用下(必要时应考虑动力系数),截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ct} \le 1.0 f_{\rm tk}^{'}$$
 (10-178)

(c) 使用阶段

$$\sigma_{\rm cc} \le 0.8 f_{\rm ck}^{'} \tag{10-179}$$

式中, σ_{ct} 、 σ_{cc} —相应施工阶段截面边缘的混凝土拉应力和压应力;

f'_{tk}、f'_{ck}——分别为与各施工阶段混凝土立方体抗压强度f'_{cu}相应的抗拉强度标准值和 抗压强度标准值,根据附录2附表2-1按直线内插法取用。

下列构件属于预拉区不允许出现裂缝的构件:

- ① 使用荷载作用下受拉区允许开裂的构件,为防止裂缝上下贯通,预拉区不宜再有裂缝发生。
- ② 吊车梁一般需作疲劳验算,为避免使用阶段抗裂度降低和影响构件的工作性能,预拉区宜按不允许出现裂缝的条件设计。
- ③ 预拉区有较大翼缘的构件,因翼缘部分混凝土的抗裂弯矩作用较大,一旦发生裂缝,钢筋应力迅速增长,裂缝宽度开展较大,所以预拉区宜按不允许出现裂缝的条件设计。

2. 预拉区允许开裂的构件

对制作、运输及安装等施工阶段预拉区允许出现裂缝的构件,而预拉区又不配置预应力钢筋时,除应进行承载能力极限状态验算外,构件截面边缘和混凝土法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{\rm ct} \le 2.0 f_{\rm tk}^{'} \tag{10-180}$$

$$\sigma_{\rm cc} \le 0.8 f_{\rm ck}^{'} \tag{10-181}$$

式(10-180)的目的是限制预拉区的裂缝宽度和裂缝高度(即裂缝长度),满足此限制,裂缝宽度可控制在0.1mm以下,对T形和工字形截面的构件裂缝高度一般不会超过翼缘。

截面边缘的混凝土法向应力 σ_{ct} 、 σ_{cc} ,对先张法和后张法构件分别以 A_0 形心和 A_n 形心(图 10.37),按下式计算

$$\frac{\sigma_{\rm cc}}{\sigma_{\rm ct}} = \sigma_{\rm pc} + \frac{N_{\rm k}}{A_0} \pm \frac{M_{\rm k}}{W_0}$$
 (10-182)

- 式中, σ_{pc} ——相应施工阶段由预加应力产生的混凝土法向应力,对先张法和后张法构件分别按式(10-95)和(10-101)计算。当 σ_{pc} 为压应力时,取正值;当 σ_{pc} 为拉应力时,取负值;
 - N_k 、 M_k ——构件自重及施工荷载的标准组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值。 当 N_k 为轴向压力时,取正值;当 N_k 为轴向拉力时,取负值;对由 M_k 产生的边缘 应力,压应力取正号,拉应力取负号;
 - A_0 、 W_0 ——验算截面的换算截面面积和边缘的弹性抵抗矩。

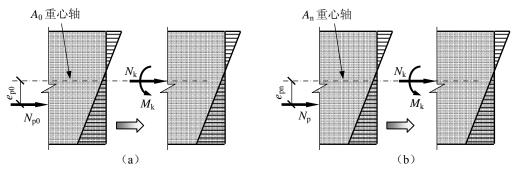
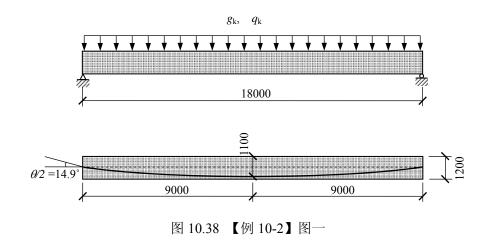


图 10.37 预应力混凝土构件施工阶段验算 (a) 先张法构件;(b) 后张法构件



【例10-2】后张法预应力混凝土简支梁,跨度l=18000mm,截面尺寸 $b \times h$ =500mm×1200mm。承受均布荷载,恒载标准值 g_k =25N/mm(包含自重),活载标准值 q_k =15N/mm,组合值系数 ψ_c =0.7,准永久值系数 ψ_q =0.5。梁内配置有粘结1×7标准型低松弛钢绞线束21 ϕ s12.7(A_p =21×98.7=2072.7mm²),锚具采用夹片式OVM锚具,两端张拉。孔道采用预埋波纹管成型,预应力筋曲线布置,曲线孔道为曲率半径 r_c =35000mm的圆弧,圆弧所对应的圆心角为 θ =0.52 rad(29.8°)。预应力钢筋端点处的切线倾角 θ /2=0.26rad(14.9°),曲线孔道的跨中截面 a_p =100mm, a_s =40mm;如图10.38所示。混凝土强度等级为C40。普通钢筋采用5根直径22mm的HRB335级热轧钢筋(A_s =1901mm²)。裂缝控制等级为二级,即一般要求不出现裂缝。试计算该简支梁跨中截面的预应力损失,并验算其正截面抗弯承载力和正截面抗裂能力是否满足要求(按单筋截面)。

〖解〗(1)材料特性

混凝土: 由附录2附表2-1得,C40混凝土的 f_c =19.1N/mm², f_{tk} =2.39N/mm², E_c =3.25×10⁴N/mm²,由表5-2知 α_1 =1.0, β_1 =0.8。

普通钢筋:由附录2附表2-3得,HRB335钢筋的 f_y = f'_y =300N/mm², E_s =2.0×10⁵N/mm²。 预应力钢筋:由附录2附表2-4得,1×7标准型1860级低松弛钢绞线束的 f_{ptk} =1860N/mm², f_{py} =1320N/mm², E_{sp} =1.95×10⁵N/mm²。由表10-1,后张法钢绞线控制应力取 σ_{con} =0.75 f_{ptk} =0.75×1860=1395N/mm²。

(2)截面几何特性(为了简化,未考虑孔道对截面面积和惯性矩的影响) 预应力钢筋面积 A_p =21×98.7=2072.7 mm^2 ,非预应力受拉钢筋面积 A_s =1901 mm^2 。

$$\alpha_{\rm Ep} = E_{\rm sp}/E_{\rm c} = 1.95 \times 10^5/(3.25 \times 10^4) = 6$$

 $\alpha_{\rm E} = E_{\rm s}/E_{\rm c} = 2 \times 10^5/(3.25 \times 10^4) = 6.1538$

梁截面面积

 $A=b\times h=500\text{mm}\times 1200\text{mm}=6\times 10^5\text{mm}^2$ $A_n=A+\alpha_E A_s=6\times 10^5+6.1538\times 1901=6.11698\times 10^5\text{mm}^2$ $A_0=A_n+\alpha_{Ep}A_p=6.11698\times 10^5+6\times 2072.7=6.24134\times 10^5\text{mm}^2$ $I=b\times h^3/12=500\times 1200^3/12=7.2\times 10^{10}\text{mm}^4$

惯性矩 $I=b \times h^3/12=500 \times 1200^3/$ y=h/2=1200/2=600mm

$$y_{n} = \frac{bh\frac{h}{2} + \alpha_{E}A_{s}a_{s}}{bh + \alpha_{E}A_{s}} = \frac{500 \times 1200 \times \frac{1200}{2} + 6.1538 \times 1901 \times 40}{500 \times 1200 + 6.1538 \times 1901}$$

$$= 589 \text{ mm}$$

$$I_{n} = I + A(y - y_{n})^{2} + \alpha_{E}A_{s}(y_{n} - a_{s})^{2}$$

$$= 7.2 \times 10^{10} + 500 \times 1200 \times (600 - 589)^{2} + 6.1538 \times 1901 \times (589 - 40)^{2}$$

$$= 7.5598501 \times 10^{10} \text{ mm}^{4}$$

$$y_0 = \frac{bh\frac{h}{2} + \alpha_E A_s a_s + \alpha_{Ep} A_p a_p}{bh + \alpha_E A_s + \alpha_{Ep} A_p}$$

$$= \frac{500 \times 1200 \times \frac{1200}{2} + 6.1538 \times 1901 \times 40 + 6 \times 2072.7 \times 100}{500 \times 1200 + 6.1538 \times 1901 + 6 \times 2072.7}$$

$$= 580 \text{ mm}$$

$$I_{0} = I + A(y - y_{0})^{2} + \alpha_{E}A_{s}(y_{0} - a_{s})^{2} + \alpha_{Ep}A_{p}(y_{0} - a_{p})^{2}$$

$$= 7.2 \times 10^{10} + 500 \times 1200 \times (600 - 580)^{2} + 6.1538 \times 1901 \times (580 - 40)^{2}$$

$$+6 \times 2072.7 \times (580 - 100)^{2}$$

$$= 7.8516546 \times 10^{10} \text{ mm}^{4}$$

受拉边缘截面抵抗矩 $W=b\times h^2/6=500\times 1200^2/6=1.2\times 10^8 \text{mm}^3$ 跨中截面预应力钢筋处截面抵抗矩

 $W_p = I/y_p = I/(h/2-a_p) = 7.2 \times 10^{10}/(600-100) = 1.44 \times 10^8 \text{mm}^3$

(3) 跨中截面弯矩计算

恒载产生的弯矩标准值 $M_{\rm Gk}=g_{\rm k}l^2/8=25\times18000^2/8=1.0125\times10^9$ N·mm 活载产生的弯矩标准值 $M_{\rm Qk}=g_{\rm q}l^2/8=15\times18000^2/8=0.6075\times10^9$ N·mm 跨中弯矩的标准组合值 $M_{\rm k}=M_{\rm Gk}+M_{\rm Qk}=1.0125\times10^9+0.6075\times10^9=1.62\times10^9$ N·mm 跨中弯矩的准永久组合值

 $M_{\rm q}$ = $M_{\rm Gk}$ + $\psi_{\rm q}M_{\rm Qk}$ =1.0125×10⁹+0.5×0.6075×10⁹=1.31625×10⁹ N·mm 可变荷载效应控制的基本组合

 M_1 = $\gamma_G M_{Gk}$ + $\gamma_Q M_{Qk}$ =1.2×1.0125×10⁹+1.4×0.6075×10⁹=2.0655×10⁹ N·mm 永久荷载效应控制的基本组合

 M_2 = $\gamma_G M_{Gk}$ + $\gamma_Q \psi_c M_{Qk}$ =1.35×1.0125×10⁹+1.4×0.7×0.6075×10⁹=1.962225×10⁹ N·mm 取 M_1 和 M_2 二者之中大者,得跨中弯矩设计值M=2.0655×10⁹ N·mm。

(4) 跨中截面预应力损失计算

由表10-2,夹片式锚具因锚具变形和钢筋内缩值a=5mm。由表10-3,预埋金属波纹管的摩擦系数 κ 及 μ 值分别为 κ =0.0015m $^{-1}$, μ =0.25。

① 锚具变形损失 σ_{l1}

按圆弧形曲线计算,反向摩擦影响长度由式(10-15)确定,即

$$l_{\rm f} = \sqrt{\frac{aE_{\rm s}}{1000\sigma_{\rm con}\left(\kappa + \frac{\mu}{r_{\rm c}}\right)}}$$
$$= \sqrt{\frac{5 \times 1.95 \times 10^5}{1000 \times 1395 \times \left(0.0015 + \frac{0.25}{35}\right)}} = 9 \text{ m}$$

可以看出,预应力曲线钢筋与孔道壁之间的反向摩擦影响程度正好等于梁跨度的一半,因此,由式(10-14)可得跨中由锚具变形引起的预应力损失

$$\sigma_{l1} = \sigma_{l1}(9) = 2\sigma_{con}l_{f}\left(\kappa + \frac{\mu}{r_{c}}\right)\left(1 - \frac{x}{l_{f}}\right)$$
$$= 2\sigma_{con}l_{f}\left(\kappa + \frac{\mu}{r_{c}}\right)\left(1 - \frac{9}{9}\right) = 0$$

② 摩擦损失*σ*₁₂

跨中处,x=l/2=9000mm=9m, θ =0.26rad,则由式(10-12)得

$$\sigma_{l2} = \sigma_{l2}(9) = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{(\kappa x + \mu \theta)}} \right)$$
$$= 1395 \times \left(1 - \frac{1}{e^{(0.0015 \times 9 + 0.25 \times 0.26)}} \right) = 105.32 \text{ N/mm}^2$$

③ 松弛损失 6/4 (低松弛)

因控制应力 σ_{con} =0.75 f_{ptk} ,故采用式(10-19)计算,即

$$\sigma_{l4} = 0.2 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}}$$
$$= 0.2 \times (0.75 - 0.575) \times 1395 = 49.83 \text{ N/mm}^2$$

④ 收缩徐变损失σ₁₅

设混凝土达到100%的设计强度时开始张拉预应力钢筋, $f_{cu}^{'}=f_{cu,k}=40 \text{ N/mm}^2$ 。

配筋率

$$\rho = \frac{A_{s} + A_{s}}{A}$$
$$= \frac{1901 + 2072.7}{6 \times 10^{5}} = 0.00662$$

钢筋混凝土的容重为25×10⁻⁶N/mm³,则沿梁长度方向的自重标准值为

$$g_{1k} = 25 \times 10^{-6} \times bh = 25 \times 10^{-6} \times 500 \times 1200 = 15 \text{ N/mm}$$

梁自重在跨中截面产生的弯矩标准值为

$$M_{\text{Glk}} = \frac{1}{8} g_{1k} l^2 = \frac{1}{8} \times 15 \times 18000^2 = 607.500 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

第一批损失

$$\sigma_{II} = \sigma_{I1} + \sigma_{I2} = 0 + 105.32 = 105.32 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{\rm pl} = A_{\rm p} \left(\sigma_{\rm con} - \sigma_{\rm II} \right) = 2072.7 \times \left(1395 - 105.32 \right) = 2673.120 \times 10^3 \text{ N}$$

再考虑梁自重影响,则受拉区预应力钢筋合力点处混凝土法向压应力为

$$\sigma_{\text{pcI}} = \frac{N_{\text{pI}}}{A_{\text{n}}} + \frac{N_{\text{pI}} (y_{\text{n}} - a_{\text{p}}) - M_{\text{G1k}}}{I_{\text{n}}} y_{\text{n}}$$

$$= \frac{2673.120 \times 10^{3}}{6.11698 \times 10^{5}} + \frac{2673.120 \times 10^{3} \times (589 - 100) - 607.500 \times 10^{6}}{7.5598501 \times 10^{10}} \times 589$$

$$= 9.82 \text{ N/mm}^{2} < 0.5 f_{\text{cu}}^{'} = 0.5 \times 40 = 20 \text{ N/mm}^{2}$$

由式 (10-24)

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} = \frac{35 + 280 \times \frac{9.82}{40}}{1 + 15 \times 0.00662} = 94.37 \text{ N/mm}^2$$

⑤ 跨中截面预应力总损失 6 和混凝土有效预应力

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 0 + 105.32 + 49.83 + 94.37 = 249.52 \text{ N/mm}^2$$

> 80 N/mm²

$$N_{p} = A_{p} (\sigma_{con} - \sigma_{l}) - A_{s} \sigma_{l5} = 2072.7 \times (1395 - 249.52) - 1901 \times 94.37$$
$$= 2194.839 \times 10^{3} \text{ N}$$

$$e_{pn} = \frac{A_{p} \left(\sigma_{con} - \sigma_{l}\right) \left(y_{n} - a_{p}\right) - A_{s} \sigma_{l5} \left(y_{n} - a_{s}\right)}{N_{p}}$$

$$= \frac{2072.7 \times \left(1395 - 249.52\right) \times \left(589 - 100\right) - 1901 \times 94.37 \times \left(589 - 40\right)}{2194.839 \times 10^{3}}$$

= 484 mm

截面受拉边缘处混凝土法向预压应力为

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p}}{A_{n}} + \frac{N_{p}e_{pn}}{I_{n}} y_{n}$$

$$= \frac{2194.839 \times 10^{3}}{6.11698 \times 10^{5}} + \frac{2194.839 \times 10^{3} \times 484}{7.5598501 \times 10^{10}} \times 589$$

$$= 11.86 \text{ N/mm}^{2}$$

预应力钢筋处混凝土法向预压应力为

$$\sigma_{\text{pcII}} = \frac{N_{\text{p}}}{A_{\text{n}}} + \frac{N_{\text{p}}e_{\text{pn}}}{I_{\text{n}}} (y_{\text{n}} - a_{\text{p}})$$

$$= \frac{2194.839 \times 10^{3}}{6.11698 \times 10^{5}} + \frac{2194.839 \times 10^{3} \times 484}{7.5598501 \times 10^{10}} \times (589 - 100)$$

$$= 10.46 \text{ N/mm}^{2}$$

- (5) 裂缝控制验算
- ① 荷载效应标准组合情况下

$$\sigma_{\rm ck} = \frac{M_{\rm k}}{I_0} y_0 = \frac{1.6 \times 10^9}{7.8516546 \times 10^{10}} \times 580 = 11.82 \text{ N/mm}^2$$

则 $\sigma_{\rm ck} - \sigma_{\rm pc} = 11.82 - 11.86 = -0.04 \; {
m N/mm^2} < f_{\rm tk} = 2.39 \; {
m N/mm^2}$,满足要求。

② 荷载效应准永久组合情况下

$$\sigma_{\rm cq} = \frac{M_{\rm q}}{I_0} y_0 = \frac{1.31625 \times 10^9}{7.8516546 \times 10^{10}} \times 580 = 9.72 \text{ N/mm}^2$$

则 $\sigma_{cq} - \sigma_{pc} = 9.72 - 11.86 = -2.14 \text{ N/mm}^2 < 0$,满足要求。

(6) 正截面承载力计算

承载力极限状态时,受拉区全部纵向钢筋合力作用位置,如图10.39。

$$a = \frac{A_{\rm p} f_{\rm py} a_{\rm p} + A_{\rm s} f_{\rm y} a_{\rm s}}{A_{\rm p} f_{\rm py} + A_{\rm s} f_{\rm y}}$$
$$= \frac{2072.7 \times 1320 \times 100 + 1901 \times 300 \times 40}{2072.7 \times 1320 + 1901 \times 300} = 85 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a = 1200 - 85 = 1115 \text{ mm}$$

求界限受压区相对计算高度货:

接
$$A_p$$
计算时 $h_{0i} = h - a_p = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$

预应力钢筋合力点处混凝土应力为零时的预应力钢筋有效应力为

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_{Ep} \sigma_{pcII}$$

= 1395 - 249.52 + 6×10.46 = 1208.24 N/mm²

由式 (10-120)

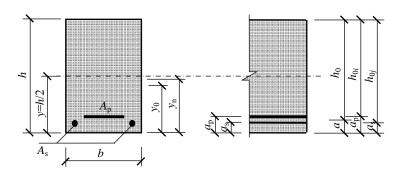


图 10.39 【例 10-2】图二

$$\xi_{bi} = \frac{x_{bi}}{h_{0i}} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_u} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_{sp}\varepsilon_u}}$$

$$= \frac{0.8}{1 + \frac{0.002}{0.0033} + \frac{1320 - 1208.24}{1.95 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.4495$$

$$x_{bi} = \xi_{bi} h_{0i} = 0.4495 \times 1100 = 494 \text{ mm}$$

接
$$A_s$$
计算时 $h_{0j} = h - a_s = 1200 - 40 = 1160 \text{ mm}$

对于非预应力钢筋,由式(5-67)

$$\xi_{bj} = \frac{x_{bj}}{h_{0j}} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_u}} = \frac{0.8}{1 + \frac{300}{2 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.5500$$

$$x_{bj} = \xi_{bj} h_{0j} = 0.5500 \times 1160 = 638 \text{ mm}$$

所以,取 $x_b=\min\{x_{bi},x_{bj}\}=494$ mm, $\xi_b=x_b/h_0=494/1115=0.4430$ 。 由截面法向力的平衡得

$$\alpha_1 f_{\rm c} b \xi h_0 = f_{\rm v} A_{\rm s} + f_{\rm pv} A_{\rm p}$$

则

$$\xi = \frac{f_{y}A_{s} + f_{py}A_{p}}{\alpha_{1}f_{c}bh_{0}} = \frac{360 \times 1901 + 1320 \times 2072.7}{1.0 \times 19.1 \times 500 \times 1115}$$
$$= 0.3212 < \xi_{b} = 0.4430$$

对受拉区全部纵筋合力点取矩,得梁正截面抗弯承载力为

$$\begin{split} M_{\rm u} &= \alpha_1 f_{\rm c} b h_0^2 \xi \left(1 - 0.5 \xi \right) \\ &= 1.0 \times 19.1 \times 500 \times 1115^2 \times 0.3212 \times \left(1 - 0.5 \times 0.3212 \right) \end{split}$$

 $= 3201.088 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > M = 2065.500 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

故梁正截面抗弯承载力满足要求。

10.8 预应力混凝土构件的构造要求

预应力混凝土结构构件除应满足普通钢筋混凝土结构构件有关的构造规定外,因其自身特点,根据预应力钢筋张拉工艺、锚固措施、预应力钢筋种类的不同,尚应满足相应构造要求的规定。构造问题关系到构件设计能否实现,必须高度重视。

1. 一般规定

对于预应力混凝土轴心受拉构件,通常采用正方形或矩形截面。对于预应力混凝土受弯构件,可采用T形、工字形、箱形等截面形式。

为了便于布置预应力钢筋以及施工阶段预压区有足够的抗压能力,可将截面设计成下部 翼缘比上部翼缘窄而高的上下不对称。截面形式沿构件纵轴线方向可根据构件的内力变化而 变化,如构件跨中截面为工字形,靠近支座附近为了承受较大的剪力并能有足够的位置布置 锚具,而在两端做成矩形截面。

由于预应力混凝土构件的抗裂度高,在使用阶段不开裂或裂缝宽度小,因此,其变形刚度大。在相同的变形限制条件下,预应力混凝土构件的截面尺寸可比普通钢筋混凝土构件的截面尺寸设计得小些,其高度大致可取相应普通钢筋混凝土梁高的 70%左右。与普通钢筋混凝土构件相同,在确定截面尺寸时,既要考虑构件承载能力,又要考虑抗裂和变形的要求,而且还必须考虑施工时模板制作、钢筋布置、锚具布置等要求。

预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于C40; 预应力钢筋宜采用预应力钢绞线、钢丝,也可采用热处理钢筋。

为了充分保证钢筋(丝)与混凝土之间的良好粘结,防止预应力钢筋(丝)放松时产生 纵向裂缝,必须有一定的保护层厚度。保护层厚度不应小于钢筋的直径或并筋的等效直径;不应小于骨料最大粒径的1.5倍,且应符合《混凝土结构耐久性设计规范》(GB/T 50476-2008)的规定。

当对后张法预应力混凝土构件端部有特殊要求时,可通过有限元方法分析设计。 后张法预应力钢筋所用锚具的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。 对外露金属锚具应采取可靠的防锈措施。

2. 非预应力钢筋

预应力混凝土构件中,除配置预应力钢筋外,为了防止施工阶段因混凝土收缩、温差及施加预应力过程中引起预拉区裂缝,防止构件在制作、堆放、运输、吊装时出现裂缝或减小裂缝宽度,可在构件截面(即预拉区)设置足够的非预应力钢筋。

(1) 纵向受力钢筋

当受拉区配置的预应力钢筋施加的预应力已能够使构件符合抗裂或裂缝宽度要求时,则 按承载力计算所需的其余受拉钢筋允许采用非预应力钢筋。

(2) 纵向非预应力构造钢筋

在后张法预应力混凝土构件的预拉区和预压区,应配置纵向非预应力构造钢筋; 预应力钢筋在构件端部全部弯起的受弯构件或直线配筋的先张法构件,当构件端部与下部支承结构焊接时,考虑混凝土收缩、徐变及温度变化所产生的不利影响,在构件端部可能产生裂缝的部位,应配置足够的非预应力纵向构造钢筋。

(3) 其他构造钢筋

先张法预应力混凝土构件, 预应力钢筋端部周围的混凝土应采取下列加强措施:

① 单根配置的预应力钢筋,其端部宜设置长度不小于 150mm,且不少于 4 圈的螺旋筋;有可靠经验时,亦可利用支座垫板上的插筋代替螺旋筋,但插筋数量不应少于 4 根,其长度

不宜小于 120mm;

- ② 对分散布置的多根预应力钢筋,在构件端部 10d(d 为预应力钢筋的公称直径)范围 内,应设置3~5片与预应力钢筋垂直的钢筋网;
 - ③ 采用预应力钢丝配筋的薄板,在板端 100mm 范围内应适当加密横向钢筋。
- ④ 槽形板类构件,应在构件端部 100mm 范围内沿构件板面设置附加横向钢筋,其数 量不应少于2根。
- ⑤ 预制肋形板, 宜设置加强其整体性和横向刚度的横肋, 端横肋的受力钢筋应弯入纵

肋内。当采用先张长线法生产有端横肋的预 应力混凝土肋形板时, 应在设计和制作上采 取防止放张预应力时端横肋产生裂缝的有效 措施。

后张法构件的端部锚固区,除按局部抗 压承载力计算配置间接钢筋外, 还应配置下 列构造钢筋。

① 为防止沿孔道产生劈裂,在局部受压 间接钢筋配置区以外, 在构件端部 3e(e 为 截面重心线上部或下部预应力钢筋之合力作 用点至邻近边缘的距离)但不大于 1.2h(h 为构件端部高度)的长度范围内,在 2e 高度 范围内均匀布置附加箍筋或网片,其体积配 筋率不应小于 0.5%, 如图 10.40 的虚线区域。

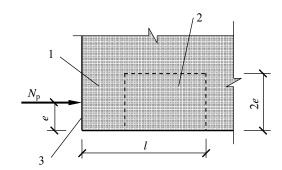


图 10.40 防止沿孔道劈裂的配筋范围 1-局部受压间接钢筋配置区; 2-附加配筋 区; 3-构件端面

② 当构件端部的预应力钢筋需集中布置在截面的下部或集中布置在上部和下部时,则 应在构件端部0.2h(h为构件端部的截面高度)范围内,设置附加竖向焊接钢筋网、封闭式 箍筋或其他形式的构造钢筋。其中附加竖向钢筋宜采用带肋钢筋, 其截面面积应符合下列规 定:

当
$$e \le 0.1h$$
时,
$$A_{sv} \ge 0.3 \frac{N_p}{f_v}$$
 (10-183)

 $\pm e > 0.2h$ 时,可根据实际情况适当配置构造钢筋。

式中, Asv——竖向附加钢筋截面积;

 $N_{\rm D}$ ——作用在构件端部截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力,可按公式(10-102) 计算,但应乘以预应力分项系数1.2,此时,仅考虑混凝土预压前的预应力损失值;

e——截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力点至截面近边缘的距离;

fv——竖向附加钢筋的抗拉强度设计值,按 附录2附表2-1采用。

- ③ 当端部截面上部和下部均有预应力钢筋 时,竖向附加钢筋的总截面面积按上部和下部的 预应力合力Np分别计算的面积叠加采用。
- ④ 当构件在端部有局部凹进时,应增设折线 构造钢筋(图10.41)或其他有效构造钢筋。
 - ⑤ 在预应力钢筋弯折处,应加密箍筋或沿弯

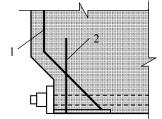


图 10.41 端部凹进处构造配筋 1-折线构造配筋; 2-竖向构造配筋

折处内侧布置非预应力钢筋网片,以加强在钢筋弯折区段的混凝土的局部抗压能力。

3. 预应力钢筋的构造规定

预应力钢筋直线布置最为简单,当荷载和跨度不大时,预应力钢筋可以直线布置,见图 10.42a,施工时用先张法或后张法均可。

当荷载和跨度较大时,为了承受支座附近区段的主拉应力及防止由于施加预压力而在预

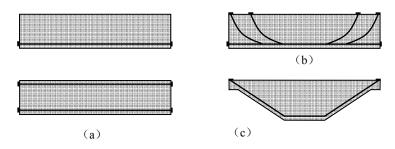


图 10.42 预应力钢筋的布置 (a) 直线形;(b) 曲线形;(c) 折线形

拉区产生裂缝,在靠近支座部位,可将一部分预应力钢筋弯起布置成曲线形(图10.42b)或折线形(图10-42c)。弯起的预应力钢筋宜沿构件端部均匀布置,施工时一般用后张法,不过,先张法构件的预应力钢筋也可采用折线形布置,如图10.2。

(1) 先张法构件

① 预应力钢筋的净距: 先张法预应力钢筋、钢丝或钢绞线的净间距应根据混凝土浇筑、预应力施加及钢筋锚固等要求确定,以确保预应力钢筋与混凝土之间有可靠的粘结。预应力钢筋之间的净间距不应小于其公称直径或等效直径的1.5倍,且对于热处理钢筋及钢丝,不应小于15mm;对于三股钢绞线不应小于20mm,七股钢绞线不应小于25mm。

先张法预应力钢丝按单根配筋困难时,可采用相同直径钢丝并筋的配筋方式,对双并筋 其等效直径应取为单筋直径的1.4倍,对三并筋其等效直径应取为单筋直径的1.7倍。

② 钢筋、钢丝的锚固: 为保证先张法预应力混凝土构件钢筋与混凝土之间有可靠的粘结,一般宜采用变形钢筋、刻痕钢丝或钢绞线等类钢材。当采用光面圆钢丝作预应力配筋时,应根据钢丝强度、直径及构件的受力特点采用适当措施,以保证钢丝在混凝土中可靠锚固。

(2) 后张法构件

后张法预应力混凝土构件的曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径不宜小于4000mm。对折线配筋的构件,在预应力钢筋弯折处的曲率半径可适当减小。

构件端部尺寸,应考虑锚具的布置、张拉设备的尺寸和局部受压的要求,必要时应适当加大。在预应力钢筋锚具下及张拉设备的支承处,应设置预埋钢垫板及横向钢筋网片或螺旋式钢筋等局部加强措施。

后张法预应力钢丝束、钢绞线束的预留孔道应符合下列规定:

- ① 对预制构件,孔道之间的水平净间距不宜小于 50mm; 孔道至构件边缘的净间距不 宜小于 30mm,且不宜小于孔道直径的一半;
- ② 在框架梁中,预留孔道在竖直方向的净间距不应小于孔道外径,水平方向的净间距不应小于 1.5 倍孔道外径;从孔壁算起的混凝土保护层厚度,梁底不宜小于 50mm,梁侧不宜小于 40mm;
- ③ 预留孔道的内径应比预应力钢丝束或钢绞线束外径及需穿过孔道的连接器外径大 10~15mm;
 - ④ 在构件两端及跨中应设置灌浆孔或排气孔,其孔距不宜大于12000mm;
 - ⑤ 凡制作时需要预先起拱的构件,预留孔道宜随构件同时起拱。

思考题

- 10.1 何谓预应力混凝土?与普通钢筋混凝土构件相比,预应力混凝土构件有什么优缺点。
- 10.2 为什么在钢筋混凝土受弯构件中不能有效地利用高强度钢筋和高强度混凝土? 而在预应力混凝土构件中必须采用高强度钢筋和高强度混凝土?
- 10.3 施加预应力的先张法和后张法的施工过程有什么不同? 试简述它们各自的优缺点及应用范围。
- 10.4 什么是张拉控制应力? 为什么张拉控制应力不能取得太高,也不能取得太低?为什么先张法的张拉控制应力略高于后张法?
 - 10.5 预应力损失有哪几种?分别说明它们产生的原因以及减少预应力损失的措施。
- 10.6 预应力损失根据什么分为第一批预应力损失和第二批预应力损失? 先张法和后张法的第一批预应力损失和第二批预应力损失分别包括哪些预应力损失项?
 - 10.7 什么是预应力钢筋的松弛? 为什么超张拉可以减小松弛损失?
 - 10.8 施加预应力对轴心受拉构件的承载力有什么影响?为什么?
 - 10.9 预应力混凝土构件中的非预应力钢筋有什么作用?
- 10.10 在预应力混凝土轴心受拉构件中,配置非预应力钢筋对其抗裂度有什么影响?并说明原因。
 - 10.11 什么是预应力钢筋的预应力传递长度?影响它的主要因素有哪些?
- 10.12 预应力混凝土受弯构件的受压区有时也配置预应力钢筋,它的主要作用是什么? 这种预应力钢筋对构件的抗弯承载力有无影响?为什么?
- 10.13 比较预应力混疑土与普通钢筋混凝土计算公式,说明预应力对受弯构件的正截面、斜截面承载力的影响?
- 10.14 预应力混凝土构件的刚度计算与钢筋混凝土构件的刚度计算有什么不同? 预应力混凝土构件的挠度计算有什么特点?
 - 10.15 预应力混凝土构件施工阶段验算都需要验算哪些项目?
- 10.16 分别绘出预应力混凝土和钢筋混凝土受弯构件正截面承载力计算的截面应力图, 说明预应力对受弯构件正截面承载力的影响。
- 10.17 预应力混凝土受弯构件正截面的界限受压区相对计算高度 4如何得到?它与钢筋混凝土受弯构件正截面的界限受压区相对计算高度 4是否相同,为什么?

习 题

10.1 已 知 一 预 应 力 混 凝 土 屋 架 (跨 度 为 24000mm) , 其 下 弦 杆 截 面 为 $b \times h = 300$ mm×200mm的矩形(图10.43),混凝土强度等级为C50,普通钢筋采用4根直径14mm 的HRB400级热轧钢筋($A_s = 616$ mm²); 预应力钢筋采用1×7标准型低松弛钢绞线束;锚具采用夹片式OVM锚具,一端张拉,锚具直径为120mm,锚具下有20mm厚垫板;孔道采用充压橡皮管抽芯成型,孔道直径55mm。根据计算,该下弦杆承受内力为: 永久荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{\rm Ok} = 800 \times 10^3$ N,可变荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{\rm Ok} = 300 \times 10^3$ N,可变荷载的准

永久值系数 ψ_q =0.8,结构重要性系数 χ_0 =1.1,裂缝控制等级为二级,即一般要求不出现裂缝。 张拉时混凝土达到100%的设计强度。设计该下弦杆,要求进行屋架下弦杆的使用阶段承载 力计算、裂缝控制验算以及施工阶段验算,由此确定纵向预应力钢筋数量、构件端部的间接 钢筋以及预应力钢筋的张拉控制应力等。

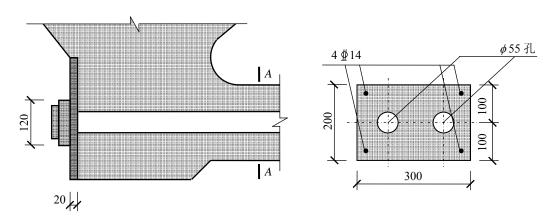


图10.43 习题例10-1图

10.2 后张法预应力混凝土简支梁,跨度l=18000mm,截面尺寸 $b \times h$ =500mm×1200mm。 承受均布荷载,恒载标准值 g_k =28N/mm(包含自重),活载标准值 g_k =16N/mm,组合值系数 ψ_c =0.7,准永久值系数 ψ_q =0.5。梁内配置有粘结1×7标准型低松弛钢绞线束,锚具采用夹片式OVM锚具,两端张拉。孔道采用预埋波纹管成型,预应力筋曲线布置,曲线孔道为曲率半径 r_c =35000mm的圆弧,圆弧所对应的圆心角为 θ =0.52 rad(29.8°)。预应力钢筋端点处的切线倾角 θ /2=0.26rad(14.9°),曲线孔道的跨中截面 g_p =100mm, g_p =40mm;如图10.38所示。混凝土强度等级为C40。普通钢筋采用5根直径22mm的HRB335级热轧钢筋(g_p =1901mm2)。 裂缝控制等级为二级,即一般要求不出现裂缝。试设计该简支梁,要求确定纵向预应力钢筋数量、计算该简支梁跨中截面的预应力损失,并验算其正截面抗弯承载力、斜截面抗剪承载力和正截面抗裂能力、正常使用阶段的变形是否满足要求。