

法的施工速度一般都比较高。例如用悬臂灌注法施工时,在正常情况下每一对活动支架的平均施工进度一般为 1 m/d ,最高可达 3 m/d 以上;用顶推法施工时,一般推进速度为 $2\sim 5\text{ m/h}$,最高已达 16 m/h 。这就为快速、低成本修建大跨度预应力混凝土桥开辟了广阔的道路。最后还应指出,预应力张拉工艺的改进以及减水剂的应用和泵送混凝土等施工技术的不断提高,亦是一个很重要的因素。

第二节 预应力混凝土连续梁桥

在已建成的预应力混凝土铁路桥梁中,除简支梁外,连续梁是用得最多的一种结构型式。预应力混凝土铁路连续梁,最早为西德于1951年修建的五跨连续空心板梁桥,其最大跨度才 21.57 m 。六十年代以后,日本向大跨度预应力混凝土铁路连续梁桥发展,先后建成的达二十多座。其中新干线的太田川桥 ($55.4+110.0+55.4\text{ m}$) 和第二阿武隈川桥 ($5\times 105\text{ m}$) 为目前世界上两座跨度最大的铁路连续梁桥。

我国第一座预应力混凝土铁路连续梁桥建于1974年,跨度为 $26.7+40.7+26.7\text{ m}$,位于北京枢纽东北环线上。广西南防线茅岭江连续梁桥 ($48+80+48\text{ m}$) 和京广线武水河双线连续梁桥 ($40+64+40\text{ m}$) 都是近年来建成的国内大跨度铁路预应力混凝土连续梁桥的代表。在发展大跨度预应力混凝土桥梁中,连续梁被认为是合理的结构型式之一。可以预见,在我国铁路桥梁中,连续梁桥式将会得到进一步的发展。

一、适用范围和构造特点

连续梁是一种超静定结构,一般地说,只要设计恰当,都能使内力分布比较合理,使梁式结构的应用范围得以扩大,桥跨和桥墩工程量都可能比简支梁省。预应力混凝土连续梁便于无支架施工,更是获得广泛采用的重要因素。

和简支梁比较,连续梁中间支点截面有负弯矩,使梁内所受弯矩沿梁长分布比较均匀(图3-1),有利于充分利用支点附近的梁截面和梁内的预应力钢筋。

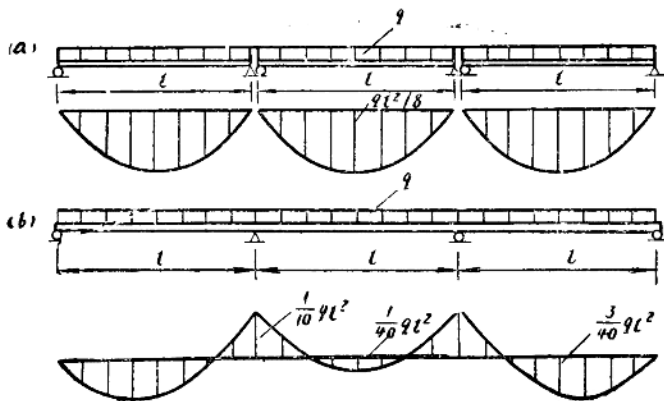


图 3-1 连续梁与简支梁的弯矩比较

桥墩工程方面,连续梁桥多数桥墩只有一排支座,墩帽尺寸可以较小,对安设活动支座的桥墩,制动力不起控制作用,而在竖向荷载作用下墩身轴心受压,因此桥墩尺寸可以较小。但是安设固定支座的桥墩(常称制动墩),需要承担几跨梁上的制动力,尺寸可能比简

支梁桥桥墩为大。

连续梁由于结构上存在多余的约束,与简支梁相比具有较高的结构刚度。同时,由于桥跨在桥墩上连续,变形曲线匀顺,对高速行驶有利。

当活载所占全部荷载的比值较大时,梁的截面和钢筋布置主要决定于活载所引起的内力。由于活载的影响,在较大的区段上梁的弯矩和剪力可能正负交变,使构造趋于复杂化,也降低预应力钢筋配置的效果。所以,小跨度铁路桥梁采用连续梁不一定节省。一般认为当跨度大于40~50m时,采用连续梁可能比较适合。

此外,墩台的不均匀沉降将会在连续梁中产生附加弯矩,而且这种不均匀沉降很难准确预测,设计中往往只能按最不利的影响予以考虑。这不仅给设计带来一定麻烦,甚至影响到连续梁的经济性。所以连续梁桥应尽可能建筑在不产生不均匀沉降的地基上。

在已建成的预应力混凝土铁路连续梁桥中,多数采用三跨或四跨为一联。多跨连续对桥面运行质量和施工安装都有利,因此近年来有向多跨长联发展的倾向。但是联跨越长,列车制动力的传递和梁体温度收缩的变形都将使支座构造和相邻两联桥跨之间的联接复杂化。

根据桥位水文、地质情况、通航要求、桥跨外形美观以及经济性等方面的考虑,连续梁可以采用等跨布置或不等跨布置。为了使边跨和中跨的最大弯矩值接近相等,以便边跨与中间跨梁高一致,多数三跨连续梁桥的边跨都做得比中间跨的跨度为小,两者比值约在0.6~0.67左右。对于多跨连续梁,如果对跨度大小没有其它特别的要求,多数采用等跨布置。

应当注意,随着边跨的减小,端支座可能产生负反力。所以,如果根据设计条件,边跨必须比中间跨的跨度小很多时,就需要在边跨的末端设置混凝土平衡重,或者在支承处设置锚定装置。通常是用高强度钢丝或钢杆埋在桥台内并与梁端相连,通过施加预拉力,使梁端支座在活载和预压力共同作用下不产生负反力;从而保证梁端不致翘起。

连续梁的截面高度,为适应内力的变化,通常沿跨度是变化的,已建成变高度连续梁的资料表明,中间支点处截面高度一般采用跨中截面高度的1.5~2.0倍。增加连续梁中间支点处的高度,除因支点截面的弯矩比跨中弯矩大很多外,还考虑到梁截面在支点处较为不利的受力条件。在梁的跨中,弯矩是正值,受压区在截面顶部,桥面板承受弯矩产生的压力比支点截面桥面板位于受拉区能较有效地发挥作用。支点处梁高一般为跨度的 $\frac{1}{12} \sim \frac{1}{15}$ 。支点截面加高可以采用加腋(梗肋)来实现,加腋的坡度不陡于1:3;多数是将梁底做成曲线形状以代替加腋,这样既有利于桥跨外形的美观,也符合截面强度的要求,但模板制造较复杂。在建桥实例中连续梁也有做成等高的。这时梁高多取为跨度的 $\frac{1}{16} \sim \frac{1}{18}$ 。连续梁桥,采用等高度的还是变高度的,与梁的施工方法也有密切关系。采用变高度梁,对悬臂法施工是合适的。若采用顶推法施工,则等高度的梁比较有利。

现代预应力混凝土铁路连续梁(大跨度预应力混凝土梁),广泛采用箱形截面的形式。它的截面刚度大,抗扭性能好,动力稳定性也比较好。

连续梁预应力钢筋的配置方式,有连续配筋与分段配筋两种,如图3-2所示。

连续配筋的优点,在于其力筋的锚固与张拉都比较简单。由于锚头数目减少,常常在经济上是合算的。连续配筋可采用直线布置或曲线布置,视荷载情况与梁的立面形状而定。图3-2(a)中,由于与梁高变化配合,使直线力筋能够根据需要通过梁截面的上侧和下侧。这种布置有利于力筋的张拉,其摩擦损失相当小。对于等高度梁,采用连续配筋往往不得不使力筋具有比较大的曲率,以适应荷载内力变化,如图3-2(b)所示。实际上最常用的办法是综合两种图式的优点构成图3-2(c)变化梁高和曲线配筋的形式。即使这样,预应力筋

在支点附近的弯曲半径还是比较小的。为了减小摩擦损失，应当采取专门措施降低张拉力筋时的摩擦力。

按照内力的变化和悬臂施工过程的需要，分段配筋的方式如图 3—2(d) 是目前用得比较多的。这样，确定每段预应力筋的位置、长度及预应力值的大小，可以比较自由。这种配筋方式，大部分力筋通过支座截面上翼缘，随着悬臂施工的进程，分批锚固于各个梁段的接缝处，组成承受负弯矩（施工过程中和成桥后）的强大配筋体系。全桥合拢以后，再对布置

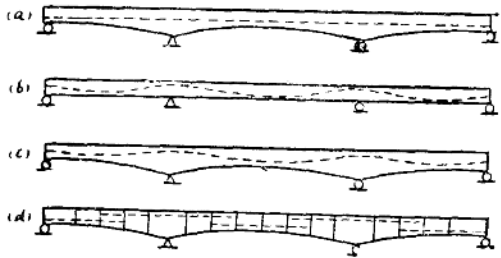


图 3—2 连续梁的配筋图式

在跨中部分下翼缘内承受正弯矩的力筋进行张拉，分散锚在翼缘板或腹板凸出的锯齿板上。连续梁分段配筋的缺点是力筋锚头数量多，张拉受到箱室净空限制，给施工带来不便。

二、连续梁内力计算特点

在预应力混凝土连续梁的计算中，恒载及活载作用所产生的内力，可用结构力学的一般方法计算。对于等截面或具有某种特定变化规律截面的连续梁，分析内力时可利用专门的公式和图表的简化计算。

截面尺寸变化的连续梁，计算内力时，截面惯性矩可以按不计钢筋的全截面进行计算，对内力分配不致有多少影响。但是在连续梁挠度变形计算中，构件刚度应采用全部换算截面的惯性矩。

在恒载内力计算中，对施工过程中发生的结构体系转换的影响，应当给予特别的注意。比如对于采用悬臂法施工连续梁，在合拢前的结构（称先期结构）为悬臂梁。这时梁体自重所引起梁的内力，是在悬臂梁体系下产生的。合拢后才变成连续梁（称后期结构）。因此后期结构形成以后加上去的荷载（包括活载和道碴线路等的恒载）才能按连续梁计算。如果采用先期结构为简支梁，然后再连接成连续梁的施工方法，则自重内力应按简支梁计算。在膺架上施工连续梁不存在体系转换问题，拆除膺架后结构即为连续梁，恒载全部作用在连续梁上。

对于修建在非岩石地基上的连续梁，应当计算由于地基的不均匀沉陷所引起的结构内力。这时应考虑各墩台可能出现的不均匀沉陷情况，然后按最不利的沉陷组合，计算梁内各截面正负弯矩的最大值。

一切超静定预应力混凝土桥梁结构还有不同于简支梁的两个力学特点：1. 对结构施加预应力，往往会引起支座附加反力，因而也引起结构内部附加内力，或称次内力；2. 在施工过程中发生结构静力体系转换时，先期恒载内力由于混凝土的徐变作用将不断变化引起次内力。在预应力混凝土连续梁内力计算中，这两项次内力影响很大，不能忽视。

连续梁根据计算得到的内力，可以对各个截面进行预应力钢筋设计，其基本原理和要求与简支梁中相同。以下主要叙述连续梁中预加应力和混凝土徐变引起次内力问题，以及连续梁中预应力钢筋束界的特点等问题。

（一）预加应力的作用和吻合束概念

简支梁在预加应力时，张拉钢筋使混凝土受到预压应力，其合力和预应力钢筋的拉力相平衡。合力作用点沿梁长的连线即压力线，实际上也就是钢筋重心的连线。连续梁的情况有

所不同,在预加应力时,梁身挠曲变形受到赘余的支座约束而产生附加内力即次弯矩。因此梁内压力线也偏离了预应力钢筋的重心线。现以两跨连续梁为例来说明次弯矩和压力线的特点。

图 3—3 所示为两跨等截面连续梁,预应力钢筋为直线布置,偏心距为 e , 预加应力合力为 N_p 。

在连续梁两端张拉预应力钢筋使梁身偏心受压而发生挠曲。如果没有中间支座 B 点的约束,全梁将如一根支承在两端 A 、 C 点的简支梁脱离 B 点向上拱起 Δ_b 值。实际上梁受到支座 B 点的约束不能拱起,因此产生附加反力 R_b 。 R_b 的数值可以利用力法求解连续梁的赘余反力得到:

$$R_b = -\frac{\Delta_b}{\delta_{bb}} = -\int_0^l \frac{M_p \bar{M} dx}{EI_s} / \int_0^l \frac{\bar{M}^2 dx}{EI_s}$$

式中 $M_p = -N_p e$

$$\bar{M} = -\frac{1}{2} x$$

解得 $R_b = -\frac{3N_p e}{l}$ (向下)

支座 B 点的附加反力 R_b 是由于张拉钢筋对梁施加预应力引起的,所以也称次反力。从梁身的静力平衡条件,可知在支座 A 点和 C 点同时也有向上的次反力。预加应力时作用在连续梁上的平衡力系如图 3—3 (d) 所示。

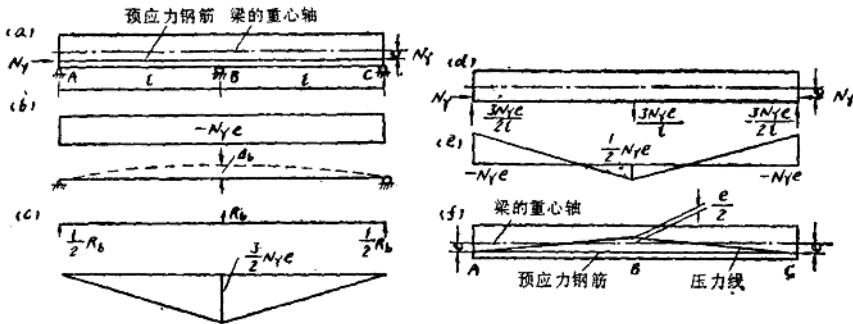


图 3—3 预加应力引起的次弯矩和压力线

由次反力产生梁内的次弯矩成三角形分布,见图 3—3 (c)。中间支座 B 点截面次弯矩最大,其值为

$$M_b = \frac{3}{2} N_p e$$

连续梁预加应力产生的实际弯矩值应该等于原弯矩 $N_p e$ 和次弯矩两者的代数和如图 3—3 (e)。将叠加后的截面弯矩除以预加应力合力 N_p 即得压力线的偏心距 图 3—3 (f)。这时压力线已不再像简支梁中那样和预应力钢筋线重合,而偏移了一个距离。从图中可以看出,在梁的两端支座截面次弯矩为零,压力线和预应力钢筋重心重合;在中间支座截面压力线偏移最大,计 $\frac{3}{2} e$ 。压力线偏移完全是由次弯矩的存在而引起,因此只要将次弯矩除以预加应力合力 N_p 就可以得出压力线的偏移值。

假如连续梁中的预应力钢筋位置改按上例求出的压力线位置布置,如图3-4(a)所示,则仅由预应力筋偏心作用产生的弯矩表如图3-4(b)。此时,在以简支梁为基本结构求预加应力引起B点的挠度可得

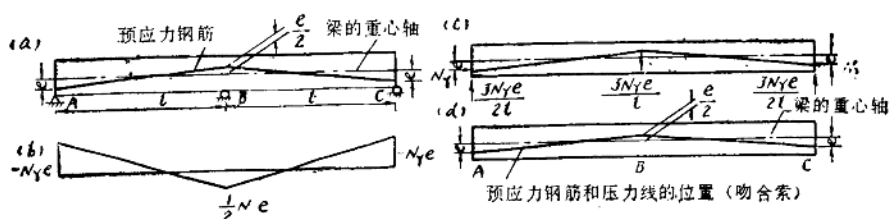


图3-4 吻合束钢筋布置

$$\Delta_b = 2 \int_0^l \frac{M_y \bar{M} dx}{EI} = \frac{1}{EI} \int_0^l N_y \left(e - \frac{3e}{2l} x \right) x dx = 0$$

上式计算说明,预加应力并不引起B点位移,所以次反力 R_b 为零,梁内也没有次弯矩。压力线的位置便和预应力钢筋的重心吻合。见图3-4(d)。这样布置的钢筋叫做“吻合束”。由图中折线形预应力钢筋作用在梁上的力示于图3-4(c)中,它们是自相平衡的。

假如预应力钢筋的布置采取图3-5(a)所示的形式,则仅由预应力产生的弯矩如图3-5(b)所示。用同样的方法可以计算出支座B点的次反力为

$$R_b = \frac{N_y e}{l}$$

由该次反力引起的次弯矩示于图3-5(c)中。预加应力产生的实际弯矩(原力矩与次力矩的代数和)以及压力线的位置分别示于图3-5(d)和(e)中。

对上列的连续梁,虽有三种不同的预应力钢筋布置形式和不同的次弯矩,但由预加应力产生的梁内总的弯矩图和压力线图却都是一样的。由上述三个例子可以得出如下的结论:预应力混凝土连续梁中,在不改变预应力钢筋两端支承处的位置和各支承间的基本形状(直线形、曲线形或折线形)的条件下,改变它在各中间支承处的偏心距,并不影响其压力线的位置。因为引起压力线和预应力钢筋重心线偏离的次弯矩在跨度中是线性分布的,所以梁内预应力钢筋重心线作任何类似的线性移位,压力线位置都将保持不变。这就是预应力钢筋的线性变换原理。在超静定预应力混凝土结构的设计中,常常利用它来调整钢筋位置的布置,以满足其他构造或强度方面的要求,而并不影响其压力线的位置。

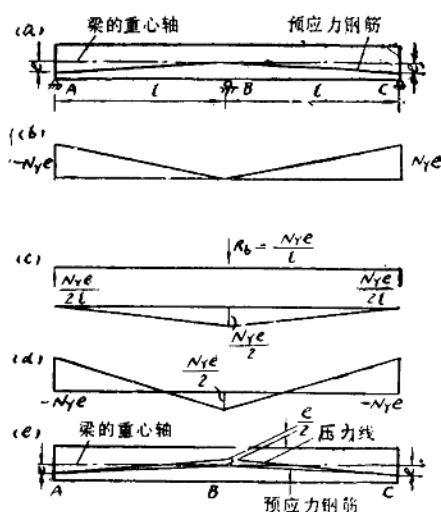


图3-5 预应力钢筋线性变换的影响

当在构件中采用曲线布置预应力钢筋时,有时利用等代荷载的概念可以使预加应力引起的次反力计算得到简化。

等代荷载是用来代替预应力作用的荷载。它可能是分布荷载、集中荷载或者弯矩, 根据预应力钢筋的形状, 位置以及预应力值的大小等来确定。这样就可以把预应力梁看作在等代荷载作用下的普通梁, 采用结构力学中常用的方法分析预应力的作用。

对于在弹性范围内的小挠度梁, 其荷载与弯矩的关系可用下式表示

$$w = \frac{d^2 M}{dx^2}$$

由预加应力产生的弯矩为

$$M = N_p \cdot e$$

所以等代荷载为

$$w = N_p \frac{d^2 e}{dx^2} \quad (3-1)$$

当偏心距 e 沿梁长按二次曲线变化时, w 为均布荷载; e 沿梁长按三次曲线变化时, w 为按直线变化的分布荷载。

在预应力钢筋端部锚固的地方, 和钢筋轴线的斜率有突变的地方, 等代荷载为集中荷载, 力的方向与钢筋的轴线相切, 或为竖向。

图 3-6 所示两跨对称预应力混凝土连续梁, 当预应力钢筋沿梁长按二次抛物线布置时, 梁上的均布等代荷载为

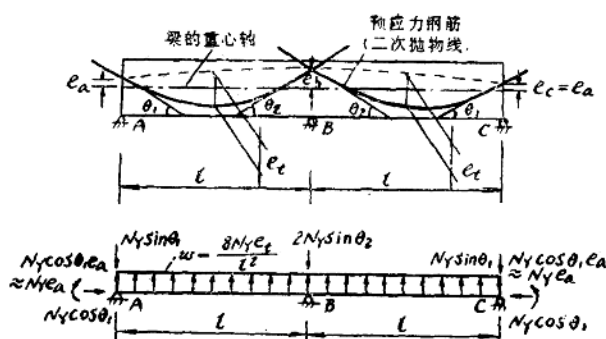


图 3-6 预加应力的等代荷载

$$w = \frac{8e_c}{l^2} N_p (\text{向上}) \quad (3-2)$$

作用在梁端的等代荷载其竖向分力为

$$V = N_p \sin \theta_1 \approx N_p \left(\frac{4e_c}{l} - \frac{e_b - e_a}{l} \right) (\text{向下}) \quad (3-3)$$

水平分力可以近似地等于 N_p 。当钢筋梁端锚头有偏心 e_a 时, 梁端还作用有偏心弯矩 $N_p e_a$ 的等代荷载。

现设预加应力的合力 N_p 为 900 kN, 由摩阻力引起的沿梁长各点预应力值的差别略去不计。按等代荷载法计算由预加应力引起的弯矩如下, 并在图 3-7 中表示了全梁的弯矩图和压力线图。

$$\text{抛物线矢高 } e_c = 20 + \frac{1}{2}(5 + 20) = 32.5 \text{ cm}$$

$$\text{均布等代荷载 } w = \frac{8N_p e_c}{l^2} = \frac{8 \times 900 \times 32.5}{9^2 \times 100} = 28.89 \text{ kN/m}$$

集中等代荷载

$$V_a = V_c = N_p \left(\frac{4e_c}{l} - \frac{e_b - e_a}{l} \right) = 900 \left(\frac{4 \times 32.5}{9 \times 100} - \frac{20 - 5}{9 \times 100} \right) = 115 \text{ kN}$$

$$V_b = N_p \left(\frac{4e_c}{l} + \frac{e_b - e_a}{l} \right) \times 2 = 900 \left(\frac{4 \times 32.5}{9 \times 100} + \frac{20 - 5}{9 \times 100} \right) \times 2 = 290 \text{ kN}$$

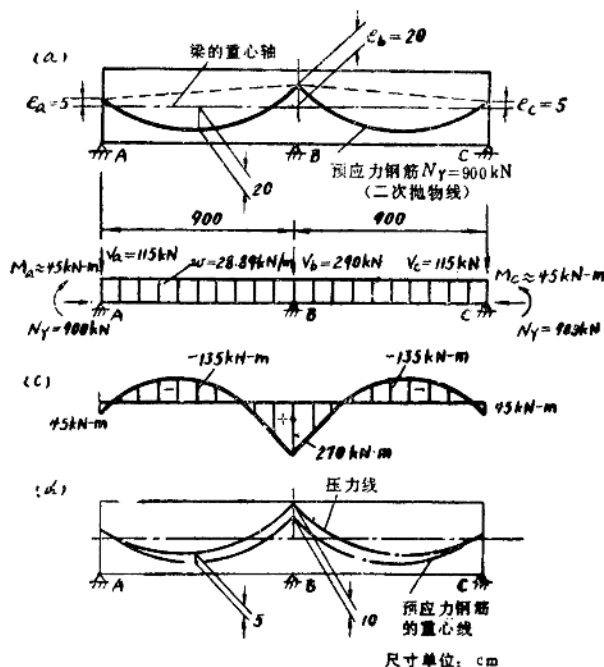


图 8-7 用等代荷载法计算由预应力引起的弯矩

(a) 预应力钢筋布置图; (b) 等代荷载图;

(c) 预应力引起的弯矩图; (d) 压力线图。

应用三弯矩方程, 可以求得由等代荷载产生的中间支承 B 处的弯矩如下:

$$M_a + 4M_b + M_c = -\frac{1}{2}wl^2$$

因 $M_a = M_c = N_p e_a = 900 \times \frac{5}{100} = 45 \text{ kN-m}$

$$\therefore M_b = \frac{1}{4} \times \left[-\frac{1}{2}(-28.89 \times 9^2) - 2 \times 45 \right]$$

$$= 270 \text{ kN-m (预应力引起的总弯矩)}$$

在中间支承 B 处的次弯矩为

$$M'_b = M_b - N_p e_b = 270 - 900 \times 0.20 = 90 \text{ kN-m}$$

压力线在 B 点的偏心距为

$$e'_b = \frac{M'_b}{N_p} = \frac{270 \times 100}{900} = 30 \text{ cm}$$

压力线偏离钢筋重心的距离等于 $\frac{M'_b}{N_p} = 10 \text{ cm}$ 。因此梁内配置的预应力钢筋位置不是一条吻合束线。

前面已经提到, 吻合束是指与压力线吻合的预应力钢筋的轴线。它使构件在预应力作用下, 在各力作用方向的变位为零, 也就是次反力为零。这样, 构件如同静定结构一样, 在张拉钢筋时不受约束可以自由变形, 因此吻合束也称自由变形曲线。

根据定义, 吻合束应具备的条件为

$$\Delta = \int_0^l \frac{M_v \cdot \bar{M}}{EI_x} dx = 0 \quad (3-4)$$

式中 Δ ——在基本结构中，沿冗力作用方向，由预加应力产生的变位；
 M_v ——在基本结构中，由预加应力产生的截面 x 处的弯矩，等于 $N_v e_x$ ；
 $\bar{M}$ ——在基本结构中，由作用在变位 Δ 方向的单位力所产生的截面 x 处的弯矩。

根据连续梁强度、容许应力以及构造等条件初步确定的预应力钢筋的形状和位置，常常不能符合吻合束的条件。从式 (3-4) 可知，变位 Δ 的大小和预加应力值 N_v 及偏心距 e_x 成线性关系。为了求得吻合束，对连续配筋的连续梁可以采用局部调整预应力筋的偏心距 e_x 的办法，直到满足上式变位等于零为止。不过对于分段配筋的连续梁，只能局部调整预应力的值来满足。这样做的实质，仍然在于局部改变梁段上的预应力弯矩 M_v ，只不过调整的对象是预应力钢筋的张力而不是偏心距。

其实预应力钢筋按吻合束设计时，不存在次反力，使内力计算趋于简化，这是它的优点，但吻合束线并不一定是一条合理的预应力钢筋轴线。将钢筋重心轴在梁的负弯矩高峰的支点截面上布置得尽量高，并且在靠近跨中处布置得尽量低，通常可以获得在给定情况下最经济的设计，而这样的布置方式一般不会形成吻合束线。

设计时预应力钢筋位置的实际选择是取决于产生一理想的压力线和满足外荷载下强度、应力的需要和配筋在构造上的要求，而不是钢束的吻合性和非吻合性。现在工程实践中，连续梁多数采用悬臂施工分段配筋的结构形式，预应力钢筋也不是一条简单光滑的曲线，很少考虑到钢束吻合性的要求。因此在设计中必须计入预加应力引起的次内力，把它作为一项重要的内力组成部分来考虑。

(二) 连续梁预应力钢筋束界图的特点

连续梁钢筋束界图的意义和作用及其绘制的原理与方法和简支梁中相似，但具有以下两个特点：

1. 连续梁除梁自重弯矩图外，还有根据影响线正负区段加载得到相应的最大和最小设计弯矩图。束界图的上限线和下限线和这些弯矩图的包络图形相对应。

2. 连续梁中预应力钢筋轴线往往和预加应力产生的压力线两者互相偏离，不相吻合，设计应要求压力线（而不是钢筋轴线）限制在束界图的范围以内，因此对连续梁确切的说是指压力线的束界图。

图 3-8 (a) 表示一连续梁边跨弯矩示意图。根据图中各控制点的最大弯矩值，可以确定需要的预应力数量 N_v 。

为绘约束界图，以截面上核心线为基线，按弯矩值的正负向下或向上量取 a_{max} 和 a_G ，分别绘出束界的上限线；以截面下核心线为基线，按同样法则量取 a_{min} 和 a_G ，分别绘出束界的下限线。

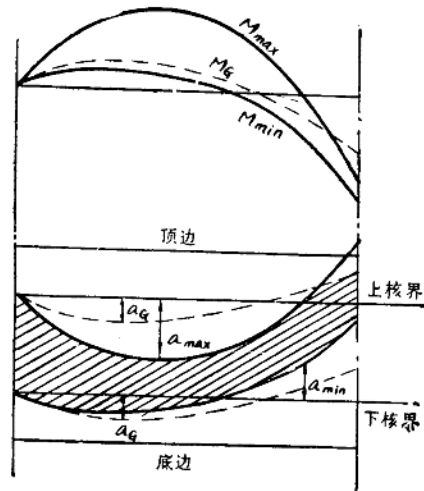


图 3-8 连续梁的压力线束界图

这里

$$a_{\max} = \frac{M_{\max}}{N_y}, \quad a_{\min} = \frac{M_{\min}}{N_y} \text{ 及 } a_G = \frac{M_G}{\eta N_y}$$

图 3—8(b) 表示以 $a_{\max}$ 、 $a_{\min}$ 及 a_G 所得到的四条线组成的束界图。图中的阴影面积表示, 如果截面边缘混凝土不容许产生拉应力, 则预应力引起的压力线就必须位于此区域之内。

图 3—9 表示应用压力线束界图布置预应力钢筋的例子。钢筋重心确定以后, 截面上下翼缘和腹板中预应力钢筋根数的分配和具体布置就不难解决了。

三跨连续梁跨度为 20m+30m+20m。全梁左半部的最大和最小弯矩图连同梁身自重弯矩图示于图 3—9(b)。预应力数量先已选定, 运营阶段有效预应力总值 N_y 为 1900kN, 预加应力阶段包括损失在内的初始预应力总值 ηN_y 为 2276kN, 系数 $\eta=1.20$ 。

上图中的弯矩除以相应的预应力总值得到各自的 a 值, 据以绘出图 3—9(c) 中的束界图。由预应力引起的压力线只能限制在此束界图以内。

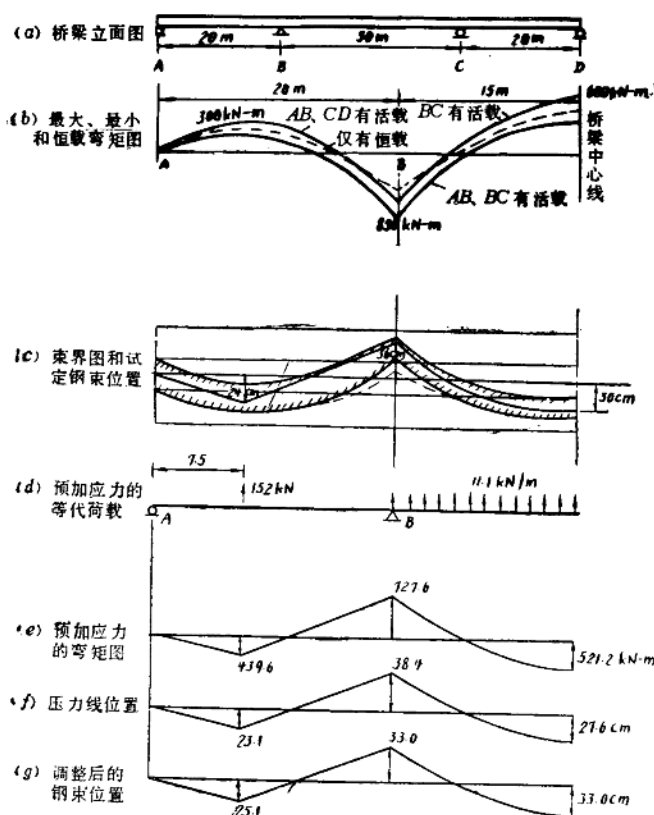


图 8—9 连续梁利用束界图布置预应力钢筋轴线

为举例说明应用等代荷载法计算预加应力引起的弯矩, 这里假设配置的预应力钢筋轴线具有下列形状特点:

1. 在连续梁两端的支座截面上, 钢筋轴线通过截面重心;
2. 在边跨轴线呈折线形, 钢筋转折点在距端点 7.5m 处;
3. 在中跨的轴线为抛物线。

束界图内的实线表示初步拟定的钢筋轴线。考虑到压力线有偏离,要注意拟定的轴线偏心距应留有余地,不能太靠近束界边线。

图3—9(d)表示预加应力的等代荷载。根据钢筋轴线布置的形状,可知等代荷载为边跨作用一个集中荷载 P ,中跨作用均布荷载 w 。至于作用在支座截面上的等代荷载集中力,因无影响没有表示。

这里

$$P = N_v(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) = 1900 \left(\frac{24}{7.5} + \frac{60}{12.5} \right) \times \frac{1}{100} = 152 \text{ kN}$$

$$w = \frac{8N_v e}{l^2} = \frac{8 \times 1900 \times 66}{30^2 \times 100} = 11.1 \text{ kN/m}$$

图3—9(e)表示等代荷载作用下利用结构力学方法解出的梁内弯矩分布图,其中已包含张拉钢筋引起的次弯矩在内。

图3—9(f)是用预应力总值 N ,除上图中的弯矩得到的压力线偏心图。它和初步拟定的钢筋轴线很靠近,并且仍然在束界图以内,因此拟定的钢筋轴线可以认为是合理的。但是从构造要求上,为了对钢筋提供较好的混凝土保护层,更好的钢筋轴线位置还可以经过线性变换适当向下移动,最后采用图3—9(g)所示的偏心位置。此时,压力线位置仍不改变。

(三) 混凝土徐变对连续梁内力和变形的影响

关于混凝土具有徐变性质的问题,在结构设计原理课中学习过,下面的介绍中将不再重复有关徐变的定义及影响徐变的因素等,而着重说明徐变对连续梁的影响和计算方法。当然它也适用于所有混凝土超静定结构。

1. 基本假设

(1) 混凝土徐变是在长期荷载作用下,混凝土塑性变形随时间增长的现象。在加载后的初期,这个变形增长较快,经3~4年后逐渐趋于稳定状态,如图3—10所示。通常徐变变形的大小是用徐变系数 φ 表示的。 φ 是一个随时间而变化的数值,一般以 φ_t 表示。

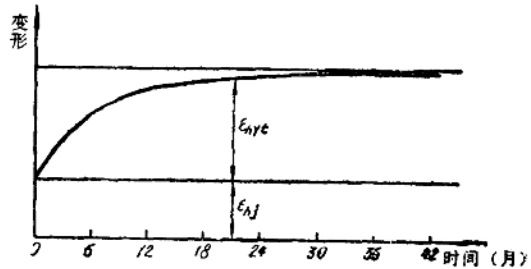


图3—10 随时间变化的混凝土徐变变形

$$\varphi_t = \varepsilon_{h,t} / \varepsilon_{h,i} \quad (3-5)$$

式中 $\varepsilon_{h,i}$ ——加载时混凝土立即发生的变形,称为急变。

$\varepsilon_{h,t}$ ——加载后时间为 t 时混凝土的徐变变形值。

很显然,徐变系数 φ_t 随时间变化的图形与徐变变形曲线是相似的。它的变化规律假定用德国迪辛格尔(Dischinger)提出的比较简便的下列公式表示

$$\varphi_t = \varphi_K (1 - e^{-\beta t}) \quad (3-6)$$

式中 φ_K ——相应于徐变终极值 $\varepsilon_{h,\infty}$ 的徐变系数。其大小受材料性质、客观环境、结构构件的型式、尺寸、配筋率、荷载的应力特征,应力大小等多种因素的影响。一般为1.0~3.0,某些情况下可能更大;

t ——徐变经历的时间(以年为单位);

β ——反映徐变速度的系数。如同 φ_K 那样,也受多种因素的影响。在钢筋混凝土桥梁中, β 值约在1.0~3.0范围内变化。

(2) 试验表明,当混凝土中的应力为其极限强度的0.3~0.6倍时,可以认为徐变变形与应力呈线性关系。应力超过这个界限后,徐变变形的增长比应力增长要快。预应力混凝土

桥梁设计中,根据规范要求,在运营条件下混凝土的最大压应力不应超过 $0.5R_s$,所以,我们可以假定徐变变形与应力呈线性关系。并且在徐变计算中,可以采用叠加原理。

(3) 加载时混凝土的龄期对徐变系数 φ 有明显的影响。图3-11表示按老化理论绘出的不同龄期加载时的混凝土徐变系数增加曲线。老化理论假定,在相同的应力条件下,不同龄期加载的混凝土徐变系数曲线是平行的。任何两条曲线之间具有固定的差值。比如图中第一条徐变曲线 $\varphi_{(t,0)}$ 与第二条徐变曲线 $\varphi_{(t,\tau)}$ 之间的差值,在任何时间上都等于 $\varphi_{(t,\tau)}$ 。于是龄期为 τ 时加载的混凝土徐变系数可按下式计算。

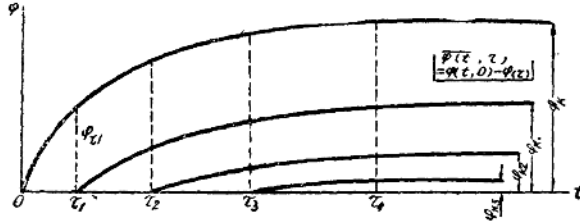


图 3-11 不同龄期混凝土徐变系数增长规律

$$\varphi_{(t,\tau)} = \varphi_{(t,0)} - \varphi_{(t,\tau)} = \varphi_K(e^{-\beta_1 t} - e^{-\beta_1 \tau}) \quad (3-7)$$

式中 $\varphi_{(t,0)}$ ——28天龄期加载的徐变系数随时间变化的规律;

$\varphi_{(t,\tau)}$ ——在 $\varphi_{(t,0)}$ 曲线上,时间为 τ 时的竖坐标。 τ 即为后期加载时混凝土的龄期。

这样一来,只要知道了基本的徐变系数曲线 $\varphi_{(t,0)}$,则后期加载的徐变系数曲线 $\varphi_{(t,\tau)}$ 便可按公式(3-7)求得。

试验表明,老化理论符合混凝土初期加载的条件。它具有概念简明和计算方便的优点,对于桥梁结构的计算也是比较实用的。至于其它不同的混凝土徐变理论,可参见有关文献介绍。这里再摘录我国公路桥规中采用的公式以资比较:

$$\varphi_{(t,\tau)} = \beta_s(\tau) + 0.4\beta_d(t-\tau) + \varphi_i[\beta_l(t) - \beta_l(\tau)] \quad (3-8)$$

式中

$$\beta_s(\tau) = 0.8 \left[1 - \frac{R(\tau)}{R_\infty} \right]$$

上列徐变系数 $\varphi_{(t,\tau)}$ 计算公式中还包含有混凝土加载后随时间而增长的滞后弹性应变系数 β_s 、随混凝土龄期而增长的滞后塑性应变系数 β_l 和混凝土流塑系数 φ_i 。这些系数没有表达式,系数数值都从图表中查得。公式的优点是比较全面地考虑了混凝土的物理力学特性,但也难免使表达的函数式远为复杂化。

(4) 为了简化计算,假定混凝土材料是匀质各向同性体,并且各向受拉、受压的徐变系数是一样的。

(5) 在徐变过程中,构件截面服从平面假定。

(6) 关于混凝土弹性模量随时间的增长,它要比徐变的影响小得多。所以弹性模量的时间因素,在结构计算中不予考虑。

在钢筋混凝土结构中,考虑长期作用的计算,要比在混凝土结构中复杂得多。目前在实用上多是将钢筋混凝土结构中的钢筋影响略去,将结构视为纯混凝土结构。可以证明,对于具有截面为对称配筋的结构来说,这个假定是完全正确的。但对于非对称配筋的钢筋混凝土结构,则会带来一定的误差,而且配筋的偏心越大,其误差也越大。不过即使在这种情况下,为了简化起见仍按混凝土结构计算以近似地估计徐变对钢筋混凝土结构的影响。

2. 徐变对恒载内力的影响

徐变对连续梁恒载内力的影响，视结构在施工过程中是否发生体系转换而不同。下面通过简单的例子证明：若连续梁在施工过程中不转换体系，则在不变的荷载及预加力作用下，混凝土徐变变形不会引起赘余力的变化，因而也不会引起梁的内力变化。不过，预加力本身因徐变损失而减小则是另一回事。若连续梁在施工过程中转换体系，则由于混凝土的徐变，将产生内力弯矩的重分配。这一点是值得注意的。下面就这两种情况分别予以说明。

第一种情况：连续梁在施工过程中不转换体系。

我们看图 3—12 所示的两跨连续梁。它从恒载及预应力作用开始，就以连续梁的结构图式工作。当混凝土龄期为 τ 时，作用了不变荷载 q 及预加力 N_{y1} 及 N_{y2} 。在这个瞬间结构处于弹性受力状态。此时中间支座截面上赘余力弯矩 X_1 可由力法求得。

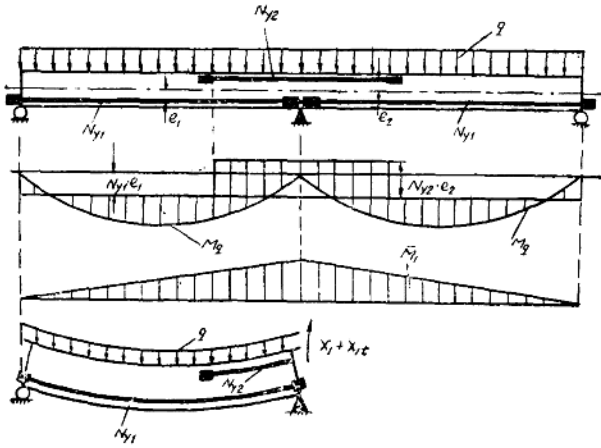


图 3—12 混凝土徐变在连续梁中引起赘余力的计算图式

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0 \quad (3-9)$$

式中， $\delta_{11} = \int_0^{2L} \frac{\bar{M}_1^2 dx}{EI}$ 即在 $X_1=1$ 作用下，图示基本结构沿赘余力方向产生的转角；

$\delta_{1p} = \int_0^{2L} \frac{1}{EI} (M_q + N_{y1} \cdot e_1 + N_{y2} \cdot e_2) \bar{M}_1 \cdot dx$ 即梁上恒载（包括预加力）使

图示基本结构沿赘余力方向产生的转角。

于是，可根据这个变形协调条件求得赘余弯矩。

在外荷载 q 与预加力 N_{y1} 及 N_{y2} 保持不变的长期作用下，由于混凝土徐变将引起梁产生随时间增长的变形。假定这个增长的变形受到新的约束，也就意味着赘余力将发生变化。赘余力的变化以 X_{1t} 表示。为了求算 X_{1t} ，我们来研究在 dt 时间内多余约束处的变形协调条件。

由式 (3—5) 得知，徐变变形 $\epsilon_{kv,t} = \varphi_t \cdot \epsilon_{k,t}$ 。若在中心受力杆件中，将等式两端各乘以杆件的长度，并对其进行微分，则得到徐变变形量的增量的表达式为 $d(\epsilon_{kv,t} \cdot L) = \epsilon_{k,t} \cdot L d\varphi_t$ 。它说明，中心受力杆件在时间 t 时的徐变变形量的增量，等于其弹性变形乘以徐变系数的增量。根据同样的意义，对于受弯梁，端部转角的徐变增量应等于其弹性转角乘以徐变系数的增量。

对于本例的情况如图 3—12 所示，在时间为 t 时、增量 dt 时间内沿赘余力 X_1 方向的变

形增量由以下各项组成:

$X_1 + X_{1t}$ 引起的徐变变形的增量—— $\delta_{11}(X_1 + X_{1t}) \cdot d\varphi$; 外部荷载及力筋预加力(假定它们是不随时间变化的)引起的徐变变形的增量—— $\delta_{1p} \cdot d\varphi$; 在 dt 时间内 X_{1t} 的增量 dX_{1t} 引起的弹性变形 $\delta_{11}dX_{1t}$ 。由于在徐变过程中结构保持连续, 即沿赘余力方向的转角应等于零。于是得到方程式如下:

$$\delta_{11}(X_1 + X_{1t})d\varphi + \delta_{1p} \cdot d\varphi + \delta_{11} \cdot dX_{1t} = 0 \quad (3-10)$$

$$\text{即} \quad (\delta_{1p} + \delta_{11}X_1)d\varphi + \delta_{11} \cdot X_{1t} \cdot d\varphi + \delta_{11} \cdot dX_{1t} = 0$$

根据式(3-9) $\delta_{1p} + \delta_{11}X_1 = 0$, 故可得:

$$dX_{1t} + X_{1t} \cdot d\varphi = 0$$

此微分方程式的解为:

$$X_{1t} = A \cdot e^{-\varphi}$$

但根据初始条件: $t=0$, $X_{1(0)}=0$, 得到 $A=0$, 故 $X_{1t}=0$ 。

于是, 我们可以得出结论: 当连续梁在施工过程中不转换体系, 且处在不变的恒载及预加力作用下, 则混凝土的徐变变形不会引起赘余力的变化, 因而也不至引起梁的内力变化。可以证明, 这个结论也适用于多跨连续梁, 并且也适用于其它型式混凝土超静定结构。

第二种情况: 连续梁在施工过程中转换体系。

连续梁在施工过程中转换体系时, 其先期结构常有两种型式: 简支梁和悬臂梁。我们将证明, 在先期结构中的恒载(包括预加力)内力, 由于混凝土的徐变影响, 将在后期结构中发生变化。为了叙述的方便, 我们仍取两跨连续梁进行研究, 如图3-13所示, 该梁按下述程序进行施工。

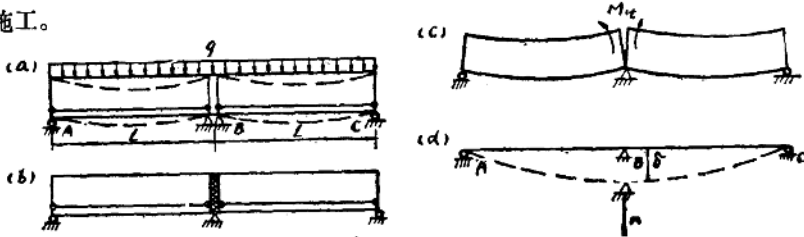


图 8-13 混凝土徐变对体系转换及支座下沉连续梁的内力影响

第一步: 将两孔预制的简支梁架设于桥位上。此时, 结构以简支梁的体系承受自重荷载和预加力。

第二步: 在混凝土龄期为 τ 时, 将两孔简支梁端部连接成为连续梁。于是结构体系发生转换, 由先期的静定结构变为后期的超静定结构。

连续梁接缝的中间支座截面在连接时弯矩为零。从龄期 τ 开始, 随着时间的增长, 由于混凝土徐变受到约束, 逐渐产生附加弯矩。到龄期为 t 时, 这个弯矩由零增加到 M_{1t} 。如同前面所介绍的方法一样, 可以根据支座截面在 dt 时间内变形增量的协调条件建立平衡方程式。这时支座截面沿 M_{1t} 方向的变形增量之和可以组成与式(3-10)类似的方程式, 但是其中 X_1 为零, 因为先期结构中没有这一弯矩。

$$\delta_{11} \cdot M_{1t} \cdot d\varphi_{(t,\tau)} + \delta_{1p} \cdot d\varphi_{(t,\tau)} + \delta_{11} \cdot dM_{1t} = 0 \quad (3-11)$$

对上式进行整理后写成:

$$M_{1t} \cdot d\varphi_{(t,\tau)} + dM_{1t} = -\frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} d\varphi_{(t,\tau)} = X_1 \cdot d\varphi_{(t,\tau)} \quad (3-12)$$

上式右边的系数 $-\frac{\delta_{1P}}{\delta_{11}}$ 等于式 (3-9) 中的 X_1 , 表示全部恒载 (包括预加力) 作用于连续梁上的赘余力弯矩。但应当指出, 在这里 X_1 并非实际存在。

解微分方程 (3-12) 得

$$M_{1t} = X_1 + C \cdot e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}$$

当 $t = \tau$, $M_{1t} = 0$ 得 $C = -X_1$

$$\text{代入} \quad M_{1t} = X_1 [1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}] \quad (3-13)$$

上式表明, 连续梁在施工过程中由静定结构体系转换为超静定结构体系, 恒载内力的徐变作用将引起结构内力重分配, 使中间支座接缝截面产生次弯矩。这一结论对其它超静定预应力混凝土结构也是一样。

数值 $1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}$ 示于表 3-1

1 - e^{-(φ_t-φ_r)} 的数值

表 3-1

$\varphi_t - \varphi_r$	$1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}$	$\varphi_t - \varphi_r$	$1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}$
0	0	1.5	0.78
0.25	0.22	2.0	0.86
0.5	0.39	3.0	0.95
0.75	0.53	4.0	0.98
1.00	0.63	5.0	0.99

假设两孔简支梁在混凝土龄期为一个月时连接成连续梁, 并设混凝土徐变有关系数 $\varphi_K = 2.0$, $\beta = 1.0$, 混凝土徐变引起的次弯矩的终极值可估算如下:

由式 3-7 $\varphi_t - \varphi_r = \varphi_K (e^{-\beta\tau} - e^{-\beta t}) = 2.0 (e^{-\frac{1}{12}} - e^{-\infty}) = 1.84$

查表 3-1 $1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)} = 0.84$

代入式 3-13 得 $M_{1t} = 0.84 X_1$

从上例可见, 用一般情况下的徐变系数 $\varphi_t - \varphi_r$ 数值代入, 得出的 M_{1t} 很接近 X_1 值, 由此可导致以下结论: 简支梁连接后, 中间支座接缝截面由于恒载徐变产生的次弯矩, 最后将接近于没有体系转换情况下的连续梁中同一截面的恒载弯矩, 特别是在混凝土灌注后 1 ~ 2 个月龄期较早时候进行结构体系转换的情况, 徐变作用更为显著。

恒载作用下混凝土徐变作用引起连续梁内力重分配。梁内任一截面的最后弯矩 M_{gt} 等于体系转换前即先期结构中的原有弯矩 M_{1g} 上增加一个弯矩增量 $\bar{M} M_{1t}$, 也即徐变引起的次弯矩。

$$M_{gt} = M_{1g} + \bar{M} M_{1t} = M_{1g} + \bar{M} X_1 [1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}]$$

$$\text{令} \quad M_{2g} = M_{1g} + \bar{M} X_1$$

上式也可写作

$$M_{gt} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g}) [1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_r)}] \quad (3-14)$$

式中 M_{1g} —— 在先期结构上的恒载 (包括预加力), 按先期结构体系计算的弯矩;

M_{2g} —— 在先期结构上的恒载 (包括预加力), 按后期结构体系计算的弯矩;

$\bar{M}$ —— 在基本结构中, 由单位赘余力作用引起的弯矩

φ_t, φ_r —— 徐变系数, 其意义同前。

3. 徐变对支座位移引起的内力的影响

连续梁在弹性状态下某一支座发生位移而引起的内力,可用结构力学的一般方法求得。这一内力由于混凝土徐变受到约束而引起重分配。下面简要说明徐变对这种内力的影响。

仍然采用图3-12所示的两跨连续梁的例子进行说明。假定在混凝土龄期为 τ 时,连续梁的中间支座发生一个瞬时位移 δ 。该位移可以是人为的,用以减少支座截面的最大负弯矩;也可以是由于地基不均匀沉陷引起的。此时在连续梁的中间支座处产生的反力以 R_1 表示。在混凝土徐变变形的影响下,假定到龄期为 t 时支点反力 R_1 减少的数值为 R_{1t} 。按上述方法写出 dt 时间内支座 B 的变形增量的协调条件。它的变形增量由以下两项组成:反力 $(R_1 - R_{1t})$ 使梁发生徐变在 B 点挠度的增量 $(R_1 - R_{1t}) \delta_{11} d\varphi_{(t,\tau)}$;在 dt 时间内 R_{1t} 的增量 dR_{1t} 引起梁的弹性变形在 B 点的挠度 $\delta_{11} \cdot dR_{1t}$ 。根据 B 点在 dt 时间内实际位移为零的条件,可建立如下方程:

$$(R_1 - R_{1t}) \cdot \delta_{11} \cdot d\varphi_{(t,\tau)} - \delta_{11} \cdot dR_{1t} = 0 \quad (3-15)$$

利用初始条件,解此微分方程得到

$$R_{1t} = R_1 [1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_\tau)}] \quad (3-16)$$

以上徐变对支座位移影响的分析,也可援引上一节结构体系转换的概念进行分析。

在图3-13(d)中把 AC 视作没有支座 B 的简支梁,在跨中 B 点作用一集中恒载 R_1 ,产生挠度 δ 。然后在挠度下的 B 点加设支座变为两跨连续梁,此时 B 点支座没有受力,反力为零。由原来一孔简支梁变成连续梁,结构体系发生了转变。由于恒载 R_1 作用下简支梁跨中 B 点的徐变位移受到控制,因此将逐渐在 B 点的支座上产生反力,由零增加到 R_{1t} 。和上一节徐变对恒载内力的影响所作分析,同样概念可以写出式(3-12)类似的微分方程:

$$R_{1t} d\varphi_{(t,\tau)} + dR_{1t} = -\frac{\delta_{12}}{\delta_{11}} d\varphi_{(t,\tau)} = R_1 d\varphi_{(t,\tau)} \quad (3-17)$$

式(3-17)和式(3-15)是一致的,因此得到相同的分析结果。梁内引起的最后弯矩 M_{2t} 也可应用式(3-14)计算得到,此时式中的 M_{1s} 等于简支梁弯矩而 M_{2s} 则等于零。

式(3-16)说明由于混凝土徐变的结果,支座位移引起的支点力 R_1 将随时间而减小。到龄期 t 时剩余的支点力为:

$$R_1 - R_{1t} = R_1 e^{-(\varphi_t - \varphi_\tau)} \quad (3-18)$$

仍以上一节假设的徐变系数为例,当 $\varphi_t - \varphi_\tau = 1.84$ 时, $e^{-(\varphi_t - \varphi_\tau)} = 0.16$ 。从式(3-18)可知,剩余的支点反力仅为原来的16%。因此混凝土徐变作用使支座弹性位移产生的内力几乎消失绝大部分。有时连续梁支座不均匀沉陷引起较大的内力,导致混凝土受拉区开裂或受压区应力过大,混凝土徐变作用能使上述严重性逐步趋向缓解,对支座不均匀沉陷的后果起到有利的影响。

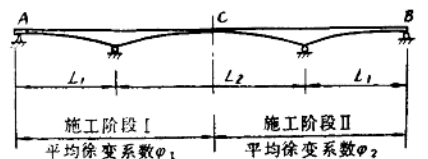
在日本第二阿武隈川铁路预应力混凝土连续梁桥(跨度 $5 \times 105\text{m}$)的主梁设计中,考虑到5号桥台可能下沉,按该桥台下沉5cm计算了它对主梁内力的影响。在计算中考虑了混凝土徐变影响以后,使原来支座下沉产生的弯矩降低约40%。

通过以上分析也说明,利用人为降低支座或顶高支座的方法,谋求调整连续梁的弯矩的方法,其效果是随时间而减少的,很难达到预期的目的,对于早期调整的情况更加明显。这个结论对多跨连续梁,以及其它超静定混凝土结构都是适用的。

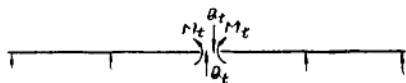
4. 混凝土龄期差对徐变次内力的影响

采用悬臂灌注法施工连续梁如图3-14所示,往往由于机具设备限制,不是同时对称进行施工。假设按进度计划,在施工区间(I)完成悬臂作业以后再进行区间(II)的

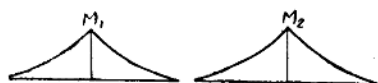
施工, 则两区间的混凝土灌注时间先后相隔较久, 龄期互不一致。在跨中合拢连接成整体后, 由于两边存在混凝土龄期差和徐变系数的差异, 不对称发展的混凝土徐变变形将导致结构内部产生附加内力。应该注意, 图示的悬臂施工法是由悬臂梁结构合拢成连续梁, 施工过程中存在结构体系的转换。因此即使是采用对称同时悬臂施工, 也存在混凝土徐变产生的次内力。但是不是同时对称施工时, 由于混凝土龄期差将使这一次内力进一步复杂化而引起改变。



(a) 跨中合拢后混凝土龄期不同引起不同徐变系数



(b) 徐变差引起跨中截面恒载次内力



(c) 梁体自重引起的弯矩图

图 3-14 连续梁悬臂灌注恒载内力

假设图 3-14 所示连续梁在跨中合拢时, 施工区间 (I) 混凝土平均龄期为 t_1 , 区间 (II) 混凝土平均龄期为 t_2 。

根据徐变理论公式 (3-6), 跨中合拢以后 t 时, 两个区间的混凝土徐变系数分别为

$$\varphi_1 = \varphi_K [1 - e^{-\beta(t_1+t)}]$$

$$\varphi_2 = \varphi_K [1 - e^{-\beta(t_2+t)}]$$

为计算恒载内力徐变变形在合拢以后 t 时产生的跨中截面次内力——弯矩 M_t 和剪力 Q_t , 可列出在 dt 时间内变形增量协调条件微分方程组:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} dM_t + (\delta_{11}^1 d\varphi_1 + \delta_{11}^2 d\varphi_2) M_t + \delta_{12} dQ_t + (\delta_{12}^1 d\varphi_1 + \delta_{12}^2 d\varphi_2) Q_t \\ + (\delta_{1p}^1 d\varphi_1 + \delta_{1p}^2 d\varphi_2) = 0 \\ \delta_{21} dM_t + (\delta_{21}^1 d\varphi_1 + \delta_{21}^2 d\varphi_2) M_t + \delta_{22} dQ_t + (\delta_{22}^1 d\varphi_1 + \delta_{22}^2 d\varphi_2) Q_t \\ + (\delta_{2p}^1 d\varphi_1 + \delta_{2p}^2 d\varphi_2) = 0 \end{aligned} \right\}$$

(3-19)

式中徐变变形增量中的主变位和付变位右上角足标表示不同的施工区间。两个区间的混凝土有不同的徐变系数增量 $d\varphi$, 通过以下变换使之统一以简化算式:

$$\text{令 } \frac{d\varphi_1}{d\varphi_2} = \frac{e^{-\beta t_1}}{e^{-\beta t_2}} = \alpha$$

则 $(\delta_{11}^1 d\varphi_1 + \delta_{11}^2 d\varphi_2) = d\varphi_2 (\alpha \delta_{11}^1 + \delta_{11}^2) = d\varphi_2 \cdot \delta_{11}^*$

式中 $\delta_{11}^* = \alpha \delta_{11}^1 + \delta_{11}^2$, 表示两区间混凝土采用统一徐变系数 φ_2 后进行计算的变位量。

式 (3-19) 中其它变位经过同样变换后可简写成下式

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} dM_t + \delta_{11}^* d\varphi_2 M_t + \delta_{12} dQ_t + \delta_{12}^* d\varphi_2 Q_t + \delta_{1p}^* d\varphi_2 = 0 \\ \delta_{21} dM_t + \delta_{21}^* d\varphi_2 M_t + \delta_{22} dQ_t + \delta_{22}^* d\varphi_2 Q_t + \delta_{2p}^* d\varphi_2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-20)$$

解上列方程组, 当左右两边结构尺寸对称时, 得

$$(\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{21} \delta_{12}) dQ + (\delta_{11} \delta_{22}^* - \delta_{21} \delta_{12}^*) d\varphi_2 Q_t + (\delta_{11} \delta_{2p}^* - \delta_{21} \delta_{1p}^*) d\varphi_2 = 0 \quad (3-21)$$

式 (3-21) 通解为

$$Q_t = - \frac{\delta_{11} \delta_{2p}^* - \delta_{21} \delta_{1p}^*}{\delta_{11} \delta_{22}^* - \delta_{21} \delta_{12}^*} + c \cdot e^{-\frac{\delta_{11} \delta_{22}^* - \delta_{21} \delta_{12}^*}{\delta_{11} \delta_{22}^* - \delta_{21} \delta_{12}^*} (\varphi_2 - \varphi_{t2})} \quad (3-22)$$

利用初始条件: $t=0$ 时, $\varphi_2 = \varphi_{t2}$, $Q_t = 0$

得

$$C = \frac{\delta_{11}\delta_{2p}^* - \delta_{21}\delta_{1p}^*}{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}$$

代入

$$Q_t = -\frac{\delta_{11}\delta_{2p}^* - \delta_{21}\delta_{1p}^*}{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*} \left[1 - e^{-\frac{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}(\varphi_2 - \varphi_{t2})} \right]$$

令

$$Q_0 = -\frac{\delta_{11}\delta_{2p}^* - \delta_{21}\delta_{1p}^*}{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}, \quad M_0 = -\frac{\delta_{22}\delta_{1p}^* - \delta_{12}\delta_{2p}^*}{\delta_{22}\delta_{11}^* - \delta_{12}\delta_{21}^*}$$

则得混凝土龄期差引起徐变次内力的通式:

$$Q_t = Q_0 \left[1 - e^{-\frac{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}{\delta_{11}\delta_{22}^* - \delta_{21}\delta_{12}^*}(\varphi_2 - \varphi_{t2})} \right] \quad (3-23)$$

同理

$$M_t = M_0 \left[1 - e^{-\frac{\delta_{22}\delta_{11}^* - \delta_{12}\delta_{21}^*}{\delta_{22}\delta_{11}^* - \delta_{12}\delta_{21}^*}(\varphi_2 - \varphi_{t2})} \right] \quad (3-24)$$

这里 Q_0 和 M_0 也就是作用在先期结构体系上的恒载(包括梁自重和预应力作用),按后期结构体系(即整体化以后的连续梁)计算得到的跨中 c 点的剪力和弯矩。不过计算时带星号的变位置量要采用变换后的数值。

如全桥两边结构尺寸对称,则变换后的变位置量还可简化,如

$$\delta_{11}^* = \alpha\delta_{11} + \delta_{11}^2 = \frac{\alpha+1}{2}\delta_{11}$$

因此式(3-23)和式(3-24)简化为下式

$$Q_t = Q_0 \left[1 - e^{-\frac{\alpha+1}{2}(\varphi_2 - \varphi_{t2})} \right] \quad (3-25)$$

$$M_t = M_0 \left[1 - e^{-\frac{\alpha+1}{2}(\varphi_2 - \varphi_{t2})} \right] \quad (3-26)$$

如全桥两边对称同时悬臂施工时,则不存在混凝土龄期差的问题,上式中 α 值等于1。因此式(3-25)和式(3-26)就和上两节中得出的徐变次内力公式完全相同。

三、连续梁桥的施工

(一) 概述

建造预应力混凝土连续梁桥的方法,根据桥跨长度、地形情况和施工机具设备等条件采用膺架法,先简支后连续法,移动支架滑模逐孔现浇法,顶推法和悬臂法等。

膺架法就是在膺架上就地建造预应力混凝土梁,适用于膺架不高、地基承载力较好的情况。

通惠河铁路桥,是在膺架上就地建造的。采用具有集中的强大钢丝束的莱昂哈特预应力配筋体系(Baur Leonhardt System)。一束由234根7 ϕ 3钢绞线组成的强大钢丝束,绕过箱形梁两端和两边腹板把全梁包围一周。在梁端设分离的张拉端块。在与梁的端横隔板间的缺口内,由设置的4台5,000kN的千斤顶推动张拉端块,使钢丝束受到张拉。待张拉达到设计数值后,用预制混凝土块和钢垫板将张开缝填死,然后取出千斤顶。最后,向钢丝束套管中压注水泥砂浆及补灌千斤顶空位的混凝土。

这种预应力体系的施工工艺和方法比较笨重复杂,目前在工程实践中已很少推广使用。采用其它配筋体系的连续梁桥,当用膺架法施工时,其施工方法类似于简支预应力混凝土梁的制造。