

目 录

1 总则	1
2 作用	2
2.1 作用及其组合	2
2.2 设计中必须重点考虑的几个作用	2
3 持久状况承载能力极限状态计算	4
3.1 永久作用内力的计算	4
3.2 主梁正截面承载能力极限状态计算	4
3.3 主梁斜截面承载能力极限状态计算	4
3.4 箱梁的剪力滞效应	4
4 持久状况正常使用极限状态计算	5
4.1 抗裂验算	5
4.2 挠度的计算与控制	6
4.3 计算参数的取用	8
5 持久状况和短暂状况构件的应力计算	9
5.1 正截面应力计算与控制	9
5.2 主拉应力计算与控制	9
5.3 箱梁横向计算	10
5.4 必要时进行有效预应力不足的敏感性分析	11
6 构造及施工措施	12
6.1 箱梁一般构造尺寸的规定	12
6.2 墩身一般构造尺寸的规定	13
6.3 普通钢筋的构造要求	15
6.4 预应力的构造要求	17
6.5 施工措施	18
6.6 其他方面	21
7 条文说明	23
附件 1	52
附件 2	57

1 总则

1.1 目的

为避免大跨径预应力混凝土连续刚构桥在运营期出现跨中下挠、腹板斜裂缝、底板裂缝等病害，特制定本指南。在制订时，充分吸取了现有大跨径混凝土连续刚构存在的跨中下挠、腹板斜裂缝、底板裂缝等病害教训，从而提出主梁的一些应力控制指标，以及改进缺陷的一些经验措施，作为《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）的补充。

1.2 适用范围

本指南适用于新的大跨径、变截面、预应力混凝土连续刚构桥的设计，有关旧桥加固设计见《大跨径预应力混凝土连续刚构加固指南》。

2 作用

2.1 作用及其组合

按照《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）中的相关条款进行。

2.2 设计中必须重点考虑的几个作用

2.2.1 结构自重和预应力

考虑结构自重和预应力时，宜计入施工规范容许范围内的误差对结构的影响。

2.2.2 活载

活载按照《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）取用。在整体纵向计算时，宜考虑偏载的影响；在进行局部及横桥向计算时，除了考虑冲击外，建议根据业主要求，计入适当的活载超载。

2.2.3 温度

温度荷载是结构受力的重要组成部分之一。纵向计算时温度按照《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）取用，计算结构的均匀升温或降温，以及温度梯度引起的内力；横向计算时，宜计算箱室内外 $\pm 5^{\circ}$ 的温差（见图 2.2），必要时建议对结构进行空间应力分析。

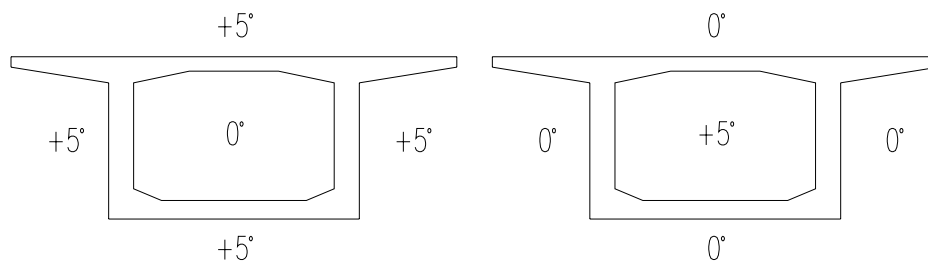


图 2.2

2.3.4 徐变

建议充分估计混凝土收缩徐变对结构的影响。在有条件时，原则上宜进行混凝土的徐变试验，按照试验得出的徐变系数和终极值进行徐变计算；没有试验数据时，建议徐变按照以下三种计算结果中的较大徐变效应作为徐变对结构的影响，前两种徐变计算方法是分别采用不同的徐变系数和徐变终极值，**第一种取徐变系数 $\beta = 0.0021$ ，终极值 $\psi_k = 2.5$ ，第二种取徐变系数 $\beta = 0.021$ ，终极值 $\psi_k = 2.0$** ，第三种徐变计算方法采用现行规范中相对潮湿度。

2.3.5 构件调整力

构件调整力通常包括以下两种：

连续刚构在主跨合拢前，根据需要在两悬臂端用水平千斤顶互施水平顶推力，以调整主跨及双壁墩身的内力，设计时宜计入调整力对结构的影响。

连续刚构在边跨梁处于悬臂状态时，在悬臂端施加竖直荷载，于边跨合拢后卸除，以调整双壁墩身内力，设计时也宜计入其影响。

3 持久状况承载能力极限状态计算

3.1 永久作用内力的计算

3.1.1 计入施工规范允许的误差对结构内力的影响,同时考虑此部分误差引起的收缩徐变内力的变化。

3.1.2 要按悬臂施工的步骤,逐步骤计算内力并累加,并计入收缩徐变影响,形成永久作用内力。不应按桥梁形成时的图式一次性地计算内力,以避免根部负弯矩偏小现象的产生。

3.2 主梁正截面承载能力极限状态计算

主梁的正截面承载能力计算按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D60-2004)中的相关条款进行。

3.3 主梁斜截面承载能力极限状态计算

主梁的斜截面抗剪承载能力按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D60-2004)中的相关条款进行计算。

3.4 箱梁的剪力滞效应

宜考虑箱梁剪力滞效应对于结构正应力的影响,控制结构的最大正应力在规范容许值之内。另外在验算截面强度时也宜考虑剪力滞效应,对截面宽度进行折减来计算截面强度。

4 持久状况正常使用极限状态计算

4.1 抗裂验算

4.1.1 正截面抗裂

预应力混凝土连续刚构桥按照全预应力混凝土构件进行抗裂验算，验算正截面拉应力，即在作用（或荷载）短期效应组合下

$$\sigma_{st} - 0.8\sigma_{pc} \leq 0 \quad (4.1.1)$$

式中 σ_{st} —在作用（或荷载）短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）中的公式(6.3.2-1)计算；

σ_{pc} —扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预应力，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）中 6.1.5 条计算。

4.1.2 斜截面抗裂

4.1.2.1 预应力混凝土连续刚构桥按照全预应力混凝土构件进行斜截面抗裂验算，验算斜截面的主拉应力，即在作用（或荷载）短期效应组合下

$$\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk} \quad (4.1.2.1)$$

式中 σ_{tp} —由作用（或荷载）短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力，按照本指南 4.1.2.2 条规定计算；

f_{tk} —混凝土的抗拉强度标准值，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）表 3.1.3 采用。

4.1.2.2 计算预应力混凝土受弯构件由作用（或荷载）短期效

应组合和预加力产生的混凝土主拉应力 σ_{tp} 时, 应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 的 6.3.3 条计算, 但规范的 (6.3.3-3) 式中的 σ_{cy} 应按照下式计算。

$$\sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma_{pe}' A_{pv}}{b s_v} + \sigma_{cy2} + \sigma_{cy3} + \sigma_{cy4} + \sigma_{cy5} + \sigma_{cy6} \quad (4.1.2.2)$$

上式中 σ_{cy2} - 箱梁自重腹板产生的应力;

σ_{cy3} - 箱梁室内外温差在腹板产生的应力;

σ_{cy4} - 活载在箱梁腹板产生的应力;

σ_{cy5} - 张拉箱梁顶板横向预应力在腹板产生的应力;

σ_{cy6} - 底板纵向预应力的径向力对腹板产生的应力。

按照 (4.1.2.2) 公式分别计算腹板内、外侧 σ_{cy} 值, 取不利的数值作为《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) (6.3.3-1) 的中 σ_{cy} 来计算腹板的主拉应力。

n - 在同一截面上竖向预应力钢筋的肢数;

σ_{pe}' - 竖向预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

A_{pv} - 单肢竖向预应力钢筋的截面面积;

s_v - 竖向预应力钢筋的间距;

b - 计算主应力点处构件腹板的宽度。

注: 对于公式 (4.1.2.2) 中的 σ_{cy2} 、 σ_{cy3} 、 σ_{cy4} 、 σ_{cy5} 、 σ_{cy6} , 当为压应力时以正号带入, 当为拉应力时以负号带入。

4.2 挠度的计算与控制

大跨径连续刚构桥下挠是较普遍的病害, 建议在设计阶段作主梁的挠度控制设计, 挠度控制设计指结构在永久作用下主跨跨

中的挠度控制设计。

4.2.1 主梁的主跨跨中在自重、二期荷载、预应力等除混凝土收缩徐变以外的永久作用下的下挠值尽可能小，最大值宜 $\leq L/4000$ （ L 为连续刚构桥主跨跨径）

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）对于大跨径连续刚构桥的跨中下挠没有作设计要求，本指南提出的挠度设计作为《规范》的补充。

4.2.2 建议考虑自重施工误差对结构挠度的影响

4.2.2.1 建议设计中考虑施工规范容许范围内的自重施工误差对结构挠度的影响，包括结构自重误差 $\pm 5\%$ ，铺装层超厚 $L/7000$ （ L 为主跨跨径），但不得小于 2cm ，同时考虑施工误差对混凝土收缩徐变挠度的影响。

4.2.2.2 建议设计中对于施工规范容许范围外的误差，能够采取措施予以补救，比如设置体外预应力等。

4.2.3 宜考虑钢绞线误差对于结构挠度的影响。

4.2.3.1 建议分析全部纵向预应力误差 $\pm 6\%$ 对结构弹性挠度的影响，同时分析此项误差对混凝土收缩徐变挠度的影响。

4.2.3.2 从工艺上保证有效预应力值。

4.2.4 应充分估计混凝土收缩徐变对结构挠度的影响

混凝土收缩、徐变对于结构的影响较大、而且复杂不定，建议充分估计混凝土收缩徐变对结构的不利影响。

4.2.5 宜考虑活载对于结构徐变挠度的影响。

徐变挠度只对永久作用而言。但在繁忙交通的路段上，桥上车流日夜不断，部分活载也实际成了永久作用，也会产生徐变挠度，导致下挠增大。设计时宜考虑部分活载对结构徐变挠度的影响。

4.3 计算参数的取用

计算参数的取值宜合理，尤其对于预应力筋与管道之间的摩擦系数取值应慎重，施工前应作预应力损失试验，确定预应力筋与管道壁之间的摩擦系数取值。

5 持久状况和短暂状况构件的应力计算

5.1 正截面应力计算与控制

5.1.1 在运营阶段，主梁宜按照全预应力混凝土构件设计，考虑最不利荷载效应后，跨中下缘应有适量的压应力储备，跨中下缘压应力宜 $\geq (1+L/100)$ MPa (L 为主跨跨径，单位：m)。

最不利荷载效应指按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004) 中的荷载组合内容，取荷载标准值进行最不利组合。

5.1.2 分析主梁跨中正应力储备时，建议充分估计混凝土收缩徐变的影响。

5.1.3 进行正截面应力计算时，除考虑结构尺寸、施工荷载和规范规定的各种荷载外，建议考虑施工规范容许范围内的施工误差对结构应力的影响。

5.1.4 在计算中考虑箱梁剪力滞的影响

5.2 主拉应力计算与控制

5.2.1 腹板主拉应力位置的确定

各截面腹板最大主拉应力有可能位于腹板中性轴、腹板上倒角下缘或腹板下倒角上缘，建议计算出其最大值，以免遗漏。

5.2.2 腹板主拉应力计算

5.2.2.1 计算预应力混凝土受弯构件由作用（或荷载）标准值效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力 σ_p 时，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 的 7.1.6 条计算，但规范的 (6.3.3-3) 式中的 σ_{cy} 应按照本指南 (4.1.2.2)

公式计算。

5.2.2.2 计算竖向预应力钢筋的有效预应力时，建议考虑竖向预应力由于弹性压缩、混凝土收缩徐变、锚具回缩等因素产生的竖向预应力的损失。

5.2.3 腹板主拉应力控制值的确定

考虑 5.2.2 中的各项因素后，按照荷载标准值进行最不利组合后，计算出的主梁最大主拉应力 σ_{t_p} 宜满足下列规定：

$$\sigma_{t_p} \leq 0.7 f_{tk} \quad (5.2.3)$$

f_{tk} - 混凝土的抗拉强度标准值。

5.3 箱梁横向计算

5.3.1 横向分析是大跨径连续刚构桥的一个重要环节，建议判断整个桥跨范围内的箱梁薄弱断面，对箱梁薄弱断面进行横向分析，确保每个断面在荷载作用下横向的安全性。

5.3.2 横向分析时，可以按框架模型计算，必要时采用空间实体单元模型计算。

5.3.3 横向分析时，建议考虑自重、桥面铺装超方、活载、活载偏载和超载、底板预应力钢束的径向力及箱内外温差等因素对结构的影响，验算顶板、底板跨中下缘、底板根部上缘、腹板内侧的安全性。

建议按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）中有关预应力混凝土构件的要求来验算顶板的各项受力，按照钢筋混凝土构件的要求，验算腹板和底板裂缝宽

度和极限承载能力。

5.3.4 横向计算时，箱内外宜考虑不小于 5℃ 的温差。

5.3.5 横向计算时，除按照《公路桥涵设计通用规范》（ JTG D60-2004 ）第 4.3.2 中的考虑 1.3 的冲击系数外，建议根据业主意见，适当的考虑超载。

5.4 必要时进行有效预应力不足的敏感性分析

5.4.1 纵向预应力的有效应力随着时间的推移会降低，对特别重要的桥梁，建议进行预应力敏感性分析，必要时可按某一指定的有效预应力不足比例进行配束。

5.4.2 结构设计时除了根据计算荷载需要的钢绞线外，还应考虑预留一定量的备用钢束，确保结构在运营期出现病害而有补救措施。

5.5 短暂状况构件的应力计算

按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（ JTG D62-2004 ）第 7.2 条相关条文控制。

6 构造及施工措施

6.1 箱梁一般构造尺寸的规定

6.1.1 跨中梁高宜采用 $1/40 \sim 1/50$ 的主跨跨径，小跨径取大值。

根部梁高宜采用主跨跨径的 $1/16 \sim 1/18$ 。

边、中跨比宜为 $0.54 \sim 0.58$ 。

6.1.2 底板最小厚度 32cm，顶板最小厚度 28cm，腹板最小厚度 50cm，悬臂端最小厚度 15cm。

6.1.3 箱梁刚度宜尽可能的渐变，如零号块与 2 号梁段的腹板，底板的厚度宜通过 1 号梁段过渡，在腹板突变处也宜设置渐变段，渐变段以一个梁段为宜。

6.1.4 0 号块底板、腹板、顶板厚度可较 1 号块或 2 号梁段底板、腹板、顶板厚度适当增加，根据计算确定增加值，但最小不能少于 20cm。

6.1.5 主梁箱宽不宜大于桥面全宽的 $1/2$ ，且箱梁的长边与短边之比不宜大于 4，否则应设置成多箱室。

6.1.6 箱梁悬臂长度不宜大于 5m，否则应考虑活载在悬臂端部引起的双向挠曲效应。

6.1.7 梁高曲线和底板钢束曲线

6.1.7.1 箱梁底板下缘顺桥向梁段的交结点必须在一条平顺的曲线上，边跨现浇段及中跨合拢段与悬臂端最后一个梁段之间不允许有相对转角。对于主跨跨径小于 150m 的可采用二次抛物线

设置，大于 150m 的可采用 1.5~1.8 次抛物线设置。

6.1.7.2 箱梁底板钢束应改变传统的与底板平行设置而造成梁段节点处形成死弯的缺点，应将底板钢束管道顺桥向各点均设在一条平顺的曲线上，为此每梁段中的管道距离底板的竖向距离应按照钢束曲线计算得出，而不是定值。

6.1.7.3 箱梁中跨跨中及边跨现浇段与悬臂端相接处底板的纵向预应力管道宜尽量靠近底板上缘布置，即可紧贴箱梁底板的上层钢筋，以增大截面抵抗钢束径向力的抗剪厚度。

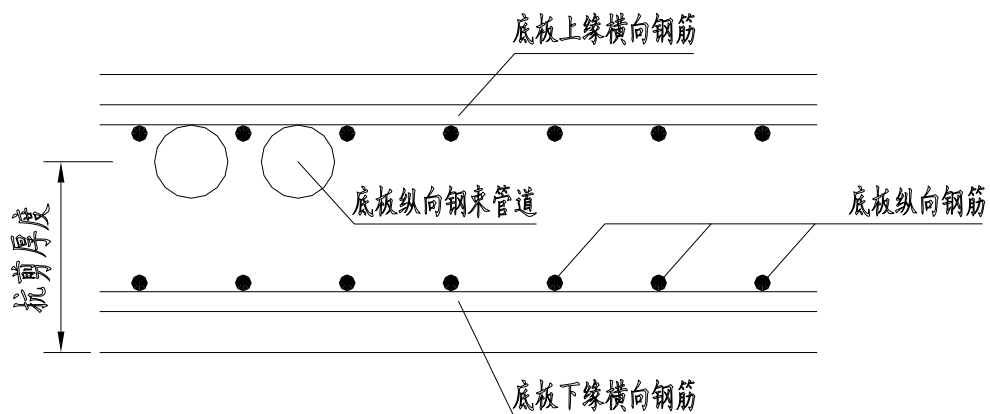


图 6.1.7.3

6.1.7.4 为了控制底板纵向预应力管道的线形，除了提供梁段节点断面管道布置图外，还应提供每一梁段中部截面的管道布置图。

6.2 墩身一般构造尺寸的规定

6.2.1 当主跨跨径较大时，常采用双薄壁墩，两薄壁间距 H 可由施工中的不平衡弯矩来确定。

6.2.2 空心薄壁墩墩底宜有适当的实心段以便承台和薄壁墩

刚度过渡，建议墩底实心段取 2.5 ~ 3m。

6.2.3 建议双柱式薄壁墩承台做成整体式，不宜做成分离式。

6.2.4 主墩桩基宜做成嵌岩桩，在地质条件不允许只能做摩擦桩，且地质条件较差时，对于 200m 以上的跨径应做试桩。

6.2.5 主梁 0 号块横隔板宜设计成柔性横隔板，每道横隔板厚度宜取 50 ~ 60cm。

6.2.6 在墩顶一个墩壁厚度范围内宜增设封闭箍筋以提高该区域的墩身混凝土承压强度。

6.2.7 可通过一些手段调整连续刚构桥的桥墩受力。

通常调整桥墩受力的措施有：合拢前顶推主梁、边跨合拢前后加卸载等措施。

6.2.8 当桥墩满足下列条件时建议验算桥墩的稳定性。

即 $H/B > 20$ 和 $h/b > 20$

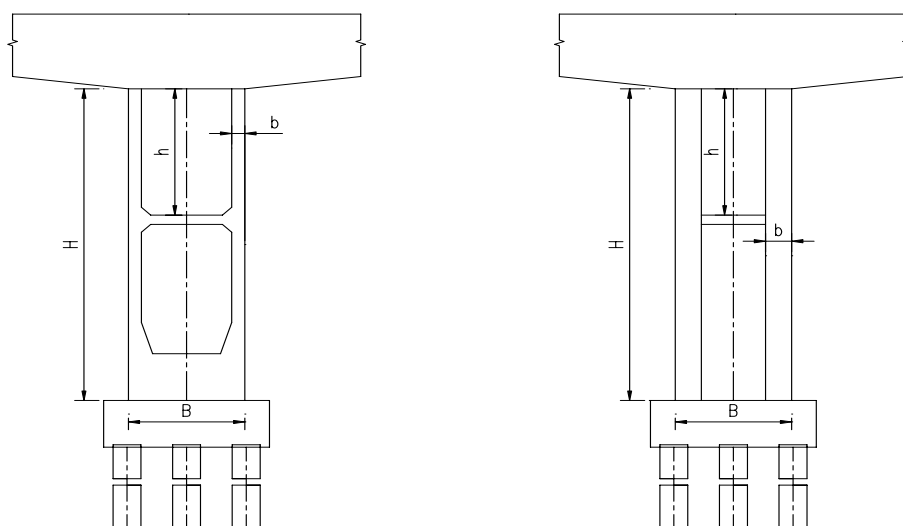


图 6.2.8

式中：B—双薄壁墩的外宽或单柱式的顺桥向宽度；

b—双薄壁墩的单片墩的顺桥向宽度；

H —桥墩总高度;

h —双薄壁墩外横隔板间距, 单柱墩内横隔板的间距。

建议双柱式墩的外横隔板与内横隔板对应并联成整体, 单柱式空心墩当 $H/B > 20$ 时设内横隔板, 否则应验算局部稳定。

6.2.9 宜尽量减小墩底与承台, 墩顶与 0 号块, 各梁段间在浇注时的相对龄期差, 墩底与承台的浇注龄期差不宜大于 30 天, 0 号块各层和各相邻梁段之间的浇注龄期差不宜大于 15 天。

6.3 普通钢筋的构造要求

6.3.1 箱梁纵向钢筋和横向钢筋的间距不宜大于 15cm, 纵向钢筋和底板横向钢筋直径不宜小于 16mm, 腹板箍筋直径不宜小于 20mm, 当顶板设有横向预应力时, 顶板上层钢筋和箱内顶板下缘横向钢筋直径不宜小于 16mm, 悬臂下缘和箱中承托下缘钢筋直径不宜小于 12mm。

6.3.2 关于底板钢束防崩钢筋

6.3.2.1 建议在两个管道之间及最外排管道的外侧均设底板预应力防崩钢筋, 防止底板预应力钢束张拉时将底板下缘保护层崩裂, 每一个管道的防崩钢筋的面积按照下式计算:

$$A_s \geq \frac{N}{20f_{sd}R} \quad (6.3.2)$$

式中; N ——一束预应力的张拉力, 单位: kN;

R —钢束的曲率半径, 取沿管道的最小值, 单位: m;

f_{sd} —钢筋的抗拉强度设计值, 单位: MPa;

A_s —沿管道一米长度内的防崩钢筋面积, 单位: m^2/m 。

6.3.2.2 防崩钢筋大样

防崩钢筋可做成“[”形和封闭箍筋，如果采用“[”形钢筋，则应确保卡住底板上下缘横筋，如为封闭箍筋则应将开口端向上设置。若为底板的齿板防崩钢筋，则箍筋的开口向下设置。

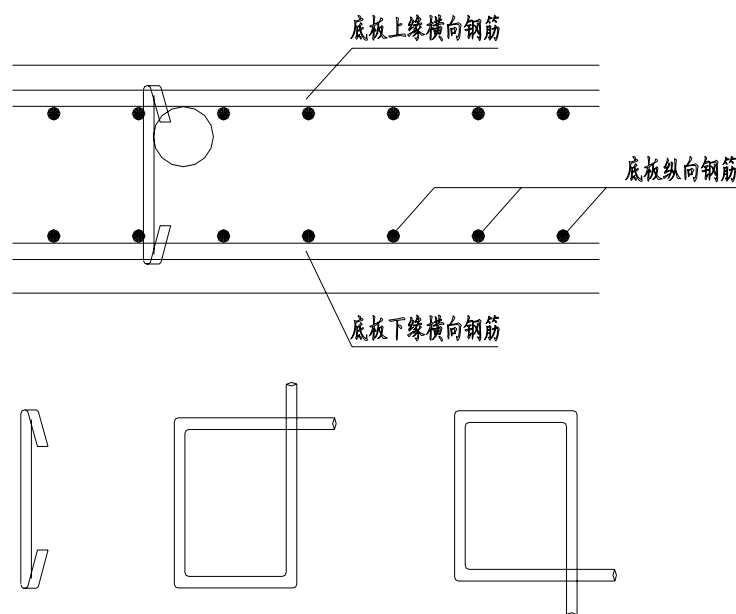


图 6.3.2.2

用于防崩钢筋的箍筋开口方向与径向力方向相反，图 6.3.2.2 中中间开出向上的箍筋适用于底板钢束的防崩及顶板钢束齿板的防崩，右边开口向下的箍筋适用于底板钢束齿板的防崩。

6.3.2.3 防崩钢筋布置

防崩钢筋的设置应遵循以下几点：

1. 在钢束两侧均应设置防崩钢筋。

防崩钢筋设置在钢束两侧，距离钢束较近，能起到防崩的作用，若防崩钢筋距离钢束较远，则效果较差，甚至起不到防崩的作用，建议在每根钢束两侧均应布置防崩钢筋，没有钢束的地方，

底板的架立钢筋的横向间距按照构造要求设置。

2. 防崩钢筋顺桥向间距不宜超过两个横向钢筋间距，也不宜梅花形布置，避免部分钢束两侧没有防崩钢筋。

3. 防崩钢筋不能等同于底板的架立钢筋，不能缺少。

6.4 预应力的构造要求

6.4.1 预应力管道间净距不得小于 6cm，在直线段两管道竖向可以叠置。

6.4.2 建议箱梁顶、底板纵向预应力设备用管道，且不少于二束，如施工中未动用，则将喇叭口封闭以后备用。

6.4.3 竖向预应力宜对称腹板布置。

6.4.4 建议边跨底板预应力钢束有 20% 且不少于 2 束的预应力钢束按直束布置通过支座外，其余底板束一律上弯锚固。

6.4.5 顶板纵向预应力钢束宜通过平弯及竖弯锚固在顶板与腹板交界处，底板纵向预应力宜通过平弯及竖弯锚固在底板与腹板交界处，否则应验算锚前和锚后的局部应力。

6.4.6 纵向预应力钢束尽量布置在靠近腹板处。

6.4.7 纵向预应力管道的平弯和竖弯半径在有足够空间的情况下，尽可能采用较大半径，以减小管道平弯和竖弯引起的局部拉应力。顶板的平弯半径 R 不宜小于按下式计算的半径。即

$$R \geq \frac{N}{500(h-d)f_{tk}} \quad (6.4.7)$$

式中： R —预应力钢束的平弯半径，单位：m；

N ——一束预应力钢束的张拉控制吨位，单位：kN；

f_{tk} —混凝土轴心抗拉强度标准值，单位：MPa；

h —顶板（底板）厚度，单位：m；

d —管道外直径，单位：m。

表 6.4.11 给出了不同张拉吨位对应的最小弯曲半径，建议采用。

表 6.4.11

张拉吨位 (kN)	最小弯曲半径 (m)
1000	4
2000	8
3000	12
≥ 4000	16

6.4.8 在布置主梁纵、横、竖三向预应力钢束时，应错开位置，避免钢束的锚头、管道相互干扰，或锚头管道与普通钢筋干扰，而不能准确到位，从而影响预应力的效果。

6.4.9 预应力钢束的张拉龄期除满足混凝土强度条件外，建议对加载龄期提出要求，加载龄期最少不得小于 5 天，主跨跨径大于 200m 的桥梁，加载龄期不得小于 7 天，以减少收缩徐变的影响。张拉时，对于加载时的混凝土弹性模量提出要求。

6.4.10 建议尽可能增大主梁的预应力度，控制主跨跨中在永久作用下的下挠。

6.5 施工措施

6.5.1 悬臂浇筑时两端不平衡自重建议为一个底板自重的一半。

6.5.2 建议所有纵、横、竖向预应力锚头在张拉完成并压浆后

均应加盖帽，并在盖帽内注入防腐油脂，保持密封。

6.5.3 除承台、墩身、0号块可分层浇注外，其余梁段应一次浇注完成，零号块宜分两次浇注，第一次浇注的分界面不宜设在结构刚度突变处，宜放在底板以上4~5m的位置。混凝土的初凝时间必须大于浇注时间。

6.5.4 建议纵向预应力采用真空辅助压浆工艺，并对压浆饱满程度进行检查，必要时可开孔检查。

6.5.5 建议对纵向预应力的张拉质量做1%的抽检。

6.5.6 当竖向预应力采用精轧螺纹粗钢筋时，建议在不少于1%的竖向预应力下设测力环，并用扭矩扳手做扭力测定，且竖向预应力采用二次张拉工艺完成。

6.5.7 竖向预应力宜采用不少于四根钢绞线的圆锚，单根钢绞线用直径为4mm的铅丝捆成整体，并编束，然后穿束张拉。

6.5.8 建议竖向预应力顺桥向最大间距 s 宜满足下列要求，否则应适当加高腹板上承托高度和腹板与底板倒角高度。

$$s \leq 2h_1 \tan 26^\circ$$

$$s \leq 2h_2 \tan 26^\circ$$

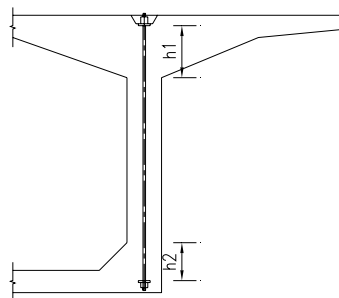


图 6.5.8

6.5.9 控制梁段施工质量，避免梁段接缝处出现裂缝。

6.5.10 严格控制施工中出现的超方，超方包括结构超方和二

部恒载的超方。

6.5.11 关于边、中跨合拢

6.5.11.1 对连续刚构桥而言边跨现浇段、边跨合拢、中跨合拢是三个关键施工工序，建议三个关键工序在如下两个原则下进行：

- (a) 三个工序的全过程均在结构处于稳定变形条件下进行；
- (b) 三个工序的全过程均在结构处于平衡状态下进行。

6.5.11.2 建议根据实际情况，采取安全、经济、合理的施工方法浇筑边跨现浇段。

6.5.11.3 边跨现浇段宜分为二次浇筑，先浇筑 A 段，后浇筑长 2m 的合拢段 B 段。同时建议设置合拢段，否则无法安装合拢刚性骨架，同时也便于标高的调整，见图 6.5.11。

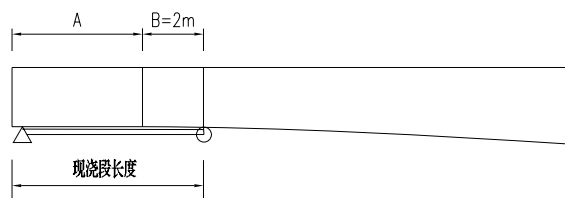


图 6.5.11

6.5.11.4 若边跨现浇段采用满堂支架现浇，建议对满堂支架进行预压。

6.5.11.5 建议给出详细的边、中跨合拢施工流程图及合拢施工流程说明。

6.5.12 关于立模标高

确定立模标高时应充分考虑各种因素的影响，确定出主梁合理的预抬值和桥面线形。

6.5.12.1 跨中预拱度的设置

鉴于一般计算值可能偏小，可以适当放大。

6.5.12.2 为了方便施工监控，建议给出施工过程中每个施工阶段的节点挠度表，

6.6 其他方面

6.6.1 关于齿板设计

6.6.1.1 建议构造端部与底、顶、腹板表面设置 $10 \sim 15^\circ$ 的后仰角，以减小齿板端部下部的受拉范围和大小，同时给齿板后部受剪区增加压力。

6.6.1.2 在齿板端部宜设置足够的受拉箍筋，并将开口端锚固于原结构内。

6.6.1.3 建议齿板长度按照以下公式计算

$$L \geq \frac{N}{400[\tau]B} \quad (6.6.1.3)$$

L —齿板长度，单位：m

N —一个齿板内钢束总的张拉力，单位：kN；

$[\tau]$ —齿板混凝土的容许抗剪强度，单位：MPa

B —齿板宽度，单位：m

6.6.1.4 在管道竖弯范围内宜设置防崩箍筋，并将开口端锚固于原结构内，防崩箍筋宽度按 $(d+10)cm$ 控制， d 为管道外径，不宜太大，每米的总面积 A_s 按

$$A_s \geq \frac{N}{700R \cdot f_{sd}} \quad (6.6.1.4)$$

式中； N ——一束预应力的张拉力，单位：kN；

R ——钢束的束弯半径，单位：m；

f_{sd} ——钢筋的抗拉强度设计值，单位：MPa；

A_s ——沿一根管道一米长度内的防崩箍筋面积，单位： m^2/m 。

6.6.1.5 锚下的局部承压按规范相应条款确定。

6.6.2 建议箱梁设置必要的检查通道，桥墩设置扶梯及进出口，以便后期对箱内及墩内进行检查。

6.6.3 人洞边缘钢筋直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 15cm。

6.6.4 建议维修养护作为设计中的一项内容，应提供：

6.6.4.1 检查通道及检查孔的详细图纸及说明；

6.6.4.2 检查照明设备及相关说明或图纸。

6.6.5 关于桥面线形的控制

6.6.5.1 建议在设计中考虑设置一定的凸形竖曲线，如果路线纵断面设置困难，也可考虑在不影响两端接线线形的前提下设置局部竖曲线，这对于降低桥梁标高控制的难度，保证桥梁建成后的外观线形均有较大的意义。

6.6.5.2 建议桥面铺装以厚度控制为原则，桥面线条圆顺即可。

条文说明

1.1 针对目前大跨连续刚构较普遍存在的跨中下挠、腹板斜裂缝、底板裂缝等病害，本指南通过分析其可能存在的成因，结合对于这些病害的一些处理经验措施，从设计角度提出了一些在设计中需要注意和加强的要点，以便通过对一些设计指标的控制以及必要的构造措施的采取来降低和消除可能出现的病害。

本指南旨在细化《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）在大跨径预应力混凝土连续刚构设计上的应用，作为对现行《规范》的补充，从而希望大跨径预应力混凝土连续刚构健康发展。

2.2.1 《桥涵施工规范》规定，桥梁结构断面尺寸允许有 $\pm 5\%$ 误差，桥面铺装厚度允许超厚 $L/5000$ （ L 为连续刚构主跨跨径），预应力钢绞线容许 $\pm 6\%$ 误差。鉴于设计中考虑整个桥面铺装超厚 $L/5000$ （ L 为连续刚构主跨跨径）偏大，本指南建议设计中考虑桥面铺装超厚 $L/7000$ （ L 为连续刚构主跨跨径），但不得小于 2cm ，结构尺寸 $\pm 5\%$ 误差和钢绞线 $\pm 6\%$ 误差。

2.3.4 考虑到应充分估计混凝土收缩徐变对结构的影响，本指南建议在采用潮湿度计算徐变效应的同时，也采用混合理论来计算结构的收缩徐变，采用混合理论时分别取徐变系数 $\beta = 0.021$ 、终极值 $\phi_k=2.0$ 和徐变系数 $\beta = 0.0021$ 、终极值 $\phi_k=2.5$ 两种情况，取三种结果中徐变效应较大的作为结构的徐变效应。

3.1.1 进行承载力校核时除按照规范规定外，还需考虑以下三个方面的问题：

1. 计算内力组合时，建议计入结构自重（箱梁和铺装）的施工误差引起的内力增减。
2. 进行内力组合时，宜充分估计施工误差引起的混凝土收缩徐变内力的变化。
3. 计算结构抗力时宜考虑施工引起的预应力钢绞线误差对结构抗力的影响。

3.2 计算主梁正截面承载能力时宜注意以下几个问题：

1. 安全等级的确定

对于大跨径预应力混凝土连续刚构桥的安全等级均宜按照一级来控制,即结构的重要性系数取 1.1。

2. 主梁的承载能力计算要考虑施加预应力产生的次内力的影响。

3.4 剪力滞是指宽翼缘箱形截面受对称垂直力作用时,其上、下翼缘的正应力沿宽度方向分布不均匀,这种现象称为剪力滞或剪力滞效应。剪力滞效应会造成腹板处的应力水平高于平均应力。忽略此影响就会低估箱梁腹板和翼缘交接处的应力,致使实际应力大于设计应力,翼缘板的承载能力得不到满足从而出现裂缝,导致结构不安全。

由于一般连续刚构计算采用平截面假定,利用杆系程序进行整体纵向计算,无法考虑剪力滞效应,计算出的平均应力小于腹板处的应力,因此设计时宜使计算出的平均应力小于规范容许的最大应力,且与规范容许最大应力有一定差距,控制结构的最大正应力在规范容许值之内。必要时建议作空间结构分析,确定箱梁的剪力滞系数,来指导设计,保证结构的安全度。

4.2 从设计方面考虑,结构在除混凝土收缩徐变之外的永久作用下的跨中弹性挠度影响结构混凝土收缩徐变的挠度,二者对于桥梁运营后期跨中下挠情况起决定作用,而且徐变挠度与除混凝土收缩徐变之外的永久作用下的跨中弹性挠度基本成正比,即除混凝土收缩徐变之外的永久作用下的跨中弹性挠度大,结构的徐变挠度就大,反之就小。因此本指南对于结构在除混凝土收缩徐变之外的永久作用下的弹性挠度提出设计要求,从而控制结构的收缩、徐变挠度,最终控制结构在运营期的下挠。下表给出了国内、外大跨径连续刚构桥病害情况。

典型大跨径预应力混凝土连续箱梁桥跨中下挠情况简表 表 4.2

桥名	跨径 (m)	结构类型	跨中下挠 (cm)	折合跨径	备注
黄石长江公路大桥	62.5+3×245+62.5	连续刚构	33.5	1/731	
广东虎门大桥辅航道桥	150+270+150	连续刚构	26	1/1038	
江津长江大桥	140+240+140	连续刚构	31.7	1/757	
三门峡黄河大桥	105+4×160+105	连续刚构	22	1/727	
广东南海金沙大桥	66+120+66	连续刚构	22	1/545	
广东丫髻沙大桥副桥	86+160+86	连续刚构	23	1/696	
台湾圆山大桥	75+150+2×142.5+118+43	带铰刚构	63	1/238	
挪 St φ vest 桥	100+220+100	连续刚构	20	1/1100	
帕 劳 Koror-Bobelthuap 桥	72+241+72	带铰刚构	120	1/201	加固后即倒塌
英 Kingston 桥	62+143.3+62.5	带铰刚构	30	1/478	
美 Parrotts Ferry 桥	99+195+99	带铰刚构	63.5	1/307	
加 Grand-mere	181.4	带铰刚构	30	1/605	

由上表可见大跨径预应力混凝土箱梁跨中下挠问题,是一个国内外普遍存在的问题,从另一个侧面也说明大跨径预应力混凝土箱梁跨中下挠,是设计、施工技术上的确存在缺陷。

大跨径预应力混凝土箱梁跨中下挠,不仅导致桥梁养护费用的大幅增加,破坏桥梁的美观,更重要的是造成桥梁交通运营和结构安全度的降低。因此

确有必要对引起下挠的问题从设计计算、施工和处治等各环节进行详细的理论与试验分析，力求对这一现象进行有效的控制。

一、下挠的特点

总结这些出现下挠的大跨径连续刚构桥，发现下挠有以下特点：

1. 挠度长期增长，增长率随时间可能呈加速、降低或保持匀速变化的趋势。传统的设置预拱度的方法只能解决施工中引起的桥面线形问题，而不能有效的控制跨中下挠。

2. 结构的长期挠度远大于设计计算的预计值。

计不完全统计，大跨径预应力混凝土箱梁持续下挠的年速率如下：

跨径 $L = 100 \sim 160\text{m}$ ， $f_{\text{徐}} < 1$ （cm/年）

跨径 $L = 160 \sim 220\text{m}$ ， $f_{\text{徐}} = 1 \sim 2$ （cm/年）

跨径 $L = 220 \sim 270\text{m}$ ， $f_{\text{徐}} = 2 \sim 3$ （cm/年）

二、下挠的主要原因

跨中持续下挠问题是一个十分复杂的问题，影响因素较多，国内工程界已做过大量的分析研究工作，归纳起来大致有以下一些因素。

1. 对混凝土的收缩徐变认识不足，设计的收缩徐变挠度远小于实际的徐变挠度，导致结构下挠大。

2. 控制各施工阶段主梁挠度值的认识不足，导致成桥后存在初始挠度，以至结构在长期荷载作用下徐变挠度不断增加。

3. 预应力束的布置方式与预应力度度的大小。

4. 下挠会导致结构开裂，而开裂又加大下挠，二者互相影响，形成恶性循环。

5. 对预应力长期损失估计偏低。

6. 运营阶段在长期活载作用下，活载挠度也会引起活载徐变挠度值的增加。

7. 施工方法（特别是合拢方式）导致不利的成桥应力状态。

8. 过早加载导致预应力徐变损失增大，从而使徐变挠度增大。

9. 预应力管道灌浆不饱满。

10. 施工超方的影响。

这些因素有着长期的随机性和不确定性，而且还相互耦合。因此很有必要从设计方面对主梁下挠提出控制标准。

4.2.1 从设计方面考虑大跨径连续刚构桥主梁的下挠原因是：纵向预应力用量偏少，或有效预应力不足，结构弹性挠度大，徐变挠度也大，结构开裂，导致结构刚度低，产生下挠。可见结构弹性挠度和徐变挠度是跨中下挠的主要直接因素，另外结构弹性挠度影响结构的徐变挠度，徐变挠度与恒载挠度基本同方向、成比例，因此首先宜控制结构在除混凝土收缩徐变外的弹性挠度，通过控制除混凝土收缩徐变外的弹性挠度，从而控制混凝土收缩徐变挠度，最终达到控制结构跨中下挠。

本指南给出的弹性挠度控制值是通过分析国内已建成并运营多年的几座大跨径连续刚构桥的弹性挠度，并结合实际的主梁下挠情况得出的，希望通过控制弹性挠度，来控制主梁的下挠，此控制指标有待于在今后的实践中得到不断的补充和完善。

几座大跨径连续刚构桥弹性挠度和实际下挠值 表 4.2.1-1

桥名	跨径 (m)	弹性 挠度 (mm)	弹性 挠度与跨 径比值	徐变 挠度 (mm)	徐变挠度 与跨径 比值	下挠 值 (mm)	折合跨 径比值	运 营 年	下挠 速率 (mm/ 年)
虎门大桥 辅航道桥	150+270+150	(-176) -232	1/1164	-155	1/1742	-260	1/1038	8	32.5
黄石长江 公路大桥	162.5+3× 245+162.5	-141	1/1738	-202	1/1213	-335	1/731	6	55.8
三门峡黄 河公路大 桥	104.86+4× 160+104.86	-93	1/1720	-92	1/1739	-220	1/636	4	55.0
洛溪大桥	65+125+180+ 110	-37	1/4865	-36	1/5000	-60	1/3000	3	20.0
六广河 大桥	145.1+240+ 145.1	-23	1/10435	-12	1/20000	-56	1/4285	2.6	21.5

注：1. 表中挠度向上为正，向下为负；

2. 弹性挠度包括施工阶段的弹性下挠，是结构自重、二期荷载和预应力钢束共同产生的，为跨中最大下挠值。

3. 表中弹性挠度均根据施工图中所描述的结构和构造计算所得，其中虎门大桥辅航道桥计入了桥面铺装超厚的荷载，括号内数据适用于不考虑桥面铺装超厚的情况。

4. 表中徐变挠度是按照多种徐变参数计算得到较大的徐变挠度值。

从上表中可以看出，前三座桥弹性挠度与跨径比值均大于 $L/2000$ (L 为主跨跨径)，比值较大，徐变挠度与跨径比值也较大，而且实测下挠值大，下挠年速率也较大，均大于 33.8 mm/年 ，即计算情况与实际下挠情况较吻合。后两座桥下挠量较小，下挠速度也缓慢，计算弹性挠度与主跨跨径比值也较小，均小于 $L/4000$ (L 为主跨跨径)，徐变挠度与跨径比值也较小。从上面分析中可以看出，弹性挠度较小的，徐变挠度小，实际下挠值也较小，应该控制结构的弹性挠度。

另外通过分析某高速公路上的四座大跨径连续刚构桥的弹性挠度（见表 4.2.1-2）来看，弹性挠度控制在 $L/4000$ 之内是可以做到的。

某四座桥的挠度 表 4.2.1-2

桥名	跨径 (m)	弹性 挠度	弹性挠度 与跨径比值	徐变挠度	徐变挠度 与跨径比值
桥一	130+230+130	-19.8	1/11616	-21	1/10952
桥二	110+200+110	-7.6	1/26316	-14.6	1/13699
桥三	100+180+100	-35.0	1/5143	-71.1	1/2532
桥四	78+140+78	-15.1	1/9272	-33	1/4242

注：1. 表中挠度单位：mm。位移向上为正，向下为负。

2. 徐变挠度指成桥之后十年发生的挠度。

3. 弹性挠度包括施工阶段的弹性下挠，是结构自重、二期荷载和预应力钢束共同产生的，为跨中最大下挠值。

通过以上分析，本指南确定主梁在除混凝土收缩徐变外的弹性下挠值宜 $\leq L/4000$ ， L 为连续刚构桥主跨跨径，即可认为在今后运营阶段，主梁跨中不会出现较大的下挠。

4.2.2.1 施工规范允许范围内的误差

施工规范允许结构尺寸误差为 $\pm 5\%$ ，铺装超厚 $L/7000$ (L 为主跨跨径)，因此主梁结构设计时，除根据结构设计尺寸和设计荷载确定主梁跨中下挠值外，还宜考虑施工规范允许范围内的施工误差对结构跨中挠度的不利影响。设计时不仅考虑施工误差对结构弹性挠度的影响，同时宜考虑超方 5% 和铺

装超厚引起的徐变挠度的增大。

4.2.2.2 施工规范允许范围外的误差

此处误差主要是指铺装超方。即除了考虑施工规范容许范围内的超方外，还应考虑施工规范范围外的超方，一旦发现有超方，能够采取补救措施，比如设置备用束、设置体外束等。

结构超方和桥面铺装中调平层超方是极易出现的情况，在分析旧桥病害时，超方也是一个重要分析因素。某大桥桥面铺装设计为 8cm 水泥混凝土，后期检测发现大部分桥面调平层超厚 8cm 左右，即超厚了 1 倍，全桥二期荷载超重达 14000kN，经计算超重引起结构跨中下挠 8cm，超重引起的混凝土收缩徐变又会引起结构跨中下挠 6cm，即超重会引起结构下挠 14cm，超重必然减少跨中的应力储备，引起开裂，结构刚度随之减弱，刚度减弱又会使下挠加剧。因此建议考虑超方的情况。

在此以某主跨 230m 的大桥为例，分析结构超方 5%，同时桥面铺装调平层超方 10%、20%、30%、50% 和 100% 对于跨中挠度的影响，见表 4.2.2-1。

超方对跨中点挠度的影响

表 4.2.2-1

超方情况	弹性挠度	徐变挠度 (现行规范潮湿度取 0.8)	徐变挠度 ($\beta = 0.0021, \phi_k = 2.5$)
结构超方 5%，调平层超方 10%	18	-34.0	-59.3
结构超方 5%，调平层超方 20%	15.5	-35.8	-63.5
结构超方 5%，调平层超方 30%	13.2	-37.9	-67.7
结构超方 5%，调平层超方 50%	8.5	-41.9	-75.5
结构超方 5%，调平层超方 100%	-3	-52.5	-96.3

注：1.表中单位：mm。位移向上为正，向下为负。

2. 弹性挠度包括施工阶段的弹性下挠，指除混凝土收缩徐变外的永久作用下的下挠。

3. 此桥设计铺装为 8cm 水泥混凝土+10cm 沥青混凝土。

上表中给出了在原结构基础上，考虑不同情况超方后跨中的挠度，从中可看出，原设计弹性挠度向上，超方便结构产生向下的挠度，当结构超方 5%，调平层超方 100% 时，弹性挠度已有原来的向上 18mm，下降为向下 3mm，即

下挠 21mm。从表中还可以看出,超方不仅影响弹性挠度,同时对徐变挠度影响更大。因此超方对结构的影响是不可忽视的,超方应作为结构挠度设计时必须考虑的因素,设计上应有补救措施可以采取,比如预留钢束,体外束等。

4.2.3 施工规范中容许预应力有 $\pm 6\%$ 的施工误差,因此应考虑纵向预应力损失 6% 对于结构挠度的影响。对于特别重要的桥梁,应考虑到施工中可能存在的多种因素会引起有效预应力达不到设计值,必要时可按某一指定的有效预应力不足比例进行挠度计算。

下面分析某主跨 200m 跨径的连续刚构桥在不同的底板钢束损失程度所产生的弹性挠度和徐变挠度,见表 4.2.3。

跨中底板有效预应力对跨中挠度的影响

表 4.2.3

底板钢束	弹性挠度	徐变挠度	
		$\beta = 0.0021,$ $\phi_k=2.5$	$\beta = 0.021,$ $\phi_k=2.0$
(10x22+4x19)X2 = 592 丝	24.9	1.6	2.3
(14x19)X2 = 532 丝 (相当于原有钢绞线损失 10%)	20.1	-7.5	-0.8
(14x15)X2 = 420 丝 (相当于原有钢绞线损失 29%)	7.5	-32.3	-9.6
(14x9)X2 = 252 丝 (相当于原有钢绞线损失 57%)	-10.8	-68.1	-22.2

注: 1. 表中单位: mm。位移向上为正, 向下为负。

2. 弹性挠度指除收缩徐变外的永久作用产生的挠度, 包括施工阶段的弹性下挠。

3. 徐变挠度指成桥之后十年发生的挠度。

从上表可以看出, 跨中底板的钢束用量直接影响到弹性挠度, 从而影响到徐变挠度, 而且徐变挠度增长的幅度远大于弹性挠度增长的幅度, 另外也可以看出跨中底板的钢束用量直接影响到结构的挠度, 因此设计时应考虑有效预应力, 适当增加主梁跨中底板钢束用量, 提高预应力度, 减少主梁下挠值。

上表中分析了底板钢束不同损失程度对跨中挠度的影响, 而全部钢束失效对跨中的挠度影响更大, 建议设计时将考虑钢绞线失效对结构的影响作为不可缺少的内容。

4.2.4 目前国际上有三种徐变计算方法, 本指南中分析计算采用的是其

中的混合理论的徐变计算方法，旨在说明不同的徐变参数取值得到的结果相差较大。混合理论中常取徐变系数 $\beta = 0.021$ ，终极值 $\phi_k=2.0$ ，这种参数取值计算出的徐变效应较适合于中小跨径桥梁，对于大跨径桥梁，取徐变系数 $\beta = 0.0021$ ，终极值 $\phi_k=2.5$ ，这种取值对徐变效应考虑的较充分，因此以下分析中采用三种徐变计算方法分析徐变对于结构挠度的影响。前两种徐变计算方法是分别采用不同的徐变系数和徐变终极值，第一种取徐变系数 $\beta = 0.0021$ ，终极值 $\phi_k=2.5$ ，第二种取徐变系数 $\beta = 0.021$ ，终极值 $\phi_k=2.0$ ，第三种徐变计算方法采用现行规范中相对潮湿度取 0.8，分别对某高速公路上五座大跨径连续刚构桥跨中位置混凝土徐变挠度做出分析，分析结果见表 4.2.4。

不同徐变参数取值对跨中挠度的影响

表 4.2.4

桥名	跨径 (m)	$\beta = 0.0021$, $\phi_k=2.5$	$\beta = 0.021$, $\phi_k=2.0$	现行规范 (潮湿度 取 0.8)
桥一	130+230+130	-21	7	-17
桥二	110+200+110	1.6	2.3	-14.6
桥三	100+180+100	-71.1	-4.5	-26.7
桥四	78+140+78	-33	-15	-26
桥五	68+120+68	-41	-3	-27

注：1. 表中单位：mm。位移向上为正，向下为负。徐变挠度指成桥之后十年发生的挠度。

2. 表中数值是指扣除结构自重、二期荷载和预应力挠度之后的徐变挠度。

从上表可以看出，不同徐变参数计算出的徐变挠度相差较大，基于收缩徐变的复杂性，充分考虑混凝土的收缩徐变，保证结构的安全。

4.2.5 在桥梁竣工开放交通时，结构的徐变还没有完成，在交通量较大的桥上，活载相当于永久作用一样昼夜作用在桥面上，活载及活载超载也会使结构的徐变下挠值加大，因此宜考虑活载引起的结构徐变下挠值的加大。

苏通长江公路大桥辅航道桥在设计时，考虑了活载对结构收缩徐变的影响，具体方法是：将长期作用在桥梁上的汽车荷载，在计算中给予适当的折减，取两车道进行计算，计算活载产生的弹性挠度为 6.1cm，除去活载弹性

挠度的影响，活载效应造成的长期徐变挠度增量为 5.3cm，即活载引起的混凝土收缩徐变挠度为 5.3cm。此种考虑活载引起的徐变挠度方法可以借鉴。

4.3 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 中塑料波纹管的管道摩阻系数 $\mu = 0.14 \sim 0.17$ ，取值偏小，若根据规范中的取值计算得到的有效应力比实际的大，偏不安全，因此对于大跨径预应力混凝土连续刚构桥，应重视预应力损失试验，施工前认真做预应力损失试验。有些试验表明，预应力钢筋与管道壁之间摩擦引起的预应力损失，比设计采用值大很多，甚至差几倍。如果忽视这点，就无法在施工中进行调整，这样就会导致有效预应力不足，引起主梁下挠增大。因此应在工地进行试验，测出实际的管道摩阻值，以便准确确定有效预应力和张拉吨位是否到位。

5.1.1 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）对于施工阶段的主梁最大、最小应力提出了要求，对于运营阶段混凝土最大压应力提出了要求，而对于运营阶段的主梁跨中下缘最小应力没有提出要求。只通过抗裂验算来控制主梁下缘应力是不能满足大跨径连续刚构桥的应力需要的，而且跨中下缘的应力储备和跨中下挠问题是直接相关的，设计者通常不关心结构挠度，但比较关心结构的应力储备，因此应对应力储备提出要求。本指南通过分析多座未出现箱梁横向裂缝和过多下挠病害刚构的应力，提出正截面应力的控制值。应力储备大小与主跨跨径有关，下面通过分析运营多年的几座大跨径连续刚构桥的应力储备，并和实测的桥梁运营情况作比较，提出正截面应力的控制值。

几座大跨径连续刚构桥的跨中下缘正应力 表 5.1.1

序号	桥名	跨径 (m)	成桥 (MPa)	最不利组合 (MPa)	跨中横向裂缝
1	虎门大桥 辅航道桥	150+270+150	3.80	(-0.5) -2.36	✓
2	黄石长江 公路大桥	162.5+3×245+162.5	3.87	-0.21	✓
3	洛溪大桥	65+125+180+110	3.80	2.00	-
4	六广河大桥	145.1+240+145.1	4.70	3.50	-
5	下白石大桥	145+2×260+145	6.10	1.10	-
6	三门峡黄河 公路大桥	104.86+4× 160+104.86	3.44	-0.75	-

注：1. 表中最不利组合为（恒载+混凝土收缩徐变+公路 I 级+温度），组合均为荷载标准值组合，即各荷载组合系数均为 1。

2. 温度考虑整体升降温 20℃，主梁上下缘温差按照《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）中的规定取值。

3. 表中计算混凝土收缩徐变采用多种计算方法中较为保守的收缩徐变参数。

4. 表中“✓”表示出现横向受力裂缝，“-”表示不出现横向受力裂缝。

5. 表中虎门大桥辅航道桥计算中计入了桥面铺装超厚的荷载，括号内数据为不考虑实际铺装超厚的应力。

上表中虎门大桥辅航道桥考虑桥面铺装超厚的情况，在最不利荷载组合时，跨中下缘出现 2.36MPa 拉应力，数值较大，表明主梁下缘混凝土已开裂，这与实际主梁跨中下缘出现横向裂缝相一致；黄石长江公路大桥从计算来看，

最不利组合时跨中下缘只有 0.21MPa 拉应力，此数值不能使下缘混凝土开裂，而实际检测到的跨中下缘已出现横向裂缝，两者互相矛盾，其实从检测报告来看，此桥的混凝土浇注质量及预应力管道压浆质量较差，即预应力的有效应力较少，因此实际的跨中下缘拉应力较差，与设计值相差较大，才导致出现横向裂缝，这也说明了有效预应力的重要性。洛溪大桥、六广河大桥和下白石大桥在最不利荷载组合下，跨中下缘均有不同程度的压应力，实际上在运营过程中此三座桥跨中下缘也没有出现横向受力裂缝。从以上分析说明，考虑各种因素后，在最不利荷载组合下，跨中下缘应力适量的压应力储备，跨中下缘压应力宜 $\geq (1+L/100)$ (MPa) (L 为主跨跨径)。

5.1.2 不同的徐变计算方法得到的跨中下缘应力相差较大。下面取三种徐变参数来分析某高速公路上六座连续刚构桥的跨中区域应力储备。前两种为采用徐变系数取 $\beta = 0.0021$, $\phi_k=2.5$ 和 $\beta = 0.021$, $\phi_k=2.0$ 两种情况，第三种采用现行规范，徐变参数（即相对潮湿度）取 0.8，汽车的偏载系数均取 1.15，分别计算六座连续刚构桥在最不利荷载组合（恒载+收缩徐变+活载+温度）下，跨中区域下缘应力状况，分析结果见表 5.1.2。

跨中区域下缘最小应力

表 5.1.2

桥名	跨径 (m)	$\beta = 0.0021, \phi_k=2.5$	$\beta = 0.021, \phi_k=2.0$	潮湿度取 0.8
桥一	130+230+130	2.9	1.7	4.3
桥二	110+200+110	2.38	2.78	4.68
桥三	100+180+100	0.68	2.86	3.01
桥四	78+140+78	0.9	0.6	2.4
桥五	68+120+68	-1.72	0.55	0.85

注：表中应力单位：MPa；压为正，拉为负。

由上表可以看出，采用不同的徐变参数得到的跨中下缘应力相差较大，因此计算跨中下缘的应力时，应充分估计混凝土收缩徐变的影响。

5.1.3 下面分析某五座桥在结构超方 5%，调平层超方分为 10%、20% 和 50% 三种情况下，考虑最不利荷载组合，分析中跨跨中区域下缘应力状况。计算时采用混合理论计算收缩、徐变，徐变系数取 $\beta = 0.0021$, $\phi_k=2.5$ ，分析结果见表 5.1.3。

考虑超方时跨中区域下缘最小应力

表 5.1.3

序号	跨径 (m)	不考虑 超方	结构超方 5 % 调平层超方 10 %	结构超方 5 % 调平层超方 20 %	结构超方 5 % 调平层超方 50 %
1	130+230+130	3.1	2.2	2.1	1.9
2	110+200+110	2.5	2.16	2.12	1.99
3	100+180+100	0.96	0.13	-0.1	-0.4
4	78+140+78	1.2	-0.3	-0.4	-0.7
5	68+120+68	-1.21	-2.34	-2.4	-2.58

注：1.表中应力单位：MPa。

2.最不利组合指（恒载+收缩徐变+公路 I 级+温度），各项荷载组合系数均为 1。

3.温度考虑整体升降温 20℃。

从表中可以看出，施工误差引起超方使主梁下缘压应力储备减少，对结构不利。

上表中分析了超方对跨中下缘应力的影响，而考虑全部钢绞线失效 6 % 对于跨中下缘的应力也有影响，建议设计中考虑。

5.1.4 箱梁剪力滞效应引起箱梁断面在腹板处的正应力高于理论计算出来的平均应力，因此正应力设计时，应考虑实际应力会比计算值大，避免正应力超出规范容许值，若忽略此影响就会低估箱梁腹板和翼缘交接处的挠度和应力，致使实际应力大于设计应力，翼缘板的承载能力得不到满足从而出现裂缝，导致结构不安全。

5.2.2.1 腹板出现斜裂缝是大跨径连续刚构桥较常出现的病害，从受力方面来说主要原因是计算主拉应力考虑因素不全面，导致计算主拉应力值比实际的主拉应力值偏小，另外竖向预应力的有效应力较低，有效应力得不到保证，因此实际的主拉应力值比计算的要大，结合这两方面原因，就会使得实际的主拉应力值比计算的主拉应力值大得多。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）第 6.3.3 条（6.3.3-1）主应力计算公式为：

$$\begin{matrix} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{matrix} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.2.2.1-1)$$

式中：

σ_{lp} - 构件混凝土中的主拉应力;

σ_{cp} - 构件混凝土中的主压应力;

σ_{cx} - 在计算主应力点, 由预应力和按作用 (或荷载) 短期效应组合计算的弯矩产生的混凝土法向应力;

σ_{cy} - 由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力;

τ - 在计算主应力点, 由预应力弯起钢筋的预加力和按作用 (或荷载) 短期效应组合计算的剪力产生的混凝土剪应力。

此公式中仅从纵向和竖向二维来分析主拉应力, 实际箱梁是三维受力模式, 应该考虑横向因素的影响。箱梁是框架结构, 由于底板的自重以及上翼缘的悬臂, 箱梁腹板在自重、活载、温度荷载、张拉横向预应力、张拉纵向预应力引起的径向力等荷载作用下, 腹板各断面受力不同, 有的断面受拉, 有的断面受压, 通常是腹板内侧拉应力较大, 在计算主拉应力时, 应考虑上述因素对腹板主拉应力的影响, 即 σ_{cy} 值应是竖向预应力提供的压应力与温度、活载、张拉横向预应力和张拉纵向预应力引起的径向力等荷载产生的应力叠加。按照本条中的公式分别计算腹板内、外侧 σ_{cy} 值, 取不利的数值 σ_{cy} 来计算腹板的主拉应力。下表给出某高速公路上六座大跨径连续刚构桥的横向因素对主梁最大主拉应力的影响。

箱梁横向因素对主梁最大主拉应力的影响 表 5.2.2.1

编号	跨径 (m)	施工方法	①	②	③	④	⑤	⑥
1	90+160+90	悬浇	2.24	—	0.52	—	1.01	1.95
2	113+200+113	悬浇	1.45	0.21	0.46	0.21	0.48	1.47
3	80+150+80	悬浇	1.15	—	0.11	—	0.39	1.03
4	71+3x125+71	悬浇	2.43	1.74	3.10	2.40	3.61	4.52
5	71+125+71	悬浇	2.43	1.73	3.20	2.70	3.52	4.24
6	90+170+90	悬浇	1.23	—	0.70	0.20	0.64	1.31

表中单位: MPa, “—” 表示不出现主拉应力。

①不考虑竖向预应力的最大主拉应力

②考虑竖向预应力的最大主拉应力

③考虑横向自重 (含纵向底板束径向力) 计算出的最大主拉应力

④考虑（横向自重+横向预应力）计算出的最大主拉应力

⑤考虑（横向自重+横向预应力+活载+活载超载 30%）计算出的最大主拉应力

⑥考虑（横向自重+横向预应力+活载+活载超载 30%+箱内外 5℃温差）计算出的最大主拉应力

通过计算，箱梁在自重、温度、活载、张拉横向预应力和张拉纵向预应力引起的径向力等荷载在腹板断面产生的拉应力组合值较大，一般在 2.5MPa 左右，此值甚至可抵消竖向预应力提供的竖向压应力，可见箱梁的横向效应对腹板产生的效应较大，从上表可以看出，考虑横向因素的最大主拉应力将比不考虑横向因素计算出的最大主拉应力值大很多（⑥和②比较），若不考虑横向应力的影响，必然使计算的主拉应力值偏小，这也是腹板出现斜裂缝的主要原因之一。

5.2.2.2 竖向预应力的有效应力

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）第 6.3.3 条（6.3.3-3） σ_{cy} 计算公式为：

$$\sigma_{cy} = 0.6 \frac{n\sigma_{pe}'A_{pv}}{bs_v} \quad (5.2.2.2)$$

其中 σ_{pe}' 为竖向预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力。由于混凝土的收缩徐变、竖向预应力锚具的锚头回缩、混凝土弹性压缩、竖向预应力钢束的松弛等均会引起竖向预应力有效应力降低，另外主梁高度、预应力钢束的布置、预应力钢束的材料和张拉吨位等均会引起不同的有效应力，因此应充分考虑各种因素后，确定出合理的竖向预应力的有效应力，保证结构的安全。

5.2.3 通过对已通车运营 4~5 年，腹板未开裂的连续刚构桥的主拉应力分析，确定主拉应力值的控制标准。下面分析运营多年的大跨径连续刚构桥的主拉应力。

几座大跨径连续刚构桥主梁的最大主拉应力和腹板斜裂缝 表 5.2.3

编号	跨径 (m)	①	②	③	④	⑤	⑥	腹板斜裂缝
1	虎门大桥 辅航道桥	1.94	1.25	1.67	1.89	3.13	3.82	✓
2	三门峡黄河 公路大桥	3.62	3.16	4.19	3.92	5.15	5.92	✓
3	洛溪大桥	1.82	1.15	1.50	1.11	2.2	2.7	—
4	六广河大桥	1.39	0.67	0.80	0.71	2.1	2.7	—
5	重庆黄花园 大桥	1.71	0.15	0.12	0.04	1.14	1.81	—

表中单位: MPa, “—” 表示不出现主拉应力。

①不考虑竖向预应力的最大主拉应力

②考虑竖向预应力的最大主拉应力

③考虑横向自重(含纵向底板束径向力)计算出的最大主拉应力

④考虑(横向自重+横向预应力)计算出的最大主拉应力

⑤考虑(横向自重+横向预应力+活载+活载超载 30%) 计算出的最大主拉应力

⑥考虑(横向自重+横向预应力+活载+活载超载 30%+箱内外 5℃温差) 计算出的最大主拉应力

上表中, 根据不同梁高, 采取不同折减系数来计算竖向预应力的有效应力。其中虎门大桥辅航道桥在考虑横向各种因素后, 腹板出现最大主拉应力为 3.82MPa, 位于距离墩顶 1/4 跨径的位置, 数值较大, 实际上此桥距离墩顶 1/4 跨径的位置腹板出现了较少量的腹板斜裂缝, 病害与计算相吻合; 三门峡黄河公路大桥计算主梁最大主拉应力为 5.92MPa, 数值较大, 实际上此桥主梁出现了较大面积的腹板斜裂缝, 从计算上也解释了出现病害的原因。后三座桥腹板没有出现斜裂缝, 从计算来看, 主梁最大主拉应力比前面两座桥小。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 中要求现浇的全预应力混凝土构件斜截面抗裂计算的 $\sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk}$, 此抗裂计算中荷载组合时有不同的折减系数; 对于荷载标准值组合下的 σ_{tp} 最大值没有提出要求, 只是要求当 $\sigma_{tp} \geq 0.5f_{tk}$ 时, 对箍筋的间距提出了要求。本指南结合以上对多座桥的主拉应力和斜裂缝分析, 提出在荷载最不利标准值组合下,

主梁最大主拉应力宜满足 $\sigma_{t_p} \leq 0.7f_{tk}$ 。

5.3.3 部分连续刚构桥在后期运营过程中出现了纵向裂缝，其中由于横向底板抗弯引起的纵向裂缝也是很常见的，因此横向计算是结构设计不可缺少的、重要的内容。设计者在做横向计算时通常考虑了自重、二期荷载、预应力、活载，忽略了底板预应力钢束的径向力及箱内外温差等因素对结构的影响。

由于连续刚构箱梁的梁高一般采用抛物线变化；同时各梁段内完全采用直线连接，梁段接头处出现折角。这样，底板纵向钢束完全沿底板行走将导致较大的径向分力，径向力产生原理见图 5.3.3.1。因此，在进行箱梁横向分析时不能忽略此分力。任意点径向分力集度 $q=T/r$ ，其中 T 为该点有效预应力， r 为该点曲率半径。

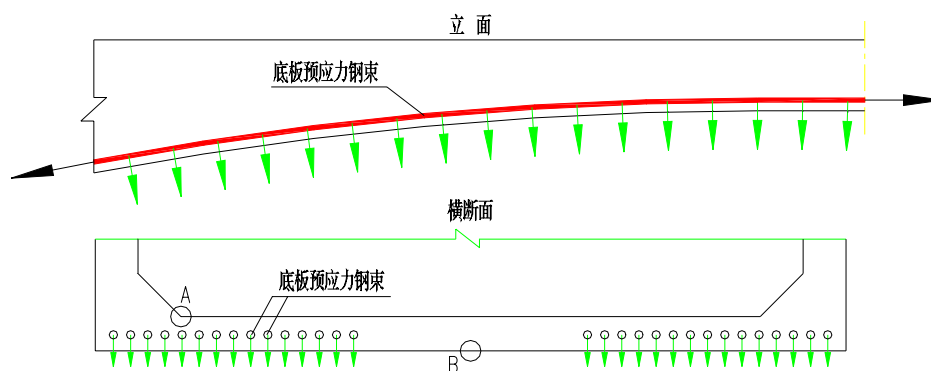


图 5.3.3.1 纵向预应力径向分力产生原理

径向力对于箱梁的横向受力最大危害主要有两个方面。其一是对箱梁底板产生弯矩，如箱梁底板的横向配筋不足，将使图 5.3.3.1 中底板 A 点和 B 点出现纵向裂缝；其二是引起箱梁底板内部竖向受拉，由于底板布置了较多的纵向预应力管道，使得混凝土人为地分成了两层，极易造成混凝土劈裂，见图 5.3.3.2，图中阴影部分较容易剥落，国内已发生多起这种现象。

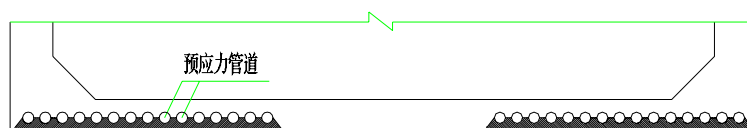


图 5.3.3.2 底板劈裂示意图

为了避免底板的弯曲破坏，首先应将纵向预应力管道尽量靠近腹板布置，

减小径向分力对底板产生的弯矩。同时在横向抗弯设计计算中充分考虑这一荷载，增加底板 A、B 点（图 5.3.3.1）的横向钢筋数量。某大桥在施工过程中，当中跨合拢后，张拉边跨底板钢束而未张拉中跨底板钢束时，边跨出现了个别块件底板混凝土劈裂，底板保护层大面积脱落，底层钢筋和钢束管道间混凝土崩碎，分析原因就是没有重视底板钢束产生的径向力对底板的影响，防崩钢筋设置不到位而产生的。因此建议箱梁横向分析中重视底板预应力的径向力对底板的影响。

5.3.4 大跨径连续刚构桥常采用现浇箱梁，由于日照的原因，箱内、外会产生温差，温差对结构影响较大。建议设计中考虑箱内、外 5℃ 温差为宜，且设计说明中明确要求竣工后保持箱内外通风。

5.3.5 从目前的多种桥梁病害分析方面看，超载现象一个主要原因，因此作为新桥设计，在横向分析时，宜适当考虑超载。

5.4.1 近年来，关于大跨径连续刚构桥跨中下挠的原因分析认为：一是收缩徐变估计不足，二是纵向预应力的有效应力较低。有效预应力可能随着时间的推移会降低，设计阶段应考虑到此问题。对于特别重要的桥梁，建议进行预应力的敏感性分析，必要时可按某一指定的有效预应力不足比例进行配束，充分考虑到各种不安全因素，预应力不足包括顶板和底板预应力不足。

通常采取提高有效预应力的方法是：将一部分中跨底板钢束在二部荷载施加之后的一段时间后再张拉，即加长了加载龄期。

5.4.2 有效预应力不足时，补救措施通常有两种方法：一是预留体内备用钢束，管道预埋好，不穿钢绞线，封住喇叭口，需要时打开喇叭口，张拉钢绞线再灌浆；二是预留体外预应力钢束，根据桥梁运营情况，需要时再张拉，比如苏通长江公路大桥辅航道桥。

6.1.1 按照以往惯例，跨中梁高通常采用 $1/60 \sim 1/70$ 的主跨跨径，根部梁高采用主跨跨径的 $1/18 \sim 1/20$ ，本指南鉴于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62-2004）较《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ 023-85）的荷载等级，作用的组合、各项受力指标等有变化，因此梁高取值比原来适当提高了。

6.1.5 限制箱梁的长边与短边之比不宜大于 4，是防止箱梁过扁，减少箱梁的畸变应力，防止箱梁横向各位置产生过大的受力不均匀现象。

6.1.6 悬臂长度过大，当车轮荷载作用在悬臂的一些部位时，从横向看悬臂端下弯，顺桥向看在荷载作用的部位，悬臂下缘混凝土受拉，即为双向挠曲效应，因此悬臂下缘的横向钢筋直径不能过小，避免下缘拉应力过大，影响结构的安全。

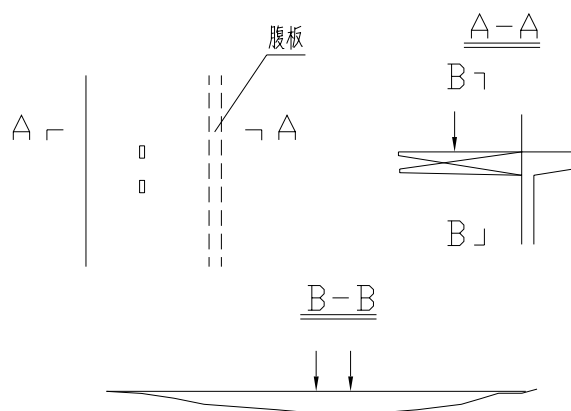


图 6.1.6

6.1.7.2 近年来发生的大跨径连续刚构桥由于底板钢束径向力产生的病害较多，产生病害的原因大致分为两种：一是底板钢束不平顺，局部产生死角，死角处钢束产生较大的径向力，导致底板钢筋和混凝土受到较大的崩力；二是底板防崩钢筋设计不到位，没有起到防崩的作用。因此首先从钢束线形设计上来减小钢束的径向力是很必要的。

连续刚构桥一般是悬浇施工，两个梁段的交点处为折角，过去底板纵向钢束通常设计成与梁高曲线平行，即底板钢束距离底板下缘等高，那么钢束在梁段节点处形成死角（见图 6.1.7.2），对底板不利，因此底板钢束纵桥向各点应该在一条平顺曲线上，而不应各截面与梁底等高度设计。

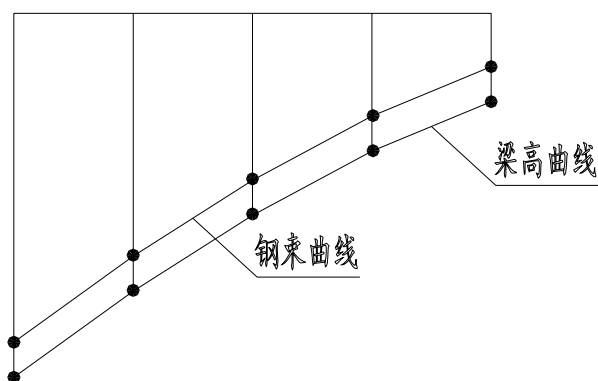


图 6.1.7.2

6.1.7.3 连续刚构桥箱梁中跨跨中及边跨现浇段与悬臂端相接处底板最薄，此处底板钢束的曲率半径较小，钢束的径向力较大，因此底板钢束在此范围尽量靠近底板上缘布置，以增大底板混凝土的抗剪厚度。

6.2.1 为满足连续刚构桥梁上部结构在温度、混凝土收缩徐变及地震力等荷载下的顺桥向变形，大跨径连续刚构桥的主墩应设计为纵向抗推刚度小的柔性墩来满足其位移要求；悬臂施工过程中，不可避免要产生不平衡弯矩，要求主墩要具有一定的纵向抗弯刚度；桥墩要承受偏载和横向风作用，主墩需要具有较大抗扭刚度，因此主墩的尺寸设计应根据以上的三向要求来确定。下表给出国内已建和在建典型大跨径连续刚构桥的主墩尺寸，可供设计者参考。

国内典型连续刚构桥主墩尺寸

表 6.2.1

桥名	主跨径	墩高 (m)	墩类型	尺寸 (m)	双肢 距离 (m)	系梁 个数
虎门大桥 辅航道桥	150+270+150	35	双肢空心	7.0x3.0	9.0	0
苏通长江公路大 桥辅航道桥	140+268+140	39	双肢空心	7.5x2.5	9.5	0
云南红河大桥	58+182+265+194+70	122	双肢空心	11.5x4.0	10.0	2
重庆黄花园 嘉陵江大桥	137+3x250+137	62	双肢空心	8.0x2.5	9.5	1
武汉军山 长江大桥	138+3x240+138	40	双肢空心	7.5x2.8	12.0	0
湖北龙潭河大桥	106+3x200+106	178	双肢空心	(14.6~7)x (5.3~3.5)	13.0	2
湖北魏家洲大桥	110+200+110	108	双肢空心	8.5x3.8	10.2	1
山西徐水河大桥	110+2x200+110	98	双肢空心	7.0x4.0	8.0	0

重庆红石梁大桥	100+180+100	101	双臂空心	7.0x3.5	7.5	1
洛溪大桥	65+125+180+110	27	双臂空心	8.0x2.2	7.8	0
山西姬家庄大桥	90+3x160+90	142	双臂空心	6.5x4.0	8.0	3
山西仁义河特大桥	80+4x145+80	74	双臂空心	6.5x2.5	6.5	0
重庆构壁溪大桥	77+140+77	54	双臂空心	7.0x2.2	4.0	0
重庆白沙包大桥	72+120+72	68	双臂空心	7.0x2.5	4.0	2
贵州沙银沟大桥	68+120+68	80	双臂空心	6.5x2.0	8.0	2
陕西秦河特大桥	72+120+72	27	空心独墩	7.0x4.0		0
陕西长武黑河桥	60+6x100+60	57	空心独墩	6.0x4.4		0

两薄壁间距 H 由施工中的不平衡弯矩 ΔM 确定, 即

$$\frac{\Delta M}{W} \leq 1.15f_{tk} \text{ 或 } 0.7f_{tk}$$

式中, $W = \frac{I_b}{b/2 + H/2}$

$$I_b = 2[ab^3/12 - a'b'^3/12 + (ab - a'b')(H/2)^2]$$

f_{tk} - 混凝土轴心抗拉强度标准值。

建议常规施工情况下, 可按一侧一节段重量的 1.2 倍, 另一侧为 0.8 倍产生的不平衡弯矩 ΔM , 或实际施工中出现的真实不平衡弯矩 ΔM 确定 H 。

6.2.3 将双柱式薄壁墩承台做成整体式有利于增加桥梁的总体刚度, 减少活载的震动。

6.2.7 对于桥墩较矮的连续刚构桥, 或一联中主墩刚度相差较大, 可通过边跨合拢前后加卸载、中跨合拢前顶推主梁的方法来调整墩身的受力。

1. 中跨合拢前顶推主梁

2. 边跨合拢前加卸载

由于连续刚构桥梁本身的受力特点, 与边跨相邻的主墩, 在恒载作用下, 两墩柱垂直力相差较大, 内侧墩柱反力远大于外侧墩柱反力, 且墩顶还存有较大的弯矩, 此弯矩与降温时墩柱产生的弯矩是同号的, 对结构受力相当不利。导致墩身配筋量大幅度增加, 或者在无法满足受力要求的情况下不得不取消刚性连接, 改设大吨位支座。

但如果在结构施工完成之前, 对两墩柱轴力分布和原有弯矩值进行适当调整, 将可收到非常好的效果。经过广州市华南大桥的成功经验, 通过边跨

合拢前后进行一定数量的加载和卸载，可起到相当大的作用。

调整的方法是，将整个桥梁的合拢顺序设置为由边及中的顺序，当悬臂浇注完成后，在边跨悬臂端部进行压重（重量依计算需要设置），施加的方法可采用钢锭或水箱等设施；然后进行边跨合拢，并张拉边跨底板预应力钢束；最后拆除压重材料和设备。本方法的原理示意图 6.2.7。

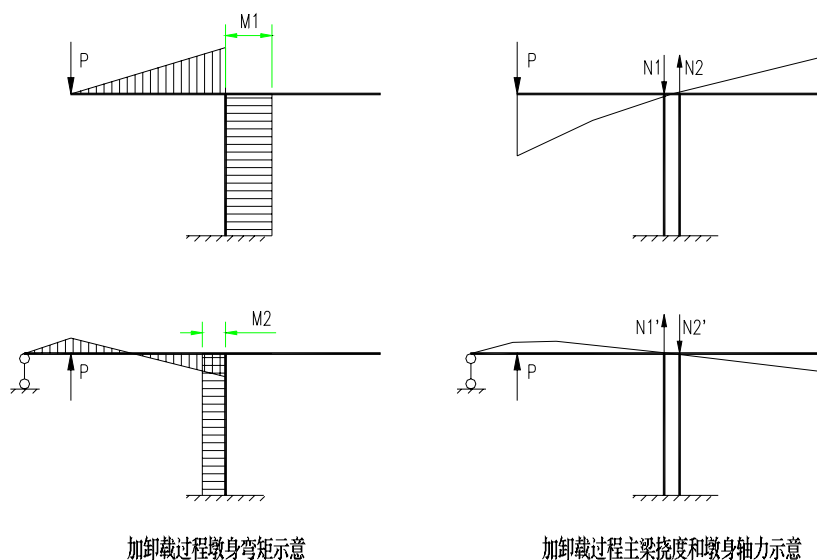


图 6.2.7 调整主墩内力的原理示意

图 6.2.7 表明，在边跨合拢前后，在边跨相同位置施加相同的垂直力（图中 P ），在墩身上产生的弯矩值反向但其绝对值并不相等，即有：

$$|M_1| > |M_2|$$

由此可见 $\Delta M = |M_1| - |M_2|$ 残留在结构中，而 ΔM 与成桥以后的恒载弯矩是反向的，对恒载内力有利。

同时在加卸载过程中两墩柱的轴向力也有调整，即图中

$$|N_1| > |N_1'|$$

$$|N_2| > |N_2'|$$

从而 $\Delta N_1 = |N_1| - |N_1'|$ 、 $\Delta N_2 = |N_2| - |N_2'|$ 也残留在墩柱内，此轴向力差值对于使两墩柱轴向力均衡起很大的作用，如控制得当，还可使外侧墩柱多储备一定的轴向力。

采用上述措施，在不降低安全储备的前提下，将可大大降低墩身的含筋

率,也可使连续刚构桥梁适用于墩高较小的情况,使其适用范围进一步加大。

6.3.2.1 此公式中钢束的曲率半径有以下两种取法:

1. 根据钢束管道的曲线方程,求出该点的曲率半径;
2. 将该点与相邻两点连成圆弧线,该圆弧的半径即为该点的近似曲率半径。

6.4.3 采用竖向预应力是降低主梁腹板内主拉应力最有效的方法之一。

大跨径连续刚构桥的腹板会设几个梯度变化,通常从腹板内侧加宽。

当竖向预应力没有布置在腹板中心,或没有关于腹板对称布置时,竖向预应力对于腹板会产生一定的偏心力矩。譬如,箱梁跨中腹板厚度 40cm,根部腹板厚度 80cm,竖向预应力布置在距箱梁腹板外缘 20cm 的固定位置,则出现了图 6.4.3 所示的受力图式。

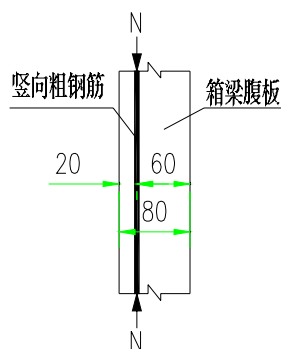


图 6.4.3

按照图 6.4.3 的受力模式,腹板内侧将承受较大的拉应力,当箱梁悬臂板上满布汽车车轮而箱梁中心无荷载时,腹板上产生的弯矩与上述弯矩是同方向的,将加剧腹板内侧受拉。因此,为了不增加箱梁腹板的横向抗弯负担,竖向预应力应根据腹板厚度进行调整,保证竖向预应力钢筋布置在腹板中心或关于腹板中心对称布置。

6.4.6 从预应力作用的原理来看,预应力所提供的所有内力是通过预应力锚板对锚下混凝土施加压力来提供局部轴力,此轴力沿预应力走向不断通过梁体的纵向剪切扩散直至形成全断面的偏心受压状态。单侧扩散角度约为 26° 左右,由于箱梁构造复杂,以箱梁底板中心线处的钢束为例,预应力扩散是先扩散至全底板,再沿腹板向上,然后在顶板向两侧扩散。这样,布置于底板中心处的纵向预应力要从锚固断面延伸很长一段距离,方能达到全断

面受力的效果。采用常规结构分析工具进行结构计算时，多数都采用了全断面受力的假定，则忽略了上述不利影响，从计算结果中无法真实地反映实际应力分布情况。同时，当底板纵向预应力布置在底板中心附近时，由于变截面箱梁梁底纵向曲线引起预应力的径向分力，也会导致箱梁底板横向弯矩增大。

将钢束布置在腹板附近是缩短预应力传递长度的有效方法，这样有效预应力能够沿腹板和底板双方向传递。同时由于钢束靠近腹板，预应力的径向分力对底板产生的弯曲效应也大大减小。

6.4.9 早期混凝土弹性模量的增长滞后于强度的增长，混凝土虽达到规定强度要求，但混凝土弹性模量往往仅达到设计值的 70%甚至还小些。因此在预应力弯矩不能完全抵消自重弯矩时，会使施工阶段弹性下挠值增大。而且此时加载，也会加大混凝土收缩、徐变对结构的影响。因此张拉预应力时，不仅要对混凝土的加载龄期提出要求，同时还应检测混凝土的弹性模量是否达到设计值，只有混凝土弹性模量和强度均达到设计要求，才能最大限度地减少混凝土收缩、徐变对结构的影响。

6.5.2 竖向预应力在原结构物上开有张拉槽口，必须在铺设桥面铺装之前将槽内杂质清理干净后提前封锚，不允许将槽口与桥面铺装合在一起浇注。

6.5.4 对国内多座建成并运营多年的连续刚构桥的检测发现，多数纵向预应力管道压浆不饱满，钢绞线锈蚀，如某桥对一个主桥的顶板管道进行补压浆用了约 200 多吨水泥，其中一个管道中注入了 30 多吨水泥。部分管道打开后，有颜色发黄的水喷出，表明存水有一定的压力。因此压浆质量是影响大桥寿命的关键因素，钢绞线锈蚀是造成部分桥梁跨中下挠，出现横桥向裂缝的原因之一，分析其产生的原因有如下几方面：

1. 浆液的配比没有严格的控制手段，实际压入管道的浆液的水灰比可能大于 0.4，造成泌水过多不能被吸收。
2. 排气孔的设置不当，压浆速度过快，压浆不密实，造成有气泡留存在管道中。
3. 相关各方对本道工序不重视，对其可能引起的严重后果不清楚。

采用真空辅助压浆工艺可以有效改善管道的压浆质量，但目前施工规范

中对真空辅助压浆工艺没有提出具体要求,工艺虽好但不一定达到预期效果,应从四个方面来控制,即“四控”,控制水灰比、控制压浆量、控制出气孔和检查孔、控制开管检查,下面分别叙述。

1. 控制水灰比。

真空辅助压浆水灰比应为 0.29~0.35,一般控制在 0.33 为宜。

应严格控制浆液的水灰比,水灰比过小,浆液太稠,不好压浆,水灰比过大,则浆液稀,管道内会积压较多的水,这些水将会锈蚀钢绞线。前面已提到从一些桥梁顶板预应力管道的检测资料来看,管道打开后,有黄水喷出来,这些水带有压力说明不是从桥面渗下来的,而是压浆时浆液中的水,黄水表明钢绞线已有锈蚀现象。因此浆液的配制要有严格的计量,控制水灰比不能过大。

2. 管道压浆是否饱满要求以压浆量来进行控制,即每一管道的压浆体积不得小于

$$V \leq (A_0 - A_F) L_1 + \text{漏浆体积} \quad (6.5.4)$$

式中: A_0 ——管道面积

A_F ——钢绞线的净面积

L_1 ——管道长度

管道压浆饱满是否决定钢绞线发挥作用的大小,压浆不饱满,管道内钢绞线没有和浆体紧密握裹,钢绞线易锈蚀,其作用局部失效,钢绞线失效对于结构影响较大,严重的影响桥梁正常运行,而且补救工作较难进行。因此管道内应确保压浆饱满。

3. 在管道最高点必须设置出浆孔,不能仅在锚具两端出浆。

由于钢束线形是高低变化的,仅在锚具两端设出浆孔,不能保证管道内都充满了浆体,在管道最高点必须设置出浆孔,对于钢束线形高低起伏较多的钢束,不仅在最高点设置出浆孔,同时在每一个凸曲线最高点都应设置出浆孔。

4. 对顶板的上层管道和底板管道分别在墩顶和跨中最高点,全部管道作开孔检查,如发现无浆或不饱满,则所有管道均全部补压浆。

无论从经济性还是施工质量来分析,确保压浆饱满,对上层管道作开管

检查都是必要的，应该做到万无一失，确保压浆质量。

6.5.6 从现有众多桥的竖向预应力施工及后期检查看，大多数竖向预应力都达不到设计要求，是造成大量腹板出现主拉应力裂缝的主要原因之一，这一现象已成为连续刚构桥的主要病害，其产生的原因在于：

1. 精轧螺纹粗钢筋张拉锚固工艺不可靠，锚固垫板下的混凝土质量不易保证。

2. 因竖向预应力比较多，张拉及压浆有遗漏。

3. 相关各方对本道工序不重视，对其可能引起的严重后果不清楚。

因此应寻找对现有这种预应力的质量控制的可靠办法和检查手段，要求如下：

1. 张拉工艺要求：

(1) 将主跨分为三段，在每段中抽取适量竖向预应力，在每根螺母与锚垫板之间均安装一个测力环，同时也可用于长久观测。

(2) 采用可测扭矩的扳手对上述有测力环的竖向预应力进行试张拉并锚固，通过试验建立扳力扭矩与螺母压力的关系，测出要达到设计张拉吨位时的扭矩值，以此扭矩作为本段竖向预应力的锚固扭矩。

(3) 所有竖向预应力采用二次张拉工艺

竖向预应力锚固完后，由于底板底面不平和施工过程中对主梁的震动，会使竖向预应力的锚头松动，建议在张拉完1~2周内，对竖向预应力再进行一次张拉，确保达到设计吨位。

2. 压浆工艺参照纵向预应力管道的相关压浆工艺要求。

3. 槽口封锚工序应单独列出，避免和桥面铺装一起施工。

施工过程中，桥面的竖向预应力槽口会集存很多垃圾，如不单独分出一道工序和桥面铺装一起施工，会造成锚固的螺母随时间的增长而松动，造成预应力失效。

6.5.9 从已有的多座桥的检测资料看，在梁段和梁段接缝处经常会有裂缝出现，分析其产生的原因有两点：一是混凝土收缩产生的裂缝，二是悬浇阶段挂篮变形造成块件间接缝开裂，为此应采取以下措施，避免裂缝发生。

1. 收缩裂缝

(1) 0 号梁段的分次浇筑的分层面不宜设置在刚度突变处, 若分层面距底面距离过小, 极易引起第二次浇筑的腹板出现竖向收缩裂缝。

(2) 宜尽量缩短二次浇筑间的龄期差, 以减小相对收缩变形。

(3) 建议在 0 号块及相邻几个梁段的混凝土中掺入一定数量的网状树脂纤维。有的设计在 0 号块及相邻几个梁段加密了钢筋又加焊网, 个别梁段底板加了横向预应力, 这一措施对防止收缩裂缝的效果不如掺网状树脂纤维显著, 收缩裂缝在拆模后就出现, 此时钢筋和焊网及横向预应力还未来得及发挥作用, 此种方法不能较好的防止收缩裂缝的发生。

(4) 收缩裂缝的主因我们认为这是由于在浇筑混凝土后产生的高达 $70 \sim 80^{\circ}\text{C}$ 的水化热降温过快产生的。因此建议在混凝土浇筑后应采取措施防止降温过快, 如外包塑料薄膜。

2. 块件间接缝处的竖向裂缝

(1) 混凝土的初凝时间必须大于一个梁段浇筑的总时间, 以保证一个梁段浇筑完成后混凝土尚未初凝。

(2) 梁段混凝土应从梁段前端向后 (已浇注梁段侧) 浇筑的顺序施工, 以便将接缝处的混凝土后期浇筑。

(3) 悬浇块件间的竖向裂缝和挂篮的形式及刚度密切相关, 挂篮应具有足够的刚度和安全度, 保证箱梁混凝土浇筑过程不产生过大的变形, 挂篮前支点禁止用枕木, 不允许采用精轧螺纹粗钢筋作挂篮前吊带, 挂篮后锚点为精轧螺纹粗钢筋时要加大安全系数, 以防止挂篮突然坠落的现象发生。

3. 裂缝的检查

(1) 每一梁段浇筑后应检查接缝是否出现竖向裂缝, 如有应查明原因予以消除。

(2) 每一梁段接缝要求在接缝处钻孔取样, 检查接缝混凝土质量和接缝质量, 如发现接缝不紧密或混凝土不密实应查明原因予以消除。

6.5.10 结构超方对结构内力及线形影响较大。此处的超方包括结构块件的超方和桥面铺装调平层的超方, 结构块件的超方比较好控制, 而桥面铺装调平层较容易超方, 而且超方较多。前面已定量分析了结构超方对主梁跨中下缘正应力、主拉应力、跨中下挠的影响, 从中不难看出, 超方对于结构影

响较大，对结构产生不利影响，因此应严格控制超方。

6.5.11.1 连续刚构桥边跨现浇段、边跨合拢、中跨合拢应在结构处于稳定变形条件下和结构处于平衡状态下进行，其目的是保证结构在施工阶段避免受到不平衡荷载的不利影响。

6.5.11.2 目前边跨现浇段有两种施工方法，即在现浇支架上浇注或利用导梁来施工，前者适用于边跨现浇段长且过渡墩或桥台较矮，后者适用于过渡墩较高，无法采用支架浇注。由于不同的施工方法对于桥面线形影响较大，因此建议设计者根据实际情况给出边跨现浇段的经济的、合理的施工方法。

6.5.11.5 边、中跨合拢是控制全桥受力状态及线形的关键工序，合拢工序和工艺必须严格控制，建议设计时给出详细的边、中跨合拢施工流程图及合拢施工流程说明，以便施工者清楚设计者的意图，方便施工。

6.5.12.1 跨中下挠关心的是中跨合拢后的下挠值，在立模浇注阶段设预拱度只解决了表面现象，因此建议设置预拱度。

预拱度的设置应考虑以下几方面的影响：

- (1) 跨中的预应力度
- (2) 结构超方、桥面铺装超方
- (3) 收缩徐变的影响因素
- (4) 施工质量的控制

综合以上各种因素的影响，跨中设置适中的预拱度值，且预拱度的设置宜大不宜小。

6.6.1.4 防崩钢筋宽度如下图所示。

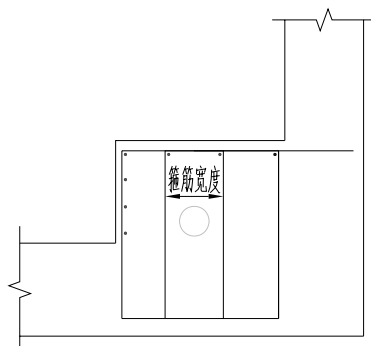


图 6.6.1.4

6.6.5.2 连续刚构桥型多采用悬臂浇注方法施工，若施工阶段裸梁标高

控制不理想，悬浇到最大悬臂阶段时，跨中悬臂端的裸梁顶标高往往离设计裸梁顶标高相差较多，若按照设计铺装厚度摊铺桥面，则桥面高低不平，通常采用调整局部桥面铺装厚度来调整桥面标高，虽然桥面标高达到了设计值，但部分区域的铺装厚度将会超出设计值许多，对结构非常不利，因此不能用调整局部铺装厚度来调整标高，不能片面追求桥面达到设计标高。应重视悬臂浇注阶段裸梁顶的标高调整，桥面铺装摊铺时建议以厚度控制为原则，桥面线条圆顺即可，避免为了找平标高而产生局部铺装过厚的现象。

附件 1

预应力孔道真空辅助压浆技术要求

为明确预应力孔道真空辅助压浆的技术，确保真空辅助压浆工艺得以正确实施，特建立如下技术要求。

(一)、材料要求

1. 锚具

除了满足规范要求的技术指标外，锚具组装件应配有密封盖帽，且此密封盖帽的材质为 HT200，应带有观察孔。

密封盖帽的作用：用以密封预应力孔道和压浆质量的检测(通过观察孔)。



图 1 张拉后已切割钢绞线但未安装密封盖帽的锚环



图 2：安装密封盖帽后的锚具



图 3：通过观察孔，检测压浆质量

2. 塑料波纹管

①. 塑料波纹管规格、尺寸、形状和性能，和与锚具的匹配关系，应满足《〈预应力混凝土桥梁用塑料波纹管标准〉》(JT/T529-2004)的规定，不得采用和标准不一致的产品。

②. 塑料管的连接，除了采用焊接外，应有专用的连接接头，此专用的联结接头应保证连接处密封、牢固，且应带有观察功能。

③. 塑料波纹管的生产厂家，应具有一定的工程业绩，要在特大桥梁上采用的业绩。最后是专业的预应力专业制造厂家。

3. 压浆浆体和外加剂

为满足压浆质量的要求，压浆浆体可以加入部分的外加剂，以改善浆体的性能。配制好的压浆浆体，应具备如下技术指标：

①. 外加剂应具有减水、缓凝、微膨胀的功能；但不得含有铝粉。

- ②. 水灰比: 0.29-0.35, 一般取 0.33。
- ③. 泌水率: 小于 2%, 24 小时内泌水被吸收。
- ④. 流动度: 13-18 (秒), 停止 30 分钟后, 流动度损失不得大于 2 秒。
- ⑤. 密度: 大于 2000kg/m³。
- ⑥. 抗压强度: 7 天龄期的抗压强度大于 42 MPa ; 28 天龄期后, 浆体抗压强度大于 60MPa。
- ⑦. 膨胀率小于 5%。

(二)、压浆设备

- 1. 为保证压浆过程中, 空气不得进入孔道, 压浆机应采用螺杆式压浆机。
- 2. 此压浆机应具备多级压力控制, 在压浆过程中应能控制压浆压力。
- 3. 拌浆设备应采用高速搅拌设备, 浆叶的转速至少为 1000rpm, 浆叶的最高线速限制在 15m/sec 以内; 拌和时间不宜超过 6min。
- 4. 压浆设备, 应具有拌浆用水的有效控制设备, 以便简单、方便控制外加的水。

(三)、施工工艺

1. 塑料波纹管的布设

- ①. 在塑料波纹管的布设时, 应再安装专用、带观察孔的连接卡箍; 此连接卡箍的安装应满足:
 - A. 每一预应力束, 至少一个。
 - B. 对长索, 应考虑每隔 40 米左右安放一个。
 - C. 此带观察孔的连接卡箍, 应安放在预应力索的特殊位置, 如: 竖弯处最高点、平弯处最远点。
 - D. 在节块现浇梁的施工过程中, 在张拉空间处的塑料管连接, 应采用专用的密封连接卡箍连接。





图 4 说明：通过观察孔，检测压浆质量

2. 预应力张拉、工作长度钢绞线的切除。
3. 安装密封盖帽。

密封盖帽的安装；应注意密封盖帽的观察点应处于预应力索的最高点。

4. 布设压浆机和抽真空机。一般真空机和压浆机布设在预应力束两端，一端布设压浆机、另一端布设抽真空机。设备和锚座压浆口和出浆口用透明管连接。如下图示：

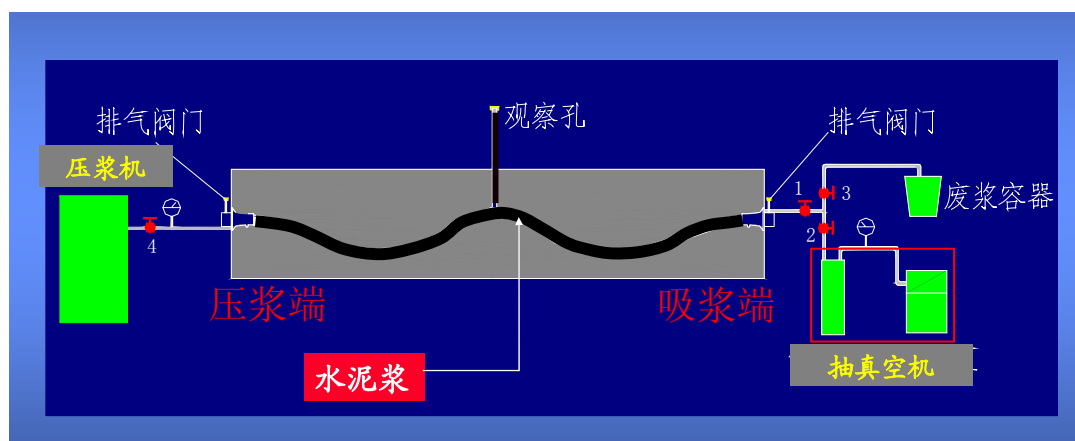


图 5

5. 制浆：按要求配置在试验室已确定的压浆浆体。
6. 试抽真空。

在压浆设备和抽真空设备布设好后，开始孔道的试抽真空。预应力孔道

的真空应保持在 $-0.8 \sim -0.7\text{MPa}$ 。

7. 压浆。

将合格的浆体用低压力，一般在 0.4MPa ，压入孔道。

在压浆过程中，真空机同时工作，并保持压浆前的真空度： $-0.8 \sim -0.7\text{MPa}$ 。

8. 排浆。

当浆体从抽真空端流出时，关闭抽真空机；开始从密封盖帽上观察依次由抽真空端向压浆端开始排浆，当排出的浆体的稠度和压入浆体的稠度相当时（流锥试验值在规范范围，且不小于开始初测的值），关闭该观察口，依次排下一个观察点，直到压浆端。

9. 保压。

在排浆结束后，将各个观察口密封后，以大于 0.5MPa 的压力，对预应力孔道进行5分钟的保压。

10. 压浆结束5小时后，打开观察孔，观察观察孔内的浆体饱满的情况！

11. 压浆结束。

附件 2

边、中跨合拢施工流程说明

一、合拢段施工原则

对连续刚构桥而言边跨现浇段、边跨合拢、中跨合拢是三个关键施工工序，应在如下二个原则下进行：

- 1.1 三个工序的全过程均应在结构处于稳定变形条件下进行；
- 1.2 三个工序的全过程均应在结构处于平衡状态下进行。

二、边跨合拢施工流程

2.1 吊架的安装与预压

主桥边跨现浇段的吊架安装与预压，要求保持 T 构两端变形稳定和重量平衡，要求的施工工序如下：

(1) 制作吊架，吊架重量不超过现浇段混凝土重量的 0.5 倍，且为挂篮自重的二倍；

(2) 边安装吊架，边撤除边跨悬臂端挂篮，中跨挂篮作为平衡重不撤除，争取撤除边跨悬臂端挂篮自重为安装吊架重的一半；

(3) 边跨和中跨各设置水箱并注水，其总重量为边跨现浇段混凝土总重的一半，测定 T 构两悬臂端标高；

(4) 吊架上安装预压水箱（不少于 3 个）并注水，边注水预压边卸去边跨悬臂端水箱中同等量水重的一半，对吊架进行预压，直到吊架上水箱自重加水重等于现浇段重量为止，或按（3）所测标高不变控制卸除的水重；

(5) 对吊架预压一小时消除非弹性变形，测定吊架 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $L/8$ 三点下挠度，其弹性变形作为吊架的预拱度。

(6) 预压完成后，边卸预压水箱中的水重同时卸去中跨悬臂端水箱中的同等量水重的一半。

(7) 边跨现浇段的吊架应深入边跨悬臂端 2 米，其与边跨悬臂底板的连接应既能承受竖向的拉压力又能承受弯矩，而不承受水平方向的剪力（或承受很小的水平剪力），因此在顺桥向应采用双排固定。

2.2 边跨合拢段混凝土浇注

- (1) 在 T 构两悬臂端水箱注水，其总重量为边跨现浇段混凝土总重的一

半，测定 T 构两悬臂端标高；

(2) 根据 1-(5) 测得吊架的弹性变形，调整吊架 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $L/8$ 三点的标高；

(3) 边跨现浇段混凝土分两段浇注，靠近悬臂段 2 米梁段后浇注，靠近桥墩梁段先浇注；

(4) 在当天最低温度时段浇注靠近桥墩梁段混凝土，边浇注混凝土边卸去边跨悬臂端水箱中的水，重量同等于浇注混凝土重量的一半，或按 2-(1) 所测标高不变控制卸水量；

(5) 在当天最低温度时安装边跨合拢段刚性骨架并锁定，马上浇注剩余梁段的混凝土，边浇注混凝土边卸去边跨悬臂端水箱中的水，重量同等于浇注混凝土重量的一半；浇注时间控制在两小时以内，或按 2-(1) 所测标高不变控制卸水量。

2.3 边跨合拢段混凝土强度达到设计强度 85% 以上，且混凝土成熟度大于 100°C 天时，对称张拉底板及顶板纵向预应力钢束，张拉顺序为先长束后短束，待纵向预应力钢束张拉完毕后，张拉横、竖向预应力。

2.4 拆除边跨吊架及水箱、中跨挂篮，卸去中跨悬臂端水箱中的水。

三、中跨合拢施工流程

3.1 中跨两个水箱注水，其总重量为中跨合拢段混凝土和吊架总重的一半，测定悬臂端标高；

3.2 安装吊架，吊架重量不超过现浇段混凝土重量的 0.5 倍；

3.3 设置反力架，用千斤顶进行顶推（如设计需要），在当天最低温度时安装合拢段刚性骨架并锁定，卸去顶推力并锁定，马上浇注合拢梁段的混凝土，边浇注混凝土边卸去悬臂端水箱中的水，重量同等于浇注混凝土重量的一半，或按 3.1 所测标高不变控制，浇注时间控制在两小时以内；

3.4 合拢段混凝土强度达到设计强度 85% 以上，且混凝土成熟度大于达到 100°C 天时，对称张拉底板及顶板纵向预应力钢束，张拉顺序为先长束后短束，待纵向预应力钢束张拉完毕后，张拉横、竖向预应力；

3.5 拆除吊架和水箱。

参考文献:

1. 《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004)
2. 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)
3. 《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041-2000)
4. 周军生 《变截面连续梁式桥设计中应当注意的几个问题》 《公路交通科技》2001 年 4 期