

某大桥变截面挂篮悬浇预应力砼连续箱梁施工方案

1. 概述

桥型设计为 $(56+90+56)\text{m}=202\text{m}$ 变截面预应力混凝土连续箱梁。箱梁横断面为直腹板单箱单室整体断面，墩顶梁高 5.06m ，跨中梁高 2.46m ，梁底呈二次抛物线变化，箱梁顶板宽 13m ，底板宽 6.5m ，两侧悬臂长 3.45m (3.05m)，底板腹板变化厚度，顶板等厚。连续箱梁采用三向预应力，纵向、横向预应力均为 $\phi^{15.24}$ 高强低松弛钢绞线， $R_y=1860\text{Mpa}$ ，OVM 锚具，全桥竖向预应力为 $\phi 25$ 高强精轧螺纹钢筋。主墩和过渡墩均为钢筋砼薄壁墩，壁厚 2.5m ，墩宽 7.5m ，承台厚为 2.5m ，主墩每墩 $24\phi 1.2\text{m}$ 钻孔灌注桩，过渡墩每墩 $12\phi 1.2\text{m}$ 钻孔灌注桩，钻孔桩按摩擦桩设计。桥面铺装采用 6cm 沥青砼+ 4cm 沥青砼防滑损耗面层，桥面横坡 2% ；钻孔灌注桩均在岸上埋设钢护筒钻孔，灌注水下砼成桩。上部结构采用挂篮悬臂浇筑的施工方式，整个施工过程不影响运河通航。

本桥共有钻孔灌注桩 72 根，计 3960m ，桩长为 55m ，其中过渡墩 $\phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩 24 根，主墩 $\phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩 48 根。

本桥共有承台 4 座，薄壁墩 8 根。

1.1 设计标准及设计荷载：

1.1.1 桥梁宽度： 0.5m (防撞栏)+ 0.5m (路缘带)+ 11.75m (行车道)+ 0.5m (分隔带)+ 11.75m (行车道)+ 0.5m (路缘带)+ 0.5m (防撞栏)。

1.1.2 设计洪水频率 $1/100$ 。

1.1.3 设计通航洪水频率 $1/20$ ，设计通航水位 2.206m 。

1.1.4 通航等级：III 级。

1.1.5 设计荷载：汽车——超 20 ，挂车—— 120 。

1.2 上部结构：本方案为 $(56+90+56)\text{m}$ 三孔预应力砼连续梁。

1.3 下部结构:

1.3.1 主墩为钢筋混凝土薄壁墩,基础为 $\varnothing 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩。

1.3.2 过渡墩为钢筋混凝土薄壁墩,基础为 $\varnothing 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩。

2. 施工流程

2.1 第一阶段

在 49#、50#承台上架设钢管作为临时支撑,并采用HR型可调重型门式脚手搭设 0#块浇筑支架,安装永久支座和临时支座,临时支座顶须高出永久支座 10mm,并将临时支座锚固。0#块支架预压,并调整其标高,在 0#块的支架上浇筑 0#块件,张拉 0#块件XD、XF束。

2.2 第二阶段~第十阶段

挂篮悬臂对称浇筑 1#~9#块件,并依次张拉各块件XD、XF束,搭设浇筑边跨梁段的落地支架,预压支架并调整其标高。

2.3 第十一阶段

在落地支架上浇筑边跨 10m 梁段,张拉 BF 束,安装边跨合拢段的临时锁定装置。

2.4 第十二阶段

浇筑边跨合拢段,张拉边跨第一批 LB 束,解除边跨合拢段的临时锁定装置。

2.5 第十三阶段

拆除 49#、50#桥墩的临时支座,使梁体重量由永久支座承受,并将永久支座临时固定,不使产生顺桥向移动。

2.6 第十四阶段

安装中间合拢段临时锁定装置,同时释放 49#、50#桥墩被临时固定的活动支座,浇筑中跨合拢段,张拉第一批LB束,待砼达到 80%设计强度时,解除锁定。

2.7 第十五阶段

安装防撞护栏、伸缩缝、铺设桥面沥青砼、张拉第二批 LB 束、支座反力调整，调整时以标高控制为主，支座反力作为校核。

以上 2.1~2.7 分项工作按半幅桥进行施工。

3. 临时支撑体系

临时支撑体系是箱梁悬臂施工中的主要受力构件，当箱梁两悬臂偶尔出现不对称荷载作用时，临时支撑体系是保证本桥施工安全度及悬臂倾覆稳定的重要措施，临时支撑体系根据施工安全度及施工倾覆稳定计算确定钢管的根数为 6 根，每 3 根 1 排。借鉴成功的施工经验，同时承台施工时，在承台四个拐角各设一束（5 根）钢绞线，当 0#块施工结束，进行该钢绞线张拉，，每根张拉力为 15t。根据设计图纸要求在薄壁墩顶设置硫磺砂浆临时支座，并且将永久性支座安装好，安装时要注意临时支座顶须高出永久支座顶 10mm，以保证体系转换。临时支撑体系的钢管必须顶到 0#块的底板砼，以确保施工安全。这样由于悬臂浇注施工产生偏载的倾覆力矩主要由竖向的临时钢管、钢绞线以及设计所设定的临时支撑来承担，倾覆力矩不再传递到墩柱上，避免对墩柱产生不利影响。

根据我们以往悬臂施工经验，施工偏载以 20t 作为本次设计临时支撑的依据，也就是说，无论支架是否拆除悬浇时均以控制偏载 20t 加以验算。

3.1 钢管

考虑材料的通用性，本次选用钢管支撑的断面为直径 $D=80\text{cm}$ ，壁厚为 1cm 。

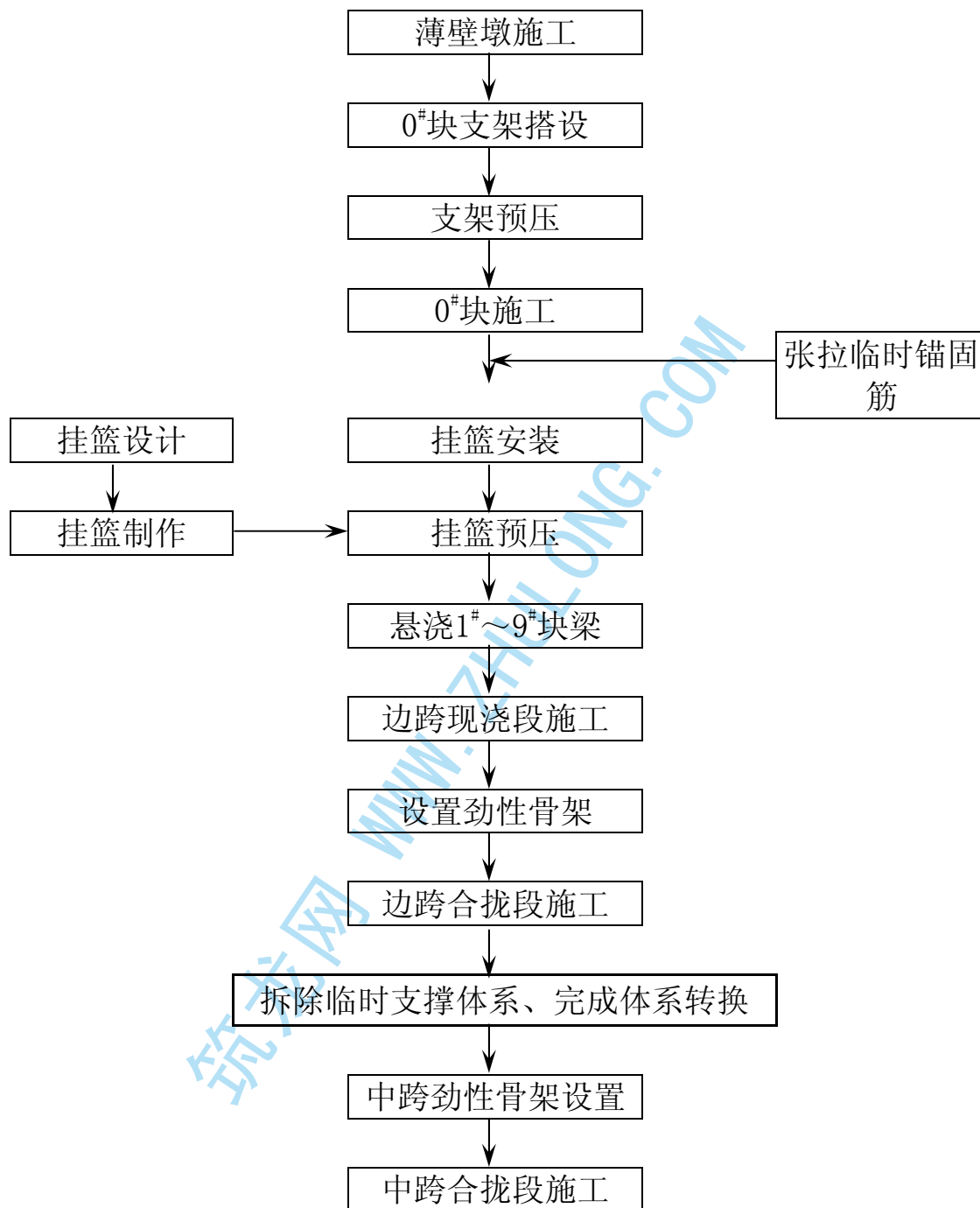
$$\begin{aligned}\text{强度验算: } N &= fA_n = 215 \times 10^6 \times \pi D^2 / 4 \times [1 - (d/D)^2] \\ &= 215 \times 10^6 \times 3.14 \times 0.8^2 / 4 \times [1 - (0.78/1.8)^2] = 533(t)\end{aligned}$$

整体稳定性验算：

$$\text{长细比: } \lambda = l_0 / i = 7.06 / \left[(0.8/4) \times \sqrt{1 + (0.78/1.8)^2} \right] = 25$$

由此可得轴心压杆稳定系数 $\varphi = 0.953$

挂篮悬浇法预应力变截面连续箱梁施工工艺流程图



$$N \leq f\varphi A = 215 \times 10^6 \times 0.953 \times 3.14 \times 0.8^2 / 4 \times [1 - (0.78/0.8)^2] = 508(t)$$

由偏载 20t 产生的倾覆力矩（最不利情况为悬浇 9# 块产生 20t 偏载）。

$$M_{\max} = 20 \times (44 - 3.8) = 804(t \cdot m)$$

钢管支撑距墩柱中心距离为 3.8m，则钢管支撑所要承受的最大竖向压力为：

$$N = 804 / 3.8 = 211.5(t)$$

因此每根钢管承受的最大竖向压力为：

$$N' = N / 3 = 211.5 / 3 = 70.5(t) < 508 (t)$$

由此可见仅采取每侧三根 $\varnothing 800 \times 10\text{mm}$ 钢管作为临时支撑也能满足挂篮悬臂浇注所产生的偏载的要求。

3.2 钢绞线

从以上计算可以得出，本方案中临时支撑是安全的。在施工时，两排钢管及同一排钢管间用型钢焊接联成整体，保证整体受力。在设置临时钢管支撑体系的同时，另外在 0#块砼施工完，当砼达到一定强度，张拉临时固结钢绞线，张拉力为 15t/束，提高 0#块整体稳定性以及挂篮悬臂浇注时的施工安全度。

每束钢绞线的最大承载力为：

$$N = 20 \times (44 - 3.8) / (3.8 \times 2 \times 12) = 8.8(t) < 15 (t)$$

由此可见仅采用钢绞线作为临时固结也能够满足挂篮悬臂浇注偏载的要求。

4. 0#块支架设计

4.1 腹板下的支架

$$A1-A1 \text{ 截面箱梁高度: } Y = 2.46 + 2.6 \times 36^2 / 1849 = 4.282(m)$$

$$\text{内侧腹板高度: } H_{\text{内}} = 4.282 - 3.05 \times 0.02 = 4.221(m)$$

$$\text{外侧腹板高度: } H_{\text{外}} = 4.282 - (3.05 + 6.5) \times 0.02 = 4.091(m)$$

$$A0-A0 \text{ 截面箱梁高度: } Y = 2.46 + 2.6 \times 42.75^2 / 1849 = 5.030(m)$$

$$\text{内侧腹板高度: } H_{\text{内}} = 5.030 - 3.05 \times 0.02 = 4.969(m)$$

$$\text{外侧腹板高度: } H_{\text{外}} = 5.030 - (3.05 + 6.5) \times 0.02 = 4.839(m)$$

由此 0#块内侧腹板重量为：

$$q_{\text{内}} = 2.5 \times [(4.221 + 4.969) / 2 \times 0.8 \times 6.75] = 62.03(t)$$

外侧腹板重量为：

$$q_{\text{外}} = 2.5 \times [(4.091 + 4.839) / 2 \times 0.8 \times 6.75] = 60.28(t)$$

4.1.1 截面初步选择：

利用临时支撑的钢管作为一个立柱，两侧各设置一个牛腿，在每侧腹板下两端再各设置一个采用 $2[L_{25b}]$ 缀板柱，柱高为 $15.265 - 0.14 - 4.221 - 3.5 = 7.444(m)$ ，根据荷载计算每根缀板应承受的荷载为： $62.03 / 2 \times 1.6 = 49.6(t)$

分肢选用 2[_{25b}。截面面积为 $A=7982 \text{ (mm}^2\text{)}$ ，回转半径 $i_y=94.05 \text{ (mm)}$ ，单肢对弱轴惯性矩 $I_1=196.421 \text{ (cm}^4\text{)}$ ，回转半径 $i_1=2.218 \text{ (cm)}$ ，则： $\lambda_y = 7444 / 94.05 = 79.1$ ，查得 $\varphi_y = 0.693$

按规范 $\lambda_1 \leq 40$ ，且 $\lambda_1 \leq \frac{1}{2}\lambda_y = 40$ ，选择 $\lambda_1 = 35$ ，则两缀板间净距 $l_{01} = i_1 \lambda_1 = 2.218 \times 35 = 77.63 \text{ (cm)}$ ，取 $l_{01} = 75 \text{ (cm)}$

使绕虚轴长细比等于绕实轴长细比， $\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \lambda_y$

从而： $\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{79.1^2 - 35^2} = 70.9$

$$i_x = \frac{l_{ox}}{\lambda_x} = \frac{7444}{70.9} = 105.0 \text{ (mm)}$$

$$b = \frac{i_x}{0.44} = \frac{105}{0.44} = 238 \text{ (mm)} \text{ 取 } b=230 \text{ (mm)}$$

整个截面对虚轴的惯性矩

$$I = 2(I_1 + 3991 \times 9.518^2) = 7624 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{7624}{79.82}} = 9.8 \text{ (cm)}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{7444}{98} = 76.0$$

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{76.0^2 + \left(\frac{75}{2.218}\right)^2} = 83, \text{ 查得 } \varphi_\lambda = 0.668$$

4.1.2 截面验算：

整体稳定验算：

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{496 \times 10^3}{0.668 \times 7982} = 93.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f = 215 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

4.1.3 缀板设计

取缀板宽度为 $15\text{cm} > 2/3C = 2/3 \times 19.036 = 12.7 \text{ (cm)}$ 。

厚度取 $6\text{mm} > C/40 = 190.36/40 = 5 \text{ (mm)}$

作用在柱上的剪力为：

$$V_{\max} = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{7982 \times 215}{85} = 20190(N)$$

$$\text{缀条内力为: } N_t = \frac{V_{\max} a}{c} = \frac{20.19 \times (75 + 15)}{2 \times 19.036} = 47.728(kN)$$

作用在一侧缀板上的变矩为:

$$M = \frac{V_1 a}{2} = \frac{20.19 \times (75 + 15)}{2 \times 2} = 454.275(kN \cdot cm)$$

缀板应力验算:

$$\text{剪应力 } \tau = \frac{T}{A} = \frac{47728}{150 \times 6} = 53.0(N/mm^2)$$

$$\text{正应力 } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{454.275 \times 10^4}{1/6 \times 6 \times 150^2} = 201.9(N/mm^2)$$

缀板与柱肢用焊缝相联, $h_f = 4(mm)$, 三面围焊。

$$A_f = 0.7 \times 4 \times 280 = 784(mm^2)$$

$$W_f = 1/6 \times 0.7 \times 4 \times 280^2 = 36586.7(mm^3)$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{454.275 \times 10^4}{1.22 \times 36586.7}\right)^2 + \left(\frac{47.728 \times 10^3}{784}\right)^2} = 118.6(N/mm^2)$$

$$< f_f^w = 160(N/mm^2)$$

经上述计算腹板上 2[_{25b} 缀板柱能满足施工要求。

4.2 底板、翼缘下的支架

根据以往施工经验,本工程 0#块采用 HR 型可调重型门式脚手架作为底板、翼缘现浇砼的支架。

4.2.1 方案比较

由于本标段 (56+90+56) m 预应力混凝土连续箱梁一联总长为 202 米,而且 0#块长度为 16m,若采用普通钢管脚手搭设满堂支架,架设时工作量和劳动强度大,施工工效低,而且钢管和扣件损耗也比较大,经过方案比较,我们选择 HR 型可调重型门式脚手架作为本桥箱梁现浇砼的支架。

4.2.2 该脚手架的特点

HR 型可调重型门式脚手架，具有搭设效率高。搭设是普通钢管扣件脚手架的 5 倍，高度调节范围大，能适应各种高度变化的需要，减少了不必要的钢管损失，承载能力强，使用寿命长，重复使用经济效益显著。

4.2.3 荷载计算

一榀门架的稳定承载力设计值

$$N_d = k\varphi Af$$

k——材料强度调整系数，对搭设高度 30m 以下，k=0.8

φ ——轴心受压稳定系数

A——单榀门架立杆的截面积 $A=856\text{mm}^2$

f——材料强度设计值，取 $f=205\text{Mpa}$ 。

φ 值确定

$\Phi 57 \times 2.5$ 钢管

截面积 $A_1=428\text{mm}^2$

截面各惯性矩 $I_1 = \pi (D^4 - d^4) / 64 = 1.59 \times 10^5 \text{mm}^4$

$\Phi 26.5 \times 2$ 钢管

截面惯性矩 $I_2 = \pi (D^4 - d^4) / 64 = 1.1627 \times 10^4 \text{mm}^4$

则 $I = I_1 + I_2 = 1.706 \times 10^5 \text{mm}^4$

门架的回转半径 $i = \sqrt{I / A_1} = \sqrt{1.706 \times 10^5 / 428} = 19.96 \text{mm}$

则门架的长细比为 $\lambda = h / i = 1900 / 19.96 = 95.20$

查表得 $\varphi = 0.6248$

故 $N_d = k\varphi Af = 0.8 \times 0.6248 \times 856 \times 205 = 87712 \text{N} = 87.712 \text{KN}$

即门架承载设计值为 87.712KN, 为了在使用中更安全可靠，搭设高度 30m 以下，许用荷载为每榀门架 75KN。

4.2.4 支架

各截面面积：

A0-A0 截面

$$S_0 = 4.9 \times (0.3 + 0.65) + 1/2 \times 0.9 \times 0.3 \times 2 + 1/2 \times 0.6 \times 0.3 \times 2 = 5.105(m^2)$$

A1-A1 截面

$$S_1 = 4.9 \times (0.3 + 0.54) + 1/2 \times 0.9 \times 0.3 \times 2 + 1/2 \times 0.6 \times 0.3 \times 2 = 4.566(m^2)$$

0#块箱梁底板下的均布荷载:

$$P = 2.5 \times (S_0 + S_1) / (2 \times 4.9) = 2.5 \times (5.105 + 4.566) / (2 \times 4.9) = 2.47(t/m^2)$$

支撑体系荷载验算:

为了简化计算, 施工人员和设备重量、振捣荷载及模板支架本身的荷载按平均 0.4t/m² 计算, 则箱梁 0#块部分每米按 4.9×0.4=1.96(t/m) 计算。

$$N = 1.4N_{QK} = 1.4 \times 2 \times 0.75 \times (2.47 + 0.4) = 6.027(t) < 7.5(t)$$

4.2.5 翼缘板下支架

$$N = 1.4N_{QK} = 1.4 \times 1.5 \times [2.5 \times 1/2 \times (0.2 + 0.5) + 0.4] \times 1.725 = 4.62(t) < 7.5(t)$$

结论: 经计算, 单榀门架的荷载都小于其稳定承载力 7.5t, 故符合承载要求。

5. 支承件的布置

5.1 0#块两腹板下的纵向 2[_{36b} 工字钢按抗弯强度和挠度验算 (按简支梁计算)

0#块腹板的均布最大荷载为:

$$P_{\max} = 62.03 / (6.75 \times 0.8) = 11.5(t/m^2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= M_{\max} / W = P_{\max} l^2 / 8W = (11.5 + 0.4) \times 10^4 \times 3.37^2 / (2 \times 8 \times 0.919 \times 10^{-3}) \\ &= 91.9(Mpa) < [\sigma] = 215(Mpa) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\max} &= 5P_{\max} l^4 / (384EI) = 5 \times (11.5 + 0.4) \times 10^4 \times 3.37^4 / (2 \times 384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 1.653 \times 10^{-4}) \\ &= 2.9(mm) < [f] = 3(mm) \end{aligned}$$

经过计算 0#块腹板下的 2[_{36b} 梁承载力满足施工质量要求。

5.2 围林布置

根据施工要求, 沿桥纵向在 HR 型可调重型门架的可调上托座上进行铺设 10cm×15cm 围林作支承件, 横向布置 10cm×10cm 二四木方, 二四方的间距为 0.305m, 但是横向的二四方的间距在满足 1.22m×2.44m 胶合板的铺设要求时, 可作适当调整, 但要满足围林、二四木方承载力的要求, 而且胶合板的拼缝要落在二四木方上。然后

再在二四木方上铺设 1.22m×2.44m 胶合板，二四木方同围林以及胶合板同二四木方均采用铁钉销钉。

由于 0#块底板的均布荷载大于翼缘板下的均布荷载，因此只需对底板进行验算。

5.2.1 底板、二四木方、围林的弯矩和挠度计算（按连续梁计算）

1. 底模：

$$M_{\max} = Pl^2 / 10 = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 0.305^2 \times 1 / 10 = 2.67 \times 10^2 (N \cdot m)$$

$$W = ab^2 / 6 = 1.0 \times 0.015^2 / 6 = 3.75 \times 10^{-5} (m^3)$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W = 2.67 \times 10^2 / (3.75 \times 10^{-5}) = 7.12 (Mpa) < [\sigma_{\text{竹}}] = 55 (Mpa)$$

$$f_{\max} = Pb^4 / (128EI) = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 0.305^4 / [128 \times 0.6 \times 10^{10} \times (1 \times 0.015^3 / 12)] \\ = 1.1 (mm) < [f] = 3 (mm)$$

2. 二四木方

$$M_{\max} = Pl^2 / 10 = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 0.305 \times 1^2 / 10 = 8.75 \times 10^2 (N \cdot m)$$

$$W = ab^2 / 6 = 0.1 \times 0.1^2 / 6 = 1.667 \times 10^{-4} (m^3)$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W = 8.75 \times 10^2 / (1.667 \times 10^{-4}) = 5.2 (Mpa) < [\sigma_{\text{木}}] = 12 (Mpa)$$

$$f_{\max} = Pb^4 / (128EI) = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 0.305 \times 1.0^4 / [128 \times 9 \times 10^9 \times (0.1 \times 0.1^3 / 12)] \\ = 0.9 (mm) < [f] = 3 (mm)$$

3. 围林

$$M_{\max} = Pl^2 / 10 = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 1.0 \times 0.75^2 / 10 = 1.61 \times 10^3 (N \cdot m)$$

$$W = ab^2 / 6 = 0.1 \times 0.15^2 / 6 = 3.75 \times 10^{-4} (m^3)$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W = 1.61 \times 10^3 / (3.75 \times 10^{-4}) = 4.3 (Mpa) < [\sigma_{\text{木}}] = 12 (Mpa)$$

$$f_{\max} = Pb^4 / (128EI) = (2.47 + 0.4) \times 10^4 \times 1.0 \times 0.75^4 / [128 \times 9 \times 10^9 \times (0.1 \times 0.15^3 / 12)] \\ = 0.3 (mm) < [f] = 3 (mm)$$

结论：经对 0#块底板部分的底模、二四木方、围林的弯矩和挠度计算，模板支承体系的布置符合施工要求。由于翼缘板部分荷载比底板部分荷载小，因此翼缘板下的

模板支承体系的布置也符合施工要求。

6. 0#块施工

6.1 模板工程

0#块底模板采用覆膜竹胶板，侧模同样采用覆膜竹胶模板。内侧模采用钢框胶合模板，端模为覆膜竹胶板。

6.2 预压

模板及支撑系统搭设好后要进行预压，预压采用砂袋堆载，根据箱梁荷载分布堆放在支架上，总重量为 1.1 倍 0#块砼重量（767.404t），以消除支架非弹性变形，同时观测变形量并调整其标高。

6.3 钢筋工程

钢筋由钢筋加工场地集中加工，详细编号，然后运至承台附近，用吊机吊运至 0#块底模板上，先绑扎底板钢筋，部分腹板钢筋及预应力管道，待浇筑完第一次砼且内模安装完毕后再进行剩余波纹管安放及腹板顶板钢筋绑扎，所以在钢筋运输中要注意编号和钢筋型号，以免出错。

6.4 砼浇注

砼浇注分两次进行，第一次高度为顶板下倒角，砼采用搅拌楼集中供料，砼罐车运输，由地泵输送到 0#块顶面进行浇注施工，在浇注前要认真设计配合比，以及做好缓凝剂、早强剂试拌试验，要保证在砼初凝前完成砼的浇注及提高砼的早期强度。

在 0#块砼强度达到设计张拉强度时，先张拉悬浇束，然后拆除底模，使 0#块砼自重完全搁在临时支座上，再对称张拉临时锚固预应力钢绞线，完成 0#节段梁与桥墩的临时固结。

7. 挂篮悬臂浇注施工

7.1 挂篮设计及制作

近几年来,我局成功地进行了多座桥梁的挂篮悬浇施工,我局一般采用三角形或菱形挂篮,当设置竖向预应力钢筋时采用菱形挂篮施工较为方便,根据本工程的实际情况,设计菱形挂篮,弹性变形可控制在 1cm,非弹性变形控制在 2mm 以内。挂篮、机件设备及人员总重可控制在 60t 以内,挂篮水运或陆运至现场拼装。

7.2 挂篮系统构造的组成

主桁架系统——行走及锚固系统——悬吊系统——底平台系统——模板系统

7.3 挂篮拼装

模板在钢结构加工厂进行制作。

底篮焊接、拼装成为整体结构,吊耳应同时固定好,并焊牢前部栏杆。

两侧外模拼装成为整体结构,固定杆件及栏杆应焊接牢固。

内模系统除下倒角构件及拉杆固定件在现场安装外,其它部分构件应一次拼装成整体结构。

挂篮制作完毕后立即及时进行检测及试拼装,检查挂篮结构的各种构件是否按照设计图纸及有关技术规范、规程进行选材加工、制作;一旦发现问题,要及时纠正和整改。检测合格后运至施工现场进行结构拼装。

加工成型的构件一次性由汽车、方驳运至现场,用吊机将挂篮构件吊至 0[#]节段上,进行组装。

7.4 挂篮结构拼装的主要流程如下:安装轨道,锚固轨道在桥面上→主桁架拼装→安装前滑座,后反扣轮→吊装桁架至轨道上并支撑好,同时拼装联结系→安装后锚固及前横梁→安装悬吊系统→安装底板平台→悬吊工作平台安装。

7.5 挂篮拼装步骤

7.5.1 主桁架结构拼装

1. 在箱梁 0[#]块顶板面轨道处进行找平,测量放样并用墨线弹出箱梁中心线、轨

道中线和端头位置线，用经纬仪和垂线控制主桁架拼装位置及挂篮行走轴线位置，在轨道中线上铺设 $25 \times 25 \times 100$ cm 木方，最顶端改以型钢搁置。

2. 用吊机起吊轨道，对中安放，轨道用 $\phi 32$ 精轧螺纹钢锚固。
3. 利用 0# 块顶面作为工作平台，水平组装主桁架，利用吊机起吊安装就位，并采取临时固定措施，保证两桁架片稳定，并安装反扣轮。
4. 安装后锚固杆，稳定整个桁架。
5. 安装主桁架之间的联结件。
6. 安装前悬吊梁以及提升装置等。

7.5.2 底平台和模板结构拼装

1. 将底篮与前吊带、后吊带固定牢，形成底平台系统。
2. 内模系统搁置在内滑梁上，且后部悬吊轮及反扣悬吊轮也套在内滑梁上。吊机吊起内滑梁，上紧前吊带销杆及后吊带悬吊轮内固定螺栓，吊带固定后，将内模系统拉入 0# 箱梁内。
3. 安装两侧外模系统及外滑梁。外模系统搁置在外滑梁上，且后部悬吊轮及反扣悬吊轮也套在外滑梁上，同时外模框架下部安放好木跳板，并用铁丝使其与框架固定牢。作业人员站在外模跳板上固定牢前吊带销杆，站在 0# 箱梁脚手架上固定牢后吊带悬吊轮内固定螺栓。
4. 挂篮加载试验：采取砂袋加载，加载重量为 1# 块体砼重量的 110%，消除挂篮的非弹性变形，分级实验前上横梁、底篮及吊带的变形值，每级持荷时间不低于 30min，对实测数据进行分析，推算各梁段的竖向变形值，为设置预拱度提供依据。加载试验时测试挂篮各杆件的应力。

7.6 挂篮悬浇施工

7.6.1 挂篮前移

挂篮在箱梁上移动时，步骤和方法如下：

张拉结束后，拆除对拉螺杆，用千斤顶松开底板平台系统前吊带，底篮后吊带。同时下落，底篮与砼底面脱离，并安装枕木与钢轨。

松开两侧外模前吊杆和后悬吊轮，外模因自重脱落。

松开侧滑梁，方法与外侧滑梁松开相同。

松开主桁架后锚固，用手拉葫芦牵引向前滚动。

在用手拉葫芦反向牵动主桁架前移中，要注意后端反扣轮，使用制动块及应急备用销子，以防止桁架因惯性前移造成危险。

当前移到位后，拆去前支承点的圆钢，将主桁架后锚固系锚固在预埋精轧螺纹钢上。

内外滑梁底篮与外侧模将随挂篮牵引前移至下一梁段，内模系统用绳索固定在已浇箱梁内。

待箱梁腹板钢筋绑扎及预应力套管安装后，内模系统到位。

安装堵头模板，同时检查各部位安装情况，使挂篮前移后模板尺寸全部符合设计和规范要求。

挂篮前移时需注意：挂篮行走时，必须在预留孔处及时安装内外滑梁吊点扣架杆，以保证内外模滑梁结构平衡稳定。挂篮前移时必须匀速，移动速度应不大于 10cm/min，两边对称距离相差大要于 40cm，随时掌握行走过程中挂篮中线与箱梁轴线的偏差，以便及时调整。

7.6.2 挂篮施工过程控制

挂篮施工过程控制的目的是，通过实测以预测施工预拱度，确保成桥线型与设计吻合。

连续箱梁悬臂浇注施工时产生的挠度包括：各墩上分段悬臂砼浇注时形成的静定

体系挠度；体系转换后各阶段连续梁体系的挠度；箱体砼后期收缩徐变引起的挠度。

挂篮变形涉及诸多因素，因此在挂篮移动前后，节段砼浇筑前后，施加预应力前后的各阶段进行变形观测。变形观测由测量工程师负责，并成立观测小组，将每节段各阶段观测值向设计及监理提供，以调整预拱度，确保桥梁的线型流畅、美观。

在砼灌注过程中及时测定底板的拱度，发现实际沉降量与预留量不符时，应及时通过千斤顶予以调整。

合拢前 2~3 个节段要进行联测，以保证合拢精度，高差不得大于 2cm。

7.7 箱梁预应力管道及钢筋施工

7.7.1 箱梁预应力管道施工

预应力管道采用钢质波纹管，其规格为：100mm、80mm、50mm，长度为节段长度加 30cm，接头处采用直径比相应管道的直径大 5mm，长度为 300mm 的波纹管连接，并以防水胶带封裹。

注意波纹管的保管，以防波纹管变形、开裂，存放要顺直，不可受潮和雨淋锈蚀。

按设计要求位置布设波纹管，并用定位筋固定，直线段每 100cm 一道，曲线段每 50cm 一道，安放后的管道必须平顺，无折角。

管道所有接头要对称旋紧，并用防水胶带缠好接头处以防止砼浆掺入。当管道位置与非预应力钢筋发生矛盾，应确保预应力管道的位置，并适当调整其他钢筋位置。

施工中的严禁施焊、挤压波纹管，波纹管要内衬 PVC 塑料管，在波纹管的最高点处设置压浆排气孔，排气孔嘴用 PVC 塑料制作，相接部位用防水胶带裹紧。

在浇注砼之前应认真检查波纹管位置及其完好情况，锚垫板与模板接触面应严密，锚垫板的喇叭管应与波纹管包裹严密。

压浆孔应用海绵填塞饱满，防止水泥浆掺入堵塞。

7.7.2 普通钢筋施工

所有普通钢筋的加工，安装和质量验收等均应严格按照《公路桥涵施工技术规范》的有关规定进行。

悬浇段普通钢筋均根据设计图纸在钢筋场地下料加工制作，并按部位编号，以免出错，再用起重机吊至桥面绑扎。

7.7.3 钢筋绑扎的顺序为：底板、腹板、顶板。

钢筋焊接及埋置预埋件时必须注意不能损坏预应力管道。

为确保预应力束、波纹管在正确位置，在箱梁设计图纸中设计了定位钢筋网，在施工中要按设计图纸进行加密，定位钢筋网均采用点焊固定。

7.8 砼施工

砼由砼搅拌中心集中供料，砼罐车运输，汽车泵或固定泵送至施工梁段，泵送管道为垂直向和水平向布设，采用两台泵车，并对称进行两梁段的砼浇注。

箱梁节段砼施工采用一次性浇筑，对称同时进行。

浇筑底板时将泵送软管从端头部直接插入底板；腹板砼浇筑则采用泵送软管直接从上部插入腹板内。砼振捣按常规法分层振捣，顶板砼用泵管由两侧翼板边缘向中间相向浇注。梁段砼要从前端开始向后浇注，直至浇注梁段根部与前一浇注段接合，整个箱梁段必须在砼初凝前浇注完毕。砼初凝时间应控制在 8~10 小时内。

砼浇注前要严格检查钢筋，预应力管道，模板、预埋件等，检查合格后，经监理工程师签认后，方可浇注砼。

砼浇注时，应避免直接将砼堆积在管道上，禁止操作人员在预应力管道上行走，如施工人员要行走时应上面铺设木板，以保证钢筋、预应力筋位置不变形。

为确保浇注砼的质量，试验人员应设计并控制好施工配合比，配置专职砼工，加强振捣。振捣时不得触及波纹管。浇注砼时，钢筋工、木工及预应力张拉人员应跟班检查，确保浇注顺利进行。

为防止波纹管漏浆或变形而影响后序的钢绞线穿索、张拉，在砼浇注前，应在管道内插入一段长 4m 左右的 PVC 塑料管，浇注时应及时转动，以便浇注完毕后顺利抽拔。然后，用通孔器检查波纹管是否通畅。若有漏浆，当即用通孔器清除，用高压水枪冲洗。

7.9 砼养护和拆模

采用土工布或塑料薄膜覆盖，进行保湿养护。用高压水泵抽水到桥面进行养护，保持砼表面始终处于充分湿润状态，养护时间按照规范要求。

梁段端头模板在砼浇注后适时拆除，端头砼表面随即凿毛，外侧模板要在砼强度达到一定的设计强度后，方可脱模。底模及内模板必须在钢绞线张拉完毕后方可脱模。

7.10 钢绞线下料穿束

穿束前认真检查波纹管内有无杂物。钢绞线有平弯和竖弯，下料前，应认真校核其设计长度，及两端工作长度。下料用切割机切割。

由于每孔钢绞线根数较多，且孔道又有平竖弯曲，穿束较为困难，一般采取人工单根穿束，并对长于 40m 的钢束，利用预穿在孔内的 8 号铁线或用穿束机穿入一束钢绞线，把卷扬机上的钢丝绳拉入孔内，当钢丝绳从另一端伸出孔道后，与钢束端头环扣相接，再缓缓将钢束穿拉进孔内。钢绞线端头要用胶布包裹，避免戳破波纹管影响穿束。

在钢束上可涂中性肥皂水，以减少摩擦阻力。

7.11 预应力张拉

7.11.1 预应力张拉准备

在构件张拉部位搭设安全可靠的操作平台，并设置安全栏。

在锚垫板上标出垫板安放位置及预应力钢束的序号使张拉无误。

千斤顶与锚具及管道三对中，并保持千斤顶与锚下垫板垂直。

在试块强度达到设计要求后方可进行张拉。

7.11.2 预应力张拉

张拉采用张拉力和伸长量双控，张拉时应有标记，以便测定各钢束的伸长量。

纵向预应力束采用单端和两端对称张拉。张拉机具安装顺序为：安装工作锚及工作锚夹片——安装顶压器——安装千斤顶——安装工具锚及工具锚夹片。为方便退锚，在安装工具锚时，可在锚孔和夹片之间夹上一层塑料薄膜。千斤顶视工作情况可采用吊挂和顶托两种方式。

钢束张拉步骤：0——初始应力（ $0.1\sigma_{con}$ ）—— σ_{con} （持荷 2 分钟锚固）

当长束钢绞线伸长量大于千斤顶最大行程时，采用分级重复张拉方法，张拉采用张拉力和伸长量双控的方法，以保证张拉应力达到设计要求。张拉过程中应现场绘制实测 P— Δ 曲线图以保证张拉吨位和引伸量的准确性，张拉后填写记录，并交现场监理工程师签认。

7.12 压浆、封锚

按设计配合比进行拌制灰浆（水泥），压浆应缓慢进行，确保另一端饱满出浆。夏季气温较高时应在夜间进行压浆。

在压浆端口，设置压浆阀门、管节等压浆附件。

压浆现场应备有足够的水泥、水等相应材料，以便连续压浆。

灰浆水灰比不宜超过 0.4，抗压强度应达到设计规定强度。用量由试验确定。

掺入的外加剂不得含有氯盐，为减少收缩可掺入 0.0001 水泥用量的铝粉微膨胀剂。

孔道压浆前须将孔道冲洗洁净，排除积水，曲线孔道由最低点的压浆孔压入，由最高点的排气孔排气和泌水。

压浆应缓慢均匀进行，应达到另一端饱满和出浆，并达到排气孔排出与规定稠度相同的水泥浆为止，当气温高于 35℃ 时压浆宜在夜间进行。

每一工作班应留取不小于 3 组 $7.07 \times 7.07 \times 7.07 \text{cm}$ 的立方体试件，标准养护 28 天检查其抗压强度作为水泥浆质量的评定依据。

孔道压浆应填写施工记录，并由监理工程师签认。

张拉注意事项：

张拉时，千斤顶后严禁站人，张拉人员应站在千斤顶侧面操作，张拉施工平台应设护栏。

千斤顶内有油压时，不得拆卸油管接头，以防高压油射出伤人。

8. 边、中跨合拢段施工

根据设计意图，本桥先进行边跨合拢，再进行中跨合拢。

8.1 边跨合拢段施工及体系转换

边跨现浇段采用HR型可调重型式门式支架，上铺型钢及胶合板底模，搭设支架前，先对地基进行硬化处理，并整平碾压铺设 20cm碎石，上铺 5cm瓜子片找平，后浇筑 10cm C20 素砼。支架搭设后进行预压。在边跨现浇段完成后，进行边跨合拢段施工。将挂篮对称移至到位作吊架，设置劲性梁，并在砼浇筑前施焊，并在边、中跨配置水箱配重（ $1/2$ 合拢段砼重量），水箱用 δ_{10} 厚钢板制作，底部设置放水阀门，砼浇筑时，边跨水箱等量放水，中跨水箱等量加水。待边跨合拢段砼达到设计张拉强度后，按设计进行预应力束张拉、压浆、封锚。然后解除两主桥墩的临时固结并拆除临时支座，并且将永久支座临时固定，不使其产生顺桥向移动，完成体系转换。

8.2 中跨合拢

边跨合拢后进行中跨合拢，中跨合拢采用型钢悬吊施工，砼浇筑前必须设置劲性梁，边浇筑边将配重水箱水放掉，施工方法与边跨合拢段相似。

9. 悬浇施工的注意事项

9.1 应按施工要求设置，采用硫磺砂浆临时支座，在施工过程中不变形。

9.2 保证预应力管道通畅及采用正确的穿束方法是顺利施工的关键，预应力张拉一般按纵向、竖向张拉的顺序进行对称张拉的原则，我局在多座桥梁挂篮悬浇法施工中积累了丰富的经验。

9.3 桥梁线型的控制必须依据施工各阶段的变形观测，根据观测结果计算，并要及时调整下一节段立模高度。

9.4 必须严格遵守设计要求的合拢体系转换的施工顺序，合拢温度般在 $15\sim 20^{\circ}\text{C}$ 之间，合拢时必须按照设计要求设置劲性骨架。合拢时，由于季节原因而影响合拢施工时，应向设计和监理工程师提出建议，待他们同意后，方可实施合拢。

9.5 体系转换拆除临时支座时应按照对称原则进行。

9.6 悬臂浇筑应对称同时进行，两对称梁段砼不得相差其重量 5%。

9.7 合拢时临时锁定装置多采用型钢，使其固定在合拢段两端梁体上，因此梁端浇筑时应注意预埋型钢固定螺栓。

9.8 挂篮悬浇施工主要应控制好悬浇节段的平面位置及高程（节段挠度），以保证全桥的顺利合拢。

9.9 挂篮悬浇施工时须对每一梁段施工中浇砼前、浇砼后、张拉后及挂篮前移后四个状态进行标高测量，并与设计对照调整。

10. 补充说明

10.1 0#块承台外支架地基处理

10.1.1 满堂支架地基处理

随着主墩承台的施工结束，采用拌制好的灰土分层回填承台四周，分层回填厚度为 20cm，并且采用人工夯实，当承台四周回填到与原地面相平时，连同 0#块件满堂支架其它部分再掺灰处理 30cm，整平碾压后再浇筑 15cm C30 素砼垫层。

10.1.2 腹板支撑件下的地基处理

由于 0#块件两侧腹板高度和宽度都较大，因此荷载较大，采用 $\phi 800 \times 10\text{mm}$ 钢管和 $2[25b]$ 缀板柱作为支撑件，处于承台外的支撑件采用砼扩大基础作为其基础，基础采用 $1 \times 1 \times 0.8\text{m}$ C30 砼，基础开挖后人工夯实，施工后确保扩大基础顶略高于满堂支架的砼垫层。

10.2 0#块件的支撑

0#块件两侧腹板采用 $\phi 800 \times 10\text{mm}$ 和 $2[25b]$ 缀板柱作为竖向支撑件，然后在其上面每侧安装 $2[36b]$ 工字钢作为纵梁，除了两侧腹板外，其它部分均采用HR型可调重型门式脚手架作为 0#块件现浇砼的支撑。以上部分计算详见前面 0#块支架设计部分。

10.3 测量控制

10.3.1 施工放样

在施工过程中对全桥中线和临时水准点进行定期复核和检查，并做好梁段中线和标高控制。确保各个 T 构的施工测量的准确性。

10.3.2 施工观测：

1. 测点布置：

测点布置在每一节段前沿 20cm 的腹板外侧，并能通视，每一节段布置两个测点。

2. 观测时间及观测内容：

按照施工顺序，每现浇一段观测 5 次，即：

- (1) 挂篮就位后浇注砼前；
- (2) 浇注梁段砼后；
- (3) 张拉纵向预应力束前；
- (4) 张拉纵向预应力束后；
- (5) 移动挂篮前（即进行下一节段作业前）。

每次观测要记录好标高变化，测量温度等。测量结果以表格的形式（施工时统一制定表格）及时反馈，并对一些意外情况在备注栏中进行反映。

10.3.3 数据分析与反馈

将施工观测的数据与计算的数值分析对比，如相差较大应及时分析原因，并在后面的控制中进行调整。

10.3.4 注意事项

1. 施工中严格按照平衡施工的要求进行，避免由于施工荷载不平衡引起测量数据的不准确。
2. 施工观测不允许在高温、强光和大风等情况下进行观测。
3. 要定人定仪器进行观测，避免测量的人为误差。
4. 要勤观测，勤记录，及时整理数据。

10.4 0#块模板

根据本工程工期要求以及施工图纸的出图时间，再结合我们 0#块与挂篮悬臂浇筑的具体安排，0#块现浇砼的外模、底模均采用覆膜竹胶板，无法利用挂篮悬臂浇筑的定型钢模板，内模板采用定型钢框胶合模板，考虑到两侧腹板较高，利用腹板上、下两排通气孔和采用对拉螺杆固定两侧腹板的内、外模板。