

目 录

第一章：工程简介	3
第二章：盆式支座安装和临时固结支撑体系	4
第一节、盆式支座的安装	4
第二节、临时固结体系的施工	4
第三章：结构施工挂蓝体系	10
第四章：地基承载力验算	26
第五章：质量保证体系	29
第一节、钢筋骨架和预应力筋的制作和安装	29
(一)、普通钢筋的施工	29
(二)、预应力筋的施工	29
第二节、混凝土的浇筑	30
(一)、混凝土的浇筑顺序	30
(二)、混凝土的施工	30
(三)、混凝土浇筑的质量控制	31
第三节、预应力束的张拉和压浆	32
(一)、0 [#] 、1 [#] 、1' [#] 节段	33
(二)、2 [#] 、2' [#] 节段	34
(三)、3 [#] 、3' [#] 节段	35
(四)、4 [#] 、4' [#] 节段	36
(五)、5 [#] 、5' [#] 节段	37
(六)、6 [#] 、6' [#] 节段	38
(七)、7 [#] 、7' [#] 节段	39
(八)、8 [#] 、8' [#] 节段	40
(九)、9 [#] 、9' [#] 节段	41
(十)、10 [#] 、10' [#] 节段	42
(十一)、边跨合拢段	44
(十二)、中跨合拢段	45
(十三)、12 [#] 节段竖向预应力束	46
(十四)、12 [#] 节段	46

第四节、箱梁的防裂措施.....	46
第五节：总体的质量控制方法和手段.....	47
第六节：安全措施.....	48
第七节：人员配备.....	51
第八节：施工工期.....	51
第九节：挂蓝设计说明.....	52
第十节：挂蓝行变位计算.....	55
第十一节：挂蓝行走时的抗倾覆计算.....	56
第十二节：挂蓝施工时的抗倾覆计算.....	57
第十三节：挂蓝底蓝纵梁计算.....	58
第十四节：挂蓝底蓝横梁计算.....	59
第十五节：挂蓝前上横梁计算.....	60
第十六节：临时支座计算.....	61
第十七节：重要施工技术措施.....	64
第十八节：质量保证措施.....	65
第十九节：环保措施.....	66
第二十节：文明施工.....	67
第二十一节：1 [#] 、1' [#] 节段支架验算.....	68
第二十二节：预应力连续箱梁悬臂浇筑施工工艺流程.....	71
第二十三节：施工总进度计划横道图.....	73
第六章：分项工程技术交底.....	75

练市高架桥预应力砼变截面连续箱梁施工方案

第一章 工程简介

练市高架桥主桥从 5#墩起至 8#墩为止，起讫点桩号为 K64+573.00～K64+743.00，全长 170 米，左、右幅桥等宽，桥梁净宽为 17.0 米。上部结构为 45+80+45 米的预应力砼变截面连续箱梁，设计箱梁根部高度 4.60 米，跨中及现浇段高度 2 米，箱梁底宽 9.0 米，悬臂、翼板各 4.0 米，箱梁底板水平，通过调节腹板高度形成 2%横坡；其中顶板中间厚 28cm，靠近腹板处加厚至 70cm，底板采用二次抛物线型变厚度，腹板厚度为 90cm，底板厚度变化范围为 30-70cm 墩顶 0#块设一个厚 2.50 米横隔板。在支点处也设一道横隔板，中横隔板厚 1.5 米。底板厚度由 0.7m 变化至 1.5m。箱梁砼为 C50，采用三向预应力。其中纵向预应力钢绞线采用 $17\Phi^j15.24$ 、 $21\Phi^j15.24$ 钢束标准，单根钢绞线直径为 15.24mm，公称面积为 140mm^2 ，破断拉力为 260.7KN，其弹性模量 $E=1.95\times10^5\text{Mpa}$ ，标准抗拉强度 $R_{yb}=1860\text{Mpa}$ ，纵向预应力束每孔 17 束和 21 束不等，锚具为 YGM 型、GBM15-4 型，钢束张拉时采用张拉力和伸长量双控，设计张拉吨位 17 束为 3231.6KN、21 束为 3991.9KN，初始拉力吨位按 10%设计张拉力计算。管道摩擦系数 μ 取 0.25，管道偏差系数 K 取 0.008。相同束号的每组钢束，采用均衡对称、两端同时张拉。张拉力达到设计吨位时，实测伸长量应不大于或不小于设计伸长量的 $\pm 6\%$ 。横向预应力钢束采用 $4\Phi^j15.24$ 钢束标准，单根钢绞线直径为 15.24mm，公称面积为 140mm^2 ，其弹性模量 $E=1.95\times10^5\text{Mpa}$ ，标准抗拉强度 $R_{yb}=1860\text{Mpa}$ ，单根控制张拉应力为：195.3KN，张拉方式为一端张拉；锚具为扁锚 15-4（张拉端）及扁锚 15-4H 型锚具（固定端）。竖向预应力束采用 $\Phi' 32$ 精轧螺纹粗钢筋，标准抗拉强度 $R_{yb}=750\text{Mpa}$ ，直径 $\Phi' 32$ ，控制张拉应力为：452.4KN。

本工程施工采用主要机械有：16 吨和 25 吨吊机各 1 台，挂蓝 8 套，装载机 1 台，HZS750 型拌和站 2 座，HBT60.13.90SA 砼输送泵 1 台，张拉压浆设备 3 套，弯筋机 2 台，切割机 2 台，电焊机、插入式振捣器、平板式振捣器及自备 300kw 发电机组 1 台等机具足可满足施工。

施工前，在桥位附近适当位置设置相互通视的导线点和水准点，以便于在施工中进行校核。报请监理工程师复核无误后方可进行施工。

第二章 盆式支座安装和临时固结支撑体系

第一节、盆式支座的安装

主桥 6[#]、7[#]墩安装 GKPZ（II）25 盆式支座共 8 个；主桥过渡墩 5[#]、8[#]墩安装 GKPZ（II）5 的盆式支座共 8 个。

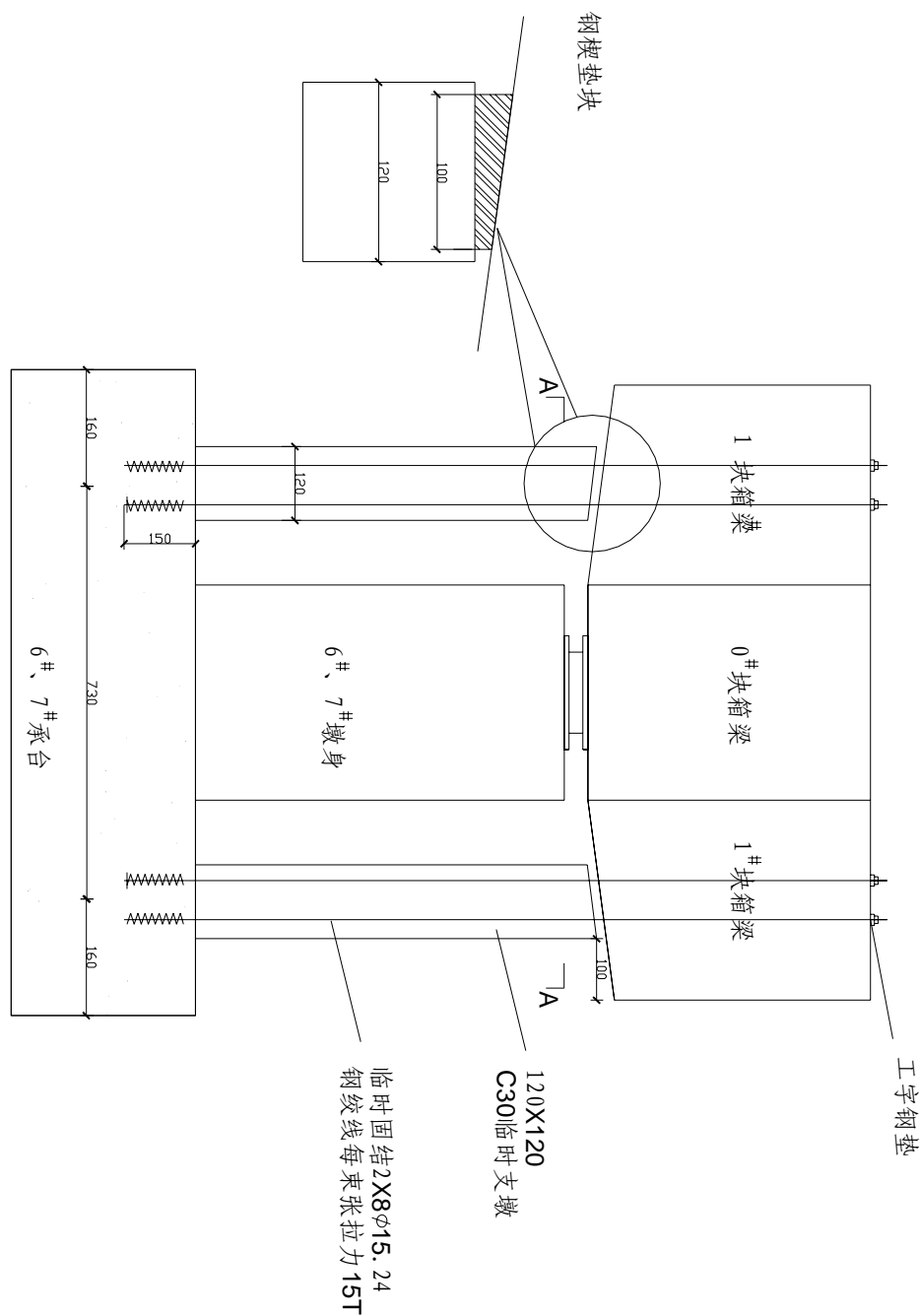
盆式橡胶支座的安装应按下述方法操作：

- （1）安装前相对各滑移面用丙酮或酒精清洁，支座其他各件应擦干净。
- （2）支座除标高符合设计要求外，保证两个方向的水平很重要，否则将影响支座的使用性能，支座四角高差不得大于 2mm。
- （3）支座上、下各件纵横向必须对中。
- （4）活动支座安装时，上、下导块必须保持平衡，交叉角不得大于 5 度。
- （5）支座中心线与梁中心线重合。
- （6）安装底角螺栓时，其外露螺母顶面的高度不得大于螺母的厚度。

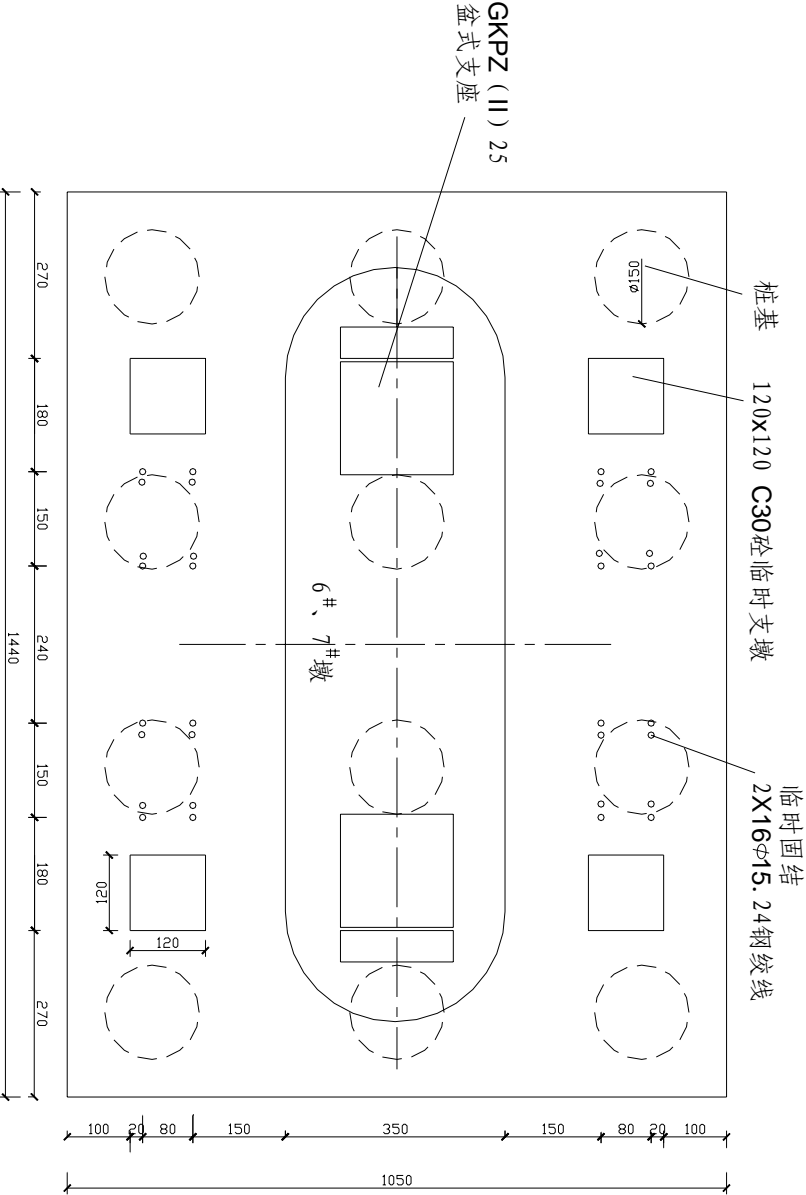
第二节、临时固结体系的施工

在预应力砼变截面连续箱梁施工时，为了保证主墩的稳定和安全，设计采用临时固结及临时支撑体系，以承载箱梁两悬臂偶尔发生不对称荷载作用时的影响，保证本桥施工安全及悬臂的施工倾覆稳定（见临时固结体系正面及侧面示意图）。施工图设计临时固结体系由原设计的 2X26 Φ ' 32 精轧螺纹钢改为 2X16 Φ 15.24 钢绞线，由原设计的 Φ ' 32 精轧螺纹钢每束张拉力 6T 改为 Φ 15.24 钢绞线每束张拉力 15T（钢绞线最小破断拉力为 26.07T）。即改由 OVM15-2 预应力体系及 120X120 的 C30 砼临时支墩 4 个组成（见临时固结平面示意图）。临时固结的预应力束一端埋置在承台内（预埋锚具、波纹管、螺旋筋、钢绞线），另一端在 1[#]、1^I[#]块箱梁顶板上张拉锚固，预应力钢束在 1[#]、1^I[#]块箱梁两侧对称、同步张拉，每束张拉吨位控制为 15T。预应力钢束共 32 束，在每束预应力钢束外面套钢管，以防止施工时碰撞已张拉好的钢束。临时支墩顶面必须与箱梁底板密贴。临时支墩浇筑砼时，由钢楔块调整箱梁底纵坡。箱梁边跨合拢体系采用转换后拆除临时固结及临时支墩、临时支墩的砼柱采用空压机械破解的方法拆除。拆除须对称均衡进行，确保无损箱梁的结构及外观。

临时固结体系侧面示意图



临时固结体系A-A平面布置示意图



二、0#、1#、1' #节段施工方案

1、支架预压

为检查支架的整体稳定性及支架基础的实际承载能力和支架的弹性变形，克服混凝土浇筑过程中支架的不均匀沉降，避免箱梁混凝土因支架不均匀沉降而出现裂缝，满堂支架在浇筑箱梁前要进行加载预压。压载试验方法如下：在铺设好底模的支架上加载，按设计规定的超载系数，用水箱加水法加载。当水箱满载时，其加载量不足的重量通过在水箱上放置砂袋实现加载。加载过程通过用水泵向水箱注水来实现。加载宜分四级进行，即 25%、50%、80%和 100%的加载总重，每级加载后均静载 3 小时，分别测设支架和地基的沉降量，做好记录。加载全部完成后，等到日沉降量达到施工要求方可卸载，测设支架的回弹值，计算支架的弹性变型。底板铺设调整标高时要根据预压结果在跨中设置一定的预拱度：每跨的跨中按设计要求设置预拱度，预拱度在每一跨按照二次抛物线分布，取值在 1.0 cm -2.0cm 内（箱梁底板按 2cm 设置预拱度，翼板按 1cm 设置预拱度）。

2、模板的制作与拼装

箱梁采用竹胶板加铺薄钢板作底模，以保证整个工程箱梁混凝土表面光洁、色泽统一，同时加工制作整体钢模作箱室芯模。在支架（或型钢）顶面先铺设一层较大断面的方档料，间距 60cm，再在其上铺 12 cm×10cm 横档，间距 50cm，侧模及翼板支撑同为钢管木档组合支撑体系。模板的拼接缝下面，铺设胶带，缝隙嵌薄海绵条，表面用腻子刮平、打光，横缝下须有木横档。模板及支撑不得有松动，跑模或下沉等现象。模板体系搁置在支架体系上，分两次立模，第一次为底板，挑沿及腹板，第二次为顶板，立模时应留设预应力张拉孔、工作孔。

模板表面涂刷脱模剂，要求涂刷均匀。箱梁底模按设计要求设置横坡。在每箱最低处设置 $\phi 50$ 泄水孔一个，要求每箱的泄水孔在顺桥向及横桥向均能成一直线。在箱梁每一空腔中部腹板上按图纸数量设置通气孔，距底板下缘 80CM。当气温超过 30℃时，每条伸缩缝预留宽度均比原设计缩小 1cm。施工缝处腹板和翼板的模板上垂直于纵轴线一条 2cm 宽 0.5cm 厚的木条，使外侧接缝顺直。

3、钢筋绑扎及波纹管埋设

钢筋现场下料配制成型，安装绑扎分两次，一次为底板、横梁及腹板，第二次为顶板及翼板，预留孔处以普通钢筋让预应力筋为原则，在施工接缝处留出普通钢筋搭接头，预应力筋用连接器连接，并装好波纹管，在适当位置设置排气孔。

钢筋绑扎必须符合设计要求及有关标准的规定，表面应洁净，不得有锈皮、油漆、油渍等污垢。钢筋弯曲成型后，表面不得有裂纹、鳞落或断裂等现象。钢筋绑扎前，在模板上放样定位。绑扎成型时，铁丝必须扎实，不得有滑动、折断、移位等。成型后的骨架必须稳定牢固，按照设计预应力预留孔道的位置及高度设置波纹管定位框，定位框采用 $\phi 8$ 钢筋做成井字形，定位框每隔 50cm 设置一道。接头采用缩节接头，用电工胶带密封。依据施工实际情况，可先安装好波纹管后穿钢绞线，也可先把钢绞线穿进波纹管后一起安装，但均须保证波纹管的位置准确。在钢钢筋施工过程中，应先预埋锚垫板，使其与波纹管孔道垂直。锚垫板压浆孔先塞满棉丝，防止压浆孔漏浆堵塞。钢绞线的切割用砂轮切割机，严禁电焊烧割钢绞线。在焊接底板或翼板钢筋时，为保证模板不被烧坏，需采取一定的措施（如垫湿棉纱）。钢筋垫块须采用均匀设置，密度不宜太大，砼垫块采用半圆型状在场内预先制作，既能确保保护层的厚度又能减少与箱梁砼的色差。严禁钢筋与模板紧贴。

4、混凝土浇筑

连续箱梁采用设计规定标号混凝土，坍落度控制在 12-15cm，适量掺加缓凝剂，混凝土初凝时间不得小于 6 小时，混凝土强度五天内达到设计强度的 80%，十天内达到 100%。

浇筑混凝土前，对支架、模板、钢筋和预埋件进行检查，对模板内的杂物、积水和钢筋上的污垢应清理干净。

箱梁混凝土采用泵送，纵向分段，横向分层浇筑，砼由下坡端往上坡端浇筑，第一次浇底板和腹板下梗肋，底板混凝土达到一定强度后，立芯模绑扎顶板钢筋，第二次浇筑腹板和顶板。浇筑前第一层混凝土界面的浮浆必须凿除，用水冲洗干净且铺设一层砂浆。

混凝土浇筑时先检查混凝土的坍落度和均匀性，对不符合要求的混凝土坚决给

予退还。用插入式振捣混凝土时，振捣器与侧模应保持 5-10cm 的距离，避免振动棒碰撞模板，波纹管和其它预埋件。混凝土须振捣密实。

混凝土的浇筑应连续进行，浇筑混凝土期间，应设专人检查支架、模板、钢筋、预埋件等稳固情况，当发现有松动、变形或移位，及时处理。浇筑混凝土时，填写混凝土施工记录，并做三组试块。混凝土浇筑完成后，对混凝土裸露面及时进行调整，抹平，待其收浆后，即尽快洒水养护，保持混凝土面始终潮湿状态。

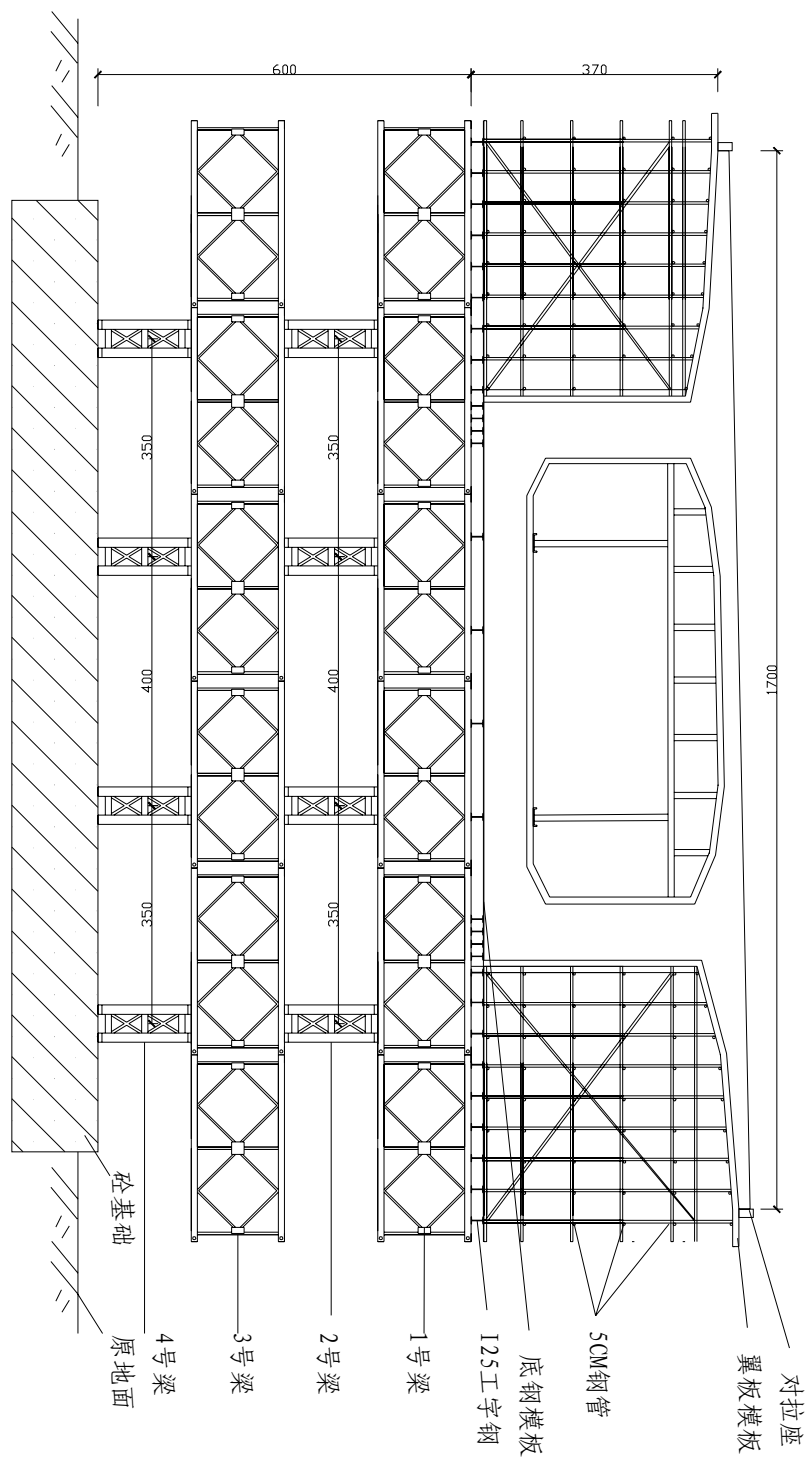
浇筑混凝土时，混凝土由低往高处浇，先浇筑箱梁底板，后浇筑腹板混凝土，腹板混凝土振捣后设专人检查以防漏振。混凝土的供应速度 30~50m³/小时左右，并要保证混凝土的单位小时供应量，以确保混凝土浇筑速度，缩短浇筑时间。

第三章 结构施工挂蓝体系

1、挂蓝悬浇

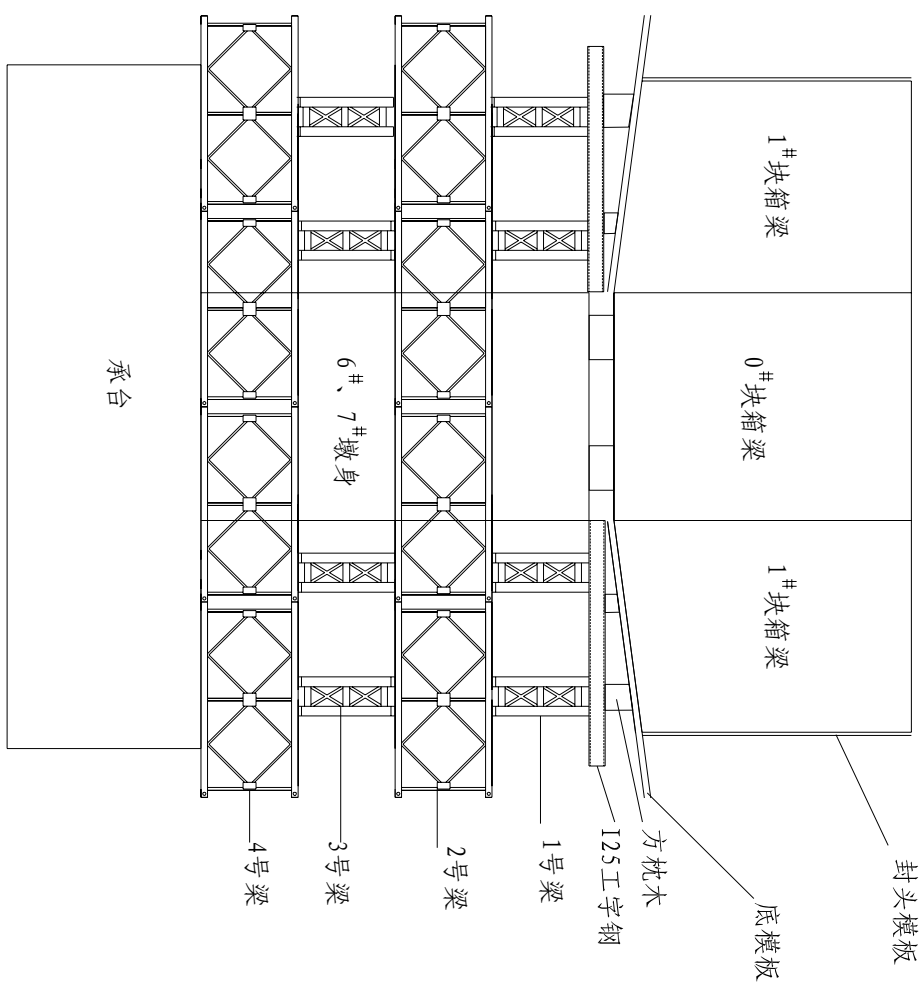
边跨及中跨节段 2[#]-10[#]、2'[#]-10'[#]节段采用挂蓝悬浇施工。在 0[#]块和 1[#]、1'[#]块现浇完成后，在其顶面上拼装挂蓝菱形桁架（挂蓝的几何尺寸、所用材料见附图）。挂蓝拼装完成并前移到位后，先用砂包进行压载试验（加载重量为 2[#]节段重量的 1.3 倍），并观测数据，根据挂蓝的弹性变形，获取各个节块不同重量时的挂蓝和主梁、分配梁的弹性变形值，以便在施工过程中调整节段挠度控制值。然后进行立模、安装钢筋、浇筑砼。本工程拟采用不对称菱形挂蓝施工，挂蓝每片菱形桁架长 12 米，高 4 米，各部件采用大结点联接拼装，拼装后的二片菱形桁架间距为 8.50 米，挂蓝设计重量为 41.71T，与最大 2[#]节段折重量比为 0.261，为轻型挂蓝。本挂蓝适应梁宽 17.00 米、梁高 2.0 米至 4.6 米。挂蓝主要由主桁架、上部前横主梁、后压梁、底蓝、悬挂系统行走、锚固系统和内外模板组成（详见挂蓝纵横面示意图）。

0[#]、1[#]、1[#]块横向贝雷支架示意图

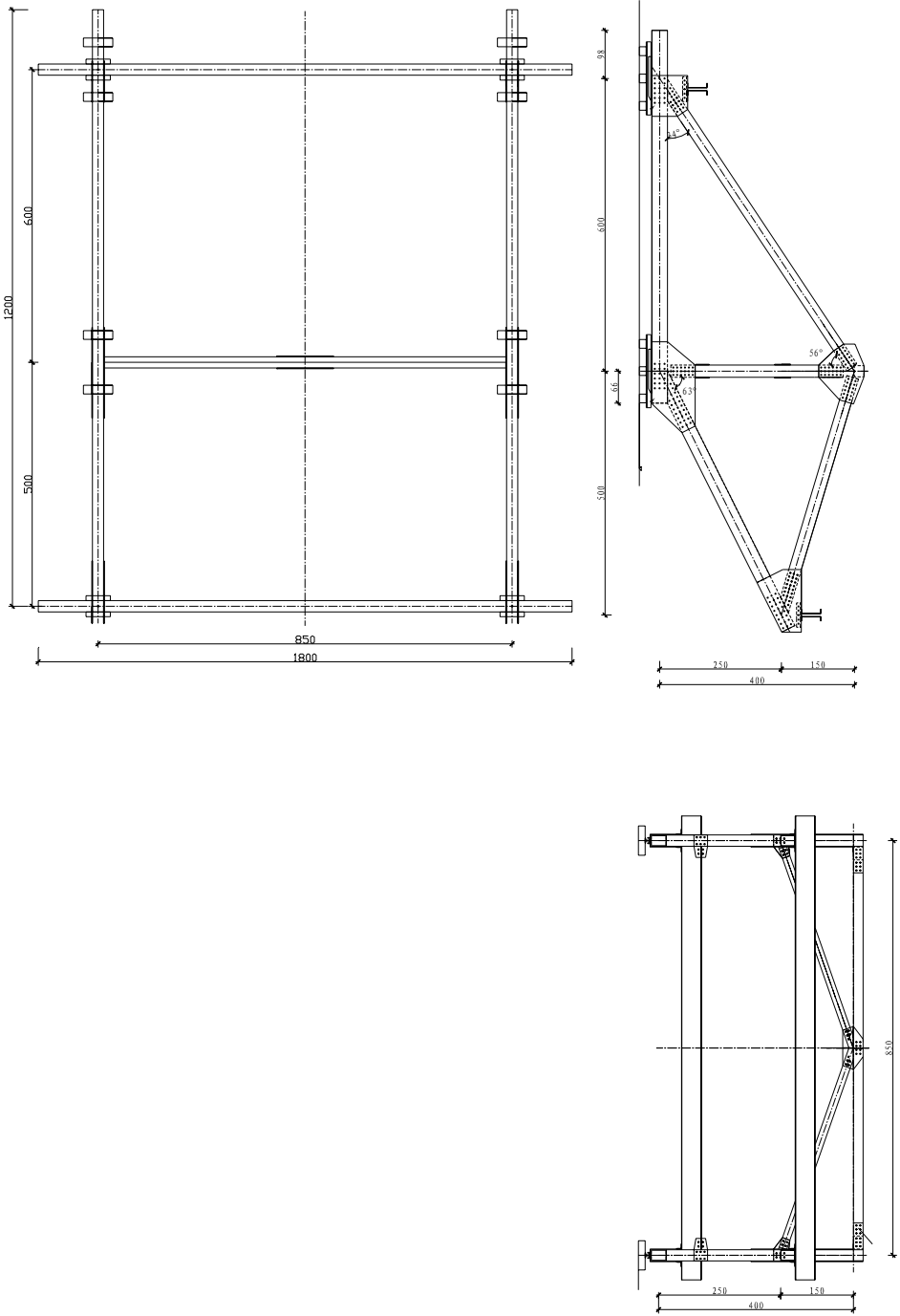


说明: 7[#]墩在承台上现浇砼基础(顶面宽80cm,长为承台长度,高度为100cm,再加一层贝雷支架)。

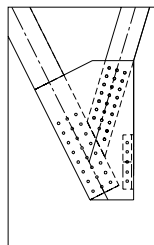
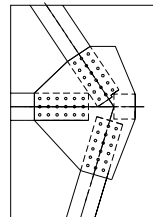
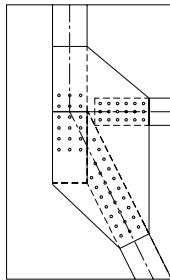
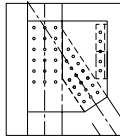
0[#]、1[#]、1[#]块贝雷支架纵断面示意图



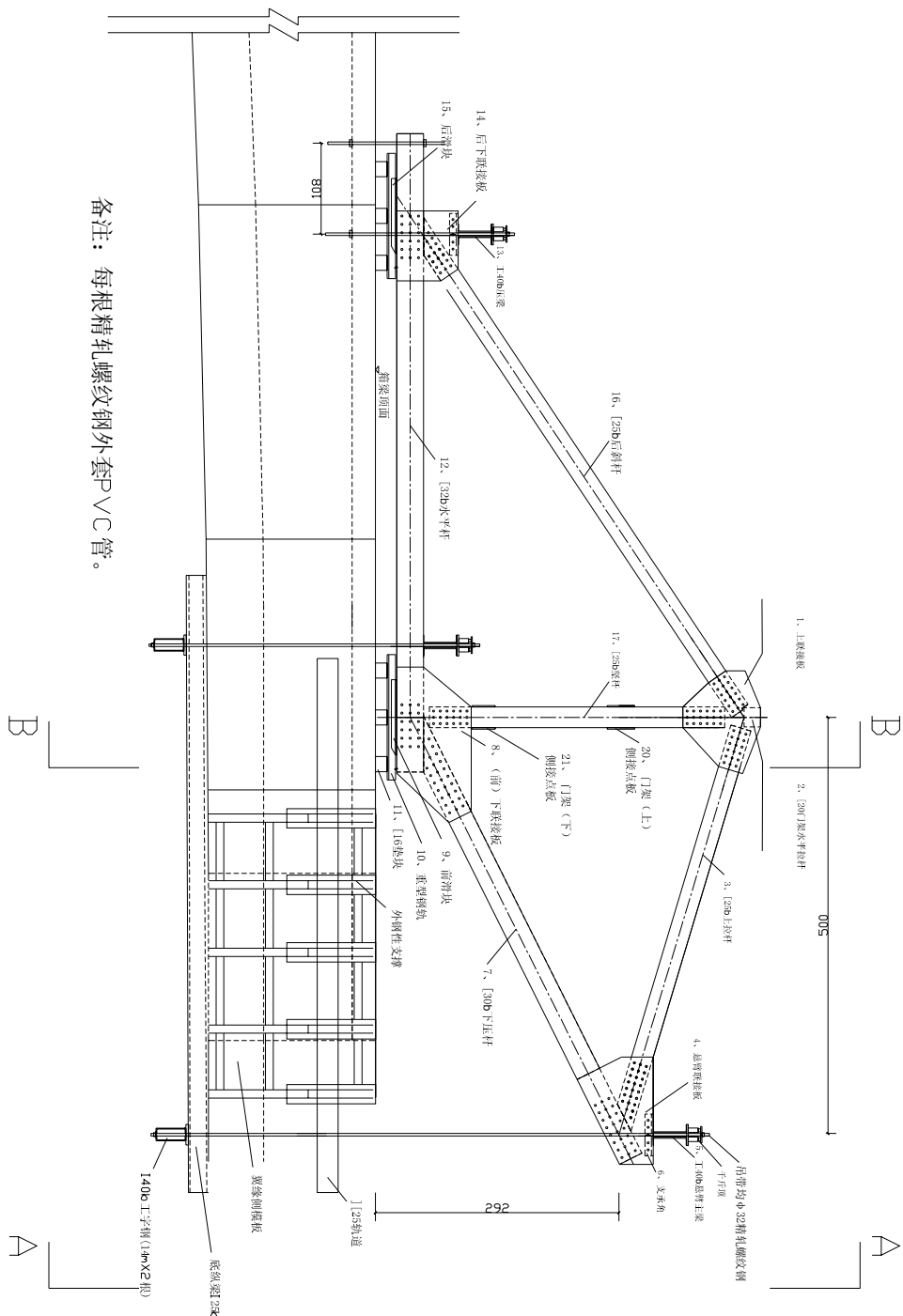
挂蓝棱形桁架总体布置图



各节点示意图



挂蓝纵断面示意图



备注：每根精轧螺纹钢外套PVC管。

(1) 主桁架及上部前横主梁和后压梁：主桁架由与连接门架横梁斜杆组成，每片菱形桁架五根主要杆件由 2 片 25[#]-32[#] 槽钢组焊而成，连接门架横梁由 2 片 20[#] 槽钢、斜杆由 2 片 16[#] 槽钢组焊而成（详见挂蓝主桁架拼装图）。前后主横梁和压梁采用 40b 工字钢组焊而成，主桁架各主要杆件和连接板均在工厂加工，各杆件及横梁的连接在工地全部采用 4.8 级普通螺栓拼装联接。

(2) 底蓝：底蓝由前后主梁、压梁、纵梁、模板垫梁和垫木组成。前后主梁均采用 40b 工字钢组焊而成，纵梁用 25b 工字钢，模板垫梁采用 I12 工字钢并按箱梁重量和底蓝承载受力情况排列在前后横梁上。

(3) 悬挂系统：悬挂系统均采用 Φ^L32 精轧螺纹钢筋进行悬吊连接，通过垫木实现箱梁底部标高的调整。

(4) 行走及锚固系统：挂蓝行走系统由钢轨、滑块、上滑板和后勾装置组成。钢轨和滑块由槽钢和厚钢板组焊而成，上滑块为厚钢板，后勾装置由厚钢板和角钢组焊而成。滑道下铺厚钢板并用竖向预应力钢筋锚固在桥面上，后勾装置反勾扣在滑道上以平衡挂蓝空载前移时的倾覆力。挂蓝后锚固系统利用箱梁体预埋的 Φ^L32 竖向预应力精轧螺纹钢筋来实现。挂蓝在行走时注意观察，观察挂蓝沿箱梁中轴线对称方向两端，每前进 50cm 作一次同步观察，以防止挂蓝偏位和转角，造成挂蓝受损。

(5) 内外模板系统：内模分顶模和内侧模。顶模和内侧模板由 8[#] 和 6[#] 槽钢组焊而成顶模架及 6mm 钢板组成，顶模通过芯模滑道实现前移和调整箱室顶标高。外模由侧模板、翼板模板、底模板、对拉杆和外模支架组成。骨架边缘外采用 10[#] 槽钢焊成一体固定，其相互连接的部位用 $\Phi 16$ 螺栓连接，保证骨架的刚度。外侧模和翼缘模板连成一体成钢模，用 8[#] 槽钢加固成整体，保证骨架的强度和刚度。翼缘板上的加固槽钢下安装有里外共 6 个导向轮，导向轮行走在由 2 根 25b 型槽钢组成的轨道。主梁由 Φ^L32 精轧螺纹钢筋与轨道联接悬挂，达到翼缘板和底模板后端纵向移动的目的。安装模板时采用横向

平铺，保证接缝平顺、密实且全部在同一条直线上，保证混凝土浇筑后表面的外观质量。对穿拉杆分上部对穿拉杆和箱梁腹板部对穿拉杆，上部对穿拉杆分别通过骨架上安装的 10#槽钢组进行固定。腹板部对穿拉杆采用Φ16 圆钢和法兰螺栓组成。另用Φ25 精轧螺纹钢在底蓝纵梁下对侧模进行对拉固定，保证模板下部不漏浆、不走模。端头模板采用木模，端模制做安装时保证预应力孔道位置准确。

挂 蓝 材 料 数 量 表

项 目		材质	重量 (kg)	备 注
主 梁 部 分	25b 槽钢	A3	1944.34	前斜拉杆 $4.97 \times 4 = 19.88$ 米，后斜拉杆 $7.023 \times 4 = 28.09$ 米，竖杆 $3.53 \times 4 = 14.08$ 米
	20b 槽钢	A3	915.08	下压杆 $5.842 \times 4 = 23.36$ 米
	32b 槽钢	A3	1317.35	水平杆 $7.64 \times 4 = 30.56$ 米
	40b 工字钢	A3	1770.89	后压梁 $12.00 \times 2 = 24.00$ 米
	40b 工字钢	A3	2656.33	悬臂梁 $18 \times 2 = 36$ 米
	20b 槽钢	A3	396.97	门架水平拉杆 $7.70 \times 2 = 15$ 米
	16b 槽钢	A3	343.68	门架斜杆 $4.35 \times 4 = 17.40$ 米
	悬挂系统		约 2000	包括提升用千斤顶和精轧螺纹钢
	连接钢板	A3	1800	包括连接钢板及螺栓
底蓝部分			8835.49	包括 4 根 12 米长的 40b 工字钢, 16 根 6 米长的 25b 工字钢, 10 根 9 米长的 I12 工字钢
底模部分			3600	为 $6.5 \times 4.2 = 27.3\text{m}^2$ ，实际制作为 $80\text{kg}/\text{m}^2$
侧模部分			4260	实际制作的模板为每沿米 300kg(腹板高 4.12 米)，两侧为 12 米
内模			4800	按最大段计算约 80m^2 ， $60\text{kg}/\text{m}^2$
43#重轨			2064	$12 \times 2 \times 2 = 48$ 米
其他附属设施			约 5000	包括端模等、施工时的机械等
合 计			41705.12	

2、12' #节段施工方案

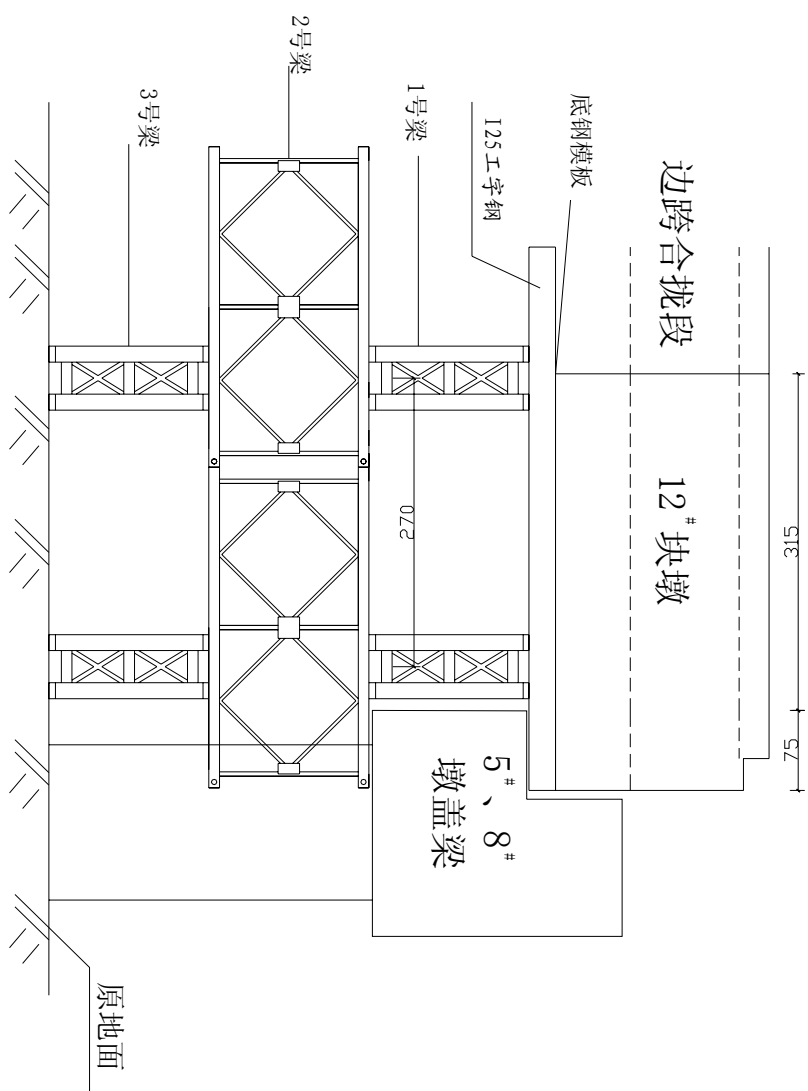
12' #节段采用贝雷支架浇筑，贝雷支架搭设在 5#、8#墩承台基础及现浇

混凝土条形基础上（详见练市高架桥 12' 节块支架示意图）。支架搭设完成及铺好底板模板后，按 12' 节段的 147.21T 梁体重量的 0.8 倍进行砂包预压，并观测数据，消除支架和模板的非弹性变形，确定支架和模板的弹性变形值，调整节段预拱度。同时根据预压的数据调整标高和中轴线，确保 12' 节块浇筑完成后的标高符合设计要求。

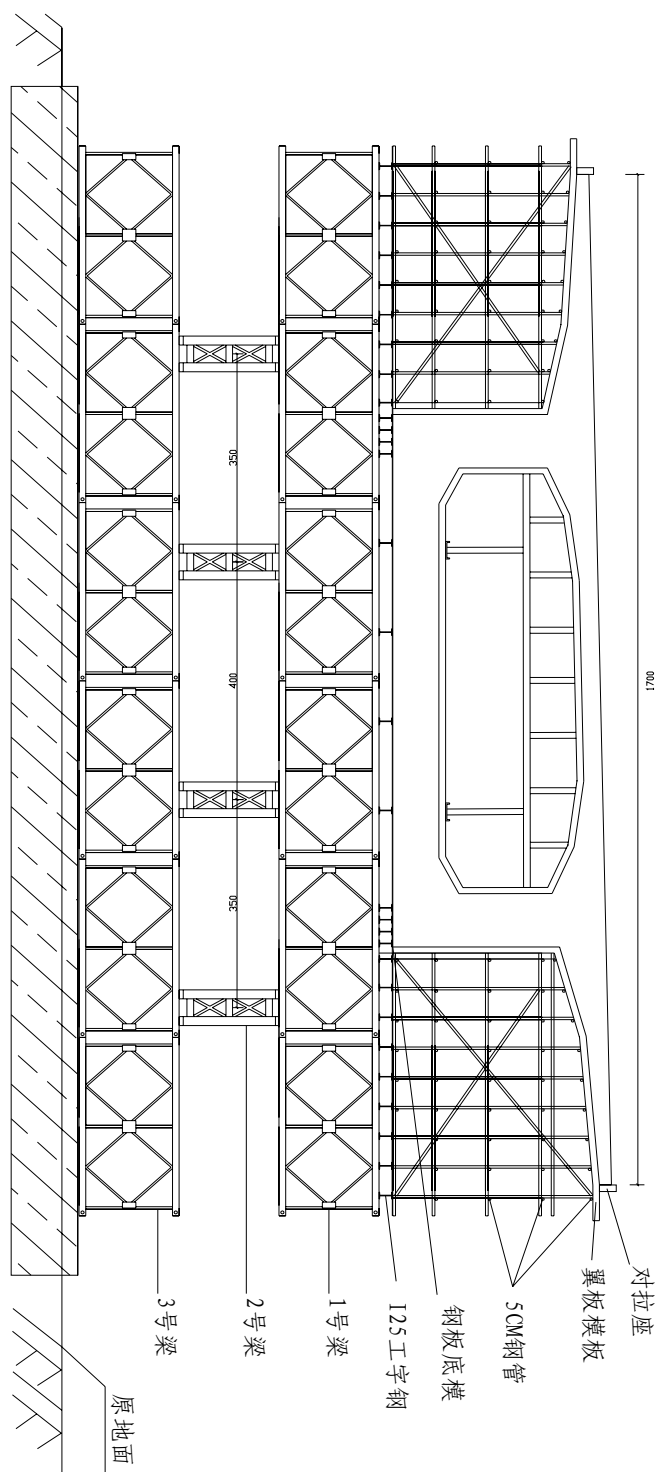
3、中跨及边跨合拢段：施工程序原则上按设计施工图进行。单幅两个 T 构的边跨合拢段同时进行。合拢顺序为先边跨后中跨，在边跨合拢施工结束并张拉了预应力束后，再进行中跨合拢段的施工，合拢段拟采用吊架施工，吊架底板采用挂蓝底板，底板重量约为 30 吨，基本与设计吊架重量相符。

（1）边跨：首先在合拢前，拆除全部挂蓝，安装吊架，在悬臂两端加载平衡重（平衡重为合拢段重量），平衡重拟采用往水箱里注水完成。同时观测两梁端的高程，必要时对平衡重进行适当的调整，保证合拢精度。并连续观测气温变化对梁体相对标高和轴线偏移量的影响，观测合拢段在温度影响下的梁体长度变化，连续观测时间不少于 45h，观测间隔 3h 观测一次。合拢前，两端悬臂高差控制在 15mm 以内。梁端高程达到合拢精度后即可进行下一道工序施工。然后布置钢筋、安装预应力孔道。布筋时底板和腹板纵向钢筋单端进行焊接，波纹管用活接头单端连接。安装合拢段内外劲性骨架和合拢预应力钢束，要求迅速完成并形成刚接、焊接时在预埋件周围边混凝土浇水降温，避免烧伤混凝土，焊接完成后，张拉 4 束左右的合拢段预应力钢束至设计的 50%后（暂不压浆），立即浇注合拢段混凝土。合拢段混凝土浇筑时间选择在日气温最低或温度变化幅度较小的时间区内进行，边浇筑边卸载，至合拢段浇筑结束，平衡重卸载为 0KN。待砼强度达到 90%设计强度后进行张拉边跨合拢束，拆除合拢段劲性骨架及吊架，并拆除主墩临时支撑体系，在拆

12[#] 块贝雷支架侧面示意图

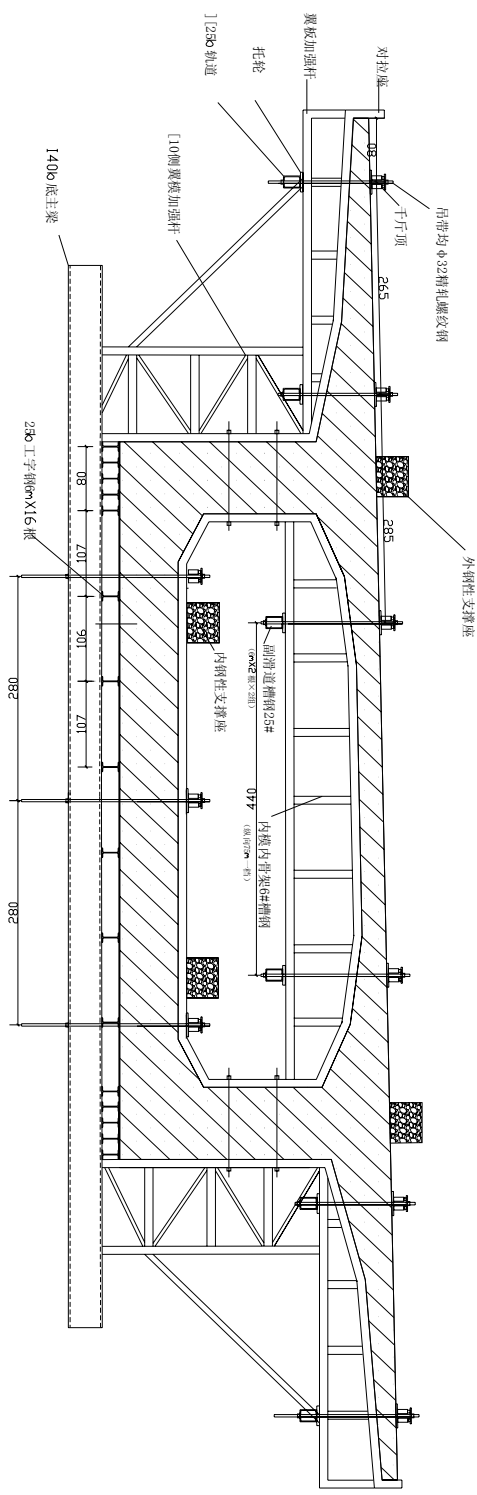


12块现浇段贝雷支架正面示意图



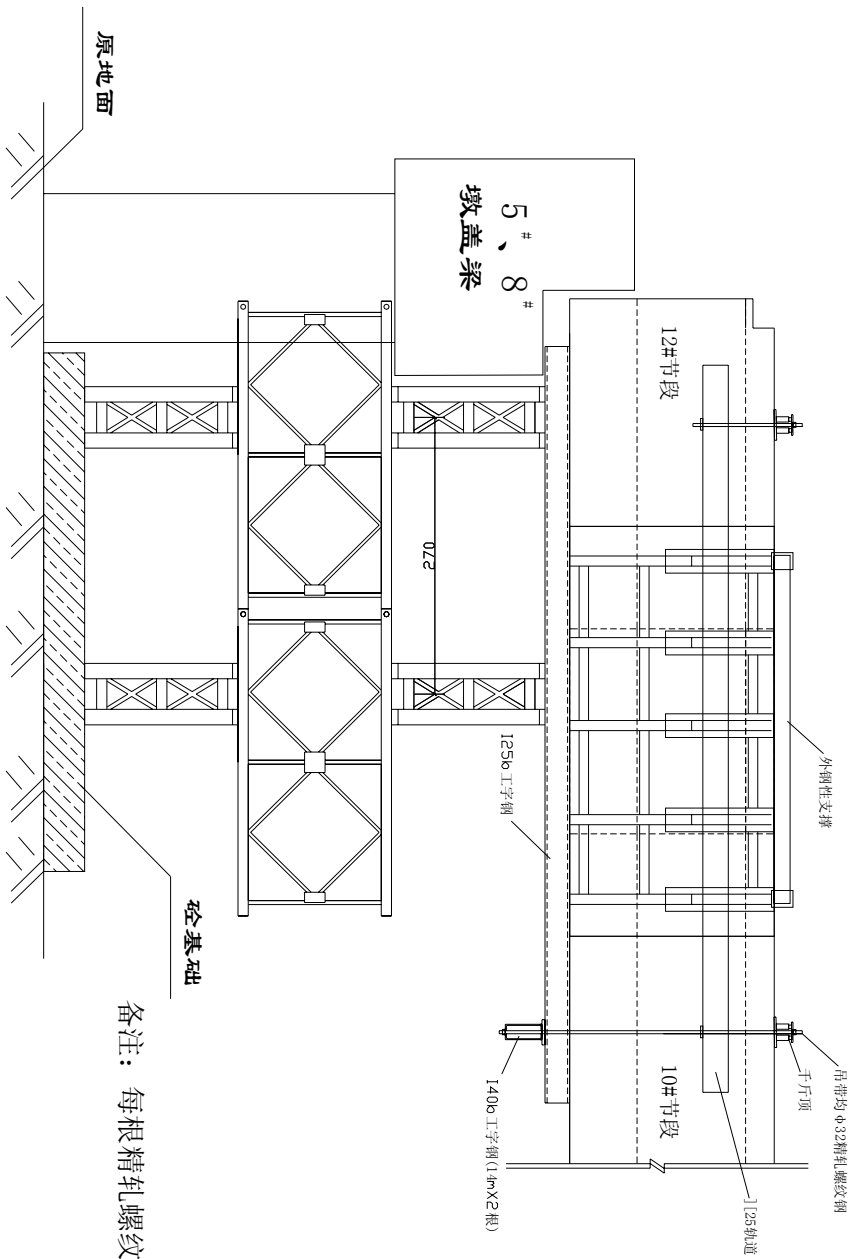
说明：共5层贝雷支架本图仅示三层。

中 (边) 跨合拢段横断面示意图

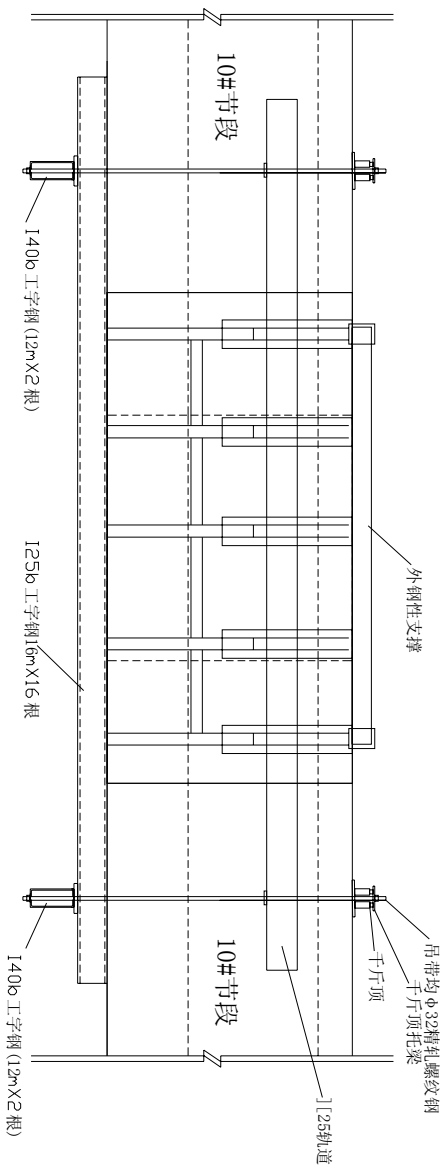


备注：每根精轧螺纹钢外套PVC管。

边跨合拢段纵断面示意图



中跨合拢段纵断面示意图



备注：每根精轧螺纹钢外套PVC管。

除临时固结和临时支撑体系时，注意观测永久支座的下沉量和梁体的水平位移情况（详见边跨合拢段断面示意图）。

（2）中跨：首先在合拢前，安装吊架，加载平衡重（平衡重为 55 吨，每侧水箱注水 $55/2=27.5$ 吨），平衡重拟采用往水箱里注水来完成。观测两梁端的高程，必要时对平衡重进行适当的调整，保证合拢精度。并连续观测气温变化对梁全相对标高和轴线偏移量的影响。观测合拢段在温度影响下的梁体长度变化情况，连续观测时间不少于 45h，观测间隔根据温度变化每隔 3h 观测一次。合拢前，两端悬臂高差控制在 15mm 以内。梁端高程达到合拢精度后即可进行下一道工序施工。然后布置钢筋、安装预应力孔道，布筋时底板和腹板纵向钢筋单端进行焊接，波纹管用活接头单端连接。安装合拢段内外劲性骨架和合拢预应力钢束，要求迅速完成并形成刚接、焊接时在预埋件周围边混凝土浇水降温，避免烧伤混凝土，焊接完成后，张拉 4 束左右的合拢段钢束至设计的 50%后（暂不压浆），立即浇注合拢段混凝土。合拢段混凝土的浇筑时间选择在日气温最低或温度变化幅度小的时间区内进行，边浇筑边卸载，至合拢段浇筑结束，平衡重卸载为 0KN（详见中跨合拢段断面示意图）。

第四章 地基承载力验算

（一）、验算根据：

- 1、申嘉湖高速公路工程地质柱状图：孔号：5[#]、8[#]。
- 2、《实用土木工程手册》，人民交通出版社出版
- 3、《路桥施工计算手册》，人民交通出版社出版
- 4、支架混凝土条形基础尺寸 18 米（长）×1 米（宽）×1.0 米（埋深）

（二）验算过程：

根据 HKS4-1 的地质柱状图，+0.400 以上的土质为亚粘土，该土天然孔隙比 e 为 0.855，液限指数 I_L 为 0.38。在条形基础浇筑前，耕植土全部刨除。

查《路桥施工计算手册》一般粘性土的容许承载力 σ_0 ，取天然孔隙比 e 为 0.900（实际 0.855），液限指数 I_L 为 0.4（实际为 0.38），则得容许承载力为 220Kpa。查《实用土木工程手册》地基土容许承载力修正计算的说明，对于地质简单，基础最小边宽 $b \leq 2$ 米，深度 $h \leq 3$ 米时，其容许承载力 $[\sigma]$ 可按基本承载力表选用。因此 +0.400 以上的土质为亚粘土的容许承载力采用 220Kpa。

则两条条形基础的容许承载力为 $2 \times (18.0 \times 1.0) \times 220 = 7920 \text{KN}$

取安全系数为 2.0，则两条条形基础可以承载的重量为： $7920/2 = 3960 \text{KN}$ 。

现选取 12' 节段对其综合重量进行汇总：

12' 节段自重： $56.62 \times 2.6 = 147.21 \text{T}$

则总的重量为 $147.21 \times 1.3 = 191.373 \text{T} = 1913.73$

则安全系数 $3960/1913.73 = 2.07$

在 2 倍安全系数的前提下，仍具有 2.07 倍的保证系数。因此设两条混凝土条形基础具有足够的承载力。

贝雷支架布置与 1#段贝雷支架相同，但 12' 节段的重量比 1#节段轻，因此贝雷支架的受力仍参照 0#节段的计算。

浇筑和卸载过程中随时注意观测梁体的高程变化情况。浇筑时间控制在 4h 以内，砼终凝后派专人进行养护，保持湿润状态，防止砼表面产生收缩、徐变裂缝。待砼强度达到 90%设计强度后张拉中跨连续束，拆除外刚性支撑及吊架。

4、主桥箱梁高程与中轴线控制：边跨和中跨悬浇挂蓝自重量按 41.71 吨控制，合拢段吊架按 28.56 吨控制，与设计采用挂蓝控制在 70 吨之内基本相等。因此预拱度采用施工图提供的预拱度值。箱梁的各节点立模标高为：箱梁顶面设计标高+预拱度值（包括弹性变形值）+施工调整值（包括挂蓝、支架及温差引起的变位）。确保各节段浇筑完成后的各点标高符合设计要求。箱梁中轴线用坐标定位，并用弦线支距法进行复核，5#、6#、7#、8#墩梁轴线

要相互通视观测，以确保中轴线偏位误差符合规范要求。主桥施工测量内容包括：控制网的复核、控制点的设置、箱梁高程、轴线及墩身变形的观测。

(1) 控制网的复核：

在原有水准点，导线点的基础上，加密联测，平差复核，以达到技术规范要求标准，并报请监理工程师同意后使用。

(2) 控制点的设置：

在原有导线点的基础上加密导线点和水准点，以利通视、互检、复核，保证主桥及引桥上部结构的施工精度。

A、箱梁轴线控制点的设置：

箱梁墩顶现浇段施工时，将 $100 \times 52 \delta = 10\text{mm}$ 钢板埋在箱梁顶板上，与砼面齐平。钢板一定要预埋牢固。为防止钢板下面出现空洞，施工时可在钢板上预留适当的排气孔。箱梁墩顶现浇段施工完成后，将箱梁桥轴中心点引到钢板上。

B、箱梁水准点的设置：

箱梁水准点设置在各墩顶现浇段，箱梁中心预埋钢板和横隔板顶面位置在各墩顶现浇段，箱梁中心预埋钢板和横隔板顶面位置预埋的钢筋上，悬浇箱梁高程采用箱梁墩顶现浇段水准点高程控制。因水准点位置较高，引测时较困难，要求现场测量仔细，并认真校核。

(3) 各箱梁轴线的控制：

箱梁墩顶现浇段完成后，须用全站仪复核各段轴线无误。其余各悬浇段轴线均以现浇段上的轴线作为控制点，墩顶现浇段上的轴线点须定期复核。

(4) 高程控制：

考虑墩顶现浇段箱梁墩身节点处变形很小，此外设置水准点控制各悬浇段高程以保证施工质量。水准点定期进行复核以满足施工要求。

高程水准点每一梁段结合处设置五个，具体位置：从各箱梁断面接合处后移 5cm、再轴线点、两侧腹板及翼板设置，其中翼板处的控制点距离翼板边沿 20cm，预埋钢筋伸出顶板 2cm。腹板位置：为了底板高程测量方便，在

两侧腹板外侧钢筋处预埋钢筋，钢筋下端与底板水平，上端伸出顶板 2cm，测量出钢筋的顶高程，根据钢筋的长度推算出箱梁底板的高程。

在悬浇段施工中，高程测量频率为 5 次：挂蓝移位后，砼浇筑前，砼浇筑后，张拉前，张拉后（即挂蓝移位前）。每次测量范围为已施工完的各悬浇段。当昼夜温差大于 10℃，须对各段面进行高程和墩身变形观测。

（5）墩身变形观测：

利用全站仪和导线控制点定期复核各墩顶现浇段中心点的位置，并与原设计中心点进行比较，偏移位置即墩身变形量。再施工过程中，注意观测温度变化对墩身变形的影响。

悬浇箱梁质量控制标准

项 目		规定值或允许偏差	检查方法和频率
砼强度 (Mpa)		符合设计要求	按附录 D 检查
轴线偏位 (mm)	$L \leq 100M$	10	用经纬仪检查，每跨 5 处
顶面高程 (mm)	$L \leq 100M$	± 20	用水准仪检查，每跨 5 处
	相邻节段高差	10	用水准仪检查
断面尺寸 (mm)	高 度	+5, -10	尺量：每个节段检查 1 个断面
	顶 宽	± 30	
	底 宽	± 20	
	顶、底、腹板厚	+10, -0	
同跨对称点高程差	$L \leq 100M$	20	用水准仪检查，每跨 5 处
横坡 (%)	± 0.15		水准仪：每节段检查 1~2 处
平整度 (mm)	8		2m 直尺：检查竖直、水平两处
中边跨合拢段两侧悬臂端节相对误差、高差	≤ 15 (设计要求)		用水准仪检查，每跨 5 处

第五章 质量保证体系

第一节、钢筋骨架和预应力筋的制作和安装

(一)、普通钢筋的施工：箱梁普通钢筋下料后，在钢筋棚制作成钢筋骨架，然后吊装入模，钢筋骨架受力钢筋接长时避开受力较大处，并按施工技术规范要求接头错开布置，同一断面内的钢筋电焊接头不大于全部钢筋接头数的 $1/3$ ，骨架钢筋的制作遇到同一截面钢筋相冲突时，服从细钢筋让位于粗钢筋，分布筋让位于受力筋的原则。防撞护栏、波形护栏和伸缩缝等预埋钢筋位置要准确。入模后钢筋在焊接时垫铁皮，以保护模板及邻近的波纹管不被烧伤。底板钢筋用外购硬塑料垫块，腹板两侧用外购塑料垫块，以确保钢筋保护层厚度。

(二)、预应力钢筋的施工：预应力钢筋采用砂轮切割机下料，纵向预应力钢筋的考虑到施工中的一些客观因素影响，预应力钢筋下料比图纸所示尺寸稍长 $30\sim 50\text{cm}$ ，以确保有足够的工作长度。竖向预应力钢筋下料时考虑挂蓝锚固筋连接长度。波纹管在普通钢筋骨架吊装完成后进行，按设计坐标精确定位，同时每 50cm 设置定位钢筋，定位钢筋均采用点焊固定，确保波纹管在施工期间管道顺直、不发生位移。波纹管的接头处采用大一个直径级别的波纹管并用塑料胶带绑扎，以防漏浆或卷口。在波纹管的最高点用内径大于 20mm 的钢管设置排气孔，以确保压浆水泥从最高点冒出，确保压浆的密实。锚垫板安放时保持板面与孔道保持垂直，压浆嘴向上，波纹管穿入锚垫板内部，且从锚垫板口部以海绵封堵孔道端口，外包裹胶带，避免漏浆堵孔。为保证锚垫板定位准确，锚垫板用螺丝精确定位在端模上。横向及竖向预应力筋设计一端固定在梁体内，所以加工成套后，便于安装和准确定位。混凝土浇筑前对波纹管进行全面检查，修复一切非有意留的孔、开口或损坏之处，在纵向预应力孔道内，于灌注砼前，穿入较孔道孔径小 10mm 的硬塑料管，在

砼初凝前抽动，终凝后抽出，以防意外漏浆堵孔。

第二节、混凝土的浇筑

（一）、混凝土浇筑顺序：箱梁总体浇筑程序按单 T 悬臂施工流程设计图进行。施工流程见（预应力连续梁悬臂浇筑施工工艺流程图）。

（二）、混凝土的施工：按悬臂浇筑的要求，桥墩两侧两段悬臂施工进度应对称、平衡，实际不平衡偏差不得超过本段梁段理论数量 30%。

箱梁每对节段的混凝土浇筑拟一次完成。在混凝土浇筑前，再次对钢筋的骨架、预应力管道、支架、模板进行一次检查，对标高、中轴线进行复测，确保 100%没有差错。在材料进场前对原材料进行检查，严禁不合格材料进场。砼外加剂由专人手工加入，确保外加剂用量准确；混凝土在搅拌时严格控制搅拌时间，并在现场测定坍落度，混凝土在搅拌站集中拌制，采用砼泵输送砼，混凝土在拌制确保有 $40\text{m}^3/\text{h}$ 混凝土量输送到作业面。混凝土浇筑采用全断面一次浇筑法。先底板，后腹板，最后顶板。腹板采用对称平衡水平分层浇筑，每层厚度为 $30\sim 40\text{cm}$ 。因为顶板悬臂较长，为避免由于模板支架弹性变形而产生混凝土裂缝，顶板采取由翼板端头外向内的浇筑顺序；底板、腹板由悬臂端向内侧的浇筑顺序。混凝土浇筑时采用插入式震动棒进行震捣，在锚固端处用 3m 的插入式震动棒进行震捣，到面层时辅助用平板振动器配合。振捣时，振动棒的移动间距不超过振动器作用半径的 1.5 倍，与侧模保持 50mm 左右的距离，确保振动棒不接触模板。

防止模板的变形和走位。避免与波纹管接触，防止波纹管变形、位移或破损。混凝土振捣的标准为：混凝土停止下沉，表面泛浆，无气泡冒出，然后边振动边徐徐提出振动棒。另外，在内模和底板连接处增设一定宽度（约 25cm 左右）的水平模板，防止混凝土大量冒出。混凝土拟采用早强措施，使混凝土的强度及早达到预施应力的强度要求，缩短施工周期，加快施工进度。

考虑到供电时间的不确定性及砼搅拌设备可能发生的机械故障，备用电源设备（自备 300KW 发电机组）处于备发状态，一旦正常供电停止后，保证在 5min 内自备发电机组能及时启动，正常发电，以确保箱梁的浇筑能够顺利进行。

（三）、混凝土浇筑的质量控制

1、混凝土的浇筑要求

①混凝土的自由倾落高度控制在 2 米以内，如高度超过 2 米时采用导管或溜槽等措施。

②使用插入式振动器应快插慢拔，插点均匀，逐点移动，按顺序进行，做到均匀振实。

③浇筑混凝土时，为防止模板变形，必需确保混凝土的浇筑高度均衡上升。在浇筑的过程中，对挂蓝和支架进行沉降观测和位移观测，一旦发现异常情况立即进行分析并采取相应的解决措施，确保箱梁的施工质量。

④新老混凝土衔接面按混凝土施工缝处理，表面凿毛，清除松动的石子，并用水冲洗干净，涂刷一层纯水泥浆。

2、混凝土的养护

在混凝土浇筑完成终凝后，立即进行保湿养护。在夏天，用毛毯覆盖并连续洒水养护。在 10 天时间内，持续养护始终保持混凝土表面处于湿润状态。冬天，用洒水及盖棉胎的方法来保证混凝土的养护温度。按等同的条件养护试块，在混凝土强度达 70%强度时拆除内模，在张拉完成后拆除侧模和松脱底模。

第三节、预应力束的张拉和压浆

1、预应力束的张拉：在箱梁的强度达到 90%的设计强度后，按设计程序进行预应力筋穿束、纵向预应力筋张拉。本箱梁设计为三维预应力体系：纵

向布置的预应力为不等长的 $\Phi^{15.24}$ 钢绞线，由于钢束较长，穿束时在束的前面制作一个导引头，用卷扬机牵引穿束。横向预应力为单根长 15.85 米的 $\Phi^{15.24}$ 钢绞线，竖向预应力为不等长的 Φ^{32} 精轧螺纹钢。

在张拉之前，对张拉设备油泵、油表、千斤顶送监理指定并获国家质检部门认可的计量检测单位进行标定，以保证张拉吨位的正确。根据标定的数据对各束的张拉应力进行计算，将张拉工艺、千斤顶检验情况、锚具及张拉钢材的检验报告递交监理指定并获国家质检部门认可的计量检测单位进行标定，以保证张拉吨位的正确。根据标定的数据对各不一张拉应力进行计算，将张拉工艺、千斤顶检验情况、锚具及张拉钢材的检验报告递交监理工程师确认。在监理工程师认可后实施张拉作业。

各节段砼浇筑完成达到设计张拉强度后，对预应力筋进行张拉，张拉时安排专人观察记录，看察张拉时锚垫板后端梁断面变化情况，检查是否有裂缝出现。纵向横向竖向三向预应束，在移挂蓝前全部完成张拉或横向预应力张拉拟推后 2 个节段、竖向的预应力筋张拉推后 3 个节段。对竖向预应力筋，由于预应力筋较短延伸量较小，锚具的回缩量引起的预应力损失较大，因此本桥施工拟采用多次反复张拉、旋紧螺母的方式来保证张拉的应力。在张拉时，当纵向预应力钢束的实际伸长量大于设计 10%或小于 5%、当横向预应力筋的实际伸长量在 $\pm 6\%$ 以外时，停止张拉，查明原因或与设计部门联系。纵向、横向预应力筋张拉程序为 $0 \rightarrow \text{初应力} \rightarrow \delta \text{ con}$ （持荷 2min 锚固），竖向预应力筋张拉程序为 $0 \rightarrow \text{初应力} \rightarrow \delta \text{ con}$ （持荷 2min 锚固），现就半幅的预应力筋的张拉顺序叙述如下：

(一) 0[#]、1[#]、1'[#]节段:

0[#]、1[#]、1'[#]节段纵向预应力束 (钢绞线)

钢束 编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F1	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	12.32	36.9	由内到外对 称张拉
T1	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	11.60	34.6	由内到外对 称张拉

0[#]、1[#]、1'[#]节段横向预应力束 (钢绞线)

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对 称张拉

0[#]块中横梁预应力束 (Φ^j32 精轧螺纹钢)

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 32	5400	76	8.98	27	由内到外对 称张拉

0[#]、1[#]、1'[#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S1	Φ ^j 32	529.2	6	4.66	平均 14	由内到外对称张拉
S1'	Φ ^j 32	529.2	6	4.49	平均 14	由内到外对称张拉
S2	Φ ^j 32	529.2	4	4.64	平均 14	由内到外对称张拉
S2'	Φ ^j 32	529.2	4	4.46	平均 14	由内到外对称张拉
S3	Φ ^j 32	529.2	4	4.56	平均 13	由内到外对称张拉
S3'	Φ ^j 32	529.2	4	4.39	平均 13	由内到外对称张拉
S4	Φ ^j 32	529.2	4	4.475	平均 13	由内到外对称张拉
S4'	Φ ^j 32	529.2	4	4.305	平均 13	由内到外对称张拉
S5	Φ ^j 32	529.2	4	4.395	平均 13	由内到外对称张拉
S5'	Φ ^j 32	529.2	4	4.225	平均 13	由内到外对称张拉
S6	Φ ^j 32	529.2	4	4.316	平均 13	由内到外对称张拉
S6'	Φ ^j 32	529.2	4	4.146	平均 13	由内到外对称张拉
S7	Φ ^j 32	529.2	4	4.239	平均 12	由内到外对称张拉
S7'	Φ ^j 32	529.2	4	4.609	平均 12	由内到外对称张拉

（二）2[#]、2'[#]节段：

2[#]、2'[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F2	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	18.92	58.0	由内到外对称张拉
T2	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	18.60	58.3	由内到外对称张拉

2[#]、2' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

2[#]、2' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S8	Φ ^j 32	529.2	4	4.163	平均 12	由内到外对称张拉
S8'	Φ ^j 32	529.2	4	3.993	平均 12	由内到外对称张拉
S9	Φ ^j 32	529.2	4	4.088	平均 12	由内到外对称张拉
S9'	Φ ^j 32	529.2	4	3.918	平均 12	由内到外对称张拉
S10	Φ ^j 32	529.2	4	4.015	平均 12	由内到外对称张拉
S10'	Φ ^j 32	529.2	4	3.845	平均 12	由内到外对称张拉
S11	Φ ^j 32	529.2	4	3.943	平均 11	由内到外对称张拉
S11'	Φ ^j 32	529.2	4	3.773	平均 11	由内到外对称张拉
S12	Φ ^j 32	529.2	4	3.872	平均 11	由内到外对称张拉
S12'	Φ ^j 32	529.2	4	3.702	平均 11	由内到外对称张拉

(三)3[#]、3' [#]节段：

3[#]、3' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F3	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	25.81	80.9	由内到外对称张拉
T3	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	25.63	78.5	由内到外对称张拉

3[#]、3'[#]节段竖向预应力束（ Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S13	Φ^j32	529.2	4	3.803	平均 11	由内到外对称张拉
S13'	Φ^j32	529.2	4	3.633	平均 11	由内到外对称张拉
S14	Φ^j32	529.2	4	3.735	平均 11	由内到外对称张拉
S14'	Φ^j32	529.2	4	3.565	平均 11	由内到外对称张拉
S15	Φ^j32	529.2	4	3.669	平均 11	由内到外对称张拉
S15'	Φ^j32	529.2	4	3.499	平均 11	由内到外对称张拉
S16	Φ^j32	529.2	4	3.603	平均 10	由内到外对称张拉
S16'	Φ^j32	529.2	4	3.433	平均 10	由内到外对称张拉
S17	Φ^j32	529.2	4	3.540	平均 10	由内到外对称张拉
S17'	Φ^j32	529.2	4	3.370	平均 10	由内到外对称张拉
S18	Φ^j32	529.2	4	3.477	平均 10	由内到外对称张拉
S18'	Φ^j32	529.2	4	3.307	平均 10	由内到外对称张拉

3[#]、3'[#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j15.24$ GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

（四）4[#]、4'[#]节段：

4[#]、4'[#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j15.24$ GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

4[#]、4' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S19	Φ ^j 32	529.2	4	3.416	平均 10	由内到外对称张拉
S19'	Φ ^j 32	529.2	4	3.246	平均 10	由内到外对称张拉
S20	Φ ^j 32	529.2	4	3.356	平均 10	由内到外对称张拉
S20'	Φ ^j 32	529.2	4	3.186	平均 10	由内到外对称张拉
S21	Φ ^j 32	529.2	4	3.298	平均 10	由内到外对称张拉
S21'	Φ ^j 32	529.2	4	3.128	平均 10	由内到外对称张拉
S22	Φ ^j 32	529.2	4	3.241	平均 9	由内到外对称张拉
S22'	Φ ^j 32	529.2	4	3.071	平均 9	由内到外对称张拉
S23	Φ ^j 32	529.2	4	3.185	平均 9	由内到外对称张拉
S23'	Φ ^j 32	529.2	4	3.015	平均 9	由内到外对称张拉
S24	Φ ^j 32	529.2	4	3.130	平均 9	由内到外对称张拉
S24'	Φ ^j 32	529.2	4	2.960	平均 9	由内到外对称张拉

4[#]、4' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F4	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	32.69	104	由内到外对称张拉
T4	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	32.63	102	由内到外对称张拉

（五）5[#]、5' [#]节段：

5[#]、5' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F1	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	39.70	122	由内到外对称张拉
T1	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	39.63	123	由内到外对称张拉

5[#]、5' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

5[#]、5' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S25	Φ ^j 32	529.2	4	3.077	平均 9	由内到外对称张拉
S25'	Φ ^j 32	529.2	4	2.907	平均 9	由内到外对称张拉
S26	Φ ^j 32	529.2	4	3.026	平均 9	由内到外对称张拉
S26'	Φ ^j 32	529.2	4	2.856	平均 9	由内到外对称张拉
S27	Φ ^j 32	529.2	4	2.975	平均 9	由内到外对称张拉
S27'	Φ ^j 32	529.2	4	2.805	平均 9	由内到外对称张拉
S28	Φ ^j 32	529.2	4	2.926	平均 8	由内到外对称张拉
S28'	Φ ^j 32	529.2	4	2.756	平均 8	由内到外对称张拉
S29	Φ ^j 32	529.2	4	2.878	平均 8	由内到外对称张拉
S29'	Φ ^j 32	529.2	4	2.708	平均 8	由内到外对称张拉
S30	Φ ^j 32	529.2	4	2.832	平均 8	由内到外对称张拉
S30'	Φ ^j 32	529.2	4	2.662	平均 8	由内到外对称张拉

（六）6[#]、6' [#]节段：

6[#]、6' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T6	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	47.66	148	由内到外对称张拉
T6'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	47.70	14.8	由内到外对称张拉

6[#]、6' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

6[#]、6'[#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S31	Φ ^j 32	529.2	2	2.795	平均 8	由内到外对称张拉
S31'	Φ ^j 32	529.2	2	2.625	平均 8	由内到外对称张拉
S32	Φ ^j 32	529.2	2	2.758	平均 8	由内到外对称张拉
S32'	Φ ^j 32	529.2	2	2.588	平均 8	由内到外对称张拉
S33	Φ ^j 32	529.2	2	2.722	平均 8	由内到外对称张拉
S33'	Φ ^j 32	529.2	2	2.552	平均 8	由内到外对称张拉
S34	Φ ^j 32	529.2	2	2.688	平均 8	由内到外对称张拉
S34'	Φ ^j 32	529.2	2	2.518	平均 8	由内到外对称张拉
S35	Φ ^j 32	529.2	2	2.654	平均 8	由内到外对称张拉
S35'	Φ ^j 32	529.2	2	2.484	平均 8	由内到外对称张拉
S36	Φ ^j 32	529.2	2	2.621	平均 8	由内到外对称张拉
S36'	Φ ^j 32	529.2	2	2.451	平均 8	由内到外对称张拉
S37	Φ ^j 32	529.2	2	2.589	平均 7	由内到外对称张拉
S37'	Φ ^j 32	529.2	2	2.419	平均 7	由内到外对称张拉
S38	Φ ^j 32	529.2	2	2.558	平均 7	由内到外对称张拉
S38'	Φ ^j 32	529.2	2	2.388	平均 7	由内到外对称张拉

（七）7[#]、7'[#]节段：

7[#]、7'[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T7	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	55.68	17.3	由内到外对称张拉
T7'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	55.73	17.4	由内到外对称张拉

7[#]、7'[#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	12	17.18	85	由内到外对称张拉

7[#]、7' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S39	Φ ^j 32	529.2	2	2.528	平均 7	由内到外对称张拉
S39'	Φ ^j 32	529.2	2	2.358	平均 7	由内到外对称张拉
S40	Φ ^j 32	529.2	2	2.499	平均 7	由内到外对称张拉
S40'	Φ ^j 32	529.2	2	2.329	平均 7	由内到外对称张拉
S41	Φ ^j 32	529.2	2	2.465	平均 7	由内到外对称张拉
S41'	Φ ^j 32	529.2	2	2.295	平均 7	由内到外对称张拉
S42	Φ ^j 32	529.2	2	2.433	平均 7	由内到外对称张拉
S42'	Φ ^j 32	529.2	2	2.263	平均 7	由内到外对称张拉
S43	Φ ^j 32	529.2	2	2.401	平均 7	由内到外对称张拉
S43'	Φ ^j 32	529.2	2	2.231	平均 7	由内到外对称张拉
S44	Φ ^j 32	529.2	2	2.372	平均 7	由内到外对称张拉
S44'	Φ ^j 32	529.2	2	2.202	平均 7	由内到外对称张拉

（八）8[#]、8' [#]节段：

8[#]、8' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T8	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	63.70	20	由内到外对称张拉
T8'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	63.75	20.1	由内到外对称张拉

8[#]、8' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

8[#]、8' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S45	Φ ^j 32	529.2	2	2.343	平均 7	由内到外对 称张拉
S45'	Φ ^j 32	529.2	2	2.173	平均 7	由内到外对 称张拉
S46	Φ ^j 32	529.2	2	2.317	平均 7	由内到外对 称张拉
S46'	Φ ^j 32	529.2	2	2.147	平均 7	由内到外对 称张拉
S47	Φ ^j 32	529.2	2	2.291	平均 7	由内到外对 称张拉
S47'	Φ ^j 32	529.2	2	2.121	平均 7	由内到外对 称张拉
S48	Φ ^j 32	529.2	2	2.267	平均 7	由内到外对 称张拉
S48'	Φ ^j 32	529.2	2	2.097	平均 7	由内到外对 称张拉
S49	Φ ^j 32	529.2	2	2.244	平均 6	由内到外对 称张拉
S49'	Φ ^j 32	529.2	2	2.074	平均 6	由内到外对 称张拉
S50	Φ ^j 32	529.2	2	2.222	平均 6	由内到外对 称张拉
S50'	Φ ^j 32	529.2	2	2.052	平均 6	由内到外对 称张拉
S51	Φ ^j 32	529.2	2	2.202	平均 6	由内到外对 称张拉
S51'	Φ ^j 32	529.2	2	2.032	平均 6	由内到外对 称张拉

（九）9[#]、9' [#]节段：

9[#]、9' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T9	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	71.73	22.6	由内到外对 称张拉
T9'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	71.78	22.7	由内到外对 称张拉

9[#]、9' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	12	17.18	85	由内到外对 称张拉

9[#]、9'[#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S52	Φ ^j 32	529.2	2	2.183	平均 6	由内到外对 称张拉
S52'	Φ ^j 32	529.2	2	2.013	平均 6	由内到外对 称张拉
S53	Φ ^j 32	529.2	2	2.165	平均 6	由内到外对 称张拉
S53'	Φ ^j 32	529.2	2	1.995	平均 6	由内到外对 称张拉
S54	Φ ^j 32	529.2	2	2.149	平均 6	由内到外对 称张拉
S54'	Φ ^j 32	529.2	2	1.979	平均 6	由内到外对 称张拉
S55	Φ ^j 32	529.2	2	2.134	平均 6	由内到外对 称张拉
S55'	Φ ^j 32	529.2	2	1.964	平均 6	由内到外对 称张拉
S56	Φ ^j 32	529.2	2	2.121	平均 6	由内到外对 称张拉
S56'	Φ ^j 32	529.2	2	1.951	平均 6	由内到外对 称张拉
S57	Φ ^j 32	529.2	2	2.109	平均 6	由内到外对 称张拉
S57'	Φ ^j 32	529.2	2	1.939	平均 6	由内到外对 称张拉

（十）10'[#]节段：

10'[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T10	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.75	25.1	由内到外对 称张拉
T10'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.80	25.1	由内到外对 称张拉

10[#]、10' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

10[#]、10' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S58	Φ ^j 32	529.2	2	2.098	平均 6	由内到外对称张拉
S58'	Φ ^j 32	529.2	2	1.928	平均 6	由内到外对称张拉
S59	Φ ^j 32	529.2	2	2.089	平均 6	由内到外对称张拉
S59'	Φ ^j 32	529.2	2	1.919	平均 6	由内到外对称张拉
S60	Φ ^j 32	529.2	2	2.080	平均 6	由内到外对称张拉
S60'	Φ ^j 32	529.2	2	1.910	平均 6	由内到外对称张拉
S61	Φ ^j 32	529.2	2	2.074	平均 6	由内到外对称张拉
S61'	Φ ^j 32	529.2	2	1.904	平均 6	由内到外对称张拉
S62	Φ ^j 32	529.2	2	2.068	平均 6	由内到外对称张拉
S62'	Φ ^j 32	529.2	2	1.898	平均 6	由内到外对称张拉
S63	Φ ^j 32	529.2	2	2.064	平均 6	由内到外对称张拉
S63'	Φ ^j 32	529.2	2	1.894	平均 6	由内到外对称张拉
S64	Φ ^j 32	529.2	2	2.062	平均 6	由内到外对称张拉
S64'	Φ ^j 32	529.2	2	1.892	平均 6	由内到外对称张拉

10[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T10	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	4	79.75	25.1	由内到外对称张拉
TY	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.87	25.1	由内到外对称张拉

(十一)、边跨合拢段

纵向预应力束（钢绞线）边跨合拢段：

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)		备 注
					左	右	
H ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	4	18.32			由内到外对称张拉
B ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	32.57	14.2	6.09	由内到外对称张拉
B ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	28.47	9.22	7.89	由内到外对称张拉
B ₃	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	24.42	4.01	9.98	由内到外对称张拉
B ₄	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	17.41	0	10.3	由内到外对称张拉
B ₅	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	28.36	15	2.99	由内到外对称张拉

横向预应力束（钢绞线）边跨合拢段

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	3	17.18	85	由内到外对称张拉

合拢段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S65	Φ ^j 32	529.2	1	2.060	平均 6	由内到外对称张拉
S65'	Φ ^j 32	529.2	1	1.890	平均 6	由内到外对称张拉
S66	Φ ^j 32	529.2	3	2.060	平均 6	由内到外对称张拉
S66'	Φ ^j 32	529.2	3	1.890	平均 6	由内到外对称张拉

(十二)、中跨合拢段

纵向预应力束（钢绞线）中跨合拢段：

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
Z ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	53.81	15.9	由内到外对称张拉
Z ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	45.66	13.7	由内到外对称张拉
Z ₃	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	37.56	11.5	由内到外对称张拉
Z ₄	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	13.50	4.05	由内到外对称张拉
Z ₅	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	21.54	6.44	由内到外对称张拉
Z ₆	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	13.50	4.05	由内到外对称张拉
Z ₇	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	21.54	6.44	由内到外对称张拉
Z ₈	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	29.64	8.45	由内到外对称张拉
Z ₉	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	29.64	8.66	由内到外对称张拉
Z ₁₀	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	37.64	11.20	由内到外对称张拉
Z ₁₁	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	45.66	13.70	由内到外对称张拉
Z ₁₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	59.79	17.90	由内到外对称张拉
H ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	17.45		

横向预应力束（钢绞线）边跨合拢段

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	3	17.18	85	由内到外对称张拉

(十三) 12#节段竖向预应力束 (Φ^j32 精轧螺纹钢)

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S66	Φ^j32	529.2	6	2.060	平均 6	由内到外对称张拉
S66'	Φ^j32	529.2	6	1.890	平均 6	由内到外对称张拉

(十四) 12' #节段

横向预应力束 (钢绞线) 边跨合拢段

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j15.24$ GBM15-4	195.3	5	17.18	85	由内到外对称张拉

2、孔道的压浆：张拉完成后，在 24 小时内，对预应力束管道进行压浆，压浆采用活塞式压浆机。在压浆前先用清水对孔道进行清洗和湿润，然后用压缩空气进行吹干。水泥浆的水灰比控制在：0.40~0.45，稠度控制在：14~18s，水泥浆自拌制至压入孔道的延续时间视气温情况控制在 30min 范围内。在压浆过程中，随时观察压力表的读数变化，确保最大压力在 0.7Mpa 左右。压浆遵循先长后短、先下后上的原则。压浆过程连续进行，一直到冒浆孔排出合格的浓浆后停止。根据气温的不同，间隔 30~45min 后对孔道进行第二次压浆。从而确保预应力孔道压浆饱满。压浆过程中及压浆后 48 小时内，结构砼的温度不得低于 5℃，否则应采取保温措施。当气温高于 35℃时，压浆应在夜间进行。

第四节、箱梁的防裂措施

1、砼配合比尽量减少水泥用量，以防止砼过度徐变及过度收缩产生收缩裂缝。

2、控制砼水灰比，用水冲洗骨料以降低骨料温度，以减少模板与砼的

摩阻力。

3、砼浇筑的时间安排在温度较低的早晚进行，避开高温，并及时进行养生，以避免收缩裂缝的产生。

4、砼浇筑时要对称均衡进行，浇筑腹板砼时，两侧腹板应同时分层对称均衡浇筑，而浇筑顶板和翼板时，应从端头逐渐向内侧浇筑。

5、严格控制好相邻节段砼的龄期差，新旧砼接头要凿毛、冲干净。

6、确保浇筑时砼的供应量，尽量减少一个节段砼的浇筑时间，并控制好预拱度，在底板砼终凝前完成全部砼浇筑。

7、按设计要求在箱梁腹板两侧和底板加防裂钢筋网片，防止箱梁腹板产生裂缝。

第五节、总体的质量控制方法和手段

1、具体质量目标——优良工程。

2、熟悉设计图纸并建立审核把关制度，领会设计意图，对图示各结构以及轴位尺寸标高必须一一验证，并与实地核对，做到准确无误，以免出现缺陷返工浪费。

3、熟悉并掌握施工技术规范和质量验收标准。技术规范和质量标准是提高工程技术管理的重要依据，对施工过程起着指导的制约作用。

4、技术交底及时、全面、彻底，手续一律以书面形式出现，做到责任明确，由工程技术主管负责执行。

5、施工过程质量控制做到工序层层把关，实验室负责实验配比和剂量配合及现场过磅，质检人员除履行全面质检评定之外，还要配合驻地监理作好施工与监理程序的资料工作，施工中前后设计变更，工程质量现场把关、控制、逐项签认以及质量合格与否和质量隐患、事故等，均按《公路工程监理工作实施细则》执行。

6、严格执行标号砼操作细则，施行责任并设专门技术人员和质检人员

负责技术指导和监督。

7、按合同规定的项目和频率严格进行材料的试验工作，向监理工程师审批试验报告，积极配合监理工程师复核检验。

8、外购成品及半成品构件派人员赴现场考察供料方施工工艺及质量控制情况，并测试有关项目。

9、依据工程进展安排进场材料数量和规格。搬运储存材料分类堆放，各类材料设标签。

10、不合格材料经审定后，加标签或清理出场。

11、质量管理网络。

质量管理领导小组	
组	长：
副	组 长：
成	员：
专职施工员：	
专职质检员：	

第六节、安全措施

在施工中，我们严格遵守国家的安全生产法规和环境保护法令，自觉保护劳动者生命安全，保护自然生态环境，力争展现出一个工程良好的企业形象，展示我们生产管理的综合现代化水平。为杜绝重大事故和人身伤亡事故的发生，把一般事故减少到最低限度，确保施工的顺利进展，特制定安全措施如下：

1、施工队设专职安全员，在工区主任的领导下，履行保证安全的一切工作。

2、利用各种宣传工具，采用多种教育形式，使职工树立安全统一的思想，不断强化安全意识，建立安全保证体系，使安全管理制度化，教育经常化。

3、在下达生产任务时，必须同时下达安全技术措施，检查工作时，总结安全生产情况，提出安全生产要求把安全生产贯彻到施工的全过程中去。

4、认真执行定期安全教育，安全讲话，安全检查制度，设立安全监督岗，支付和发挥群众安全人员的作用，对发现事故隐患和危及到工程人身安全的事项，要及时处理，作出记录，及时改正，落实到人。

5、施工中临时结构必须向员工进行安全技术交底。对临时结构须进行安全设计和技术鉴定，合格后方可使用。

6、起重、高空作业的技术工人，上岗前接受身体检查和技术考核，合格后方可操作。高空作业必须按安全规范设置安全网，拴好安全绳，戴好安全帽，并按规定配戴防护用品。

7、工地修建的临时房、架设照明线路、库房，都必须符合防火、防电、防爆炸的要求，配置足够的消防设施、安全避雷设备。

8、施工用电

（1）支线架设

- A、配电箱的电缆线应有套管，电线进出不混乱，电箱上进线加滴水弯。
- B、支线绝缘好，无老化、破损和漏电。
- C、支线应沿墙或电杆架空敷设，并用绝缘子固定。
- D、过道电线可采用硬质护套管埋地并作标记。
- E、室外支线应用橡皮线架空，接头不受拉力并符合绝缘要求。

(2) 现场照明

A、一般现场采用 380V 电压。危险、潮湿场所和手持照明灯具应采用符合要求的安全电压。

B、照明导线应有绝缘子固定。严禁使用花线或塑料胶质线。导线不得随地拖拉或绑在脚手架上。

C、照明灯具的金属外壳必须接地或接零。单相回路内的照明开关箱必须装设漏电保护器。

D、室外照明灯具距地面不得低于 3m；室内距地面不得低于 2.4m。

(3) 架空线

A、架空线必须设在专用电杆上，严禁架设在树或脚手架上。

B、架空线应装设横担和绝缘子，其规格、线间距离、档距离等应符合架空线路要求，其电板线离地 2.5m 以上应加绝缘子。

C、架空线一般应离地 4m 以上，机动车道为 6m 以上。

9、施工机械安全措施

(1) 工区对工地所有机械统一定期进行安全检查，发现问题及时解决，消除不安全的因素。

(2) 各种机械设备均要制定安全技术操作规程，并认真检查落实情况。

(3) 定期检查机械设备的安全保护装置和安全指示装置，以确保以上两种装置的齐全、灵敏、可靠。

(4) 机械操作人员必须听从施工人员的正确指挥，精心操作。但对施

工人员违反操作规程和可能引起危险事故的指挥，操作人员有权拒绝执行，并及时向工地负责人反映。

5、安全管理网络

安全机构管理领导小组	
组	长：
副	组 长：
成	员：
专职安全员：	

第七节、人员配备

连续箱梁施工安排钢筋工 18 人、模板工 18 人、电焊工 8 人，混凝土工 8 人，张拉及压浆 6 人，辅助工 6 人，现场管理人员 2 人，共 66 人。

第八节、施工工期

本桥的连续梁施工：计划先完成 6#主墩左右幅的 2 个 0#、1#、1/#节段，7#墩左右幅 0#、1#、1/#节段连续箱梁在 6#墩左右幅 0#、1#、1/#块完成后再施工。一个墩的 2 个 0#1#1/#块计划施工工期 2 个月，其余的 2#~10#块件施工周期为 10 天一个周期。但在实际施工中考虑到各种因素的影响，如张拉强度的控制等，都有可能影响实际施工中计划的施工周期，因此考虑 2#~12#块共 11 个块件施工期为 6 个月。考虑到其他的影响因素，计划整个连续梁的施工工期为 8 个月。（详细计划见施工计划横道图）

第九节 挂蓝设计说明

一、概况：

1、根据本大桥结构断面尺寸及节段划分情况，在充分考虑挂蓝的轻型化和通用性后进行专门设计。

2、挂蓝设计受载 2000KN。

3、挂蓝采用人工手拉滑车移动式结构，安全系数 2.1，稳定系数 2.2。

二、使用说明

本挂蓝为非对称菱形挂蓝，总重量 41.71/160T，与最大梁段的重量比为 0.261，属轻型挂蓝，现对整个挂蓝的使用简述如下：

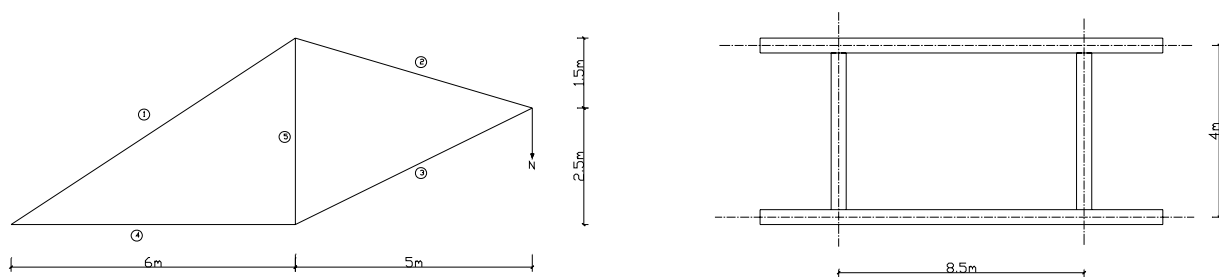
首先对菱形挂架按图在 0[#]、1' [#]及 1[#]节段上拼装成型后，平移就位，对菱形挂架进行锚固、定位，用吊机起吊底蓝，安装侧模，用菱形挂架上的悬挂系统 $\Phi 32$ 精轧螺纹钢进行悬挂，然后用千斤顶逐步提升底蓝至指定位置，在模板就位后，在两侧的翼板模板上用 $3\Phi 25$ 精轧螺纹钢进行对拉，在模板均固定后，进行分级压载试验，消除挂蓝非弹性变形，并获取各个节段重量时挂蓝及模板的弹性变形值，以便以后各节段施工时预拱度的调整；预压的重量为各节段重量的 1.3 倍。在预压的过程中，观测标高和轴线的变化，卸载后根据预压结果调整标高和轴线。调整标高通过悬挂系统 $\Phi 32$ 精轧螺纹钢上的千斤顶进行，轴线控制也通过千斤顶的横向顶推进行。在标高和轴线均按设计的要求调整好后，进行布筋和立模作业（立模布置见附图），在布筋和立模作业完成后，复检标高和轴线。无误后，浇筑混凝土。在混凝土张拉完成后，松脱悬挂系统，菱形挂架先前行到 3[#]、3' [#]节段位置，然后滑道前移，至菱形挂架的前主横梁位置后，用悬挂系统 $\Phi 32$ 精轧螺纹钢悬吊，而滑道的另一端悬挂在已成梁段上，然后推动底蓝和侧模、内模沿滑道前移到位，然后重复以上的程序。

挂蓝计算及结构简图

根据练市高架桥结构图，悬浇段最大重量为 2[#]块共重 1600KN，模板及滑道重量为 320KN，现浇砼垂直荷载： $4.0\text{KN/m}^2 \times 11\text{M} \times 17\text{M} = 748\text{KN}$ 操作人员及其他设备为 20KN。

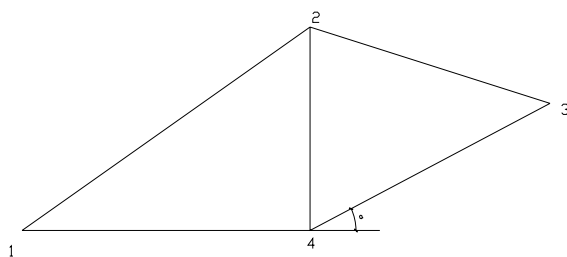
$F_{\text{总}}=2688\text{KN}$

因一幅挂蓝由 2 片桁架构成，如图

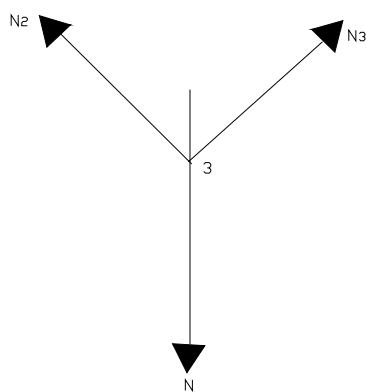


所以 $N=F/4=672\text{KN}$ ，取 $N=700\text{KN}$ 。

对结构进行受力计算



将桁架分为 4 个结点，则结点受力计算为：



对于结点 3，

受力如右图，利用力的 N_2

平衡公式可求出 N_1 , N_2 。

同理求出各杆的轴力。

N 因是杆元件，各单元不受弯矩。

据受力分析，③杆受剪力较大。

$$N_{①}=1073.28\text{KN}$$

$$N_{②}=930.93\text{KN}$$

$$N_{③}=-996.92\text{KN}$$

$$N_{④}=-891.67\text{KN}$$

$$N_{⑤}=-864.87\text{KN}$$

$$\tau = -498.46\text{KN}$$

强度校核，对①②④⑤杆进行拉应力或压应力校核，对③杆进行位应力和剪应力校核。

计算式： $\delta = N/A$ 取 1 杆为 [25B，2 杆为 [25B，3 杆为 [28C，4 杆为 [32b，5 杆为 [25B。

A3 号钢的容许应力：容许轴向应力 $[\delta] = 140\text{Mpa}$ ，容许弯曲应力 $[\delta W] = 145\text{Mpa}$ ，容许剪应力 $[\tau] = 85\text{Mpa}$

$$\delta_{①} = (1073.28 \times 1000) / (39.91 \times 2 \times 100) = 134.46\text{Mpa} [\sigma]$$

$$\delta_{②} = (930.93 \times 1000) / (39.91 \times 2 \times 100) = 116.63\text{Mpa} [\sigma]$$

$$\delta_{③} = (996.92 \times 1000) / (51.23 \times 2 \times 100) = 97.30\text{Mpa} [\sigma]$$

$$\delta_{④} = (891.67 \times 1000) / (54.91 \times 2 \times 100) = 81.19\text{Mpa} [\sigma]$$

$$\delta_{⑤} = (864.87 \times 1000) / (39.91 \times 2 \times 100) = 108.35\text{Mpa} [\sigma]$$

$$\tau = /A (498.46 \times 1000) / (51.23 \times 2 \times 100) = 48.65\text{Mpa} [\sigma]$$

故满足强度要求。

第十节 挂蓝变位计算

1 号杆件： $(1073.28 \times 10^3 \times 7210) / (39.91 \times 10^2 \times 2 \times 2.1 \times 10^5) = 4.6\text{mm}$

2 号杆件： $(930.93 \times 10^3 \times 5220) / (39.91 \times 10^2 \times 2 \times 2.1 \times 10^5) = 2.9\text{mm}$

3 号杆件： $(996.92 \times 10^3 \times 5590) / (5123 \times 2 \times 2.1 \times 10^5) = 2.6\text{mm}$

4 号杆件： $(891.67 \times 10^3 \times 6000) / (5491 \times 2 \times 2.1 \times 10^5) = 2.3\text{mm}$

5 号杆件： $(864.87 \times 10^3 \times 4000) / (3991 \times 2 \times 2.1 \times 10^5) = 2.1\text{mm}$

第十一节 挂蓝行走时的抗倾覆计算

根据挂蓝的设计，本挂蓝在行走时分两部，先走菱形挂架，再走底蓝和侧模，因此行走时的抗倾覆计算仅对菱形挂架部分。菱形挂架在行走时，后横梁压重 18000N，则：

稳定力矩：

$$T_{\text{稳}} = (73.878 \times 9 \times 1 \times 10) \times 6 + (31.39 \times 7.2 \times 2 \times 10) \times 3 + (43.11 \times 6 \times 2 \times 10) \times 3 + 18000 \times 6 = 176974 \text{N-M}$$

$$T_{\text{倾}} = (73.878 \times 17 \times 1 \times 10) \times 5 + (31.33 \times 5.22 \times 2 \times 10) \times 2.5 + (40.21 \times 5.6 \times 2 \times 10) \times 2.5 = 82232 \text{N-M}$$

$$T_{\text{稳}}/T_{\text{倾}} = 176974/82232 = 2.15, \text{ 满足设计要求。}$$

第十二节 挂蓝施工时的抗倾覆计算

施工时挂蓝的尾部用 4 根在 $\Phi' 32$ 精轧螺纹钢锚固离支点 6 米处，2 根锚固在离支点 4 米处锚固的力按抗拉的 75%计为单根 331.3KN

前端承受的力为：按最大 2[#]、2'[#] 节段计算：

$$(61.21 \times 2.6) / 2 = 79.573 T = 795730N$$

$$\text{挂蓝的重量为 } 50T / 2 = 250000N$$

$$\text{合计：} 795730 + 250000 = 1045730N$$

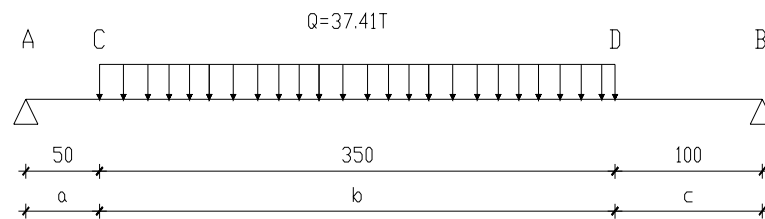
$$\text{稳定力矩：} T_{\text{稳}} = (331300 \times 4) \times 6 + (331300 \times 2) \times 4 = 10601600N-M$$

$$T_{\text{倾}} = 1045730 \times 5 = 5228650N-M$$

$$T_{\text{稳}} / T_{\text{倾}} = 2.03, \text{ 满足设计要求。}$$

第十三节 挂蓝底蓝纵梁计算

按最大 2[#]节段计划, $61.21 \times 2.6 = 159.15\text{T}$, 其中腹板重量 $= 3.743 \times 0.9 \times 3.5 \times 2.6 \times 2 = 61.31\text{T}$, 顶板和底板的重量为: $159.15 - 61.31 - 28.21 = 69.63\text{T}$, 翼板重量 $= [(0.7\text{m} + 0.4\text{m}) \times 1.5 \times 0.5 + (0.4 + 0.18\text{m}) \times 2.5 \times 0.5] \times 3.5 \times 2.6 \times 2 = 28.21\text{T}$ (箱梁翼板重量由 8 根吊带承重), 验算时按 16 根 25b 工字钢计算, 每米的承重为:



$$Q = (61.31 + 69.63) / 3.5 = 37.41\text{T/M}。$$

经弯矩计算:

$$M_{\max} = 90.54 - \text{M}$$

弯曲应力:

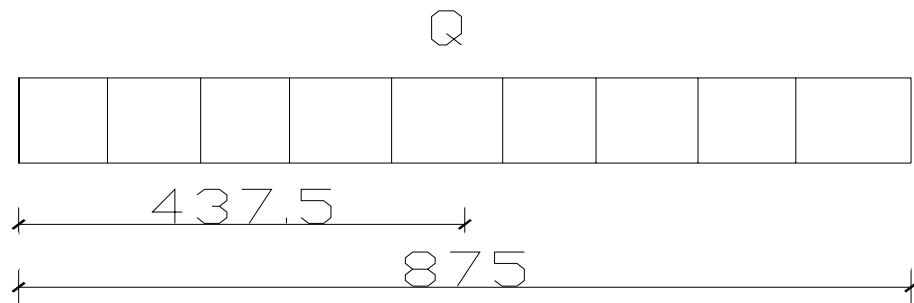
$$\sigma = M_{\max} / W = (905400 \times 10^3) / (422.72 \times 16 \times 10^3) = 133.87\text{Mpa} < 1.3 \times 145 = 188\text{Mpa}$$

最大挠度:

$$\begin{aligned} f_{\max} &= (Q \times C \times B) / [(4 \gamma - 4C^2 / \gamma - b^2 / \gamma) \times \gamma - 4X^2 / \gamma + (X-a)^3 / (b \times c)] \\ &= (374.1 \times 1000 \times 3500) / (24 \times 2.1 \times 10^5 \times 5284 \times 16 \times 10^4) \times [(4 \\ &\times 5000 - 4 \times 1000^2 / 5000 - 3500^2 / 5000) \times 2500 - 4 \times \\ &2500^2 / 5000 + (2500 - 500)^3 / (3500 \times 1000)] \\ &= 9.03 \text{ mm} \quad \text{符合要求!} \end{aligned}$$

第十四节 挂蓝底蓝横梁计算

按最大 2' 节段计算， $61.21 \times 2.6 = 159.146$ 。其中，两侧翼板重量为 $(0.18 + 0.7) \times 4 \times (1/2) \times 3.5 \times 2.6 \times 2 = 32.032T$ ，箱体范围的顶板、底板和腹板重量为： $159.146 - 32.032 = 127.114T$ ，在 8.50 米内按简化成等载考虑，则一侧底蓝横梁（2 根 40B 工字钢）每米的承重为： $Q = 127.114 / 8.50 / 2 = 7.48T$ 。2 根 40b 工字钢的抵抗矩为 $920.8 \times 2 = 1841.60$ ，惯性矩为： $16574 \times 2 = 33148$



$$M_{\max} = ql^2/8 = 74800 \times 4.25^2/8 = 168884N-M$$

$$\sigma = M_{\max}/W = (168884 \times 10^3) / (1841.60 \times 10^3) = 91.71Mpa < 210Mpa \quad \text{安}$$

全

$$f_{\max} = 5ql^4 / (384 \times E \times I)$$

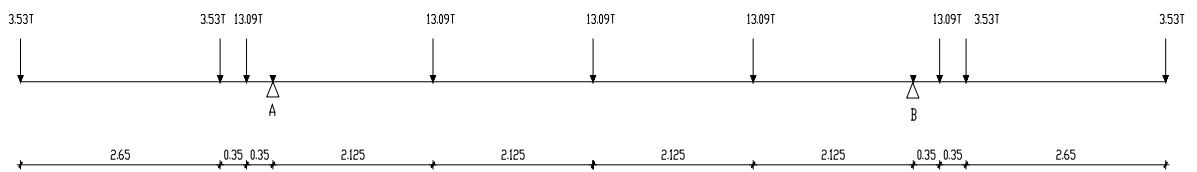
$$= (5 \times 74.8 \times 4250^4) / (384 \times 2 \times 10^5 \times 33148 \times 10^4)$$

$$= (1.22 \times 10^{17}) / (2.5 \times 10^{16}) = 4.8mm$$

符合设计要求。

第十五节 挂蓝前上横梁计算

按最大 2' 节段计算, $61.21 \times 2.6 = 159.15$ 其中两侧翼板重量为 28.21T, 由 8 根 Φ^{132} 精轧螺纹钢承力, 每根吊带力为: $28.21/8 = 3.53T$ 。顶板、底板各腹板的重量为: $159.15T - 28.21T = 130.94T$ 。由 10 根吊带 (Φ^{132} 精轧螺纹钢) 承力。每根吊带力为: $130./10 = 13.09T$ 。受力简图如下:



$$M_{\max} = 36.73T \cdot m$$

弯曲应力:

$$\sigma = M_{\max} / W = (367300 \times 10^3) / (1140 \times 2 \times 10^3) = 161.10 \text{Mpa} < 1.3 \times 145 = 188 \text{Mpa} \quad \text{故强度满足要求!}$$

最大挠度:

$$\begin{aligned} f_{\max} = & (130.9 \times 8500^3) / (48 \times 2.1 \times 10^5 \times 45560 \times 10^4) + 2125 \times [130.9 \times \\ & 2125 \times 6375 \times (8500 + 6375)] / (6 \times 8500 \times 2.1 \times 10^5 \times 45560 \times 10^4) + 2125 \times \\ & [130.9 \times 2125 \times 62125 \times (8500 + 2125)] / (6 \times 8500 \times 2.1 \times 10^5 \times 45560 \times 10^4) \\ = & 0.037 \text{mm} \end{aligned}$$

最大挠度计算没有考虑悬臂的受力, 故符合要求!

第十六节 临时支座计算

一、节段砼自重：

0[#]~9[#]节段：1075.15m³×2.6=2795T

10 节段：42.27m³×2.6=110T

二、临时支墩假定：

1、假定在施工阶段各节自重由临时支墩承担。

2、2[#]~10[#]节段、2'[#]~10'[#]节段采用挂篮施工。

3、考虑最不利条件：即 a：中跨挂篮段施工 10[#]块，而边跨挂篮段 10[#]块未施工；b：挂篮自重按 42T 考虑（已含模板自重）。

三、临时支座布置：

1、将临时支墩按 1.2×1.2M 的 C30 砼施工，间距仍为 3.65×2=7.3M

2、荷载（节段自重，不计分项系数时）

集中力 P 计算：1、节段自重即 10[#]块：110T 按 1/3 计，共计 36.67T

2、挂篮自重； 42T

3、按施工荷载 3%

(159.15+148.2+138.55+127.11+129.27+118.64+114.27+111.36)

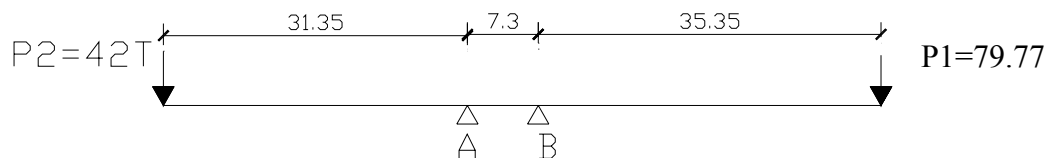
×3=43.10T

合计：P_总=36.67+43.10=79.77T

a：临时支墩承载计算（未加预应力钢束）：

平衡时：节段重量由 A、B 两点共同承担，即 $R_A=R_B=2795/2=1397.5T$
×1.03=1439.43T

不平衡时；



A 侧的力矩为：(42+111.36) ×38.65+114.27×34.65+118.64×30.65
+129.27×26.65+127.11×22.65+138.55×19.15+148.20×15.65
+159.15×12.15+638.16×8.65=32273.54T-M

加预应力束临时支墩承载计算：平衡时：

原设计为 2×26 根 Φ^{132} 精轧螺纹钢，每束张拉力为 6 吨。对应永久支座中心，每侧的力矩为： $26 \times 6 \times 1.075 = 167.70 \text{ T-M}$

现改为 2×16 根 $\Phi j15.24$ 钢绞线，每束张拉力为 15 吨。对应永久支座中心，每侧的力矩为： $8 \times 15 \times 3.25 + 8 \times 15 \times 4.05 = 876 \text{ T-M}$

不平衡时： 2×16 根 $\Phi j15.24$ 钢绞线，每束张拉力为 15 吨。则 A 侧力矩 $8 \times 15 \times 6.9 + 8 \times 15 \times 7.7 = 1752 \text{ T-M}$

A 侧的力矩合计： $32273.54 + 1752 = 34025.54 \text{ T-M}$

B 侧的力矩为： $1.03 \times 64.13 \times 1.35 + 159.15 \times 1.03 \times 4.85 + 148.20 \times 1.03 \times 8.35 + 138.55 \times 1.03 \times 11.85 + 127.11 \times 1.03 \times 15.35 + 129.27 \times 1.03 \times 19.35 + 118.64 \times 1.03 \times 23.35 + 114.27 \times 1.03 \times 27.35 + 111.36 \times 1.03 \times 31.35 + 79.77 \times 35.35 = 20924.10 \text{ T-M}$

A 侧的力矩/B 侧的力矩 $= 33149.54 / 20924.10 = 1.58 > 1.5$

在偏载的情况下，也安全。

则 A、B 二支点反力计算如下：

$$\Sigma PY = 0$$

$$R_A' + R_B' = 79.77 + 42 = 121.77 \text{ T}$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$42 \times 38.65 = R_A' \times 7.3 + 79.77 \times 35.35$$

$$R_A' = -163.91 \text{ T}$$

$$R_B' = 285.68 \text{ T}$$

$$\text{则合力为：} R_A = 1439.425 - 163.91 = 1275.52 \text{ T}$$

$$R_B = 1439.425 + 285.68 = 1725.11 \text{ T}$$

b：临时支墩预应力钢束计算

单侧 16 根，总计一个临时支墩预拉 32 根 $\Phi j15.24$ ，每根钢束预拉力 15T，共 $32 \times 15 = 480 \text{ T}$ 。

c：临时支墩总承载力合计：

$$R_A = 1275.52 + 240 = 1515.52 \text{ T}$$

$$R_B = 1725.105 + 240 = 1965.11 \text{ T}$$

四、临时支墩可承载力计算：

每侧设立支墩 2 个，支墩取 1.2×1.2 米，砼取 C30。

支墩高度取 7.5 米，墩顶自由，则计算长度 $L_0 = 2 \times 7.5 = 15$ 米。

$L_0/b = 15/1.2 = 12.5$ ，查钢筋砼构件纵向弯曲系数为： $\phi = 0.9485$

本桥每个临时支墩布置 8 根 $\Phi 20$ 纵向钢筋、箍筋 $\Phi 8$ 间距 20cm

则支墩承载力 $N_j = 0.9485 \times 0.95 \times (1/1.25 \times 17.5 \times 1200 \times 1200 + 1/1.25 \times 340 \times 25.14 \times 10^2) = 18781834.29 \text{ N} = 1878.18 \text{ T}$

每侧 2 根支墩的承载力 $N_j = 1878.18 \text{ T} \times 2 = 3756.36 \text{ T}$

$3756.36/1965.11 = 1.91$ 安全可行

第十七节 重要施工技术措施

1、所有外露部分均采用组合钢模，确保构件外表面平整、光洁。模板具有足够刚度的强度、稳定性。模板安装完成后，应对平面位置、顶部标高、接缝进行自行检查。

2、砼浇筑时，在侧模部位安排专人检查，发现模板变形或跑模时，立即停止浇筑砼，及时采取措施，在两侧翼模侧模要加固好，防止跑模。

3、严格控制砼的施工配合比，拌和站采用自动计量系统。

4、插入式振捣器尽量避免碰到模板和波纹管上，不得放在钢筋上。

5、当气温低于 5℃时，要覆盖保温，不得向砼表面洒水。

6、浇筑砼时，严格检查砼的坍落度，不合格的砼不得使用。

7、为消除拆模后箱梁底板发黑现象，在绑扎好钢筋后浇筑前用高压水枪或风枪将底板上钢筋落下的锈或焊渣及其他碎屑清理干净，确保砼的外现质量。

8、为防止砼过大收缩，减少砼的徐变，在控制好配合比的同时并掺加早强减水剂。

9、浇筑砼时，尽量选择在气温 25℃左右时浇筑，从人员、机械、材料各方面作好充分的准备，保证浇筑时不停顿，以免砼出现施工缝。

10、砼构件的拆模时间必须严格按规范施工，不得提前拆模。

11、明确岗位责任和检查制度，制定好各种检查观测表格，以便掌握控制好施工质量，及时发现、分析、并处理好施工过程中出现的问题。

12、制定好工序检测措施，不达要求标准，不得进行下道工序。

第十八节 质量保证措施

1、进入施工现场的水泥具备出厂合格证、产品质量保证书等质量证明证书，水泥的堆放必须符合防雨、防潮要求，不使用过期、受潮、结块的水泥。

2、严格按规范验收原材料，钢筋加工采用分批、集中加工，现场绑扎、焊接。加工前调直、消除污锈；焊接前，根据施工条件进行试焊，合格后方可正式施焊。弯制钢筋和弯钩末端按设计规范办理。

3、砼采用拌和站集中拌和，施工人员严格按施工配合比配料，拌和时严格控制拌和时间，运输时不发生离析；浇筑砼时在砼浇筑现场检查砼坍落度，坍落度不在控制范围内的混凝土不准使用。

4、技术交底：工程科向各施工队队长进行技术交底，施工队长向各工种工人进行分类技术交底，使各工种工人明确职责和技术要求，加强全员质量意识，努力把住质量关。

5、事前控制：施工适用图纸、施工顺序、质量要求、施工方案等应按设计要求，在各分部工程开工前上报监理工程师。

6、事中控制：对施工中的各个环节认真检查，发现问题及时纠正。工作交换和质量互检制度，各施工队对工程质量应进行自检，交接班时两施工队进行书面互检（在施工日志里反映出来），认为上道工序不符合质量要求的接班方有权拒绝接收，并由原施工队立即进行返修、纠正，直至达到质量要求。接收方认为上班合格的则由双方施工队长在对方施工日志中相关栏签字确认。

7、事后控制：坚决杜绝不合格品的出现

8、建立资料分层审核制度：施工及测量原始记录的计算部分必须有第二人进行复核并签字，以防差错。

9、各部门、各施工队负责人、技术人员每天碰头，研究解决工程质量中的“多发病”和“疑难病”，找出病因，提出对策付诸实施。

第十九节 环保措施

1、严格执行国家《环保法》和交通部及当地政府对环保的有关规定，严格执行合同中的环保条款。开工前对全体员工进行全面教育，认真学习法律法规，增强全体施工人员的环保意识，形成全员全过程环保局面。同时与地方部门签定环保协议，并认真执行。

2、搞好环保调查，了解当地环保内容与要求，严格执行建设单位与当地环保部门签订的有关协议，建立环保检查制度，把环保措施层层落实，做到责任到人，奖惩分明。

3、在编制施工方案时，同时考虑环保问题，对易污染环境的施工项目如场地布置、驻地建设、临时用地、施工垃圾、扬尘、施工噪音、特别是泥浆排放，必须制定具体可行的措施，从施工安排上全力做到不多占用土地、减少植被破坏，不污染河流、道路，不随意堆放垃圾，减少施工扬尘。

4、在布置施工场地时，对钢筋加工、混凝土拌合、构件预制等设施尽量选择在远离村镇的下风侧，以减少视觉和噪音污染，保护沿线居民的健康及工作环境不受影响。

5、生产及生活垃圾定点存放，经集中收集后运至环保部门指定的地点掩埋，不随意裸露弃置，消除施工污染。

6、配备 1 台洒水车，对现场和运输便道经常进行洒水湿润，防止扬尘。

7、对使用的工程机械和运输车辆加强维修保养，提高尾气排放标准，降低运行噪音。

8、工点完工后，及时进行现场清理，桥涵工点要保持原有河道水系，路基工点按设计要求采取植被绿化等处理措施。

第二十章 文明施工

1、组织管理措施

①建立健全组织机构。成立以项目经理为组长，生产、技术、质量、安全、保卫、材料等管理人员为成员的文明施工管理机构。

②健全管理制度。包括：岗位责任制、经济责任制、检查制度、会议制度和各项专业管理制度。

③健全管理资料。

④加强教育培训工作。

⑤积极应用新技术、新工艺、新设备和现代化管理方法，提高机械化作业程度。在空间上合理布置，施工秩序化、标准化、真正体现文明施工的水平。

2、现场场容与场貌布置

①按照现场布置图的规定，布置安放设施设备，并随施工进度的实际情况进行调整各阶段现场的布置。

②道路与场地

施工便道畅通、平坦、整洁，不乱堆乱放，无散落物，预制场地平整，不积水，场内的排水系统畅通无阻。施工中的垃与生活垃圾圾集中分类堆放，并及时处理。

③大堆材料

砂石分类堆放成方，并设置符合要求的料仓，布局合理、安全、整洁。

④施工设备与车辆

施工设备、大模板等集中堆放整齐。大模板成对放稳，角度正确，配件、扣件分类分规格存放。

施工车辆必须保持整洁，做到勤清洗。在每天下班前，将车辆填放在指定的位置，不随意乱放车辆，车辆停放要整齐。

3、生活卫生

1、生活卫生纳入工地总体规划，落实卫生专职管理人员和保洁人员，落实责任制。

2、工地设置足够的男女厕所，落实专人管理，保持清洁无害。

3、生活垃圾必须随时分类处理，保持场容整洁。

第二十一节 1#、1' #节段支架验算

一、结构荷载计算：

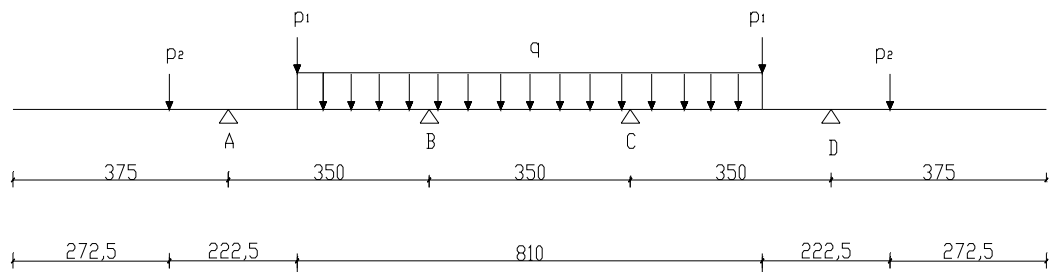
顶板自重： $23.765 \times 2.5 = 59.41\text{T}$

腹板自重： $23.935 \times 2.5 = 58.84\text{T}$

底板自重： $20.70 \times 2.5 = 51.75\text{T}$

二、1#梁计算

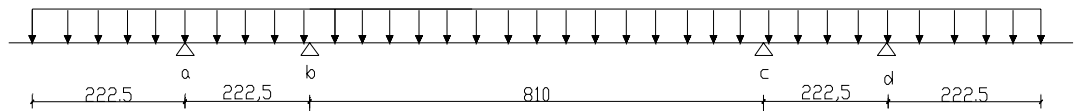
计算简图（一）如下：



（一）段设顶板由腹板及 P_2 处交点支撑（内模拆除后）

顶板： $59.41\text{T}/17\text{m} = 3.495\text{T/m}$

计算简图（二）如下：



根据力法计算： $\Delta_1=0$ $\Delta_2=0$

$R_a=4.26\text{T}$ $R_b=24.45\text{T}$ $R_c=25.45\text{T}$ $R_d=4.26\text{T}$

（二）确定力 P_1 、 P_2

$P_1=R_b$ （或 R_c ） $+58.84/2=54.87\text{T}$

$$P_2=R_Q=R_d=4.26T$$

$$Q=51.75T/9m=5.75T/m$$

(三) 根据计算简图 (一), 计算内力

1、最大的弯矩:

根据作的弯矩图得出最大的弯矩发生在距离 A 点支座 1.2m 处

$$M_{max}=402.6KN-M$$

2、根据力法计算 $\Delta_1=0$ $\Delta_2=0$ 得

$$R_A=88.38T \quad R_B=-5.96T \quad R_C=-5.96T \quad R_D=88.38T$$

3、最大的位移发生在梁端并向下

根据图乘法计算: 得 $\Delta=0.023cm$ 安全

(四) 校核安全性

1#梁由四片贝雷组成, 其允许承载力如下:

$$M_j=972 \times 2=1950KN-M$$

$$\text{其安全系数 } 1950/402.6=4.84$$

考虑模板及支架占结构重的 30%

$$\text{则安全系数 } 4.84/1.3=3.72 > 1.15 \text{ (故结构安全)}$$

三、2#梁计算

计算简图及结构计算 (按偏安全计算)

第二十一节 练市高架桥连续箱梁施工计划

时间 项目	2005年6月			2005年7月			2005年8月			2005年9月			2005年10月			2005年11月			2005年12月			2006年1月			2006年2月		
	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬
6#墩右0#、1#、1#																											
6#墩左0#、1#、1#																											
安装挂蓝试压																											
左2#、2#节段																											
右2#、2#节段																											
左3#、3#节段																											
右3#、3#节段																											
左4#、4#节段																											
右4#、4#节段																											
左5#、5#节段																											
右5#、5#节段																											
左6#、6#节段																											
右6#、6#节段																											
左7#、7#节段																											
右7#、7#节段																											
左8#、8#节段																											
右8#、8#节段																											
左9#、9#节段																											
右9#、9#节段																											
左10#、10#节段																											
右10#、10#节段																											
左12#、12#节段																											
右12#、12#节段																											

时间 项 目	2005年6月			2005年7月			2005年8月			2005年9月			2005年10月			2005年11月			2005年12月			2006年1月			2006年2月		
	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬	上旬	中旬	下旬
7 [#] 墩左0 [#] 、1 [#] 、1 ^{c#}																											
7 [#] 墩右0 [#] 、1 [#] 、1 [#]																											
左2 [#] 、2 [#] 节段																											
右2 [#] 、2 [#] 节段																											
左3 [#] 、3 [#] 节段																											
右3 [#] 、3 [#] 节段																											
左4 [#] 、4 [#] 节段																											
右4 [#] 、4 [#] 节段																											
左5 [#] 、5 [#] 节段																											
右5 [#] 、5 [#] 节段																											
左6 [#] 、6 [#] 节段																											
右6 [#] 、6 [#] 节段																											
左7 [#] 、7 [#] 节段																											
右7 [#] 、7 [#] 节段																											
左8 [#] 、8 [#] 节段																											
右8 [#] 、8 [#] 节段																											
左9 [#] 、9 [#] 节段																											
右9 [#] 、9 [#] 节段																											
左10 [#] 、10 [#] 节段																											
右10 [#] 、10 [#] 节段																											
左12 [#] 、12 [#] 节段																											
右12 [#] 、12 [#] 节段																											
左边合拢段																											
左边合拢段																											
右边合拢段																											
右边合拢段																											
左中合拢段																											
右中合拢段																											

第六章 分项工程技术交底

工程名称及部位		H2 合同段	
练市高架桥主桥	0#至于 12#块	分项工程名称	挂蓝悬浇箱梁
交底人		被交底人	

练市高架桥主桥从 5#墩起至 8#墩为止，起讫点桩号为 K64+573.00～K64+743.00，全长 170 米，左、右幅桥等宽，桥梁净宽为 17.0 米。上部结构为 45+80+45 米的预应力砼变截面连续箱梁，设计箱梁根部高度 4.60 米，跨中及现浇段高度 2 米，箱梁底宽 9.0 米，悬臂、翼板各 4.0 米，箱梁底板水平，通过调节腹板高度形成 2%横坡；其中顶板中间厚 28cm，靠近腹板处加厚至 70cm，底板采用二次抛物线型变厚度，腹板厚度为 90cm，底板厚度变化范围为 30-70cm 墩顶 0#块设一个厚 2.50 米横隔板。在支点处也设一道横隔板，中横隔板厚 1.5 米。底板厚度由 0.7m 变化至 1.5m。箱梁砼为 C50，采用三向预应力。其中纵向预应力钢绞线采用 $17\Phi^j15.24$ 、 $21\Phi^j15.24$ 钢束标准，单根钢绞线直径为 15.24mm，公称面积为 140mm^2 ，破断拉力为 260.7KN，其弹性模量 $E=1.95\times10^5\text{Mpa}$ ，标准抗拉强度 $R_{yb}=1860\text{Mpa}$ ，纵向预应力束每孔 17 束和 21 束不等，锚具为 YGM 型、GBM15-4 型，钢束张拉时采用张拉力和伸长量双控，设计张拉吨位 17 束为 3231.6KN、21 束为 3991.9KN，初始拉力吨位按 10%设计张拉力计算。管道摩擦系数 μ 取 0.25，管道偏差系数 K 取 0.008。相同束号的每组钢束，采用均衡对称、两端同时张拉。张拉力达到设计吨位时，实测伸长量应不大于或不小于设计伸长量的 $\pm 6\%$ 。横向预应力钢束采用 $4\Phi^j15.24$ 钢束标准，单根钢绞线直径为 15.24mm，公称面积为 140mm^2 ，其弹性模量 $E=1.95\times10^5\text{Mpa}$ ，标准抗拉强度 $R_{yb}=1860\text{Mpa}$ ，单根控制张拉应力为：195.3KN，张拉方式为一端张拉；锚具为扁锚 15-4（张拉端）及扁锚 15-4H 型锚具（固定端）。竖向预应力束采用 $\Phi' 32$ 精轧螺纹粗钢筋，标准抗拉强度 $R_{y^b}=750\text{Mpa}$ ，直径 $\Phi' 32$ ，控制张拉应力为：452.4KN。

本工程施工采用主要机械有：16 吨和 25 吨吊机各 1 台，挂蓝 8 套，装载机 1 台，HZS750 型拌和站 2 座，HBT60.13.90SA 砼输送泵 1 台，张拉压浆设备 3 套，弯筋机 2 台，切割机 2 台，电焊机、插入式振捣器、平板式振捣

器及自备 300kw 发电机组 1 台等机具足可满足施工。

施工前，在桥位附近适当位置设置相互通视的导线点和水准点，以便于在施工中进行校核。报请监理工程师复核无误后方可进行施工。

一、盆式支座安装和临时固结支撑体系

第一节、盆式支座的安装

主桥 6[#]、7[#]墩安装 GKPZ（II）25 盆式支座共 8 个；主桥过渡墩 5[#]、8[#]墩安装 GKPZ（II）5 的盆式支座共 8 个。

盆式橡胶支座的安装应按下述方法操作：

- （1）安装前相对各滑移面用丙酮或酒精清洁，支座其他各件应擦干净。
- （2）支座除标高符合设计要求外，保证两个方向的水平很重要，否则将影响支座的使用性能，支座四角高差不得大于 2mm。
- （3）支座上、下各件纵横向必须对中。
- （4）活动支座安装时，上、下导块必须保持平衡，交叉角不得大于 5 度。
- （5）支座中心线与梁中心线重合。
- （6）安装底角螺栓时，其外露螺母顶面的高度不得大于螺母的厚度。

第二节、临时固结体系的施工

在预应力砼变截面连续箱梁 0[#]、1[#]、1^{1#}箱梁施工时，为了保证主墩的稳定和安全，设计采用临时固结及临时支撑体系，以承载箱梁两悬臂偶尔发生不对称荷载作用时的影响，保证本桥施工安全及悬臂的施工倾覆稳定（见临时固结体系正面及侧面示意图）。施工图设计临时固结体系由原设计的 2X24 Φ' 32 精轧螺纹钢改为 2X15X Φ 15.24 钢绞线，每束张拉力由原设计的 Φ' 32 精轧螺纹钢每束张拉力 6T 改为 Φ 15.24 钢绞线每束张拉力 10T。即改为由 0VM15-2 预应力体系及 120X120 的 C30 砼临时支座 4 个组成（见临时固结平面示意图）。临时固结的预应力束一端埋置在承台内（预埋锚具、波纹管、螺旋筋、钢绞线），另一端在 1[#]、1^{1#}块箱梁顶板上张拉锚固，预应力钢束在 1[#]、1^{1#}块箱梁两侧对称、同步张拉，每束张拉吨位控制为 10T。预应力钢束共 32 束，在每束预应力钢束外面套钢管，以防止施工时碰撞已张拉好的钢束。临时支座顶面必须与箱梁底板密贴。临时支座浇筑砼时，必须控制好横坡和纵坡。箱梁边跨合拢体系转换后拆除临时工固结及临时支座，临时支座的砼柱采用空压机械破解的方法拆除。拆除须对称均衡进行，确保无损箱梁的结构及外观。

二、0[#]、1[#]、1'[#]节段施工方案

0[#]节段顺桥向长 3.5 米，中横梁厚度 1.5 米，设置于 0[#]块件中心线上，中横梁中心有一个近似直圆的孔洞。0[#]节段截面比较复杂，精度、质量要求高，故有悬臂施工基石之称。0[#]节段体积 133.31 立方米。1[#]节段体积 68.40 立方米，本桥施工将 0[#]、1'[#]、1[#]三节块同时搭设支架现浇。三节段其体积共 270.11 立方米。重 701.99 吨。计算时主要考虑 1[#]块重量，因为 0[#]块受力全部在墩顶范围内。

0[#]、1[#]、1'[#]节段采用贝雷支架浇筑，贝雷支架搭设在 6[#]、7[#]墩承台的顶面上，（详见练市高架桥 0[#]、1[#]、1'[#]节段支架示意图）。贝雷支架上铺设 25b 工字钢，翼板两侧采用 Φ50 毫米钢管。支架及铺好箱梁底模板后对支架支承重量 130%进行予压，再立好侧模模板，即可安装钢筋，完成经验收合格后，可进行下道工序施工——浇筑。

三、其他节段施工方案：

1、挂蓝悬浇

边跨及中跨节段 2[#]-10[#]、2'[#]-10'[#]节段采用挂蓝悬浇施工。在 0[#]块和 1[#]、1'[#]块现浇完成后，在其顶面上拼装挂蓝菱形桁架。挂蓝拼装完成并前移到位后，先用砂包进行压载试验（加载重量为 2[#]节段重量的 1.3 倍），并观测数据，根据挂蓝的弹性变形，获取各个节块不同重量时的挂蓝和主梁、分配梁的弹性变形值，以便在施工过程中调整节段挠度控制值。然后进行立模、安装钢筋、浇筑砼。本工程拟采用不对称菱形挂蓝施工，挂蓝每片菱形桁架长 12 米，高 4 米，各部件采用大结点联接拼装，拼装后的二片菱形桁架间距为 8.50 米，挂蓝设计重量为 41.71T，与最大 2[#]节段折重量比为 0.261，为轻型挂蓝。本挂蓝适应梁宽 17.00 米、梁高 2.0 米至 4.6 米。挂蓝主要由主桁架、上部前横主梁、后压梁、底蓝、悬挂系统行走、锚固系统和内外模板组成。

（1）主桁架及上部前横主梁和后压梁：主桁架由与连接门架横梁斜杆组成，每片菱形桁架五根主要杆件由 2 片 25[#]-32[#]槽钢组焊接而成，连接门架横梁由 2 片 20[#]槽钢、斜杆由 2 片 16[#]槽钢组焊接而成（详见挂蓝主桁架拼装图）。前后主横梁和压梁采用 40b 工字钢组焊而成，主桁架各主要杆件和连接板均在工厂加工，各杆件及横梁的连接在工地全部采用 4.8 级普通螺栓拼装联接。

(2) 底蓝：底蓝由前后主梁、压梁、纵梁、模板垫梁和垫木组成。前后主梁均采用 40b 工字钢组焊而成，纵梁用 25b 工字钢，模板垫梁采用 I12 工字钢并按箱梁重量和底蓝承载受力情况排列在前后横梁上。

(3) 悬挂系统：悬挂系统均采用 Φ^L32 精轧螺纹钢筋进行悬吊连接，通过垫木实现箱梁底部标高的调整。

(4) 行走及锚固系统：挂蓝行走系统由钢轨、滑块、上滑板和后勾装置组成。钢轨和滑块由槽钢和厚钢板组焊而成，上滑块为厚钢板，后勾装置由厚钢板和角钢组焊而成。滑道下铺厚钢板并用竖向预应力钢筋锚固在桥面上，后勾装置反勾扣在滑道上以平衡挂蓝空载前移时的倾覆力。挂蓝后锚固系统利用箱梁体预埋的 Φ^L32 竖向预应力精轧螺纹钢筋来实现。挂蓝在行走时注意观察，观察挂蓝沿箱梁中轴线对称方向两端，每前进 50cm 作一次同步观察，以防止挂蓝偏位和转角，造成挂蓝受损。

(5) 内外模板系统：内模分顶模和内侧模。顶模和内侧模板由 8# 和 6# 槽钢组焊而成顶模架及 6mm 钢板组成，顶模通过芯模滑道实现前移和调整箱室顶标高。外模由侧模板、翼板模板、底模板、对拉杆和外模支架组成。骨架边缘外采用 10# 槽钢焊成一体固定，其相互连接的部位用 $\Phi 16$ 螺栓连接，保证骨架的刚度。外侧模和翼缘模板连成一体的钢模，用 8# 槽钢加固成整体，保证骨架的强度和刚度。翼缘板上的加固槽钢下安装有里外共 6 个导向轮，导向轮行走在由 2 根 25b 型槽钢组成的轨道。主梁由 Φ^L32 精轧螺纹钢与轨道联接悬挂，达到翼缘板和底模板后端纵向移动的目的。安装模板时采用横向平铺，保证接缝平顺、密实且全部在同一条直线上，保证混凝土浇筑后表面的外观质量。对穿拉杆分上部对穿拉杆和箱梁腹板部对穿拉杆，上部对穿拉杆分别通过骨架上安装的 10# 槽钢组进行固定。腹板部对穿拉杆采用 $\Phi 16$ 圆钢和法兰螺栓组成。另用 $\Phi 25$ 精轧螺纹钢在底蓝纵梁下对侧模进行对拉固定，保证模板下部不漏浆、不走模。端头模板采用木模，端模制做安装时保证预应力孔道位置准确。

挂蓝材料数量表

项 目		材质	重量 (kg)	备 注
主梁部分	25b 槽钢	A3	1944.34	前斜拉杆 $4.97 \times 4 = 19.88$ 米, 后斜拉杆 $7.023 \times 4 = 28.09$ 米, 竖杆 $3.53 \times 4 = 14.08$ 米
	20b 槽钢	A3	915.08	下压杆 $5.842 \times 4 = 23.36$ 米
	32b 槽钢	A3	1317.35	水平杆 $7.64 \times 4 = 30.56$ 米
	40b 工字钢	A3	1770.89	后压梁 $12.00 \times 2 = 24.00$ 米
	40b 工字钢	A3	2656.33	悬臂梁 $18 \times 2 = 36$ 米
	20b 槽钢	A3	396.97	门架水平拉杆 $7.70 \times 2 = 15$ 米
	16b 槽钢	A3	343.68	门架斜杆 $4.35 \times 4 = 17.40$ 米
	悬挂系统		约 2000	包括提升用千斤顶和精轧螺纹钢
	连接钢板	A3	1800	包括连接钢板及螺栓
	底蓝部分		8835.49	包括 4 根 12 米长的 40b 工字钢, 16 根 6 米长的 25b 工字钢, 10 根 9 米长的 I12 工字钢
底模部分			3600	为 $6.5 \times 4.2 = 27.3\text{m}^2$, 实际制作为 $80\text{kg}/\text{m}^2$
侧模部分			4260	实际制作的模板为每沿米 300kg (腹板高 4.12 米), 两侧为 12 米
内模			4800	按最大段计算约 80m^2 , $60\text{kg}/\text{m}^2$
43#重轨			2064	$12 \times 2 \times 2 = 48$ 米
其他附属设施			约 5000	包括端模等、施工时的机械等
合 计			41705.12	

2、12' #节段施工方案

12' #节段采用贝雷支架浇筑, 贝雷支架搭设在 5#、8#墩承台基础及现浇混凝土条形基础上。支架搭设完成及铺好底板模板后, 按 12#节段的 147.21T 梁体重量的 0.8 倍进行砂包预压, 并观测数据, 消除支架和模板的非弹性变形, 确定支架和模板的弹性变形值, 调整节段预拱度。同时根据预压的数据调整标高和中轴线, 确保 12' 节块浇筑完成后的标高符合设计要求。

3、中跨及边跨合拢段：施工程序原则上按设计施工图进行。单幅两个 T 构的边跨合拢段同时进行。合拢顺序为先边跨后中跨，在边跨合拢施工结束并张拉了预应力束后，再进行中跨合拢段的施工，合拢段拟采用吊架施工，吊架底板采用挂蓝底板，底板重量约为 30 吨，基本与设计吊架重量相符。

（1）边跨：首先在合拢前，拆除全部挂蓝，安装吊架，在悬臂两端加载平衡重（平衡重为合拢段重量），平衡重拟采用往水箱里注水完成。同时观测两梁端的高程，必要时对平衡重进行适当的调整，保证合拢精度。并连续观测气温变化对梁体相对标高和轴线偏移量的影响，观测合拢段在温度影响下的梁体长度变化，连续观测时间不少于 45h，观测间隔 3h 观测一次。合拢前，两端悬臂高差控制在 15mm 以内。梁端高程达到合拢精度后即可进行下一道工序施工。然后布置钢筋、安装预应力孔道。布筋时底板和腹板纵向钢筋单端进行焊接，波纹管用活接头单端连接。安装合拢段内外劲性骨架和合拢预应力钢束，要求迅速完成并形成刚接、焊接时在预埋件周围边混凝土浇水降温，避免烧伤混凝土，焊接完成后，张拉 4 束左右的合拢段预应力钢束至设计的 50%后（暂不压浆），立即浇注合拢段混凝土。合拢段混凝土浇筑时间选择在日气温最低或温度变化幅度较小的时间区内进行，边浇筑边卸载，至合拢段浇筑结束，平衡重卸载为 0KN。待砼强度达到 90%设计强度后进行张拉边跨合拢束，拆除合拢段劲性骨架及吊架，并拆除主墩临时支撑体系，在拆除临时固结和临时支撑体系时，注意观测永久支座的下沉量和梁体的水平位移情况。

（2）中跨：首先在合拢前，安装吊架，加载平衡重（平衡重为 55 吨，每侧水箱注水 $55/2=27.5$ 吨），平衡重拟采用往水箱里注水来完成。观测两梁端的高程，必要时对平衡重进行适当的调整，保证合拢精度。并连续观测气温变化对梁全相对标高和轴线偏移量的影响。观测合拢段在温度影响下的梁体长度变化情况，连续观测时间不少于 45h，观测间隔根据温度变化每隔 3h

观测一次。合拢前，两端悬臂高差控制在 15mm 以内。梁端高程达到合拢精度后即可进行下一道工序施工。然后布置钢筋、安装预应力孔道，布筋时底板和腹板纵向钢筋单端进行焊接，波纹管用活接头单端连接。安装合拢段内外劲性骨架和合拢预应力钢束，要求迅速完成并形成刚接、焊接时在预埋件周围边混凝土浇水降温，避免烧伤混凝土，焊接完成后，张拉 4 束左右的合拢段钢束至设计的 50%后（暂不压浆），立即浇注合拢段混凝土

。合拢段混凝土的浇筑时间选择在日气温最低或温度变化幅度小的时间区内进行，边浇筑边卸载，至合拢段浇筑结束，平衡重卸载为 0KN。

四、地基承载力验算

（一）、验算根据：

- 1、申嘉湖高速公路工程地质柱状图：孔号：5[#]、8[#]。
- 2、《实用土木工程手册》，人民交通出版社出版
- 3、《路桥施工计算手册》，人民交通出版社出版
- 4、支架混凝土条形基础尺寸 18 米（长）×1 米（宽）×1.0 米（埋深）

（二）验算过程：

根据 HKS4-1 的地质柱状图，+0.400 以上的土质为亚粘土，该土天然孔隙比 e 为 0.855，液限指数 I_L 为 0.38。在条形基础浇筑前，耕植土全部刨除。查《路桥施工计算手册》一般粘性土的容许承载力 σ_0 ，取天然孔隙比 e 为 0.900（实际 0.855），液限指数 I_L 为 0.4（实际为 0.38），则得容许承载力为 220Kpa。查《实用土木工程手册》地基土容许承载力修正计算的说明，对于地质简单，基础最小边宽 $b \leq 2$ 米，深度 $h \leq 3$ 米时，其容许承载力 $[\sigma]$ 可按基本承载力表选用。因此 +0.400 以上的土质为亚粘土的容许承载力采用 220Kpa。

则两条条形基础的容许承载力为 $2 \times (18.0 \times 1.0) \times 220 = 7920\text{KN}$

取安全系数为 2.0，则两条条形基础可以承载的重量为： $7920/2 = 3960\text{KN}$ 。

现选取 12' 节段对其综合重量进行汇总：

12' 节段自重： $56.62 \times 2.6 = 147.21\text{T}$

则总的重量为 $147.21 \times 1.3 = 191.373\text{T} = 1913.73$

则安全系数 $3960/1913.73 = 2.07$

在 2 倍安全系数的前提下，仍具有 2.07 倍的保证系数。因此设两条混凝土条形基础具有足够的承载力。

贝雷支架布置与 1#段贝雷支架相同，但 12' 节段的重量比 1#节段轻，因此贝雷支架的受力仍参照 0#节段的计算。

浇筑和卸载过程中随时注意观测梁体的高程变化情况。浇筑时间控制在 4h 以内，砼终凝后派专人进行养护，保持湿润状态，防止砼表面产生收缩、徐变裂缝。待砼强度达到 90%设计强度后张拉中跨连续束，拆除外刚性支撑及吊架。

4、主桥箱梁高程与中轴线控制：边跨和中跨悬浇挂蓝自重量按 41.71 吨控制，合拢段吊架按 28.56 吨控制，与设计采用挂蓝控制在 70 吨之内基本相等。因此预拱度采用施工图提供的预拱度值。箱梁的各节点立模标高为：箱梁顶面设计标高+预拱度值（包括弹性变形值）+施工调整值（包括挂蓝、支架及温差引起的变位）。确保各节段浇筑完成后的各点标高符合设计要求。箱梁中轴线用坐标定位，并用弦线支距法进行复核，5#、6#、7#、8#墩梁轴线要相互通视观测，以确保中轴线偏位误差符合规范要求。主桥施工测量内容包括：控制网的复核、控制点的设置、箱梁高程、轴线及墩身变形的观测。

（1）控制网的复核：

在原有水准点，导线点的基础上，加密联测，平差复核，以达到技术规范要求标准，并报请监理工程师同意后使用。

（2）控制点的设置：

在原有导线点的基础上加密导线点和水准点，以利通视、互检、复核，

保证主桥及引桥上部结构的施工精度。

A、箱梁轴线控制点的设置：

箱梁墩顶现浇段施工时，将 $\square 100 \times 52 \delta = 10\text{mm}$ 钢板埋在箱梁顶板上，与砼面齐平。钢板一定要预埋牢固。为防止钢板下面出现空洞，施工时可在钢板上预留适当的排气孔。箱梁墩顶现浇段施工完成后，将箱梁桥轴中心点引到钢板上。

B、箱梁水准点的设置：

箱梁水准点设置在各墩顶现浇段，箱梁中心预埋钢板和横隔板顶面位置在各墩顶现浇段，箱梁中心预埋钢板和横隔板顶面位置预埋的钢筋上，悬浇箱梁高程采用箱梁墩顶现浇段水准点高程控制。因水准点位置较高，引测时较困难，要求现场测量仔细，并认真校核。

（3）各箱梁轴线的控制：

箱梁墩顶现浇段完成后，须用全站仪复核各段轴线无误。其余各悬浇段轴线均以现浇段上的轴线作为控制点，墩顶现浇段上的轴线点须定期复核。

（4）高程控制：

考虑墩顶现浇段箱梁墩身节点处变形很小，此外设置水准点控制各悬浇段高程以保证施工质量。水准点定期进行复核以满足施工要求。

高程水准点每一梁段结合处设置五个，具体位置：从各箱梁断面接合处后移 5cm、再轴线点、两侧腹板及翼板设置，其中翼板处的控制点距离翼板边沿 20cm，预埋钢筋伸出顶板 2cm。腹板位置：为了底板高程测量方便，在两侧腹板外侧钢筋处预埋钢筋，钢筋下端与底板水平，上端伸出顶板 2cm，测量出钢筋的顶高程，根据钢筋的长度推算出箱梁底板的高程。

在悬浇段施工中，高程测量频率为 5 次：挂蓝移位后，砼浇筑前，砼浇筑后，张拉前，张拉后（即挂蓝移位前）。每次测量范围为已施工完的各悬浇段。当昼夜温差大于 10°C ，须对各段面进行高程和墩身变形观测。

（5）墩身变形观测：

利用全站仪和导线控制点定期复核各墩顶现浇段中心点的位置，并与原

设计中心点进行比较，偏移位置即墩身变形量。再施工过程中，注意观测温度变化对墩身变形的影响。

悬浇箱梁质量控制标准

项 目		规定值或允许偏差	检查方法和频率
砼强度 (Mpa)		符合设计要求	按附录D 检查
轴线偏位 (mm)	$L \leq 100M$	10	用经纬仪检查，每跨5处
顶面高程 (mm)	$L \leq 100M$	± 20	用水准仪检查，每跨5处
	相邻节段高差	10	用水准仪检查
断面尺寸 (mm)	高 度	+5, -10	尺量：每个节段检查1个断面
	顶 宽	± 30	
	底 宽		
	顶、底、腹板厚	+10, -0	
同跨对称点高程差	$L \leq 100M$	20	用水准仪检查，每跨5处
横坡 (%)	± 0.15		水准仪：每节段检查1~2处
平整度 (mm)	8		2m 直尺：检查竖直、水平两处
中边跨合拢段两侧悬臂端节相对误差、高差	≤ 15 (设计要求)		用水准仪检查，每跨5处

五、钢筋骨架和预应力筋的制作和安装

1、普通钢筋的施工：箱梁普通钢筋下料后，在钢筋棚制作成钢筋骨架，然后吊装入模，钢筋骨架受力钢筋接长时避开受力较大处，并按施工技术规范要求接头错开布置，同一断面内的钢筋电焊接头不大于全部钢筋接头数的1/3，骨架钢筋的制作遇到同一截面钢筋相冲突时，服从细钢筋让位于粗钢筋，分布筋让位于受力筋的原则。防撞护栏、波形护栏和伸缩缝等预埋钢筋位置要准确。入模后钢筋在焊接时垫铁皮，以保护模板及邻近的波纹管不被烧伤。底板钢筋用外购硬塑料垫块，腹板两侧用外购塑料垫块，以确保钢筋保护层厚度。

2、预应力钢筋的施工：预应力钢筋采用砂轮切割机下料，纵向预应力

钢筋的考虑到施工中的一些客观因素影响，预应力钢筋下料比图纸所示尺寸稍长 30~50cm，以确保有足够的工作长度。竖向预应力钢筋下料时考虑挂蓝锚固筋连接长度。波纹管在普通钢筋骨架吊装完成后进行，按设计坐标精确定位，同时每 50cm 设置定位钢筋，定位钢筋均采用点焊固定，确保波纹管在施工期间管道顺直、不发生位移。波纹管的接头处采用大一个直径级别的波纹管并用塑料胶带绑扎，以防漏浆或卷口。在波纹管的最高点用内径大于 20mm 的钢管设置排气孔，以确保压浆水泥从最高点冒出，确保压浆的密实。锚垫板安放时保持板面与孔道保持垂直，压浆嘴向上，波纹管穿入锚垫板内部，且从锚垫板口部以海绵封堵孔道端口，外包裹胶带，避免漏浆堵孔。为保证锚垫板定位准确，锚垫板用螺丝精确定位在端模上。横向及竖向预应力筋设计一端固定在梁体内，所以加工成套后，便于安装和准确定位。混凝土浇筑前对波纹管进行全面检查，修复一切非有意留的孔、开口或损坏之处，在纵向预应力孔道内，于灌注砼前，穿入较孔道孔径小 10mm 的硬塑料管，在砼初凝前抽动，终凝后抽出，以防意外漏浆堵孔。

六、混凝土的浇筑

1、混凝土浇筑顺序：箱梁总体浇筑程序按单 T 悬臂施工流程设计图进行。施工流程见（预应力连续梁悬臂浇筑施工工艺流程图）。

2、混凝土的施工：按悬臂浇筑的要求，桥墩两侧两段悬臂施工进度应对称、平衡，实际不平衡偏差不得超过本段梁段理论数量 30%。

箱梁每对节段的混凝土浇筑拟一次完成。在混凝土浇筑前，再次对钢筋的骨架、预应力管道、支架、模板进行一次检查，对标高、中轴线进行复测，确保 100%没有差错。在材料进场前对原材料进行检查，严禁不合格材料进场。砼外加剂由专人手工加入，确保外加剂用量准确；混凝土在搅拌时严格控制搅拌时间，并在现场测定坍落度，混凝土在搅拌站集中拌制，采用砼泵输送砼，混凝土在拌制确保有 40m³/h 混凝土量输送到作业面。混凝土浇筑采用全断面一次浇筑法。先底板，后腹板，最后顶板。腹板采用对称平衡水平分层

浇筑，每层厚度为 30~40cm。因为顶板悬臂较长，为避免由于模板支架弹性变形而产生混凝土裂缝，顶板采取由翼板端头外向内的浇筑顺序；底板、腹板由悬臂端向内侧的浇筑顺序。混凝土浇筑时采用插入式震动棒进行震捣，在锚固端处用 3cm 的插入式震动棒进行震捣，到面层时辅助用平板振动器配合。振捣时，振动棒的移动间距不超过振动器作用半径的 1.5 倍，与侧模保持 50mm 左右的距离，确保振动棒不接触模板。

防止模板的变形和走位。避免与波纹管接触，防止波纹管变形、位移或破损。混凝土振捣的标准为：混凝土停止下沉，表面泛浆，无气泡冒出，然后边振动边徐徐提出振动棒。另外，在内模和底板连接处增设一定宽度（约 25cm 左右）的水平模板，防止混凝土大量冒出。混凝土拟采用早强措施，使混凝土的强度及早达到预施应力的强度要求，缩短施工周期，加快施工进度。

考虑到供电时间的不确定性及砼搅拌设备可能发生的机械故障，备用电源设备（自备 300KW 发电机组）处于备发状态，一旦正常供电停止后，保证在 5min 内自备发电机组能及时启动，正常发电，以确保箱梁的浇筑能够顺利进行。

3、混凝土浇筑的质量控制

（1）混凝土的浇筑要求

①混凝土的自由倾落高度控制在 2 米以内，如高度超过 2 米时采用导管或溜槽等措施。

②使用插入式振动器应快插慢拔，插点均匀，逐点移动，按顺序进行，做到均匀振实。

③浇筑混凝土时，为防止模板变形，必需确保混凝土的浇筑高度均衡上升。在浇筑的过程中，对挂蓝和支架进行沉降观测和位移观测，一旦发现异常情况立即进行分析并采取相应的解决措施，确保箱梁的施工质量。

④新老混凝土衔接面按混凝土施工缝处理，表面凿毛，清除松动的石子，

并用水冲洗干净，涂刷一层纯水泥浆。

（2）、混凝土的养护

在混凝土浇筑完成终凝后，立即进行保湿养护。在夏天，用毛毯覆盖并连续洒水养护。在 10 天时间内，持续养护始终保持混凝土表面处于湿润状态。冬天，用洒水及盖棉胎的方法来保证混凝土的养护温度。按等同的条件养护试块，在混凝土强度达到 40% 的强度时拆除侧模，达到 70% 强度时拆除内模，在张拉完成后松脱底模。

七、预应力束的张拉和压浆

1、预应力束的张拉：在箱梁的强度达到 90% 的设计强度后，按设计程序进行预应力筋穿束、纵向预应力筋张拉。本箱梁设计为三维预应力体系：纵向布置的预应力为不等长的 $\Phi^{j15.24}$ 钢绞线，由于钢束较长，穿束时在束的前面制作一个导引头，用卷扬机牵引穿束。横向预应力为单根长 15.85 米的 $\Phi^{j15.24}$ 钢绞线，竖向预应力为不等长的 Φ^{j32} 精轧螺纹钢。

在张拉之前，对张拉设备油泵、油表、千斤顶送监理指定并获国家质检部门认可的计量检测单位进行标定，以保证张拉吨位的正确。根据标定的数据对各束的张拉应力进行计算，将张拉工艺、千斤顶检验情况、锚具及张拉钢材的检验报告递交监理指定并获国家质检部门认可的计量检测单位进行标定，以保证张拉吨位的正确。根据标定的数据对各不一张拉应力进行计算，将张拉工艺、千斤顶检验情况、锚具及张拉钢材的检验报告递交监理工程师确认。在监理工程师认可后实施张拉作业。

各节段砼浇筑完成达到设计张拉强度后，对预应力筋进行张拉，张拉时安排专人观察记录，看察张拉时锚垫板后端梁断面变化情况，检查是否有裂缝出现。纵向横向竖向三向预应束，在移挂蓝前全部完成张拉或横向预应力张拉拟推后 2 个节段、竖向的预应力筋张拉推后 3 个节段。对竖向预应力筋，由于预应力筋较短延伸量较小，锚具的回缩量引起的预应力损失较大，因此

本桥施工拟采用多次反复张拉、旋紧螺母的方式来保证张拉的应力。在张拉时，当纵向预应力钢束的实际伸长量大于设计 10%或小于 5%、当横向预应力筋的实际伸长量在 $\pm 6\%$ 以外时，停止张拉，查明原因或与设计部门联系。纵向、横向预应力筋张拉程序为 $0 \rightarrow \text{初应力} \rightarrow 6\text{con}$ （持荷 2min 锚固），竖向预应力筋张程序为 $0 \rightarrow \text{初应力} \rightarrow 6\text{con}$ （持荷 2min 锚固），现就半幅的预应力筋的张拉顺序叙述如下：

八、0#节段：

（一）0#、1#、1' #节段：

0#、1#、1' #节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F1	$\Phi^j 15.24$ (15-21)	3991.9	2	12.32	36.9	由内到外对称张拉
T1	$\Phi^j 15.24$ (15-17)	3231.6	2	11.60	34.6	由内到外对称张拉

0#、1#、1' #节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j 15.24$ GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

0#块中横梁预应力束（ $\Phi^j 32$ 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j 32$	5400	76	8.98	27	由内到外对称张拉

0[#]、1[#]、1'[#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S1	Φ ^j 32	529.2	6	4.66	平均 14	由内到外对称张拉
S1'	Φ ^j 32	529.2	6	4.49	平均 14	由内到外对称张拉
S2	Φ ^j 32	529.2	4	4.64	平均 14	由内到外对称张拉
S2'	Φ ^j 32	529.2	4	4.46	平均 14	由内到外对称张拉
S3	Φ ^j 32	529.2	4	4.56	平均 13	由内到外对称张拉
S3'	Φ ^j 32	529.2	4	4.39	平均 13	由内到外对称张拉
S4	Φ ^j 32	529.2	4	4.475	平均 13	由内到外对称张拉
S4'	Φ ^j 32	529.2	4	4.305	平均 13	由内到外对称张拉
S5	Φ ^j 32	529.2	4	4.395	平均 13	由内到外对称张拉
S5'	Φ ^j 32	529.2	4	4.225	平均 13	由内到外对称张拉
S6	Φ ^j 32	529.2	4	4.316	平均 13	由内到外对称张拉
S6'	Φ ^j 32	529.2	4	4.146	平均 13	由内到外对称张拉
S7	Φ ^j 32	529.2	4	4.239	平均 12	由内到外对称张拉
S7'	Φ ^j 32	529.2	4	4.609	平均 12	由内到外对称张拉

(二) 2[#]、2'[#]节段:

2[#]、2'[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F2	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	18.92	58.0	由内到外对称张拉
T2	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	18.60	58.3	由内到外对称张拉

2[#]、2'[#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

2[#]、2'[#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S8	Φ ^j 32	529.2	4	4.163	平均 12	由内到外对称张拉
S8'	Φ ^j 32	529.2	4	3.993	平均 12	由内到外对称张拉
S9	Φ ^j 32	529.2	4	4.088	平均 12	由内到外对称张拉
S9'	Φ ^j 32	529.2	4	3.918	平均 12	由内到外对称张拉
S10	Φ ^j 32	529.2	4	4.015	平均 12	由内到外对称张拉
S10'	Φ ^j 32	529.2	4	3.845	平均 12	由内到外对称张拉
S11	Φ ^j 32	529.2	4	3.943	平均 11	由内到外对称张拉
S11'	Φ ^j 32	529.2	4	3.773	平均 11	由内到外对称张拉
S12	Φ ^j 32	529.2	4	3.872	平均 11	由内到外对称张拉
S12'	Φ ^j 32	529.2	4	3.702	平均 11	由内到外对称张拉

(三)3[#]、3'[#]节段：

3[#]、3'[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F3	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	25.81	80.9	由内到外对称张拉
T3	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	25.63	78.5	由内到外对称张拉

3[#]、3' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S13	Φ ^j 32	529.2	4	3.803	平均 11	由内到外对称张拉
S13'	Φ ^j 32	529.2	4	3.633	平均 11	由内到外对称张拉
S14	Φ ^j 32	529.2	4	3.735	平均 11	由内到外对称张拉
S14'	Φ ^j 32	529.2	4	3.565	平均 11	由内到外对称张拉
S15	Φ ^j 32	529.2	4	3.669	平均 11	由内到外对称张拉
S15'	Φ ^j 32	529.2	4	3.499	平均 11	由内到外对称张拉
S16	Φ ^j 32	529.2	4	3.603	平均 10	由内到外对称张拉
S16'	Φ ^j 32	529.2	4	3.433	平均 10	由内到外对称张拉
S17	Φ ^j 32	529.2	4	3.540	平均 10	由内到外对称张拉
S17'	Φ ^j 32	529.2	4	3.370	平均 10	由内到外对称张拉
S18	Φ ^j 32	529.2	4	3.477	平均 10	由内到外对称张拉
S18'	Φ ^j 32	529.2	4	3.307	平均 10	由内到外对称张拉

3[#]、3' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

（四）4[#]、4' [#]节段：

4[#]、4' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

4[#]、4' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S19	Φ ^j 32	529.2	4	3.416	平均 10	由内到外对称张拉
S19'	Φ ^j 32	529.2	4	3.246	平均 10	由内到外对称张拉
S20	Φ ^j 32	529.2	4	3.356	平均 10	由内到外对称张拉
S20'	Φ ^j 32	529.2	4	3.186	平均 10	由内到外对称张拉
S21	Φ ^j 32	529.2	4	3.298	平均 10	由内到外对称张拉
S21'	Φ ^j 32	529.2	4	3.128	平均 10	由内到外对称张拉
S22	Φ ^j 32	529.2	4	3.241	平均 9	由内到外对称张拉
S22'	Φ ^j 32	529.2	4	3.071	平均 9	由内到外对称张拉
S23	Φ ^j 32	529.2	4	3.185	平均 9	由内到外对称张拉
S23'	Φ ^j 32	529.2	4	3.015	平均 9	由内到外对称张拉
S24	Φ ^j 32	529.2	4	3.130	平均 9	由内到外对称张拉
S24'	Φ ^j 32	529.2	4	2.960	平均 9	由内到外对称张拉

4[#]、4' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F4	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	32.69	104	由内到外对称张拉
T4	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	32.63	102	由内到外对称张拉

（五）5[#]、5' [#]节段：

5[#]、5' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
F1	Φ ^j 15.24 (15-21)	3991.9	2	39.70	122	由内到外对称张拉
T1	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	39.63	123	由内到外对称张拉

5[#]、5' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

5[#]、5' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S25	Φ ^j 32	529.2	4	3.077	平均 9	由内到外对称张拉
S25'	Φ ^j 32	529.2	4	2.907	平均 9	由内到外对称张拉
S26	Φ ^j 32	529.2	4	3.026	平均 9	由内到外对称张拉
S26'	Φ ^j 32	529.2	4	2.856	平均 9	由内到外对称张拉
S27	Φ ^j 32	529.2	4	2.975	平均 9	由内到外对称张拉
S27'	Φ ^j 32	529.2	4	2.805	平均 9	由内到外对称张拉
S28	Φ ^j 32	529.2	4	2.926	平均 8	由内到外对称张拉
S28'	Φ ^j 32	529.2	4	2.756	平均 8	由内到外对称张拉
S29	Φ ^j 32	529.2	4	2.878	平均 8	由内到外对称张拉
S29'	Φ ^j 32	529.2	4	2.708	平均 8	由内到外对称张拉
S30	Φ ^j 32	529.2	4	2.832	平均 8	由内到外对称张拉
S30'	Φ ^j 32	529.2	4	2.662	平均 8	由内到外对称张拉

（六）6[#]、6' [#]节段：

6[#]、6' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
...T6	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	47.66	148	由内到外对称张拉
T6'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	47.70	14.8	由内到外对称张拉

6[#]、6' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

6[#]、6' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S31	Φ ^j 32	529.2	2	2.795	平均 8	由内到外对称张拉
S31'	Φ ^j 32	529.2	2	2.625	平均 8	由内到外对称张拉
S32	Φ ^j 32	529.2	2	2.758	平均 8	由内到外对称张拉
S32'	Φ ^j 32	529.2	2	2.588	平均 8	由内到外对称张拉
S33	Φ ^j 32	529.2	2	2.722	平均 8	由内到外对称张拉
S33'	Φ ^j 32	529.2	2	2.552	平均 8	由内到外对称张拉
S34	Φ ^j 32	529.2	2	2.688	平均 8	由内到外对称张拉
S34'	Φ ^j 32	529.2	2	2.518	平均 8	由内到外对称张拉
S35	Φ ^j 32	529.2	2	2.654	平均 8	由内到外对称张拉
S35'	Φ ^j 32	529.2	2	2.484	平均 8	由内到外对称张拉
S36	Φ ^j 32	529.2	2	2.621	平均 8	由内到外对称张拉
S36'	Φ ^j 32	529.2	2	2.451	平均 8	由内到外对称张拉
S37	Φ ^j 32	529.2	2	2.589	平均 7	由内到外对称张拉
S37'	Φ ^j 32	529.2	2	2.419	平均 7	由内到外对称张拉
S38	Φ ^j 32	529.2	2	2.558	平均 7	由内到外对称张拉
S38'	Φ ^j 32	529.2	2	2.388	平均 7	由内到外对称张拉

（七）7[#]、7' [#]节段：

7[#]、7' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T7	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	55.68	17.3	由内到外对称张拉
T7'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	55.73	17.4	由内到外对称张拉

7[#]、7' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	12	17.18	85	由内到外对称张拉

7[#]、7' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S39	Φ ^j 32	529.2	2	2.528	平均 7	由内到外对称张拉
S39'	Φ ^j 32	529.2	2	2.358	平均 7	由内到外对称张拉
S40	Φ ^j 32	529.2	2	2.499	平均 7	由内到外对称张拉
S40'	Φ ^j 32	529.2	2	2.329	平均 7	由内到外对称张拉
S41	Φ ^j 32	529.2	2	2.465	平均 7	由内到外对称张拉
S41'	Φ ^j 32	529.2	2	2.295	平均 7	由内到外对称张拉
S42	Φ ^j 32	529.2	2	2.433	平均 7	由内到外对称张拉
S42'	Φ ^j 32	529.2	2	2.263	平均 7	由内到外对称张拉
S43	Φ ^j 32	529.2	2	2.401	平均 7	由内到外对称张拉
S43'	Φ ^j 32	529.2	2	2.231	平均 7	由内到外对称张拉
S44	Φ ^j 32	529.2	2	2.372	平均 7	由内到外对称张拉
S44'	Φ ^j 32	529.2	2	2.202	平均 7	由内到外对称张拉

（八）8[#]、8' [#]节段：

8[#]、8' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T8	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	63.70	20	由内到外对称张拉
T8'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	63.75	20.1	由内到外对称张拉

8[#]、8' [#]节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

8[#]、8' [#]节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S45	Φ ^j 32	529.2	2	2.343	平均 7	由内到外对称张拉
S45'	Φ ^j 32	529.2	2	2.173	平均 7	由内到外对称张拉
S46	Φ ^j 32	529.2	2	2.317	平均 7	由内到外对称张拉
S46'	Φ ^j 32	529.2	2	2.147	平均 7	由内到外对称张拉
S47	Φ ^j 32	529.2	2	2.291	平均 7	由内到外对称张拉
S47'	Φ ^j 32	529.2	2	2.121	平均 7	由内到外对称张拉
S48	Φ ^j 32	529.2	2	2.267	平均 7	由内到外对称张拉
S48'	Φ ^j 32	529.2	2	2.097	平均 7	由内到外对称张拉
S49	Φ ^j 32	529.2	2	2.244	平均 6	由内到外对称张拉
S49'	Φ ^j 32	529.2	2	2.074	平均 6	由内到外对称张拉
S50	Φ ^j 32	529.2	2	2.222	平均 6	由内到外对称张拉
S50'	Φ ^j 32	529.2	2	2.052	平均 6	由内到外对称张拉
S51	Φ ^j 32	529.2	2	2.202	平均 6	由内到外对称张拉
S51'	Φ ^j 32	529.2	2	2.032	平均 6	由内到外对称张拉

（九）9[#]、9' [#]节段：

9[#]、9' [#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T9	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	71.73	22.6	由内到外对称张拉
T9'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	71.78	22.7	由内到外对称张拉

9#、9' #节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	12	17.18	85	由内到外对称张拉

9#、9' #节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S52	Φ ^j 32	529.2	2	2.183	平均 6	由内到外对称张拉
S52'	Φ ^j 32	529.2	2	2.013	平均 6	由内到外对称张拉
S53	Φ ^j 32	529.2	2	2.165	平均 6	由内到外对称张拉
S53'	Φ ^j 32	529.2	2	1.995	平均 6	由内到外对称张拉
S54	Φ ^j 32	529.2	2	2.149	平均 6	由内到外对称张拉
S54'	Φ ^j 32	529.2	2	1.979	平均 6	由内到外对称张拉
S55	Φ ^j 32	529.2	2	2.134	平均 6	由内到外对称张拉
S55'	Φ ^j 32	529.2	2	1.964	平均 6	由内到外对称张拉
S56	Φ ^j 32	529.2	2	2.121	平均 6	由内到外对称张拉
S56'	Φ ^j 32	529.2	2	1.951	平均 6	由内到外对称张拉
S57	Φ ^j 32	529.2	2	2.109	平均 6	由内到外对称张拉
S57'	Φ ^j 32	529.2	2	1.939	平均 6	由内到外对称张拉

（十）10' #节段：

10' #节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T10	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.75	25.1	由内到外对称张拉
T10'	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.80	25.1	由内到外对称张拉

10[#]、10['] 节段横向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	10	17.18	85	由内到外对称张拉

10[#]、10['] 节段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S58	Φ ^j 32	529.2	2	2.098	平均 6	由内到外对称张拉
S58'	Φ ^j 32	529.2	2	1.928	平均 6	由内到外对称张拉
S59	Φ ^j 32	529.2	2	2.089	平均 6	由内到外对称张拉
S59'	Φ ^j 32	529.2	2	1.919	平均 6	由内到外对称张拉
S60	Φ ^j 32	529.2	2	2.080	平均 6	由内到外对称张拉
S60'	Φ ^j 32	529.2	2	1.910	平均 6	由内到外对称张拉
S61	Φ ^j 32	529.2	2	2.074	平均 6	由内到外对称张拉
S61'	Φ ^j 32	529.2	2	1.904	平均 6	由内到外对称张拉
S62	Φ ^j 32	529.2	2	2.068	平均 6	由内到外对称张拉
S62'	Φ ^j 32	529.2	2	1.898	平均 6	由内到外对称张拉
S63	Φ ^j 32	529.2	2	2.064	平均 6	由内到外对称张拉
S63'	Φ ^j 32	529.2	2	1.894	平均 6	由内到外对称张拉
S64	Φ ^j 32	529.2	2	2.062	平均 6	由内到外对称张拉
S64'	Φ ^j 32	529.2	2	1.892	平均 6	由内到外对称张拉

10[#]节段纵向预应力束（钢绞线）

钢束编号	规格 (mm×mm)	张拉控制力(KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
T10	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	4	79.75	25.1	由内到外对称张拉
TY	Φ ^j 15.24 (15-17)	3231.6	2	79.87	25.1	由内到外对称张拉

(十一)、边跨合拢段

纵向预应力束（钢绞线）边跨合拢段：

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制 力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)		备 注
					左	右	
H ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	4	18.32			由内到外对称 张拉
B ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	32.57	14.2	6.09	由内到外对称 张拉
B ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	28.47	9.22	7.89	由内到外对称 张拉
B ₃	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	24.42	4.01	9.98	由内到外对称 张拉
B ₄	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	17.41	0	10.3	由内到外对称 张拉
B ₅	Φ ^j 15.24 15-21	3991.6	2	28.36	15	2.99	由内到外对称 张拉

横向预应力束（钢绞线）边跨合拢段

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	3	17.18	85	由内到外对 称张拉

合拢段竖向预应力束（Φ^j32 精轧螺纹钢）

钢束 编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S65	Φ ^j 32	529.2	1	2.060	平均 6	由内到外对 称张拉
S65'	Φ ^j 32	529.2	1	1.890	平均 6	由内到外对 称张拉
S66	Φ ^j 32	529.2	3	2.060	平均 6	由内到外对 称张拉
S66'	Φ ^j 32	529.2	3	1.890	平均 6	由内到外对 称张拉

(十二)、中跨合拢段

纵向预应力束（钢绞线）中跨合拢段：

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
Z ₁	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	53.81	15.9	由内到外对称张拉
Z ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	45.66	13.7	由内到外对称张拉
Z ₃	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	37.56	11.5	由内到外对称张拉
Z ₄	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	13.50	4.05	由内到外对称张拉
Z ₅	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	21.54	6.44	由内到外对称张拉
Z ₆	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	13.50	4.05	由内到外对称张拉
Z ₇	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	21.54	6.44	由内到外对称张拉
Z ₈	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	29.64	8.45	由内到外对称张拉
Z ₉	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	29.64	8.66	由内到外对称张拉
Z ₁₀	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	37.64	11.20	由内到外对称张拉
Z ₁₁	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	45.66	13.70	由内到外对称张拉
Z ₁₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	59.79	17.90	由内到外对称张拉
H ₂	Φ ^j 15.24 15-21	3231.6	2	17.45		

横向预应力束（钢绞线）边跨合拢段

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	Φ ^j 15.24 GBM15-4	195.3	3	17.18	85	由内到外对称张拉

(十三) 12#节段竖向预应力束 (Φ^j32 精轧螺纹钢)

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
S66	Φ^j32	529.2	6	2.060	平均 6	由内到外对称张拉
S66'	Φ^j32	529.2	6	1.890	平均 6	由内到外对称张拉

(十四) 12' #块

横向预应力束 (钢绞线) 边跨合拢段

钢束编号	规格 (mm×mm)	单根张拉控制力 (KN)	束数	单根长 (m)	伸长量 (mm)	备 注
	$\Phi^j15.24$ GBM15-4	195.3	5	17.18	85	由内到外对称张拉

2、孔道的压浆：张拉完成后，在 24 小时内，对预应力束管道进行压浆，压浆采用活塞式压浆机。在压浆前先用清水对孔道进行清洗和湿润，然后用压缩空气进行吹干。水泥浆的水灰比控制在：0.40~0.45，稠度控制在：14~18s，水泥浆自拌制至压入孔道的延续时间视气温情况控制在 30min 范围内。在压浆过程中，随时观察压力表的读数变化，确保最大压力在 0.7Mpa 左右。压浆遵循先长后短、先下后上的原则。压浆过程连续进行，一直到冒浆孔排出合格的浓浆后停止。根据气温的不同，间隔 30~45min 后对孔道进行第二次压浆。从而确保预应力孔道压浆饱满。压浆过程中及压浆后 48 小时内，结构砼的温度不得低于 5℃，否则应采取保温措施。当气温高于 35℃时，压浆应在夜间进行。

九、箱梁的防裂措施

1、砼配合比尽量减少水泥用量，以防止砼过度徐变及过度收缩产生收缩裂缝。

2、控制砼水灰比，用水冲洗骨料以降低骨料温度，以减少模板与砼的摩阻力。

3、砼浇筑的时间安排在温度较低的早晚进行，避开高温，并及时进行养生，以避免收缩裂缝的产生。

4、砼浇筑时要对称均衡进行，浇筑腹板砼时，两侧腹板应同时分层对称均衡浇筑，而浇筑顶板和翼板时，应从端头逐渐向内侧浇筑。

5、严格控制好相邻节段砼的龄期差，新旧砼接头要凿毛、冲干净。

6、确保浇筑时砼的供应量，尽量减少一个节段砼的浇筑时间，并控制好预拱度，在底板砼终凝前完成全部砼浇筑。

7、按设计要求在箱梁腹板两侧和底板加防裂钢筋网片，防止箱梁腹板产生裂缝。

十、总体的质量控制方法和手段

1、具体质量目标——优良工程。

2、熟悉设计图纸并建立审核把关制度，领会设计意图，对图示各结构以及轴位尺寸标高必须一一验证，并与实地核对，做到准确无误，以免出现缺陷返工浪费。

3、熟悉并掌握施工技术规范和质量验收标准。技术规范和质量标准是提高工程技术管理的重要依据，对施工过程起着指导的制约作用。

4、技术交底及时、全面、彻底，手续一律以书面形式出现，做到责任明确，由工程技术主管负责执行。

5、施工过程质量控制做到工序层层把关，实验室负责实验配比和剂量配合及现场过磅，质检人员除履行全面质检评定之外，还要配合驻地监理作好施工与监理想序的资料工作，施工中前后设计变更，工程质量现场把关、控制、逐项签认以及质量合格与否和质量隐患、事故等，均按《公路工程监理工作实施细则》执行。

6、严格执行标号砼操作细则，施行责任并设专门技术人员和质检人员负责技术指导和监督。

7、按合同规定的项目和频率严格进行材料的试验工作，向监理工程师审批试验报告，积极配合监理工程师复核检验。

8、外购成品及半成品构件派人员赴现场考察供料方施工工艺及质量控制情况，并测试有关项目。

9、依据工程进展安排进场材料数量和规格。搬运储存材料分类堆放，各类材料设标签。

10、不合格材料经审定后，加标签或清理出场。

11、质量管理网络。

质量管理领导小组	
组	长：
副 组	长：
成	员：
专职施工员：	
专职质检员：	

十一、安全措施

在施工中，我们严格遵守国家的安全生产法规和环境保护法令，自觉保护劳动者生命安全，保护自然生态环境，力争展现出一个工程良好的企业形象，展示我们生产管理的综合现代化水平。为杜绝重大事故和人身伤亡事故的发生，把一般事故减少到最低限度，确保施工的顺利进展，特制定安全措施如下：

1、施工队设专职安全员，在工区主任的领导下，履行保证安全的一切工作。

2、利用各种宣传工具，采用多种教育形式，使职工树立安全统一的思想，不断强化安全意识，建立安全保证体系，使安全管理制度化，教育经常化。

3、在下达生产任务时，必须同时下达安全技术措施，检查工作时，总结安全生产情况，提出安全生产要求把安全生产贯彻到施工的全过程中去。

4、认真执行定期安全教育，安全讲话，安全检查制度，设立安全监督岗，支付和发挥群众安全人员的作用，对发现事故隐患和危及到工程人身安全的事项，要及时处理，作出记录，及时改正，落实到人。

5、施工中临时结构必须向员工进行安全技术交底。对临时结构须进行安全设计和技术鉴定，合格后方可使用。

6、起重、高空作业的技术工人，上岗前接受身体检查和技术考核，合格后方可操作。高空作业必须按安全规范设置安全网，拴好安全绳，戴好安全帽，并按规定配戴防护用品。

7、工地修建的临时房、架设照明线路、库房，都必须符合防火、防电、防爆炸的要求，配置足够的消防设施、安全避雷设备。

8、施工用电

(1) 支线架设

A、配电箱的电缆线应有套管，电线进出不混乱，电箱上进线加滴水弯。

B、支线绝缘好，无老化、破损和漏电。

C、支线应沿墙或电杆架空敷设，并用绝缘子固定。

D、过道电线可采用硬质护套管埋地并作标记。

E、室外支线应用橡皮线架空，接头不受拉力并符合绝缘要求。

(2) 现场照明

A、一般现场所采用 380V 电压。危险、潮湿场所和手持照明灯具应采用符合要求的安全电压。

B、照明导线应有绝缘子固定。严禁使用花线或塑料胶质线。导线不得随地拖拉或绑在脚手架上。

C、照明灯具的金属外壳必须接地或接零。单相回路内的照明开关箱必须装设漏电保护器。

D、室外照明灯具距地面不得低于 3m；室内距地面不得低于 2.4m。

(3) 架空线

A、架空线必须设在专用电杆上，严禁架设在树或脚手架上。

B、架空线应装设横担和绝缘子，其规格、线间距离、档距离等应符合架空线路要求，其电板线离地 2.5m 以上应加绝缘子。

C、架空线一般应离地 4m 以上，机动车道为 6m 以上。

9、施工机械安全措施

(1) 工区对工地所有机械统一定期进行安全检查，发现问题及时解决，消除不安全的因素。

(2) 各种机械设备均要制定安全技术操作规程，并认真检查落实情况。

(3) 定期检查机械设备的安全保护装置和安全指示装置，以确保以上两种装置的齐全、灵敏、可靠。

(4) 机械操作人员必须听从施工人员的正确指挥，精心操作。但对施工人员违反操作规程和可能引起危险事故的指挥，操作人员有权拒绝执行，并及时向工地负责人反映。

5、安全管理网络

安全机构管理领导小组	
组	长：
副 组	长：
成	员：
专职安全员：	

十二、人员配备

连续箱梁施工安排钢筋工 18 人、模板工 18 人、电焊工 8 人，混凝土工 8 人，张拉及压浆 6 人，辅助工 6 人，现场管理人员 2 人，共 66 人。

十三、施工工期

本桥的连续梁施工：计划先完成 6[#]主墩左右幅的 2 个 0[#]、1[#]、1[/]_#节段，7[#]墩左右幅 0[#]、1[#]、1[/]_#节段连续箱梁在 6[#]墩左右幅 0[#]、1[#]、1[/]_#块完成后再施工。一个墩的 2 个 0[#]、1[#]、1[/]_#块计划施工工期 2 个月，其余的 2[#]~10[#]块件施工周期为 10 天一个周期。但在实际施工中考虑到各种因素的影响，如张拉强度的控制等，都有可能影响实际施工中计划的施工周期，因此考虑 2[#]~12[#]块共 11 个块件施工期为 6 个月。考虑到其他的影响因素，计划整个连续梁的施工工期为 8 个月。

