

新风大桥施工图设计

摘要

新风大桥（桥跨为 70m +100m+70m, 主梁采用单箱双室截面）施工图设计严格根据《公路桥涵设计通用规范》和《钢筋混凝土和预应力混凝土桥涵设计规范》进行设计。

本设计共 14 章，内容包括：方案比选，设计基本资料，主梁截面尺寸拟定，主梁作用效应计算，预应力钢束估算及布置，预应力损失计算及有效预应力计算，配束后主梁内力计算及内力组合，普通钢筋的设计计算，截面强度验算，抗裂验算，持久状况构件的应力验算，短暂状况应力验算，挠度验算，施工图设计。

本设计采用《桥梁博士 V3.03》顺利完成设计计算及验算。其强度验算、应力验算、挠度验算均满足相关要求。

关键词：预应力混凝土连续梁桥； 作用效应组合； 应力验算； 挠度验算； 施工图设计

The Construction Design of XinFeng Bridge

Abstract

The construction design of XinFeng Bridge (The span is 70m+100m+70m, the section of the girder is single-box double room) is strictly based on the "General Specification for Highway Bridge Design" and "Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts Design".

The design is of 14 chapters, including: programme selection, the basic data of the design, the formulation of the primary beam size, the calculation of the main beam effect, estimation and layout of the prestressing tendons, the calculation of the loss of prestress and the effective prestress, the calculation of internal force and the combination of internal force after laying the tendons, the calculation of the ordinary steel, the checking of the strength of the main beam, crack checking, and the checking of the data of persistent stress of the components, and stress check in the position of a short term, the checking of the deflection, the construction design.

"Bridge Doctor V3.03" is used to complete the calculation of the design and check of the design. The results of the checking of the strength, stress, deflection are satisfied with all the requirements.

Key Words: The continuous prestressed concrete girder bridge; The combination of action effects; The stress checking; The checking of the deflection; The construction design.

目 录

1 方案比选	1
1.1 工程地质概况	1
1.2 方案拟定阶段	1
1.2.1 方案一：预应力混凝土连续梁桥（70m+100m+70m）	1
1.2.2 方案二：预应力混凝土连续刚构（60m+120m+60m）	2
1.2.3 方案三：独塔斜拉桥(145m+95m)	3
1.3 方案比选	3
2 设计基本资料	5
2.1 桥梁线性布置	5
2.2 主要技术标准	5
2.3 材料规格	5
2.4 设计计算依据	6
2.5 通航水位	6
2.6 支座强迫位移及温度影响	6
2.7 基本计算数据	6
3 主梁截面尺寸拟定	8
3.1 设计特点及受力特点	8
3.1.1 设计特点	8
3.1.2 受力特点	8
3.2 结构尺寸拟定	8
3.2.1 主梁箱梁构造	8
3.2.2 主梁截面尺寸拟定	9
3.3 毛截面几何特性计算	10
4 主梁作用效应计算	12
4.1 结构自重作用效应计算	12
4.1.1 结构单元划分	12
4.1.2 施工阶段的模拟	12
4.2 活载荷载作用效应计算	16

4.2.1 汽车冲击系数和箱梁横向分布系数.....	16
4.2.2 温度应力及基础沉降内力计算.....	21
4.3 内力组合.....	32
4.3.1 按承载能力极限状态设计.....	33
4.3.2 按正常使用极限状态设计.....	34
4.3.3 计算结果.....	35
5 预应力钢束估算及布置.....	40
5.1 计算原理.....	40
5.2 预应力筋估算结果.....	40
5.3 预应力筋布置原则.....	42
5.4 调束以及预应力钢束布置情况.....	43
5.5 预应力钢束在横截面的具体布置形式.....	46
6 预应力损失计算及有效预应力计算.....	47
6.1 预应力损失计算.....	47
6.1.1 预应力筋与孔道壁之间摩擦引起的应力损失.....	47
6.1.2 锚具变形、钢筋回缩引起的应力损失.....	48
6.1.3 混凝土弹性压缩引起的应力损失.....	48
6.1.4 预应力钢筋松弛引起的损失.....	49
6.1.5 混凝土收缩徐变引起的应力损失.....	49
6.2 有效预应力计算.....	50
7 配束后主梁内力计算及内力组合.....	55
7.1 配筋后结构重力效应.....	55
7.2 预应力效应.....	56
7.3 徐变和收缩效应.....	57
7.4 内力组合效应.....	58
8 普通钢筋的设计计算.....	61
8.1 计算原则.....	61
8.2 纵向主筋的布置.....	61
8.3 篦筋的布置.....	61
8.4 水平纵向辅助钢筋的布置.....	61

8.5 架立钢筋与定位钢筋的布置.....	61
9 截面强度验算.....	62
9.1 基本理论.....	62
9.2 正截面强度验算.....	62
9.3 斜截面抗剪承载力验算.....	65
10 抗裂验算.....	67
10.1 《公预规》要求.....	67
10.2 计算.....	67
10.2.1 正截面抗裂验算.....	67
10.2.2 斜截面抗裂验算.....	68
11 持久状况构件的应力验算.....	72
11.1 正截面混凝土压应力验算.....	72
11.2 混凝土主压应力验算.....	72
11.3 预应力钢筋拉应力验算.....	73
12 短暂状态应力验算.....	76
13 挠度验算.....	78
13.1 挠度的计算与验算.....	78
13.1.1 预加力引起的上拱度.....	78
13.1.2 使用荷载作用下的挠度.....	79
13.1.3 预应力混凝土受弯构件的总挠度.....	79
13.2 预拱度的设置.....	80
14 施工图设计.....	81
14.1 概述.....	81
14.2 总体布置图.....	81
14.3 主梁一般构造图.....	81
14.4 主梁预应力钢束构造图.....	82
参考文献.....	83
致谢.....	84
附件 1 开题报告	
附件 2 译文及原文影印件	

1 方案比选

1.1 工程地质概况

新风大桥的工程地质资料：地势比较平坦，由桥址处的地质钻探揭示，桥址处底层从上到下依次为：卵石、强风化粉砂岩、中风化粉砂岩、微风化粉砂岩，桥趾处地基稳定，无不良地质现象。通过水文分析，地下水对混凝土无侵蚀性。地质资料情况具体可见方案一总体布置图。

1.2 方案拟定阶段

由于桥位处于地势平坦的地区且无不良地质情况，可以使用多种形式的桥梁。

由于大桥通航等级为III-（3）级，所以需要该桥的主跨较大，初步定为大桥。根据具体桥型及所学知识，可以采用变截面连续梁桥，连续刚构，小跨径斜拉桥。

根据已有的水文地质资料，确定总跨径、确定桥型、进行桥梁的分孔、基础以及墩台的形式确定、桥梁横断面设计、上下部构造主要尺寸的拟订、桥面基础以及墩台标高的确定，得出三套方案以及图纸。

1.2.1 方案一：预应力混凝土连续梁桥（70m+100m+70m）

预应力混凝土连续梁桥是一种以受弯为主，在竖向荷载作用下无水平反力的结构。它在荷载作用下，支点截面产生负弯矩，从而大大减小了跨中的正弯矩，跨越能力大，适用于桥基良好的场合。

预应力结构通过高强钢筋对混凝土预压，不仅充分发挥了高强材料的特性，而且提高了混凝土的抗裂性，促使结构轻型化，因而预应力混凝土结构具有比钢筋混凝土结构大得多的跨越能力。

新风大桥采用三跨一联的变截面预应力混凝土连续梁桥（70m+100m+70m）。横截面布置采用C55双悬臂矩形单箱双室的箱形截面（双幅），箱梁顶宽17.75米，底板宽12.25米，支点处梁高6.0米，跨中梁高3.0米。箱梁顶板厚度采用30厘米，腹板厚度从桥墩到跨中由80厘米渐变到40厘米，底板厚度从桥墩到跨中由80厘米渐变到28厘米。各跨箱梁在支点、L/4截面、跨中截面各设一道横隔板以抗畸变变形。

据钻探揭示，桥址处底层从上到下依次为：卵石，强风化粉砂岩，中风化粉砂岩，微风化粉砂岩，桥趾处地基稳定，无不良地质现象。全桥桥墩基础均采用钻孔灌注摩擦桩，

桩顶设一承台。每墩桩基为两排共 4 根 D250cm 钻孔灌注桩；桥墩为 D300cm 圆柱形实体墩。

新风大桥主梁，以双柱墩为中心，采用悬臂挂篮施工。

以上具体尺寸，请见相关图纸。

1.2.2 方案二：预应力混凝土连续刚构桥(60m+120m+60m)

预应力混凝土连续刚构桥是连续梁桥与 T 形刚构桥的组合体系，也称墩梁固结的连续梁桥。

大跨径连续刚构桥结构的受力特点主要为：梁体连续，墩、梁、基础三者固结为一个整体共同受力。在恒载作用下，连续刚构桥与连续梁桥的跨中弯矩和竖向位移基本一致；其次，由于墩梁固结共同参与工作，连续刚构桥由活载引起的跨中正弯矩较连续梁要小，因而可以降低跨中区域的梁高，并使恒载内力进一步降低。因此，连续刚构桥的主跨径可以比连续梁桥设计大一些。它常用于大跨、高墩的结构中，桥墩纵向刚度较小，在竖向荷载作用下，基本上属于一种无推力的结构。

新风大桥采用三跨一联的预应力混凝土连续刚构桥（60m+120m+60m）。横截面布置采用 C55 双悬臂矩形单箱单室的箱形截面（双幅），箱梁顶宽 18.25 米，底板宽 9.25 米，支点处梁高 6.7 米，跨中梁高 2.3 米，梁底缘曲线均按二次抛物线变化。箱梁顶板厚度采用 30 厘米，腹板厚度从双肢薄壁桥墩到跨中由 90 厘米渐变到 50 厘米，底板厚度从双肢薄壁桥墩到跨中由 80 厘米渐变到 28 厘米。各跨箱梁在支点、L/4 截面、跨中截面各设一道横隔板以抗畸变变形。

据钻探揭示，桥址处底层从上到下依次为：卵石，强分化粉砂岩，中分化粉砂岩，微分化粉砂岩，桥趾处地基稳定，无不良地质现象。全桥桥墩基础均采用钻孔灌注摩擦桩，桩顶设一承台。每墩桩基为 2 排共 4 根 D250cm 钻孔灌注桩；桥墩采用竖直双肢薄壁实心墩，其中每一肢薄壁墩的横桥向宽度为 9.25 米，顺桥向宽度为 2 米，两肢薄壁墩之间的净距为 6.0 米。竖直双肢薄壁墩直接伸入主梁，且与主梁顶板固结（在主梁内发挥横隔板的作用）。

新风大桥主梁，以双肢薄壁桥墩为中心，采用对称悬臂浇筑施工。0 号、1 号梁段采用搭设托架浇筑完成，其余梁段采用后支点挂篮悬浇，直到和两岸桥台处的支架现浇梁段合龙，最后中跨合龙。

以上具体尺寸，请见相关图纸。

1.2.3 方案三：独塔斜拉桥(145m+95m)

斜拉桥的基本受力特点是：受拉的斜索将主梁多点吊起，并将主梁的恒载和车辆等其它荷载传至塔柱，再通过塔柱基础传至地基。因而主梁在斜拉索的各点支承作用下，像多跨弹性支承的连续梁一样，使弯矩值得以大大地降低，这不但可以使主梁尺寸大大地减小，而且由于结构自重显著减轻，既节省了结构材料，又能大幅度地增大桥梁的跨越能力。此外，斜拉索轴力产生的水平分力对主梁施加了预压力，从而可以增强主梁的抗裂性能，节约主梁中预应力钢材的用量。

独塔斜拉桥的主孔跨径一般比双塔三跨式的主孔跨径小，适用于跨越中小河流和城市通道。

新风大桥采用塔、梁、墩相互固结的独塔扇形单索面双跨预应力混凝土斜拉桥（主跨 145 米，边跨 95 米）。主梁采用单箱三室截面，梁高 2.5 米，顶宽 37 米，底宽 24 米，顶板厚 30 厘米，底板厚 28 厘米，腹板厚 32cm。梁上索距为 8 米，每 8 米节段设一横隔梁。索塔采用“1”字形塔，桥面以上塔高 45 米，横桥向宽为 2 米，顺桥向塔底宽度为 8.8 米，塔顶宽度为 2 米，塔柱采用 H 形截面，塔上索距为 2 米，拉索直接锚固于塔壁上，锚固壁厚 2.0~2.87 米。塔顶设锥形管避雷针和航标指示灯。主塔基础采用钻孔灌注桩，主塔下的桩基础为 3 排共 30 根直径 2.0 米钻孔灌注桩，承台矩形，厚 4 米。

新风大桥主塔采用爬升模板浇筑的施工方法；主梁以主塔为中心，采用对称悬臂浇筑法施工（支架现浇 0 号及 1 号块并挂索，再拼装前支点挂篮、对称悬浇梁段，然后挂篮前移、依次悬浇梁段，直到最后和两岸桥台处的支架现浇梁段合龙）。

以上具体尺寸，请见相关图纸。

1.3 方案比选

以上三个方案的主要优缺点比较，如下表所示，最终选出预应力混凝土连续梁桥作为新风大桥的设计方案。

表 1-1 方案比选表

桥型	连续梁桥	连续刚构	斜拉桥
适用性	伸缩缝少, 结构刚度大, 变形小, 动力性能好, 主梁性能好, 主梁变形挠曲线平缓, 行车平顺, 通畅, 安全, 可满足交通运输要求, 施工简单, 但工期长	行车平顺, 通畅, 安全, 可满足交通要求, 施工技术成熟, 易保证施工质量, 桥下净空大, 可满足通航要求, 属于有推力体系, 对地基要求比连续梁高	跨度大, 行车性能好, 不用作大量基础工程, 由于拉索多点支撑作用, 梁高小, 可采用悬臂施工, 不影响通航, 梁可以预制, 可加快施工进度
安全性	技术成熟, 计算简单, 施工方法简单, 质量好, 整体性好, 刚度大, 可保证工程本身安全, 同时行车性能良好, 可保证司机正常行车, 满足交通运输安全要求	一般做成薄壁墩, 墩的刚度小, 难以承受船舶撞击, 但梁高可做薄, 基础沉降对结构影响大 55	拉索是柔性体系, 风力作用下会震动, 会影响桥上行车, 横向刚度小, 变形大
经济性	施工技术成熟, 方法简单, 易掌握, 需要的机具少, 无需大型设备, 可充分降低施工成本, 所用材料普通, 价格低, 成桥后养护费用少, 需要大型支座, 需较多预应力钢筋	无需支座, 节省大型支座费用, 其他与连续梁基本相同	需大量拉索钢丝, 预应力束, 主塔构造复杂, 高空作业多, 成桥后养护费用多, 基础施工复杂, 还需减震装置
美观性	形式简单, 造型单一	墩梁固结作用可降低梁高, 使梁看起来更轻巧	观感强, 可通过索塔与拉索布置形式获得满意的造型, 塔较高, 使桥往纵向与横向延伸, 比例协调, 均匀

2 设计基本资料

2.1 桥梁线性布置

平曲线半径：无平曲线；

竖曲线半径：无竖曲线，桥面纵坡:0.5%；桥面横坡:2%。

2.2 主要技术标准

跨径：70m+100m+70m，施工方法为悬臂施工；

设计荷载：公路-I 级，人群 3.5KN/m²；

设计车速：100Km/h；

桥面组成：主桥总宽 37.00m（双幅），组成为：1.75m（人行道及栏杆）+0.5m(防撞护栏)+ 15m(机动车道)+0.5m(防撞护栏)+1.5m(中央分隔带)+0.5m(防撞护栏)+15m(机动车道)+ 0.5m(防撞护栏)+ 1.75m（人行道及栏杆）；

桥面形式：单箱双室（分离式双幅桥面）；

通航标准：III—（3）级；

设计洪水频率：1/300；

地震烈度：根据《中国地震动参数区划图》，项目区内场地地震峰值加速度小于0.05g，地震动反应谱特征周期 0.35s，对应原地震基本烈度小于VI度。

结构重要性系数：1.0（总跨径小于 1000m，单孔跨径小于 150m；属于大桥故按《通规》取重要性系数为 1.0）。

2.3 材料规格

混凝土：主梁采用 C55 高强混凝土，墩身、承台采用 C40 混凝土，基桩采用 C25。

预应力钢绞线：采用《公预规》(JTG-D62 2004)中的 d=15.2mm 钢绞线，公称面积为 140mm²，标准强度 $f_{pk}=1860 \text{ MPa}$,弹性模量 $E_p=1.95\times 10^5 \text{ MPa}$ 。

普通钢筋：R235、HRB335 钢筋标准应符合 GB 13013-1991 和 GB 1499-1998 的规定。凡钢筋直径大于等于 12mm 者，均采用 HRB335 热轧带肋钢筋；凡钢筋直径小于等于 12mm 者，均采用 R235 热轧带肋钢筋，钢板应符合 GB 700-88 规定的 Q235 钢板。

锚具：预应力锚具采用符合国际后张法预应力混凝土协会 FIP 标准的 I 类锚具，其锚固效率系数大于 95%。

预应力管道：采用预埋圆形塑料波纹管成型（内径 9cm）。

支座：主桥支座采用 GPZ(II) 系列支座。

伸缩缝：全桥伸缩缝分别采用 GQF-D80 和 GQF-D160 两种规格的浅埋式伸缩缝。

桥面铺装：采用 10cm 沥青混凝土+1cm 防水层+素混凝土三角垫层。

2.4 设计计算依据

《公路工程技术标准》(JTG B01-2003)

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004) (以下均简称为《通规》)

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)

(以下均简称为《公预规》)

《公路砖石及砼桥涵设计规范》(JTJ D63-2005).

《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63-2007)

2.5 通航水位

通航水位 $H_w = 65.78 \text{ m}$

2.6 支座强迫位移及温度影响

本设计的桩基础均为嵌岩桩，其不均匀沉降不明显，保守计算取不均匀沉降为 2cm，主梁上下缘温差根据中国气象局统计得到。

2.7 基本计算数据

根据《公预规》中各条规定，混凝土、钢绞线和钢筋的各项基本数据以及在各阶段的限制。如表 2-1 所列。

表 2-1 基本计算数据

名称	项目		符号	单位	数据
主 梁 混 凝 土 C55	立方体强度	f_{cu}	MPa	55	
	弹性模量	E_c	MPa	3.55×10^4	
	轴心抗压标准强度	f_{ck}	MPa	35.5	
	轴心抗拉标准强度	f_{tk}	MPa	2.74	
	轴心抗压设计强度	f_{cd}	MPa	24.4	
	轴心抗拉设计强度	f_{ld}	MPa	1.89	
	短暂状态	压应力限制 拉应力限制	$0.7f'_{ck}$ $1.15f'_{tk}$	MPa MPa	24.8 3.15
持久状态	压应力限制 主压应力限制 短期效应组合下拉应力限值 短期效应组合下主拉应力限值 长期效应组合拉应力限值	$0.5f_{ck}$ $0.6f_{ck}$	MPa MPa	17.8 21.3	
		$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$	MPa	0.00	
		$0.4f_{tk}$	MPa	1.1	
		$\sigma_h - \sigma_{pe}$	MPa	0.00	



续表 2-1

Φ15.24 钢绞线	标准强度	f_{pk}	MPa	1860
	弹性模量	E_p	MPa	1.95×10^5
	抗拉设计强度	f_{pd}	MPa	1260
	最大控制应力 σ_{con}	$0.7f_{ck}$	MPa	1302
持久状态应力标准荷载组合		$0.65f_{pk}$	MPa	1209
材料 重度	钢筋混凝土	γ_1	kN/m ³	26.5
	沥青混凝土	γ_2	kN/m ³	24.0
	钢绞线	γ_3	kN/m ³	78.5
	钢绞线与混凝土的弹性模量比	α_{Ep}	无量纲	5.49

3 主梁截面尺寸拟定

3.1 设计特点及受力特点

3.1.1 设计特点

本桥上部结构为三跨预应力混凝土梁桥，采用分段悬臂浇注的方法施工，预应力混凝土连续梁桥采用悬臂施工法需要在施工中进行体系转换，经过一系列施工阶段组建形成最终的连续梁体系。在各个阶段，可能具有不同的静力体系，其中包括安装单元、拆除单元、张拉预应力、移动挂篮等工况，因此恒载内力计算时必须精确模拟各个施工阶段。桥梁恒载内力由各个施工阶段的内力叠加而成，显然对于不同的施工方法，桥梁恒载内力是有很大区别的。而汽车荷载、温度和墩台沉降等作用在成桥以后才发生，与施工方法无关。由于悬臂施工设计很多施工工况，且由于体系发生转换使预加力和徐变产生的次内力计算变得非常复杂，故设计时必须借助计算机辅助计算才能完成，本设计采用《桥梁博士 V3.03》软件进行桥梁电算。

3.1.2 受力特点

采用悬臂施工的连续梁桥，在施工过程中经历 T 形刚构受力状态，合龙后形成连续梁桥，恒载产生的内力由各个施工阶段产生的内力叠加而成。由于合龙段较短，其产生的内力一般较小，故 T 形刚构受力状态为主要部分。对悬臂施工连续梁桥，合龙后根部负弯矩很大，而中跨跨中恒载弯矩很小；二期恒载加上去以后，根部负弯矩增大，中跨跨中承受较小的正弯矩，因而，截面尺寸拟定时，应根据以上弯矩分布特点，增大主梁根部附近的抗弯刚度。

3.2 结构尺寸拟定

3.2.1 主梁箱梁构造

主梁采用变截面箱形连续梁桥，梁高为 3.0~6.0m。该桥为 70m+100m+70m 预应力连续梁桥，施工方法为悬臂施工，考虑伸缩缝的设置，实际桥跨长度为 240.6m,即在桥的两端各设 30cm 的伸缩缝，主梁立面一般构造图详见附图。边跨计算跨径为 70m,中跨计算跨径为 100m。

3.2.2 主梁截面尺寸拟定

选用箱形截面出于这样几点考虑：首先，箱形截面整体性好，结构刚度大；其次，箱梁的顶、底板可以提供足够的面积来布置预应力钢束以承受正、负弯矩；另外，抗扭能力强。采用变高度主要是适应连续梁内力变化需要。

本设计主桥跨径布置为 70m+100m+70m，主跨为 240m，桥宽 37m（分左右行两幅）。箱梁横截面为单箱双室，箱宽 17.75m。中间支点梁高 6m 高跨比为 $H_1/L_2=1/16.67$ ，底板厚 0.8m，腹板为 0.8m 宽，顶板 0.6m 厚。边支点梁高为 3m， $H_2/L_2=1/33.3$ ，底板厚 0.28 m，腹板宽 0.4m，顶板 0.3m。

主梁横截面构造如下图所示：

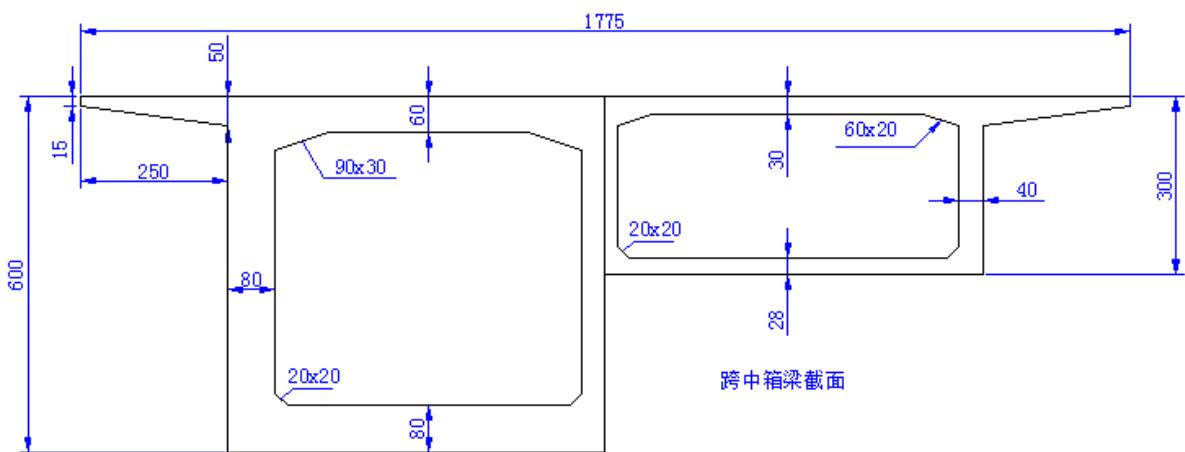


图 3.1 主梁横截面图

(1) 箱梁顶板厚度设置：本设计全桥顶板厚为 0.3-0.6m。箱梁顶板翼缘端部厚度 15cm，翼缘根部厚度为 50cm。腹板与顶、底板相接处，上部为 90×30cm, 60×20cm、下部为 20×20cm 的承托，以利于脱模并减小转角处的应力集中。

(2) 本设计底板厚度设置为由跨中截面的 28cm 向支点截面的 80cm 呈抛物线递增。

(3) 箱梁腹板设置：由受力方面考虑，连续梁支点附近承受剪力较大，腹板宜增高加宽。而中跨边跨中间区段承受剪力较小，腹板可适当降低减薄。本设计的布置为由跨中截面的 40cm 向支点截面的 80cm 呈阶段性变化。

(4) 横隔板设置：本设计采用边支点横隔板厚 1m，主墩支点横隔板厚 2m，主跨跨中 0.5m，沿桥跨方向无横隔板。

(5) 箱梁底部曲线的设置梁底曲线为二次抛物线。

$$y = \frac{4f}{L_0^2} (L_0 - X) X \quad (3-1)$$

梁底曲线方程为：

式中：f—梁底曲线矢高，本桥为 3m；

L_0 —梁底曲线跨径，本桥为 $100-3=97$ m。（3 m 为 0#块中的直线段长度）

3.3 毛截面几何特性计算

毛截面几何特性是计算结构内力、配筋及变形计算的前提。电算时既可用分块面积法，也可以用节线法来计算其截面特性。本设计采用桥梁博士软件，从其导入主梁截面的 CAD 文件，得到主梁截面几何特性计算表如下（仅半桥 1-49 号节点）：

表 3-1 主梁截面几何特性

节点号	截面高度 (m)	截面面积 (m^2)	截面抗弯惯矩 (m^4)	截面中性轴高度 (m)	单元重 (KN)
1	3	12.244	17.7652	1.71	324
2	2.99	12.4733	18.0851	1.68	329
3	2.99	12.4733	18.0851	1.68	329
4	2.98	12.8266	18.6664	1.64	673
5	2.99	13.0739	19.123	1.62	686
6	2.99	13.0739	19.123	1.62	686
7	3.02	13.5568	20.2163	1.59	712
8	3.02	13.5568	20.2163	1.59	712
9	3.07	14.0672	21.6429	1.58	739
10	3.07	14.0672	21.6429	1.58	739
11	3.14	15.2822	23.7627	1.59	803
12	3.14	15.2822	23.7627	1.59	803
13	3.27	15.9662	26.7455	1.61	1250
14	3.27	15.9662	26.7455	1.61	1250
15	3.46	16.8257	31.5328	1.67	1320
16	3.46	16.8257	31.5328	1.67	1320
17	3.71	17.7212	38.0311	1.75	1390
18	3.71	17.7212	38.0311	1.75	1390
19	4.02	18.9625	47.5732	1.89	1490
20	4.02	18.9625	47.5732	1.89	1490
21	4.38	19.9382	59.1667	2.02	1690
22	4.38	19.9382	59.1667	2.02	1690
23	4.79	22.0981	75.7201	2.2	1780
24	4.79	22.0981	75.7201	2.2	1780
25	5.29	25.1052	104.922	2.53	2410
26	5.29	25.1052	104.922	2.53	2410
27	5.68	28.6808	137.793	2.88	1560
28	5.68	28.6808	137.793	2.88	1560
29	6	31.135	161.231	3.03	1110
30	6	31.135	161.231	3.03	1110
31	6	28.03	140.158	2.76	1210

续表 3-1

32	6	28.03	140.158	2.76	1210
33	5.47	25.9452	117.038	2.75	2110
34	5.47	25.9452	117.038	2.75	2110
35	4.75	20.4439	70.1494	2.3	1590
36	4.75	20.4439	70.1494	2.3	1590
37	4.22	18.5224	50.7424	2.13	1360
38	4.22	18.5224	50.7424	2.13	1360
39	3.8	16.018	36.7533	1.99	1250
40	3.8	16.018	36.7533	1.99	1250
41	3.46	14.8487	28.0829	1.88	1160
42	3.46	14.8487	28.0829	1.88	1160
43	3.21	13.7087	22.321	1.77	1100
44	3.21	13.7087	22.321	1.77	1100
45	3.06	12.4339	18.8821	1.73	997
46	3.06	12.4339	18.8821	1.73	997
47	3	12.2452	17.7791	1.71	976
48	3	12.2452	17.7791	1.71	976
49	3	12.2452	17.7791	1.71	649

4 主梁作用效应计算

4.1 结构自重作用效应计算

4.1.1 结构单元划分

结构自重效应用桥梁博士计算，单元的划分应尽量与箱梁的阶段划分一致，即每一个施工节段自然划分为一个单元，另外在支座和一些构造变化的位置相应地增设几个单元，这样全桥一共划分为 95 个单元和 96 个截面。由于全桥单元较多，又是对称划分单元的，故在此仅列了半桥的 1-48 号单元。如下图所示：

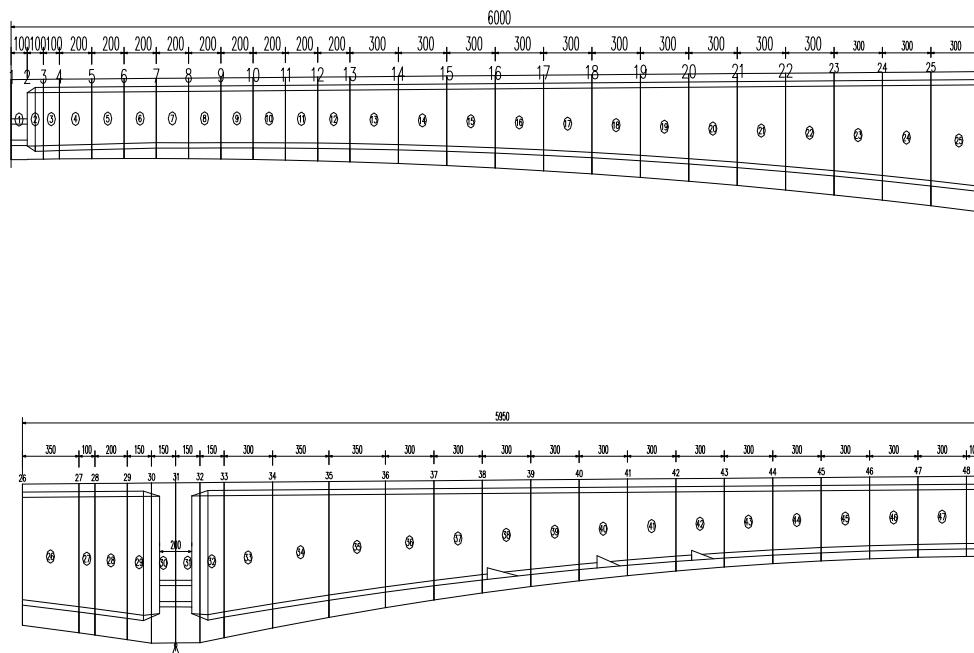


图 4.1 单元划分及构造示意图

4.1.2 施工阶段的模拟

在桥梁博士中，可以使用单元来模拟挂篮。首先，需要进行挂篮的简单设计，由上文的单元几何特性表中可以知道，采用悬臂浇注施工方法的最重悬臂块为 241t，故选择采用 120t 的挂篮，挂篮工作系数（钢混比）为 0.5。

在桥梁博士中，通常以两个单元模拟一个挂篮，本设计采用两个单元模拟一个挂篮，后支点挂篮，单元宽为桥面宽，高为 2.0m，采用矩形实心截面模拟，材料为中交 04 新

规范 A3 钢, 由于悬臂浇注块最长为 3.5m, 故设置挂篮前进单元长为 4.5m, 吊点 2 所在单元长为 5m。共 4 组挂篮, 每组两个单元构成, 共 8 个单元, 为 96~103 单元。

由空挂篮的自重平衡力学图示, 得到挂篮的 2 个吊点力大小, 吊点 1 受力为 1266.67kN (向下), 吊点 2 上拔力为 -66.67kN, 如图所示:

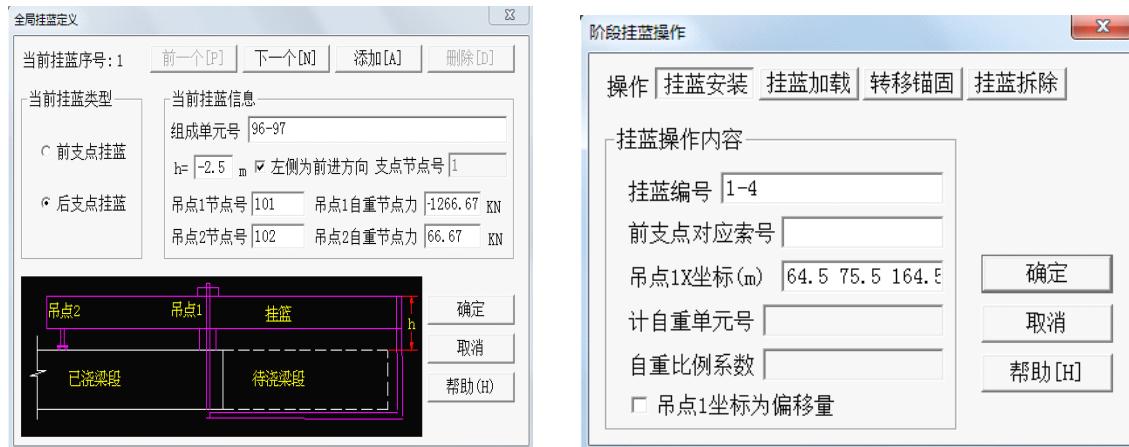


图 4.2 挂篮设定和安装

施工阶段过程:

- (1)用托架施工 0 号块, 在桥博中节段的安装杆件号就默认为直接安装单元并自动激活该单元, 同时激活该单元的自重。待 0 号块施工完毕后将 0 号块与墩进行临时固结。
- (2)挂篮安装。确定挂篮的吊点 1 位置, 作用在 0 号块两悬臂端 0.5m 的位置。
- (3)挂篮加载。在该阶段中进行混凝土单元的现浇, 但是桥博中无法模拟混凝土随时间强度逐渐提高的过程, 故将欲安装的单元输入挂篮加载栏, 填入单元号, 自重系数采用 1.0, 并设置此段混凝土施工阶段为 10 天, 如下图。

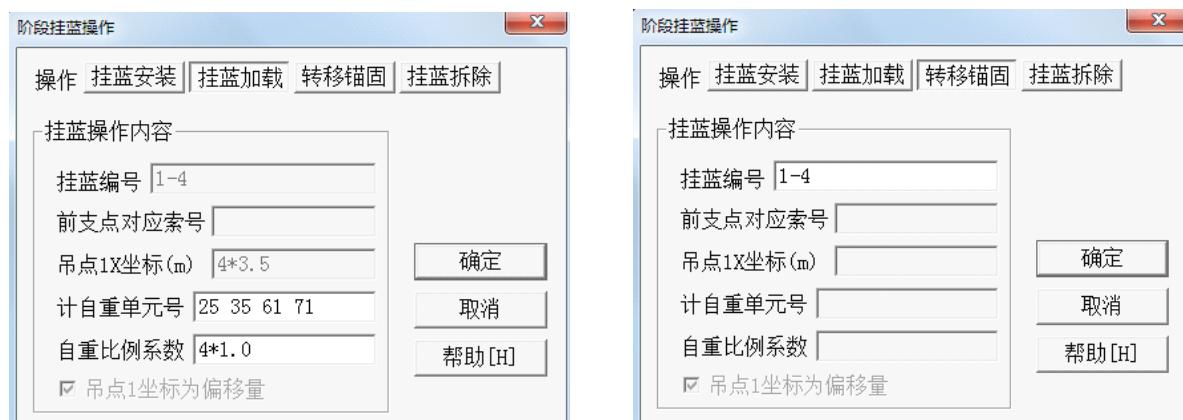


图 4.3 挂篮加载和转移锚固

(4)转移锚固。由于上阶段混凝土已在挂篮上加载，在此阶段已浇注的单元已经到达工作强度，故可以将其自重效应传给主梁，共同参与受力。在转移锚固中填入挂篮的编号。

(5)挂篮移动。在桥梁博士中，将挂篮移动设置为挂篮的拆除和安装，故可以在此阶段中输入挂篮拆除的编号和进行挂篮安装。

(6)重复(3)~(5)的施工工程，到浇注到 13 号块时转移锚固的阶段，同时进行边墩混凝土的支架施工。

(7)拆除主梁上挂篮。上一阶段结束后，拆除主梁上所有挂篮。

(8)进行悬臂端配重，配重的重量为合龙段混凝土的自重的一半。

(9)此阶段采用劲性骨架进行边跨的临时锁定，并浇注边跨混凝土同时逐渐拆除配重，待到合龙段混凝土达到强度后，拆除主墩顶临时支座(熔化硫磺砂浆，不断钢筋)锁定主墩顶永久支座，完成体系转换结构变为两个单悬臂梁，然后边跨现浇支架落架。

(10)此阶段采用劲性骨架进行中跨的临时锁定，并浇注边跨混凝土同时逐渐拆除配重，待到合龙段混凝土达到强度后，解除右主墩纵向约束，形成连续梁桥状态。

(11)施加二期恒载，采用均布恒载的形式施加，大小为 125.315 kN/m 。

其中，二期恒载的计算为：

拟采用 10cm 沥青混凝土为桥面铺装，截面横坡为人字坡，但本设计为双幅桥，故只计单向 2%。沥青混凝土重度为 24 kN/m^3 ，故桥面铺装每沿米荷载集度为：

$$q_1 = 0.1 \times 15.5 \times 24 = 37.2 \text{ kN/m}$$

护栏拟采用新泽西护栏，每幅桥的护栏按 0.5m^3 的钢筋混凝土计，换算为重度为：

$$q_2 = 12.5 \text{ kN/m}$$

混凝土三角垫层：

$$q_3 = 0.5 \times 17.75 \times 0.355 \times 24 = 75.615 \text{ kN/m}$$

故二期恒载为：

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 37.2 + 12.5 + 75.615 = 125.315 \text{ kN/m}$$

内力计算结构如下表所示，从下表中可以看出，采用悬臂施工的连续梁，其恒载弯矩与一次落架的连续梁有很大不同，由于在施工过程中经历了悬臂阶段，造成支点负弯矩远大于跨中正弯矩。另，由于有结构自重引起的轴力为零下表就不予列出了（表中只

列出了支点截面、 $\frac{1}{4}$ 截面、 $\frac{1}{2}$ 截面、 $\frac{1}{8}$ 截面的关键截面，节点 1、31、66、96（支点），48

(中跨跨中), 17(左边跨 $\frac{1}{2}$), 11、23(左边跨 $\frac{1}{4}$), 40、57(中跨 $\frac{1}{4}$), 36、44、53、61(中跨 $\frac{1}{8}$), 80(右边跨 $\frac{1}{2}$), 74、86(右边跨 $\frac{1}{4}$)。这些截面位置在以后的表格中同样使用, 不再列出。

表 4-1 桥面铺装阶段自重作用效应阶段内力

节点号	剪力 (KN)	弯矩(KN.m)
1	10600	0
11	2500	113000
17	-6340	83700
23	-17900	-131000
31 (支)	-39400	-670000
31 (支)	35900	-670000
36	19700	-291000
40	12500	-100000
48	1110	54800
53	-6280	12400
57	-12500	-99500
61	-19800	-292000
66 (支)	-35900	-671000
66 (支)	39400	-671000
74	17900	-131000
80	6340	83600
86	-2490	113000
96	-10600	0

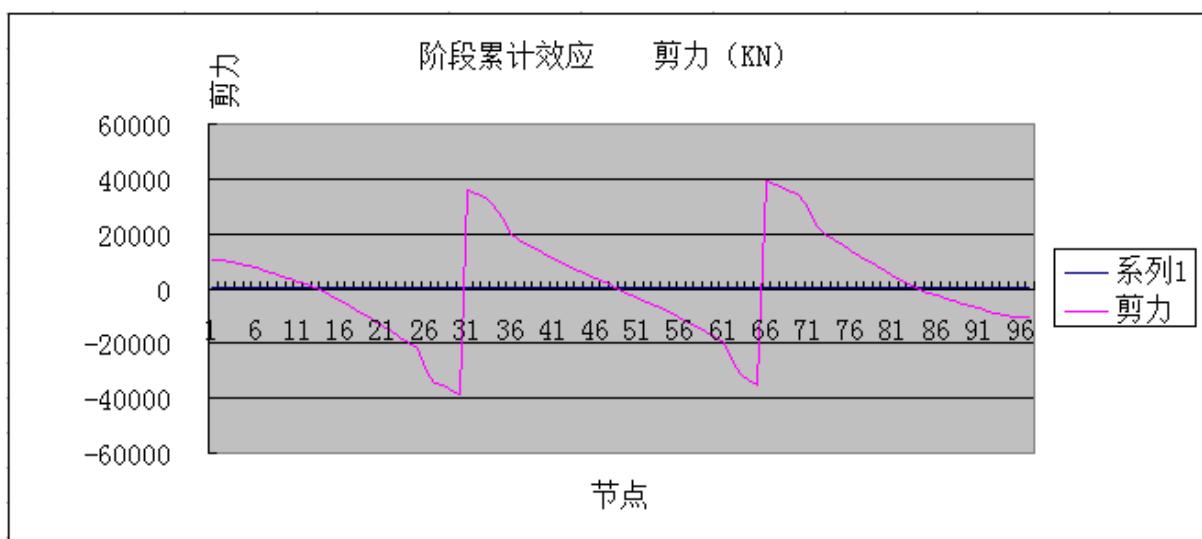


图 4.4 桥面铺装阶段自重作用效应剪力图

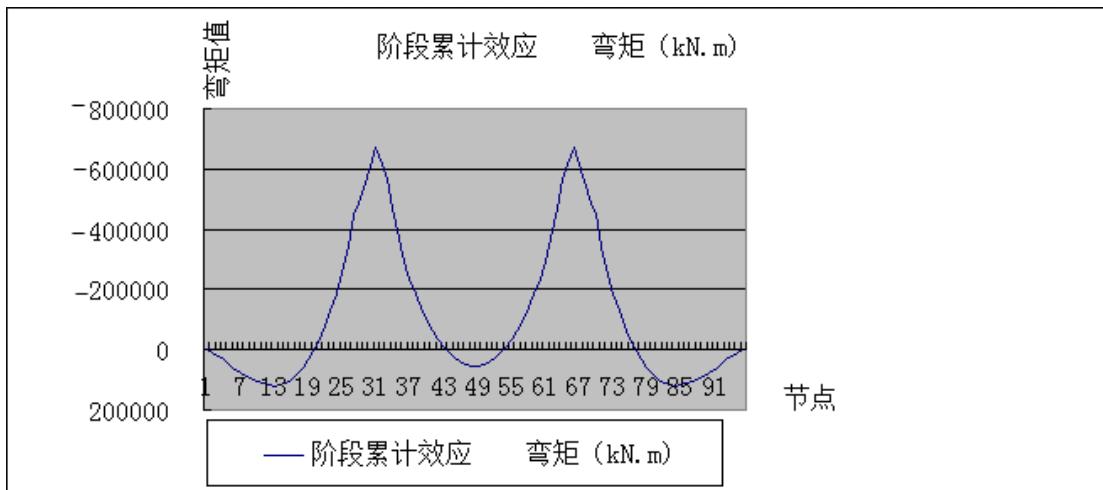


图 4.5 桥面铺装阶段自重作用效应弯矩图

4.2 活载荷载作用效应计算

4.2.1 汽车冲击系数和箱梁横向分布系数

4.2.1.1 汽车冲击系数

根据《通规》4.3.2 中的规定，适用于连续梁的结构基频计算公式如下：

$$f_1 = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (4-1)$$

$$f_2 = \frac{23.651}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (4-2)$$

现取边跨跨中截面计算，全桥偏安全考虑通过对边跨和中跨的冲击系数计算对比后采用中跨跨中截面的汽车冲击系数。

E_c 为混凝土弹性模量，C55 混凝土为 3.55×10^{10} MPa

I_c 为中跨截面的惯性矩，为 17.7791 m^4

m_c 为结构跨中处的单位长度质量， $m_c = G/g = 33112.2449 \text{ kg/m}$

计算得到：

$$f_1 = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{13.616}{2 \times 3.14 \times 100^2} \sqrt{\frac{3.55 \times 10^{10} \times 17.7791}{33112.2449}} = 0.947 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{23.651}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{23.651}{2 \times 3.14 \times 100^2} \sqrt{\frac{3.55 \times 10^{10} \times 17.7791}{33112.2449}} = 1.644 \text{ Hz}$$

冲击系数 $\mu = 0.05$ ，适用于 $f \leq 1.5 \text{ Hz}$

$$\mu = 0.176 \ln f - 0.0157, \text{适用于 } 1.5 \text{HZ} \leq f \leq 14 \text{HZ}$$

则：

用于正弯矩效应和剪力效应： $\mu = 0.05$

用于负弯矩效应： $\mu_2 = 0.176 \ln f - 0.0157 = 0.072$

4.2.1.2 箱梁横向分布系数

箱梁的横向分布系数与一般 T 梁计算方法不同。在桥梁博士中设置为其所承受的汽车总列数，考虑纵横向折减、偏载后的修正值。例如，对于一个跨度为 500 米的桥面 4 车道的整体箱梁验算时，其横向分布系数应为 4×0.67 （四车道的横向折减系数） $\times 1.15$ （经计算而得的偏载系数） $\times 0.96$ （总跨径 400m 至 600m 的纵向折减系数）= 2.96。汽车的横向分布系数已经包含了汽车车道数的影响。

偏载系数是个经验值，是考虑了约束扭转贡献的计算系数。在单梁分析中，桥博无法考虑约束扭转产生的正应力，但根据经验，约束扭转产生的正应力一般占竖向挠曲正应力的 15%，这就是 1.15 系数的由来，但是并非什么时候都是 1.15 的，有时采用 1.15 甚至是偏不安全的。具体计算这个系数，可以通过建立梁格模型，实体模型等方法来分析。

本设计采用 1.15 的偏载系数，则横向分布调整系数为：

$$m = 4 \times 0.67 \times 1.15 \times 1 = 3.082$$

4.2.1.3 汽车荷载信息

汽车荷载种类为公路-I 级。

4.2.1.4 人群荷载信息

人群荷载集度为 3.5KN/m^2 ，人行道板（包含栏杆）宽为 1.75m。

在桥博中的使用信息输入窗口如下图示：

活荷载输入

汽车荷载	人行荷载	横向分布调整系数
<input type="radio"/> 汽-10级 <input type="radio"/> 汽-15级 <input type="radio"/> 汽-20级 <input type="radio"/> 汽超-20级 <input type="radio"/> 不计汽车荷载 <input type="radio"/> 城-A级 <input type="radio"/> 城-B级 <input checked="" type="radio"/> 公路-I级 <input type="radio"/> 公路-II级 <input checked="" type="checkbox"/> 车道荷载	人群集度: <input type="text" value="3.5"/> (kN/m*m) 桥面描述 满人总宽度: <input type="text" value="0"/> (m) 汽车车道数: <input type="text" value="2"/> 人行道宽度: <input type="text" value="1.75"/> (m) 特殊荷载 <input type="checkbox"/> 特种活载(T) <input type="checkbox"/> 特殊车列(C)	主桥面 附加桥面 1) 汽车荷载 3.082 0 2) 挂车荷载 1 0 3) 人群荷载 1 0 4) 满人荷载 1 0 5) 特殊荷载 1 0 6) 特殊车列 1 0 7) 中-活载 1 0 8) 轻轨(ZK) 1 0 <input type="checkbox"/> 折线系数 <input type="checkbox"/> 主桥面[S] <input type="checkbox"/> 附加桥面[A]
挂车荷载	铁路荷载	其它信息
<input type="radio"/> 挂-80级 <input type="radio"/> 挂-100级 <input type="radio"/> 挂-120级 <input checked="" type="radio"/> 不计挂车荷载	<input type="checkbox"/> 中-活载 <input type="checkbox"/> 轻轨活载 <input type="checkbox"/> 轻轨定义[Q] <input type="checkbox"/> ZK活载 <input type="checkbox"/> ZK活载定义[Z]	<input type="checkbox"/> 横向加载 <input type="checkbox"/> 横向加载有效区域[I] <input type="checkbox"/> 自动计入汽车车列折减系数 <input checked="" type="checkbox"/> 自设定冲击系数= <input type="text" value="0.05"/> 连续梁负弯矩冲击系数 <input type="text" value="0.072"/> 桥梁特征计算跨径(m) <input type="text" value="100"/> 轻轨最大车箱数(节) <input type="text" value="10"/> 附加桥面组成单元号 附加桥面活载类别号

确定 **取消** **帮助(H)**

图 4.6 桥博活载输入相关信息

4.2.1.5 计算原理

主梁汽车荷载效应横向分布系数确定之后，将汽车荷载效应乘以相应的横向分布系数后，在主梁内力影响线上最不利布载，可求得主梁最大汽车荷载效应内力。人群荷载效应产生的内力亦可以采用相似的方法算出。

二者的计算公式如下：

汽车荷载效应产生的内力：

$$S_p = (1 + \mu) m_i \sum (P_k y_i + q_k \omega_i) \quad (4-3)$$

人群荷载效应产生的内力：

$$S_r = m_i \sum q_k \omega_i \quad (4-4)$$

式中： S_p —— 主梁最大汽车荷载效应内力（弯矩或剪力）；

S_r —— 主梁最大人群荷载效应内力（弯矩或剪力）；

$(1 + \mu)$ —— 汽车荷载冲击系数；

m_i —— 箱梁横向分布系数，本例中汽车荷载取 3.082，人群荷载取 1。



P_k ——车道荷载中集中荷载标准值;

y_i ——主梁内力影响线标准值;

q_k ——车道荷载中的均布荷载标准值;

q_r ——人群荷载集度;

ω_i ——主梁内力影响线中均不荷载所在范围的面积。

通过桥博计算的汽车荷载产生的效应如下表:

表 4-2 汽车荷载效应内力

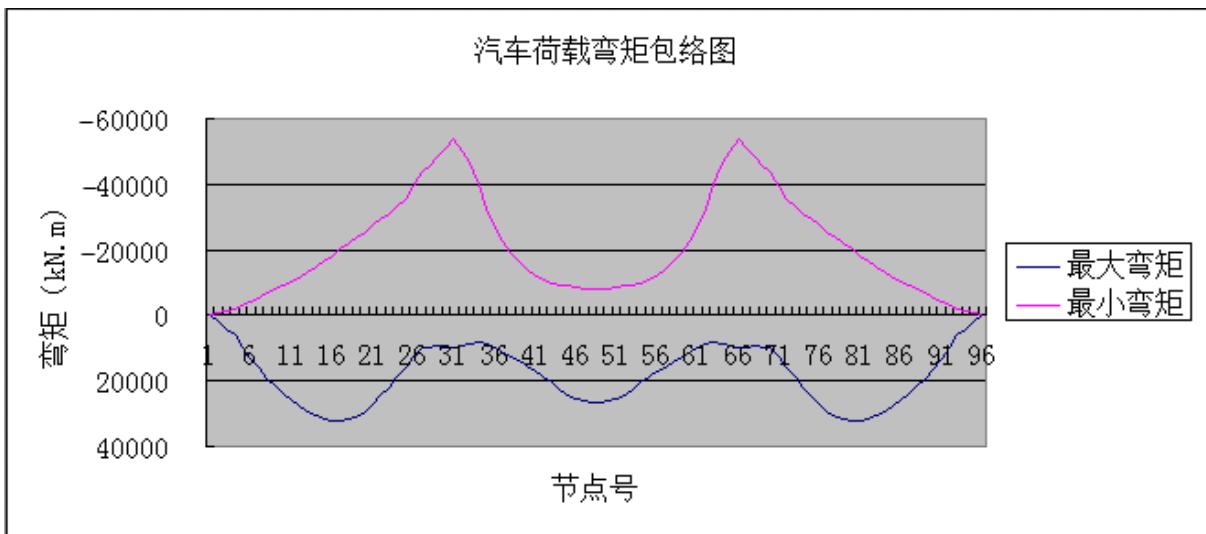
节点号	汽车 MaxM		汽车 MinM		汽车 MaxQ		汽车 MinQ	
	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m
1	0	0	0	0	2320	0	-655	0
11	64	25900	-656	-10400	1450	22400	-873	8830
17	533	32100	-656	-20200	829	24800	-1450	9170
23	-330	22000	-656	-31100	366	16800	-2190	-4530
31(支)	-150	9770	1950	-54000	150	9720	-2970	-38600
31(支)	-320	9770	2650	-54000	3080	-38900	-320	9760
36	-70	10100	1810	-26600	2560	-14200	-336	6850
40	1320	15600	731	-14100	2090	1780	-455	12800
44	-6	22400	156	-9440	1620	11700	-746	16200
48	-637	26600	153	-7920	1170	16100	-1140	17100
53	27	22700	-157	-9440	740	15800	-1660	12500
57	-1330	15800	-731	-14200	471	12800	-2110	2150
61	70	10100	-1810	-26600	337	6890	-2610	-13300
66(支)	-320	9800	2630	-53900	320	9800	-3120	-38300
66(支)	-151	9800	1950	-53900	2990	-38400	-151	9760
74	1670	21900	655	-31100	2160	-4890	-366	16800
80	-533	32100	655	-20100	1440	8850	-843	25200
86	-64	25900	655	-10400	873	8830	-1450	22500
96	0	0	0	0	654	0	-2320	0

表 4-3 人群荷载效应内力

节点号	人群 MaxM		人群 MinM		人群 MaxQ		人群 MinQ	
	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m	剪力 KN	弯矩 KN·m
1	0	0	0	0	194	0	-72	0
11	92	2500	-73	-1230	109	1900	-89	-634
17	-3	3230	-73	-2390	57	1920	-132	-1080
23	-109	2180	-73	-3700	25	1290	-211	-2810
31(支)	-15	1050	317	-7200	15	1040	-313	-7190
31(支)	-32	1050	338	-7200	334	-7190	-32	1050
36	8	934	215	-3610	258	-3490	-35	812
40	47	1260	109	-1660	195	-1220	-41	818
44	79	2060	1	-1070	141	119	-61	878

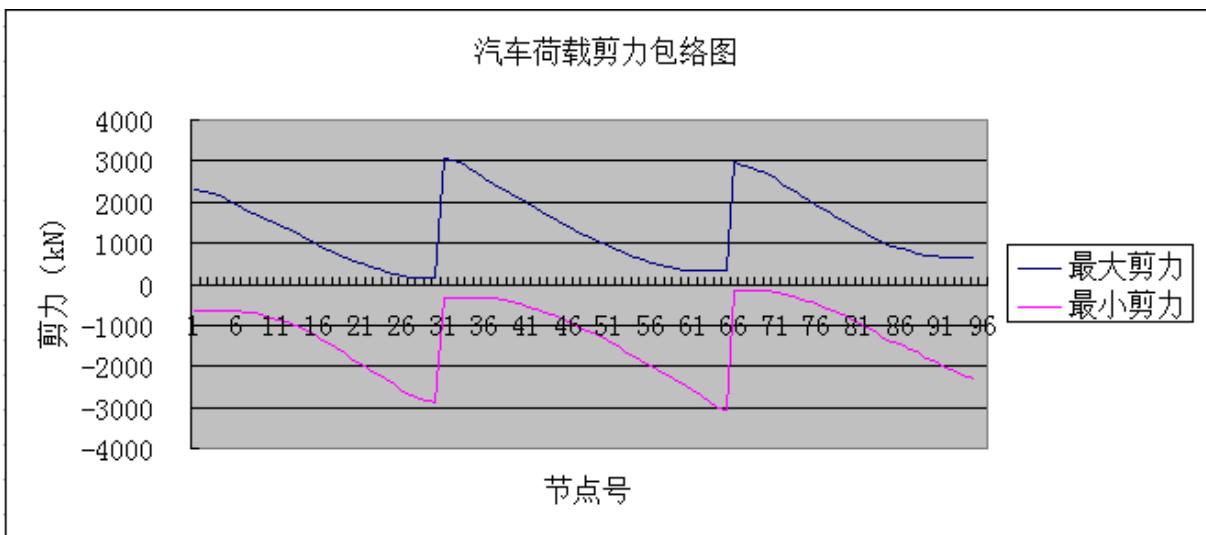
续表 4-3

48	2	2580	0	-1070	98	734	-94	777
53	-76	2070	-1	-1070	62	886	-145	114
57	-48	1270	-109	-1670	44	823	-197	-1220
61	-8	939	-215	-3620	35	817	-264	-3490
66 (支)	-32	1050	338	-7200	32	1050	-339	-7190
66 (支)	-15	1050	317	-7200	317	-7190	-15	1050
74	113	2180	72	-3690	208	-2810	-25	1300
80	3	3230	72	-2390	131	-1080	-56	1920
86	-92	2500	72	-1230	88	-632	-108	1900
96	0	0	0	0	72	0	-195	0



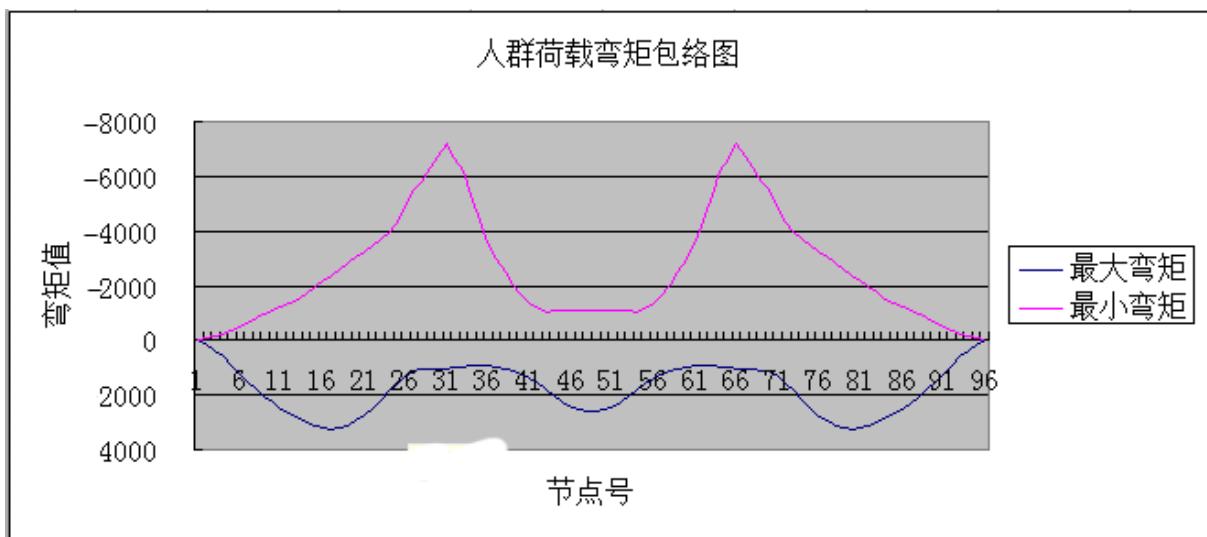
注：图中最大弯矩和最小弯矩分别取的是汽车 MaxM、汽车 MinM 引起的弯矩值。

图 4.7 汽车荷载弯矩包络图



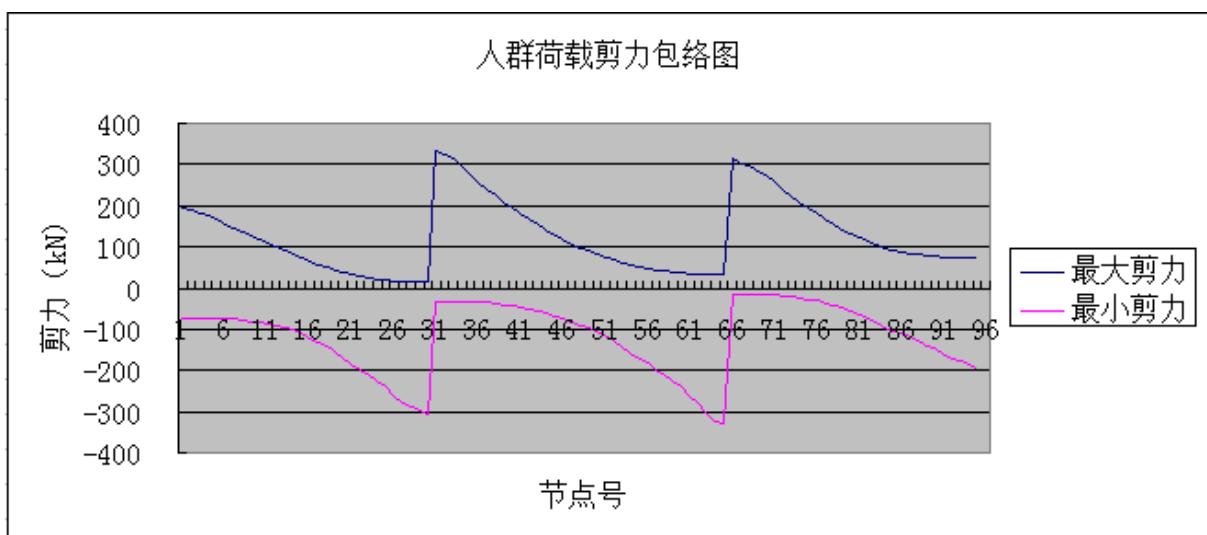
注：图中最大剪力和最小剪力分别取的是汽车 MaxQ、汽车 MinQ 引起的剪力值。

图 4.8 汽车荷载剪力包络图



注：图中最大弯矩和最小弯矩分别取的是人群 MaxM、人群 MinM 引起的弯矩值。

图 4.9 人群荷载弯矩包络图



注：图中最大剪力和最小剪力分别取的是人群 MaxQ、人群 MinQ 引起的弯矩值。

图 4.10 人群荷载剪力包络图

4.2.2 温度应力及基础沉降内力计算

4.2.2.1 温度应力计算

(1) 年平均温差

由于该桥已是在建桥梁，本设计的年平均温差按已有的设计资料所给的年平均温差取值，升温 20°C 降温 20°C

(2) 梯度温差：

按《通规》4.3.10 条规定，桥面采用 10cm 沥青混凝土的温差梯度基数： $T_1=14^{\circ}\text{C}$, $T_2=5.5^{\circ}\text{C}$, $T_3=0^{\circ}\text{C}$ ，竖向日照温差反温差为正温差乘以-0.5。具体各截面弯矩和剪力值见下表。

温差应力按《公预规》附录 B 计算：

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c \quad (4-5)$$

$$M_t^0 = -\sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y$$

式中， A_y ——截面内的单元面积；

t_y ——单元面积 A_y 内温差

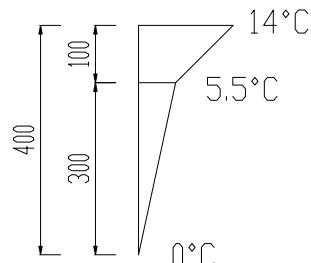
梯度平均值，均以正值代入：

α_c ——混凝土线膨胀系数，

$$\alpha_c = 0.00001$$

E_c ——混凝土弹性模量， $E_c = 3.55 \times 10^4 \text{ MPa}$

e_y ——单元面积 A_y 重心至截面重心轴的距离，重心轴以上取正值，以下取负值。



桥博中温度信息的输入如下：

其它静荷载		计入负效应荷载	
收缩徐变天数	0	<input type="checkbox"/> 温度1	<input type="checkbox"/> 温度2
升温温差(度)	20	<input type="checkbox"/> 温度3	<input type="checkbox"/> 风力1
降温温差(度)	20	<input type="checkbox"/> 风力2	<input type="checkbox"/> 风力3
非线性温度1(T)	95	<input type="checkbox"/> 制动力	<input type="checkbox"/> 撞击力
非线性温度2(B)	95	<input type="checkbox"/> 支座摩阻力	
非线性温度3(C)	无	<input type="checkbox"/> 地震力	
不均匀沉降(F)	5	活荷载描述(G)	
		自定义组合(Z)	
		更新显示(Y)	
		帮助(H)	

图 4.11 整体升温和降温

温度荷载描述

杆件号	左界线高度	右界线高度	温度值
1	0	0	14.0
1	100	100	5.5
1	400	400	0.0
2	0	0	14.0
2	100	100	5.5
2	400	400	0.0
3	0	0	14.0

输入方法
 高度为距下缘距离
 高度为距上缘距离
 高度为距下缘比值

杆件号 温度值(度) 确定
 左界线高度(mm) 右界线高度(mm) 取消
 添加(A) 修改(S) 删除(D) 帮助(H)

图 4.12 竖向日照正温差

温度荷载描述

杆件号	左界线高度	右界线高度	温度值
1	0	0	-7.0
1	100	100	-2.75
1	400	400	0.0
2	0	0	-7.0
2	100	100	-2.75
2	400	400	0.0
3	0	0	-7.0

输入方法
 高度为距下缘距离
 高度为距上缘距离
 高度为距下缘比值

杆件号 温度值(度) 确定
 左界线高度(mm) 右界线高度(mm) 取消
 添加(A) 修改(S) 删除(D) 帮助(H)

图 4.13 竖向日照负温差

温度效应引起的内力如下表所示：



表 4-4 坚向日照梯度温差效应内力

节点号	坚向日照正温差		坚向日照负温差	
	剪力(KN)	弯矩(KN·m)	剪力(KN)	弯矩(KN·m)
1	318	0	-159	0
11	318	5410	-159	-2710
17	318	10500	-159	-5260
23	318	16200	-159	-8120
31 (支)	318	22300	-159	-11100
31 (支)	2	22300	-1	-11100
36	2	22300	-1	-11200
40	2	22300	-1	-11200
44	2	22400	-1	-11200
48	2	22400	-1	-11200
53	2	22400	-1	-11200
57	2	22400	-1	-11200
61	2	22500	-1	-11200
66 (支)	-2	22500	1	-11200
66 (支)	-321	22500	161	-11200
74	-321	16400	161	-8190
80	-321	10600	161	-5300
86	-321	5460	161	-2730
96	-322	0	161	0

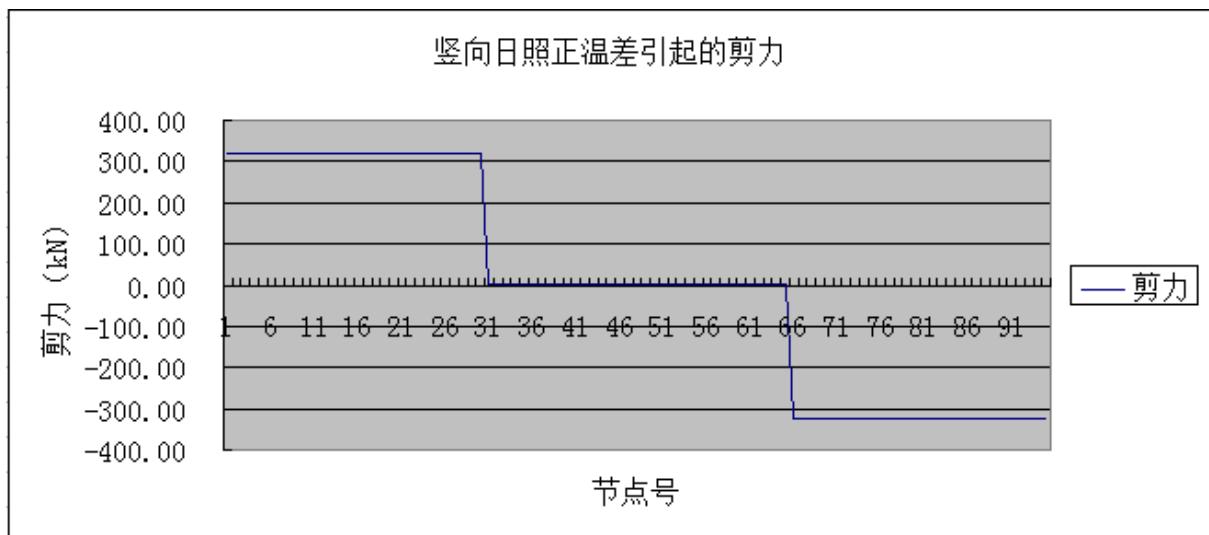


图 4.14 坚向日照正温差引起的剪力

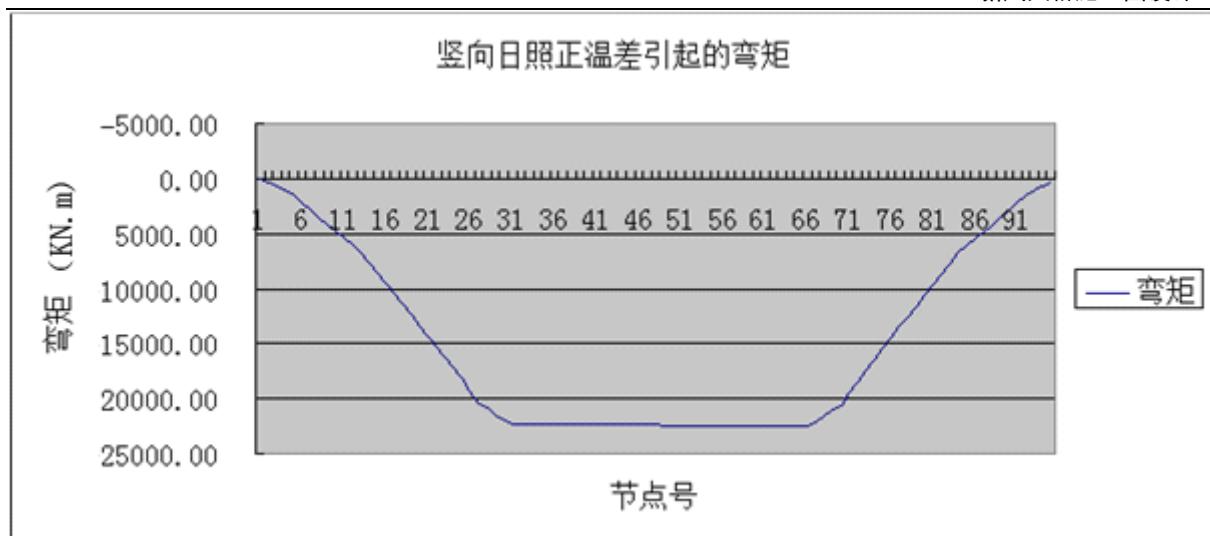


图 4.15 竖向日照正温差引起的弯矩

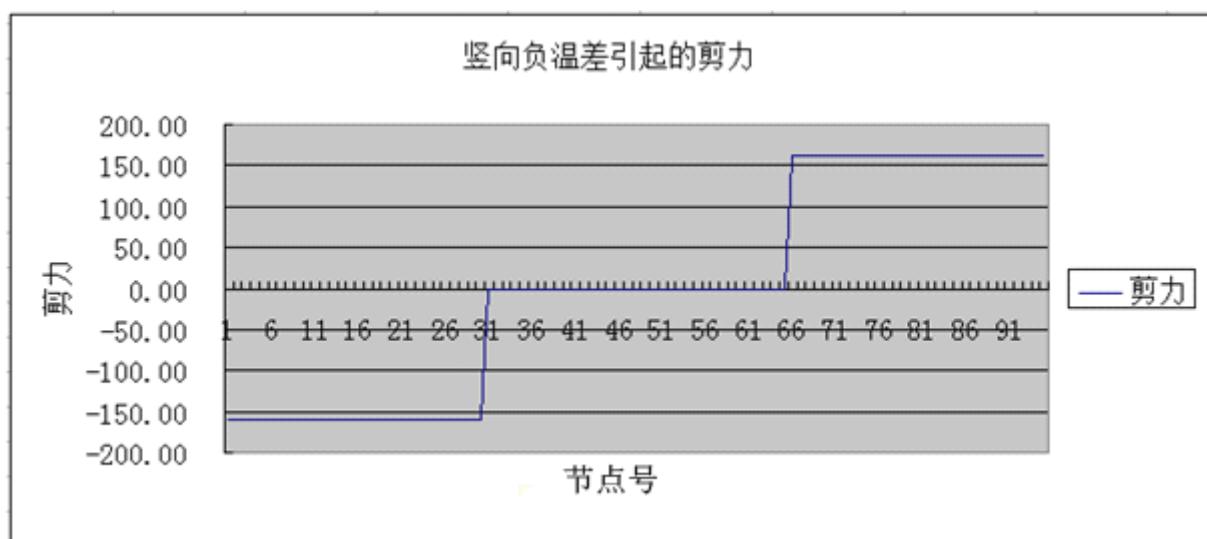


图 4.16 竖向日照负温差引起的剪力

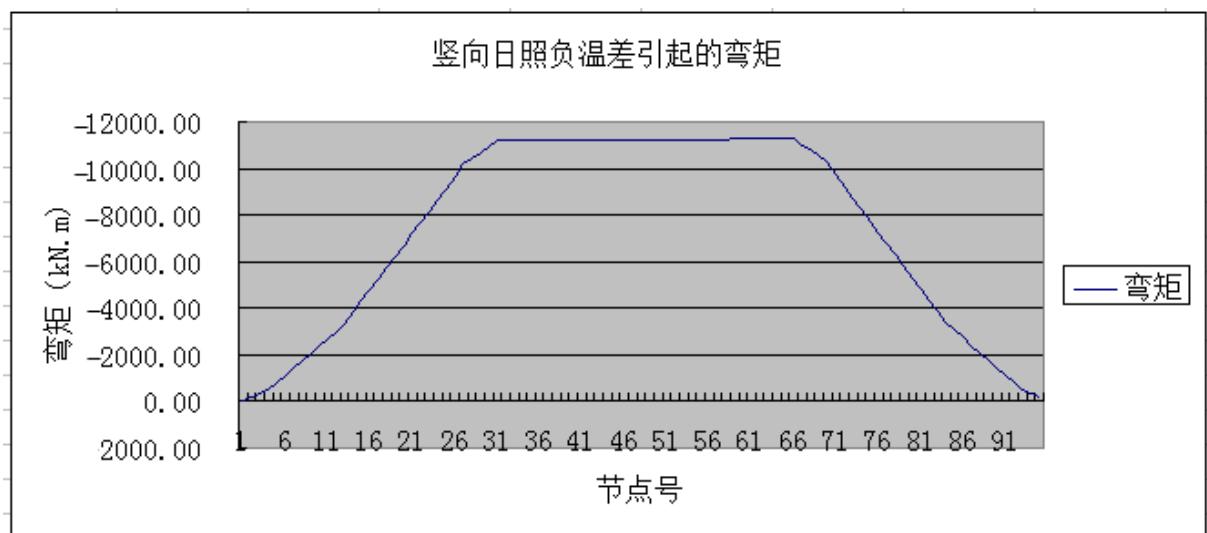


图 4.17 竖向日照负温差引起的弯矩

表 4-5 结构整体升温降温效应内力

节点号	整体升温		整体降温	
	剪力(KN)	弯距(KN·m)	剪力(KN)	弯距(KN·m)
1	-1	0	1	0
11	-1	-22	1	22
17	-1	-42	1	42
23	-1	-65	1	65
31 (支)	-1	-89	1	89
31 (支)	0	-89	0	89
36	0	-94	0	94
40	0	-98	0	98
44	0	-102	0	102
48	0	-106	0	106
53	0	-111	0	111
57	0	-115	0	115
61	0	-119	0	119
66 (支)	0	-124	0	124
66 (支)	2	-124	-2	124
74	2	-90	-2	90
80	2	-58	-2	58
86	2	-30	-2	30
96	2	0	-2	0

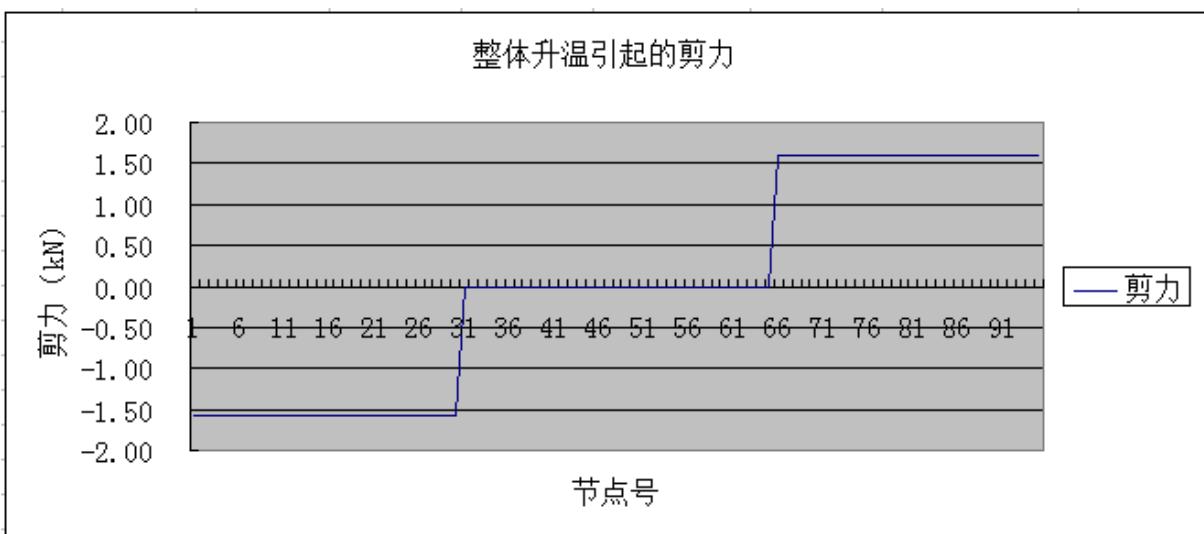


图 4.18 结构整体升温引起的剪力

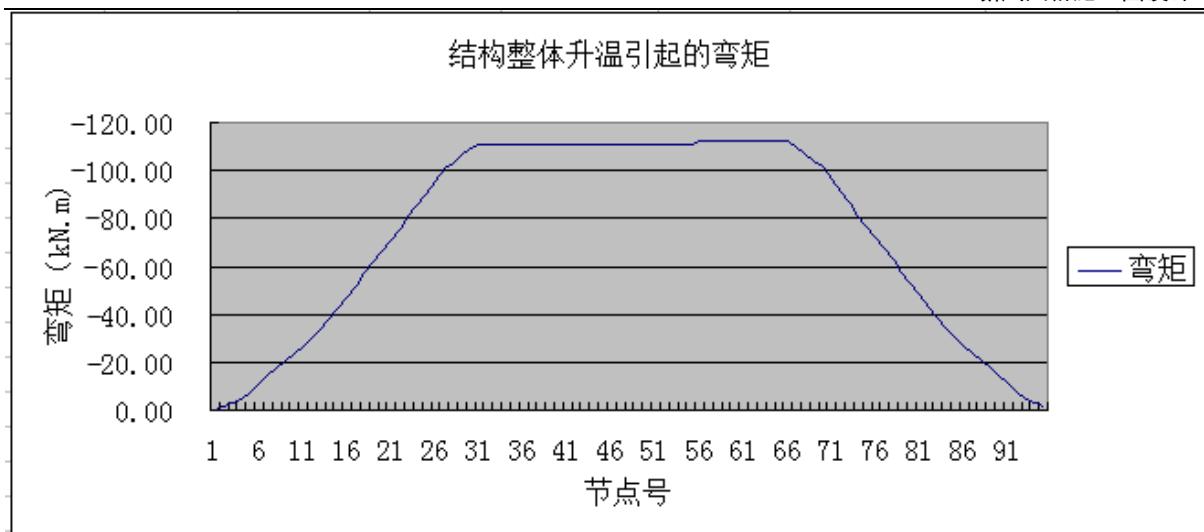


图 4.19 结构整体升温引起的弯矩

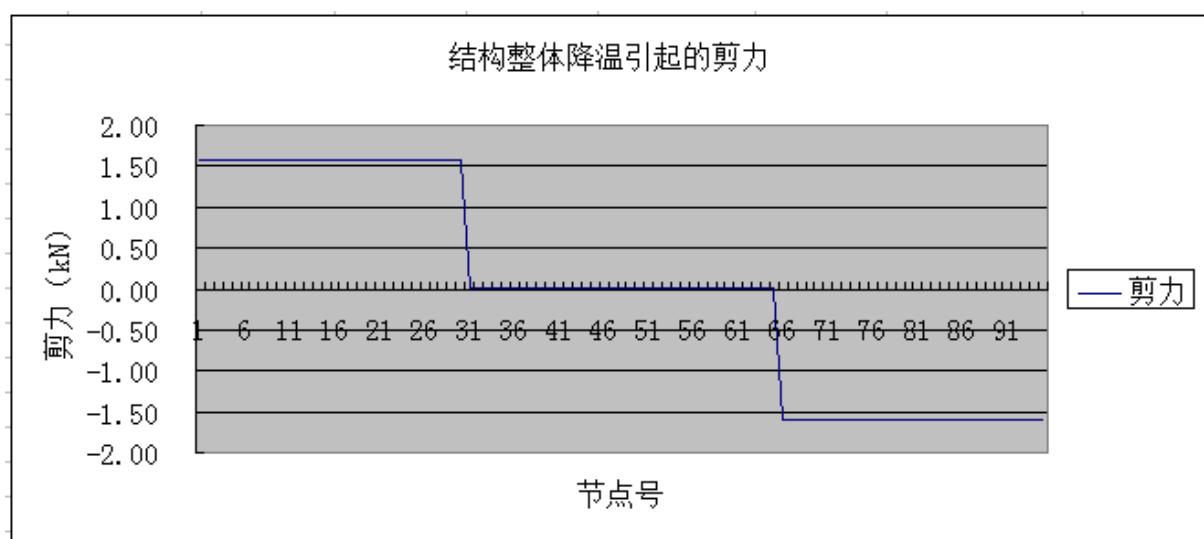


图 4.20 结构整体降温引起的剪力

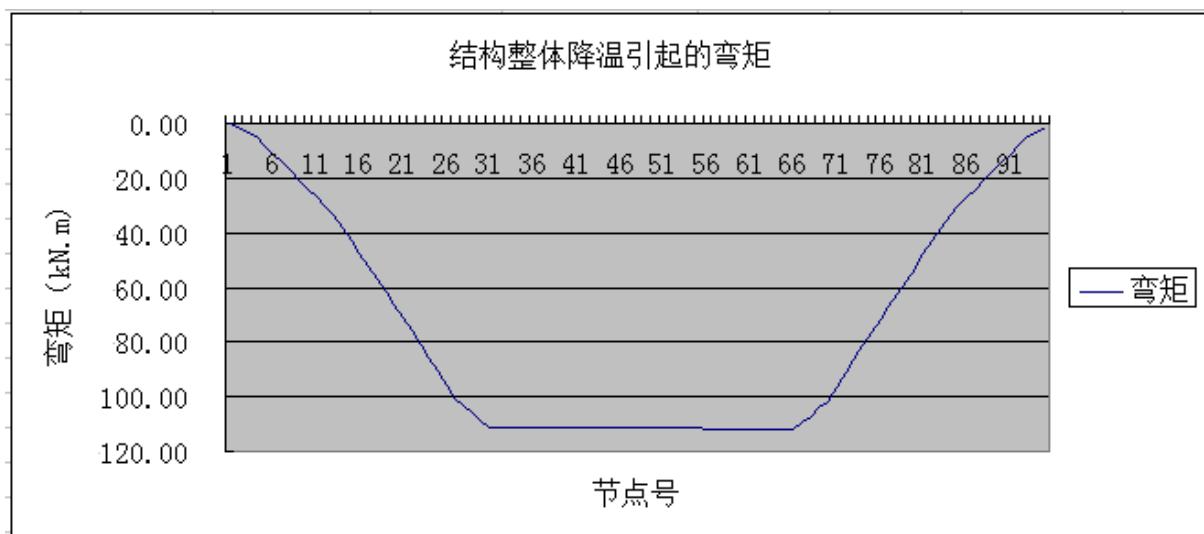


图 4.21 结构整体降温引起的弯矩

4.2.2.2 基础沉降内力计算

基础沉降计算时应考虑多种沉降工况，本例考虑 5 种情况，即按《基规》中建议，每个墩台分别沉降 2cm，并将 5 种情况中的同号效应进行叠加，即可以得到多种沉降工况及其组合的最大值。

在桥博中的输入信息如图：



图 4.22 墩台不均匀沉降

在桥博中得到不均匀沉降引起的次内力的计算结果，见下表：

表 4-6 基础沉降变位次内力

单位 (剪力 KN, 弯矩 KN·m)

节点号	左主墩支点沉降 2cm		右主墩支点沉降 2cm		左边墩支点沉降 2cm		右边墩支点沉降 2cm		两主墩支点同时沉降 2cm	
	剪力	弯矩	剪力	弯矩	剪力	弯矩	剪力	弯矩	剪力	弯矩
1	336	0	-254	0	-164	0	82	0	83	0
11	336	5710	-254	-4310	-164	-2790	82	1390	83	1400
17	336	11100	-254	-8370	-164	-5420	82	2690	83	2730
23	336	17100	-254	-12900	-164	-8370	82	4160	83	4210
31(支)	336	23500	-254	-17800	-164	-11500	82	5710	83	5780
31(支)	-413	23500	414	-17800	172	-11500	-172	5710	0	5780
36	-413	18200	414	-12400	172	-9250	-172	3470	0	5790
40	-413	13200	414	-7410	172	-7190	-172	1400	0	5790
44	-413	8240	414	-2450	172	-5130	-172	-672	0	5800
48	-413	3290	414	2520	172	-3060	-172	-2740	0	5800

续表 4-6

53	-413	-2500	414	8310	172	-654	-172	-5160	0	5810
57	-413	-7460	414	13300	172	1410	-172	-7230	0	5820
61	-413	-12400	414	18200	172	3470	-172	-9300	0	5820
66(支)	-413	-17800	414	23600	172	5710	-172	-11500	0	5830
66(支)	254	-17800	-337	23600	-82	5710	165	-11500	-83	5830
74	254	-13000	-337	17200	-82	4160	165	-8410	-83	4250
80	254	-8380	-337	11100	-82	2690	165	-5440	-83	2750
86	254	-4320	-337	5730	-82	1390	165	-2800	-83	1420
96	253	0	-336	0	-81	0	164	0	-83	0

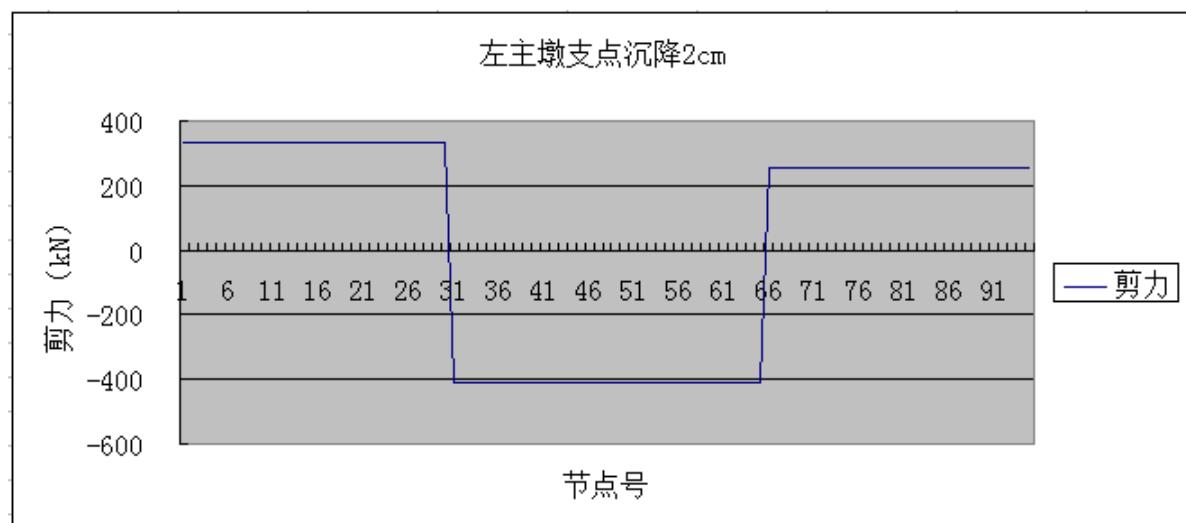


图 4.23 左主墩支点沉降 2cm 引起的剪力

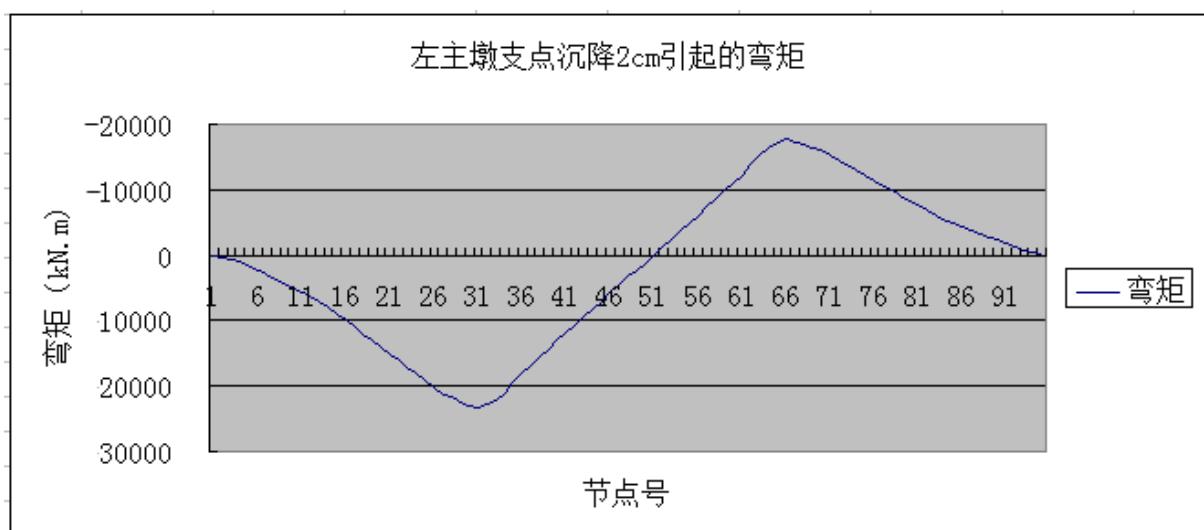


图 4.24 左主墩支点沉降 2cm 引起的弯矩

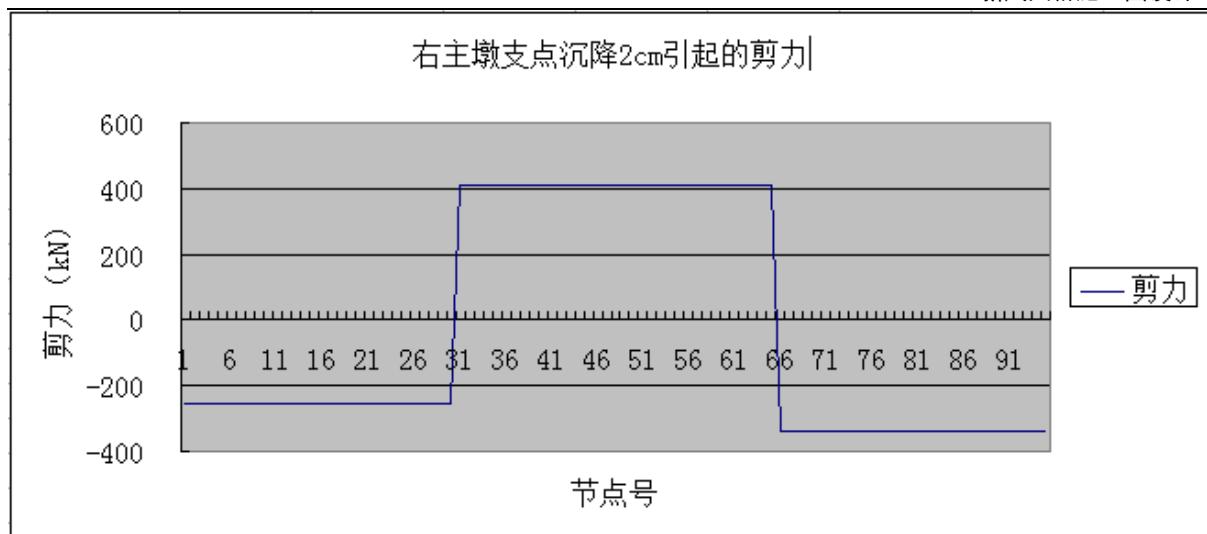


图 4.25 右主墩支点沉降 2cm 引起的剪力

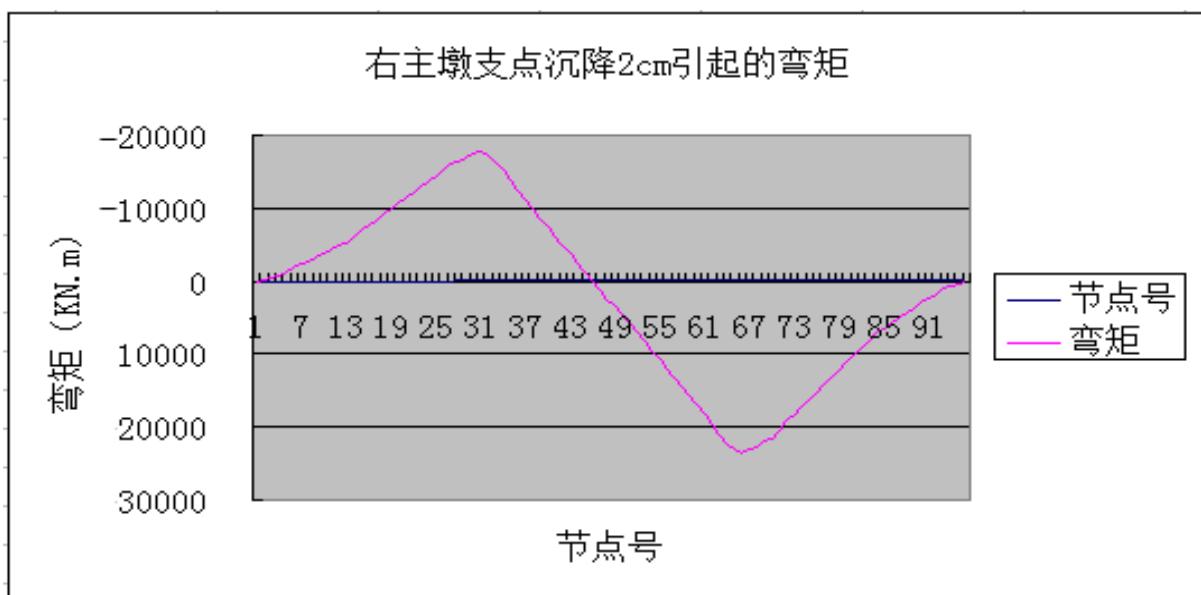


图 4.26 右主墩支点沉降 2cm 引起的弯矩

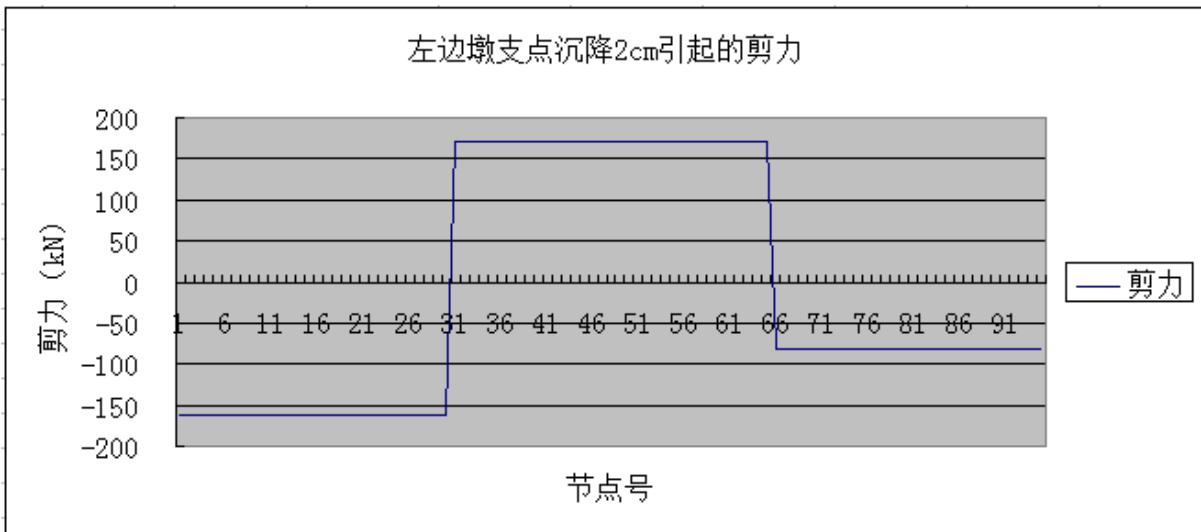


图 4.27 左边墩支点沉降 2cm 引起的剪力

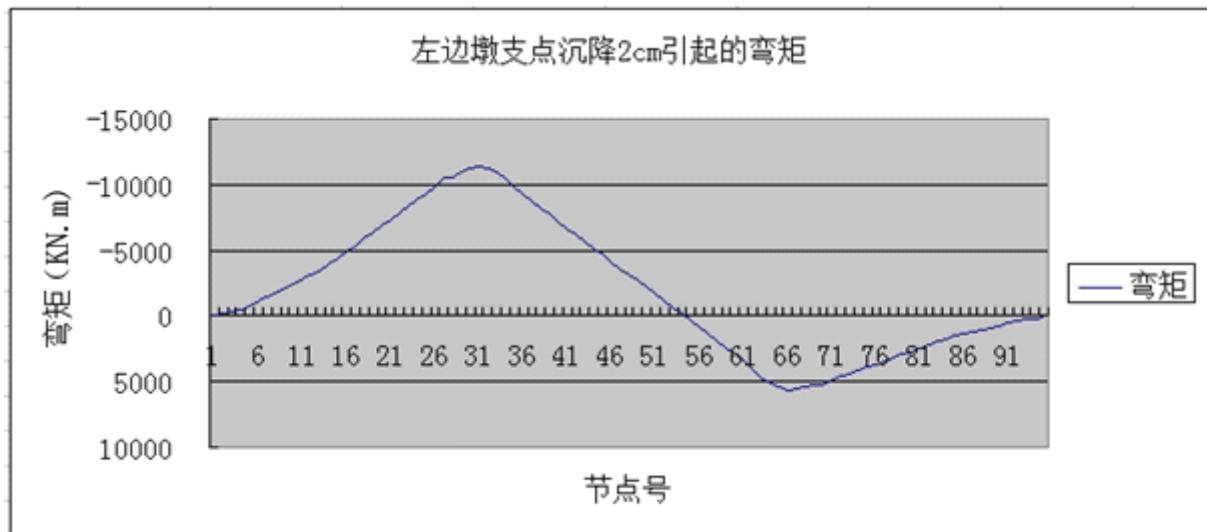


图 4.28 左边墩支点沉降 2cm 引起的弯矩

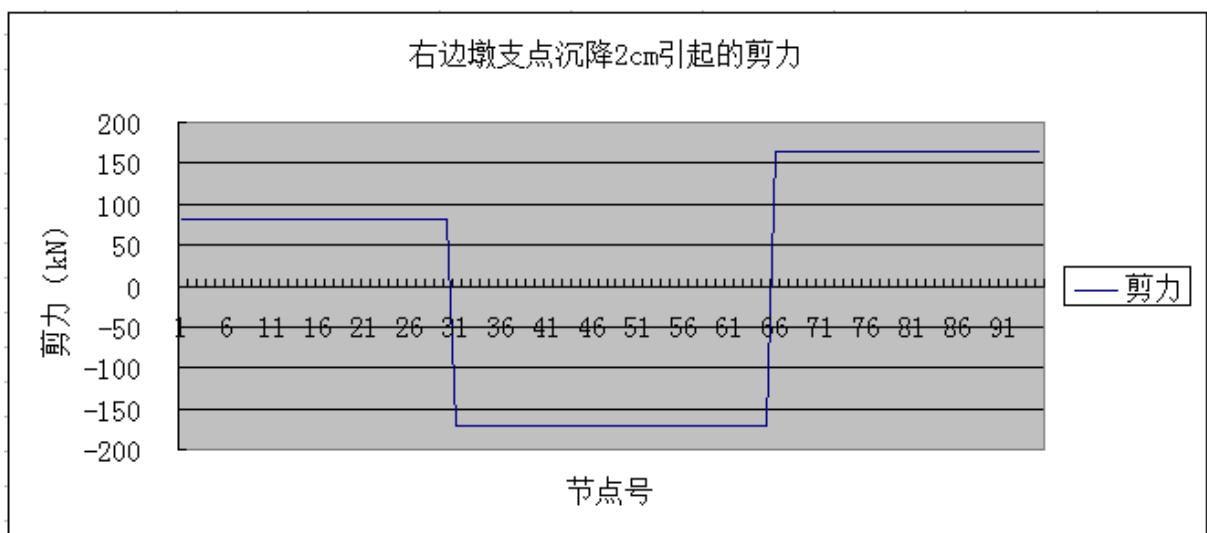


图 4.29 右边墩支点沉降 2cm 引起的剪力

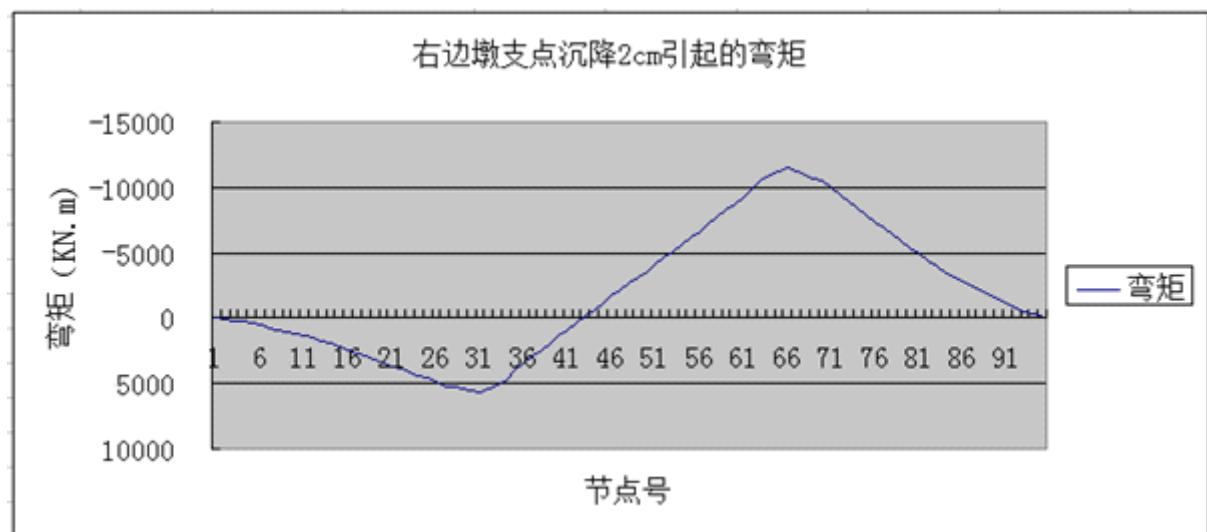


图 4.30 右边墩支点沉降 2cm 引起的弯矩

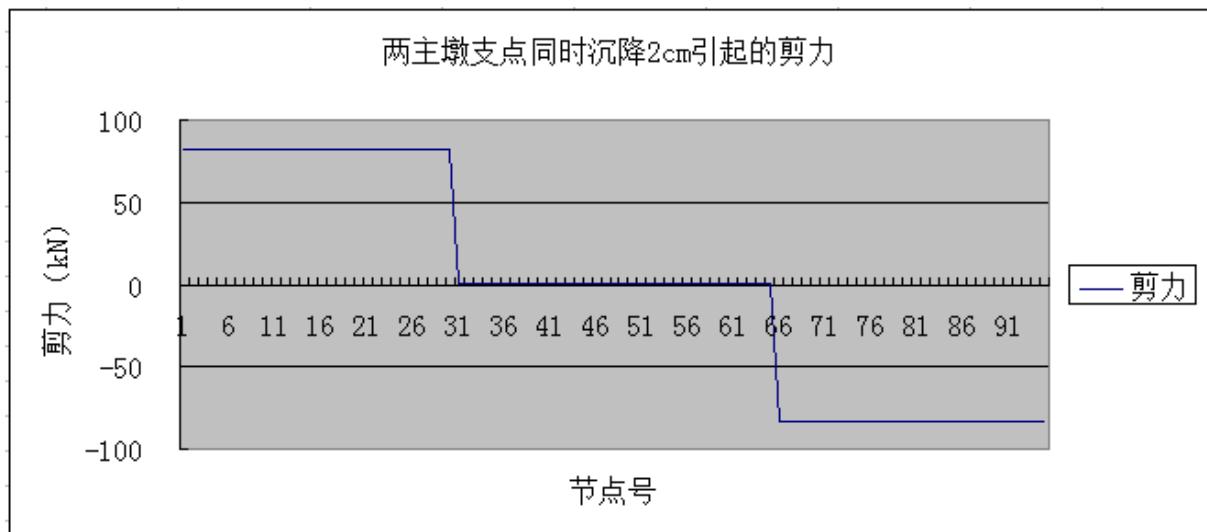


图 4.31 两主墩支点同时沉降 2cm 引起的剪力

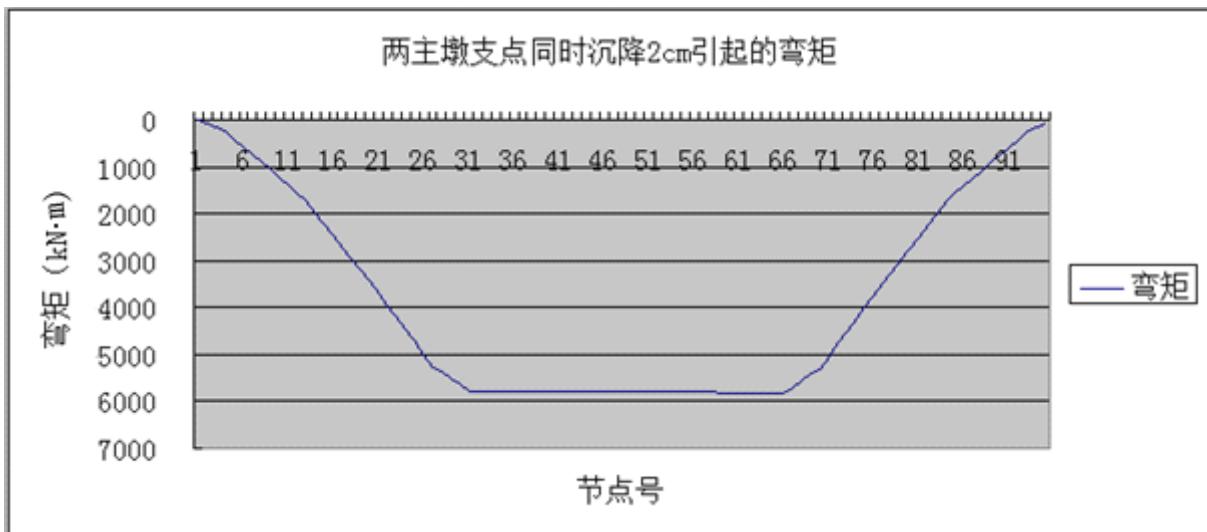


图 4.32 两主墩支点同时沉降 2cm 引起的弯矩

4.3 内力组合

为了进行预应力钢束的计算，在不考虑预加力引起的结构次内力以及混凝土收缩徐变次内力的前提下，按《通规》第 4.1.6 条和第 4.1.7 条规定，根据可能出现的荷载进行第一次内力组合。

公路桥涵结构设计应考虑结构上可能同时出现的作用，按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行作用效应组合，取其最不利效应组合进行设计：

- (1) 只有在结构上可能同时出现的作用，才进行其效应组合。当结构或结构构件需做不同受力方向的验算时，则应以不同方向的最不利的作用效应进行组合。
- (2) 当可变作用的出现对结构或结构构件产生有利影响时，该作用不应参与组合。

(3) 施工阶段作用效应的组合，应按计算需要及结构所处条件而定，结构上的施工人员和施工机具设备均应作为临时荷载加以考虑。

(4) 多个偶然作用不同时参与组合。

根据以上的内力计算结果，参照桥规（JTJ023--04）第 4.1.2 条即可进行内力组合。

4.3.1 按承载能力极限状态设计

公路桥涵结构按承载能力极限状态设计时，应采用以下两种作用效应组合：基本组合和偶然组合，由于本设计不考虑偶然作用的影响，故只采用基本组合。

永久作用的设计值效应和可变作用设计值效应组合，其效应组合表达式为：

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \quad (4-6)$$

式中：

S_{ud} ——承载能力极限状态下作用基本组合的效应组合设计值；

γ_0 ——结构重要性系数，安全等级一级、二级、三级分别为 1.1、1.0、0.9；

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应的分项系数；

S_{Gik} 、 S_{Gid} ——第 i 个永久作用效应的标准值和设计值；

γ_{Q1} ——汽车荷载效应的分项系数，取 1.4；

S_{Q1k} 、 S_{Q1d} ——汽车荷载效应的标准值和设计值；

γ_{Qj} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应、风荷载外的其他第 j 个可变作用效应的分项系数，取 1.4，风荷载的为 1.1；

S_{Qjk} 、 S_{Qjd} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应外的其他第 j 个可变作用效应的标准值和设计值；

ψ_c ——在作用效应组合中除汽车荷载效应外的其他可变作用效应的组合系数；

根据《通规》第 4.1.6 条规定，各种作用的分项系数取值如下：

结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$

恒载作用效应的分项系数(对结构承载力不利) $\gamma_{G1} = 1.2$ ，或 $\gamma_{G1} = 1.0$ (对结构承载力有利)

基础变位作用效应的分项系数 $\gamma_{G2} = 0.5$

汽车荷载效应的分项系数 $\gamma_{Q1} = 1.4$

其他可变作用效应的组合系数 $\gamma_{Qj} = 1.4$

则承载能力极限状态组合为：

对结构承载力不利时

$$\gamma_0 S_{ud} = 1.0(1.2 \times S_{G1} + 0.5 \times S_{G2} + 1.4 \times S_{Q1k} + 0.7 \times 1.4 \times S_{Q2k} + 0.7 \times 1.4 \times S_{Q3k}) \quad (4-7)$$

对结构承载力有利时

$$\gamma_0 S_{ud} = 1.0(1.0 \times S_{G1} + 0.5 \times S_{G2} + 1.4 \times S_{Q1k} + 0.7 \times 1.4 \times S_{Q2k} + 0.7 \times 1.4 \times S_{Q3k}) \quad (4-8)$$

4.3.2 按正常使用极限状态设计

公路桥涵结构按正常使用极限状态设计时，应根据不同的设计要求，采用以下两种效应组合。

4.3.2.1 作用短期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用频遇值组合，其效应组合表达式为：

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gi} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} \quad (4-9)$$

式中：

S_{sd} ——作用短期效应组合设计值；

ψ_{1j} ——第 j 个可变作用效应的频遇值系数；

$\psi_{1j} S_{Qjk}$ ——第 j 个可变作用效应的频遇值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定，各种作用的分项系数取值如下：

汽车荷载（不计冲击力）效应的频遇值系数 $\psi_1 = 0.7$ ，人群荷载 $\psi_1 = 1.0$ ，温度作用效应的频遇值系数 $\psi_1 = 0.8$ 。

则作用短期效应组合为：

$$S_{sd} = S_{G1k} + S_{G2k} + 0.7 S_{Q1k} + 1.0 S_{Q2k} + 0.8 S_{Q3k} \quad (4-10)$$

4.3.2.2 作用长期效应组合

永久作用标准值效应与可变作用永久值组合，其效应组合表达式为：

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gi} + \sum_j^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4-11)$$

式中：

S_{ld} ——作用短期效应组合设计值；

ψ_{2j} ——第 j 个可变作用效应的准永久值系数；

$\psi_{2,j} S_{Qj,k}$ ——第 j 个可变作用效应的准永久值。

根据《通规》第 4.1.7 条规定，各种作用的分项系数取值如下：

汽车荷载（不计冲击力）效应的准永久值系数 $\psi_2 = 0.4$ ；人群荷载 $\psi_2 = 1.0$ ；

温度作用效应的准永久值系数 $\psi_2 = 0.8$ ；

则作用长期效应组合为：

$$S_{sd} = S_{G1k} + S_{G2k} + 0.4S_{Q1k} + 1.0S_{Q2k} + 0.8S_{Q3k} \quad (4-12)$$

4.3.3 计算结果

根据上述的组合要求，进行承载能力极限状态内力组合和正常使用极限状态内力组合，在使用桥梁博士软件时，只需要将荷载输入便可自动进行组合，其结果见表 4-7、4-8 及 4-9。

表 4-7 正常使用极限状态长期效应组合内力

节点号	最大剪力 (KN)	最小剪力(KN)	最大弯矩 (KN·m)	最小弯矩 (KN·m)
1	12400	9800	0	0
11	3870	1570	137000	99300
17	-5230	-7520	123000	56800
23	-16900	-19400	-82500	-172000
31	37900	35200	-613000	-733000
36	21500	19000	-242000	-334000
40	14000	11700	-54300	-129000
44	7560	5370	54400	-9000
48	2200	32	96100	36300
53	-5380	-7590	54500	-9160
57	-11700	-14000	-54200	-130000
61	-19000	-21500	-242000	-334000
66	41300	38600	-613000	-734000
74	19400	16900	-82600	-173000
80	7520	5220	123000	56500
86	-1560	-3870	137000	99200
96	-12400	-9800	0	0

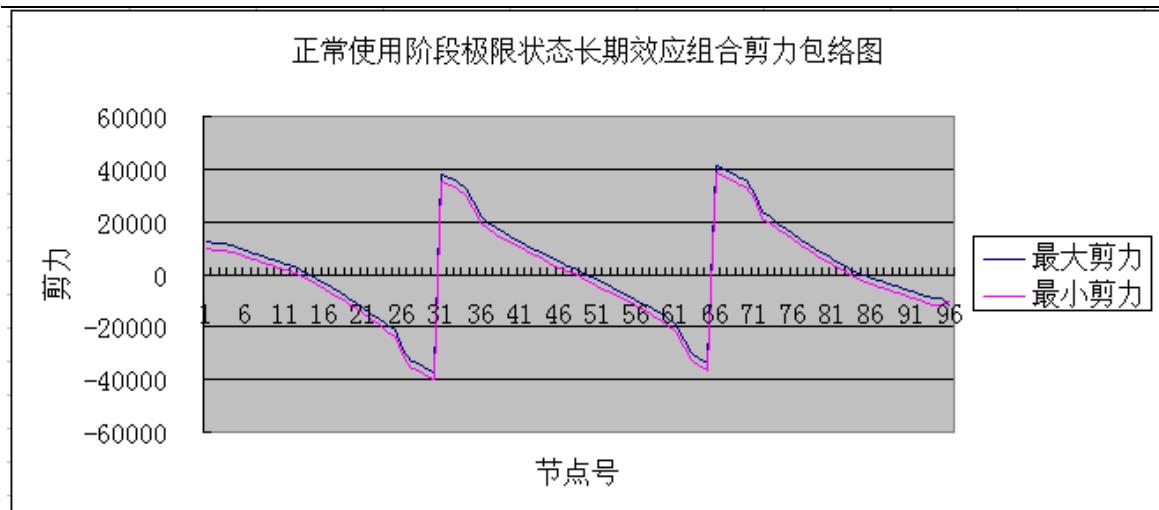


图 4.29 正常使用极限状态长期效应组合剪力包络图

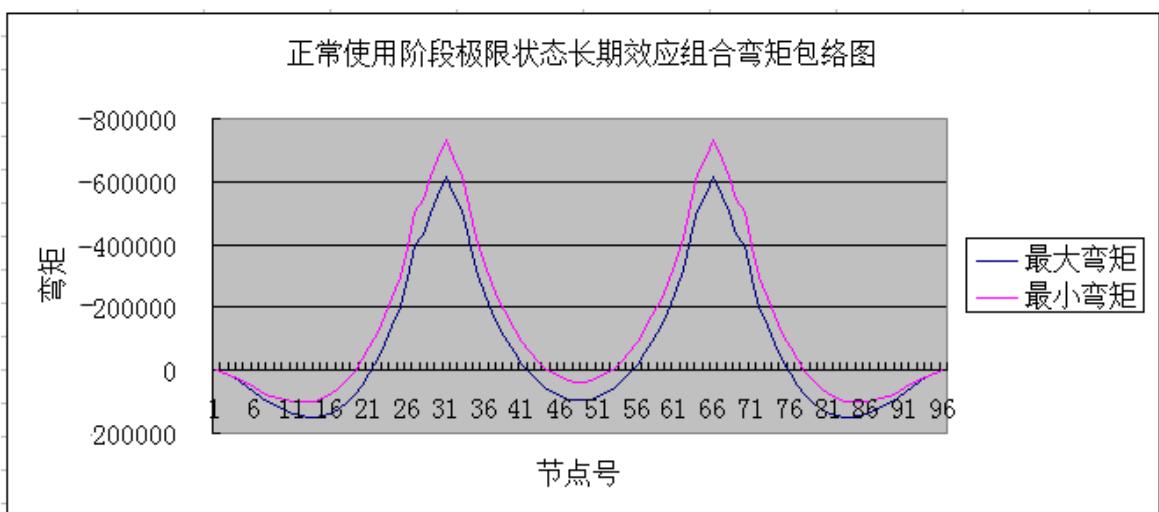


图 4.30 正常使用极限状态长期效应组合弯矩包络图

表 4-8 正常使用极限状态短期效应组合内力

节点号	最大剪力 (KN)	最小剪力 (KN)	最大弯矩 (KN·m)	最小弯矩 (KN·m)
1	13200	9560	0	0
11	4370	1250	147000	95500
17	-4950	-8030	134000	49300
23	-16800	-20100	-74600	-184000
31	39000	35100	-610000	-753000
36	22400	18900	-238000	-344000
40	14700	11500	-48800	-134000
44	8130	5110	62400	-12500
48	2610	-366	106000	33300
53	-5120	-8180	62500	-12600
57	-11500	-14800	-48700	-135000
61	-18900	-22400	-238000	-344000
66	42400	38500	-610000	-754000
74	20100	16800	-74700	-184000

续表 4-8

80	8030	4940	134000	49100
86	-1250	-4370	147000	95300
96	-13200	-9500	0	0

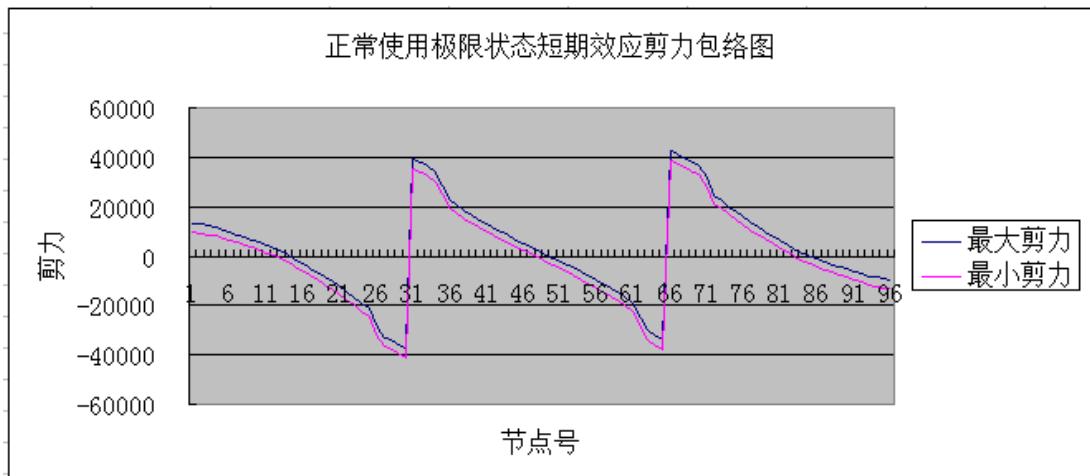


图 4.31 正常使用状态短期效应组合剪力包络图

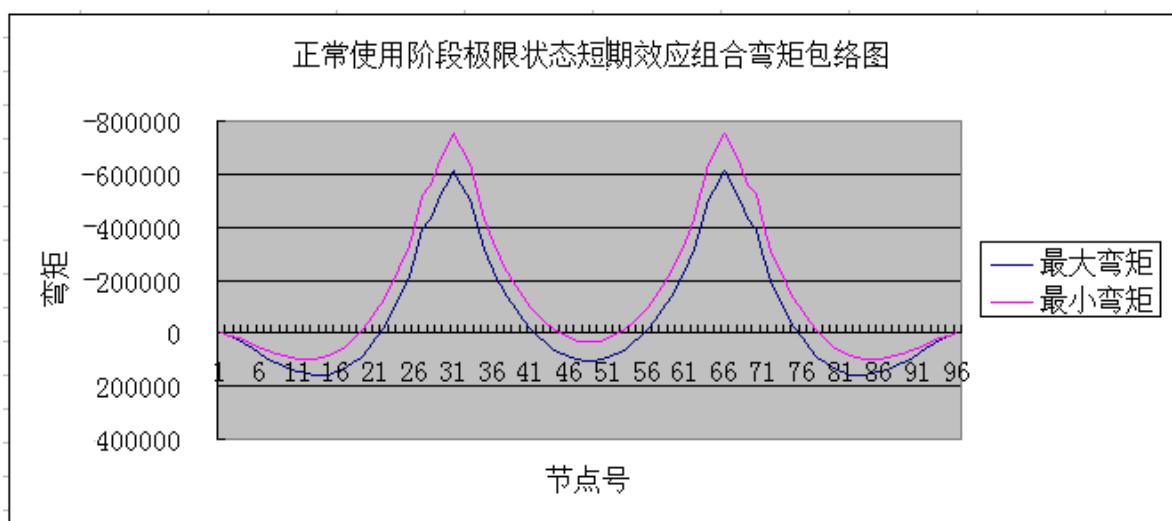


图 4.32 正常使用状态短期效应组合弯矩包络图

表 4-9 承载能力极限状态组合内力

节点号	最大剪力 (KN)	最小剪力 (KN)	最大弯矩 (KN·m)	最小弯矩 (KN·m)
1	16900	9230	0	0
11	5790	762	186000	90200
17	-4500	-10200	169000	39000
23	-16700	-25200	-67400	-226000
31	48300	35100	-616000	-918000
36	28000	18900	-240000	-415000
40	18500	11500	-42900	-160000
44	10300	4830	79200	-18000
48	3440	-952	135000	27800
53	-4840	-10400	79500	-18100
57	-11500	-18600	-42700	-161000
61	-18900	-28100	-240000	-415000
66	52400	38600	-616000	-919000
74	25200	16700	-67700	-226000
80	10200	4480	169000	38800
86	-755	-5790	186000	90000
96	-16900	-9170	0	0

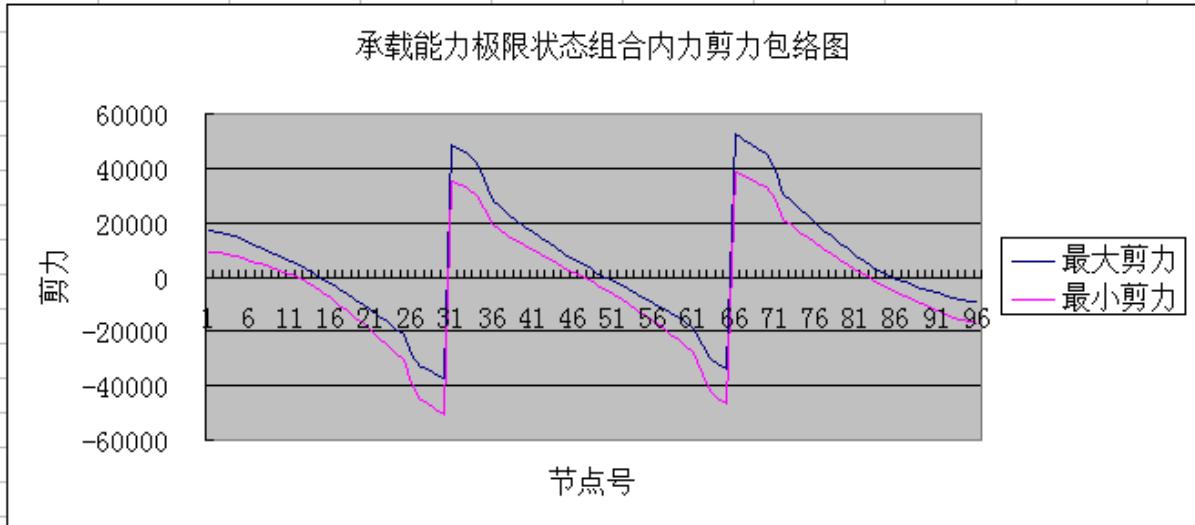


图 4.33 承载能力极限状态效应组合剪力包络图

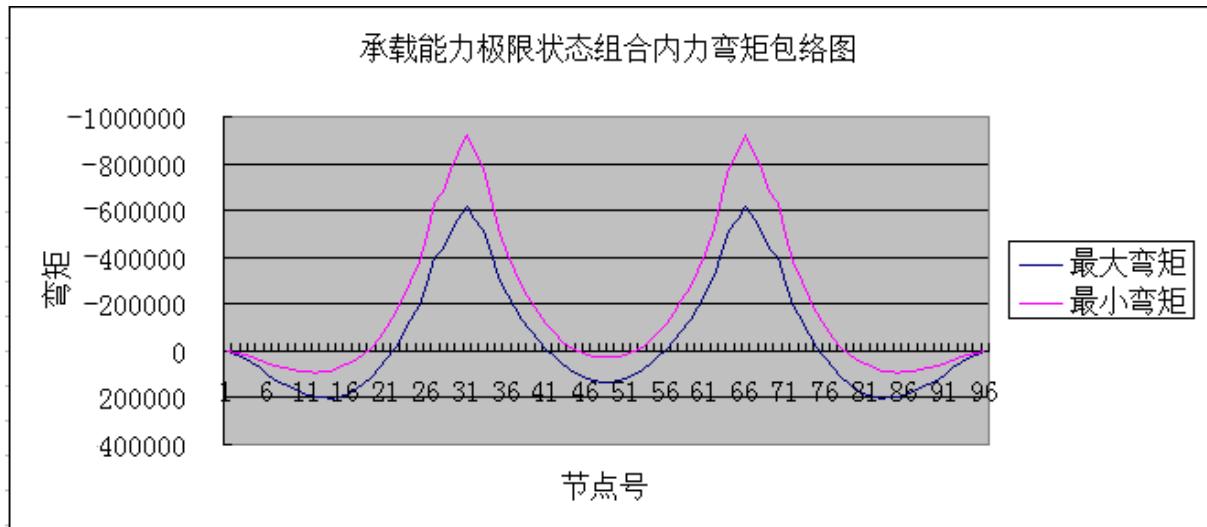


图 4.34 承载能力极限状态效应组合弯矩包络图

5 预应力钢束估算及布置

5.1 计算原理

本桥采用后张法预应力混凝土箱梁构造形式。设计时应满足不同设计状况下规范规定的控制条件要求，例如承载力、抗裂性、裂缝宽度、变形及应力等要求。在这些控制条件下，最重要的是满足结构在正常使用极限状态下的使用性能要求和保证结构在达到承载能力极限状态时具有一定的安全储备。因此，预应力混凝土桥梁设计时，一般情况下，首先根据结构在正常使用极限状态正截面抗裂性或裂缝宽度限值确定预应力钢筋的数量，在由构件的承载能力极限状态要求确定普通钢筋的数量。

本桥以全预应力混凝土构件设计，按构件正截面抗裂性要求估算预应力钢筋数量。

首先根据各截面正截面抗裂性要求：

$$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0 \quad (5-1)$$

确定预应力钢筋数量。为满足抗裂性要求，所需的有效预加力为：

$$N_{pe} \geq \frac{M_s / W}{0.85(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W})} \quad (5-2)$$

拟采用φ^s15.24 钢绞线，单根钢绞线的公称截面面积 $A_{p1}=140\text{mm}^2$ ，抗拉强度标准值 $f_{pk}=1860\text{MPa}$ ，最大张拉控制应力取 $\sigma_{con}=0.70f_{pk}=0.70\times1860=1302\text{ MPa}$ ，预应力损失按张拉控制应力的 20%估算。得到所须的预应力钢绞线的根数：

$$n_p = \frac{N_{pe}}{(\sigma_{con} - \sigma_s)A_p} \quad (5-3)$$

5.2 预应力筋估算结果

预应力钢筋采用 ASTM A416-97a 标准的低松弛钢绞线（1×7 标准型），抗拉强度标准值 $f_{pk}=1860\text{ MPa}$ ，抗拉强度设计值 $f_{pd}=1260\text{ MPa}$ ，公称直径 15.2mm，公称面积 140mm^2 ，弹性模量 $E_p=1.95\times10^5\text{ MPa}$ 。本设计选用 15 根钢绞线为一束，则每束钢绞线面积为 2100 mm^2 ，锚下张拉控制应力 $\sigma_{con}=0.7f_{pk}=1302\text{ MPa}$ 。根据桥梁博士程序计算所得的预应力钢绞线面积估算结果见表 5-1。

表 5-1 估算配筋面积

估算配筋面积 (m^2)					
节点号	上缘	下缘	节点号	上缘	下缘
1	0.0001	0.0001	49	0.0001	0.0555
2	0.0001	0.0064	50	0.0001	0.0528
3	0.0001	0.0126	51	0.0003	0.0478
4	0.0001	0.0185	52	0.0051	0.0409
5	0.0001	0.0296	53	0.0117	0.033
6	0.0001	0.0396	54	0.0186	0.0228
7	0.0001	0.0483	55	0.0271	0.0127
8	0.0001	0.056	56	0.0371	0.0034
9	0.0001	0.0623	57	0.0497	0.0001
10	0.0001	0.0684	58	0.0628	0.0001
11	0.0001	0.0723	59	0.0773	0.0001
12	0.0001	0.0747	60	0.0909	0.0001
13	0.0001	0.076	61	0.105	0.0001
14	0.0001	0.0753	62	0.123	0.0001
15	0.0001	0.0718	63	0.146	0.0001
16	0.0001	0.0658	64	0.165	0.0001
17	0.0001	0.0576	65	0.175	0.0001
18	0.0013	0.0472	66	0.189	0.0001
19	0.0099	0.0363	67	0.175	0.0001
20	0.02	0.0255	68	0.163	0.0001
21	0.03	0.0151	69	0.146	0.0001
22	0.0427	0.0039	70	0.137	0.0001
23	0.0578	0.0001	71	0.112	0.0001
24	0.0735	0.0001	72	0.0899	0.0001
25	0.0897	0.0001	73	0.0736	0.0001
26	0.112	0.0001	74	0.0579	0.0001
27	0.138	0.0001	75	0.0428	0.004
28	0.146	0.0001	76	0.0301	0.0151
29	0.162	0.0001	77	0.0194	0.0248
30	0.173	0.0001	78	0.01	0.0363
31	0.189	0.0001	79	0.0013	0.0473
32	0.174	0.0001	80	0.0001	0.0576
33	0.166	0.0001	81	0.0001	0.0658
34	0.145	0.0001	82	0.0001	0.0718
35	0.123	0.0001	83	0.0001	0.0753
36	0.105	0.0001	84	0.0001	0.076
37	0.0908	0.0001	85	0.0001	0.0747
38	0.076	0.0001	86	0.0001	0.0723
39	0.0627	0.0001	87	0.0001	0.0675
40	0.0496	0.0001	88	0.0001	0.0623
41	0.037	0.0035	89	0.0001	0.056

续表 5-1

42	0.027	0.0126	90	0.0001	0.0483
43	0.0183	0.0227	91	0.0001	0.0396
44	0.0108	0.0321	92	0.0001	0.0295
45	0.005	0.0408	93	0.0001	0.0185
46	0.0002	0.0478	94	0.0001	0.0126
47	0.0001	0.053	95	0.0001	0.0064
48	0.0001	0.0557	96	0.0001	0.0001

5.3 预应力筋布置原则

连续梁预应力筋束的配置除满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 构造要求外, 还应考虑以下原则:

(1) 应选择适当的预应力束筋的型式与锚具型式, 对不同跨径的梁桥结构, 要选用预加力大小恰当的预应力束筋, 以达到合理的布置型式。避免造成因预应力束筋与锚具型式选择不当, 而使结构构造尺寸加大。当预应力束筋选择过大, 每束的预加力不大, 造成大跨结构中布束过多, 而构造尺寸限制布置不下时, 则要求增大截面。反之, 在跨径不大的结构中, 如选择预加力很大的单根束筋, 也可能使结构受力过于集中而不利。

(2) 预应力束筋的布置要考虑施工的方便, 也不能像钢筋混凝土结构中任意切断钢筋那样去切断预应力束筋, 而导致在结构中布置过多的锚具。由于每根束筋都是一巨大的集中力, 这样锚下应力区受力较复杂, 因而必须在构造上加以保证, 为此常导致结构构造复杂, 而使施工不便。

(3) 预应力束筋的布置, 既要符合结构受力的要求, 又要注意在超静定结构体系中避免引起过大的结构次内力。

(4) 预应力束筋配置, 应考虑材料经济指标的先进性, 这往往与桥梁体系、构造尺寸、施工方法的选择都有密切关系。

(5) 预应力束筋应避免使用多次反向曲率的连续束, 因为这会引起很大的摩阻损失, 降低预应力束筋的效益。

(6) 预应力束筋的布置, 不但要考虑结构在使用阶段的弹性受力状态的需要, 而且也要考虑到结构在破坏阶段时的需要。

钢束布置时, 应注意以下几点:

(1) 应满足构造要求。如孔道中心最小距离, 锚孔中心最小距离, 最小曲线半径, 最小扩孔长度等。

(2) 注意钢束平、竖弯曲线的配合及钢束之间的空间位置。钢束一般应尽量早的平弯, 在锚固前竖弯。特别应注意竖弯段上、下层钢束不要冲突, 还应满足孔道净距的要求。

(3) 钢束应尽量靠近腹板布置。这样可使预应力以较短的传力路线分布在全截面上, 有利于降低预应力传递过程中局部应力的不利影响; 能减小钢束的平弯长度; 能减小横向内力; 能充分利用梗腋布束, 有利于截面的轻型化。

(4) 尽量以 S 型曲线锚固于设计位置, 以消除锚固点产生的横向力。

(5) 钢束的线形种类尽量减少, 以便于计算和施工。

(6) 尽量加大曲线半径, 以便于穿束和压浆。

(7) 分层布束时, 应使管道上下对齐, 这样有利于混凝土的浇筑和振捣, 不可采用梅花形布置。

(8) 顶板束的布置还应遵循以下原则:

a.钢束尽量靠截面上缘布置, 以极大发挥其力学效应;

b.分层布束时应使长束布置在上层, 短束布置在下层。首先, 因为先锚固短束, 后锚固长束, 只有这样布置才不会发生干扰; 其次, 长束通过的梁段多, 放在顶层能充分发挥其力学效应; 再次, 较长束在施工中管道出现质量问题的机率较高, 放在顶层处理比较容易些。

5.4 调束以及预应力钢束布置情况

由表 5-3 中钢筋的面积除以钢绞线的公称面积及编束根数可初步估算出各个截面所需预应力筋束的数目。然后根据安全性原则将不足一束的升为一束, 根据截面对称布筋原则将奇数束升为偶数束。经过反复验算, 最终可确定实际预应力钢束束数, 如下表所示:

表 5-2 截面预应力钢束束数

截面钢束束数		
截面号	上缘	下缘
1	0	26
2	0	26
3	0	26
4	0	26
5	0	26

续表 5-2

6	0	26
7	0	26
8	0	26
9	0	26
10	0	26
11	0	26
12	0	26
13	2	26
14	4	26
15	7	26
16	10	26
17	13	26
18	16	26
19	18	26
20	21	26
21	26	26
22	32	26
23	38	26
24	46	0
25	53	0
26	62	0
27	76	0
28	90	0
29	90	0
30	90	0
31	90	0
32	90	0
33	90	0
34	76	0
35	62	0
36	53	0
37	46	0
38	38	0
39	32	0
40	26	15
41	21	15
42	18	25
43	16	35
44	13	35
45	10	35
46	7	35
47	4	35
48	2	35

注：全桥结构的预应力钢筋布置基本对称布置，故在此仅列出了 1-48 号截面的布筋束数。

钢束采用 OVM15-15 锚具，张拉控制应力为 1302Mpa。

锚具统一采用由柳州市欧维姆机械公司生产的锚具，具体尺寸如下：

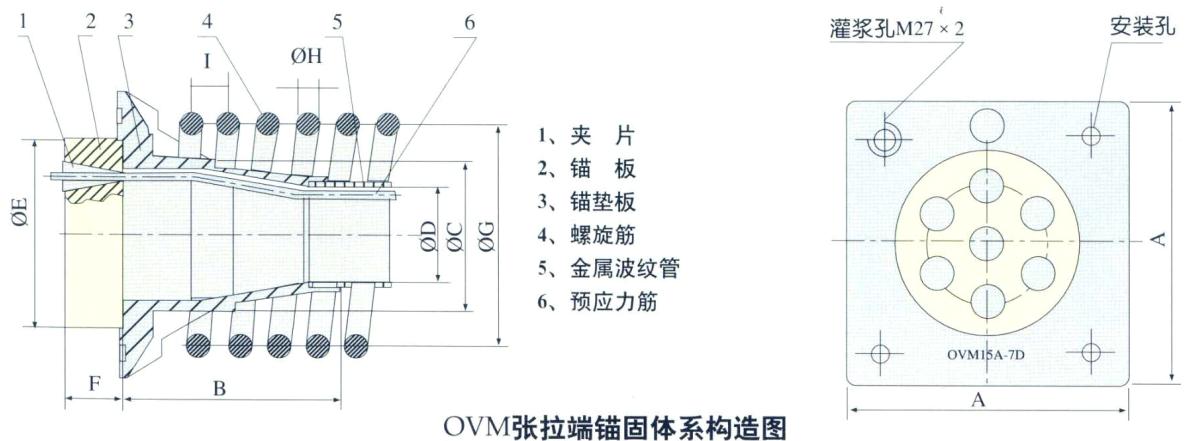


图 5.1 OVM 张拉端锚固体系构造图

表 5-3 采用的锚具型号相关尺寸信息

型号	预应力筋根数	锚垫板 AxBxΦC		波纹管ΦD (内径)	锚板	
		ΦE	F		ΦE	F
OVM15-15	15	300x240x170		90	210	80
型号	螺旋筋				锚垫板	
	ΦG	ΦH	I	N	安装孔 孔距	安装孔孔 径
OVM15-15	380	20	60	6	225	M10

注：上表相关尺寸符号见图 5.1。



5.5 预应力钢束在横截面的具体布置形式

预应力钢束的横截面布置如下（选取支点截面）：

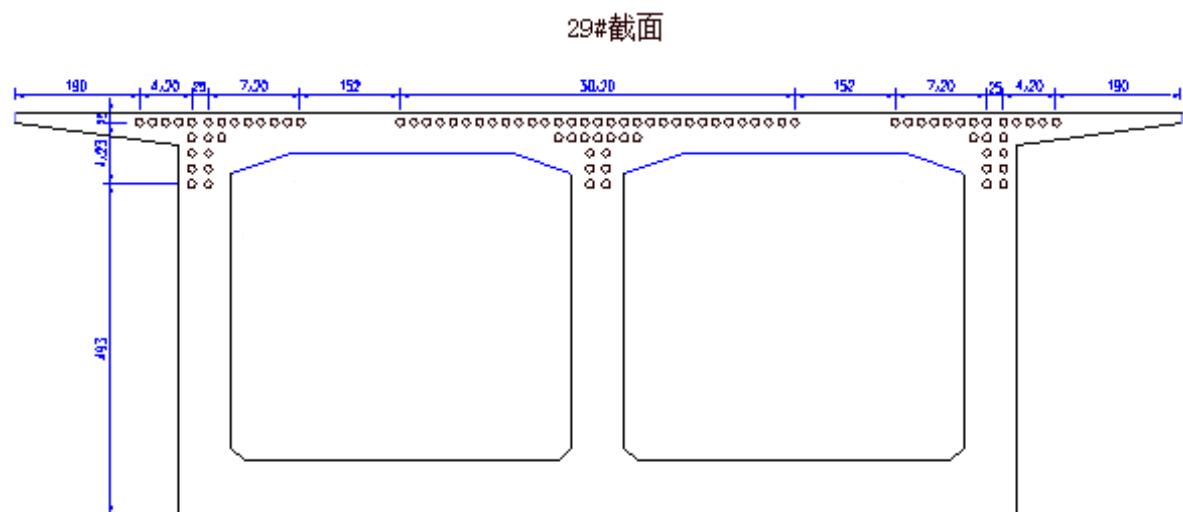


图 5.2 支点截面钢束布置图

6 预应力损失计算及有效预应力计算

6.1 预应力损失计算

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)第6.2.1条规定,预应力混凝土构件在正常使用极限状态计算中,应考虑由下列因素引起的预应力损失:

预应力钢筋与管道壁之间的摩擦	σ_{η}
锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩	σ_{η_2}
混凝土的弹性压缩	σ_{η_4}
预应力钢筋的应力松弛	σ_{η_5}
混凝土的收缩和徐变	σ_{η_6}

说明:本设计为后张法预应力混凝土构件,所以不考虑预应力钢筋与台座之间的温差。从计算概念上,每根预应力束在每个截面的预应力损失都不一样,本设计进行一定的简化,假定预应力束在每个截面的损失相等。

按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)规定,钢绞线的张拉控制应力 σ_{con} 取 $0.70f_{pk}$ 。

$$\text{即: } \sigma_{con} = 0.70 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

6.1.1 预应力筋与孔道壁之间摩擦引起的应力损失 σ_{η}

$$\sigma_{\eta} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (6-1)$$

式中:

σ_{η} ——由于摩擦引起的应力损失(MPa);

σ_{con} ——钢筋(锚下)控制应力(MPa);

θ ——从张拉端至计算截面的长度上,钢筋弯起角之和 θ (rad)可按下式计算:

$$\theta = \sqrt{\theta_H^2 + \theta_V^2}$$

x ——从张拉端至计算截面的管道长度(m);

μ ——钢筋与管道壁之间的摩擦系数,按表6.3.4-1采用;

k ——考虑每米管道对其设计位置的偏差系数,按表6.3.4-1采用。

由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)表6.3.4-1可知,管道类型为塑料波纹管时, μ 取0.17, k 取0.0015。 χ 取值为跨中截面到张拉端的距离。

6.1.2 锚具变形、钢筋回缩引起的应力损失 σ_{l2}

$$\sigma_{l2} = \frac{\Delta L}{L} E_p \quad (6-2)$$

式中: σ_{l2} ——由于锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失(MPa);

L ——预应力钢筋的有效长度(m);

ΔL ——锚头变形、钢筋回缩和接缝压缩值(m)。

根据采用锚具,则根据规范表6.3.4-2可知, $\Delta L_1=6$ mm, 接缝压缩值 $\Delta L_2=1$ mm。

6.1.3 混凝土弹性压缩引起的应力损失 σ_{l4}

在后张法结构中,由于一般预应力筋的数量较多,限于张拉设备等条件的限制,一般都采用分批张拉、锚固预应力筋。在这种情况下,已张拉完毕、锚固的预应力筋,将会在后续分批张拉预应力筋时发生弹性压缩变形,从而产生应力损失。

$$\sigma_{l4} = n_p \cdot \Delta \sigma_c \cdot Z \quad (6-3)$$

式中:

σ_{l4} ——由于混凝土的弹性压缩引起的应力损失(MPa);

$\Delta \sigma_c$ ——在先行张拉的预应力钢筋重心处,由于后来张拉一根钢筋而产生的混凝土正应力,对于连续梁可取若干有代表性截面上应力的平均值(MPa);

Z ——在所计算的钢筋张拉后再张拉的钢筋根数。

经推导可得公式其他形式为:

$$\sigma_{l4} = \frac{2m-1}{m} n_p \sigma_c \quad (6-4)$$

m ——表示预应力筋张拉的总批数;

σ_c ——在代表截面(如1/4截面)的全部预应力钢筋形心处混凝土的预压应力(预应力筋的预拉应力扣除 σ_{l1} 和 σ_{l2} 后算得)。

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}^2}{I_n} \quad (6-5)$$

N_p ——所有预应力筋预加应力(扣除相应阶段的应力损失 σ_{l1} 和 σ_{l2} 后)的内力;

e_{pn} ——预应力筋预加应力 N_p 的合力至混凝土净截面形心轴的距离;

A_n 、 I_n ——混凝土的净截面面积和截面惯性矩。

6.1.4 预应力钢筋松弛引起的损失 σ_{γ_5}

对于采用超张拉工艺的低松弛钢绞线，由钢筋松弛引起的预应力损失按下式计算，即：

$$\sigma_{\gamma_5} = \psi \cdot \zeta \cdot (0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26) \cdot \sigma_{pe} \quad (6-6)$$

式中： ψ ——张拉系数，对于本设计，不采用超张拉，取 1.0

ζ ——钢筋松弛系数，对于低松弛钢绞线，取 $\zeta = 0.3$ ；

σ_{pe} ——传力锚固时的钢筋应力， $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{\gamma_1} - \sigma_{\gamma_2} - \sigma_{\gamma_4}$ 。

6.1.5 混凝土收缩徐变引起的应力损失 σ_{γ_6}

由于混凝土收缩、徐变引起的应力损失终极值按下列公式计算：

$$\sigma_{\gamma_6}(t_u) = \frac{0.9 [E_p \varepsilon_{cs}(t_u, t_0) + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \varphi(t_u, t_0)]}{1 + 15 \rho \rho_{ps}} \quad (6-7)$$

式中：

$\varepsilon_{cs}(t_u, t_0)$ 、 $\varphi(t_u, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 时混凝土收缩应变终极值和徐变系数终极值；

t_0 ——加载龄期，即达到设计强度为 90% 的龄期，近似按标准养护

条件计算则有： $0.9 f_{ck} = f_{ck} \frac{\log t_0}{\log 28}$ ，则可得 $t_0 \approx 20d$ 。

ρ ——对于后张法构件， $\rho = (A_p + A_s) / A_n$ ；其中 A_p 、 A_s 分别为受拉

区的预应力钢筋和非预应力钢筋的截面面积， A_n 为换算截面面积；

$$\rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2};$$

i ——截面回转半径，对于后张法构件 $i^2 = I_n / A_n$ ；

e_{ps} ——构件受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心至构件截面重心轴的距离。

6.2 有效预应力计算

全桥共有 295 束预应力钢束，现取最先张拉的腹板束 F1 为例（1 号），由桥博得到该预应力钢束在张拉阶段的各项预应力损失值，选取 1 号钢筋（将其分为 31 个点）观察在其张拉阶段、施工悬臂阶段、中跨合龙阶段和正常使用阶段的预应力损失，其余钢束的预应力与之相似在此就不再列出了。表中 Σ_{s1} — Σ_{s6} 分别代指 σ_{s1} — σ_{s6} 。



表 6-1 1 号钢束张拉节段的预应力损失

点号	Sigma_s1	Sigma_s2	Sigma_s3	Sigma_s4	Sigma_s5	Sigma_s6	有效预应力
1	0.0	-196	0.0	-5.12	-19.7	-2.05	-1.08e+03
2	-0.57	-195	0.0	-5.34	-19.7	-2.16	-1.08e+03
3	-1.14	-194	0.0	-5.54	-19.7	-2.28	-1.08e+03
4	-1.71	-193	0.0	-5.81	-19.7	-2.27	-1.08e+03
5	-2.28	-192	0.0	-6.17	-19.7	-2.42	-1.08e+03
6	-9.99	-176	0.0	-6.51	-19.7	-2.58	-1.09e+03
7	-28.8	-139	0.0	-6.79	-19.7	-2.74	-1.11e+03
8	-46.9	-103	0.0	-7.0	-19.7	-2.89	-1.12e+03
9	-64.4	-67.5	0.0	-7.14	-19.7	-2.8	-1.14e+03
10	-81.4	-33.4	0.0	-7.23	-19.7	-2.88	-1.16e+03
11	-98.1	0.0	0.0	-7.26	-19.7	-2.94	-1.17e+03
12	-109	0.0	0.0	-7.24	-19.7	-2.98	-1.16e+03
13	-110	0.0	0.0	-9.26	-19.7	-3.59	-1.16e+03
14	-110	0.0	0.0	-9.26	-19.7	-3.61	-1.16e+03
15	-111	0.0	0.0	-9.27	-19.7	-3.63	-1.16e+03
16	-111	0.0	0.0	-9.27	-19.7	-3.65	-1.16e+03
17	-112	0.0	0.0	-9.26	-19.7	-3.63	-1.16e+03
18	-112	0.0	0.0	-9.26	-19.7	-3.61	-1.16e+03
19	-113	0.0	0.0	-9.26	-19.7	-3.58	-1.16e+03
20	-113	0.0	0.0	-7.23	-19.7	-3.01	-1.16e+03
21	-100	0.0	0.0	-7.24	-19.7	-2.94	-1.17e+03
22	-83.5	-33.3	0.0	-7.2	-19.7	-2.86	-1.16e+03
23	-66.5	-67.4	0.0	-7.1	-19.7	-2.76	-1.14e+03
24	-49.0	-102	0.0	-6.97	-19.7	-2.91	-1.12e+03
25	-31.0	-138	0.0	-6.82	-19.7	-2.8	-1.1e+03
26	-12.2	-176	0.0	-6.6	-19.7	-2.66	-1.08e+03
27	-2.28	-196	0.0	-6.3	-19.7	-2.52	-1.08e+03
28	-1.71	-197	0.0	-5.98	-19.7	-2.38	-1.08e+03
29	-1.14	-198	0.0	-5.65	-19.7	-2.24	-1.08e+03
30	-0.571	-199	0.0	-5.29	-19.7	-2.11	-1.08e+03
31	0.0	-200	0.0	-4.92	-19.7	-1.98	-1.08e+03



表 6-2 1 号钢束最大悬臂施工阶段的预应力损失

点号	Sigma_s1	Sigma_s2	Sigma_s3	Sigma_s4	Sigma_s5	Sigma_s6	有效预应力
1	0.0	0.0	0.0	-0.834	0.0	-0.518	-1000
2	0.0	0.0	0.0	-0.725	0.0	-0.48	-1.00e+03
3	0.0	0.0	0.0	-0.617	0.0	-0.437	-1.00e+03
4	0.0	0.0	0.0	-0.51	0.0	-0.399	-1.01e+03
5	0.0	0.0	0.0	-0.403	0.0	-0.354	-1.01e+03
6	0.0	0.0	0.0	-0.298	0.0	-0.307	-1.01e+03
7	0.0	0.0	0.0	-0.208	0.0	-0.263	-1.03e+03
8	0.0	0.0	0.0	-0.136	0.0	-0.223	-1.05e+03
9	0.0	0.0	0.0	-7.87e-02	0.0	-0.224	-1.07e+03
10	0.0	0.0	0.0	-3.69e-02	0.0	-0.195	-1.09e+03
11	0.0	0.0	0.0	-9.05e-03	0.0	-0.171	-1.11e+03
12	0.0	0.0	0.0	6.1e-03	0.0	-0.152	-1.1e+03
13	0.0	0.0	0.0	2.77e-02	0.0	-0.189	-1.08e+03
14	0.0	0.0	0.0	-4.29e-02	0.0	-0.219	-1.08e+03
15	0.0	0.0	0.0	-0.113	0.0	-0.249	-1.08e+03
16	0.0	0.0	0.0	-0.184	0.0	-0.278	-1.08e+03
17	0.0	0.0	0.0	-0.256	0.0	-0.303	-1.07e+03
18	0.0	0.0	0.0	-0.329	0.0	-0.331	-1.07e+03
19	0.0	0.0	0.0	-0.401	0.0	-0.36	-1.07e+03
20	0.0	0.0	0.0	-0.401	0.0	-0.323	-1.08e+03
21	0.0	0.0	0.0	-0.412	0.0	-0.335	-1.1e+03
22	0.0	0.0	0.0	-0.43	0.0	-0.35	-1.08e+03
23	0.0	0.0	0.0	-0.457	0.0	-0.367	-1.06e+03
24	0.0	0.0	0.0	-0.496	0.0	-0.412	-1.04e+03
25	0.0	0.0	0.0	-0.548	0.0	-0.426	-1.02e+03
26	0.0	0.0	0.0	-0.612	0.0	-0.444	-1.00e+03
27	0.0	0.0	0.0	-0.686	0.0	-0.465	-994
28	0.0	0.0	0.0	-0.764	0.0	-0.488	-994
29	0.0	0.0	0.0	-0.845	0.0	-0.511	-993
30	0.0	0.0	0.0	-0.928	0.0	-0.535	-993
31	0.0	0.0	0.0	-1.01	0.0	-0.56	-994



表 6-3 1 号钢束中跨合拢阶段的预应力损失

点号	Sigma_s1	Sigma_s2	Sigma_s3	Sigma_s4	Sigma_s5	Sigma_s6	有效预应力
1	0.0	0.0	0.0	0.165	0.0	-0.453	-995
2	0.0	0.0	0.0	0.219	0.0	-0.489	-996
3	0.0	0.0	0.0	0.27	0.0	-0.528	-996
4	0.0	0.0	0.0	0.327	0.0	-0.523	-998
5	0.0	0.0	0.0	0.39	0.0	-0.563	-997
6	0.0	0.0	0.0	0.451	0.0	-0.604	-1.00e+03
7	0.0	0.0	0.0	0.502	0.0	-0.641	-1.02e+03
8	0.0	0.0	0.0	0.541	0.0	-0.673	-1.04e+03
9	0.0	0.0	0.0	0.569	0.0	-0.633	-1.06e+03
10	0.0	0.0	0.0	0.587	0.0	-0.651	-1.08e+03
11	0.0	0.0	0.0	0.597	0.0	-0.664	-1.09e+03
12	0.0	0.0	0.0	0.598	0.0	-0.673	-1.08e+03
13	0.0	0.0	0.0	0.79	0.0	-0.716	-1.07e+03
14	0.0	0.0	0.0	0.795	0.0	-0.597	-1.07e+03
15	0.0	0.0	0.0	0.799	0.0	-0.478	-1.07e+03
16	0.0	0.0	0.0	0.804	0.0	-0.359	-1.07e+03
17	0.0	0.0	0.0	0.792	0.0	-0.369	-1.07e+03
18	0.0	0.0	0.0	0.78	0.0	-0.368	-1.07e+03
19	0.0	0.0	0.0	0.768	0.0	-0.368	-1.06e+03
20	0.0	0.0	0.0	0.576	0.0	-0.313	-1.08e+03
21	0.0	0.0	0.0	0.568	0.0	-0.316	-1.09e+03
22	0.0	0.0	0.0	0.553	0.0	-0.319	-1.08e+03
23	0.0	0.0	0.0	0.529	0.0	-0.323	-1.06e+03
24	0.0	0.0	0.0	0.499	0.0	-0.352	-1.04e+03
25	0.0	0.0	0.0	0.461	0.0	-0.354	-1.02e+03
26	0.0	0.0	0.0	0.412	0.0	-0.358	-1.00e+03
27	0.0	0.0	0.0	0.353	0.0	-0.361	-991
28	0.0	0.0	0.0	0.292	0.0	-0.363	-991
29	0.0	0.0	0.0	0.228	0.0	-0.366	-991
30	0.0	0.0	0.0	0.163	0.0	-0.368	-992
31	0.0	0.0	0.0	9.64e-02	0.0	-0.37	-992



表 6-4 1 号钢束正常使用阶段的预应力损失

点号	Sigma_s1	Sigma_s2	Sigma_s3	Sigma_s4	Sigma_s5	Sigma_s6	有效预应力
1	0.0	0.0	0.0	1.72	0.0	-28.2	-967
2	0.0	0.0	0.0	2.32	0.0	-28.4	-967
3	0.0	0.0	0.0	2.91	0.0	-28.6	-967
4	0.0	0.0	0.0	3.58	0.0	-27.5	-970
5	0.0	0.0	0.0	4.35	0.0	-27.6	-970
6	0.0	0.0	0.0	5.11	0.0	-27.8	-976
7	0.0	0.0	0.0	5.78	0.0	-27.8	-995
8	0.0	0.0	0.0	6.33	0.0	-27.9	-1.01e+03
9	0.0	0.0	0.0	6.76	0.0	-26.5	-1.03e+03
10	0.0	0.0	0.0	7.09	0.0	-26.4	-1.05e+03
11	0.0	0.0	0.0	7.31	0.0	-26.2	-1.07e+03
12	0.0	0.0	0.0	7.43	0.0	-26.0	-1.06e+03
13	0.0	0.0	0.0	9.97	0.0	-29.4	-1.04e+03
14	0.0	0.0	0.0	10.2	0.0	-28.6	-1.04e+03
15	0.0	0.0	0.0	10.4	0.0	-27.9	-1.04e+03
16	0.0	0.0	0.0	10.6	0.0	-27.1	-1.05e+03
17	0.0	0.0	0.0	10.4	0.0	-27.6	-1.04e+03
18	0.0	0.0	0.0	10.2	0.0	-28.1	-1.04e+03
19	0.0	0.0	0.0	9.97	0.0	-28.6	-1.04e+03
20	0.0	0.0	0.0	7.43	0.0	-25.2	-1.06e+03
21	0.0	0.0	0.0	7.3	0.0	-25.4	-1.07e+03
22	0.0	0.0	0.0	7.07	0.0	-25.5	-1.05e+03
23	0.0	0.0	0.0	6.73	0.0	-25.6	-1.03e+03
24	0.0	0.0	0.0	6.31	0.0	-27.7	-1.01e+03
25	0.0	0.0	0.0	5.8	0.0	-27.8	-992
26	0.0	0.0	0.0	5.16	0.0	-27.9	-973
27	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0	-28.0	-963
28	0.0	0.0	0.0	3.61	0.0	-28.0	-963
29	0.0	0.0	0.0	2.81	0.0	-27.9	-963
30	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	-27.9	-963
31	0.0	0.0	0.0	1.18	0.0	-27.8	-964

7 配束后主梁内力计算及内力组合

7.1 配筋后结构重力效应

计算预加力次内力的一般方法为：选定结构的基本体系，计算出预加力对基本体系到弯矩，此为静定力矩，既初预矩，然后用力法求解结构在预加力作用下的赘余力，此即所谓的“二次内力矩”。初预矩和次预矩之和为就是预加力对结构的综合力矩，次方法适合手算简单结构，对于实际悬臂施工的变截面的连续梁桥，用该方法手算不太可能，故采用桥梁博士软件计算。

通过桥梁博士软件，将各个施工阶段的预应力效应计入相应阶段的累计效应，下表为使用阶段结构的重力效应，即结构在二期横载施加后的累计效应。

表 7-1 使用阶段结构重力效应

单元号	阶段累计效应			单元号	阶段累计效应		
	轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN.m)		轴力 (kN)	剪力 (kN)	弯矩 (kN.m)
1	0.0	2560.0	0.0	49	0.0	-123.0	30500.0
2	0.0	2440.0	2500.0	50	0.0	-495.0	29600.0
3	0.0	2310.0	4880.0	51	0.0	-867.0	27600.0
4	0.0	2190.0	7130.0	52	0.0	-1240.0	24400.0
5	0.0	1940.0	11300.0	53	0.0	-1610.0	20100.0
6	0.0	1690.0	14900.0	54	0.0	-1980.0	14700.0
7	0.0	1450.0	18000.0	55	0.0	-2350.0	8230.0
8	0.0	1200.0	20700.0	56	0.0	-2730.0	611.0
9	0.0	950.0	22800.0	57	0.0	-3100.0	-8130.0
10	0.0	702.0	24500.0	58	0.0	-3470.0	-18000.0
11	0.0	454.0	25600.0	59	0.0	-3840.0	-28900.0
12	0.0	206.0	26300.0	60	0.0	-4210.0	-41000.0
13	0.0	-42.3	26500.0	61	0.0	-4590.0	-54200.0
14	0.0	-414.0	25800.0	62	0.0	-5020.0	-71100.0
15	0.0	-786.0	24000.0	63	0.0	-5450.0	-89400.0
16	0.0	-1160.0	21100.0	64	0.0	-5830.0	-106000.0
17	0.0	-1530.0	17000.0	65	0.0	-6010.0	-115000.0
18	0.0	-1900.0	11900.0	66	0.0	6120.0	-124000.0
19	0.0	-2270.0	5600.0	67	0.0	5930.0	-115000.0
20	0.0	-2650.0	-1780.0	68	0.0	5740.0	-107000.0
21	0.0	-3020.0	-10300.0	69	0.0	5500.0	-95300.0
22	0.0	-3390.0	-19900.0	70	0.0	5370.0	-89900.0
23	0.0	-3760.0	-30600.0	71	0.0	4940.0	-71800.0
24	0.0	-4130.0	-42500.0	72	0.0	4500.0	-55300.0
25	0.0	-4510.0	-55400.0	73	0.0	4130.0	-42400.0
26	0.0	-4940.0	-72000.0	74	0.0	3760.0	-30500.0
27	0.0	-5370.0	-90000.0	75	0.0	3390.0	-19800.0

续表 7-1

28	0.0	-5500.0	-95400.0	76	0.0	3020.0	-10200.0
29	0.0	-5750.0	-107000.0	77	0.0	2640.0	-1690.0
30	0.0	-5930.0	-115000.0	78	0.0	2270.0	5680.0
31	0.0	6200.0	-124000.0	79	0.0	1900.0	11900.0
32	0.0	6020.0	-115000.0	80	0.0	1530.0	17100.0
33	0.0	5830.0	-106000.0	81	0.0	1160.0	21100.0
34	0.0	5460.0	-89500.0	82	0.0	784.0	24000.0
35	0.0	5020.0	-71200.0	83	0.0	412.0	25800.0
36	0.0	4590.0	-54300.0	84	0.0	40.3	26500.0
37	0.0	4220.0	-41100.0	85	0.0	-208.0	26300.0
38	0.0	3850.0	-29000.0	86	0.0	-456.0	25700.0
39	0.0	3470.0	-18100.0	87	0.0	-704.0	24500.0
40	0.0	3100.0	-8200.0	88	0.0	-952.0	22900.0
41	0.0	2730.0	550.0	89	0.0	-1200.0	20700.0
42	0.0	2360.0	8180.0	90	0.0	-1450.0	18100.0
43	0.0	1990.0	14700.0	91	0.0	-1700.0	14900.0
44	0.0	1610.0	20100.0	92	0.0	-1940.0	11300.0
45	0.0	1240.0	24400.0	93	0.0	-2190.0	7130.0
46	0.0	869.0	27500.0	94	0.0	-2320.0	4880.0
47	0.0	497.0	29600.0	95	0.0	-2440.0	2500.0
48	0.0	125.0	30500.0				

7.2 预应力效应

预应力效应，也就是结构在使用阶段中由于预加应力产生的结构效应，见下表。

表 7-2 使用阶段预应力效应

单元号	内力			单元号	内力		
	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN·m)		轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN·m)
1	-4830.0	88.0	5000.0	49	-5070.0	-24.5	5100.0
2	-4730.0	99.2	4770.0	50	-5190.0	4.9	4740.0
3	-4630.0	113.0	4570.0	51	-5730.0	43.1	5030.0
4	-4530.0	130.0	4430.0	52	-6680.0	92.6	5950.0
5	-4320.0	149.0	4260.0	53	-6930.0	137.0	5850.0
6	-4120.0	162.0	4220.0	54	-5150.0	112.0	2670.0
7	-3980.0	173.0	4320.0	55	-4850.0	59.0	1380.0
8	-3830.0	176.0	4420.0	56	-5140.0	-54.8	676.0
9	-3730.0	131.0	4560.0	57	-4180.0	-136.0	-3060.0
10	-3550.0	81.6	4430.0	58	-3290.0	-131.0	-7490.0
11	-3360.0	48.2	4260.0	59	-3380.0	-132.0	-8130.0
12	-3320.0	16.2	4160.0	60	-3850.0	-209.0	-9190.0
13	-3430.0	25.2	3700.0	61	-4690.0	-268.0	-11600.0
14	-3480.0	32.9	3140.0	62	-5290.0	-258.0	-12900.0
15	-3690.0	41.5	2500.0	63	-5390.0	-288.0	-13900.0
16	-3880.0	51.3	1850.0	64	-5670.0	-128.0	-17900.0
17	-4180.0	58.4	1420.0	65	-6000.0	-40.3	-19600.0
18	-4630.0	21.7	1100.0	66	-5490.0	2.6	-18000.0

续表 7-2

19	-5250.0	-21.4	855.0	67	-5570.0	23.5	-16700.0
20	-5160.0	-19.0	-379.0	68	-5550.0	110.0	-16100.0
21	-4720.0	-14.6	-2340.0	69	-5990.0	271.0	-16400.0
22	-4800.0	-52.1	-3190.0	70	-5600.0	143.0	-17200.0
23	-5380.0	-105.0	-4080.0	71	-4980.0	149.0	-14600.0
24	-3790.0	-208.0	-10200.0	72	-4250.0	180.0	-11900.0
25	-4500.0	-138.0	-12900.0	73	-3470.0	90.8	-9710.0
26	-5350.0	-203.0	-14800.0	74	-5320.0	-45.1	-3690.0
27	-5970.0	-317.0	-16600.0	75	-4970.0	54.7	-2570.0
28	-5930.0	-263.0	-16500.0	76	-4810.0	-51.1	-1100.0
29	-5450.0	-132.0	-16100.0	77	-4680.0	10.3	-639.0
30	-5470.0	-59.0	-18200.0	78	-4120.0	-37.7	105.0
31	-5340.0	-25.6	-17800.0	79	-4360.0	-124.0	1680.0
32	-5270.0	-25.3	-16200.0	80	-4170.0	-120.0	2170.0
33	-5250.0	49.2	-15500.0	81	-3870.0	-104.0	2620.0
34	-5150.0	122.0	-15700.0	82	-3610.0	-88.6	3200.0
35	-4430.0	20.9	-13000.0	83	-3620.0	-85.3	3870.0
36	-3750.0	60.0	-10400.0	84	-3610.0	-83.6	4470.0
37	-3200.0	54.6	-8600.0	85	-3690.0	-72.6	4610.0
38	-2790.0	41.4	-7410.0	86	-3740.0	-92.6	4730.0
39	-2650.0	24.8	-6790.0	87	-3880.0	-122.0	4840.0
40	-3350.0	33.7	-2690.0	88	-4150.0	-158.0	5140.0
41	-3320.0	-66.4	-1700.0	89	-4320.0	-194.0	5160.0
42	-4400.0	-42.6	844.0	90	-4490.0	-186.0	5190.0
43	-6130.0	57.2	4220.0	91	-4690.0	-252.0	5250.0
44	-6850.0	-254.0	6360.0	92	-4780.0	-311.0	4930.0
45	-6510.0	-203.0	6350.0	93	-4920.0	-297.0	4740.0
46	-6130.0	-154.0	6410.0	94	-5000.0	-283.0	4680.0
47	-5620.0	-103.0	6060.0	95	-5080.0	-268.0	4700.0
48	-4900.0	-54.7	5440.0				

7.3 徐变和收缩效应

徐变收缩时间以成桥后的 10 年计算，即 3650 天，使用阶段徐变收缩效应见表。

表 7-3 使用阶段结构徐变收缩效应

单元号	内力			单元号	内力		
	轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN•m)		轴力 (KN)	剪力 (KN)	弯矩 (KN•m)
1	0.0	-43.6	0.0	49	0.0	-24.6	-4300.0
2	0.0	-43.6	-43.6	50	0.0	-24.6	-4380.0
3	0.0	-43.6	-87.3	51	0.0	-24.6	-4450.0
4	0.0	-43.6	-130.0	52	0.0	-24.6	-4530.0
5	0.0	-43.6	-218.0	53	0.0	-24.6	-4600.0
6	0.0	-43.6	-305.0	54	0.0	-24.6	-4670.0
7	0.0	-43.6	-392.0	55	0.0	-24.6	-4750.0
8	0.0	-43.6	-479.0	56	0.0	-24.6	-4820.0
9	0.0	-43.6	-567.0	57	0.0	-24.6	-4890.0

续表 7-3

10	0.0	-43.6	-654.0	58	0.0	-24.6	-4970.0
	0.0	-43.6	-741.0	59	0.0	-24.6	-5040.0
12	0.0	-43.6	-826.0	60	0.0	-24.6	-5110.0
13	0.0	-43.6	-919.0	61	0.0	-24.6	-5190.0
14	0.0	-43.6	-1050.0	62	0.0	-24.6	-5280.0
15	0.0	-43.6	-1180.0	63	0.0	-24.6	-5360.0
16	0.0	-43.6	-1300.0	64	0.0	-24.6	-5440.0
17	0.0	-43.6	-1440.0	65	0.0	-24.6	-5470.0
18	0.0	-43.6	-1570.0	66	0.0	78.7	-5510.0
19	0.0	-43.6	-1700.0	67	0.0	78.7	-5390.0
20	0.0	-43.6	-1830.0	68	0.0	78.7	-5270.0
21	0.0	-43.6	-1970.0	69	0.0	78.7	-5110.0
22	0.0	-43.6	-2090.0	70	0.0	78.7	-5040.0
23	0.0	-43.6	-2220.0	71	0.0	78.7	-4760.0
24	0.0	-43.6	-2350.0	72	0.0	78.7	-4490.0
25	0.0	-43.6	-2490.0	73	0.0	78.7	-4250.0
26	0.0	-43.6	-2640.0	74	0.0	78.7	-4010.0
27	0.0	-43.6	-2790.0	75	0.0	78.7	-3780.0
28	0.0	-43.6	-2840.0	76	0.0	78.7	-3540.0
29	0.0	-43.6	-2920.0	77	0.0	78.7	-3310.0
30	0.0	-43.6	-2990.0	78	0.0	78.7	-3070.0
31	0.0	-24.6	-3050.0	79	0.0	78.7	-2840.0
32	0.0	-24.6	-3090.0	80	0.0	78.7	-2600.0
33	0.0	-24.6	-3130.0	81	0.0	78.7	-2360.0
34	0.0	-24.6	-3200.0	82	0.0	78.7	-2130.0
35	0.0	-24.6	-3290.0	83	0.0	78.7	-1890.0
36	0.0	-24.6	-3370.0	84	0.0	78.7	-1650.0
37	0.0	-24.6	-3440.0	85	0.0	78.7	-1500.0
38	0.0	-24.6	-3520.0	86	0.0	78.7	-1340.0
39	0.0	-24.6	-3590.0	87	0.0	78.7	-1180.0
40	0.0	-24.6	-3660.0	88	0.0	78.7	-1020.0
41	0.0	-24.6	-3740.0	89	0.0	78.7	-866.0
42	0.0	-24.6	-3810.0	90	0.0	78.7	-709.0
43	0.0	-24.6	-3880.0	91	0.0	78.7	-551.0
44	0.0	-24.6	-3960.0	92	0.0	78.7	-394.0
45	0.0	-24.6	-4030.0	93	0.0	78.7	-236.0
46	0.0	-24.6	-4110.0	94	0.0	78.7	-157.0
47	0.0	-24.6	-4190.0	95	0.0	78.7	-78.7
48	0.0	-24.6	-4260.0				

7.4 内力组合效应

根据前面计算得到各分项荷载作用下的内力和位移，可按照规范进行承载能力极限状态组合和正常使用极限状态组合，组合的时候各内力分项系数与第四章完全一致，组合结果见下表。



表 7-4 考虑预应力次效应后的荷载组合

截面号	荷载类型	荷载组合(剪力 kN,弯矩 kN.m)		
		正常使用极限状态长期 效应组合	正常使用极限状态短期 效应组合	承载能力极限状态 效应组合
截面 1	最大剪力	9820.0	10600.0	16700.0
	最小剪力	7160.0	6920.0	8980.0
	最大弯矩	-69400.0	-69400.0	0.0
	最小弯矩	-69400.0	-69400.0	0.0
截面 11	最大剪力	2690.0	3190.0	5540.0
	最小剪力	325.0	13.8	531.0
	最大弯矩	24500.0	33700.0	204000.0
	最小弯矩	-14600.0	-18500.0	133000.0
截面 17	最大剪力	-7150.0	-6870.0	-4680.0
	最小剪力	-9500.0	-10000.0	-10500.0
	最大弯矩	64600.0	76200.0	204000.0
	最小弯矩	-3360.0	-10800.0	127000.0
截面 23	最大剪力	-13600.0	-13500.0	-16900.0
	最小剪力	-16100.0	-16800.0	-25400.0
	最大弯矩	74100.0	82000.0	-10900.0
	最小弯矩	-18900.0	-30400.0	-144000.0
	最小弯矩	8230.0	-10100.0	-692000.0
截面 31	最大剪力	39000.0	40200.0	48400.0
	最小剪力	36300.0	36200.0	35200.0
	最大弯矩	94500.0	98000.0	-541000.0
	最小弯矩	-29500.0	-50000.0	-593000.0
截面 36	最大剪力	19600.0	20500.0	28000.0
	最小剪力	17100.0	16900.0	18900.0
	最大弯矩	107000.0	111000.0	-165000.0
	最小弯矩	11100.0	993.0	-223000.0
	最小剪力	12600.0	12500.0	13200.0
	最大弯矩	108000.0	112000.0	-9960.0
	最小弯矩	25700.0	19600.0	-66200.0
截面 40	最大剪力	13000.0	13800.0	18500.0
	最小剪力	10700.0	10500.0	11400.0
	最大弯矩	51400.0	56800.0	31600.0
	最小弯矩	-26500.0	-31700.0	-25900.0
截面 44	最大剪力	11100.0	11700.0	10300.0
	最小剪力	8850.0	8590.0	4780.0
	最大弯矩	13300.0	21300.0	151000.0
	最小弯矩	-52400.0	-55800.0	87100.0
截面 48	最大剪力	3170.0	3580.0	3430.0
	最小剪力	943.0	545.0	-991.0
	最大弯矩	27000.0	36600.0	206000.0
	最小弯矩	-34900.0	-37900.0	127000.0
截面 53	最大剪力	-7140.0	-6880.0	-4840.0
	最小剪力	-9410.0	-10000.0	-10400.0
	最大弯矩	23500.0	31600.0	152000.0
	最小弯矩	-42500.0	-46000.0	71900.0

续表 7-4

截面 57	最大剪力	-7710.0	-7550.0	-11500.0
	最小剪力	-10100.0	-10800.0	-18600.0
	最大弯矩	73800.0	79300.0	32800.0
	最小弯矩	-4500.0	-9760.0	-82300.0
截面 61	最大剪力	-13500.0	-13400.0	-18900.0
	最小剪力	-16100.0	-17000.0	-28100.0
	最大弯矩	141000.0	144000.0	-164000.0
	最小弯矩	44300.0	34100.0	-341000.0
截面 66	最大剪力	41600.0	42700.0	52400.0
	最小剪力	38900.0	38800.0	38600.0
	最大弯矩	96500.0	100000.0	-542000.0
	最小弯矩	-28000.0	-48500.0	-558000.0
截面 74	最大剪力	20700.0	21500.0	25600.0
	最小剪力	18200.0	18100.0	17100.0
	最大弯矩	54600.0	62400.0	-15200.0
	最小弯矩	-38700.0	-50200.0	-34900.0
截面 80	最大剪力	11200.0	11700.0	10600.0
	最小剪力	8820.0	8530.0	4790.0
	最大弯矩	49700.0	61300.0	201000.0
	最小弯矩	-18500.0	-25900.0	168000.0
截面 86	最大剪力	746.0	1060.0	-396.0
	最小剪力	-1630.0	-2130.0	-5410.0
	最大弯矩	19700.0	29000.0	202000.0
	最小弯矩	-19500.0	-23300.0	193000.0
截面 96	最大剪力	7380.0	8200.0	16500.0
	最小剪力	4720.0	4480.0	8850.0
	最大弯矩	-70900.0	-70900.0	295.0
	最小弯矩	-70900.0	-70900.0	246.0

8 普通钢筋的设计计算

8.1 计算原则

在确定预应力钢筋的数量后，非预应力钢筋根据正截面承载能力极限状态的要求来确定。

在预应力钢筋的计算与布置时，普通钢筋在计算时不予考虑在内，计算后应力符合要求的话只需按照规范所规定的构造要求配置相应数量的箍筋和构造钢筋即可。

8.2 纵向主筋的布置

根据承载能力极限状态验算要求，按需要布置纵向主筋。经简单计算和考虑构造要求，在距上下缘 50mm 处，布置直径 $\Phi 28\text{mm}$ 的 HRB335 带肋钢筋，横向布置 80 根。

8.3 箍筋的布置

JTG D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定，在剪力较小的梁段，按计算要求的箍筋数量很少，但为防止混凝土受剪时的意外脆性破坏，按下列要求配置构造箍筋：

预应力混凝土箱形截面梁腹板内应分别设置直径不小于 10mm 和 12mm 的箍筋，且采用带肋钢筋，间距不大于 250mm。

该设计箱梁腹板内箍筋直径采用 16mm，间距为 150mm。

8.4 水平纵向辅助钢筋的布置

为了缩小裂缝间距，防止腹板裂缝较宽，一般需要在腹板两侧设置水平纵向辅助钢筋，通常称为防裂钢筋。对于预应力混凝土梁，这种钢筋宜采用小直径的钢筋网，紧贴箍筋布置于腹板的两侧，以增加与混凝土的粘结力，使裂缝的间距和宽度均减小。

该设计采用直径为 $\Phi 12\text{mm}$ 的 HRB335 带肋钢筋，间距 150 mm。

8.5 架立钢筋与定位钢筋的布置

架立钢筋是用于支撑箍筋的，一般采用直径为(12~20)mm 的光圆钢筋；定位钢筋系指用于固定预留孔道制孔器位置的钢筋，常做成网格式。

由于本设计中预应力钢筋可以完全承担构件的受力要求，所以非预应力钢筋按照构造配筋即可。

9 截面强度验算

9.1 基本理论

预应力混凝土受弯构件截面强度的验算内容包括两大类，即正截面强度验算和斜截面强度验算。其验算原则基本上与普通钢筋混凝土受弯构件相同，当预应力钢筋的配筋率的配置适当时，受拉区混凝土开裂退出工作，预应力筋和非预应力筋分别达到各自的抗拉设计强度 f_{pd} 和 f_{sd} ；受压区混凝土应力达到抗压设计强度 f_{cd} ，非预应力钢筋达到其抗压设计强度 f'_{cd} ，并假定受压区混凝土应力按矩形分布。但受压区布有预应力钢筋 A_p 时，其应力 σ'_{pc} 却达不到抗压设计强度。

9.2 正截面强度验算

根据《公预规》第5.1.5条桥梁构件的承载能力极限状态计算，应采用下列表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (9-1)$$

$$R = R(f_d, \alpha_d) \quad (9-2)$$

式中： γ_0 —桥梁结构的重要性系数，按公路桥涵的计算安全等级，一级、二级、三级分别取用1.1、1.0、0.9；桥梁的抗震设计不考虑结构的重要性系数； S —作用效应的组合设计值（其中汽车荷载应计入冲击系数），当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时，公式中的作用效应项应改为 $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ，其中 γ_p 为预应力（扣除全部预应力损失）引起的次效应； γ_p 为预应力分项系数，当预应力效应对结构有利时取1.0；对结构不利时，取1.2。

R —构件承载力设计值；

$R(*)$ —构件承载力函数；

f_d —材料强度设计值；

α_d —几何参数设计值，当无可靠数据时，可采用几何参数标准值，即设计文件规定值。

根据《公预规》（JTGD62-2004）第5.2.3条，翼缘位于受压区的箱形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定。

当符合下列条件时：

$$f_{sd}A_n + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'f h'_f + f_{sd}A_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A_p \quad (9-3)$$

按式(9-4)和式(9-5)计算正截面抗弯承载力:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}bx(h_0 - \frac{x}{2}) + f_{sd}A_s(h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A_p(h_0 - a'_p) \quad (9-4)$$

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}bx + f_{sd}A_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A_p \quad (9-5)$$

当不符合上述条件时,计算中应考虑截面腹板受压作用,正截面抗弯承载力应按下列规定计算:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx(h_0 - \frac{x}{2}) + (b'f - b)h'_f(h_0 - \frac{h'_f}{2}) \right] + f_{sd}A_s(h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A_p(h_0 - a'_p) \quad (9-6)$$

受压区高度x应按下式计算:

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd} \left[bx + (b'f - b)h'_f \right] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (9-7)$$

以上各式中: A_s 、 A'_s —受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积;

A_p 、 A'_p —受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

b—矩形截面宽度或箱形截面腹板宽度;

h_0 —截面有效高度, $h_0 = h - a$, 此处h为截面全高;

a 、 a' —受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区、受压区边缘的距离;

a'_s 、 a'_p —受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离;

σ'_{p0} —受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力;

h'_f —箱形截面受压翼缘厚度;

$b'f$ —箱形截面受压翼缘宽度,按《公预规》第4.2.2条规定采用。

根据承载能力极限状态组合的结果,采用基本组合。由桥梁博士软件计算的各控制截面强度验算结果如下表9-1所示。

由下表数据可知，强度符合要求。

表 9-1 承载能力极限状态正截面强度验算

节点号	内力属性	M _j (KN·m)	极限抗力 (KN·m)	受力类型	受压区高度 是否满足	最小配筋率 是否满足
1	最大弯矩	-6.11E-10	-1.33E+05	轴心受拉	是	是
	最小弯矩	-7.33E-10	-1.33E+05	轴心受拉	是	是
11	最大弯矩	2.00E+05	3.55E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	1.01E+05	3.55E+05	下拉受弯	是	是
17	最大弯矩	1.97E+05	4.20E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	6.09E+04	4.20E+05	下拉受弯	是	是
23	最大弯矩	-2.16E+04	-5.92E+05	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-1.94E+05	-5.92E+05	上拉受弯	是	是
31	最大弯矩	-5.55E+05	-1.40E+06	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-8.77E+05	-1.40E+06	上拉受弯	是	是
36	最大弯矩	-1.81E+05	-7.76E+05	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-3.75E+05	-7.76E+05	上拉受弯	是	是
40	最大弯矩	1.51E+04	8.62E+04	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	-1.21E+05	-4.20E+05	上拉受弯	是	是
44	最大弯矩	1.33E+05	2.36E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	2.23E+04	2.36E+05	下拉受弯	是	是
48	最大弯矩	1.87E+05	3.17E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	6.95E+04	3.17E+05	下拉受弯	是	是
53	最大弯矩	1.33E+05	2.37E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	2.03E+04	2.37E+05	下拉受弯	是	是
57	最大弯矩	1.26E+04	1.81E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	-1.26E+05	-4.46E+05	上拉受弯	是	是
61	最大弯矩	-1.85E+05	-8.17E+05	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-3.81E+05	-8.17E+05	上拉受弯	是	是
66	最大弯矩	-5.64E+05	-1.45E+06	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-8.90E+05	-1.45E+06	上拉受弯	是	是
74	最大弯矩	-3.12E+04	-6.34E+05	上拉受弯	是	是
	最小弯矩	-2.06E+05	-6.34E+05	上拉受弯	是	是
80	最大弯矩	1.90E+05	4.01E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	5.51E+04	4.01E+05	下拉受弯	是	是
86	最大弯矩	1.97E+05	3.58E+05	下拉受弯	是	是
	最小弯矩	9.85E+04	3.58E+05	下拉受弯	是	是
96	最大弯矩	-6.11E-10	-1.33E+05	轴心受拉	是	是
	最小弯矩	-7.33E-10	-1.33E+05	轴心受拉	是	是

9.3 斜截面抗剪承载力验算

对于箱形截面受弯构件的斜截面承载力验算, 其基本表达式为:

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{pb} \quad (9-8)$$

式中:

V_d ——斜截面受压端正截面上由作用 (或荷载) 产生的最大剪力组合设计值 (kN);

V_{cs} ——斜截面内混凝土和箍筋共同的承载力设计值 (kN);

V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值 (kN)。

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6 p) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} f_{sv}} \quad (9-9)$$

式中:

V_d ——斜截面受压端正截面上由作用 (或荷载) 产生的最大剪力组合设计值 (kN);

α_1 ——异号弯矩影响系数, 计算简支梁和连续梁近边支点梁段的抗剪承载力时,

$\alpha_1=1.0$; 计算连续梁和悬臂梁近中支点梁段的抗剪承载力时, $\alpha_1=0.9$;

α_2 ——预应力提高系数。对预应力混凝土受弯构件, $\alpha_2=1.25$; 但当钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时, 或容许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件, $\alpha_2=1.0$;

α_3 ——受压翼缘的影响系数。对具有受压翼缘的截面, 取 $\alpha_3=1.1$;

p ——斜截面内纵向受拉钢筋的计算配筋率。 $p=100\rho$, $\rho=(A_p+A_{pb}+A_s)/bh_0$;

当 $p>2.5$ 时, 取 $p=2.5$;

$f_{cu,k}$ ——混凝土抗压强度标准值 (MPa);

ρ_{sv} ——箍筋配筋率;

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值 (MPa)。

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_{pb} \sin \theta_p \quad (9-10)$$

式中:

θ_p ——预应力弯起钢筋 (在斜截面受压端正截面处) 的切线与水平线的夹角;

A_{pb} ——斜截面内在同一弯起平面的预应力弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

f_{pd} ——预应力钢筋抗拉强度设计值。

式 (9-9) 的适用范围必须满足上下限值。



(1) 上限值——截面最小尺寸

$$\gamma_0 V_d \leq (0.51 \times 10^{-3}) \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (9-11)$$

(2) 下限值——按构造要求配置箍筋

$$\gamma_0 V_d \leq (0.5 \times 10^{-3}) \alpha_2 f_{td} b h_0 \quad (9-12)$$

通过桥梁博士剪力计算专用模块，部分验算结果如下表 9-2 所示：

表 9-2 斜截面抗剪验算

抗剪设计									
抗剪计算汇总结果									
X		V箍筋	V弯起	V预应力	总抗力	设计剪力	VR/Vd	满足	尺寸
20.0	最大剪力	20396.3	0.0	1734.0	22130.3	1987.0	11.138	是	是
20.0	最小剪力	16710.5	0.0	0.0	16710.5	837.8	19.947	是	是
21.0	最大剪力	-20616.2	0.0	-2010.2	-22626.4	-2523.1	8.968	是	是
21.0	最小剪力	17853.1	0.0	0.0	17853.1	287.9	62.010	是	是
22.0	最大剪力	-20857.8	0.0	-2010.2	-22868.0	-3436.5	6.654	是	是
22.0	最小剪力	-18957.4	0.0	0.0	-18957.4	-301.3	62.920	是	是
23.0	最大剪力	-21114.1	0.0	-2010.2	-23124.3	-4042.9	5.720	是	是
23.0	最小剪力	19110.2	0.0	0.0	19110.2	928.1	20.590	是	是
24.0	最大剪力	-21370.4	0.0	-2311.5	-23681.9	-4650.6	5.092	是	是
24.0	最小剪力	19238.4	0.0	0.0	19238.4	372.3	51.679	是	是
25.0	最大剪力	-21651.7	0.0	-2311.5	-23963.2	-5514.4	4.346	是	是
25.0	最小剪力	-19386.8	0.0	0.0	-19386.8	-12.1	1598.100	是	是
115.0	最小剪力	-16338.6	0.0	0.0	-16338.6	-2044.9	7.990	是	是
116.0	最大剪力	16338.6	0.0	0.0	16338.6	1088.9	15.004	是	是
116.0	最小剪力	-16338.6	0.0	0.0	-16338.6	-3314.9	4.929	是	是
117.0	最大剪力	16371.3	0.0	0.0	16371.3	1151.9	14.212	是	是
117.0	最小剪力	16839.4	0.0	439.9	17279.3	3130.3	5.520	是	是
118.0	最大剪力	16410.2	0.0	0.0	16410.2	640.6	25.615	是	是
118.0	最小剪力	16704.9	0.0	439.9	17144.8	2327.5	7.366	是	是
119.0	最大剪力	-16449.1	0.0	0.0	-16449.1	-623.9	26.367	是	是
119.0	最小剪力	16617.6	0.0	439.9	17057.5	1832.9	9.306	是	是
120.0	最大剪力	-16530.2	0.0	0.0	-16530.2	-1575.4	10.493	是	是
120.0	最小剪力	16530.2	0.0	0.0	16530.2	1337.8	12.356	是	是

由上表可知：斜截面抗剪承载力满足要求。

10 抗裂验算

10.1 《公预规》要求

根据《公预规》第 6.3.1 条规定，预应力混凝土受弯构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算

(1) 正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算，并应符合下列要求。

全预应力混凝土构件，在作用短期效应组合下：

$$\text{分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件 } \sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$$

(2) 斜截面抗裂应对构件斜截面混凝土的主拉应力进行验算，并应符合下列规定：

全预应力混凝土构件，在作用（或荷载）短期效应组合下：

$$\text{预制构件分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件 } \sigma_{sp} \leq 0.4f_{tk}$$

上两式中： σ_{st} —在作用短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力；

σ_{pc} —扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预

压应力；

σ_{sp} —由作用短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力；

f_{tk} —混凝土的抗拉设计强度标准值，采用 C55 时 $f_{tk} = 2.74 MPa$

10.2 计算

10.2.1 正截面抗裂验算

在短期效应组合下的梁底拉应力验算参见《公预规》式 (6.3.2-1)：

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad (10-1)$$

式中： M_s —按作用短期效应组合计算的弯矩值；

W_0 —构件净截面抗裂验算边缘的弹性抵抗矩。

计算由预加力产生的混凝土引起的法向压应力 σ_{pc} 计算，参见《公预规》式 (6.1.5-4)：

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n + \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (10-2)$$

式中： A_n —净截面面积；

N_p —后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力，按《公预规》式（6.1.6-1）、

式（6.1.6-3）计算；

I_n —净截面惯性矩；

e_{pn} —净截面重心至预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离，按《公预规》式

（6.1.6-2）、式（6.1.6-3）计算；

M_{p2} —由预应力 N_p 在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯

矩；

y_s —净截面重心至计算纤维处的距离。

10.2.2 斜截面抗裂验算

根据《公预规》第 6.3.3 条规定，预应力混凝土受弯构件由作用短期效应组合和预加力产生的混凝土主拉应力 σ_{tp} 和主压应力 σ_{cp} ，应按下列公式计算：

$$\sigma_{tp} \text{ 和 } \sigma_{cp} = \left(\frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \right) \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (10-3)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad (10-4)$$

$$\sigma_{cy} = 0.6 \frac{n \sigma'_{pc} A_{pv}}{b_{sv}} \quad (10-5)$$

$$\tau = \frac{V_s S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma_{pe} A_{pb} \sin \theta_p S_n}{b I_n} \quad (10-6)$$

式中： σ_{cx} —在计算主应力点，由预加力和按作用短期效应组合计算的弯矩 M_s 产生的混凝土法向应力；

σ_{cy} —由竖向预应力钢筋的预加力产生的混凝土竖向压应力；

τ —在计算主应力点，由预应力弯起钢筋的预加力和按作用短期效应组合计算的剪力 V_s 产生的混凝土剪应力；

σ_{pc} —在计算主应力点，由扣除全部预应力损失后的纵向预加力产生的混凝土法向预压应力，按《公预规》式（6.1.5-1）或者式（6.1.5-4）计算；

y_0 —换算截面重心轴至计算主应力点的距离；

$\sigma_{pe}' \sigma_{pe}''$ —竖向预应力钢筋、纵向预应力弯起钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力；

A_{pv} —单肢竖向预应力钢筋的截面面积;
 s_v —竖向预应力钢筋的间距;
 b —计算主应力点处构件腹板的宽度;
 A_{pb} —计算截面上同一弯起平面内预应力弯起钢筋的截面面积;
 S_0 、 S_n —计算主应力点以上(或以下)部分换算截面面积对换算截面重心轴、净截面
 面积对净截面重心轴的面积矩;
 θ_p —计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

将正常使用极限状态下的短期效应组合和长期效应组合的应力验算汇于下表。

由以下表格数据可知，应力符合要求。

表 10-1 正常使用极限状态应力验算-短期效应组合应力验算

节点号	应力	正应力		主应力
		上缘最小拉应力	下缘最小拉应力	
1	应力值	0.6	7.6	-0.8
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
11	应力值	3.8	0.6	-0.1
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
17	应力值	4.3	1.3	-0.7
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
23	应力值	2.1	5.3	-0.4
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
31	应力值	0.2	7.4	-1.0
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
36	应力值	0.6	4.2	-0.9
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
40	应力值	0.3	3.8	-0.9
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
44	应力值	1.4	5.2	-1.1
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
48	应力值	2.2	0.2	-0.2
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是

续表 10-1

53	应力值	1.8	4.7	-0.7
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
57	应力值	1.8	3.7	0.1
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
61	应力值	2.0	4.0	-0.2
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
66	应力值	0.3	7.5	-1.0
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
74	应力值	1.2	5.5	-0.9
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
80	应力值	3.5	1.7	-0.9
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
86	应力值	3.7	1.0	-0.1
	容许值	0.0	0.0	-1.1
	是否满足	是	是	是
96	应力值	0.766	7.85	0.08
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是

表 10-2 正常使用极限状态应力验算-长期效应组合应力验算

节点号	应力	正应力		主应力
		上缘最小拉应力	下缘最小拉应力	最大主拉应力
1	应力值	2.24	10.30	0.09
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
11	应力值	5.66	4.28	-0.04
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
17	应力值	7.87	4.53	-0.57
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
23	应力值	7.50	7.06	-0.31
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
	是否满足	是	是	是
31	应力值	7.51	7.03	-0.84
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是

续表 10-2

36	应力值	6.87	4.52	-0.71
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
40	应力值	5.33	5.79	-0.61
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
44	应力值	5.27	10.10	-0.75
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
48	应力值	5.37	5.28	-0.11
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
53	应力值	5.77	9.24	-0.57
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
57	应力值	7.21	5.65	0.08
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
61	应力值	8.61	4.26	-0.03
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
66	应力值	7.65	7.12	-0.90
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
74	应力值	6.43	7.21	-0.75
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
80	应力值	6.89	4.98	-0.76
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
86	应力值	5.64	4.79	-0.01
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是
96	应力值	2.44	10.6	0.135
	容许值	0.00	0.00	-1.10
	是否满足	是	是	是

11 持久状况构件的应力验算

11.1 正截面混凝土压应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定，使用阶段正截面压应力应按符合下列要求：

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} \leq 0.5 f_{ck} = 17.8 MPa \quad (11-1)$$

式中： σ_{kc} —由作用标准值产生的混凝土的法向压应力， $\sigma_{kc} = \frac{M_k}{I_0} y_0$ ，见《公预规》式(7.1.3-1)；

σ_{pt} —由预应力产生的法向拉应力， $\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n$ ，见《公预规》式(6.1.5-4)；

正截面混凝土压应力验算的计算见下表。

11.2 混凝土主压应力验算

根据《公预规》第 7.1.6 条规定，使用阶段斜截面混凝土主压应力应按符合下列要求：

$$\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} = 21.3 MPa \quad (11-2)$$

作用短期效应组合和预加力产生的混凝土主压应力 σ_{cp} 应《公预规》第 7.1.6 条规定公式计算，计算结果见下表，由下表的数据可知应力验算合格。

表 11-1 持久状况下预应力构件标准值效应组合应力验算

节点号	应力	正应力(Mpa)		主应力(Mpa)
		上缘最大压应力	下缘最大压应力	
1	应力值	5.40	10.10	10.70
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
	是否满足要求	是	是	是
11	应力值	12.00	2.67	12.00
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
17	应力值	15.00	2.65	15.00
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
23	应力值	13.70	5.60	13.70
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
31	应力值	13.20	6.05	13.20
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是

续表 11-1

36	应力值	12.70	2.93	12.70
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
40	应力值	11.70	3.23	11.70
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
44	应力值	12.60	6.35	13.00
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
48	应力值	13.40	1.36	13.40
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
53	应力值	13.00	5.64	13.00
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
57	应力值	13.60	3.11	13.60
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
61	应力值	14.50	2.66	14.50
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
66	应力值	13.40	6.13	13.40
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
74	应力值	12.60	5.75	12.60
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
80	应力值	14.10	3.08	14.10
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
86	应力值	12.00	3.18	12.00
	容许值	17.80	17.80	21.30
	是否满足要求	是	是	是
96	应力值	5.61	11	11
	容许值	17.8	17.8	21.3
	是否满足要求	是	是	是

11.3 预应力钢筋拉应力验算

根据《公预规》第 7.1.5 条规定，使用阶段预应力混凝土受弯构件预应力钢筋的拉应力应按符合下列规定：

对钢绞线、钢丝，未开裂构件：

$$\sigma_{pe} + \sigma_p \leq 0.65 f_{pk} = 1210 MPa \quad (11-3)$$

式中: σ_{kc} —由作用标准值产生的混凝土的法向压应力, $\sigma_{kc} = \frac{M_k}{I_0} y_0$, 见《公预规》

式 (7.1.3-1) ;

σ_{pt} —由预应力产生的法向拉应力, $\sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n$, 见《公

预规》式 (6.1.5-4) ;

在桥梁博士软件中将自动计算预应力筋到拉应力, 见下表。

表 11-2 预应力筋拉应力验算

钢束号	最大应力 (Mpa)	容许最大应力 (Mpa)	是否满足
1	-1070.0	-1210.0	是
2	-1080.0	-1210.0	是
3	-1100.0	-1210.0	是
4	-1130.0	-1210.0	是
5	-1090.0	-1210.0	是
6	-1160.0	-1210.0	是
7	-1110.0	-1210.0	是
8	-1180.0	-1210.0	是
9	-1120.0	-1210.0	是
10	-1130.0	-1210.0	是
11	-1200.0	-1210.0	是
12	-1130.0	-1210.0	是
13	-1210.0	-1210.0	是
14	-1140.0	-1210.0	是
15	-1200.0	-1210.0	是
16	-1140.0	-1210.0	是
17	-1200.0	-1210.0	是
18	-1140.0	-1210.0	是
19	-1210.0	-1210.0	是
20	-1160.0	-1210.0	是
21	-1210.0	-1210.0	是
22	-1210.0	-1210.0	是
23	-1210.0	-1210.0	是
24	-1200.0	-1210.0	是
25	-1200.0	-1210.0	是
26	-1190.0	-1210.0	是
27	-1110.0	-1210.0	是
28	-1100.0	-1210.0	是
29	-1120.0	-1210.0	是
30	-1210.0	-1210.0	是
31	-1070.0	-1210.0	是

续表 11-2

32	-1080.0	-1210.0	是
33	-1090.0	-1210.0	是
34	-1130.0	-1210.0	是
35	-1100.0	-1210.0	是
36	-1160.0	-1210.0	是
37	-1100.0	-1210.0	是
38	-1120.0	-1210.0	是
39	-1180.0	-1210.0	是
40	-1120.0	-1210.0	是
41	-1190.0	-1210.0	是
42	-1120.0	-1210.0	是
43	-1210.0	-1210.0	是
44	-1130.0	-1210.0	是
45	-1190.0	-1210.0	是
46	-1140.0	-1210.0	是
47	-1200.0	-1210.0	是
48	-1140.0	-1210.0	是
49	-1200.0	-1210.0	是
50	-1150.0	-1210.0	是
51	-1210.0	-1210.0	是
52	-1210.0	-1210.0	是
53	-1210.0	-1210.0	是
54	-1200.0	-1210.0	是
55	-1200.0	-1210.0	是
56	-1190.0	-1210.0	是
57	-1100.0	-1210.0	是
58	-1130.0	-1210.0	是
59	-1140.0	-1210.0	是
60	-1190.0	-1210.0	是
61	-1170.0	-1210.0	是
62	-1200.0	-1210.0	是
63	-1210.0	-1210.0	是

由上表数据可知，结构中各钢束的最大拉应力满足要求。

12 短暂状态应力验算

此阶段指初始预加力与主梁自重力共同作用的阶段，验算混凝土截面下缘的最大压应力和上缘到最大拉应力。

根据《公预规》第 7.2.8 条规定，施工阶段正截面应力验算应符合下列要求：

$$\sigma'_{cc} \leq 0.7 f'_{ck} = 24.8 MPa \quad (12-1)$$

$$\sigma'_{ct} \leq 1.15 f'_{tk} = 3.15 MPa \quad (12-2)$$

式中： σ'_{cc} 、 σ'_{ct} —按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力、拉应力，按《公预规》第 6.1.5 条和第 7.1.3 条到公式进行计算；
 f'_{ck} 、 f'_{tk} —与构件制作、运输，安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度相应的轴心抗压强度、轴心抗拉强度标准值。

在各个施工阶段中，最大悬臂阶段施工状态最不利，故取最大悬臂阶段为例验算，见下表。

表 12-1 短暂状态应力验算（最大悬臂施工阶段）

节点号	最大悬臂施工阶段应力验算（31 施工阶段）				
	应力	上缘正应力(Mpa)		下缘正应力(Mpa)	
		最大压应力	最小压应力	最大压应力	最小压应力
1	应力值	0.00	0.00	-0.01	-0.01
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
11	应力值	-0.02	-0.02	0.01	0.01
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
17	应力值	3.04	3.04	0.80	0.80
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
23	应力值	5.97	5.97	4.56	4.56
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
31	应力值	9.87	9.87	5.99	5.99
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
36	应力值	7.81	7.81	4.89	4.89
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是

续表 12-1

40	应力值	4.20	4.20	3.99	3.99
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
44	应力值	2.20	2.20	1.50	1.50
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
48	应力值	0.82	0.82	-0.11	-0.11
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
53	应力值	3.14	3.14	1.14	1.14
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
57	应力值	5.99	5.99	4.16	4.16
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
61	应力值	9.66	9.66	4.64	4.64
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
66	应力值	10.10	10.10	6.03	6.03
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
74	应力值	4.85	4.85	4.39	4.39
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
80	应力值	1.93	1.93	0.98	0.98
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
86	应力值	-0.02	-0.02	0.01	0.01
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是
96	应力值	0.00	0.00	-0.01	-0.01
	容许值	24.80	-3.15	24.80	-3.15
	是否满足	是	是	是	是

由上表可知，短暂状态应力符合要求。

13 挠度验算

13.1 挠度的计算与验算

结构的变形验算是为了保证结构具有一定的刚度，使它在长期使用过程中不致因变形太大而造成不良后果。例如，对于简支梁，跨中挠度过大将使梁端转角大，引起行车冲击，破坏伸缩缝和桥面；连续梁挠度过大，也会使桥面起伏，不利于高速行车；变形过大也使结构次应力增大。

预应力混凝土连续梁桥的变形包括短期荷载和长期荷载作用下的挠度。

《公预规》第 6.5.3 条规定，受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响，即按荷载短期效应组合和本规范第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值，乘以挠度长期增长系数。挠度长期增长系数可按下列规定取用：

当采用 C40 以下混凝土时，取 1.60；

当采用 C40~C80 混凝土时，取 1.45~1.35，中间强度等级可按直线内插入取用，本设计采用 C55 混凝土，挠度长期增长系数为 1.41。

钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件按上述计算的长期挠度值，在消除结构自重产生的长期挠度后梁式桥主梁的最大挠度处不应超过计算跨径的 1/600；梁式桥主梁的悬臂端不应超过悬臂长度的 1/300。

预应力混凝土受弯构件的挠度由两部分组成，一部分是由偏心预加力 N_p 引起的上挠度（又称上拱度）；另一部分是由外荷载（恒载和活载）所产生的下挠度。

13.1.1 预加力引起的上拱度

预应力混凝土受弯构件在偏心的预加力 N_p 作用下将产生向上的挠度，它与外荷载引起的挠度方向相反。其值为：

$$\delta_{pe} = \int_0^L \frac{M_{pe} \times \overline{M}_x}{B_0} dx \quad (13-1)$$

式中： M_{pe} ——由永存预加力在任意截面 x 处所引起的弯矩值；

\overline{M}_x ——跨中作用单位里时在任意截面 x 处所引起的弯矩值；

B_0 ——构件抗弯刚度，计算时按实际受力阶段取值。

13.1.2 使用荷载作用下的挠度

使用荷载作用产生挠度为 δ_Q 的其值为:

$$\delta_Q = \int_0^L \frac{M_Q \times \bar{M}_x}{B_0} dx \quad (13-2)$$

式中: M_Q ——由使用荷载作用在任意截面 x 处所引起的弯矩值;

\bar{M}_x ——跨中作用单位里时在任意截面 x 处所引起的弯矩值;

B_0 ——构件抗弯刚度, 计算时按实际受力阶段取值。

按《公桥规》第 6.5.2 条规定, 对于全预应力砼构件以及 A 类部分预应力砼构件取抗弯刚度为:

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (13-3)$$

依据《公预规》第 6.5.3 条规定, 消除结构自重产生的长期挠度后, 主梁的最大挠度处的长期挠度值不应该超过计算跨径的 1/600。对于本设计永久作用的长期挠度为施工过程中产生的挠度和成桥后的收缩徐变产生的长期挠度, 这些挠度均通过桥梁预拱度消除。而表征桥梁刚度的是可变作用的挠度, 本设计中可变作用的长期挠度为汽车荷载和温差作用的长期挠度。

《公预规》第 6.5.1 条规定, 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件, 在正常使用极限状态下的挠度, 可根据给定的构件刚度 $B_0 = 0.95 E_c I_0$ 用结构力学的方法计算。《公预规》第 6.5.3 条规定, 受弯构件在使用阶段的挠度应考虑荷载长期效应的影响, 即按荷载短期效应组合和本规范第 6.5.2 条规定的刚度计算的挠度值, 乘以挠度长期增长系数。

采用桥梁博士得到汽车荷载(不考虑冲击系数)和温差作用产生挠度列于下表, 计算中主梁抗弯刚度按 $E_c I_0$ 计算, 组合时再乘以 0.95。

13.1.3 预应力混凝土受弯构件的总挠度

(1) 荷载短期效应组合下的总挠度 w_s

其计算式为:

$$w_s = -\delta_{pe} + w_{Ms} \quad (13-4)$$

$$w_{Ms} = w_{G1} + w_{G2} + w_{Qs} \quad (13-5)$$

$$w_{Qs} = \Psi_{11} w_{Q1} + \Psi_{12} w_{Q2} = 0.7 w_{Q1} + 1.0 w_{Q2} \quad (13-6)$$

(2) 荷载短期效应组合并考虑长期效应影响的挠度值 w_l

$$w_l = -\eta_{\theta,pe} \bullet \delta_{pe} + \eta_{\theta,M_s} \bullet w_{M_s} = -\eta_{\theta,pe} \bullet \delta_{pe} + \eta_{\theta,M_s} \bullet (w_{G1} + w_{G2} + w_{Qs}) \quad (13-7)$$

根据上述计算原则，通过桥博计算得结构挠度如下表(一个 T 构):

表 13-1 荷载短期效应组合长期挠度

节点号	荷载短期效应组合 长期竖向挠度(mm)	预加应力产生的 长期挠度(mm)	消除结构自重后 结构挠度(mm)
13	-14.0	10	12.6
19	-54.4	37	12.7
24	-24.6	19	7.23
37	25.0	20	9.37
42	57.7	41	19.2
48	22.9	11	25.7

由表 13-1 可知结构的最大挠度发生在跨中的 48 号节点。

考虑长期挠度增大系数 η_θ 后，短期效应组合在消除结构自重产生的长期挠度后的挠度值：

$$f_s = 1.413 \times 25.7 = 36.31 < 1/600 \times 100000 = 166.67 \text{ mm}$$

满足规范要求。

13.2 预拱度的设置

由桥博数据得预应力砼受弯构件由预加应力产生的长期反拱值小于按荷载短期效应组合计算的长期挠度值，所以需设预拱度。预拱度的设置如下表：

表 13-2 预拱度设置表

节点号	是否需设预拱度	预拱度(mm)
13	是	3.7
19	是	16.8
24	是	5.31
37	是	4.17
42	是	16.3
48	是	11.4

其余节点的预拱度根据上述数值全桥设置成平顺的曲线。

14 施工图设计

14.1 概述

桥梁的施工图设计是以上毕业设计各节设计计算结果的具体而翔实的工程描述。施工图的绘制应符合中华人民共和国交通部主编的国家标准《道路工程制图标准》(GB50162-92)。

桥梁设计图依工程规模的大小及重要程度可分为一阶段设计和两阶段设计。其中，将初步设计与施工图设计两者合并进行的称为一阶段设计；两者分开进行设计者称为两阶段设计。一阶段设计与两阶段设计中的施工图设计内容基本相同，主要包括设计说明、材料数量汇总表、桥型总体布置、上（下）部结构一般构造图、上（下）部结构钢筋构造图（含预应力筋构造及普通钢筋构造）、伸缩缝布置与构造图及支座布置图、护栏、人行道、照明设施等。

材料数量汇总表是全桥设计图中各材料明细表的统计集成，主要用于编制概预算及材料采购。设计材料数量汇总表时，应注意将上、下部材料分开，同时将混凝土和钢筋（材）按不同标号和强度等级统计，各种材料的统计单位与概预算定额单位相配。

14.2 总体布置图

总体布置图是桥梁的概括体现。连续梁不管采用何种施工方法，其总体布置图的内容原则上是相同的，一般包括立面、平面及横截面三大部分，主要展示桥梁方位与路线的平、纵、横间的衔接关系；桥孔布置与水位、地质、地形、通航（或通车）的相互关系；并展示出桥梁的空间几何形状及各部分的轮廓尺寸。其中，立面图包括桥梁全长、桥梁起（终）点桩号、各孔跨径、基底（顶）标高、桥面设计标高、桥台形式、设计洪水位（或通航径空）及地质剖面图等；平面图应主要示出桥宽、行车道宽、分隔带、护栏及下部结构平面尺寸、锥坡及引道边坡构造形式等；横截面应主要给出桥梁上、下部结构的主要构造尺寸，详见施工图中的总体布置图。

14.3 主梁一般构造图

本桥主梁为等高度箱型截面梁，其一般构造图主要示出顶（底）板、腹板、中横隔板及支点横隔梁的详细构造尺寸及位置，梁高及梁底线形变化规律等，并给出主梁材料用量（包括混凝土方量、预应力钢筋及普通钢筋及其他材料用量），以便模板、支架的制作设置，详见施工图中的主梁一般构造图。

14.4 主梁预应力钢束构造图

主梁预应力钢束构造应通过立面图及平面图，着重给出箱梁顶板、腹板及底板预应力钢束的空间位置、钢束起弯点弯终点和锚固点尺寸位置，并通过横截面加以必要的补充描述，以方便施工；同时还应给出各钢束的大样和材料明细表（或称材料用量表），详见施工图中的主梁预应力钢束构造图。

参考文献

- [1]邵旭东.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [2]叶见署.结构设计原理[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [3]JTG D60-2004.公路桥涵设计通用规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [4]JTG D62-2004.公路钢筋砼及预应力砼桥涵设计规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [5]JTG D61-2005.公路砖石及砼桥涵设计规范[S].北京:人民交通出版社,2005.
- [6]JTG D63-2007.公路桥涵地基与基础设计规范[S].北京:人民交通出版社,2007.
- [7]刘吉士、张俊义、陈亚军 .桥梁施工百问[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [8]胡兆同，陈万春. 桥梁通用构造及简支梁桥[M].北京:人民交通出版社,2004.
- [9]贺拴海,谢仁物.公路桥梁荷载横向分布计算方法[M].北京:人民交通出版社,1996.
- [10]贺拴海.桥梁结构理论与计算方法[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [11]邵旭东.桥梁设计百问[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [12]徐光辉,刘效尧.公路桥涵设计手册丛书-梁桥[M].北京:人民交通出版社,1996.
- [13]江祖铭,王崇礼.公路桥涵设计手册丛书-墩台与基础[M].北京:人民交通出版社,1994
- [14]徐岳.预应力混凝土连续梁桥设计[M].北京:人民交通出版社,2000.
- [15]易建国.桥梁计算示例集---混凝土简支梁（板）桥[M]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [16]徐光辉.桥梁计算示例集---预应力混凝土刚架桥[M]. 北京:人民交通出版社,1995.
- [17]邹毅松.王银辉.桥梁计算示例丛书---连续梁桥[M]. 北京:人民交通出版社,2009
- [18]中华钢结构论坛[Z].www.okok.org;中国交通资料网[Z]. www.c-cc.cn
- [19]周念先.桥梁方案比选[M].上海：同济大学出版社，1995
- [20]中国桥梁网论坛：<http://bbs.cnbridge.cn>
- [21]陈忠延.土木工程专业毕业设计指南·桥梁工程分册[M].北京:中国水利水电出版社,2002
- [22]Construction of a Horizontally Curved Steel I-Girder Bridge.Part II:Inconsistent Detailing[J].ASCE:Journal of Bridge Engineering.2006.11(1):91-98

致 谢

首先我非常感谢金霞飞老师对我毕业设计的指导。金老师渊博的知识和耐心认真地讲解使我在设计过程中学到很多东西，并为我以后的学习生活树立了榜样。

时光如梭，转眼间大学四年的生活就要结束了。短短一个学期的毕业设计时间，将构成我大学期间最为灿烂的一章。从最初对连续梁桥的一般性了解到现在设计的完成，其间经历了许许多多的挫折，自己翻阅了大量连续梁桥方面的相关论文资料，每遇到问题金老师耐心细致的讲解，使我拓展了知识面，并不断的前进。这次毕业设计是对我以往学习总结，也为我以后如何工作学习指明了方向。

由于时间较为短促，设计中还有许多地方需要完善，许多的细节还要认真考虑，但是从这一过程中我收获很多，发现了自己以往学习中很多问题和知识上的缺漏，这有待于在进一步的学习过程中解决。思索的过程是痛苦的，但收获却是丰富和幸福的。

再一次感谢金老师，让我在毕业设计中有接触连续梁桥的机会，并整个过程到文稿的编排都给予了细心的指点，使我得以顺利完成设计。感谢在设计过程给予我帮助的同学和老师。

最后，对于土建学院的领导和老师在百忙之中审阅我们的设计表示衷心的感谢！