

Qiaoliang Jisuan Shiliji

桥梁计算示例集

吊 桥

徐君兰 主编
姚玲森 主审

人 民 交 通 出 版 社

前 言

《桥梁计算示例集——吊桥》主要是为配合《桥梁工程》课程的教学，根据1985年交通部新颁发的公路桥涵设计规范而编写的。

本书包括吊桥方面的三个计算示例。

例一为柔性吊桥计算示例。以中跨93m钢桥面的柔性吊桥为对象，重点介绍了钢正交异性桥面板的计算、主索和边索的计算、抗风索的计算、吊杆和索夹的计算。对于与其它示例雷同部分未作介绍。

例二为刚性吊桥计算示例(一)。以中跨130m简支加劲桁梁吊桥为对象，较全面地介绍加劲桁梁的横联、纵联的计算、悬索和加劲桁梁的计算(对加劲桁梁的计算，除了采用弹性理论方法外，还补充了挠度理论方法)、吊杆和索夹及索头的计算、索鞍和支座的计算、桥塔和锚碇的计算等。

例三为刚性吊桥计算示例(二)。以200m+700m+200m连续加劲箱梁吊桥为对象，重点介绍按挠度理论方法计算三跨连续加劲梁吊桥的主索和加劲梁内力，以及强度的验算、加劲梁挠度的计算、自振频率的计算等。

为了使读者能完全掌握“示例”中的计算公式和计算方法，本书对某些计算公式作了必要说明。

全书由重庆交通学院徐君兰主编，同济大学姚玲森教授主审。

在本书编写过程中，得到了四川省交通厅公路规划勘察设计院张忠诚高级工程师和原交通部第一公路勘察设计院郭开万高级工程师等的帮助，在此一并致以深切的谢意。

由于编者水平有限，缺点错误在所难免，热忱欢迎读者和同行专家批评指正。

徐 君 兰

1990年7月

(京)新登字091号

内 容 提 要

本书为《桥梁工程》的配套教材，全书由三个比较典型的计算示例组成。示例包括：柔性吊桥计算示例，刚性吊桥计算示例(一)(简支加劲桁梁吊桥)，刚性吊桥计算示例(二)(连续加劲箱梁吊桥)。全书叙述清楚、突出重点、计算详尽，可供吊桥设计时借鉴。

本书是桥梁工程专业钢桥教学的参考书，也可供从事桥梁设计与施工的技术人员使用。

桥梁计算示例集

吊 桥

徐君兰 主编

姚玲森 主审

插图设计：汪 萍 正文设计：周 元 责任校对：尹 静

人民交通出版社出版

(100013 北京和平里东街10号)

新华书店北京发行所发行

各地新华书店经销

人民交通出版社印刷厂印刷

开本：787×1092mm 印张：8.75 插页：1 字数：211千

1991年12月 第1版

1991年12月 第1版 第1次印刷

印数：0001—4550册 定价：2.70元

ISBN 7-114-01161-X

U·00762

目 录

例一 柔性吊桥计算示例（跨径 93m）	1
一、设计资料、主要材料和尺寸	1
二、桥面系的计算	2
三、主索和边索的计算	12
四、柔性吊桥的挠度验算	14
五、抗风索的计算	18
六、吊杆、索夹计算	21
例二 刚性吊桥计算示例（一）（跨径13.0m + 130.0m + 13.0m，简支加劲桁梁吊桥）	25
一、设计资料、主要材料和尺寸	25
二、桥面系计算	26
三、悬索及加劲桁梁的计算	39
四、桥塔计算	80
五、锚碇计算	104
例三 刚性吊桥计算示例（二）（跨径200m + 700m + 200m，设边吊杆的连续加劲箱梁吊桥）	107
一、设计资料	107
二、桥面系计算	108
三、悬索及加劲梁计算	108
四、加劲梁挠度计算（跨中挠度）	126
五、自振频率的计算	129
主要参考文献	134

例一 柔性吊桥计算示例(跨径93m)

- 一、设计资料、主要材料和尺寸
- 二、桥面系的计算
- 三、主索和边索的计算
- 四、柔性吊桥的挠度验算
- 五、抗风索的计算
- 六、吊杆、索夹计算

一、设计资料、主要材料和尺寸

- 1.设计荷载：汽-15，挂-80；
- 2.桥面净宽：净-4.5m+2×0.15m；
- 3.风力：九级，风压强度0.59kN/m²；
- 4.温度变化：当地最高温度+40℃；
当地最低温度-3℃；
安装温度25℃；
- 5.规范：交通部标准《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—89)，人民交通出版社，1989年；
交通部标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85)，人民交通出版社，1985年；
交通部标准《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86)，人民交通出版社，1986年。
- 6.主要材料：主索采用GB362—64标准的7×19钢丝绳；
抗风索采用GB359—64的有机物芯6×37+1钢丝绳；
钢桥面采用16Mn钢板和型钢，吊杆、索夹等采用A₃号钢，U形环采用45号钢；
桥面铺装采用0.06m沥青混凝土。
- 7.桥型布置见图1-1

主跨： $l=93\text{m}$ ，矢高7.75m， $\frac{f}{l}=\frac{1}{12}$ ；

吊杆间距：3.5m；

边跨斜度：2：1（平距比垂距）；

主索中距：5.5m；

抗风索：计算跨径93m；

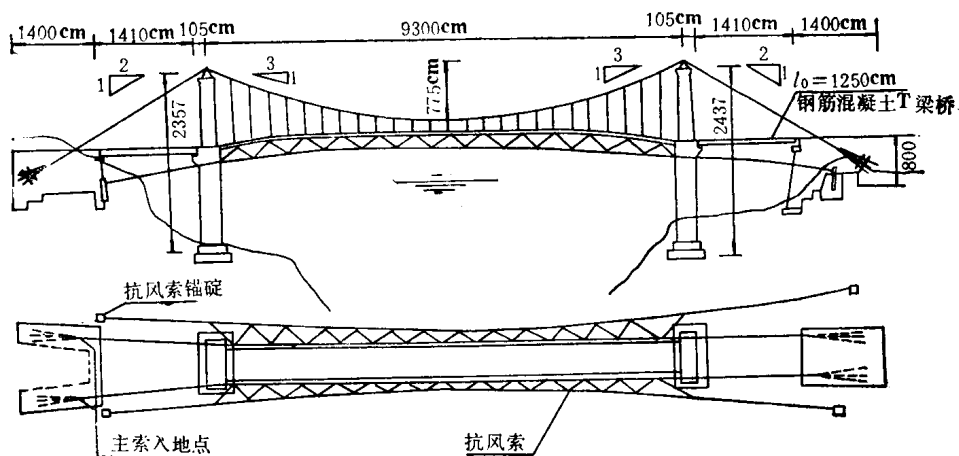


图 1-1

$$\text{矢跨比} \quad \frac{f_1}{l_1} = \frac{1}{30},$$

水平夹角 30° 。

桥塔高度：左岸桥塔24.57m（包括基础）

右岸桥塔24.37m（包括基础）。

二、桥面系的计算

1. 计算资料

桥面系采用工字型钢横梁，槽型钢纵梁，上加钢板组成的钢桥面。

横梁间距3.5m，采用 I45。

纵梁间距0.35m，采用 [20。

桥面钢板厚 0.01m，上加 0.06m

沥青混凝土铺装。

2. 桥面系横截面布置见图1-2

纵梁共 14 个，14[20；横梁全桥共25个，25I45；栏杆和缘石共宽 0.4m。

纵梁计算跨径为3.5m 的多跨连续梁。

横梁计算跨径为5.5m 的简支梁。

3. 桥面系纵、横梁内力计算

纵梁内力计算

假定钢桥面板宽度为5.5m 的简支无限长板，纵、横梁构造如图 1-3，采用《钢桥》Pelikan—Esslinger 法计算。即第一阶段把纵梁作为以横梁为刚性支承的多跨连续梁，第二阶段考虑横梁的弹性变形对多跨连续纵梁内力进行修正。

a. 截面几何特征值的计算

① 桥面系计算均参照<日>小西一郎编著《钢桥》——编注。

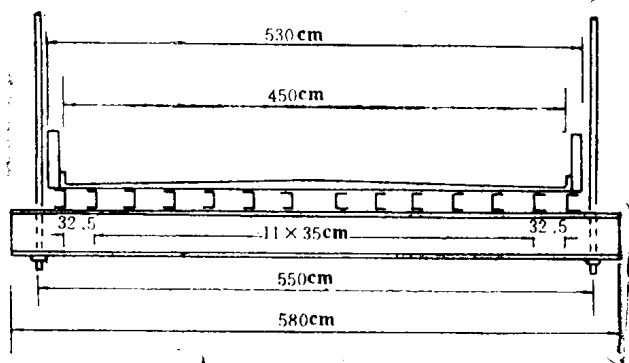


图 1-2

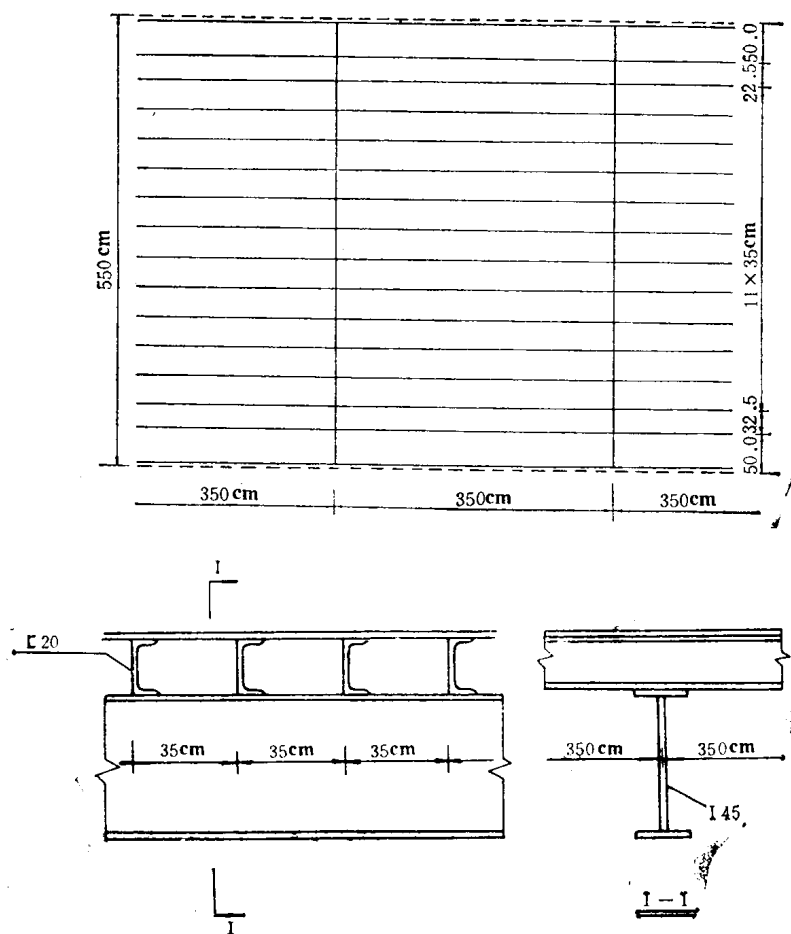


图 1-3

(a) 第一阶段计算时纵梁有效宽度

考虑到车轮承受处桥面板要与纵肋共同工作，应计算纵肋的有效宽度，而纵肋的有效宽度与纵肋间距和纵肋的有效跨径有关。也就是在计算有效宽度前，应确定纵肋有效跨径。纵肋的有效跨径 t_1 ，在第一阶段中，认为纵肋是支承在横肋上的刚性支承连续梁，这样假设的情况下的有效跨径，可取正弯矩部分的平均长度，其值一般为 0.7 倍纵肋跨长，即 $t_1 = 0.7t$ 。

由纵肋跨径 $t = 3.5\text{m}$ （横肋间距）， $t_1 = 0.7 \times 3.5\text{m} = 2.45\text{m}$ ，汽-15 的后轮荷载着地宽度 $2g = 0.5\text{m}$ ，根据 $2g/a = 0.5/0.35 = 1.428$ 在《钢桥》图 1.32(b) 的曲线上查得

$$a_0' = \left(\frac{a_0}{a} \right) a = 1.7 \times 0.35 = 0.595\text{m}$$

又由 $\frac{a_0}{t_1} = \frac{0.595}{2.45} = 0.243$ 查《钢桥》图 1.33 得

$$\frac{a_0'}{a_0} = 0.91; \quad a_0' = \left(\frac{a_0'}{a_0} \right) a_0 = 0.91 \times 0.595 = 0.54\text{m}$$

由此可求出图 1-4a) 所示相应于第一阶段的纵梁截面几何特征值。

(b) 第二阶段计算时纵梁有效宽度

在计算第二阶段横肋变形影响时，纵肋有效跨径往往很大，故可近似采用 $t_1 = \infty$ ；纵肋

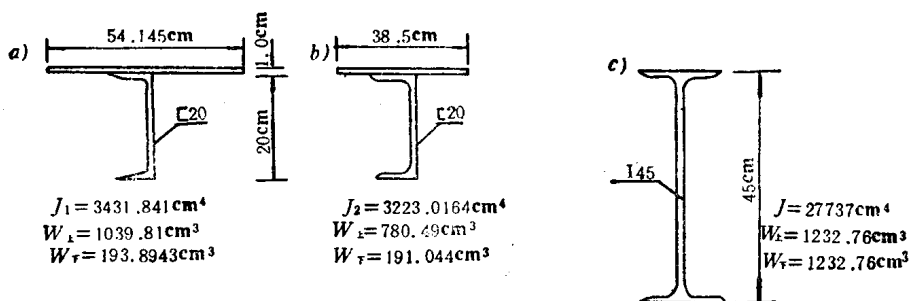


图 1-4

有效间距近似等于纵肋间距, $a^* = a = 0.35\text{m}$, 由此

$$\frac{a^*}{t_1} = 0 \quad \text{查《钢桥》图1.33得} \frac{a'_0}{a^*} = 1.099$$

得纵肋在计算第二阶段时的有效宽度为

$$a'_0 = \frac{a'_0}{a^*} a^* = 1.099 \times 0.35 = 0.385\text{m}$$

由上面的有效宽度, 可求出图1-4b)所示相应于第二阶段纵梁的截面几何特征值。

(c)横梁桥面钢板有效宽度

按纵、横梁重叠的构造处理(图1-3), 横梁翼缘有效宽度为工字钢的翼缘宽, 其截面几何特征值列于图1-4c)。用于第二阶段计算中的相关刚度系数 γ , 可根据《钢桥》公式(1.113b)计算得

$$\gamma = \frac{b^4 J_{\text{纵}}}{a t^3 \pi^4 J_{\text{横}}} = \frac{550^4 \times 3223.0164}{35 \times 350^3 \times 97.4 \times 27737} = 0.0727$$

b. 第一阶段的计算

(a)作用于纵梁上的荷载计算

作用于纵梁上的活载

汽-15加重车作用下, 冲击系数 $\mu = 0.3$

$$\text{前轮} \quad P = \frac{70}{2} \times 1.3 = 45.5\text{kN}, \quad \frac{2g}{a} = \frac{0.25}{0.35} = 0.7143$$

从《钢桥》图1.32查得 $A_0 = 0.94 \times 45.5\text{kN} = 42.77\text{kN}$

$$\text{后轮} \quad P = \frac{130}{2} \times 1.3 = 84.5\text{kN}, \quad \frac{2g}{a} = \frac{0.5}{0.35} = 1.4286$$

从《钢桥》图1.32查得 $A_0 = 0.72 \times 84.5 = 60.84\text{kN}$

作用于纵梁上的恒载

纵梁重力: $g_1 = 17.94\text{kg/m} = 0.1794\text{kN/m}$ [见《桥涵基本资料》上册(人民交通出版社, 1976年)表2-99]。

钢板重力: $g_2 = 0.54 \times 0.01 \times 78.5 = 0.4239\text{kN/m}$

(截面几何特性按有效宽度计算, 重力同样按有效板宽度0.54m 计算)

沥青铺装: $g_3 = 0.35 \times 0.06 \times 23 = 0.483\text{kN/m}$,

$$\Sigma g = 1.0863\text{kN/m}。$$

(b)纵梁跨中弯矩计算

如图1-5布置活载，纵梁跨中弯矩根据《钢桥》公式(1.39d)计算， $c = 10\text{cm}$ ， $t = 350$
cm。

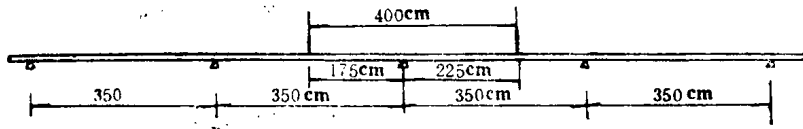


图 1-5

$$\begin{aligned} M_{\text{后轮}} &= A_0 t \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{C}{t} \right) + 0.1057 \left(\frac{C}{t} \right)^2 \right] \\ &= 60.84 \times 3.5 \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{10}{350} \right) + 0.1057 \left(\frac{10}{350} \right)^2 \right] \\ &= 34.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

同样根据《钢桥》公式(1.39c)计算 $m = 0$ ， $y = 225\text{cm}$

$$\begin{aligned} M_{\text{前轮}} &= A_0 t (-0.2679)^m \left[-0.183 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.317 \left(\frac{y}{t} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - 0.134 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right] \\ &= 42.77 \times 3.5 \left[-0.183 \left(\frac{225}{350} \right) + 0.317 \left(\frac{225}{350} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - 0.134 \left(\frac{225}{350} \right)^3 \right] \\ &= -3.328857 \text{ kN} \cdot \text{m} = -3.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

式中： y ——荷载作用点与左支点的距离；

m ——是加载节间编号中数值较小的那个编号。

活载作用下纵梁跨中弯矩

$$M_{\text{mp}} = 34.87 - 3.33 = 31.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

恒载作用下纵梁跨中弯矩

$$M_{\text{mg}} = \frac{gt^2}{24} = \frac{1.0863 \times 3.5^2}{24} = 0.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(c) 纵梁支点弯矩计算

纵梁支点0的弯矩，按最不利布置时，如图1-6对称0点布置。根据《钢桥》公式(1.38 a)计算支点0的弯矩 ($y = 150\text{cm}$ ， $t = 350\text{cm}$)。

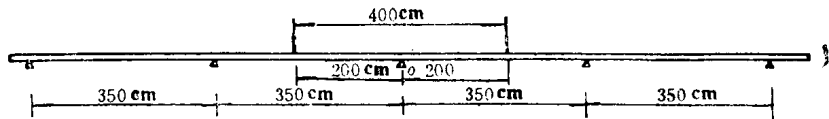


图 1-6

$$M_{\text{后轮}} = A_0 t \left[-0.5 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.866 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

$$= 60.84 \times 3.5 \left[-0.5 \left(\frac{150}{350} \right) + 0.866 \left(\frac{150}{350} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{150}{350} \right)^3 \right]$$

$$= -15.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

同样根据《钢桥》公式(1.38b)计算 $y = 200 \text{ cm}$, $t = 350 \text{ cm}$

$$M_{\text{前轮}} = A_0 t (-0.2679)^m \left[-0.5 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.866 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

$$= 42.77 \times 3.5 (-0.2679) \left[-0.5 \left(\frac{200}{350} \right) + 0.866 \left(\frac{200}{350} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{200}{350} \right)^3 \right]$$

$$= -10.6628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

活载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{\text{op}} = -15.168 + (-10.6628)$$

$$= -25.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

恒载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{\text{og}} = -\frac{gt^2}{12} = -\frac{1.0863 \times 3.5^2}{12} = -1.1089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(d) 横梁内力计算

将后轮布置在所计算横梁处, 如图1-7a)得横梁最大反力, 按《钢桥》公式(1.40b)计算前轮对所计算横梁反力($y = 50 \text{ cm}$, $t = 350 \text{ cm}$)。

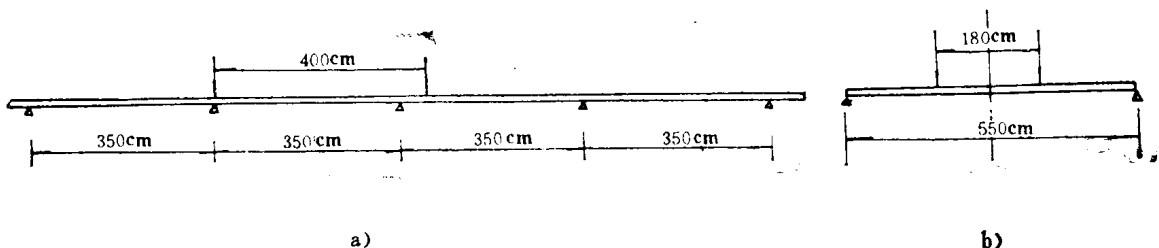


图 1-7

$$A_0 = P_{\text{后轮}} + P_{\text{前轮}} \left[-0.8038 \left(\frac{y}{t} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right] (-0.2679)^{m-1}$$

$$= 84.5 + 45.5 \left[-0.8038 \left(\frac{50}{350} \right) + 1.3923 \left(\frac{50}{350} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{50}{350} \right)^3 \right] (-0.2679)^{1-1}$$

$$= 80.49 \text{ kN}$$

横梁跨中弯矩

活载作用下横梁跨中弯矩, 按对称布置为最不利, 如图1-7b)。

$$M_p = A_0 \frac{l}{2} - A_0 \times 0.9$$

$$= 80.49(2.75 - 0.9)$$

$$= 148.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

恒载作用下横梁跨中弯矩 ($l = 5.5\text{m}$)

工字钢横梁重力: $g_1 = 0.6547 \text{ kN/m}$ (据《桥涵基本资料》下册表2-100查得)

桥面铺装: $g_2 = \frac{5.0 \times 3.5 \times 0.06 \times 23}{5.5} = 4.391 \text{ kN/m}$

钢桥面板: $g_3 = \frac{5.0 \times 3.5 \times 0.01 \times 78.5}{5.5} = 2.498 \text{ kN/m}$

纵梁重量 (横桥共14根): $g_4 = \frac{0.1794 \times 3.5 \times 14}{5.5} = 1.598 \text{ kN/m}$

$$\Sigma g = 8.4869 \text{ kN/m}$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{8.4869 \times 5.5^2}{8} = 32.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

c. 第二阶段的计算 (考虑横梁的弹性变形的修正)

根据前面求得的相关刚度系数 $\gamma = 0.0727$, 从《钢桥》图1.58~图1.60求出等跨弹性支承上的无限长连续梁的跨中弯矩、支点弯矩和支点反力影响线纵距 $\bar{\eta}_m$ 、 $\bar{\eta}_s$ 、 $\bar{\eta}_0$ 等值列于表1-1。

表1-1

支 点 编 号	0	1	2	3	4
$\bar{\eta}_m/t$	0.036	-0.033	0.07	0.001	0.00
$\bar{\eta}_s/t$	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003
$\bar{\eta}_0$	0.65	0.205	-0.002	-0.002	

(a) 纵梁弯矩修正值计算

首先假定横梁为刚性支承, 按图1-5和图1-6布载情况下各支点反力, 根据《钢桥》公式(1.40)进行计算:

当荷载作用在所求支点节间时

$$\frac{K_m}{P} = 1 - 2.1962 \left(\frac{y}{t} \right)^2 + 1.1962 \left(\frac{y}{t} \right)^3$$

当荷载作用在其他节间时

$$\frac{K_m}{P} = (-0.2679)^{m-1} \left[0.8038 \left(\frac{y}{t} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

纵梁跨中弯矩修正值

按图1-5荷载作用于节间中时各支点反力值(列于表1-2)计算纵梁跨中弯矩修正值。

计算横梁挠曲影响时, 为了求出作用于纵梁上的计算荷载, 应把作用于桥面的荷载按富里哀级数展开成正弦分布荷载(取 $n = 1$)。

只有一辆车时, 按《钢桥》公式(1.34)计算

对于图1-5荷载位置的支点反力

表1-2

支 点 m		0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	0.6015	-0.1274	0.03413	-0.00914	0.00245	-0.000656	0.0002	0
	前 轮	-0.41016	0.7744	-0.13629	0.036512	-0.00978	0.00262	-0.0007	0.0002
	合 计	0.19134	0.647	-0.10216	0.0274	-0.00733	0.001964	-0.0005	0.0002
支 点 m		0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	0.6015	-0.1274	0.03413	-0.00914	0.00245	-0.000656	0.0002	0
	前 轮	-0.09768	0.026169	-0.007011	0.00188	-0.0005	0.0001	0	0
	合 计	0.5038	-0.10123	0.027119	-0.00726	0.00195	-0.00056	0.0002	0

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi Z}{b} \sin \frac{\pi g}{b} \left(1 + \cos \frac{\pi Z}{b} \right)$$

将 $Z = 90\text{cm}$, $g = 25\text{cm}$, $b = 550\text{cm}$ 代入上式得:

$$\begin{aligned} \frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi \times 90}{550} \sin \frac{\pi 25}{550} \left(1 + \cos \frac{\pi 90}{550} \right) \\ &= \frac{4}{\pi} 0.870746077 \times 0.142314838 \times (1 + 0.870746077) \\ &= 0.295166231 \end{aligned}$$

纵梁跨中弯矩修正值按《钢桥》公式(1.116a)计算 (见表1-3) ,

$\Sigma \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t}$ 的计算

表1-3

支 点 m	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.19134	0.647	-0.10216	0.0274	-0.00733	0.001964	-0.0005	0.0002
$\frac{\bar{\eta}_m}{t}$	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t})$	0.0069	-0.0214	-0.00072	0.000027	0	0	0	0
支 点 m	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.5038	-0.10123	0.02712	-0.00726	0.00195	-0.00056	0.0002	0
$\frac{\bar{\eta}_m}{t}$	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_m}{t})$	0.01814	0.00334	0.00019	-0.000007	0	0	0	0

$$\Sigma \frac{K_m}{P} \frac{\bar{\eta}_m}{t} = 0.0064704, \quad Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{65 \times 1.3}{0.5} = 169\text{kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_m &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \Sigma \frac{K_m}{P} \frac{\bar{\eta}_m}{t} \\ &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.0064704 \end{aligned}$$

$$= 0.395385 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

纵梁支点弯矩修正值

纵梁支点弯矩修正值同纵梁跨中弯矩修正值一样计算。首先按图1-6对称于所求支 点 布 载，然后求出各支点反力。计算公式同样采用《钢桥》公式(1.40)计算，现将结果 列 于 表 1-4。

对于图1-6荷载位置的支点反力 表1-4

支 点 <i>m</i>		0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	-0.7485	0.4409	-0.1034	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001
	前 轮	0.1235	0.5704	0.63013	-0.13049	0.03496	-0.0094	0.00251	-0.00067
	合 计	0.6248	1.0113	0.5267	-0.10279	0.02754	-0.00741	0.00052	-0.00057
支 点 <i>m</i>		$\overline{1}$	$\overline{2}$	$\overline{3}$	$\overline{4}$	$\overline{5}$	$\overline{6}$	$\overline{7}$	
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	-0.1367	0.0366	-0.0098	0.00263	-0.0007	0.0002	0	
	前 轮	0.3315	-0.0089	0.00238	-0.00064	0.0002	-0.0001	0	
	合 计	0.0355	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001	0	

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} \text{ 同前计算为 } \frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.295166231$$

纵梁支点弯矩修正值，同样按《钢桥》公式(1.116a)计算（见表1-5）。

$\Sigma \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\overline{\eta}_s}{t}$ 的计算 表1-5

支 点 <i>m</i>	0	1	2	3	4	5	6	7
K_m/P	0.6248	1.0113	0.5267	-0.10279	0.02754	-0.00741	0.00052	-0.00057
$\frac{\overline{\eta}_s}{t}$	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\overline{\eta}_s}{t})$	0.07685	-0.0506	-0.00685	-0.00031	0.000083	0	0	0
支 点 <i>m</i>	$\overline{1}$	$\overline{2}$	$\overline{3}$	$\overline{4}$	$\overline{5}$	$\overline{6}$	$\overline{7}$	
K_m/P	-0.10355	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001	0	
$\frac{\overline{\eta}_s}{t}$	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0	
$(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\overline{\eta}_s}{t})$	0.00518	-0.00036	-0.000022	0.000006	0	0	0	

$$\Delta M_s = Q_0 t a - \frac{Q_{1x}}{Q_0} \Sigma \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\overline{\eta}_s}{t}$$

$$\Sigma \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\overline{\eta}_s}{t} = 0.023977, \quad Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{65 \times 1.3}{0.5} = 169 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\Delta M_s &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{K_m}{P} \frac{\bar{\eta}_s}{t} \\ &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.023977 \\ &= 1.465 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(b)横梁弯矩修正值的计算

横梁弯矩修正值的计算，同样按前面的假设，把纵梁看成刚性支承连续梁，求出布载下各支点反力，然后计算纵梁弯矩修正值。现按图1-7情况求各支点反力(见表1-6)。

对于（图1-7）荷载位置的支点反力 表1-6

支 点 <i>m</i>		0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	+1.00	0	0	0	0	0	0	0
	前 轮	-0.088	+0.6897	+0.1399	-0.0367	0.0098	-0.0026	+0.0007	-0.00019
	合 计	0.912	0.6897	0.1399	-0.0367	0.0098	-0.0026	0.0007	-0.00019
支 点 <i>m</i>		$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$
$\frac{K_m}{P}$	后 轮	0	0	0	0	0	0	0	0
	前 轮	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012			
	合 计	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012			

用《钢桥》公式(1.120)计算

$$\Delta M = Q_0 \left(\frac{b}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{K_0}{P} - \sum \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_0 \right]$$

为此须先计算出 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ ， $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ 的计算同样按一辆车对称布载时(图1-7b)进行计算，采用《钢桥》公式(1.33)。

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi d}{b} \cos \frac{\pi z}{b} \sin \frac{\pi g}{b} \sin \frac{\pi x}{b}$$

式中： *b*——横梁计算跨径，*b* = 5.5m；

d——两轮中心线至横梁支点距离，由于对称布载， $d = \frac{b}{2}$ ；

z——两个车轮中心线的二分之一，*z* = 0.9m；

x——横梁弯矩位置，跨中弯矩 $x = \frac{b}{2}$ 。

代入上式计算得

$$\begin{aligned}\frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi}{2} \cos \frac{\pi \times 0.9}{5.5} \sin \frac{\pi \times 0.25}{5.5} \sin \frac{\pi}{2} \\ &= \frac{8}{\pi} \times 1 \times 0.870746077 \times 0.142314838 \times 1 \\ &= 0.315559\end{aligned}$$

然后根据表 1-1 和表1-6 计算 $\sum \frac{K_m}{P}$ ，见表1-7。

Σ $\frac{K_m}{P} \bar{v}_0$ 的计算

表1-7

支 点 m	0	1	2	3	4
K_m/P	0.912	0.6897	0.1399	-0.0367	0.0898
$\bar{v}_0$	0.65	0.205	-0.002	-0.002	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{v}_0)$	0.5928	0.1414	-0.1419	0.0000734	0
支 点 m	$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$
K_m/P	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012
$\bar{v}_0$	0.205	-0.002	-0.002	0	0
$(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{v}_0)$	0.00492	0.000126	-0.0000037	0	0

Σ $\frac{K_m}{P} \times \bar{v}_0 = 0.597$

$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{84.5}{0.5} = 169\text{kN/m}, b = 5.5\text{m}$

代入 ΔM 式计算

$$\Delta M = Q_0 \left(\frac{b}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{K_0}{P} - \Sigma \frac{K_m}{P} \bar{v}_0 \right]$$

$$= 169 \left(\frac{5.5}{\pi} \right)^2 \times 0.315559 [0.912 - 0.597]$$

$$= 51.4877\text{kN}\cdot\text{m}$$

d. 弯矩和弯曲应力的计算

(a) 纵梁跨中弯矩

恒载弯矩:	0.555kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	31.54kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩: (纵梁弯矩修正值)	0.39538kN·m
合计	32.49kN·m

(b) 纵梁支点弯矩

恒载弯矩:	-1.1089kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	-25.8306kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩:	+1.465kN·m
合计:	-25.4745kN·m (-26.9395kN·m)

括号内数字为不加修正时的支点弯矩, 下同。

(c) 横梁跨中弯矩

恒载弯矩:	31.2kN·m
活载弯矩 (包括冲击影响):	148.91kN·m

横梁弹性变形的附加弯矩:

-51.4877kN·m

合计:

128.62kN·m

(180.11kN·m)

(d)纵、横梁的截面应力计算

计算纵梁的截面应力时,对第一阶段的弯矩,截面几何特征值应采用图1-4a)的数值;对于第二阶段的弯矩,则应采用图1-4b)的数值。

纵梁跨中截面应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= -\frac{M_1}{W_1} - \frac{M_2}{W_2} \\ &= -\frac{32.095}{1039.81} - \frac{0.39538}{789.49} \\ &= -3.0866 - 0.05065 \\ &= -3.13727\text{kN/cm}^2 \\ &= -31.3727\text{MPa} < [\sigma] = 212\text{MPa} \\ \sigma_{\text{下}} &= \frac{32.095}{193.8943} + \frac{0.39538}{191.044} \\ &= 16.5528 + 0.20695 \\ &= 16.75978\text{kN/cm}^2 = 167.5978\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

纵梁支点截面应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= \frac{26.9395}{1039.81} - \frac{1.465}{789.49} \\ &= 2.5908 - 0.1877 \\ &= 2.4031\text{kN/cm}^2 = 24.031\text{MPa} < [\sigma] \\ \sigma_{\text{下}} &= -\frac{26.9395}{193.8943} + \frac{1.465}{191.044} \\ &= -13.8939 + 0.76683 \\ &= -13.12708\text{kN/cm}^2 = -131.2708\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

横梁跨中截面应力

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{180.11}{1032.8} = 17.439\text{kN/cm}^2 = 174.39\text{MPa} < [\sigma]$$

三、主索和边索的计算

1.基本数据 (见图1-1)

主跨: $l = 93\text{m}$, 取 $n = \frac{1}{12}$, $f = 7.75\text{m}$;

计算跨径: $l_1 = l = 93\text{m}$;

计算矢高: $f_1 = f = 7.75\text{m}$;

计算矢跨比: $n_1 = \frac{1}{12}$;

主索在桥塔顶倾角: $\text{tg}\varphi = \frac{1}{3}$;

边索在桥塔顶倾角: $\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{1}{2}$ 。

2. 主索内力计算

(1) 恒载计算

桥道恒载 (按横梁间距 3.5m 内计算)

纵梁: $0.1791 \text{ kN/m} \times 3.5 \text{ m} \times 14 = 8.7906 \text{ kN}$

横梁: $0.6547 \text{ kN/m} \times 5.8 \text{ m} = 3.7973 \text{ kN}$

钢桥面板: $5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} \times 78.5 \text{ kN/m}^3 = 13.74 \text{ kN}$

桥面铺装: $5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.06 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 24.15 \text{ kN}$

沿桥半边重力: $q_1 = \frac{\sum g}{3.5 \text{ m} \times 2} = \frac{50.478 \text{ kN}}{3.5 \text{ m} \times 2} = 7.2 \text{ kN/m}$

主索重力: $7 \times 833.1 \text{ kg} / 100 \text{ m} = 0.58 \text{ kN/m}$ (半桥)

吊杆重力 (约): 1.3 kN/m (半桥)

抗风索: 0.26 kN/m (半桥)

合计 $\sum g = 9.34 \text{ kN/m}$

(2) 恒载作用下主索水平拉力

$$H_g = \frac{gl_1^2}{8f_1} = \frac{9.34 \times 93^2}{8 \times 7.75} = 1302.93 \text{ kN}$$

(3) 活载内力计算

最不利偏载时的横向分布系数计算。桥面净宽为 4.5m (横梁计算跨径为 5.5m), 偏载车轮距车道边 0.5m, 由此, 车轮距横梁支点距离为 1m, 如图 1-8 所示。

$$\eta = \frac{1}{2} \frac{2.7 + 4.5}{5.5} = 0.655$$

冲击系数

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + l_1} = 1 + \frac{50}{70 + 93} = 1.31$$

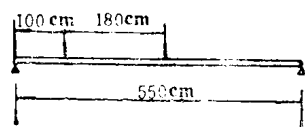


图 1-8

等代荷载查公路设计手册《桥涵基本资料》上册 P41, 汽-15 $K = 10.06 \text{ kN/m}$ 。

$$P = \eta(1 + \mu)K = 0.655 \times 1.31 \times 10.06 = 8.632 \text{ kN/m}$$

汽-15作用下主索的水平拉力

$$H_p = \frac{Pl_1^2}{8f_1} = \frac{8.632 \times 93^2}{8 \times 7.75} = 1204.16 \text{ kN}$$

主索总水平拉力

$$H = H_g + H_p = 1302.93 + 1204.16 = 2507.09 \text{ kN}$$

(4) 主索在索鞍处最大内力

$$\begin{aligned} T_{g+p} &= \frac{(g+P)l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l_1}{4f_1}\right)^2} = \frac{9.34 + 8.632}{2} \\ &\quad \times 93 \sqrt{1 + \frac{93^2}{16 \times 7.75^2}} \\ &= 835.698 \times 3.162278 \end{aligned}$$