



高等学校教学参考书

桥梁计算示例丛书

XUANSUOQIAO

悬索桥

(第二版)

徐君兰 主编
姚玲森 主审



人民交通出版社

China Communications Press

高等学校教学参考书

桥梁计算示例丛书

Xuan suo qiao

悬 索 桥

(第 二 版)

徐	君	兰	主 编
姚	玲	森	主 审

人 民 交 通 出 版 社

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:柔性悬索桥计算示例,刚性悬索桥计算示例(一)(简支加劲桁梁悬索桥),刚性悬索桥计算示例(二)(连续加劲箱梁悬索桥)。全书叙述清楚、重点突出、计算详尽,可供悬索桥设计时借鉴。

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。

悬索桥 / 徐君兰主编. —2 版. —北京: 人民交通出版社, 2001. 4

(桥梁计算示例丛书)

ISBN 7-114-03925-5

I. 悬... II. 徐... III. 悬索桥—桥梁工程—计算
IV. U448.252

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2001)第 21545 号

高等学校教学参考书

桥梁计算示例丛书

悬 索 桥

(第 二 版)

徐 君 兰 主 编

姚 玲 森 主 审

责任印制: 张 恺

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号)

各地新华书店经销

北京凯通印刷厂印刷

开本: 787×1092 1/16 印张: 8.75 插页: 1 字数: 211 千

1991 年 12 月 第 1 版

2001 年 8 月 第 2 版

2003 年 5 月 第 2 版 第 2 次印刷 总第 4 次印刷

印数: 12051 ~ 15050 册 定价: 16.00 元

ISBN 7-114-03925-5

U·02834

前 言

《桥梁计算示例丛书——悬索桥》主要是为配合《桥梁工程》课程的教学,根据交通部颁发的公路桥涵设计规范而编写的。经 1991 年 12 月和 1998 年 3 月两次印刷出版使用至今,已有十个年头。在此期间,我国建成 600m 以上的多座特大跨径悬索桥,大大丰富了大跨径悬索桥设计和施工的内容。由此,我们在此书第二版中去掉第一版以假设尺寸计算的示例三,代之以我国新建成的一座悬索桥的基本资料为依据进行了计算,并简介电算结果,可进行比较。

本书包括悬索桥三个计算示例。

例一为柔性悬索桥计算示例。以中跨 93m 钢桥面的柔性悬索桥为对象,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。

例二为刚性悬索桥计算示例(一)。以中跨 130m 简支加劲桁梁悬索桥为对象,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(对主索和加劲桁梁的计算,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。

例三为刚性悬索桥示例(二)。以 $230\text{m} + 648\text{m} + 230\text{m}$ 连续加劲箱梁悬索桥为对象,重点介绍按挠度理论方法之一的代换梁法计算三跨连续加劲梁悬索桥的主索和加劲梁内力,主索和加劲梁的强度验算、挠度计算、自振频率计算等,并简介该桥电算结果。

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

全书由重庆交通学院徐君兰教授主编,其中例三中二维有限元程序计算由孟凡超高工编写。

在本书改写过程中得到孟凡超高工、顾安邦教授的大力支持,在此致以诚挚的谢意。

由于编写水平有限,缺点和错误在所难免,热忱欢迎读者和同行专家批评指正。

徐君兰

2001 年 1 月

目 录

例一 柔性悬索桥计算示例(跨径 93m)

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	11
四、柔性悬索桥的挠度验算	13
五、抗风索的计算	17
六、吊杆、索夹计算	20

例二 刚性悬索桥计算示例(一)

(跨径 13.0m + 130.0m + 13.0m, 简支加劲桁梁悬索桥)

一、设计资料、主要材料和尺寸	23
二、桥面系计算	24
三、悬索及加劲桁梁的计算	36
四、桥塔计算	75
五、锚碇计算	96

例三 刚性悬索桥计算示例(二)

(跨径 230m + 648m + 230m, 设边吊杆的连续加劲钢箱梁悬索桥)

一、设计资料	99
二、主索和加劲梁内力计算	101
三、主索和加劲梁强度验算	119
四、加劲梁挠度计算	120
五、自振频率的计算	128
主要参考文献	132

例一 柔性悬索桥计算示例(跨径 93m)

一、设计资料、主要材料和尺寸

1. 设计荷载: 汽车 - 15 级, 挂车 - 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:交通部行业标准《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89),人民交通出版社,1989年;

交通部行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85),人民交通出版社,1985年;

交通部行业标准《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86),人民交通出版社,1986年。

6. 主要材料:主索采用 GB 362—64 标准的 7×19 钢丝绳;
抗风索采用 GB 359—64 的有机物芯 $6 \times 37 + 1$ 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)

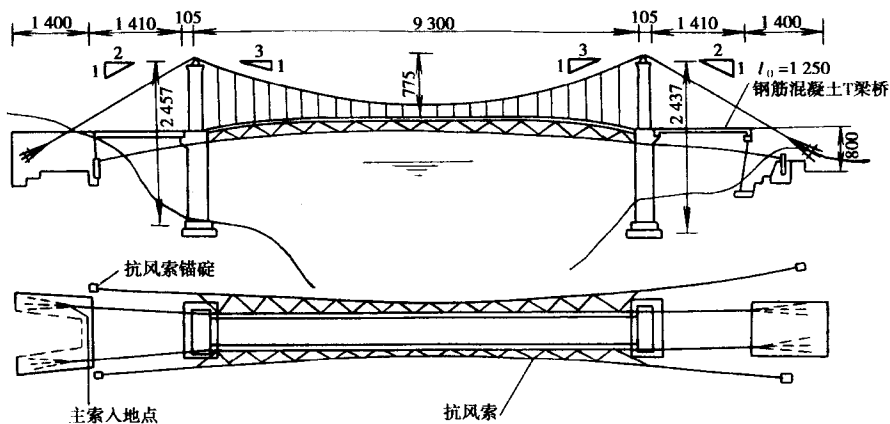


图 1-1 总体布置(尺寸单位:cm)

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

矢跨比 $\frac{f_1}{l_1} = \frac{1}{30}$

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 $\angle 20$ 。

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, $14 \angle 20$; 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》^①

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。

1) 截面几何特征值的计算

(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), $t_1 = 0.7 \times 3.5\text{m} = 2.45\text{m}$, 汽车 - 15 级的后轮荷载着地宽

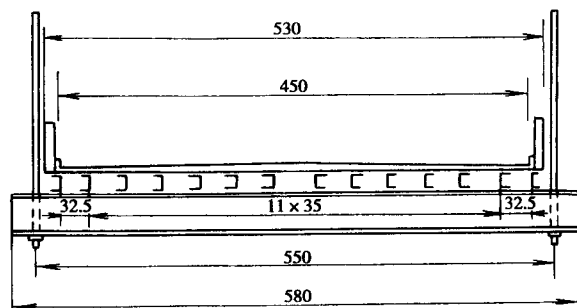


图 1-2 横截面布置 (尺寸单位: cm)

① 桥面系计算均参照《日》小西一郎编著《钢桥》——编注。

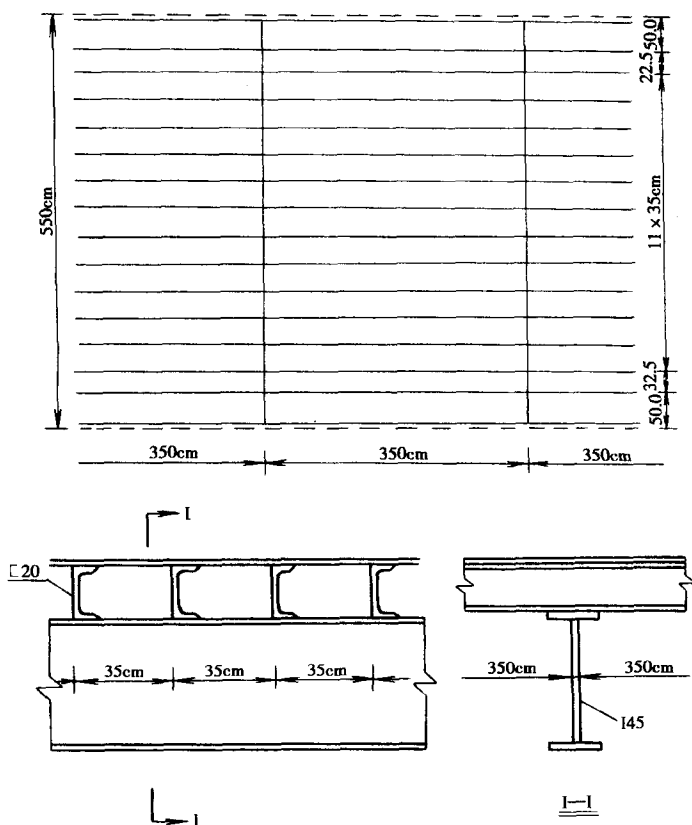


图 1-3 横梁构造

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

$$\frac{a'_0}{a_0^*} = 0.91; a'_0 = \left(\frac{a'_0}{a_0^*} \right) a_0^* = 0.91 \times 0.595 = 0.54\text{m}$$

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

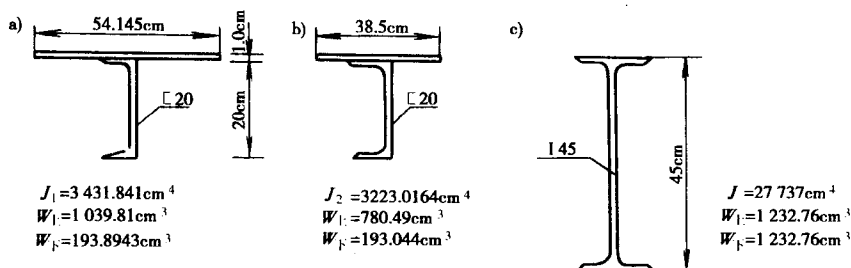


图 1-4 纵肋构造

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

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

2) 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 $\mu = 0.3$

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

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

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

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:

纵梁单位长度重力: $g_1 = 0.1794 \text{ kN/m}$ [见《公路桥涵设计手册——基本资料》上册(人民交通出版社,1976 年)表 2-99]。

钢板单位长度重力: $g_2 = 0.54 \times 0.01 \times 78.5 = 0.4239 \text{ kN/m}$

(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, $c = 10 \text{ cm}; t = 350 \text{ cm}$ 。

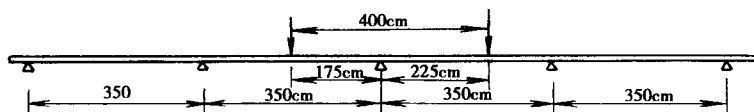


图 1-5

$$M_{\text{后轮}} = A_0 t \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{c}{t} \right) + 0.1057 \left(\frac{c}{t} \right)^2 \right]$$

$$= 60.84 \times 3.5 \left[0.1708 - 0.25 \left(\frac{10}{350} \right) + 0.1057 \left(\frac{10}{350} \right)^2 \right]$$

$$= 34.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_m^{\text{前轮}} = A_0 t (-0.2679)^m \left[-0.183 \left(\frac{y}{t} \right) + 0.317 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.134 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right]$$

$$= 42.77 \times 3.5 \left[-0.183 \left(\frac{225}{350} \right) + 0.317 \left(\frac{225}{350} \right)^2 - 0.134 \left(\frac{225}{350} \right)^3 \right]$$

$$= -3.328857 \text{ kN} \cdot \text{m} = -3.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

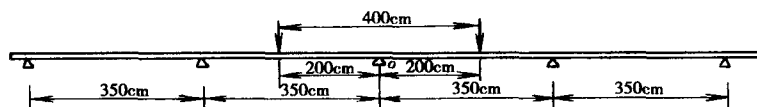


图 1-6

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

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

$$= -17.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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

$$= 2.855 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

活载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{0p} = -17.894 + (2.855)$$

$$= -15.039 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

恒载作用下纵梁支点弯矩

$$M_{0g} = -\frac{gt^2}{12} = -\frac{1.0863 \times 3.5^2}{12} = -1.1089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(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($y = 50\text{cm}$, $t = 350\text{cm}$)。

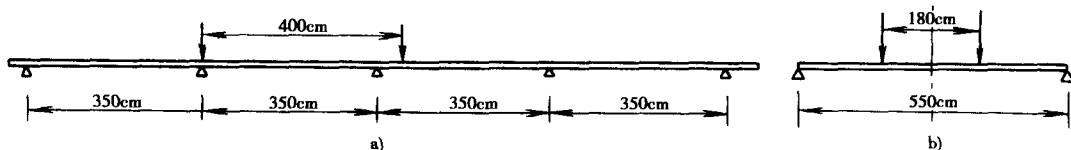


图 1-7

$$\begin{aligned}
 A_0 &= P_{\text{后轮}} + P_{\text{前轮}} \left[-0.8038 \left(\frac{y}{t} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{t} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{t} \right)^3 \right] (-0.2679)^{m-1} \\
 &= 84.5 + 45.5 \left[-0.8038 \left(\frac{50}{350} \right) + 1.3923 \left(\frac{50}{350} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{50}{350} \right)^3 \right] (-0.2679)^{1-1} \\
 &= 80.49\text{kN}
 \end{aligned}$$

横梁跨中弯矩:

活载作用下横梁跨中弯矩,按荷载对称布置为最不利,如图 1-7b)。

$$\begin{aligned}
 M_p &= A_0 \frac{l}{2} - A_0 \times 0.9 \\
 &= 80.49(2.75 - 0.9) \\
 &= 148.91\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

恒载作用下横梁跨中弯矩($l = 5.5\text{m}$)

工字钢横梁单位长度重力: $g_1 = 0.6547\text{kN/m}$ (据《公路桥涵设计手册——基本资料》下册表 2-100 查得)

桥面铺装单位长度重力:

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

钢桥面板单位长度重力:

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

纵梁单位长度重力(横桥共 14 根):

$$g_4 = \frac{0.1794 \times 3.5 \times 14}{5.5} = 1.598\text{kN/m}$$

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

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

3) 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 η_m 、 η_s 、 ϑ_0 等值列于表 1-1。

表 1-1

支 点 编 号	0	1	2	3	4
η_m/l	0.036	-0.033	0.07	0.001	0.00
η_s/l	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003
ϑ_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,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叶级数展开成正弦分布荷载(取 $n = 1$)。

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		$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$
$\frac{K_m}{P}$	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

只有一辆车时,按《钢桥》公式(1.34)计算

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

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

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

纵梁跨中弯矩修正值按《钢桥》公式(1.116a)计算(见表 1-3)。

$\Sigma \frac{K_m}{P} \cdot \frac{\eta_m}{t}$ 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
η_m/t	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \frac{\eta_m}{t} \right)$	0.0069	-0.0214	-0.00072	0.000027	0	0	0	0

续上表

支 点 m	$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$
K_m/P	0.5038	-0.10123	0.02712	-0.00726	0.00195	-0.00056	0.0002	0
$\bar{\eta}_m/t$	0.036	-0.033	0.007	0.001	0	0	0	0
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\eta}_m\right)_t$	0.01814	0.00334	0.00019	-0.000007	0	0	0	0

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

$$\begin{aligned} \Delta M_m &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \Sigma \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_m \\ &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.0064704 \\ &= 0.395385 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

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。

图 1-6 荷载位置的支点反力

表 1-4

支 点 m		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 m		$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$	
$\frac{K_m}{P}$	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)。

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

表 1-5

支 点 m	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
$\bar{\eta}_s/t$	0.123	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\eta}_s\right)_t$	0.07685	-0.0506	-0.00685	-0.00031	0.000083	0	0	0
支 点 m	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$	
K_m/P	-0.10355	0.0277	-0.00742	0.00199	-0.0005	0.0001	0	
$\bar{\eta}_s/t$	-0.05	-0.013	0.003	0.003	0	0	0	
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\eta}_s\right)_t$	0.00518	-0.00036	-0.000022	0.000006	0	0	0	

$$\begin{aligned}\Delta M_s &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_s \\ \sum \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_s &= 0.023977, Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{65 \times 1.3}{0.5} = 169 \text{ kN/m} \\ \Delta M_s &= Q_0 t a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{K_m}{P} \bar{\eta}_s \\ &= 169 \times 3.5 \times 0.35 \times 0.295166231 \times 0.023977 \\ &= 1.465 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(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)。

图 1-7 荷载位置的支点反力

表 1-6

支 点 m		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 m		$\bar{0}$	$\bar{1}$	$\bar{2}$	$\bar{3}$	$\bar{4}$	$\bar{5}$	$\bar{6}$	$\bar{7}$
$\frac{K_m}{P}$	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

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

为此需先计算出 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ 。 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$ 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, $b = 5.5 \text{ m}$;

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, $z = 0.9 \text{ m}$;

x ——横梁弯矩位置, 跨中弯矩 $x = \frac{b}{2}$ 。

代入上式计算得

$$\begin{aligned}\frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{8}{\pi} \sin \frac{\pi}{2} \cos \frac{\pi \times 0.9}{5.5} \sin \frac{\pi \times 0.25}{5.5} \sin \frac{\pi}{2} \\ &= \frac{8}{\pi} \times 1 \times 0.870746077 \times 0.142314638 \times 1 \\ &= 0.315559\end{aligned}$$

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

$\Sigma \frac{K_m}{P} \bar{\vartheta}_0$ 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	0.0098
$\bar{\vartheta}_0$	0.65	0.205	-0.002	-0.002	0
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\vartheta}_0\right)$	0.5928	0.1414	-0.1419	0.0000734	0
支 点 m	0	1	2	3	4
K_m/P	0.024	-0.063	0.0017	-0.00045	0.00012
$\bar{\vartheta}_0$	0.205	-0.002	-0.002	0	0
$\left(\frac{K_m}{P} \cdot \bar{\vartheta}_0\right)$	0.00492	0.000126	-0.0000037	0	0

$$\Sigma \frac{K_m}{P} \times \bar{\vartheta}_0 = 0.597$$

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

代入 ΔM 式计算

$$\begin{aligned} \Delta M &= Q_0 \left(\frac{b}{\pi}\right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{K_0}{P} - \Sigma \frac{K_m}{P} \bar{\vartheta}_0\right] \\ &= 169 \left(\frac{5.5}{\pi}\right)^2 \times 0.315559 [0.912 - 0.597] \\ &= 51.4877 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 弯矩和弯曲应力的计算

(a) 纵梁跨中弯矩

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

(b) 纵梁支点弯矩

恒载弯矩:	-1.1089 kN·m
活载弯矩(包括冲击影响):	-15.039 kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩:	+1.465 kN·m
合计:	-14.683 kN·m
	(-16.148 kN·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:	31.2 kN·m
活载弯矩(包括冲击影响):	148.91 kN·m
横梁弹性变形的附加弯矩:	-51.4877 kN·m
合计:	128.62 kN·m
	(180.11 kN·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

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= -\frac{M_1}{W_1} - \frac{M_2}{W_2} \\&= -\frac{32.095}{1039.81} - \frac{0.39538}{780.49} \\&= -3.0866 - 0.05065 \\&= -3.13727\text{kN/cm}^2 \\&= -31.3727\text{MPa} < [\sigma] = 212\text{MPa} \\ \sigma_{\text{下}} &= \frac{32.095}{193.8943} + \frac{0.39538}{191.044} \\&= 16.5528 + 0.20695 \\&= 16.75978\text{kN/cm}^2 = 167.5978\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

纵梁支点截面应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{上}} &= \frac{16.148}{1039.81} - \frac{1.465}{780.49} \\&= 1.5530 - 0.1877 \\&= 1.7217\text{kN/cm}^2 = 17.217\text{MPa} < [\sigma] \\ \sigma_{\text{下}} &= -\frac{16.148}{193.8943} + \frac{1.465}{191.044} \\&= -8.3282 + 0.76683 \\&= -7.5614\text{kN/cm}^2 = -75.614\text{MPa} < [\sigma]\end{aligned}$$

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: $\text{tg}\varphi_0 = \frac{1}{2}$ 。

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: $0.1794\text{kN/m} \times 3.5\text{m} \times 14 = 8.7906\text{kN}$

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: $q_1 = \frac{\Sigma g}{3.5\text{m} \times 2} = \frac{50.478\text{kN}}{3.5\text{m} \times 2} = 7.2\text{kN/m}$

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): 1.3kN/m (半桥)

抗风索: 0.26kN/m (半桥)

合计: $\Sigma g = 9.34\text{kN/m}$

(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。

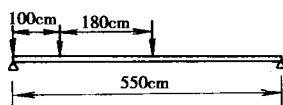


图 1-8

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

冲击系数

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

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

$$\begin{aligned} T_{g+p} &= \frac{(g+P)l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l_1}{4f_1}\right)^2} = \frac{9.34 + 8.632}{2} \\ &\quad \times 93 \sqrt{1 + \frac{93^2}{16 \times 7.75^2}} \\ &= 835.698 \times 3.162278 \\ &= 2642.71\text{kN} \end{aligned}$$

3. 边索内力计算

$$\text{边索倾角: } \operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{1}{2}, \cos \varphi_0 = 0.8944$$