

Qiaoliang Jisuan Shiliji

桥梁计算示例集

混凝土简支梁(板)桥

易 建 国 主 编

顾 安 邦 主 审

人 民 交 通 出 版 社

前 言

《桥梁计算示例集》是为了配合《桥梁工程》课程的教学，针对课程的主要内容，结合近年来我国公路桥梁工程的实际状况，依据1985年交通部部颁标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023-85)编写的。

本书为混凝土简支梁(板)桥计算示例，由四个比较典型的计算示例组成，即：

例一为预应力混凝土空心板桥计算示例。取计算跨径为12.60m的双椭圆形孔空心板梁为对象，详细地介绍了空心板梁的特点、各项计算内容(包括板块间铰的计算与栏杆的计算等)，以及截面强度、应力与变形的验算。荷载横向分布系数采用铰接板法。

例二为钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例。以计算跨径为8.00m、斜交角为 30° 的整体式斜板为对象，比较系统地介绍了应用现成图表进行内力计算、截面配筋等有关内容。并通过电算分析比较，指出了应用现成图表计算的局限性与不足之处。

例三为装配式钢筋混凝土简支T型梁(包括桥墩)桥计算示例。示例分为两部分：第一部分为计算跨径19.50m、五梁式简支T型梁桥计算，较全面地介绍了主梁、横梁、行车道板与支座的计算过程，并比较系统地介绍了采用连接筋形式的连续桥面的计算方法。荷载横向分布系数采用G-M法。第二部分为钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算(包括盖梁、墩柱、钻孔桩的内力与配筋计算、截面强度与变形验算等)，其中钻孔桩内力计算采用 m 值法。

例四为预应力混凝土简支T型梁桥计算示例。以计算跨径为38.88m、五梁式T型梁为对象(采用 $24\phi 5$ 碳素钢丝、锥形锚具、抽拔橡胶管的成孔工艺)，详尽地介绍了预应力混凝土T简支梁计算的全过程(包括横梁的计算)，其中荷载横向分布系数采用修正的刚性横梁法。

学生通过对本书的学习，可以加深对桥梁工程基本理论和重要概念的理解，熟悉具体工程设计的计算内容、步骤与方法等等，使理论与实践能较好较快地结合起来。本书可作为在校学生进行各阶段设计时的参考书，也可供从事桥梁工程的有关技术人员使用参考。

本书例一由重庆交通学院陆莲娣、向中富编写，西安公路学院陈祥宝审核。例二由西安公路学院杨炳成编写，重庆交通学院顾安邦审核。例三由同济大学易建国编写，重庆交通学院徐君兰审核。例四由同济大学杨士金编写，云南工学院董明审核。全书由易建国主编，顾安邦主审。

由于编者水平有限，书中会有不少缺点和错误，恳请读者批评指正。

编 者

1990年8月

(京)新登091字号

桥梁计算示例集

混凝土简支梁(板)桥

易建国 主编

顾安邦 主审

插图设计:王惠茹 正文设计:周元

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街10号)

各地新华书店经售

人民交通出版社印刷厂印刷

开本: 787×1092 $\frac{1}{16}$ 印张: 12 字数: 283千

1991年12月 第1版

1991年12月 第1版 第1次印刷

印数: 0001—5000册 定价: 11.60元

ISBN7-114-01149-0

U·00750

内 容 提 要

本示例集为《桥梁工程》教材的配套教学参考书，由四个比较典型的简支梁（板）桥计算示例组成，均按交通部《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ023-85）编写。示例集包括：预应力混凝土空心板桥计算示例；钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例；装配式钢筋混凝土简支 T 型梁桥（包括桥墩）计算示例；预应力混凝土简支 T 型梁桥计算示例。

本书可供高等学校公路与城市道路工程专业、桥梁工程专业的师生和从事桥梁工程的有关技术人员使用参考。

目 录

例一 预应力混凝土空心板桥计算示例

一、设计资料	1
二、构造型式与尺寸	1
三、毛截面几何特性计算	2
四、内力计算	3
(一)永久荷载(恒载)作用下	3
(二)基本可变荷载(活载)作用下	3
五、预应力钢筋的设计	13
(一)预应力钢筋截面积的估算	13
(二)预应力钢筋的布置	14
六、换算截面几何特性计算	14
(一)换算截面面积	14
(二)换算截面重心位置	14
七、截面强度验算	15
八、预应力损失计算	16
(一)钢筋变形、回缩损失	16
(二)加热养护损失	16
(三)钢筋松弛损失	16
(四)混凝土收缩徐变损失	16
(五)永存预应力值	17
九、截面应力计算	17
(一)混凝土应力	17
(二)预应力钢筋的最大应力	18
十、预施应力阶段支点截面上缘拉应力验算	19
十一、铰的计算	21
(一)铰的剪力影响线及剪力 Q_j 的计算	21
(二) $I-I$ 截面抗剪强度验算(图1-15)	23
十二、使用阶段变形验算	23
(一)结构重力挠度	23
(二)预应力反拱度	23
十三、栏杆计算	24
(一)栏杆构造、布置(图1-16)	24
(二)内力计算(以栏杆根部截面 $I-I$ 为例)	24

例二 钢筋混凝土整体式斜交板桥计算示例

一、设计资料	27
二、内力计算	28
(一)恒载内力计算	28
(二)汽车荷载内力计算	29
(三)挂车荷载内力计算	33
(四)计算内力汇总	36
三、荷载组合	36
四、截面钢筋设计与配置	38
(一)配筋设计	38
(二)钢筋布置	40
五、截面承载能力验算	42
六、支承的设置	43
七、小结	44

例三 装配式钢筋混凝土简支T型梁桥(包括桥墩)计算示例

第I部分 钢筋混凝土简支T型梁桥的计算

一、设计资料	45
二、主梁的计算	46
(一)主梁的荷载横向分布系数	46
(二)内力计算	51
(三)截面设计、配筋及验算	58
(四)裂缝宽度验算	66
(五)变形验算	66
三、横梁的计算	67
(一)横梁弯矩计算	67
(二)横梁截面配筋与验算	69
(三)横梁剪力计算及配筋	71
(四)横梁接头钢板及焊缝计算	72
四、行车道板的计算	74
(一)计算图式	74
(二)恒载及其内力	74
(三)截面设计、配筋与强度验算	77
(四)连续桥面计算	78
五、支座计算	84
(一)选定支座的平面尺寸	84
(二)确定支座的厚度	84
(三)验算支座的偏转	85

(四) 验算支座的抗滑稳定性	85
----------------	----

第II部分 钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算

一、设计资料	86
二、盖梁计算	87
(一) 荷载计算	87
(二) 内力计算	94
(三) 截面配筋设计及承载力校核	96
三、桥墩墩柱计算	99
(一) 荷载计算	99
(二) 截面配筋计算及应力验算	100
四、钻孔灌注桩计算	102
(一) 荷载计算	102
(二) 桩长计算	104
(三) 桩的内力计算 (m 法)	104
(四) 桩身截面配筋及强度验算	106
(五) 墩顶纵向水平位移验算	108

例四 预应力混凝土简支T形梁桥计算示例

一、设计资料及构造布置	110
(一) 设计资料	110
(二) 横截面布置	110
(三) 横截面沿跨长的变化	113
(四) 横隔梁的设置	114
二、主梁内力计算	114
(一) 恒载内力计算	114
(二) 活载内力计算 (修正刚性横梁法)	116
(三) 主梁内力组合	123
三、预应力钢束的估算及其布置	124
(一) 跨中截面钢束的估算与确定	124
(二) 预应力钢束布置	125
四、计算主梁截面几何特性	130
(一) 截面面积及惯性矩计算	130
(二) 梁截面对重心轴的静矩计算	131
五、钢束预应力损失计算	132
(一) 预应力钢束与管道壁之间的摩擦损失	133
(二) 由锚具变形、钢束回缩引起的损失	133
(三) 混凝土弹性压缩引起的损失	135
(四) 由钢束应力松弛引起的损失	135
(五) 混凝土收缩和徐变引起的损失	135

(六)预加内力计算及钢束预应力损失汇总.....	136
六、主梁截面验算.....	140
(一)截面强度验算.....	140
(二)截面应力验算.....	143
七、主梁端部的局部承压验算.....	151
(一)局部承压强度验算.....	151
(二)梁端局部承压区的抗裂验算.....	153
八、主梁变形验算.....	154
(一)计算由预加应力引起的跨中反拱度.....	154
(二)恒载引起的跨中挠度.....	154
(三)静活载引起的跨中挠度及其验算.....	156
(四)1号主梁跨中挠度组合.....	157
九、横隔梁计算.....	158
(一)确定作用在跨中横隔梁上的计算荷载.....	158
(二)跨中横隔梁的内力影响线.....	159
(三)截面内力计算.....	161
(四)截面配筋计算.....	162
附录I 铰接板荷载横向分布影响线竖标表	164
附录II 整体式斜板桥计算用图表	175
附录III G M法 K_0 、 K_1 、 μ_0 、 μ_1 值的计算用表.....	177
主要参考文献.....	182

例一 预应力混凝土空心板桥计算示例

一、设计资料

标准跨径: 13.00m

计算跨径: 12.60m

桥面净空: 净15 + 2 × 2.5m

设计荷载: 汽-20; 挂-100

人群荷载: 按“准则”规定确定 $W = 450 \times \left(\frac{20 - B}{20} \right) = 450 \times \frac{20 - 2.5}{20} = 3.94 \text{ kN/m}^2$

取 $W = 4 \text{ kN/m}^2$ (B 为单侧人行道宽度)

材 料: 预应力钢筋: 冷拉IV级

设计强度 $R_y = 750 \text{ MPa}$, 张拉控制应力 $\sigma_k = 0.95 R_y = 0.95 \times 750 = 712.5 \text{ MPa}$, 弹性模量 $E_y = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

非预应力钢筋: I级钢筋和II级螺纹钢筋

混凝土: 空心板为R40号, 空心板铰缝为R30号; 桥面铺装为R30号沥青混凝土; 栏杆、人行道采用R25号混凝土

设计依据:

- 1.《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—85), 简称“桥规”;
- 2.《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85), 简称“公预规”;
- 3.《城市桥梁、隧道设计准则》送审稿(1984.8), 简称“准则”;
- 4.《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ022—85), 简称“圬工规范”;
- 5.《桥梁工程》(1985)姚玲森主编, 人民交通出版社出版, 1985。

二、构造型式与尺寸

该示例按城市桥梁净空设计, 横断面布置如图1-1。全桥采用20块预制预应力空心板, 每块板宽1m, 采用先张法预应力, 板块断面及构造尺寸见图1-2。

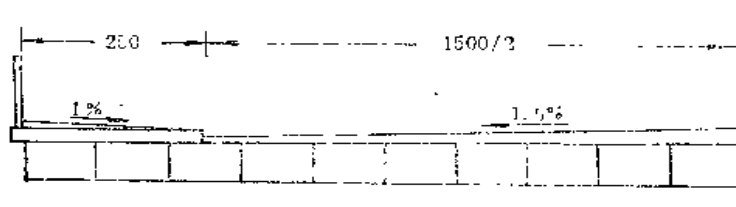


图1-1 桥梁横断面
尺寸单位: cm

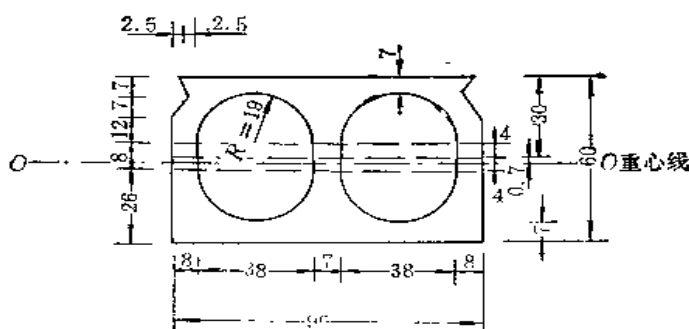


图1-2 截面构造及尺寸
尺寸单位: cm

三、毛截面几何特性计算 (见图1-2)

(一) 毛截面面积

$$A_k = 99 \times 60 - 2 \times 38 \times 8 - 2\pi \times 19^2 - (2 \times 7 \times 2.5 + 7 \times 2.5 + 7 \times 5) \\ = 2976 \text{ cm}^2$$

(二) 毛截面重心位置

全断面对 $\frac{1}{2}$ 板高处的静矩: 对称部分均消去, 即只计算铰对 $\frac{1}{2}$ 板高的静矩

$$S_{\frac{1}{2}\text{板高}} = 2 \left[\frac{5 \times 7}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \times 7 + 16 \right) + 2.5 \times 7 \times \left(23 + \frac{7}{2} \right) + \frac{2.5 \times 7}{2} \left(23 + \frac{7}{3} \right) \right] \\ = 2094 \text{ cm}^3$$

铰面积

$$A_{\text{铰}} = 2 \left(\frac{5 \times 7}{2} + 2.5 \times 7 + \frac{2.5 \times 7}{2} \right) = 87.5 \text{ cm}^2$$

则毛截面重心离板高 $\frac{1}{2}$ 处的距离为:

$$d_h = \frac{S_{\frac{1}{2}\text{板高}}}{A_h} = \frac{2094}{2976} = 0.7 \text{ cm (向下)}$$

铰重心对 $\frac{1}{2}$ 板高的距离:

$$d_{\text{铰}} = \frac{2094}{87.5} = 23.9 \text{ cm}$$

(三) 毛截面对重心的惯矩

每个挖空的半圆 (图1-3)

$$\text{面积 } A' = \frac{1}{2} \pi R^2 = \frac{1}{2} \pi \times 19^2 = 567 \text{ cm}^2$$



图 1-3

$$\text{重心 } y = \frac{4R}{3\pi} = \frac{4 \times 19}{3\pi} = 8.1\text{cm}$$

半圆对自身惯矩

$$\begin{aligned} I' &= I_{I-I} - A'y^2 \\ &= \frac{\pi}{8} \times 19^4 - 567 \times 8.1^2 \\ &= 14304\text{cm}^4 \end{aligned}$$

由此得毛截面的惯矩:

$$\begin{aligned} I_h &= \frac{99 \times 60^3}{12} - 99 \times 60 \times 0.7^2 - 2 \left[\frac{38 \times 8^3}{12} + 38 \times 8 \times 0.7 \right] - 4 \times 14304 \\ &\quad - 2 \times 567 \times [(8.1 + 4 + 0.7)^2 + (8.1 + 4 - 0.7)^2] - 87.5 \times (23.9 + 0.7)^2 \\ &= 1338292.5\text{cm}^4 \end{aligned}$$

四、内力计算

(一)永久荷载(恒载)作用下

1. 桥面系

人行道、栏杆: 参照其它梁桥取用, 单侧为12.5kN/m

桥面铺装: $2 \times \frac{0.06 + 0.173}{2} \times 7.5 \times 23 = 40.19\text{kN/m}$

人行道和栏杆的重量是在各板铰接形成整体后加在桥梁二侧的, 精确地说由于桥横向的弯曲变形各板分配到的由栏杆和人行道荷载引起的荷重是不相同的, 可按横向分配系数计算各板分担的大小, 这里近似地按各板平均分担人行道、栏杆重力来计算。

将以上重力均摊给20块板, 得

$$g_1 = (12.5 \times 2 + 40.19) / 20 = 3.26\text{kN/m}$$

2. 铰和接缝: $g_2 = (87.5 + 1 \times 60) \times 10^{-4} \times 24 = 0.35\text{kN/m}$

3. 行车道板: $g_3 = 2976 \times 10^{-4} \times 25 = 7.44\text{kN/m}$

恒载总重力: $g = g_1 + g_2 + g_3 = 3.26 + 0.35 + 7.44 = 11.05\text{kN/m}$

恒载内力计算见表1-1。

表1-1

荷 载	g (kN/m)	L (m)	M (kN·m)		Q (kN)	
			跨中 $\frac{1}{8}gL^2$	$\frac{1}{4}$ 点 $\frac{3}{32}gL^2$	Q支 $\frac{1}{2}gL$	Q $\frac{1}{4}$ 点 $\frac{1}{4}gL$
单 块 板 重	7.44	12.60	147.65	110.74	46.87	23.44
全 部 恒 载	11.05	12.60	219.29	164.47	69.62	34.81

(二)基本可变荷载(活载)作用下

1. 荷载横向分配系数

跨中和四分点的横向分配系数按铰接板法计算。对于具有10块板以上的铰接板桥, 参照

《公路桥梁荷载横向分布计算》(1977年版)采用划分板组的方法,将二块板合为一块板组当作一块宽板,利用上述书中的 J_0 表查出荷载横向分布影响线,由此求得板组的荷载横向分布系数,除以2则得单块板的荷载横向分布系数。支点按杠杆法计算荷载横向分布系数。支点到四分点间按直线内插求得。

(1)跨中和四分点的荷载横向分配系数:

按《桥梁工程》(1985年版)式(2-5-51)

$$\text{刚度参数 } r = \frac{\pi^2 EI_r}{4GI_T} \cdot \left(\frac{b}{l}\right)^2 = 5.8 \frac{I}{I_T} \left(\frac{b}{l}\right)^2$$

式中 $I = I_h = 1338292.5 \text{ cm}^4$; $b = 100 \text{ cm}$

$L = 12.60 \times 100 \text{ cm}$

I_T ——板截面的抗扭刚度,这里将图1-2所示截面简化成图1-4,并略去中间肋板,按单箱计算 I_T 。

$$I_T = \frac{4b^2h^2}{2h/t_1 + 2b/t_2} = \frac{4 \times (99-8)(60-7)}{\frac{2(60-7)}{8} + \frac{2(99-8)}{7}}$$

$$= 2370581.3 \text{ cm}^4$$

代入上式得 $r = 0.0206$

板组的刚度参数

$$r' = 4r = 0.0824$$

按 r' 查《桥梁工程》(1985年)附录I之表得各板组的横向分配影响线竖坐标值,见表1-2。

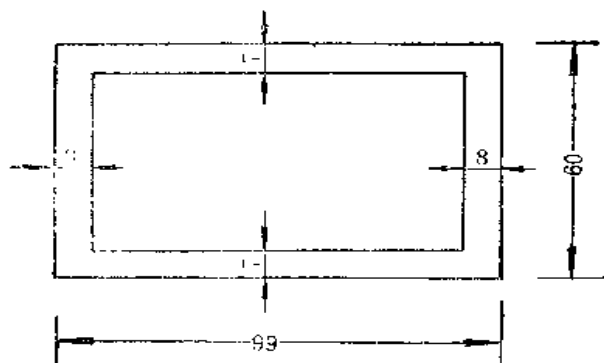


图 1-4
尺寸单位: cm

表1-2

荷载位置		板组 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
板 号	r'										
板 组	0.08	0.312	0.263	0.160	0.084	0.047	0.026	0.015	0.009	0.005	0.004
	0.19	0.423	0.277	0.114	0.075	0.031	0.020	0.011	0.006	0.003	0.002
	0.0824	0.356	0.268	0.149	0.083	0.046	0.025	0.015	0.009	0.005	0.004
	0.0824	0.269	0.276	0.203	0.112	0.062	0.034	0.019	0.012	0.007	0.005
	0.0824	0.149	0.203	0.235	0.182	0.101	0.056	0.031	0.018	0.012	0.009
1	0.0824	0.083	0.112	0.122	0.225	0.156	0.098	0.055	0.031	0.019	0.015
2	0.0824	0.046	0.062	0.101	0.176	0.225	0.175	0.093	0.056	0.034	0.025

由表1-2画出各板组的荷载横向分布影响线。在其上横向布载时,按“准则”规定,车行道为四车道或四车道以上时,履带车或平板挂车应在车行道中线两侧3m范围内行驶(履带或轮胎不超出此范围),对向靠边的车行道上允许慢速行驶一列设计汽车荷载的标准车(不计加重车,不计冲击)。

四车道桥梁,按“桥规”当用四行车队设计时,汽车荷载可折减30%,但折减后的值不得小于两行车队计算的结果。所以计算板的横向分布系数时,既考虑了四列汽车作用的情况,又考虑了两列汽车作用的情况。

各板组的横向分布影响线见图1-5。在上加载求得各种荷载作用下的横向分布系数如下:

$$\text{汽车荷载作用下: } m_{\text{汽}} = -\frac{1}{2} \sum \eta_{1\text{汽}}$$

$$\text{挂车荷载作用下: } m_{\text{挂}} = -\frac{1}{4} \sum \eta_{1\text{挂}}$$

板组1*

$$\begin{aligned} \text{四行汽车 } m_{4\text{汽}} &= -\frac{1}{2} (0.269 + 0.160 + 0.105 + 0.062 + 0.042 + 0.025 + 0.017 + 0.011) \\ &= 0.345 \end{aligned}$$

$$\text{二行汽车 } m_{2\text{汽}} = -\frac{1}{2} (0.269 + 0.160 + 0.105 + 0.062) = 0.298$$

$$\text{挂-100 } m_{\text{挂}} = -\frac{1}{4} (0.078 + 0.059 + 0.044 + 0.034) = 0.054$$

$$\text{人 群 } m_{\text{人}} = 0.385 + 0.004 = 0.389$$

$$\text{与挂 100同行的主车 } m_{\text{主}} = -\frac{1}{2} (0.010 + 0.007) = 0.009$$

板组2*

$$\begin{aligned} \text{四行汽车 } m_{4\text{汽}} &= -\frac{1}{2} (0.276 + 0.212 + 0.145 + 0.084 + 0.058 + 0.034 + 0.022 \\ &\quad + 0.014) = 0.423 \end{aligned}$$

$$\text{二行汽车 } m_{2\text{汽}} = -\frac{1}{2} (0.276 + 0.212 + 0.145 + 0.084) = 0.359$$

$$\text{挂 -100 } m_{\text{挂}} = -\frac{1}{4} (0.100 + 0.078 + 0.060 + 0.044) = 0.071$$

$$\text{人 群 } m_{\text{人}} = 0.272 + 0.005 = 0.277$$

$$\text{与挂-100同行的主车 } m_{\text{主}} = -\frac{1}{2} (0.013 + 0.009) = 0.011$$

板组3*

$$\begin{aligned} \text{四行汽车 } m_{4\text{汽}} &= -\frac{1}{2} (0.203 + 0.240 + 0.222 + 0.145 + 0.098 + 0.058 + 0.038 \\ &\quad + 0.022) = 0.513 \end{aligned}$$

$$\text{二行汽车 } m_{2\text{汽}} = -\frac{1}{2} (0.203 + 0.240 + 0.222 + 0.145) = \underline{0.405}$$

$$\text{挂-100 } m_{\text{挂}} = -\frac{1}{4} (0.175 + 0.136 + 0.105 + 0.080) = 0.124$$

$$\text{人 群 } m_{\text{人}} = 0.156 + 0.010 = 0.166$$

$$\text{与挂-100同行的主车 } m_{\text{主}} = -\frac{1}{2} (0.02 + 0.014) = 0.014$$

板组4*

$$\text{四行汽车 } m_{4\text{汽}} = \frac{1}{2} (0.112 + 0.175 + 0.220 + 0.216 + 0.164 + 0.096 + 0.068 + 0.044) = 0.548$$

$$\text{二行汽车 } m_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} (0.140 + 0.212 + 0.226 + 0.186) = 0.382$$

$$\text{挂 - 100 } m_{\text{挂}} = \frac{1}{4} (0.225 + 0.210 + 0.172 + 0.130) = 0.184$$

$$\text{人 群 } m_{\text{人}} = 0.086 + 0.016 = 0.102$$

$$\text{与挂-100同行的主车 } m_{\text{主}} = \frac{1}{2} (0.038 + 0.026) = 0.032$$

板组5*

$$\text{四行汽车 } m_{4\text{汽}} = \frac{1}{2} (0.082 + 0.130 + 0.189 + 0.225 + 0.202 + 0.128 + 0.090 + 0.054) = 0.550$$

$$\text{二行汽车 } m_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} (0.189 + 0.225 + 0.202 + 0.128) = 0.372$$

$$\text{挂 - 100 } m_{\text{挂}} = \frac{1}{4} (0.190 + 0.215 + 0.224 + 0.212) = 0.210$$

$$\text{人 群 } m_{\text{人}} = 0.047 + 0.027 = 0.074$$

$$\text{与挂车同行的主车 } m_{\text{主}} = \frac{1}{2} (0.064 + 0.042) = 0.053$$

由上列计算看, 5*板组在四列汽车及挂-100作用时的横向分布系数最大, 为设计和施工简便, 各板设计成同一规格, 并以5*板组进行设计, 即10号板的横向分布系数为:

$$m_{4\text{汽}} = \frac{1}{2} \times 0.550 = 0.275$$

$$m_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} \times 0.372 = 0.186 \quad (\text{板组3* } m_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} \times 0.405 = 0.2025)$$

$$m_{\text{人}} = \frac{1}{2} \times 0.074 = 0.037$$

$$m_{\text{挂}} = \frac{1}{2} \times 0.210 = 0.105$$

$$m_{\text{主}} = \frac{1}{2} \times 0.053 = 0.027$$

(2) 支点的荷载横向分布系数

按杠杆法计算, 由图1-6得10号板的支点荷载横向分布系数如下:

$$m_{4\text{汽}} = m_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} \times 1.00 = 0.50$$

$$m_{\text{挂}} = \frac{1}{4} (1.0 + 0.1 + 0.1) = 0.3$$

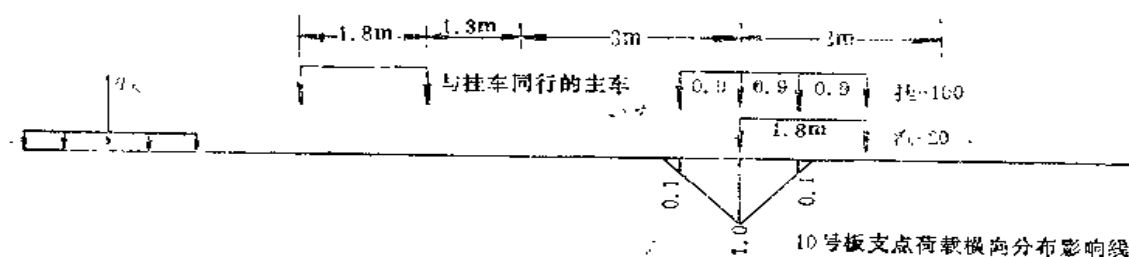


图1-6 10号板支点荷载横向分布影响线

$$m_{人} = 0$$

$$m_{主} = 0$$

表1-3

车 线	跨中-四分点	支 点
四 行 汽 车	0.273	0.500
二 行 汽 车	0.186	0.500
人 群	0.037	0
挂-100	0.186	0.300
与挂车同行的主车	0.027	0

(3) 支点到四分点的荷载横向分布系数按

直线内插进行。

10号板的横向分布系数汇总于表1-3

2. 活载内力计算

(1) 弯矩

汽-20产生的弯矩:

$$M_{汽} = (1 + \mu) m_{汽} \cdot q_{汽} \cdot \phi \cdot \omega$$

式中: $1 + \mu$ ——冲击系数, $1 + \mu = 1 + \frac{0.3}{40} (45 - 12.6) = 1.243$;

$m_{汽}$ ——汽车的跨中横向分布系数;

$q_{汽}$ ——一列汽-20的等代荷载, 查“等代荷载”表得:

对跨中弯矩, $q_{汽} = 37.38 \text{ kN/m}$,

对 $\frac{1}{4}$ 点弯矩, $q_{汽} = 39.40 \text{ kN/m}$;

ω ——影响线面积

对跨中弯矩, $\omega = \frac{1}{8} L^2 = \frac{1}{8} \times 12.6^2 = 19.85 \text{ m}^2$,

对 $\frac{1}{4}$ 点弯矩, $\omega = \frac{3}{32} L^2 = \frac{3}{32} \times 12.6^2 = 14.88 \text{ m}^2$;

ϕ ——折减系数, 四列车 $\phi = 0.7$, 二列车 $\phi = 1.0$ 。

挂-100产生的弯矩:

$$M_{挂} = m_{挂} \cdot q_{挂} \cdot \omega$$

式中: $m_{挂}$ ——挂车的跨中横向分布系数;

$q_{挂}$ ——一辆挂-100的等代荷载,

对跨中弯矩, $q_{挂} = 93.15 \text{ kN/m}$,

对 $\frac{1}{4}$ 点弯矩, $q_{挂} = 104.98 \text{ kN/m}$;

ω ——影响线面积, 同上。

与挂车同行的主车产生的弯矩:

$$M_{\text{主}} = m_{\text{主}} \cdot q_{\text{主}} \cdot \omega \quad (\text{按“准则”不计冲击})$$

式中: $m_{\text{主}}$ ——与挂车同行的汽-20主车的横向分布系数;

$q_{\text{主}}$ ——一行汽-20主车的等代荷载;

对跨中弯矩, $q_{\text{主}} = 24.70 \text{ kN/m}$

对 $\frac{1}{4}$ 点弯矩, $q_{\text{主}} = 27.08 \text{ kN/m}$

人群荷载产生的弯矩:

$$M_{\text{人}} = m_{\text{人}} \cdot q_{\text{人}} \cdot \omega$$

式中: $m_{\text{人}}$ ——人群荷载的横向分布系数;

$q_{\text{人}}$ ——每米桥长的人群荷载,

$$q_{\text{人}} = 2.5 \times \omega = 2.5 \times 4 = 10.0 \text{ kN/m}$$

弯矩计算见表1-4。

表1-4

荷 载			$1+\mu$	$\omega(\text{m}^2)$	$q \text{ (kN/m)}$	m	ϕ	$M \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	设计值
跨中	汽-20	四 行	1.243	19.85	37.38	0.275	0.7	177.54	177.54
		二 行				0.186	1.0	177.55	
	挂-100		—	19.85	93.15	0.105	—	194.15	207.39
	与挂车同行的主车		—	19.85	24.70	0.027	—	13.24	
	人 群		—	19.85	10.0	0.037	—	7.34	7.34
± 点	汽-20	四 行	1.243	14.88	39.40	0.275	0.7	140.28	140.28
		二 行				0.186	1.0	135.54	
	挂-100		—	14.88	104.98	0.105	—	164.02	174.90
	与挂车同行的主车		—	14.88	27.08	0.027	—	10.83	
	人 群		—	14.88	10.0	0.037	—	5.51	5.51

(2) 剪力计算

跨中剪力近似按同一个跨中荷载横向分布系数计算(见图1-7)。

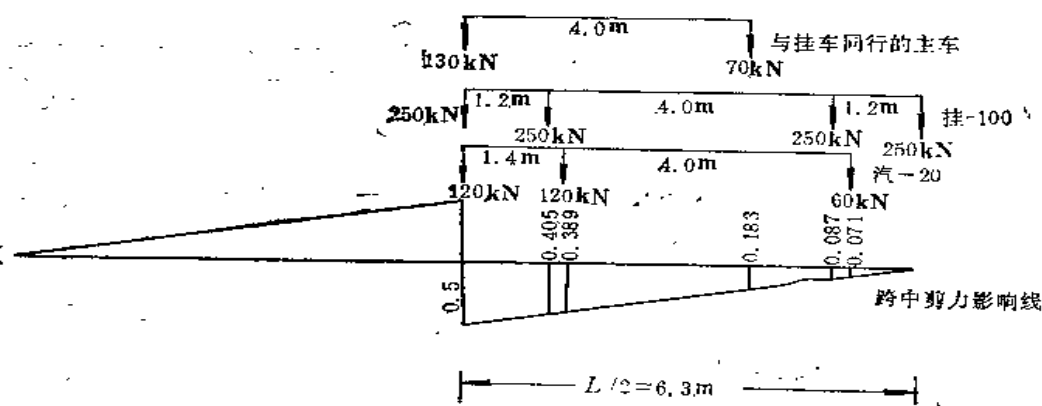


图 1-7

$$Q_{汽} = (1 + \mu) \cdot \phi \cdot m_{汽} \sum P_i \eta_i$$

$$Q_{挂} = m_{挂} \cdot \sum P_i \eta_i$$

$$Q_{主} = m_{主} \cdot \sum P_i \eta_i$$

$$Q_{人} = m_{人} \cdot q_{人} \cdot \omega$$

式中: P_i ——汽-20或挂-100的轴力;

η_i ——与 P_i 相应的剪力影响线纵坐标;

$q_{人}$ ——人群荷载 $q_{人} = 2.5 \cdot \omega = 2.5 \times 4 = 10.0 \text{ kN/m}$

ω ——跨中剪力影响线面积

$$\omega = -\frac{1}{2} \times 0.5 \times \frac{12.6}{2} = 1.575 \text{ m}^2$$

支点剪力:

计算支点剪力时, 考虑荷载横向分布系数沿桥长的变化。图1-8表示荷载的纵向最不利位置及相应的剪力影响线及横向分布系数值。

挂车和汽车的纵向最不利位置由支点剪力影响线图及横向分布图很容易确定, 而主车的纵向最不利位置经试算是后轴置于 $\frac{L}{4}$ 一点上, 见图1-8。

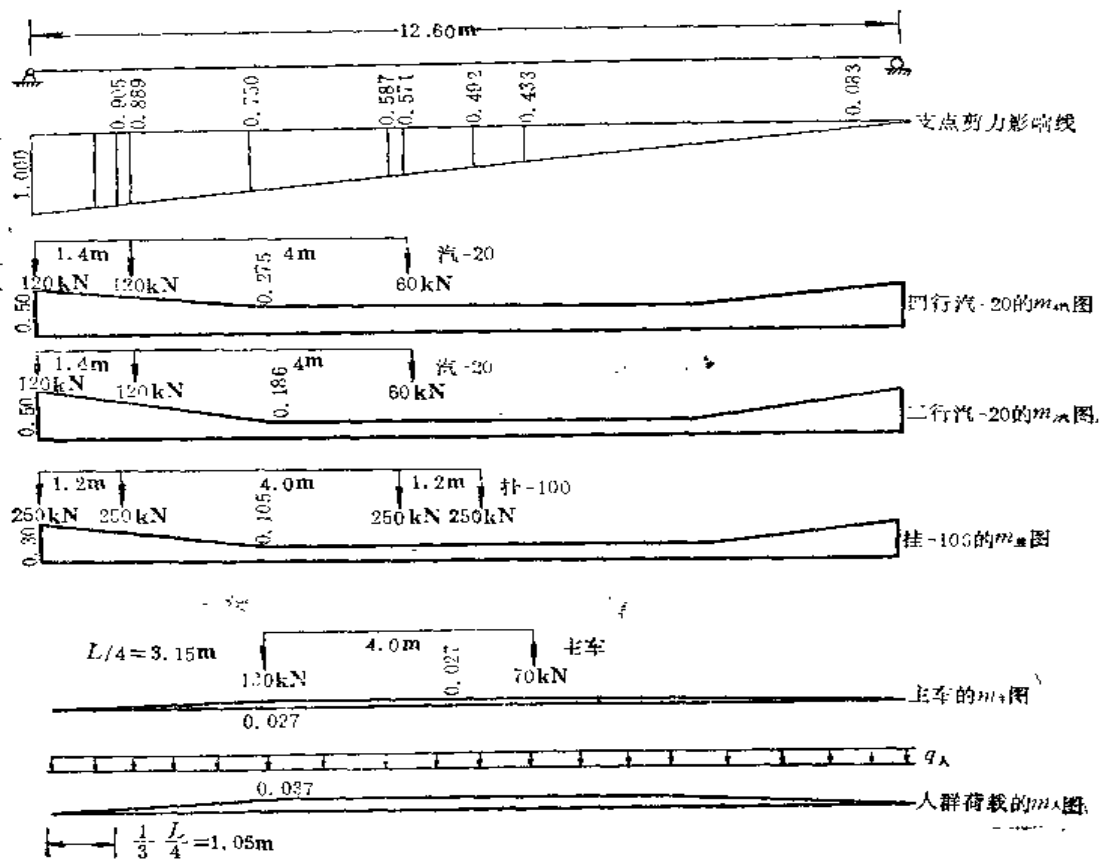


图 1-8

汽-20产生的支点剪力:

$$Q_{支汽} = (1 + \mu) \cdot \phi \cdot \sum m_{汽} P_i \eta_i$$

挂-100产生的支点剪力:

$$Q_{支挂} = \sum m_{挂} \cdot P_i \cdot \eta_i$$

汽-20一行主车产生的支点剪力:

$$Q_{支主} = \sum m_{主} P_i \eta_i$$

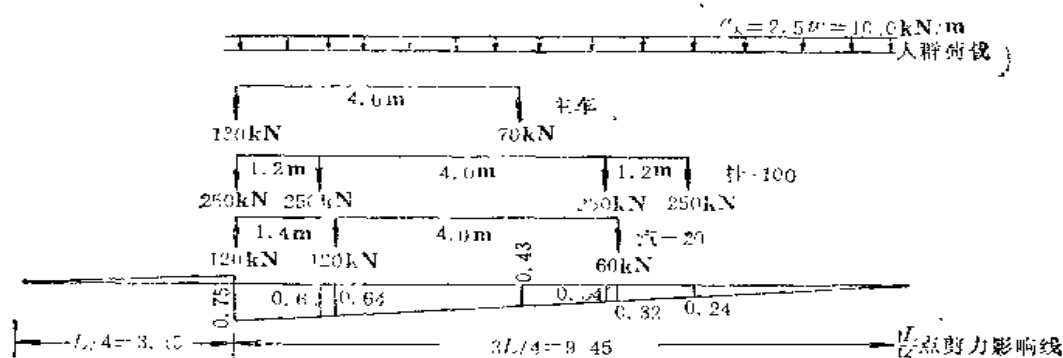


图 1-9

表 1-5

荷 载			$1 + \mu$	ϕ	$\sum m, P_i \eta_i$	$Q(kN)$	设计值
跨 中	汽-20	四 行	1.243	0.7	$0.275(120 \times 0.5 + 120 \times 0.389 + 60 \times 0.071) = 30.51$	26.55	26.55
		二 行		1.0	$0.186(120 \times 0.5 + 120 \times 0.389 + 60 \times 0.071) = 20.63$	25.01	
	挂-100		—	—	$0.105 \times 250(0.5 + 0.405 + 0.087) = 23.61$	23.61	28.14
	与挂-100同行的主车		—	—	$0.027 \times (130 \times 0.5 + 70 \times 0.183) = 2.10$	2.10	
	人 群		—	—	$0.037 \times 10 \times 1.575 = 0.58$	0.58	
支 点	汽-20	四 行	1.243	0.7	$0.5 \times 120 \times 1 + 0.40 \times 120 \times 0.889 + 0.275 \times 60 \times 0.571 = 112.09$	97.53	130.24
		二 行		1.0	$0.5 \times 120 \times 1 + 0.360 \times 120 \times 0.889 + 0.186 \times 60 \times 0.571 = 104.78$	130.74	
	挂-100		—	—	$250(1 \times 0.3 + 0.905 \times 0.226 + 0.587 \times 0.105 + 0.492 \times 0.105) = 154.45$	154.45	157.90
	与挂-100同行的主车		—	—	$0.027(130 \times 0.75 + 70 \times 0.433) = 3.45$	3.45	
	人 群		—	—	$0.037 \times 10 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 12.6 + \frac{1}{2} \times \frac{12.6}{4} (0 - 0.037)(0.083 + 0.917) \times 10 = 1.75$	1.75	
$\frac{L}{4}$ 点	汽-20	四 行	1.243	0.7	$0.275 \times 120 \times (0.75 + 0.64) + 0.275 \times 60 \times 0.32 = 51.15$	44.51	44.51
		二 行		1.0	$0.186 \times 120 \times (0.75 + 0.64) + 0.186 \times 60 \times 0.32 = 34.60$	43.00	
	挂-100		—	—	$0.105 \times 250 \times (0.75 + 0.65 + 0.34 + 0.24) = 51.98$	51.98	55.43
	与挂-100同行的主车		—	—	$0.027 \times (130 \times 0.75 + 70 \times 0.43) = 3.45$	3.45	
	人 群		—	—	$0.037 \times 10 \times \frac{1}{2} \times 9.45 \times 0.75 = 1.31$	1.31	

人群荷载产生的支点剪力:

$$Q_{支人} = m_{人} \cdot q_{人} \cdot 10 + \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{4} (0 - m_{人}) \cdot \left(\frac{L}{12} + \frac{11L}{12} \right) q_{人}$$

式中各符号意义同前。

$\frac{L}{4}$ 点的剪力 (见图1-9):

$$Q_{汽} = (1 + \mu) \cdot \phi \cdot \sum m_{i汽} \cdot P_i \cdot \eta_i$$

$$Q_{挂} = \sum m_{i挂} \cdot P_i \cdot \eta_i$$

$$Q_{主} = \sum m_{i主} \cdot P_i \cdot \eta_i$$

$$Q_{人} = m_{人} \cdot q_{人} \cdot \omega$$

剪力计算见表1-5。

(3) 内力组合

内力组合按“公预规”第4.1.2条规定进行。当恒载产生的效应与活载产生的效应同号时:

则 荷载组合 I $S_I^I = 1.2S_G + 1.4S_{Q1}$

荷载组合 III $S_{II}^I = 1.2S_G + 1.1S_{Q1}$

式中: S_G ——永久荷载中结构自重产生的效应;

表1-6

序 号	荷 载 类 别	弯 矩 (kN·m)		剪 力 (kN)		
		跨 中	$\frac{L}{4}$ 点	支 点	跨 中	$\frac{L}{4}$ 点
(1)	恒 载	219.29	164.47	69.62	0	34.81
(2)	汽-20	177.54	140.28	130.24	26.55	44.51
(3)	人 群	7.34	5.51	1.75	6.58	1.31
(4)	挂-100+主车	207.39	174.90	157.90	28.14	55.43
(5)	汽+人	184.88	145.79	131.99	27.13	45.82
(6)	1.2×恒 载	263.15	197.36	83.54	0	41.77
(7)	1.4 (汽+人)	258.83	204.11	184.79	37.98	64.15
(8)	1.1×(挂+主)	228.13	192.39	173.69	30.95	60.97
(9)	$S_I^I = (6) + (7)$	521.98	401.47	268.33	37.98	105.92
(10)	$S_{II}^I = (6) + (8)$	491.28	389.75	257.23	30.95	102.74
(11)	$(2)/(1)+(5)$	44%	45%	65%	98%	55%
	S_I^I 提 高 %	8	8	0	0	0
(12)	$(4)/(1)+(4)$	49%	52%	69%	100%	61%
	S_{II}^I 提 高 %	2	2	8	3	3
(13)	提高后的 S_I^I	537.64	413.51	268.33	37.98	105.92
(14)	提高后的 S_{II}^I	501.11	397.55	264.95	31.88	105.82
控 制 设 计 内 力		537.64	413.51	268.33	37.98	105.92

S_{G1} ——基本可变荷载中汽车（包括冲击力）、人群产生的效应；

S_{G2} ——基本可变荷载中挂车产生的效应；

S_G 、 S_{G1} 、 S_{G2} 的系数应按“公预规”第4.1.2条规定提高，内力组合见表1-6。

五、预应力钢筋的设计

（一）预应力钢筋截面积的估算

一般可按三个条件来估算预应力钢筋截面积。

第一按承载能力极限状态来估算。这时预应力钢筋达到抗拉设计强度，混凝土达到抗压设计强度。先张法预应力混凝土空心板可近似地简化按下列公式来估算预应力钢筋的面积：

$$A_y = \frac{\gamma_c M_j}{\alpha h R_y}$$

式中： γ_c ——混凝土强度安全系数，取 $\gamma_c = 1.25$ ；

M_j ——极限状态板跨中计算弯矩；

α ——设计经验系数，取 $\alpha = 0.75 \sim 0.77$ ；

h ——空心板高度；

R_y ——预应力钢筋抗拉设计强度。

第二按施工阶段先张法预应力混凝土空心板上、下缘混凝土应力的极限值条件来估算。这时各截面特性近似取毛截面特性，应力限值取预施应力阶段规范规定的应力限值，用下列公式估算预应力钢筋的面积：

$$\sigma_h^s = \frac{N_{y0}}{A_0} - \frac{N_{y0}e_{y0}}{W_0^s} + \frac{M_{g1}}{W_0^s}$$

$$\sigma_n^s = \frac{N_{y0}}{A_0} + \frac{N_{y0}e_{y0}}{W_0^s} - \frac{M_{g1}}{W_0^s}$$

式中 N_{y0} 为先张法构件预加应力时，混凝土应力为零时的预应力钢筋的预加应力的合力，即 $N_{y0} = A_y \cdot \sigma_{y0}$ ， σ_{y0} 为放张前的有效预应力，估算时可近似取定。

第三由使用阶段先张法预应力混凝土空心板上、下缘混凝土应力限值来估算。这时，同样采用毛截面的截面特性，预应力钢筋的永存应力近似取 $\sigma_y \approx 0.65 R_y$ 左右，由“公预规”规定的应力限值按下列公式估算出预应力钢筋的截面积：

$$\sigma_h^t = \frac{N_y}{A_0} - \frac{N_y e_y}{W_0^s} + \frac{M_{g1}}{W_0^s} + \frac{M_{g2}}{W_0^s} + \frac{M_p}{W_0^s}$$

$$\sigma_n^t = \frac{N_y}{A_0} + \frac{N_y e_y}{W_0^s} - \frac{M_{g1}}{W_0^s} - \frac{M_{g2}}{W_0^s} + \frac{M_p}{W_0^s}$$

式中 N_y 为使用阶段假定混凝土应力为零时预应力钢筋的预加应力的合力，即 $N_y = \sigma_y \cdot A_y$ ， σ_y 为预应力钢筋的永存应力，公式中的其它符号同一般规定。

本例按第一个条件估算，应力钢筋截面积计算如下：

由 $A_y = \frac{\gamma_c M_j}{\alpha h R_y}$ 得 $N_y = \frac{\gamma_c M_j}{\alpha h}$ ，取设计经验系数 $\alpha = 0.76$ ，则

(三) 换算截面的惯矩

$$\begin{aligned} I_0 &= I_h + A_h \cdot d_{h0}^2 + (n-1) A_y \cdot e_y^2 \\ &= 1338292.5 + 2976 \times 0.9^2 + (6.06-1) \times 21.99 \times 24.9^2 \\ &= 1409691.2 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

(四) 截面抗弯模量

$$W_0^{\text{下}} = \frac{I_0}{y_0^{\text{下}}} = \frac{1409691.2}{28.4} = 49637 \text{ cm}^3$$

$$W_0^{\text{上}} = \frac{I_0}{y_0^{\text{上}}} = \frac{1409691.2}{31.6} = 44610.5 \text{ cm}^3$$

七、截面强度验算

以跨中正截面强度验算为例，顶板平均宽为：

$$b'_i = \frac{(99-5) + (99-10)}{2} = 91.5 \text{ cm} \quad (\text{见图1-2})$$

顶板厚 $h'_i = 7 \text{ cm}$

由 $R_y A_y = 750 \times 21.99 = 16492.5$

$$R_a b'_i \cdot h'_i = 23 \times 91.5 \times 7 = 14731.5$$

可见 $R_y A_y > R_a b'_i h'_i$

说明部分腹板混凝土也参与了工作。

由 $R_y A_y = R_a b x + R_a (b'_i - b) h'_i$ (近似为矩形孔)

$$\text{则 } x = \frac{R_y A_y - R_a (b'_i - b) h'_i}{R_a \cdot b}$$

$$= \frac{750 \times 21.99 - 23(91.5 - 7 - 2 \times 8) \times 7}{23(7 + 2 \times 8)}$$

$$= 10.3 \text{ cm} < 0.55 h_0 = 0.55 \times (60 - 3.5) = 31.08 \text{ cm}$$

截面抵抗矩

$$M_d = \frac{1}{\gamma_c} \left[R_a \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a (b'_i - b) \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) h'_i \right]$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{1.25} \left[23 \times (7 + 2 \times 8) \times 10.3 \times \left(56.5 - \frac{10.3}{2} \right) + 23 \times (91.5 - 7 - 2 \times 8) \right. \\ &\quad \left. \times \left(56.5 - \frac{7}{2} \right) \times 7 \right] \end{aligned}$$

$$= 691.44 \text{ kN} \cdot \text{m} > 537.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{见表1-6}) \quad \text{通过。}$$

式中： γ_c ——混凝土安全系数，由“公预规”得 $\gamma_c = 1.25$

八、预应力损失计算

(一) 钢筋变形、回缩损失

$$\sigma_{s2} = \frac{\sum \Delta L}{L} \cdot E_y$$

式中: ΔL ——钢筋回缩值, 从“公预规”表5.2.7查得 $\Delta L = 1\text{mm}$,

L ——预应力钢筋的有效长度, 这里为先张法台座长, 假定为 50m ,

$$E_y = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$\text{代入上式得 } \sigma_{s2} = \frac{1}{50 \times 10^3} \times 2.0 \times 10^5 = 4 \text{MPa}$$

(二) 加热养护损失

按“公预规”第5.2.8条规定计算。

$$\sigma_{s3} = 2\Delta t = 2(t_2 - t_1) \quad (\text{以MPa计})$$

式中: Δt ——预应力钢筋与张拉台座间的温差, 取温差 $\Delta t = 20^\circ\text{C}$

$$\text{则 } \sigma_{s3} = 2\Delta t = 2 \times 20 = 40 \text{MPa}$$

(三) 钢筋松弛损失

按“公预规”第3.2.10条规定计算

$$\sigma_{s5} = 0.035\sigma_K = 0.035 \times 712.5 = 25 \text{MPa}$$

(四) 混凝土收缩徐变损失

按“公预规”附录九计算。

$$\sigma_{s6} = \frac{n_y \cdot \sigma_h \cdot \varphi(\infty, t) + E_y \varepsilon(\infty, t)}{1 + 10\mu\rho_A}$$

式中: σ_h ——先张法预应力构件放松钢筋时, 在计算截面上全部受力钢筋重心处由预加力产生的混凝土法向拉力。

$$\sigma_h = \frac{N_y}{A_0} + \frac{N_y \cdot e_y^2}{I_0}$$

$$\text{其中 } N_y = (\sigma_K - \sigma_{s2} - \sigma_{s3} - \sigma_{s5}) \cdot A_y$$

$$= (712.5 - 4 - 40 - 25) \times 21.99$$

$$= (712.5 - 69) \times 21.99$$

把 A_0 、 I_0 、 e_y 、 N_y 代入上式, 得

$$\sigma_h = \frac{(712.5 - 69) \times 21.99}{3087.3} + \frac{(712.5 - 69) \times 21.99 \times 24.9^2}{1409691.2} = 10.8 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{A_y + A_g}{A_0} = \frac{21.99}{3087.3} = 0.7\%$$

$$\rho_A = 1 + \frac{e_A^2}{r^2}$$

这里, $e_A = e_y = 24.9\text{cm}$

$$r = I_0 / A_0 = \frac{1409691.2}{3087.3} = 456.6 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{则 } \rho_A = 1 + \frac{24.9^2}{456.6^2} = 1.003$$

$$n_y = 6.06$$

$\varphi(\infty, \tau)$ ——混凝土徐变系数, 由“公预规”附录四表4.2, 按相对湿度75%, 混凝土受荷龄期为28天考虑, 查得 $\varphi(\infty, \tau) = 2.2$

$\varepsilon(\infty, \tau)$ ——混凝土收缩应变终值, 同样由“公预规”附表4.2查得 $\varepsilon(\infty, \tau) = 0.23 \times 10^{-3} + 0.1 \times 10^{-3} = 0.33 \times 10^{-3}$
(先张法增加 0.1×10^{-3})

代入计算式得

$$\sigma_{ss} = \frac{6.06 \times 10.8 \times 2.2 + 2 \times 10^5 \times 0.33 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 0.7\% \times 1.003} = 196.2 \quad \text{MPa}$$

(五)永存预应力值

$$\begin{aligned} \text{第一批应力损失 } \sigma_l^I &= \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + \sigma_{s5} = 4 + 40 + 25 \\ &= 69\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\text{第二批应力损失 } \sigma_l^{II} = \sigma_{ss} = 196.2\text{MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{总的应力损失 } \sigma_s &= \sigma_l^I + \sigma_l^{II} = 69 + 196.2 \\ &= 265.2\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{永存预应力 } \sigma_y &= \sigma_K - \sigma_s = 712.5 - 265.2 \\ &= 447.3\text{MPa} \end{aligned}$$

九、截面应力计算

以跨中截面正应力和支点截面主应力为例。

跨中截面正应力:

(一)混凝土应力

$$\text{上缘 } \sigma_{\text{上}} = \frac{M}{W_0 \text{上}} + \frac{\sigma_y \cdot A_y}{A_0} - \frac{\sigma_y \cdot A_y \cdot e_y}{W_0 \text{上}}$$

式中: M ——使用弯矩 (见表1-6)

$$\text{组合 I } M = (1) + (5) = 219.29 + 184.88 = 404.17\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{组合 III } M = (1) + (4) = 219.29 + 207.39 = 426.68\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_y \text{——永存预应力, } \sigma_y = 447.3\text{MPa}$$

其它数据见前面的计算。

故对组合 I $\sigma_h^{\pm} = \frac{404.17 \times 10 \times 10^2}{44610.5} + \frac{447.3 \times 21.99}{3087.3} - \frac{447.3 \times 21.99 \times 24.9}{44610.5}$

$= 6.8 \text{MPa} < 0.5 R_b^t = 0.5 \times 28 = 14 \text{MPa}$

(按“公预规”第5.2.21条)

下缘 $\sigma_h^{\mp} = -\frac{M}{W_o^{\mp}} + \frac{\sigma_y A_y}{A_o} + \frac{\sigma_y A_y e_y}{W_o^{\mp}}$

$= -\frac{404.17 \times 10 \times 10^2}{49637} + \frac{447.3 \times 21.99}{3087.3} + \frac{447.3 \times 21.99 \times 24.9}{49637}$

$= 0$

对组合 III:

上缘 $\sigma_h^{\pm} = \frac{426.68 \times 10 \times 10^2}{44610.5} + \frac{447.3 \times 21.99}{3087.3} - \frac{447.3 \times 21.99 \times 24.9}{44610.5}$

$= 7.3 \text{MPa} < 0.6 R_b^t = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{MPa}$

(按“公预规”第5.2.21条)

下缘 $\sigma_h^{\mp} = -\frac{426.68 \times 10 \times 10^2}{49637} + \frac{447.3 \times 21.99}{3087.3} + \frac{447.3 \times 21.99 \times 24.9}{49637}$

$= -0.5 \text{MPa}$

在组合 III 时, 下缘产生拉应力, 按 A 类受弯构件要求, 拉应力限值为 $\sigma_{h_0} \leq 0.9 R_b^t = 0.9 \times 2.6 = 2.34 \text{MPa}$ (按“公预规”5.2.23条), 可见, $\sigma_{h_0}^{\mp} < \sigma_{nl}$ 。

(二) 预应力钢筋的最大应力

$$\sigma_y^I \max = \sigma_y + n \frac{M}{I_o} \cdot e_y$$

$$= 447.3 + 6.06 \cdot \frac{404.17 \times 10 \times 10^2}{1409691.2} \times 24.9$$

$$= 490.6 \text{MPa} < 0.8 R_b^t = 0.8 \times 750 = 600 \text{MPa}$$

(按“公预规”第5.2.25条)

$$\sigma_y^{\text{II}} \max = 447.3 + 6.06 \cdot \frac{426.68 \times 10 \times 10^2}{1409691.2} \times 24.9$$

$$= 493.0 \text{MPa} < 0.85 R_b^t = 0.85 \times 750 = 637.5 \text{MPa}$$

(按“公预规”第5.2.25条)

支点截面主应力:

以换算截面重心处的主应力为例 (参见图1-10)

静矩: $S_o = 99 \times 28.4 \times \frac{28.4}{2} + (6.06 - 1) \times 21.99 \times 24.9$

$$- 2 \times 567 \times (4 - 0.7 - 0.9 + 8.1) - \frac{2 \times 38 \times (4 - 0.7 - 0.9)^2}{2}$$

$= 30569 \text{cm}^3$

$$\text{剪应力 } \tau = \frac{QS_0}{bI_0}$$

式中: Q ——使用剪力 (见表1-6)

$$\text{组合 I } Q = (1) + (5) = 69.62 + 131.99 = 201.61 \text{ kN}$$

$$\text{组合 III } Q = (1) + (4) = 69.62 + 157.90 = 227.52 \text{ kN}$$

$$b = 23 \text{ cm}$$

$$I_0 = 1409691.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{则, 组合 I } \tau = \frac{201.61 \times 30569}{23 \times 1409691.2} = 0.19 \text{ kN/cm}^2 = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\text{组合 III } \tau = \frac{227.52 \times 30569}{23 \times 1409691.2} = 0.21 \text{ kN/cm}^2 = 2.1 \text{ MPa}$$

换算截面重心处混凝土的应力

$$\sigma_h = \frac{\sigma_y \cdot A_y}{A_0} = \frac{447.3 \times 21.99}{3087.3} = 3.2 \text{ MPa}$$

则对组合 I

$$\begin{aligned} \text{主拉应力 } \sigma_{z1} &= \frac{\sigma_h}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_h^2}{4} + \tau^2} = \frac{3.2}{2} - \sqrt{\frac{3.2^2}{4} + 1.9^2} \\ &= -0.88 \text{ MPa} < 0.8 R_t^b = 0.8 \times 2.6 = 2.08 \text{ MPa} \\ &\quad (\text{按“公预规”第5.2.24条}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{主压应力 } \sigma_{za} &= \frac{\sigma_h}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_h^2}{4} + \tau^2} = \frac{3.2}{2} + \sqrt{\frac{3.2^2}{4} + 1.9^2} \\ &= 4.08 \text{ MPa} < 0.6 R_a^b = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa} \\ &\quad (\text{按“公预规”第5.2.24条}) \end{aligned}$$

对组合 III

$$\begin{aligned} \text{主拉应力 } \sigma_{z1} &= \frac{3.2}{2} - \sqrt{\frac{3.2^2}{4} + 2.1^2} = -1.04 \text{ MPa} < 0.9 R_t^b \\ \text{主压应力 } \sigma_{za} &= \frac{3.2}{2} + \sqrt{\frac{3.2^2}{4} + 2.1^2} = 4.24 \text{ MPa} < 0.65 R_a^b \end{aligned}$$

十、预施应力阶段支点截面上缘拉应力验算

先张法预应力板梁中, 梁端某一区段内为应力集中区。考虑到应力集中区长度的不确切性, 放松预应力钢筋时的冲击及其对支点可能不在设计位置等原因, 验算支点附近上缘拉应力时, 偏安全考虑, 不计板的自重对上缘拉应力的卸载作用, 且预应力采用最大值 (即放松预应力钢筋时的应力) $\sigma'_{max} = \sigma_K - \sigma_1^I = 712.5 - 69 = 643.5 \text{ MPa}$ 。

则上缘混凝土拉应力

$$\sigma_{h上} = \frac{\sigma'_{max} \cdot A_y}{A_0} - \frac{\sigma'_{max} \cdot A_y \cdot e_y}{W_{0上}}$$

$$= \frac{643.5 \times 21.99}{3087.3} - \frac{643.5 \times 21.99 \times 24.9}{44610.5}$$

$$= -3.3 \text{MPa (受拉)}$$

设在混凝土强度达到30号时放松预应力筋，这时 $R_1^b = 2.1 \text{MPa}$ 。

按“公预规”第5.3.4条规定拉应力的限值为：

预拉区不配非预应力钢筋时

$$\sigma_{h1} \leq 0.70 R_1^b = 0.7 \times 2.1 = 1.47 \text{MPa}$$

预拉区配非预应力钢筋时

$$\sigma_{h1} \leq 1.15 R_1^b = 1.15 \times 2.1 = 2.4 \text{MPa}$$

可见 $\sigma_{h1}^{\text{上}} > \sigma_{h1}$ 需配置非预应力钢筋于上缘。通过试算，如仅在上缘配非预应力筋还不能解决问题，还须降低支座附近截面的预压力。

现拟定于支座附近段仅有五根预应力筋作用于截面上，而其余两根在支座附近使用套管使它与混凝土不粘结，则支点截面附近

$$A_y = 5 \times 3.14 \cdot 1^2 = 15.70 \text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{预压力 } N_y &= \sigma'_{m_{1.1}} \cdot A_y = 643.5 \times 15.70 \\ &= 10102.95 \text{kN} \end{aligned}$$

同时，在上缘配 $9 \Phi 10$ 非预应力筋， $A'_s = 7.07 \text{cm}^2$

共布置见图1-11。

按图1-11计算得：

$$A_0 = 3091 \text{cm}^2$$

$$y_{0\text{下}} = 28.9 \text{cm}$$

$$y_{0\text{上}} = 31.1 \text{cm}$$

$$e_y = 25.4 \text{cm}$$

$$e'_s = 27.6 \text{cm}$$

$$I_0 = 1415614 \text{cm}^4$$

则混凝土的应力

$$\text{上缘 } \sigma_{h\text{上}} = \frac{N_y}{A_0} - \frac{N_y \cdot e_y}{I_0} y_{0\text{上}}$$

$$= \frac{10102.95}{3091} - \frac{10102.95 \times 25.4}{1415614} \times 31.1$$

$$= -2.37 \text{MPa} < \sigma_{h1} = 1.15 \times 2.1 = 2.4 \text{MPa}$$

$$\text{下缘 } \sigma_{h\text{下}} = \frac{N_y}{A_0} + \frac{N_y \cdot e_y}{I_0} y_{0\text{下}}$$

$$= \frac{10102.95}{3091} + \frac{10102.95 \times 25.4}{1415614} \times 28.9$$

$$= 8.5 \text{MPa} < 0.7 \times R_1^b = 0.7 \times 21 = 14.7 \text{MPa}$$

套管和上缘非预应力钢筋的长度按计算确定。

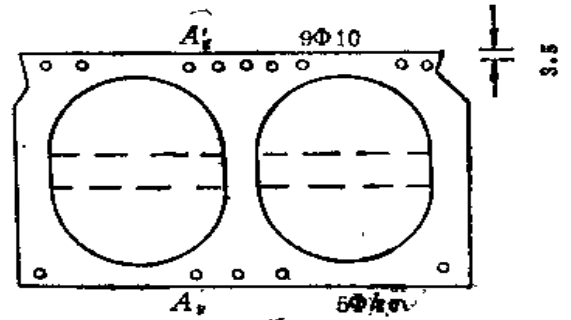


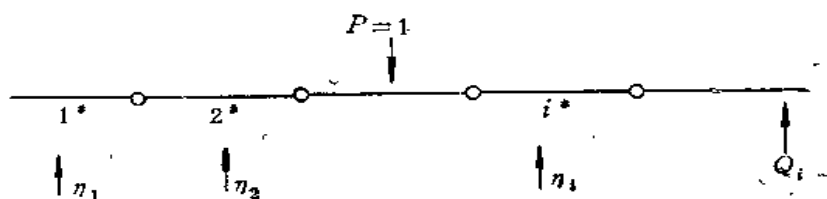
图 1-11

十一、铰的计算

(一) 铰的剪力影响线及剪力 Q_i 的计算

按荷载横向分布概念 (图1-12)

$$Q_i = \begin{cases} 1 - \sum_1^i (\eta - 1) \\ \text{当 } P = 1 \text{ 在截面 } i \text{ 以左时} \\ - \sum_1^i \eta \end{cases}$$



当 $P = 1$ 在截面 i 以右时

图 1-12

按表 1-2 确定 η 值, 由上式计算 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 、 Q_4 、 Q_5 , 计算见表 1-7。

表 1-7

板组	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
η_1, Q_1										
η_1	0.396	0.269	0.149	0.083	0.046	0.025	0.015	0.009	0.005	0.004
η_2	0.269	0.276	0.203	0.112	0.062	0.034	0.019	0.012	0.007	0.005
η_3	0.149	0.203	0.239	0.182	0.101	0.056	0.031	0.018	0.012	0.009
η_4	0.083	0.112	0.182	0.228	0.176	0.098	0.055	0.031	0.019	0.015
η_5	0.046	0.062	0.101	0.176	0.225	0.175	0.098	0.056	0.034	0.025
$\eta_1 + \eta_2$	0.665	0.545	0.352	0.195	0.108	0.059	0.034	0.021	0.012	0.009
$\eta_1 + \eta_2 + \eta_3$	0.814	0.748	0.591	0.377	0.209	0.115	0.065	0.039	0.024	0.018
$\eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4$	0.897	0.860	0.773	0.605	0.385	0.213	0.120	0.070	0.043	0.033
$\eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4 + \eta_5$	0.943	0.922	0.874	0.781	0.610	0.388	0.218	0.126	0.077	0.058
Q_I	0.604	-0.269	-0.149	-0.083	-0.046	-0.025	-0.015	-0.009	-0.005	-0.004
Q_{II}	0.335	0.455	-0.352	-0.195	-0.108	-0.059	-0.034	-0.021	-0.012	-0.009
Q_{III}	0.186	0.252	0.409	-0.377	-0.209	-0.115	-0.065	-0.039	-0.024	-0.018
Q_{IV}	0.103	0.140	0.227	0.395	-0.385	-0.213	-0.120	-0.070	-0.043	-0.033
Q_V	0.057	0.078	0.126	0.219	0.390	-0.388	-0.218	-0.126	-0.077	-0.058

根据表 1-7 可画出各剪力影响线, 用布载比较, 最大剪力发生在板组 4 与 5 之间, 故仅画出 Q_{IV} 的影响线, 并在上面布载 (见图 1-13)。

由图 1-13, 算得铰内剪力的横向分布系数如下:

$$\text{挂-100 作用时 } m'_{\text{挂}} = \frac{1}{4} (0.560 + 0.400 + 0.304 + 0.235) = 0.375$$

与挂-100 同行的主车作用时

$$m'_{\text{主}} = \frac{1}{2} (0.086 + 0.054) = 0.070$$

$$\text{汽-20 作用时 } m'_{\text{汽}} = \frac{1}{2} (0.560 + 0.304 + 0.212 + 0.128 + 0.090 + 0.056)$$

$$= 0.675$$

$$\text{人群荷载下 } m'_{\text{人}} = 0.035$$

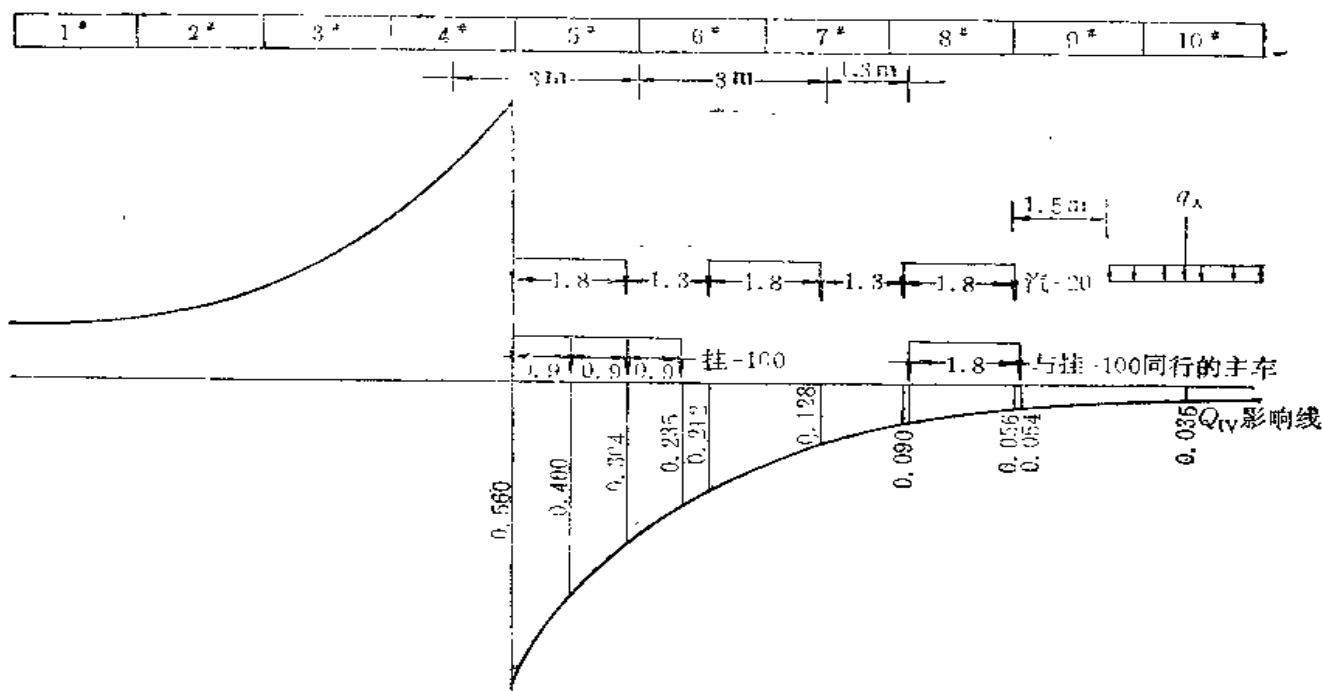


图 1-13

荷载在纵向按正弦级数展开 (如图

1-14), 其峰值为 $\gamma = \frac{2}{L} \sum P_i \sin \frac{\pi x_i}{L}$

式中: P_i ——车辆轴重;

L ——计算跨径;

x_i ——各轴重离左支点的距离。

由图1-14得:

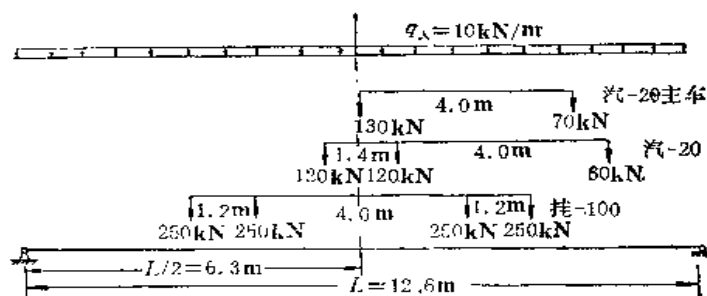


图 1-14

$$\gamma_{\text{汽}} = \frac{2}{12.6} \left(120 \cdot \sin \frac{5.6}{12.6} \pi + 120 \cdot \sin \frac{7.0}{12.6} \pi + 60 \cdot \sin \frac{11.9}{12.6} \pi \right)$$

$$= 41.22 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{\text{挂}} = \frac{2}{12.6} \times 250 \times \left(\sin \frac{3.10}{12.6} \pi + \sin \frac{4.3}{12.6} \pi + \sin \frac{8.3}{12.6} \pi + \sin \frac{9.5}{12.6} \pi \right)$$

$$= 125.12 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{\text{主}} = \frac{2}{12.6} \left(130 + 70 \sin \frac{10.3}{12.6} \pi \right) = 26.66 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{\text{主}} = q_A = 10 \text{ kN/m}$$

取1m较长考虑, 剪力值为:

$$Q_{IV} = m \cdot \gamma \cdot l$$

式中: m ——以上算得的各荷载的剪力横向分布系数, 计算见表1-8。

$$S_d = \gamma_{s0} \cdot \psi \sum \gamma_{si} \cdot Q \quad Q_{\text{恒}} = 0 \quad Q_{\text{挂}} = 48.79 \text{ kN}$$

由“圬工规范”查得 (按第3.0.1条): $\gamma_{s0} = 1.0$; $\psi = 0.8$

表1-8

荷 载	m	$r(\text{kN/m})$	$Q_{1v}(\text{kN})$	$Q_{1v}^{\text{汽+人}}$	$Q_{1v}^{\text{挂+主}}$
汽-20	0.675	41.22	27.82	28.17	48.79
挂-100	0.375	125.12	46.92		
与挂-100同行的主车	0.070	26.66	1.87		
人 群	0.035	10.0	0.35		

$\gamma_{s1} = 1.1$ 得 $S_d = 1.0 \times 0.8 \times 1.1 \times 48.79 = 42.94 \text{ kN}$

故由挂+主引起的剪力起控制。

(二) I-I 截面抗剪强度验算 (图1-15)

按“圬工规范” $Q_p = A \frac{R_1}{\gamma_m}$

式中: Q_p ——破坏剪力;

A ——受剪截面积 $A = 7 \times 100 = 700 \text{ cm}^2$

R_1 ——直接抗剪极限强度, 按“圬工规范”

表2.0.5-5, 块材标号 ≥ 20 号,

$R_1 = 2.64 \text{ MPa}$;

γ_m ——材料安全系数, 查“圬工规范”表3.0.1-2 $\gamma_m = 2.31$, 则

$$Q_p = 700 \times \frac{2.64 \times 10}{2.31} = 800 \text{ kg} = 8.0 \text{ kN} > S_d = 42.94 \text{ kN} \text{ (通过)}$$

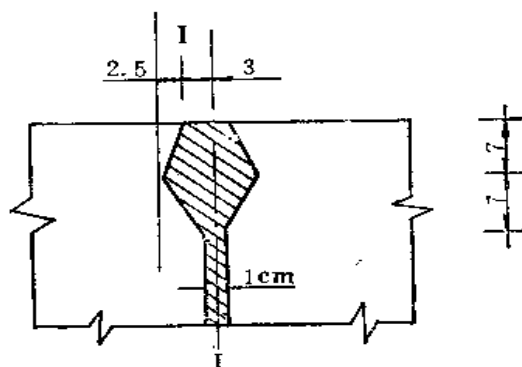


图 1-15

十二、使用阶段变形验算

(一) 结构重力挠度

$$f_g = \frac{5}{384} \times \frac{gL^4}{0.85 E_h I_o} [\varphi(t, \tau) + 1]$$

$\varphi(t, \tau)$ ——按“公预规”附录四规定, $\varphi(t, \tau) = 1.4$;

g ——恒载, 由表1-1, $g = 11.05 \text{ kN/m}$

$$\text{则 } f_g = \frac{5}{384} \frac{11.05 \times 10 \times 10^{-2} \times 12.6^4 \times 10^8}{0.85 \times 3.3 \times 10^4 \times 1409691.2} (1.4 + 1)$$

$$= 2.20 \text{ cm}$$

(二) 预应力反拱度

$$f_y = \frac{\sigma_y \cdot A_y \cdot e_y \cdot L^2}{8 \times 0.85 E_h \cdot I_o} [\varphi(t, \tau) + 1]$$

$$= \frac{447.3 \times 21.99 \times 24.9 \times 12.6^2 \times 10^4}{8 \times 0.85 \times 3.3 \times 10^4 \times 1409691.2} (1.4 + 1)$$

$$= 2.95 \text{ cm}$$

(三) 静活载下挠度

$$f_p = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_p L^2}{0.85 E_h I_0}$$

式中: M_p ——不计冲击的静活载跨中最大弯矩。

$$\text{由表 1-6 } M_{\text{汽}+\text{人}} = \frac{177.54}{1.243} + 7.34 = 150.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{挂}+\text{主}} = 207.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{则 } f_p = \frac{5}{48} \cdot \frac{207.39 \times 10 \times 10^2 \times 12.6^2 \times 10^4}{0.85 \times 3.3 \times 10^4 \times 1409691.2} = 0.87 \text{ cm}$$

最后挠度

$$f = 2.2 + 0.87 - 2.95 = 0.12 \text{ cm}$$

按“公预规”第4.2.3条, 挠度限值为 $[f] = \frac{L}{600} = 2.1 \text{ cm}$, 且用平板挂车及履带车验算时, 允许挠度可增加20%, 所以挠度验算通过。

十三、栏杆计算

栏杆计算主要是为了说明栏杆计算的方法, 故取简单的构造型式进行计算。

(一) 栏杆构造、布置 (图1-16)

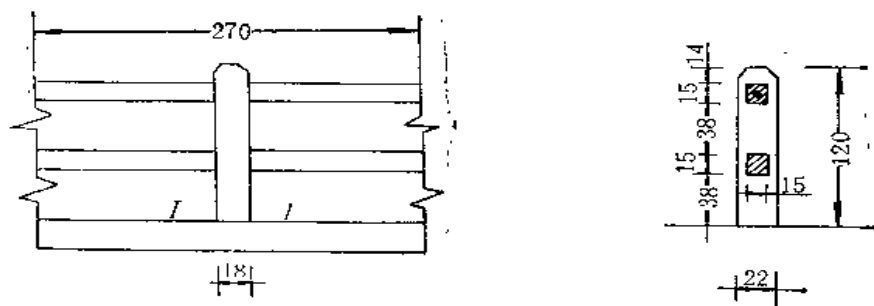


图1-16 尺寸单位: cm

(二) 内力计算 (以栏杆根部截面I-I为例)

$$(1) \text{恒载: } G_{\text{扶手}} = 2 \times 0.15 \times 0.15 \times (2.7 - 0.18) \times 25 = 2.835 \text{ kN}$$

$$G_{\text{栏杆柱}} = 0.18 \times 0.22 \times 1.20 \times 25 = 1.188 \text{ kN}$$

其中25为混凝土容重。

则作用于I-I截面的恒载内力为:

$$N_g = G_{\text{扶手}} + G_{\text{栏杆柱}} = 2.835 + 1.188 = 4.023 \text{ kN}$$

(2) 活载:

按“准则”规定: 竖向采用1.2kN/m

水平向采用1.0kN/m

则作用于I-I截面的活载内力为:

$$N_p = 1.2 \times 2.7 = 3.24 \text{ kN}$$

$$Q_p = 1.0 \times 2.7 = 2.7 \text{ kN}$$

$$M_p = 1.0 \times 2.7 \times (1.2 - 0.14 - 0.15/2) = 2.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) I-I截面的总内力

$$N = N_g + N_p = 4.023 + 3.24 = 7.263 \text{ kN}$$

$$Q = Q_p = 2.7 \text{ kN}$$

$$M = M_p = 2.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

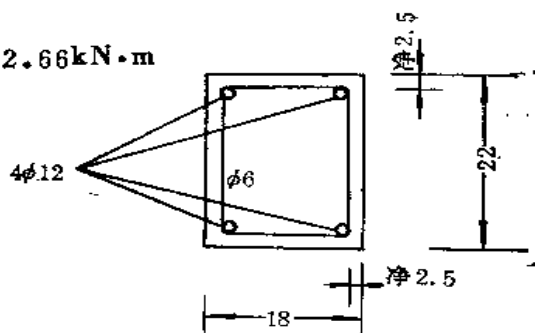


图1-17 尺寸单位: cm

(三) 钢筋布置 (见图1-17)

受力钢筋采用I级圆钢筋。

(四) 强度验算 (图1-18)

现采用“公预规”式(4.1.16-3)确定中性轴位置:

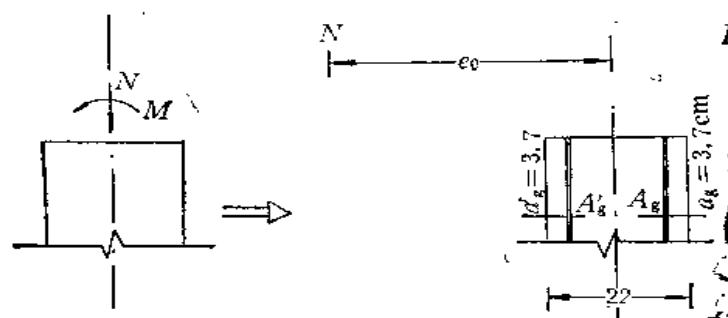


图 1-18

$$R_a \cdot b \cdot x \left(e - h_0 + \frac{x}{2} \right) = \sigma_g A_g \cdot e - R'_g A'_g e'$$

式中:

$$R_a = 14.5 \text{ MPa},$$

$$A_g = A'_g = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$R'_g = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{取 } \sigma_g = R_g = 240 \text{ MPa}$$

$$e_0 = M/N = \frac{2.66}{7.263} = 0.37 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a_g = 37 + \frac{22}{2} - 3.7 = 44.3 \text{ cm}$$

$$h_0 = h - a_g = 22 - 3.7 = 18.3 \text{ cm}$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$e' = e_0 - \frac{h}{2} + a'_g = 37 - \frac{22}{2} + 3.7 = 29.7 \text{ cm}$$

把上列数值代入, 解得 $x = 1.14 \text{ cm}$ (负值舍去)

则 $\xi = x/h_0 = 1.14/18.3 = 0.06 < \xi_{jg}$ (“公预规”表4.1.6)

属于大偏心受压。

同时 $x < 2a'_g = 2 \times 3.7 = 7.4 \text{ cm}$

所以, 强度按“公预规”式(4.1.16-6)验算

$$N_j \cdot e' \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_s} R_g A_g (h_0 - a'_g)$$

其中 $\gamma_b = 0.95$, $\gamma_s = 1.25$, $N_j = 7.263 \text{ kN}$

代入解得

$$N_j e' = 7.263 \times 29.7 \times 10^{-2} = 2.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \frac{\gamma_b}{\gamma_s} R_g A_g (h_0 - a_s') &= \frac{0.95}{1.25} \times 210 \times 0.1 \times 2.26 \times (18.3 - 3.7) \times 10^{-2} \\ &= 6.92 \text{ kN} \cdot \text{m} > N_j e' \end{aligned}$$

通过。

扶手的内力和配筋计算从略。

例二 钢筋混凝土整体式 斜交板桥计算示例

弹性斜交板桥的理论精确解至今尚未得出来，手算示例只能依据国内外学者长期以来研究制成的近似解计算图表，在其限定的条件范围内进行。对于支点反力随斜交角变化而变化的规律仍无资料可查，但在一般情况下，板桥的计算剪力不控制设计，可通过构造上加强来解决。

一、设计资料

1. 计算跨径: $L = 8.00\text{m}$
2. 桥面净空: 净 - $2 \times 7 + 2 \times 0.25\text{m}$
3. 设计荷载: 汽 - 15, 挂 - 80
4. 斜交角: 30°
5. 构造简图: 见图2-1
6. 使用材料: 板采用25号混凝土, 钢筋采用 I 级、II 级钢; 钢筋混凝土容重取 $\gamma_{\text{板}} = 25\text{kN/m}^3$; 弹模比取 $E_g/E_b = 10$ 。桥面铺装采用混凝土, 取 $\gamma_{\text{装}} = 22\text{kN/m}^3$ 。

7. 各部分主要尺寸:

- 计算跨径: $L_{\text{计}} = 8.00\text{m}$
- 净跨径: $L_0 = 8.00 - 0.32 = 7.68\text{m}$
- 板总长: $L_{\text{总}} = 8.00 + 0.32 = 8.32\text{m}$
- 板斜长: $L_{\text{斜}} = L_{\text{计}} / \cos 30^\circ = 9.24\text{m}$
- 板全宽: $B = 14 + 2 \times 0.5 = 15\text{m}$
- 板斜宽: $B_{\text{斜}} = B / \cos 30^\circ = 17.32\text{m}$
- 板厚: $t = 0.40\text{m}$

8. 设计依据:

- 1) 《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—85), 简称“桥规”;
- 2) 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85), 简称“公预规”;
- 3) 《桥梁工程》(上册) 范立础主编;
- 4) 《钢筋混凝土梁桥》姚玲森、程翔云编;
- 5) 《结构设计原理》邵容光主编。

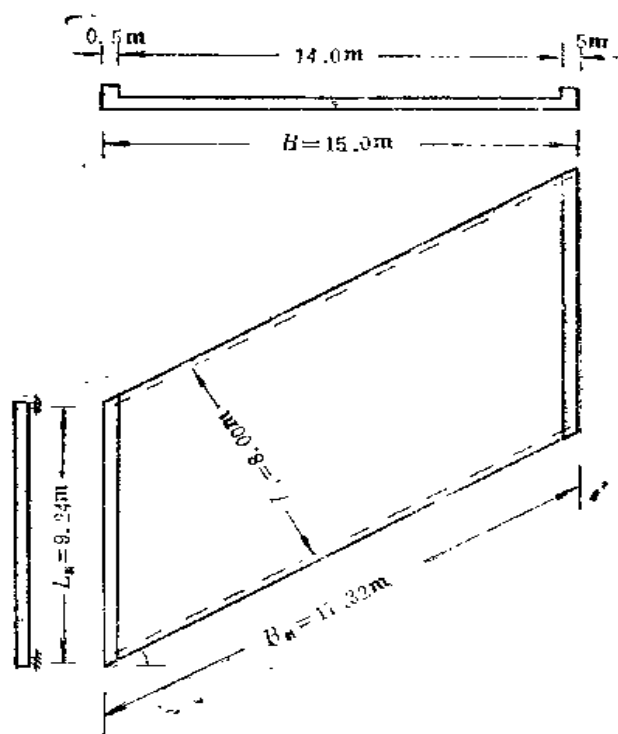


图2-1 斜板的主要尺寸

二、内力计算

(一)恒载内力计算

1. 单位面积上的荷载集度 q

在行车道部分设置1.5%的双向横坡, 平均铺装层厚度为0.1m。

$$q_{\text{铺}} = 1 \times 1 \times 0.1 \times 22 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{板}} = 1 \times 1 \times 0.4 \times 25 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{安}} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{将安全带、栏杆平均于全桥})$$

$$\begin{aligned} q &= q_{\text{铺}} + q_{\text{板}} + q_{\text{安}} = 2.2 + 10 + 0.5 \\ &= 12.7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. 主弯矩

$$\text{依 } B_{\text{斜}}/L_{\text{斜}} = 17.32/9.24 = 1.874$$

1) 板跨中央: 查表2-8-1*得斜板的弯矩系数:

$$k_1 = 0.094, \quad k_2 = -0.001$$

则 $M_1 = k_1 q l^2 = 0.094 \times 12.7 \times 9.24^2$
 $= 101.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\begin{aligned} M_2 &= k_2 q l^2 = -0.001 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= -19.51 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

主弯矩的方向, 从图2-8-9a*查得主方向角

$$\gamma = 30^\circ$$

2) 自由边中点: 查表2-8-1得

$$k_1 = 0.095, \quad k_2 = -0.018$$

主弯矩: $M_1 = k_1 q l^2 = 0.095 \times 12.7 \times 9.24^2$
 $= 103.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\begin{aligned} M_2 &= k_2 q l^2 = -0.018 \times 12.7 \times 9.24^2 \\ &= -19.51 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

主弯矩 M_1 的方向, 从图2-8-9a查得

$$\gamma = 22^\circ 30'$$

3. 钢筋方向的弯矩

因为 $L/B = 0.533 < 1.3$

所以钢筋配筋按图2-8-14b进行。即跨中主筋垂直于支承边, 边缘钢筋平行于自由边。

1) 板跨中央:

$$\psi = 90^\circ \quad \text{主筋方向垂直于支承边, 并与桥轴线呈 } 30^\circ \text{ 夹角。}$$

则

$$\delta = 30^\circ - \gamma = 0^\circ$$

说明在板跨中央, 主弯矩方向与钢筋方向一致。所以, 沿钢筋方向的弯矩为:

$$M'_1 = M_1 = 101.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M'_2 = M_2 = -1.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 自由边中点:

• 凡未注明的图、表来源的均指《桥梁工程》上册中的图、表, 以下同。为应用方便, 所用图表见附录II

由于主钢筋方向在自由边区段与自由边平行, 则

$$\delta = \gamma = 22^\circ 30' = 22.5^\circ$$

$$\psi = 90^\circ + 30^\circ = 120^\circ$$

$$\psi - \delta = 120^\circ - 22.5^\circ = 97.5^\circ$$

利用式(2-8-3)得钢筋方向弯矩:

$$\begin{aligned} M_1^* &= \frac{1}{\sin \psi} \{ M_1 \cos \delta \sin(\psi - \delta) + M_2 \cos^2(\psi - \delta) \\ &\quad + [M_1 \sin \delta \cos \delta - M_2 \cos \delta \cos(\psi - \delta)] \} \\ &= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 103.01 \cos 22.5^\circ \sin 97.5^\circ \\ &\quad + (-19.51) \cos^2 97.5^\circ + [103.01 \sin 22.5^\circ \cos 22.5^\circ \\ &\quad + 19.51 \cos 22.5^\circ \cos 97.5^\circ] \} \\ &= 147.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2^* &= \frac{1}{\sin \psi} \{ M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos \delta \sin(\psi - \delta) \\ &\quad + [M_1 \sin \delta \sin(\psi - \delta) - M_2 \sin(\psi - \delta) \cos(\psi - \delta)] \} \\ &= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 103.01 \sin^2 22.5^\circ - 19.51 \cos 22.5^\circ \sin 97.5^\circ \\ &\quad + [103.01 \sin 22.5^\circ \sin 97.5^\circ + 19.51 \sin 97.5^\circ \cos 97.5^\circ] \} \\ &= 38.997 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

主弯矩及主钢筋方向的关系用图2-2表示。

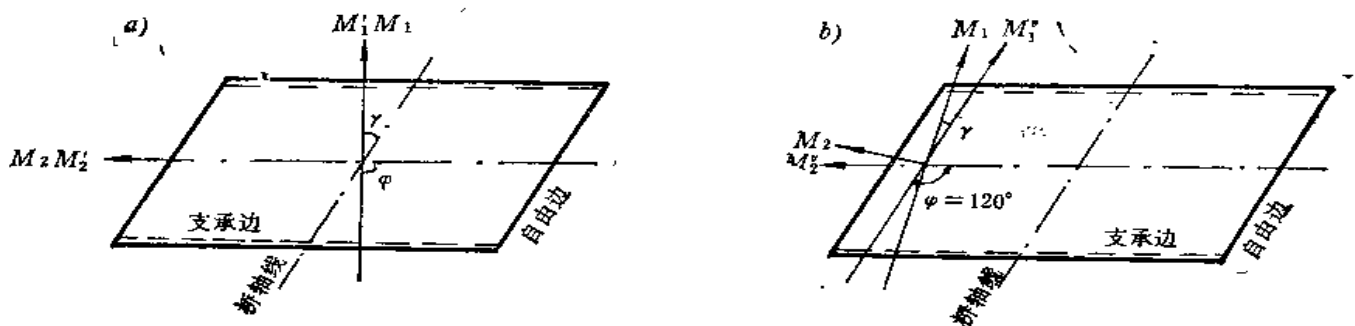


图2-2 恒载主弯矩及钢筋方向

(二) 汽车荷载内力计算

1. 汽车冲击系数

$$1 + \mu = 1 + \frac{1.3 - 1}{45 - 5} (45 - 9.24) = 1.2682$$

2. 车辆的有效分布宽度

桥面铺装层厚0.1m, 故:

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.2 + 2 \times 0.1 = 0.4 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.6 + 2 \times 0.1 = 0.8 \text{ m}$$

车辆沿桥横向的布置可分为：偏载，计算自由边区段；中载，计算板跨中央区段。

按“桥规”第2.3.1条二规定，当四车道桥涵按四列车队设计时，汽车荷载可折减30%，但折减后不得小于用两列车队计算的结果。

以偏载值比较最不利车队数。

1) 四车道偏载时：

在跨中有效分布宽度为：

$$b_{\text{中}} = 0.8 + 1.11 \div \frac{9.24}{6} + 0.6 = 14.04 \text{m} < \frac{2 \times 9.24}{3}$$

车辆排列见图2-3，求跨中最大纵向弯矩时，荷载布置见图2-4，对于影响线突变点考虑到车轮的实际作用宽度，取影响线坐标在该范围内按平均值计算。而

$$\begin{aligned} M_y^0 &= (1 + \mu) \cdot \zeta \cdot \sum \frac{P_i}{b_i} \cdot y_i \\ &= 1.2682 \times 0.7 \times \left(4 \times 65 \times \frac{4.62 - 0.1}{4.62} \times 2.31 + 4 \times 65 \times 1.79 \right. \\ &\quad \left. + 4 \times 35 \times 0.83 + 4 \times 35 \times 0.31 \right) \div 14.04 \\ &= 76.672 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

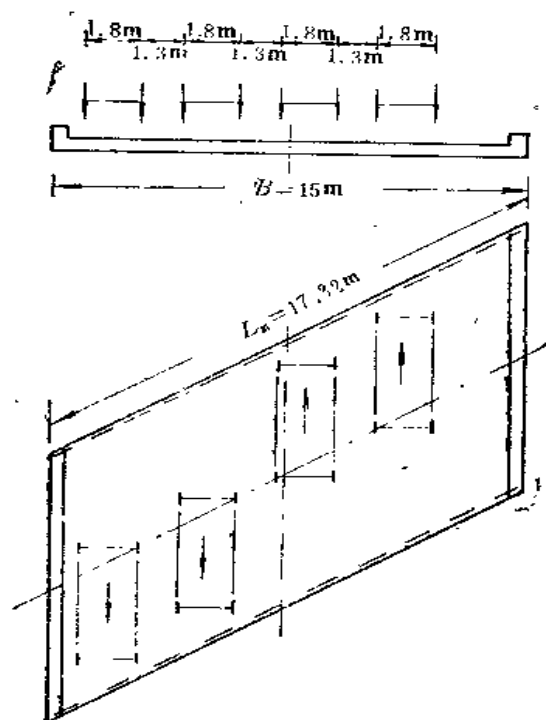


图2-3 四列汽车布置

2) 双车道偏载时

在跨中的有效分布宽度见图2-3所示的左边两列车。

$$\begin{aligned} b_{\text{中}} &= b_1 + d + l/b + b' \\ &= 0.8 + 4.9 + \frac{9.24}{6} + 0.6 = 7.84 \text{m} < 6.16 \text{m} \end{aligned}$$

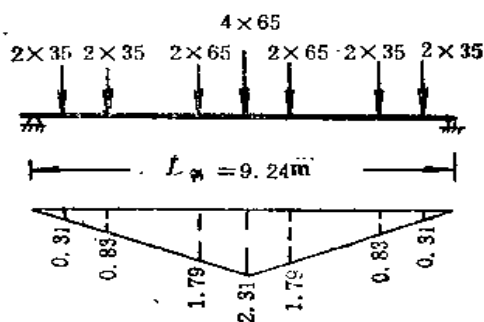


图2-4 汽车荷载最不利布置

故

$$\begin{aligned} M_{y\text{边}}^0 &= (1 + \mu) \cdot \zeta \cdot \sum \frac{P_i}{b_i} \cdot y_i \\ &= 1.2682 \times 1 \times \left(2 \times 65 \times \frac{4.62 - 0.1}{4.62} \times 2.31 + 2 \times 65 \right. \end{aligned}$$

$$\times 1.79 + 2 \times 35 \times 0.83 + 2 \times 35 \times 0.31 \Big) \div 7.84$$

$$= 98.075 \text{ kN} \cdot \text{m} > 76.672 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

所以，双车道控制设计（作用在支点附近的汽车前轮未能进入支点分布的有效宽度范围）。

3) 双车道中载时，以控制板跨中央区段，其有效分布宽度见图2-3所示的中间两列车且右移。

$$b_{\text{中}} = b_1 + d + l/3$$

$$= 0.8 + 4.9 + \frac{9.24}{3} = 8.78 \text{ m} < 6.16 \text{ m}$$

其中纵向的弯矩：

$$M_{y\text{中}}^0 = (1 + \mu) \xi \sum \frac{P_i}{b_i} y_i$$

$$= 1.2682 \times 1 \times \left(2 \times 65 \times -\frac{4.62 - 0.1}{4.62} \times 2.31 + 2 \times 65 \times 1.79 \right.$$

$$\left. + 2 \times 35 \times 0.83 + 2 \times 35 \times 0.31 \right) \div 8.78$$

$$= 87.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. 计算斜板跨中央、自由边中点的跨径方向及横向弯矩、扭矩值

由表2-8-4查得纵向、横向弯矩折减系数及扭矩折减系数，由表2-8-5查板跨中横向弯矩、扭矩折减系数，列表计算如下（表2-1）：

表2-1

方 向 位 置	纵 向 M_y^0		横 向 M_x^0			扭 矩 M_{xy}^0		
	K_y^0	$K_y^0 \cdot M_y^0$	K_x^0	K_x^0	$K_x^0 K_y^0 M_y^0$	K_{xy}^0	K_{xy}^0	$K_{xy}^0 K_x^0 M_{xy}^0$
板跨中央	0.769	67.345	0.325	1.435	40.823	0.009	19.027	14.997
自由边中点	0.849	83.880	0.145	1.518	21.750	0.007	22.821	15.78

4. 求主弯矩及其方向

利用式(2-8-10)及(2-8-11)，即

$$M_{1,2} = -\frac{M_x^0 + M_y^0}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_x^0 - M_y^0}{2}\right)^2 + (M_{xy}^0)^2}$$

1) 板跨中央：

$$M_1 = \frac{40.823 + 67.345}{2} + \sqrt{\left(\frac{40.823 - 67.345}{2}\right)^2 + 14.997^2}$$

$$= 54.048 + 20.019 = 74.103 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 54.048 - 20.019 = 34.065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tan 2\beta = \frac{-2 \times M_{xy}^0}{M_x^0 - M_y^0} = \frac{-2 \times 14.997}{40.823 - 67.345} = 1.1309$$

$$2\beta = 48.515^\circ$$

$$\beta = 24.258^\circ$$

2) 自由边中点:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{M_x^0 + M_y^0}{2} + \sqrt{\left(\frac{M_x^0 - M_y^0}{2}\right)^2 + (M_{xy}^0)^2} \\ &= \frac{21.75 + 83.88}{2} + \sqrt{\left(\frac{21.75 - 83.88}{2}\right)^2 + 15.78^2} \\ &= 52.815 + 34.843 = 87.658 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_2 &= 52.815 - 34.843 = 17.972 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\tan 2\beta = \frac{-2M_{xy}^0}{M_x^0 - M_y^0} = \frac{-2 \times 15.78}{21.75 - 83.88} = 0.50797$$

$$2\beta = 26.929^\circ; \beta = 13.465^\circ$$

5. 计算钢筋方向的弯矩

汽车荷载在板上产生的主弯矩与斜跨径方向、钢筋的配置方向的关系如图2-5所示。

1) 在板跨中央:

$$\delta = 30^\circ - 24.258^\circ = 5.742^\circ$$

$$\psi = 90^\circ$$

利用公式(2-8-4)求钢筋方向的主弯矩。

图2-5 汽-15荷载主弯矩及钢筋方向

$$\begin{aligned} M_1' &= M_1 \cos^2 \delta + M_2 \sin^2 \delta + [M_1 - M_2] \sin \delta \cos \delta \\ &= 74.103 \cos^2 5.742^\circ + 34.065 \sin^2 5.742^\circ \\ &\quad + [74.103 - 34.065] \sin 5.742^\circ \cos 5.742^\circ \\ &= 73.361 + 0.341 + 3.984 \\ &= 77.686 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2' &= M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos^2 \delta + [M_1 - M_2] \sin \delta \cos \delta \\ &= 74.103 \sin^2 5.742^\circ + 34.065 \cos^2 5.742^\circ \\ &\quad + [74.103 - 34.065] \sin 5.742^\circ \cos 5.742^\circ \\ &= 0.742 + 33.724 + 3.984 \\ &= 38.450 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 在自由边中点:

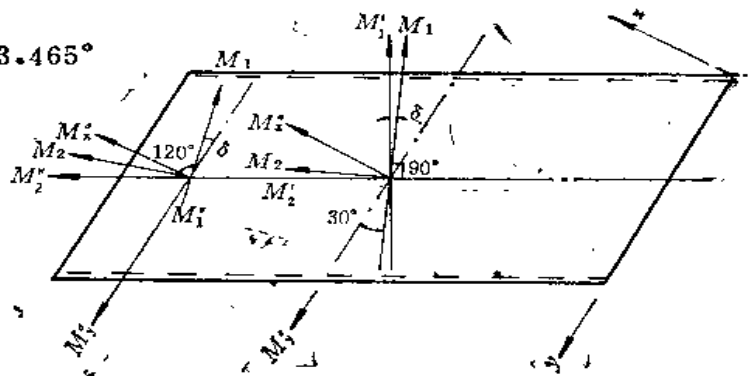
$$\delta = |\beta| = 13.465^\circ$$

$$\psi = 120^\circ$$

$$\psi - \delta = 120^\circ - 13.465^\circ = 106.535^\circ$$

利用公式(2-8-3)求板边缘钢筋方向弯矩。

$$\begin{aligned} M_1' &= \frac{1}{\sin \psi} \{ M_1 \cos \delta \sin(\psi - \delta) + M_2 \cos^2(\psi - \delta) \\ &\quad + [M_1 \sin \delta \cos \delta - M_2 \cos \delta \cos(\psi - \delta)] \} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 87.658 \cos 13.465^\circ \sin 106.535^\circ \\
&\quad + 17.972 \cos^2 106.535^\circ + [87.658 \sin 13.465^\circ \cos 13.465^\circ \\
&\quad - 17.972 \cos 13.465^\circ \cos 106.535^\circ] \} \\
&= 1.1547 \{ 81.722 + 17.957 + [19.850 + 4.974] \} \\
&= 143.764 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_2' &= \frac{1}{\sin \psi} \{ M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos \delta \sin(\psi - \delta) \\
&\quad + [M_1 \sin \delta \sin(\psi - \delta) - M_2 \sin(\psi - \delta) \cos(\psi - \delta)] \} \\
&= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 87.658 \sin^2 13.465^\circ + 17.972 \cos 13.465^\circ \sin 106.535^\circ \\
&\quad + [87.658 \sin 13.465^\circ \sin 106.535^\circ \\
&\quad - 17.972 \sin 106.535^\circ \cos 106.535^\circ] \} \\
&= 1.1547 \{ 4.753 + 16.755 + [19.566 + 4.903] \} \\
&= 53.09 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

(三) 挂车荷载内力计算

仍以中载求板跨中央控制内力，以偏载求自由边控制内力。

1. 挂车车轮接触板面的尺寸

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.2 + 2 \times 0.1 = 0.4 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.5 + 2 \times 0.1 = 0.7 \text{ m}$$

2. 以斜跨长为跨径的跨中最大弯矩值

1) 中载时 (布置见图2-6, 车右移居中)

有效分布宽度:

$$\begin{aligned}
b_{\text{中}} &= b_1 + d + l/3 \\
&= 0.7 + 2.7 + 9.24/3 = 6.48 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$b_{\text{支}} = b_1 + t = 0.7 + 0.4 = 1.1 \text{ m}$$

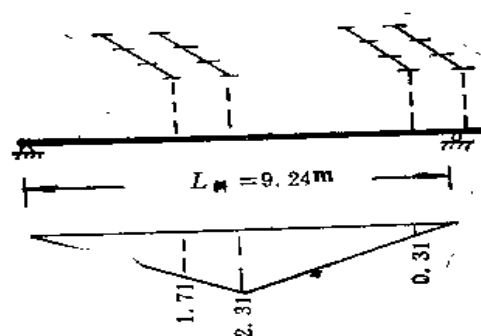


图2-6 挂车荷载最不利位置

求跨中最大弯矩时, 挂车沿纵向的最不利位置如图2-6所示。由于影响线成等腰三角形, 左右两侧斜率相等, 故只要有一个轮能作用于影响线顶点, 且布于影响线上的轮压个数尽量多为最不利位置。对于影响线顶点的力考虑到其作用范围的影响作用, 则近似地采用轴压计算。

$$\begin{aligned}
M_2' &= \sum \frac{P_i}{b_i} y_i \\
&= \frac{200}{6.48} \times \frac{4.62 - 0.1}{4.62} \times 2.31 + \frac{200}{6.48} \\
&\quad \times 1.71 + 200 \times 0.31 \\
&\quad + \left[2.7 + 1.1 + 2 \times \left(\frac{9.24}{2} - 4 \right) \right]
\end{aligned}$$

$$= 69.753 + 52.778 + 12.302$$

$$= 134.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 偏载时 (见图 2-7)

有效分布宽度超出板缘部分不计入,

$$b_{\text{eff}} = b_1 + d + l/3$$

$$= 0.7 + 2.7 \cdot \left(1.5 - \frac{0.7}{2} \right) + \frac{9.24}{6} = 6.09 \text{ m}$$

$$b_{\text{支}} = b_1 + t = 1.1 \text{ m}$$

$$M_y^0 = \sum \frac{P_i}{b_i} y_i$$

$$= \frac{200}{6.09} \times \frac{4.62 - 0.1}{4.62}$$

$$\times 2.31 + \frac{200}{6.09} \times 1.71 + 200 \times 0.31$$

$$+ \left[(2.7 + 1.1) + 2 \times \left(\frac{9.24}{2} - 4 \right) \right]$$

$$= 74.220 + 56.158 + 12.302$$

$$= 142.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

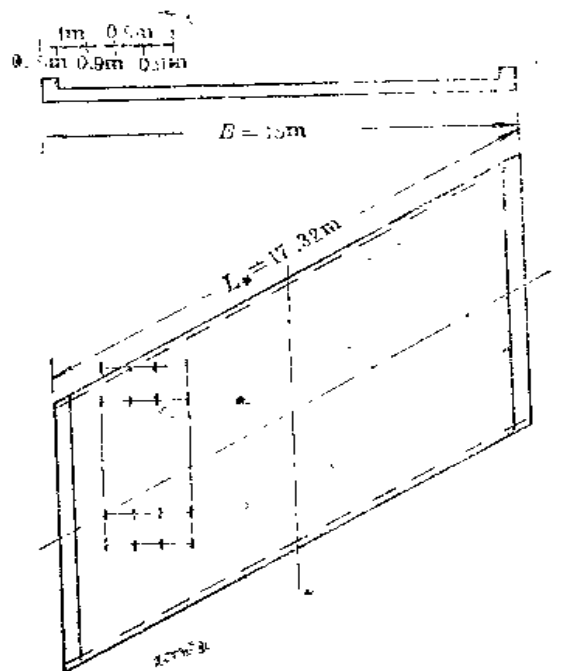


图 2-7 挂车荷载布置

3. 计算斜板跨中央、自由边中点纵横向弯矩及扭矩

按表 2-8-4 及表 2-8-5 分别查得斜板桥弯矩及扭矩的折减系数 k_y^0 、 k_x^0 、 k_{xy}^0 ，正交板桥跨中横向弯矩及扭矩系数 k_x^0 、 k_y^0 。再依公式 (2-8-6)，(2-8-7)，(2-8-8)，(2-8-9) 计算其值，现列表进行如下 (表 2-2)：

表 2-2

方 向	纵 向 M_y^0		横 向 M_x^0			扭 矩 M_{xy}^0		
	K_y^0	$K_y^0 M_y^0$	K_x^0	K_x^0	$K_x^0 K_y^0 M_y^0$	K_{xy}^0	K_{xy}^0	$K_{xy}^0 K_y^0 M_y^0$
板跨中央	0.791	106.653	0.279	1.740	65.456	0.022	9.585	28.432
自由边中点	0.680	97.020	0.071	1.158	11.750	-0.010	19.126	-27.290

4. 求主弯矩及其方向

利用公式 (2-8-10)、(2-8-11) 求。

1) 在板跨中央:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{M_x^0 + M_y^0}{2} + \sqrt{\left(\frac{M_x^0 - M_y^0}{2} \right)^2 + (M_{xy}^0)^2} \\
 &= \frac{65.456 + 106.653}{2} + \sqrt{\left(\frac{65.456 - 106.653}{2} \right)^2 + 28.432^2} \\
 &= 86.055 + 35.109 = 121.164 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_2 = 86.055 - 35.109 = 50.946 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{-2M_{xy}^0}{M_x^0 - M_y^0} = \frac{-2 \times 28.432}{65.456 - 106.653} = 1.3810$$

$$\beta = 27.016^\circ$$

2) 在自由边中点:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{M_x^0 + M_y^0}{2} + \sqrt{\left(\frac{M_x^0 - M_y^0}{2}\right)^2 + (M_{xy}^0)^2} \\ &= \frac{11.73 + 97.02}{2} + \sqrt{\left(\frac{11.73 - 97.02}{2}\right)^2 + (-27.290)^2} \\ &= 54.375 + 50.629 = 105.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_2 = 54.375 - 50.629 = 3.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{-2M_{xy}^0}{M_x^0 - M_y^0} = \frac{-2 \times (-27.290)^2}{11.73 - 97.02} = -0.6399$$

$$\beta = -16.3083^\circ$$

5. 计算钢筋方向的弯矩值

利用公式(2-8-3)、(2-8-4)计算钢筋方向的弯矩值。

1) 板跨中央:

$$\delta' = 30^\circ - 27.016^\circ = 2.954^\circ$$

$$\psi = 90^\circ$$

$$\begin{aligned} M_1' &= M_1 \cos^2 \delta + M_2 \sin^2 \delta + [M_1 - M_2] \sin \delta \cos \delta \\ &= 121.164 \cos^2 2.954^\circ + 50.946 \sin^2 2.954^\circ \\ &\quad + [121.164 - 50.946] \sin 2.954^\circ \cos 2.954^\circ \\ &= 120.842 + 0.1353 + 3.614 \\ &= 124.591 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2' &= M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos^2 \delta + [M_1 - M_2] \sin \delta \cos \delta \\ &= 121.164 \sin^2 2.954^\circ + 50.946 \cos^2 2.954^\circ \\ &\quad + [121.164 - 50.946] \sin 2.954^\circ \cos 2.954^\circ \\ &= 0.3218 + 50.811 + 3.614 \\ &= 54.746 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 自由边中点:

$$\delta = |\beta| = 16.3083^\circ$$

$$\psi = 120^\circ$$

$$\psi - \delta = 120^\circ - 16.3083^\circ = 103.6917^\circ$$

故

$$\begin{aligned} M_1' &= \frac{1}{\sin \psi} \{ \cos \delta \sin(\psi - \delta) + M_2 \cos^2(\psi - \delta) \\ &\quad + [M_1 \sin \delta \cos \delta - M_2 \cos \delta \cos(\psi - \delta)] \} \\ &= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{ 105.00 \cos 16.3083^\circ \sin 103.6917^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + 3.75 \cos^2 103.6917^\circ + [105.00 \sin 16.3083^\circ \cos 16.3083^\circ \\
& - 3.75 \cos 16.3083^\circ \cos 103.6917^\circ] \\
& = 1.1547 \{97.911 + 1.594 + [28.2977 + 0.8519]\} \\
& = 148.56 \text{ kN}\cdot\text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_2'' &= \frac{1}{\sin \psi} \{M_1 \sin^2 \delta + M_2 \cos \delta \sin(\psi - \delta) \\
& + [M_1 \sin \delta \sin(\psi - \delta) - M_2 \sin(\psi - \delta) \cos(\psi - \delta)]\} \\
&= \frac{1}{\sin 120^\circ} \{105.00 \sin^2 16.3083^\circ + 3.75 \cos 16.3083^\circ \sin 103.6917^\circ \\
& + [105.00 \sin 16.3083^\circ \sin 103.6917^\circ \\
& - 3.75 \sin 103.6917^\circ \cos 103.6917^\circ]\} \\
&= 1.1547 \{8.279 + 3.497 + [28.646 + 2.376]\} \\
&= 49.419 \text{ kN}\cdot\text{m}
\end{aligned}$$

(四) 计算内力汇总 (表 2-3)

表 2-3

荷载类型 \ 位置	板 跨 中 央		自 由 边 中 点	
	M_1'	M_2'	M_1''	M_2''
恒 载	101.920	-1.080	147.930	38.997
汽-15	77.686	38.450	143.764	53.090
挂-80	124.591	54.746	148.560	49.419

三、荷载组合

按“公预规”第4.1.2条规定及“桥规”第2.1.2条的要求进行组合。
当结构重力产生的效应与汽车（或挂车）荷载所产生的效应同号时：

$$\begin{aligned}
S_d(\gamma_g G, \gamma_g \Sigma Q) &= 1.2S_G + 1.4S_{Q1}' \\
&= 1.2S_G + 1.1S_{Q1}''
\end{aligned}$$

或

当结构重力产生的效应与汽车（或挂车）荷载所产生的效应异号时：

$$\begin{aligned}
S_d(\gamma_g G, \gamma_g \Sigma Q) &= 0.9S_G + 1.4S_{Q1}' \\
&= 0.9S_G + 1.1S_{Q1}''
\end{aligned}$$

或

1. 组合 I

永久荷载的恒载与基本可变荷载中的汽车荷载相组合。

1) 跨中纵向：

因为汽车荷载效应占总效应的

$$\frac{M_{Q1}'}{M_{G1} + M_{Q1}'} = \frac{77.686}{101.92 + 77.686} = 0.433 = 43.3\%$$

故荷载组合安全系数可提高 3%，设计弯矩为

$$\begin{aligned}
 M'_{11} &= 1.2 \times 1.03 \times M'_{G1} + 1.4 \times 1.03 \times M'_{Q1} \\
 &= 1.236 \times 101.92 + 1.442 \times 77.686 \\
 &= 125.97 + 112.023 \\
 &= 237.99 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

2) 跨中横向:

因为恒载与汽车产生的效应异号, 故

$$\begin{aligned}
 M'_{12} &= 0.9M'_{G2} + 1.4M'_{Q2} \\
 &= 0.9 \times (-1.08 + 1.4 \times 38.459) \\
 &= -0.972 + 53.83 \\
 &= 52.858 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

3) 自由边中点纵向:

由于结构重力与汽车荷载所产生的效应同号, 且汽车效应占总效应的

$$\frac{M'_{Q1}}{M'_{G1} + M'_{Q1}} = \frac{143.764}{147.93 + 143.764} = 0.4928 = 49.28\%$$

故荷载组合安全系数可提高 3%, 则

$$\begin{aligned}
 M'_{11} &= 1.2 \times 1.03 M'_{G1} + 1.4 \times 1.03 \times M'_{Q1} \\
 &= 1.2 \times 1.03 \times 147.93 + 1.4 \times 1.03 \times 143.764 \\
 &= 182.841 + 207.308 \\
 &= 390.149 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

4) 自由边中点横向:

因为结构重力产生的效应与汽车荷载产生的效应同号, 且汽车荷载效应占总效应的

$$\frac{M'_{Q2}}{M'_{G2} + M'_{Q2}} = \frac{53.09}{38.997 + 53.09} = 0.5765 = 57.65\%$$

故荷载组合安全系数不予提高。则

$$\begin{aligned}
 M'_{12} &= 1.2M'_{G2} + 1.4M'_{Q2} \\
 &= 1.2 \times 38.997 + 1.4 \times 53.09 \\
 &= 46.796 + 74.326 \\
 &= 121.122 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

2. 组合 II: 基本可变荷载的挂车与永久荷载的恒载相组合。

1) 跨中纵向:

因为结构重力产生的效应与挂车荷载产生的效应同号, 且挂车荷载产生的效应占总效应的

$$\frac{M'_{Q1}}{M'_{G1} + M'_{Q1}} = \frac{124.591}{101.92 + 124.591} = 0.55 = 55\%$$

按规定荷载组合安全系数可提高 2%。故

$$\begin{aligned}
 M'_{11} &= 1.2 \times 1.02 M'_{G1} + 1.1 \times 1.02 M'_{Q1} \\
 &= 1.2 \times 1.02 \times 101.92 + 1.1 \times 1.02 \times 124.591 \\
 &= 124.750 + 139.791 = 264.541 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

2) 跨中横向:

因为结构重力效应与挂车荷载产生的效应异号，故

$$\begin{aligned} M'_{12} &= 0.9M'_{G2} + 1.1M'_{Q2} \\ &= 0.9 \times (-1.08) + 1.1 \times 54.746 = -0.972 + 60.221 \\ &= 59.249 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 自由边中点纵向:

因为结构重力产生的效应与挂车荷载所产生的效应同号，且挂车荷载效应占总效应的:

$$\frac{M'_{Q1}}{M'_{G1} + M'_{Q1}} = \frac{148.56}{147.96 + 148.56} = 0.5011 = 50.11\%$$

荷载组合安全系数均提高 2 %。则

$$\begin{aligned} M''_{11} &= 1.2 \times 1.02M'_{G1} + 1.1 \times 1.02M'_{Q1} \\ &= 1.2 \times 1.02 \times 147.93 + 1.1 \times 1.02 \times 148.56 \\ &= 181.066 + 166.684 \\ &= 347.750 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

4) 自由边中点横向:

同样，由于结构重力和挂车荷载所产生的效应同号，且挂车荷载效应占总效应的:

$$\frac{M'_{Q2}}{M'_{G2} + M'_{Q2}} = \frac{49.419}{38.997 + 49.419} = 0.5589 = 55.89\%$$

荷载组合安全系数可提高 2 %。故

$$\begin{aligned} M''_{12} &= 1.2 \times 1.02M'_{G2} + 1.1 \times 1.02M'_{Q2} \\ &= 1.2 \times 1.02 \times 38.997 + 1.1 \times 1.02 \times 49.419 \\ &= 47.732 + 55.448 \\ &= 103.180 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3. 设计弯矩的确定

由组合 I、II 可以看出，设计控制值如表 2-4 所示。

表 2-4

组 合	位 置	跨 中 央 (kN·m)		自 由 边 中 点 (kN·m)	
		纵 向 M'_{11}	横 向 M'_{12}	纵 向 M''_{11}	横 向 M''_{12}
I		237.930	52.858	390.149	121.122
II		264.541	59.249	347.750	103.180
设 计 值		264.541	59.249	390.149	121.122

由上表看出，在跨中央是由恒载内力与挂车内力的组合控制设计。而在自由边，则是恒载内力与汽车内力的组合控制设计。

四、截面钢筋设计与配置

(一) 配筋设计

按矩形单筋截面进行纵、横向钢筋配置。设计弯矩见表 2-4 所示。取单位宽度 1m，板厚

0.4m 的25号混凝土截面, 配置 II 级螺纹钢。混凝土和钢筋的安全系数均为1.25。

板跨各区段每米宽所需要的钢筋面积为:

1. 跨中纵向

假定 $a_g = 3.1\text{cm}$, 则 $h_0 = h - a_g = 40 - 3.1 = 36.9\text{cm}$ 用公式

$$M'_{11} = \frac{1}{\gamma_c} R_s b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

求 x 值。将已知量代入:

$$264.541 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 x \left(0.369 - \frac{x}{2} \right)$$

从中解得 $x = 0.068\text{m}$

钢筋面积由公式 $R_s b x = R_g A_g$ 求得

$$\begin{aligned} A'_{s1} &= R_s b / R_g = 14.5 \times 100 \times 6.8 / 340 \\ &= 29.0\text{cm}^2 \end{aligned}$$

按“公预规”第4.1.6条的规定, 混凝土受压区高度应符合下列条件:

$$x = 0.068\text{m} \leq \xi_{1g} \cdot h_0 = 0.55 \times (40 - 3.5) / 100 = 0.20075\text{m}$$

式中: ξ_{1g} ——混凝土受压高度界限系数, 按“桥规”表4.1.6查得为0.55。

且 $x \geq 2a'_g = 2 \times 0.031 = 0.062\text{m}$

均满足要求。

含筋率为:

$$\mu = \frac{A'_{s1}}{b h_0} = \frac{29.0}{100 \times 36.9} = 0.79\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

满足最小含筋率的要求。

2. 自由边纵向

求中性轴 x :

$$\therefore M'_{11} = \frac{1}{\gamma_c} R_s b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

代入已知量

$$390.149 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 x \left(0.369 - \frac{x}{2} \right)$$

解得 $x = 0.107\text{m}$

所需钢筋面积

$$A'_{s1} = \frac{R_s}{R_g} \cdot b x = \frac{14.5}{340} \times 100 \times 10.7 = 45.63\text{cm}^2$$

检查受压区高度及含筋率:

$$x = 10.7\text{cm} < \xi_{1g} h_0 = 0.55 \times 36.5 = 20.075\text{cm}$$

且 $x = 10.7\text{cm} > 2a_g = 2 \times 3.4 = 6.8\text{cm}$

而 $\mu = \frac{A'_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{45.63}{100 \times 36.9} = 1.24\% > \mu_{\min} = 0.15\%$

均满足要求。

3. 横向分布钢筋的计算

因为 $L_{斜}/B$ 小于 1.3, 故横向钢筋按平行于板支承边方向全跨均匀布置。设计弯矩依跨中央及自由边中点取大者, 为 $M_{12}^* = 121.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 考虑到横向钢筋排于纵向钢筋之上, 故钢筋形心到板边缘距离取 0.05 m 。

$$h_0 = 0.4 - 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

求中性轴位置 x :

$$\therefore M_{12}^* = \frac{1}{\gamma_c} R_A b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$\therefore 121.122 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 x \left(0.35 - \frac{x}{2} \right)$$

解得 $x = 0.03123 \text{ m}$

所需钢筋面积

$$A_{s2} = \frac{R_A}{R_g} b x = \frac{14.5}{340} \times 100 \times 3.123 = 13.318 \text{ cm}^2$$

检查受压区高度及含筋率:

$$x = 0.03123 \text{ m} < \xi_{jg} \cdot h_0 = 0.55 \times 0.35 = 0.1925 \text{ m}$$

且 $x > 2a_g = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{A_{s2}}{b \cdot h_0} = \frac{13.358}{100 \times 35} = 0.3805\% > \mu_{min} = 0.15\%$$

均满足要求。

(二) 钢筋布置

按上面计算所得的钢筋面积选择和配置钢筋。

1. 跨中区段的纵向

跨中区段的纵向钢筋按垂直于支承边配置, 其分布宽度为:

$$B_{斜} - L_{斜} \cos 60^\circ = 17.32 - 9.24 \times 0.5 = 12.7 \text{ m}$$

配置 $\phi 18$ 的螺纹钢筋, 间距 8.5 cm , 全宽内共配 150 根, 总供给的钢筋面积为:

$$2.545 \times 150 = 381.75 \text{ cm}^2$$

大于要求的钢筋面积: $29.426 \times 12.7 = 373.71 \text{ cm}^2$

满足要求。

2. 自由边纵向

每侧自由边纵向在 $L_{斜} \cos 60^\circ = 4.62 \text{ m}$ 的范围内, 以平行于自由边方向, 间距为 7.5 cm , 配置螺纹钢筋 $\phi 22$, 共 62 根。则配置钢筋面积为:

$$3.801 \times 62 = 235.662 \text{ cm}^2$$

大于要求的钢筋面积:

$$46.06 \times 4.62 = 212.797 \text{ cm}^2$$

满足要求。

3. 横向分布钢筋的设置

3) 钝角底面:

由于该处支承反力很大, 沿平行于钝角二等分线方向适当加设钢筋, 采用 $\Phi 12$ 在 1.85m 范围内设置 20 根。

板上、下缘钢筋配置见图 2-8、图 2-9。

五、截面承载能力验算

按照板的各部分的实际配筋, 求其实际承载能力, 检查是否满足要求。

已知: 板宽 $b = 1\text{m}$, 板厚 $h = 0.4\text{m}$, 采用 II 级钢筋, 25 号混凝土。取混凝土安全系数为 $\gamma_c = 1.25$, 钢筋的安全系数 $\gamma_s = 1.25$, 查得 $R_s = 14.5\text{MPa}$, $R_g = 340\text{MPa}$ 。

1. 纵向板跨中央截面

每米宽配置 $\Phi 18$ 螺纹钢筋, 其间距为 8.5cm , $a_g = 5\text{cm}$, 则净保护层为: $5 - 2.0/2 = 4\text{cm}$, 满足“公预规”第 6.1.3 条要求。

则 $h_0 = h - a_g = 40 - 5 = 35\text{cm}$

$$\text{含筋率 } \mu = \frac{A_g}{bh_0} = \frac{381.75}{1270 \times 35} = 0.859\%$$

$$\xi = \mu \cdot \frac{R_g}{R_s} = 0.00859 \times \frac{340}{14.5} = 0.201$$

由表 3.4 (《结构设计原理》邵容光主编一书第一篇) 查得

$$A_0 = 0.180, \gamma_0 = 0.900$$

依受压区混凝土求最大承载力

$$\begin{aligned} M_j &= A_0 \frac{1}{\gamma_c} R_s b h_0^2 = 0.180 \times \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 1000 \times 350^2 \\ &= 255.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

依受拉区钢筋求最大承载力:

$$\begin{aligned} M_j &= \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g \gamma_0 h_0 = \frac{1}{1.25} \times 340 \times \frac{381.75}{12.7} \\ &\quad \times 100 \times 0.900 \times 350 \\ &= 257.55 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm} = 257.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

验算结果均接近于要求承载力 $264.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

2. 纵向板跨自由边处

在板跨自由边范围内, 每米宽配置 50.81 cm^2 的钢筋, 直径为 $\Phi 22$, 设 $a_g = 3\text{cm}$ (净保护层依规范要求保留 1.5cm , 置于跨中钢筋之下与其交叉), 故

$$h_0 = 40 - 2.8 = 37.2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{50.81}{100 \times 37.2} = 0.0137$$

$$\xi = \mu \frac{R_g}{R_s} = 0.0137 \times \frac{340}{14.5} = 0.321$$

同理查得

$$A_0 = 0.270, \gamma_0 = 0.839$$

依受压区混凝土求最大承载力

$$\begin{aligned} M_1 &= A_0 \frac{1}{\gamma_c} R_a b h_0^2 = 0.270 \times \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 1000 \times 370^2 \\ &= 428.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

依受拉区钢筋求最大承载力

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g \gamma_0 h_0 \\ &= \frac{1}{1.25} \times 340 \times 5081 \times 0.839 \times 370 \\ &= 428.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

验算结果均大于要求承载力 $390.149 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，故安全。

3. 横向承载力

沿跨向以间距 8 cm 设置 $\Phi 12$ 的钢筋，每延米的钢筋面积为 14.14 cm^2 ，布于纵向钢筋之上。取 a_g 取 6.7 cm 。

则 $h_0 = 40 - 6.7 = 33.3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{A_g}{b h_0} = \frac{14.14}{100 \times 33.3} = 0.00425$$

$$\xi = \mu \frac{R_g}{R_a} = 0.00425 \times \frac{340}{14.5} = 0.0997$$

同理查得

$$A_0 = 0.095, \quad \gamma_0 = 0.950$$

依受压区混凝土求最大承载力

$$\begin{aligned} M_1 &= A_0 \frac{1}{\gamma_c} R_a b h_0^2 \\ &= 0.095 \times \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 1000 \times 333^2 \\ &= 122.20 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

依受拉区钢筋求最大承载力

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{\gamma_s} R_g A_g \gamma_0 h_0 \\ &= \frac{1}{1.25} \times 340 \times 1414 \times 0.950 \times 333 \\ &= 121.67 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

验算结果均大于要求承载力 $121.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

六、支承的设置

对于小跨径正交的整体式板桥，可以不设专门支座，用简单垫层代之即可。而对于同样大小跨径的斜交整体式板桥，一般随着斜交角的增大，钝角处的支反力急剧增大，同时，扭

矩亦增大；在锐角处，反力减小，甚至会向上翘起。因而，要求要有较好的支承条件，并且支承能满足双向变形的特点。能适应这一变形要求的支座为橡胶支座。它除了满足上述要求外，由于具有较大的弹性变形，因而能起到反力重新分布的作用，使受力趋于均匀。

有条件时亦可采用圆形板式橡胶支座，使之更加适应各向变形的要求。其尺寸、设置间距依反力大小而定。

七、小 结

当前各国学者所总结的手算方法能满足生产需要，能比较好地反映出简支斜交板桥的受力特性，但仍存在一些不足。

1. 只限于给定的几种特殊角计算，对于任意斜交的板桥不宜使用。

2. 只限于给定的荷载等级，对于其余的荷载如人群荷载、汽-20、超-20、履带荷载等不宜使用。

3. 所求得的内力控制点太少，往往对斜交板这一复杂的内力变化不能全面反映。因而，钢筋的配置带有某些盲目性。

4. 对于设置人行道的斜板桥，中间设置分车带的斜板桥等，不能随其宽度的变化而有不同的荷载分布变化值。

为了克服上述缺点，可编写斜板桥专用程序，用以计算任意斜交角、任意荷载作用下、任意变化的板厚、任意的支承条件，简支或连续斜交或弯曲的板桥的内力、应力和挠度等。

现将本示例用程序计算结果列于表2-5，与手算结果比较可以看出：

1. 两者恒载值在纵向基本相同，相差1.83%，但手算值并非极值点，其差值达4.19%。横向手算值偏大很多，直到跨中反号。

2. 活载手算值偏大6.86~47.57%，且自由边 M_2 与电算反号。由模型试验的实测值判断，电算结果真实。

3. 用手算结果来设计断面偏于保守，钢筋的配置带有相当大的经验性。

手算与电算的主弯矩值比较表

表2-5

位 置	荷 载	恒 载		汽-15		挂-80	
		手 算	电 算	手 算	电 算	手 算	电 算
板 跨	M_1	101.920	103.816	74.103	66.840	121.164	82.106
中 央	M_2	-1.080	18.364	34.065	32.437	50.946	46.078
自 由 边	M_1	103.010	102.058	87.660	64.275	105.000	98.260
中 点	M_2	-19.510	3.086	17.970	-5.944	3.750	-10.827
自由边近	M_1		107.512		75.215		83.650
钝角 1/4处	M_2		-12.871		-14.853		-19.460
跨中近自	M_1		105.902		77.695		86.925
由边 1/6处	M_2		9.068		14.174		23.098

单位: kN·m

例三 装配式钢筋混凝土简支T型梁桥(包括桥墩) 计算示例

第 I 部分 钢筋混凝土简支 T 型梁桥的计算

一、设计资料

(一)桥面净空

净-7+2×0.75m 人行道

(二)主梁跨径和全长

标准跨径 $l_b = 20.00\text{m}$ (墩中心距离)

计算跨径 $l = 19.50\text{m}$ (支座中心距离)

主梁全长 $l_{\text{全}} = 19.96\text{m}$ (主梁预制长度)

(三)设计荷载

汽-20, 挂-100 (验算用) 和人群荷载 3kN/m^2

(四)材料

钢筋: 主筋用 II 级钢, 其他用 I 级钢;

混凝土: 25号

(五)计算方法

极限状态法

(六)结构尺寸

参考原有标准纸尺寸, 选用如图3-1所示, 其中横梁用五根。

(七)设计依据

(1)《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021—85), 简称“桥规”

(2)《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85), 简称“公预规”

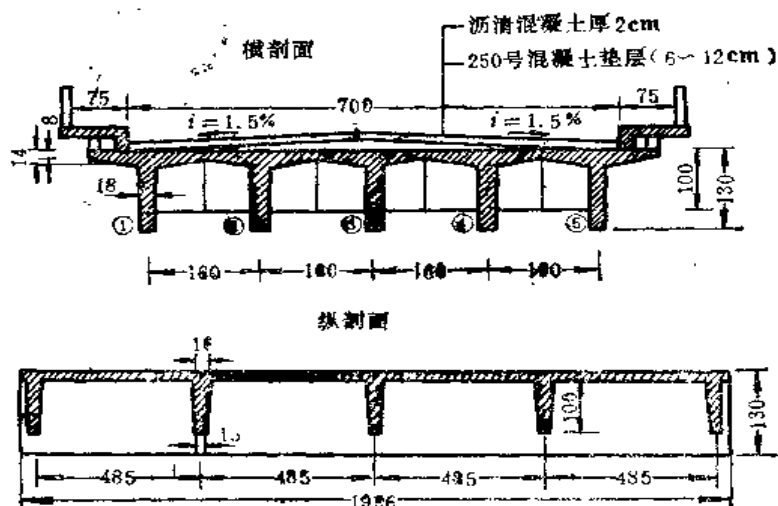


图 3-1

二、主梁的计算

(一)主梁的荷载横向分布系数

1.跨中荷载弯矩横向分布系数(按 $G-M$ 法)

(1)主梁的抗弯及抗扭惯矩 I_x 和 I_{Tx}

求主梁截面的重心位置(图3-2) a_x :

$$\text{平均板厚 } h_1 = \frac{1}{2} \cdot (8 + 14) = 11 \text{ cm}$$

$$a_x = \frac{(160 - 18) \times 11 \times \frac{11}{2} + 130 \times 18 \times \frac{130}{2}}{(160 - 18) \times 11 + 130 \times 18}$$

$$= 41.2 \text{ cm}$$

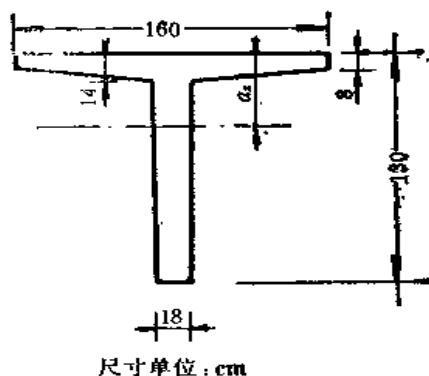


图 3-2

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times 142 \times 11^3 + 142 \times 11 \times \left(41.2 - \frac{11}{2}\right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 18 \times 130^3 + 18 \times 130 \times \left(\frac{130}{2} - 41.2\right)^2 \\ &= 6627500 \text{ cm}^4 = 6.6275 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

T形抗矩惯扭近似等于各个矩形截面的抗扭惯矩之和, 即:

$$I_{Tx} = \sum c_i b_i t_i^3$$

式中: c_i ——为矩形截面抗扭刚度系数(查表);

b_i 、 t_i ——为相应各矩形的宽度与厚度。

查表可知 $b_1/t_1 = 0.11/1.60 = 0.069$, $c_1 = 1/3$;

$$t_2/b_2 = 0.18/(1.3 - 0.11) = 0.151, c_2 = 0.301$$

$$\text{故 } I_{Tx} = \frac{1}{3} \times 1.6 \times 0.11^3 + 0.301 \times 1.19 \times 0.18^3$$

$$= 0.71 \times 10^{-3} + 2.09 \times 10^{-3} = 2.80 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

单位抗弯及抗扭惯矩:

$$J_x = I_x/b = 6.628 \times 10^{-2}/160 = 4.142 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{cm}$$

$$J_{Tx} = I_{Tx}/b = 2.80 \times 10^{-3}/160 = 1.75 \times 10^{-5} \text{ m}^4/\text{cm}$$

(2)横梁抗弯及抗扭惯矩

翼板有效宽度 λ 计算(图3-3):

横梁长度取为两边主梁的轴线间距, 即

$$l = 4 \cdot b = 4 \times 1.6 = 6.4 \text{ m}$$

$$c = \frac{1}{2} (4.85 - 0.15) = 2.35 \text{ m}$$

$$h' = 100\text{mm}, \quad b' = 0.15\text{m} = 15\text{cm}$$

$$c/l = 2.35/6.40 = 0.367$$

根据 c/l 比值可查附表● 求得 $\lambda/c = 0.548$

所以 $\lambda = 0.548 \times c = 0.548 \times 2.35 = 1.29\text{m}$

求横梁截面重心位置 a_y :

$$a_y = \frac{2\lambda \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{2} + h' \cdot b' \cdot \frac{h'}{2}}{2\lambda h_1 + h' b'}$$

$$= \frac{2 \times 1.29 \times \frac{0.11^2}{2} + \frac{1}{2} \times 0.15 \times 1.0^2}{2 \times 1.29 \times 0.11 + 0.15 \times 1.0}$$

$$= 0.21\text{m}$$

横梁的抗弯和抗扭惯矩 I_y 和 I_{Ty} :

$$I_y = \frac{1}{12} \times 2\lambda \times h_1^3 + 2\lambda h_1 \left(a_y - \frac{h_1}{2} \right)^2$$

$$+ \frac{1}{12} b' h'^3 + b' h' \left(\frac{h'}{2} - a_y \right)^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 2 \times 1.29 \times 0.11^3 + 2 \times 1.29 \times 0.11 \left(0.21 - \frac{0.11}{2} \right)^2$$

$$+ \frac{1}{12} \times 0.15 \times 1.0^3 + 0.15 \times 1.0 \times \left(\frac{1.0}{2} - 0.21 \right)^2$$

$$= 3.22 \times 10^{-2} \text{m}^4$$

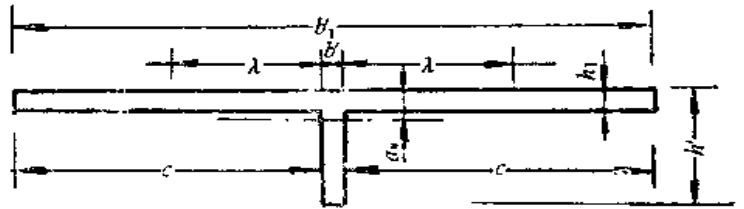


图 3-3

$$I_{Ty} = c_1 b_1 h_1^3 + c_2 b_2 h_2^3$$

$h_1/b_1 = 0.11/4.85 = 0.031 < 0.1$, 查表得 $c_1 = 1/3$, 但由于连续桥面板的单宽抗扭惯矩只有独立宽扁板者的一半, 可取 $c_1 = 1/6$ 。

$$h_2/b_2 = 0.15(1.00 - 0.11) = 0.1705, \text{查表得 } c_2 = 0.298$$

$$\text{故 } I_{Ty} = \frac{1}{6} \times 0.11^3 \times 4.85 + 0.298 \times 0.89 \times 0.15^3$$

$$= 1.076 \times 10^{-3} + 0.895 \times 10^{-3} = 1.971 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

单位抗弯及抗扭惯矩 J_y 和 J_{Ty} :

$$J_y = I_y/b_1 = 3.22 \times 10^{-2}/4.85 \times 100 = 0.664 \times 10^{-4} \text{m}^4/\text{cm}$$

$$J_{Ty} = I_{Ty}/b_1 = 1.971 \times 10^{-3}/4.85 \times 100 = 0.406 \times 10^{-5} \text{m}^4/\text{cm}$$

(3) 计算抗弯参数 θ 和扭弯参数 α :

$$\theta = \frac{B' \sqrt[4]{J_x}}{l_p \sqrt[4]{J_y}} = \frac{4.0 \sqrt[4]{4.142 \times 10^{-4}}}{19.5 \sqrt[4]{0.664 \times 10^{-4}}} = 0.324$$

● 附表摘自 F , 史来麦尔《土木工程师手册》1955年第一卷第843~846页。

附表:

c/l	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
λ/c	0.983	0.936	0.867	0.789	0.710	0.635	0.568	0.509	0.459	0.416

式中: B' ——桥宽的一半;

l_p ——计算跨径。

$$\alpha = G(J_{Tx} + J_{Ty}) / 2E\sqrt{J_x J_y} \text{ ③}$$

按第2.1.3条 取 $G = 0.43E$ 则

$$\alpha = \frac{0.43 \times (1.75 + 0.406) \times 10^{-5}}{2\sqrt{4.142 \times 10^{-4} \times 0.064 \times 10^{-4}}} = 0.028$$

$$\sqrt{\alpha} = \sqrt{0.028} = 0.167$$

(4) 计算荷载弯矩横向分布影响线坐标

已知 $\theta = 0.324$, 查 $G-M$ 图表, 可得表3-1中数值。

表3-1

	梁 位	荷 载 位 置								
		b	$\frac{3}{4}b$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b}{4}$	0	$-\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{3}{4}b$	$-b$
K_1	0	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.03	1.00	0.97	0.94
	$b/4$	1.05	1.06	1.07	1.07	1.02	0.97	0.93	0.87	0.83
	$b/2$	1.22	1.18	1.14	1.07	1.00	0.93	0.87	0.80	0.75
	$3/4b$	1.41	1.31	1.20	1.07	0.87	0.87	0.79	0.72	0.67
	b	1.65	1.42	1.24	1.07	0.83	0.84	0.74	0.68	0.60
K_0	0	0.33	0.91	0.99	1.08	1.13	1.08	0.99	0.91	0.83
	$b/4$	1.66	1.51	1.35	1.23	1.06	0.88	0.63	0.39	0.18
	$b/2$	2.46	2.10	1.73	1.38	0.98	0.64	0.23	-0.17	-0.55
	$3/4b$	3.32	2.73	2.10	1.51	0.94	0.40	-0.16	-0.62	-1.13
	b	4.10	3.10	2.44	1.64	0.83	0.18	-0.54	-1.14	-1.77

用内插法求各梁位处值 (图3-4)。

1*、5*梁

$$K' = K_{\frac{3}{4}b} + \left(K_b - K_{\frac{3}{4}b} \right) \times 0.2$$

$$= 0.2K_b + 0.8K_{\frac{3}{4}b}$$

2*、4*梁

$$K' = K_{\frac{1}{4}b} - \left(K_{\frac{1}{4}b} - K_{\frac{3}{4}b} \right) \times 0.4$$

$$= 0.6K_{\frac{1}{4}b} + 0.4K_{\frac{3}{4}b}$$

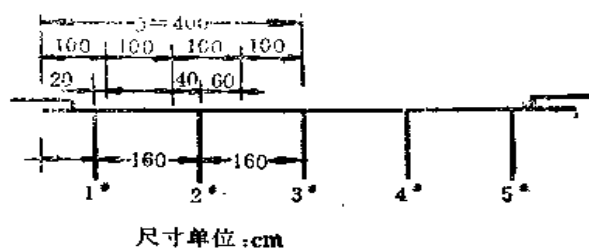
3*梁

$$K' = K_0 \quad (K_0 \text{ 系梁位在 } 0 \text{ 点的 } K \text{ 值})$$

列表计算各梁的横向分布影响线坐标 η 值 (表3-2)。

(5) 绘制横向分布影响线图 (图3-5), 求横向分布系数。

按第2.3.1、2.3.4、2.3.5条规定: 汽车荷载距人行道边缘距离不小于0.5m, 挂车不小



尺寸单位: cm

图 3-4

③ 因为混凝土收缩系数很小, 式中未计入横向收缩的影响。

表3-2

梁号	计 算 式	荷 载 位 置								
		b	$\frac{3}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{4}b$	0	$-\frac{1}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{3}{4}b$	$-b$
1*	$K_1' = 0.2K_{1b} + 0.8K_{1-\frac{3}{4}b}$	1.458	1.322	1.208	1.070	0.962	0.864	0.780	0.712	0.656
	$K_0' = 0.2K_{0b} + 0.8K_{0-\frac{3}{4}b}$	3.476	2.864	2.168	1.536	0.918	0.356	-0.236	-0.724	-1.258
	$\Delta = K_1' - K_0'$	-2.018	-1.532	-0.960	-0.466	0.044	0.508	1.016	1.436	1.914
	$\Delta \sqrt{\alpha}$	-0.337	-0.256	-0.169	-0.078	+0.007	0.085	0.170	0.240	0.320
	$K_a = K_0' + \Delta \sqrt{\alpha}$	3.139	2.608	2.008	1.458	0.925	0.441	-0.066	-0.484	-0.938
	$\eta = K_a/5$	0.628	0.522	0.402	0.292	0.185	0.088	-0.013	-0.097	-0.188
2*	$K_1' = 0.6K_{1-\frac{b}{2}} + 0.4K_{1-\frac{b}{4}}$	1.152	1.132	1.112	1.070	1.008	0.946	0.894	0.828	0.782
	$K_0' = 0.6K_{0-\frac{b}{2}} + 0.4K_{0-\frac{b}{4}}$	2.140	1.864	1.578	1.320	1.012	0.736	0.390	0.054	-0.258
	$\Delta = K_1' - K_0'$	-0.988	-0.732	-0.466	-0.250	-0.004	0.210	0.504	0.774	1.040
	$\Delta \sqrt{\alpha}$	-0.165	-0.122	-0.078	-0.042	-0.001	0.035	0.084	0.129	0.174
	$K_a = K_0' + \Delta \sqrt{\alpha}$	1.973	1.742	1.500	1.278	1.011	0.771	0.474	0.183	-0.084
	$\eta = K_a/5$	0.395	0.348	0.300	0.256	0.202	0.154	0.095	0.037	-0.017
3*	$K_1' = K_{10}$	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.03	1.00	0.97	0.94
	$K_0' = K_{00}$	0.83	0.91	0.99	1.08	1.13	1.08	0.99	0.91	0.83
	$\Delta = K_1' - K_0'$	0.11	0.06	0.01	-0.05	-0.08	-0.05	0.01	0.06	0.11
	$\Delta \sqrt{\alpha}$	0.018	0.010	0.002	-0.008	-0.013	-0.008	0.002	0.010	0.018
	$K_a = K_0' + \Delta \sqrt{\alpha}$	0.848	0.920	0.992	1.072	1.117	1.072	0.992	0.920	0.848
	$\eta = K_a/5$	0.170	0.184	0.198	0.214	0.223	0.214	0.198	0.184	0.170

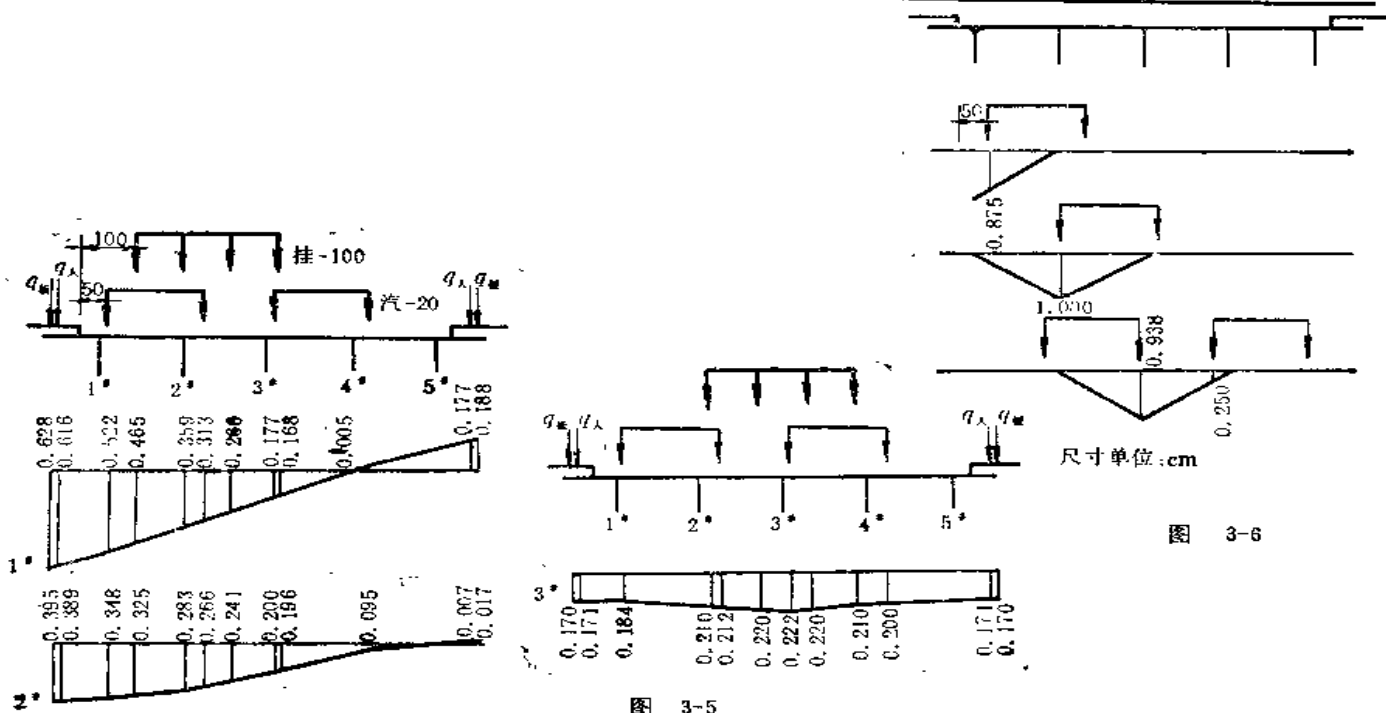


图 3-6

图 3-5

于1.0m, 人群荷载取 3 kN/m^2 , 人行道板以 1.2 kN 集中竖向力作用在一块板上。

各梁的横向分布系数:

$$\text{汽-20} \quad \eta_{1\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.522 + 0.313 + 0.177 - 0.005) = 0.504$$

$$\eta_{2\text{汽}} = -\frac{1}{2} \times (0.348 + 0.266 + 0.200 + 0.095) = 0.455$$

$$\eta_{3\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.184 + 0.212 + 0.222 + 0.200) = 0.409$$

$$\text{挂-100} \quad \eta_{1\text{挂}} = \frac{1}{4} \times (0.465 + 0.359 + 0.260 + 0.168) = 0.313$$

$$\eta_{2\text{挂}} = \frac{1}{4} \times (0.325 + 0.283 + 0.241 + 0.196) = 0.261$$

$$\eta_{3\text{挂}} = \frac{1}{4} \times (0.210 + 0.220 + 0.220 + 0.210) = 0.215$$

$$\text{人群荷载} \quad \eta_{1\text{人}} = 0.620$$

$$\eta_{2\text{人}} = 0.391$$

$$\eta_{3\text{人}} = 0.171 \times 2 = 0.342$$

$$\text{人行道板} \quad \eta_{1\text{板}} = 0.632 - 0.191 = 0.441$$

$$\eta_{2\text{板}} = 0.397 - 0.019 = 0.378$$

$$\eta_{3\text{板}} = 2 \times 0.170 = 0.340$$

2. 梁端剪力横向分布系数计算 (按杠杆法)

汽-20 (图3-6)

$$\eta'_{1\text{汽}} = \frac{1}{2} \times 0.875 = 0.438$$

$$\eta'_{2\text{汽}} = -\frac{1}{2} \times 1.000 = 0.500$$

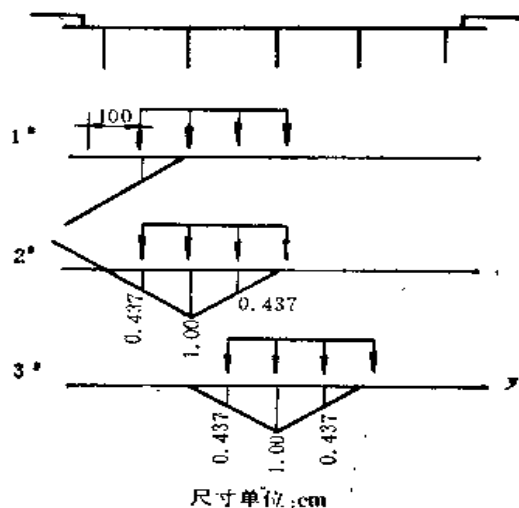


图 3-7

$$\eta'_{3\text{汽}} = -\frac{1}{2} \times (0.938 + 0.250) = 0.594$$

挂-100 (图3-7)

$$\eta'_{1\text{挂}} = \frac{1}{4} \times 0.563 = 0.141$$

$$\eta'_{2\text{挂}} = \frac{1}{4} \times (1 + 2 \times 0.437) = 0.469$$

$$\eta'_{3\text{挂}} = \frac{1}{4} \times (1 + 2 \times 0.437) = 0.469$$

人群荷载 (图3-8)

$$\eta'_{1\text{人}} = 1.422; \quad \eta'_{2\text{人}} = -0.422; \quad \eta'_{3\text{人}} = 0$$

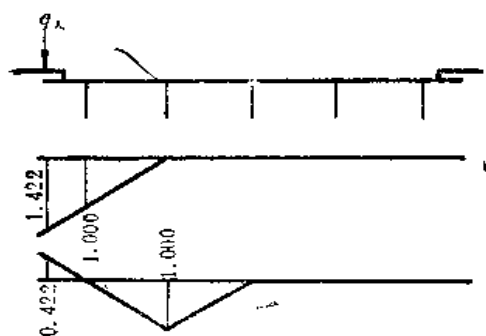


图 3-8

(二)内力计算

1.恒载内力

(1)恒载: 假定桥面构造各部分重量平均分配给各主梁承担, 计算见表3-3。

钢筋混凝土T形梁的恒载计算

表3-3

构件名	构件简图及尺寸 (cm)	单元构件体积及算式 (m ³)	容重 (kN/m ³)	每延米重量 (kN/m)
主梁		$1.60 \times 1.30 - 2 \times 0.71 \times \left(1.30 - \frac{0.08 + 0.14}{2}\right) = 0.390$	25	$0.390 \times 25 = 9.76$
中梁一边梁		$0.89 \times \frac{0.16 + 0.15}{2} \times 2 \times 0.71 \times 5 + 19.5 = 0.0502$ $0.89 \times \frac{0.16 + 0.15}{2} \times 0.71 \times 5 + 19.5 = 0.0251$	25	$0.0502 \times 25 = 1.26$ $0.0251 \times 25 = 0.63$
桥面铺装		沥青混凝土: $0.02 \times 1.60 = 0.032$ 混凝土垫层 (取平均厚9cm): $0.09 \times 1.60 = 0.144$	23 24	$0.032 \times 23 = 0.74$ $0.144 \times 24 = 3.46$
人行道部分		缘石: $2.50 \times 0.32 \times 0.15 = 0.120$ 支撑梁: $2 \times 1.04 \times 0.22 \times 0.15 = 0.069$ 人行道梁A: $0.85 \times 0.24 \times 0.28 = 0.057$ 人行道梁B: $0.85 \times 0.24 \times 0.14 = 0.028$ 人行道板: $0.85 \times 0.06 \times 2.50 = 0.13$ 铺面砖: $0.85 \times 0.02 \times 2.5 = 0.043$ 栏杆柱: $1.0 \times 0.18 \times 0.14 = 0.025$ 扶手: $2 \times 2.36 \times 0.08 \times 0.12 = 0.045$	23 25 25 25 25 18 25 25	$0.120 \times 23 = 2.76$ $0.069 \times 25 = 1.73$ $0.057 \times 25 = 1.43$ $0.028 \times 25 = 0.71$ $0.130 \times 25 = 3.19$ $0.043 \times 18 = 0.77$ $0.025 \times 25 = 0.63$ $0.045 \times 25 = 1.13$ $\Sigma = 12.35$

一侧人行道部分每2.5m长时重12.42kN, 1.0m长时重 $12.35/2.5 = 4.94\text{kN/m}$ 。按人行道板横向分布系数分摊至各梁的板重为:

$$1^*、(5^*)\text{梁: } \eta_{1\text{板}} = 0.441 \quad \eta_{1\text{板}} \cdot q = 0.441 \times 4.94 = 2.18\text{kN/m}$$

$$2^*、(4^*)\text{梁: } \eta_{2\text{板}} = 0.378 \quad \eta_{2\text{板}} \cdot q = 0.378 \times 4.94 = 1.87\text{kN/m}$$

3*梁: η_3 板 = 0.340 η_3 板 $\cdot q = 0.340 \times 4.94 = 1.68 \text{ kN/m}$

各梁的恒载汇总于表3-4。

(单位: kN/m)


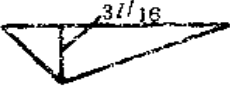
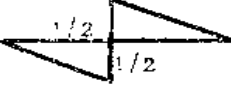
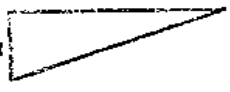
表3-4

梁 号	主 梁	横 梁	栏杆及人行道	铺 装 层	合 计
1 (5)	9.76	0.63	2.18	4.20	16.77
2 (4)	9.73	1.26	1.87	4.20	17.09
3	9.76	1.26	1.68	4.20	16.90

(2) 恒载内力计算

影响线面积计算见表3-5。

表3-5

项 目	计 算 图 式	影 响 线 面 积 ω_0
$M_{l/2}$		$\omega_0 = \frac{1}{4} l \cdot l \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \times 19.5^2 = 47.53$
$M_{l/4}$		$\omega_0 = \frac{3}{16} l \cdot l \cdot \frac{1}{2} = \frac{3}{32} \times 19.5^2 = 35.65$
$Q_{l/2}$		$\omega_0 = 0$
Q_0		$\omega_0 = \frac{1}{2} \cdot l \cdot \frac{1}{2} \times 19.5 = 9.75$

恒载内力计算见表3-6。

恒载内力计算表

表3-6

梁 号	$M_{l/2} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$			$M_{l/4} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$			$Q_0 \text{ (kN)}$		
	q	ω_0	$\sum \omega_0$	q	ω_0	$\sum \omega_0$	q	ω_0	$\sum \omega_0$
1 (5)	16.77	47.53	797.08	16.77	35.65	597.85	16.77	9.75	163.51
2 (4)	17.09	47.53	812.29	17.09	35.65	609.26	17.09	9.75	166.63
3	16.90	47.53	803.26	16.90	35.65	602.49	16.90	9.75	164.78

2. 活载内力

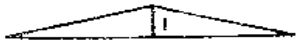

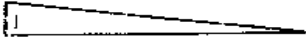
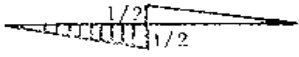
(1) 汽车荷载冲击系数

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - 19.5}{45 - 5} \times 0.3 = 1.191$$

(2) 等代荷载 p 及影响线面积。前者查《等代荷载》一书。计算见表3-7。

等代荷载 p 及影响线面积 ω_0 表 (p 单位 kN/m^2)

表3-7

项 目	影 响 线	顶点位置	$p_{\text{汽(汽-20)}}$	$p_{\text{挂(挂-100)}}$	ω_0
$M_{1/2}$		$\frac{l}{2}$ 处	26.50	75.23	47.53
$M_{1/4}$		$\frac{l}{4}$ 处	27.30	80.13	35.65
Q_0		支点处	29.55	85.75	9.75
$Q_{1/2}$		$\frac{l}{2}$ 处	51.28	137.81	2.438

人群荷载 (每延米) $p_{\text{人}}$:

$$p_{\text{人}} = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ kN/m}$$

(3) 活载弯矩计算 (表3-8至表3-10)

汽-20产生的弯矩 (单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

表3-8

梁 号	内 力	η (1)	$1+\mu$ (2)	p (3)	ω_0 (4)	内 力 值 (1) \times (2) \times (3) \times (4)
1	$M_{1/2}$	0.504	1.191	26.50	47.53	756.06
	$M_{1/4}$	0.504	1.191	27.30	35.65	581.20
2	$M_{1/2}$	0.455	1.191	26.50	47.53	682.55
	$M_{1/4}$	0.455	1.191	27.30	35.65	527.41
3	$M_{1/2}$	0.409	1.191	26.50	47.53	613.53
	$M_{1/4}$	0.409	1.191	27.30	35.65	474.09

挂-100产生的弯矩 (单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

表3-9

梁 号	内 力	η (1)	p (2)	ω_0 (3)	内 力 值 (1) \times (2) \times (3)
1	$M_{1/2}$	0.313	75.25	47.53	1119.49
	$M_{1/4}$	0.313	80.13	35.65	891.13
2	$M_{1/2}$	0.261	75.25	47.53	933.50
	$M_{1/4}$	0.261	80.13	35.65	745.58
3	$M_{1/2}$	0.215	75.25	47.53	768.98
	$M_{1/4}$	0.215	80.13	35.65	614.18

弯矩组合: 按第4.1.2条规定, 荷载组合及荷载安全系数采用:

1.2恒载内力 + 1.4 (汽车 + 人群) 内力

1.2恒载内力 + 1.1挂车内力

弯矩提高系数的计算见表3-11, 弯矩组合见表3-12。

由表3-12可知: 弯矩由1号梁控制设计 (挂车组合)。

人群产生的弯矩 (单位: kN·m)

表3-10

梁 号	内 力	η (1)	p (2)	ω_0 (3)	内 力 值 (1) \times (2) \times (3)
1	$M_{1/2}$	0.620	2.25	47.53	66.30
	$M_{1/4}$	0.620	2.25	35.65	49.73
2	$M_{1/2}$	0.391	2.25	47.53	41.81
	$M_{1/4}$	0.391	2.25	35.65	31.36
3	$M_{1/2}$	0.342	2.25	47.53	36.57
	$M_{1/4}$	0.342	2.25	35.65	27.43

弯矩提高系数计算表

表3-11

梁号	内 力	汽—20: $\frac{\text{汽} + \text{汽} + \text{人群}}{\text{恒} + \text{汽} + \text{人群}} \times 100\%$	提高系数
1*	$M_{1/2}$	$\frac{756.06}{797.08 + 756.06 + 66.30} \times 100\% = 47\%$	3 %
	$M_{1/4}$	$\frac{584.20}{597.85 + 584.20 + 49.73} \times 100\% = 47\%$	3 %
2*	$M_{1/2}$	$\frac{682.55}{812.29 + 682.55 + 41.81} \times 100\% = 44\%$	3 %
	$M_{1/4}$	$\frac{527.41}{609.26 + 527.41 + 31.36} \times 100\% = 45\%$	3 %
3*	$M_{1/2}$	$\frac{613.55}{803.26 + 613.55 + 36.57} \times 100\% = 42\%$	3 %
	$M_{1/4}$	$\frac{474.09}{602.49 + 474.09 + 27.43} \times 100\% = 43\%$	3 %
梁号	内 力	挂—100: $\frac{\text{挂}}{\text{恒} + \text{挂}} \times 100\%$	提高系数
1*	$M_{1/2}$	$\frac{1119.49}{797.08 + 1119.49} \times 100\% = 58\%$	2 %
	$M_{1/4}$	$\frac{891.13}{597.85 + 891.13} \times 100\% = 60\%$	2 %
2*	$M_{1/2}$	$\frac{933.50}{812.29 + 933.50} \times 100\% = 53\%$	2 %
	$M_{1/4}$	$\frac{745.58}{609.26 + 745.58} \times 100\% = 55\%$	2 %
3*	$M_{1/2}$	$\frac{768.98}{803.26 + 768.98} \times 100\% = 49\%$	2 %
	$M_{1/4}$	$\frac{614.18}{602.49 + 614.18} \times 100\% = 50\%$	2 %

(4)活载剪力计算: 计算活载剪力应计入横向分布系数 η 沿桥跨变化的影响。通常分两步进行, 先按跨中的 η 由等代荷载计算跨中剪力; 再用支点剪力荷载横向分布系数 η' , 并考虑支点至 $l/4$ 为直线变化来计算支点剪力。

a. 跨中剪力 $Q_{1/2}$ 计算 (见表3-13至表3-15)

b. 支点剪力 Q_0 计算 (见表3-16至表3-18)

剪力的荷载横向分布系数为:

弯矩组合表 (单位: kN·m)

表3-12

梁号	内力	恒载 (1)	人群 (2)	汽车 (3)	挂车 (4)	1.2恒+1.4 (汽+人) (5)	汽-20 提高系数 (6)	汽车组合 ⑤×⑥ (7)	1.2恒+1.1 活 (8)	挂-100 提高系数 (9)	挂车组合 ⑧×⑨ (10)	采用值
1	$M_{1/2}$	797.03	66.30	756.06	1119.45	2107.83	1.03	2171.03	2187.94	1.02	2231.69	2231.69
	$M_{1/4}$	597.81	49.73	584.20	891.13	1604.92	1.03	1653.07	1637.66	1.02	1731.62	1731.62
2	$M_{1/2}$	812.29	41.81	682.55	933.50	1988.83	1.03	2048.52	2001.69	1.02	2041.63	2041.63
	$M_{1/4}$	609.26	31.36	527.41	745.58	1513.39	1.03	1558.79	1551.25	1.02	1582.28	1582.28
3	$M_{1/2}$	803.26	36.57	613.55	768.98	1874.08	1.03	1930.30	1809.79	1.02	1845.99	1930.30
	$M_{1/4}$	602.49	27.43	474.09	614.18	1425.12	1.03	1467.87	1398.59	1.02	1426.56	1467.87

汽-20产生的跨中剪力 $Q_{1/2}$ (单位: kN)

表3-13

梁号	内力	η (1)	p (2)	ω_0 (3)	$1+\mu$ (4)	内力值: (1)×(2)×(3)×(4)
1	$Q_{1/2}$	0.504	51.28	2.438	1.191	75.05
2	$Q_{1/2}$	0.455	51.28	2.438	1.191	67.75
3	$Q_{1/2}$	0.409	51.28	2.438	1.191	60.90

挂-100产生的跨中剪力 (单位: kN)

表3-14

梁号	内力	η (1)	p (2)	ω_0 (3)	内力值: (1)×(2)×(3)
1	$Q_{1/2}$	0.313	137.81	2.438	105.16
2	$Q_{1/2}$	0.261	137.81	2.438	87.69
3	$Q_{1/2}$	0.215	137.81	2.438	72.24

人群荷载产生的跨中剪力 (单位: kN)

表3-15

梁号	内力	η (1)	p (2)	ω_0 (3)	内力值: (1)×(2)×(3)
1	$Q_{1/2}$	0.620	2.25	2.438	3.40
2	$Q_{1/2}$	0.391	2.25	2.438	2.14
3	$Q_{1/2}$	0.342	2.25	2.438	1.88

①支点处按杠杆法计算的 η' ;

② $l/4 \sim \frac{3l}{4}$ 按跨中弯矩的横向分布系数 η (同前);

③支点 $\sim l/4$ 在 η 和 η' 间按直线变化。

支点剪力计算式为:

$$Q_0 = (1 + \mu) \sum \eta_{活i} \cdot y_i \cdot p_i$$

式中: $\eta_{活i}$ ——相应于某集中活载作用处的横向分布图纵坐标;

y_i ——相应于某集中活载作用处的剪力影响线图坐标;

p_i ——相应的某集中活载的数值。

人群均布荷载产生的支点剪力计算式为：

$$Q_{0人} = \eta_{人} \omega_{人} + p$$

式中：
$$p = \frac{11q_{人}}{12} \times \frac{L}{4} \times \frac{\eta'_{人} - \eta_{人}}{2} = \frac{11L}{96} (\eta'_{人} - \eta_{人}) q_{人}$$

$\eta_{人}$ ——跨中横向分布系数；

$\eta'_{人}$ ——支点处横向分布系数。

梁端剪力计算图式及剪力计算：

汽-20作用下如图3-9。

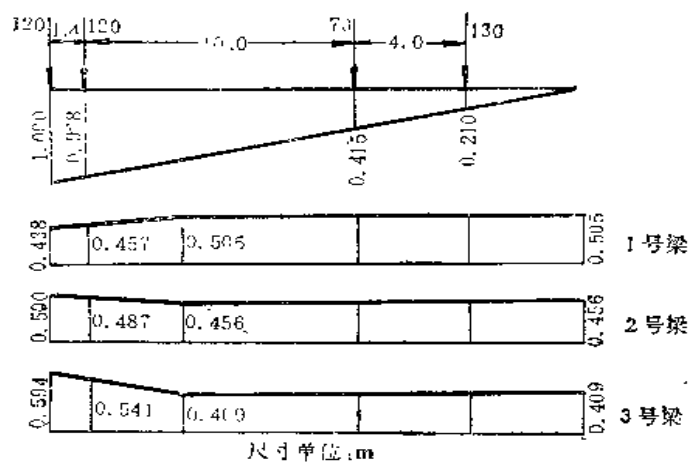


图 3-9

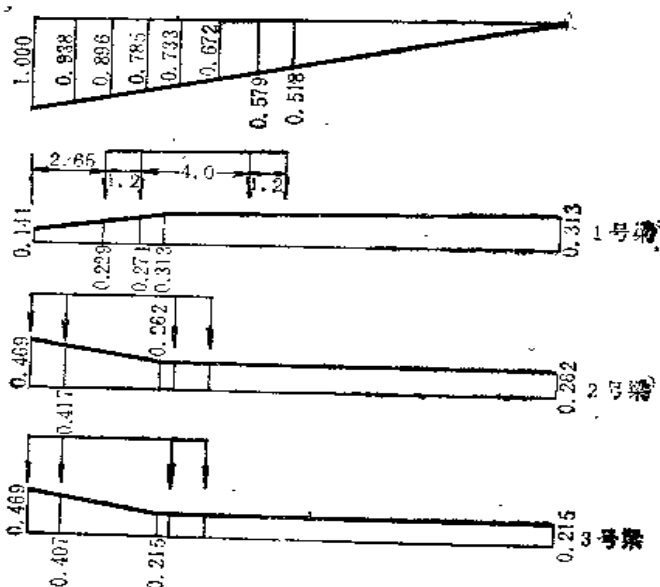


图 3-10

汽-20级产生的支点剪力计算表 (单位: kN)

表3-16

梁 号	$1+\mu$	$\sum \eta_i y_i p_i$	内 力 值 ($1+\mu$) $\sum \eta_i y_i p_i$
1	1.191	$120 \times (1.0 \times 0.438 + 0.928 \times 0.457) + 70 \times 0.415 \times 0.505 + 130 \times 0.21 \times 0.505 = 131.90$	157.09
2	1.191	$120 \times (1.0 \times 0.5 + 0.928 \times 0.487) + (70 \times 0.415 + 130 \times 0.21) \times 0.456 = 139.93$	166.65
3	1.191	$120 \times (1.0 \times 0.594 + 0.928 \times 0.541) + (70 \times 0.415 + 130 \times 0.21) \times 0.409 = 154.57$	184.10

挂-100作用下 (图3-10)：计算支点剪力应注意1号梁的特殊情况。即 p 往支端放置，虽影响线纵标较大，但其相应的横向分布系数较小； p 由支点向跨中方向移动，就出现相反情况，因此，一般难以直观地得出 $\sum \eta_i y_i$ 的最大值时活载位置；可用试算法，就是从支点起，每移动一定距离算出一个 $\sum \eta_i y_i$ ，然后取一个最大的作为所求的最大值；也可先把 η 图和 y 图相乘，得出 $\eta \cdot y$ 图，然后再在 $\eta \cdot y$ 图上加活载，求得最大值。本例用前一种方法。

人群荷载作用下如图3-11。

c. 剪力组合：按第4.1.2条规定，剪力提高系数计算如表3-19。剪力组合见表3-20。

由表3-20可知：剪力以2号梁控制设计。

挂-100级产生的支点剪力计算表 (单位: kN)

表3-17

梁 号	P	$\sum Q_i$	内 力 值 $P \times \sum \eta_i y_i$
1	250	$0.896 \times 0.229 + 0.785 \times 0.271 + (0.579 + 0.518) \times 0.313 = 0.761$	190.25
2	250	$1.0 \times 0.469 + 0.938 \times 0.417 + (0.733 + 0.672) \times 0.262 = 1.238$	307.00
3	250	$1.0 \times 0.469 + 0.938 \times 0.407 + (0.733 + 0.672) \times 0.215 = 1.163$	291.25

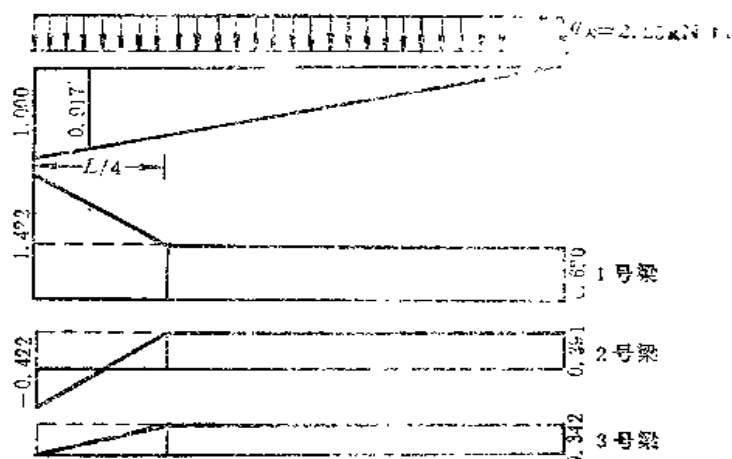


图 3-11

人群荷载产生的支点剪力计算表 (单位: kN)

表3-18

梁 号	1	2	3
公 式	$Q_{0人} = \eta_{人} \cdot \omega_{人} \cdot q_{人} + P$	$P = \frac{L}{8} (\eta'_{人} - \eta_{人}) q_{人} \times 0.917$	
计算值	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.620 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (1.422 - 0.620) \times 2.25 \times 0.917 = 17.63$	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.391 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (-0.422 - 0.391) \times 2.25 \times 0.917 = 4.49$	$\frac{1}{2} \times 19.5 \times 0.342 \times 2.25 + \frac{1}{8} \times 19.5 (0 - 0.342) \times 2.25 \times 0.917 = 5.78$

剪力提高系数计算表 (单位: kN)

表3-19

梁 号	内 力	汽-20: $\frac{\text{汽}}{\text{汽} + \text{汽} + \text{人群}} \times 100\%$	提高系数
1	Q_0	$\frac{157.09}{161.75 + 157.09 + 17.63} \times 100\% = 48.7\%$	1.14
	$Q_{1/2}$	$\frac{75.95}{0 + 75.95 + 3.40} \times 100\% = 35.7\%$	0
2	Q_0	$\frac{166.65}{161.68 + 166.65 + 4.49} \times 100\% = 49.6\%$	1.14
	$Q_{1/2}$	$\frac{67.75}{0 + 67.75 + 2.14} \times 100\% = 96.0\%$	0
3	Q_0	$\frac{184.10}{162.83 + 184.10 + 5.78} \times 100\% = 52.2\%$	0
	$Q_{1/2}$	$\frac{65.80}{0 + 65.80 + 1.88} \times 100\% = 97.0\%$	0

续表3-19

梁 号	内 力	恒+100% 恒+挂	提高系数
1	Q_0	$\frac{190.25}{161.56+190.25} \times 100\% = 54.1\%$	2%
	$Q_{1/2}$	$\frac{109.16}{0+109.16} \times 100\% = 100\%$	3%
2	Q_0	$\frac{307.00}{161.68+307.00} \times 100\% = 65.1\%$	3%
	$Q_{1/2}$	$\frac{87.67}{0+87.67} \times 100\% = 100\%$	3%
3	Q_0	$\frac{288.25}{162.83+288.25} \times 100\% = 63.9\%$	3%
	$Q_{1/2}$	$\frac{72.24}{0+72.24} \times 100\% = 100\%$	3%

内力组合表 (单位: kN)

表3-20

梁 号	内 力	恒载 ①	人群 ②	汽-车 ③	托车 ④	1.2恒+1.4 (汽+人) ⑤	提高系数 ⑥	汽车组合 ⑤×⑥ ⑦	1.2恒+ 1.1挂 ⑧	提高系数 ⑨	汽车组合 ⑧×⑨ ⑩	采用值
1	Q	63.51	17.03	157.09	190.25	440.82	1.03	454.04	405.49	1.02	413.60	454.04
	$Q_{1/2}$	0	1.4	75.05	109.16	109.83	1.00	109.83	115.68	1.03	119.15	119.15
2	Q	166.6	4.11	166.63	307.00	439.55	1.03	452.74	537.66	1.03	553.79	553.79
	$Q_{1/2}$	0	2.14	67.75	87.63	97.85	1.00	97.85	96.46	1.03	99.35	99.35
3	Q	164.78	5.78	184.10	288.25	463.57	1.00	463.57	514.81	1.03	530.26	530.26
	$Q_{1/2}$	0	1.88	60.90	72.24	87.89	1.00	87.89	73.46	1.03	81.85	87.89

(三) 截面设计、配筋及验算

1. 配置主筋: 由弯矩组合表3-12可知, 1号梁 M 值为最大, 考虑到施工方便, 偏安全地一律按1号梁计算弯矩进行配筋。主梁截面尺寸如图3-12。

设钢筋净保护层为3cm, 钢筋重心至底边距离 $a = 10.5\text{cm}$, 则主梁有效高度 $h_0 = h - a = 130 - 10.5 = 119.5\text{cm}$ 。

已知1号梁跨中弯矩 $M = 2231.69\text{kN}\cdot\text{m}$, 按第4.1.7条公式(4.1.7-3):

$$M \leq \frac{1}{\gamma_c} \left[R_a \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) \right] + \frac{1}{\gamma_s} R'_a A'_s (h_0 - a'_s)$$

式中: A'_s ——受压区钢筋, $A'_s = 0$;

γ_c ——混凝土安全系数, $\gamma_c = 1.25$;

R_a ——混凝土抗压设计强度, 25号混凝土 $R_a = 14.5\text{MPa}$;

b ——T形截面腹板厚度 $b = 0.18\text{m}$;

b'_i ——T形截面受压区翼缘板计算宽度, $b'_i = 1.58\text{m}$;

γ_s ——钢筋安全系数, 取1.25。

$$2231.69 \leq \frac{1}{1.25} \left[11.5 \times 10^3 \times 0.18x \left(1.195 - \frac{x}{2} \right) + 14.5 \times 10^3 (1.58 - 0.18) \times 0.11 \left(1.195 - \frac{0.11}{2} \right) \right]$$

$$x^2 - 2.3900x + 0.1870 = 0$$

求解得到 $x = 0.081\text{m} < 0.11\text{m}$ 。按第4.1.6条:

$$R_g A_g = R_a \cdot b \cdot x$$

$$340 \times A_g = 14.5 \times 1.58 \times 0.081$$

$$A_g = \frac{14.5 \times 1.58 \times 0.081}{340} = 5.458 \times 10^{-3} (\text{m}^2) = 54.58 \text{cm}^2$$

选用8 Φ 32和2 Φ 20钢筋:

$$A_g = 64.34 + 6.28 = 70.62 \text{cm}^2 < 54.58 \text{cm}^2$$

钢筋布置如图3-12所示。钢筋重心位置 y' 为:

$$y' = \sum a_{gi} y_i / \sum a_{gi}$$

$$= \left[3.142 \left(4 \times 3.45 + \frac{2 \times 2}{2} \right) + 8.043 (3.5 \times 3.45 + 2.5 \times 3.45 + 1.5 \times 3.45 + 0.5 \times 3.45) \right] + (3.142 + 4 \times 8.043) \\ = \frac{268.78}{35.31} = 7.63 \text{cm}$$

实际有效高度:

$$h_0 = h - a - y' = 130 - 3 - 7.63 = 119.4 \text{cm}$$

按第6.2.15条要求, 含筋率 μ 满足规范要求。

$$\mu = A_g / b h_0 = 70.62 / 1.58 \times 119.40 = 0.37\% > 0.15\%$$

2. 截面强度验算: 按截面配筋值 x 为:

$$x = R_g \cdot A_g / R_a \cdot b$$

$$= 70.62 \times 340 / (11.5 \times 158) = 10.48 \approx 10.5 \text{cm}$$

截面抗弯强度 M_p 为:

$$M_p = R_a \times b \times x \times \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 11.5 \times 10^3 \times 1.58 \times 0.105 \times \left(1.194 - \frac{0.105}{2} \right)$$

$$= 2745.94 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p / 1.25 = 2196.75 \text{kN} \cdot \text{m} < M = 2231.69 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{\Delta M}{M} = \frac{2231.69 - 2196.75}{2231.69} = 0.0157 \text{即} 1.57\%$$

小于5%, 满足规范要求。

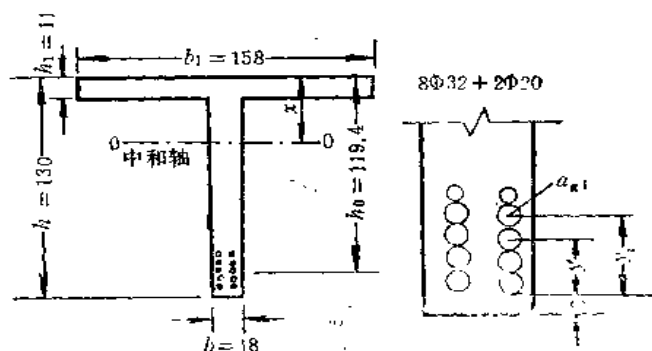


图 3-12

即

3. 斜筋配置：由表3-20可知，剪力以2号梁为最大，为偏安全计，一律用2号梁数值。

$$Q_0 = 553.79 \text{ kN}$$

$$Q_{\frac{1}{2}} = 99.35 \text{ kN}$$

假定有2Φ32通过支点。按第6.2.13条的构造要求：

$$a = \frac{1}{2} \times 3.45 + 3 = 4.73 \text{ cm}$$

$$h_0 = h - a = 130 - 4.73 = 125.27 \text{ cm}$$

根据第4.1.12条规定，构造要求需满足

$$Q_j \leq 0.051 \sqrt{R} \cdot b \cdot h_0$$

$$0.051 \sqrt{R} b h_0 = 0.051 \times \sqrt{25} \times 18 \times 125.27$$

$$= 574.99 \text{ kN} > Q_j = 553.79 \text{ kN} \text{ (满足)}$$

按第4.1.13条规定：

$$0.038 R_1 b h_0 = 0.038 \times 1.55 \times 18 \times 125.27$$

$$= 132.81 \text{ kN} < Q_j = 553.79 \text{ kN}$$

应进行斜截面抗剪强度计算。

(1) 斜截面配筋的计算图式。按第4.1.14条规定：

① 最大剪力取用距支座中心 $\frac{h}{2}$ (梁高一半) 处截面的数值，其中混凝土与箍筋共同承担60%；弯起钢筋 (按45°弯起) 承担40%；

② 计算第一排 (从支座向跨中计算) 弯起钢筋时，取用距支座中心 $\frac{h}{2}$ 处由弯起钢筋承担的那部分剪力值；

③ 计算以后每一排弯起钢筋时，取用前一排弯起钢筋弯起点处由弯起钢筋承担的那部分剪力值。

弯起钢筋配置计算图式如图3-13。

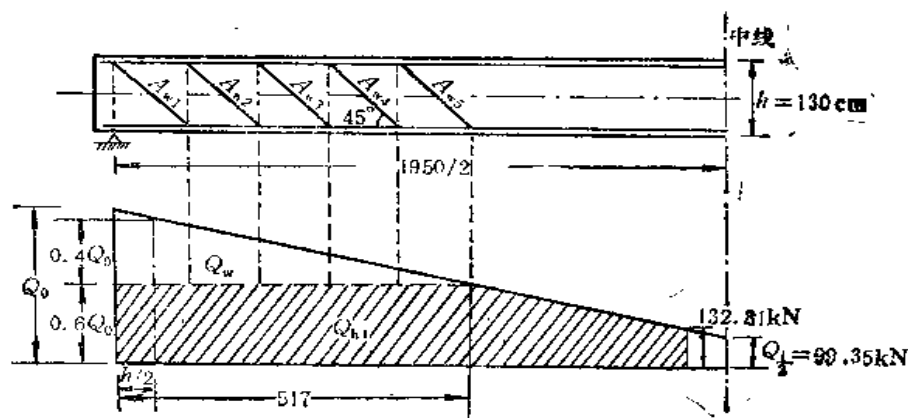


图3-13 (尺寸单位: cm)

由内插可得 $Q_{\frac{h}{2}} = 514.62 \text{ kN}$, 其中:

$$Q_{Lk} = 0.6 \times Q_{\frac{h}{2}} = 0.6 \times 514.62 = 308.75 \text{ kN}$$

$$Q_w = 0.4 \times Q_{\frac{h}{2}} = 0.4 \times 514.62 = 205.88 \text{ kN}$$

相应各排弯起钢筋位置与承担的剪力值见表3-21。

(2) 各排弯起钢筋的计算: 按第4.1.10条规定, 与斜截面相交的弯起钢筋的抗剪能力(kN), 按下式计算:

$$Q_w = 0.06 R_{gw} \sum A_w \sin \alpha$$

式中: R_{gw} ——弯起钢筋的抗拉设计强度(MPa);

A_w ——在一个弯起钢筋平面内的弯起钢筋的总面积(cm^2);

α ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角。

已知本示例用 $R_{gw} = 340 \text{ MPa}$, $\alpha = 45^\circ$, 故相应于各排弯起钢筋的面积为:

$$A_{wi} = Q_{wi} / 0.06 R_{gw} \cdot \sin \alpha$$

$$0.06 \times 340 \times 0.707 = 14.423$$

$$A_{w1} = 205.85 / 14.423 = 14.272 \text{ cm}^2$$

$$\text{弯起 } 2\Phi 32 \quad A_{w1}' = 16.086 \text{ cm}^2 > A_{w1}$$

$$A_{w2} = 180.83 / 14.423 = 12.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{弯起 } 2\Phi 32 \quad A_{w2}' = 16.086 \text{ cm}^2 > A_{w2}$$

$$A_{w3} = 130.72 / 14.423 = 9.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{弯起 } 2\Phi 32 \quad A_{w3}' = 16.086 \text{ cm}^2 > A_{w3}$$

$$A_{w4} = 80.62 / 14.423 = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{弯起 } 2\Phi 20 \quad A_{w4}' = 6.28 \text{ cm}^2 > A_{w4}$$

$$A_{w5} = 30.52 / 14.423 = 2.12 \text{ cm}^2$$

为施工便利, 可增设 $2\Phi 14$ 辅助斜筋, $A_{w5}' = 3.08 \text{ cm}^2$ 。按第6.2.17条规定, 弯起钢筋的弯起点, 应设在按抗弯强度计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $h_0/2$ 外。本示例满足要求。

(3) 主筋弯起后正截面抗弯强度的校核: 计算每一弯起截面的抵抗弯矩时, 由于钢筋根数不同, 其钢筋的重心位置亦应不同, 则有效高度 h_0 大小不同。此处系估算, 可用同一数值, 其影响不会很大。

$2\Phi 32$ 钢筋的抵抗弯矩 M_1 为:

$$\begin{aligned} M_1 &= 2 R_g A_{g1} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= 2 \times 340 \times 10^3 \times 8.043 \times 10^{-4} \\ &\quad \times \left(1.194 - \frac{1}{2} \times 0.105 \right) = 624.31 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$2\Phi 20$ 钢筋的抵抗弯矩 M_2 为:

$$M_2 = 340 \times 10^3 \times 6.28 \times 10^{-4} \left(1.194 - \frac{0.105}{2} \right) = 243.73 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

跨中截面的总的钢筋抵抗弯矩 ΣM 为:

$$\Sigma M = 340 \times 10^3 \times 70.62 \times 10^{-4} \left(1.194 - \frac{0.105}{2} \right) = 2740.83 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

全梁承载能力校核见图3-14。

表3-21

斜筋排次	弯起点距支座中心距离 (m)	承担的剪力值 Q_{wi} (kN)
1	1.2	205.85
2	2.3	180.83
3	3.4	120.72
4	4.5	80.62
5	5.6	30.52

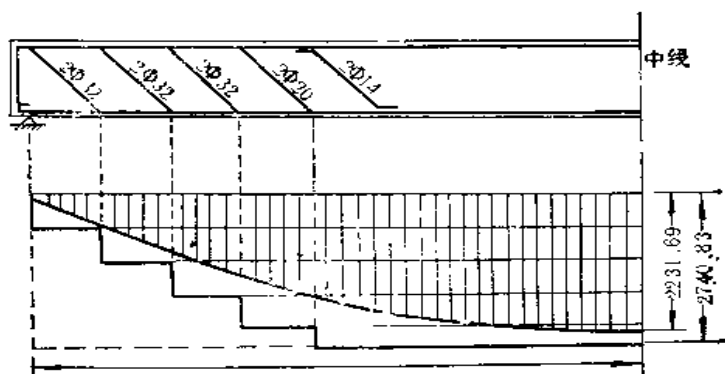


图 3-14

4. 箍筋配置: 按第4.1.14条规定, 箍筋间距的计算公式为:

$$S_k = \frac{0.0033(2+p)\sqrt{R}}{(Q'_i)^2} \frac{A_k R_{gk} b h_0^2}{(cm)}$$

式中: Q'_i ——为距支座中心 $\frac{h}{2}$ 处截面上的计算剪力;

p ——斜截面内纵向受拉主筋的配筋率, $p = 100\mu$, $\mu = A_g/bh_0$;

A_k ——同一截面上箍筋的总截面面积;

R_{gk} ——箍筋的抗拉设计强度。

选用2Φ8双肢箍筋 (I级钢筋的 $R_{gk} = 240\text{MPa}$), 则面积 $A_k = 1.006\text{cm}^2$; 距支座中心

$\frac{h}{2}$ 处的主筋为2Φ32, $A_g = 16.086\text{cm}^2$; $h_0 = 130 - 3 - \frac{d}{2} = 130 - 3 - \frac{3.45}{2} = 125.28\text{cm}$;

$\mu = A_g/bh_0 = \frac{16.086}{18 \times 125.28} = 7.13 \times 10^{-3}$; $p = 100\mu = 0.713$; 计算剪力 $Q'_s = 514.62\text{kN}$ 。代

入上式, 可得:

$$S_{k0} = \frac{0.0033(2+0.71)\sqrt{25} \times 1.006 \times 240 \times 18 \times (125.28)^2}{(514.62)^2} = 11.52\text{cm}$$

选用 $S_{k0} = 10\text{cm}$ 。

跨中截面处, $A_g = 70.62\text{cm}^2$, 则

$$p = 100\mu = 100 \times \frac{70.62}{18 \times 119.4} = 3.286$$

$$S_{k\frac{l}{2}} = \frac{0.00122(2+3.286)\sqrt{25} \times 1.006 \times 240 \times 18 \times (119.4)^2}{(99.71)^2} = 200\text{cm}$$

选用 $S_{k\frac{l}{2}} = 20\text{cm}$ (按构造要求配置)。

距支座中心2.3m处, $A_g = 32.172\text{cm}^2$, $p = 1.447$; $h_0 = 130 - 3 - 3.45 = 123.55\text{cm}$;

$$S_{k(2.3)} = \frac{0.0033(2+1.447)\sqrt{25} \times 1.006 \times 240 \times 18 \times (123.55)^2}{(514.62)^2} = 14.25\text{cm}$$

距支座中心4.5m处, $A_g = 64.342\text{cm}^2$, $p = 2.976$; $h_0 = 130 - 3 - 2 \times 3.45 = 120.1\text{cm}$;

$$S_{k(4,5)} = \frac{0.0033(2 + 2.976)\sqrt{25} \times 1.006 \times 240 \times 18 \times (120.1)^2}{(514.62)^2} = 19.43\text{cm}$$

综上所述, 全梁箍筋的配置为 $2\phi 8$ 双肢箍筋; 由支点至距支座中心 2.3m 处, S_k 为 10cm ; 由距支座中心 2.3m 至 4.5m 处, S_k 为 15cm ; 由 4.5m 至 $\frac{l}{2}$ 处, S_k 为 20cm 。

则配箍率 $\mu_k = A_k/bS_k$ 分别为:

$$\text{当 } S_k = 10\text{cm} \text{ 时 } \mu_k = 1.006/18 \times 10 = 0.0056$$

$$\text{当 } S_k = 20\text{cm} \text{ 时 } \mu_k = 1.006/18 \times 20 = 0.0028$$

均大于规范规定的最小配箍率 $0.0010 \sim 0.0018$ 。

5. 斜截面抗剪强度验算: 按第4.1.9条规定, 斜截面抗剪强度验算位置为:

(1) 距支座中心 $h/2$ (梁高一半) 处截面;

(2) 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面, 以及锚于受拉区的纵向主筋开始不受力处的截面;

(3) 箍筋数量或间距有改变处的截面;

(4) 受弯构件腹板宽度改变处的截面。

据此, 本示例斜截面抗剪强度的验算截面如图3-15所示。即有:

a. 距支座 $h/2$ 处截面1-1, 相应的 $Q = 464.66\text{kN}$, $M = 740\text{kN}\cdot\text{m}$

b. 距支座中心 1.2m 处截面2-2 (弯起钢筋弯起点), 相应的 $Q = 439.19\text{kN}$, $M = 950\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

c. 距支座中心 2.3m 处截面3-3 (弯起点及箍筋间距变化处), 相应的 $Q = 388.25\text{kN}$, $M = 1380\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

d. 距支座中心 3.4m 处截面4-4 (弯起点), 相应的 $Q = 337.31\text{kN}$, $M = 1700\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

e. 距支座中心 4.5m 处截面5-5 (弯起点及箍筋间距变化处), 相应的 $Q = 286.36\text{kN}$, $M = 1930\text{kN}\cdot\text{m}$

应注意的是: 此时的 Q 、 M 为计算的通过斜截面顶端正截面内的最大剪力(kN)和相应于上述最大剪力时的弯矩。最大剪力在计算出 C 值后, 可内插求得; 相应的弯矩可从按比例绘制的弯矩图上量取。

按第4.1.10条规定: 受弯构件配有箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面抗剪强度验算公式为:

$$Q_d \leq Q_{hk} + Q_w \quad (\text{kN})$$

式中: Q_{hk} ——斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪能力(kN), 按下式计算:

$$Q_{hk} = 0.0349bh_0\sqrt{(2+p)\sqrt{R}} \cdot \mu_k R_{gk}$$

μ_k ——箍筋的配筋率, $\mu_k = A_k/b \cdot s_k$

Q_w ——与斜截面相交的弯起钢筋的抗剪能力(kN), 按下式计算:

$$Q_w = 0.06R_{gw}\Sigma A_w \sin\alpha$$

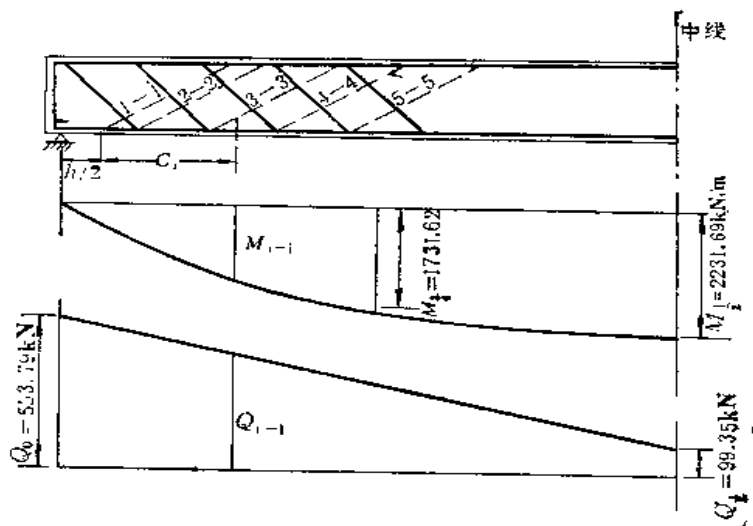


图 3-15

斜截面水平投影长度 C 按下式计算:

$$C = 0.6mh_0$$

式中: m ——斜截面顶端正截面处的剪跨比, $m = \frac{M}{Qh_0}$, 当 $m > 3$ 时, 取 $m = 3$; 为了简化

计算可近似地取 C 值为:

$$C \approx h_0 \text{ (} h_0 \text{ 可用平均值), 即}$$

$$C = (125.28 + 119.40) \cdot \frac{1}{2} = 122.34 \text{ cm}$$

由 C 值可内插求得各斜截面顶端处的最大剪力和相应地弯矩。

斜截面 1-1: 截割两组弯起钢筋, 则纵向钢筋的含筋率 $p = 100\mu = 100 \frac{16.086}{18 \times 122.34} =$

0.73; $\mu_k = 0.0056$;

$$Q_{hk1} = 0.0349 \times 18 \times 122.34 \sqrt{(2 + 0.73) \sqrt{25} \times 0.0056 \times 240} = 329.18 \text{ kN}$$

$$Q_{w1} = 0.06 \times 340 \times 16.086 \times 0.707 = 232.01 \text{ kN}$$

$$Q_{hk1} + Q_{w1} = 561.19 \text{ kN} > Q_1 = 464.66 \text{ kN}$$

斜截面 2-2: 截割两组弯起钢筋, $p = 100 \frac{16.086}{18 \times 122.34} = 0.73$, $\mu_k = 0.0042$; 则:

$$Q_{hk2} = 0.0349 \times 18 \times 122.34 \sqrt{(2 + 0.73) \sqrt{25} \times 0.0042 \times 240} = 285.08 \text{ kN}$$

$$Q_{w2} = 0.06 \times 340 \times 16.086 \times 0.707 = 232.01 \text{ kN}$$

$$Q_{hk2} + Q_{w2} = 517.09 \text{ kN} > Q_2 = 439.19 \text{ kN}$$

斜截面 3-3: 截割两组弯起钢筋, $p = 100 \times \frac{32.172}{18 \times 122.34} = 1.46$, $\mu_k = 0.0042$; 则

$$Q_{hk3} = 0.0349 \times 18 \times 122.34 \sqrt{(2 + 1.46) \sqrt{25} \times 0.0042 \times 240} = 320.94 \text{ kN}$$

$$Q_{w3} = 232.01 \text{ kN}$$

$$Q_{hk3} + Q_{w3} = 552.95 \text{ kN} > Q_3 = 388.25 \text{ kN}$$

斜截面 4-4: $p = 100 \times \frac{48.258}{18 \times 122.34} = 2.19$, $\mu_k = 0.0028$;

$$Q_{hk4} = 0.0349 \times 18 \times 122.34 \sqrt{(2 + 2.19) \sqrt{25} \times 0.0028 \times 240} = 288.37 \text{ kN}$$

$$Q_{w4} = 0.06 \times 340 \times 0.36 \times 0.707 = 135 \text{ kN}$$

$$Q_{hk4} + Q_{w4} = 423.37 \text{ kN} > Q_4 = 337.31 \text{ kN}$$

斜截面 5-5: $p = 100 \times \frac{61.34}{18 \times 122.34} = 2.92$, $\mu_k = 0.0028$;

$$Q_{hk5} = 0.0349 \times 18 \times 122.34 \sqrt{(2 + 2.92) \sqrt{25} \times 0.0028 \times 240} = 312.48 \text{ kN}$$

$$Q_{w5} = 0.06 \times 340 \times 3.08 \times 0.707 = 44.42 \text{ kN}$$

$$Q_{hk5} + Q_{w5} = 356.90 \text{ kN} > Q_5 = 286.36 \text{ kN}$$

6. 斜截面抗弯强度验算: 钢筋混凝土梁斜截面抗弯强度不足而破坏的原因, 主要是由于受拉区纵向钢筋锚固不好或弯起钢筋位置不当而造成。根据设计经验, 如果纵向受拉钢

筋与弯起钢筋在构造上注意按规范构造要求配置，斜截面抗弯强度可以得到保证而不必进行验算。作为示例，现验算一个斜截面。

验算斜截面抗弯强度的位置，按第4.1.9条一、二、三规定选取。其最不利的斜截面按下式通过试算确定：

$$Q_j = \frac{1}{\gamma_s} (R_{gk} \cdot \Sigma A_k + R_{gw} \Sigma A_w \sin \alpha)$$

式中： Q_j ——按荷载计算通过斜截面顶端的正截面内相应于最大弯矩时的剪力；

γ_s ——钢筋安全系数，取 $\gamma_s = 1.25$ 。

一组（二根）弯起钢筋可承受的剪力：

$$\Phi 32 \text{ 时 } R_{gw} \cdot A_w \cdot \sin \alpha = 16.086 \times 340 \times 0.707 \times 10^{-1} = 386.68 \text{ kN}$$

$$\Phi 20 \text{ 时 } R_{gw} \cdot A_w \cdot \sin \alpha = 340 \times 6.28 \times 0.707 \times 10^{-1} = 150.96 \text{ kN}$$

一组（双肢）箍筋可承受的剪力：

$$R_{gk} \cdot A_k = 240 \times 1.006 \times 10^{-1} = 24.14 \text{ kN}$$

验算距支座中心 $h/2$ 处斜截面：箍筋间距为 10cm，若斜截面通过 6 根箍筋、1 组斜筋时（约距支座中心 1.2m）

$$Q = \frac{1}{1.25} (6 \times 24.14 + 386.68) = 425.22 \text{ kN} < Q_j = 514.6 \text{ kN}$$

若斜面通过 6 根箍筋 2 组斜筋时（约距支座中心 1.25m）

$$Q = \frac{1}{1.25} (144.84 + 2 \times 386.68) = 734.56 \text{ kN} > Q_j = 514.6 \text{ kN}$$

如图 3-16 所示，最不利的斜截面在 1.20 ~ 1.25m 间，此处最大计算弯矩 $M_j = 550 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

则

$$\begin{aligned} x &= (R_{gw} A_w \sin \alpha + R_g A_g) / (R_s \times b) \\ &= (340 \times 16.086 \times 0.707 + 340 \\ &\quad \times 16.086) / (14.5 \times 160) \\ &= 4.024 \text{ cm} \end{aligned}$$

按第 4.1.15 条规定

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_s} (R_g A_g Z_g + \Sigma R_{gw} A_w Z_w + \Sigma R_{gk} A_k Z_k)$$

$$\begin{aligned} &\leq \frac{1}{1.25} [340 \times 10^3 \times 16.086 \times 10^{-4} \times 1.233 + 340 \times 10^3 \times 16.086 \\ &\quad \times 10^{-4} \times 0.85 + 240 \times 10^3 \times 1.01 \times 10^{-4} (0.05 + 0.15 + 0.25 + 0.35 \\ &\quad + 0.45 + 0.55)] \leq \frac{1}{1.25} (674.36 + 464.89 + 43.63) \\ &= 946.31 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

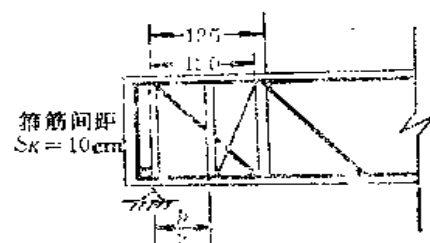


图 3-16

$$\text{式中： } Z_g = h_0 - \frac{x}{2} = 125.28 - \frac{4.024}{2} = 123.27 \text{ cm} = 1.233 \text{ m}；$$

$$Z_w = 0.707 \times 1.2 = 0.85 \text{ m}$$

斜截面抗弯强度满足设计要求。

(四) 裂缝宽度验算

按规范第4.2.5条的规定, 最大裂缝宽度按下式计算:

$$\delta_{f\max} = c_1 c_2 c_3 \frac{\sigma_g}{E_g} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\mu} \right) \quad (\text{mm})$$

式中: c_1 ——考虑钢筋表面形状系数, 取 $c_1 = 1.0$;

c_2 ——考虑荷载作用的系数, 长期荷载作用时, $c_2 = 1 + 0.5 \frac{N_0}{N}$, 其中 N_0 为长期

荷载下的内力, N 为全部使用荷载下的内力, 对荷载组合 I ($M_I = M_{\text{恒}} + M_{\text{汽}} +$

$M_{\text{人}}$), $c_2 = 1 + 0.5 \times \frac{797.08}{1619.44} = 1.246$; 对荷载组合 II ($M_{II} = M_{\text{恒}} + M_{\text{挂}}$),

$c_2 = 1 + 0.5 \times \frac{797.08}{1916.57} = 1.208$;

c_3 ——与构件形式有关的系数, 具有腹板的受弯构件 $c_3 = 1.0$;

d ——纵向受拉钢筋 A_g 的直径, 取 $d = 32\text{mm}$;

μ ——含筋率 $\mu = A_g / (bh_0 + (b_1 - b)h_i)$; 代入后 $\mu = 70.62 / [18 \times 119.4 + (160 - 18) \times 11] = 0.019$

σ_g ——受拉钢筋在使用荷载作用下的应力, 按下式计算: $\sigma_g = M / 0.87 A_g h_0$

组合 I 时: $\sigma_g = 1619.44 / 0.87 \times 70.62 \times 10^{-4} \times 1.194 = 22.08 \times 10^4 \text{kN/m}^2$

组合 II 时: $\sigma_g = 1916.57 / 0.87 \times 70.62 \times 10^{-4} \times 1.194 = 26.13 \times 10^4 \text{kN/m}^2$

E_g ——钢筋的弹性模量, II 级钢 $E_g = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$, 代入后可得到:

$$\begin{aligned} \text{组合 I 时: } \delta_{f\max} &= 1.0 \times 1.246 \times 1.0 \times \frac{22.08 \times 10^4}{2.0 \times 10^8} \left(\frac{30 + 32}{0.28 + 10 \times 0.019} \right) \\ &= 0.181 \text{mm} < [\delta_{f\max}] = 0.200 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{组合 II 时: } \delta_{f\max} &= 1.0 \times 1.208 \times 1.0 \times \frac{26.13 \times 10^4}{2.0 \times 10^8} \left(\frac{30 + 32}{0.28 + 10 \times 0.019} \right) \\ &= 0.208 \text{mm} < [\delta_{f\max}] = 0.250 \text{mm} \end{aligned}$$

满足规范第4.2.6条“在一般正常大气条件下, 钢筋混凝土受弯构件在荷载组合 I、荷载组合 II 作用下, 不超过最大裂缝宽度的要求”。但是, 还应满足规范第6.2.10条规定, 在梁腹高的两侧设置直径为 $\phi 8$ 的纵向钢筋, 以防止产生裂缝。若用 $4\phi 8$, 则 $A'_g = 2.012 \text{cm}^2$, $\mu' = A'_g / bh = 2.012 / 18 \times 130 = 0.00086$, 介乎 $0.0005 \sim 0.001$ 之间, 可行。

(五) 变形验算

按规范第4.2.2条规定, 钢筋混凝土受弯构件计算变形时的截面刚度: 对于简支梁等静定结构采用 $0.85 E_h I_{01}$, 其中 E_h 为混凝土的弹性模量 (取 $E_h = 2.85 \times 10^4 \text{MPa}$), I_{01} 为开裂截面的换算惯性矩。

$$I_{01} = n A_g (h_0 - x)^2 + \frac{1}{3} b_1 x^3 - \frac{1}{3} (b_1 - b) (x - t)^3$$

$$\begin{aligned}
&= 10 \times 70.62(119.40 - 35.8)^2 + \frac{1}{3} \times 160 \times 35.83 \\
&\quad - \frac{1}{3}(160 - 18) \times (35.8 - 11)^3 \\
&= 4935603.6 + 2447078 + 721974.95 \\
&= 8104656.6 \text{ cm}^4 \approx 0.081 \text{ m}^4
\end{aligned}$$

其中 x 值为 (翼缘板平均厚度 $t = 11 \text{ cm}$) :

$$-\frac{1}{2}b_1x^2 - \frac{1}{2}(b_1 - b)(x - t)^2 - nA_g(h_0 - x) = 0 \text{ 代入后}$$

$$0.18x^2 + 0.4536x - 0.1858 = 0 \text{ 解方程}$$

得到

$$x = 0.358 \text{ m} = 35.8 \text{ cm}$$

活载挠度计算: 汽车荷载不计冲击系数时

$$\begin{aligned}
f_{\text{汽}} &= \frac{5M_{\text{汽}}l_p^2}{48E_bI_{01} \times 0.85} = \frac{5 \times 634.81 \times 19.5^2}{48 \times 0.85 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.081} \\
&= 0.0128 \text{ m} = 1.28 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_{\text{挂}} &= \frac{5M_{\text{挂}}l_p^2}{48E_bI_{01} \times 0.85} = \frac{5 \times 1119.49 \times 19.5^2}{48 \times 0.85 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.081} \\
&= 0.0226 \text{ m} = 2.26 \text{ cm}
\end{aligned}$$

按规范第4.2.3条规定, 最大竖向挠度不应超过:

$$1) \text{ 梁式桥主梁跨中 } [f] = \frac{1}{600} L = \frac{1950}{600} = 3.25 \text{ cm} > 1.28 \text{ cm}$$

$$2) \text{ 挂车荷载可增加 } 20\%, \text{ 即 } 1.2[f] = 3.90 \text{ cm} > 2.27 \text{ cm}。$$

变形验算满足规范要求。

三、横梁的计算

(一) 横梁弯矩计算 (用 $C-M$ 法)

对于具有多根内横梁的桥梁, 由于主梁跨中处的横梁受力最大, 横梁跨中截面受力最不利, 故通常只要计算跨中横梁的内力, 其他横梁可偏安全地仿此设计。

从主梁计算已知 $\delta = 0.324$ 和 $\sqrt{\alpha} = 0.167$, 当 $f = 0$ 时, 查 $G-M$ 法用表并内插计算, 列入表3-22内。荷载位置从 0 到 $-b$ 间的各项数值均与 0 到 b 间数值对称, 故未列入表内。

表3-22

系数项 \ 荷载位置	b	$\frac{3b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b}{4}$	0
μ_0	-0.240	-0.120	-0.001	0.120	0.244
μ_1	-0.098	-0.040	0.028	0.110	0.217
$\mu_1 - \mu_0$	0.142	0.080	0.029	-0.010	-0.027
$(\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$	0.024	0.013	0.005	-0.002	-0.004
$\mu_s = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$	-0.216	-0.107	0.004	0.118	0.240

绘制横梁跨中截面的弯矩影响线，加载求 $\Sigma \mu_a$ (见图3-17)。

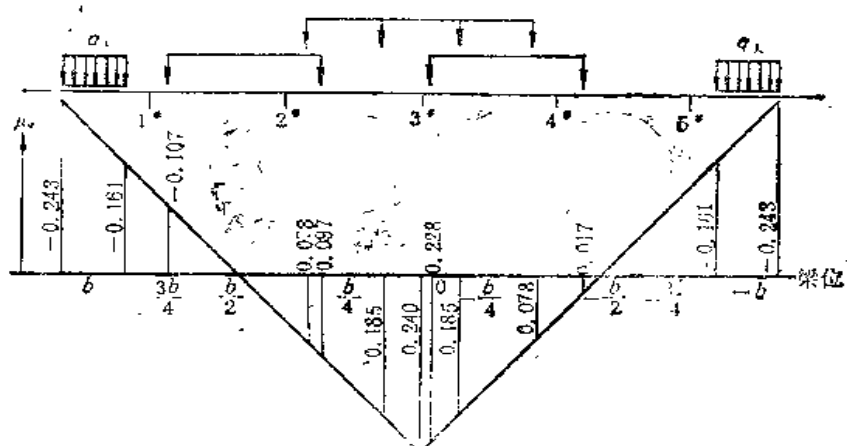


图 3-17

$$\Sigma \mu_{汽} = (-0.107 + 0.097) \times 2 = -0.020$$

$$\Sigma \mu_{汽} = (-0.107 + 0.097 + 0.228 + 0.017) = 0.235$$

$$\Sigma \mu_{挂} = (0.078 + 0.185) \times 2 = 0.526$$

$$\Sigma \mu_{人} = -0.243 + (-0.161) = -0.404$$

集中荷载换算成正弦荷载的峰值计算，可采用下式

$$p = -\frac{2}{L} \Sigma P_i \sin \frac{\pi x_i}{L}$$

式中： p ——正弦荷载的峰值；

L ——主梁计算跨径；

P_i ——集中荷载的数值；

x_i ——集中荷载 P_i 离支点的距离。

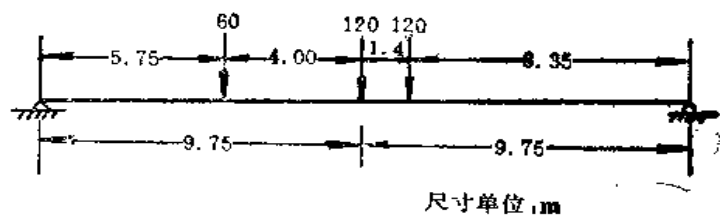


图 3-18

汽-20荷载的 $p_{汽}$ (图3-18)：

$$\begin{aligned} p_{汽} &= -\frac{2 \times 60}{19.5} \sin \frac{5.75}{19.5} \pi + \frac{2 \times 120}{19.5} \sin \frac{9.75}{19.5} \pi + \frac{2 \times 120}{19.5} \sin \frac{8.35}{19.5} \pi \\ &= 6.154 \sin 0.295\pi + 12.308 \sin 0.5\pi + 12.308 \sin 0.428\pi \\ &= 6.154 \times 0.800 + 12.308(1 + 0.975) \\ &= 4.923 + 24.308 = 29.23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

挂-100荷载的 $p_{挂}$ (图3-19)：

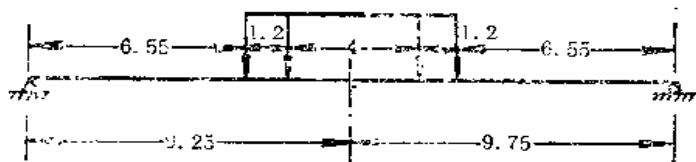
$$\begin{aligned} p_{挂} &= \frac{2 \times 250}{19.5} \times \left(\sin \frac{6.55}{19.5} \pi + \sin \frac{7.75}{19.5} \pi \right) 2 \\ &= 25.641 \times (\sin 0.336\pi + \sin 0.397\pi) \times 2 \\ &= 51.282 \times (0.870 + 0.918) = 93.23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

人群荷载产生的 $p_{人}$ ：

$$p_{人} = -\frac{2q_{人}}{L} \int_0^L \sin \frac{\pi x}{L} dx = -\frac{2q_{人}}{L} \times \left[\frac{L}{\pi} \cos \frac{\pi x}{L} \right]_0^L$$

$$= \frac{2q_{\text{人}}}{L} \times \left(-\frac{2L}{\pi} \right) = -\frac{4q_{\text{人}}}{\pi}$$

$$= -\frac{4 \times 2.25}{\pi} = -2.865 \text{ kN/m}$$



尺寸单位: m

图 3-19

横梁跨径为6.4m, 冲击系数 $1+\mu = 1.191^*$, 各项活载弯矩值为:

$$M_{\text{汽}} = (1+\mu) \times p_{\text{汽}} \times b \times b'_1 \times \frac{\sum \mu_{\text{汽}}}{2}$$

$$M_{\text{汽}(+) } = 1.191 \times 29.23 \times 4 \times 4.85 \times \frac{0.235}{2} = 79.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{汽}(-) } = 1.191 \times 29.23 \times 4 \times 4.85 \times \frac{-0.020}{2} = 6.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{挂}} = p_{\text{挂}} \cdot b \cdot b'_1 \cdot \frac{\sum \mu_{\text{挂}}}{4} = 93.23 \times 4 \times 4.85 \times \frac{0.526}{4}$$

$$= 237.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{人}} = p_{\text{人}} \cdot b \cdot b'_1 \cdot \sum \mu_{\text{人}} = 2.865 \times 4 \times 4.85 \times (-0.404)$$

$$= -22.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

荷载组合: 因为横梁弯矩影响线的正负面积很接近, 并且系预制架设, 恒载的绝大部分不产生内力, 故组合时不计入恒载内力。

按规范第4.1.2条, 荷载安全系数的采用如下:

$$\sum M_{\text{汽}(+) } = 1.4 M_{\text{汽}(+) } = 1.4 \times 79.36 = 111.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由于 $M_{\text{汽}}$ 占100%, 故不再考虑提高系数值;

$$\sum M_{\text{挂}} = 1.1 M_{\text{挂}} \times 1.03 = 1.1 \times 237.84 \times 1.03 = 269.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

挂车组合考虑提高系数1.03。

负弯矩组合:

$$1.4(M_{\text{人}} + M_{\text{汽}(-) }) = 1.4(22.45 + 6.75) = 40.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故横梁内力:

$$\text{正弯矩由挂车荷载控制} \quad \sum M_{+} = 269.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{负弯矩由人群荷载控制} \quad M_{-} = 40.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 横梁截面配筋与验算

1. 正弯矩配筋: 把铺装层折作3cm 计入截面, 则横梁翼板有效宽度为 (图3-20):

$$2\lambda + b = 2 \times 129 + 15 = 273 \text{ cm}$$

$$b + 12h_{\text{a}} = 15 + 12 \times 14 = 183 \text{ cm}$$

按规范要求取小者, 即 $b' = 183 \text{ cm}$

暂取 $a = 8 \text{ cm}$, 则 $h_0 = 103 - 8 = 95 \text{ cm}$

按规范第4.1.7条规定:

* 如何计算横梁的冲击系数, “桥规”中无明确规定, 鉴于横梁与主梁相联结, 其动力效应受主梁振动制约, 故通常可近似地取用主梁的冲击系数值。

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_s} R_a b' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$269.47 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 1.83 \times x \left(0.95 - \frac{x}{2} \right) \times 10^3$$

$$0.5x^2 - 0.95x + 0.01269 = 0$$

解方程, 得到 $x = 0.0135\text{m} = 1.35\text{cm}$

由公式 $R_g A_g = R_a b x$ 得

$$\begin{aligned} A_g &= 14.5 \times 1.83 \times 0.0135 / 340 \\ &= 1.051 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 10.51 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

选用 $1\Phi 20$, $A_g = 12.56 \text{cm}^2$

此时 $a = 5 + 3.5 = 8.5\text{cm}$, $h_0 = 103 - 8.5 = 94.5\text{cm}$

$$x = 340 \times 12.56 / 14.5 \times 183 = 1.61\text{cm}$$

$$\xi_g h_0 = 0.55 \times 94.5 = 51.98\text{cm} > x \quad \text{满足要求。}$$

验算截面强度:

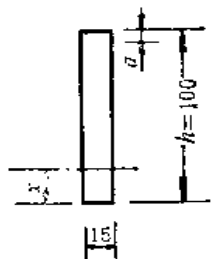
$$M_p = R_a \cdot b' \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 14.5 \times 10^3 \times 1.83 \times 0.0161 \times \left(0.945 - \frac{0.0161}{2} \right)$$

$$= 400.30 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p / 1.25 = 320.24 \text{kN} \cdot \text{m} > M_j = 269.47 \text{kN} \cdot \text{m}$$

2. 负弯矩配筋: 取 $a = 3\text{cm}$, $h_0 = 100 - 3 = 97\text{cm}$;



尺寸单位: cm

图 3-21

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_s} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$40.88 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 \times 0.15 x \left(0.97 - \frac{1}{2} x \right)$$

$$0.5x^2 - 0.97x + 0.0235 = 0$$

解方程, 得到 $x = 0.051\text{m} = 5.10\text{cm}$

$$A_s' = 14.5 \times 0.15 \times 0.051 / 340 = 3.263 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3.263 \text{cm}^2$$

选用 $2\Phi 16$, 则 $A_s' = 2 \times 2.011 = 4.022 \text{cm}^2$ (图3-21)。

此时 $x = 340 \times 4.022 / 14.5 \times 15 = 6.29\text{cm}$

$$\text{验算} \quad M_p / 1.25 = \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 \times 0.15 \times 0.0629 \times \left(0.97 - \frac{0.0629}{2} \right)$$

$$= 102.73 \text{kN} \cdot \text{m} > M_j = 40.88 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{横梁正截面含筋率} \quad \mu_1 = \frac{4.022}{15 \times 97} \times 100\% = 0.276\%;$$

$$\mu_2 = \frac{12.56}{183 \times 14 + 15 \times 80.5} \times 100\% = 0.333\%, \quad \text{均大于规范第6.2.15条规定的受拉钢筋最小配筋百分率} 0.15\%。$$

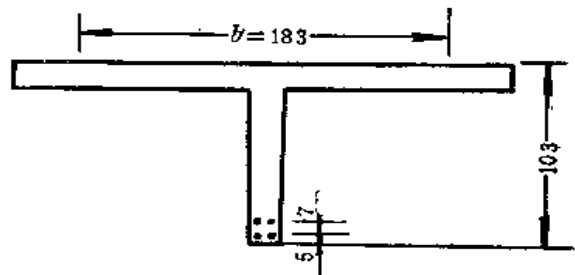


图3-26 (尺寸单位: cm)

(三) 横梁剪力计算及配筋

计算横梁各主要截面处的剪力影响线坐标如表3-23所示。据此绘制影响图(图3-22), 加载求出 $\Sigma\eta$ 值。

经过比较, 2*梁位处截面的 $\Sigma\eta_{挂}$ 为最大。

2*梁右截面[图3-22a)]

$$\Sigma\eta_{挂} = 0.587 + 0.443 + 0.307 + 0.168 = 1.505$$

2-3*梁中点[图3-22b)]

$$\Sigma\eta_{挂} = 0.460 + 0.320 + 0.185 + 0.079 = 1.006$$

荷载以轴重计, $\Sigma\eta_{挂}/4 = 1.505/4 = 0.376$

剪力计算 $Q_{max} = p_{挂} \cdot b_1 \cdot \Sigma\eta_{挂}/4$

$$Q_{max} = 93.23 \times 4.85 \times 0.376 = 170.01 \text{ kN}$$

考虑挂车组合, 并取提高系数为1.03, 则取用的剪力值为

$$Q_{max} = 1.1 \times 1.03 \times 170.01 = 192.63 \text{ kN}$$

按规范第4.1.12~13条剪力验算要求:

$$0.051 \sqrt{R \cdot b \cdot h_0} = 0.051$$

$$\times \sqrt{25} \times 15 \times 94.5 = 361.46 \text{ kN}$$

$$0.038 R_1 b \cdot h_0 = 0.038 \times 1.55 \times 15 \times 94.5 = 83.49 \text{ kN}$$

横梁在相应于主梁2* (右) 及2*-3*间的截面剪力影响线坐标计算

表3-23

	(1*)	(1*~2*)	(2*)	(2*~3*)					
	b	$\frac{3b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b}{4}$	0	$-\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{3b}{4}$	$-b$
1*梁反力影响线	(0.556) 0.632	(0.451) 0.524	0.403	0.292	0.185	0.087	-0.015	-0.099	-0.191
2*梁反力影响线	0.397	0.350	0.301	0.256	0.202	0.154	0.094	0.035	-0.019
1*, 2*梁影响线叠加	1.029	0.874	(0.642) 0.704	(0.516) 0.548	0.387	0.241	0.079	-0.064	-0.210
2*, 3*梁剪力影响线	0.029	-0.126	-0.296	(-0.431) -0.452	0.387	0.241	0.079	-0.064	-0.210
2* (右) 剪力影响线	0.029	-0.126	(-0.358) -0.296	0.318	0.387	0.241	0.079	-0.064	-0.210

注: ①表中1*(2*)梁反力影响线即是表1-2主梁1*(2*)的横向分布影响线;

②表中括号内的数值为横梁在相应于主梁梁位上截面处的剪力影响线坐标值。

计算剪力 $Q_j = 192.63 \text{ kN}$, 介乎两者之间, 横梁需配置抗剪力钢筋。拟全部采用箍筋来承受剪力, 选取箍筋为双肢 $\phi 8$, $A_{gk} = 2 \times 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$ 。按规范第4.1.10条规定, 斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪能力(kN), 按下式计算:

$$Q_{bk} = 0.0349 b h_0 \sqrt{(2+p)} \sqrt{K} \mu_k R_{bk}$$

$$\text{式中: } p = 100\mu = 100 \times \frac{A_g}{b h_0} = \frac{12.56}{15 \times 94.5} \times 100 = 0.886$$

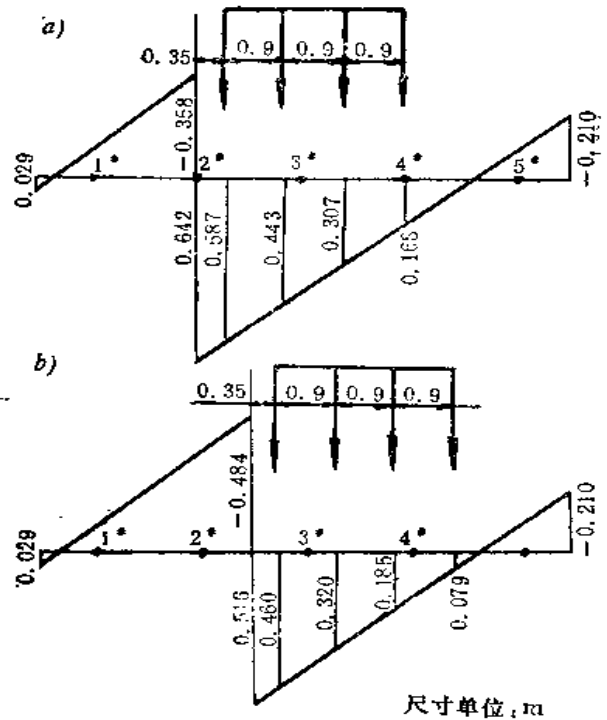


图 3-22

$$\mu_k = A_k / b \cdot S_k, \quad S_k = A_k / b \cdot \mu_k$$

故箍筋间距 S_k 为:

$$\begin{aligned} S_k &= \frac{0.00122(2+p)\sqrt{R} \cdot P_{gk} l h_0' A_k}{(Q_{hk})^2} \\ &= \frac{1}{(192.67)^2} \times 0.00122 \times (2+0.886) \times \sqrt{25} \\ &\quad \times 210 \times 15 \times (94.5)^2 \times 1.006 = 15.34 \text{ cm} \end{aligned}$$

取 $S_k = 15 \text{ cm}$, 则 $\mu_k = A_k / b \cdot S_k = 1.006 / 15 \times 15 = 0.477\% > \mu_{k \min}$, 满足规范规定的构造要求。

(四) 横梁接头钢板及焊缝计算

1. 主筋与接头钢板的焊缝长度 C 值计算

采用16锰钢板, 板厚12mm, 焊缝高度可取用8mm, 双面焊。按规范规定, 贴角焊缝最小厚度 $\delta = 8 \text{ mm}$ 。已知II级钢筋 $[\sigma_g] = 200 \text{ MPa}$, 取 $[\sigma_{\text{焊}}] = [\tau_{\text{钢板}}] = 120 \text{ MPa}$, $A_g = 3.14 \text{ cm}^2$ 。则焊缝长度 C 为:

$$C = \frac{[\sigma_g] A_g}{2[\sigma_{\text{焊}}] \delta} = \frac{200 \times 3.14}{2 \times 120 \times 0.8} = 3.27 \text{ cm}$$

2. 斜拉钢筋面积计算并确定其锚固长度 l 值

横梁接头处剪力假定由上下两个接头平均分摊, 各负担一半, 并计入剪力集中的影响而乘以1.10系数。以2*梁与3*梁之间的横梁接头处的 Q 为最大。

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= P_{\text{挂}} b_1' \Sigma \eta_{\text{挂}} / 4 \\ &= 93.23 \times 4.85 \times 1.006 \times \frac{1}{4} = 113.72 (\text{kN}) = 11.37 (\text{tf}) \end{aligned}$$

斜筋所承受的斜拉力 Z :

$$Z = Q_{\max} \times \frac{1}{2} \times 1.1 \times \sqrt{2} = 8.84 (\text{tf})$$

$$A_{\text{斜}} = Z / [\sigma_g] = \frac{8.84 \times 10^3}{1850} = 4.778 \text{ cm}^2$$

选用 $\Phi 25$, $A_{\text{斜}} = 4.909 \text{ cm}^2$, 则

$$\sigma_{g \text{ 斜}} = \frac{8.84 \times 10^3}{4.909} = 180 \text{ MPa} < [\sigma_g]$$

考虑到其上有铺装层与连接盖板等, 强度是充分的。

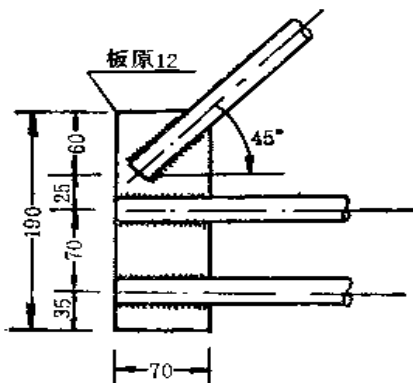
斜拉钢筋的锚固长度 l 为:

$$l = A_{\text{斜}} [\sigma_g] / \pi d [\tau_{\text{粘}}] = \frac{d}{4} \times \frac{[\sigma_g]}{[\tau_{\text{粘}}]}, \quad [\tau_{\text{粘}}] = 1.78 \text{ MPa}$$

$$l = \frac{2.5}{4} \times \frac{200}{1.78} = 70.2 \text{ cm}$$

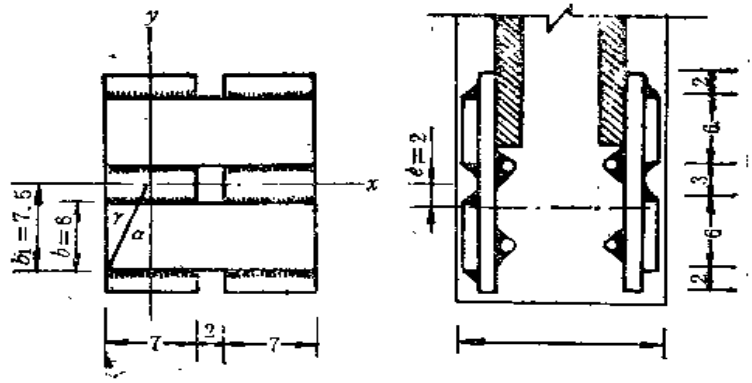
3. 选用接头钢板尺寸

从计算上看, 需要的钢板尺寸不大, 但为了满足构造要求, 选用尺寸为 $\square 70 \times 12 \times 190\text{mm}$ 的钢板 (如图3-23所示)。



尺寸单位: mm

图 3-23



尺寸单位: cm

图 3-24

4. 接头盖板计算

(1) 盖板强度计算

拟选用 4 块 $\square 60 \times 12 \times 160\text{mm}$ 16 锰钢板为接头盖板, 横梁内主筋和斜筋面积的总和为:

$$\Sigma A_g = 2 \times 4.909 + 4 \times 3.14 = 22.38\text{cm}^2$$

4 块钢板的总面积 $\Sigma A_{\text{板}} = 4 \times 6 \times 1.2 = 28.80\text{cm}^2$, 因为钢板的容许应力高于钢筋的容许应力, 故钢板的强度可靠。钢板的构造示意图 3-24。

(2) 盖板的焊缝计算

为便于计算, 作下述假定:

- ① 横梁接头处最大弯矩和最大剪力同时发生;
- ② 按等强度原理, 即假定主钢筋应力用足;
- ③ 荷载作用在横梁的竖直平面内, 横梁不发生扭转。

这样一来: $N = 4 \times 3.14 \times 1850 = 23236\text{kg}$

$e = 2.0\text{cm}$ (钢筋重心与钢板重心的距离)

$$M_g = 23236 \times 2 = 46472\text{kg} \cdot \text{cm}$$

把剪力移至钢板重心处时: 则有

$$Q = -\frac{1}{2} Q_{\max} = -\frac{1}{2} \times 11.37 = 5.685(\text{tf}) = 56.85\text{kN}$$

$$M_Q = Q \times \left(-\frac{a}{2} + 1 \right)$$

$$= 5685 \times 4.5 = 25582.5\text{kgf} \cdot \text{cm} = 2.558\text{kN} \cdot \text{m}$$

N 产生的水平方向剪应力 (由 8 条焊缝共同承受):

$$\tau_H = \frac{N}{8 \times \delta \times (a - 2 \times 0.5)} = \frac{23236}{8 \times \delta \times 6} = \frac{484.08}{\delta}$$

其中: δ —— 焊缝厚度 (待求)

Q 产生的垂直方向剪应力:

$$\tau_v = \frac{Q}{8 \times \delta \times 6} = \frac{5685}{48 \times \delta} = \frac{118.44}{\delta}$$

由组合弯矩 ($M_Q + M_s$) 产生的扭转剪应力, 可用近似公式计算

$$\tau_T = M \cdot r / I_0$$

式中: $M = M_Q + M_s = 46472 + 25582.5 = 72054.5 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 7.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$r = \sqrt{\frac{a^2}{4} + b^2} = \sqrt{\frac{7^2}{4} + 7.5^2} = \sqrt{68.55} = 8.28 \text{ cm}$$

$I_0 = \Sigma I_x + I_y$ (全部焊缝对形心 O 的极惯矩)

$$= 4 \cdot a \cdot \delta \left(b_1^2 + b_2^2 + \frac{a^2}{6} \right) \quad (\text{略去 } \delta^3 \text{ 项})$$

$$= 4 \times 7 \times \delta \left(7.5^2 + 1.5^2 + \frac{7^2}{6} \right) = 1867 \cdot \delta$$

$$\tau_T = M \cdot r / I_0 = \frac{72054.5 \times 8.28}{1867 \times \delta} = \frac{319.56}{\delta}$$

$$\tau_{\text{总}} = \sqrt{(\tau_H + \tau_T \cos \alpha)^2 + (\tau_v + \tau_T \sin \alpha)^2} \quad (\text{见图 3-25})$$

$$= \sqrt{\left(\frac{484.08}{\delta} + \frac{319.56}{\delta} \times \frac{7.5}{8.28} \right)^2 + \left(\frac{118.44}{\delta} + \frac{319.56}{\delta} \times \frac{3.5}{8.28} \right)^2}$$

$$= \frac{1}{\delta} \sqrt{(783.67)^2 + (235.52)^2} = 818.30 / \delta$$

按规范规定, $[\tau] = 120 \text{ MPa}$

$$\tau_{\text{总}} \leq [\tau] \quad \text{即}$$

$$\frac{1}{\delta} \times 818.30 \leq [\tau] = 1200 \quad \text{故}$$

$$\delta = 818.30 / 1200 = 0.68 \text{ cm}$$

实际焊缝厚度为 $\delta = 1.2 \times 0.707 = 0.848 \text{ cm} > 0.68 \text{ cm}$, 可以。

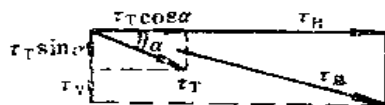


图 3-25

四、行车道板的计算

(一) 计算图式

考虑到主梁翼缘板在接缝处沿纵向全长设置连接钢筋, 故行车道板可按两端固结和中间铰接的板计算, 见图 3-26。

(二) 恒载及其内力

1. 每延米板上的恒载 g :

沥青混凝土面层 $g_1 = 0.02 \times 1.0 \times 23 = 0.46 \text{ kN/m}$

25号混凝土垫层 $g_2 = 0.09 \times 1.0 \times 24 = 2.16 \text{ kN/m}$

T 梁翼缘板自重 $g_3 = 0.11 \times 1.0 \times 25 = 2.75 \text{ kN/m}$

每延米板宽恒载合计 $g = \Sigma g_i = 5.37 \text{ kN/m}$

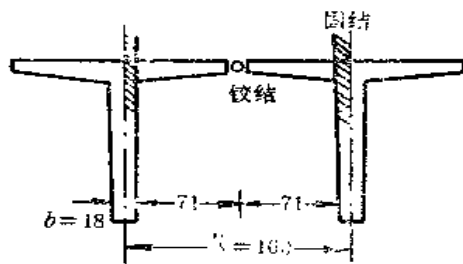


图 3-26

2. 恒载产生的内力

$$\text{弯矩 } M_{Ah} = -\frac{1}{2} g(l'_b - b)^2 = -\frac{1}{2} \times 5.37(1.60 - 0.18)^2 = -1.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{剪力 } Q_{Ah} = g \cdot \frac{(l'_b - b)}{2} = 5.37 \times \frac{1.60 - 0.18}{2} = 3.81 \text{ kN}$$

3. 活载产生的内力

汽-20级：以重车后轮作用于铰缝轴线上为最不利荷载布置，此时两边的悬臂板各承受一半的车轮荷载（如图3-27）。

按“桥规”第2.3.1条表2.3.1后车轮着地宽度 b_2 及长度 a_2 为：

$$a_2 = 0.2 \text{ m}, \quad b_2 = 0.6 \text{ m}$$

顺行车方向轮压分布宽度：

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.20 + 2 \times 0.11 = 0.42 \text{ m}$$

垂直行车方向轮压分布宽度：

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.60 + 2 \times 0.11 = 0.82 \text{ m}$$

荷载作用于悬臂根部的有效分布宽度：

$$a = a_1 + 1.4 + 2l_0 = 0.42 + 1.4 + 2 \times 0.71 = 3.24 \text{ m}$$

$$\text{单轮时 } a' = a_1 + 2l_0 = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{冲击系数 } 1 + \mu = 1.3$$

作用于每米宽板条上的弯矩为：

$$\begin{aligned} M_{Ap} &= -(1 + \mu) \cdot \frac{P}{4a} \times \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) \times 2 \\ &= -1.3 \times \frac{33 \times 2}{3.24} \left(0.71 - \frac{0.82}{4} \right) = -12.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{单个车轮时 } M_{Ap}' = -1.3 \times \frac{32.5}{1.82} (0.71 - 0.21) = -11.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{取大值 } M_{Ap} = -12.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

作用于每米宽板条上的剪力为：

$$Q_{Ap} = (1 + \mu) \frac{2p}{4a} = 1.3 \times \frac{60}{3.24} = 24.07 \text{ kN}$$

挂-100：车轮在板上的布置如图3-28。

按“桥规”第2.3.1条表2.3.5，车轮着地宽度 b_2 与长度 a_2 为：

$$b_2 = 0.50 \text{ m}, \quad a_2 = 0.2 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.50 + 2 \times 0.11 = 0.72 \text{ m}$$

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.20 + 2 \times 0.11 = 0.42 \text{ m}$$

铰缝处2个轮重对于悬臂根部的有效分布宽度为：

$$2a = a_1 + 1.20 + 2l_0 = 0.42 + 1.20 + 2 \times 0.71 = 3.04 \text{ m}$$

悬臂根部处的车轮尚有宽度为 c 的部分轮压作用于需计算的铰接悬臂板上：

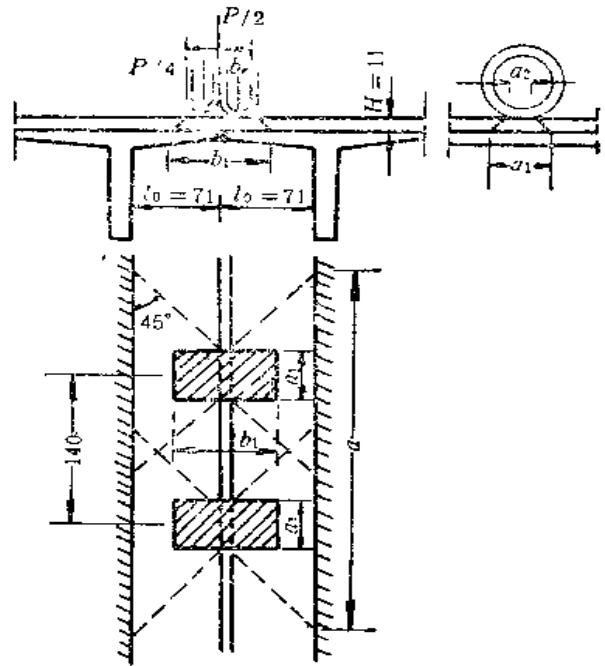


图 3-27

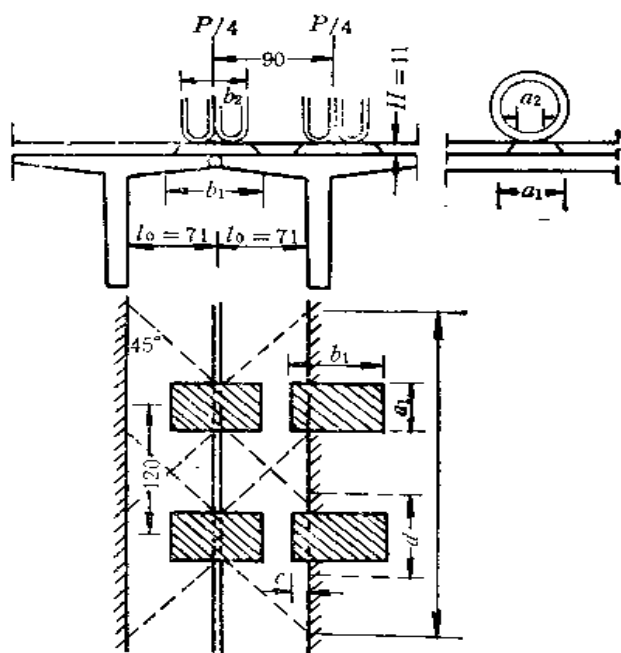


图 3-23

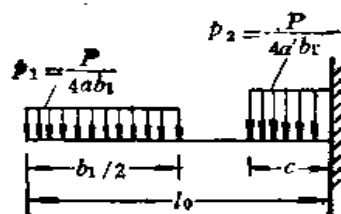


图 3-29

$$c = \frac{b_1}{2} - (90 - l_0) = \frac{0.72}{2} - (90 - 0.71) = 0.17\text{m}$$

轮压面 $c \times a_1$ 上的荷载对悬臂根部的有效分布宽度为:

$$a' = a + 2c = 0.42 + 2 \times 0.17 = 0.76\text{m}$$

对于轮压面 $c \times a_1$ 上的荷载, 它并非对称于铰缝轴线, 为简化计算, 偏安全地仍按悬臂梁来计算内力。

悬臂根部每米板宽的弯矩为 (图3-29):

$$M_{Ag} = -p_1 \cdot \frac{b_1}{2} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) - p_2 \cdot \frac{c^2}{2}$$

式中: p_1 、 p_2 ——相应为左、右车轮作用在1m宽悬臂板上的荷载强度;

$$p_1 = 2 \times \frac{P}{4} \cdot \frac{1}{(2a)b_1} = \frac{P}{4ab_1}$$

$$p_2 = \frac{P}{4} \times \frac{1}{a'b_1} = \frac{P}{4a'b_1}$$

代入后, 得到:

$$\begin{aligned} M_{Ag} &= -\frac{P}{4ab_1} \cdot \frac{b_1}{2} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) - \frac{P}{4a'b_1} \cdot \frac{c^2}{2} \\ &= -\frac{250}{4 \times 3.04} \left(0.71 - \frac{0.72}{4} \right) - \frac{250}{8 \times 0.76 \times 0.72} \times (0.17)^2 \\ &= -10.90 - 1.65 = -12.55\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

作用在每米宽板条上的剪力为:

$$\begin{aligned}
 Q_{Ag} &= p_1 \times \frac{b_1}{2} + p_2 \times c = \frac{P}{8a} + \frac{P \times c}{4a' b_1} \\
 &= \frac{250}{4 \times 3.04} + \frac{250 \times 0.17}{4 \times 0.76 \times 0.72} = 20.56 + 19.42 \\
 &= 39.98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. 荷载组合: 按“公预规”第4.1.2条

$$\begin{aligned}
 \text{恒+汽: } 1.2M_{Ah} + 1.4M_{Ap} &= -(1.2 \times 1.35 + 1.4 \times 12.04) \\
 &= -1.62 - 16.86 = -18.48 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1.2Q_{Ah} + 1.4Q_{Ap} &= 1.2 \times 3.81 + 1.4 \times 24.07 \\
 &= 4.57 + 33.70 = 38.27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{恒+挂: } 1.2M_{Ah} + 1.1M_{Ag} &= -(1.2 \times 1.35 + 1.1 \times 12.55) \\
 &= -1.62 - 13.81 = -15.43 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1.2Q_{Ah} + 1.1Q_{Ag} &= 1.2 \times 3.81 + 1.1 \times 39.98 \\
 &= 4.57 + 43.98 = 48.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

故行车道板的设计内力为

$$M_A = -18.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_A = 48.55 \text{ kN}$$

(三) 截面设计、配筋与强度验算

悬臂板根部高度 $h = 14 \text{ cm}$, 净保护层 $a = 2 \text{ cm}$ 。若选用 $\Phi 12$ 钢筋, 则有效高度 h_0 为:

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 0.14 - 0.02 - 0.006 = 0.114 \text{ m}$$

按第4.1.6条:

$$M_g \leq \frac{1}{\gamma_c} \cdot R_a \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$18.48 \leq \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 10^3 \times x \left(0.114 - \frac{x}{2} \right)$$

$$x^2 - 0.228x + 0.00319 = 0$$

$$x = 0.0158 \text{ m}$$

$$\text{验算 } \xi_{jg} h_0 = 0.55 \times 0.114 = 0.0627 \text{ m} > x = 0.0158 \text{ m}$$

按第4.1.7条:

$$R_g A_g = R_a \cdot b \cdot x$$

$$A_g = 14.5 \times 1.0 \times 0.0158 / 340 = 6.74 \times 10^{-4} (\text{m}^2) = 6.74 \text{ cm}^2$$

查有关板宽 1m 内钢筋截面与间距表, 当选用 $\Phi 12$ 钢筋时, 需要钢筋间距为 16cm 时 (图3-30), 此时所提供的钢筋截面积为:

$$A'_g = 7.07 \text{ cm}^2 > 6.74 \text{ cm}^2$$

按第4.1.12条规定, 矩形截面受弯构件的截面尺寸应符合下列要求。即

$$Q_j = Q_A = 48.55 \text{ kN}$$

$$Q_j \leq 0.051 \sqrt{R} b h_0$$

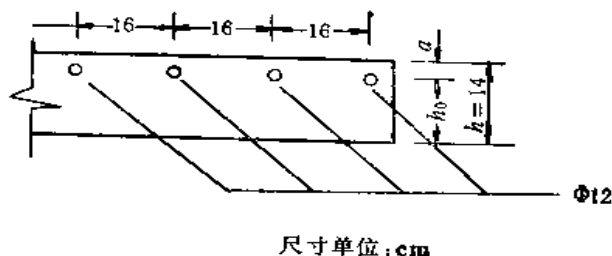


图 3-30

$$= 0.051 \times \sqrt{25} \times 100 \times 11.4 = 290.7 (\text{kN}) > 48.55 \text{kN} \text{ (满足)}$$

按第 1.1.13 条, $Q_j \leq 0.038 \cdot R_1 \cdot b \cdot h_0$ 即

$$Q_j \leq 0.038 \times 1.55 \times 100 \times 11.4 = 67.15 (\text{kN}) > 48.55 \text{kN} \quad \text{故}$$

不需要进行斜截面抗剪强度计算, 仅按构造要求配置箍筋。板内分布钢筋用 $\phi 8$, 间距取 25cm。

强度验算:

$$R_g A_g = R_a \cdot b \cdot x$$

$$x = R_g A_g / R_a \cdot b = 340 \times 0.000707 / 14.5 \times 1.0 = 0.0166 \text{m}$$

$$M_p = R_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \cdot b \cdot x$$

$$= 14.5 \times 10^3 \left(0.114 - \frac{1}{2} \times 0.0166 \right) \times 1.0 \times 0.0166 = 25.44 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p / 1.25 = 25.44 / 1.25 = 20.35 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = M_A = 18.48 \text{kN} \cdot \text{m} < M_p / 1.25 = 20.35 \text{kN} \cdot \text{m}$$

强度满足要求。

(四) 连续桥面计算

1. 连接杆的设计: 简支梁桥面连续, 既具有计算简单、施工迅速、预制规格化等优点, 又有若行车舒适、养护方便, 故在国内外推广较快。目前国内常用的桥面连续的形式有三种: 其一用矩形截面钢筋混凝土板做的固结连续板, 这种形式用钢量较多, 且由于混凝土承受较大的拉应力, 容易开裂, 雨水渗透要引起钢筋锈蚀; 其二用钢筋混凝土板做的铰接连续板, 这种形式虽然受力性能得到改善, 因为板端断开可释放其拉应力, 但构造复杂, 施工也不方便; 其三是用粗钢筋做成连接杆, 即在相邻两孔主梁顶面的端部用强度较高的粗钢筋连接, 依靠钢筋传递水平力, 钢筋两端锚固在梁顶端部的混凝土内。仅在梁端两支点长度范围内的钢筋包扎上柔软的垫层, 钢筋在垫层内可作微小的上、下移动, 以适应梁体由于受荷后挠曲引起的梁端转动。柔性垫层具有良好的防腐蚀性能, 并使钢筋完全与混凝土隔开, 钢筋不承受局部轮重的压力。图 3-31 为应用连接杆作桥面连续的构造示例之一。分析比较三种连接形式的利弊, 可知连接杆比连接板安全可靠, 施工简便, 用料节省, 而且由于每根主梁所需的连接筋根数不多, 只要在桥面板梗肋处上方开槽布置即可, 对主梁断面的削弱很少。通常每根主梁 (如 T 形截面) 只需布置 2 根直径为 20~25cm 的钢筋就足够了。另外, 在桥面现浇层中布置钢筋网 (在接缝处不断开), 以提高桥面接缝处的抗拉能力。为了使桥面平整、美观, 在混凝土桥面上铺一层 3cm 左右的沥青混凝土面层作磨损层, 可使假缝处产生的裂缝不致明显地反映到面层上, 还可提高桥面的使用质量。本示例即采用连接杆形式。

2. 连接筋 (杆) 的计算: 连接杆可视为两端固结的梁计算内力, 在活荷载、恒载和温度变化等作用下呈拉弯构件。活荷载的作用和主梁梁端的转角、位移等使连接杆受弯曲; 温度变化所引起主梁胀缩以及制动力等作用将使连接杆承受拉力。

(1) 接受弯构件计算内力: 连接杆位于两主梁梁端之间, 将承受自身恒载和作用其上的二期恒载 (如面层) 以及活荷载的作用。鉴于连接杆自身恒载很小, 且连接杆钢筋有防锈

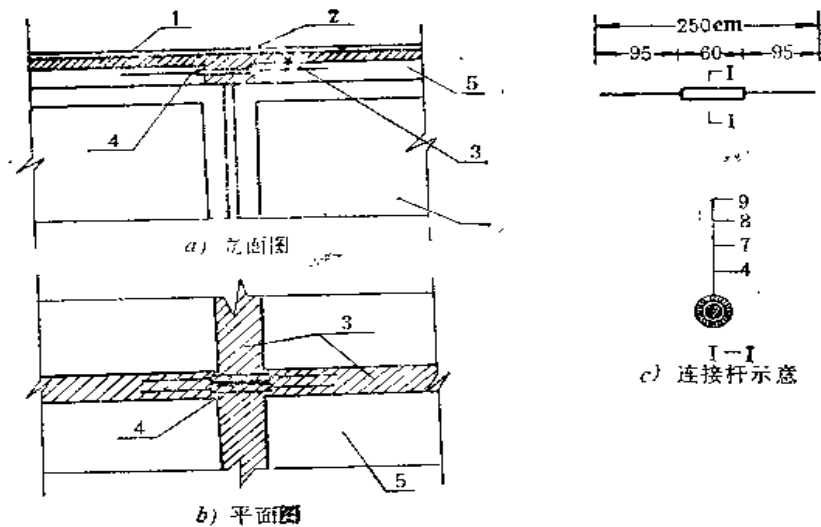


图 3-31

层、软垫层等包缠，它和混凝土楔块间有空隙，作用其上的二期恒载与轮压并不直接作用在连接筋上，而是通过现浇的混凝土楔块传递到主梁上。故连接筋只承受在活荷载作用时，主梁支承截面产生垂直位移和转动而产生的弯曲应力。

图 3-32 为汽-20 布置时相邻两孔荷载位置。在图示集中荷载作用下，右端梁的转角 ω_{BP} 、垂直位移 Δ_B 与左端梁的转角 ω_{AP} 、垂直位移 Δ_A 的计算公式为：

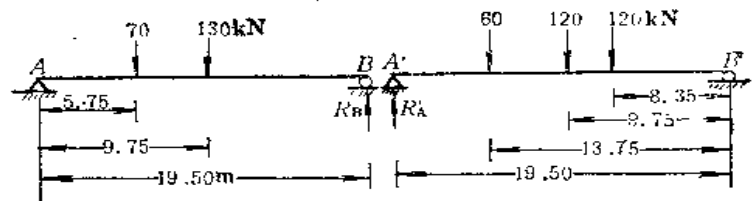


图 3-32

$$\omega_{BP} = -\eta(1+\mu) \frac{p_i a_i l_i}{6 E_b I_b} \left(1 - \frac{a_i^3}{l_b^3} \right)$$

$$\Delta_B = -\frac{h_s R_B}{A_s E_s} - \frac{l-a}{2} \omega_{BP}$$

式中： η ——主梁荷载横向分布系数， $\eta = 0.505$ ；

$(1+\mu)$ ——冲击系数， $1+\mu = 1.191$ ；

E_b ——主梁的弹性模量， $E_b = 1.9 \times 10^4 \text{ MPa}$ （受弯）；

I_b ——主梁的换算惯矩， $I_b = 6.63 \times 10^{-2} \text{ m}^4$ ；

R_B ——活载作用下的支座反力；

h_s, A_s, E_s ——分别为橡胶支座的高度、承压面积和弹性模量，取 $h_s = 4.2 \text{ cm}$ ， $A_s = 360 \text{ cm}^2$ ， $E_s = 4.6 \times 10^2 \text{ (MPa)}$ ；

l ——连接杆长度，暂定 $l = 90 \text{ cm}$ ；

a ——两支座间的距离， $a = 50 \text{ cm}$ 。

代入后，得到右端转角与垂直位移分别为：

$$\omega_{BP} = -0.505 \times 1.191 \frac{19.50}{6 \times 1.9 \times 10^4 \times 10^3 \times 6.63 \times 10^{-2}}$$

$$\begin{aligned} & \times \left\{ 70 \times 5.75 \left[1 - \left(\frac{5.75}{19.50} \right)^2 \right] + 130 \times 9.75 \left[1 - \left(\frac{9.75}{19.50} \right)^2 \right] \right\} \\ & = -0.155 \times 10^{-3} (367.50 + 950.63) \\ & = -2.043 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$R_B = 0.505 \times 1.191 \times \frac{130 \times 9.75 + 70 \times 5.75}{19.50} = 51.51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta_B &= \frac{0.042 \times 51.51}{0.036 \times 4.6 \times 10^2 \times 10^3} - \frac{0.9 - 0.5}{2} \times (-2.043 \times 10^{-3}) \\ &= 0.1306 \times 10^{-3} + 0.4086 \times 10^{-3} \\ &= 0.539 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

同上，左端转角 ω'_{AP} 与垂直位移 Δ'_A 分别为：

$$\begin{aligned} \omega'_{AP} &= 0.505 \times 1.191 \times \frac{19.50}{6 \times 1.9 \times 10^4 \times 10^3 \times 6.63 \times 10^{-2}} \\ & \times \left\{ 120 \times 8.35 \left[1 - \left(\frac{8.35}{19.50} \right)^2 \right] + 120 \times 9.75 \left[1 - \left(\frac{9.75}{19.50} \right)^2 \right] \right. \\ & \left. + 60 \times 13.75 \left[1 - \left(\frac{13.75}{19.50} \right)^2 \right] \right\} \\ &= 0.155 \times 10^{-5} (818.27 + 877.50 + 414.81) \\ &= 3.27 \times 10^{-8} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R'_A &= 0.505 \times 1.191 \times \frac{120 \times 8.35 + 120 \times 9.75 + 60 \times 13.75}{19.50} \\ &= 92.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta'_A &= \frac{0.012 \times 92.44}{0.036 \times 4.6 \times 10^2 \times 10^3} + \frac{0.9 - 0.5}{2} \times 3.27 \times 10^{-8} \\ &= 0.2344 \times 10^{-3} + 0.654 \times 10^{-3} = 0.888 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

根据梁端的转角与垂直位移值，可求得连接杆的固端弯矩计算式为：

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{E_c I_c}{l} \left(\frac{6 \Delta_B}{l} + 4 \omega_{BP} + 2 \omega'_{AP} - \frac{6 \Delta'_A}{l} \right) \\ M'_A &= \frac{E_c I_c}{l} \left(\frac{6 \Delta'_A}{l} - 2 \omega_{BP} - 4 \omega'_{AP} - \frac{6 \Delta_B}{l} \right) \end{aligned}$$

式中： E_c 、 I_c ——分别为连接杆的弹性模量和惯矩，其中 $E_c = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，

l ——连接杆的计算跨径， $l = 90 \text{ cm}$ 。

代入后，得到：

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{E_c I_c}{0.90} \left[\frac{6 \times 0.539 \times 10^{-3}}{0.9} + 4 \times (-2.043 \times 10^{-3}) \right. \\ & \left. + 2 \times 3.27 \times 10^{-8} - \frac{6 \times 0.888 \times 10^{-3}}{0.9} \right] \\ &= \frac{E_c I_c}{0.90} (3.59 \times 10^{-3} - 8.17 \times 10^{-3} + 6.54 \times 10^{-8} - 5.92 \times 10^{-3}) \end{aligned}$$

$$= -4.40 E_c I_c \times 10^{-3} (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\begin{aligned} M_A' &= \frac{E_c I_c}{0.90} \left[\frac{6 \times 0.888 \times 10^{-3}}{0.90} - 2 \times (-2.043 \times 10^{-3}) \right. \\ &\quad \left. - 4 \times 3.27 \times 10^{-3} - \frac{6 \times 0.539 \times 10^{-3}}{0.90} \right] \\ &= \frac{E_c I_c}{0.90} (5.92 \times 10^{-3} + 4.09 \times 10^{-3} - 13.08 \times 10^{-3} - 3.59 \times 10^{-3}) \\ &= -7.40 E_c I_c \times 10^{-3} (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

选择连接杆钢筋为 II 级钢, 直径为 $\Phi 20$, 则钢筋应力为:

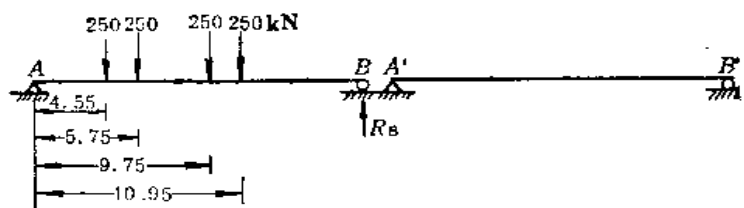
$$\sigma_A = -\frac{M \cdot y}{I_c} \quad \text{取 } y = \frac{d}{2} = 1.0 \text{ cm}$$

$$\text{则: } \sigma_A = -\frac{7.40 \times 2 \times 10^5 \times 10^3 \times 10^{-3} \times I_c \times 0.01}{I_c} = 14.80 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\text{即 } \sigma_A = 14.80 \text{ MPa} \ll \sigma_g = 340 \text{ MPa}$$

同理, 挂-100 荷载时 (图 3-33):

$$\begin{aligned} \omega_{BP} &= -0.314 \times \frac{19.50 \times 250}{6 \times 1.9 \times 10^4 \times 10^3 \times 6.63 \times 10^{-2}} \left\{ 4.55 \left[1 - \left(\frac{4.55}{19.50} \right)^2 \right] \right. \\ &\quad \left. + 5.75 \left[1 - \left(\frac{5.75}{19.50} \right)^2 \right] + 9.75 \left[1 - \left(\frac{9.75}{19.50} \right)^2 \right] \right. \\ &\quad \left. + 10.95 \left[1 - \left(\frac{10.95}{19.50} \right)^2 \right] \right\} \\ &= -2.025 \times 10^{-4} [4.302 \\ &\quad + 5.250 + 7.313 + 7.497] \\ &= -4.933 \times 10^{-3} \end{aligned}$$



$$R_B = 124.79 \text{ kN}$$

图 3-33

$$\begin{aligned} \Delta_B &= \frac{0.042 \times 124.79}{0.036 \times 460 \times 10^3} - \frac{0.90 - 0.50}{2} (-4.933 \times 10^{-3}) \\ &= 0.316 \times 10^{-3} + 0.987 \times 10^{-3} = 1.303 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{则 } M_B &= \frac{E_c I_c}{0.90} \left[\frac{6 \times 1.303 \times 10^{-3}}{0.90} + 4(-4.933 \times 10^{-3}) \right] \\ &= \frac{E_c I_c}{0.90} (8.687 \times 10^{-3} - 19.732 \times 10^{-3}) \\ &= -1.227 E_c I_c \times 10^{-2} (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \sigma_A &= \frac{1.227 \times 10^{-2} \times 2 \times 10^5 \times 10^3 \times I_c \times 0.01}{I_c \times 1.25} \end{aligned}$$

$$= 19.63 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 19.63 (\text{MPa}) \ll \sigma_g$$

(2) 接受拉构件计算内力: 连接杆承受的纵向拉力主要有制动力与温度变化引起的水平拉力等。这些纵向力在各连接杆中的分配, 是与支座形式有关系的。为此, 可首先初步估计

温度等作用下主梁位移零点的位置；其次计算各墩顶上梁的位移量，如果该位移量超过橡胶支座容许剪切变形 δ 的位移量，则需用滑板支座，否则可用适当厚度的橡胶支座；最后根据按抗水平位移刚度分配给各墩的纵向力，以主梁为脱离体来分别求出各连接杆所受的纵向力。

本示例以三孔桥面连续计算，可近似地取中孔跨中为位移零点，则由于温度变化和收缩引起的移动系数 m 值，当取计算温度下降 15°C 、收缩按降温 5°C 计算时：

$$m = (-15 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}) = -20 \times 10^{-5}$$

橡胶支座容许最大位移量 δ_{\max} 为

$$\begin{aligned}\delta_{\max} &= h_g \times [\text{tg} \alpha] \\ &= 0.3 h_g = 0.3 \times 4.2 = 1.26 \text{cm}\end{aligned}$$

式中： $[\text{tg} \alpha]$ ——橡胶支座容许最大剪切变形，一般为 0.3。

从位移零点到最大位移点的距离 x 为

$$x = |\delta_{\max} / m| = 1.26 / 20 \times 10^{-5} = 63 (\text{m})$$

大于三孔梁长的一半，故墩、台上的支座均可采用橡胶支座。

各墩在单位水平力作用下的抗水平位移刚度 k_1 为

$$k_1 = 1 / \left(\frac{h_p^3}{3EI} + \frac{h_g}{GA_s n} \right)$$

桥台在单位水平力作用下的抗水平位移刚度 k_0 为

$$k_0 = 1 / \left[\frac{h_g}{G \cdot A_s \cdot n} \right]$$

式中： h_p ——墩顶至墩嵌固点的高度，取 $h_p = 3.0 \text{m}$ ；

EI ——墩柱截面的抗弯刚度，取 $EI = 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.049$

h_g 、 G 、 A_s ——分别为橡胶支座的高度、剪切模量与承压面积，其中 $G = 1.1 \text{MPa}$ ，其他见前；

n ——一个桥墩上橡胶支座个数，取 $n = 10$ 。

则 1 号墩、2 号墩的 k 值为

$$\begin{aligned}k_1 = k_2 &= 1 / \left(\frac{3.0^3}{3 \times 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.049} + \frac{0.042}{1.1 \times 10^3 \times 0.036 \times 10} \right) \\ &= 1 / (1.054 \times 10^{-5} + 10.606 \times 10^{-5}) = 8576.32 \text{kN/m}\end{aligned}$$

0 号桥台与 3 号桥台的 k 值为

$$\begin{aligned}k_0 = k_3 &= 1 / \left[\frac{0.042}{1.1 \times 10^3 \times 0.036 \times 5} \right] \\ &= 4714.29 \text{kN/m}\end{aligned}$$

汽车制动力按规范第 2.3.9 条，桥面宽度为净 7(m) 时：为布置在荷载长度 (60m) 内的一行汽车车队总重力的 10%，即 $900 \times 10\% = 90 \text{kN}$ ，但不得小于一辆重车的 30%，即 $300 \times 30\% = 90 \text{kN}$ 。取制动力为 $H = 90 \text{kN}$ 。

制动力在各墩台上的分配为 $H'_i = H \times k_i / \sum k_i$ ，

$$\begin{aligned}\text{即 } H'_0 &= 90 \times 4714.29 / (4714.29 + 8576.32) \times 2 \\ &= 15.96 \text{kN}, H'_3 = 15.96 \text{kN}\end{aligned}$$

$$H_1' = H_2' = 90 \times 8576.32 / (4714.29 + 8576.32) \times 2 \\ = 29.04 \text{ kN}$$

由于温度下降、混凝土收缩引起墩（台）顶端产生的纵向力 H_1'' 为

$$H_1'' = m \times k_1 (L_0 - L_1), \text{ 即}$$

$$H_1'' = -20 \times 10^{-5} \times 4714.29(30 - 0) = -28.29 \text{ kN}$$

$$H_1'' = -20 \times 10^{-5} \times 8576.32(30 - 20) = -17.15 \text{ kN}$$

$$H_2'' = -20 \times 10^{-5} \times 8576.32(30 - 40) = 17.15 \text{ kN}$$

$$H_2'' = -20 \times 10^{-5} \times 4714.29(30 - 60) = 28.29 \text{ kN}$$

按图3-34，取各主梁为脱离体，分别计算出在制动力作用下和温度降低、混凝土收缩时的连接杆中的纵向轴力于表3-24。

一孔中连接杆用10根 $\Phi 20$ 钢筋，则连接筋的应力 σ_A 为：

$$\sigma_A = \frac{N}{F_g} = \frac{47.35}{31.42} = 1.507 \text{ kN/cm}^2 \\ = 15.07 (\text{MPa})$$

考虑弯曲与受拉内力组合时，则连接杆的应力 σ_A 为：

各连接杆纵向轴力 (kN) 表3-24

墩 位	1*	2*
制动力作用时	10.48	-10.48
降温与混凝土收缩时	-36.87	-36.87
组 合	-26.39	-47.35

注：+号为压力，-号为拉力

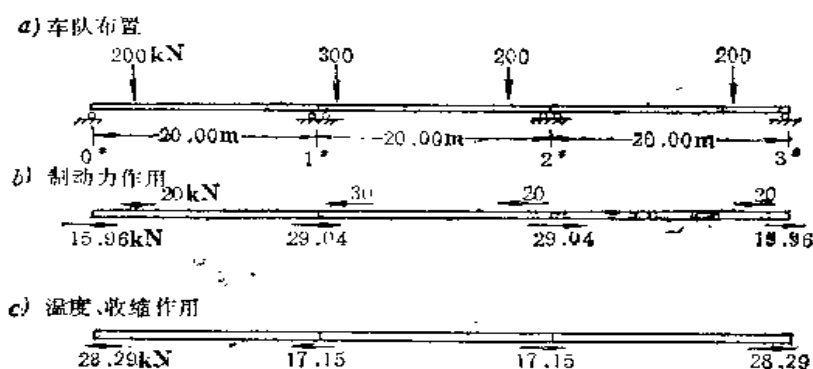


图 3-34

$$\text{汽}-20 \quad \sigma_A = 14.80 + 15.07 = 29.87 (\text{MPa})$$

$$\text{挂}-100 \quad \sigma_A = 19.63 + 15.07 = 34.70 (\text{MPa})$$

均远小于钢筋抗拉设计强度340(MPa)。

(3) 连接杆（筋）锚固长度的计算：连接筋埋入主梁内的锚固长度 l_1 为

$$l_1 = N / \tau \times u$$

式中：N——连接筋所承受的最大拉力；

u——连接筋周长， $u = \pi d$ ；

τ ——钢筋与混凝土粘着强度，取 $\tau = 25 \text{ kg/cm}^2$ 即 $\tau = 2.5 (\text{MPa})$

代入：

$$l_1 = \frac{47.35}{10 \times 2.5 \times 10^3 \times 3.142 \times 0.02} \\ = 3.014 \times 10^{-2} (\text{m}) = 3.01 \text{ cm}$$

计算所需锚固长度很小，可按构造要求的锚固长度（以大于钢筋直径20倍为宜）取 $l_1 = 45\text{cm}$ 即可。

五、支座计算

采用板式橡胶支座，其设计按规范第3.5.5条与第3.5.6条要求进行。

（一）选定支座的平面尺寸

橡胶支座的平面尺寸由橡胶板的抗压强度和梁端或墩台顶混凝土的局部承压强度来确定。对橡胶板应满足：

$$\sigma_j = \frac{N}{a \times b} \leq [\sigma_j]$$

若选定支座平面尺寸 $a \times b = 20 \times 18 = 360\text{cm}^2$ ；

则支座形状系数 S 为：

$$S = ab/2t(a+b) = \frac{20 \times 18}{2 \times 0.5(20+18)} = 9.47$$

式中： t ——为中间层橡胶片厚度，取 $t = 0.5\text{cm}$ 。

当 $S > 8$ 时，橡胶板的平均容许压应力 $[\sigma_j] = 10\text{MPa}$ ，橡胶支座的弹性模量 E_j 为

$$E_j = 530S - 418 = 460.11\text{MPa}$$

计算时最大支座反力为（取挂车组合以2*梁为例）： $N_{恒} = 164.68\text{kN}$ ， $N_{汽} = 166.65\text{kN}$ ， $N_{人} = 4.49\text{kN}$ ， $N_{挂} = 307.00\text{kN}$ ， $N_{挂车组合} = 164.68 + 307.00 = 471.68\text{kN}$ ，按容许应力法计算的最大支座反力 N 为：

$$N = \frac{471.68}{1.25} = 377.34\text{kN} \quad (\text{大于汽车组合})$$

$$\begin{aligned} \text{故} \quad \sigma_j &= \frac{377.34}{360} = 1.048\text{kN/cm}^2 \\ &= 10.48\text{MPa} > [\sigma_j] = 10\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_j - [\sigma_j]}{[\sigma_j]} = 4.8\% < 5\% \quad \text{可以选用}$$

（二）确定支座的厚度

上梁的计算温差取 $\Delta T = 35^\circ\text{C}$ ，温度变形由两端的支座均摊，则每一个支座承受的水平位移 Δ_0 为：

$$\Delta_0 = \frac{1}{2} \alpha \cdot \Delta T \cdot l' = \frac{1}{2} \times 10^{-5} \times 35 \times (1950 + 18) = 0.344\text{cm}$$

计算活载制动力引起的水平位移 Δ_L 。首先确定作用在每一个支座上的制动力 H_T ：对于20m桥跨可布置一行车队，其总重为：

汽-20 500kN，制动力为 $500 \times 10\% = 50\text{kN}$ ，一辆加重车的总重为300kN，制动力为 $300 \times 30\% = 90\text{kN}$ 。

五根主梁共10个支座，每一支座承受的水平力 H_T 为：

$$H_T = \frac{90}{10} = 9 \text{ kN}$$

按规范要求，橡胶层总厚度 Σt 应满足：

1) 不计汽车制动力时： $\Sigma t \geq Z \Delta_D = 0.688 \text{ cm}$

2) 计入汽车制动力时： $\Sigma t \geq \Delta_D / \left(0.7 - \frac{H_T}{2G_{ab}} \right)$

$$\Sigma t \geq 0.344 / \left(0.7 - \frac{900}{2 \times 11 \times 360} \right) = 0.587 \text{ cm}$$

3) $\Sigma t \leq 0.2a = 0.2 \times 20 = 4.0 \text{ cm}$ 。

选用六层钢板、七层橡胶组成橡胶支座。上下层橡胶片厚度为 0.25 cm ，中间层厚度为 0.5 cm ，薄钢板厚度为 0.2 cm ，则：

橡胶片总厚度为 $\Sigma t = 5 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 3 \text{ cm}$ ，

符合规范要求 $0.2a \geq \Sigma t = 3.0 \text{ cm} \geq 2\Delta_D = 0.688 \text{ cm}$ 。

支座总厚度 $h = \Sigma t + 6 \times 0.2 = 4.2 \text{ cm}$ 。

(三) 验算支座的偏转

支座的平均压缩变形 δ 为：

$$\delta = N \cdot \Sigma t / ab E_j = \frac{377.34 \times 0.03}{0.2 \times 0.18 \times 460110} = 6.83 \times 10^{-4} \text{ m} = 6.83 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

按规范要求应满足 $\delta \leq 0.05 \Sigma t$ ，即：

$$6.83 \times 10^{-2} \leq 0.05 \times 3 = 15 \times 10^{-2} \text{ (合格)}$$

梁端转角 θ 为：设恒载时主梁处于水平状态。已知汽-20 荷载作用下跨中挠度 $f = 1.28 \text{ cm}$

$$\theta = \frac{16}{5} \cdot \frac{f}{l} = \frac{16 \times 1.28}{5 \times 1950} = 2.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

验算偏转情况应满足：

$$\delta = 6.83 \times 10^{-2} \geq \theta \cdot \frac{a}{2} = 2.1 \times 10^{-3} \times \frac{20}{2} = 2.1 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

符合规范要求。

(四) 验算支座的抗滑稳定性

按规范第3.5.6条规定，按下式验算支座抗滑稳定性：

$$\mu R_{\min} \geq 1.4GA \frac{\Delta_D}{\Sigma t} + T$$

$$\mu R_D \geq 1.4GA \frac{\Delta_D}{\Sigma t}$$

式中： R_{\min} ——支点最小反力（结构重力加相应于计算制动力时的最小荷载）；

R_D ——在结构重力作用下的支座反力，即 $R_D = 164.68 \text{ kN}$ ；

G ——橡胶支座的剪切模量, 取 $G = 1.1 \text{ MPa}$;

T ——汽车制动力, 取 $T = 9 \text{ kN}$

μ ——橡胶支座与混凝土表面的摩擦系数, 取 $\mu = 0.3$ 。

计算支点最小反力 R_{\min} : 已知横向分布系数 (2*梁) 为 0.456, 冲击系数 $(1+\mu) = 1.191$, 按图 3-35 计算 R_{\min} 为:

$$\begin{aligned} R_{\min} &= (1+\mu) \cdot \eta \cdot \sum P_i y_i + R_D \\ &= 1.191 \times 0.456 \times (130 \times 1.0 + 70 \times 0.795 \\ &\quad + 120 \times 0.277 + 120 \times 0.205) + 164.68 \\ &= 132.12 + 164.68 = 296.80 \end{aligned}$$

代入上式, 得到

$$\mu \cdot R_{\min} = 0.3 \times 296.80 = 89.04 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} &1.4 \times G \times A \times \frac{\Delta_D}{\sum t} + T \\ &= 1.4 \times 11 \times 36 \times \frac{0.344}{3.0} + 9 \end{aligned}$$

$$= 14.36 \text{ kN} < \mu R_{\min}$$

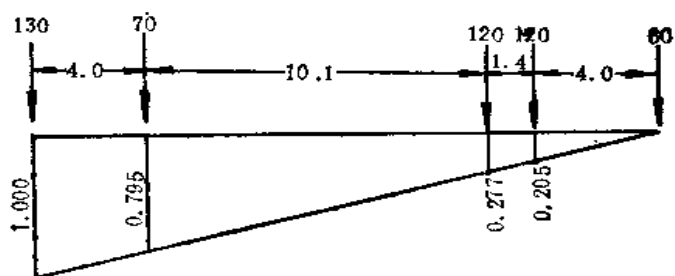


图 3-35

$$\mu \times R_D = 0.3 \times 164.68 = 49.40 \text{ kN} > 1.4GA \frac{\Delta_D}{\sum t} = 5.36 \text{ kN}.$$

均满足规范要求, 支座不会发生相对滑动。

第II部分 钻孔灌注桩、双柱式桥墩的计算

一、设计资料

1. 设计标准及上部构造

设计荷载: 汽 20, 挂-100;

桥面净空: 净-7附 $2 \times 0.75 \text{ m}$ 人行道;

标准跨径: $L_0 = 20 \text{ m}$, 梁长 19.96 m ;

上部构造: 钢筋混凝土T形梁。

2. 水文地质条件 (本设计系假设条件)

冲刷深度: 最大冲刷线为河床线下 2.8 m 处;

地质条件: 软塑粘性土;

按无横桥向的水平力 (漂流物、冲击力、水流压力等) 计算。

3. 材料

钢筋: 盖梁主筋用 II 级钢筋, 其他均用 I 级钢筋;

混凝土: 盖梁用 25 号, 墩柱、系梁及钻孔灌注桩用 20 号。

4. 计算方法：容许应力法。

5. 桥墩尺寸: 考虑原有标准图, 选用如图3-36所示结构尺寸。

6. 设计依据:

《公路桥涵设计规范》(试行)交通部颁,人民交通出版社,1975。

二、盖梁计算

(一) 荷载计算

1. 上部构造恒载见表3-25。

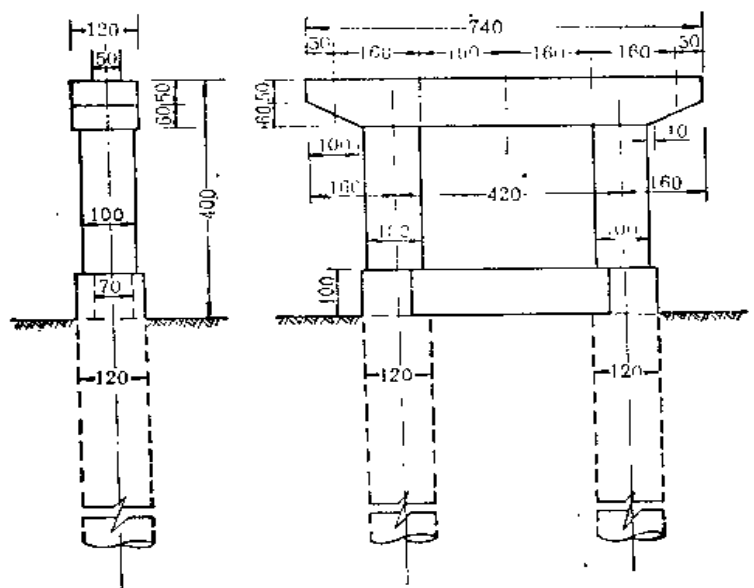


图 3-36 (尺寸单位: cm)

表 3-25

每片边梁自重 kN/m	每片中梁自重 kN/m		一孔上部构造自重	每一个支座恒载反力 kN		
1、5号	2、4号	3号	kN	边梁1、5	中梁2、4	中梁3
16.77	17.09	16.99	1689.92	167.36	170.56	168.66

2. 盖梁自重及内力计算 (图3-37) 见表3-26。

$$q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 113.10 \text{ kN}$$

3. 活载计算

(1)活载横向分布系数计算,荷载对称布置时用杠杆法,非对称布置时用偏心受压法。

①汽-20级

1) 单列车, 对称布置 (图3-38) 时:

* “公预规”对变高度梁的剪力钢筋计算不能适用, 缺乏明确的条文。桥墩盖梁悬臂为变高度梁, 故采用原桥规(容许应力法)为计算依据。

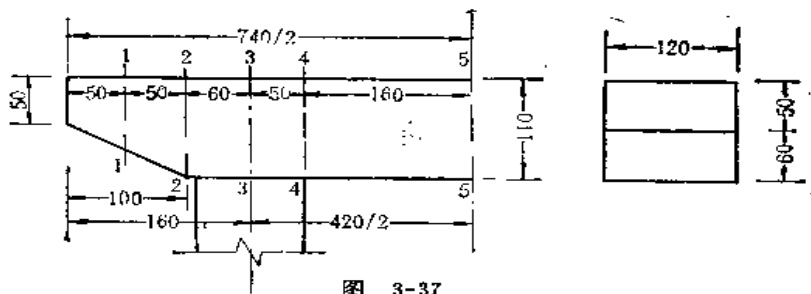


图 3-37

盖梁自重及产生的弯矩、剪力计算

表3-26

截面 编号	自重 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	
			$Q_{左}$	$Q_{右}$
1-1	$q_1 = 0.5 \times 0.5 \times 1.2 \times 25 + \frac{0.5}{2}$ $\times 0.3 \times 1.2 \times 25$ $= 7.5 + 2.25$ $= 9.75$	$M_1 = -7.5 \times \frac{0.5}{2} - 2.25 \times \frac{0.5}{8}$ $= -1.875 - 0.375$ $= -2.25$	-9.75	-9.75
2-2	$q_2 = \frac{1}{2} (0.8 + 1.1) \times 0.5 \times 1.2$ $\times 25$ $= 14.25$	$M_2 = -0.5 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times 0.5$ $- \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times \frac{1}{8}$ $= -7.5 - 3.0$ $= -10.50$	-24.00	-24.00
3-3	$q_3 = 1.1 \times 0.6 \times 1.2 \times 25$ $= 19.80$	$M_3 = -0.5 \times 1.0 \times 1.2 \times 25 \times 1.1$ $- \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.5$ $\times \left(\frac{1}{8} + 0.6 \right) - 19.8 \times \frac{0.6}{2}$ $= -16.5 - 8.4 - 5.94$ $= -30.84$	-43.80	69.30
4-4	$q_4 = 1.1 \times 0.5 \times 1.2 \times 25$ $= 16.50$	$M_4 = 113.1 \times 0.5 - (19.8 + 16.5)$ $\times \frac{1.1}{2} - 15 \times 1.6 - 9 \times \left(\frac{1}{8} + 1.1 \right)$ $= 56.55 - 19.965 - 24.00 - 12.897$ $= -0.31$	52.80	52.80
5-5	$q_5 = 1.1 \times 1.6 \times 1.2 \times 25$ $= 52.80$	$M_5 = 113.1 \times 2.1 - (19.8 + 16.5 + 52.8)$ $\times \frac{2.7}{2} - 15 \times 3.2 - 9 \times \left(\frac{1}{3} + 2.7 \right)$ $= 237.51 - 120.285 - 48 - 27.27$ $= 41.96$	0	0

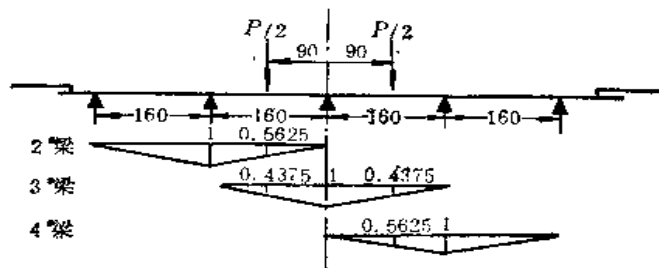


图 3-38

$$\eta_1 = \eta_5 = 0$$

$$\eta_2 = \eta_4 = -\frac{1}{2} \times 0.5625 = 0.281$$

$$\eta_3 = \frac{1}{2} (0.4375 + 0.4379) = 0.438$$

2) 双列车, 对称布置 (图3-39) 时:

$$\eta_1 = \eta_5 = \frac{1}{2} \times 0.5312 = 0.266$$

$$\eta_2 = \eta_4 = -\frac{1}{2} (0.4688 + 0.4062) = 0.438$$

$$\eta_3 = \frac{1}{2} (0.5938 + 0.5938) = 0.594$$

3) 单列车, 非对称布置 (图3-40) 时:

$$\text{由 } \eta_i = \frac{1}{n} \pm e a_i / 2 \sum a^2, \text{ 已知 } n = 5, e = 2.10$$

$$2 \sum a^2 = 2(1.60^2 + 3.20^2) = 25.60$$

$$\text{则 } \eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{2.1 \times 3.20}{25.60} = 0.200 + 0.263 = 0.463$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{2.1 \times 1.60}{25.60} = 0.200 + 0.131 = 0.331$$

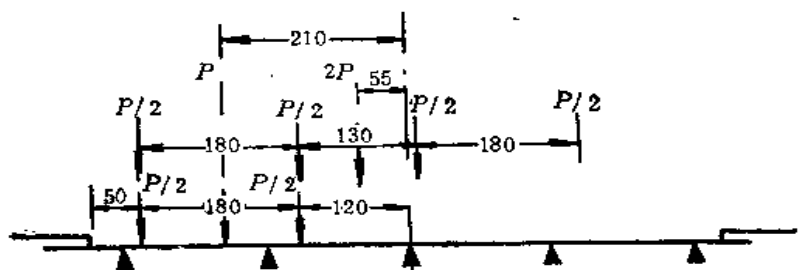


图 3-40

$$\text{已知: } n = 5, e = 0.55, 2 \sum a^2 = 25.60$$

$$\text{则 } \eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{0.55 \times 3.20}{25.60} = 0.200 + 0.069 = 0.269$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{0.55 \times 1.6}{25.60} = 0.200 + 0.034 = 0.234$$

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.034 = 0.166$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.069 = 0.131$$

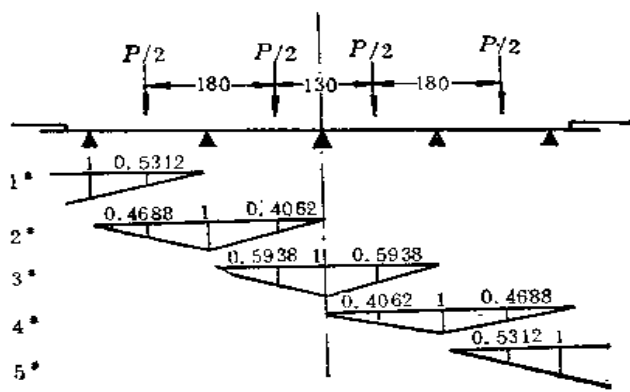


图 3-39

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.131 = 0.069$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.263 = -0.063$$

4) 双列车, 非对称布置 (图3-40) 时:

②挂-100

1) 对称布置 (图3-41) 时:

$$\eta_1 = \eta_5 = 0$$

$$\eta_2 = \eta_4 = \frac{1}{4} (0.2812 + 0.8438) = 0.281$$

$$\eta_3 = -\frac{1}{4} (0.1562 + 0.7188) \times 2 = 0.438$$

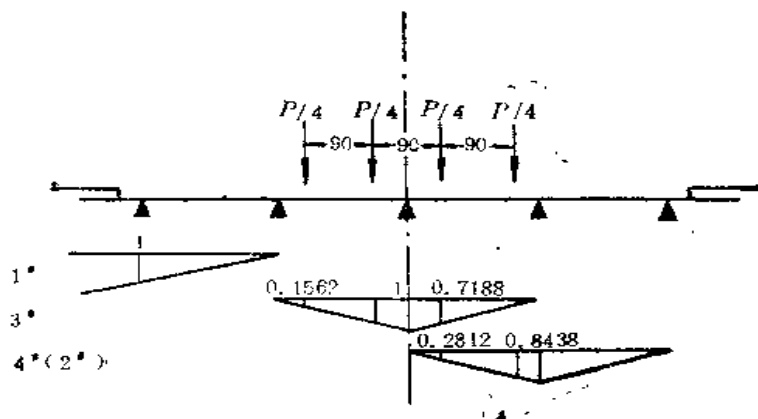


图 3-41

2) 非对称布置 (图3-42) 时:

已知: $n = 5$, $e = 1.15$, $2 \sum a^2 = 25.60$

$$\text{则 } \eta_1 = -\frac{1}{5} + \frac{1.15 \times 3.20}{25.60} = 0.200 + 0.144 = 0.344$$

$$\eta_2 = \frac{1}{5} + \frac{1.15 \times 1.60}{25.60} = 0.200 + 0.072 = 0.272$$

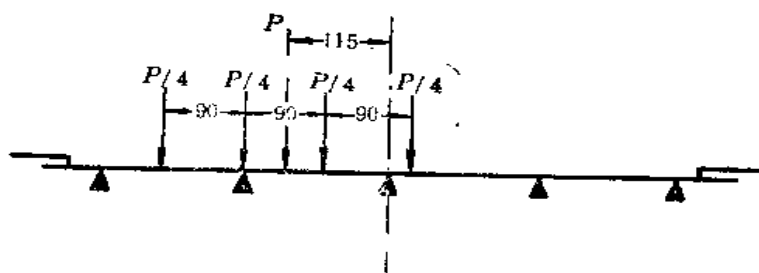


图 3-42

$$\eta_3 = -\frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.072 = 0.128$$

$$\eta_5 = \frac{1}{5} - 0.144 = 0.056$$

③人群荷载

$$q_{人} = 0.75 \times 3 = 2.25 \text{ kN/m}$$

1) 两侧有人群, 对称布置时 (图3-43):

$$\eta_1 = \eta_5 = 1.422$$

$$\eta_2 = \eta_4 = -0.422$$

$$\eta_3 = 0$$

2) 单侧有人群, 非对称布置时 (图3-43)

已知: $n = 5$, $e = 3.20 + 0.675 = 3.875$, $2 \sum a^2 = 25.60$

$$\text{则 } \eta_1 = \frac{1}{5} + \frac{3.875 \times 3.20}{25.60}$$

$$= 0.200 + 0.484 = 0.684$$

$$\eta_2 = -\frac{1}{5} + \frac{3.875 \times 1.60}{25.60}$$

$$= 0.200 + 0.242 = 0.442$$

$$\eta_3 = \frac{1}{5} = 0.200$$

$$\eta_4 = \frac{1}{5} - 0.242 = -0.042$$

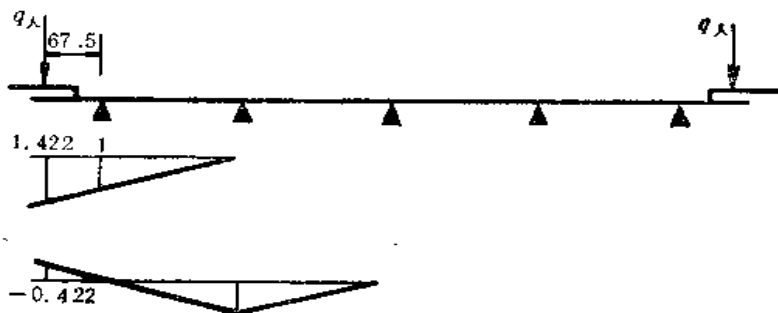


图 3-43

$$\eta_s = -\frac{1}{5} = -0.484 = -0.284$$

(2) 按顺桥向活载移动情况, 求得支座活载反力的最大值。

① 汽-20: 考虑到支点外布置荷载, 并以车轮顺桥向着地宽度边缘为限 (0.20m), 布载长度 l 为:
 $l = 19.5 + 0.25 - 0.10 = 19.65\text{m}$

1) 单孔荷载 (图 3-44)

单列车时, 取三种情况中最大值。

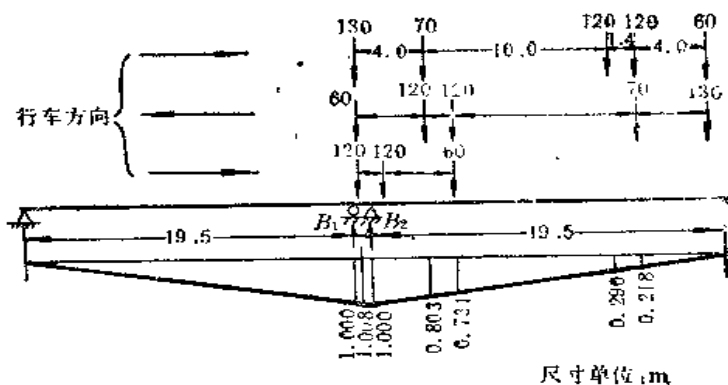


图 3-44

$$B_2 = 120 \times (1.008 + 0.936) + 60 \times 0.731 = 277.14\text{kN}$$

$$B_1' = 60 \times 1.008 + 120 \times (0.803 + 0.731) + 70 \times 0.218 + 130 \times 0.013 = 261.51\text{kN}$$

$$B_2' = 1.008 \times 130 + 70 \times 0.803 + 120 \times (0.290 + 0.218) + 60 \times 0.013 = 248.99\text{kN}$$

取用 $B_2 = 277.14\text{kN}$

当为二列车时, 则

$$2B_2 = 2 \times 277.14 = 554.28\text{kN}$$

2) 双孔荷载 (图 3-45)

单列车时:

$$B_1 = 60 \times 0.731 + 120 \times 0.936 = 156.18\text{kN}$$

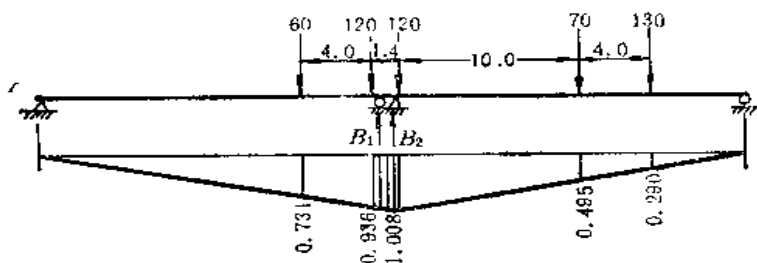


图 3-45

$$B_2 = 120 \times 1.008 + 70 \times 0.495 + 130 \times 0.290 = 193.31\text{kN}$$

$$B_1 + B_2 = 349.49\text{kN}$$

$$\text{双列车时: } 2(B_1 + B_2) = 698.98\text{kN}$$

② 挂-100: 布载长度为

$$l = 19.65\text{m}$$

1) 单孔布载 (图 3-46)

$$B_2 = 250 \times (1.008 + 0.946 + 0.741 + 0.680) = 843.75\text{kN}$$

2) 双孔荷载 (图 3-47), 按两种方式布载, 取大值。

$$B_1 = 250 \times 0.946 = 236.50\text{kN}$$

$$B_2 = 250 \times (1.008 + 0.803 + 0.741) = 638.00\text{kN}$$

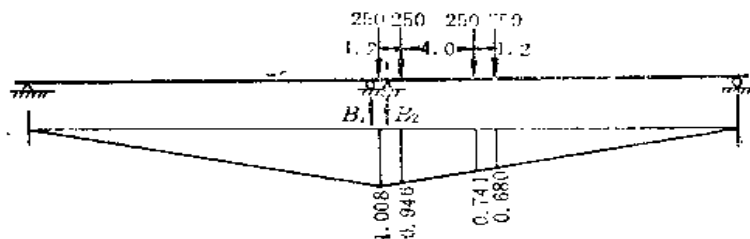


图 3-46

$$B_1' = B_2' = 250 \times (0.905 + 0.844) = 437.25\text{kN}$$

两种布载方式 $B_1 + B_2$ 之和相等, $B_1 + B_2 = 874.50\text{kN}$

③ 人群荷载 (图 3-48)

$$\text{单孔满载时 } B_2 = 2.25 \times \frac{1}{2}$$

$$\times 1.008 \times 19.65 = 22.28\text{kN} (\text{一侧})$$

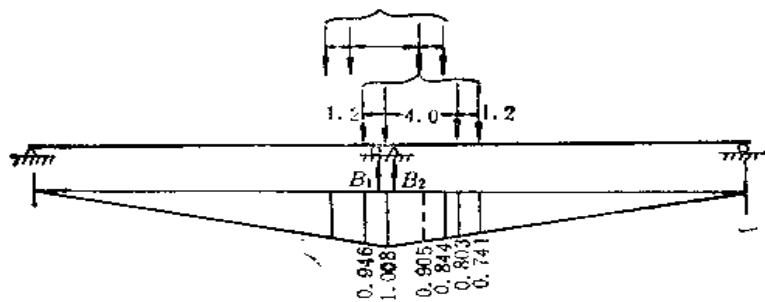


图 3-47

各梁支点反力计算表

荷载横向分布情况		汽-20荷载 (kN)				挂-100荷载 (kN)				人群荷载 (kN)			
计算	荷载	横向分布系数		单	孔	双	孔	单	孔	双	孔	单	孔
方法	布置	η_1		B	R_1	B	R_1	B	R_1	B	R_1	B	R_1
对称布置	单列行车	$\eta_1 = 0$			0								
	汽-20	$\eta_2 = 0.281$			77.88		98.21						
		$\eta_3 = 0.438$		277.14	121.39	349.49	153.08						
		$\eta_4 = 0.281$			77.88		98.21						
		$\eta_5 = 0$			0		0						
	双列行车	$\eta_1 = 0.266$			73.72		92.96						
按杠杆法计算	汽-20	$\eta_2 = 0.438$			121.39		153.08						
		$\eta_3 = 0.594$		277.14	164.62	349.49	207.60						
		$\eta_4 = 0.438$			121.39		153.08						
		$\eta_5 = 0.266$			73.72		92.96						
	挂-100	$\eta_1 = 0$											
		$\eta_2 = 0.281$						843.75	237.09		0		
非编心按布置计算	人群荷载	$\eta_2 = 0.438$							237.09		245.73		
		$\eta_3 = 0$							359.56		383.03		
		$\eta_4 = -0.422$							237.09		245.73		
		$\eta_5 = 1.422$							0		0		
	单列行车	$\eta_1 = 1.422$											
按布置计算	汽-20	$\eta_2 = -0.422$											
		$\eta_3 = 0$											
		$\eta_4 = -0.422$											
		$\eta_5 = 1.422$											
	单列行车	$\eta_1 = 0.463$											
按布置计算	汽-20	$\eta_2 = 0.331$											
		$\eta_3 = 0.200$		277.14	55.43	349.49	69.90						
		$\eta_4 = 0.069$			19.12		24.11						
		$\eta_5 = -0.063$			-17.46		-22.02						

续表3-27

荷载横向分布情况		汽-20荷载 (kN)				挂-100荷载 (kN)				人群荷载 (kN)			
计算方法	荷载布置	横向分布系数 η_i		单	孔	双	孔	单	孔	双	孔	单	孔
		η_1	η_2	B	R_1	B	R_1	B	R_1	B	R_1	B	R_1
非对称布置按偏心受压法计算	双列行车	$\eta_1 = 0.269$			149.10		188.03						
		$\eta_2 = 0.234$			129.70		163.56						
		$\eta_3 = 0.200$		554.28	110.86	698.98	139.80						
		$\eta_4 = 0.166$			92.01		116.03						
		$\eta_5 = 0.131$			72.61		91.57						
	挂车	$\eta_1 = 0.344$											
		$\eta_2 = 0.272$											
		$\eta_3 = 0.200$						843.73	290.25				
		$\eta_4 = 0.128$							229.50				
		$\eta_5 = 0.056$							168.75	874.50			
	人群荷载								108.00				
									47.25				
												22.28	
											15.24		
											9.85		
											4.46	44.57	
											-0.94		
											-6.33		
												30.49	
												19.70	
												8.91	
												-1.87	
												-12.66	

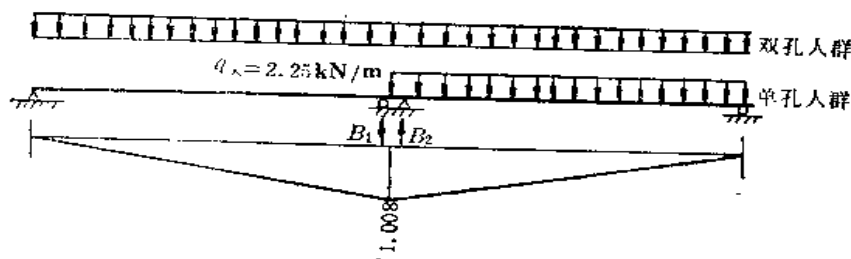


图 3-48

双孔满载时 (一侧)

$$B_1 = B_2 = 22.28 \text{ kN}$$

$$B_1 + B_2 = 44.57 \text{ kN}$$

(3) 活载横向分布后各梁支点反力 (计算的一般公式为 $R_i = B \times \eta_i$) 见表3-27。

(4) 各梁恒载、活载反力组合:

计算见表3-28。表中均取用各梁的最大值。其中冲击系数为:

$$1 + \mu = 1 + 0.3 \left(\frac{45 - 39}{45} \right) = 1.040$$

各梁恒载、活载反力组合计算表 (单位: kN)

表3-28

编 号	荷 载 情 况	1 号 梁 R_1	2 号 梁 R_2	3 号 梁 R_3	4 号 梁 R_4	5 号 梁 R_5
1	恒 载	330.74	337.12	333.34	337.12	330.74
2	汽-20 双列 对称	96.68	159.20	215.90	159.20	96.68
3	汽-20 双列 非对称	195.55	170.10	145.39	120.67	95.23
4	挂-100 对称	0	245.73	383.03	245.73	0
5	挂-100 非对称	350.83	237.86	174.90	111.94	48.97
6	人群 对称	63.38	-18.81	0	-18.81	63.38
7	人群 非对称	30.49	19.70	8.91	-1.87	-12.66
8	① + ② + ⑥	490.80	477.51	549.24	477.51	490.80
9	① + ② + ⑦	457.91	516.02	558.15	475.64	414.76
10	① + ③ + ⑥	529.67	526.92	478.73	438.98	489.35
11	① + ③ + ⑦	556.78	488.11	487.64	455.92	413.31
12	① + ④ / 1.25	330.74	466.28	573.10	466.28	330.74
13	① + ⑤ / 1.25	505.26	459.98	406.59	359.25	303.77

影响线长度按双孔计, 即为 $2 \times 19.5 = 39.0 \text{ m}$ 。且表中汽车荷载项已计入冲击系数值。

4. 双柱反力 G_i 计算 (图3-49), 所引用的各梁反力见表3-29。

由表3-29可知, 偏载左边的立柱反力最大 (即 $G_1 > G_2$), 并由荷载组合10时 (汽-20、双列非对称布置与人群对称组合) 控制设计。此时 $G_1 = 1371.76 \text{ kN}$, $G_2 = 1151.89 \text{ kN}$ 。

(二) 内力计算

1. 恒载加活载作用下各截面的内力

(1) 弯矩计算 (图3-49): 截面位置见图示。为求得最大弯矩值, 支点负弯矩取用非对称布置时数值, 跨中弯矩取用对称布置时数值。

双柱反力 G_1 计算

表3-29

荷载组合情况	计 算 式	反力 G_1 (kN)
组 合 8 汽-20 双列对称 人群对称	$\frac{1}{4.2} (490.80 \times 5.3 + 177.51 \times 3.7 + 549.24 \times 2.1 + 477.51 \times 0.5 - 490.80 \times 1.1) = 1242.93$	1242.93
组 合 9 汽-20 双列对称 人群非对称	$\frac{1}{4.2} (457.91 \times 5.3 + 516.02 \times 3.7 + 558.17 \times 2.1 + 475.64 \times 0.5 - 414.76 \times 1.1) = 1259.50$	1259.50
组 合 10 汽-20 双列非对称 人群对称	$\frac{1}{4.2} (589.67 \times 5.3 + 525.92 \times 3.7 + 478.73 \times 2.1 + 438.98 \times 0.5 - 489.35 \times 1.1) = 1371.76$	1371.76
组 合 11 汽-20 双列非对称 人群非对称	$\frac{1}{4.2} (556.78 \times 5.3 + 488.41 \times 3.7 + 487.64 \times 2.1 + 453.92 \times 0.5 - 413.31 \times 1.1) = 1322.72$	1322.72
组 合 12 挂-100 对称	$330.74 + 466.28 + \frac{1}{2} \times 573.10 = 1083.57$	1083.37
组 合 13 挂-100 非对称	$\frac{1}{4.2} (505.26 \times 5.3 + 459.98 \times 3.7 + 406.59 \times 2.1 + 359.25 \times 0.5 - 303.77 \times 1.1) = 1209.31$	1209.31

按图3-49给出的截面位置, 各截面弯矩计算式为:

$$M_{①-①} = 0$$

$$M_{②-②} = -R_1 \times 0.60$$

$$M_{③-③} = -R_1 \times 1.10$$

$$M_{④-④} = -R_1 \times 1.60 + G_1 \times 0.50$$

$$M_{⑤-⑤} = -R_1 \times 3.20 + G_1 \times 2.10 - R_2 \times 1.60$$

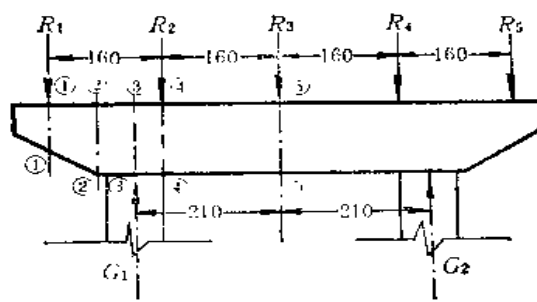


图 3-49

各种荷载组合下的各截面弯矩计算见表3-30。注意的是, 表中内力计算未考虑施工荷载的影响。

(2) 相应于最大弯矩值时的剪力计算。一般计算公式为:

$$\text{截面①-①: } Q_{\text{左}} = 0, \quad Q_{\text{右}} = -R_1$$

$$\text{截面②-②: } Q_{\text{左}} = Q_{\text{右}} = -R_1$$

$$\text{截面③-③: } Q_{\text{左}} = -R_1, \quad Q_{\text{右}} = G_1 - R_1$$

$$\text{截面④-④: } Q_{\text{左}} = G_1 - R_1, \quad Q_{\text{右}} = G_1 - R_1 - R_2$$

$$\text{截面⑤-⑤: } Q_{\text{左}} = G_1 - R_1 - R_2, \quad Q_{\text{右}} = G_1 - R_1 - R_2 - R_3$$

计算值见表3-31。

2. 盖梁内力汇总 (表3-32)

表中各截面内力均取表3-30、3-31中的最大值。按表3-32可绘制内力计算值的包络图。

各截面弯矩计算

表3-30

荷载组合情况	墩柱反力 (kN)	梁的反力 (kN)		各 截 面 弯 矩 (kN·m)			
	G_1	R_1	R_2	截面②—②	截面③—③	截面④—④	截面⑤—⑤
组合8 汽—20双列对称	1242.93	490.80	477.51	-294.48	-539.88	-133.82	+275.58
组合9 汽—20双列对称	1259.50	457.91	546.02	-274.75	-503.70	-102.91	+354.01
组合10 汽—20双列非对称	1371.76	589.67	526.92	-353.80	-648.64	-257.59	+150.88
组合11 汽—20双列非对称	1322.72	556.78	488.41	-334.07	-612.46	-229.49	+214.56
组合12 挂—100对称	1083.57	330.74	406.28	-198.44	-363.81	+12.60	+471.08
组合13 挂—100非对称	1209.31	505.26	453.98	-303.16	-555.79	-203.79	+186.75

各截面剪力计算 (单位kN)

表3-31

荷载组 合情况	墩柱反力 G_1	梁的反力			各 截 面 剪 力									
					截面①—①		截面②—②		截面③—③		截面④—④		截面⑤—⑤	
		R_1	R_2	R_3	Q左	Q右	Q左	Q右	Q左	Q右	Q左	Q右	Q左	Q右
组合8 汽—20	1242.93	490.80	477.51	549.24	0	-490.80	-490.80	-490.80	-490.80	752.13	752.13	274.62	274.62	-274.62
组合9 汽—20	1259.50	457.91	516.02	558.15	0	-457.91	-457.91	-457.91	-457.91	801.59	801.59	285.57	285.57	-272.58
组合10 汽—20	1371.76	589.67	526.92	478.73	0	-589.67	-589.67	-589.67	-589.67	782.09	782.09	255.17	255.17	-223.56
组合11 汽—20	1322.72	556.78	488.41	487.64	0	-556.78	-556.78	-556.78	-556.78	765.94	765.94	277.53	277.53	-210.11
组合12 挂—100	1083.57	330.74	466.28	573.10	0	-330.74	-330.74	-330.74	-330.74	752.83	752.83	286.55	286.55	-286.55
组合13 挂—100	1209.31	505.26	433.98	406.59	0	-505.26	-505.26	-505.26	-505.26	704.05	704.05	244.07	244.07	-162.52

(三)截面配筋设计及承载力校核

采用25号混凝土,主筋用16锰钢 $\Phi 22$,保护层用5cm(钢筋中心至混凝土边)。查“桥规”得到 $[\sigma_w] = 110\text{kgf/cm}^2$, $[\sigma_g] = 1850\text{kgf/cm}^2$, 即 $[\sigma_w] = 11000\text{kPa}$, $[\sigma_g] = 185000\text{kPa}$ 。

1.弯矩作用时配筋计算

各截面所需钢筋量,见表3-33。实际配筋量见图3-50。对比可知:原有标准图(灌注桩双柱式桥墩,跨径20m,汽-20,挂-100,净7+2×0.75)的墩帽钢筋用量是足够的,均大于计算值。

2.剪力作用时配筋计算

盖梁内力汇总表

表3-32

内 力		截面号	①-①	②-②	③-③	④-④	⑤-⑤
弯矩 kN·m	M _{自重}		-2.25	-10.50	-30.84	-0.31	41.96
	M _{荷载}		0	-353.80	-648.64	-257.59 +12.60	471.08
	M _{计算}		-2.25	-364.30	-679.48	-257.90 +12.29	513.04
剪力 kN	Q _{自重}	左	-9.75	-24.00	-43.80	52.80	0
		右	-9.75	-24.00	69.30	52.80	0
	Q _{荷载}	左	0	-589.67	-589.67	801.59	286.55
		右	-589.67	-589.67	801.59	286.55	-286.55
	Q _{计算}	左	-9.75	-613.67	-633.47	854.39	286.55
		右	-599.42	-613.67	870.89	339.35	-286.55

各截面钢筋量计算

表3-33

截面号	M _{计算} (kN·m)	b (m)	h ₀ (m)	$r = \frac{[\sigma_g] \cdot b \cdot h_0^2}{M_{\text{计算}}}$	含筋率 $\mu = \rho \%$	钢筋面积 $A_g = \rho \% b h_0$ (cm ²)	所需Φ22根数	实际用Φ22	
								根数	A _g
①-①	-2.25	1.20	0.75	55500	0	/	/	6	22.81
②-②	-364.30	1.20	1.05	671.85	0.158	19.91	5.24	8	30.41
③-③	-679.48	1.20	1.05	360.21	0.299	37.67	9.91	10	38.01
④-④	-257.90	1.20	1.05	949.03	0.112	14.11	3.71	8	30.41
	+12.29			19914.97	0	/	/	4	15.20
⑤-⑤	+513.04	1.20	1.05	477.07	0.225	28.35	7.46	10	38.01

(1) 各截面主拉应力计算, 在盖梁悬臂部分变高度区间主拉应力的计算式为:

$$\tau = \frac{1}{bz} \left(Q - \frac{M}{h_0} \operatorname{tg} \alpha \right) = \sigma_{z1}$$

其他等高度区间用计算式为:

$$\tau = \frac{1}{bz} Q = \sigma_{z1}$$

具体计算见表3-34。

查“桥规”, 25号混凝土容许主拉应力值为:

$$[\sigma_{z1}] = 7.50 \text{ kgf/cm}^2 = 750 \text{ kPa}$$

$$\text{表中 } \operatorname{tg} \alpha = \frac{0.6}{1.0} = 0.6。$$

(2) 斜筋、箍筋的配置。由于各截面的主拉应力均小于 $[\sigma_{z1}] = 750 \text{ kPa}$, 故不需要配置计算的剪力钢筋, 可按原标准图所示配置构造钢筋, 如图3-50。

各截面主拉应力计算

表 3-31

截面号	Q计算 (kN)	M计算 (kN·m)	b (m)	h_0 (m)	实际用钢量 $A_g(\text{cm}^2)$	实际含筋率 $\rho\%$	参数 α	$\lambda = 1 - \frac{2}{8}$	$z = \lambda h_0$ (m)	$\sigma_{st} = \frac{1}{b z} (Q - \frac{M}{h_0} \tan \alpha)$ (kPa)	$\tan \alpha$
①-①	-9.75	-2.25	1.20	0.75	22.81	0.253	0.202	0.933	0.700	6.46	1.60
	-599.42									711.45	
②-②	-613.67	/	1.20	1.05	30.41	0.241	0.197	0.934	0.981	521.30	/
	-613.67										
③-③	-633.47	/	1.20	1.05	38.10	0.302	0.217	0.928	0.974	541.98	/
	870.89									715.11	
④-④	854.39	/	1.20	1.05	30.41	0.241	0.197	0.934	0.981	725.78	/
	339.35									288.27	
⑤-⑤	286.55	/	1.20	1.05	38.01	0.302	0.217	0.928	0.974	245.17	/
	-286.55										

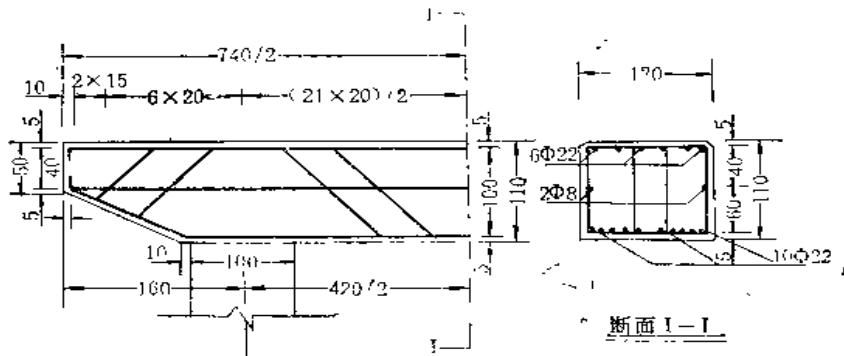


图 3-50

(3) 全梁承载力校核。已知 $h_0 = 1.05\text{m}$, $[\sigma_g] = 185000\text{kPa}$, 一根 $\Phi 22$ 主筋的面积 $a_g = 3.801\text{cm}^2$, 取 $z = 0.92h_0 = 0.966\text{m}$, 则一根主筋所承受的弯矩值为:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= [\sigma_g] \times a_g \times z \\
 &= 185000 \times 3.801 \times 10^{-4} \times 0.966 = 67.93\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

据此绘制的弯矩包络图和全梁承载力校核图见图3-51所示。

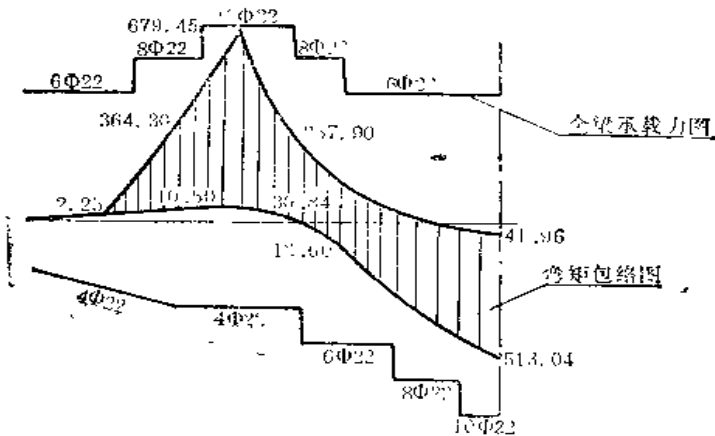


图 3-51

三、桥墩墩柱计算

墩柱一般尺寸见图3-36所示, 墩柱直径为100cm, 用20号混凝土, I级钢筋。

(一) 荷载计算

1. 恒载计算: 由前计算得

(1) 上部构造恒载, 一孔重1669.06kN

(2) 盖梁自重 (半根盖梁) 113.10kN

(3) 横系梁重 $(1.00 \times 0.7 \times 3.2 \times 25) = 56\text{kN}$

(4) 墩柱自重 $3.1416 \times 0.5^2 \times 1.9 \times 25 = 37.31\text{kN}$

作用墩柱底面的恒载垂直力为

$$N_{\text{恒}} = -\frac{1}{2} \times 1669.06 + 113.10 + 37.31 = 984.94\text{kN}$$

2. 活载计算: 荷载布置及行驶情况见前述图3-44、图3-45, 由盖梁计算得知

(1) 汽-20

① 单孔荷载: 单列车时

$$B_1 = 0, \quad B_2 = 277.14\text{kN},$$

$$B_1 + B_2 = 277.14\text{kN}$$

相应的制动力: $T = (300 + 200) \times 0.1 = 50\text{kN}$

$$T = 300 \times 0.3 = 90\text{kN} (\text{取用})$$

② 双孔荷载: 单列车时

$$B_1 = 156.18\text{kN}, \quad B_2 = 193.31\text{kN}$$

$$B_1 + B_2 = 349.49\text{kN}$$

相应的制动力: $T = (300 + 200) \times 0.1 = 50\text{kN} < 90\text{kN}$

(2) 挂-100

① 单孔荷载:

$$B_1 = 0, \quad B_2 = 843.75\text{kN}$$

$$B_1 + B_2 = 843.75\text{kN}$$

② 双孔荷载:

$$B_1 = 236.50\text{kN}, \quad B_2 = 638.00\text{kN}$$

$$B_1 + B_2 = 874.50\text{kN}$$

(3) 人群荷载:

① 单孔行人 (单侧)

$$B_1 = 0, \quad B_2 = 22.28\text{kN}$$

$$B_1 + B_2 = 22.28\text{kN}$$

② 双孔行人 (单侧)

$$B_1 = B_2 = 22.28\text{kN}, \quad B_1 + B_2 = 44.57\text{kN}$$

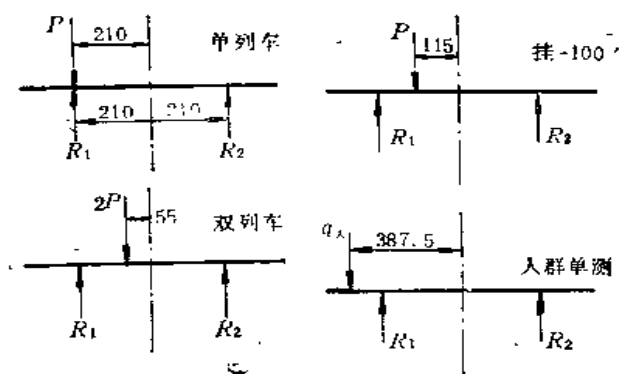


图 3-52

活载中双孔荷载产生支点处最大反力值, 即产生最大墩柱垂直力; 活载中单孔荷载产生最大偏心弯矩, 即产生最大墩柱底弯矩。

3. 双柱反力横向分布计算 (活载位置见图3-52)

(1) 汽-20

单列车时: $\eta_1 = \frac{210 + 210}{420} = 1.0 \quad \eta_2 = 1 - 1 = 0$

双列车时: $\eta_1 = \frac{55 + 210}{420} = 0.631 \quad \eta_2 = 1.00 - 0.631 = 0.369$

(2) 挂-100

$\eta_1 = \frac{115 + 210}{420} = 0.774 \quad \eta_2 = 1.00 - 0.774 = 0.226$

(3) 人群荷载:

单侧时 $\eta_1 = \frac{387.5 + 210}{420} = 1.423 \quad \eta_2 = 1.000 - 1.423 = -0.423$

双侧时 $\eta_1 = \eta_2 = 0.50$

4. 荷载组合

(1) 最大最小垂直反力时, 计算见表3-35。

活载组合垂直反力计算 (双孔)

表3-35

编 号	荷 载 情 况		最大垂直反力 (kN)		最小垂直反力 (kN)	
			横向分布 η_1	$\beta \times \eta_1$	横向分布 η_1	$B \times \eta_1$
1	汽-20	单 列 车	1.000	363.47	0	0
2		双 列 车	0.631	458.70	0.369	268.24
3	挂-100		0.774	676.86	0.226	197.64
4	人群荷载	单侧行人	1.423	63.47	-0.423	18.85
5		双侧行人	0.500	44.57	0.500	44.57

表中汽-20项内已乘以冲击系数 $1 + \mu = 1.040$ 。

(2) 最大弯矩时, 计算见表3-36。

活载组合最大弯矩计算 (单孔)

表3-36

编 号	荷载情况	墩柱顶反力计算式 $B \times \eta_1 \times (1 + \mu)$	垂直力 (kN)			水平力 H (kN)	对柱顶中心弯矩(kN·m)	
			B_1	B_2	$B_1 + B_2$		$(B_1 - B) \times 0.25$	$H \times 1.14$
1	上部构造与盖梁恒载	/	/	/	947.63	/	0	0
2	汽-20单孔双列车	$554.28 \times 0.631 \times 1.17$	409.21	0	409.21	45	102.30	51.30
3	挂-100	843.75×0.774	653.06	0	653.06	/	163.27	/
4	人群单孔双侧	89.14×0.500	44.57	0	44.57	/	11.14	/

表内水平力由两墩柱平均分配。

(二) 截面配筋计算及应力验算

1. 作用于墩柱顶的外力 (图3-53)

(1) 垂直力

最大垂直力 $N_{\max\text{挂}} = 947.63 + 676.86 = 1624.49\text{kN}$ (挂车)

$N_{\max\text{汽}} = 947.63 + 458.70 + 63.47 = 1469.80\text{kN}$ (汽车)

$$1624.49/1.25 = 1299.59 < 1469.80$$

故取 $N_{\max} = 1469.80\text{kN}$

最小垂直力 (需考虑与最大弯矩值相适应) 由表3-36得到:

$$\begin{aligned} N_{\min} &= 947.63 + 409.21 + 44.57 \\ &= 1401.41\text{kN} \end{aligned}$$

(2) 水平力 $H = 45\text{kN}$

(3) 弯矩

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 102.30 + 51.30 + 11.14 \\ &= 164.74\text{kN}\cdot\text{m} > \frac{163.27}{1.25} \\ &= 130.62\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2. 作用于墩柱底的外力

$$N_{\max} = 1469.80 + 37.31 = 1507.11\text{kN}$$

$$N_{\min} = 1401.41 + 37.31 = 1438.72\text{kN}$$

$$M_{\max} = 164.74 + 45 \times 1.9 = 250.24\text{kN}\cdot\text{m}$$

3. 截面配筋计算 (截面1-1, 见图3-53)

已知墩柱用20号混凝土, $[\sigma_s] = 70\text{kgf/cm}^2 = 7000\text{kN/m}^2$, 选用12 ϕ 16钢筋, $[\sigma_g] = 1350\text{kgf/cm}^2 = 135000\text{kPa}$, $A_g = 24.13\text{cm}^2$ 。由于 $l_p/d = 2 \times 1.9/1.0 = 3.8 < 7$, 不计偏心弯矩的增大系数, 即 $\eta = \varphi = 1.00$ 。

(1) 双孔荷载, 最大垂直反力时, 墩柱按轴心受压构件验算。

$$\sigma_h = \frac{N_{\max}}{\varphi(A_h + m A_g')}$$

式中: $\varphi = 1.0$, $A_h = \pi R_1^2 = \pi \times 0.5^2 = 0.785\text{m}^2$,

m ——钢筋屈服强度与混凝土轴心抗压极限强度的比值, 按I级钢筋与20号混凝土可查表得 $m = 17$ 。

故

$$\sigma_h = \frac{1507}{0.785 + 17 \times 24.13 \times 10^{-4}} = 1824.46\text{kPa} < [\sigma_s]$$

(2) 单孔荷载, 最大弯矩时, 墩柱按小偏心受压构件验算。

$$e_0 = M_{\max}/N_{\min} = \frac{250.24}{1438.72}$$

$$= 0.17\text{m} < \frac{d}{6} = 0.167$$

$$e'_0 = \frac{e_0}{R_1} = \frac{0.17}{0.50} = 0.34$$

20号混凝土 $n = 10$, $r_g = 50 - 5 = 45\text{cm}$, $A_g = 24.13\text{cm}^2$

$$\mu = A_g/\pi R_1^2 = \frac{24.13}{3.14 \times 2500} = 0.41\%$$

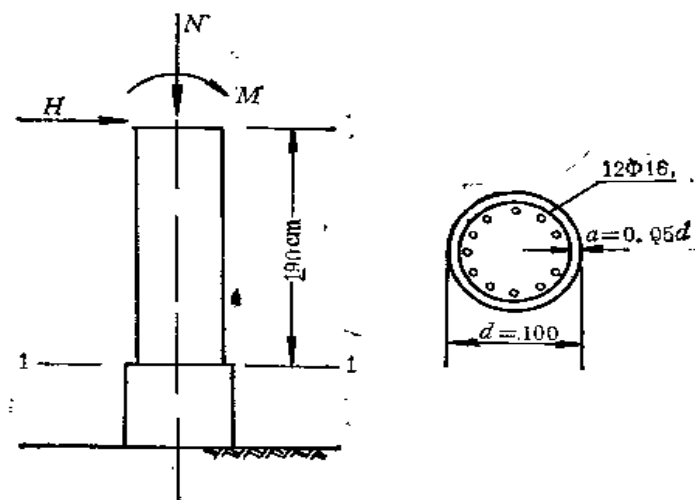


图3-53 (尺寸单位: cm)

$$n\mu = 0.041, \quad r_g/R_1 = 0.90$$

按圆形钢筋混凝土截面杆件强度计算公式

$$\sigma_{h'} = \frac{N}{A_0} \pm \frac{M_0}{W_0} = \frac{N}{\pi R_1^2} \left(T \pm \frac{e'_0}{R_1} S \right)$$

$$\sigma'_s = -n\sigma_h \frac{2KR_1 - (R - r_g)}{2KR_1}, \quad \left(K = \frac{\sigma_h}{\sigma_h - \sigma'_s} \right)$$

上式中 T 、 S 可查有关表格，亦可按下式求得：

$$T = \frac{1}{1 + n\mu} = \frac{1}{1 + 0.041} = 0.961$$

$$S = \frac{4}{1 + 2n\mu(r_g/R_1)^2} = \frac{4}{1 + 2 \times 0.041(0.9)^2} = 3.75$$

代入后，得到

$$\begin{aligned} \text{压应力: } \sigma_h &= \frac{1438.72}{\pi \times 0.5^2} (0.961 + 0.34 \times 3.75) \\ &= 1831.84(0.961 + 1.275) \\ &= 4096 \text{ kPa} < [\sigma_s] = 7000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉应力: } \sigma'_s &= 1831.84(0.961 - 1.275) \\ &= -575.20 \text{ kPa} < [\sigma_{z1}] = 650 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{钢筋应力: } K = \frac{4096}{4096 - 575.2} = 1.163$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= -10 \times 4096 \times \frac{2 \times 1.163 \times 0.5 - (0.5 - 0.45)}{2 \times 1.163 \times 0.5} \\ &= -39199 \text{ kPa} < [\sigma_g] = 135000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

混凝土拉应力小于容许应力，表明墩柱不会出现裂缝，按小偏心构件计算可行。墩柱配筋满足规范要求。箍筋可按构件要求配置。

四、钻孔灌注桩计算

钻孔灌注桩直径为1.20m，用20号混凝土， $\phi 16$ I级钢筋。灌注桩按 m 法计算， m 值为 $5 \times 10^3 \text{ kN/m}^4$ （软塑粘性土）。桩身混凝土受压弹性模量 $E_h = 2.6 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

(一) 荷载计算

每一根桩承受的荷载为：

1. 两孔恒载反力（图3-54）

$$N_1 = \frac{1}{2} \times 1669.06 = 834.53 \text{ kN}$$

2. 盖梁恒重反力

$$N_2 = 113.10 \text{ kN}$$

3. 系梁恒重反力

$$N_3 = \frac{1}{2} \times 56 = 28 \text{ kN}$$

4. 一根墩柱恒重

$$N_4 = 37.31 \text{ kN}$$

作用于桩顶的恒载反力 $N_{\text{恒}}$ 为:

$$N_{\text{恒}} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 1012.94 \text{ kN}$$

5. 灌注桩每延米自重

$$q = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 \times 15 = 16.96 \text{ kN/m (已扣除浮力)}$$

6. 活载反力

(1) 两跨活载反力:

$$N_5 = 458.70 \text{ kN (汽-20、双列车)}$$

$$N_5' = 676.86 \text{ kN (挂-100)}$$

$$N_5'' = 63.47 \text{ kN (人群荷载、单侧)}$$

(2) 单跨活载反力:

$$N_6 = 409.21 \text{ kN (汽-20、双列车)}$$

$$N_6' = 653.06 \text{ kN (挂-100)}$$

$$N_6'' = 44.57 \text{ kN (人群荷载、双侧)}$$

(3) 制动力 $T = 45 \text{ kN}$, 作用点在支座中心, 距桩顶距离为

$$\left(\frac{1}{2} \times 0.042 + 1.1 + 1.9 \right) = 3.021 \text{ m}$$

(4) 纵向风力: 风压取 $0.7 \times 442 = 309.4 \text{ Pa}$

则由盖梁引起的风力: $W_1 = \frac{1}{2} \times 2.314 = 1.157 \text{ kN}$, 对桩顶的力臂为 $1.10 \times \frac{1}{2} + 1.9 = 2.45 \text{ m}$ 。

墩柱引起的风力 $W_2 = 0.85 \text{ kN}$, 对桩顶的力臂为 $\frac{1}{2} \times 1.90 = 0.95 \text{ m}$ 。

横向风力因墩柱横向刚度较大, 可不予考虑。

7. 作用于桩顶的外力 (图3-55)

$$N_{\text{max}} = 1012.94 + 458.70 + 63.47 = 1535.11 \text{ kN (双孔)}$$

$$N_{\text{min}} = 1012.94 + 409.21 + 44.57 = 1466.72 \text{ kN (单孔)}$$

$$H = 45 + 1.157 + 0.85 = 47.01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M &= N_5 \times 0.25 + T \times 3.021 + W_1 \\ &\quad \times 2.45 + W_2 \times 0.95 + N_5'' \times 0.25 \\ &= 102.30 + 135.95 + 2.83 + 0.81 + 11.14 \\ &= 253.03 \text{ kN} \cdot \text{m (单跨活载时)} \end{aligned}$$

8. 作用于地面处桩顶上的外力

$$N_{\text{max}} = 1535.11 + 16.96 = 1552.07 \text{ kN}$$

$$N_{\text{max}} = 1466.72 + 16.96 = 1483.68 \text{ kN}$$

$$H_0 = 47.01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= 102.30 + 180.95 + 3.99 + 1.65 + 11.14 \\ &= 300.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

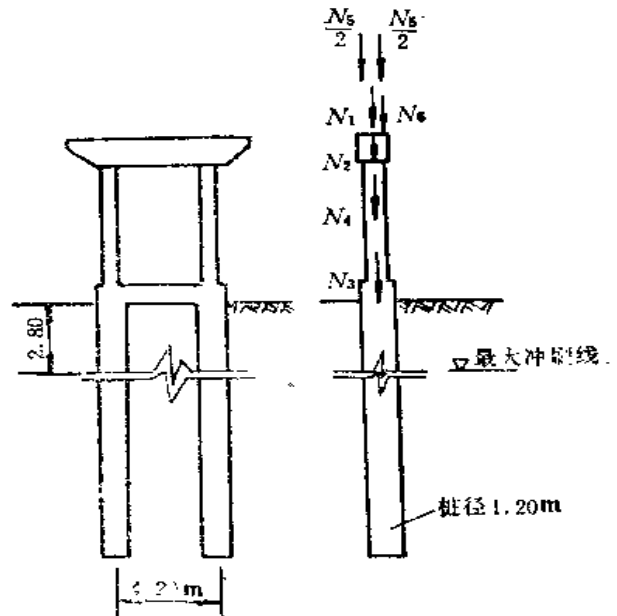


图 3-54

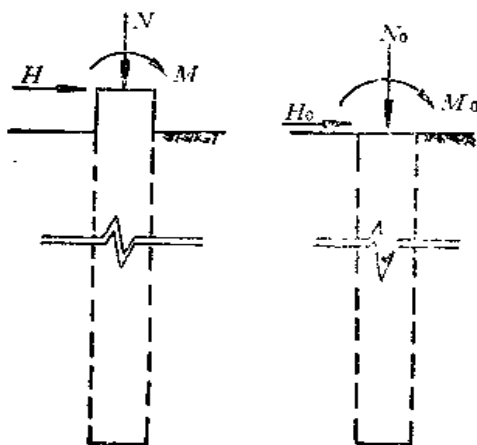


图 3-55

(二) 桩长计算

由于假定土层是单一的, 可用确定单桩容许承载力的经验公式初步计算桩长。灌注桩最大冲刷线以下的桩长为 h , 则

$$[N] = \frac{1}{2} U \sum l_i \tau_i + \lambda m_0 A \{ [\sigma_0] + k_2 \gamma_2 (h_3 - 3) \}$$

式中: U ——桩周长, $U = \pi \times 1.2 = 3.77\text{m}$, 考虑用旋转式钻机, 成孔直径增大5cm, 则 $U = \pi \times 1.25 = 3.93\text{m}$;

τ_i ——桩壁极限摩阻力, 按表值取为 40kPa , 即 40kN/m^2 ;

l_i ——土层深度(m);

λ ——考虑桩入土深度影响的修正系数, 取为0.75;

m_0 ——考虑孔底沉淀层厚度影响的清底系数, 取为0.80;

A ——桩底截面积, $A = \pi R^2 = 1.13\text{m}^2$;

$[\sigma_0]$ ——桩底土层容许承载力, 取 $[\sigma_0] = 220\text{kPa}$;

k_2 ——深度修正系数, 取 $k_2 = 1.5$;

γ_2 ——土层的容重, 取 $\gamma_2 = 8\text{kN/m}^3$ (已扣除浮力);

h_3 ——为一般冲刷线以下深度(m)。

代入得:

$$\begin{aligned} [N] &= \frac{1}{2} [3.93 \times (2.8 + h) \times 40] + 0.75 \times 0.8 \times 1.13 [220 + 1.5 \times 8 \\ &\quad \times (2.8 + h - 3)] \\ &= 134.60 + 78.6h + 0.678 \times (217.6 + 12h) \\ &= 282.13 + 86.74h \end{aligned}$$

桩底最大垂直力为

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 1552.07 + 2.8 \times 16.96 + \frac{1}{2} qh \\ &= 1599.56 + 8.48h \end{aligned}$$

即 $1599.56 + 8.48h = 282.13 + 86.74h$

故 $h = \frac{1599.56 - 282.13}{86.74 - 8.48} = 16.83\text{m}$

取 $h = 20\text{m}$, 即地面以下桩长为 22.80m 。由上式反求, 可知桩的轴向承载力能满足要求。

(三) 桩的内力计算 (m法)

1. 桩的计算宽度 b_1

$$b_1 = k_f(d + 1) = 0.9(1.2 + 1.0) = 1.98(\text{m})$$

2. 桩的变形系数 α

$$\alpha = 5 \sqrt{\frac{m b_1}{EI}}$$

式中,

$E_h = 2.6 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $I = 0.0491d^4 = 0.102 \text{ (m}^4\text{)}$
受弯构件, $EI = 0.67E_hI$

故 $\alpha = 5\sqrt{\frac{5000 \times 1.98}{0.67 \times 10^7 \times 0.102 \times 2.6}} = 0.354 \text{ (m}^{-1}\text{)}$

$\alpha h = 0.354 \times 22.80 = 8.07 > 2.5$

按弹性桩计算。

3. 地面以下深度Z处桩身截面上的弯矩M_Z与水平压应力σ_{Zx}的计算

已知作用于地面处桩顶上的外力为:

$N_0 = 1483.68 \text{ kN}, H_0 = 47.01 \text{ kN}, M_0 = 300.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(1) 桩身弯矩M_Z

$$M_Z = \frac{H_0}{\alpha} \cdot A_m + M_0 \cdot B_m$$

式中的无量纲系数A_m、B_m可由表格查得, 计算见表3-37, 其结果示于图3-56。

桩身弯矩M_Z计算 (单位: kN·m) 表3-37

Z	$\bar{Z} = \alpha Z$	$\bar{h} = \alpha h$	A _m	B _m	$\frac{H}{\alpha} A_m$	M ₀ B _m	M _Z
0.28	0.1	4.0	0.09960	0.99974	13.23	299.96	313.19
0.56	0.2	4.0	0.19696	0.99806	26.16	299.46	325.62
1.13	0.4	4.0	0.37739	0.98617	50.12	293.89	346.01
1.69	0.6	4.0	0.52938	0.95861	70.30	287.62	357.92
2.26	0.8	4.0	0.64561	0.91324	85.74	274.01	359.75
2.82	1.0	4.0	0.72305	0.85089	96.02	255.30	351.32
3.67	1.3	4.0	0.76761	0.73161	101.94	219.51	321.45
4.24	1.5	4.0	0.75466	0.68694	100.22	206.11	306.33
5.65	2.0	4.0	0.61413	0.40658	81.56	121.99	203.55
7.06	2.5	4.0	0.39896	0.14763	52.98	44.29	97.27
8.47	3.0	4.0	0.19305	0.07595	25.64	22.79	48.43
9.89	3.5	4.0	0.05081	0.01354	6.75	4.06	10.81
11.30	4.0	4.0	0.00005	0.00009	0.007	0.027	0.034

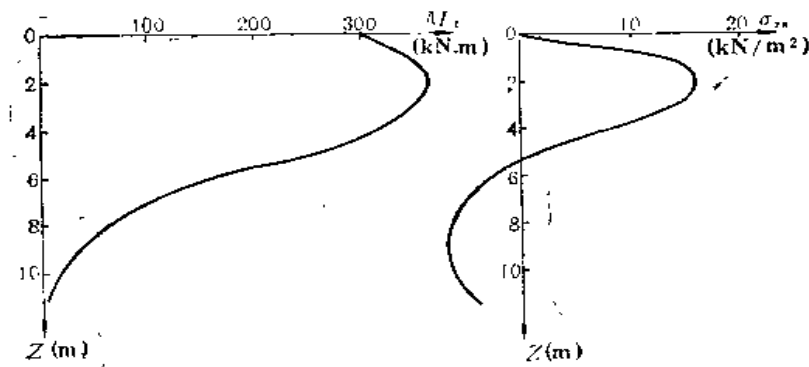


图 3-56

(2) 桩身水平压应力 σ_{zx}

$$\sigma_{zx} = \frac{\alpha H_0}{b_1} \cdot \bar{Z} A_x + \frac{\alpha^2 M_0}{b_1} \bar{Z} B_x$$

式中的无量纲系数 A_x 、 B_x 可由表格查得， \bar{Z} 为换算深度， $\bar{Z} = \alpha Z$ 。计算见表3-38，其结果示于图3-56。

水平压应力 σ_{zx} 计算 (单位kN/m²)

表3-38

Z	$\bar{Z} = \alpha Z$	A_x	B_x	$\frac{\alpha H_0}{b_1} \cdot \bar{Z} \cdot A_x$	$\frac{\alpha^2 M_0}{b_1} \cdot \bar{Z} \cdot B_x$	σ_{zx}
0	0			0	0	0
0.56	0.2	2.11799	1.29088	3.56	4.90	8.46
1.13	0.4	1.80273	1.00064	6.06	7.60	13.66
1.98	0.7	1.36024	0.63885	8.00	8.49	16.49
2.54	0.9	1.09361	0.44481	8.27	7.60	15.87
3.11	1.1	0.85441	0.28606	7.89	5.98	13.87
4.21	1.5	0.46614	0.06288	5.87	1.79	7.66
5.65	2.0	0.14696	-0.07572	2.47	-2.88	-0.41
8.47	3.0	-0.08741	-0.09471	-2.20	-5.40	-7.60
11.30	4.0	-0.10788	-0.01487	-3.62	-1.13	-4.75

$$\alpha H_0 / b_1 = \frac{0.354 \times 47.01}{1.98} = 8.40$$

$$\alpha^2 M_0 / b_1 = \frac{(0.354)^2 \times 300.04}{1.98} = 18.99$$

(四) 桩身截面配筋与强度验算

验算最大弯矩 ($Z = 2.26\text{m}$) 值处的截面强度，该处内力值为：

$$M = 359.75\text{kN}\cdot\text{m} \quad N = 1483.68 + 2.26 \times 16.96 = 1522.01\text{kN}$$

桩内竖向钢筋若按含筋率0.2%配置，则

$$A_g = \frac{\pi}{4} \times (1.2)^2 \times 0.2\% = 22.62(\text{cm}^2)$$

选用12 ϕ 16钢筋， $A_g = 24.13(\text{cm}^2)$ ， $\mu = 0.21\%$

桩的换算面积 A_0 为

$$A_0 = A_b + n A_g = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 + 10 \times 24.13 \times 10^{-4} = 1.155(\text{m}^2)$$

桩的换算截面模量 W_0 为

$$\begin{aligned} W_0 &= \frac{\pi}{4} R^3 + \frac{n A_g r_g^2}{2R} \\ &= \frac{\pi}{4} \times (0.6^3) + \frac{10 \times 24.13 \times 10^{-4} \times (0.54)^2}{2 \times 0.6} = 0.175\text{m}^3 \end{aligned}$$

弯矩增大系数 η 为

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{k N l_p^2}{10 a_0 E_h I_h}}$$

式中: k ——安全系数, 取 $k = 1.6$;

l_p ——桩的计算长度, 当 $\alpha h \geq 4$ 时取 $l_p = 0.7 \left(l_0 + \frac{4.0}{\alpha} \right) = 7.91(\text{m})$;

$$I_h = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi}{64} (1.2)^4 = 0.102 \text{m}^4;$$

$$a_0 \text{——与偏心荷载有关的系数, } a_0 = \frac{0.1}{0.2 + \frac{e_0}{d}} + 0.16,$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 359.75/1522.01 = 0.236(\text{m}), \text{故}$$

$$a_0 = \frac{0.1}{0.2 + \frac{e_0}{d}} + 0.16 = \frac{0.1}{0.2 + \frac{0.236}{1.2}} + 0.16 = 0.112$$

代入后,

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1.6 \times 1522.01 \times (7.91)^2}{10 \times 0.112 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102}} = 1.038$$

$$\text{桩截面的核心距 } \rho = \frac{W_0}{A_0} = \frac{0.175}{1.155} = 0.152$$

$$\text{外力偏心距 } e = \eta \frac{M}{N} = \eta \times e_0 = 1.038 \times 0.236 = 0.245$$

由于 $e > \rho$, 故灌注桩为大偏心受压构件, 应按圆形钢筋混凝土截面大偏心受压构件计算。

$$\text{桩的偏心率 } e/R = \frac{0.245}{0.6} = 0.4083, \text{按公式:}$$

$$\frac{e}{R} = \frac{W + 24\pi n\mu \left(\frac{r_g}{R} \right)^2}{16[V - 3\pi n\mu \cos \alpha_1]}$$

$$\text{式中: } 24\pi n\mu \left(\frac{r_g}{R} \right)^2 = 24 \times \pi \times 10 \times 0.0021 \times \left(\frac{0.54}{0.60} \right)^2 \\ = 1.283$$

$$48\pi n\mu \cos \alpha_1 = 48 \times \pi \times 10 \times 0.0021 \times \cos \alpha_1$$

$$= 3.167 \cos \alpha_1$$

上式可改写成

$$-\frac{e}{R} = \frac{W + 1.283}{16v - 3.167 \cos \alpha_1} = 0.4083$$

用试算法求 α_1 值 (假设 α_1 值, 查表):

假定 $\alpha_1 = 121^\circ$, 则

$\cos \alpha_1 = -0.514$, $V = 5.193$, $W = 33.250$, 代入得:

$$-\frac{e}{R} = \frac{33.250 + 1.283}{16 \times 5.193 - 3.167 \times (-0.514)} = 0.4076 \approx 0.4083$$

取 $\alpha_1 = 121^\circ$, 则 $K = \frac{1 - \cos 121^\circ}{2} = 0.757$

桩身混凝土边缘最大压应力 $\sigma_{h \max}$ 为:

$$\begin{aligned} \sigma_{h \max} &= \frac{96kM}{R^3 \left[W + 24\pi n \mu \left(\frac{r_g}{R} \right)^2 \right]} \\ &= \frac{96 \times 0.757 \times 359.75 \times 1.038}{(0.60)^3 (33.250 + 1.283)} \\ &= 3638.12 \text{ kN/m}^2 < [\sigma_h] = 9000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= n \sigma_{h \max} \cdot \frac{2R(1-k) - a}{2kR} \\ &= 10 \times 3638.12 \times \frac{2 \times 0.6(1 - 0.757) - 0.06}{2 \times 0.6 \times 0.757} \\ &= 9275.52 \text{ kPa} < [\sigma_g] = 135000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

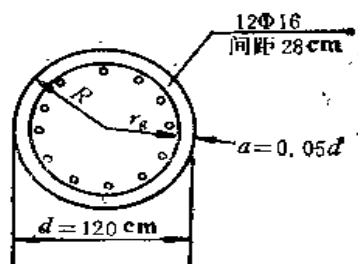


图 3-57

均满足规范要求。灌注桩主筋配置见图3-57。

(五) 墩顶纵向水平位移验算

1. 桩在地面处的水平位移和转角 (x_0, φ_0) 计算

$$x_0 = \frac{H_0}{\alpha^3 EI} A_x + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} B_x$$

当 $\alpha h \geq 4$, $Z = 0$ 时, 查表得到:

$$A_x = 2.44066, B_x = 1.621$$

$$\alpha^3 EI = (0.354)^3 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.67 \times 0.102 = 0.788 \times 10^5$$

$$\alpha^2 EI = (0.354)^2 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.67 \times 0.102 = 2.227 \times 10^5$$

故

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{47.01}{0.788 \times 10^5} \times 2.441 + \frac{300.04}{2.227 \times 10^5} \times 1.621 \\ &= 1.456 \times 10^{-3} + 2.184 \times 10^{-3} \\ &= 3.640 \times 10^{-3} (\text{m}) = 3.64 (\text{mm}) < 6 \text{ mm} \quad (\text{符合 } m \text{ 法计算要求}) \end{aligned}$$

$$\varphi_0 = \frac{H_r}{\alpha^2 EI} A_\varphi + \frac{M_0}{\alpha EI} B_\varphi$$

同上查表得到

$$A_\varphi = -1.62100 \quad B_\varphi = -1.75058$$

$$\alpha EI = 0.354 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.67 \times 0.102 = 6.291 \times 10^5$$

代入得

$$\begin{aligned} \varphi_0 &= \frac{47.01}{2.227 \times 10^5} \times (-1.621) + \frac{200.04}{6.291 \times 10^5} \times (-1.751) \\ &= -3.422 \times 10^{-4} - 8.351 \times 10^{-4} \\ &= -1.177 \times 10^{-3} = -0.00118 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

2. 墩顶纵向水平位移验算 (图3-58)

由于桩露出地面部分为变截面, 其上部墩柱截面抗弯刚度为 $E_1 I_1$ (直径 d_1), 下部桩截面抗弯刚度为 EI (直径为 d), 假设 $n = E_1 I_1 / EI$, 则墩顶的水平位移公式为:

$$x_1 = x_0 - \varphi_0 l_0 + x_Q + x_m$$

式中:

$$x_Q = \frac{H}{E_1 I_1} \left[\frac{1}{3} (n h_2^3 + h_1^3) + n h_1 h_2 (h_1 + h_2) \right]$$

$$x_m = \frac{M}{2 E_1 I_1} \left[h_1^2 + n h_2 (2 h_1 + h_2) \right]$$

$$n = \frac{I_1 E_1}{I E}, \quad \text{由于 } E_1 = E, \text{ 所以}$$

$$n = \left(\frac{1.0}{1.2} \right)^4 = 0.482, \quad I_1 E_1 = 0.482 EI$$

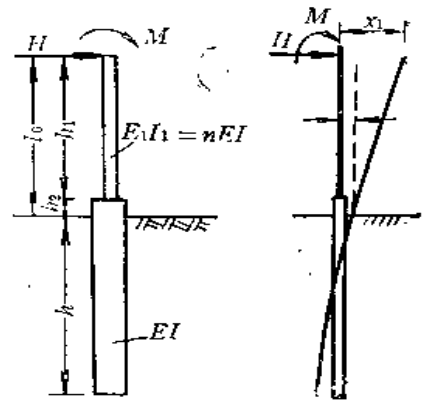


图 3-58

已知 $h_1 = 3.0\text{m}$, $h_2 = 1.0\text{m}$, $h = 22.8\text{m}$

$$\begin{aligned} \text{故 } x_Q &= \frac{45}{0.482 \times 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102} \left[\frac{1}{3} (0.482 \times 1.0^3 + 3.0^3) \right. \\ &\quad \left. + 0.482 \times 3.0 \times 1.0 (3.0 + 1.0) \right] = 0.785 \times 10^{-3} (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_m &= \frac{164.74}{2 \times 0.482 \times 0.67 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.102} \left[3.0^2 + 0.482 \times 1.0 \right. \\ &\quad \left. \times (2 \times 3.0 + 1.0) \right] = 1.190 \times 10^{-3} (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= x_0 - \varphi_0 l_0 + x_Q + x_m \\ &= 3.640 \times 10^{-3} - (-0.00118 \times 4.0) + 0.785 \times 10^{-3} + 1.190 \times 10^{-3} \\ &= 10.335 \times 10^{-3} (\text{m}) = 10.34 \text{ mm} \end{aligned}$$

墩顶容许的纵向水平位移 $[\Delta]$ 为:

$$[\Delta] = 5 \sqrt{l} = 5 \times \sqrt{20} = 22.36 \text{ mm} > x_1$$

符合规范要求。

例四 预应力混凝土简支T形梁桥计算示例

一、设计资料及构造布置

(一)设计资料

1.桥梁跨径及桥宽

标准跨径: 40m (墩中心距离)

主梁全长: 39.96m

计算跨径: 38.88m

桥面净空: 净-7附 2×0.75 m人行道

2.设计荷载: 汽-20, 挂-100, 人群荷载 3kN/m^2 , 每侧栏杆、人行道重量的作用力分别为 1.52kN/m 和 3.6kN/m 。

3.材料及工艺

混凝土: 主梁用40号, 人行道、栏杆及桥面铺装用20号。

预应力钢束采用符合冶金部YB255-64标准的 $\phi^5\text{mm}$ 碳素钢丝, 每束由24丝组成。

普通钢筋直径大于和等于12mm的用16Mn钢或其它II级热轧螺纹钢筋; 直径小于12mm的均用I级热轧光钢筋。

钢板及角钢: 制作锚头下支承垫板、支座垫板等均用普通A₃碳素钢, 主梁间的联接用16Mn低合金结构钢钢板。

按后张法工艺制作主梁, 采用45号优质碳素结构钢的锥形锚具和直径50mm抽拔橡胶管。

4.设计依据

交通部颁《公路桥涵设计通用规范》(JTJ021-85), 简称“桥规”。

交通部颁《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023-85), 简称“公预规”。

5.基本计算数据 (见表4-1)

(二)横截面布置

本例介绍公路桥涵标准图40m跨径的定型设计, 即在跨径和桥面净空已确定的条件下进行规格化的构造布置。以下便简述这一布置过程。

1.主梁间距与主梁片数

主梁间距通常应随梁高与跨径的增大而加宽为经济, 同时加宽翼板对提高主梁截面效率指标 ρ 很有效, 故在许可条件下应适当加宽T梁翼板。但标准设计主要为配合各种桥面宽度, 使桥梁尺寸标准化而采用统一的主梁间距。交通部《公路桥涵标准图》(78年)中, 钢筋混凝土和预应力混凝土装配式简支T形梁跨径从16m到40m, 主梁间距均为 1.6m^* (留2cm工作缝, T梁上翼缘宽度为158cm)。考虑人行道适当挑出, 净-7附 $2 \times 0.75\text{m}$ 的桥宽则选用五片

* 对跨径40m预应力混凝土简支梁而言, 主梁间距取用 1.6m 是偏小的。

表4-1

名 称	项	目	符 号	单 位	数 据
混 凝 土	立方强度		R	MPa	40
	弹性模量		E_b	MPa	3.3×10^4
	轴心抗压标准强度		R_a^b	MPa	28.0
	抗拉标准强度		R_t^b	MPa	2.60
	轴心抗压设计强度		R_a	MPa	23.0
	抗拉设计强度		R_t	MPa	2.15
	预施应力阶段	极限压应力	$0.70 R_a^{b'}$	MPa	17.64
		极限拉应力	$0.70 R_t^{b'}$	MPa	1.638
	使用荷载作用阶段	荷载组合 I:			
		极限压应力	$0.5 R_a^b$	MPa	14.0
		极限主拉应力	$0.8 R_t^b$	MPa	2.08
		极限主压应力	$0.6 R_a^b$	MPa	16.8
		荷载组合 III:			
		极限压应力	$0.5 R_a^b$	MPa	16.8
碳 素 钢 丝	标准强度		R_y^b	MPa	1600
	弹性模量		E_y	MPa	2.0×10^5
	抗拉设计强度		R_y	MPa	1280
	最大控制应力 σ_k		$0.75 R_y^b$	MPa	1200
	使用荷载作用阶段极限应力:				
	荷载组合 I		$0.65 R_y^b$	MPa	1040
	荷载组合 III		$0.70 R_y^b$	MPa	1120
材 料 容 量	钢筋混凝土		r_1	kN/m ³	25.0
	混凝土		r_2	kN/m ³	24.0
	钢丝束		r_3	kN/m ³	78.5
	钢束与混凝土的弹性模量比值		n_y	无量纲	6.06

* 本示例考虑主梁混凝土达90%标准强度时,开始张拉预应力钢束。 $R_a^{b'}$ 与 $R_t^{b'}$ 分别表示钢束张拉时混凝土的抗压、抗拉标准强度,则

$$R_a^{b'} = 0.9 R_a^b = 25.2 \text{ MPa}$$

$$R_t^{b'} = 0.9 R_t^b = 2.34 \text{ MPa}$$

(3) 计算截面几何特性

将主梁跨中截面划分成五个规则图形的小单元，截面几何特性列表计算见表4-2。

(4) 检验截面效率指标 ρ (希望 ρ 在0.5以上)

$$\begin{aligned} \text{上核心距 } k_s &= \frac{\sum I}{\sum A_i \cdot y_x} \\ &= \frac{42215926}{6328 \times (230 - 91.466)} = 48.156 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{下核心距 } k_x = \frac{\sum I}{\sum A_i \cdot y_s} = 72.937 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{截面效率指标 } \rho &= \frac{k_s + k_x}{h} \\ &= \frac{48.156 + 72.937}{230} = 0.526 > 0.5 \end{aligned}$$

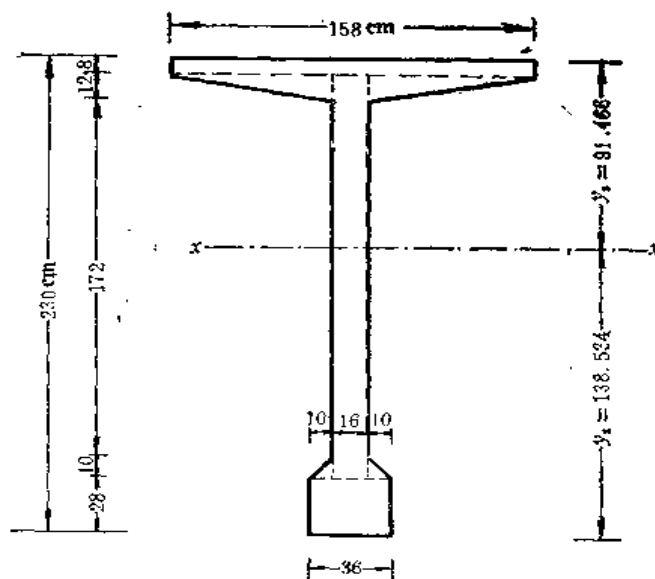


图4-2 预制梁跨中截面图

表明以上初拟的主梁跨中截面是合理的。

跨中截面几何特性计算表

表4-2

分块名称	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积形心至上缘距离 y_i (cm)	分块面积对上缘静矩 $S_i = A_i y_i$ (cm^3)	分块面积的自身惯矩 I_i (cm^4)	$d_i = y_i - y_1$ (cm)	分块面积对截面形心惯矩 $I_{xi} = A_i d_i^2$ (cm^4)	$I = I_i + I_{xi}$ (cm^4)
	(1)	(2)	(3) = (1) × (2)	(4)	(5)	(6) = (1) × (5) ²	(7) = (4) + (6)
翼板	$158 \times 8 = 1264$	4	5056	$\frac{158 \times 8^3}{12} = 6741$	87.466	9669981	9676722
三角承托	852	12	10224	$\frac{1}{30} \times (158 - 16) \times 12^3 = 6816$	79.466	5380218	5387064
腹板	3104	135	325920	9735179	-13.534	568557	10303736
下三角	100	198.667	19867	556	-107.201	1149205	1149761
马蹄	1008	216	217728	65856	-124.534	15632787	15698643
Σ	6328		578795			$\Sigma I = 42215926$	

注：截面形心至上缘距离 $y_s = \frac{\sum S_i}{\sum A_i} = \frac{578795}{6328} = 91.466 \text{ cm}$

(三) 横截面沿跨长的变化

如图4-1所示，本设计主梁采用等高度形式，横截面的T梁翼板厚度沿跨长不变，马蹄部分为配合钢束弯起而从四分点开始向支点逐渐抬高。梁端部区段由于锚头集中力的作用而引起较大的局部应力，也因布置锚具的需要，在距梁端一倍梁高范围内（230cm）将腹板加厚到与马蹄同宽。变化点截面（腹板开始加厚处）到支点的距离为206cm，中间还设置一节长为30cm的腹板加厚的过渡段。

(四)横隔梁的设置

模型试验结果表明*, 在荷载作用处的主梁弯矩横向分布, 当该处有内横隔梁时它比较均匀。否则直接在荷载作用下的主梁弯矩很大。为减小对主梁设计起主要控制作用的跨中弯矩, 在跨中设置一道中横隔梁; 当跨度较大时, 四分点处也宜设置内横隔梁。本设计在桥跨中点和两个四分点及梁端共设置五道横隔梁, 其间距为9.72m。横隔梁采用开洞形式, 它的高度取用2.06m, 平均厚度为0.15m, 详见图4-1所示。

二、主梁内力计算

根据上述梁跨结构纵、横截面的布置, 并通过活载作用下的梁桥荷载横向分布计算, 可分别求得各主梁控制截面(一般取跨中、四分点、变化点截面和支点截面)的恒载和最大活载内力, 然后再进行主梁内力组合。由于篇幅所限, 本示例举边主梁内力计算为例, 中主梁内力仅在内力汇总表中示出计算结果。

(一)恒载内力计算

1.恒载集度

(1)预制梁自重(第一期恒载)

a.按跨中截面计, 主梁的恒载集度:

$$g_{(1)} = 0.6328 \times 25.0 = 15.82 \text{ kN/m}$$

b.由于马蹄抬高所形成四个横置的三棱柱重力折算成的恒载集度:

$$g_{(2)} \approx -\frac{4}{2} (9.72 - 2.06 + 0.15) \times (0.67 - 0.28) \times 0.1 \times 25 / 39.96$$

$$= 0.3811 \text{ kN/m}$$

c.由于梁端腹板加宽所增加的重力折算成的恒载集度:

$$g_{(3)} \approx 2 \times (0.9884 - 0.6328) \times (0.54 + 1.76 + 0.15) \times 25 / 39.96$$

$$= 1.0901 \text{ kN/m}$$

(算式中的0.9884m²为主梁端部截面积)

d.边主梁的横隔梁(尺寸见图4-3)

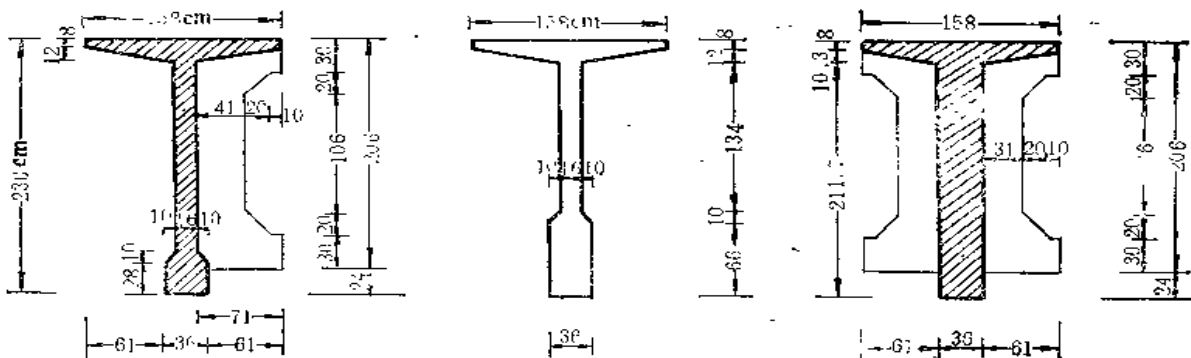


图4-3 截面及横隔梁尺寸图

* 参见同济大学路桥教研组:《公路桥梁荷载横向分布计算》第五章。

内横隔梁体积:

$$0.15 \times \left[2.06 \times 0.71 - \frac{1}{2} (0.08 + 0.2) \times 0.71 - \frac{1}{2} (0.04 + 0.14) \times 0.1 - \frac{1}{2} (1.06 + 1.46) \times 0.2 - 1.46 \times 0.1 \right] \\ = 0.1434 \text{m}^3$$

端横隔梁体积:

$$0.15 \times \left[2.06 \times 0.61 - \frac{1}{2} (0.08 + 0.183) \times 0.61 - \frac{1}{2} (1.06 + 1.46) \times 0.2 - 1.46 \times 0.1 \right] \\ = 0.1168 \text{m}^3$$

$$\therefore g_{(4)} = (3 \times 0.1434 + 2 \times 0.1168) \times 25 / 39.96 = 0.4153 \text{kN/m}$$

c. 第一期恒载

边主梁的恒载集度为:

$$g_1 = \sum_{i=1}^4 g_{(i)} = 15.82 + 0.3811 + 1.0901 + 0.4153 = 17.707 \text{kN/m}$$

(2) 第二期恒载

一侧栏杆: 1.52kN/m ; 一侧人行道: 3.60kN/m ;

桥面铺装层 (见图 4-1): $\frac{1}{2} (0.07 + 0.123) \times 7.0 \times 24.0 = 16.212 \text{kN/m}$

若将两侧栏杆、人行道和桥面铺装层恒载笼统地均摊给五片主梁, 则:

$$g_2 = \frac{1}{5} [2 \times (1.52 + 3.60) + 16.212] = 5.290 \text{kN/m}$$

恒载内力 (1号梁) 计算表

表4-3

计 算 数 据	$l = 38.88 \text{m} \quad l^2 = 1511.654 \text{m}^2$						
	g_1	$M_\alpha = \frac{1}{2} \alpha (1 - \alpha) l^2 g_1 (\text{kN} \cdot \text{m})$			$Q_\alpha = \frac{1}{2} (1 - 2\alpha) l g_1 (\text{kN})$		
项 目		跨 中	四 分 点	变 化 点	四 分 点	变 化 点	支 点
α		0.5	0.25	0.0530	0.25	0.0530	0
$\frac{1}{2} \alpha (1 - \alpha)$		0.125	0.0338	0.0251			
$\frac{1}{2} (1 - 2\alpha)$					0.25	0.447	0.5
第一期恒载 g_1 (kN/m)	17.707	3343.857	2510.731	671.848	172.112	307.736	344.224
第二期恒载 g_2 (kN/m)	5.290	999.581	750.086	200.716	51.419	91.937	102.838

2. 恒载内力

如图4-4所示, 设 x 为计算截面离左

支座的距离, 并令 $\alpha = \frac{x}{l}$, 则:

主梁弯矩和剪力的计算公式分别为:

$$M_a = \frac{1}{2} \alpha(1-\alpha)l^2g$$

$$Q_a = \frac{1}{2}(1-2\alpha)lg$$

恒载内力计算见表4-3。

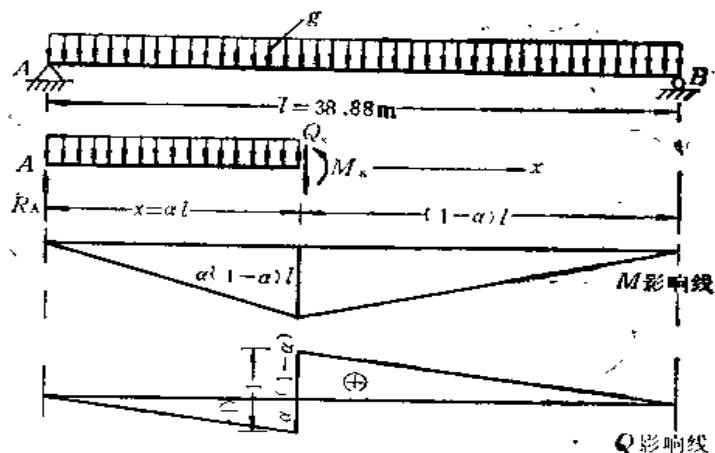


图4-4 恒载内力计算图

(二) 活载内力计算(修正刚性横梁法)

1. 冲击系数和车道折减系数

按“桥规”第2.3.2条规定, 对于汽-20

$$1 + \mu = 1 + \frac{1.3 - 1.0}{45 - 5} \times (45 - 38.88) = 1.0459$$

按“桥规”第2.3.5条规定, 平板挂车不计冲击力影响, 即对于挂-100荷载 $1 + \mu = 1.0$

按“桥规”第2.3.1条规定, 对于双车道不考虑汽车荷载折减, 即车道折减系数 $\phi = 1.0$

2. 计算主梁的荷载横向分布系数

(1) 跨中的荷载横向分布系数 m_c

如前所述, 本例桥跨内设有三道横隔梁, 具有可靠的横向联结, 且承重结构的长宽比为:

$$\frac{l}{B} = \frac{38.88}{5 \times 1.60} = 4.86 > 2$$

所以可按修正的刚性横梁法来绘制横向影响线和计算横向分布系数 m_c 。

a. 计算主梁抗扭惯矩 I_T

对于 T 形梁截面, 抗扭惯矩可近似按下式计算:

$$I_T = \sum_{i=1}^m c_i b_i t_i^3$$

式中: b_i 和 t_i ——相应为单个矩形截面的宽度和厚度;

c_i ——矩形截面抗扭刚度系数;

m ——梁截面划分成单个矩形截面的个数。

对于跨中截面, 翼缘板的换算平均厚度: $t_1 = \frac{8 + 20}{2} = 14\text{cm}$;

马蹄部分的换算平均厚度: $t_3 = \frac{28 + 38}{2} = 33\text{cm}$ 。

图4-5示出了 I_T 的计算图式, I_T 的计算见表4-4。

b. 计算抗扭修正系数 β

I_T 计算表

表 4-4

分块名称	$b_i(\text{cm})$	$t_i(\text{cm})$	t_i/b_i	c_i^*	$I_{Ti} = c_i \cdot b_i \cdot t_i^3 (\times 10^{-3} \text{m}^4)$
翼缘板①	160	14	0.0875	$\frac{1}{3}$	1.46347
腹板②	183	16	0.0874	$\frac{1}{3}$	2.49856
马蹄③	36	33	0.9167	0.1527	1.97553
Σ					5.93756

对于本例主梁的间距相同，并将主梁近似看成等截面，则得：

$$\beta^{**} = \frac{1}{1 + \xi \frac{GI_T}{E_b I} (l/B)^2}$$

式中： ξ ——与主梁片数 n 有关的系数，当 $n=5$ 时 ξ 为 1.042， $B=8.0\text{m}$ ， $l=38.88\text{m}$ ， $I=0.42215926^{***}\text{m}^4$ ，按《桥规》第 2.1.3 条取 $G=0.43E_b$ ，代入计算公式求得：

$$\beta = 0.8704$$

c. 按修正的刚性横梁法计算横向影响线竖坐标值：

$$\eta_{ij} = \frac{1}{n} + \beta \cdot \frac{a_i \cdot e}{\sum_{i=1}^n a_i^2}$$

式中： $n=5$ ， $a_1=3.2\text{m}$ ， $a_2=1.6\text{m}$ ， $a_3=0$ ，

$$a_4=-1.6\text{m}$$
， $a_5=-3.2\text{m}$

(参见图 4-6)，则：

$$\sum_{i=1}^n a_i^2 = 2 \times (3.2^2 + 1.6^2) = 25.6\text{m}^2$$

计算所得的 η_{ij} 值列于表 4-5 内。

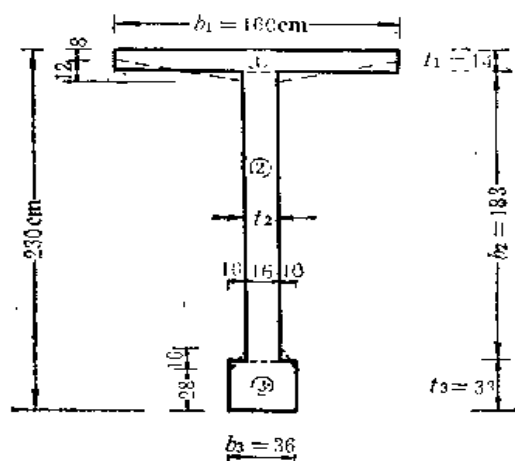


图 4-5 I_T 计算图式

表 4-5

梁号	$e(\text{m})$	η_{1i}	η_{1i}	η_{1i}
1	3.2	0.5482	0.0259	-0.1482
2	1.6	0.3741	0.1130	0.0259
3	0	0.2	0.2	0.2

d. 计算荷载横向分布系数

1、2、3 号主梁的横向影响线和最不利布载图式如图 4-6 所示。对于 1 号梁，则：

$$\eta_{11} = \frac{1}{2} \sum \eta_{1i} = \frac{1}{2} \times (0.5264 + 0.3306 + 0.1891 - 0.0067) = 0.5197$$

* 系数 c_i 是根据 t/b 值由姚玲森主编的《桥梁工程》表 2-5-2 查得的；

** 参见同上教材的式 (2-5-40')；

*** 这里应采用翼板宽为 1.6m 的主梁跨中截面抗弯惯矩，以上是近似取用表 4-2 的计算结果。

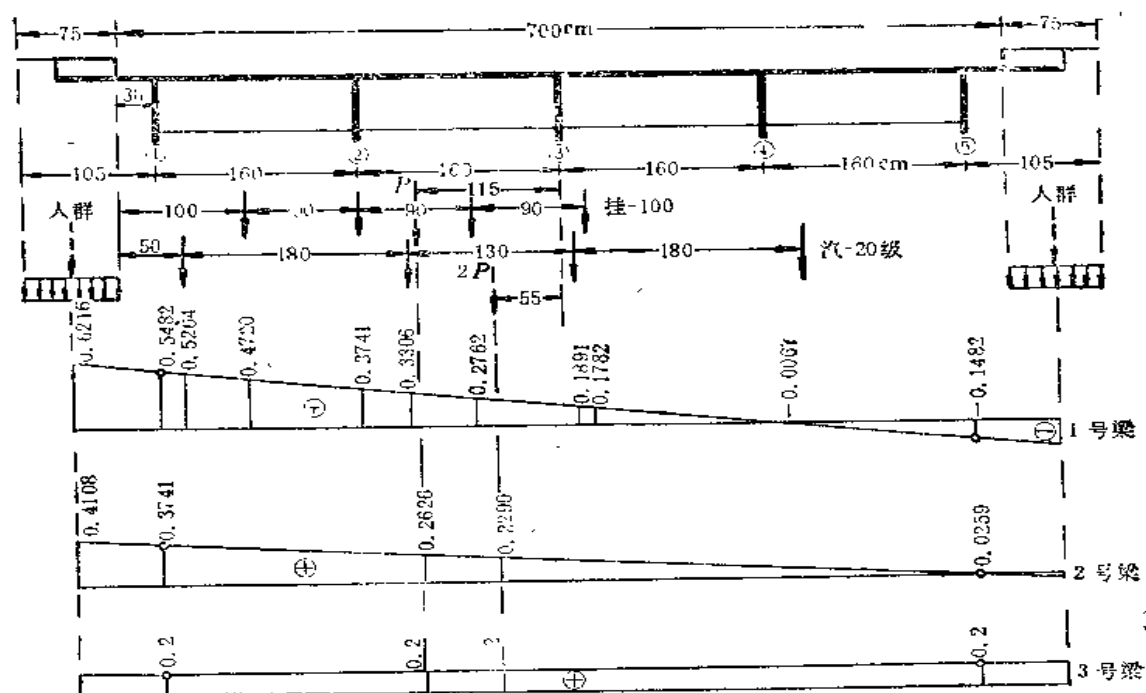


图4-6 跨中的横向分布系数 m 计算图式

$$\text{挂 } 100 \quad m_{og} = -\frac{1}{4} \sum \eta_{ii} = -\frac{1}{4} \times (0.4720 + 0.3741 + 0.2762 + 0.1782) = 0.3251$$

$$\text{人群荷载} \quad m_{or} = 0.6216$$

(2) 支点的荷载横向分布系数 m

如图4-7所示,按杠杆原理法绘制荷载横向影响线并进行布载,1号梁活载的横向分布系数可计算如下:

$$\text{汽-20} \quad m_{oq} = \frac{1}{2} \times 0.8750 = 0.4375$$

$$\text{挂-100} \quad m_{og} = \frac{1}{4} \times 0.5625 = 0.1406$$

$$\text{人群荷载} \quad m_{or} = 1.4219$$

(3) 横向分布系数汇总 (见表4-6)

1号梁活载横向分布系数

表4-6

荷载类别	m_e	m_o
汽-20	0.5197	0.4375
挂-100	0.3251	0.1406
人群	0.6216	1.4219

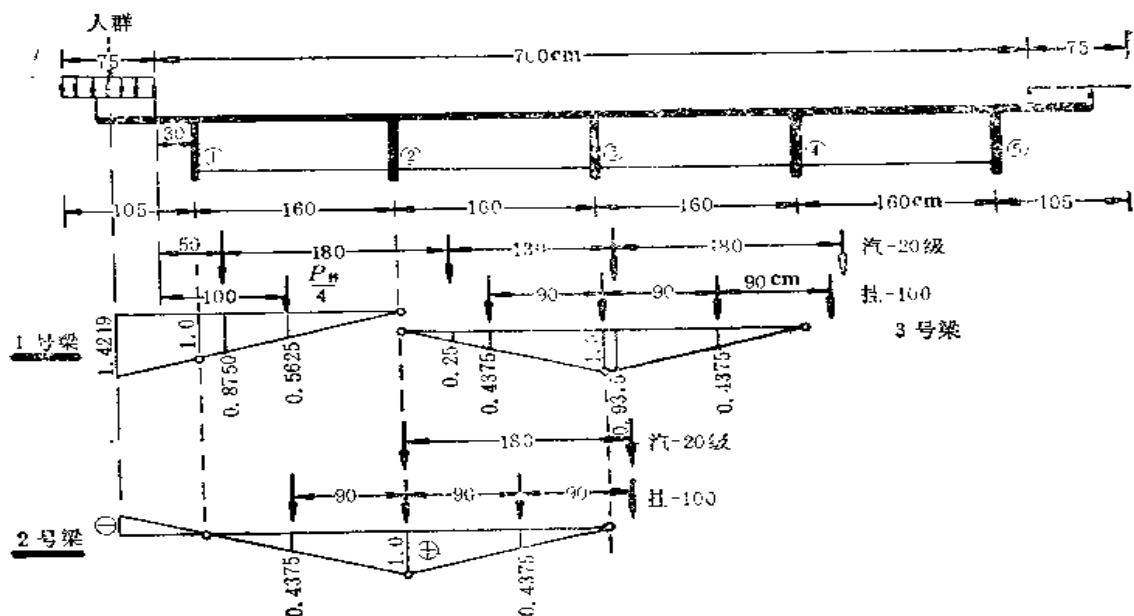


图4-7 支点的横向分布系数 m_0 计算图式

3. 计算活载内力

在活载内力计算中，本示例对于横向分布系数的取值作如下考虑：计算主梁活载弯矩时，均采用全跨统一的横向分布系数 m_0 ，鉴于跨中和四分点剪力影响线的较大坐标位于桥跨中部（见图4-8），故也按不变化的 m_0 来计算。求支点和变化点截面活载剪力时，由于主要荷重集中在支点附近而应考虑支承条件的影响，按横向分布系数沿桥跨的变化曲线取值，即从支点到 $l/4$ 之间，横向分布系数用 m_0 与 m_c 值直线插入，其余区段均取 m_0 值（见图4-9和4-10）。

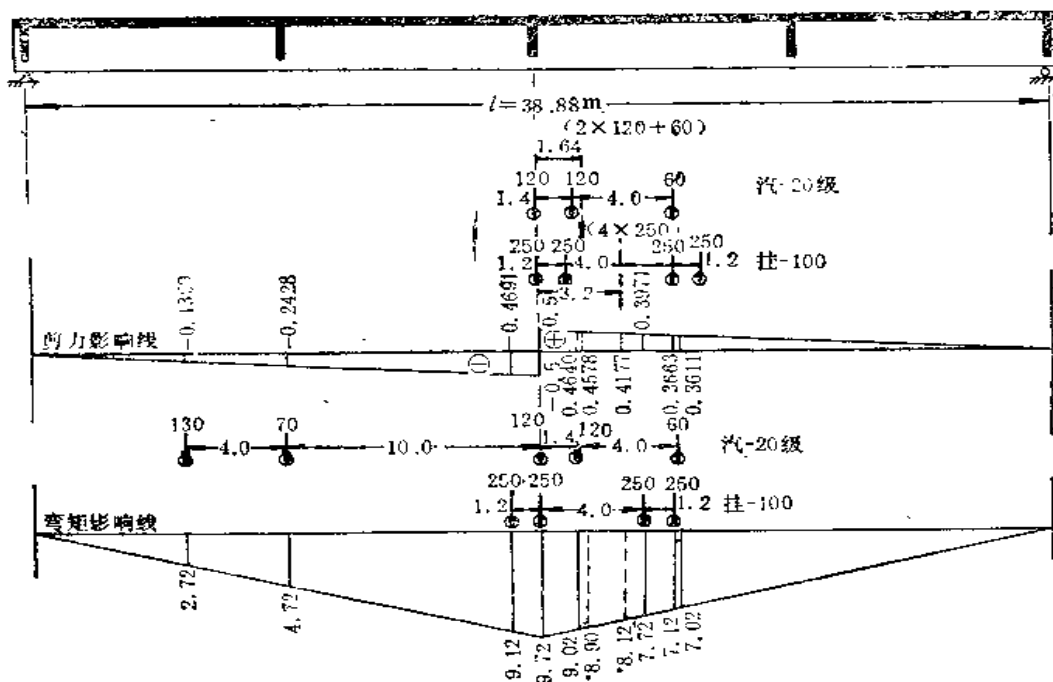


图4-8 跨中截面内力计算图式

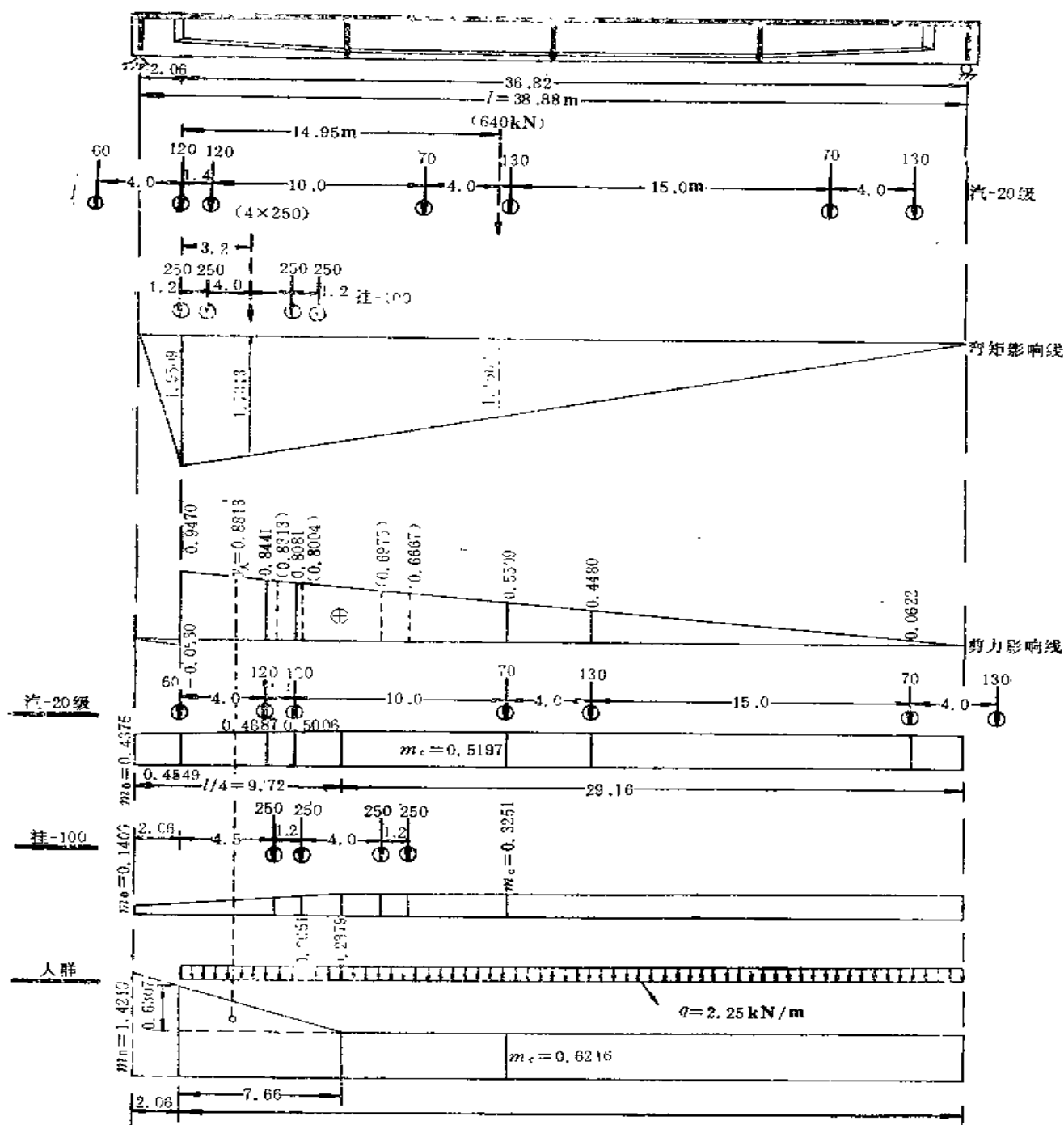


图4-9 变化点截面内力(1号梁)计算图式

(1) 计算跨中截面最大弯矩及相应荷载位置的剪力和最大剪力及相应荷载位置的弯矩采用直接加载求活载内力, 图4-8示出跨中截面内力计算图式, 计算公式为

$$S = (1 + \mu) \cdot \phi \cdot m_c \cdot \sum P_i \cdot y_i$$

式中: S ——所求截面的弯矩或剪力;

P_i ——车辆荷载的轴重;

y_i ——沿桥跨纵向与荷载位置对应的内力影响线坐标值。

a. 对于汽车和挂车荷载内力列表计算在表4-7内。

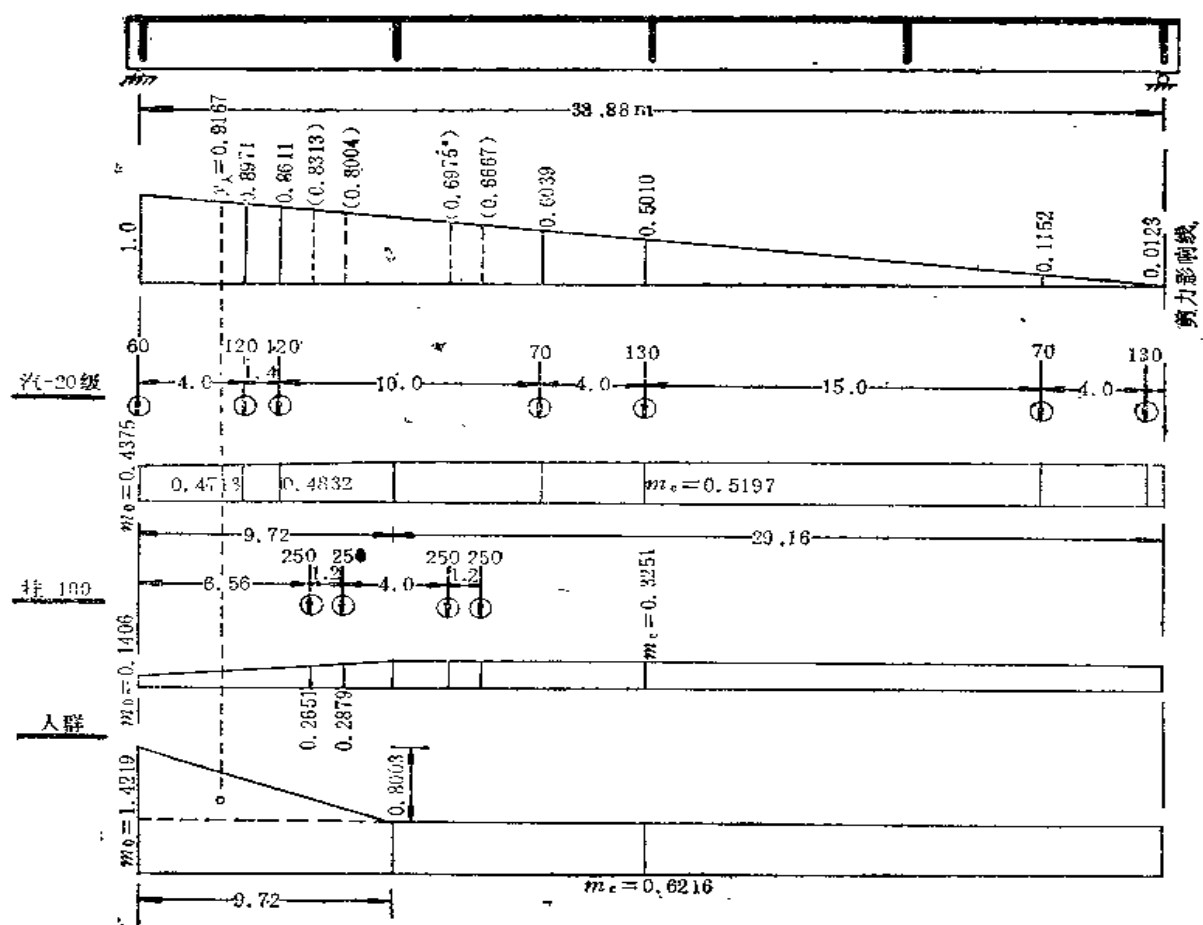


图4-10 支点剪力(1号梁)计算图式
跨中截面车辆荷载内力计算表

表4-7

表4-7

荷载类别		汽-20					挂-100			
1 + μ		1.0459					1.0			
m_0		0.5197					0.3251			
最大弯矩及相应剪力	P_1	60	120	120	70	130	250	250	250	250
	y_1^*	7.02/ 0.3611	9.02/ 0.4640	9.72/ 0.5	4.72/ -0.2428	2.72/ -0.1359	7.12/ 0.3663	7.72/ 0.3971	9.72/ 0.5	9.12/ -0.4691
		$M_{max}(kN \cdot m)$			相应Q (kN)		$M_{max}(kN \cdot m)$		相应Q (kN)	
	$\Sigma P_1 \cdot y_1$	3354			102.163		8420		198.575	
	1号梁内力值	1823.081			55.531		2737.342		64.557	
最大剪力及相应弯矩	合力P	$2 \times 120 + 60 = 300$					$250 \times 4 = 1000$			
		$Q_{max} (kN)$			相应M (kN·m)		$Q_{max} (kN)$		相应M (kN·m)	
	\bar{y}	0.4578			8.90		0.4177		8.12	
	$P \cdot \bar{y}$	137.340			2670		417.7		8120	
	1号梁内力值	74.652			1451.290		135.794		2639.812	

* 分子、分母的数值分别为 P_1 对应的 M_{max} 及其相应Q影响线的坐标值。

b. 对于人群荷载

$$q = 0.75q = 0.75 \times 3 = 2.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} m_c q l^2 = \frac{1}{8} \times 0.6216 \times 2.25 \times 38.88^2 = 264.275 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应的 $Q = 0$

$$Q_{\max} = \frac{1}{8} m_c q l = -\frac{1}{8} \times 0.6216 \times 2.25 \times 38.88 = 6.797 \text{ kN}$$

$$\text{相应的 } M = \frac{1}{16} m_c q l^2 = 132.137 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 求四分点截面的最大弯矩和最大剪力 (按等代荷载计算)

计算公式为: $S = (1 + \mu) \cdot \phi \cdot m_c \cdot k \cdot \Omega$

式中: Ω ——内力影响线面积, 如图4-4所示, 对于四分点弯矩影响线面积为 $\frac{3}{32} l^2 = 141.718$

m^2 , 剪力影响线面积为 $\frac{9}{32} l = 10.935 \text{ m}^2$ 。

于是上述计算公式即为:

$$M_{\max} = 141.718(1 + \mu) \cdot m_c \cdot k$$

$$Q_{\max} = 10.935(1 + \mu) \cdot m_c \cdot k$$

四分点截面内力计算表

表4-8

荷载类别	项 目	$1 + \mu$	k (kN/m)	Ω	m_c	内力值
汽-20	$M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{m})$	1.0459	19.236	141.718	0.5197	1481.776
	$Q_{\max}(\text{kN})$		23.204	10.935		137.919
挂-100	$M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{m})$	1.0	45.838	141.718	0.3251	2111.872
	$Q_{\max}(\text{kN})$		61.075	10.935		217.120
人 群	$M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{m})$	1.0	2.25	141.718	0.6216	198.207
	$Q_{\max}(\text{kN})$			10.935		15.294

1号梁变化点截面内力计算表

表4-9

荷载类别	汽-20						挂-100				人 群		
1+μ	1.0459						1.0				1.0		
最大弯矩	m_c	0.5197						0.3251				0.6216	
	合力 P	640						250×4=1000				$q=2.25$	
	y	1.1588						1.7813				$\Omega_M = \frac{1}{2} \times 38.88 \times 1.9509$	
	$M_{max} = (1+\mu) \cdot m_c \cdot P \cdot y = 103.117$ (kN·m)						579.101				53.043		
最大剪力	P_1	60	120	120	70	130	70	250	250	250	250	$q=2.25$	
	y_1	0.9470	0.8441	0.8081	0.5509	0.4480	0.0622	0.8313	0.8004	0.6975	0.6667	$\frac{1}{2} \times 0.9470$	$y_{人} = 0.8813$
	m_1	0.4549	0.4887	0.5006	0.5197		0.2651	0.2879	0.3251		0.6216×36.82		$\frac{1}{2} \times 0.6307 \times 7.66$
	$Q_{max} = (1+\mu) \sum P_1 \cdot y_1 \cdot m_1 = 184.564$ (kN)						223.579				29.173		

1号梁的内力列表计算见表4-8。

(3)求变化点截面的最大弯矩和最大剪力

图4-9示出变化点截面内力的计算图式,内力计算见表4-9所示。

(4)求支点截面最大剪力

图4-10示出支点最大剪力计算图式,最大剪力列表计算在表4-10内。

1号梁支点最大剪力计算表

表4-10

荷载类别	汽-20							挂-100				人 群	
$1+\mu$	1.0459							1.0				1.0	
P_1	60	120	120	70	130	70	130	250	250	250	250	$q=2.25$	
y_1	1.0	0.8971	0.8611	0.6039	0.5010	0.1152	0.0123	0.8313	0.8004	0.6975	0.6667	$\frac{1.0}{2}$	$\bar{y}_{人}=0.9167$
m_1	0.4375	0.4713	0.4832	0.5197				0.2651	0.2879	0.3251		0.6216×38.88	$\frac{1}{2} \times 0.8003 \times 9.72$
$Q_{max}=(1+\mu)\sum P_1 \cdot y_1 \cdot m_1=196.374$ (kN)								223.579				35.211	

(三)主梁内力组合

表4-11

梁号	序号	荷载类别	跨中截面		四分点截面		变化点截面		支点截面
			M_{max} (kN·m)	Q_{max} (kN)	M_{max} (kN·m)	Q_{max} (kN)	M_{max} (kN·m)	Q_{max} (kN)	Q_{max} (kN)
1	(1)	第一期恒载	3345.857	0	2510.731	172.112	671.848	307.730	344.224
	(2)	第二期恒载	999.581	0	750.086	51.419	200.716	91.937	102.838
	(3)	总恒载=(1)+(2)	4345.438	0	3260.817	223.531	872.564	399.673	447.062
	(4)	人 群	264.275	6.797	198.207	15.294	53.043	29.173	35.211
	(5)	汽-20	1823.081	74.652	1181.776	137.919	403.117	184.564	196.374
	(6)	挂-100	2737.342	135.794	2111.872	217.120	579.101	223.579	223.579
	(7)	汽+人=(5)+(4)	2087.356	81.449	1679.983	153.213	456.160	213.737	231.585
	(8)	恒+汽+人=(3)+(7)	6432.794	81.449	4940.800	376.744	1328.724	613.110	678.647
	(9)	恒+挂=(3)+(6)	7082.780	135.794	5372.689	440.651	1451.665	623.252	670.641
	(10)	$S_I^I = 1.2 \times \text{恒} + 1.4 \times (\text{汽} + \text{人})$	8136.824	114.029	6264.956	482.735	1685.701	778.840	860.693
	(11)	$S_I^{II} = 1.2 \times \text{恒} + 1.1 \times \text{挂}$	8225.602	149.373	6236.039	507.069	1684.088	725.545	782.411
	(12)	$\frac{1.4 \times \text{汽}}{(11)} \times 100\%$	31%	92%	33%	40%	33.5%	33%	32%
	(13)	$\frac{1.1 \times \text{挂}}{(12)} \times 100\%$	37%	100%	37%	47%	38%	34%	31%
	(14)	提高后的 S_I^{II}	8543.661	114.029	6452.905	497.217	1736.272	802.205	903.728
	(15)	提高后的 S_I^{III}	8225.602	153.854	6236.039	517.210	1684.088	725.545	782.411
2	(16)	恒+汽+人	6211.468	70.538	1761.640	359.695	1280.015	600.390	667.619
	(17)	恒+挂	6634.947	106.688	5025.528	402.944	1356.078	719.641	826.920
	(18)	提高后的 S_I^{II}	8201.841	98.755	6302.481	471.802	1695.083	781.944	885.823
	(19)	提高后的 S_I^{III}	7740.827	124.277	5860.048	465.995	1580.518	832.294	955.125
3	(20)	恒+汽+人	5397.095	61.832	1587.693	343.566	1232.712	603.205	677.806
	(21)	恒+挂	6107.855	83.510	1618.875	361.136	1244.570	691.506	809.194
	(22)	提高后的 S_I^{II}	7886.720	86.565	6046.780	448.535	1625.542	783.003	883.639
	(23)	提高后的 S_I^{III}	7161.026	94.651	5412.728	420.006	1457.858	801.345	935.626

本示例按“桥规”第2.1.2条规定,根据可能同时出现的作用荷载选择了荷载组合I和III。在表4-11中,先汇总前面计算所得的内力值,然后根据“公预规”第4.1.2条规定进行内力组合及提高荷载系数,最后用粗线框出控制设计的计算内力。

三、预应力钢束的估算及其布置

(一)跨中截面钢束的估算与确定

根据“公预规”规定,预应力梁应满足使用阶段的应力要求和承载能力极限状态的强度条件。以下就跨中截面在各种荷载组合下,分别按照上述要求对各主梁所需的钢束数进行估算,并且按这些估算钢束数的多少确定各梁的配束。

1.按使用阶段的应力要求估算钢束数

对于简支梁带马蹄的T形截面,当截面混凝土不出现拉应力控制时,则得到钢束数 n 的估算公式:

$$n = \frac{M}{C_1 \cdot \Delta A_y \cdot R_y \cdot (k_s + e_y)}$$

式中: M ——使用荷载产生的跨中弯矩,按表4-11取用;

C_1 ——与荷载有关的经验系数,对于汽-20, C_1 取0.51;对于挂-100,则取
 $C_1 = 0.565$

ΔA_y ——一根 $24\phi^{55}$ 的钢束截面积,即 $\Delta A_y = 24 \times \frac{\pi}{4} \times 0.5^2 = 4.712\text{cm}^2$ 。

在第一节中已计算出跨中截面 $y_x = 138.534\text{cm}$, $k_s = 48.156\text{cm}$, 初估 $a_y = 17\text{cm}$, 则钢束偏心距

$$e_y = y_x - a_y = 138.534 - 17 = 121.534\text{cm}$$

(1)对(恒+汽+人)荷载组合

$$\begin{aligned} \text{1号梁} \quad n &= \frac{6432.794 \times 10^3}{0.51 \times 4.712 \times 10^{-4} \times 1600 \times 10^6 \times (48.156 + 121.534) \times 10^{-2}} \\ &= \frac{6432.794 \times 10^3}{652.457 \times 10^3} = 9.86 \end{aligned}$$

$$\text{2号梁} \quad n = \frac{6211.463 \times 10^3}{652.457 \times 10^3} = 9.52$$

$$\text{3号梁} \quad n = \frac{5997.095 \times 10^3}{652.457 \times 10^3} = 9.19$$

(2)对(恒+挂)荷载组合

$$\begin{aligned} \text{1号梁} \quad n &= \frac{7082.780 \times 10^3}{0.565 \times 4.712 \times 10^{-4} \times 1600 \times 10^6 \times (48.156 + 121.534) \times 10^{-2}} \\ &= \frac{7082.780 \times 10^3}{722.819 \times 10^3} = 9.80 \end{aligned}$$

$$\text{2号梁} \quad n = \frac{6634.947 \times 10^3}{722.819 \times 10^3} = 9.18$$

3 号梁

$$n = \frac{6107.855 \times 10^3}{722.819 \times 10^3} = 8.45$$

2. 按承载能力极限状态估算钢束数

根据极限状态的应力计算图式, 受压区混凝土达到极限强度 R_a , 应力图式呈矩形, 同时预应力钢束也达到标准强度 R_y , 则钢束数的估算公式为:

$$n = \frac{M_j}{C_2 \cdot \Delta A_y \cdot R_y \cdot h_0}$$

式中: M_j ——经荷载组合并提高后的跨中计算弯矩, 按表4-11取用;

C_2 ——估计钢束群重心到混凝土合力作用点力臂长度的经验系数, 根据不同荷载而定: 汽-20 $C_2 = 0.78$; 挂-100 $C_2 = 0.76$

h_0 ——主梁有效高度, 即 $h_0 = h - a_y = 2.30 - 0.17 = 2.13\text{m}$

(1) 对于荷载组合I

1 号梁

$$n = \frac{8543.665 \times 10^3}{0.78 \times 4.712 \times 10^{-4} \times 1600 \times 10^3 \times 2.13} = \frac{8543.665 \times 10^3}{1252.563 \times 10^3} = 6.82$$

2 号梁

$$n = \frac{8201.841 \times 10^3}{1252.563 \times 10^3} = 6.55$$

3 号梁

$$n = \frac{7886.720 \times 10^3}{1252.563 \times 10^3} = 6.30$$

(2) 对于荷载组合III

1 号梁

$$n = \frac{8225.602 \times 10^3}{0.76 \times 4.712 \times 10^{-4} \times 1600 \times 10^3 \times 2.13} = \frac{8225.602 \times 10^3}{1220.446 \times 10^3} = 6.74$$

2 号梁

$$n = \frac{7740.827 \times 10^3}{1220.446 \times 10^3} = 6.34$$

3 号梁

$$n = \frac{7161.026 \times 10^3}{1220.446 \times 10^3} = 5.87$$

对于全预应力梁, 希望在弹性阶段工作, 同时边主梁与中间主梁所需的钢束数相差不多, 为方便钢束布置和施工, 各主梁统一确定为10束。

(二) 预应力钢束布置

1. 确定跨中及锚固端截面的钢束位置

(1) 对于跨中截面, 在保证布置预留管道构造要求的前提下, 尽可能使钢束群重心的偏心距大些。本示例采用直径5cm抽拔橡胶管成型的管道, 根据“公预规”第6.2.26条规定, 取管道净距4cm, 至梁底净距5cm, 细部构造如图4-11a)所示。由此可直接得出钢束群重心至梁底距离为:

$$a_y = \frac{3 \times (7.5 + 16.5 + 25.5) + 34.5 \times 1}{10} = 18.3\text{cm}$$

(2) 为了方便张拉操作, 本例将所有钢束都锚固在梁端。对于锚固端截面, 钢束布置

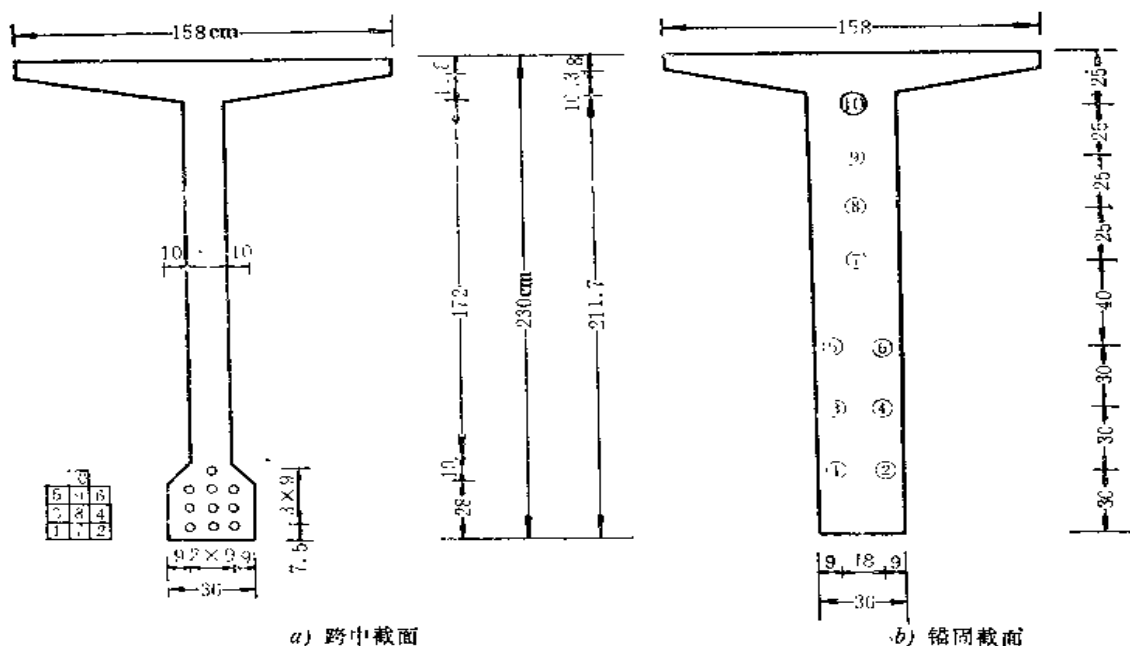


图4-11 钢束布置图

通常考虑下述两个方面：一是预应力钢束合力重心尽可能靠近截面形心，使截面均匀受压；二是考虑锚头布置的可能性，以满足张拉操作方便等要求。按照上述锚头布置的“均匀”、“分散”等原则，锚固端截面所布置的钢束如图4-11b)所示。钢束群重心至梁底距离为：

$$a_y = \frac{2 \times (30 + 60 + 90) + 130 + 155 + 180 + 205}{10} = 103 \text{ cm}$$

为验核上述布置的钢束群重心位置，需计算锚固端截面几何特性。图4-12示出计算图式，锚固端截面特性计算见表4-12所示。

$$\text{其中: } y_s = \frac{\sum S_i}{\sum A_i} = \frac{963287}{9884.3} = 97.456 \text{ cm}$$

$$y_x = 230 - 97.456 = 132.544 \text{ cm}$$

$$\text{故计算得: } k_s = \frac{\sum I}{\sum A_i \cdot y_x} = 39.87 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{\sum I}{\sum A_i \cdot y_s} = 54.22 \text{ cm}$$

$$\Delta y = a_y - (y_x - k_x) = 103 - (132.54 - 54.22) = 24.68 \text{ cm}$$

说明钢束群重心处于截面的核心范围内。

2. 钢束起弯角和线型的确定

确定钢束起弯角时，既要顾到因其弯起所产生的竖向预剪力有足够的数量，又要考虑到

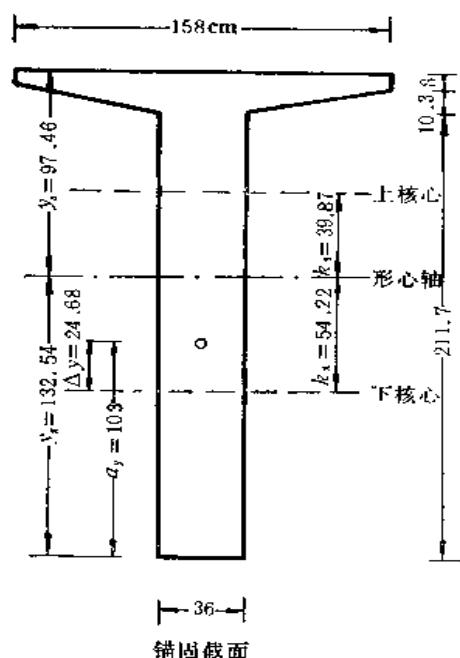


图4-12 钢束群重心位置复核图式

表4-13

钢束号	钢束弯起高度 c (cm)	φ	$\cos \varphi$	$\sin \varphi$	$R = \frac{c}{1 - \cos \varphi}$ (cm)	$R \cdot \sin \varphi$ (cm)	$x_2 = \frac{l}{2} + a_1 - R \cdot \sin \varphi$ (cm)
$N_1(N_2)$	22.5	7.5°	0.99114	0.13053	2628.505	343.099	1635.952
N_8	154.5	16°	0.98481	0.17346	10171.165	1766.223	205.492

(2) 控制截面的钢束重心位置计算

a. 各束重心位置计算

由图4-14所示的几何关系, 得到计算公式为:

$$a_1 = a_0 + c$$

$$c = R - R \cdot \cos \alpha$$

$$\sin \alpha = x_1 / R$$

式中: a_1 ——钢束起弯后, 在计算截面处钢束重心到梁底的距离;

c ——计算截面处钢束的升高值;

a_0 ——钢束起弯前到梁底的距离;

R ——钢束弯起半径 (见表4-13)。

计算各截面的钢束位置

表4-14

截面	钢束号	x_1 (cm)	R (cm)	$\sin \alpha = \frac{x_1}{R}$	$\cos \alpha$	$C = R(1 - \cos \alpha)$ (cm)	a_0 (cm)	$a_1 = a_0 + c$ (cm)
四分点	$N_1(N_2)$	钢束尚未弯起					7.5	7.5
	N_8	$x_1 = l/4 - x_2$ $= 972 - x_2$	766.508	10171.165	0.07536**	0.99716*	25.5	54.386
变化点	$N_1(N_2)$	$x_1 = 1738 - x_2$	102.048	2628.505	0.03882	0.99925	7.5	9.471
	N_8		1532.508	10171.165	0.15067	0.98858	25.5	141.655
支点	$N_1(N_2)$	$x_1 = 1944 - x_2$	308.348	2623.505	0.11720	0.99311	7.5	25.610
	N_8		1738.508	10171.165	0.17093	0.98528	25.5	175.220

* 用同样方法可以求得 N_7 、 N_8 、 N_{10} 的 $\cos \alpha$ 值分别为0.99882, 0.99798和0.99638, 这些数据将在表4-23中用到;

** 用 $\sin \alpha = \frac{x_1}{R}$ 同样可求得 N_7 、 N_8 、 N_{10} 的 $\sin \alpha$ 值分别为0.04839, 0.06352和0.08498, 它们将在表4-24中出现。

b. 计算钢束群重心到梁底距离 a_y (见表4-15)。

图4-15绘出了表4-15的计算结果。

(3) 钢束长度计算

一根钢束的长度为曲线长度、直线长度与两端张拉的工作长度 ($2 \times 70\text{cm}$) 之和, 其中钢束的曲线长度可按圆弧半径与弯起角度进行计算。通过每根钢束长度计算, 就可得出一片主梁和一孔桥所需钢束的总长度, 以利备料和施工。计算结果见表4-16所示。

表4-15

控制点位置 钢束号	跨中的 $a_1(a_0)$ (cm)	四分点的 a_1 (cm)	变化点的 a_1 (cm)	支点的 a_1 (cm)	锚固点的 a_1 (cm)
$N_1(N_2)$	7.5	7.5	9.471	25.610	30
$N_3(N_4)$	16.5	16.5	34.388	55.985	60
$N_5(N_6)$	25.5	25.5	62.949	86.459	90
N_7	7.5	17.016	91.048	123.629	130
N_8	16.5	34.918	116.249	149.438	155
N_9	25.5	54.386	141.655	175.220	180
N_{10}	34.5	75.133	167.061	200.959	205
$a_y = \frac{1}{10} \sum_{i=1}^{10} a_i$	18.3	28.645	72.963	98.535	103.0

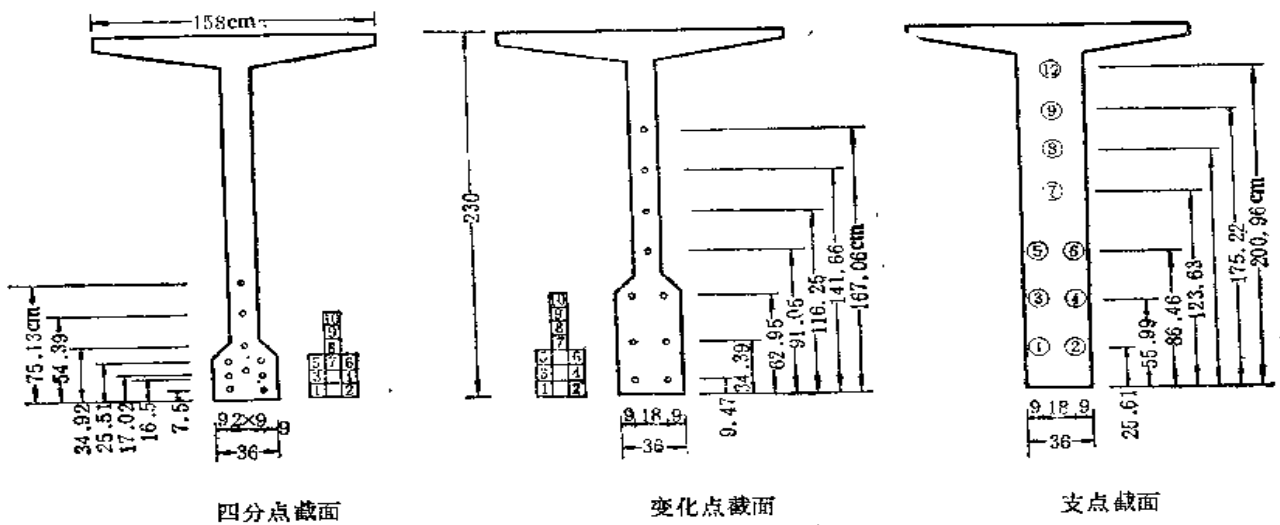


图4-15 钢束重心的计算位置图

表4-16

钢束号	R (cm)	钢束弯 起角度 φ	曲线长度 $S = \frac{\pi}{180} \cdot \varphi \cdot R$ (cm)	直线长度 x_2 (见表4-13) (cm)	钢束有效长度 $2(S + x_2)$ (cm)	钢束预留 长度 (cm)	钢束长度 (cm)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (5) + (6)
$N_1(N_2)$	2628.505	7.5°	344.070	1635.952	3960.0	70 × 2	4100.0(×2)
$N_3(N_4)$	5081.776	7.5°	665.203	1311.777	3954.0	140	4094.0(×2)
$N_5(N_6)$	7535.047	7.5°	986.335	987.602	3947.9	140	4087.9(×2)
N_7	8064.516	10°	1407.524	580.128	3975.3	140	4115.3
N_8	9117.841	10°	1591.363	392.810	3968.3	140	4108.3
N_9	10171.165	10°	1775.203	205.492	3951.4	140	4101.4
N_{10}	11224.490	10°	1959.043	18.174	3954.4	140	4094.4
$\sum_{i=1}^{10}$							40983.2

每孔桥(五片梁)的钢束(24 ϕ 5.0)计算长度为:

$$40983.2 \text{ (cm)} \times 5 = 2049.16\text{m}$$

四、计算主梁截面几何特性

本节在求得各验算截面的毛截面特性和钢束位置的基础上，计算主梁净截面和换算截面的面积、惯性矩及梁截面分别对重心轴、上梗肋与下梗肋的静矩，最后汇总成截面特性值总表，为各受力阶段的应力验算准备计算数据。

现以跨中截面为例，说明其计算方法，在表4-20中亦示出其他截面特性值的计算结果。

(一) 截面面积及惯矩计算

计算公式如下：

对于净截面

截面积 $A_1 = A_h - n \cdot \Delta A$
截面惯矩 $I_1 = I - n \cdot \Delta A \cdot (y_{1s} - y_1)^2$

取用预制梁截面（翼缘板宽度 $b_1 = 158\text{cm}$ ）计算。

对于换算截面

截面积 $A_0 = A_h + n \cdot (n_y - 1) \Delta A_y$
截面惯矩 $I_0 = I + n \cdot (n_y - 1) \Delta A_y \cdot (y_{0s} - y_1)^2$

取用主梁截面（ $b_1 = 160\text{cm}$ ）计算。

上面式中：

- A_h 、 I ——分别为混凝土毛截面面积和惯矩；
- ΔA 、 ΔA_y ——分别为一根管道截面积和钢束截面积；
- y_{1s} 、 y_{0s} ——分别为净截面和换算截面重心到主梁上缘的距离；
- y_1 ——分面积重心到主梁上缘的距离；

跨中截面面积和惯矩计算表 表4-17

特性 分类 截面	分块名称	分块面积	分块面积重	分块面积	全截面重	分块面积	$d_1 = y_s - y_1$	$I_y = A_1 d_1^2$	$I = \sum I_1 + \sum I_y$
		A_1 (cm^2)	心至上缘距 离 y_1 (cm)	对上缘静 矩 S_1 (cm^3)	心至上缘 距离 y_s (cm)	I_1 (cm^4)	(cm)	(cm^4)	(cm^4)
$b_1 = 158\text{cm}$ 净 截 面	毛 截 面 (见表4-2)	6328	91.466	578795		42215926	-3.85	93798.78	
	扣管道面积 ($n\Delta A$)	-196.35	230-18.3 =211.7	-41567		略	-124.084	-3023169.35	
	Σ	6131.65		537228	87.616	42215926		-2929372.57	39286553
$b_1 = 160\text{cm}$ 换 算 截 面	毛 截 面 ($b_1 = 158\text{cm}$)	6328	91.466	578795		42215926	4.143	108617	
	混凝土接缝 $2 \times 2 = 16$		4	64		略	91.609	134275	
	钢束换算面积 ($n_y - 1$) $\times n\Delta A_y$	238.147	211.7	50479		略	-116.091	3213579	
	Σ	5582.147		629338	95.609	42215926		3456471	45672397
计算数据	$\Delta A = \frac{\pi}{4} \times 5^2 = 19.635\text{cm}^2$ $n = 10\text{根}$ $n_y = 6.06$								

n ——计算面积内所含的管道（钢束）数；

n_y ——钢束与混凝土的弹性模量比值，由表 4-1 得 $n_y = 6.06$ 。

具体计算见表 4-17 所示。

(二) 梁截面对重心轴的静矩计算

图 4-16 示出对重心轴静矩的计算图式，计算过程见表 4-18 所示。

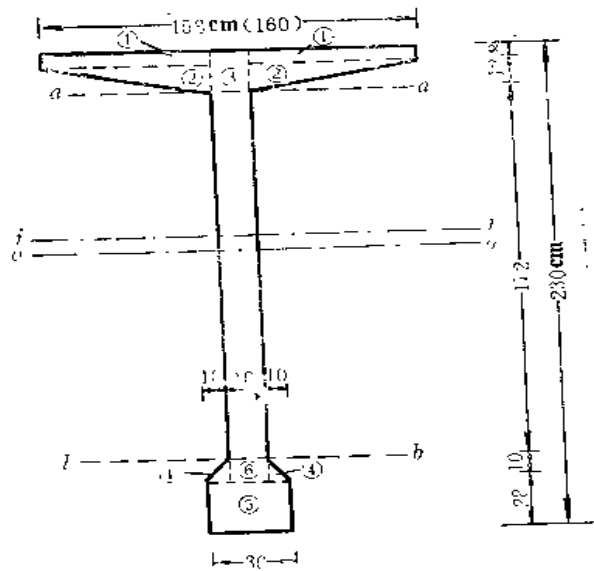


图 4-16 静矩计算图式

跨中截面对重心轴静矩计算表

表 4-18

分块名称 及序号	净 截 面 $b_1 = 158\text{cm}$ $y_s = 87.616\text{cm}$				换 算 截 面 $b_2 = 160\text{cm}$ $y_s = 95.60\text{cm}$			
	静矩类别 及符号	分块面积 A_i (cm^2)	分块面积重心至全截面重心距离 y_i (cm)	对净轴*静矩 $S_{i-j} = A_i \cdot y_i$ (cm^3)	静矩类别 及符号	A_i (cm^2)	y_i (cm)	对换轴**静矩 S_{i-o} (cm^3)
翼板①	翼缘部分对净轴*静矩 S_{a-j} (cm^3)	1136	$87.616 - \frac{8}{2}$ $= 83.616$	94988	翼缘部分对换轴**静矩 S_{a-o} (cm^3)	1152	91.609	105534
三角承托②		852	75.616	64425		852	83.609	71235
肋部③		320	77.616	24837		320	87.609	27395
Σ				184250				204164
下三角④	马蹄部分对净轴*静矩 S_{b-j} (cm^3)	100	111.051	11105	马蹄部分对换轴**静矩 S_{b-o} (cm^3)	100	103.058	10306
马蹄⑤		1008	128.384	129411		1008	120.391	121354
肋部⑥		160	109.384	17501		160	101.391	16223
管道或钢束		-196.35	124.081	-24334		238.45	116.091	27682
Σ				133653				175565
翼板①	净轴以上净面积对净轴静矩 S_{j-j} (cm^3)			94988	换轴以上换算面积对换轴静矩 S_{o-o} (cm^3)			105534
三角承托②				64425				71235
肋部③		16×87.616 $= 1401.86$	43.808	61413		16×95.609 $= 1529.74$	17.805	73129
Σ				220826				249898
翼板①	换轴以上净面积对净轴静矩 S_{o-j} (cm^3)			94988	净轴以上换算面积对换轴静矩 S_{j-o} (cm^3)			105534
三角承托②				64425				71235
肋部③		16×95.609 $= 1529.74$	39.812	60902		16×87.616 $= 1401.86$	51.801	72618
Σ				220315				249387

* 指净截面重心轴；

** 指换算截面重心轴。

其它截面特性值均可用同样方法计算，下面将计算结果一并列于表4-19内。

主梁截面特性值总表

表4-19

名 称	符 号	单 位	截 面			
			跨 中	四 分 点	变 化 点	支 点
净 面 积	A_j	cm^2	6131.65	6131.65	6891.65	9687.95
净 惯 矩	I_j	cm^4	39286553	39742163	46754584	52000521
净轴到截面上缘距离	y_{js}	cm	87.02	87.93	99.14	96.77
净轴到截面下缘距离	y_{jx}	cm	142.38	142.07	130.86	133.23
截面抵抗矩	上 缘	W_{js}	448374	451975	471602	537362
	下 缘	W_{jx}	275927	279736	357287	390306
对净轴静矩	翼缘部分面积	S_{a-j}	184250	184570	210847	201873
	净轴以上面积	S_{1-j}	220826	221884	260029	310235
	换轴以上面积	S_{o-j}	220315	221454	259946	310201
	马蹄部分面积	S_{b-j}	133653	138270	237024	—
钢束群重心到净轴距离	e_j	cm	124.08	114.02	57.90	34.69
混凝土换算截面	换算面积	A_o	6582.45	6582.49	7342.49	10138.79
	换算惯矩	I_o	45672397	45155303	48280902	52643579
	换轴到截面上缘距离	y_{os}	95.61	95.26	102.36	98.11
	换轴到截面下缘距离	y_{ox}	134.39	134.74	127.64	131.89
	截面抵抗矩	上 缘	477695	474022	471677	536577
		下 缘	339850	335129	378258	399148
	对换轴静矩	翼缘部分面积	204164	203343	219857	205504
		净轴以上面积	249387	248229	275316	323781
		换轴以上面积	249898	248651	275399	323813
		马蹄部分面积	175565	170423	252914	—
钢束群重心到换轴距离	e_o	cm	116.09	106.69	54.68	33.35
钢束群重心到截面下缘距离	a_y	cm	18.30	28.95	72.96	98.54

五、钢束预应力损失计算

根据“公预规”第5.2.5条规定，当计算主梁截面应力和确定钢束的控制应力时，应计算预应力损失值。后张法梁的预应力损失包括前期预应力损失（钢束与管道壁的摩擦损失，锚具变形、钢束回缩引起的损失，分批张拉混凝土弹性压缩引起的损失）与后期预应力损失（钢丝应力松弛、混凝土收缩和徐变引起的应力损失），而梁内钢束的锚固应力和有效应力（永存应力）分别等于张拉应力扣除相应阶段的预应力损失。

预应力损失值因梁截面位置不同而有差异，现以四分点截面（既有直线束，又有曲线束通过）为例说明各项预应力损失的计算方法。对于其他截面均可用同样方法计算，它们的计算结果均列入钢束预应力损失及预加内力一览表内（表4-20~4-23）。

(一) 预应力钢束与管道壁之间的摩擦损失(σ_{s1} , 表4-20)

按“公预规”第5.2.6条规定, 计算公式为:

$$\sigma_{s1} = \sigma_k \cdot [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}]$$

式中: σ_k ——张拉钢束时锚下的控制应力; 根据“公预规”第5.2.1条规定, 对于钢丝束取张拉控制应力为: $\sigma_k = 0.75R_p = 0.75 \times 1600 = 1200\text{MPa}$ (见表4-1);

μ ——钢束与管道壁的摩擦系数, 对于橡胶管抽芯成型的管道取 $\mu = 0.55$;

θ ——从张拉端到计算截面曲线管道部分切线的夹角之和, 以rad计;

k ——管道每米局部偏差对摩擦的影响系数, 本例取 $k = 0.0015$;

x ——从张拉端至计算截面的管道长度 (以m计), 可近似取其在纵轴上的投影长度 (见图4-14所示), 当四分点为计算截面时, $x = a_{x1} + l/4$;

$[1 - e^{-(\mu\theta + kx)}]$ 值, 按“公预规”附录八内插查得。

四分点截面管道摩擦损失 σ_{s1} 计算表

表4-20

钢束号	$\theta^* = \varphi - \alpha$		$\mu\theta$	x (m)	kx (m)	$\mu\theta + kx$	$1 - e^{-(\mu\theta + kx)}$	$\sigma_k \cdot [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}]$ (MPa)
	deg	rad						
N_1, N_2	7.5°	0.13090	0.07200	10.0705	0.01511	0.08711	0.03340	100.080
N_3, N_4	7.5°	0.13090	0.07200	10.0315	0.01505	0.08705	0.03333	100.020
N_5, N_6	7.5°	0.13090	0.07200	9.9915	0.01499	0.08699	0.03329	99.948
N_7	7.2163°	0.12595	0.06927	10.0853	0.01513	0.08440	0.03096	97.152
N_8	5.3576°	0.11096	0.06103	10.0412	0.01506	0.07609	0.02348	83.176
N_9	5.6202°	0.09915	0.05453	9.9972	0.01500	0.06953	0.02753	81.036
N_{10}	5.1235°	0.08942	0.04918	9.9531	0.01493	0.06411	0.02211	74.532

* 见图4-14所示, 其中 α 值可由表4-14中的 $\cos\alpha$ 值反求得到。

(二) 由锚具变形、钢束回缩引起的损失(σ_{s2} , 表4-21)

按“公预规”第5.2.7条, 计算公式为:

$$\sigma_{s2} = \frac{\sum \Delta l}{l} E_y$$

式中: Δl ——锚具变形、钢束回缩值 (以mm计), 按《桥规》表5.2.7采用; 对于钢制锥形锚 $\Delta l = 6\text{mm}$, 本例采用两端同时张拉, 则 $\sum \Delta l = 12\text{mm}$;

l ——预应力钢束的有效长度 (以mm计)。

σ_{s2} 计 算 表

表4-21

项 目	钢 束 号	N_1, N_2	N_3, N_4	N_5, N_6	N_7	N_8	N_9	N_{10}
$l(\text{mm})$ (见表4-16)		39600	39540	39479	39753	39683	39614	39544
$\sigma_{s2} = \frac{12}{l} \times 2.0 \times 10^5 (\text{MPa})$		60.606	60.698	60.792	60.373	60.479	60.585	60.892

表4-22

四分点截面分批张拉钢束应力损失计算表

计算数据		$A_1 = 8131.65 \text{ cm}^2$		$\Delta A_y = 4.71 \text{ cm}^2$		$I_1 = 30742163 \text{ cm}^4$		$y_{1x} = 142.07 \text{ cm}$		$n_y = 6.06$					
钢束号	张拉次序	锚固时预加应力 (MPa, cm^2 即 0.1 kN)		$N_{y0} = \Delta A_y \cdot \sigma_y \cdot \cos \alpha$		ΣN_{y0} (0.1 kN)	$e_{y1} = y_{1x} - a_1$ (cm)	预加弯矩 (MPa, cm^2 即 N·m)	ΣM_{y0} (N·m)	计算应力损失 的钢束号	相应钢束至净轴距离 e_{y1} (cm)	$\Sigma \Delta \sigma_{h1} (\text{MPa})$		$\sigma_{h1} - r_y \cdot \Sigma \Delta \sigma_{h1}$ (kPa)	
		$\sigma_{y0} = \sigma_g - \sigma_{s1} - \sigma_{s2}$ (MPa)	$\sigma_{y0} \cdot \Delta A_y$ (MPa· cm^2)	$\cos \alpha$ (见表4-14)	N_{y0}							$\frac{\Sigma N_{y0}}{A_j}$	$\frac{\Sigma M_{y0} \cdot e_{y1}}{I_j}$		
															合 计
10		1200 - 74.532 - 60.682 - 0 = 1064.776	5015.095	0.99638	4996.940	1056.940	66.64	334495.164	334495.164	9	87.68	0.815	0.738	1.553	9.411
9		1200 - 81.036 - 60.583 - 9.411 = 1048.968	4940.639	0.99711	4926.603	3923.349	87.68	431961.989	766460.153	8	107.15	1.618	2.066	3.684	22.325
8		1200 - 88.176 - 60.475 - 22.325 = 1029.020	4846.684	0.99774	4836.894	14760.112	107.15	518273.192	1284733.345	7	125.05	2.407	4.042	6.445	30.081
7		1200 - 97.152 - 60.373 - 39.081 = 1003.394	4725.986	0.99882	4720.409	19480.861	125.05	590287.143	1875020.491	6	116.57	3.177	5.500	8.677	52.583
6		1200 - 99.948 - 60.792 - 52.583 = 986.677	4647.249	1	4647.249	24128.100	116.57	541729.816	2416750.307	5	116.57	3.935	7.053	11.024	66.895
5		1200 - 99.948 - 60.792 - 66.805 = 972.455	4580.263	1	4580.263	28708.363	116.57	533921.258	2950671.565	4	125.57	4.682	9.323	14.005	84.870
4		1200 - 100.02 - 60.698 - 84.870 = 954.412	4495.281	1	4495.281	33203.644	125.57	564472.435	3515141.000	3	125.57	5.415	11.107	16.522	100.123
3		1200 - 100.02 - 60.698 - 100.123 = 939.159	4423.439	1	4423.439	37627.083	125.57	555451.235	4070595.235	2	134.57	6.137	13.783	19.920	120.715
2		1200 - 100.08 - 60.606 - 123.715 = 915.599	4326.601	1	4326.601	41053.684	134.57	582230.697	4552825.932	1	134.57	6.842	15.755	22.597	136.938
1		1200 - 106.08 - 60.500 - 136.938 = 902.316	4250.191	1	4250.191	46203.875	134.57	571948.203	5224774.135						

(三)混凝土弹性压缩引起的损失(σ_{s1})

后张法梁当采用分批张拉时,先张拉的钢束由于张拉后批钢束所产生的混凝土弹性压缩引起的应力损失,根据《桥规》第5.2.9条规定,计算公式为:

$$\sigma_{s1} = n_y \cdot \Sigma \Delta \sigma_{h1}$$

式中: $\Sigma \Delta \sigma_{h1}$ ——在先张拉钢束重心处,由后张拉各批钢束而产生的混凝土法向应力,可按式计算:

$$\Sigma \Delta \sigma_{h1} = \frac{\Sigma N_{y0}}{A_j} + \frac{\Sigma M_{y0} \cdot e_{y1}}{I_j}$$

N_{y0} 、 M_{y0} ——分别为钢束锚固时预加的纵向力和弯矩;

e_{y1} ——计算截面上钢束重心到截面净轴的距离, $e_{y1} = y_{1x} - a_1$, 其中 y_{1x} 值见表4-19所示, a_1 值参见表4-15。

本示例采用逐根张拉钢束,张拉顺序按钢束编号次序进行,计算时应从最后张拉的一束逐步向前推算。

表4-22示出了四分点截面按每根钢束计算该项预应力损失。

(四)由钢束应力松弛引起的损失(σ_{s5})

“公预规”第5.2.10条规定,对于作超张拉的钢丝束由松弛引起的应力损失的终极值,按下式计算:

$$\sigma_{s5} = 0.045 \sigma_k = 0.045 \times 1200 = 54 \text{ MPa}$$

(五)混凝土收缩和徐变引起的损失(σ_{s6})

根据“公预规”第5.2.11条按附录九规定,考虑非预应力钢筋的影响由混凝土收缩和徐变引起的应力损失可按下式计算:

$$\sigma_{s6} = \frac{n_y \cdot \sigma_h \cdot \varphi_{(\infty, \tau)} + E_y \cdot \varepsilon_{(\infty, \tau)}}{1 + 10 \mu \cdot \rho_A}$$

式中: σ_{s6} ——全部钢束重心处的预应力损失值;

σ_h ——钢束锚固时,在计算截面上全部钢束重心处由预加应力(扣除相应阶段的应力损失)产生的混凝土法向应力,并根据张拉受力情况,考虑主梁重力的影响;

μ ——配筋率, $\mu = \frac{A_y + A_g + A'_y + A'_g}{A}$;

A ——本例为钢束锚固时相应的净截面面积 A_j , 见表4-19;

$$\rho_A = 1 + e_A^2 / r^2$$

e_A ——本例即为钢束群重心至截面净轴的距离 e_1 (见表4-19);

r ——截面回转半径, 本例为 $r^2 = \frac{I_j}{A_j}$;

$\varphi_{(\infty, \tau)}$ ——加载龄期为 τ 时的混凝土徐变系数终值, 本示例采用附录四的附表4.2数据;

$\varepsilon_{(\infty, \tau)}$ ——自混凝土龄期 τ 开始的收缩应变终值, 按附录四的附表4.2采用。

1. 徐变系数 $\varphi(\infty, \tau)$ 和收缩应变 $\varepsilon(\infty, \tau)$ 的计算构件理论厚度 $= \frac{2A_h}{u}$

式中: A_h ——主梁混凝土截面面积;

u ——与大气接触的截面周边长度。

本例考虑混凝土收缩和徐变大部分在浇筑桥面之前完成, A_h 和 u 均采用预制梁的数据。

对于混凝土毛截面, 四分点截面与跨中截面上数值完全相同, 即:

$$A_h = 6328 \text{ cm}^2 \text{ (见表4-2)};$$

$$u = 158 + 2 \times (8 + 72 + 172 + 14 + 28) + 36 = 782 \text{ cm (见图4-2)}$$

$$\therefore \frac{2A_h}{u} = \frac{2 \times 6328}{782} = 16.18 \text{ cm}$$

设混凝土收缩和徐变在野外一般条件(相对湿度为75%)下完成, 受荷时混凝土加载龄期为28天。

按照上述条件, 查《桥规》附表4.2得到

$$\varphi(\infty, \tau) = 2.2, \quad \varepsilon(\infty, \tau) = 0.23 \times 10^{-3}$$

2. 计算 σ_{s0}

混凝土收缩和徐变引起的应力损失列表计算在表4-23内。

四分点截面 σ_{s0} 计算表

表4-23

计算数据	$N_{y_0} = 4620.388 \text{ kN}$	$M_{y_0} = 5224.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{e1} = 2510.731 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$I_1 = 39742163 \text{ cm}^4$	
	$A_1 = 6131.65 \text{ cm}^2$	$e_A = e_1 = 114.02 \text{ cm}$	$E_y = 2.0 \times 10^4 \text{ MPa}$	$n_y = 6.06$	
计算 σ_b	$\frac{N_{y_0}}{A_1} \text{ (MPa)}$	$\frac{(M_{y_0} - M_{e1})}{I_1} \cdot e_1 \text{ (MPa)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$		
	(1)	(2)	(3) = (1) + (2)		
	7.535	7.787	15.322		
计算 应力 损失	计算公式: $\sigma_{s0} = \frac{n_y \cdot \sigma_b \cdot \varphi(\infty, \tau) + E_y \cdot \varepsilon(\infty, \tau)}{1 + 10\mu \cdot \rho_A}$				
	分 子 项		分 母 项		
	(4)	$n_y \cdot \sigma_b \cdot \varphi(\infty, \tau)$	204.273	$r^2 = I_1 / A_1$	6481.479
	(5)	$E_y \cdot \varepsilon(\infty, \tau)$	46	$\rho_A = 1 + e_1^2 / r^2$	3.006
	(6)	(4) + (5)	250.273	$\mu = 10 \Delta A_y / A_1$	0.768%
				$1 + 10\mu \cdot \rho_A$	1.23086
$\sigma_{s0} = \frac{250.273}{1.23086} = 203.392 \text{ MPa}$					

(六) 预加内力计算及钢束预应力损失汇总

传力锚固应力 σ_{y0} 及其产生的预内力:

$$1. \sigma_{y0} = \sigma_k - \sigma_s' = \sigma_k - \sigma_{s1} - \sigma_{s2} - \sigma_{s4}$$

2. 由 σ_{y0} 产生的预加内力

$$\text{纵向力 } N_{y0} = \sum \sigma_{y0} \cdot \Delta A_y \cdot \cos \alpha$$

$$\text{弯矩 } M_{y0} = N_{y0} \cdot e_{y1}$$

$$\text{剪力 } Q_{y0} = \sum \sigma_{y0} \cdot \Delta A_y \cdot \sin \alpha$$

预加内力计算表

表 4-24

截面	钢束号	预加应力阶段由张拉斜束产生的预加内力					由 σ_s 而消失的预加内力					
		$\sin\alpha$ (见表4-14)	$\cos\alpha$ (见表4-14)	$\sigma_{yc} \cdot \Delta A_y$ (kN)	$N_{y0} = \sigma_{y0} \cdot \Delta A_y \cdot \cos\alpha$ (见表4-22)	$Q_{y0} = \sigma_{y0} \cdot \Delta A_y \cdot \sin\alpha$ (kN)	M_{y0} (kN·m)	$\sigma_s = \sigma_a + \sigma_{s0}$ (MPa)	$\Delta N_y = \sigma_s \cdot \Delta A_s$ (kN)	$N'_y = \Delta N_y \cdot \sum_{i=1}^{10} \cos\alpha$ (kN)	$Q'_y = \Delta N_y \cdot \sum_{i=1}^{10} \sin\alpha$ (kN)	$M'_y = N'_y \cdot e_s$ (kN·m)
四分点	1	0	1	425.019		0						
	2	0	1	432.660		0						
	3	0	1	442.344		0						
	4	0	1	449.528		0						
	5	0	1	458.026		0						
	6	0	1	464.725		0		54 + 203.332 = 257.332	121.203			
	7	0.04859	0.99882	472.599		22.964						
	8	0.06352	0.99798	484.668		30.786						
	9	0.07536	0.99716	494.064		37.233						
	10	0.08498	0.99638	501.510		42.618						
	$\sum_{i=1}^{10}$	0.27245	9.99034		4620.388	133.601	5224.774		1210.859	33.022	1210.859×1.0669 $= 1291.865$	
跨中					0	5507.826			1127.200	0	1308.566	
变化点					534.887	2842.541			1014.259	106.107	554.597	
支点					748.432	1779.207			827.719	118.674	276.044	

截面	钢束号	预加应力阶段			使用荷载阶段		
		预加应力损失 $\sigma_{s1} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}$		锚固时钢束应力 $\sigma_{yb} = \sigma_k + \sigma_{s1}$	锚固后预应力损失 $\sigma_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s2}$	钢束有效应力 $\sigma_y = \sigma_{y0} - \sigma_s$	有效荷载
		σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	(MPa)	(见表 1-24)	(MPa)	
中	1	115.824	60.606	142.816	880.754	641.433	纵向力 $N_y = N_{y0} - N'$ (kN) 剪力 $Q_y = Q_{y0} - Q'$ (kN) 弯矩 $M_y = M_{y0} - M'$ (kN·m)
	2	115.824	60.606	126.793	896.777	657.455	
	3	115.761	60.698	105.874	917.664	678.343	
	4	115.764	60.698	90.791	932.747	693.426	
	5	115.692	60.792	72.375	951.141	711.820	
	6	115.692	60.792	58.297	965.219	725.898	
	7	141.756	60.373	47.492	950.379	711.058	
	8	141.684	60.479	29.585	968.252	728.931	
	9	141.612	60.585	13.780	984.023	744.702	
	10	141.540	60.692	0	997.768	758.447	
Σ						4448.465 - 1127.200 = 3321.265	5507.826 - 1308.566 = 4199.260
西 分 点	1	100.080	60.606	136.938	902.376	645.044	纵向力 $N_y = N_{y0} - N'$ (kN) 剪力 $Q_y = Q_{y0} - Q'$ (kN) 弯矩 $M_y = M_{y0} - M'$ (kN·m)
	2	100.080	60.606	120.715	918.599	661.267	
	3	100.020	60.698	100.123	939.159	681.827	
	4	100.020	60.698	84.870	954.412	697.080	
	5	99.943	60.792	66.805	972.455	715.123	
	6	99.948	60.792	52.583	986.677	729.345	
	7	97.152	60.373	39.081	1003.394	746.062	
	8	88.176	60.479	22.325	1029.020	771.688	
	9	81.036	60.585	9.411	1048.968	791.636	
	10	74.532	60.692	0	1064.776	807.444	
Σ						4620.388 - 1210.859 = 3409.529	5224.774 - 1291.868 = 3932.906

续表4-25

截面	钢束号	预加应力阶段			使用荷载阶段		
		锚固前预应力损失 $\sigma_s^I = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s4}$			锚固时钢束应力 $\sigma_{s0} = \sigma_s - \sigma_s^I$ (MPa)	锚固后预应力损失 $\sigma_s^{II} = \sigma_{s0} + \sigma_{s4}$ (见表4-24)	钢束有效应力 $\sigma_s = \sigma_{s0} - \sigma_s^{II}$ (MPa)
		σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	σ_{s4} (MPa)			
变化点	1	63.456	60.606	75.920	1000.018	783.312	
	2	63.456	60.606	62.618	1013.320	796.614	
	3	35.268	60.698	46.801	1057.233	840.527	
	4	35.268	60.698	36.348	1067.686	850.980	
	5	24.768	60.792	26.106	1088.334	871.628	
	6	24.768	60.792	18.525	1095.915	879.209	
	7	24.468	60.373	12.823	1102.336	885.630	
	8	21.756	60.479	8.690	1109.075	892.369	
	9	19.560	60.585	4.854	1115.001	898.295	
	10	17.784	60.692	0	1121.524	904.818	
$\sum_{i=1}^{10}$					5040.201	534.887	2842.541
					- 1014.259	- 106.107	- 554.597
					= 4025.942	= 428.780	= 2287.944
支点	1	9.504	60.606	44.880	1085.010	907.427	
	2	9.504	60.606	34.766	1095.124	917.541	
	3	4.632	60.698	25.500	1109.170	931.587	
	4	4.632	60.698	18.616	1116.054	938.471	
	5	2.892	60.792	14.429	1121.887	944.304	
	6	2.892	60.792	9.799	1126.517	948.934	
	7	3.708	60.373	9.126	1126.793	949.210	
	8	2.928	60.479	7.678	1128.915	951.332	
	9	2.316	60.585	5.054	1132.045	954.462	
	10	1.812	60.692	0	1137.496	959.913	
$\sum_{i=1}^{10}$					5210.340	748.432	1779.207
					- 827.719	- 118.674	- 276.044
					= 4382.621	= 629.758	= 1503.163

式中: α ——钢束弯起后与梁轴的夹角, $\sin\alpha$ 与 $\cos\alpha$ 的值参见表4-11;

ΔA_y ——单根钢束的截面积, $\Delta A_y = 4.71\text{cm}^2$

可用上述同样的方法计算由 σ_{ss} 和 σ_{ss} 损失而消失的梁内预内力 N_y' 、 M_y' 、 Q_y' , 下面将计算结果一并列入表4-24内。

表4-25示出了各控制截面的钢束预应力损失和预加内力。

六、主梁截面验算

预应力混凝土梁从预加力开始到受荷破坏, 需经受预加应力、使用荷载作用、裂缝出现和破坏等四个受力阶段, 为保证主梁受力可靠并予以控制, 应对控制截面进行各个阶段的验算。在以下两节中, 先进行破坏阶段的截面强度验算, 再分别验算使用阶段和施工阶段的截面应力。至于裂缝出现阶段, “公预规”根据公路简支梁标准设计的经验, 对于全预应力梁在使用荷载(组合I)作用下, 只要截面不出现拉应力就不必进行抗裂性验算。

(一) 截面强度验算

在承载能力极限状态下, 预应力混凝土梁沿着正截面和斜截面都有可能破坏, 下面则验算这两类截面的强度。

1. 正截面强度验算

(1) 按“公预规”第3.2.2条规定, 对于T形截面受压区翼缘计算宽度 b'_1 , 应取用下列三者中的最小值:

$$b'_1 \leq \frac{l}{3} = \frac{3888}{3} = 1296\text{cm};$$

$$b'_1 \leq 160\text{cm} \text{ (主梁间距)};$$

$$b'_1 \leq b + 2c + 12h'_1 = 16 + 2 \times 71 + 12 \times 8 = 254\text{cm}.$$

故取 $b'_1 = 160\text{cm}$

图4-17示出正截面强度计算图式。

(2) 确定混凝土受压区高度

根据“公预规”第5.1.7条规定, 对于带承托翼缘板的T形截面:

当 $R_g A_g + R_y A_y \leq R_a b'_1 h'_1 + R'_a A'_g + \sigma'_s A'_s$ 成立时, 中性轴在翼缘部分内, 否则在腹板内。

本例的这一判别式:

$$\text{左边} = R_y \cdot A_y = 1280 \times 10^{-1} \times 47.12 = 6031.36\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{右边} &= R_a \cdot b'_1 \cdot h'_1 + \frac{1}{2} R_a \cdot (b + b'_1) \cdot h'_1 = 23.0 \times \left[160 \times 8 + \frac{1}{2} \times (16 + 158) \times 12 \right] \times 10^{-1} \\ &= 5345.2\text{kN} \end{aligned}$$

则左边 > 右边, 即中性轴在腹板内。

设中性轴到截面上缘距离为 x , 按“公预规”式(5.1.7-3)对于本例带三角承托的T形截面则为:

$$R_y A_y = R_a \cdot \left[b'_1 \cdot h'_1 + \frac{1}{2} h'_1 (b'_1 + b) + b(x - h'_1 - h'_2) \right]$$

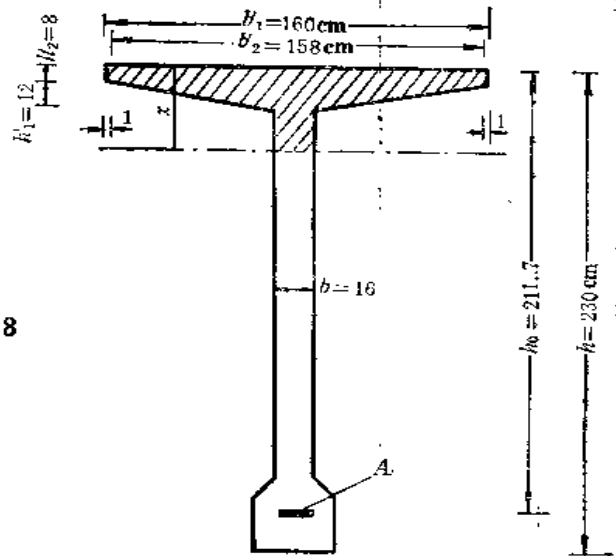


图4-17 正截面强度计算图

$$\text{即} \quad b(x - h'_1 - h'_2) \cdot R_a = 6031.36 - 5345.2 = 686.16 \text{ kN}$$

式中: $b = 16 \text{ cm}$, $h'_2 = 8 \text{ cm}$, $h'_1 = 12 \text{ cm}$, $R_a = 23.0 \text{ MPa}$, 则

$$x = 38.65 \text{ cm}$$

同时“公预规”第5.1.6条要求混凝土受压区高度应符合:

$$x \leq \xi_{iy} \cdot h_0$$

式中: ξ_{iy} ——预应力受压区高度界限系数, 按“公预规”表5.1.6采用, 对于预应力碳素钢丝 $\xi_{iy} = 0.40$ 。以跨中截面为例, $a_y = 18.3 \text{ cm}$ (见表4-19), 则

$$h_0 = h - a_y = 230 - 18.3 = 211.7 \text{ cm}$$

$$\xi_{iy} \cdot h_0 = 0.4 \times 211.7 = 84.68 \text{ cm} > x$$

说明该截面破坏时属于塑性破坏状态。

(3) 验算正截面强度

由“公预规”第5.1.7条, 正截面强度按下式计算:

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_c} \left[R_a \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a (b'_1 - b) \cdot h'_2 \cdot \left(h_0 - \frac{h'_2}{3} \right) + R_a \cdot h'_1 \cdot \frac{(b'_2 - b)}{2} \right. \\ \left. \times \left(h_0 - h'_2 - \frac{h'_1}{3} \right) \right]$$

式中: γ_c ——混凝土安全系数, 取用1.25。

则上式

$$\text{右边} = \frac{1}{1.25} \times 23.0 \times \left[16 \times 38.65 \times \left(211.7 - \frac{38.65}{2} \right) + (160 - 16) \times 8 \times \left(211.7 - \frac{8}{3} \right) \right. \\ \left. + 12 \times \frac{(158 - 16)}{2} \times \left(211.7 - 8 - \frac{12}{3} \right) \right] \times 10^{-3} = 9722.183 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由表4-12可知控制跨中截面设计的计算弯矩为

$$M_j = 8543.665 \text{ kN} \cdot \text{m} < \text{右边}$$

主梁跨中正截面满足强度要求。其他截面均可用同样方法验算。

2. 斜截面强度验算

(1) 斜截面抗剪强度验算

以腹板宽度改变处的截面(变化点截面)为例。

▲复核主梁截面尺寸

T形截面梁当进行斜截面抗剪强度计算时, 其截面尺寸应符合“公预规”第4.1.12条规定, 即

$$Q_j \leq 0.051 \sqrt{R} \cdot b \cdot h_0$$

式中: Q_j ——经内力组合后支点截面上的最大剪力(kN), 见表4-11, 1、2、3号梁的 Q_j 分别为903.728kN、955.125kN和935.626kN;

b ——支点截面的腹板厚度(cm), 即 $b = 36 \text{ cm}$;

h_0 ——支点截面的有效高度(cm), 即

$$h_0 = h - a_y = 230 - 98.54 = 131.46 \text{ cm};$$

R ——混凝土标号(MPa)。

$$\text{上式右边} = 0.051 \times \sqrt{40} \times 36 \times 131.46 = 1526.498 \text{ kN} > Q_j$$

所以本例主梁的T形截面尺寸符合要求。

▲斜截面抗剪强度验算

a. 验算是否需要进行斜截面抗剪强度计算

据“公预规”第4.1.13条规定,若符合下列公式要求时,则不需进行斜截面抗剪强度计算。

$$Q_j \leq 0.038 R_l \cdot b \cdot h_0$$

式中: R_l ——混凝土抗拉设计强度 (MPa); Q_j 、 b 、 h_0 的单位同上述说明一致。

对于变化点截面:

$b = 16\text{cm}$, $a_y = 72.96\text{cm}$, $Q_j = 802.205\text{kN}$, 故

上式右边 $= 0.038 \times 2.15 \times 16 \times (230 - 72.96) = 205.283\text{kN} < Q_j$

因此本例需进行斜截面抗剪强度计算。

b. 计算斜截面水平投影长度 c

按“公预规”公式(4.1.10-4)

$$c = 0.6m \cdot h_0$$

式中: m ——斜截面顶端正截面处的剪跨比, $m = \frac{M}{Qh_0}$, 当 $m < 1.7$ 时, 取 $m = 1.7$;

Q ——通过斜截面顶端正截面内由使用荷载产生的最大剪力;

M ——相应于上述最大剪力时的弯矩;

h_0 ——通过斜截面受压区顶端截面上的有效高度, 自受拉纵向主钢筋的合力点至受压边缘的距离 (以cm计)。

上述的 Q 、 M 、 h_0 近似取变化点截面的最大剪力、最大弯矩 (见表4-11) 和截面有效高度, 则

$$m = \frac{1451.665 \times 10^3}{623.252 \times (230 - 72.96)} = 1.48 < 1.7, \text{ 取 } m = 1.7, \text{ 故}$$

$$c = 0.6 \times 1.7 \times 157.04 = 160.18\text{cm}$$

c. 箍筋计算

若选用 $\phi 8 @ 20\text{cm}$ 的双肢箍筋, 则箍筋的总截面积为

$$A_k = 2 \times 0.503 = 1.006\text{cm}^2$$

箍筋间距 $S_k = 20\text{cm}$, 箍筋抗拉设计强度 $R_{gk} = 240\text{MPa}$, 箍筋配筋率

$$\mu = \frac{A_k}{s_k \cdot b} = \frac{1.006}{20 \times 16} \times 100\% = 0.314\%$$

d. 抗剪强度计算

根据“公预规”第5.1.10条规定, 主梁斜截面抗剪强度应按下式计算:

$$Q_j \leq Q_{hk} + Q_w$$

式中: Q_j ——经组合后通过斜截面顶端正截面内的最大剪力 (kN), 见表4-11, 对于变化点截面 $Q_j = 832.294\text{kN}$ (2号梁控制);

Q_{hk} ——斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪能力 (kN), 按下式计算:

$$Q_{hk} = \frac{0.008(2+p)\sqrt{R}}{m} b h_0 + 0.12\mu_k R_{gk} b h_0$$

Q_w ——与斜截面相交的弯起钢束的抗剪能力 (kN), 按下式计算:

$$Q_w = 0.068 R_{yw} \Sigma A_{yw} \cdot \sin \alpha$$

R_{yw} ——预应力弯起钢束的抗拉设计强度 (MPa), 本例的 $R_{yw} = 1280 \text{ MPa}$;

A_{yw} ——预应力弯起钢束的截面面积 (cm^2);

α ——与斜截面相交的弯起钢束与构件纵轴线的夹角, 表4-14中示出了 $N_1(N_2)$ 、

N_3 钢束的 $\sin \alpha$ 值, 其他钢束的 $\sin \alpha$ 值同样可由 $\frac{x_1}{R}$ 求得 (见图4-14所示)。

$$\sqrt{R} = \sqrt{40} = 6.325$$

$$\mu = \frac{A_y + A_{yw}}{b \cdot h_0} = \frac{47.12}{16 \times 157.04} = 0.01875$$

$$p = 100\mu = 1.875$$

$$\therefore Q_{hk} = \frac{0.008 \times (2 + 1.875) \times 6.325}{1.7} \times 16 \times 157.04 + 0.12 \times 0.00314 \times 240 \times 16 \times 157.04$$

$$= 517.027 \text{ kN}$$

$$\Sigma A_{yw} \cdot \sin \alpha = 4.71 \times [2 \times (0.03882 + 0.08387 + 0.09959) + 0.14358 + 0.14753 + 0.15067 + 0.15322] = 4.896 \text{ cm}^2$$

$$\therefore Q_w = 0.068 \times 1280 \times 4.896 = 426.148 \text{ kN}$$

$$Q_{hk} + Q_w = 517.027 + 426.148 = 943.175 \text{ kN}$$

$$\text{故 } Q_j = 832.294 \text{ kN} < Q_{hk} + Q_w$$

说明主梁腹板宽度改变处的斜截面抗剪强度满足要求, 同时也表明上述箍筋的配置是合理的。

(2) 斜截面抗弯强度验算

本例中, 由于梁内预应力钢束根数沿梁跨没有变化, 可不必进行该项强度验算。

(二) 截面应力验算

1. 使用荷载作用阶段计算

(1) 混凝土法向应力验算

此阶段为有效预加力和全部恒活载作用的阶段, 通常是跨中截面上缘可能出现最大压应力和下缘最大拉应力 (或最小压应力)。

$$\text{计算公式: } \sigma_s = \frac{N_y}{A_j} - \frac{M_y}{W_{js}} + \frac{M_{g1}}{W_{js}} + \frac{M_{g2} + M_p}{W_{os}}$$

$$\sigma_x = \frac{N_y}{A_j} + \frac{M_y}{W_{jx}} - \frac{M_{g1}}{W_{jx}} - \frac{M_{g2} + M_p}{W_{ox}}$$

式中: N_y 、 M_y ——由有效预加力产生的预加内力 (见表4-25);

W_{js} 、 W_{jx} ——分别为对上、下缘的净截面抵抗矩 (见表4-19);

W_{os} 、 W_{ox} ——分别为对上、下缘的换算截面抵抗矩 (见表4-19);

M_{g1} 、 M_{g2} ——分别由第一期、第二期恒载产生的弯矩 (见表4-11);

M_p ——由活载产生的弯矩, 有组合I和III的两种情况。

下面以1号梁跨中截面为例进行计算, 如表4-26所示。

混凝土法向应力验算:

1号梁跨中截面混凝土法向应力计算表

表4-26

应力部位	N_y (0.1kN)	M_y (N·m)	A_j (cm ²)	M_{g1} (N·m)	W_j (cm ³)	$\pm \frac{M_{g1}}{W_j}$ (MPa)	$\frac{N_y}{A_j}$ (MPa)	$\mp \frac{M_y}{W_j}$ (MPa)	W_0 (cm ³)	M_{g2} (N·m)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = $\frac{(4)}{(5)}$	(7) = $\frac{(1)}{(3)}$	(8) = $\frac{(2)}{(5)}$	(9)	(10)
上缘	33212.65	4199.260	6131.65	3345.857	448374	7.462		-9.366	477695	999.581
下缘		$\times 10^4$		$\times 10^3$	275927	-12.126	5.417	15.219	331810	$\times 10^3$
应力部位	组 合 I			组 合 III						
	$M_{汽+人}$ (N·m)	$\pm \frac{M_{g1} + M_y}{W_0}$	σ_b (MPa)	$M_{挂}$ (N·m)	$\pm \frac{M_{g2} + M_y}{W_0}$	σ_b (MPa)				
	(11)	(12) = $\frac{(10) + (11)}{(9)}$	(13) = (6) + (7) + (8) + (12)	(14)	(15) = $\frac{(10) + (14)}{(9)}$	(16) = (6) + (7) + (8) + (15)				
上缘	2087.356 $\times 10^3$	6.462	9.975	2737.342 $\times 10^3$	7.823	11.336				
下缘		-9.083	-0.573		-10.996	-2.486				

按“公预规”第5.2.21条规定,在使用荷载作用下,混凝土法向压应力极限值如下:
荷载组合I $0.5R_a^c = 14\text{MPa}$ (见表4-1)

荷载组合III $0.6R_a^c = 16.8\text{MPa}$ 。

按第5.2.22条规定,在使用荷载(组合I)作用下,全预应力梁截面受拉边缘由预加力引起的预压应力必须大于或等于由使用荷载引起的拉应力,即 $\sigma_b \geq \sigma$ 。

通过各截面上下缘混凝土法向应力计算,其结果表明受拉区(组合I)都未出现拉应力,最大压应力为11.336MPa,故均符合上述各项规定。

(2) 混凝土主应力验算

此项验算包括混凝土主拉应力和主压应力,对前者验算主要为了保证主梁斜截面具有与正截面同等的抗裂安全度,而验算后者则是保证混凝土在沿主压应力方向破坏时也具有足够的安全度。根据“公预规”第5.2.24条规定,计算混凝土主应力时应选择跨径中最不利位置截面,对该截面的重心处和宽度急剧改变处进行验算。本例仅以1号梁的变化点截面为例,对其上梗肋(a-a,见图4-16所示)、净轴(j-j)、换轴(o-o)和下梗肋(b-b)等四处分别进行主应力验算,其他截面均可用相同方法计算。

a. 剪应力计算

计算公式: $\tau = \tau_{g1} + \tau_{p+g2} - \tau_y$

式中: τ ——由使用荷载和弯起的预应力钢束在所计算的主应力点上产生的混凝土剪应力;

τ_{g1} ——第一期恒载引起的剪应力,其中在截面净轴(j-j)上 $\tau_{g1} = \frac{Q_{g1} \cdot S_{j-j}}{I_1 \cdot b}$, 在换轴(o-o)上 $\tau_{g1} = \frac{Q_{g1} \cdot S_{o-o}}{I_1 \cdot b}$;

τ_{p+g2} ——活载及第二期恒载共同引起的剪应力,其中在j-j上的 $\tau_{p+g2} = \frac{Q_{g2} + Q_p}{I_0 b} \cdot S_{j-o}$; 在o-o上的 $\tau_{p+g2} = \frac{Q_{g2} + Q_p}{I_0 b} \cdot S_{o-o}$;

混凝土剪应力计算表

表4-27

项 目	Q (0.1kN)	I _y (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)	腹板宽 b (cm)	上 梗 肋 a-a			净 轴 j-j			换 轴 0-0			下 梗 肋 b-b		
					S _{a-1} (cm ³)	S _{a-0} (cm ³)	τ _a (MPa)	S ₁₋₁ (cm ³)	S ₁₋₀ (cm ³)	τ ₁ (MPa)	S ₀₋₁ (cm ³)	S ₀₋₀ (cm ³)	τ ₀ (MPa)	S _{b-1} (cm ³)	S _{b-0} (cm ³)	τ _b (MPa)
第一期恒载 g ₁	(1) 3077.36	46754584		16	210847		0.8674	260029		1.0697	259946		1.0693	237024		0.9750
g ₂ + 汽 + 人	(2) 3056.74		48280902	16		219857	0.8700		275316	1.0894		273399	1.0887		252914	1.0008
g ₃ + 挂	(3) 3155.16		48280902	16		219857	0.8980		275316	1.1245		275399	1.1248		252914	1.0330
Q _y	(4) -5348.87	46754584		16	210847		-1.5076	260029		-1.8593	259946		-1.8587	237024		-1.6348
Q' _y	(5) 1061.07		48280902	16		219857	0.3020		275316	0.3782		275399	0.3783		252914	0.3474
预加剪应力	(6) = (4) + (5)				-1.2056			-1.4811			-1.4804			-1.3474		
恒 + 汽 + 人 + 预	(7) = (1) + (2) + (6)				0.8674 + 0.8700 - 1.2056 = 0.5318			1.0697 + 1.0894 - 1.4811 = 0.6780			1.653 + 1.0897 - 1.4804 = 0.6786			0.9750 + 1.0008 - 1.3474 = 0.6284		
恒 + 挂 + 预	(8) = (1) + (3) + (6)				0.8674 + 0.8980 - 1.0256 = 0.5598			1.0697 + 1.1245 - 1.4811 = 0.7131			1.0693 + 1.1248 - 1.4804 = 0.7137			0.9750 + 1.0330 - 1.3473 = 0.6606		

$$\sigma_{x_1} = \sigma_D \pm \sigma$$

应 力 部 位	M_0/I_1 (N·m/cm ⁴)	y_1 (cm)	$\pm \frac{M_{01} \cdot y_1}{I_1}$ (MPa)	$M_{02} + M_{汽} + M_{人}$ (N·m)	$M_{02} + M_{汽}$ (N·m)	$M_{02} + M_{汽} + M_{人}$ (N·m)	I_0 (cm ⁴)	y_0 (cm)	$\pm \frac{(4)}{(6)} \times (7)$ (MPa)	$\pm \frac{(5)}{(6)} \times (7)$ (MPa)	σ_b (见表4-28) (MPa)	σ_{b1} (MPa)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Q-Q		79.14	1.137					82.36	1.121	1.330	2.067	4.325
j-j	671.848×10^3 46754584	0	0					3.22	0.044	0.052	5.969	6.021
Q-Q		3.22	-0.046				48280902	0	0	0	6.128	6.082
b-b		54.86	-0.788					51.64	-0.703	-0.834	8.674	7.052

Q_p ——活载剪力，有（汽-20+人群）和挂-100两种情况；

τ_y ——预加力引起的剪应力，由钢束锚固时产生的和 σ'_{I} 损失产生的剪应力组合而成，参见表4-27的预加剪力栏。

各项剪应力计算和组合情况见表4-27所示。

b. 主应力计算

按“公预规”第5.2.17条，当只在主梁纵向有预应力时，计算公式为：

$$\sigma_{z1} = \frac{\sigma_{hx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{hx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{za} = \frac{\sigma_{hx}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{hx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

式中： σ_{hx} ——预加力和使用荷载在计算主应力点上产生的混凝土法向应力，按 $\sigma_{hx} = \sigma_h \pm \sigma$ 计算；

σ_h ——在计算主应力点上由预加应力（扣除全部应力损失）产生的混凝土法向应力，由钢束锚固时产生的和 σ'_{I} 损失产生的法向应力组合而成，表4-28示出了 σ_h 的计算过程；

σ ——在计算主应力点上由使用荷载产生的混凝土法向应力，按下式计算：

$$\sigma = \frac{M_{g1}}{I_j} \cdot y_j + \frac{M_{g2} + M_p}{I_o} \cdot y_o$$

y_j 、 y_o ——分别为各计算的主应力点到截面净轴和换轴的距离；

M_p ——活载引起的弯矩，有（汽+人）和挂车-100两种情况。

表4-29示出了 σ_{hx} 的计算过程，混凝土主应力计算结果见表4-30。

通过各控制截面的混凝土主应力计算，其结果如下：

	组合I	组合III
$\max \sigma_{z1}$ (MPa) (由变化点截面控制)	0.075	0.083
$\max \sigma_{za}$ (MPa) (由跨中截面控制)	9.104	10.188

根据“公预规”第5.2.24条，在使用荷载作用下混凝土主应力应符合下列规定：

荷载组合I $\sigma_{z1} \leq 0.8R_t^b = 2.08\text{MPa}$ （见表4-1，下同）

$$\sigma_{za} \leq 0.6R_c^b = 16.8\text{MPa}$$

荷载组合III $\sigma_{z1} \leq 0.9R_t^b = 2.34\text{MPa}$

$$\sigma_{za} \leq 0.65R_c^b = 18.2\text{MPa}$$

可见，所有计算所得的混凝土主应力均符合上述要求。

同时，依据“公预规”第5.2.18条规定，荷载组合I时，以上计算的混凝土主拉应力 $\max \sigma_{z1} = 0.054\text{MPa} < 0.5R_t^b = 1.3\text{MPa}$ ，则箍筋仅按“公预规”第6.2.18条的构造要求设置。由此亦表明前面对主梁配置 $\phi 8@20\text{cm}$ 的双肢箍筋是合适的。

(3) 验算钢束中的最大应力

计算公式：

* 荷载组合III也符合 $\sigma_{z1} < 0.55R_t^b = 1.43\text{MPa}$ 的要求。

混凝土主应力计算表*

主应力部位	$\sigma_{bx}/2$ (MPa)		τ (见表4-27) (MPa)		$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$ (MPa)		$\sigma_{x1} = \frac{\sigma_{bx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$ (MPa)		$\sigma_{x2} = \frac{\sigma_{bx}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx}}{2}\right)^2 + \tau^2}$ (MPa)	
	组合 I (恒+汽+人)	组合 III (恒+挂)	组合 I	组合 III	组合 I	组合 III	组合 I	组合 III	组合 I	组合 III
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (1) - (5) (8) = (2) - (6)	(9) = (1) + (5) (10) = (2) + (6)		
a-a	2.163	2.267	0.532	0.560	2.227	2.335	-0.064	-0.068	4.390	4.602
j-j	3.067	3.011	0.678	0.713	3.082	3.094	-0.075	-0.083	6.029	6.105
o-o	3.041	3.041	0.679	0.714	3.116	3.124	-0.075	-0.083	6.157	6.165
b-h	3.592	3.526	0.628	0.661	3.646	3.587	-0.054	-0.061	7.238	7.113

* 在混凝土主应力计算中,习惯上在计算剪应力时取用各计算截面的最大剪力,计算法向应力时也取用各计算截面的最大弯矩。实际上,由于对同一计算截面不可能同时出现最大剪力和最大弯矩,因此上表所计算的主应力值稍偏大些。

$$\sigma_{ymin} = \sigma_y + n_y \cdot \frac{M_{g1} \cdot e_{j1}}{I_1} + n_y \cdot \frac{M_{g2} \cdot e_{o1}}{I_0}$$

$$\sigma_{ymax} = \sigma_{ymin} + n_y \cdot \frac{M_p \cdot e_{oi}}{I_0}$$

式中: σ_y ——有效预应力, 见表4-25;

M_{g1} 、 M_{g2} ——第一、第二期恒载产生的梁内弯矩, 见表4-11;

M_p ——活载产生的梁内弯矩, 分(汽+人)和挂-100两种情况;

e_{j1} 、 e_{oi} ——分别为钢束重心到截面净轴和换轴的距离, 即 $e_{j1} = y_{jx} - a_i$, $e_{oi} = y_{ox} - a_i$, 参见表4-15和4-19。

以1号梁跨中截面为例, 钢束应力列表计算在表4-31内。

1号梁跨中截面钢束应力(MPa)计算表

表4-31

项 目	钢 束 号	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8	N_9	N_{10}
有效应力 σ_y (见表4-26)	(1)	641.433	657.456	678.343	693.426	711.820	725.898	711.058	728.931	744.702	752.147
第一期恒载 $n_y \cdot \frac{M_{g1}}{I_1} \left(\frac{N \cdot m}{cm^4} \right)$	(2)	$6.06 \times \frac{3345.857 \times 10^5}{39286553} = 0.5161 (MPa/cm)$									
$e_{j1}(cm)$	(3)	134.88		125.88		116.88		134.88	125.88	116.88	107.88
$\sigma_{g1} = n_y \cdot \frac{M_{g1}}{I_1} \cdot e_{j1}$ (4) = (2) × (3)		69.612		64.967		60.322		69.612	64.967	60.322	55.677
第二期恒载 $n_y \cdot \frac{M_{g2}}{I_1} \left(\frac{N \cdot m}{cm^4} \right)$	(5)	$6.06 \times \frac{999.581 \times 10^5}{45672397} = 0.1326 (MPa/cm)$									
$e_{oi}(cm)$	(6)	126.89		117.89		108.89		126.89	117.89	108.89	99.89
$\sigma_{g2} = n_y \cdot \frac{M_{g2}}{I_1} \cdot e_{oi}$ (7) = (5) × (6)		16.826		15.632		14.439		16.826	15.632	14.439	13.245
汽+人 $n_y \cdot \frac{M_{汽+人}}{I_0} \left(\frac{N \cdot m}{cm^4} \right)$	(8)	$6.06 \times \frac{(1823.081 + 264.275) \times 10^5}{45672397} = 0.2770 (MPa/cm)$									
$\sigma_{p1} = n_y \cdot \frac{M_{汽+人}}{I_0} \cdot e_{oi}$ (9) = (8) × (6)		35.149		32.656		30.163		35.149	32.656	30.163	27.670
挂车 $n_y \cdot \frac{M_{挂}}{I_0} \left(\frac{N \cdot m}{cm^4} \right)$	(10)	$6.06 \times \frac{2737.342 \times 10^5}{45672397} = 0.3632 (MPa/cm)$									
$\sigma_{p2} = n_y \cdot \frac{M_{挂}}{I_0} \cdot e_{oi}$ (11) = (10) × (6)		46.086		42.818		39.549		46.086	42.818	39.549	36.280
钢束应力 $\sigma_{ym10} = \sigma_y + \sigma_{g1} + \sigma_{g2}$ (12) = (1) + (4) + (7)		727.871	743.894	758.942	774.025	786.581	800.659	797.496	809.530	819.463	827.369
荷载组合 I $\sigma_{ymax} = \sigma_{ym10} + \sigma_{p1}$ (13) = (12) + (9)		763.020	779.043	791.598	806.681	816.744	830.822	832.645	842.186	849.626	855.039
荷载组合 III $\sigma_{ymax} = \sigma_{ym10} + \sigma_{p11}$ (14) = (12) + (11)		773.957	789.980	801.760	816.843	826.130	840.208	843.582	852.348	859.012	863.649

* 在后张法中钢束张拉时, 预加力与预制梁自重同时作用, 并测得钢束的控制应力, 所以在 σ_y 中可不再考虑梁自重作用力的影响。但预加应力时, 预制梁两端的支承条件没有架梁后那样明确, 由反拱产生的弯矩达不到架设后的 M_{g1} , 因此, 在计算钢束应力时, 仍偏安全地计入主梁自重应力。

据“公预规”第5.2.25条规定,对于钢束在使用荷载作用下,预应力钢束的应力(扣除全部预应力损失)应符合下列要求:

荷载组合I: $\sigma_y \leq 0.65 R_y^b = 1040 \text{MPa}$ (见表4-1,下同)

荷载组合III: $\sigma_y \leq 0.70 R_y^b = 1120 \text{MPa}$

由表4-31可以看出两种荷载组合的钢束最大应力均满足上述要求。

2. 施工阶段计算

(1) 预加应力阶段的应力验算

此阶段指初始预加力与主梁自重共同作用,为预加力最大而荷载最小的受力阶段,鉴于支点附近截面的荷载弯矩很小,故通常验算这些截面下缘的压应力和上缘的拉应力。下面以1号梁变化点截面为例,说明其计算方法。

计算公式:

$$\sigma_{ha} = \frac{N_{y0}}{A_j} + \frac{M_{y0}}{W_{jx}} - \frac{M_{g1}}{W_{jx}}$$

$$\sigma_{hl} = \frac{N_{y0}}{A_j} - \frac{M_{y0}}{W_{ja}} + \frac{M_{g1}}{W_{ja}}$$

式中: N_{y0} 、 M_{y0} ——钢束锚固时,由预加力产生的预内力,见表4-24;

W_{ja} 、 W_{jx} ——分别为上、下缘的净截面抵抗矩,见表4-19所示。

表4-32示出变化点截面混凝土法向应力的计算过程。

变化点截面预加应力阶段的法向应力计算表									表4-32	
应力部位	M_{g1} (见表4-11) (N·m)	N_{y0} (见表4-24) (0.1kN)	M_{y0} (见表4-24) (N·m)	A_j (见表4-19) (cm ²)	W_j 同左 (cm ³)	$\pm \frac{M_{g1}}{W_j}$ (MPa)	$\frac{N_{y0}}{A_j}$ (MPa)	$\mp \frac{M_{y0}}{W_j}$ (MPa)	σ_{hl} (MPa)	σ_{ha} (MPa)
上缘	671.848×10^3	50402.01	2842.541×10^3	6891.65	471602	1.425	7.313	-6.027	2.711	
下缘					357287	-1.880		7.956		13.389

其他截面的混凝土法向应力均可用同样方法计算,这里从略。

根据“公预规”第5.3.4条,对于40号混凝土,截面边缘混凝土的法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{ha} \leq 0.70 R_a^{b'} = 0.70 \times 0.9 \times 28 = 17.64 \text{MPa} \text{ (有关数据见表4-1所示)}$$

$$\sigma_{hl} \leq 0.70 R_a^{b'} = 0.70 \times 0.9 \times 2.60 = 1.638 \text{MPa}$$

通过各控制截面计算,得知截面边缘的混凝土法向应力均能符合上述规定。因此就法向应力而言,表明在主梁混凝土达到90%强度时可以开始张拉钢束。

(2) 吊装应力验算

本例采用两点吊装,吊点设在两支点内移59cm处,则两吊点间的距离小于主梁的计算跨径,故吊装应力可不予验算。

七、主梁端部的局部承压验算

后张预应力混凝土梁的端部，由于锚头集中力的作用，锚下混凝土将承受很大的局部应力，它可能使梁端产生纵向裂缝。设计时，除了在锚下设置钢垫板和钢筋网符合“公预规”第6.2.28条的构造要求外，还应验算其在预应力作用下的局部承压强度和梁端的抗裂计算。

(一)局部承压强度验算

如图4-18a)所示，在锚固端设置两块厚20mm的钢垫板，即在 $N_7 \sim N_{10}$ 的四根钢束锚下设置 $200 \times 962\text{mm}$ 的垫板1；在 $N_1 \sim N_6$ 的六根钢束锚下设置 $350 \times 766\text{mm}$ 的垫板2。在垫板下等于梁高（230cm）的范围内并且布置21层 $\phi 8$ 的间接钢筋网，钢筋网的间距为10cm，其中锚下第一层钢筋网的布置见图4-18b)所示。根据锚下钢垫板的布置情况，下面分上、下两部分各自验算混凝土局部承压强度。

按“公预规”第5.1.16条和第4.1.24条规定，预应力混凝土梁局部承压强度按下列公式计算：

$$N_c \leq 0.6(\beta R_a + 2\mu_t \beta_{he} R_g) A_c$$

式中： N_c ——局部承压时的纵向力，在梁端两块钢垫板中，分别考虑除最后

张拉的一束为控制应力外，其余各束均为传力锚固应力，可计算出垫板1、2的 N_c 各为2166.146kN和3184.825kN；

β ——混凝土局部承压强度的提高系数，按下式计算：

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}}$$

A_d ——局部承压时的计算底面积（扣除孔道面积）；

A_c ——局部承压（扣孔道）面积；

β_{he} ——配置间接钢筋时局部承压强度提高系数，按下式计算：

$$\beta_{he} = \sqrt{\frac{A_{he}}{A_c}}$$

A_{he} ——包罗在钢筋网配筋范围内的混凝土核心面积；

R_a ——混凝土抗压设计强度，对于40号混凝土 $R_a = 23.0\text{MPa}$ ，本示例考虑在主梁混凝土达到90%强度时开始张拉钢束，所以 $R'_a = 0.9R_a = 20.7\text{MPa}$ ；

R_g ——间接钢筋抗拉设计强度，对于I级钢筋 $R_g = 240\text{MPa}$ ；

μ_t ——间接钢筋的体积配筋率，对于方格钢筋网 $\mu_t = \frac{n_1 a_{j1} l_1 + n_2 a_{j2} l_2}{l_1 l_2 s}$

n_1 、 a_{j1} 和 n_2 、 a_{j2} ——钢筋网分别沿纵、横方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积；

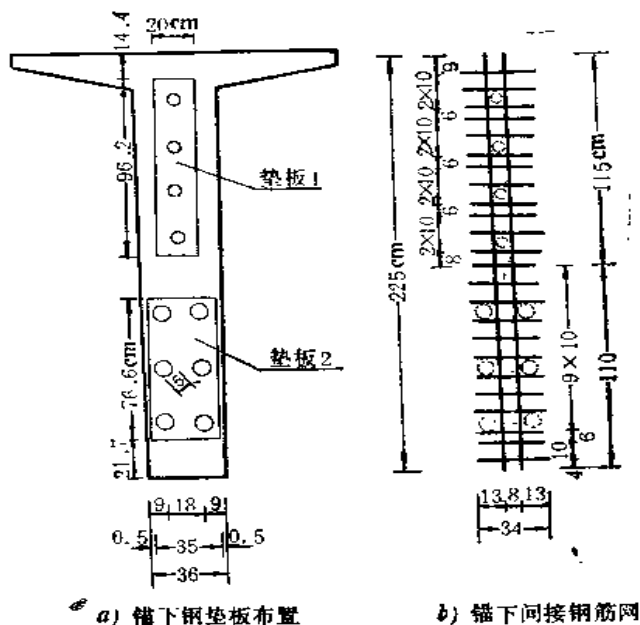


图 4-18

S ——钢筋网的间距。

对于钢垫板 1 [见图 4-18a)]:

$$A_d = (96.2 + 14.4 \times 2) \times (20 + 2 \times 8) - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2$$

$$= 4421.46 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 20 \times 96.2 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2 = 1845.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{he} = 34 \times 115 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2 = 3831.46 \text{ cm}^2$$

强度提高系数为

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} = \sqrt{\frac{4421.46}{1845.46}} = 1.55$$

$$\beta_{he} = \sqrt{\frac{A_{he}}{A_c}} = \sqrt{\frac{3831.46}{1845.46}} = 1.44$$

间接钢筋体积配筋率:

$$\mu_t = \frac{n_1 a_{11} l_1 + n_2 a_{12} l_2}{l_1 l_2 s} = \frac{2 \times 0.503 \times 115 + 13 \times 0.503 \times 34}{34 \times 115 \times 10} = 0.00864$$

把计算数值代入上述公式, 则

$$\text{公式右边} = 0.6 \times (1.55 \times 20.7 + 2 \times 0.00864 \times 1.44^2 \times 240) \times 1845.46 \times 10^{-1}$$

$$= 4504.912 \text{ kN}$$

$$N_o = 2166.146 \text{ kN} < \text{右边} \quad (\text{符合要求})$$

对于钢垫板 2:

$$A_d = (76.6 + 21.7 \times 2) \times (35 + 2 \times 0.5) - 6 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2$$

$$= 4202.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 35 \times 76.6 - 6 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2 = 2563.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{he} = 34 \times 110 - 6 \times \frac{\pi}{4} \times 5^2 = 3622.19 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \sqrt{\frac{4202.19}{2563.19}} = 1.28$$

$$\beta_{he} = \sqrt{\frac{3622.19}{2563.19}} = 1.19$$

$$\mu_t = \frac{2 \times 0.503 \times 110 + 11 \times 0.503 \times 34}{34 \times 110 \times 10} = 0.00799$$

$$\text{公式右边} = 0.6 \times (1.28 \times 20.7 + 2 \times 0.00799 \times 1.19^2 \times 240) \times 2563.19 \times 10^{-1}$$

$$= 4910.102 \text{ kN}$$

$$\therefore N_o = 3181.825 \text{ kN} < \text{右边} \quad (\text{符合要求})$$

注: 在垫板 1 和 2 的局部承压强度计算中, 上述强度计算公式等号右边由第二项算得的数值均未超过第一项的 50%。

(二)梁端局部承压区的抗裂验算

按“公预规”第4.1.25条规定,计算公式为:

$$N_e \leq 0.09\alpha(AR_1 + 45A_g)$$

式中: N_e ——考虑局部承压时的纵向力(kN),数值与前节计算的相同;

α ——系数,按下式计算:

$$\alpha = \frac{V}{1-\lambda} \leq 10$$

V ——与垫板形式及构件相对尺寸有关的系数,对于本例的方形垫板 $V=2$;

λ ——局部承压板垂直于计算截面(受剪面)方向的边长与间接配筋深度(本例为230cm)之比;

A ——梁端部区段沿荷载轴线切割的计算截面积(其高度等于间接配筋深度),其中应扣除孔道沿荷载轴线的截面面积(cm^2);

A_g ——通过计算截面 A 的间接钢筋截面面积(cm^2);

R_1 ——混凝土抗拉设计强度(MPa),考虑40号混凝土达90%强度时张拉钢束,则

$$R'_1 = 0.9R_1 = 0.9 \times 2.15 = 1.935 \text{ MPa}$$

对于钢垫板1:

$$\lambda = \frac{96.2}{230} = 0.41826$$

$$\alpha = \frac{V}{1-\lambda} = \frac{2}{1-0.41826} = 3.438 < 10$$

$$A = 36 \times 230 - 5 \times 230 = 7130 \text{ cm}^2$$

鉴于沿截面 A 的深度方向布置21层间接钢筋网,并且每层有2根钢筋通过截面 A ,则

$$A_g = 2 \times 21 \times 0.503 = 21.126 \text{ cm}^2$$

代入计算公式:

$$\begin{aligned} \text{右边} &= 0.09\alpha(AR_1 + 45A_g) = 0.09 \times 3.438 \times (7130 \times 1.935 + 45 \times 21.126) \\ &= 4563.085 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore N_e = 2166.146 \text{ kN} < \text{右边} \quad (\text{符合要求})$$

对于钢垫板2:

$$\lambda = \frac{76.6}{230} = 0.33304$$

$$\alpha = \frac{2}{1-0.33304} = 2.999 < 10$$

$$A = 36 \times 230 - 2 \times 5 \times 230 = 5980 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 21.126 \text{ cm}^2$$

$$\text{公式右边} = 0.09 \times 2.999 \times (5980 \times 1.935 + 45 \times 21.126) = 3379.805 \text{ kN}$$

$$\therefore N_e = 3184.825 \text{ kN} < \text{右边} \quad (\text{符合要求})$$

至此，便完全说明了在主梁混凝土达到90%强度时可以张拉预应力钢束。

八、主梁变形验算

为了掌握主梁在各受力阶段的变形（通常指竖向挠度）情况，需要计算各阶段的挠度值，并且对体现结构刚度的活载挠度进行验算。本例在计算中，以四分点截面为平均值将全梁近似处理为等截面杆件，然后按材料力学方法计算1号梁跨中挠度。

（一）计算由预加应力引起的跨中反拱度

计算公式：

$$f_{pi} = \sum_{i=1}^{10} \int_0^l \frac{M_{yo} \bar{M}}{E_h I_i} dx$$

式中： f_{pi} ——由初始张拉力 P_i 作用下的跨中短期挠度；

M_{yo} ——张拉锚固时各根钢束的预加弯矩；

\bar{M} ——单位力作用在跨中时所产生的弯矩。

图4-19示出了反拱度的计算图式，其中 M_{yo} 图绘在b图内（只示出左半部分）。设 M_{yo} 图的面积及其形心至跨中的距离分别为 A 和 d ，并将它划分成四个规则图形，分块面积及形心位置为 A_i 和 d_i ，计算公式均列入表4-33内。

表4-33

分 块	面 积 A_i (cm^2)	形心位置 d_i (cm)	形心处的 \bar{M} 值 (cm)
矩 形 1	$A_1 = (h_2 - h_1) l_1$	$d_1 = \frac{l_1}{2}$	
矩 形 2	$A_2 = (l_1 + l_2) \cdot h_1$	$d_2 = \frac{l_1 + l_2}{2}$	
三 角 形	$A_3 = \frac{1}{2} (h_2 - h_1) \cdot l_2$	$d_3 = l_1 + \frac{l_2}{3}$	
弓 形	$A_4 = \frac{R^2}{2} (\varphi - \sin \varphi)$	$d_4 = \frac{2 R^3}{3 A_4} \cdot \sin^3 \frac{\varphi}{2} + l_1$	
半个 M_{yo} 图	$A = \sum_{i=1}^4 A_i$	$d = \frac{\sum_{i=1}^4 A_i \cdot d_i}{A}$	$\bar{\eta} = \frac{1}{2} (l_1 + l_2 - d)$

注： h_1 为锚固点截面的钢束重心到净轴的竖直距离（见图4-19b）所示； h_2 为钢束起弯点至净轴的竖直距离； φ 为钢束弯起角。

上述积分按图乘法计算，即单束反拱度 $f_i = \frac{2 N_{yo} \cdot A \cdot \eta}{E_h I_i}$ ，具体计算见表4-34所示。

$$\text{跨中反拱度 } f_{pi} = \sum_{i=1}^{10} f_i = 7.89 \text{cm} (\uparrow)$$

（二）恒载引起的跨中挠度

第一期恒载：

$$f_{g1} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{g1} l^2}{E_h I_i} = \frac{5}{48} \times \frac{3345.857 \times 10^3 \times 3888^2}{3.3 \times 10^4 \times 39742163} = 4.02 \text{cm} (\downarrow)$$

各束引起的反拱度*f*计算表

表4-34

计 算 数 据		$y_{1x} = 142.07\text{cm}$				$I_1 = 39742163\text{cm}^4$				$E_b = 3.3 \times 10^4 \text{MPa}$			
分块	项 目	单 位	项 号	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8	N_9	N_{10}
矩 形 1	$h_1 = y_{1x} - a_1$ (a_1, a_2 值见表4-15)	cm		112.07		82.07		52.07		12.07		-37.93	-62.93
	$h_2 = y_{1x} - a_2$	cm		134.57		125.57		116.57		134.57		116.57	107.57
	f_1 (即表4-13的 x_1^*)	cm		1635.95		1311.78		987.80		580.13		205.49	18.17
	$f_2 = R \cdot \sin \varphi^*$ (见表4-13)	cm		343.10		663.32		983.55		1400.40		1766.22	1949.13
	R^* (见表4-13)	cm		2628.51		5081.78		7535.05		8064.52		10171.17	11224.49
矩 形 2	φ	rad		0.1309		0.1309		0.1309		0.17453		0.17453	0.17453
	$\sin \varphi$			0.13053		0.13053		0.13053		0.17365		0.17365	0.17365
	$\sin \frac{\varphi}{2}$			0.0654		0.0654		0.0654		0.08715		0.08715	0.08715
	A_1	cm ³		36809		57062		63700		71066		31748	3098
	$A_1 \cdot d_1 = \frac{l_1}{2} \cdot A_1$	cm ³		30108842		37426395		31455060		20613759		3261948	28115
三 角 形	A_2	cm ³		221792		162096		102638		23905		-74787	-123802
	$A_2 \cdot d_2 = \frac{l_2 + l_1}{2} \cdot A_2$	cm ³		219468729		160077905		101157447		23672285		-73729138	-121777837
	A_3	cm ³		3860		14427		31719		85775		101644	166163
	$d_3 = l_1 + \frac{l_2}{3}$	cm		1750		1533		1315		1047		794	663
	$A_3 \cdot d_3$	cm ³		6756000		22116591		41710485		88806425		10833360	11096884
弓 形	A_4	cm ³		1278		4778		10504		28616		45519	55435
	d_4	cm		1809		1647		1484		1285		1014	999
	$A_4 \cdot d_4$	cm ³		2311902		7869366		15587936		36771560		49797786	55373565
	A	cm ²		263739		238363		208561		209362		138920	100894
	d	cm		980.68		954.39		910.58		816.12		631.04	442.31
M_{y0} 图	$\eta = 1/2(l_1 + l_2 - d)$	cm		499.185		510.355		530.285		582.205		670.335	762.495
	N_7 (见表4-22)	0.1kN		4250.19		4423.44		4580.26		4720.41		4926.61	4906.94
	$f_1 = \frac{2N_{y0} \cdot A \cdot \eta}{E_b I_1}$	cm		0.853		0.821		0.772		0.877		0.700	0.586

* 表4-13中只示出钢束 $N_1(N_2)$ 、 N_3 的 x_1^* 、 $R \sin \varphi$ 和 R 值,其他钢束的相应值均可用同样方法求得。

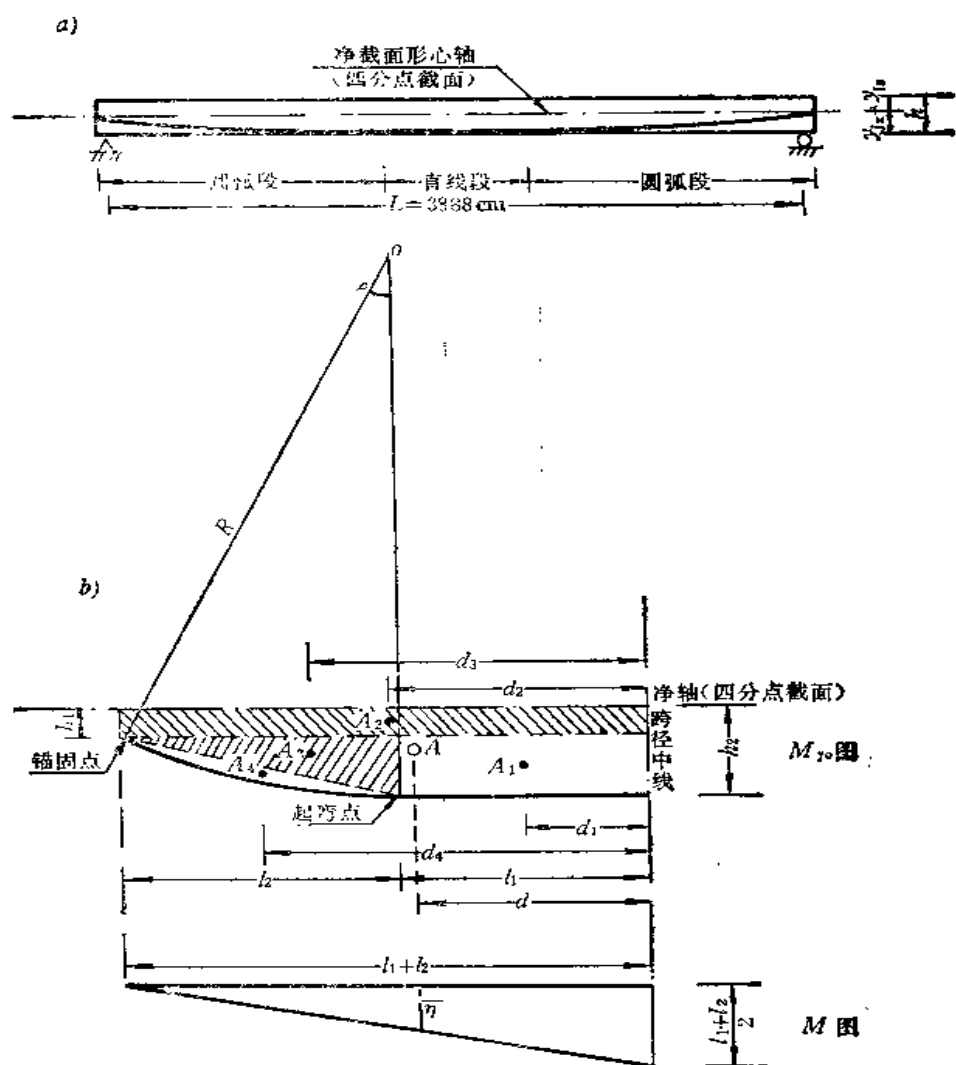


图4-19 反拱度计算图

第二期恒载:

$$f_{g2} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{g2} l^2}{E_h I_o} = \frac{5}{48} \times \frac{999.581 \times 10^3 \times 3888^3}{3.3 \times 10^4 \times 45155303} = 1.06 \text{ cm} (\downarrow)$$

(三) 静活载引起的跨中挠度及其验算

按“公预规”5.2.28条规定, 短期荷载作用下全预应力混凝土梁的刚度可采用 $0.85 E_h I_o$, 则跨中挠度为:

$$f_p = \frac{5}{48} \cdot \frac{M l^2}{0.85 E_h I_o} = \frac{5}{48} \times \frac{M \times 3888^2}{0.85 \times 3.3 \times 10^4 \times 45155303}$$

$$= 1.243 \times 10^{-6} M \text{ cm}$$

式中: M ——跨中静活载弯矩 ($\text{N} \cdot \text{m}$)。

对于汽-20:

$$M = \frac{M_p}{1 + \mu} = 1823.081 \times 10^3 / 1.0459 = 1743.074 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$f_p = 1.243 \times 10^{-5} \times 1743.074 \times 10^3 = 2.17 \text{cm} (\downarrow)$$

对于(汽+人):

$$M = (1743.074 + 264.275) \times 10^3 = 2007.349 \times 10^3 \text{N}\cdot\text{m}$$

$$f_p = 1.243 \times 10^{-5} \times 2007.349 \times 10^3 = 2.50 \text{cm} (\downarrow)$$

对于挂-100

$$M = 2737.342 \times 10^3 \text{N}\cdot\text{m}$$

$$f_p = 1.243 \times 10^{-5} \times 2737.342 \times 10^3 = 3.40 \text{cm} (\downarrow)$$

根据“公预规”第5.2.27条和第4.2.3条规定,预应力混凝土梁在短期使用荷载作用下最大竖向跨中挠度的允许值为:

$$\text{对于汽车荷载 } [f] = \frac{l}{600} = \frac{3888}{600} = 6.48 \text{cm}$$

$$\text{对于挂车荷载 } [f] = \frac{l}{500} = \frac{3888}{500} = 7.78 \text{cm}$$

由上述计算可见,静活载引起的跨中挠度均符合规范要求。

(四) 1号主梁跨中挠度组合

1. 张拉完毕时预制梁跨中的反拱度

$$\begin{aligned} f_o &= -f_{pi} + f_{g1} = -7.89 + 4.02 \\ &= -3.87 \text{cm} (\uparrow) \end{aligned}$$

2. 全部使用荷载作用下的总挠度(考虑与时间相关的挠度变化)

考虑预应力混凝土梁的受力特性,对于由预应力产生的任意时刻 t 的挠度,通常可足够精确地近似表示为:

$$\begin{aligned} f_{pt} &\approx -f_{pi} + (f_{pi} - f_{pe}) - \frac{1}{2}(f_{pi} + f_{pe}) \cdot \varphi_{(t,\tau)} \\ &= -f_{pe} - \frac{1}{2}(f_{pi} + f_{pe}) \cdot \varphi_{(t,\tau)} \end{aligned}$$

式中: $\varphi_{(t,\tau)}$ ——加载龄期 τ 至计算龄期 t 时的混凝土徐变系数,本例仅取其终极值 $\varphi_{(\infty,\tau)} = 2.2$ (已在计算 σ_{ss} 的一节中求得);

f_{pe} ——由于应力损失发生后的预加力 p_e 所引起的挠度值,可按下式计算:

$$f_{pe} = f_{pi} \cdot \frac{p_e}{p_i}$$

p_e 、 p_i ——分别为有效预加力和初始预加力,本例取四分点截面的数据,即

$$p_e = N_y = 3409.529 \text{kN} \quad (\text{见表4-25})$$

$$p_i = N_{y0} = 4620.388 \text{kN} \quad (\text{见表4-24})$$

$$\therefore f_{pe} = 7.89 \times \frac{3409.529}{4620.388} = 5.82 \text{cm}$$

根据“公预规”第5.2.30条规定,长期荷载作用下构件的挠度值可按该荷载的初始弹性挠度乘以 $[1 + \varphi_{(t,\tau)}]$ 求得,因此,全部使用荷载作用下的总挠度可以表示成:

$$f_1 = -f_{pe} - \frac{1}{2}(f_{pi} + f_{pe}) \cdot \varphi_{(t,\tau)} + (f_{g1} + f_{g2}) \cdot [1 + \varphi_{(t,\tau)}] + f_p$$

对于荷载组合1:

$$\begin{aligned}
 f_1 &= -5.82 - \frac{1}{2} \times (7.89 + 5.82) \times 2.2 + (4.02 + 1.06) \times (1 + 2.2) + 2.50 \\
 &= -4.65 + 2.17 \\
 &= -2.15 \text{cm} (\uparrow)
 \end{aligned}$$

对于荷载组合III:

$$\begin{aligned}
 f_1 &= -4.65 + 3.40 \\
 &= -1.25 \text{cm} (\uparrow)
 \end{aligned}$$

九、横隔梁计算

(一) 确定作用在跨中横隔梁上的计算荷载

鉴于具有多根内横隔梁的桥梁跨中处的横隔梁受力最大, 通常只计算跨中横隔梁的内力, 其余横隔梁可依据跨中横隔梁偏安全地选用相同的截面尺寸和配筋。

图4-20示出跨中横隔梁纵向的最不利荷载布置。

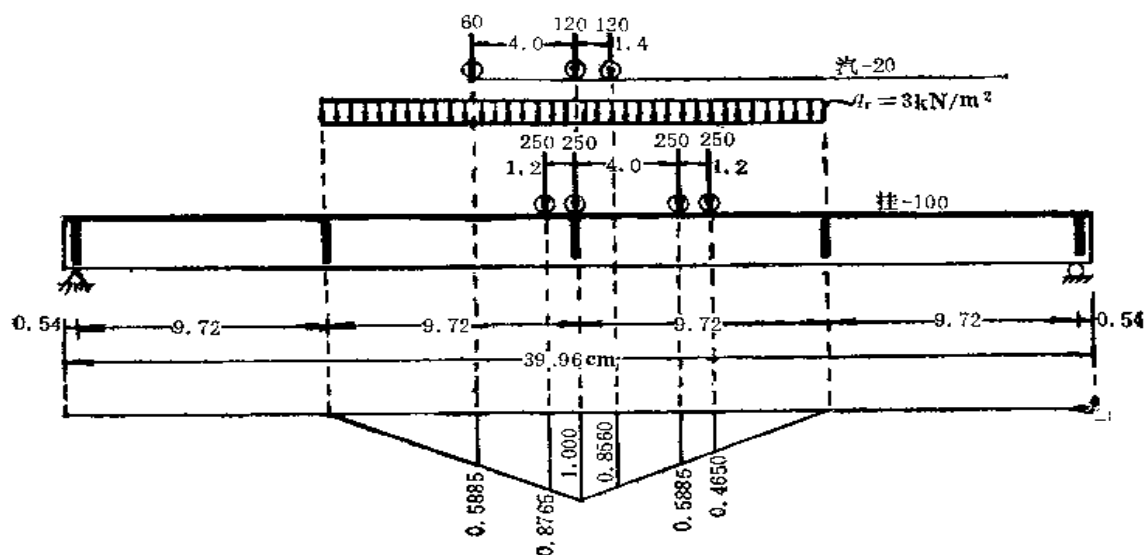


图4-20 跨中横隔梁的受载图式

纵向1行车轮和人群荷载对跨中横隔梁的计算荷载为:

$$\begin{aligned}
 \text{汽-20} \quad P_{0q} &= \frac{1}{2} \sum p_i \eta_i = \frac{1}{2} (60 \times 0.5885 + 120 \times 1.0 + 120 \times 0.856) \\
 &= 129.015 \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{挂-100} \quad P_{0g} &= \frac{1}{4} \sum p_i \eta_i = \frac{1}{4} \times 250 \times (0.5885 + 1.0 + 0.8765 + 0.4650) \\
 &= 183.125 \text{kN}
 \end{aligned}$$

跨中横隔梁受力影响线的面积:

$$\Omega = \frac{1}{2} \times (2 \times 9.72 \times 1.0) = 9.72 \text{m}$$

$$\text{人群荷载} \quad P_{0r} = q_r \cdot \Omega = 3 \times 9.72 = 29.16 \text{kN/m}$$

(二) 跨中横隔梁的内力影响线

通常横隔梁弯矩为靠近桥中线的截面较大, 而剪力则在靠近桥两侧边缘处的截面较大。所以, 如图4-21所示的跨中横隔梁, 本例可以只取 A 、 B 两个截面计算横隔梁的弯矩, 取 1 号梁右和 2 号梁右截面计算剪力。本示例采用修正的刚性横梁法计算横隔梁内力, 先需作出相应的内力影响线。

在表4-5中已得到: $\eta_{11} = 0.5482$, $\eta_{21} = 0.3741$, $\eta_{14} = 0.0259$, $\eta_{24} = 0.1130$,
 $\eta_{31} = \eta_{32} = 0.2$, $\eta_{15} = -0.1482$, $\eta_{25} = 0.0259$

1. 绘制弯矩影响线

(1) 计算公式

如图4-21a)所示, 在桥梁跨中当单位荷载 $p = 1$ 作用在 j 号梁轴上时, i 号所受的作用为竖向力 R_{ij} 和抗扭矩 M_{Tij} 。因此, 由平衡条件就可写出 A 截面的弯矩计算公式:

当 $p = 1$ 作用在截面 A 的左侧时:

$$M_{A,j} = R_{1j} \cdot b_{1A} + R_{2j} \cdot b_{2A} + M_{T1j} + M_{T2j} - 1 \cdot e_A = \eta_{A,j}$$

$$\eta_{A,j} = \eta_{1j} \cdot b_{1A} + \eta_{2j} \cdot b_{2A} + M_{T1j} + M_{T2j} - e_A$$

式中: b_{iA} —— i 号梁轴到 A 截面的距离;

e_A —— 单位荷载 $p = 1$ 作用位置到 A 截面的距离。

当 $p = 1$ 作用在截面 A 的右侧时, 同理可得:

$$\eta_{A,j} = \eta_{1j} \cdot b_{1A} + \eta_{2j} \cdot b_{2A} + M_{T1j} + M_{T2j}$$

(2) 计算 M_{Tij} 值

按照姚玲森主编《桥梁工程》的式(2-5-33)、(2-5-34)和式(2-5-35)可以推导求得:

$$M_{Tij} = \beta \cdot \frac{e_j l^2 G I_{Ti}}{12 E_b \sum_{i=1}^n a_i^2 I_i}$$

式中: I_i 、 I_{Ti} —— 分别为 i 梁的抗弯惯矩和抗扭惯矩;

e_j —— 单位荷载 $p = 1$ 作用位置到横截面中心的距离, 当 e_j 在中心之左时取正值, 在中心之右时取负值。

其他符号均同本例第二节中说明。

对于本例各主梁截面相同, 并取 $G = 0.43 E_b$, 则上式为:

$$M_{Tij} = \frac{0.43}{12} \cdot \beta \frac{e_j l^2 I_T}{I \sum_{i=1}^n a_i^2}$$

当 $p = 1$ 作用在 1 号梁轴上时, $e_j = 2d = 3.2\text{m}$, 同时 $l = 38.88\text{m}$, $I = 456.72397 \times 10^{-3}\text{m}^4$, $I_T = 5.93756 \times 10^{-3}\text{m}^4$ (见表4-4), $\beta = 0.8704$

$$\therefore M_{T11} = \frac{0.43 \times 0.8704 \times 3.2 \times 38.88^2 \times 5.93756 \times 10^{-3}}{12 \times 456.72397 \times 10^{-3} \times 2 \times (3.2^2 + 1.6^2)} = 0.0766$$

当 $p = 1$ 作用在 5 号梁轴上时, $e_j = -2d$, 则 $M_{T15} = -0.0766$

当 $p = 1$ 作用在 2 号梁轴上时, $e_j = d$, 则 $M_{T12} = \frac{1}{2} \times 0.0766 = 0.0383$

同理 $M_{T14} = -0.0383$

(3) 计算弯矩影响线坐标值

对于A截面的弯矩 M_A 影响线可计算如下:

$p=1$ 作用在1号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,1} &= \eta_{11} \times 1.5d + \eta_{21} \times 0.5d + M_{T11} + M_{T21} - 1 \times 1.5d \\ &= 0.5482 \times 1.5 \times 1.6 + 0.3741 \times 0.5 \times 1.6 + 2 \times 0.0766 - 1.5 \times 1.6 \\ &= -0.6318\end{aligned}$$

$p=1$ 作用在5号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,5} &= \eta_{15} \times 1.5d + \eta_{25} \times 0.5d + M_{T15} + M_{T25} \\ &= (-0.1482) \times 1.5 \times 1.6 + 0.0259 \times 0.5 \times 1.6 + 2 \times (-0.0766) \\ &= -0.4882\end{aligned}$$

$p=1$ 作用在4号梁轴上时:

$$\begin{aligned}\eta_{A,4} &= \eta_{14} \times 1.5d + \eta_{24} \times 0.5d + M_{T14} + M_{T24} \\ &= 0.0259 \times 1.5 \times 1.6 + 0.1130 \times 0.5 \times 1.6 + 2 \times (-0.0383) \\ &= 0.0760\end{aligned}$$

以上述三点坐标和A截面的位置,便可绘出 M_A 影响线如图4-21b)所示。

同理, M_B 影响线计算如下[参见图4-21a)]:

$$\begin{aligned}\eta_{B,1} &= \eta_{11} \times 3.12 + \eta_{21} \times 1.52 + M_{T11} + M_{T21} - 3.12 \\ &= 0.5482 \times 3.12 + 0.3741 \times 1.52 + 2 \times 0.0766 - 3.12 \\ &= -0.6878\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{B,5} &= \eta_{15} \times 3.12 + \eta_{25} \times 1.52 + M_{T15} + M_{T25} \\ &= (-0.1482) \times 3.12 + 0.0259 \times 1.52 + 2 \times (-0.0766) \\ &= -0.5762\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{B,4} &= \eta_{14} \times 3.12 + \eta_{24} \times 1.52 + M_{T14} + M_{T24} \\ &= 0.0259 \times 3.12 + 0.1130 \times 1.52 + 2 \times (-0.0383) \\ &= 0.1760\end{aligned}$$

绘出 M_B 影响线如图4-22c)所示。

2. 绘制剪力影响线

(1) 对于1号主梁右截面的剪力 Q_1 右影响线可计算如下:

$p=1$ 作用在计算截面以右时:

$$\eta_{1i}^{Q_1} = \eta_{1i} \quad (\text{即为1号梁的荷载横向影响线, 参见图4-6})$$

$p=1$ 作用在计算截面以左时:

$$\eta_{1i}^{Q_1} = \eta_{1i} - 1$$

绘成的 Q_1 右影响线可如图4-21d)所示,

(2) 对于2号主梁右截面的剪力 Q_2 右影响线可计算如下:

$p=1$ 作用在计算截面以右时:

$$\eta_{2i}^{Q_2} = \eta_{1i} + \eta_{2i}$$

如 $p=1$ 作用在3号梁轴上时:

$$\eta_{23}^{Q_1} = \eta_{13} + \eta_{23} = 0.20 + 0.20 = 0.40$$

同理

$$\eta_{25}^{Q_1} = \eta_{15} + \eta_{25} = -0.1482 + 0.0259 = -0.1223$$

$p=1$ 作用在计算截面以左时:

$$\eta_{2i}^{Q_2} = \eta_{1i} + \eta_{2i} - 1$$

绘成的 Q_2 右影响线如图4-21e)所示。

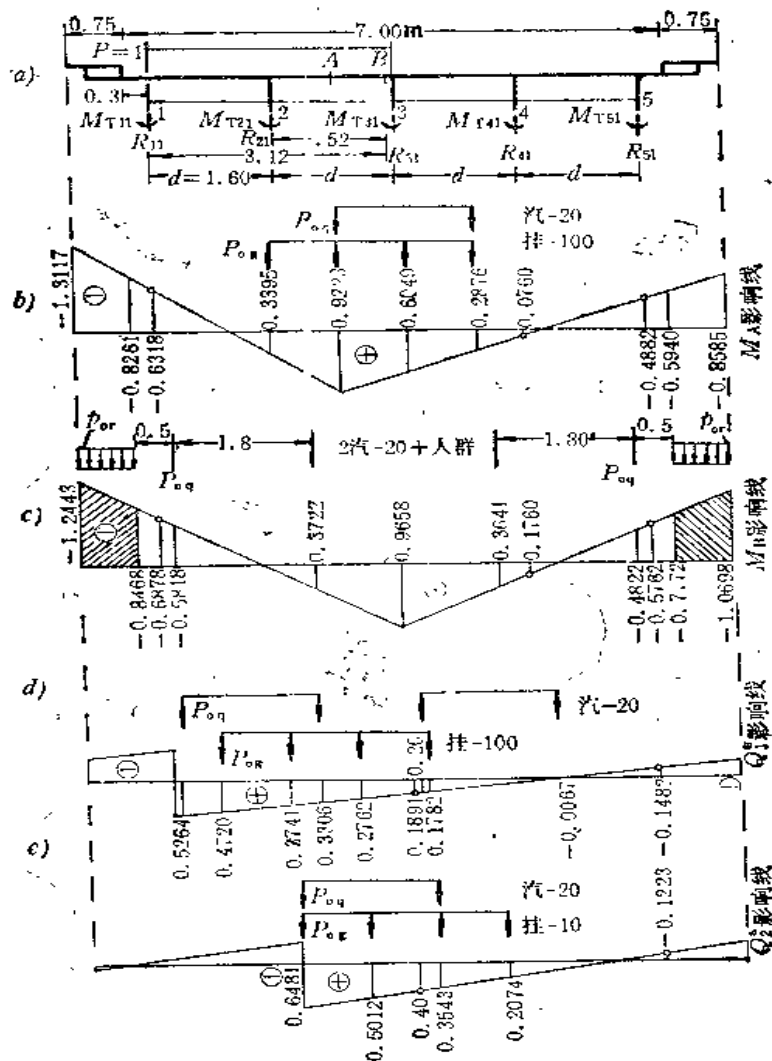


图4-21 中横隔梁内力影响线图

(三) 截面内力计算

计算公式:

$$\text{截面内力 } S = (1 + \mu) \phi P_0 \sum \eta_i$$

式中：

$1 + \mu$ ——横隔梁冲击系数，对于它的计算，“公预规”中无明确规定，本例近似地取用主梁的冲击系数；

ϕ ——车道折减系数，对于双车道不折减，即 $\phi = 1.0$ ；

P_o ——车辆对于跨中横隔梁的计算荷载，包括 P_{oq} 和 P_{og} ；

η_i ——与计算荷载 P_o 相对应的横隔梁内力影响线的竖坐标值。

计算荷载 P_{oq} 和 P_{og} 在相应影响线上的最不利位置加载见图4-21所示，截面内力的计算均列入表4-35内。

横隔梁截面内力计算表 表4-35

荷 载 类 别		汽-20				挂-100			
$1+\mu$		1.0439				1.0			
$P_0(kN)$		129.015				183.125			
M ($kN \cdot m$)	η_1	0.9223		0.2876		0.3395	0.9223	0.6019	0.2876
	M_A	163.260				394.506			
	η_2	-0.5818	0.3722	0.3641	-0.4822	—			
		-44.219				—			
	M_B	人群荷载: $M_B = \sum p_{oi} \omega_i = -29.16 \times \frac{0.75}{2} \times (1.2143 + 0.8468 + 0.7172 + 1.0698) = -42.407$				—			
Q (kN)	η_1	0.5264	0.3366	0.1891	-0.0067	0.1720	0.3741	0.2762	0.1782
	$Q_1^{右}$	140.253				238.154			
	η_2	0.6481		0.3543		0.6481	0.5012	0.3543	0.2074
	$Q_2^{右}$	135.261				313.327			
荷载组合		组 合 I				组 合 III			
	$\max M_A$ ($kN \cdot m$)	$0^* + 1.4 \times 163.260 = 228.564$				$0 + 1.1 \times 1.03 \times 394.506 = 446.975$			
	$\min M_B$ ($kN \cdot m$)	$0 + 1.4 \times (-44.219 - 42.407) = -121.276$							
	Q (kN)	$0 + 1.4 \times 140.253 = 196.354$				$0 + 1.1 \times 1.03 \times 313.327 = 354.999$			
控制设计的内力		$\max M = 446.975 N \cdot m$ $\min M = -121.276 kN \cdot m$ $\max Q = 354.999 kN$							

* 因为横隔梁的恒载内力相比活载内力甚小，计算中略去不计。

(四)截面配筋计算

图4-22和图4-23分别表示横隔梁正弯矩配筋（4 Φ 18布置在下缘）和负弯矩配筋（2 Φ 18布置在上缘），并且示出配筋计算的相应截面。剪力钢筋选用间距 S_k 为 20cm 的 2 Φ 8 双肢箍筋。经过横隔梁正截面和斜截面强度的验算，上述配筋均能满足规范的有关规定。由于这部分的计算内容与主梁截面强度验算雷同，故从略。

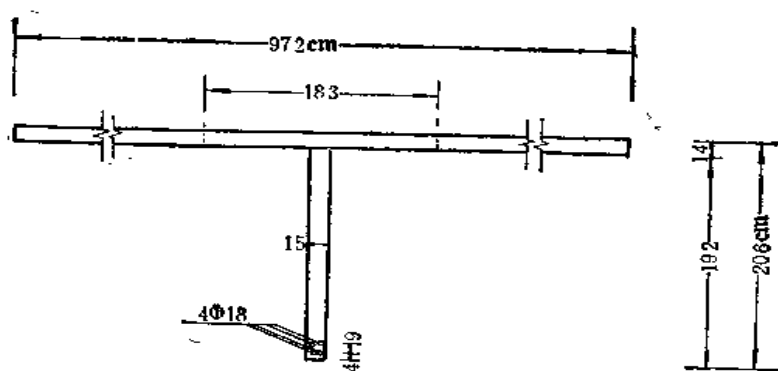


图4-22 正弯矩配筋及其计算截面

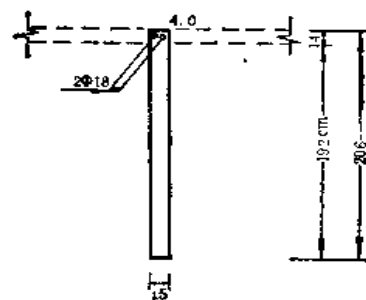


图4-23 负弯矩配筋及其计算截面

附录 I 铰接板荷载横向分布影响线竖标表

说明:

1. 本表适用于横向铰接的梁或板, 各片梁或板的截面是相同的;
2. 表头的两个数字表示所要查的梁或板号, 其中第一个数目表示该梁或板是属于几片梁或板铰接而成的体系, 第二个数目表示该片梁或板在这个体系中自左而右的序号;
3. 横向分布影响线竖标以 η_{ij} 表示, 第一个脚标 i 表示所要求的梁或板号, 第二个脚标 j 表示受单位荷载作用的那片梁或板号, 表中 η_{ij} 下的数字前者表示 i , 后者表示 j , η_{ij} 的竖标应绘在梁或板的中轴线处;
4. 表中的 η_{ij} 值为小数点后的三位数字, 例如 278 即为 0.278, 006 即为 0.006;
5. 表值按弯扭参数 γ 给出

$$\gamma = 5.8 \frac{I}{I_T} \left(\frac{b}{l} \right)^2$$

式中: l ——计算跨径;

b ——一片梁或板的宽度;

I ——梁或板的抗弯惯矩;

I_T ——梁或板的抗扭惯矩。

铰 接 板 3-1

γ	η_{ij}			γ	η_{ij}			γ	η_{ij}		
	11	12	13		11	12	13		11	12	13
0.00	333	333	333	0.08	434	325	241	0.40	626	294	080
0.01	348	332	319	0.10	454	323	223	0.60	683	278	040
0.02	353	331	306	0.15	496	317	185	1.00	750	250	000
0.04	389	329	282	0.20	531	313	156	2.00	829	200	029
0.06	413	327	260	0.30	585	303	112				

铰 接 板 3-2

γ	η_{ij}			γ	η_{ij}			γ	η_{ij}		
	21	22	23		21	22	23		21	22	23
0.00	333	333	333	0.08	325	351	325	0.40	294	412	294
0.01	332	336	332	0.10	323	355	323	0.60	278	444	278
0.02	331	338	331	0.15	317	365	317	1.00	250	500	250
0.04	329	342	329	0.20	313	375	313	2.00	200	600	200
0.06	327	346	327	0.30	303	394	303				

铰 接 板 4-1

r	η_{II}				r	η_{II}			
	11	12	13	14		11	12	13	14
0.00	250	250	250	250	0.15	484	295	139	082
0.01	270	257	238	229	0.20	524	298	119	060
0.02	300	263	227	210	0.30	583	296	089	033
0.04	341	273	208	178	0.40	625	291	066	018
0.06	375	280	192	153	0.60	682	277	035	005
0.08	405	285	178	132	1.00	750	250	000	000
0.10	431	289	165	114	2.00	828	201	-034	005

铰 接 板 4-2

r	η_{II}				r	η_{II}			
	21	22	23	24		21	22	23	24
0.00	250	250	250	250	0.15	295	327	238	139
0.01	257	257	248	238	0.20	298	345	238	119
0.02	263	264	246	227	0.30	296	375	240	089
0.04	273	276	243	208	0.40	291	400	243	066
0.06	280	287	241	192	0.60	277	441	247	035
0.08	285	298	239	178	1.00	250	500	250	000
0.10	289	307	239	165	2.00	201	593	240	-034

铰 接 板 5-1

r	η_{II}					r	η_{II}				
	11	12	13	14	15		11	12	13	14	15
0.00	200	200	200	200	200	0.15	481	291	130	061	036
0.01	237	216	194	180	173	0.20	523	295	114	045	023
0.02	269	229	188	163	151	0.30	583	296	087	026	010
0.04	321	249	178	136	116	0.40	625	291	066	015	004
0.06	362	263	168	115	092	0.60	682	277	035	004	001
0.08	396	273	158	099	073	1.00	750	250	000	000	000
0.10	425	281	150	085	059	2.00	828	201	-034	006	-001

铰 接 板 5-2

r	η_{II}					r	η_{II}				
	21	22	23	24	25		21	22	23	24	25
0.00	200	200	200	200	200	0.15	291	320	222	105	061
0.01	216	215	202	187	180	0.20	295	341	227	091	045
0.02	229	228	204	176	163	0.30	296	374	235	070	026
0.04	249	249	207	158	136	0.40	291	399	240	055	015
0.06	263	267	211	144	115	0.60	277	440	246	031	004
0.08	273	281	214	133	099	1.00	250	500	250	000	000
0.10	281	294	216	123	085	2.00	201	593	241	-041	006

铰 接 板 5-3

γ	η_{ij}					γ	η_{ij}				
	31	32	33	34	35		31	32	33	34	35
0.00	200	200	200	200	200	0.15	130	222	295	222	130
0.01	194	202	208	202	194	0.20	114	227	318	227	114
0.02	188	204	215	204	188	0.30	087	235	357	235	087
0.04	178	207	230	207	178	0.40	066	240	389	240	066
0.06	168	211	243	211	168	0.60	035	246	437	246	035
0.08	158	214	256	214	158	1.00	000	250	500	250	000
0.10	150	216	268	216	150	2.00	-034	241	586	241	-034

铰 接 板 6-1

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	11	12	13	14	15	16		11	12	13	14	15	16
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	481	290	129	058	021	016
0.01	214	192	163	151	140	135	0.20	523	295	113	043	01	009
0.02	252	212	168	138	119	110	0.30	583	295	086	025	008	003
0.04	312	239	165	117	090	077	0.40	623	291	065	015	003	001
0.06	358	257	159	101	010	055	0.60	682	277	035	004	001	000
0.08	394	270	152	088	055	041	1.00	750	250	000	000	000	000
0.10	423	278	146	078	044	031	2.00	828	201	-034	006	-001	000

铰 接 板 6-2

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	21	22	23	24	25	26		21	22	23	24	25	26
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	290	319	219	098	046	027
0.01	192	190	175	157	146	140	0.20	295	340	226	087	035	017
0.02	212	209	182	149	129	119	0.30	295	373	234	069	021	008
0.04	238	238	192	137	105	090	0.40	291	399	240	054	012	003
0.06	257	259	200	127	087	069	0.60	277	440	245	031	004	001
0.08	270	276	206	119	074	055	1.00	250	500	250	000	000	000
0.10	278	291	210	112	064	044	2.00	201	593	241	-041	007	-001

铰 接 板 6-3

γ	η_{ij}						γ	η_{ij}					
	31	32	33	34	35	36		31	32	33	34	35	36
0.00	167	167	167	167	167	167	0.15	129	219	288	208	098	058
0.01	168	175	179	170	157	151	0.20	113	226	314	217	087	043
0.02	168	182	190	173	149	138	0.30	086	234	356	230	059	0.25
0.04	165	192	210	179	137	117	0.40	065	240	388	233	054	015
0.06	159	200	227	186	127	101	0.60	035	246	437	246	031	001
0.08	152	206	243	191	149	088	1.00	000	250	500	250	000	000
0.10	146	210	257	197	112	078	2.00	-034	241	586	243	-041	005

铰 接 板 7-1

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	11	12	13	14	15	16	17		11	12	13	14	15	16	17
0.00	143	143	143	143	143	143	113	0.15	440	290	126	057	025	012	007
0.01	200	177	152	133	120	111	107	0.20	523	295	113	043	017	007	003
0.02	244	202	157	125	102	088	082	0.30	583	295	086	025	007	002	001
0.04	309	235	159	109	078	059	051	0.40	625	291	055	015	003	001	000
0.06	356	255	156	096	061	042	034	0.60	682	277	035	004	001	000	000
0.08	293	268	151	085	049	031	023	1.00	750	250	000	000	000	000	000
0.10	123	278	144	076	040	023	016	2.00	828	201	-034	006	-001	000	000

铰 接 板 7-2

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	21	22	23	24	25	26	27		21	22	23	24	25	26	27
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	290	318	219	097	043	020	012
0.01	177	175	158	139	125	115	111	0.20	295	340	225	086	033	013	007
0.02	202	198	170	135	111	096	088	0.30	295	373	234	068	020	003	002
0.04	235	232	185	127	091	069	059	0.40	291	399	240	054	012	003	001
0.06	255	256	196	121	077	053	042	0.60	277	440	216	031	004	001	010
0.08	268	275	203	115	067	041	031	1.00	250	500	250	000	000	000	000
0.10	278	290	209	109	058	033	023	2.00	201	593	241	-041	007	-001	000

铰 接 板 7-3

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	31	32	33	34	35	36	37		31	32	33	34	35	36	37
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	128	219	287	205	092	043	025
0.01	152	158	161	150	134	125	120	0.20	113	225	314	216	083	033	017
0.02	157	170	176	156	128	111	102	0.30	086	234	356	229	067	020	007
0.04	159	185	201	167	119	091	078	0.40	065	240	388	237	053	012	003
0.06	156	196	222	176	112	077	061	0.60	035	246	437	246	031	001	001
0.08	151	203	239	184	107	067	049	1.00	000	250	500	250	000	000	000
0.10	144	209	255	191	102	058	040	2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001

铰 接 板 7-4

γ	η_{ij}							γ	η_{ij}						
	41	42	43	44	45	46	47		41	42	43	44	45	46	47
0.00	143	143	143	143	143	143	143	0.15	057	097	205	282	205	097	057
0.01	133	139	150	157	150	139	133	0.20	043	086	216	310	216	086	043
0.02	125	135	156	169	156	135	125	0.30	025	068	229	354	229	068	025
0.04	109	127	167	193	167	127	109	0.40	015	054	237	287	237	054	015
0.06	096	121	176	213	176	121	096	0.60	004	031	246	436	246	031	004
0.08	085	115	184	231	184	115	085	1.00	000	000	250	500	250	000	000
0.10	076	109	191	248	191	109	076	2.00	006	-041	243	586	243	-041	006

铰 接 板 8-1

γ	η_{ij}							
	11	12	13	14	15	16	17	18
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	191	168	142	122	107	096	089	085
0.02	239	197	151	117	093	076	066	061
0.04	307	233	156	106	073	052	040	034
0.06	355	254	155	094	058	037	025	020
0.08	392	268	150	081	048	028	017	013
0.10	423	277	141	073	039	021	012	008
0.15	480	290	128	057	025	011	005	003
0.20	523	295	113	043	016	006	003	001
0.30	583	295	086	025	007	002	001	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	000	000

铰 接 板 8-2

γ	η_{ij}							
	21	22	23	24	25	26	27	28
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	168	165	148	127	111	100	092	089
0.02	197	193	163	127	101	083	071	066
0.04	233	230	182	123	085	060	046	040
0.06	254	255	194	119	073	047	032	025
0.08	268	274	202	113	064	037	023	017
0.10	277	290	208	108	057	030	017	012
0.15	290	318	219	097	043	019	009	005
0.20	295	340	225	086	033	013	005	003
0.30	295	373	234	068	020	006	002	001
0.40	291	399	240	051	012	003	001	000
0.60	277	440	246	031	001	001	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	-001	000	000

铰 接 板 8-3

γ	η_{11}							
	31	32	33	34	35	36	37	38
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	142	148	150	137	120	108	100	096
0.02	151	163	168	147	116	096	083	076
0.04	156	182	197	162	111	079	060	052
0.06	155	194	219	173	107	068	047	037
0.08	150	202	238	182	103	060	037	028
0.10	144	208	254	190	099	053	030	021
0.15	128	219	287	205	091	041	019	011
0.20	113	225	314	215	082	032	013	006
0.30	086	234	356	229	067	020	006	002
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001
0.60	035	246	437	246	031	004	001	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001	000

铰 接 板 8-4

γ	η_{11}							
	41	42	43	44	45	46	47	48
0.00	125	125	125	125	125	125	125	125
0.01	122	127	137	143	134	120	111	107
0.02	117	127	147	158	142	116	101	093
0.04	106	123	162	185	156	111	085	073
0.06	094	119	173	208	168	107	073	058
0.08	084	113	182	227	178	103	064	048
0.10	075	108	190	245	186	099	057	039
0.15	057	097	205	281	203	091	043	025
0.20	043	085	215	310	214	082	033	016
0.30	025	068	229	354	229	067	020	007
0.40	015	054	237	387	237	053	012	003
0.60	004	031	246	436	246	031	004	001
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	243	-042	007	-001

铰 接 板 9 1

γ	η_{11}								
	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	125	162	136	115	098	086	077	072	069
0.02	236	194	147	113	083	070	057	049	046
0.04	306	232	155	104	070	048	035	026	023
0.06	355	254	154	094	057	035	023	015	012
0.08	392	238	150	084	047	027	015	010	007
0.10	420	277	144	075	039	020	011	006	004
0.15	480	290	128	057	025	011	005	002	001
0.20	523	295	113	043	016	006	002	001	000
0.30	533	295	086	025	007	002	001	000	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	000	000	000

铰 接 板 9-2

γ	η_{11}								
	21	22	23	24	25	26	27	28	29
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	162	158	141	119	102	090	081	075	072
0.02	194	189	160	122	095	075	062	053	049
0.04	232	229	181	121	082	057	040	031	026
0.06	254	255	194	118	072	044	028	019	015
0.08	268	274	202	113	063	036	021	013	010
0.10	277	290	208	108	056	029	016	009	006
0.15	290	318	219	097	043	019	008	004	002
0.20	295	340	225	086	033	013	005	002	001
0.30	295	373	234	068	020	006	002	001	000
0.40	291	399	240	054	012	003	001	000	000
0.60	277	440	246	031	004	001	000	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	-001	000	000	000

铰 接 板 9-3

γ	η_{11}								
	31	32	33	34	35	36	37	38	39
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	136	141	142	129	111	037	087	081	077
0.02	147	160	164	141	110	087	072	062	057
0.04	155	181	195	159	108	074	053	040	035
0.05	154	194	219	172	105	065	041	028	023
0.08	150	202	237	182	102	058	033	021	015
0.10	144	208	254	190	099	052	028	016	011
0.15	128	219	287	205	090	040	018	008	005
0.20	113	225	314	215	082	031	012	005	002
0.30	086	234	356	229	067	020	006	002	001
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001	000
0.60	035	246	431	246	031	004	001	000	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	-034	240	586	243	-042	007	-001	000	000

铰 接 板 9-4

γ	η_{11}								
	41	42	43	44	45	46	47	48	49
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	115	119	129	133	123	103	097	090	086
0.02	113	122	141	152	134	106	087	075	070
0.04	104	121	159	182	151	104	074	057	048
0.06	094	118	172	206	165	102	065	044	035
0.08	084	113	182	226	176	099	058	036	027
0.10	075	108	190	244	185	097	052	029	020
0.15	057	097	205	281	202	089	040	019	011
0.20	043	086	215	310	214	082	031	013	006
0.30	025	068	229	354	229	067	020	006	002
0.40	015	054	237	387	237	053	012	003	001
0.60	044	031	246	436	246	031	004	001	000
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	243	-042	007	-001	000

铰 接 板 9-5

r	η_{ij}								
	51	52	53	54	55	56	57	58	59
0.00	111	111	111	111	111	111	111	111	111
0.01	098	102	111	123	131	123	111	102	098
0.02	088	095	110	134	148	131	110	095	088
0.04	070	082	108	151	178	151	108	082	070
0.06	057	072	105	165	203	165	105	072	057
0.08	047	063	102	176	224	176	102	063	047
0.10	039	056	099	185	242	185	099	056	039
0.15	025	043	090	202	280	202	090	043	025
0.20	016	033	082	214	309	214	082	033	016
0.30	007	020	067	229	354	229	067	020	007
0.40	003	012	053	237	387	237	053	012	003
0.60	001	004	031	246	436	246	031	004	001
1.00	000	000	000	250	500	250	000	000	000
2.00	-001	007	-042	243	586	243	-012	007	-001

铰 接 板 10-1

r	η_{ij}									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	1,10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	181	158	131	110	093	080	070	063	058	056
0.02	234	192	146	111	085	066	052	043	037	040
0.04	306	232	155	103	069	047	032	023	018	015
0.06	355	254	154	094	057	035	021	014	009	007
0.08	392	268	150	084	047	026	015	009	005	004
0.10	423	277	144	075	039	020	011	006	003	02
0.15	480	290	128	057	025	011	005	002	001	001
0.20	523	295	113	043	016	006	002	001	000	000
0.30	583	295	086	025	007	002	001	000	000	000
0.40	625	291	065	015	003	001	000	000	000	000
0.60	682	277	035	004	001	000	000	000	000	000
1.00	750	250	000	000	000	000	000	000	000	000
2.00	828	201	-034	006	-001	000	000	000	000	000

铰 接 板 10-2

γ	η_{11}									
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	2,10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	158	154	137	114	097	083	073	065	060	058
0.02	192	188	157	120	092	071	056	046	040	037
0.04	232	229	181	121	081	055	038	027	020	018
0.06	254	255	193	117	071	044	027	017	012	009
0.08	268	274	202	113	063	035	020	012	007	005
0.10	277	290	208	108	056	029	015	008	005	003
0.15	290	318	219	097	043	019	008	004	002	001
0.20	295	340	225	086	033	013	005	002	001	000
0.30	295	373	231	068	020	006	002	001	000	000
0.40	291	399	240	054	012	003	001	000	000	000
0.60	277	440	246	031	004	001	000	000	000	000
1.00	250	500	250	000	000	000	000	000	000	000
2.00	201	593	241	-041	007	-001	000	000	000	000

铰 接 板 10-3

γ	η_{11}									
	31	32	33	34	35	36	37	38	39	3,10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	131	137	137	123	104	090	078	070	065	063
0.02	146	157	162	138	106	082	065	054	046	043
0.04	155	181	195	153	106	072	049	035	027	023
0.06	154	193	218	171	104	064	039	025	017	014
0.08	150	202	237	181	101	057	032	019	012	009
0.10	144	208	254	189	098	051	027	014	008	006
0.15	128	219	287	205	090	040	018	008	004	002
0.20	113	225	314	215	082	031	012	005	002	001
0.30	086	234	356	229	067	020	006	002	001	000
0.40	065	240	388	237	053	012	003	001	000	000
0.60	035	246	437	246	031	004	001	000	000	000
1.00	000	250	500	250	000	000	000	000	000	000
2.00	-034	241	586	243	-042	007	-001	000	000	000

铰 接 板 10-4

r	η_{11}									
	41	42	43	44	45	46	47	48	49	4,10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	110	114	123	127	116	100	087	078	073	070
0.02	111	120	138	148	129	100	080	065	056	052
0.04	103	121	158	180	149	101	069	049	038	032
0.06	094	117	171	205	163	100	062	039	027	021
0.08	084	113	181	226	175	098	056	032	020	015
0.10	075	108	189	244	185	096	050	027	015	011
0.15	057	097	205	281	202	089	040	018	008	005
0.20	043	086	215	310	214	082	031	012	005	002
0.30	025	068	229	354	229	067	020	006	002	001
0.40	015	054	237	387	237	053	012	003	001	000
0.60	004	031	246	436	246	031	004	001	000	000
1.00	000	000	250	500	250	000	000	000	000	000
2.00	006	-041	243	586	243	-042	007	-001	000	000

铰 接 板 10-5

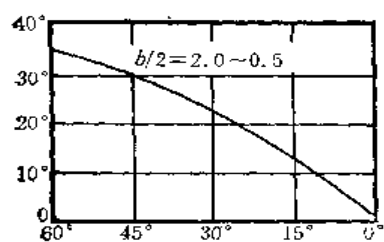
r	η_{11}									
	51	52	53	54	55	56	57	58	59	5,10
0.00	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0.01	093	097	104	116	123	114	100	090	083	080
0.02	085	092	106	129	142	126	100	082	071	066
0.04	063	081	106	149	175	146	101	072	055	047
0.06	057	071	104	163	201	162	100	064	044	035
0.08	047	063	101	175	223	174	098	057	035	026
0.10	039	056	098	185	241	184	096	051	029	020
0.15	025	043	090	202	280	201	089	040	019	011
0.20	016	033	082	214	309	214	082	031	013	006
0.30	007	020	067	229	354	229	067	020	006	002
0.40	003	012	053	237	387	237	053	012	003	001
0.60	001	004	031	246	436	246	031	004	001	000
1.00	000	000	000	250	500	250	000	000	000	000
2.00	-001	007	-042	243	586	243	-042	007	-001	000

附录II 整体式斜板桥计算用图表

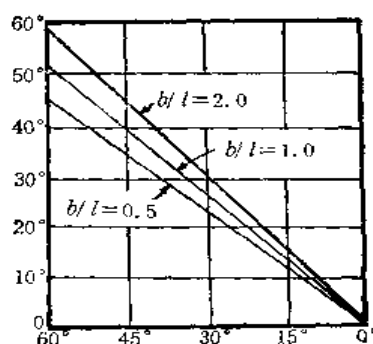
斜板的弯矩系数

附表2-1

位置	b/l	弯矩系数	斜角				
			0°	15°	30°	45°	60°
板的中央	0.5	k_1	0.125	0.118	0.096	0.068	0.010
		k_2	0	-0.003	-0.011	-0.015	-0.009
	1.0	k_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.039
		k_2	0	-0.002	-0.004	-0.006	-0.003
	2.0	k_1	0.125	0.117	0.094	0.065	0.036
		k_2	0	0	-0.001	-0.001	-0.001
自由边中点	0.5~2.0	k_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.035
		k_2	0	-0.006	-0.013	-0.024	-0.019
钝角部分	0.5	k_1	0.016	0.029	0.034	0.028	0.018
		k_2	-0.016	-0.049	-0.101	-0.159	-0.249
	1.0	k_1	0.031	0.040	0.040	0.031	0.019
		k_2	-0.031	-0.067	-0.012	-0.0178	-0.250
	2.0	k_1	0.063	0.053	0.053	0.038	0.021
		k_2	-0.063	-0.105	-0.160	-0.214	-0.268



a)



b)

附图 图2-1 主弯矩 M_1 的方向图

a)自由边中点; b)板跨中点

斜板桥弯矩及扭矩折减系数

附表2-2

位 置	角 度 α	汽—15			挂—80		
		K_x^0	K_y^0	K_{xy}^0	K_x^0	K_y^0	K_{xy}^0
板 跨 中 央	0°	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	15°	0.923	1.150	∓ 12.725	0.976	1.538	∓ 5.525
	30°	0.769	1.435	∓ 19.027	0.791	1.740	∓ 9.585
	45°	0.537	1.620	∓ 13.473	0.533	1.809	∓ 7.360
	60°	0.321	1.233	∓ 7.363	0.350	1.430	∓ 4.020
自 由 边 中 央	0°	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	15°	0.982	1.340	∓ 14.357	0.882	1.048	± 13.072
	30°	0.849	1.518	∓ 22.821	0.680	1.152	± 19.126
	45°	0.648	1.598	∓ 22.446	0.422	1.254	± 18.667
	60°	0.426	1.317	∓ 18.089	0.241	1.058	± 11.820

* 表中 K_{xy}^0 列的符号适用于图2-8-19的坐标情况,规定从支承线的铅垂线到自由边的旋转角为反时针者取负号,顺时针者取正号。

正板桥跨中横向弯矩与扭矩系数

附表2-3

荷 载 等 级	位 置	$K_x^0 = \frac{M_x^0}{K_y^0}$	$K_{xy}^0 = \frac{M_{xy}^0}{K_y^0}$
汽—15	板 跨 中 央	0.325 ^①	0.009
	自 由 边 中 点	0.145 ^②	0.007
汽—80	板 跨 中 央	0.279	0.022
	自 由 边 中 点	0.071	-0.010

注: 1.按实测值取值,其余均为理论值;

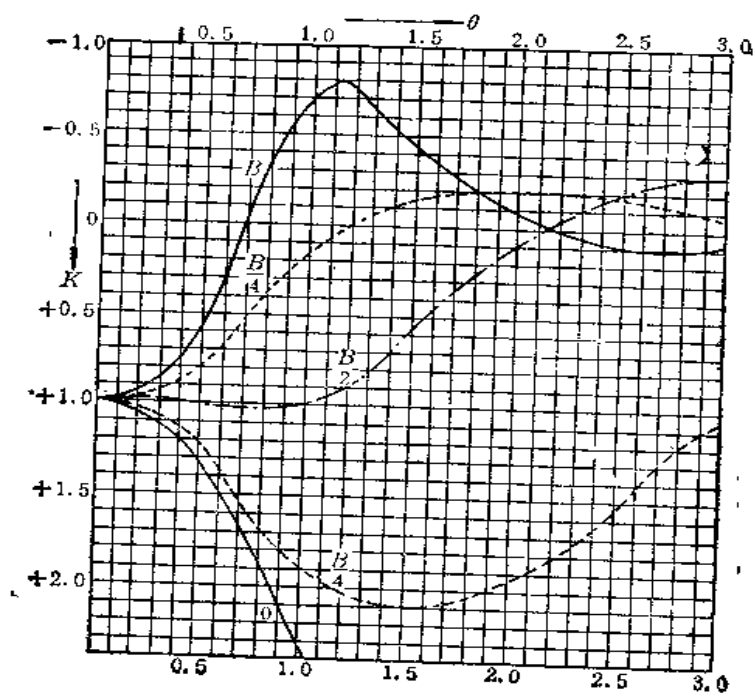
2.该点的实测值为0.120。

系 数 K

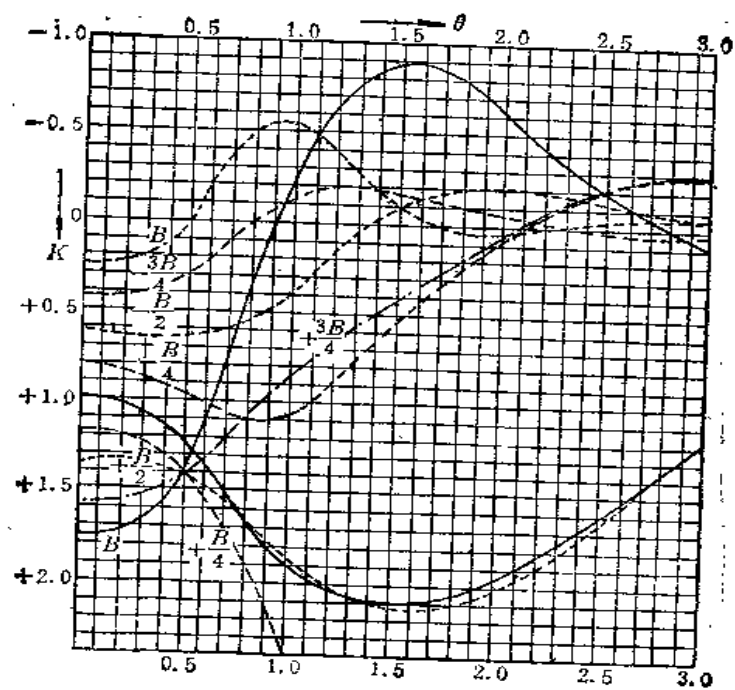
附表2-4

α	K
0°~15°	0.6
15°~30°	0.8
30°~45°	1.0

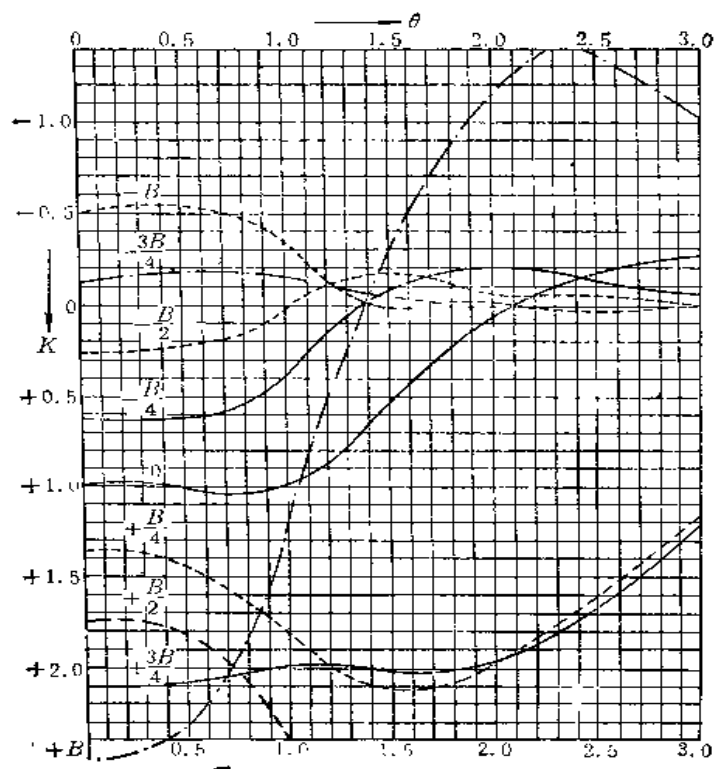
附录III G-M法 K_0 、 K_1 、 μ_0 、 μ_1 值的计算用表



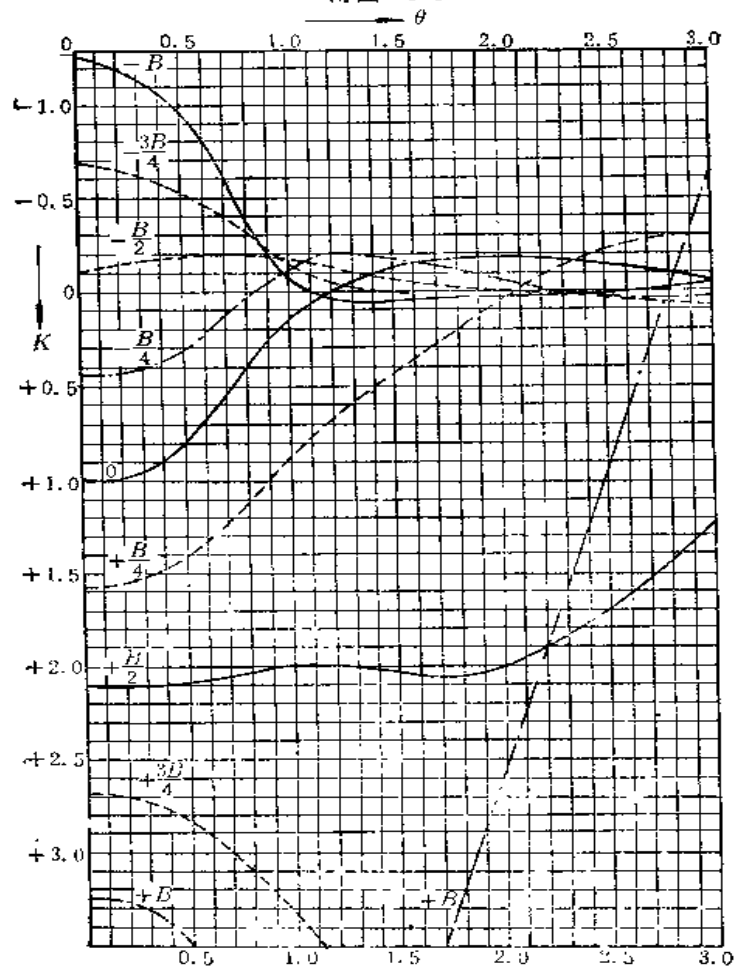
附图 3-1



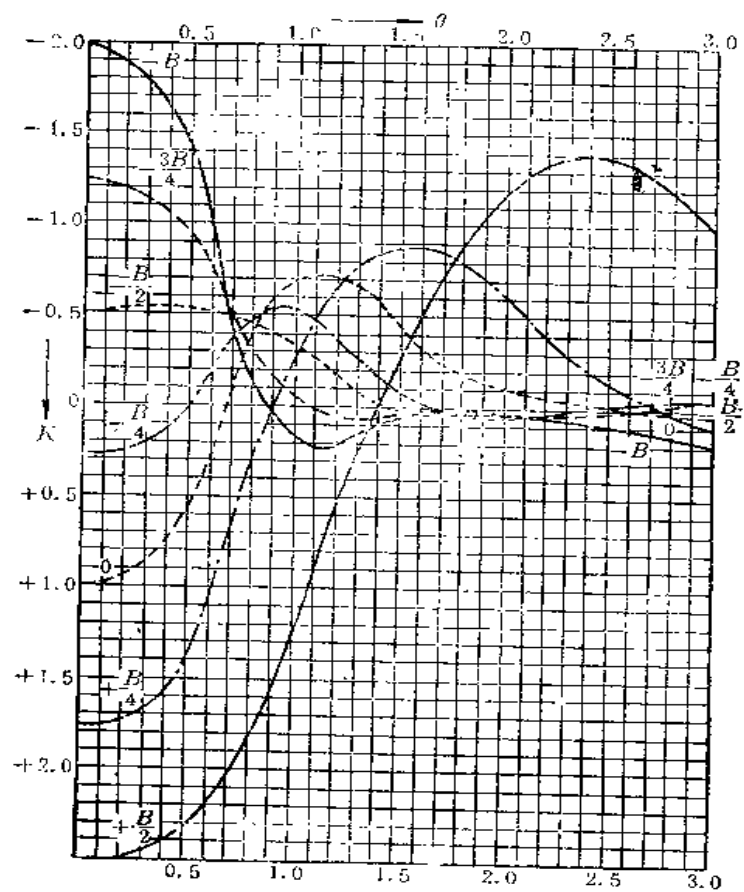
附图 3-2



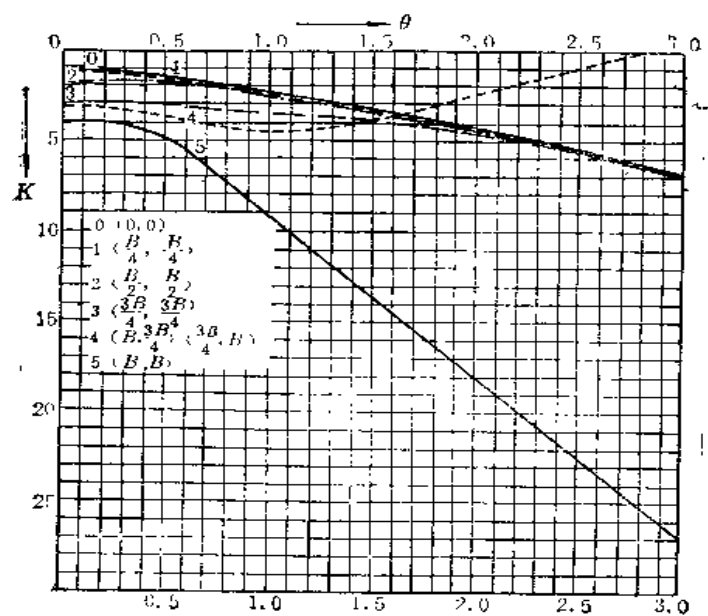
附图 3-3



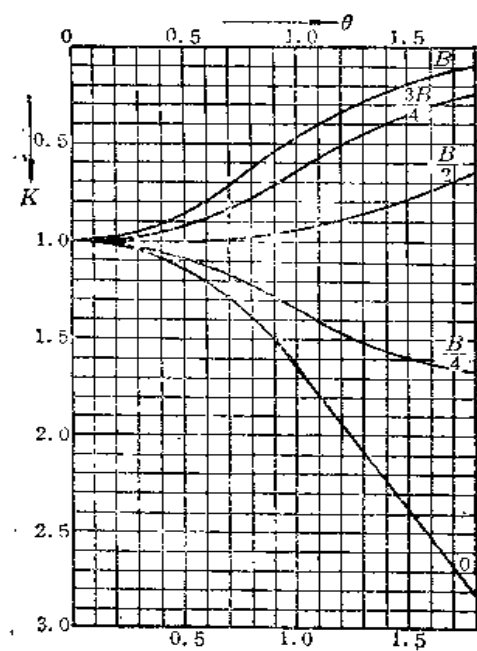
附图 3-4



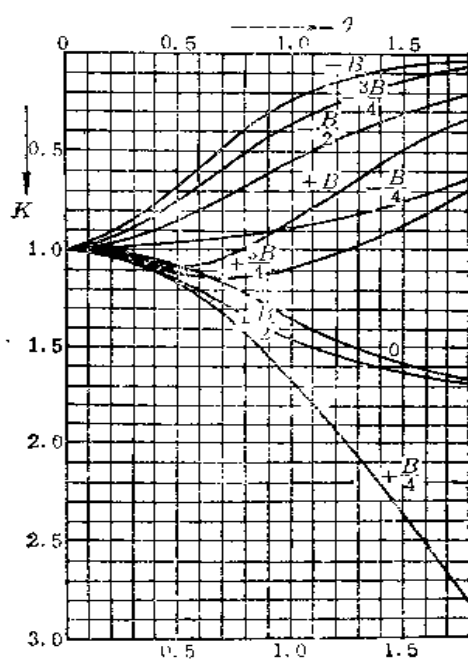
附註] 3-5



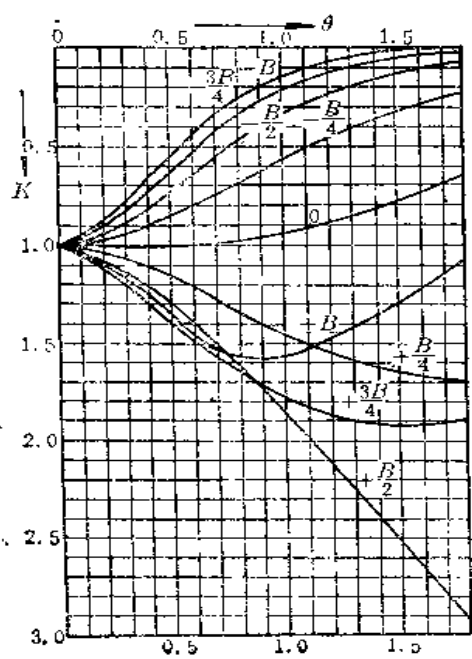
附图 3-6



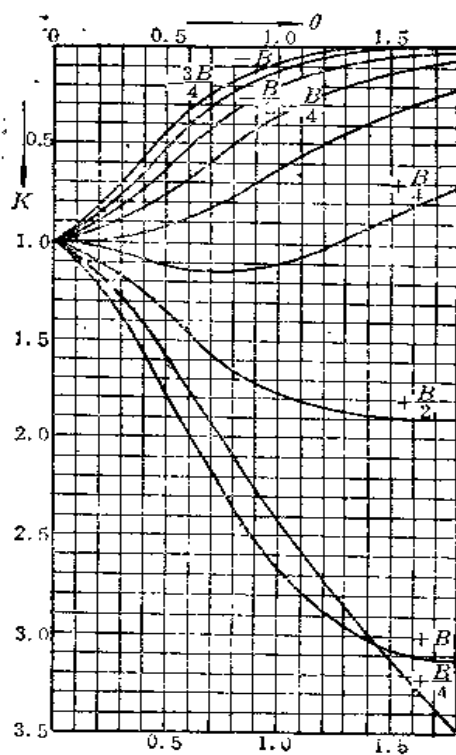
附图 3-7



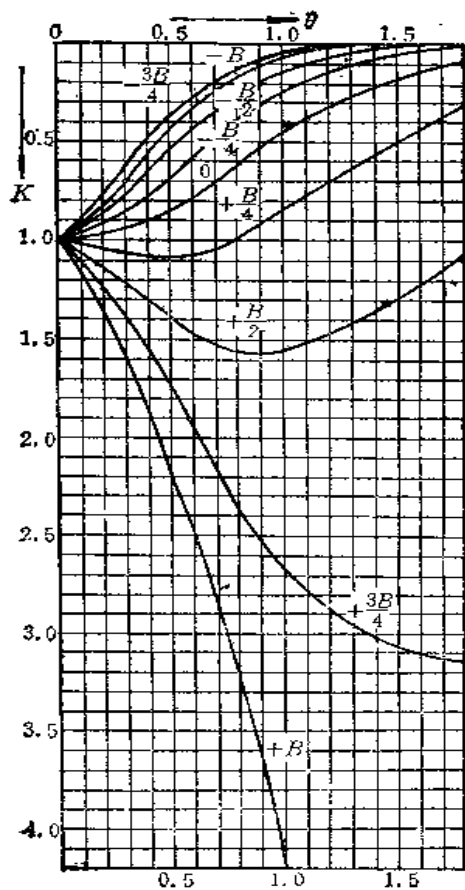
附图 3-8



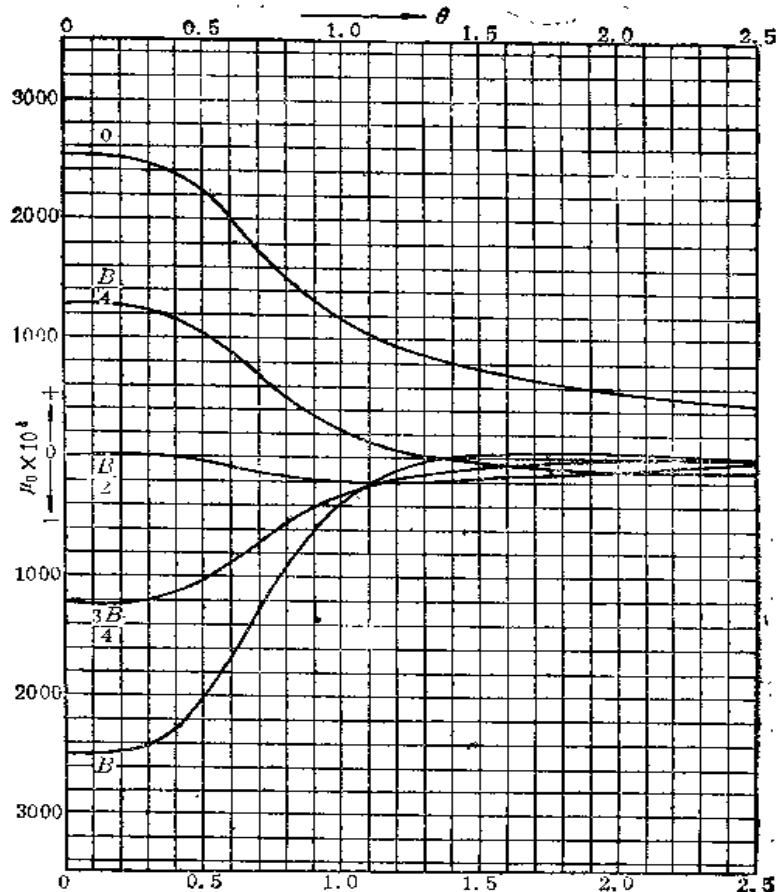
附图 3-9



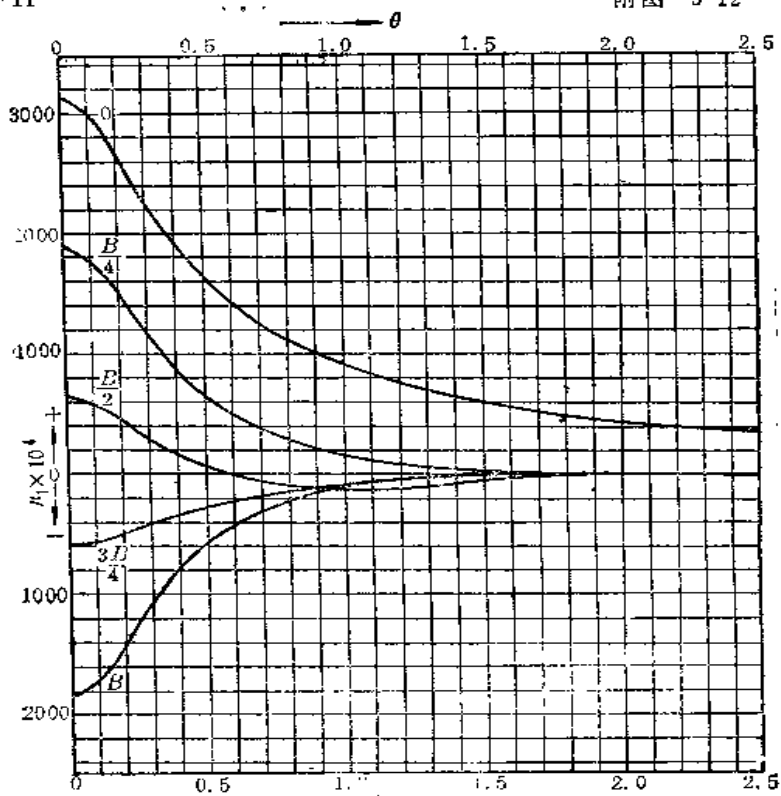
附图 3-10



附图 3-11



附图 3-12



附图 3-13

主要参考文献

1. 姚玲森, 桥梁工程, 北京, 人民交通出版社, 1985。
2. 范立础, 桥梁工程 (上册), 北京, 人民交通出版社, 1987。
3. 姚玲森、程翔云, 钢筋混凝土梁桥, 北京, 人民交通出版社。
4. 同济大学路桥教研组, 公路桥梁荷载横向分布计算, 北京, 人民交通出版社, 1977。
5. 交通部公路规划设计院, 公路设计手册——墩台与基础, 北京, 人民交通出版社, 1978。
6. 同济大学, 桥梁上部构造计算示例 (一), 北京, 人民交通出版社, 1979。