
目录

第 1 章 桥梁初步设计	2
1.1 水文计算	3
1.1.1 设计流量 Q_P 的计算:	3
1.1.2 设计水位的计算	3
1.1.3 桥孔净长的计算	5
1.2 桥梁方案拟定	6
1.2.1 拟定桥梁方案	6
1.2.2 选定上下部结构类型与建筑材料:	6
1.2.3 三个方案的上部、下部结构尺寸	6
1.3 三个方案参数——桥面标高、桥墩一般冲刷和局部冲刷标高的确定	6
1.3.1 方案一（连续板梁桥）三个参数的计算:	6
1.3.2 方案二（预应力桥梁）三个参数的确定	9
1.3.3 方案三（简支 14×16 米无预应力 T 型梁桥）三个参数的确定	10
1.4 桥梁设计方案比选	11
1.4.1 构思宗旨	11
1.4.2 比选方案	12
1.4.3 方案点评	14
第 2 章 装配式简支 T 型梁桥上部结构计算	17
2.1 设计资料	17
2.1.1 设计标准	17
2.1.2 设计依据:	17
2.1.3 计算方法:	17
2.2 主梁的计算	17
2.2.1 上部结构横断面布置草图:	17
2.2.2 主梁的荷载横向分布系数	18
2.2.3 作用效应计算	24
2.2.4 持久状况承载能力极限状态下截面设计、配筋与验算	32
2.2.5 持久状况正常使用极限状态下裂缝宽度验算	50
2.2.6 持久状况正常使用极限状态下挠度验算	51
2.3 行车道板的计算	54
2.3.1 计算图式:	54
2.3.2 永久荷载及其效应	55
2.3.3 截面设计、配筋与强度验算:	57

2.3.4 连续桥面计算	58
2.4 支座的计算	68
2.4.1 拟定支座平面尺寸	68
2.4.2 板式橡胶支座橡胶层总厚度验算	68
2.4.3 验算支座的偏转:	69
2.4.4 抗滑稳定性的较核	70
第3章 双柱式桥墩的计算	71
3.1 墩柱的一般尺寸	71
3.2 荷载计算	71
3.2.1 恒载计算:	71
3.2.2 汽车荷载计算:	72
3.2.3 双柱反力横向分布计算:	74
3.2.4 荷载组合:	75
3.3 截面配筋计算及应力计算	76
3.3.1 作用于墩柱顶的外力	76
3.3.2 作用于墩柱底的外力	76
3.3.3 截面配筋计算	76
第4章 钻孔灌注桩的计算	78
4.1 作用效应基本组合下钻孔桩的计算	78
4.1.1 荷载计算	78
4.1.2 桩长计算	80
4.1.3 桩的内力计算	80
4.1.4 桩身截面配筋与承载力验算	83
4.1.6 墩顶纵向水平位移验算	85
4.2 作用效应偶然组合下钻孔桩的计算	87
4.2.1 荷载计算	87
4.2.2 桩长计算	90
4.2.3 桩的内力计算	91
4.2.4 桩身截面配筋与承载力验算	93
4.2.6 墩顶纵向水平位移验算	96

第 1 章 桥梁初步设计

1.1 水文计算

1.1.1 设计流量 Q_p 的计算:

根据平山县平山站连续 29 年的实测水文资料计算设计流量。

多年洪峰流量平均值: $\bar{Q} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_i$

$$\begin{aligned}\bar{Q} &= \frac{1}{n} \times (762 + 8900 + 831 + 8250 + 210 + 414 + 255 + 986 + 348 + 695 + 223 \\ &\quad + 284 + 248 + 1140 + 263 + 546 + 194 + 151 + 40 + 210 + 930 + 2090 + 567 \\ &\quad + 8750 + 346 + 286 + 1100 + 627 + 325) \\ &= 39971 / 29 = 1378.3 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

根据表 1-1 中的计算数据, 利用样本资料推算总体的变差系数

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{95.4357}{28}} = 1.846$$

由《石家庄地区水文手册》, 根据 20 年连续实测资料, 给出 $C_s = 2.5C_v$

故: $C_s = 2.5 \times 1.846 = 4.615 \approx 4.62$,

查《公路桥位勘测设计规范》附录十三, 得 $K_p = 9.33$,

由设计洪水频率 $P=1\%$, 推算设计洪水流量: $Q_{1\%} = K_p \bar{Q} = 9.33 \times 1378.3 = 12860 \text{ m}^3/\text{s}$

1.1.2 设计水位的计算

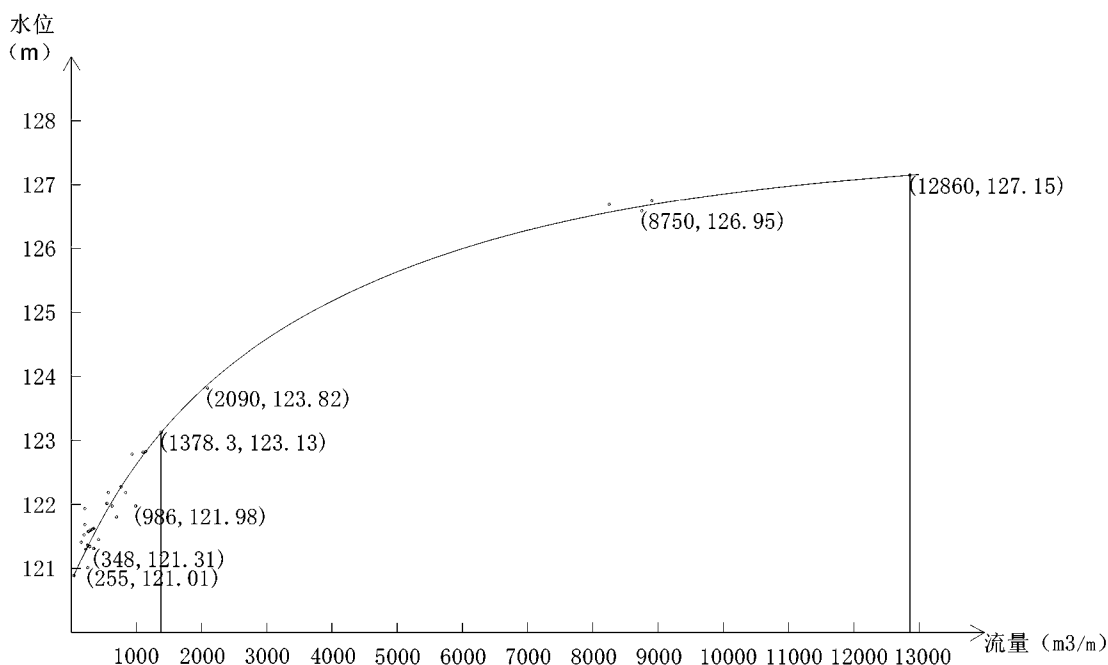


图 1-1 水位-流量关系曲线

水文站测流断面设计流量所对应的水位，可以利用图 1-1 水位-流量关系曲线 $Q=f(H)$ 外延求得。

在图 1-1 水位-流量关系曲线上，由设计流量 $Q_{1\%}=12860\text{m}^3/\text{s}$ 可查取平山站测流断面的相应水位 $H_{\text{PS}}=127.15\text{m}$ 。

桥位断面距在水文站测流断面下游 80m 处，可以利用洪水比降关系，将测流断面中设计流量的水位换算为桥位断面的设计水位：

$$\text{桥位处设计水位 } H_P = H_{\text{PS}} - i L = 127.15 - 3.80 \times 80 = 126.85\text{m}$$

表 1-1 几个参数计算

顺序号	年份	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	K_i	K_{i-1}	$(K_{i-1})^2$
1	2	3	4	5	6
1	1962	762	0.5529	-0.4471	0.1999
2	1963	8900	6.4572	5.4572	29.7814
3	1964	831	0.6029	-0.3971	0.1577
4	1965	8250	5.9856	4.9856	24.8566
5	1966	210	0.1524	-0.8476	0.7185
6	1967	414	0.3004	-0.6996	0.4895
7	1968	255	0.1850	-0.8150	0.6642
8	1969	986	0.7154	-0.2846	0.0810
9	1970	348	0.2525	-0.7475	0.5588
10	1971	695	0.5042	-0.4958	0.2458
11	1972	223	0.1618	-0.8382	0.7026
12	1973	284	0.2061	-0.7939	0.6304
13	1974	248	0.1799	-0.8201	0.6725
14	1975	1140	0.8271	-0.1729	0.0299
15	1976	263	0.1908	-0.8092	0.6548
16	1977	546	0.3961	-0.6039	0.3646
17	1978	194	0.1408	-0.8592	0.7383
18	1979	151	0.1096	-0.8904	0.7929
19	1980	40	0.0290	-0.9710	0.9428
20	1981	210	0.1524	-0.8476	0.7185
21	1982	930	0.6747	-0.3253	0.1058
22	1983	2090	1.5164	0.5164	0.2666
23	1984	567	0.4114	-0.5886	0.3465
24	1985	8750	6.3484	5.3484	28.6054
25	1986	346	0.2510	-0.7490	0.5610
26	1987	286	0.2075	-0.7925	0.6281
27	1988	1100	0.7981	-0.2019	0.0408
28	1989	627	0.4549	-0.5451	0.2971
29	1990	325	0.2358	-0.7642	0.5840
合计		39971			95.4357

注：表中： $K_i = \frac{Q_i}{Q}$

1.1.3 桥孔净长的计算

1、河槽流量的计算

根据桥位断面的设计水位，用形态法推算相应的河槽过水面积。

由过水断面计算 表 1-2 可得：过水断面面积 $\omega_c = 1408.74\text{m}^2$

河槽宽度： $B_c = 651 - 422 = 229\text{m}$

易知：河流水面宽度大于平均水深的 10 倍，可用平均水深 $\bar{h}_c$ 代替水力半径计算流

速，则 $\bar{h}_c = \frac{\omega_c}{B_c} = \frac{1408.74}{229} = 6.152\text{m}$

流速： $v_c = m_c \bar{h}_c^{2/3} i^{1/2} = 37 \times 6.152^{2/3} \times 0.0038^{1/2} = 7.656\text{m/s}$

河槽流量： $Q_c = \omega_c v_c = 1408.74 \times 7.656 = 10785.3\text{m}^3/\text{s}$

2、桥孔净长的计算

通过设计流量必要的最小桥孔径长度为： $L_j = K \left(\frac{Q_s}{Q_c} \right)^n B_c$

河段类型为稳定，所以式中 $K=0.84$ ， $n=0.90$ 。

$L_j = 0.84 \times \left(\frac{12860}{10785.3} \right)^{0.9} \times 229 = 225.4\text{m}$

表 1-2 累计过水断面计算

里程桩号	地面标高 (m)	水深 (m)	平均水深 (m)	水面宽度 (m)	过水面积 (m ²)	累计过水 面积 (m ²)
K0+408	128.71	0				0
K0+422	121	5.85	2.925	14	40.95	40.95
K0+442	121.02	5.83	5.84	20	116.8	157.75
K0+457	120.32	6.53	6.18	15	92.7	250.45
K0+476	119.45	7.4	6.965	19	132.335	382.785
K0+500	119.3	7.55	7.475	24	179.4	562.185
K0+520	119.57	7.28	7.415	20	148.3	710.485
K0+542	119.45	7.4	7.34	22	161.48	871.965
K0+559	119.95	6.9	7.15	17	121.55	993.515
K0+569	120.4	6.45	6.675	10	66.75	1060.265
K0+582	121.5	5.35	5.9	13	76.7	1136.965
K0+592	122.24	4.61	4.98	10	49.8	1186.765
K0+604	123.4	3.45	4.03	12	48.36	1235.125
K0+615	123.39	3.46	3.455	11	38.005	1273.13
K0+632	123.52	3.33	3.395	17	57.715	1330.845
K0+634	122.77	4.08	3.705	2	7.41	1338.255
K0+651	123.44	3.41	3.745	17	63.665	1401.92
K0+655	127.65	0	1.705	4	6.82	1408.74
			合计	247	1408.74	

1.2 桥梁方案拟定

1.2.1 拟定桥梁方案

根据计算的桥孔净长 $L_j = 225.4\text{m}$ ，确定全桥孔数与跨径大小，三个方案如下：

方案一：整体式连续板梁桥，16 米 1 跨，共 14 跨，采用四跨一联的两联和三跨一联的两联布置，共四联，两边联为四跨一联；

方案二：预应力简支梁桥，40 米一跨的有五跨，20 米一跨的有一跨，共六跨；

方案三：无预应力简支梁桥，16 米一跨，共 14 跨。

1.2.2 选定上下部结构类型与建筑材料：

表 1-3 桥梁结构类型及建筑材料

	上部结构		下部结构	
	结构类型	建筑材料	结构类型	建筑材料
方案一	连续板	C30	双柱式嵌岩钻孔灌注桩	C30
方案二	预应力T型梁	C40	双柱式嵌岩钻孔灌注桩	C30
方案三	无预应力T型梁	C30	双柱式嵌岩钻孔灌注桩	C30

1.2.3 三个方案的上部、下部结构尺寸

见附图：桥梁方案比选图。

1.3 三个方案参数——桥面标高、桥墩一般冲刷和局部冲刷标高的确定

1.3.1 方案一（连续板梁桥）三个参数的计算：

1、桥面标高的计算：

不通航桥下净空安全值： $\Delta h_j = 0.5\text{m}$

各种水面升高值总和： $\sum \Delta h = 1\text{m}$ （壅水高度加波浪高度）

设计水位： $H_s = 126.85\text{m}$

桥梁上部构造建筑高度（包括桥面铺装高度），取桥位中线处最低桥面高程：

$\Delta h_p = 70 + 15 = 85\text{cm} = 0.85\text{m}$

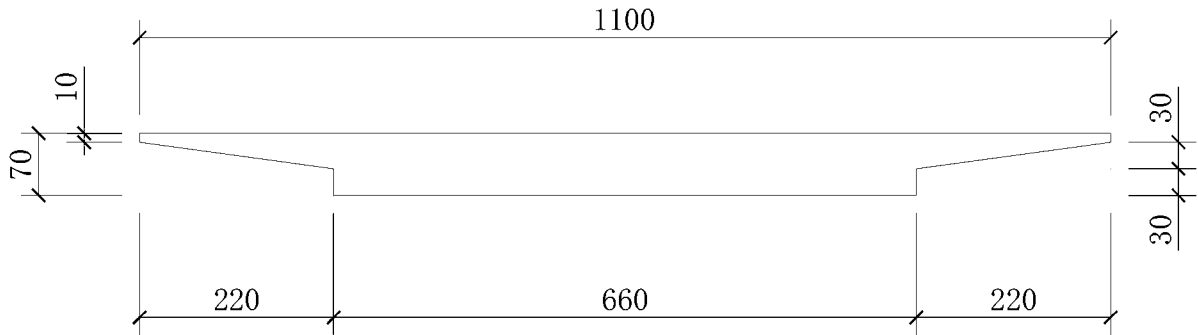


图 1-2 整体式实心连续板梁横断面

按洪水位计算桥面高程：

$$H_{\min} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D = 126.85 + 1 + 0.5 + 0.85 = 129.2\text{m}$$

$$\begin{aligned} H_{\max} &= H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D + iL \\ &= 126.85 + 1 + 0.5 + 0.85 + 1.5\% \times 64 + 0.75\% \times 48 \\ &= 130.52\text{m} \end{aligned}$$

2、桥下冲刷的计算：

(1)桥下河槽一般冲刷后最大水深（按 64-2 式计算）

由表 1-4 得： $\omega = 478.033\text{m}^2$ ， $B = 179.38\text{m}$

$$\text{河槽平均水深：}\bar{H} = \frac{\omega}{B} = \frac{478.033}{179.38} = 2.66\text{m}$$

$$\text{单宽流量集中系数 } A = \left(\frac{\sqrt{B}}{\bar{H}} \right)^{0.15} = \left(\frac{\sqrt{179.38}}{2.66} \right)^{0.15} = 1.274$$

式中：

B 的计算

根据水位—流量关系曲线 $\bar{Q}$ 对应的水面标高为 123.13m 换算到桥位中线处，水面标高为 $H_P = H_{PS} - iL = 123.13 - 3.80 \times 80 = 122.826\text{m}$

表 1-4 过水断面计算表

里程桩号	地面标高 (m)	水深 (m)	平均水深 (m)	水面宽度 (m)	过水面积 (m ²)	累计过水 面积(m ²)
K0+408	128.71	0				0
K0+422	121	1.826	0.913	14	12.782	12.782
K0+442	121.02	1.806	1.816	20	36.32	49.102
K0+457	120.32	2.506	2.156	15	32.34	81.442
K0+476	119.45	3.376	2.941	19	55.879	137.321
K0+500	119.3	3.526	3.451	24	82.824	220.145
K0+520	119.57	3.256	3.391	20	67.82	287.965
K0+542	119.45	3.376	3.316	22	72.952	360.917
K0+559	119.95	2.876	3.126	17	53.142	414.059
K0+569	120.4	2.426	2.651	10	26.51	440.569
K0+582	121.5	1.326	1.876	13	24.388	464.957
K0+592	122.24	0.586	0.956	10	9.56	474.517
K0+604	123.4	0	0.293	12	3.516	478.033
			0		0	
			合计	196	478.033	

$\bar{Q}$ 对应的河槽宽度 $B_c = 592 - 422 = 170\text{m}$

$$\bar{Q} \text{ 对应的河槽平均水深 } \bar{h}_c = \frac{\omega_c}{B_c} = \frac{478.033}{170} = 2.812\text{m}$$

桥下河槽部分通过的设计流量： $Q_2 = Q_s = 12860\text{m}^3/\text{s}$

天然河槽流量： $Q_C = 10785.3 \text{ m}^3/\text{s}$

桥下河槽部分桥孔过水净宽（同前河槽宽度）： $B_C = 229\text{m}$

设计水位下桥墩阻水面积与桥下过水面积的比值，对于天然宽浅河槽，近似用一个

墩宽与两墩中心距离之比： $\lambda = \frac{1.2}{16} = 0.075$

桥墩水流侧向压缩系数 $\mu = 1 - \frac{0.375 v_c}{L_0} = 1 - \frac{0.375 \times 7.656}{16 - 1.2} = 0.806$

全桥桥孔过水净宽 $B_2 = 224\text{m}$

计算断面桥下河槽最大水深（参照表 1-2 ） $h_{mc} = 7.55\text{m}$

桥下河槽部分桥孔过水净宽： $B_c = L - nb - \sum B_2$

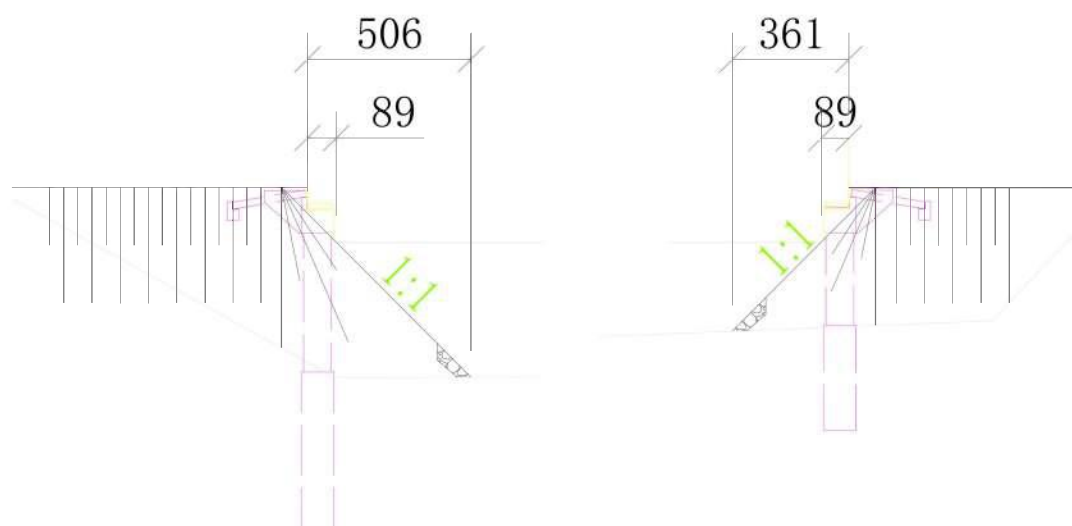


图 1-3 （尺寸单位：cm）

$$\sum B_2 = \frac{5.06 + 0.89}{2} + \frac{3.61 + 0.89}{2} = 5.23\text{m}$$

$$\text{故 } B_c = L - nb - \sum B_2 = 224 - 13 \times 1.0 - 5.23 = 205.77\text{m}$$

故，桥下河槽一般冲刷后最大水深：

$$h_p = 1.04 \left(1.274 \times \frac{12860}{10785.3} \right)^{0.9} \left(\frac{205.77}{(1 - 0.075) \times 0.806 \times 224} \right)^{0.66} \times 7.55 = 13.13\text{m}$$

(2)局部冲刷（按《铁路桥渡勘测设计规范》（TBJ17—86）推荐的非粘性土河床桥墩局部冲刷计算公式，亦 65—1）：

$$\text{平均粒径是泥沙中各级粒径质量加权平均值： } \bar{d} = \frac{\sum d_i \Delta m_i}{\sum \Delta m_i}$$

式中：

$$\begin{aligned}\sum d_i \Delta m_i &= 100 \times 24.26 + 90 \times 18.06 + 80 \times 12.06 + 60 \times 17.16 + 40 \times 7.86 + 20 \times 2.46 \\ &\quad + 10 \times 4.96 + 5 \times 1.26 + 0.5 \times 7.16 + 0.1 \times 4.76 \\ &= 6469.356\end{aligned}$$

$$\sum \Delta m_i = 100$$

$$\text{故: } d = \frac{6469.356}{100} = 64.69 \text{ mm}$$

床沙起动流速:

$$\begin{aligned}v_0 &= 0.0246 \left(\frac{h_p}{d} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times d + \frac{10 + h_p}{d^{0.72}}} \\ &= 0.0246 \left(\frac{13.13}{64.69} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times 64.69 + \frac{10 + 13.13}{64.69^{0.72}}} \\ &= 2.884 \text{ m/s}\end{aligned}$$

动床冲刷:

$$v_0 < v = 7.66 \text{ m/s}$$

墩前泥沙起冲流速:

$$v_0' = 0.462 \left(\frac{d}{B_1} \right)^{0.06} \times v_0 = 0.462 \left(\frac{64.69}{1.2} \right)^{0.06} \times 2.884 = 1.693 \text{ m/s}$$

$$n = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25d^{0.19}} = \left(\frac{2.884}{7.656} \right)^{0.25 \times 64.69^{0.19}} = 0.583$$

河床粒径影响系数:

$$K_\eta = 0.8 \left(\frac{1}{d^{0.45}} + \frac{1}{d^{0.15}} \right) = 0.8 \left(\frac{1}{64.69^{0.45}} + \frac{1}{64.69^{0.15}} \right) = 0.551$$

故, 桥墩局部冲刷深度:

$$\begin{aligned}h_b &= K_\zeta K_\eta B_1^{0.6} (v_0 - v_0') \left(\frac{v - v_0'}{v_0 - v_0'} \right)^n \\ &= 1 \times 0.551 \times 1.2^{1.6} (2.884 - 1.693) \left(\frac{7.656 - 1.693}{2.884 - 1.693} \right)^{0.583} \\ &= 2.25 \text{ m}\end{aligned}$$

3、冲刷线标高

一般冲刷线标高: $126.85 - 13.13 = 113.72 \text{ m}$

局部冲刷线标高: $113.72 - 2.25 = 111.47 \text{ m}$

1.3.2 方案二（预应力桥梁）三个参数的确定

1、桥面高程:

$$\Delta h_D = 250 + 12.7 = 262.7 \text{ cm} = 2.627 \text{ m}$$

$$H_{\min} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D = 126.85 + 1 + 0.5 + 2.627 = 130.977 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
H_{\max} &= H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D + iL \\
&= 126.85 + 1 + 0.5 + 2.627 + 1.5\% \times (40 + 40 + 25) \\
&= 132.552\text{m}
\end{aligned}$$

2、桥下冲刷的计算：

(1)桥下河槽一般冲刷后最大水深（按 64-2 式计算）

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{1.8}{40} = 0.045 \\
\mu &= 1 - \frac{0.375 v_c}{L_0} = 1 - \frac{0.375 \times 7.656}{40 - 1.8} = 0.925 \\
\sum B_2 &= \frac{12.88 + 4.12}{2} + \frac{10.38 + 4.32}{2} = 15.85\text{m}
\end{aligned}$$

$$\text{故 } B_c = L - nb - \sum B_2 = 224 - 5 \times 1.8 - 15.85 = 199.15\text{m}$$

故，桥下河槽一般冲刷后最大水深：

$$h_p = 1.04 \left(1.274 \times \frac{12860}{10785.3} \right)^{0.9} \left(\frac{199.15}{(1 - 0.075) \times 0.806 \times 224} \right)^{0.66} \times 7.55 = 12.85\text{m}$$

(2)局部冲刷（按《铁路桥渡勘测设计规范》（TBJ17—86）推荐的非粘性土河床桥墩局部冲刷计算公式，亦 65—1）：

$$\begin{aligned}
v_0 &= 0.0246 \left(\frac{h_p}{d} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times d + \frac{10 + h_p}{d^{0.72}}} \\
&= 0.0246 \left(\frac{12.85}{64.69} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times 64.69 + \frac{10 + 12.85}{64.69^{0.72}}} \\
&= 2.875\text{m/s} \\
v_0 &< v = 7.656\text{m/s} \\
v_0' &= 0.462 \left(\frac{d}{B_1} \right)^{0.06} \times v_0 = 0.462 \left(\frac{64.69}{1.8} \right)^{0.06} \times 2.880 = 1.650\text{m/s} \\
n &= \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25d^{0.19}} = \left(\frac{2.875}{7.656} \right)^{0.25 \times 64.69^{0.19}} = 0.582 \\
h_b &= K_\zeta K_\eta B_1^{0.6} (v_0 - v_0') \left(\frac{v - v_0'}{v_0 - v_0'} \right)^n \\
&= 1 \times 0.551 \times 1.8^{0.6} (2.875 - 1.650) \left(\frac{7.656 - 1.650}{2.875 - 1.650} \right)^{0.582} \\
&= 2.42\text{m}
\end{aligned}$$

3、冲刷线标高

一般冲刷线标高：126.85-12.85=114m

局部冲刷线标高：114-2.42=111.58m

1.3.3 方案三（简支 14×16 米无预应力 T 型梁桥）三个参数的确定

1、桥面标高的计算：

$$\Delta h_D = 130 + 12.8 = 142.8\text{cm} = 1.428\text{m}$$

$$H_{\min} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D = 126.85 + 1 + 0.5 + 1.428 = 129.778\text{m}$$

$$H_{\max} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_D + iL = 129.778 + 1.5\% \times 16 \times 6 = 129.778 + 1.44 = 131.218\text{m}$$

2、桥下冲刷深度的计算：

(1)桥下河槽一般冲刷后最大水深（按 64-2 式计算）

设计水位下桥墩阻水总面积与桥下过水面积的比值，对于天然宽浅河槽，近似用一个墩宽与两墩中心距离之比：

$$\lambda = \frac{1.0}{16} = 0.0625$$

$$\text{桥墩水流侧向压缩系数: } \mu = 1 - \frac{0.375 v_c}{L_0} = 1 - \frac{0.375 \times 7.656}{16 - 1.0} = 0.8086$$

$$\sum B_2 = 10.39\text{m}$$

$$B_c = L - nb - \sum B_2 = 224 - 13 \times 1.0 - 10.39 = 197.37\text{m}$$

桥下河槽一般冲刷后最大水深：

$$h_p = 1.04 \left(1.274 \times \frac{12860}{10785.3} \right)^{0.9} \left(\frac{197.37}{(1 - 0.0625) \times 0.8086 \times 224} \right)^{0.66} \times 7.55 = 12.77\text{m}$$

(2)局部冲刷（按《铁路桥渡勘测设计规范》（TBJ17—86）推荐的非粘性土河床桥墩局部冲刷计算公式，亦 65—1）：

$$v_0 = 0.0246 \left(\frac{h_p}{d} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times d + \frac{10 + h_p}{d^{0.72}}} = 0.0246 \left(\frac{12.77}{64.69} \right)^{0.14} \sqrt{332 \times 64.69 + \frac{10 + 12.77}{64.69^{0.72}}} = 2.87\text{m/s}$$

$$v_0' = 0.462 \left(\frac{d}{B_1} \right)^{0.06} \times v_0 = 0.462 \left(\frac{64.69}{1.4} \right)^{0.06} \times 2.87 = 1.67\text{m/s}$$

$$n = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25d^{0.19}} = \left(\frac{2.87}{7.656} \right)^{0.25 \times 64.69^{0.19}} = 0.582$$

$$h_b = K_\zeta K_\eta B_1^{0.6} (v_0 - v_0') \left(\frac{v - v_0'}{v_0 - v_0'} \right)^n = 1 \times 0.551 \times 1.4^{0.6} (2.87 - 1.67) \left(\frac{7.656 - 1.67}{2.87 - 1.67} \right)^{0.582} = 2.06\text{m}$$

3、冲刷线标高

一般冲刷线标高：126.85-12.77=114.08

局部冲刷线标高：114.08-2.06=112.02

1.4 桥梁设计方案比选

1.4.1 构思宗旨

符合石家庄市城市发展的要求，满足交通功能，防洪运输及军事备战的需要；

桥梁结构造型简洁、轻巧，与周围景观协调，以期成为一道新的风景线，并能反映新科技成就，体现当地的民族风格；

考虑到本桥为石家庄至清水口干线公路上的重要桥梁，关系到岗南、黄壁庄两大水库防洪器材运输和著名革命圣地西柏坡与省会石家庄市间的交通联系。她时时刻刻关系到人们的生活需求。

根据桥梁的使用要求，贯彻国家有关法规和公路技术政策，使桥梁的设计方案满足技术先进、安全可靠、适用耐久、经济合理地要求，按照美观和有利环保的原则进行设计，并考虑因地制宜、就地取材、便于施工和养护。

1.4.2 比选方案

1、第一方案：整体式连续板梁桥

(1)孔径布置： $4 \times 16 + 3 \times 16 + 3 \times 16 + 4 \times 16 = 224$ 米

(2)结构选择：

①主跨结构构造：主梁采用三跨一联和四跨一联的实心连续板结构。板高 0.7 米，考虑到桥面设置 1.5% 的纵坡在桥中心出现转折点，将三跨一联的两联连在一起，并设置 0.75% 的纵坡。在这两联的两边各布置四跨一联的连续板梁。这样避免在跨中出现较大的转折点，保证汽车在桥面行驶的舒适性。

②主墩基础：桥台均为钢筋混凝土桩式桥台。所有桥墩为双柱式桥墩，桩布设直径 1.2 米的钢筋混凝土嵌岩桩，桩底嵌入震旦纪砾质石灰岩层一米。

(3)施工方案：全桥在低水位时进行围堰成孔，并进行桩及墩的制作。对于桥面板采用预处理地基，然后采用满堂支架的方法搭设模板，现场浇注混凝土。也可采用预置单跨桥面板，

(4)主要工程量表：

表 1-1 第一方案材料及填土工程量

材料		钢筋 (kg)	混凝土 (m ³)	桥头填土方量 (m ³)
方案类型				
第一方案	上部结构	258940	1500	6721.77
	下部结构	16112.50	402.30	
	基础结构	28053.70	700.45	
	合计	303106.20	2602.75	

注：①桥头填土方量计算以 K0+408 开始，截止于 K0+655。

②上部结构材料用量均摘自《整体式钢筋混凝土连续板桥上部构造》。下部结构与基础结构钢筋取最小配筋率计算而得。

(5)评述

由于混凝土的整体式浇筑，使板的刚度、强度要比同一形式、相同尺寸的装配式板桥大，即在满足相同荷载要求的前提下，截面尺寸可以做的更小些。和同跨径的装配式无预应力 T 型梁的梁高相比更小。板采用等厚度，在人行道、栏杆下面适当给以减薄。

2、第二方案：简支预应力 T 型梁桥

(1)孔径布置： $40 \times 5 + 25 = 225$ 米

(2)结构布置：

①上部构造：主梁长度为 40 米和 25 米两种，40 米跨径主梁高 2.5 米，25 米跨主梁高 1.3 米，主梁为 5 片。

②下部结构：桥台为钻孔桩框架式桥台。桥墩为钻孔式桥墩。

③基础结构：墩下是承台，承台下是 4 根钻孔灌注桩，它以震旦纪石灰岩为持力层，桩底嵌入持力层 1 米。

(3)施工方案：在桩及墩的完工后，进行预制构件的吊装，最大吊装重量 101.0 吨。进行支座调试后，将预制构件吊装到位后，借助横隔梁和翼缘板的接头将所有主梁连接成整体。然后，转入桥面铺装的施工进度。

横隔梁横向连接采用钢板焊接连接，桥面板（翼缘板）的连接是采用一定措施，将翼缘伸出钢筋连成整体，在接缝处浇注混凝土时再增补适量加强钢筋。

在构件的运输过程中防止构件变形、损坏，采用设置工具或制成框架、支撑等予以固定，构件的支撑位置和方法要得当。对运输工具的要求：运速要适当，行驶平稳。在构件移动时混凝土强度应满足设计要求。

(4)主要工程量表：

表 1-2 第二方案材料及填土工程量

方案类型	材料	钢筋 (kg)	混凝土 (m ³)	桥头填土方量 (m ³)
第二方案	上部结构	163097.3	1381.4	11730.3
	下部结构	16291.2	406.76	
	基础结构	26819.8	669.64	
	合计	206208.3	2457.8	

注：①桥头填土方量计算以 K0+408 开始，截止于 K0+655。

②上部结构材料用量均摘自《装配式钢筋混凝土 T 型梁》。下部结构与基础结构钢筋取最小配筋率计算而得。

(5)评述

预应力混凝土能充分发挥钢筋和混凝土各自的特性，能提高钢筋混凝土构件的刚度、抗裂性和耐久性，可有效地利用高强度钢筋和高强度等级的混凝土。与普通混凝土相比，在同样条件下具有构件截面小、自重轻、质量好、材料省（可节约钢材 40%~50%、混凝土 20%~40%，跨径越大，节省越多），显著降低自重所占全部设计荷载的比重，增大跨越能力，并扩大混凝土结构的适用范围。并能扩大预制装配化程度。虽然，预应力混凝土施工需要专门的机械设备，工艺比较复杂，操作要求较高，但在跨度较大的结构中，其综合效益较好。

对预应力筋的材质要求较高，混凝土的制备质量也要保证。需要有一整套专门的预应力张拉设备和材质好、制作精度要求高的锚具，并且要掌握较复杂的施工工艺。

预应力混凝土工艺技术的不断发展和广泛应用，从而提高混凝土构件的刚度、抗裂性和耐久性，减少构件的截面和自重、节约了材料，取得更好的经济效益。

3、第三方案：简支 T 型梁桥

(1)孔径布置：16×14=224 米

(2)结构布置：

①上部构造：主梁结构选用标准构件形式，可成批工厂预制，保证质量，促进经济

建设。梁高为 1.3 米，

②下部结构：双柱式桥墩，墩柱直径 1.0 米。桥台是框架式桥台。

③基础结构：基础采用桩基础，双柱式桥墩下面是嵌岩桩。桩底嵌入岩层一米。

(3)施工方案：同预应力简支 T 型梁。

(4)主要工程量表：

表 1-3 第三方案材料及填土工程量

材料		钢筋 (kg)	混凝土 (m³)	桥头填土方量 (m³)
方案类型				
第三方案	上部结构	193454.8	1019.2	9121.83
	下部结构	13278.1	331.53	
	基础结构	30181.08	738.79	
	合计	236913.98	2089.52	

注：①桥头填土方量计算以 K0+408 开始，截止于 K0+655。

②上部结构材料用量均摘自《装配式预应力混凝土简支梁》。下部结构与基础结构钢筋取最小配筋率计算而得。

(5)评述

石家庄市平山县的冶河是滹沱河上游的重要支流，该河常年不断流，常水位 120.5 米，河槽最低标高 119.30 米，水深 1.2 米。故采用围堰修筑法进行水中桩基础的施工。最长桩长为 27.249 米，直径 1.4 米，用钻孔灌注桩，注意水下顺利成孔需置备有一定要求的泥浆护壁、提高孔内泥浆水位、灌注水下混凝土等相应的施工工艺和方法。钻孔灌注桩的施工设备简单，可操作性强，适用于沙性土、碎石、卵石类土及地质情况复杂、夹层多、风化不均、软硬变化大的岩层岩层。

1.4.3 方案点评

1、结构

采用标准化跨径并采用装配式结构，适用于机械化、工厂化施工。

采用双柱式桥墩是桥梁建筑中采用较多的一种形式，它具有施工方便、造价低和美观等特点。

简支梁桥主梁轻巧，既能充分满足桥下净空需要，又有利于降低桥头引道填土工程量。

钢筋混凝土简支梁桥属于单孔静定结构，它受力明确，构造简单。钢筋混凝土简支梁桥经济合理的常用跨径在 20m 以下。大于 20m 时，一般采用预应力混凝土结构。

为增加单片主梁的稳定性，并减轻它的吊装重量，借助横隔梁和现浇带将整个桥面连成整体，组合成梁肋式截面。主梁构件轻，桥面板整体性和平整度都好。不足之处是增加了现浇混凝土的施工工序，延长了施工期。

2、施工方面

简支 T 梁方案都是先进行成孔灌注桩的制作，之后再进行上部结构预制构件的吊装。40 米简支预应力 T 梁要求的起重机的最大吊重是 101.0 吨，16 米简支 T 型梁要求

起吊机的最大吊重为 22.8 吨。

预应力 T 形简支梁桥的跨径较预应力的的大。桥址 6~15 米以下为震旦纪砾质石灰岩，石灰岩层的容许承载力为 3000KPa，地基能提供较好的承载力，但是预应力方案要求的施工公司必须具备较强的施工组织能力和起重吊装能力。

3、安全：

不通航河道，不考虑流冰。桥下水流与桥梁垂直。基础承载能力较好。

考虑军事战备或自然影响下，当桥体破坏需要修复时，梁式体系较易修复，小跨径能满足要求就不再选用大跨径了。并采用标准跨径。

在现场或工厂制作结构构件，用起重机械在施工现场将其起吊并安装到设计位置，形成装配式简支梁结构。构件的运输及吊装过程中，受机械设备和施工方法影响较大，构件应力状态变化大、高空作业多等特点，这些将都影响施工的安全。

4、材料用量：

采用标准设计，参照图集，按所附材料表查用,见表 1-1，表 1-2，表 1-3。

5、施工方案优缺点

(1)从预制与现浇方面比较

当桥墩及其基础施工完毕后，为了将梁体结构落在设计位置，通常采用两种主要的施工方法，即就地浇筑法和预制安装法。

①就地浇筑法

它是通过直接在桥跨下面搭设支架，作为工作平台，然后在其上面立模浇筑梁体结构。这种方法适用于两岸桥墩不太高的引桥和城市高架桥，或靠岸边水不太深且无通航要求的中小跨径桥梁。

其主要优缺点是：

优点： 它不需要大型的吊装设备和开辟专门的预置场地，梁体结构中横桥向的主筋不用中断，故其结构的整体性能好。

缺点： 支架需要多次转移，使工期加长，如全桥多跨一次性支架，则投入的支架费用又将大大增高。

现浇混凝土结构施工用的模板是使混凝土构件按设计的几何尺寸浇筑成型的模型板，是混凝土构件成型的一个十分重要的组成部分。模板系统包括模板和支架两部分。模板的选材和构造的合理性，以及模板制作和安装的质量，都直接影响混凝土结构和构件的质量、成本和进度。现场浇筑混凝土受季节气候条件影响大。

现场浇筑混凝土需要钢筋及混凝土的及时供应，根据混凝土的浇筑量，计算所需要搅拌机、运输工具和振动器的数量。

在缺乏起重设备时，可以考虑采用现浇的整体式钢筋混凝土板桥。这种结构的整体性较好、刚度大，建筑高度可以做得最小，施工也简便。但是，支架、模板需要量较大，施工期较长。

②预制安装法

当同类桥梁跨数较多、桥墩又较高、河水又较深且有通航要求时，通常便将桥跨结构用纵向竖缝划分成若干个独立的构件，放在桥位附近专门的预置场地或者工厂进行成批制作，然后将这些构件适时的运到桥孔处进行安装就位。通常把这种施工方法称作预制安装法。它的优点恰与上一种方法相反，即：

优点：桥梁的上下部结构可以平行施工，使工期大大缩短；无需在高空进行构件制作，质量容易控制，可以集中在一处生产，从而降低工程成本。

缺点：需要大型的起吊运输设备，此项费用较高。由于在构件与构件之间存在拼接纵缝，例如，简支 T 型梁之间的横隔板接头，施工时需搭设吊架才能操作，故比较麻烦；显然，拼接构件的整体工作性能就不如就地浇筑法。

为了保证现浇的梁体不产生大的变形，除了要求支架本身具有足够的强度、刚度及具有足够的纵、横、斜三个方向的连接杆件来保证支架的整体性能外，支架的基础必须坚实可靠，以保证其沉陷值不超过施工规范的规定。除此之外，还涉及到混凝土的现场运输，模板的支立，现浇混凝土的养护及模板的拆除。

(2)从桥型方面比较

①连续梁桥与简支梁相比具有以下特征：

- I、均载弯矩最大值比简支梁可减小 50%；
- II、均载弯矩图面积比简支梁可减小 2/3；
- III、由于控制弯矩的减小，导致恒载的减小，使桥梁自重更轻；
- IV、连续梁支座的不均匀沉降会引起附加内力，故连续梁桥对地基条件要求较高；
- V、连续梁桥在一联中无伸缩缝，行车条件较好。

②预制的装配式梁桥与整体式梁桥相比，具有下述优点：

- I、梁桥构件的型式和尺寸趋于标准化，有利于大规模工业化制造；
- II、在工厂或预制厂内集中管理进行工业化预制生产，可充分采用先进的半自动或自动化、机械化的施工技术，以节省劳动力和降低劳动强度，提高工程质量和劳动生产率，从而显著降低工程造价；
- III、构件的制造不受季节性影响，并且上、下部构造也可同时施工，大大加快桥梁的建造速度，缩短工期；
- IV、能节省大量支架、模板等的材料消耗。

综上，四种方案都符合了安全、功能、适用、经济的要求，主要根据可选择的施工条件选定施工方案。但综合比较后，选用第三个方案。

第 2 章 装配式简支 T 型梁桥上部结构计算

2.1 设计资料

2.1.1 设计标准

公路等级：三级

桥面净空：净 $9+2\times 1.0$ 米

标准跨径：16 米

计算跨径：15.5 米

主梁预制长度：15.96 米

设计荷载：公路 I 级

2.1.2 设计依据：

《公路桥涵设计通用设计规范》 JTG D60-2004

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》 JTG D62-2004

2.1.3 计算方法：

以概率论为基础的极限状态设计方法，按分项系数的设计表达式进行设计。

2.2 主梁的计算

2.2.1 上部结构横断面布置草图：

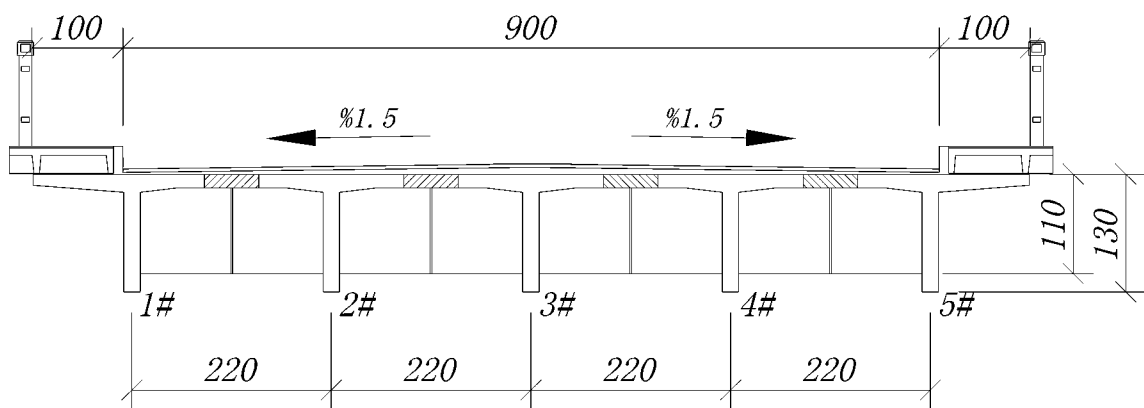
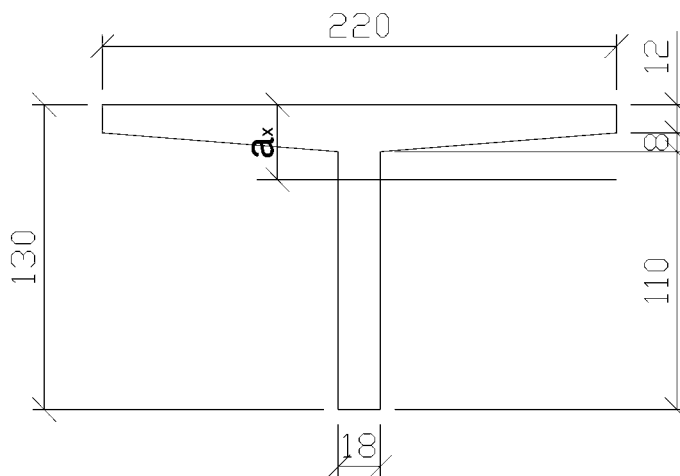


图 2-1 主梁横断面（尺寸单位：cm）

平均板厚: $h_1 = \frac{1}{2}(12 + 20) = 16\text{cm}$


$$a_x = \frac{(220-18) \times 16 \times \frac{16}{2} + 130 \times 18 \times \frac{130}{2}}{(220-18) \times 16 + 130 \times 18} = 31.9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times (220 - 18) \times 16^3 + (220 - 18) \times 16 \times \left(31.9 - \frac{16}{2} \right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 18 \times 130^3 + 18 \times 130 \times \left(\frac{130}{2} - 31.9 \right)^2 \\ &= 7.7743 \times 10^6 \text{ cm}^4 = 7.7743 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

T 形截面抗扭惯矩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：

$$\frac{t_1}{b_1} = \frac{0.16}{2.2} = 0.073 < 0.1, \quad c_1 = \frac{1}{3}$$

$$\frac{t_2}{b_2} = \frac{0.18}{1.3-0.16} = 0.158, \quad c_2 = 0.293$$

故：

$$I_{Tx} = \frac{1}{3} \times 2.2 \times 0.16^3 + 0.3 \times (1.30 - 0.16) \times 0.18^3 = 4.998 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$J_x = I_x / b = 7.7743 \times 10^{-2} / 220 = 3.53 \times 10^{-4} \text{ m}^4 / \text{cm}$$

$$J_{Tx} = I_{Tx} / b = 4.998 \times 10^{-3} / 220 = 2.27 \times 10^{-5} \text{ m}^4 / \text{cm}$$

(2) 横梁抗弯及抗扭惯矩

① 翼板有效宽度 λ 计算

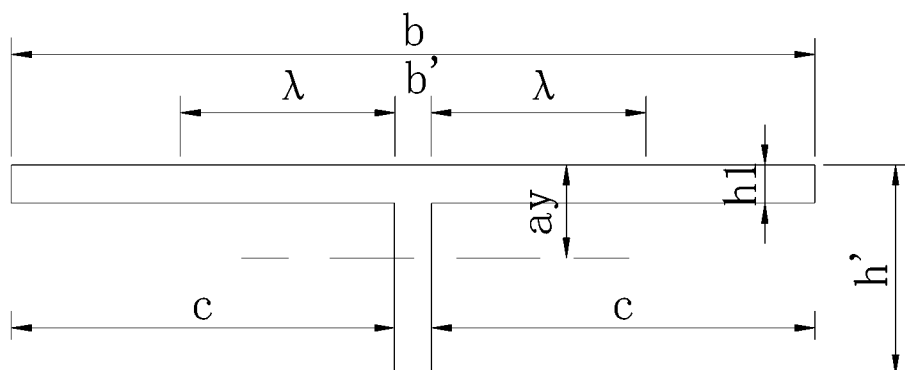


图 2-4 横梁抗弯及抗扭惯矩计算

横梁长度取为两边主梁的轴线间距，即：

$$l = 5b = 5 \times 2.2 = 8.8 \text{ m}$$

$$c = \frac{1}{2} (5.2 - 0.18) = 2.51 \text{ cm}$$

$$h' = 110 \text{ cm} = 1.1 \text{ m}, \quad b' = 0.18 \text{ m}$$

$$c/l = 2.51/8.8 = 0.285$$

根据 c/l 比值可查表 2-1，求得： $\lambda/c = 0.658$

表 2-1

c/l	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
λ/c	0.983	0.936	0.867	0.789	0.71	0.635	0.568	0.509	0.459	0.416

所以 $\lambda = 0.658 \times 2.51 = 1.65 \text{ cm}$

②求横梁截面重心位置

$$a_y = \frac{2\lambda h_1 \frac{h_1}{2} + h'b' \frac{h'}{2}}{2\lambda h_1 + h'b'} = \frac{2 \times 1.65 \times \frac{0.16^2}{2} + \frac{1}{2} \times 0.18 \times 1.1^2}{2 \times 1.65 \times 0.16 + 0.1 \times 0.18} = 0.21 \text{m}$$

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} \times 2\lambda \times h_1^3 + 2\lambda h_1 \left(a_y - \frac{h_1}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} b'h'^3 + b'h' \left(\frac{h'}{2} - a_y \right)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 2 \times 1.65 \times 0.16^3 + 2 \times 1.65 \times 0.16 \times \left(0.21 - \frac{0.16}{2} \right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{12} \times 0.18 \times 1.1^3 + 0.18 \times 1.1 \times \left(\frac{1.1}{2} - 0.21 \right)^2 \\ &= 5.29 \times 10^{-2} \text{m}^4 \end{aligned}$$

$$I_{Ty} = C_1 b_1 t_1^3 + C_2 b_2 t_2^3$$

$h_1/b_1 = 0.16/5.2 = 0.031 < 0.1$ ，查表得， $C_1 = \frac{1}{3}$ ，但由于连续桥面板的单宽抗扭惯矩

只有独立宽扁板的一半，故取 $C_1 = \frac{1}{6}$ 。 $h_2/b_2 = 0.18/(1.1-0.16) = 0.191$ ， $C_2 = 0.293$ 。

$$\text{故： } I_{Ty} = \frac{1}{6} \times 5.2 \times 0.16^3 + 0.293 \times (1.1 - 0.16) \times 0.18^3 = 5.156 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

③单位抗弯惯矩及抗扭惯矩为：

$$I_y = \frac{I_y}{b_1} = \frac{5.29 \times 10^{-2}}{5.2 \times 100} = 1.017 \times 10^{-4} \text{m}^4 / \text{cm},$$

$$I_{Ty} = \frac{I_{Ty}}{b_1} = \frac{5.156 \times 10^{-3}}{5.20 \times 100} = 0.992 \times 10^{-5} \text{m}^4 / \text{cm}$$

(3)计算抗弯参数 θ 和抗扭参数 α ：

$$\theta = \frac{B'}{L_p} \sqrt[4]{\frac{J_x}{J_y}} = \frac{5.5}{15.5} \times \sqrt[4]{\frac{3.53 \times 10^{-4}}{1.017 \times 10^{-4}}} = 0.484$$

式中： B' ——桥宽的一半；

L_p ——计算跨径。

$$\alpha = \frac{G(J_{Tx} + J_{Ty})}{2E_c \sqrt{J_x J_y}}$$

根据《公预规》3.1.6条，取 $G = 0.4E_c$ ，则：

$$\alpha = \frac{0.4 \times (2.27 \times 10^{-5} + 0.992 \times 10^{-5})}{2 \sqrt{3.53 \times 10^{-4} \times 1.017 \times 10^{-4}}} = 0.0344$$

$$\sqrt{\alpha} = \sqrt{0.0346} = 0.185$$

(4)计算荷载横向分布影响线坐标

已知 $\theta = 0.484$ ，查 G—M 法图表，可得下表：

表 2-2 各梁位 K 值计算

	梁位	荷载位置									校核
		b	3b/4	b/2	b/4	0	-b/4	-b/2	-3b/4	-b	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
K ₁	0	0.88	0.93	1.00	1.08	1.12	1.08	1.00	0.93	0.88	8.02
	b/4	1.08	1.12	1.14	1.14	1.05	0.97	0.85	0.75	0.70	7.91
	b/2	1.38	1.32	1.28	1.12	1.00	0.88	0.73	0.65	0.58	7.96
	3b/4	1.71	1.55	1.32	1.12	0.92	0.77	0.65	0.55	0.48	7.98
	b	2.08	1.70	1.38	1.09	0.86	0.71	0.57	0.49	0.41	8.05
K ₀	0	0.60	0.80	1.00	1.20	1.30	1.20	1.00	0.80	0.60	7.90
	b/4	1.42	1.42	1.39	1.38	1.20	0.95	0.63	0.32	0.02	8.01
	b/2	2.32	2.08	1.80	1.43	1.00	0.62	0.22	-0.18	-0.53	7.87
	3b/4	3.47	2.80	2.10	1.42	0.82	0.32	-0.18	-0.55	-1.00	7.97

注：关于 K_0 、 K_1 值的校核：

$$\sum_{i=2}^8 k_i + \frac{1}{2}(k_1 + k_9) = 8$$

用内插法求各梁位处横向分布影响线坐标值：

1 号、5 号主梁：

$$K' = K_{3b/4} + (K_b - K_{3b/4}) \times \frac{27.5}{137.5} = \frac{1}{5}K_b + \frac{4}{5}K_{3b/4}$$

2 号、4 号主梁：

$$K' = K_{b/2} - (K_{b/2} - K_{b/4}) \times \frac{55}{137.5} = \frac{3}{5}K_{b/2} + \frac{2}{5}K_{b/4}$$

3 号主梁：

$$K' = K_0 \quad (K_0 \text{ 为梁位在 } 0 \text{ 点处的 } K \text{ 值})$$

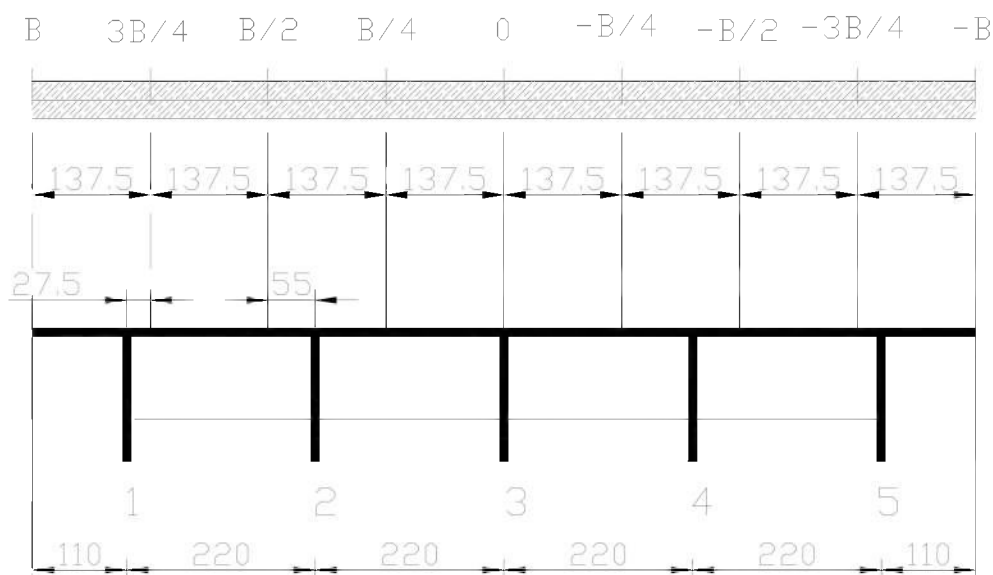


图 2-5 各梁位处 K 值计算（尺寸单位：cm）

列表计算各梁的横向分布影响线坐标值 η ，计算结果见下表：

表 2-3 各主梁荷载横向分布影响线坐标值

梁号	项目	荷载位置								
		b	3b/4	b/2	b/4	0	-b/4	-b/2	-3b/4	-b
1#	K1 [~]	1.784	1.580	1.332	1.114	0.908	0.758	0.634	0.538	0.466
	K0 [~]	3.736	2.940	2.146	1.426	0.758	0.260	-0.246	-0.640	-1.102
	Δ	-1.952	-1.360	-0.814	-0.312	0.150	0.498	0.880	1.178	1.568
	$\Delta \times 0.185$	-0.361	-0.252	-0.151	-0.058	0.028	0.092	0.163	0.218	0.290
	Ka	3.375	2.688	1.995	1.368	0.786	0.352	-0.083	-0.422	-0.812
	η	0.675	0.538	0.399	0.274	0.157	0.070	-0.017	-0.084	-0.162
2#	K1 [~]	1.260	1.240	1.224	1.128	1.020	0.916	0.778	0.690	0.628
	K0 [~]	1.960	1.816	1.636	1.410	1.080	0.752	0.384	0.020	-0.310
	Δ	-0.700	-0.576	-0.412	-0.282	-0.060	0.164	0.394	0.670	0.938
	$\Delta \times 0.185$	-0.130	-0.107	-0.076	-0.052	-0.011	0.030	0.073	0.124	0.174
	Ka	1.831	1.709	1.560	1.358	1.069	0.782	0.457	0.144	-0.136
	η	0.366	0.342	0.312	0.272	0.214	0.156	0.091	0.029	-0.027
3#	K1 [~]	0.880	0.930	1.000	1.080	1.120	1.080	1.000	0.930	0.880
	K0 [~]	0.600	0.800	1.000	1.200	1.300	1.200	1.000	0.800	0.600
	Δ	0.280	0.130	0.000	-0.120	-0.180	-0.120	0.000	0.130	0.280
	$\Delta \times 0.185$	0.052	0.024	0.000	-0.022	-0.033	-0.022	0.000	0.024	0.052
	Ka	0.652	0.824	1.000	1.178	1.267	1.178	1.000	0.824	0.652
	η	0.130	0.165	0.200	0.236	0.253	0.236	0.200	0.165	0.130

(5) 绘制荷载横向分布影响线，求荷载横向分布系数。

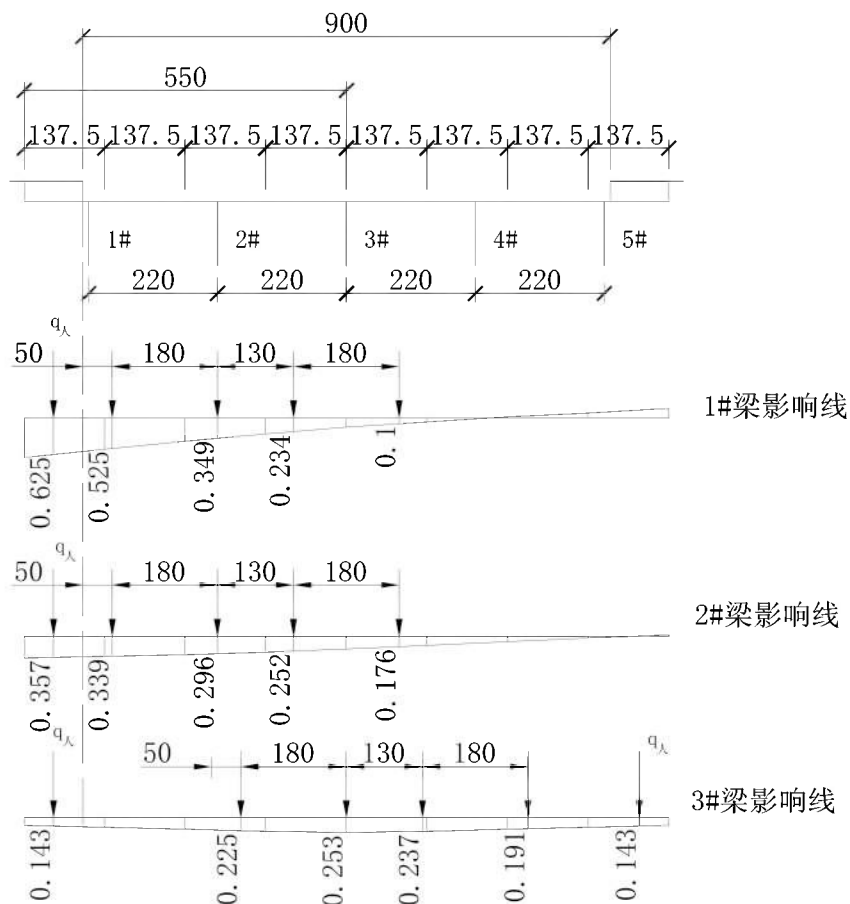


图 2-6 各主梁跨中截面荷载横向分布系数计算 (尺寸单位: cm)

按《桥规》4.3.1 条和 4.3.5 条规定，车辆荷载距人行道边缘距离不小于 0.5m。根据各主梁进行荷载最不利位置布置，计算各主梁荷载横向分布系数。

各梁的横向分布系数：

公路—I 级：

$$\eta_{1\text{汽}} = \frac{1}{2}(0.525 + 0.349 + 0.234 + 0.1) = 0.604$$

$$\eta_{2\text{汽}} = \frac{1}{2}(0.339 + 0.296 + 0.252 + 0.176) = 0.532$$

$$\eta_{3\text{汽}} = \frac{1}{2}(0.225 + 0.253 + 0.237 + 0.191) = 0.453$$

人群荷载：

$$\eta_{1\text{人}} = 0.625$$

$$\eta_{2\text{人}} = 0.357$$

$$\eta_{3\text{人}} = 0.143 \times 2 = 0.286$$

2、梁端剪力荷载横向分布系数计算（按杠杆法）：

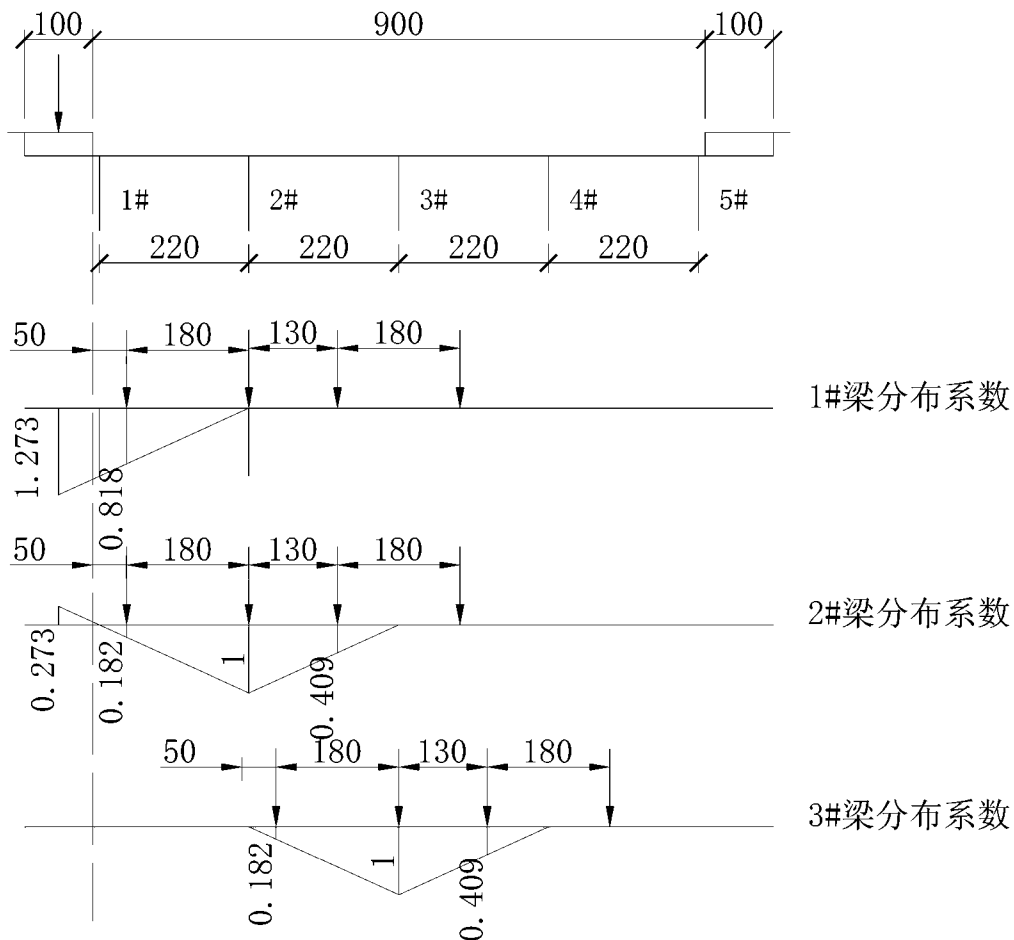


图 2-7 各主梁支点截面荷载横向分布系数计算（尺寸单位：cm）

$$\begin{aligned}\text{公路—I级: } \eta_{\text{汽}} &= \frac{1}{2} \sum \eta_i \\ \eta_{1\text{汽}} &= \frac{1}{2} \times 0.818 = 0.409 \\ \eta_{2\text{汽}} &= \frac{1}{2} \times (0.182 + 1 + 0.409) = 0.796 \\ \eta_{3\text{汽}} &= \frac{1}{2} \times (0.182 + 1 + 0.409) = 0.796\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{人群荷载: } \eta_{1\text{人}} &= 1.273 \\ \eta_{2\text{人}} &= -0.273 \\ \eta_{3\text{人}} &= 0\end{aligned}$$

3、各主梁荷载横向分布系数汇总

表 2-4 各主梁荷载横向分布系数汇总

荷 载	1/2--1/3跨 η			支点 η		
	1#梁	2#梁	3#梁	1#梁	2#梁	3#梁
公路—I级	0.604	0.532	0.453	0.409	0.796	0.796
人群荷载	0.625	0.357	0.286	1.273	-0.273	0

2.2.3 作用效应计算

1、永久荷载作用效应

(1)恒载重力计算

根据《公路桥涵设计图——装配式钢筋混凝土T型梁》查得：

表 2-5 混凝土工程量表

项目	C20混凝土体积 m^3	C20水泥砂浆 m^3
人行道	4.3	0.9
栏杆	1.8	—
现浇缘石	1	—

桥面铺装和人行道重力：

$$\text{①防水混凝土: } \frac{0.02+0.088}{2} \times 4.5 \times 2 \times 1 \times 24 = 11.664 \text{KN/m}$$

$$\text{沥青: } 0.04 \times 9 \times 1 \times 24 = 8.64 \text{KN/m}$$

$$\text{桥面铺装: } 11.664 + 8.64 = 20.304 \text{KN/m}$$

$$\text{②人行道铺装: } 0.02 \times 1.15 \times 2 \times 1 \times 24 = 1.104 \text{KN/m}$$

$$\text{人行道重力: } \frac{4.3 \times 25 + 0.9 \times 24 + 1.8 \times 25 + 1 \times 24}{15.96} + 1.104 = 13.516 \text{KN/m}$$

为简化计算，将人行道，栏杆和桥面铺装的重力平均分配给每根主梁，得：

$$g_1 = \frac{20.304}{5} + \frac{13.516}{5} = 4.061 + 2.703 = 6.764 \text{KN/m}$$

(2)横隔梁重力

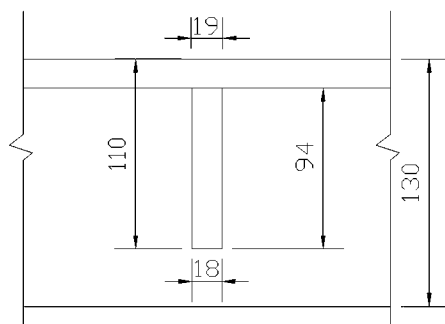


图 2-8 (尺寸单位: cm)

中主梁横隔板产生的重力:

$$g_2 = 0.94 \times \frac{0.18 + 0.19}{2} \times 1.01 \times 2 \times 4 \times 25 \div 15.96 = 2.20 \text{ kN/m}$$

边主梁横隔板产生的重力:

$$g'_2 = 0.94 \times \frac{0.18 + 0.19}{2} \times 1.01 \times 4 \times 25 \div 15.96 = 1.10 \text{ kN/m}$$

(3)主梁重力:

图 2-2 中 1 处单根主梁每延米重力:

$$g_3 = (2.2 \times 0.15 + 1.15 \times 0.18 + 0.41 \times 0.05 \times 0.5 \times 2) \times 1 \times 25 = 13.938 \text{ kN/m}$$

图 2-2 中 2 处单根主梁每延米重力:

$$g'_3 = [2.2 \times 0.15 + (1.3 - 0.15) \times 0.3 + 0.35 \times 0.043 \times 0.5 \times 2] \times 1 \times 25 = 17.251 \text{ kN/m}$$

(4)横载作用下总重力:

中主梁: 图 2-2 中 1 截面到 2 截面处

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 6.764 + 2.2 + 13.938 = 22.902 \text{ kN/m}$$

图 2-2 中 2 截面处

$$g = g_1 + g_2 + g'_3 = 6.764 + 2.2 + 17.251 = 26.215 \text{ kN/m}$$

边主梁: 图 2-2 中 1 截面到 2 截面处

$$g = g_1 + g'_2 + g_3 = 6.764 + 1.1 + 13.938 = 21.802 \text{ kN/m}$$

图 2-2 中 2 截面处

$$g = g_1 + g'_2 + g'_3 = 6.764 + 1.1 + 17.251 = 25.115 \text{ kN/m}$$

表 2-6 各梁恒载汇总

梁号	主梁		横梁	栏杆及人行道	铺装层	合计	
	1截面	2截面				1截面	2截面
1# (5#)	13.938	17.251	1.100	2.703	4.061	21.802	25.115
2# (4#)	13.938	17.251	2.200	2.703	4.061	22.902	26.215
3#	13.938	17.251	2.200	2.703	4.061	22.902	26.215

(2)恒载内力

计算边主梁的弯矩和剪力，计算图式如下图 a 和 b 所示，则：

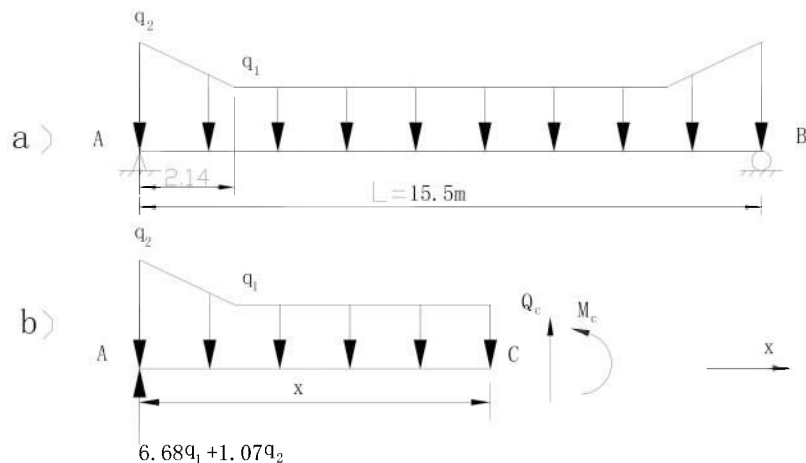


图 2-9 主梁横载内力计算图示

$$\text{支座处 } Q = \frac{15.5}{2}q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2} \times 2.14 = 6.68q_1 + 1.07q_2$$

$$M_c = (6.68q_1 + 1.07q_2)x - q_1x \frac{x}{2} - \frac{1}{2} \times 2.14(q_2 - q_1)(x - \frac{2.14}{3}); (x \geq 2.14)$$

$$Q_c = 6.68q_1 + 1.07q_2 - q_1x - \frac{1}{2} \times 2.14(q_2 - q_1); (x \geq 2.14)$$

根据总的恒载集度可计算出恒载内力：

表 2-7 恒载内力计算

主梁	q (kN/m)		l (m)	M (kN·m)		Q (kN)
	q1	q2		1/2	1/4	支点
1# (5#)	21.802	25.115	15.500	657.270	493.585	172.510
2# (4#)	22.902	26.215	15.500	690.304	518.360	181.035
3#	22.902	26.215	15.500	690.304	518.360	181.035

注：理论支撑线距梁端 0.23 米。

2、可变作用效应

(1)汽车荷载冲击系数

$$\text{①桥梁的自振频率 (基频): } f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}}$$

式中：l—结构的计算跨径(m)；

E—结构材料（取 C30）的弹性模量(N/m²)；

I_c—结构跨中截面的截面惯矩(m⁴)；

m_c—结构跨中处的单位长度质量(kg/m)；

G—结构（一片主梁）跨中处延米结构重力(N/m)；

g—重力加速度，g=9.81(m/s²)。

$$\text{简支梁的自振频率: } f = \frac{\pi}{2 \times 15.5^2} \times \sqrt{\frac{3 \times 10^4 \times 10^6 \times 7.7743 \times 10^{-2}}{\frac{21.802 \times 10^3}{9.81}}} = 6.70 \text{ Hz}$$

②冲击系数 μ 的计算

当 $1.5 \text{ Hz} \leq f \leq 14 \text{ Hz}$ 时: $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.1767 \ln 6.70 - 0.0157 = 0.320$

$$1 + \mu = 1 + 0.320 = 1.320$$

(2)汽车荷载折减系数: 查《通用规范》表 4.3.1—4 和表 4.3.1—5

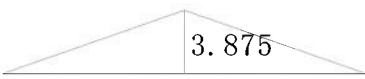
横向折减系数: 1.0 (双向两车道)

纵向折减系数: 1.0 (计算跨径小于 150m)

人群荷载: 查《通用规范》4.3.5 得 $P_k = 3.0 \text{ kN/m}^2 \div 1 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m}$

(3)公路 I 级荷载 P 及影响线面积:

表 2-8

项目	影响线	顶点位置	P_k (kN)	q_k (kN/m)	$\bar{y}$	ω_0
$M_{\frac{1}{2}}$		1/2处	222	10.5	3.875	30.031
$M_{\frac{1}{4}}$		1/4处	222	10.5	2.906	22.522
Q_0		支点处	222	10.5	1	7.75
$Q_{\frac{1}{2}}$		1/2处	222	10.5	0.5	0

(4)活载弯矩计算:

①计算公路—I级产生的弯矩

表 2-9 公路—I级产生的弯矩 (kN·m)

梁	内力	η_c	$1 + \mu$	ξ	P_k	$\bar{y}$	q_k	ω_0		
		1	2	3	4	5	6	7	8=4*5+6*7	9=1*2*3*8
1#	M1/2	0.604	1.32	1	222	3.875	10.5	30.031	1175.576	937.26
	M1/4	0.604	1.32	1	222	2.906	10.5	22.522	881.613	702.89
2#	M1/2	0.532	1.32	1	222	3.875	10.5	30.031	1175.576	825.54
	M1/4	0.532	1.32	1	222	2.906	10.5	22.522	881.613	619.10
3#	M1/2	0.453	1.32	1	222	3.875	10.5	30.031	1175.576	702.95
	M1/4	0.453	1.32	1	222	2.906	10.5	22.522	881.613	527.17

注: 汽车荷载效应弯矩的标准值的计算: $M_{\frac{l}{2}} = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot \eta_c \cdot (P_k \cdot \bar{y} + q_k \cdot \omega_c)$

②计算人群荷载的跨中弯矩

表 2-10 人群产生弯矩(KN m)

梁号	内力	η	q	ω_0	内力值
1# (5#)	M1/2	0.625	3	30.031	56.31
	M1/4	0.625	3	22.522	42.23
2# (4#)	M1/2	0.357	3	30.031	32.16
	M1/4	0.357	3	22.522	24.12
3#	M1/2	0.286	3	30.031	25.77
	M1/4	0.286	3	22.522	19.32

注：人群荷载产生弯矩的计算公式： $M_{l/2} = M_{cr} \times q \times \omega_0$

③弯矩组合：

表 2-11 弯矩组合表 (KN m)

梁号	内力	恒载	汽车	人群	组合
		(1)	(2)	(3)	(4)=1.2×(1)+1.4×(2)+1.12×(3)
1#	M1/2	657.27	937.26	56.31	2163.96
	M1/4	493.59	702.89	42.23	1623.65
2#	M1/2	690.30	825.54	32.16	2020.14
	M1/4	518.36	619.10	24.12	1515.79
3#	M1/2	690.30	702.95	25.77	1841.36
	M1/4	518.36	527.17	19.32	1381.71

注：本桥梁多孔跨径总长 L：100 米 ≤ L=224 米 ≤ 1000 米，按照《通用规范》表 1.0.11，本桥属于大桥，查《通用规范》表 1.0.9 知设计安全等级为二级。根据《通用规范》4.1.6 结构重要性系数取 1.0。

(5)活载剪力的计算：

①跨中剪力 $Q_{\frac{l}{2}}$ 的计算：

表 2-12 汽车荷载产生跨中剪力 (KN)

梁号	内力	η	$1+\mu$	ξ	P_k	$\bar{y}$	q_k	ω_0		内力
		1	2	3	4	5	6	7	8=4×5+6×7	9=1×2×3×8
1#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.604	1.32	1	266.4	0.5	10.5	1.938	153.549	122.42
2#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.532	1.32	1	266.4	0.5	10.5	1.938	153.549	107.83
3#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.453	1.32	1	266.4	0.5	10.5	1.938	153.549	91.82

注：公路 I 级： $\omega_0 = 0.5 \times 15.5 \times 0.5 \times 0.5 = 1.9375$

剪力计算时，按照《桥规》4.3.1 条规定，集中荷载标准值 P_k 徐乘以 1.2 的系数。
根据《通用规范》 $q_k = 10.5 \text{KN/m}$

表 2-13 人群荷载产生跨中剪力 (KN)

梁号	内力	η	q	ω_0	内力
		1	2	3	$4=1 \times 2 \times 3$
1#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.625	3	1.938	3.63
2#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.357	3	1.938	2.08
3#	$Q_{\frac{1}{2}}$	0.286	3	1.938	1.66

②支点剪力 Q_0 的计算:

剪力的荷载横向分布系数为:

I、支点处按杠杆法计算的 η'

$$\eta_{c1汽}'=0.409; \eta_{c2汽}'=0.796; \eta_{c3汽}'=0.796;$$

$$\eta_{c1人}'=1.273; \eta_{c2人}'=-0.273; \eta_{c3人}'=0;$$

II、 $\ell/3 \sim 2\ell/3$ 截面按跨中弯矩的荷载横向分布系数 η

$$\eta_{c1汽}=0.604; \eta_{c2汽}=0.532; \eta_{c3汽}=0.453;$$

$$\eta_{c1人}=0.625; \eta_{c2人}=0.357; \eta_{c3人}=0.286;$$

III、支点 $\sim \ell/3$ 的截面处在 η 和 η' 之间按照直线变化。

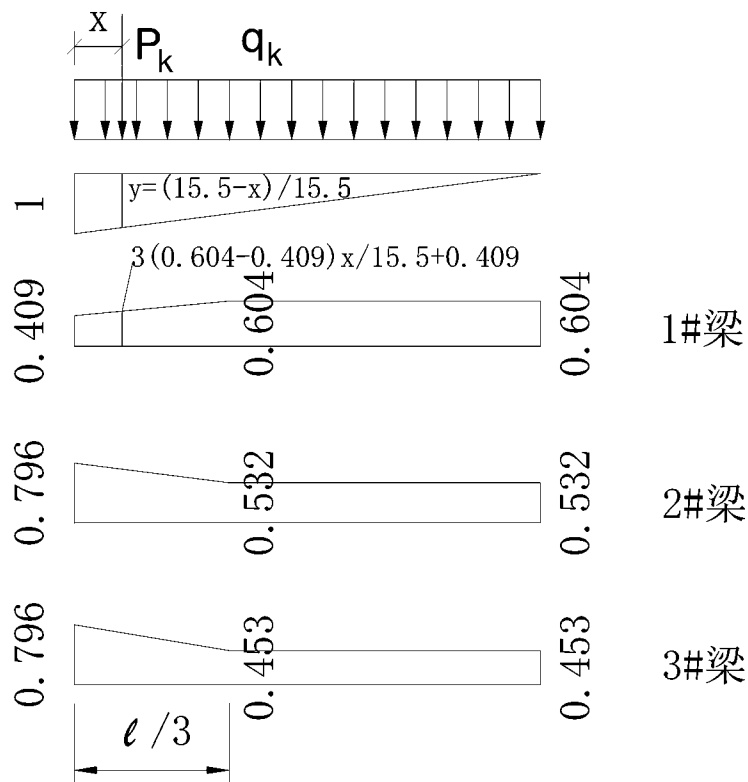


图 2-10 汽车作用产生支点剪力计算图示

支点剪力效应计算式为：

$$V_d = (1+\mu)\eta_{\text{活}}\omega_{\text{活}}q_k + (1+\mu)\eta_p y P_k$$

式中： $\eta_{\text{活}}$ ——相应于某均布活载作用处的横向分布纵坐标；

η_p ——相应于某集中荷载作用处的横向分布纵坐标；

q_k ——相应于某均布活载作用的数值；

P_k ——相应的某集中活载的数值；

y ——影响线竖标；

$\omega_{\text{活}}$ ——影响线面积；

$1+\mu$ ——汽车荷载冲击系数，。

人群均布荷载产生的支点剪力效应计算式为：

$$V_{d0人} = \eta_{\text{人}} \omega_{\text{人}} q_{\text{人}}$$

式中： $\eta_{\text{人}}$ ——横向分布系数。

梁端剪力效应计算：

主梁上 P_k 因其纵向位置不同，就有不同的横向分布系数，

故：1 号梁距支点截面 x 处的 P_k 产生的支点剪力效应：

$$\begin{aligned} Q_{pk} &= (1+\mu)\xi\eta_p y P_k \\ &= 1.320 \times 1.0 \times \left[\left(\frac{0.604 - 0.409}{15.5/3} \right) x + 0.409 \right] \frac{15.5-x}{15.5} \times 1.2 \times 222 \\ &= 22.6870 \times (-0.03774x^2 + 0.1760x + 6.3395) \end{aligned}$$

令 Q_{pk} 导数为零，求 P_k 最大支点剪力效应的距支点截面的距离 x ：

$$Q'_{pk} = -2 \times 0.03774 x + 0.1760 = 0$$

求得： $x = 2.332m < 15.5/3 = 5.17m$ 解得： $Q_{pk} = 148.48KN$

2 号梁距支点截面 x 处的 P_k 产生的支点剪力效应：

显然， $x = 0$ 时， P_k 产生的支点剪力效应最大。

$$\begin{aligned} Q_{pk} &= (1+\mu)\xi\eta_p y P_k \\ &= 1.32 \times 1.0 \times 0.796 \times 1 \times 1.2 \times 222 \\ &= 279.91KN \end{aligned}$$

3 号梁距支点截面 x 处的 P_k 产生的支点剪力效应：

显然， $x = 0$ 时， P_k 产生的支点剪力效应最大。

$$\begin{aligned} Q_{pk} &= (1+\mu)\xi\eta_p y P_k \\ &= 1.32 \times 1.0 \times 0.796 \times 1 \times 1.2 \times 222 \\ &= 279.91KN \end{aligned}$$

汽车荷载作用下如图 2-10 所示，计算结果如表 2-14 所示。

表 2-14 公路-I 级产生的支点剪力效应 (单位: KN)

梁号	P_k 产生的 支点剪力 效应	P_k 产生的支点剪力效应	剪力效应(KN) $(1+\mu)\sum\eta_i y_i P_i$
1	148.48	$1.32 \times 10.5 (0.604 \times 15.5/2 - 2/3 \times 0.161 \times 0.5 \times 15.5/3 - 1/3 \times 15.5/6 \times 0.195 \times 2/3) = 59.48$	207.96
2	279.91	$1.32 \times 10.5 (0.532 \times 15.5/2 + 2/3 \times 0.235 \times 0.5 \times 15.5/3 + 1/3 \times 15.5/6 \times 0.264 \times 2/3) = 64.85$	344.76
3	279.91	$1.32 \times 10.5 (0.453 \times 15.5/2 + 2/3 \times 0.277 \times 0.5 \times 15.5/3 + 1/3 \times 15.5/6 \times 0.343 \times 2/3) = 58.00$	337.91

注: $1+\mu=1.320$

人群荷载作用如图 2-11, 计算结果如表 2-15 所示。

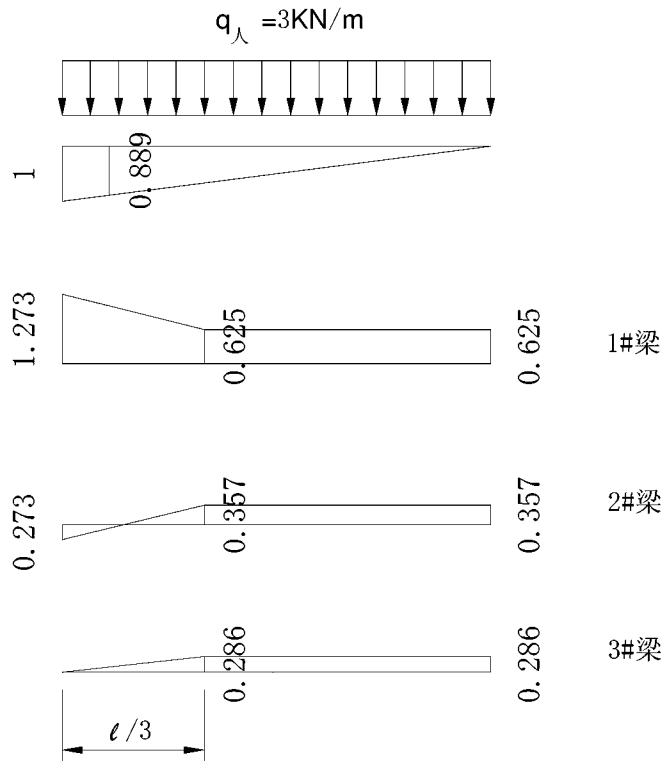


图 2-11 人群作用产生支点剪力计算图示

表 2-15 人群产生的支点剪力计算表(KN)

梁号	1	2	3
公式	$Q_{d0人} = \eta_n \omega_n q_k$		
计算值	$3 \times (0.625 \times 15.5/2 + 2/3 \times 0.648 \times 0.5 \times 15.5/3 + 1/3 \times 15.5/6 \times 0.648 \times 2/3) = 19.00$	$3 \times (0.357 \times 15.5/2 - 2/3 \times 0.63 \times 0.5 \times 15.5/3 - 1/3 \times 15.5/6 \times 0.63 \times 2/3) = 3.96$	$3 \times (0.286 \times 15.5/2 - 2/3 \times 0.286 \times 0.5 \times 15.5/3 - 1/3 \times 15.5/6 \times 0.286 \times 2/3) = 4.68$

③剪力效应基本组合

表 2-16 剪力效应组合表 (单位: KN)

梁号	剪力效应	永久荷载	人群	汽车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 (\sum \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum \gamma_{Qi} S_{Qik})$
1	Q_0	172.51	19.00	207.96	519.44
	$Q_{\frac{1}{2}}$	0	3.63	122.42	175.45
2	Q_0	181.04	3.96	344.76	704.34
	$Q_{\frac{1}{2}}$	0	2.08	107.83	153.29
3	Q_0	181.04	4.68	337.91	695.56
	$Q_{\frac{1}{2}}$	0	1.66	91.82	130.41

由表 2-16 可知: 跨中剪力效应以 1 号梁控制设计。支点剪力效应应以 2 号梁控制设计。

2.2.4 持久状况承载能力极限状态下截面设计、配筋与验算

1、配置主筋

(1)判断截面类型

由弯矩组合表 2-11 可知, 1#梁 M_d 值最大, 考虑到施工方便, 偏安全地一律按 1#梁计算弯矩进行配筋。主梁尺寸图如图 2-12。

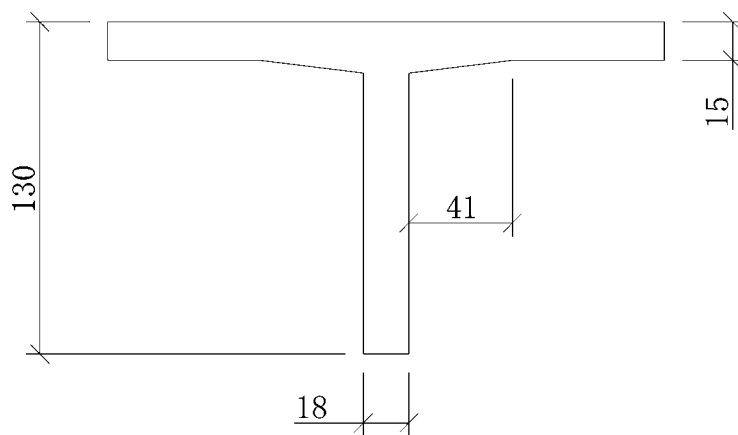


图 2-12 中主梁截面尺寸 (尺寸单位: cm)

设钢筋净保护层为 3cm, 钢筋重心至底边距离 $a_s = 11\text{cm}$, 则主梁有效高度初拟为 $h_0 = h - a_s = 130 - 11 = 119\text{cm}$

已知 1#梁跨中弯矩 $M_d = 2163.96\text{KN m}$, 按《公预规》5.2.3 公式 (5.3.3—2):

翼缘计算宽度 b'_f 按下式计算, 取其中较小者:

$$b'_f \leq \frac{L}{3} = \frac{15500}{3} = 5167\text{mm}$$

$$b'_f \leq 2200\text{mm}$$

$$b'_f \leq b + 2b_h + 12h'_f = 180 + 2 \times 410 + 12 \times 150 = 2800\text{mm}$$

故取 $b'_f = 2200\text{mm}$ 。

首先由公式判断截面类型，

$$\text{令: } \gamma_0 \cdot M_d \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$$

$$\gamma_0 \cdot M_d = 1.0 \times 2163.96 = 2163.96\text{kN} \cdot \text{m} = 2163.96 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 13.8 \times 2200 \times 150 \times \left(1190 - \frac{150}{2} \right) = 5077.7 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

显然 $2163.96 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} < 5077.7 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$ ，

$$\text{即: } \gamma_0 \cdot M_d \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$$

则: $x \leq h'_f$

故，按照第一类T形截面（中性轴位于翼缘内）计算。

(2)计算混凝土受压区的高度 x ，

$$\gamma_0 \cdot M_d = f_{cd} \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$1.0 \times 2171 \times 10^6 = 13.8 \times 2200 \cdot x \left(1190 - \frac{x}{2} \right)$$

整理得: $x^2 - 2380x + 143017.1 = 0$

$$x = 61.69\text{mm} < h'_f = 150\text{mm}$$

且 $x = 61.69 < \xi_b h_0 = 0.56 \times 1190 = 666.4\text{mm}$ 。满足要求。

(3)计算受拉钢筋截面积

将 $x = 61.69\text{mm}$ 代入公式

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b'_f \cdot x}{f_{sd}} = \frac{13.8 \times 2200 \times 61.69}{280} = 6689.0\text{mm}^2$$

采用 $6\Phi 32$ （外径 35.8mm ）供给 $A_s = 4826\text{mm}^2$ ，和 $4\Phi 25$ （外径 28.4mm ）供给 $A_s = 1964\text{mm}^2$ 故总钢筋供给面积 $A_s = 4826 + 1964 = 6790\text{mm}^2 > 6689.0\text{mm}^2$

纵向钢筋合力点到截面受拉边缘的距离：

$$a_s = \frac{1964 \times (30 + 3 \times 35.8 + 28.4) + 4826(30 + 1.5 \times 35.8)}{6790} = 107.4\text{mm}。$$

梁的实际高度 $h_0 = 1300 - 107.4 = 1192.6\text{mm}$ 。

截面最小宽度 $b_{\min} = 2 \times 30 + 35.8 \times 2 + 40 = 171.6\text{mm} < 180\text{mm}$ 。

配筋率：

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{6790}{1800 \times 1192.6} = 0.0032 = 0.32\% > \rho_{\min} = 0.45 \times \frac{f_{td}}{f_{sd}} \\ &= 0.45 \times \frac{1.39}{280} = 0.0022 \approx 0.2\%\end{aligned}$$

满足《公预桥规》9.1.12 最小配筋率的要求。

2、持久状况截面承载能力极限状态计算：

按截面实际配筋计算混凝土实际受压高度 x ：

$$x = \frac{f_{sd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b_f'} = \frac{280 \times 6790}{13.8 \times 2200} = 62.62 \text{mm} < h_f' = 150 \text{mm},$$

$$\text{且： } x < \xi_b h_0 = 0.56 \times 1192.6 = 667.9 \text{mm}$$

表明中性轴在腹板内，为第一类 T 型。

截面抗弯强度 M_{du} ：

$$\begin{aligned}M_{du} &= \gamma_0 \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) \\ &= 1.0 \times 13.8 \times 2200 \times 62.62 \times (1192.6 - \frac{62.62}{2}) \\ &= 2207.78 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} = 2207.78 \text{kN} \cdot \text{m} \geq \gamma_0 M_d = 1.0 \times 2163.96 \text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

跨中截面的正截面承载能力是满足要求的。

3、T 梁斜截面抗剪强度核算与配筋

由表 2-16 知，支点剪力效应以 2 号梁为最大，为偏安全设计，采用 2 号梁数值，跨中剪力效应以 1 号梁最大，采用 1 号梁的数值。

$$V_{d0} = 704.34 \text{KN} \quad V_{d\frac{\ell}{2}} = 175.45 \text{KN}$$

(1)抗剪强度上，下限复核

对于腹板宽度变化的等高度简支梁，以距支点 $h/2$ 处的截面尺寸控制设计，应满足要求： $0.50 \times 10^{-3} f_{td} b h_0 < \gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$

根据构造要求，仅保持最下面二根钢筋（2 Φ 32）通过支点，其余各钢筋在跨间不同位置弯起。

$$\text{支点截面的有效高度： } h_0 = 1300 - (30 + \frac{35.8}{2}) = 1252.1 \text{mm}$$

将有关数据代入上式得：

$$0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{30} \times 268.8 \times 1252.1 = 940.15 \text{kN}$$

$$0.50 \times 10^{-3} f_{td} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.39 \times 268.8 \times 1252.1 = 233.91 \text{kN}$$

距支点 $h/2 = 650 \text{mm}$ 的剪力组合设计值： $\gamma_0 V_d = 664.51 \text{KN}$ 。

$$233.91 < 664.51 < 940.15$$

计算结果表明，截面尺寸满足要求，但应按计算要求配置箍筋和弯起钢筋。

(2)设计剪力图分配

支点剪力组合设计值: $\gamma_0 V_d = 1.0 \times 704.34 = 704.34 \text{ kN}$

跨中剪力组合设计值: $\gamma_0 V_{d,l/2} = 1.0 \times 175.45 = 175.45 \text{ kN}$

符合《规范》(5.2.10)条件时,可以不验算抗剪承载力(即混凝土可以抗剪,仅需配构造箍筋)

对于 $\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 1.39 \times 180 \times 1192.6 = 149.19 \text{ kN}$ 小于跨中剪力 175.45 kN。按计算要求配置箍筋。

距支点 $h/2 = 1300/2 = 650 \text{ mm}$ 处的设计剪力值为

$$V_{d1} = \frac{15500/2 - 650}{704.34 - 175.45} \times (15500/2) + 175.45 = 659.98 \text{ kN},$$

其中应由混凝土和箍筋承担的剪力组合设计值为:

$$0.65 V_{d1} = 0.65 \times 659.98 = 428.99 \text{ kN}$$

应由弯起钢筋承担的剪力组合设计值为:

$$0.35 V_{d1} = 0.35 \times 659.98 = 230.99 \text{ kN}$$

(3) 箍筋设计

确定箍筋配筋率: $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{S_v b}$

$$S_v = \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 0.2 \times 10^{-6} (2 + 0.6p) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sd,v} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2}$$

$$\rho_{sv} = \left(\frac{0.65 V_{d1}}{\alpha_1 \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} b h_0} \right)^2 / [(2 + 0.6p) \sqrt{f_{cu,k}} \cdot f_{sd,v}]$$

式中: p ——纵向钢筋配筋百分率,按(2Φ32 提供 $A_s = 1609 \text{ mm}^2$) 伸入支点计算,得:

$$p = 100 \rho = 100 \times \frac{A_s}{b h_0} = 100 \times \frac{1609}{180 \times 1252.1} = 0.714 \leq 2.5$$

α_1 ——异号弯矩影响系数 $\alpha_1 = 1.0$

α_3 ——受压翼缘影响系数,取 $\alpha_3 = 1.1$,

ξ ——用于抗剪配筋设计的最大剪力设计值分配于混凝土和箍筋共同承担的分配系数($\xi \geq 0.6$)。

$$\begin{aligned} \rho_{sv} &= \left(\frac{428.99}{1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1252.1} \right)^2 / [(2 + 0.6 \times 0.714) \sqrt{30} \times 280] \\ &= 0.00400 > \rho_{sv,\min} = 0.0012 \end{aligned}$$

选用直径为 10mm 的双肢箍筋,单肢箍筋的截面面积 $A_{sv1} = 78.5 \text{ mm}^2$,箍筋间距为:

$$S_v = \frac{n A_{sv1}}{b \rho_{sv}} = \frac{2 \times 78.5}{180 \times 0.00402} = 216.97 \text{ mm}, \text{ 取 } S_v = 200 \text{ mm}。$$

在支承截面处自支座中心至一倍梁高的范围内取 $S_v = 100\text{mm}$ ，且在距梁端 1.74 米的范围内的梁肋加宽段内设置 4 肢箍筋。

(4) 弯起钢筋设计

根据《桥规》(JTG-D62)规定，计算第一排弯起钢筋时，取用距支座中心 $h/2$ 处，应由弯起钢筋承担的那部分剪力组合设计值，即： $V_{sb1} = 0.35V_{dl} = 230.99\text{kN}$ 。

第一排弯起钢筋的截面面积由公式(4-3-14)求得：

$$A_{sb1} = \frac{V_{sb1}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \cdot \sin \theta_s} = \frac{230.99}{0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707} = 1555.80\text{mm}^2$$

由纵筋弯起的 $2\Phi 32$ 钢筋，提供的 $A_{sb1} = 1609\text{mm}^2$ 。

计算第二排弯起钢筋时，应取第一排弯起钢筋起弯点处（即距支座中心 $x_1 = h_1 = 1300 - (44 + 22.7 + 30 + 2 \times 35.8) = 1131.7\text{mm}$ ，其中 44mm 为架立钢筋的净保护层厚度， 22.7mm 为架立钢筋外径， 30mm 为纵向钢筋的净保护层厚度， 35.8mm 为纵向受拉钢筋的外径），应由弯起钢筋承担的那部分剪力组合设计值，由图 2-13 按比例关系求得 $V_{sb2} = 198.12\text{kN}$ 。

第二排弯起钢筋的截面面积为：

$$A_{sb2} = \frac{V_{sb2}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \cdot \sin \theta_s} = \frac{198.12}{0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707} = 1334.41\text{mm}^2$$

由纵筋弯起的 $2\Phi 32$ 钢筋提供的 $A_{sb2} = 1609\text{mm}^2$ 。

计算第三排弯起钢筋时，应取第二排弯起钢筋起弯点处（即距支座中心 $x_2 = x_1 + h_2 = 1131.7 + 1300 - (44 + 22.7 + 30 + 3 \times 35.8) = 2227.6\text{mm}$ ），应由弯起钢筋承担的那部分剪力组合设计值，由图 2-13 按比例关系求得 $V_{sb3} = 123.33\text{kN}$ 。

第三排弯起钢筋的截面面积为：

$$A_{sb3} = \frac{V_{sb3}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \cdot \sin \theta_s} = \frac{123.33}{0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707} = 830.67\text{mm}^2$$

由纵筋弯起 $2\Phi 25$ 钢筋提供的 $A_{sb3} = 982\text{mm}^2$ 。

计算第四排弯起钢筋时，应取第三排弯起钢筋起弯点处，（即距支座中心 $x_3 = x_2 + h_3 = 2227.6 + 1300 - (44 + 22.7 + 30 + 3 \times 35.8 + 28.4) = 3295.1\text{mm}$ ）应由弯起钢筋承担的那部分剪力组合设计值，由图 2-13 上按比例关系求得： $V_{sb4} = 50.48\text{kN}$ 。

$$A_{sb4} = \frac{V_{sb4}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sin \theta_s} = \frac{50.48}{0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707} = 340.0\text{mm}^2$$

第四排弯起钢筋的截面面积为：由纵筋弯起 $2\Phi 25$ 钢筋，提供的 $A_{sb4} = 982\text{mm}^2$ 。

计算第五排弯起钢筋时，应取第四排弯起钢筋起弯点处应由弯起钢筋承担的那部分剪力组合设计值，弯起点处即距支座中心

$$x_4 = x_3 + h_4 = 3295.1 + 1300 - (44 + 22.7 + 30 + 3 \times 35.8 + 2 \times 28.4) = 4334.2\text{mm}，$$

不需要弯起钢筋承担剪力的那一点距梁中心距离为：

$$x = \frac{(428.99 - 175.45) \times \frac{15500}{2}}{704.34 - 175.45} = 3715.21 \text{ mm}$$

$$x_4 = 4334.2 \text{ mm} > \frac{15500}{2} - 3715.21 = 4034.79 \text{ mm}$$

故不必再弯起钢筋。

4、全梁承载力校核

绘制抵抗弯矩图（亦称材料图，抗力图）进行全梁承载力校核。采用近似作图法。

弯矩包络图是延长度的截面上荷载效应 M_j 的分布图，其纵坐标表示该截面上作用的做大计算弯矩。简支梁的弯矩包络图一般可近似为一条二次抛物线，若以梁跨中截面处为横坐标原点，则简支梁弯矩包络图可描述为：

$$M_{jx} = M_{jm} \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right)$$

式中： M_{jx} ——据支点截面为 x 处截面上的计算弯矩；

M_{jm} ——跨中截面处的计算弯矩；

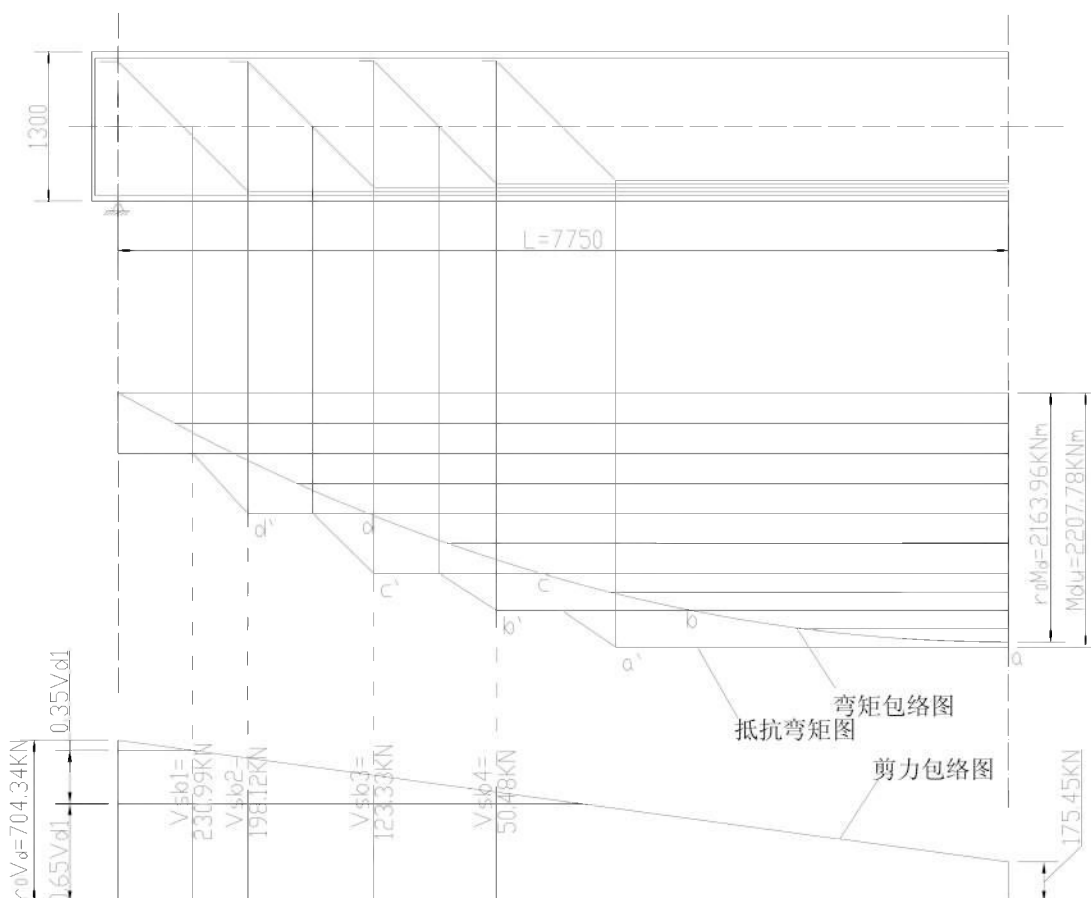


图 2-13 弯矩、剪力包络图（尺寸单位：mm）

跨中截面所能承受的弯矩设计值 $M_{du} = 2207.78 \text{ kN m}$ ， M_{du} 近似的按受力纵筋的面

积比划分为 $32^2:32^2:32^2:25^2:25^2=1024:1024:1024:625:625$ 份，过各分点作水平线，将 M_{du} 图进行分割；再将计算的弯矩组合设计值（含结构重要性系数的包络图）绘于同一坐标上。

从图 2-13 可以看出，钢筋弯起后各截面的正截面抗弯承载力是足够的。各钢筋的弯起点距其利用点的距离（即图 2-13 aa',bb',cc'及dd'两点间的距离）均大于 $h/2$ ，故抗弯承载力亦满足要求。

5、斜截面抗剪承载力验算

按《公路规》5.2.6 条规定，斜截面抗剪强度验算位置为：

- ①距支座中心 $h/2$ 处截面；
- ②受拉区弯起钢筋弯起点处截面；
- ③箍筋数量或间距改变处的截面；
- ④构件腹板宽度变化处的截面；

据此，斜截面抗剪强度的验算截面如图 2-14

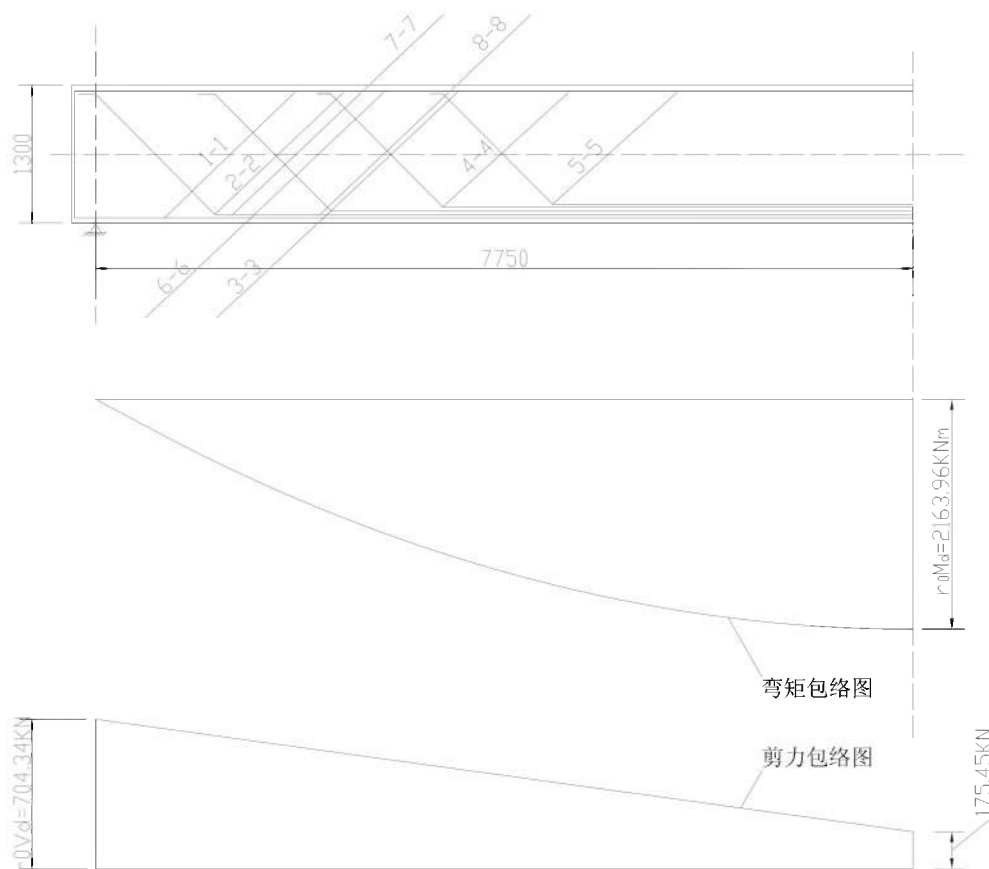


图 2-14 (尺寸单位: mm)

按《公预规》5.2.7 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：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb}$$

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

$$V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s$$

式中： V_{cs} ——斜截面内混凝土与箍筋共同的抗剪能力（KN）；

ρ_{sv} ——箍筋的配筋率， $\rho_{sv} = A_{sv} / (S_v b)$ ；

V_{sb} ——与斜截面相交的普通弯起钢筋的抗剪能力（KN）；

A_{sb} ——斜截面内在同一弯起平面的普通弯起钢筋的截面面积（ mm^2 ）

(1) 复核距支座中心 $h/2$ 处 1—1 截面

① 选定斜截面顶端位置

距支座中心 $h/2$ 处截面的横坐标 $x = 7750 - 650 = 7100\text{mm}$

正截面(距支座中心 $h/2$ 处)有效高度 $h_0 = 1252.1\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0 = 1252.1\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x = 7100 - 1252.1 = 5847.9\text{mm} = 5.8479\text{m}$

② 斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下：

$$V_x = V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 5.8479}{15.5} = 574.53\text{kN}$$

$$M_x = M_d (1 - \frac{4x^2}{L^2}) = 2163.96 \times (1 - \frac{4 \times 5.8479^2}{15.5^2}) = 931.86\text{KN.M}$$

③ 剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0 = 1300 - (30 + 35.8) = 1234.2\text{mm}$ （主筋为 $4\Phi 32$ ），则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为：

$$m = \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{931.86}{574.53 \times 1.2342} = 1.31 < 3$$

$$c = 0.6m h_0 = 0.6 \times 1.31 \times 1.2342 = 0.973\text{m}$$

将要复核的截面为图 2-15 中所示 AA' 斜截面（虚线表示），

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}(\frac{h_0}{c}) = \tan^{-1}(\frac{1.2342}{0.973}) = 51.7^\circ$$

斜截面内纵向受拉主筋有 $2\Phi 32$ （2N1）， $b = 252.05\text{mm}$ （腹板变截面），相应的主

$$\text{筋配筋率为： } P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{1609}{252.05 \times 1196.75} = 0.533 < 2.5$$

箍筋配筋率（取最不利计算 $S_v = 200\text{mm}$ ）

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bS_v} = \frac{157}{252.05 \times 200} = 0.00311$$

与斜截面相交的弯起筋：2N2($2\Phi 32$)，2N3($2\Phi 32$)

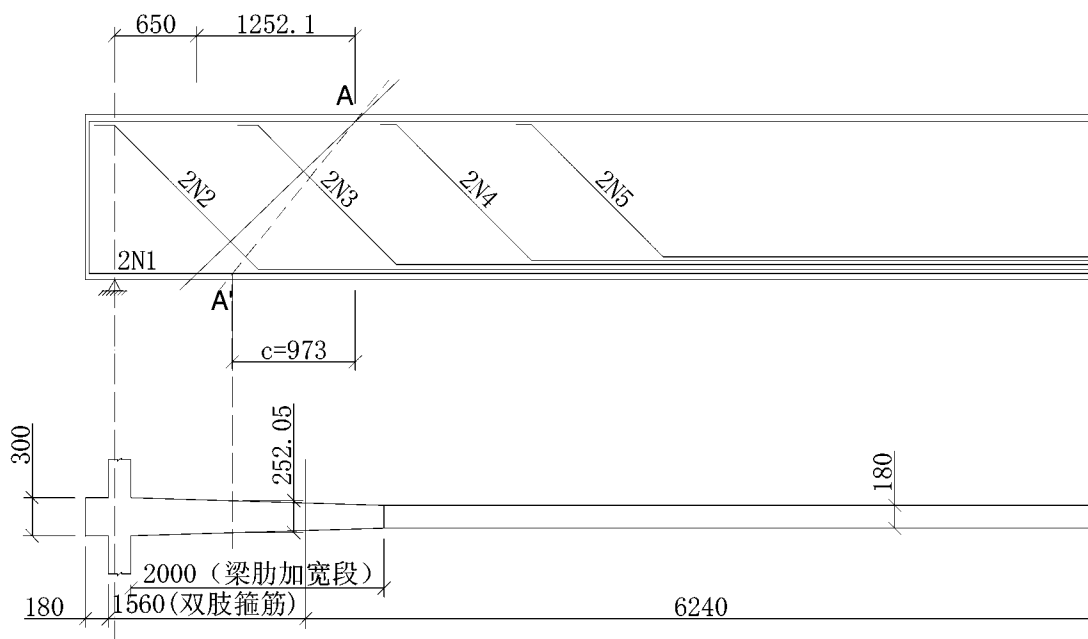


图 2-15 (尺寸单位: mm)

将以上代入公式, 则得到AA'斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned}
 V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2+0.6P)} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\
 &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 252.05 \times 1234.2 \times \sqrt{(2+0.6 \times 0.533)} \sqrt{30} \times 0.00311 \times 280 \\
 &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 3218 \times 0.707 \\
 &= 990.37 \text{ kN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 574.53 = 574.53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

故距支座中心为 $h/2$ 处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(2) 受拉区弯起钢筋弯起点处 2—2 截面

① 选定斜截面顶端位置

第一排纵筋起弯点处截面的横坐标 $x = 7750 - 1131.7 = 6618.3 \text{ mm}$

正截面(第一排纵筋起弯点处)有效高度 $h_0 = 1234.2 \text{ mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0 = 1234.2 \text{ mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x = 6618.3 - 1234.2 = 5384.1 \text{ mm} = 5.3841 \text{ m}$

② 斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$\begin{aligned}
 V_x &= V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 5.3841}{15.5} = 542.88 \text{ kN} \\
 M_x &= M_d \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) = 2163.96 \times \left(1 - \frac{4 \times 5.3841^2}{15.5^2}\right) = 1119.55 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

③ 剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0 = 1300 - (30 + 35.8 + 35.8/2) = 1216.3 \text{ mm}$ (主筋为 $6\Phi 32$), 则实

实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为：

$$m = \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1119.55}{542.88 \times 1.2163} = 1.70 < 3$$

$$c = 0.6m h_0 = 0.6 \times 1.70 \times 1.2163 = 1.237\text{m}$$

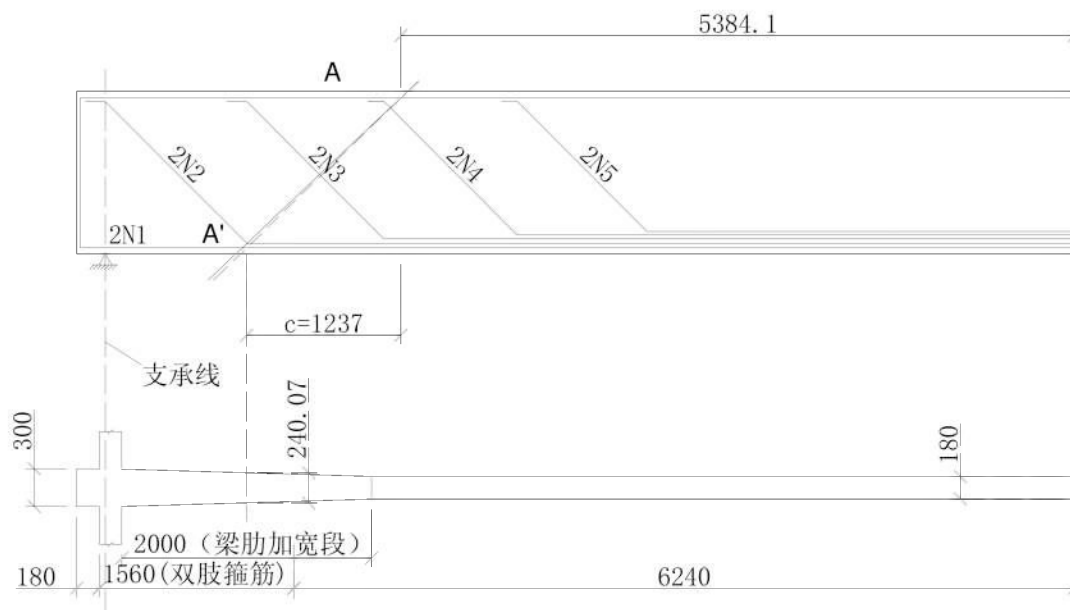


图 2-16 (尺寸单位: mm)

将要复核的截面为图 2-16 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示),

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{h_0}{c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.65}{1.237}\right) = 44.5^\circ$$

斜截面内纵向受拉主筋有: $4\Phi 32$ (2N1 和 2N2), $b = 240.07\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{3218}{240.07 \times 1234.2} = 1.224 < 2.5$$

箍筋配筋率 (按最不利考虑 $S_v = 200\text{mm}$)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bS_v} = \frac{157}{240.07 \times 200} = 0.00327$$

与斜截面相交的弯起筋 2N3($2\Phi 32$) 2N4($2\Phi 25$)

将以上代入公式, 则得到 AA' 斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned} V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P)} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 240.07 \times 1216.3 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 1.224)} \sqrt{30} \times 0.00327 \times 280 \\ &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 2591 \times 0.707 \\ &= 911.75\text{KN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 542.88 = 542.88\text{KN} \end{aligned}$$

故受拉区弯起钢筋弯起点处 2—2 截面处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(3) 受拉区弯起钢筋弯起点处 3—3 截面

①选定斜截面顶端位置

第二排纵筋起弯点处截面的横坐标 $x=7750-2227.6=5522.4\text{mm}$

正截面(第二排纵筋起弯点处)有效高度 $h_0=1216.3\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0=1216.3\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x=5522.4-1216.3=4306.1\text{mm}=4.3061\text{m}$

②斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$V_x = V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 4.3061}{15.5} = 469.31\text{kN}$$

$$M_x = M_d \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) = 2163.96 \times \left(1 - \frac{4 \times 4.3061^2}{15.5^2}\right) = 1495.9\text{KN} \cdot \text{m}$$

③剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

$$\begin{aligned} a_s - 30 &= \frac{\sum a_{gi} y_i}{\sum a_{gi}} \\ &= \frac{490.9 \times 2 \left(3 \times 35.8 + \frac{28.4}{2}\right) + 804.3 \times 2 (0.5 \times 35.8 + 1.5 \times 35.8 + 2.5 \times 35.8)}{(490.9 + 804.3 \times 3) \times 2} \\ &= 65.18\text{mm} \\ a_s &= 65.18 + 30 = 95.18\text{mm} \end{aligned}$$

A 处正截面有效高度 $h_0=1300-95.18=1204.8\text{mm}$ (主筋为 $6\Phi 32$ 和 $2\Phi 25$), 则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为:

$$\begin{aligned} m &= \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1495.9}{469.31 \times 1.2048} = 2.65 < 3; \\ c &= 0.6m h_0 = 0.6 \times 2.65 \times 1.2048 = 1.912\text{m} \end{aligned}$$

将要复核的截面为图 2-17 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示),

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{h_0}{c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.2048}{1.912}\right) = 32.2^\circ$$

斜截面内纵向受拉主筋有 $4\Phi 32$ (2N1 和 2N2), $b = 215.89\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{3217}{215.89 \times 1234.2} = 1.208 < 2.5$$

箍筋配筋率 ($S_v=200\text{mm}$)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bS_v} = \frac{157}{215.89 \times 200} = 0.00364$$

与斜截面相交的弯起筋 (按不利情况考虑): $2N3(2\Phi 32)$, $2N4(2\Phi 25)$,

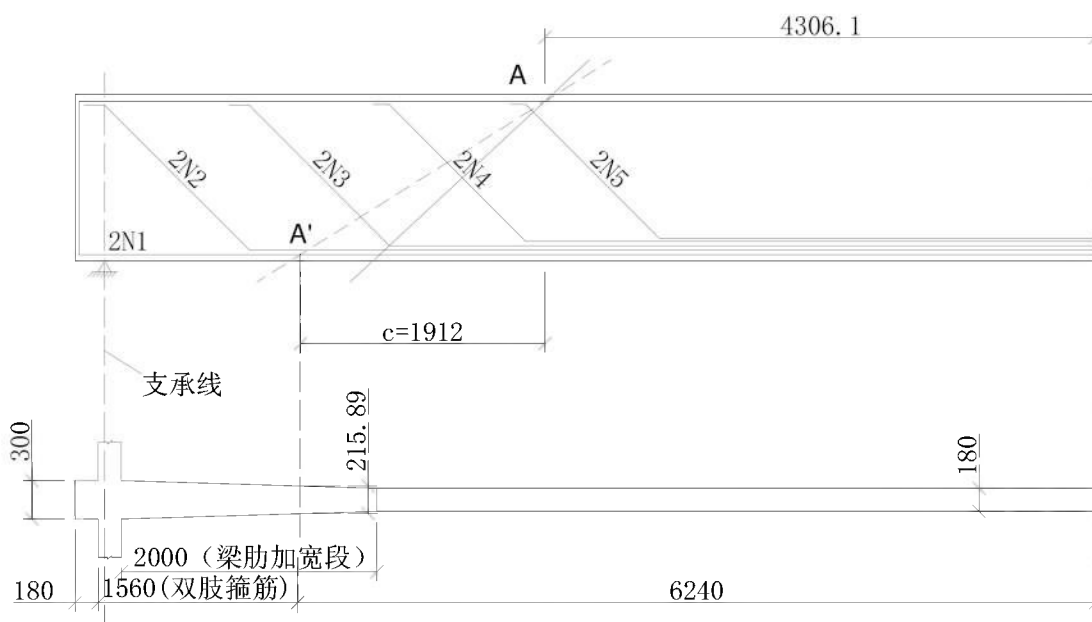


图 2-17 (尺寸单位: mm)

将以上代入公式, 则得到AA'斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned}
 V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2+0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v}} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\
 &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 215.89 \times 1204.8 \times \sqrt{(2+0.6 \times 1.208) \sqrt{30} \times 0.00364 \times 280} \\
 &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 1964 \times 0.707 \\
 &= 793.46 \text{ kN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 469.31 = 469.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

故受拉区弯起钢筋弯起点处 3—3 截面处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(4) 受拉区弯起钢筋弯起点处 4—4 截面

① 选定斜截面顶端位置

第三排纵筋起弯点处截面的横坐标 $x=7750-3295.1=4454.9\text{mm}$

正截面(第三排纵筋起弯点处)有效高度 $h_0=1300-95.18=1204.8\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0=1204.8\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x=4454.9-1204.8=3250.1\text{mm}=3.2501\text{m}$

② 斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$\begin{aligned}
 V_x &= V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 3.2501}{15.5} = 397.25 \text{ kN} \\
 M_x &= M_d \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) = 2163.96 \times \left(1 - \frac{4 \times 3.2501^2}{15.5^2}\right) = 1783.39 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

③ 剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0=1192.6\text{mm}$ (主筋为 $6\Phi 32$ 和 $4\Phi 32$), 则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为:

$$m = \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1783.39}{397.25 \times 1192.6} = 3.76 > 3, \text{ 取 } m=3$$

$$c = 0.6m h_0 = 0.6 \times 3 \times 1.1926 = 2.147\text{m}$$

将要复核的截面为图 2-18 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示),

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{h_0}{c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.1926}{2.147}\right) = 29.1^\circ$$

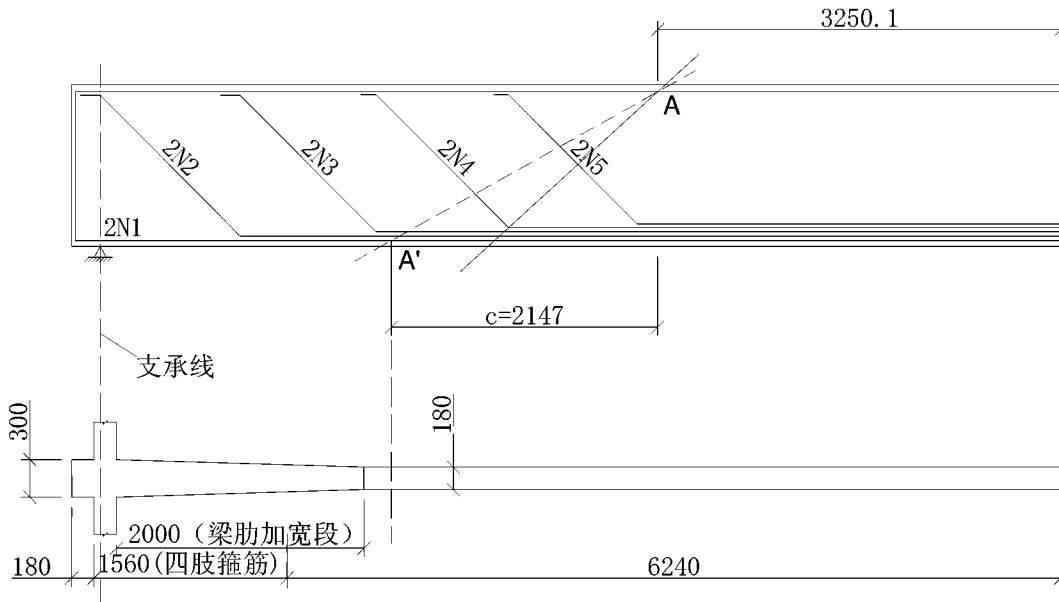


图 2-18 (尺寸单位: mm)

斜截面内纵向受拉主筋有 6 Φ 32 (2N1、2N2 和 2N3), $b = 180\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{4827}{180 \times 1192.6} = 2.205 < 2.5$$

箍筋配筋率 ($S_v = 200\text{mm}$)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bS_v} = \frac{157}{180 \times 200} = 0.00436$$

与斜截面相交的弯起筋: 2N4(2 Φ 25), 2N5(2 Φ 25)

将以上代入公式, 则得到 AA' 斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned} V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v}} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1192.6 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 2.205) \sqrt{30} \times 0.00436 \times 280} \\ &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 1964 \times 0.707 \\ &= 792.54\text{KN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 397.25 = 397.25\text{KN} \end{aligned}$$

故受拉区弯起钢筋弯起点处 4—4 截面处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(5) 受拉区弯起钢筋弯起点处 5—5 截面

① 选定斜截面顶端位置

第四排纵筋起弯点处截面的横坐标 $x=7750-4334.2=3415.8\text{mm}$

正截面(第四排纵筋起弯点处)有效高度 $h_0=1192.6\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0=1192.6\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x=3415.8-1192.6=2223.2\text{mm}=2.2232\text{m}$

②斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$V_x = V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 2.2232}{15.5} = 327.17\text{kN}$$

$$M_x = M_d \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) = 2163.96 \times \left(1 - \frac{4 \times 2.2232^2}{15.5^2}\right) = 1985.89\text{KN.M}$$

③剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0=1192.6\text{mm}$ (主筋为 $6\phi 32$ 和 $6\phi 32$), 则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为:

$$m = \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1985.89}{327.17 \times 1.1926} = 5.09 > 3$$

$$c = 0.6m h_0 = 0.6 \times 3 \times 1.1926 = 2.147\text{m}$$

将要复核的截面为图 2-19 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示),

斜角: $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{h_0}{c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.1926}{2.147}\right) = 29.1^\circ$

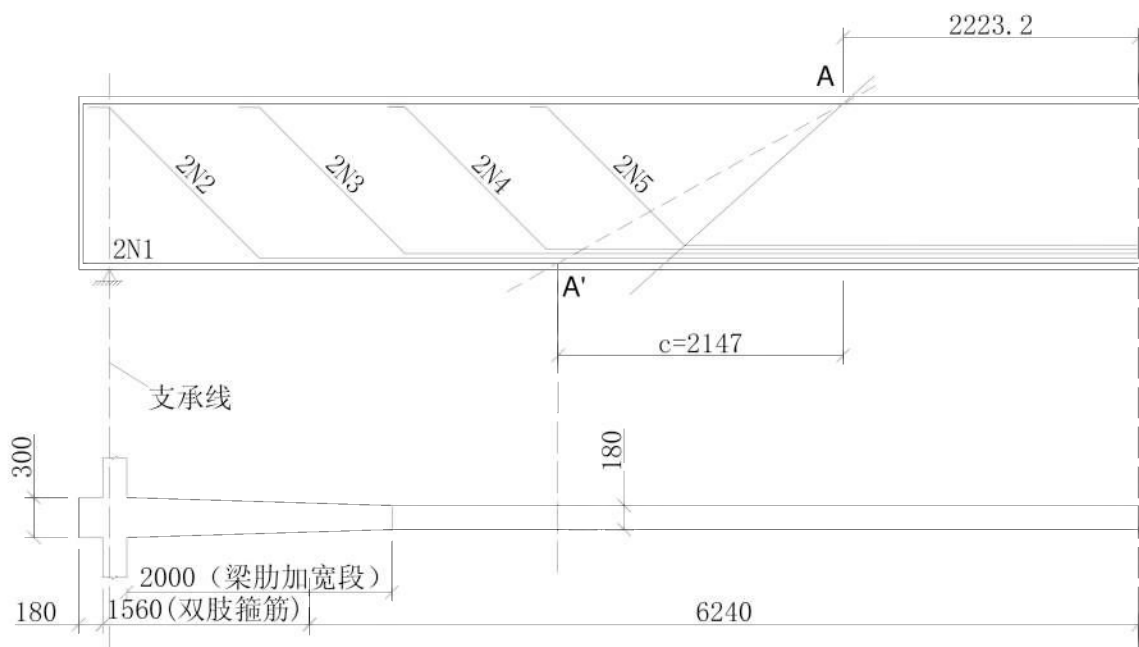


图 2-19 (尺寸单位: mm)

斜截面内纵向受拉主筋有 $2\phi 32$ (2N1), $2\phi 32$ (2N2), $2\phi 32$ (2N3) 和 $2\phi 25$ (2N4), $b=180\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{5809}{180 \times 1204.8} = 2.679 > 2.5, \text{ 取 } 2.5。$$

箍筋配筋率 ($S_v=200\text{mm}$)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bS_v} = \frac{157}{180 \times 200} = 0.00436$$

与斜截面相交的弯起筋 2N5(2 Φ 25)

将以上代入公式, 则得到AA'斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned} V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2+0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v}} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 180 \times 1192.6 \times \sqrt{(2+0.6 \times 2.5) \sqrt{30} \times 0.00436 \times 280} \\ &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 982 \times 0.707 \\ &= 659.92 \text{KN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 327.17 = 327.17 \text{KN} \end{aligned}$$

故受拉区弯起钢筋弯起点处 5—5 截面处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(6) 箍筋数量改变处的 6—6 截面

① 选定斜截面顶端位置

箍筋数量改变处截面的横坐标 $x=7750-1510=6240\text{mm}$

正截面(箍筋数量改变处)有效高度 $h_0=1300-(30+35.8)=1234.2\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0=1234.2\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x=6240-1234.2=5005.8\text{mm}=5.0058\text{m}$

② 斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$\begin{aligned} V_x &= V_L + (V_0 - V_L) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 5.0058}{15.5} = 517.07 \text{kN} \\ M_x &= M_d (1 - \frac{4x^2}{L^2}) = 2163.96 \times (1 - \frac{4 \times 5.0058^2}{15.5^2}) = 1261.16 \text{KN.M} \end{aligned}$$

③ 剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0=1300-(30+35.8+35.8/2)=1216.3\text{mm}$ (主筋为 6 Φ 32), 则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为:

$$\begin{aligned} m &= \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1261.16}{517.07 \times 1.2163} = 2.01 < 3 \\ c &= 0.6m h_0 = 0.6 \times 2.01 \times 1.2163 = 1.463 \text{m} \end{aligned}$$

将要复核的截面为图 2-20 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示),

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}(\frac{h_0}{c}) = \tan^{-1}(\frac{1.2163}{1.463}) = 39.7^\circ$$

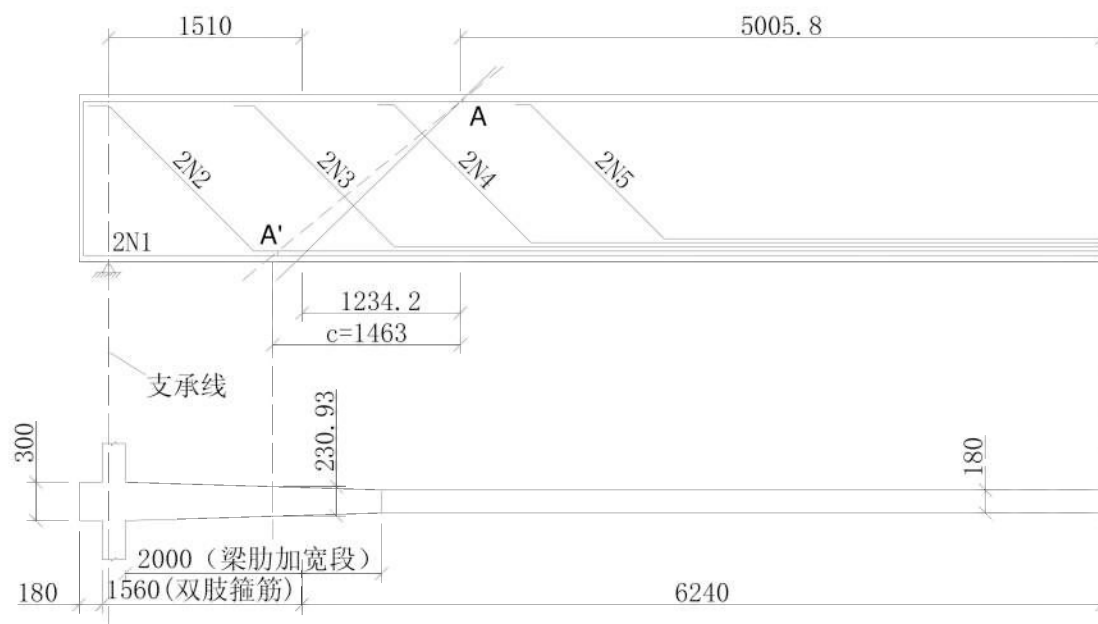


图 2-20 (尺寸单位: mm)

斜截面内纵向受拉主筋有 $2\Phi 32$ (2N1) 和 $2\Phi 32$ (2N2), $b = 230.93\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{3218}{230.93 \times 1234.2} = 1.129 < 2.5$$

箍筋配筋率 ($S_v = 200\text{mm}$)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bS_v} = \frac{157}{230.93 \times 200} = 0.00340$$

与斜截面相交的弯起筋 2N3($2\Phi 32$) 2N4($2\Phi 25$)

将以上代入公式, 则得到 AA' 斜截面抗剪强度为:

$$\begin{aligned} V_{du} &= \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} \cdot \rho_{sv} \cdot f_{sd,v}} + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1.0 \times 1.1 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 230.93 \times 1216.3 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 1.129) \sqrt{30} \times 0.00340 \times 280} \\ &\quad + 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 2591 \times 0.707 \\ &= 904.13\text{KN} > \gamma_0 V_d = 1.0 \times 517.88 = 517.07\text{KN} \end{aligned}$$

故箍筋数量改变处的 6—6 截面处的斜截面抗剪强度满足设计要求。

(7) 箍筋间距改变处的 7—7 截面

① 选定斜截面顶端位置

箍筋数量改变处截面的横坐标 $x = 7750 - 1300 = 6450\text{mm}$

正截面(箍筋数量改变处)有效高度 $h_0 = 1300 - (30 + 35.8) = 1234.2\text{mm}$

现取斜截面投影长度 $C' \approx h_0 = 1234.2\text{mm}$

得到选择的斜截面顶端位置 A 处横坐标 $x = 6450 - 1234.2 = 5215.8\text{mm} = 5.2158\text{m}$

② 斜截面抗剪强度复核

A 处正截面上的剪力 V_x 及相应的弯矩 M_x 计算如下:

$$V_x = V_{\frac{L}{2}} + (V_0 - V_{\frac{L}{2}}) \frac{2x}{L} = 175.45 + (704.34 - 175.45) \frac{2 \times 5.2158}{15.5} = 531.40 \text{ kN}$$

$$M_x = M_d \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) = 2163.96 \times \left(1 - \frac{4 \times 5.2158^2}{15.5^2}\right) = 1183.82 \text{ kN.M}$$

③剪跨比 m 及斜截面投影长度 c

A 处正截面有效高度 $h_0=1300-(30+35.8+35.8/2)=1216.3\text{mm}$ (主筋为 $6\Phi 32$), 则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为:

$$m = \frac{M_x}{V_x h_0} = \frac{1183.82}{531.40 \times 1.2163} = 1.83 < 3$$

$$c=0.6\text{m} \quad h_0=0.6 \times 1.83 \times 1.2163=1.337\text{m}$$

将要复核的截面为图 2-21 中所示 AA' 斜截面 (虚线表示), 将

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{h_0}{c}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.78}{1.337}\right) = 42.3^\circ$$

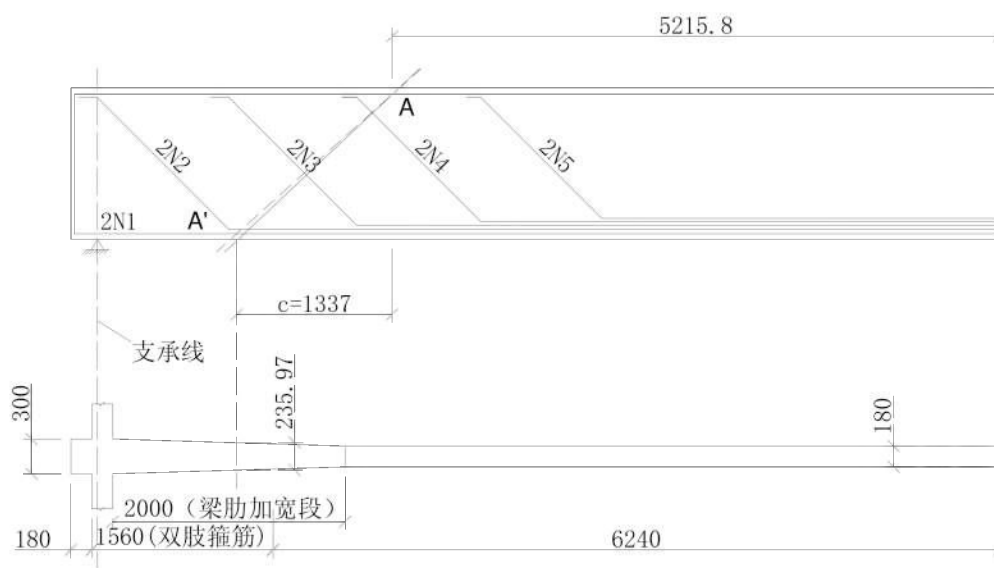


图 2-21 (尺寸单位: mm)

斜截面内纵向受拉主筋有 $4\Phi 32$ (2N1 和 2N2), $b = 235.97\text{mm}$, 相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{b h_0} = 100 \times \frac{3218}{235.97 \times 1234.2} = 1.105 < 2.5$$

箍筋配筋率 (Sv=200mm)

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{sv1}}{bS_v} = \frac{157}{235.97 \times 200} = 0.00333$$

与斜截面相交的弯起筋 2N3(2 Φ 32) 2N4(2 Φ 25)

将以上代入公式, 则得到 AA' 斜截面抗剪强度为:

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/74712113112006113>