

连续桥面简支梁桥 墩台计算实例

Lianxu Qiaomian Jianzhiliangqiao
Duntai Jisuan Shili

袁伦一 编

人民交通出版社

前 言

公路桥梁设计，除特殊大桥外，上部结构一般多采用简支梁（板）上部结构标准图。下部结构设计，因跨径、孔数、墩台高度、地基情况多变，标准图难以适应这些多样变化的条件，即使采用了标准图的结构尺寸，有时还需根据实际情况进行验算。本书以当前最多用的桥面连续简支梁（板）上部结构配用橡胶支座、柔性墩、埋置式桥台或U形桥台作为下部结构计算示例，供设计、计算参考。由于橡胶支座在近十余年来大量使用，有关纵向水平力通过橡胶支座分配于桥墩台的计算方法在有关杂志上发表的不少，但作为系统地实用于设计、计算的示例尚少，故特编此书，作为设计时参考。

本书在编写过程中，承北京建筑工程学院李靖森老师的协助与指导，谨此表示感谢。

作 者

1994.6

(京)新登字091号

连续桥面简支梁桥墩台计算实例

袁伦一 编

插图设计: 汪萍 正文设计: 刘晓方 责任校对: 张梅

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街10号)

各地新华书店经销

三河曙光印刷厂印刷

开本: $787 \times 1092 \frac{1}{32}$ 印张: 6.875 字数: 163千

1995年3月 第1版

1995年3月 第1版 第1次印刷

印数: 0001—5000 册 定价: 9.60 元

ISBN 7-114-02034-1

U·01364

内 容 提 要

本书共四个部分，内容包括：第一部分：单排双柱柔性墩、埋置式双肋桥台计算例题；第二部分：薄壁墩、U型桥台计算例题；第三部分：纵向水平力在墩台上的分配计算例题；第四部分：附录。

本书可供桥梁设计人员设计、计算桥面连续(或结构连续)的柔性墩及桥台参考之用。

目 录

第一部分 单排双柱柔性墩、埋置式 双肋桥台计算例题

第一节 桥墩计算.....	(1)
一、设计资料.....	(1)
二、纵向水平力.....	(2)
三、板式橡胶支座的剪切变形验算.....	(10)
四、竖直力.....	(11)
五、橡胶支座在竖直力作用下承载力验算.....	(14)
六、纵、横向风力.....	(15)
七、流水压力.....	(16)
八、桥墩外力汇总.....	(17)
九、桥墩计算偏心距的增大系数 η	(18)
十、墩柱截面验算.....	(26)
十一、桩截面验算.....	(28)
十二、2号墩的稳定性验算.....	(31)
十三、桩的承载力验算.....	(35)
第二节 桥台计算.....	(38)
一、设计资料.....	(38)
二、台身顶、底的台后土压力.....	(38)
三、基础底的台后土压力.....	(42)
四、台身底的台前土压力(图1-14).....	(44)
五、基础底的台前土压力.....	(45)
六、台后、台前土压力汇总.....	(47)

七、恒载	(49)
八、活载	(53)
九、摩阻力	(53)
十、台身底、基础底的作用力汇总	(54)
十一、台身顶、底及基础底的截面验算	(54)
十二、桥台耳墙计算	(65)
第三节 伸缩缝的选择	(69)
第四节 墩台盖梁计算	(71)
一、桥墩盖梁的荷载	(71)
二、盖梁、柱、桩的几何尺寸及有关系数	(73)
三、盖梁、柱、桩的弹性常数	(73)
四、组合变截面桩的弹性常数	(74)
五、载常数	(77)
六、恒载内力(荷载效应)	(80)
七、活载布置A的内力(荷载效应)	(84)
八、活载布置B的内力(荷载效应)	(87)
九、桥墩盖梁刚构内力(荷载效应)汇总	(93)
十、桥墩盖梁截面验算	(95)
十一、桥墩盖梁裂缝验算	(102)
第五节 斜桥桥墩顶的抗推刚度	(105)
一、斜桥桥墩顶的抗推刚度	(105)
二、顺墩长方向的墩顶抗推刚度	(105)
三、垂直于墩长方向的墩顶抗推刚度	(111)
四、斜桥桥墩顶的抗推刚度	(112)

第二部分 薄壁墩、U形桥台计算例题

第一节 桥墩计算	(113)
一、设计资料	(113)
二、纵向水平力的分配	(114)
三、支座水平剪切变形验算	(119)

四、横桥向风力	(120)
五、竖直力	(121)
六、橡胶支座在竖直力作用下承载力验算	(125)
七、桥墩的纵向偏心距增大系数 η	(127)
八、墩身截面验算(1 号墩)	(132)
九、墩基础底截面地基应力验算	(139)
十、墩基础底截面作用力偏心距验算	(144)
十一、墩基础底面抗倾覆稳定及抗滑动稳定验算	(146)
第二节 桥台计算	(148)
一、设计资料	(148)
二、土压力	(148)
三、湿降、混凝土收缩影响力,制动力	(151)
四、桥台自重及台内填土重力及其对基础底中心的 偏心弯矩	(151)
五、桥台基础底面外力汇总	(154)
六、桥台基础底应力验算	(155)
七、桥台基础底作用力偏心距验算	(155)
八、桥台基础底抗倾覆及抗滑动稳定验算	(156)
第三节 伸缩缝的选择	(156)

第三部分 纵向水平力在墩台上的 分配计算例题

一、说明	(159)
二、设计资料	(159)
三、抗推刚度	(160)
四、混凝土收缩、徐变及温度下降影响力的分配	(169)
五、温度上升影响力的分配	(180)
六、制动力的分配	(183)
七、墩顶及支座水平力汇总表	(188)
八、支座剪切变形验算	(190)

九、伸缩缝的选择	(191)
----------------	---------

第四部分 附 录

附录 I	ρ_z, ρ_s, ρ_d 计算系数表	(196)
附录 II	确定桩身最大弯矩及其位置的系数表 ...	(201)
附录 III	合力作用点位于截面上任意一点时的 应力重分布	(202)
附录 IV	抗推刚度集成简介	(203)
附录 V	原联邦德国钢筋混凝土规范(DIN 1045) (1978)关于钢筋搭接的有关规定	(206)
附录 VI	BF系列伸缩缝主要技术参数	(209)
参考文献	(210)

第一部分 单排双柱柔性墩、 埋置式双肋桥台 计算例题

第一节 桥墩计算

一、设计资料

1. 上部结构 5孔30m连续桥面简支梁，30m装配式预应力混凝土简支梁。6号台及5号台为活动支座，其余各墩为板式橡胶支座。施工程序为先简支梁安装，再桥面连续。桥台上设橡胶伸缩缝，桥墩上设桥面连续。每跨横向设5片梁。

2. 桥梁宽度 净宽10.25m，全宽11.25m。

3. 载重 汽车—超20级；挂车—120。

4. 支座 在墩顶每梁梁端设250mm×350mm×57mm板式橡胶支座一个；在台顶每梁梁端设250mm×350mm×59mm四氟板活动支座一个。

5. 下部结构 双柱式圆柱墩，直径1.5m；钻孔桩直径1.8m，长30m。墩柱与桩均为25号混凝土，II级钢筋。两柱中距6.10m。

6. 气温 当地月平均最高温度为35℃，月平均最低温度为0℃。简支梁安装、桥面连续、伸缩缝安装等施工温度为15℃~25℃。

7. 桥梁立面及横截面布置如图1-1所示。

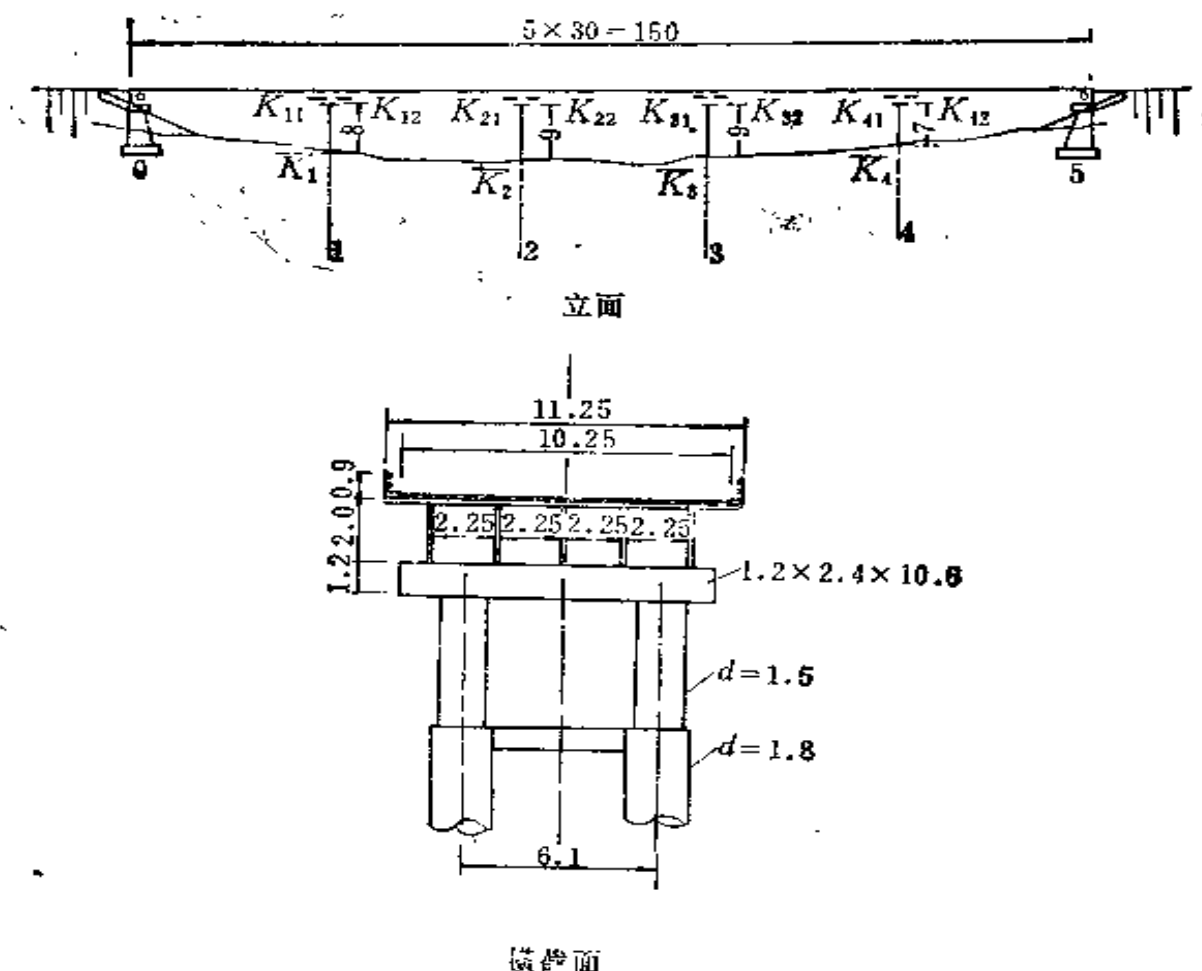


图1-1 桥型布置图(单位: m)

二、纵向水平力

墩台的纵向水平力有温度影响力、混凝土收缩及徐变影响力、支座摩阻力及汽车制动力。各纵向水平力的计算、分配如下:

1. 桥墩墩顶的抗推刚度

本例上部结构为一联桥面连续(凡一联结构连续,其计算、分配方法亦同)。纵向水平力中,除支座摩阻力由桥台承受外,其余各力均将按集成刚度法分配给各支座及墩顶。

墩顶的抗推刚度（以下简称墩顶刚度）按下式计算：

$$\overline{K}_i = \frac{n}{[(h^3/3 \times 0.8E_{h1}I_{h1}) + \delta_{HH} + \delta_{HM}h + \delta_{MH}h + \delta_{MM}h^2]} \quad (1-1)$$

式中 \overline{K}_i —— i 号墩墩顶刚度；

n ——一个单排桩桥墩墩柱数， $n=2$ ；

$0.8E_{h1}I_{h1}$ ——柱材料25号混凝土弹性模量与柱毛截面惯性矩乘积的0.8倍，此系参考《铁路桥涵设计规范（TBJ2—85）》第5.3.1条，采用0.8为折减系数； $0.8E_{h1}I_{h1} = 0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times \frac{\pi}{64} \times 1.5^4 = 5\,666 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ ；

δ_{HH}, δ_{HM} ，——用“ m ”法计算桩基时有关系数，见规范 JTJ 024—85附录六，在计算上述数值时，桩的弹性模量与桩的毛截面惯性矩的乘积仍应乘以0.8；

h ——墩高（墩顶至桩顶），假定桩顶与地面平齐，如桩顶高于地面，则式（1-1）应改用本例第五节式（1-35）。

$$\begin{aligned} \delta_{HH} &= \frac{1}{0.8E_{h2}I_{h2}\alpha^3} \times \frac{(B_3D_4 - B_4D_3)}{(A_3B_4 - A_4B_3)} \\ &= \frac{1}{11\,749 \times 10^8 \times 0.336^3} \times 2.441 \\ &= 54\,771 \times 10^{-10} \text{ m/kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{MH} &= \frac{1}{0.8E_{h2}I_{h2}\alpha^2} \times \frac{(A_3D_4 - A_4D_3)}{(A_3B_4 - A_4B_3)} \\ &= \frac{1}{11\,749 \times 10^8 \times 0.336^2} \times 1.625 \\ &= 12\,251 \times 10^{-10} \text{ rad/kN} \end{aligned}$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = 12\,251 \times 10^{-10} \text{m/kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}\delta_{MM} &= \frac{1}{0.8E_{h2}I_{h2}\alpha} \times \frac{(A_3C_4 - A_4C_3)}{(A_3B_4 - A_4B_3)} \\ &= \frac{1}{11\,749 \times 10^3 \times 0.336} \times 1.751 \\ &= 4\,435.5 \times 10^{-10} \text{rad/kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

$$\text{式中 } \alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{0.8E_{h2}I_{h2}}} = \sqrt[5]{\frac{20\,000 \times 2.52}{11\,749 \times 10^3}} = 0.336 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned}0.8E_{h2}I_{h2} &= 0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times \frac{\pi}{64} \times 1.8^4 \\ &= 11\,749 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2\end{aligned}$$

E_{h2} ——桩材料(25号混凝土)抗压弹性模量;

I_{h2} ——桩(直径1.8m)的毛截面惯性矩;

m ——地基土变形系数, $m = 20\,000 \text{kN/m}^4$;

b_1 ——桩的计算宽度, $b_1 = 0.9(d+1) = 0.9(1.8+1) = 2.52 \text{m}$ 。

将以上各值代入式(1-1), 各墩顶的刚度为:

1号墩, $h = 8 \text{m}$

$$\begin{aligned}\overline{K}_1 &= \frac{2}{[(8^3/3 \times 5\,666 \times 10^3) + 54\,771 \times 10^{-10} + 2 \times 12\,251 \times \\ &\quad 10^{-10} \times 8 + 4\,435.5 \times 10^{-10} \times 8^2]} = 23\,928 \text{kN/m}\end{aligned}$$

2、3号墩, $h = 9 \text{m}$

$$\begin{aligned}\overline{K}_2 = \overline{K}_3 &= \frac{2}{[(9^3/3 \times 5\,666 \times 10^3) + 54\,771 \times 10^{-10} + 2 \times 12\,251 \times \\ &\quad \times 10^{-10} \times 9 + 4\,435.5 \times 10^{-10} \times 9^2]} = 18\,806 \text{kN/m}\end{aligned}$$

4号墩, $h = 7 \text{m}$

$$\bar{K}_4 = \frac{2}{[(7^3/3 \times 5\,666 \times 10^8) + 54\,771 \times 10^{-10} + 2 \times 12\,251 \times 10^{-10} \times 7 + 4\,435.5 \times 10^{-10} \times 7^2]} = 30\,988 \text{ kN/m}$$

2. 支座的抗推刚度(简称支座刚度)

每个梁端有一个支座,横向一排有5个支座。支座刚度按下式计算:

$$K_{nm} = \frac{nAG}{t} \quad (1-2)$$

式中 K_{nm} ——一横排支座的刚度;脚码“ n ”表示墩号, $m=1$ 或2,“1”表示墩顶左排支座,“2”表示墩顶右排支座,例如 K_{21} 表示2号墩左排支座刚度;

n ——一横排支座的支座个数, $n=5$;

A ——一个支座的平面面积, $A = 250 \times 350 = 87\,500 \text{ mm}^2$;

G ——橡胶支座剪切弹性模量,按规范JTJ 023—85第3.5.5条,为1.1MPa(N/mm²);

t ——支座橡胶层总厚度,按《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT 3132.2—88)查取,或按产品技术条件查取,一般约为支座总厚度的0.71~0.78倍,小的板式橡胶支座取低限,大的取高限, $t = 45 \text{ mm}$ 。

本例所有墩顶的板式橡胶支座均采用同一规格,故各横排支座的刚度均同。

$$\begin{aligned} K_{nm} &= \frac{5 \times 87\,500 \times 1.1}{45} = 10\,694 \text{ N/mm} \\ &= 10\,694 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. 墩顶与支座的集成刚度

在墩上有两排支座并联，并联后刚度为 $2 \times 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$ ；两排支座并联后，再与墩顶刚度串联，串联后的刚度便是支座顶部由支座与桥墩联合的集成刚度。关于刚度的并联与串联的基本原理，见附录IV。各号墩顶的支座顶部的集成刚度为：

$$\text{1号墩 } K_1 = \frac{23\,928 \times 21\,388}{23\,928 + 21\,388} = 11\,294 \text{ kN/m}$$

$$\text{2,3号墩 } K_2 = K_3 = \frac{18\,806 \times 21\,388}{18\,806 + 21\,388} = 10\,007 \text{ kN/m}$$

$$\text{4号墩 } K_4 = \frac{30\,988 \times 21\,388}{30\,988 + 21\,388} = 12\,654 \text{ kN/m}$$

4. 混凝土收缩、徐变及温度影响力在各墩上的分配

按规范JTJ 021—89第2.2.4条，装配式钢筋混凝土收缩影响力，按相当于降温 $5^\circ\text{C} \sim 10^\circ\text{C}$ 的影响力计入，数值的采用与当地的湿度、上部结构安装及桥面连续时的混凝土龄期等有关，本例采用 10°C 。混凝土的徐变效应可按规范JTJ 023—85附录四计算，它也与上述混凝土收缩的影响因素及预应力有关，根据已往的设计经验，现假定按相当于降温 20°C 的影响力计入。温度变化，如本节“一”内所述最高设计温度取 35°C ，最低设计温度取 0°C ，简支梁的安装及桥面连续施工温度取 $15^\circ\text{C} \sim 25^\circ\text{C}$ ，计算温度上升为 $35^\circ\text{C} - 15^\circ\text{C} = 20^\circ\text{C}$ ，温度下降为 $25^\circ\text{C} - 0^\circ\text{C} = 25^\circ\text{C}$ 。

混凝土收缩、徐变及温度下降，均属于同一性质，三者加起来，相当于降温 $10^\circ\text{C} + 20^\circ\text{C} + 25^\circ\text{C} = 55^\circ\text{C}$ 。

对于上部结构的缩短，本桥情况是两端向中部缩短，因此，中部必有一个不动点S.P. (Stagnant Point)，其离0号台的距离按下式计算：

$$x = \frac{C \sum K_i l_i \pm \sum \mu R}{C \sum K_i} \quad (1-3)$$

式中 C ——收缩系数，降温 55°C 时， $C = 0.00001 \times 55 = 0.00055$ ；

μR ——0号、5号台摩阻力，其中 μ 为摩阻系数，一般取0.06； R 为上部结构竖直反力，正负号确定方法是：先假定S.P.在桥中部某一点， μR 在该点以左用负号，以右用正号；如果 x 出现负值，表示0号台上活动支座的摩阻力很大，此时S.P.应在0号桥台支座上；如果 x 大于全部桥跨长度，表示5号台摩阻力很大，此时S.P.应在5号台支座上；本例两桥台摩阻力相等，故 $\pm \sum R$ 为零；

K_i —— i 号墩支座顶集成刚度；

$K_i l_i$ —— i 号墩支座顶集成刚度 \times 桥墩距0号台的距离。

$$x = \frac{0.00055(0 \times 0 + 11\,294 \times 30 + 10\,007 \times 60 + 10\,007 \times 90 + 12\,654 \times 120 + 0 \times 150)}{0.00055 \times (11\,294 + 2 \times 10\,007 + 12\,654)} = 76.392\text{m (图1-2)}$$

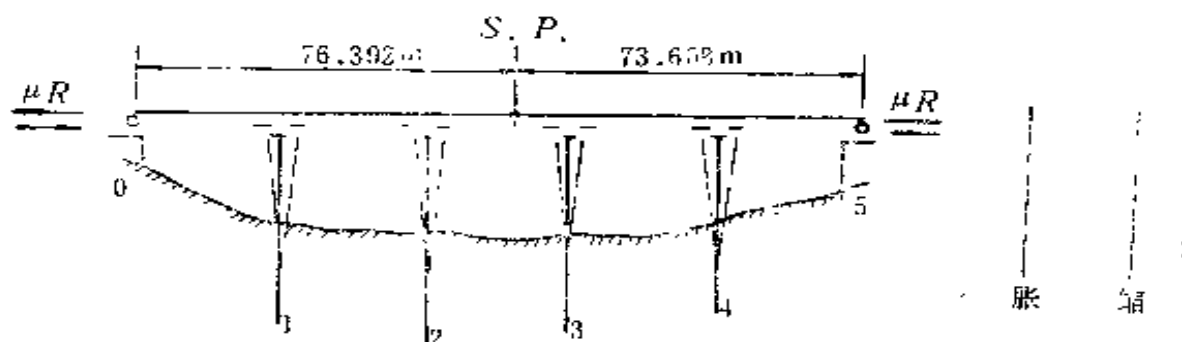


图 1-2

各墩的支座顶，由于上部结构混凝土收缩、徐变及温降引起的水平力为：

$$P = \text{桥墩距S.P.距离} \times \text{支座顶集成刚度} \times C$$

$$\begin{aligned}
 \text{1 号墩 } P_1 &= (x - 30)K_1C \\
 &= (76.392 - 30) \times 11\,294 \times 0.00055 \\
 &= 288.173\text{kN}(\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{2 号墩 } P_2 &= (x - 30 \times 2)K_2C \\
 &= (76.392 - 60) \times 10\,007 \times 0.00055 \\
 &= 90.219\text{kN}(\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{3 号墩 } P_3 &= (x - 30 \times 3)K_3C \\
 &= (76.392 - 90) \times 10\,007 \times 0.00055 \\
 &= -74.896\text{kN}(\leftarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{4 号墩 } P_4 &= (x - 30 \times 4)K_4C \\
 &= (76.392 - 120) \times 12\,654 \times 0.00055 \\
 &= -303.499\text{kN}(\leftarrow)
 \end{aligned}$$

支座两排并联后，再与桥墩顶串联，故两排支座的水平力即为墩顶水平力。

桥台上系活动支座，由于上部结构混凝土收缩、徐变影响及温度变化，在桥台上引起支座摩阻力。

5. 温度上升变化影响力在各墩上的分配

温度上升使上部结构伸长，本桥情况是两端向外伸展，因此，中部必有一个不动点S.P.，这个不动点与上述“4”相同，即S.P.位于0号台以右76.392m。温升为 $35^\circ\text{C} - 15^\circ\text{C} = 20^\circ\text{C}$ ，即 $C = 0.0002$ 。

各墩的支座顶，由于上部结构温升引起的水平力计算如下（其方向与“4”内计算者相反）

$$\begin{aligned}
 \text{1 号墩 } P_1 &= -(x - 30)K_1C \\
 &= -(76.392 - 30) \times 11\,294 \times 0.0002 \\
 &= -104.790\text{kN}(\leftarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{2 号墩 } P_2 &= -(x - 30 \times 2)K_2C \\
 &= -(76.792 - 60) \times 10\,007 \times 0.0002
 \end{aligned}$$

$$= -32.807\text{kN}(\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{3号墩 } P_3 &= -(x - 30 \times 3)K_3C \\ &= -(76.392 - 90) \times 10\,007 \times 0.0002 \\ &= 27.235\text{kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{4号墩 } P_4 &= -(x - 30 \times 4)K_4C \\ &= -(76.392 - 120) \times 12\,654 \times 0.0002 \\ &= 110.363\text{kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

支座两排并联后，再与桥墩顶串联，故两排支座的水平力即为墩顶水平力。

6. 汽车制动力在各墩上的分配

按规范JTJ021—89第2.3.9条，汽车制动力为全桥长度范围内一行汽车总重力的10%，但不得小于一辆重车的30%。制动力以荷载不利布置而定。

在150m的全桥长度上，可设一辆550kN重车及7辆300kN标准车，其总重力的10%为：

$$(550 + 7 \times 300) \times 0.1 = 265\text{kN}$$

一辆重车的重力的30%为：550 × 0.3 = 165kN

采用265kN作为制动力。制动力按桥墩墩顶与其上的支座的集成刚度分配。桥台系设活动支座，不考虑承受制动力。制动力分配如下：

$$\begin{aligned} \text{总刚度 } \Sigma K &= K_1 + K_2 + K_3 + K_4 \\ &= 11\,294 + 2 \times 10\,037 + 12\,654 \\ &= 44\,022\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{1号墩 } F_1 = 265 \times \frac{11\,294}{44\,022} = 67.987\text{kN}$$

$$\text{2、3号墩 } F_2 = F_3 = 265 \times \frac{10\,007}{44\,022} = 60.239\text{kN}$$

$$4\text{号墩 } F_4 = 265 \times \frac{12\,654}{44\,022} = 76.174\text{kN}$$

7. 水平力汇总

上述计算各力为墩上两排支座的水平力，因两排支座并联，故每排（5个支座）各承受一半水平力。墩顶由于与两排并联的支座串联，其水平力为两排支座的水平力，即计算水平力。一排支座及墩顶水平力列于表1-1。

一排支座及墩顶水平力(kN) 表1-1

墩 号	1		2	
	支 座	墩 顶	支 座	墩 顶
(1)收缩、徐变、温降影响力	144.087	288.173	43.110	90.219
(2)温升影响力	-52.395	-104.790	-16.404	-32.807
(3)制动力	±33.994	±67.987	±50.120	±60.233
(4)=(1)+(3)	178.081	356.160	75.239	151.548
(5)=(2)+(3)	-36.389	-172.777	-46.524	-93.045

墩 号	3		4	
	支 座	墩 顶	支 座	墩 顶
(1)收缩、徐变、温降影响力	-37.448	-74.896	-151.750	-303.499
(2)温升影响力	13.618	27.235	53.182	110.363
(3)制动力	±30.120	±60.239	±38.987	±76.174
(4)=(1)+(3)	-67.568	-135.135	-112.763	-225.523
(5)=(2)+(3)	43.738	87.474	92.169	184.347

注：正值方向为自左至右，负值方向自右至左。制动力方向可正可负，故(4)、(5)两行取绝对值最大的代数加。

三、板式橡胶支座的剪切变形验算

按表1-1，4号墩一排支座水平力在荷载组合(1)+(3)

情况下最大, 为189.837kN, 每个支座水平力为:

$$T = 189.837 / 5 = 37.967 \text{ kN} = 37.967 \text{ N}$$

支座剪切变形正切值

$$\text{tg}\varphi = \frac{T}{AG} = \frac{37.967}{250 \times 350 \times 1.1} = 0.39$$

上式符号意义同式(1-2)。按规范JTJ023—85第3.5.5条, 允许剪切角的正切值为0.5~0.7, 一般均取0.7, 故属安全。另外, 水平风力对支座剪切变形也有小的影响, 但上述计算尚有很大余量, 作为尺寸控制, 不需返工改型已可满足要求。

四、竖 直 力

1. 上部结构恒载

(1) 水泥混凝土铺装厚6cm, 净宽10.25m。

$$0.06 \times 10.25 \times 30 \times 24 = 442.800 \text{ kN}$$

(2) 桥面铺装防水层厚1cm, 净宽10.25m, 长30m。

$$10.25 \times 30 \times 1.2 \times 0.2 = 73.800 \text{ kN} \quad (1.2 \text{ 为搭接增量系数, } 0.2 \text{ 为防水层单位面积重力})$$

(3) 5片30m预应力混凝土简支梁2657.200kN

(4) 横隔板135.200kN

(5) 封锚混凝土28.080kN

(6) 现浇桥面板1388.400kN

(7) 护栏327.600kN

(1)~(7)项合计5053.080kN

2. 下部结构恒载

$$\begin{aligned} (1) \text{ 盖梁 } & 1.2(\text{厚}) \times 2.4(\text{宽}) \times 10.6(\text{长}) \times 25 \\ & = 763.200(\text{kN}) \end{aligned}$$

(2) 墩柱直径1.5m, 两个墩柱自重如下:

$$1\text{号墩} \quad 2 \times \frac{1.5^2}{4} \times \pi \times (8 - 1.2) \times 25 = 600.830 \text{ kN}$$

$$2(3)\text{号墩} \quad 2 \times \frac{1.5^2}{4} \times \pi \times (9 - 1.2) \times 25 = 689.187 \text{ kN}$$

$$4\text{号墩} \quad 2 \times \frac{1.5^2}{4} \times \pi \times (7 - 1.2) \times 25 = 512.472 \text{ kN}$$

3. 汽车—超20级活载 (图1-3)

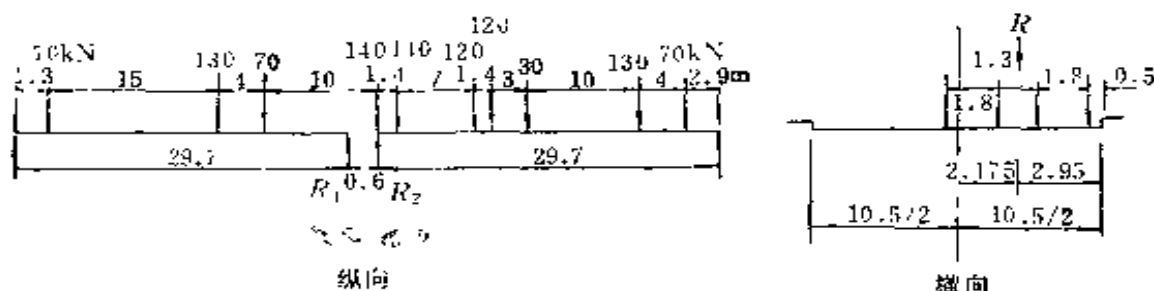


图1-3 汽车—超20级活载布置

(单位: 力为kN, 距离为m)

图注: 纵向图中“↓”上数字单位均为kN, “←→”距离单位为m

两列列车反力

$$R_1 = \frac{2}{29.7} \times (1.3 \times 70 + 16.3 \times 130 + 20.3 \times 70) \\ = 244.512 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{2}{29.7} \times (2.9 \times 70 + 6.9 \times 130 + 16.9 \times 30 + 19.9 \\ \times 120 + 21.3 \times 120 + 28.3 \times 140 + 29.7 \times 140) \\ = 987.946 \text{ kN}$$

$$\text{冲击系数} \quad \mu = 0.3 - \frac{0.3}{45} \times 30 = 0.1$$

$$R'_1 = (1 + \mu) \times 244.512 = 1.1 \times 244.512 \\ = 268.963 \text{ kN}$$

$$R'_2 = (1 + \mu) \times 987.946 = 1.1 \times 987.946 \\ = 1086.741 \text{ kN}$$

$$R = R'_1 + R'_2 = 268.963 + 1\,086.741 = 1\,355.704\text{kN}$$

$$\begin{aligned}\text{纵向偏心弯矩 } M &= (R'_2 - R'_1) \times \frac{0.6}{2} \\ &= (1\,086.741 - 268.963) \times \frac{0.6}{2} \\ &= 245.333\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{横向偏心弯矩 } M &= R \times 2.175 = 1\,355.704 \times 2.175 \\ &= 2\,948.656\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

4. 挂车—120活载 (图1-4)

$$\begin{aligned}R_2 &= \frac{300}{29.7} \times (23.3 + 24.5 + 28.5 + 29.7) \\ &= 1\,070.707\text{kN}\end{aligned}$$

$$\text{纵向偏心弯矩 } M = 1\,070.707 \times 0.3 = 321.212\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned}\text{横向偏心弯矩 } M &= 1\,070.707 \times 2.9 \\ &= 3\,105.050\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

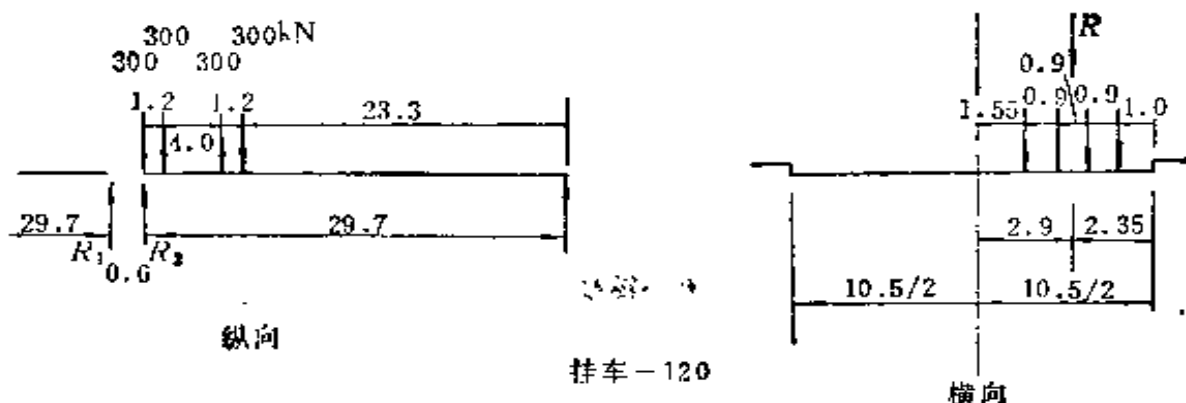


图1-4 挂车—120活载布置
(单位: 力为kN, 距离为m)

上述计算中, 挂车—120竖直力及偏心弯矩虽略大于汽车—超20级产生者, 但本桥设计主要是纵向水平力控制设计。在挂车—120作用下, 温度变化影响力、混凝土收缩及徐变影响力、制动力均不参与荷载组合, 所以, 挂车—120荷载不

可能控制设计。本例各竖向力汇总表如表1-2所示。

竖向力汇总表(一个墩)

表1-2

荷载	位置	墩帽顶(支座顶)	桩顶(柱底)
上部恒载(kN)		5 053.080	5 053.080
墩帽恒载(kN)		—	763.200
墩柱恒载(kN)		—	600.830(1号), 689.187(2号) 689.187(3号), 512.472(4号)
活载(kN)		1 355.704	1 355.704
活载纵向偏心 弯矩(kN·m)		245.333	245.333
活载横向偏心 弯矩(kN·m)		2 948.656	2 948.656

五、橡胶支座在竖向力作用下承载力验算

墩帽顶一排支座承受的竖向力:

上部恒载(见表1-2) $\frac{1}{2} \times 5\,053.080 = 2\,526.540\text{kN}$

活载反力为 R'_2 1 086.741kN

每个支座的竖向力 $N = \frac{2\,526.540 + 1\,086.741}{5}$
 $= 722.656\text{kN}$

支座承压应力 $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{722.656 \times 10^3}{250 \times 350} = 8.26\text{MPa}$

按规范JTJ 023—85第3.5.5条,板式橡胶支座允许压应力计算如下:

支座形状系数

$$S = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{250 \times 350}{2 \times 8 \times (250 + 350)} = 9.11$$

$S > 8$, 允许压应力 $[\sigma] = 10 \text{ MPa} > \sigma = 3.26 \text{ MPa}$ (可)。
 式中 a, b ——支座短边、长边的长度;
 t ——单层橡胶片厚度, 按规范 JT3132—88, $t = 8 \text{ mm}$ 。

六、纵、横向风力

在规范 JTJ021—89第2.3.8条“二”内, 对实体式上部构造, 纵向风力无明确规定。按《铁路桥涵设计规范 (TBJ 2—85)》第3.4.1条规定, 上承式梁不计算纵向风力, 下承式梁则为横向风力的40%。本例参照上述铁路规范规定, 不计上部构造的纵向风力; 上部构造的横向风力, 计算如下:

按规范 JTJ021—89第2.3.8条, 横向风压为

$$W = K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 \text{ (Pa)} \quad (1-4)$$

式中 K_1 ——设计风速频率换算系数, 取 $K_1 = 1$;
 K_2 ——风载体型系数, 圆形桥墩 $K_2 = 0.8$, 其他 $K_2 = 1.3$;
 K_3 ——风压高度变化系数, $K_3 = 1$;
 K_4 ——地形、地理条件系数, $K_4 = 1$;
 W_0 ——基本风压值, 参照规范 JTJ 023—85附图3, 取 500 Pa 。

$$\begin{aligned} W_{\text{上}} &= K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 = 1 \times 1.3 \times 1 \times 1 \times 500 \\ &= 650 \text{ Pa} = 0.65 \text{ kPa} \text{ (上部结构风压)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{下}} &= K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 = 1 \times 0.8 \times 1 \times 1 \times 500 \\ &= 400 \text{ Pa} = 0.40 \text{ kPa} \text{ (桥墩风压)} \end{aligned}$$

护栏风力。护栏高 0.9 m , 实体, 其传与每个墩的风力为:

$$P_{W1} = 0.9 \times 150 \times 0.65 \times \frac{1}{4} = 21.938 \text{ kN}$$

梁的风力。实体梁高 2 m , 其传与每个墩的风力为:

$$P_{W2} = 2 \times 150 \times 0.65 \times \frac{1}{4} = 48.75 \text{ kN}$$

(墩的风力。桥墩直径1.5m, 各墩计算如下:

1号墩 $P_{W3} = 1.5 \times 8 \times 0.40 = 4.800 \text{ kN}$

2, 3号墩 $P_{W3} = 1.5 \times 9 \times 0.40 = 5.400 \text{ kN}$

4号墩 $P_{W3} = 1.5 \times 7 \times 0.40 = 4.200 \text{ kN}$

护栏风力对墩身底力臂 $\frac{1}{2} \times 0.9 + 2 + 0.157 + \text{墩高(m)}$

梁的风力对墩身底力臂 $\frac{1}{2} \times 2 + 0.157 + \text{墩高(m)}$

墩身风力对墩身底力臂 $\frac{1}{2} \times \text{墩高(m)}$

(以上数值中, 0.157m为支座高度0.057m加垫石高度0.1m)

横向风力汇总如表1-3所示。

横向风力汇总表 (一个墩)

表1-3

墩号	P_{W1}			P_{W2}			P_{W3}		
	力 (kN)	力臂 (m)	弯矩 (kN·m)	力 (kN)	力臂 (m)	弯矩 (kN·m)	力 (kN)	力臂 (m)	弯矩 (kN·m)
1	21.938	10.607	232.626	48.75	9.157	445.404	4.800	4.0	19.200
2,3	21.938	11.607	254.634	48.75	10.157	495.154	5.400	4.5	24.300
4	21.938	9.607	210.758	48.75	8.157	397.654	4.200	3.5	14.700

七、流水压力

本例纵向水平力对桥墩截面影响较大, 横向水平力影响很小。纵向水平力中计入了制动力。按规范 JTJ023—85表2.1.3, 在计入制动力时, 不同时计入流水压力, 故流水压力不予考虑, 横向仅考虑风力即可。

八、桥墩外力汇总

桥墩外力汇总如表1-4所示,从该表数据比较,纵向水平

桥墩外力汇总表 (一个墩)

表1-4

力 (kN, kN·m)	墩号	1	2	3	4
1. 纵向水平力及其弯矩					
(1)纵向水平力(支座顶)					
a. 温降、收缩、徐变、制动力		356.16	150.55	-157.11	-379.67
b. 温升、制动力		-172.78	-93.05	87.48	186.54
(2)纵向水平力对墩柱底弯矩					
a. 温降、收缩、徐变、制动力		2305.20	1578.57	-1237.44	-2717.30
b. 温升、制动力		-1409.34	-852.06	531.02	1335.07
2. 横向风力及其弯矩					
(1)横向风力					
		75.488	76.088	76.088	74.888
(2)横向风力对墩柱底弯矩					
		698.300	774.088	774.088	623.112
(3)横向风力对墩柱压力					
		±114.473	±126.900	±126.900	±102.150
3. 竖直力及其弯矩					
(1)墩柱底恒载					
		6417.110	6505.467	6505.467	6328.752
(2)墩柱底活载					
		1355.704	1355.704	1355.704	1355.704
(3)墩柱底活载偏心弯矩					
a. 纵向偏心弯矩		245.333	245.333	245.333	245.333
b. 横向偏心弯矩		2948.656	2948.656	2948.656	2948.656
c. 纵向偏心对墩柱压力		±483.386	±483.386	±483.386	±483.386

注: 1. 纵向水平力见表1-1;

2. 纵向水平力对墩柱底弯矩 = 纵向水平力 × (墩高 + 垫石高 0.1m + 支座高 0.057m);

3. 竖直力及弯矩见表1-2;

4. 横向风力及其对墩柱底的弯矩, 为 $P_{w1} \sim P_{w4}$ 之和(见表1-3);

5. 横向风力对墩柱压力及活载横向偏心对墩柱压力为横向弯矩被墩柱中距 6.1m 所除;

6. 从本表数据看, 纵向水平力温降影响力、收缩、徐变影响力、制动力控制设计, 横向风力及活载的横向偏心, 仅对墩柱压力起增载或减载作用, 对墩柱不产生弯矩。纵向水平力弯矩以 1 号墩为大, 故以下计算以 1 号墩为例, 4 号墩与 1 号墩接近, 可采用同一配筋; 2、3 号墩的配筋可以适当减少;

7. 横向风力及活载横向偏心引起的对墩柱的压力, 正值用于背风向, 或在活载偏心方向的墩柱压力, 负值用于另一墩柱的压力。

力弯矩以 1 号墩为大, 4 号墩次之, 这两个墩可以采用同样配筋; 2、3 号的纵向水平力较小, 可以采用另一种配筋方式。以下对墩柱底及桩的截面验算以 1 号墩为例。横向风力对结构的荷载效应很小, 但计算却颇为繁琐, 故对于风力产生的荷载效应应用简化方法。

九、桥墩计算偏心距的增大系数 η

按规范 JTJ 023—85 第 4.1.19 条, 计算偏心受压需考虑偏心距增大系数 η , 而确定 η 需先确定构件的计算长度 l_0 。确定 l_0 先要确定桩在土中的假想固结点, 墩柱与桩因直径不同而取用的一个换算直径, 及墩柱顶的约束刚度。现在逐一计算如下:

1. 桩在土中的假想固结点^[4]

桩在土中的假想固结点, 在最低冲刷线以下 x 处 (下述的假想固结点计算方法仅适用于稳定性验算)。

$$x = 1.8/\alpha \quad (1-5)$$

式中 α ——桩的变形系数, 见规范 JTJ024—85 附录六;

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}} = 0.336 \text{ 1/m (见本节“二.1”)。}$$

$$x = 1.8/\alpha = 1.8/0.336 = 5.357 \text{ m}$$

2. 墩柱与桩的换算直径 (图1-5)^[4]

墩柱与桩的直径分别为 1.5m 及 1.8m。在计算桩的计算长度时, 考虑墩底以下冲刷 2m 及最低冲刷线以下 $x = 5.357$ m 的假想固结点。

$$I_0 = I_2/Z \quad (1-6)$$

式中 I_2 ——桩惯性矩, $I_2 = 0.0491 \times 1.8^4 = 0.5154 \text{ m}^4$
 $= 0.5154 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

$$Z = 2\lambda_1\gamma + \lambda_2 + \frac{\gamma - 1}{2\pi} [\sin 2\pi(\lambda_1 + \lambda_2) - \sin(2\pi\lambda_1)]$$

式中 (图1-5) $\lambda_1 = \bar{l}_1 / \bar{l} = 8 / 30.714 = 0.2605$

$$\lambda_2 = \bar{l}_2 / \bar{l} = 14.714 / 30.714 = 0.4791$$

$$\gamma = I_2 / I_1$$

I_1 ——柱惯性矩,

$$I_1 = 0.0491 \times 1.5^4$$

$$= 0.2486 (\text{m}^4)$$

$$= 0.2486 \times 10^{12} \text{mm}^4$$

$$\gamma = \frac{0.5154}{0.2486} = 2.073$$

$$\bar{l}_1 = 8\text{m} \text{ (柱高)}$$

\bar{l}_2 ——桩顶至假想固结点

距离的两倍, $\bar{l}_2 = 2$

$$\times 7.357 = 14.714\text{m}$$

$$\bar{l} = 2\bar{l}_1 + \bar{l}_2$$

$$= 2 \times 8 + 14.714 = 30.714\text{m}$$

$$Z = 2 \times 0.2605 \times 2.073 + 0.4791 + \frac{2.073 - 1}{2\pi}$$

$$\times [\sin 2\pi(0.2605 + 0.4791) - \sin(2\pi \times 0.2605)]$$

$$= 1.2183$$

$$I_0 = I_1 / Z = 0.5154 / 1.2183 = 0.423\text{m}^4$$

$$\text{换算直径 } d_0 = \sqrt[4]{\frac{I_0}{0.0491}} = \sqrt[4]{\frac{0.423}{0.0491}} = 1.713\text{m}$$

3. 墩柱顶的约束刚度^[1]

在墩柱顶有板式橡胶支座, 而橡胶支座通过上部结构与其他墩及其橡胶支座相连, 这样, 在1号墩顶就形成一个弹性约束, 弹性约束的约束刚度计算如下:

先计算自左至右、自右至左的集成刚度。

自左至右 (图1-6);

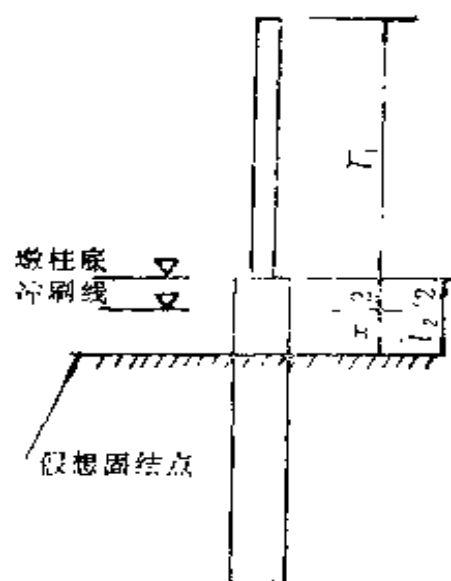


图 1-5 (单位: m)

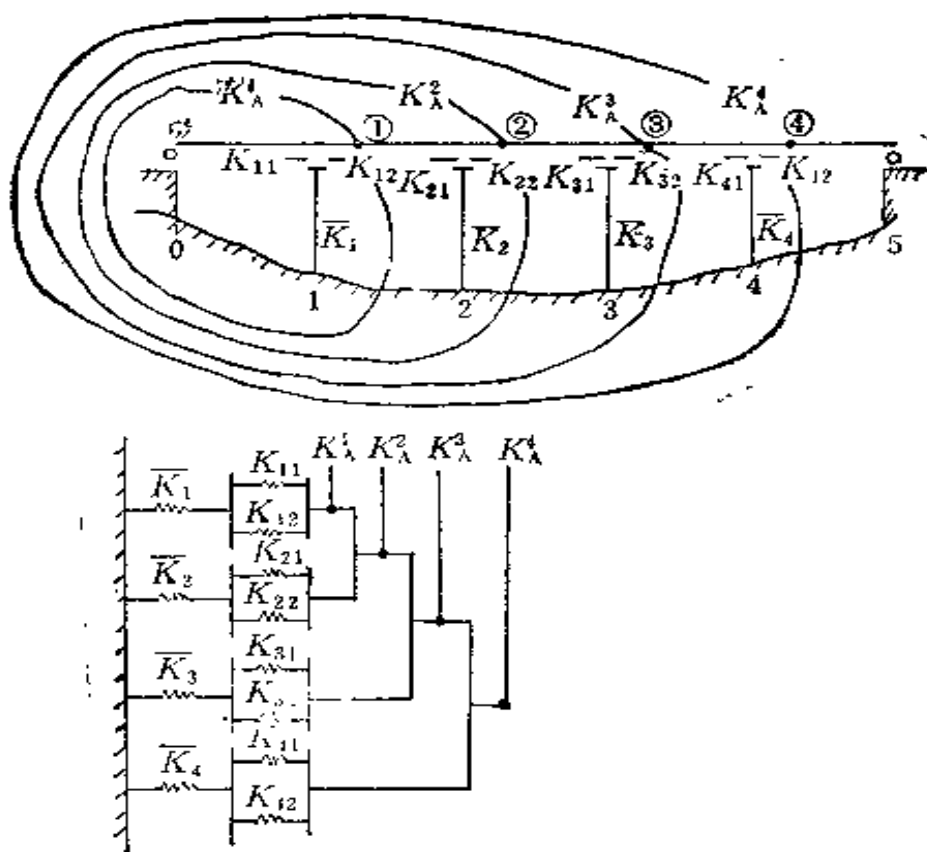


图 1-6

①至④各点分别为 1 至 4 号墩右侧上部结构上的一点，在各点之左，假定为一个假想墩，其集成刚度分别为 K_A^1 , K_A^2 , K_A^3 , K_A^4 (下角码“A”表示自左至右，上角码表示墩号)。

K_A^1 —— K_{11} 与 K_{12} 并联，并联后与 \bar{K}_1 串联；

K_A^2 —— K_{21} 与 K_{22} 并联，并联后与 \bar{K}_2 串联，串联后与 K_A^1 并联；

K_A^3 —— K_{31} 与 K_{32} 并联，并联后与 \bar{K}_3 串联，串联后与 K_A^2 并联；

K_A^4 —— K_{41} 与 K_{42} 并联，并联后与 \bar{K}_4 串联，串联后与 K_A^3 并联。

$$K_A^1: K_a = K_{11} + K_{12} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} K_A^1 &= K_a \bar{K}_1 / (K_a + \bar{K}_1) \\ &= 21\,388 \times 23\,928 / (21\,388 + 23\,928) \\ &= 11\,293 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(K_{11} , K_{12} 见“二、2”; \bar{K}_1 见“二、1”)

$$K_A^2: K_b = K_{21} + K_{22} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} K_a &= K_b \bar{K}_2 / (K_b + \bar{K}_2) \\ &= 21\,388 \times 18\,806 / (21\,388 + 18\,806) \\ &= 10\,007 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$K_A^2 = K_c + K_A^1 = 10\,007 + 11\,293 = 21\,300 \text{ kN/m}$$

$$K_A^3: K_d = K_{31} + K_{32} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} K_c &= K_d \bar{K}_3 / (K_d + \bar{K}_3) \\ &= 21\,388 \times 18\,806 / (21\,388 + 18\,806) \\ &= 10\,007 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$K_A^3 = K_e + K_A^2 = 10\,007 + 21\,300 = 31\,307 \text{ kN/m}$$

$$K_A^4: K_f = K_{41} + K_{42} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} K_g &= K_f \bar{K}_4 / (K_f + \bar{K}_4) \\ &= 21\,388 \times 30\,988 / (21\,388 + 30\,988) \\ &= 12\,654 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$K_A^4 = K_g + K_A^3 = 12\,654 + 31\,307 = 43\,961 \text{ kN/m}$$

自右至左 (图1-7)

④至①各点分别为4至1号墩左侧上部结构的一点,在各点之右,假定为一个假想墩,其集成刚度分别为 K_B^4 , K_B^3 , K_B^2 , K_B^1 (下角码“B”表示自右至左), K_B^4 至 K_B^1 的刚度集成原理同 K_A^1 至 K_A^4 ,计算如下:

$$K_B^4: K_h = K_{11} + K_{42} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} K_B^4 &= K_h \bar{K}_4 / (K_h + \bar{K}_4) \\ &= 21\,388 \times 30\,988 / (21\,388 + 30\,988) \end{aligned}$$

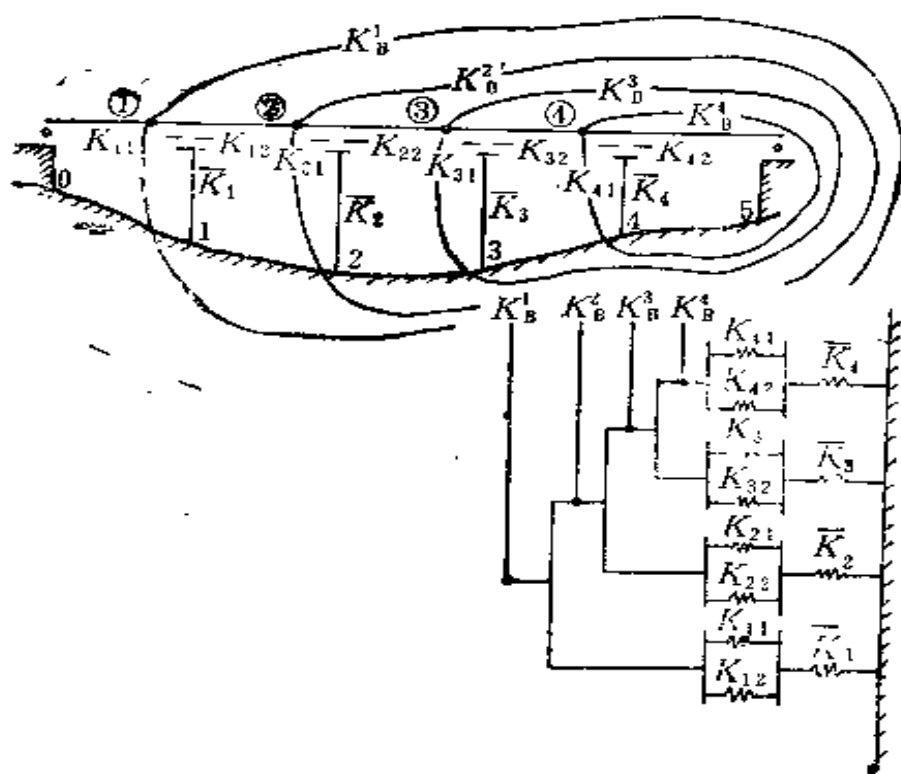


图 1-7

$$= 12\,654 \text{ kN/m}$$

$$K_B^3: K_i = K_{31} + K_{32} = 10\,694 + 10\,694 \\ = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$K_j = K_i \bar{K}_3 / (K_i + \bar{K}_3) \\ = 21\,388 \times 18\,806 / (21\,388 + 18\,806) \\ = 10\,007 \text{ kN/m}$$

$$K_B^4 = K_j + K_B^3 = 10\,007 + 12\,654 = 22\,661 \text{ kN/m}$$

$$K_B^5: K_k = K_{21} + K_{22} = 10\,694 + 10\,694 = 21\,388 \text{ kN/m}$$

$$K_l = K_k \bar{K}_2 / (K_k + \bar{K}_2) \\ = 21\,388 \times 18\,806 / (21\,388 + 18\,806) \\ = 10\,007 \text{ kN/m}$$

$$K_B^6 = K_l + K_B^5 = 10\,007 + 22\,661 = 32\,668 \text{ kN/m}$$

$$K_B^7: K_m = K_{11} + K_{12} = 10\,694 + 10\,694$$

$$\begin{aligned}
&= 21\,388 \text{ kN/m} \\
K_n &= K_m \bar{K}_1 / (K_m + \bar{K}_1) \\
&= 21\,388 \times 23\,928 / \\
&\quad (21\,388 + 23\,928) \\
&= 11\,293 \text{ kN/m} \\
K_B^1 &= K_n + K_B^2 \\
&= 11\,293 + 32\,668 \\
&= 43\,961 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

1号墩柱顶的约束刚度，如图1-8所示。

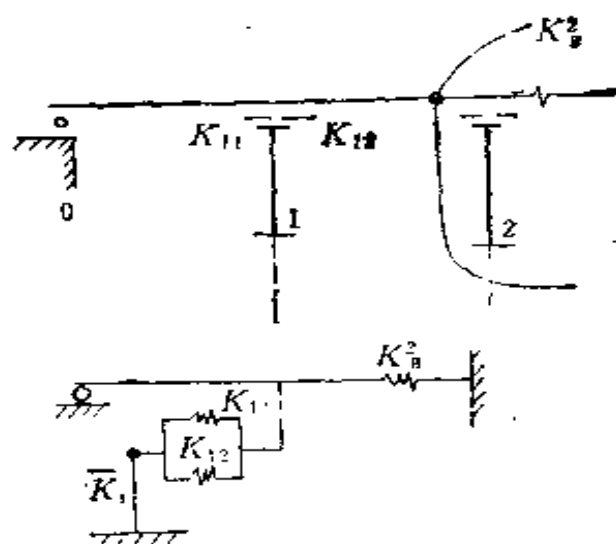


图 1-8

1号墩左边为桥台，其上设活动支座，不考虑其约束作用。 K_{11} 及 K_{12} 两排支座并联，并联后又与 K_B^2 串联，对墩顶弹性约束，其约束刚度为：

$$\begin{aligned}
K &= \frac{(K_{11} + K_{12}) \times K_B^2}{(K_{11} + K_{12}) + K_B^2} = \frac{(10\,694 + 10\,694) \times 32\,668}{(10\,694 + 10\,694) + 32\,668} \\
&= 12\,926 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

其他墩顶的约束刚度，也可用同样原理。

1号墩柱的约束刚度为： $\frac{1}{2} \times 12\,926 = 6\,463 \text{ kN/m}$

(半桥宽)

4. 构件计算长度^[4]

$$l_0 = \pi / \alpha_0 \quad (1-7)$$

α_0 (量纲为1/长度)，按下式求解：

$$\operatorname{tg}(\alpha_0 l) - \alpha_0 l + E_h I_0 \alpha_0^3 \frac{1}{K} = 0 \quad (1-8)$$

式中 l ——自墩顶至假想固结点的高度，见图1-5， $l = 8 + 2 + 5.357 = 15.357 \text{ (m)}$ ；

$E_h I_0$ ——桩及墩柱混凝土弹性模量与上述的换算惯性矩的乘积(见“九、2”)， $E_h I_0 = 2.85 \times 10^7 \times 0.423$

$$= 1.2056 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 (\text{有关压柱稳定, 不乘 } 0.8),$$

K ——墩柱顶约束刚度, 见“九、3”, $K = 6\,463 \text{ kN/m}$ 。

$$\begin{aligned} & \text{tg}(\alpha_0 \times 15.357) - 15.357\alpha_0 + (1.2056 \times 10^7 \times \alpha_0^3 / 6\,463) \\ & = 0 \end{aligned}$$

解: $\alpha_0 = 0.130$

$$l_0 = \pi / \alpha_0 = \pi / 0.130 = 24.17 \text{ m}$$

在本节“九、2”中, 考虑了墩底冲刷2m, 是为了采取较长的 l_0 值。由于 l_0 值的增大, 下面计算的偏心增大系数 η 也将增大, 这是偏于安全考虑。在本节“二、1”计算墩顶抗推刚度时, 未考虑墩底冲刷, 这样使墩顶抗推刚度增大, 水平力也随之增大, 也是出于偏于安全考虑。

5. 偏心距增大系数 η

按规范JTJ023—85式(4.1.19-1), 偏心距增大系数 η 计算式为:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_c N_j}{10\alpha_e E_b I_b \gamma_b} l_0^2} \quad (1-9)$$

式中 $\gamma_c = 1.25$, 见规范JTJ023—85第4.1.6条;

$\gamma_b = 0.95$, 见规范JTJ023—85第4.1.6条;

$$E_b I_b = E_b I_0 = (2.85 \times 10^7) \times (0.423)$$

$$= 1.2056 \times 10^7 (\text{kN} \cdot \text{m}^2) \quad (\text{不乘 } 0.8);$$

$$\alpha_e = \frac{0.1}{0.3 + e_0/h} + 0.143 \quad (1-10)$$

e_0/h ——偏心距与墩截面高度比, 其中 h 为柱与桩换算直径 d_0 ;

$e_0 = M_j / N_j$, M_j 及 N_j 为乘以规范JTJ023—85第4.1.2条荷载系数后的弯矩及轴向力。为求得最大偏心距, 参用式

(4.1.2-6), 这样做较采用式(4.1.2-3), 对截面更为不利。

$$M_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2}$$

$$= (0.8 \times 0 + 1.3 \times 245.333 + 1.3 \times 2\,905.20) \times \frac{1}{2}$$

$$= 2\,047.85 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \left(\text{计算式中, 因取单柱, 故乘} \frac{1}{2} \right)$$

其中: S_G 为结构重力产生的弯矩, $S_G = 0$; S'_{Q1} 为汽车荷载产生的弯矩, 见表1-4, 1号墩 $S'_{Q1} = 245.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$; S_{Q2} 为温降、收缩、徐变影响力、制动力产生的弯矩, 见表1-4, 1号墩为 $2\,905.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

$$N_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2}$$

$$= (0.8 \times 6\,417.110 + 1.3 \times 1\,355.704) \times \frac{1}{2}$$

$$- 1.3 \times 483.386 - 1.3 \times 114.475 = 2\,670.83 \text{ kN}$$

其中: S_G , S'_{Q1} , S_{Q2} 见表1-4; 活载横向偏心距及横向风力对墩柱压力, 均取负值, 为的是使偏心增大。

在以上 M_j 及 N_j 计算中, 取用规范 JTJ023—85 公式(4.1.2-6), 目的是使偏心距增大, 尽管这样计算使 N_j 减小, 但偏心距的增加使截面抗力更小。

$$e_0 = M_j / N_j = 2\,047.85 / 2\,670.83 = 0.767 \text{ m}$$

$$e_0 / h = 0.767 / 1.713 = 0.448$$

$$\alpha_e = \frac{0.1}{0.3 + e_0 / h} + 0.143 = \frac{0.1}{0.3 + 0.448} + 0.143$$

$$= 0.277$$

$$l_0 = 24.17 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_0 N_j}{10\alpha_e E_h I_h \gamma_b} l_0^2}$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{1.25 \times 2\,670.83}{10 \times 0.277 \times 1.2056 \times 10^7 \times 0.95}} \times 24.17^2$$

$$= 1.066$$

十、墩柱截面验算

1. 墩柱的作用力

各墩中以 1 号墩受力较大, 故以 1 号墩为例计算。4 号墩可与 1 号墩同样配筋, 2、3 号墩可另行计算, 配筋可以适当减少。

单个墩柱轴力 $N_1 = 2\,670.83\text{kN}$

单个墩柱弯矩 $M_1 = 2\,047.85\text{kN}\cdot\text{m}$

增大后偏心距 $\eta e_0 = 1.066 \times 0.767 = 0.818\text{m}$

2. 按规范 JTJ 023—85 式 (4.1.18-1) 验算正截面强度

$$N_1 \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_c} A r^2 R_a + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} C \mu r^2 R_g \quad (1-11)$$

该式右项为正截面强度, 左项为轴力 $N_1 = 2\,670.83\text{kN}$ 。
式中 $\gamma_b = 0.95$, $\gamma_c = 1.25$, $\gamma_s = 1.25$ (规范 JTJ 023—85, 第 4.1.3 条);

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

R_g ——II 级钢筋设计强度, $R_g = 340\text{MPa}$;

μ ——墩柱配筋率, 参考规范 JTJ 023—85 第 6.4.2 条, 一般不少于 0.4%, 本例采用 $\mu = 0.4\%$;

A, C ——计算系数, 根据规范 JTJ 023—85 附录三确定, 其法如下:

假定: $\xi = 0.34$ (中性轴相对系数);

$g = r_g / r = 0.9$ (钢筋布筋半径/墩柱半径);

$\mu = 0.005$ (配筋率);

$r = 750\text{mm}$ (墩柱半径)。

按上述数据,自规范JTJ023—85附录三附表3.2查得:
 $A = 0.6915$, $B = 0.4699$, $C = -0.7515$, $D = 1.8043$, 将这些数值代入下式求 e , 如 e 符合 ηe_0 , 则属认可。

$$\begin{aligned} e &= \frac{BR_a + D\mu_g R_g}{AR_a + C\mu R_g} r \\ &= \frac{0.4699 \times 14.5 + 1.8043 \times 0.005 \times 0.9 \times 340}{0.6915 \times 14.5 - 0.7515 \times 0.005 \times 340} \times 750 \\ &= 821\text{mm} = 0.821\text{m}, \text{ 接近于 } \eta e_0 = 1.066 \times 0.767 \\ &= 0.818\text{m} \end{aligned}$$

式 (1-11) 右项:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma_b}{\gamma_c} A r^2 R_a + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} C \mu r^2 R_g &= \frac{0.95}{1.25} \times 0.6915 \times 750^2 \times 14.5 \\ &+ \frac{0.95}{1.25} \times (-0.7515) \times 0.005 \times 750^2 \times 340 = 3\,740\,283\text{N} \\ &= 3\,740.28\text{kN} > N_1 = 2\,670.83\text{kN}, \text{ 可。} \end{aligned}$$

3. 按规范JTJ023—85式(4.1.18-2)验算正截面强度

$$N_1 \eta e_0 \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_c} B r^3 R_a + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} D \mu_g r^3 R_g \quad (1-12)$$

该式右项为正截面强度, 左项为弯矩

$$N_1 \eta e_0 = 2\,670.83 \times 1.066 \times 0.767 = 2\,183.73\text{kN} \cdot \text{m}$$

该式 (1-12) 右项:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma_b}{\gamma_c} B r^3 R_a + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} D \mu_g r^3 R_g &= \frac{0.95}{1.25} \times 0.4699 \times 750^3 \times 14.5 \\ &+ \frac{0.95}{1.25} \times 1.8043 \times 0.005 \times 0.9 \times 750^3 \times 340 \\ &= 3\,069.71 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \\ &= 3\,069.71\text{kN} \cdot \text{m} > N_1 \eta e_0 = 2\,183.73\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ 可。} \end{aligned}$$

4. 截面主钢筋

$$A_g = \mu A_{\text{柱}} = 0.005 \times \frac{150^2}{4} \pi = 88.36(\text{cm}^2)$$

采用 $29\phi 20 = 91.11\text{cm}^2$ ，钢筋中心距柱边缘 7.5cm ，钢筋中距为 15.1cm 。

十一、桩截面验算

1. 桩的作用力

各墩中以 1 号墩受力较大，桩截面验算以 1 号墩为例。计算桩基时，考虑墩柱底以下 2m 冲刷（在计算桥墩墩顶刚度时，未考虑 2m 冲刷是为了偏于安全，因为不考虑冲刷，使刚度增大，水平力也随之增大）。冲刷线处的外力可自表 1-4 的数据计算得到。

墩身底（桩顶）以下 2m 最低冲刷线处作用力计算如下（表 1-4）：

纵向水平力： 356.16kN ；弯矩 $2\,905.20 + 356.16 \times 2 = 3\,617.52\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

竖直力：恒载 $6\,417.11\text{kN}$ ；活载 $1\,355.70\text{kN}$ ；活载纵向偏心弯矩 $245.33\text{kN}\cdot\text{m}$ ；活载横向偏心对墩柱的压力 -483.39kN ；横向风力对墩柱的压力 -114.48kN ；墩身底以下 2m 长桩重 $(1.8^2/4) \times \pi \times 25 \times 2 = 127.23\text{kN}$ 。

每根桩顶以下 2m 处的作用力：

纵向水平力： $356.160/2 = 178.08\text{kN}$

纵向水平力引起弯矩： $3\,617.52/2 = 1\,808.76\text{kN}$

竖直力：恒载 $6\,417.11 \times \frac{1}{2} + 127.23 = 3\,335.79\text{kN}$

活载 $1\,355.70 \times \frac{1}{2} - 483.39 = 194.46\text{kN}$

风力 -114.48kN

活载纵向偏心弯矩 $245.33/2 = 122.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$

按规范JTJ023—85第4.1.2条式(4.1.2-6), M_0 及 N_0 为乘以荷载安全系数后的弯矩及轴向力, 计算如下(见图1-9):

水平力

$$\begin{aligned} Q_0 &= 0.8S_G + 1.3S'_Q + 1.3S_{Q_2} \\ &= 0.8 \times 0 + 1.3 \times 0 + 1.3 \\ &\quad \times 178.08 = 231.50 \text{ kN} \end{aligned}$$

竖直力

$$\begin{aligned} N_0 &= 0.8S_G + 1.3S'_Q + 1.3S_{Q_2} \\ &= 0.8 \times 3335.79 + 1.3 \times 194.46 \\ &\quad - 1.3 \times 114.48 = 2772.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_0 &= 0.8S_G + 1.3S'_Q + 1.3S_{Q_2} = 0.8 \times 0 + 1.3 \times 122.67 \\ &\quad + 1.3 \times 1808.76 = 2510.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Q_0 、 N_0 、 M_0 为最低冲刷线处的作用力。在以上计算中, 如同柱底截面计算一样, 取用规范JTJ023—85式(4.1.2-6), 其理由相同。

桩基在土中的最大弯矩, 可自参考文献〔2〕式(3-85)、(3-86)及附录II:

$$C_Q = \alpha M_0 / Q_0 = 0.336 \times 2510.86 / 231.50 = 3.614$$

(α 为基础变形系数, 见第一节“二、1”)

查本书附录II, $K_m = 1.1051$, $\alpha Z = 0.60566$, $Z = 0.60566 / \alpha = 0.60566 / 0.336 = 1.803 \text{ (m)}$, 以上, K_m 为最大弯矩系数, Z 为最大弯矩截面距最低冲刷线距离。

$$M_{\max} = M_0 K_m = 2510.86 \times 1.105 = 2774.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大弯矩处(最低冲刷线以下1.803m)的轴向力为:

$$N = N_0 + 0.8 \times 1.803 \text{ m 长的桩重} - 1.803 \text{ m 长的桩周极限摩}$$

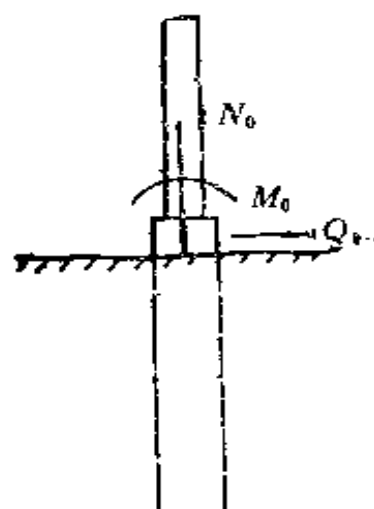


图 1-9

$$\begin{aligned} \text{阻力} &= 2772.61 + 0.8 \times \frac{1.8^2}{4} \pi \times 25 \times 1.803 - 1.8\pi \times 1.803 \\ &\times 50 = 2354.59 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距 } e_0 = M_{\max}/N = 2774.50/2354.59 = 1.178 \text{ m}$$

在以上计算中,因系验算桩截面抗偏心受压强度,故均按规范JTJ023—85要求,引入极限状态。桩重作为恒载,其荷载系数用0.8,桩周极限摩阻力为50kPa。

2. 按规范JTJ023—85公式(4.1.18-1)验算正截面强度

$$N_j \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_c} A r^2 R_a + \frac{\gamma_b}{\gamma_c} C \mu r^2 R_g \quad (1-13)$$

式中 $N_j = 2354.59 \text{ kN}$, $\gamma_b = 0.95$, $\gamma_c = 1.25$, $\gamma_s = 1.25$ (规范JTJ023—85, 第4.1.3条), $r = 1.8/2 = 0.9 \text{ m} = 900 \text{ mm}$, $R_a = 14.5 \text{ MPa} = 14.5 \text{ N/mm}^2$ (25号混凝土设计强度), $R_g = 340 \text{ MPa} = 340 \text{ N/mm}^2$ (II级钢筋设计强度), $\mu = 0.004$ (配筋率, 参考规范JTJ023—85第6.4.2条, 一投不少于0.4%)。

A 、 C 为计算系数,按规范JTJ023—85附录III确定,其法如下:

$$\text{按规范式 (附3.1)} \quad e = \frac{B R_a + D \mu g R_g}{A R_a + C \mu R_g} r$$

假设: $\xi = 0.27$, $g = r_g/r = 0.9$ (钢筋布筋半径/桩半径)

$\mu = 0.004$, $r = 900 \text{ mm}$ (桩半径)

查规范JTJ023—85,附表3.2,得 $A = 0.4992$, $B = 0.3717$, $C = -1.1014$, $D = 1.6657$

$$\begin{aligned} e &= \frac{0.3717 \times 14.5 + 1.6657 \times 0.004 \times 0.9 \times 340}{0.4992 \times 14.5 - 1.1014 \times 0.004 \times 340} \times 900 \\ &= 1165 \text{ mm} = 1.165 \text{ m} \end{aligned}$$

e 与 $e_0 (= 1.178 \text{ m})$ 接近,可。

式(1-13)右项:

$$\frac{\gamma_b}{\gamma_c} A r^2 R_s + \frac{\gamma_b}{\gamma_c} C \mu r^2 R_g = \frac{0.95}{1.25} \times 0.4992 \times 900^2 \times 14.5 +$$

$$\frac{0.95}{1.25} \times (-1.1014) \times 0.004 \times 900^2 \times 340 = 3\,533.85 \times 10^3 \text{N}$$

$$= 3\,533.85 \text{kN}$$

式(1-13)左项: $N_j = 2\,354.59 \text{kN} < 3\,533.85 \text{kN}$, 可。

3. 按规范JTJ023—85公式(4.1.18-2)验算正截面强度

$$N_j e_0 \leq \frac{\gamma_b}{\gamma_c} B r^3 R_s + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} D \mu g r^3 R_g \quad (1-14)$$

式(1-14)右项:

$$\frac{\gamma_b}{\gamma_c} B r^3 R_s + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} D \mu g r^3 R_g = \frac{0.95}{1.25} \times 0.3717 \times 900^3 \times 14.5$$

$$+ \frac{0.95}{1.25} \times 1.6657 \times 0.004 \times 0.9 \times 900^3 \times 340 = 4\,115.67$$

$$\times 10^3 \text{N} \cdot \text{mm} = 4\,115.67 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{式(1-14)左项: } N_j e_0 = 2\,354.59 \times 1.178$$

$$= 2\,773.71 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$< 4\,115.67 \text{kN} \cdot \text{m}, \text{可。}$$

4. 截面主钢筋

$$A_g = \mu A_{\text{柱}} = 0.004 \times \frac{180^2}{4} \times \pi = 101.79 \text{cm}^2$$

采用 $33\phi 20 = 103.67 \text{cm}^2$, 钢筋中心距柱边缘 7.5cm , 钢筋中距 16.2cm 。

十二、2号墩的稳定性验算

2、3号墩高 9m , 为全桥最高两墩, 现验算2号墩的稳定性, 即不考虑弯矩, 作为轴心受压构件计算。像本例这样高度的桥, 桥墩又有弹性约束, 稳定性是可以保证的, 但

为了全面地示例计算方法，仍予进行验算。

轴心受压构件按规范JTJ023—85第4.1.3条计算：

$$N_i \leq \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_s A + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s \right) \quad (1-15)$$

在上式中， φ 为纵向弯曲系数，可自规范JTJ023-85表4.1.3查取，但查取时需先进行墩柱及桩基的长细比 l_0/r 的计算，主要是构件计算长度 l_0 的计算。

1. 构件的计算长度

在计算构件的计算长度的过程中，可利用本节“九、1”的计算结果得到桩在土中假想固结点。墩柱与桩的换算直径，按“九、2”的方法计算（在本计算中，所有符号意义不再重述），再利用“九、3”的计算方法（其大部分数据也可利用），计算墩柱顶的约束刚度。最后按“九、4”的计算方法确定计算长度。

（1）桩在土中假想固结点在最低冲刷线以下 $x = 5.357\text{m}$ ，见本节“九、1”。

（2）墩柱与桩换算直径（见图1-5）⁽⁴⁾

$$I_0 = I_z / Z$$

$$d_0 = \sqrt[4]{\frac{I_0}{0.0491}}$$

$$I_z = 0.5154\text{m}^4 = 0.5154 \times 10^{12}\text{mm}^4$$

$$\overline{l_1} = 9\text{m}, \quad \overline{l_2} = 2 \times (2 + 5.357) = 14.714\text{m}$$

$$\overline{l} = 2\overline{l_1} + \overline{l_2} = 2 \times 9 + 14.714 = 32.714\text{m}$$

$$\lambda_1 = \frac{\overline{l_1}}{\overline{l}} = \frac{9}{32.714} = 0.2751$$

$$\lambda_2 = \frac{\overline{l_2}}{\overline{l}} = \frac{14.714}{32.714} = 0.4498$$

$$I_1 = 0.2486\text{m}^4 = 0.2486 \times 10^{12}\text{mm}^4$$

$$\gamma = I_2/I_1 = \frac{0.5154}{0.2486} = 2.073$$

$$\begin{aligned} Z &= 2\lambda_1\gamma + \lambda_2 + \frac{\gamma - 1}{2\pi} [\sin 2\pi(\lambda_1 + \lambda_2) - \sin(2\pi\lambda_1)] \\ &= 2 \times 0.2751 \times 2.073 + 0.4498 + \frac{2.073 - 1}{2\pi} [\sin 2\pi \times \\ &\quad (0.2751 + 0.4498) - \sin(2\pi \times 0.2751)] \\ &= 1.2531 \end{aligned}$$

$$I_0 = I_2/Z = 0.5154/1.2531 = 0.4113$$

$$d_0 = \sqrt[4]{\frac{0.4113}{0.0491}} = 1.701\text{m}$$

(3) 墩顶的约束刚度 (见图1-10)

自“二、2”可得:

$$K_{21} = K_{22} = 10\,694\text{kN/m}$$

自“九、3”可得:

$$K_A^1 = 11\,293\text{kN/m}, K_B^2 = 32\,668\text{kN/m}$$

约束刚度的集成为:

K_{21} 与 K_{22} 并联; K_A^1 与 K_B^2 并联; 两者各自并联后, 再串联。

$$\begin{aligned} K_{21} + K_{22} &= 2 \times 10\,694 \\ &= 21\,388\text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_A^1 + K_B^2 &= 11\,293 + 32\,668 \\ &= 43\,961\text{kN/m} \end{aligned}$$

墩顶约束刚度

$$\begin{aligned} K &= \frac{21\,388 \times 43\,961}{21\,388 + 43\,961} \\ &= 14\,388\text{kN/m} \end{aligned}$$

单柱约束刚度

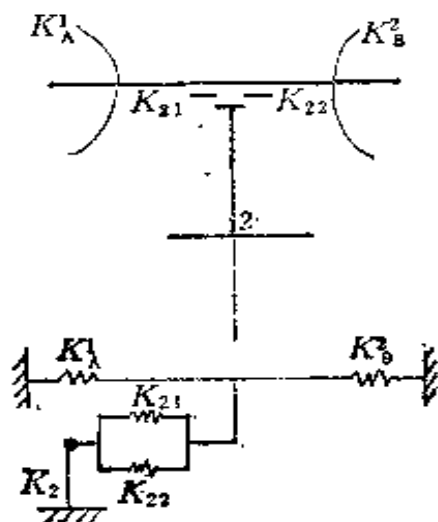


图 1-10

$$K = -\frac{1}{2} \times 14\,388 = 7\,194 \text{ kN/m}$$

(4) 构件计算长度 l_0 [4]

$$l_0 = \pi / \alpha_0$$

α_0 按式 (1-10) 求解

$$\text{tg}(\alpha_0 l) - \alpha_0 l + E_b I_0 \alpha_0^3 \frac{1}{K} = 0$$

$$l = 9 + 2 + 5.357 = 16.357 \text{ m}$$

$$E_b I_0 = 2.85 \times 10^7 \times 0.4113 = 1.1722 \times 10^7$$

$$K = 7\,194 \text{ kN/m}$$

$$\text{tg}(\alpha_0 \times 16.357) - \alpha_0 \times 16.357 + 1.1722 \times 10^7 \alpha_0^3 \frac{1}{7194} = 0$$

$$\alpha_0 = 0.132$$

$$l_0 = \pi / 0.132 = 23.8 \text{ m}$$

$$l_0 / d_0 = 23.8 / 1.701 = 14$$

2. 纵向弯曲系数 φ 及稳定性验算

查规范JTJ 023—85表4.1.3, 当 $l_0 / d_0 = 14$ 时, $\varphi = 0.87$ 。

$\gamma_b = 0.95$, $\gamma_c = 1.25$, $\gamma_s = 1.25$, $R_s = 14.5 \text{ MPa}$,

$R'_s = 340 \text{ MPa}$ 。

$$A = \frac{\pi}{4} \times 1.701^2 = 2.272 \text{ m}^2, A'_s = 91.11 \text{ cm}^2 \text{ (符号意义}$$

见本节“十”及规范JTJ 023—85第4.1.3条, 其中 R'_s 为钢筋抗压设计强度, $A'_s = 91.11 \text{ cm}^2$ 为纵向钢筋面积, 见本节“十、4”)

将上列数值代入式 (1-15) 右项

$$\begin{aligned} \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_s A + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s \right) &= 0.87 \times 0.95 \left(\frac{1}{1.25} \times 14.5 \right. \\ &\times 2.272 \times 10^6 + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 91.11 \times 10^2 \left. \right) = 23\,831 \end{aligned}$$

$$\times 10^3 \text{N} = 23\,831 \text{kN}$$

式(1-15)左项为乘以荷载系数的轴向力,按规范JTJ 023—85第4.1.2条式(4.1.2-1)计算。

自表1-4,2号墩的墩柱底恒载6 505.47kN,活载1 355.70 kN,用单柱计算时上述数值乘 $\frac{1}{2}$ 。

墩柱底以下2m最低冲刷线处,桩重力为:

$$\frac{1.8^2}{4}\pi \times 25 \times 2 = 127.23 \text{kN}$$

最低冲刷线以下至假想固结点,桩长5.357m,在此桩长范围内,需考虑桩重及桩周极限摩阻力($\tau_1 = 50 \text{kN/m}^2$)。

计算桩重力为:

$$\frac{1.8^2}{4}\pi \times 25 \times 5.357 = 340.80 \text{kN}$$

桩身摩阻力为:

$$1.8\pi \times 5.357 \times 50 = 1\,514.66 \text{kN}$$

$$N_1 = 1.2S_G + 1.4S'_Q = [1.2 \times 6\,505.47 \times \frac{1}{2} + 1.2$$

$$\times (127.23 + 340.80)] + 1.4 \times 1\,355.70 \times \frac{1}{2} - 1\,514.66$$

$$= 3\,899.25 \text{kN} < 23\,831 \text{kN}, \text{可。}$$

(墩柱及桩的重力是沿高度向下分布的,计算中作为柱顶的集中力,这样计算偏于安全)

墩柱及桩一般均设螺旋式间接钢筋,但由于不能满足规范JTJ 023—85式(4.1.4)中注②的要求,故以上轴心受压构件的正截面强度按规范JTJ 023—85中式(4.1.3)计算。

十三、桩的承载力验算

按规范JTJ 024—85中表4.3.2-1,钻孔桩周边土的极限

摩阻力取 50kN/m^2 。桩长 30m 。由于2号墩墩身较高，以2号墩验算桩的承载力。按规范JTJ024—85第4.3.2条，在最低冲刷线以下，按桩身重力的 $\frac{1}{2}$ 作为计算重力。在验算桩承载力时，不用分项荷载系数方法，而用单一安全系数方法。

自表1-4得，2号墩单柱底恒载为 $\frac{1}{2} \times 6505.47 = 3252.74\text{kN}$ ，单柱底活载为 $\frac{1}{2} \times 1355.70 = 677.85\text{kN}$ ，合计 3930.59kN 。

最低冲刷线以上 2m 桩重力为：

$$\frac{1.8^2}{4} \pi \times 2 \times 25 = 127.23\text{kN}$$

最低冲刷线以下 28m 桩重力为：

$$\frac{1.8^2}{4} \pi \times 28 \times 25 = 1781.28\text{kN}$$

最低冲刷线以下 28m 桩重力之半为：

$$\frac{1}{2} \times 1781.28 = 890.64\text{kN}$$

横向风力引起的竖直力为： 126.90kN （表4-1）。

以上合计 5075.36kN （最低冲刷线以下桩重力取 $\frac{1}{2}$ ）

桩的允许承载力按规范JTJ024—85式（4.3.2-1）计算如下：

$$[P] = \frac{1}{2}(U l \tau_P + A \sigma_R) \quad (1-16)$$

式中 U ——桩的周长(m)，按规范JTJ024—85第4.3.2条，设计直径（钻头直径）加 5cm 计算成孔直径，

$$U = \pi (1.8 + 0.05) = 5.812\text{m}；$$

$$l——桩入土长度， $l = 30 - 2 = 28\text{m}$ ；$$

τ_P ——桩周极限摩阻力, $\tau_P = 50 \text{ kPa}$;

A ——桩底横截面面积, 按成孔直径计算, $A =$

$$\frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi \times (1.8 + 0.05)^2 = 2.688 \text{ m}^2$$

(采用换浆法施工, 故用成孔直径);

$$\sigma_R = 2m_0\lambda[\sigma_0] + k_2\gamma_2(h-3) \quad (1-17)$$

式中 m_0 ——清底系数, $m_0 = 0.4$ (规范JTJ024—85, 表4.3.2-3);

λ_0 ——修正系数, $\lambda = 0.7$ (规范JTJ024—85, 表4.3.2-2);

$[\sigma_0]$ ——桩尖处土允许承载力, $[\sigma_0] = 350 \text{ kPa} = 350 \text{ kN/m}^2$ (规范JTJ024—85表2.1.2-5, 中密中砂);

R_2 ——土的深度修正系数, $k_2 = 4$ (规范JTJ024—85, 表2.1.4);

γ_2 ——土容重, $\gamma_2 = \frac{1}{1+e}(\gamma_0 - \gamma_w) = \frac{1}{1+0.5}(27 - 10)$
 $= 11.333 (\text{kN/m}^3)$ (规范JTJ024—85第2.1.4条, 注①);

h ——桩尖埋置深度, 自原地面以下埋30m。

$$\begin{aligned}\sigma_R &= 2 \times 0.4 \times 0.7 \times 350 + 4 \times 11.333 \times (30 - 3) \\ &= 1419.96 (\text{kPa})\end{aligned}$$

$$[P] = \frac{1}{2}(5.812 \times 28 \times 50 + 2.688 \times 1419.96)$$

$$= 5976.83 \text{ kN} > 5075.36 \text{ kN}, \text{ 可。}$$

第二节 桥 台 计 算

一、设 计 资 料

设计资料同第一节桥墩计算“一”内有关数据。桥台尺寸见图1-11。桥台台帽（包括翼墙、背墙）采用25号混凝土，双肋台身及基础采用20号混凝土，均采用II级钢筋。桥台计算不考虑横向风力及活载横向偏心影响，因为它们对桥台受力影响很小。

二、台身顶、底的台后土压力

1. 台身顶的台后土压力

填土内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ ，台帽宽11.25m，台身肋宽 $d = 0.8$ m，两肋外缘距离7.0m，台帽背高度3.407m，填土容重 $\gamma = 18$ kN/m³，汽车—超20级等代土层厚度为：

$$h = \frac{\Sigma G}{Bl_0 \gamma} \quad (1-18)$$

式中 ΣG ——破棱体平面内布设的活载轴重；

Bl_0 ——破棱体平面面积， B 为破棱体宽度，取11.25 m（台帽的宽度）， l_0 为破棱体长度，按以下计算：

先求破棱体破裂面与竖直线夹角“ θ ”的正切值，按规范JTJ021—89公式（附1.4）：

$$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \omega + \sqrt{(\operatorname{ctg} \varphi + \operatorname{tg} \omega)(\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \alpha)} \quad (1-19)$$

式中 α ——台背与竖直线交角， $\alpha = 0$ ；

φ, γ ——土的内摩擦角、土的容重，见前述；

δ ——台背与土的摩擦角，取 $\delta = \frac{1}{2}\varphi = \frac{1}{2} \times 30^\circ = 15^\circ$ ；

$$\omega = \alpha + \delta + \varphi = 0^\circ + 15^\circ + 30^\circ = 45^\circ$$

$$\begin{aligned}\operatorname{tg} \theta &= -\operatorname{tg} 45^\circ + \sqrt{(\operatorname{ctg} 30^\circ + \operatorname{tg} 45^\circ)(\operatorname{tg} 30^\circ - \operatorname{tg} 0^\circ)} \\ &= 0.256\end{aligned}$$

$$l_0 = H \operatorname{tg} \theta = 3.407 \times 0.256 = 0.872 \text{ m}$$

其中 H 为台帽背墙顶至台帽底的高度, 见图1-11。

破棱体的平面 ($Bl_0 = 11.25 \times 0.872 \text{ m}^2$) 内, 横桥向布置两列汽车一超20级, 纵向布置一个加重车后轴, 其重力为 $\Sigma G = 2 \times 1 \times 140 = 280 \text{ kN}$ 。

$$h = \Sigma G / Bl_0 \gamma = 280 / 11.25 \times 0.872 \times 18 = 1.586 \text{ m}$$

土压力系数 μ 按规范JTJ021—89附录一式(附1.2)为:

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ + 15^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 15^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 15^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} \\ &= 0.301\end{aligned}$$

上式中: β 为填土表面与水平面交角, $\beta = 0$, 其余符号意义见前述。

台帽背墙顶至台帽底高度范围内的土压力, 按规范JTJ021—89式(附1.3)为:

$$\begin{aligned}E &= \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h) B \mu = \frac{1}{2} \times 18 \times 3.407 \times (3.407 \\ &\quad + 2 \times 1.586) \times 11.25 \times 0.301 = 2269.484 \text{ kN}\end{aligned}$$

对台身顶(台帽底)的力臂(规范JTJ021—89附录一)为:

$$C = \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h}{H + 2h} = \frac{3.409}{3} \times \frac{3.409 + 3 \times 1.586}{3.409 + 2 \times 1.586} = 1.410 \text{ m}$$

2. 台身底的台后土压力 (图1-12)

上面“1”项台帽背墙高度范围内的土压力,系用于台身顶截面的验算。而台身顶截面的验算中,系台后土压力控制设计,也就是说,顺时针方向弯矩控制设计时,要求台后土压力越大,对台身顶截面愈为不利。对于台身底的截面验算来说,系恒载及活载的反时针方向的竖力偏心弯矩控制设计(见图1-11),这就是说,在求计算台身底的台后土压力时,因其弯矩方向为顺时针方向,其值愈小对截面愈为不利。所以,在计算台后土压力时,不考虑台后破棱体上有活载,即汽车一超20级等代土层厚度 h 为零。

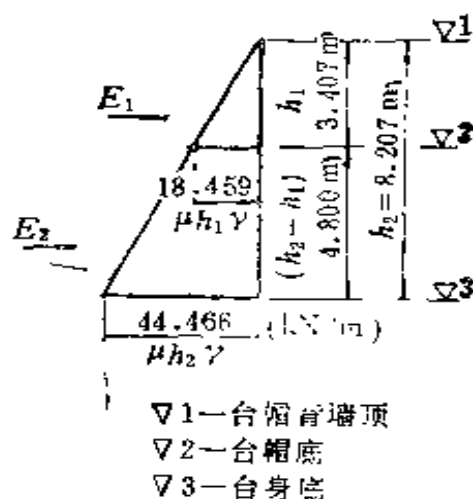


图1-12 土压力单宽强度

台帽背墙高度范围内,土压力的计算宽度为台帽长度11.25m。

台身每一肋的土压力计算宽度按规范JTJ021—89式(2.2.3-2)计算为: $b = d(2n - 1)/n = 0.8 \times (2 \times 2 - 1)/2 = 1.2\text{m}$,两肋为 $2 \times 1.2 = 2.4\text{m}$ 。上式中; d 为肋的宽度1.2m, n 为肋的根数2。

台身底承受自填土顶至台身底高度范围内的台后土压力。在这个高度内,有背墙土压力及肋身土压力,因其横桥向承受的土压力宽度不一样,所以要根据土压力单宽强度(图1-12)分别计算。

(1) 台帽背墙高度范围内的台后土压力

自本节“一、1”, $\mu = 0.301$ 。

$$\mu h_1 \gamma = 0.301 \times 3.407 \times 18 = 18.459 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu h_2 \gamma = 0.301 \times 8.207 \times 18 = 44.466 \text{ kN/m}^2$$

h_1 、 h_2 见图1-12。

$$E_1 = \frac{1}{2} \times 18.459 \times 3.407 \times 11.25 = 353.755 \text{ kN}$$

对台身底的力臂为：

$$e_1 = 8.207 - \frac{2}{3} \times 3.407 = 5.936 \text{ m}$$

对台身底的弯矩为：

$$M_1 = 353.755 \times 5.936 = 2099.890 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 台身两肋高度范围内土压力

$$\begin{aligned} E_2 &= \frac{1}{2} \times (18.459 + 44.466) \times 4.8 \times (2 \times 1.2) \\ &= 362.448 \text{ kN} \end{aligned}$$

对台身底力臂为：

$$e_2 = \frac{4.8 \times (44.466 + 2 \times 18.459)}{3 \times (44.466 + 18.459)} = 2.069 \text{ m}$$

对台身底的弯矩为：

$$M_2 = 362.448 \times 2.069 = 749.905 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

三、基础底的台后土压力

基础底截面与台身底截面一样，系恒载及活载的反时针方向的竖直力偏心弯矩控制设计，故计算台后土压力时，因产生顺时针方向弯矩，其值愈小对截面愈为不利。所以在计算台后土压力时，不考虑台后破棱体上有活载，即汽车—超20级的等代土层厚度 h 为零。

土压力系数 μ 同本节“二、1”， $\mu = 0.301$ 。

由于台帽长度、台身双肋计算宽度、基础长度三者各不相同，其承受土压力的宽度也不同，因此需分别计算其范围

内的土压力（见图1-13）。

1. 台帽背墙高度范围内的土压力

土压力单宽强度为：

$$\mu h_1 \gamma = 0.301 \times 3.407 \times 18 = 18.459 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu h_2 \gamma = 0.301 \times 8.207 \times 18 = 44.466 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu h_3 \gamma = 0.301 \times 9.207 \times 18 = 49.884 \text{ kN/m}^2$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \times 18.459 \times 3.407 \times 11.25 = 353.755 \text{ kN}$$

h_1, h_2, h_3 见图1-13。

对台基底的力臂

为：

$$e_1 = 9.207 - \frac{2}{3} \times 3.407$$

$$= 6.936 \text{ m}$$

对台基底的弯矩

为：

$$M_1 = 353.755 \times 6.936$$

$$= 2453.645 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 台身两肋高度范围内的土压力

$$E_2 = \frac{1}{2} \times (18.459 + 44.466) \times 4.8 \times (2 \times 1.2)$$

$$= 362.448 \text{ kN}$$

对台基底的力臂为：

$$e_2 = (4.8 + 1) - \frac{4.8 \times (18.459 + 2 \times 44.466)}{3 \times (18.459 + 44.466)} = 3.069 \text{ m}$$

对台基底的弯矩为：

$$M_2 = 362.448 \times 3.069 = 1112.353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. 台基础范围内的土压力

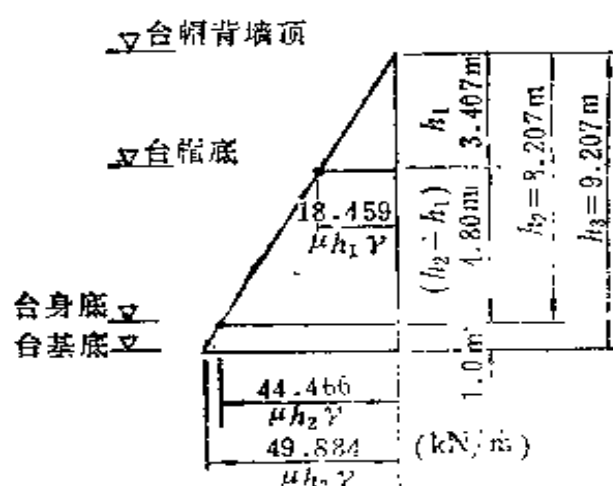


图1-13 土压力单宽强度

$$E_s = \frac{1}{2} \times (44.466 + 49.884) \times 1 \times 8 = 377.400 \text{ kN}$$

对台基底的力臂为:

$$e_s = \frac{1 \times (49.884 + 2 \times 44.466)}{3 \times (49.884 + 44.466)} = 0.490 \text{ m}$$

对台基底的弯矩为:

$$M_s = 377.400 \times 0.490 = 184.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

四、台身底的台前土压力 (图1-14)

台身底土压力 (规范JTJ 021—89式附1.1)

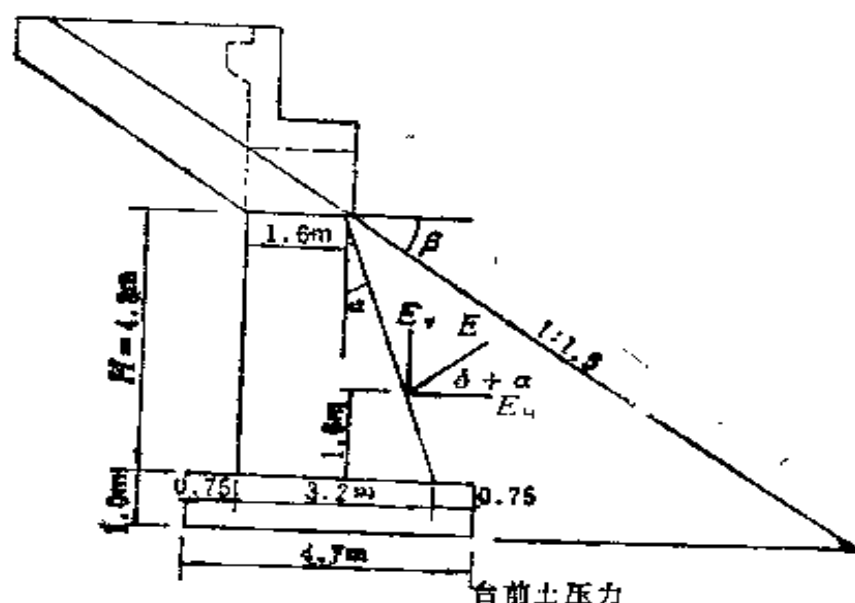


图1-14 台前土压力 (单位:m)

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 b \mu$$

式中 γ ——土的容重, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

H ——台身底以上台身高度, $H = 4.8 \text{ m}$;

b ——台身两肋计算高度, $b = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ m}$ 。

$$\mu = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ - 18.4^\circ)}{\cos^2 18.4^\circ \cos(18.4^\circ + 15^\circ)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 15^\circ) \sin(30^\circ + 33.69^\circ)}{\cos(18.4^\circ + 15^\circ) \cos(18.4^\circ + 33.69^\circ)}} \right]^2$$

$$= 0.286$$

式中 φ ——土的内摩擦角, $\varphi = 30^\circ$;

α ——台肋前缘与竖直线交角, $\alpha = 18.4^\circ$;

δ ——台肋前缘与土的摩擦角, $\delta = \frac{1}{2}\varphi = 15^\circ$;

β ——台前溜坡与水平线交角, $\beta = -33.69^\circ$ 。

$$E = \frac{1}{2} \times 18 \times 4.8^2 \times 2.4 \times 0.286 = 142.332 \text{ kN}$$

$$E \text{ 的竖向分力: } E_v = 135.365 \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$= 142.332 \times \sin 33.4^\circ = 78.351 \text{ kN}$$

$$E \text{ 的水平分力: } E_H = -135.365 \times \cos(\delta + \alpha)$$

$$= -142.332 \times \cos 33.4^\circ$$

$$= -118.826 \text{ kN}$$

(方向向岸, 冠以负号)

$$E \text{ 作用点离台身底面: } C = \frac{1}{3} \times 4.8 = 1.6 \text{ m}$$

E 对台身底力矩:

$$\text{竖向分力 } M_v = 78.351 \times \left(\frac{3.2}{2} - 1.6 \tan 18.4^\circ \right)$$

$$= 83.659 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{水平分力 } M_H = -118.826 \times 1.6 = -190.172 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

五、基础底的台前土压力

如图1-11、1-14、1-15。

由于基础厚度 (1 m) 较台身高度 (4.8 m) 小得多, 可假定台肋前坡延至基底, 用前面公式计算土压力。台身高

加基础高为 $H = 4.8 + 1 = 5.8\text{m}$ ，台身计算宽度为 $2 \times 1.2 = 2.4\text{m}$ ，基础计算宽度为 8m ，需分别计算土压力。

$$\mu = 0.286,$$

$$h_1 = 4.8\text{m},$$

$$h_2 = 1.0\text{m},$$

土压力单宽强度为：

$$\begin{aligned}\mu\gamma h_1 &= 0.286 \times 18 \times 4.8 \\ &= 24.710\text{kN/m},\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu\gamma(h_1 + h_2) &= 0.286 \times 18 \times 5.8 \\ &= 29.858\text{kN/m}\end{aligned}$$

台身部分土压力

$$E_1 = \frac{1}{2} \mu\gamma h_1^2 \times (2 \times 1.2)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.286 \times 18$$

$$\times 4.8^2 \times 2.4 = 142.332\text{kN}$$

基础部分土压力

$$E_2 = \frac{1}{2} \times h_2 \times [\mu\gamma h_1 + \mu\gamma(h_1 + h_2)] \times 8$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.0 \times (24.710 + 29.858) \times 8$$

$$= 218.272\text{kN}$$

$$e_1 = \frac{1}{3} h_1 + 1.0 = \frac{1}{3} \times 4.8 + 1.0 = 2.6\text{m}$$

$$\begin{aligned}e_2 &= \frac{h_2[\mu\gamma(h_1 + h_2) + 2\mu\gamma h_1]}{3[\mu\gamma(h_1 + h_2) + \mu\gamma h_1]} \\ &= \frac{1 \times (29.858 + 2 \times 24.710)}{3 \times (29.858 + 24.710)} = 0.482\text{m}\end{aligned}$$

$$E_1 \text{ 的 竖 直 分 力 } E_{1v} = 142.332 \sin(\delta + \alpha)$$

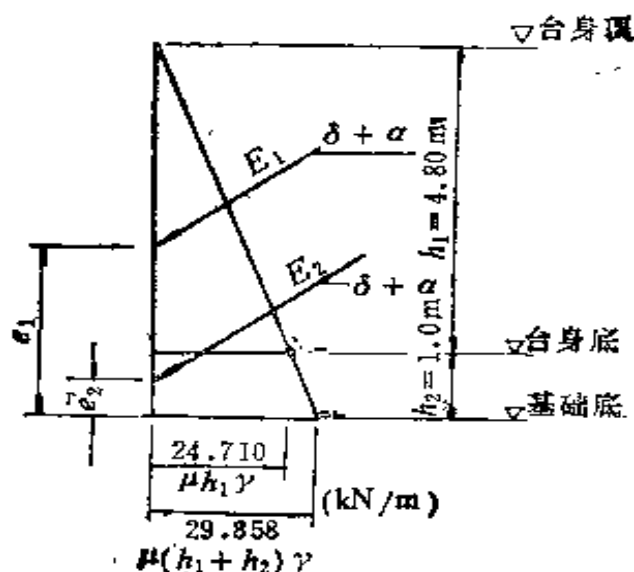


图1-15 基础底台前土压力

$$= 142.332 \sin 33.4^\circ = 78.35 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_1 \text{的水平分力 } E_{1H} &= -142.332 \cos(\delta + \alpha) \\ &= -142.332 \cos 33.4^\circ \\ &= -118.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_2 \text{的竖直分力 } E_{2V} &= 218.272 \sin(\delta + \alpha) \\ &= 218.272 \sin 33.4^\circ \\ &= 120.155 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_2 \text{的水平分力 } E_{2H} &= -218.272 \cos(\delta + \alpha) \\ &= -218.272 \cos 33.4^\circ \\ &= -182.224 \text{ kN} \end{aligned}$$

E_1 对基础底的弯矩

$$\begin{aligned} \text{竖直分力 } M_{1V} &= 78.351 \times \left(\frac{3.2}{2} + 1 \times \operatorname{tg} \alpha - e_1 \operatorname{tg} \alpha \right) \\ &= 78.351 \times (1.6 + 1 \times \operatorname{tg} 18.4^\circ - 2.6 \\ &\quad \times \operatorname{tg} 18.4^\circ) = 83.659 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平分力 } M_{1H} &= -118.826 \times e_1 = -118.826 \times 2.6 \\ &= -308.948 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

E_2 对基础底的弯矩

$$\begin{aligned} \text{竖直分力 } M_{2V} &= 120.155 \times \left(\frac{3.2}{2} + 1 \times \operatorname{tg} \alpha - e_2 \operatorname{tg} \alpha \right) \\ &= 120.155 \times (1.6 + 1 \times \operatorname{tg} 18.4^\circ \\ &\quad - 0.48 \times \operatorname{tg} 18.4^\circ) \\ &= 213.033 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平分力 } M_{2H} &= -182.224 \times e_2 = -182.224 \times 0.48 \\ &= -87.468 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

六、台后、台前土压力汇总

汇总时，水平土压力向河为正，向岸为负；弯矩顺时针

方向为正, 逆时针方向为负。

台身顶的台后土压力 (见本节 “二、1”)

土压力 $E = 2\,269.484\text{kN}$

土压力弯矩 $M = 3\,199.972\text{kN}\cdot\text{m}$

台身底、基础底土压力见表1-5。

台身底及基础底的台后、台前土压力汇总表

表1-5

土压力		面	台身底	基础底
土压力 (kN)	台后土压力	台帽	353.755	353.755
		台身	362.448	362.448
		基础	—	377.400
	台前土压力	台身	竖直分力 78.351	竖直分力 78.351
			水平分力 —118.826	水平分力 —118.826
		基础	竖直分力 —	竖直分力 120.155
			水平分力 —	水平分力 —182.224
		合计 (kN)	竖直力 78.351	竖直力 198.506
			水平力 597.377	水平力 792.553
土压力弯矩 (kN·m)	台后土压力	台帽	2 099.890	2 453.645
		台身	749.965	1 112.353
		基础	—	184.926
	台前土压力	台身	竖直分力 83.659	竖直分力 83.659
			水平分力 —190.122	水平分力 —308.948
		基础	竖直分力 —	竖直分力 213.033
			水平分力 —	水平分力 —87.464
		合计(kN·m)	2 743.332	3 651.200

七、恒 载

1. 上部结构恒载 上部结构恒载，按第一节“四、1”，取桥墩计算的恒载之半，为 $5\,053.080/2 = 2\,526.540\text{kN}$ 。恒载偏心弯矩计算如下（参见图1-11）：

上部结构恒载对台身顶的偏心弯矩为：

$$2\,526.540 \times 0.1 = 252.654\text{kN}\cdot\text{m}$$

上部结构恒载对台身底的偏心弯矩为：

$$\begin{aligned} M &= -2\,526.540 \times (3.2/2 - 0.4 - 0.5) \\ &= -1\,768.578\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

上部结构恒载对基础底的偏心弯矩为：

$$\begin{aligned} M &= -2\,526.540 \times (4.7/2 - 0.75 - 0.4 - 0.5) \\ &= -1\,768.578\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2. 下部结构恒载 下部结构恒载包括下部结构物的重力和桥台基础上面承载的土重力，分别计算于表1-6及表1-7。在前面的台前土压力中，桥台两肋前坡所受的土压力的竖直分力已经计及，但是两肋以外的土重力，如基础襟边上的土重力、两肋中间的土重力，应作为恒载加载于基础底面，这就是表1-7所计算的。

在表1-6及1-7计算中，素混凝土基础容重采用 24kN/m^3 ，台帽、台身容重采用 25kN/m^3 ，土容重采用 18kN/m^3 。

台身顶承受的台帽及其以上部分桥台恒载 表1-6A

名称	体 积 (m^3)	重 力 (kN)	对台身顶中心力臂 (m)	偏心弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
翼 墙	$2 \times [(0.75 + 2.657 + 0.75) \times \frac{1}{2} \times 3.7] \times 0.45 = 6.921$	173.036	$-\left[\frac{3.7 \times (2.657 + 0.75 + 2 \times 0.75)}{3 \times (2.657 + 0.75 + 0.75)} + 0.1 + 0.8 \right] = 2.356$	-497.673

续上表

名称	体 积 (m ³)	重 力 (kN)	对台身顶中心力臂 (m)	偏心弯矩 (kN·m)
桥头搭板牛腿	$\frac{(0.35+0.7)}{2} \times 0.35 \times (11.25 - 0.9) = 1.902$	47.545	$-\left[\frac{0.35 \times (0.7 + 2 \times 0.35)}{3 \times (0.7 + 0.35)} + 0.1 + 0.8 \right] = 1.056$	-50.208
背排	$0.5 \times (1.707 + 0.5) \times 11.25 = 12.414$	310.350	$-\left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 0.65$	-201.708
台帽上侧挡块	$0.5 \times (0.5 \times 1.3 \times 0.5) = 0.65$	16.250	$\left(\frac{1.8}{2} - \frac{1.3}{2} \right) = 0.25$	4.063
台帽	$1.8 \times 11.25 \times 1.2 = 24.300$	607.500	0	0
桥头搭板	$0.35 \times (11.25 - 2 \times 0.45) \times \frac{8}{3} = 9.660$	241.500	$-\left(\frac{0.35}{2} + 0.1 + \frac{1.6}{2} \right) = -1.075$	-259.613
合计		1396.181		-915.159

注：桥头搭板长8m，厚0.35m，宽 $(11.25 - 2 \times 0.45) = 10.35\text{m}$ 。

台身底、基础底承受的桥台恒载

表1-6B

名称	体 积 (m ³)	重 力 (kN)	对台身底中心力臂 (m)	偏心弯矩 (kN·m)
翼墙	$2 \times \left[(0.75 + 2.657) + 0.75 \right] \times \frac{1}{2} \times 3.7 \times 0.45 = 6.921$	173.036	$-\left[\frac{3.7 \times (2.657 + 0.75 + 2 \times 0.75)}{3 \times (2.657 + 0.75 + 0.75)} + 0.1 + \frac{3.2}{2} \right] = -3.156$	-546.102
桥头搭板牛腿	$\frac{(0.35+0.7)}{2} \times 0.35 \times (11.25 - 0.9) = 1.902$	47.545	$-\left[\frac{0.35 \times (0.7 + 2 \times 0.35)}{3 \times (0.7 + 0.35)} + 0.1 + \frac{3.2}{2} \right] = -1.856$	-88.243

续上表

名称	体积(m ³)	重力(kN)	台身底 对 基础底 中心力臂(m)	偏心弯矩 (kN·m)
背墙	$0.5 \times (1.707 + 0.5) \times 11.25 = 12.414$	310.350	$-\left(\frac{3.2}{2} + 0.1 - 0.25\right) = -1.45$	-450.108
台帽上 两侧挡板	$2 \times (0.5 \times 1.3 \times 0.5) = 0.650$	16.250	$-\left(\frac{3.2}{2} - 0.4 - \frac{1.3}{2}\right) = -0.55$	-8.938
台帽	$1.8 \times 11.25 \times 1.2 = 24.300$	607.500	$-\left(\frac{3.2}{2} - 0.8\right) = -0.8$	-486.000
台身	$2 \times (1.6 \times 4.8 \times 0.8) = 12.288$	307.200	$-\left(\frac{3.2}{2} - 0.8\right) = -0.8$	-245.760
	$2 \times \left(\frac{1.6}{2} \times 4.8 \times 0.8\right) = 6.144$	153.600	$\frac{1.6}{3} = 0.533$	81.333
基础	$4.7 \times 8 \times 1 = 37.600$	902.400	0	0
桥头搭板	$0.35 \times (11.25 - 2 \times 0.15) \times \frac{8}{3} = 9.660$	241.500	$-\left(\frac{0.35}{2} + 0.1 + \frac{3.2}{2}\right) = -1.875$	-152.813
合计	台身底	1856.981	—	-2105.905
	基础底	2759.381	—	-2105.995

顺时针方向弯矩为正，逆时针方向弯矩为负。桥头搭板容重采用25kN/m³，假设其重力的1/3传给桥台。计算时参阅图1-11。

桥台基础承载土重力

表1-7

名称	体 积 (m ³)	重 力 (kN)	对基础底中心 偏心距(m)	偏心弯矩 (kN·m)
台后襟边 土 重 力 (后两项 位置为扣 去搭板半 隧和密板 所占体 积)	$(0.75-0.1) \times (4.8$ $+ 2.657 \div 0.75) \times 8$ $- \frac{(0.35 \div 0.7)}{2} \times 0.35$ $\times 8 - 0.35 \times 0.35 \times 8$ $= 40.223$	724.075	$-\left[\frac{(0.75-0.1)}{2} \right.$ $\left. + 0.1 + \frac{3.2}{2} \right]$ $= -2.205$	-1 466.252
台前襟 边及台 肋前填 土的土 重 力	$0.75 \times 4.8 \times 8 = 28.800$ $(3.2-1.6) \times 4.8 \times 8$ $\times \frac{1}{2} = 30.72$ $(3.2-1.6-0.1$ $-0.75) \times (3.2-1.6$ $-0.1 \div 0.75) \times \frac{1}{1.5}$ $\times \frac{1}{2} \times 8 = 13.500$	518.400	$\frac{0.75}{2} + \frac{3.2}{2}$ $= 1.975$ $\frac{2}{3} \times 1.6 = 1.067$	1 023.840
	小 计	828.360		-1 407.298
	扣除计算台前土压力 时双肋所占计算宽度 (2×1.2m)的土压力, 在“小计”内乘以 $\frac{8-2.4}{8}$ =0.7宽度折减系数	0.7×828.360 $= 579.852$		$0.7 \times$ $1 407.298$ $= 985.109$
横桥向两 肋身之间	$1.6 \times 4.8 \times (8-2 \times$ $0.8) = 49.152$	884.736	-0.8	-707.789

续上表

名称	体 积 (m^3)	重 力 (kN)	对基础底中心 偏心距(m)	偏心弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
及两外侧 墩边上土 重 力	$\frac{1}{2}(3.2-1.6)\times 4.8$ $\times (8-2\times 0.8)$ $= 24.57$	442.368	$\frac{1.6}{3} = 0.533$	235.783
合 计	—	2 700.151	—	-1 067.198

八、活 载

活载布置可参看第一节图1-3。本桥台为钢筋混凝土台帽及钢筋混凝土双肋台身，计入冲击系数。第一节“四、3”内汽车—超20级的反力为 $R_2 = 1\,086.741\text{kN}$ ，可作为作用于桥台的活载压力。挂车反力较小，不控制设计。

活载对台身顶偏心弯矩为：

$$M = 1\,086.741 \times 0.1 = 108.674\text{kN}\cdot\text{m}$$

活载对台身底或基础底偏心弯矩为：

$$M = -1\,086.741 \times 0.7 = -760.719\text{kN}\cdot\text{m}$$

九、摩 阻 力

摩阻力为活动支座的摩擦系数（0.06）乘以恒载反力。据本节“七”，上部结构恒载竖直压力（即恒载反力）为 $2\,526.540\text{kN}$ ，故摩阻力为：

$$0.06 \times 2\,526.540 = 151.592\text{kN}$$

摩阻力的作用点在活动支座顶部，支座厚度为 59mm ，支座垫石高 100mm ，制动力对台身顶、底力臂分别为 1.359m 及 6.159m （图1-11），制动力对基础底力臂为 7.159m ，其相应弯矩分别为：

对台身顶: $151.592 \times 1.359 = 206.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$

对台身底: $151.592 \times 6.159 = 933.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$

对基础底: $151.592 \times 7.159 = 1\,085.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$

十、台身底、基础底的作用力汇总

台身底、基础底作用力汇总表

表1-8

作用力	截面	台身顶	台身底	基础底
土压力(本节六及表1-5)	竖向力(kN)	—	78.351	198.506
	水平力(kN)	2 269.484	597.377	732.553
	弯矩(kN·m)	3 199.972	2 743.332	3651.200
上部结构恒载(本节“七、1”)	竖向力(kN)	2 526.540	2 526.540	2 526.540
	弯矩(kN·m)	252.654	-1768.578	-1 768.578
下部结构恒载(表1-6A, 6B)	竖向力(kN)	1 396.181	1 856.981	2 759.381
	弯矩(kN·m)	-915.159	-2 195.995	-2 195.995
基础土反力(表1-7)	竖向力(kN)	—	—	2 700.151
	弯矩(kN·m)	—	—	-1 067.198
活载(本节“八”)	竖向力(kN)	1 086.741	1 086.741	1 086.741
	弯矩(kN·m)	108.674	-760.719	760.719
库阻力(本节“九”)	水平力(kN)	±151.592	±151.592	±151.592
	弯矩(kN·m)	±206.014	±933.655	±1 085.247

注: 库阻力可正向(向河方向)、可负向(向岸方向), 故其弯矩也可正向(顺时针)、可负向(逆时针)。

十一、台身顶、底及基础底的截面验算

1. 台身顶截面验算(图1-11)

台身顶截面按规范JTJ023—85第四章计算。

极限状态的荷载效应按规范JTJ023—85第4.1.2条计算。从表1-8来看：1. 水平力（土压力、摩阻力）产生的顺时针方向弯矩较大；2. 恒载弯矩（上、下部结构代数和）与水平力产生的弯矩方向相反；3. 活载弯矩与水平力产生的弯矩同向，但为数不大（因偏心距小），占台身顶总弯矩的4%，而活载竖直力较大，占台身顶恒、活载竖直力的22%，所以，不考虑桥上有活载（台后路堤仍有活载），将使台身顶截面偏心更大，受力更为不利。参照规范JTJ023—85制定式（4.1.2-6）时的思路，恒载荷载系数用0.8，土压力、摩阻力荷载系数用1.3。

$$\text{竖直力 } N_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Qz} = 0.8 \times (2\ 526.540 + 1\ 396.181) + 1.3 \times 0 = 3\ 138.177\text{kN}$$

$$\text{弯矩 } M_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Qz} = 0.8 \times (252.654 - 915.15^\circ) + 1.3 \times (3\ 199.972 + 206.014) = 3\ 897.778\text{kN}\cdot\text{m}$$

上式中， S_G 为恒载竖直力， S'_{Qz} 为土压力及摩阻力，见表1-8。以上计算，尽管 N_j 减小，但偏心距大有增加，从而使截面抗力减小更多，构件处于最不利受力状态。

截面抗力按规范JTJ023—85式（4.1.16-1）右项计算：

$$N_{py} = \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_a b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_g A'_g - \sigma_g A_g) \quad (1-20)$$

x 为中性轴位置，按规范JTJ023—85式（4.1.16-3）计算确定：

$$R_a b x \left(e - h_0 + \frac{x}{2} \right) = \sigma_g A_g e \mp R'_g A'_g e' \quad (1-21)$$

上两式中（包括计算中需要的数据）：

R_a ——混凝土抗压设计强度，按规范JTJ023—85表

2.1.2, 20号混凝土为11MPa;

b ——台身顶的台肋宽度, 单肋 $b = 300\text{mm}$;

h ——台身顶的台肋长度, $h = 1\,600\text{mm}$;

R_g ——钢筋抗压设计强度, 按规范JTJ023—85表

2.2.2-1, II级钢筋为340MPa;

A'_g ——受压钢筋面积, 台肋截面两端各设15 $\Phi 16$ 钢筋, 根据前述极限状态弯矩方向为顺时针向, 截面前缘受压, A'_g 设于前缘, A'_g 系沿台肋前坡设置, 故钢筋面积应乘以前坡与竖直线交角的余弦值, 即 $A'_g = 15\Phi 16 \cos 18.4^\circ = 15 \times 201 \times 0.95 = 2\,864\text{mm}^2$;

A_g ——受拉钢筋面积, $A_g = 15\Phi 16 = 15 \times 201 = 3\,015\text{mm}^2$;

a ——钢筋保护层厚度, $a = 50\text{mm}$;

σ_g ——受拉(或受压较小边)钢筋应力, 当属于大偏心受压时, σ_g 采用抗拉设计强度 R_g , II级钢 $R_g = 340\text{MPa}$; 当属于小偏心受压时, $\sigma_g = 0.003E_g \left(\frac{0.9}{\xi} - 1 \right)$, E_g 为钢筋弹性模量, $E_g =$

$2 \times 10^5\text{MPa}$, $\xi = x/h_0$, h_0 为截面有效高度,

$h_0 = h - a = 1\,600 - 50 = 1\,550\text{mm}$;

$\gamma_b, \gamma_c, \gamma_s$ ——分别为构件工作条件系数, 混凝土安全系数, 钢筋安全系数, $\gamma_b = 0.95$, $\gamma_c = 1.25$, $\gamma_s = 1.25$;

e_0 ——偏心距, $e_0 = M_1/N_1 = 3\,897.778/3\,138.177 = 1.242\text{m} = 1\,242\text{mm}$;

式(1-21)右项“ \mp ”号, 当合力作用于 A'_g 与 A_g 之间时取正号, 反之, 取负号。现 e_0 值为1 242mm, 合力作

用于 A'_s 之外, 取负号;

e ——竖直力距受拉(或受压较小边)钢筋距离,

$$e = h_0 - h/2 + e_0 = 1\,550 - 800 + 1\,242 = 1\,992 \text{ mm};$$

e' ——竖直力距受压钢筋的距离, $e' = e_0 - \frac{h}{2} + a =$

$$1\,242 - 800 - 50 = 392 \text{ mm}。$$

确定 x 的计算, 先假定截面受大偏心受压, 求 x , 如 $x/h_0 = \xi \leq \xi_{jg}$, 则属于大偏心受压, ξ_{jg} 见规范JTJ023—85表4.1.6; 如 $\xi > \xi_{jg}$, 属小偏心受压。

x 按下式解得:

$$11 \times 800 x \left(1\,992 - 1\,550 + \frac{x}{2} \right) = 340 \times 3\,015 \times 1\,992 - 340 \times 2\,684 \times 392$$

$$44x^2 + 38\,896x - 16\,842\,757 = 0$$

$$\text{解: } x = 319 \text{ mm}, \xi = x/h_0 = 319/1\,550 = 0.206$$

$\xi_{jg} = 0.55 > \xi = 0.206$, 属于大偏心受压, 与假定符合。

$$\text{截面抗力 } N_{py} = \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_a b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_s A'_s - \sigma_s A_s) =$$

$$\frac{0.95}{1.25} \times 11 \times 800 \times 319 + \frac{0.95}{1.25} \times (340 \times 2\,684 - 340 \times 3\,015) \\ = 2\,047\,942 \text{ N} = 2\,047.942 \text{ kN}$$

上述抗力为一根台肋的抗力, 一个桥台台身有两根台肋, 抗力为 $2N_{py} = 2 \times 2\,047.942 \text{ kN} = 4\,095.883 \text{ kN}$ 大于 $N_j = 3\,138.177 \text{ kN}$, 故属安全。

按规范JTJ023—85第6.2.15条, 偏心受压构件的受拉钢筋最小配筋率为0.1%(20号混凝土), 本计算符合要求。两侧各设 $\Phi 16$ 钢筋14根, 中距10cm, 可作为台帽抗上部结

构恒、活载产生的负弯矩之用，但需经验算。

2. 台身底截面验算(图1-11)

台身底截面单肋宽800mm，长3200mm。截面钢筋系从台身顶下延而来，即两端各设 $\Phi 16$ 钢筋15根，中距50mm，两侧各设 $\phi 16$ 钢筋16根，中距182.4mm。两侧钢筋的第一根距端面 $50 + 182.4 = 232.4\text{mm}$ 。混凝土保护层距钢筋中心均为 $a = a_g = a'_g = 50\text{mm}$ 。截面有效高度 $h_0 = h'_0 = h - a = 3200 - 50 = 3150\text{mm}$ 。台身底截面系负弯矩(逆时针方向)控制设计

(见后述)，故截面前缘受拉或压力较小，截面后缘受压或压力较大，因此， $A_g = 15\Phi 16 \cos 18.4^\circ \approx 15 \times 201 \times 0.95 = 2864\text{mm}^2$ ， $A'_g = 15\Phi 16 = 3015\text{mm}^2$ 。

根限状态下的荷载效应，竖向力 N_1 参照规范JTJ023—85式(4.1.2-3)计算如下：

$$N_1 = 1.1S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2} + 0.8S'_{Q2} = 1.1 \times 1.05 \times (2526.540 + 1856.981) + 1.05 \times 1.3 \times 1086.741 + 1.3 \times 0 + 0.8 \times 78.351 = 6609.049\text{kN}$$

S_G 为恒载竖向力； S'_{Q1} 为活载竖向力； S_{Q2} 为摩阻力(竖向为零)； S'_{Q2} 为台前土压力竖直分力，其荷载系数用0.8，理由见后。1.05为提高系数，见规范JTJ 023—85第4.1.2条“一”内说明。

上、下部结构产生的恒、活载偏心弯矩为逆时针方向，土压力弯矩代数和为顺时针方向，上两个方向的弯矩，以逆时针方向绝对值较大，控制设计。参照规范JTJ023—85式(4.1.2-3)、(4.1.2-6)思路，极限状态弯矩计算如下：

$$M_1 = 1.1S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S'_{Q1} + 0.8S'_{Q2} = 1.05 \times 1.1 \times (-1768.578 - 2195.995) - 1.05 \times 1.3 \times 760.719 - 1.3 \times 933.655 + 0.8 \times 2743.332 = -4636.549\text{kN}\cdot\text{m}$$

上式中， S_G 为上、下部恒载的偏心弯矩，逆时针方向； S'_{Q1}

为活载的偏心弯矩，逆时针方向； S'_{Q1} 为摩阻力产生的弯矩，取用逆时针方向，荷载系数参考温度影响力，用1.3； S''_{Q2} 为土压力产生的弯矩，顺时针方向，因 S''_{Q2} 与 S_G 、 S'_{Q1} 、 S'_{Q2} 方向相反，荷载系数用0.8。提高系数1.05见规范 JTJ 023—85第4.1.2条一。

偏心距 $e_0 = M_1/N_1 = -4\,636.549/6\,609.049 = -0.702$ (m) (负值表示偏心向台后方向)

先假定为大偏心受压，求 x 。

$$R_a b x (e - h_0 + x/2) = \sigma_g A_g e + R'_g A'_g e'$$

$R_a = 11\text{MPa}$, $b = 800\text{mm}$, $h = 3\,200\text{mm}$, $a = 50\text{mm}$,
 $A_g = h - a = 3\,200 - 50 = 3\,150\text{mm}$, $e = h_0 - h/2 + e_0 = 3\,150 - 1\,600 + 702 = 2\,252\text{mm}$, $A_g = 3\,015\text{mm}^2$, $A'_g = 2\,864\text{mm}^2$, $e' = h/2 - a - e_0 = 1\,600 - 50 - 702 = 848\text{mm}$, $R_g = 340\text{MPa}$, $R'_g = 340\text{MPa}$, $E_g = 2 \times 10^5\text{MPa}$, $h'_0 = h_0 = 3\,150\text{mm}$ 。

$$11 \times 800 x (2\,252 - 3\,150 + x/2) = 340 \times 2\,864 \times 2\,252 + 340 \times 3\,015 \times 848$$

$$44x^2 - 79\,024x - 30\,621\,923 = 0$$

解: $x = 2\,124\text{mm}$, $\xi = x/h_0 = 2\,124/3\,150 = 0.674 > \xi_{1g} = 0.55$ (规范JTJ 023-85表4.1.6), 属于小偏心, 与假定不符合, 改用小偏心计算。

x 值要从规范JTJ023—85式(4.1.16-3)及(4.1.16-4)两式联立求解, 即:

$$\left. \begin{aligned} R_a b x (e - h_0 + x/2) &= \sigma_g A_g e + R'_g A'_g e' \\ \sigma_g &= 0.003 E_g \left(\frac{0.9}{x/h_0} - 1 \right) \end{aligned} \right\}$$

将式(4.1.16-4)代入式(4.1.16-3)后得:

$$\frac{1}{2} R_a b x^3 + (e - h_0) R_a b x^2 + (0.003 E_g A_g e$$

$$-R'_g A'_g e')x - 0.0027 E_g h_0 A_g e = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 11 \times 800 x^3 + (2\,252 - 3\,150) \times 11 \times 800 x^2 + (0.003 \times 2 \times 10^5 \times 2\,864 \times 2\,232) - 340 \times 3\,015 \times 848)x - 0.0027 \times 2 \times 10^5 \times 3\,150 \times 2\,864 \times 2252 = 0$$

$$44x^3 - 79\,024x^2 + 30\,005\,520x - 1.0971 \times 10^{11} = 0$$

$$\text{解: } x = 2\,055\text{mm}, \quad \sigma_g = 0.003 \times 2 \times 10^5 \times \left(\frac{0.9 \times 3\,150}{2\,055} - 1 \right) \\ = 227.737\text{MPa}$$

$\xi = x/h_0 = 2\,055/3\,150 = 0.652 > \xi_{jg} = 0.55$, 为小偏心受压按规范JTJ023—85式(4.1.16-1)右项及式(4.1.16

7) 右项计算抗力。

$$N_{py} = \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_g b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_g A'_s - \sigma_g A_g) \\ = \frac{0.95}{1.25} \times 11 \times 800 \times 2\,055 + \frac{0.95}{1.25} \times (340 \times 3\,015 \\ - 227.737 \times 2\,864) \\ = 14\,027.215\text{kN}$$

$$N'_{py} = \left[0.5 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_g b h'^2_0 + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} R'_g A'_s (h'_0 - a_g) \right] \times \frac{1}{e'} \\ = \left[0.5 \times \frac{0.95}{1.25} \times 11 \times 800 \times 3\,150^2 + \frac{0.95}{1.25} \times 340 \right. \\ \left. \times 2\,864 \times (3\,150 - 50) \right] \times \frac{1}{848} \\ = 41\,833.748\text{kN} > N_{py}, \text{ 取 } N_{py}。$$

以上为一根台肋的抗力, 台身两根台肋的抗力为 $2N_{py}$ \\ $= 2 \times 14\,027.215\text{kN} = 28\,054.430\text{kN} > N_j = 6\,609.049\text{kN}$, 安全。

8. 关于台身配筋的说明

台身在任何荷载组合下,均为偏心受压,故最小配筋率要求符合规范JTJ 023—85第6.2.15条规定(20号混凝土,II级钢筋为0.1%)。在以前墩柱及基桩计算中,设计配筋尽管也是以偏心受压控制,但墩柱及基桩某些情况下(例如仅有结构重力作用时),承受轴心受压或接近于轴心受压,所以,一般在设计时参照规范JTJ 023—85第6.4.2条规定,按轴心受压要求,配筋不小于环形箍筋核心面积的0.4%。另外,墩柱及桩基截面较桥台截面小,配筋率也宜较桥台高。在其他国家的规范中,轴心受压构件最小配筋率均在10%左右,这主要是钢筋位于持续受压区,且作为抗压的组成部分,随着混凝土的收缩、徐变,部分压力由混凝土承担转向由钢筋承担。

4. 基础底截面验算

基础底截面地基承载力及偏心距按规范JTJ 024—85验算。该规范仍采用允许应力计算方法。

(1) 荷载组合 I 的基础底截面地基承载力验算

按表1-8,基础底的作用力为:

$$\text{竖向力} \quad 198.506 + 2\,526.540 + 2\,759.38 + 2\,700.151 + 1\,086.741 = 9\,271.319\text{kN}$$

$$\text{土压力} \quad 792.553\text{kN}$$

$$\text{弯矩} \quad 3\,651.200 - 1\,768.578 - 2\,195.995 - 1\,067.198 - 760.719 = -2\,141.290\text{kN}\cdot\text{m}(\text{逆时针方向})$$

$$\text{偏心距} \quad e_0 = -2\,141.290/9\,271.319 = -0.231\text{m}(\text{偏心向岸})$$

按规范JTJ 024—85式(3.2.2-2)验算地基承载力:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{9\,271.319}{8 \times 4.7} \pm \frac{(-2\,141.290)}{\frac{1}{6} \times 8 \times 4.7^2}$$

$$= 246.578 \mp 72.701 = \frac{173.877}{319.279} \text{ kN/m}^2$$

地基土为密实中砂,其允许承载力按规范JTJ024—85表2.1.2-5,为450kPa,由于桥台基础埋置深度小于3m,故规范JTJ 024—85式(2.1.4)不适用于本例。以上计算结果,允许承载力大于实际承载力,故地基是安全的。

(2) 荷载组合II的基础底截面地基承载力验算

荷载组合II较荷载组合I多一个摩阻力引起的荷载效应。计算方法同前(1),有关符号意义不再重述,并予以利用。

$$\begin{aligned} \text{竖直力} & 9271.319 \text{ kN} \\ \text{水平力} & 792.553 + 151.592 = 944.145 \text{ kN} \\ \text{弯矩} & 3651.200 - 1768.578 - 2195.995 - 1067.198 \\ & - 760.719 - 1085.247 = -3226.537 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ & \text{(逆时针方向)} \\ \text{偏心距} & e_0 = -3226.537 / 9271.319 = -0.348 \text{ m (偏心向岸)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{max}} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{9271.319}{8 \times 4.7} \pm \frac{(-3226.537)}{\frac{1}{6} \times 8 \times 4.7^2} \\ &= 246.578 \mp 109.547 = \frac{137.031}{356.125} \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

按规范JTJ024—85表2.2.2,荷载组合II时地基允许承载力提高系数 $k=1.25$, $1.25 \times 450 = 562.5 \text{ kN/m}^2$,允许承载力大于实际承载力,地基是安全的。

(3) 基底偏心距的验算

按规范JTJ024—85表3.2.4中的墩台基础合力偏心距,当墩台仅受恒载作用时,合力偏心距 e_0 对桥台 $e_0 \leq 0.75 \rho$;当墩台受荷载组合II时,非岩石地基 $e_0 \leq \rho$ 。 ρ 为截面核心

半径, 见规范JTJ 024—85式(3.2.4-1)。

a. 当桥台仅受恒载作用时

恒载(结构重力、土竖直压力、土重力)

$$\begin{aligned} & 198.506 + 2\,526.540 + 2\,759.381 + 2\,700.151 \\ & = 8\,184.578\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{弯矩} \quad & 3\,651.200 - 1\,768.578 - 2\,195.995 - 1\,067.198 \\ & = -1\,380.571\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_0 &= -1\,380.571/8\,134.578 \\ &= -0.619\text{m} \text{ (偏心靠岸)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{基底核心半径} \quad \rho &= W/A = \frac{1}{6} \times 8 \times 4.7^2/8 \times 4.7 \\ &= 0.78\text{m} \end{aligned}$$

$$e_0 = 0.169\text{m} \leq 0.75\rho = 0.75 \times 0.78\text{m} = 0.585\text{m}, \text{可。}$$

b. 当桥台受荷载组合II时

$$\text{自前(2)}, e_0 = 0.348\text{m} \leq \rho = 0.78\text{m}, \text{可。}$$

5. 基础底截面稳定性验算

(1) 抗倾覆稳定

按规范JTJ024—85式(3.4.1-1), 抗倾覆稳定系数 k_0 。

为:

$$k_0 = y/e_0 \quad (1-22)$$

式中 y ——基底截面重心轴至截面最大受压边缘的距离;

e_0 ——合力 R 的竖向分力对基底重心轴的偏心距。

当荷载组合I时, 自前“4(1)”, $e_0 = 0.169\text{m}$

当荷载组合II时, 自前“2(2)”, $e_0 = 0.348\text{m}$

$$y = 4.7/2 = 2.35\text{m} \text{ (图1-11)}$$

按规范JTJ024—85表3.4.3, 荷载组合I的抗倾覆稳定系数为1.5; 荷载组合II的抗倾覆稳定系数为1.3。

$$\text{荷载组合I} \quad k = y/e_0 = 2.35/0.169 = 13.9 > 1.5, \text{可。}$$

荷载组合II $k = y/e_0 = 2.35/0.348 = 6.75 > 1.3$, 可。

(2) 抗滑动稳定验算

如前本节“三”内所述, 桥台基底截面验算时, 台后土压力计算不考虑台后破棱体上有活载, 这是指验算基底地基承载力及抗倾覆稳定验算。对于基底的抗滑动验算, 因不涉及弯矩及其方向, 而由水平力控制设计, 故抗滑动稳定验算应考虑台后破棱体上有活载, 即桥台底的台后土压力应再加上活载等代土层引起的土压力。

自本节“二、1”, 破棱体破裂面与竖直线夹角 θ 的正切值为 $\operatorname{tg} \theta = 0.256$ 。自填土顶至台基底面, 高度为 9.207m (图 1-11), 破棱体长度为: $l_0 = H \operatorname{tg} \theta = 9.207 \times 0.256 = 2.357\text{m}$, 汽车—超 20 级等代土层厚度为:

$$h = \Sigma G / Bl_0 \gamma = 560 / 8.75 \times 2.357 \times 18 = 1.509\text{m}$$

式中 ΣG ——破棱体平面 ($Bl_0 = 8.75 \times 2.357\text{m}^2$) 内, 可布置的两列汽车—超 20 级的两个加重车后轴重量, $\Sigma G = 2 \times 2 \times 140 = 560\text{kN}$;

B ——台帽背墙长度 (11.25m)、台肋外缘距离 (7m)、基础长度 (8m) 三者的平均值 8.75m ;

γ ——土容重, $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 。

汽车—超 20 级等代土层产生的单宽土压力强度为:

$$E_0 = \mu h \gamma = 0.301 \times 1.509 \times 18 = 8.176\text{kN/m}^2$$

上式中, μ 为土压力系数, 见本节“二、1”。

台帽背墙、台肋、基础的承土压宽度各不一样, 其台后土压力应分别计算后再合计。

$$\begin{aligned} E &= E_0(b_1 h_1 + b_2 h_2 + b_3 h_3) \\ &= 8.176 \times (11.25 \times 3.407 + 2 \times 1.2 \times 4.8 + 8 \times 1) \\ &= 472.971\text{kN} \end{aligned}$$

上式中, b_1 、 b_2 、 b_3 分别为台帽背墙、台身双肋、基础的承土压宽度, h_1 、 h_2 、 h_3 分别为上述三部分的高度, 参见图1-13。

在抗滑稳定验算中, 尚应考虑最小的基底截面的竖力, 即不考虑上部结构上的活载支座反力。

按规范JTJ024—85公式(3.4.2), 抗滑动稳定系数 k_c 为:

$$k_c = \mu \Sigma P_i / \Sigma T_i \quad (1-23)$$

式中 ΣP_i —— 竖向力总和;

ΣT_i —— 水平力总和;

μ —— 基础底面与地基之间的摩擦系数, 参照规范JTJ024—85, $\mu = 0.4$ 。

按规范JTJ024—85表3.4.3, 荷载组合I及II的抗滑动稳定系数均为1.3, 故计算取用荷载组合II。

自表1-8, 基底竖力:

$$\begin{aligned} \Sigma P_i &= 198.506 + 2526.540 + 2759.381 + 2700.151 \\ &= 8184.578 \text{ kN} \end{aligned}$$

自表1-8及上述汽车—超20级等代土层产生的土压力,

$$\Sigma T_i = 792.553 + 151.592 + 472.971 = 1417.116 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} k_c &= \mu \Sigma P_i / \Sigma T_i = 0.4 \times 8184.578 / 1417.116 \\ &= 2.31 > 1.3, \text{ 可。} \end{aligned}$$

十二、桥台耳墙计算

桥台耳墙与台帽相连, 也可以说是台帽的一部分, 但计算台帽本身时不考虑耳墙的作用。耳墙的侧土压力可用下法计算, 从而确定耳墙的配筋。

设在“ $B \times L$ ”(图1-16)范围内, 可以布置的车轮总重为 G , 则土柱的换算高度为:

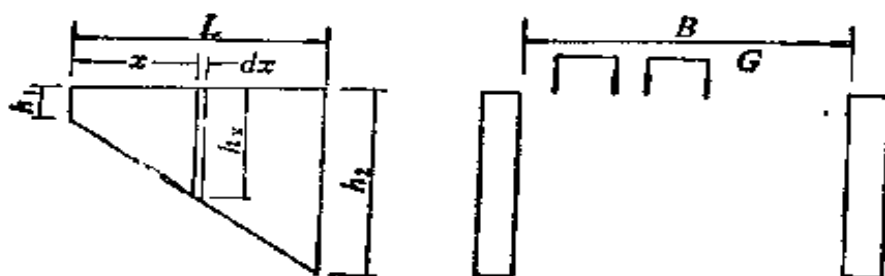


图 1-16

$$h_0 = G / BL\gamma \quad (1-24)$$

式中 B ——两耳墙间净距；

L ——耳墙长度；

γ ——土的容重。

设 h_x 为距耳墙尾端 x 处的耳墙高度；

$$h_x = \left[\frac{(h_2 - h_1)x}{L} + h_1 \right]$$

式中 h_1 及 h_2 分别为耳墙尾端高度及根部高度； L 为耳墙长度。

$h_x \times dx$ 狭长直带的土压力为（规范 JTJ021—89 公式附 1.3）：

$$\begin{aligned} dE_x &= \frac{1}{2} \gamma h_x (h_x + 2h_0) \mu dx \\ &= \frac{\gamma \mu}{2} \left[\frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 \right] \times \left[\frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 + 2h_0 \right] dx \end{aligned}$$

$$\text{设 } c = \frac{h_2 - h_1}{L}, \quad d = h_1 + 2h_0$$

$$dE_x = \frac{\gamma \mu}{2} (cx + h_1) \times (cx + d) dx$$

在距耳墙尾端 x 的一条狭长直带（宽度 dx ），对耳墙根部的弯矩为：

$$dM_x = dE_x(L-x)$$

$$= \frac{\gamma\mu}{2}(cx+h_1) \times (cx+d) \times (L-x)dx$$

耳墙根部截面的弯矩 M_E 为:

$$\begin{aligned} M_E &= \int_0^L dM_x = \int_0^L \frac{\gamma\mu}{2}(cx+h_1) \times (cx+d) \times (L-x)dx \\ &= \frac{\mu\gamma}{2} \left[\frac{1}{12}c^2L^4 + (ch_1+dc)\frac{L^3}{6} + \frac{1}{2}dh_1L^2 \right] \quad (1-25) \end{aligned}$$

以上各式中, μ 为土压力系数。见本节“二”或规范JTJ 021—89附录一中式(附1.2)。

自图1-11和图1-16, 及自本节“二”可得下列各项数据:
 $h_1 = 0.75\text{m}$, $h_2 = 3.407\text{m}$, $L = 3.7\text{m}$, $B = 10.35\text{m}$, $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, $\mu = 0.301$, 在 $B \times L = 10.35 \times 3.7\text{m}^2$ 范围, 可设置两列车, 每列车各有两个轴重, 每轴重140kN, 所以, 在 $B \times L$ 范围内可设置 $2 \times 2 \times 140 = 560\text{kN}$ 轴重, $G = 560\text{kN}$, 代入式(1-24), $h_0 = G/BL = 560/10.35 \times 3.7 = 0.81\text{m}$ 。

$$\text{得: } c = \frac{h_2 - h_1}{L} = \frac{3.407 - 0.75}{3.7} = 0.718,$$

$$d = h_1 + 2h_0 = 0.75 + 2 \times 0.81 = 2.37\text{m}。$$

将上述数据代入式(1-25):

$$\begin{aligned} M_E &= \frac{\mu\gamma}{2} \left[\frac{1}{12}c^2L^4 + (ch_1+dc)\frac{L^3}{6} + \frac{1}{2}dh_1L^2 \right] \\ &= \frac{0.301 \times 18}{2} \left[\frac{1}{12} \times 0.718^2 \times 3.7^4 + (0.718 \times 0.75 + \right. \\ &\quad \left. 2.37 \times 0.718) \times \frac{3.7^3}{6} + \frac{1}{2} \times 2.37 \times 0.75 \times 3.7^2 \right] \\ &= 106.904\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

耳墙高度为3407mm, 厚度为450mm, 因土压力作用

为水平方向，故计算截面宽度为 3407mm，高度为 450mm。主钢筋系水平布置，钢筋直径 $\phi 12\text{mm}$ ，上下间距100mm，按一般布筋习惯，翼墙两侧均布置同量钢筋。翼墙截面及钢筋布置如图1-17所示。

翼墙根部截面按规范 JTJ023—85第4.1.6条式(4.1.6-1)计算：

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} \times R'_s A'_s (h_0 - a'_s) \quad (1-26)$$

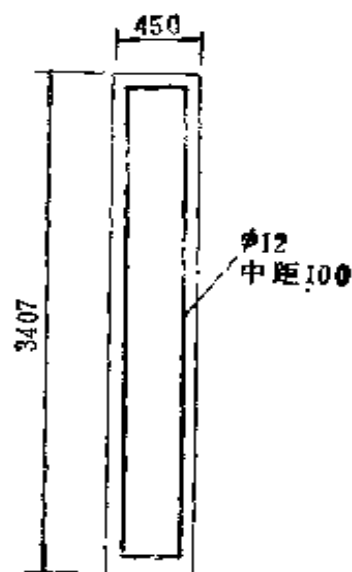


图 1-17 (单位mm)

式中左项 M_j 为按规范JTJ023—85第4.1.2条计入荷载安全系数后弯矩，按式(4.1.2-3)计算。

$$\begin{aligned} M_j &= 1.1S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2} \\ &= 1.1S_G + 1.3(S'_{Q1} + S_{Q2}) \end{aligned}$$

式中 S_G ——结构重力产生的荷载效应，在水平方向 $S_G = 0$ ；

S'_{Q1} ——汽车荷载产生的荷载效应，已计入土压力内；

S_{Q2} ——永久荷载中的土压力(规范 JTJ023—85未提及土压力，此处按混凝土收缩、徐变影响力的规定计入)。

$$M_j = 1.1 \times 0 + 1.3M = 1.3 \times 106.004 = 137.805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式(1-26)的右项为翼墙的抗弯能力，计算如下：

$$M_w = \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

式中 各符号意义见规范JTJ023—85第4.1.6条；

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

R_g ——纵向受拉钢筋抗拉设计强度, $R_g = 340\text{MPa}$,

A_g ——纵向受拉钢筋截面积, $A_g = \left[(3407 - 100) \times \right.$

$\left. \frac{1}{100} + 1 \right] \times 113 = 3850\text{mm}^2$, 以上计算式中,

3407为翼墙根部高度, 扣除上下保护层共100mm, 钢筋中距为100, 再加1根, 乘 $\phi 12$ 钢筋面积 113mm^2 ;

R'_g, A'_g ——受压钢筋设计强度和截面积, 因计算中不予考虑, 故不计入;

$\gamma_c = 1.25$; $\gamma_s = 1.25$; $b = h_2 = 3407\text{mm}$;

h_0 ——截面有效高度, $h_0 = 450 - 50 = 400\text{mm}$;

x 值按规范JTJ023—85式(4.1.6-2)确定:

$$R_g A_g - R'_g A'_g = R_a b x \quad (1-27)$$

$$x = R_g A_g / R_a b = 340 \times 3850 / 14.5 \times 3407 = 26\text{mm}$$

按规范JTJ023—85式(4.1.6-3), $x \leq \xi_{ig} h_0$, ξ_{ig} 按规范JTJ023—85表4.1.6为0.55(II级钢筋), $\xi_{ig} h_0 = 0.55 \times 400 = 220\text{mm} > x = 26\text{mm}$, 可。

将上述各值代入式(1-26)右项:

$$M_w = \frac{1}{\gamma_c} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R'_g A'_g (h_0 - a'_g)$$

$$= \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 3407 \times 26 \times \left(400 - \frac{26}{2} \right)$$

$$= 397.662 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$= 397.662 \text{kN} \cdot \text{m} > M_1 = 137.805 \text{kN} \cdot \text{m}, \text{可。}$$

第三节 伸缩缝的选择

自图1-2可知, 梁桥上部结构在温度变化、混凝土收缩

及徐变作用下,不动点(S.P.)在0号桥台以右76.392m,5号台以左73.608m。伸缩缝在0号台将大于5号台,故伸缩缝设计以0号台为准。

伸缩缝安装温度为 $15\sim 25^{\circ}\text{C}$ 。自第一节“二、4”可知,混凝土收缩、徐变及温降引起的影响力相当于降温 55°C 引起的影响力,上部构造收缩系数 $c=0.00055$ 。伸缩缝安装以后,拉开量为: $\Delta_1=76.392\times 0.00055=0.042\text{m}=42\text{mm}$ 。

自第一节“二、5”可知,温度上升为 20°C ,上部构造膨胀系数 $c=0.0002$ 。伸缩缝安装以后,合拢量为: $\Delta_2=76.392\times 0.0002=0.0153\text{m}=15\text{mm}$ 。

安装完成以后,如不立即出现高温,则随着混凝土收缩、徐变的完成,合拢量可以部分抵消。这个因素在设计伸缩缝时不考虑。

自第一节“二、3”可知,1号墩与其支座的串联刚度为11294kN/m。自表1-1查得,1号墩支座(双排)顶制动力为 $\pm 2\times 33.994=\pm 67.988\text{kN}$,由制动力引起的伸缩缝拉开或合拢为: $\Delta_3=\pm 67.988/11294=\pm 0.00602\text{m}=\pm 6\text{mm}$

0号台伸缩缝的拉开量、合拢量合计:

$$\Delta=(\Delta_1+\Delta_3)+(\Delta_2+\Delta_3)=(42+6)+(15+6)=69\text{mm}$$

采用常熟橡胶厂BF—80型伸缩缝。BF—80型的意义是:

$$\text{设 } B_s = \frac{1}{2}(B_{\min} + B_{\max}) \quad (B_{\min} \text{ 及 } B_{\max} \text{ 见常熟橡胶厂的BF-80}$$

型伸缩缝技术数据表),在将伸缩缝宽度 B_s 作为标准情况下,伸缩缝允许拉开或合拢各80/2mm。

伸缩缝计算拉开量 $\Delta_1+\Delta_3=42+6=48\text{mm}$ 大于以 B 为推的允许拉开量40mm。

伸缩缝计算合拢量 $\Delta_2+\Delta_3=15+6=21\text{mm}$ 小于以 B 为

准的允许合拢量40mm。

由于计算拉开量大于允许拉开量，计算合拢量小于允许合拢量，所以，在安装伸缩缝时，应进行预压。最小预压量： $48 - 40 = 8\text{mm}$ （计算拉开量减允许拉开量）；最大允许预压量： $40 - 21 = 19\text{mm}$ （允许合拢量减计算合拢量）；取 $\frac{1}{2}(8 + 19) = 14\text{mm}$ 。

在安装温度为 $15 \sim 25^\circ\text{C}$ 情况下，BF—80伸缩缝的安装宽度应为 $B_s - 14\text{mm} = \frac{1}{2}(B_{\min} + B_{\max}) - 14 = \frac{1}{2}(360 + 400) - 14 = 366\text{mm}$ 。

从上述计算，BF—80的意义也可理解为：在任何安装宽度情况下，该伸缩缝在安装以后，其最大允许拉开量与合拢量之和为80mm。

第四节 墩台盖梁计算

按规范JTJ023—85第3.4.2条，对于双柱式墩台，当盖梁的刚度与柱的刚度比大于5时，盖梁可按简支梁计算。盖梁按简支梁计算，较易进行，本节不做示例；桥台盖梁如按刚构计算，由于桥台肋身系与基础固结，可以直接采用桥梁结构综合程序计算。桥墩刚构由于基础是桩基，现采用集成刚度法计算示例。

一、桥墩盖梁的荷载

1. 恒载 按图1-18所示，主梁及其上部的恒载 $P_1 = P_2 = P_3 = P'_2 = P'$ ；可自第一节“四、1”得到，为 $5\,053.080/5 = 1\,010.616\text{kN}$ 。盖梁重力自第一节“四、2（1）”查得为

$$765.403/10.6 = 72.208 \text{ kN/m}。$$

2. 活载 上部结构主梁桥面板，假定为简支板，汽车一超20级轮重力自简支板传至主梁，再由主梁传至盖梁。汽车一超20级的布置分为两种，一为两列车居中，求盖梁的跨中最大正弯矩，一为两列车靠边，求盖梁在支承（墩柱顶）处最小负弯矩，见图1-18。

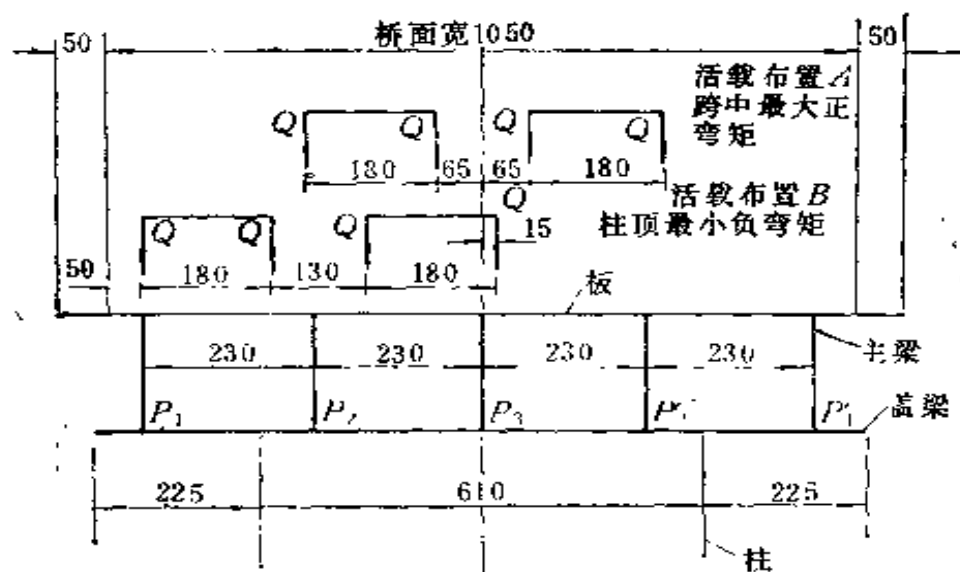


图1-18 盖梁的活载分布 (单位: cm)

自第一节“四、3”，知汽车一超20级荷载压力为 $R = 1\,355.704 \text{ kN}$ ，横向有四排轮，每排轮的壓力为 $Q = R/4 = 1\,355.704/4 = 338.926 \text{ kN}$ 。

将 Q 压力通过简支板传至各主梁，各主梁的下压力为（见图1-18）：

跨中最大正弯矩的梁压力（活载布置A）： $P_1 = P'_1 = 22.104 \text{ kN}$ ， $P_2 = P'_2 = 412.606 \text{ kN}$ ， $P_3 = 486.285 \text{ kN}$ 。

支点（柱顶）最小负弯矩的梁压力（活载布置B）： $P_1 = 419.974 \text{ kN}$ ， $P_2 = 482.601 \text{ kN}$ ， $P_3 = 412.606 \text{ kN}$ ， $P'_4 =$

40.524kN, $P'_1 = 0$ 。

二、盖梁、柱、桩的几何尺寸及有关系数

盖梁、柱、桩的几何尺寸如图1-19所示。作为示例,假定桩顶出土2m。

盖梁尺寸:1.2m
(高)×2.4m(宽)×
10.5m(长)。

墩柱直径,1.5m

基桩直径:1.8m,

桩入土28m。

盖梁、墩柱、基
桩均为25号混凝土,

弹性模量为 $2.85 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 。参考《铁路桥涵设计规范(TBJ 2—85)》第5.3.1条,弹性模量乘以0.8,

盖梁弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍为: $0.8 \times E_{ab} I_{ab} =$
 $0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 2.4 \times 1.2^3 = 7\,880 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

ad、be柱弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍为:

$$0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.04909 \times 1.5^4 = 5\,666 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

d、e桩弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍为:

$$0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.04909 \times 1.8^4 = 11\,749 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

桩基变形系数 $\alpha = 0.336 \text{ 1/m}$ (见第一节“二、1”)

$$\alpha h = 0.336 \times 28 = 9.408 > 4, \text{ 以 } 4 \text{ 计。}$$

三、盖梁、柱、桩的弹性常数

盖梁、桩的弹性常数按《换算刚度法及其在结构中的应用》(本书参考文献[1])第一章计算。

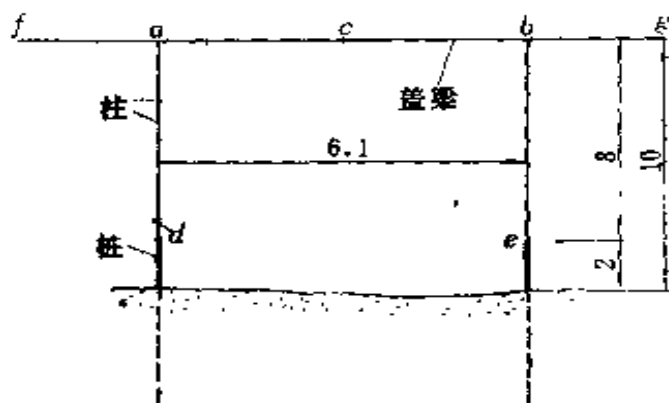


图 1-19 (单位: m)

ab 、 ba 梁抗弯刚度 $S_{ab} = S_{ba} = 4EI/l = 4 \times 0.8 \times E_{ab}I_{ab}/l_{ab} = 4 \times 7880 \times 10^3/6.1 = 5167.2 \times 10^3 \text{ kN/弧度}$

ab 、 ba 梁相干系数 $T_{ab} = T_{ba} = 6EI/l_{ab}^2 = 6 \times 0.8 \times E_{ab}I_{ab}/l_{ab}^2 = 6 \times 7880 \times 10^3/6.1^2 = 1270.63 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 或 kN/弧度

墩柱抗推刚度 $K_{ad} = K_{da} = K_{be} = K_{eb} = 12EI/l^3 = 12 \times 0.8 \times E_{ad}I_{ad}/l_{ad}^3 = 12 \times 5666 \times 10^3/8^3 = 132.80 \times 10^3 \text{ kN/m}$

墩柱的抗弯刚度 $S_{ad} = S_{da} = S_{be} = S_{eb} = 4EI/l = 4 \times 0.8 \times E_{ad}I_{ad}/l_{ad} = 4 \times 5666 \times 10^3/8 = 2833.0 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/弧度}$

墩柱的传递抗弯刚度 $CS_{ad} = CS_{da} = CS_{be} = CS_{eb} = 0.5 \times 2833.0 \times 10^3 = 1416.5 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/弧度}$

墩柱的相干系数 $T_{ad} = T_{da} = T_{be} = T_{eb} = 6EI/l^2 = 6E_{ad} \times I_{ad}/l_{ad}^2 = 6 \times 5666 \times 10^3/8^2 = 531.19 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 或 kN/弧度

两桩尺寸及地基土相同，桩顶自由长度 $l_0 = 2\text{m}$ ， $\alpha l_0 = 0.336 \times 2 = 0.672$ 。桩顶的弹性常数，即抗推刚度 ρ_2 、相干系数 ρ_3 、抗弯刚度 ρ_4 ，可自《基础工程》参考文献〔2〕附表4-17~4-19查取、计算得到。参考文献〔2〕的附表4-17~4-19，在本书附录I内转录，作为读者计算参考用表。

$$\begin{aligned}\rho_2 &= \alpha^3 \times 0.8E_d I_d \alpha Q = 0.336^3 \times 11749 \times 10^3 \times 0.577644 \\ &= 257.44 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_3 &= \alpha^2 \times 0.8E_d I_d \alpha m = 0.336^2 \times 11749 \times 10^3 \times 0.7186424 \\ &= 953.22 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ 或 } \text{kN/弧度}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_4 &= \alpha \times 0.8E_d I_d \phi_m = 0.336 \times 11749 \times 10^3 \times 1.3036612 \\ &= 5166.2 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/弧度}\end{aligned}$$

四、组合变截面桩的弹性常数

按参考文献〔1〕第三章第三节“弹性支承连续梁”计算。

ad 及 be 柱弹性支承于桩顶, 可将柱与桩视为组合的变截面柱。原桩顶的弹性常数 ρ_2 、 ρ_3 、 ρ_4 即文献[1]所称的初始换算刚度(“换算刚度”以下称为“集成刚度”)。组合变截面桩顶 a 、 b 端的弹性常数计算如下。

1. 传递系数计算

传递系数按参考文献[1]式(3-33)、(3-34)、(3-41)、(3-42)计算。

先按参考文献[1]第164页求结点弹性常数合计值。

$$\begin{aligned}\text{抗推刚度 } \Sigma K_d &= K_{da} + \rho_2 = (132.80 + 257.44) \times 10^3 \\ &= 390.24 \times 10^3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{抗弯刚度 } \Sigma S_d &= S_{da} + \rho_4 = (2833.0 + 5166.2) \times 10^8 \\ &= 7999.2 \times 10^8 \text{ kN}\cdot\text{m/弧度}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{相干系数 } \Sigma T_d &= T_{da} - \rho_3 = (531.19 - 953.22) \times 10^3 \\ &= -422.03 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m/m或 kN/弧度}\end{aligned}$$

参考文献[1]中式(3-33)、(3-34)、(3-41)、(3-42)的分母为:

$$\begin{aligned}\Sigma S_d \Sigma K_d - (\Sigma T_d)^2 &= 7999.2 \times 10^8 \times 390.24 \times 10^3 \\ &\quad - (-422.03 \times 10^3)^2 \\ &= 2.9435 \times 10^{12} \text{ kN}^2/\text{弧度}\end{aligned}$$

有关计算参数计算如下:

$$\begin{aligned}\theta_{as} &= \frac{T_{ad} \Sigma T_d - C S_{da} \Sigma K_d}{\Sigma S_d \Sigma K_d - (\Sigma T_d)^2} \\ &= \frac{531.19 \times 10^3 \times (-422.03 \times 10^3) - 0.5 \times 2833.0}{2.9435} \\ &\quad \times \frac{10^8 \times 390.24 \times 10^3}{10^{12}}\end{aligned}$$

$$= -0.26396 \quad (\text{转角传递系数, 即一端产生单位转角时, 传递至另一端转角, 无量纲})$$

$$\begin{aligned}\Delta'_{da} &= \frac{T_{ad}\Sigma S_d - CS_{da}\Sigma T_d}{\Sigma S_d \Sigma K_d - (\Sigma T_d)^2} \\ &= \frac{531.19 \times 10^3 \times 7\,999.2 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &\quad + \frac{422.03 \times 10^3 \times 0.5 \times 2\,833.0 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &= 1.6466 \text{m/弧度 (转角位移传递系数, 即一端产生} \\ &\quad \text{单位转角时, 传递至另一端的位移)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta''_{da} &= \frac{T_{ad}\Sigma K_d - K_{da}\Sigma T_d}{\Sigma S_d \Sigma K_d - (\Sigma T_d)^2} \\ &= \frac{531.19 \times 10^3 \times 390.24 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &\quad + \frac{422.03 \times 10^3 \times 132.80 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &= 0.089464 \text{弧度/m (位移转角传递系数, 即一端产生} \\ &\quad \text{单位位移时, 传递至另一端的转角)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta''_{da} &= \frac{T_{ad}\Sigma T_d - K_{ad}\Sigma S_d}{\Sigma S_d \Sigma K_d - (\Sigma T_d)^2} \\ &= \frac{531.19 \times 10^3 \times (-422.03 \times 10^3)}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &\quad - \frac{7\,999.2 \times 10^3 \times 132.80 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}} \\ &= -0.43706 \text{ (位移传递系数, 即一端产生单位位} \\ &\quad \text{移时, 传递至另一端的位移, 无量纲)}\end{aligned}$$

2. 组合变截面桩顶弹性常数计算

按参考文献[1]中式(3-36)、(3-45)、(3-44), 桩顶抗弯集成刚度、抗推集成刚度、相干集成系数计算如下:

$$\begin{aligned}\overline{S_a} = \overline{S_b} &= S_{ad} + CS_{ad}\theta'_{da} - T_{ad}\Delta'_{da} \\ &= S_{ad}(1 + 0.5\theta'_{da}) - T_{ad}\Delta'_{da}\end{aligned}$$

$$= 2\,833.0 \times 10^3 \times [1 + 0.5 \times (-0.26396)] \\ - 531.19 \times 10^3 \times 1.6466$$

$$= 1\,584.4 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$\overline{K}_a = \overline{K}_b = K_{ad}(1 + \Delta'_{da}) - T_{da}\theta''_{da}$$

$$= 132.8 \times 10^3 \times [1 + (-0.43706)] - 531.19 \times 10^3 \\ \times 0.089464$$

$$= 27.236 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

$$\overline{T}_a = \overline{T}_b = T_{ad}(1 + \Delta'_{da}) - CS_{ad}\theta''_{da}$$

$$= 531.19 \times 10^3 \times [1 + (-0.43706)] - 0.5 \times 2\,833.0 \\ \times 10^3 \times 0.089464$$

$$= 172.30 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m/m 或 kN/弧度}$$

$$\text{复核: } \overline{T}_a = \overline{T}_b = T_{ab} + T_{ad}\theta'_{da} - K_{ad}\Delta'_{da} = 531.19 \times 10^3$$

$$+ 531.19 \times 10^3 \times (-0.26396) - 132.80 \times 10^3 \times 1.6466 =$$

$$172.308 \times 10^3 \text{ (接近于前面计算)}$$

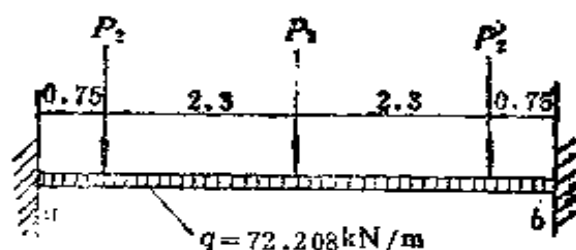
五、载 常 数

载常数的计算参照参考文献[1]表1-1。载常数分为恒载、活载布置A（求取盖梁跨中最大正弯矩）、活载布置B（求取盖梁支点最小负弯矩），现分别计算如下：

1. 恒载（图1-20）

主梁下压力为 $P_1 = P_2 = P_3 = P'_2 = P'_1 = 1\,010.616 \text{ kN}$ （见本节“一、1”）。盖梁重力为 $q = 72.208 \text{ kN/m}$ （见本节“一、1”）。

$$M_a^r = -\frac{q \times 6.1^2}{12} - \frac{P}{6.1^2} \times (0.75 \times 5.35^2 + 3.05^2 \\ + 5.35 \times 0.75^2) \\ = -\frac{72.208 \times 6.1^2}{12} - \frac{1\,010.616}{6.1^2} \times 52.849$$



$$P_2 = P_3 = P_2' = 1010.616 \text{ kN/m}$$

图 1-20 (尺寸单位: m)

$$= -1659.273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2^F = -M_3^F = 1659.273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} Q_2^F &= \frac{1}{2} \times q \times 6.1 + \frac{P}{6.1^3} [5.35^2 \times (6.1 + 2 \times 0.75) + \\ &\quad 3.05^2 \times (6.1 + 2 \times 3.05) + 0.75^2 \times (6.1 + 2 \times 5.35)] \\ &= \frac{1}{2} \times 72.208 \times 6.1 + \frac{1010.616}{6.1^3} \times 340.472 \\ &= 1736.161 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_3^F = -Q_2^F = -1736.161 \text{ kN}$$

2. 活载布置A (图1-21)

$$\begin{aligned} M_2^F &= -\frac{P_2}{6.1^2} \times 0.75 \times 5.35^2 - \frac{P_3}{6.1^2} \times 3.05^2 - \frac{P_3'}{6.1^2} \\ &\quad \times 5.35 \times 0.75^2 \\ &= -\frac{1}{6.1^2} (412.606 \times 0.75 \times 5.35^2 + 486.285 \times 3.05^2 \\ &\quad + 412.606 \times 5.35 \times 0.75^2) \\ &= -642.199 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_3^F = -M_2^F = 642.199 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} Q_2^F &= \frac{P_2}{6.1^3} \times 5.35^2 \times (6.1 + 2 \times 0.75) + \frac{P_3}{6.1^3} \times 3.05^2 \\ &\quad \times (6.1 + 2 \times 3.05) + \frac{P_3'}{6.1^3} \times 0.75 \times (6.1 + 2 \times 5.35) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{6.1^3} \times (412.601 \times 5.35^2 \times 7.6 + 486.285 \times 3.05^2 \\
&\quad \times 12.2 + 412.601 \times 0.75^2 \times 16.8) \\
&= 655.744 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$Q_b^F = -Q_a^F = -655.744 \text{ kN}$$

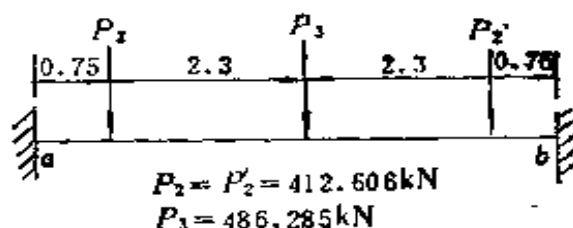


图 1-21
(尺寸单位: m)

3. 活载布置B (图1-22)

$$\begin{aligned}
M_a^F &= -\frac{1}{6.1^2} (P_2 \times 0.75 \times 5.35^2 + P_3 \times 3.05^3 + P_2' \\
&\quad \times 5.35 \times 0.75^2) \\
&= -\frac{1}{6.1^2} (482.601 \times 0.75 \times 5.35^2 + 412.606 \times \\
&\quad 3.05^3 + 40.524 \times 5.35 \times 0.75^2) \\
&= -596.303 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_b^F &= \frac{1}{6.1^2} (P_2 \times 5.35 \times 0.75^2 + P_3 \times 3.05^3 + P_2' \\
&\quad \times 0.75 \times 5.35^2)
\end{aligned}$$

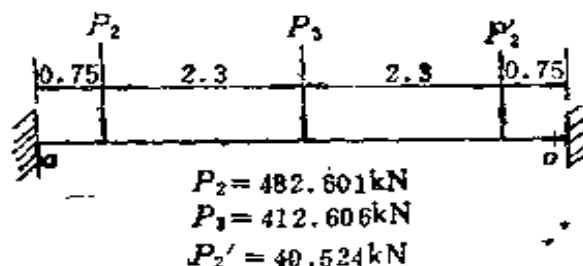


图 1-22(尺寸单位: m)

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{6.1^3} (482.601 \times 5.35 \times 0.75^2 + 412.601 \times 3.05^2 \\
&\quad + 40.524 \times 0.75 \times 5.35^2) \\
&= 377.018 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_1^F &= \frac{P_2}{6.1^3} \times 5.35^2 \times (6.1 + 2 \times 0.75) + \frac{P_3}{6.1^3} \times 3.05^2 \\
&\quad \times (6.1 + 2 \times 3.05) + \frac{P_2'}{6.1^3} \times 0.75^2 \times (6.1 + 2 \times 5.35) \\
&= \frac{482.601}{6.1^3} \times 5.35^2 \times (6.1 + 2 \times 0.75) + \frac{412.606}{6.1^3} \\
&\quad \times 3.05^2 \times (6.1 + 2 \times 3.05) + \frac{40.524}{6.1^3} \times 0.75^2 \\
&\quad \times (6.1 + 2 \times 5.35) \\
&= 670.499 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_b^F &= \frac{P_2}{6.1^3} \times 0.75^2 \times (6.1 + 2 \times 5.35) + \frac{P_3}{6.1^3} \times 3.05^2 \\
&\quad \times (6.1 + 2 \times 3.05) + \frac{P_2'}{6.1^3} \times 5.35^2 \times (6.1 + 2 \times 0.75) \\
&= \frac{482.601}{6.1^3} \times 0.75^2 \times (6.1 + 2 \times 5.35) + \frac{412.606}{6.1^3} \\
&\quad \times 3.05^2 \times (6.1 + 2 \times 3.05) + \frac{40.524}{6.1^3} \times 5.35^2 \\
&\quad \times (6.1 + 2 \times 0.75) \\
&= -265.232 \text{ kN}
\end{aligned}$$

六、恒载内力(荷载效应)

恒载如图1-23a)所示, 将图1-23a)的恒载分解, 可由图1-23b)与图1-23c)叠加, 即图1-23内, $a) = b) + c)$ 。

1. a、b结点的转角

a、b结点的转角由图1-23b)及c)两分图的荷载引起并叠加。

(1) 分图b)荷载引起的转角

按参考文献[1]中式(3-15)及(3-16)计算:

$$\begin{aligned}\Sigma S_a &= S_{ab} + \bar{S}_a \\ &= 5\,167\,003 + 1\,584\,394 \\ &= 6\,751\,397 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}\end{aligned}$$

$$\Sigma S_b = \Sigma S_a$$

$$\theta'_a = \frac{M_b^F C S_{ab} - M_a^F \Sigma S_b}{\Sigma S_a \Sigma S_b - (C S_{ab})^2}$$

$$= \frac{1\,659.273 \times 0.5 \times 5\,167\,003 + 1\,659.673 \times 6\,751\,397}{6\,751\,397^2 - (0.5 \times 5\,167\,003)^2}$$

$$= 0.00039820 \text{ 弧度}$$

由于结构对称, 荷载也对称, $\theta_b = -\theta'_a$

$$\theta'_b = -0.00039820 \text{ 弧度}$$

(2) 分图c)荷载引起的转角

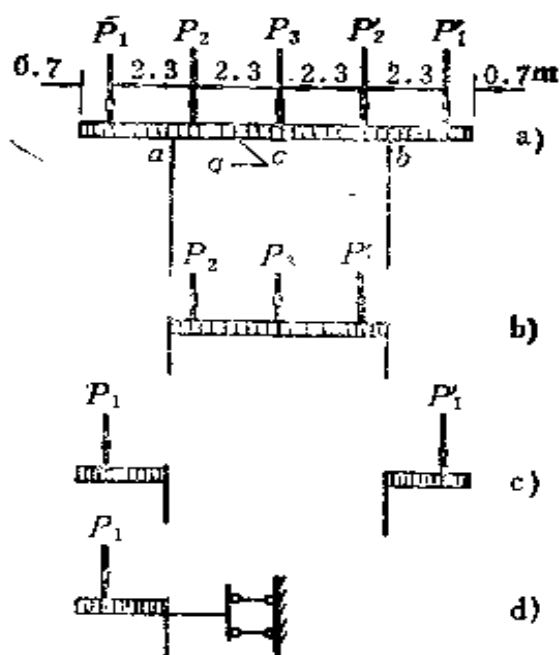
由于结构及荷载对称, 采用分图d)的图式求a、b结点的转角。按参考文献[1]表1-1, 编号17为:

$$S_{ac} = \frac{0.8 E_{ab} I_{ab}}{0.5 \times 6.1} = \frac{0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 2.4 \times 1.2^3}{0.5 \times 6.1}$$

$$= 2\,583\,502 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$\Sigma S'_a = S_{ac} + \bar{S}_a = 2\,583\,502 + 1\,584\,394$$

$$= 4\,167\,896 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$



$$P_1 = P_2 = P_3 = P'_2 = P'_1 = 1010.616 \text{ kN}$$

$$q = 72.208 \text{ kN/m}$$

图 1-23 (尺寸单位: m)

悬臂部分重力及梁重力对悬臂a端的弯矩:

$$M_{af} = P_1 \times 1.55 + q \times 2.25 \times \frac{1}{2} \times 2.25$$

$$= 1\,010.616 \times 1.55 + 72.208 \times \frac{1}{2} \times 2.25^2$$

$$= 1\,749.231 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (按参考文献[1]第73页,对结点而言,逆时针取正)}$$

$$\theta'_a = -M_{af} / \Sigma S'_a = \frac{-1\,749.231}{4\,167\,896} = -0.00041969 \text{ 弧度}$$

(结点转角)

$$\theta'_b = -\theta'_a = 0.00041969 \text{ 弧度}$$

(3) 分图b)及c)荷载引起的转角合计为结点a、b在恒载作用下产生的转角,即:

$$\begin{aligned} \theta_a &= \theta'_a + \theta''_a = 0.00039820 + (-0.00041969) \\ &= -0.00002149 \text{ 弧度} \end{aligned}$$

$$\theta_b = 0.00002149 \text{ 弧度}$$

2. 恒载内力计算

按参考文献[1]中式(4-15)中的(1)、(3)式计算如下:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= M_a^f + S_{ab}\theta_a + CS_{ab}\theta_b \\ &= -1\,659.673 + 5\,167\,003 \times (-0.00002149) + 0.5 \\ &\quad \times 5\,167\,003 \times 0.00002149 \\ &= -1\,715.192 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\bar{M}_a = S_a\theta_a = 1\,584.4 \times 10^3 \times (-0.00002149)$$

$$= -34.049 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (图1-24, a柱柱顶弯矩)}$$

$$\text{校核: } \Sigma M_a = M_{ab} + \bar{M}_a + M_{af}$$

$$= -1\,715.192 - 34.049 + 1\,749.231$$

$$= -0.001 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (接近于零,校核无,误见}$$

图1-24)盖梁跨中弯矩

$$\begin{aligned}
M_o &= Q_{ab} \times 3.05 + M_{ab} - P_2 \times 2.3 - \frac{1}{2} \times q \times 3.05^2 \\
&= 1\,736.161 \times 3.05 + (-1\,715.192) - 1\,010.616 \\
&\quad \times 2.3 - \frac{1}{2} \times 72.208 \times 3.05^2 \\
&= 919.825 \text{ kN}\cdot\text{m}
\end{aligned}$$

$$\text{剪力 } Q_{ab} = Q_a^r - T_{ab}\theta_a - T_{ba}\theta_b$$

因 $T_{ab} = T_{ba}$, $\theta_a = -\theta_b$, $-T_{ab}\theta_a - T_{ba}\theta_b = 0$, 故:

$$Q_{ab} = Q_a^r = 1\,736.161 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
Q_{o左} &= Q_{ab} - P_2 - q \times 3.05 \\
&= 1\,736.161 - 1\,010.616 - 72.208 \times 3.05 \\
&= 505.311 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$Q_{o右} = -505.311 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
Q_{af} &= -q \times 2.25 - P_1 \\
&= -72.208 \times 2.25 - 1\,010.616 \\
&= -1\,173.084 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{柱顶压力 } \bar{N}_a &= Q_{ab} - Q_{af} = 1\,736.1 - (-1\,173.084) \\
&= 2\,909.245 \text{ kN}
\end{aligned}$$

桩基内最大弯矩可自参考文献〔2〕中式(3-85)、(3-86)、(3-87)及附表4-13求得。本书附录II内转录附表4-13, 其方法如下:

$$\begin{aligned}
\text{柱顶剪力 } \bar{Q}_a &= -\bar{T}_a\theta_a \\
&= -172.30 \times 10^3 \times (-0.00002149) \\
&= 3.7027 \text{ kN}
\end{aligned}$$

在地面处的弯矩及剪力 (图1-24):

$$\begin{aligned}
M_o &= \bar{Q}_a \times 10 + \bar{M}_a = 3.7027 \times 10 - 34.049 = 2.978 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
Q_o &= \bar{Q}_a = 3.7027 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$C_Q = \frac{\alpha M_n}{Q_0} = \frac{0.336 \times 2.978}{3.7027} = 0.27024$$

(上式中, α 为桩基变形系数, 见本节“二”)

自本书附录II查得, 当 $C_Q = 0.27024$ 时, $K_m = 3.7250$, $\alpha Z = 1.19$, $Z = 1.19/0.336 = 3.54\text{m}$, 桩在土中最大弯矩(地面下3.54m)为:

$$M_{\max} = M_0 K_m = 2.978 \times 3.7250 = 11.093 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

a 结点及柱顶弯矩、剪力如图1-24所示。按参考文献[1]第73页, 弯矩对杆端以顺时针方向为正, 对结点则以逆时针为正; 剪力以绕隔离体顺时针转动为正。例如 M_{af} 为正, 故为逆时针方向; M_{ab} 为负, 为顺时针方向; \bar{M}_a 为负, 为顺时针方向; 以上均以对结点 a 而言。又如 \bar{M}_a 为负, 对柱顶端而言, 为逆时针方向(图1-24右)。

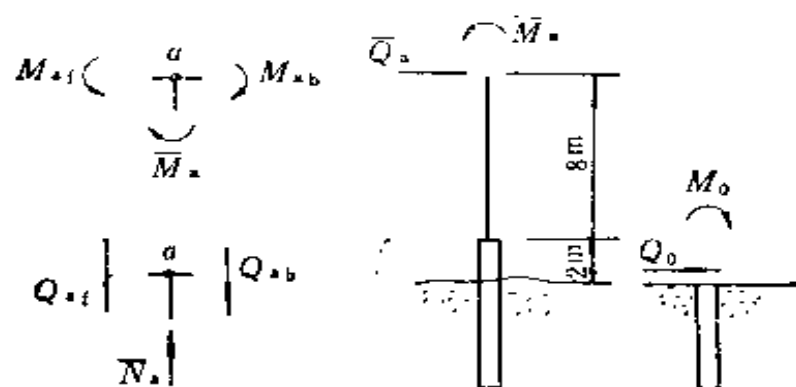


图1-24 a 结点及柱顶弯矩、剪力图

七、活载布置A的内力(荷载效应)

活载布置A如图1-25所示, 图1-25a)可由图1-25b)与图1-25c)叠加得到。

1. a, b 结点的转角

a, b 结点的转角由图1-25内b)及c)两分图的荷载引起并

叠加而得。

(1) 分图b) 荷载引起的转角

方法同本节“六”。

$$\Sigma S_b = \Sigma S_b = 6\,751\,397 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$\theta'_a = \frac{M_b^F C S_{ab} - M_a^F \Sigma S_b}{\Sigma S_a \Sigma S_b - (C S_{ab})^2}$$

$$= \frac{642.199 \times 0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3 - (-642.199) \times 6\,751\,397}{6\,751\,397^2 - (0.5 \times 5\,167\,003)^2}$$

$$= 0.00015408$$

弧度

$$\theta'_b = -\theta'_a$$

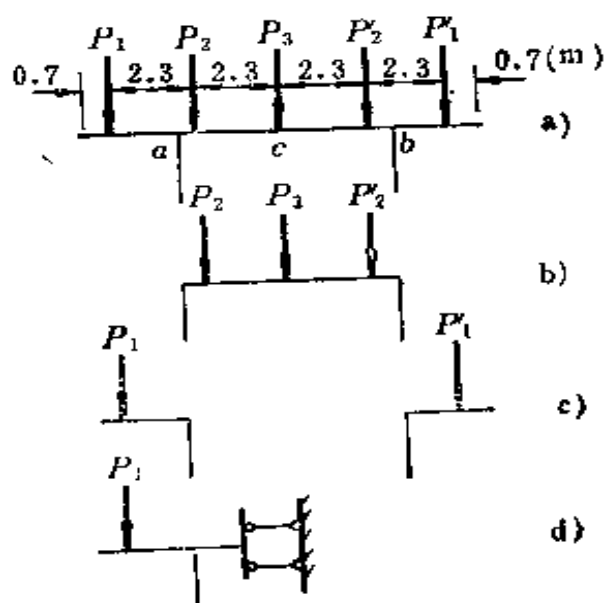
$$= -0.00015408$$

弧度

(2) 分图c) 荷载引起的转角

由于结构及荷载对称, 可用图d) 的图式求 a、b 结点的转角:

$$S_{ac} = \frac{0.8 E_{ab} I_{ab}}{0.5 \times 6.1}$$



$$\begin{aligned} P_1 &= P'_1 = 22.104 \text{ kN} \\ P_2 &= P'_2 = 412.606 \text{ kN} \\ P_3 &= 486.285 \text{ kN} \end{aligned}$$

图 1-25

$$= \frac{0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 2.4 \times 1.2^3}{0.5 \times 6.1}$$

$$= 2\,583\,502 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$\Sigma S'_a = S_{ac} + \overline{S}_a = 2\,583\,502 + 1\,584\,394$$

$$= 4\,167\,896 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$M_{af} = P_1 \times 1.55 = 22.104 \times 1.55 = 34.261 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (悬臂梁a端弯矩对结点反时针方向为正)

$$\theta'_a = -M_a / \Sigma S'_i = \frac{-34.261}{4167.896} = -0.0000082202 \text{ 弧度}$$

$$\theta'_b = -\theta'_a = 0.0000082202 \text{ 弧度}$$

(3) 分图b)及c)荷载引起的转角合计为结点a、b在活载布置A作用下产生的转角, 即,

$$\begin{aligned} \theta_a &= \theta'_a + \theta''_a = 0.00015408 - 0.0000082202 \\ &= 0.00014586 \text{ 弧度} \end{aligned}$$

$$\theta_b = -0.00014586 \text{ 弧度}$$

2. 活载布置A内力计算

按参考文献[1]式(4-15)中的(1)、(3)式计算:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= M_a^F + S_{ab}\theta_a + CS_{ab}\theta_b = -642.199 + 5167.2 \times 10^3 \times \\ &\quad \times 0.00014586 + 0.5 \times 5167.2 \times 10^3 \times \\ &\quad \times (-0.00014586) \\ &= -265.355 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_a &= \bar{S}_a \theta_a = 1584.4 \times 10^3 \times 0.00014586 \\ &= 231.101 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

校核 $\Sigma M_a = M_{ab} + \bar{M}_a + M_{af} = -265.355 + 231.101 + 34.261 = 0.007 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (接近于零, 校核无误, 见图1-26)

$$\text{剪力 } \theta_{ab} = Q_a^F - T_{ab}\theta_a - T_{ba}\theta_b = Q_a^F = 655.744 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{盖梁跨中弯矩: } M_c &= Q_{ab} \times 3.05 + M_{ab} - P_2 \times 2.3 = \\ 655.744 \times 3.05 + (-265.355) - 412.606 \times 2.3 &= 785.670 \\ \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Q_{c左} = Q_{ab} - P_2 = 655.744 - 412.606 = 243.138 \text{ kN}$$

$$Q_{c右} = -Q_{c左} = -243.138 \text{ kN}$$

$$Q_{af} = -P_1 = -22.104 \text{ kN}$$

$$\text{柱顶压力 } N_a = Q_{ab} - Q_{af} = 655.744 - (-22.104)$$

$$= 677.848 \text{ kN}$$

桩基内最大弯矩计算方法同本节“六、2”。

$$\begin{aligned} \text{柱顶剪力 } \bar{Q}_s &= -\bar{T}_s \theta_s = -172.30 \times 10^3 \times 0.00014586 \\ &= -25.132 \text{ kN} \end{aligned}$$

在地面处的弯矩及剪力 (图1-26)

$$\begin{aligned} M_0 &= \bar{Q}_s \times 10 + \bar{M}_s = -25.132 \times 10 + 231.101 \\ &= -20.219 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Q_0 = \bar{Q}_s = -25.132 \text{ kN}$$

$$C_Q = \frac{\alpha M_0}{Q_0} = \frac{-0.336 \times 20.219}{-25.13^2} = 0.27032$$

自本书附录II查得, 当 $C_Q = 0.27032$ 时, $K_m = 3.7181$, 桩在土中最大弯矩为: $M_{\max} = M_0 K_m = -20.219 \times 3.7181 = -75.176 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。 $\alpha Z = 1.19$, $Z = \frac{1.19}{0.336} = 3.54 \text{ m}$, M_{\max} 在地面以下3.54m。

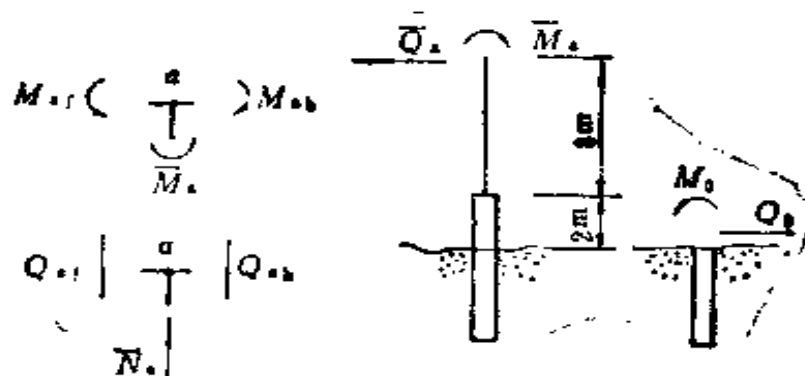


图 1-26

八、活载布置B的内力 (荷载效应)

活载布置B如图1-27所示, 将图1-27a)分解为图1-27b)、c)、d), 即图1-27内, $a) = b) + c) + d)$ 。由于荷载不对称, 结构有侧向位移 Δ 。

1. 图1-27b)的 θ'_s 、 θ'_0 、 Δ 的计算

先自参考文献 [1] 中式 (4-13) 求 $[\Sigma S_A]$, $[\Sigma S_B]$, $[CS_Y]$, $[M_A^F]$, $[M_B^F]$, 再自参考文献 [1] 中式 (4-14), (4-11) 求 θ_a , θ_b , Δ' 。

$$[\Sigma S_A] = \bar{S}_a + S_{ab}$$

$$-\frac{\bar{T}_a^2}{\bar{K}_a + \bar{K}_b} = 1\,584.4$$

$$\times 10^3 + 5\,167.2 \times 10^3$$

$$-\frac{(172.30 \times 10^3)^2}{(27.236 + 27.236) \times 10^3}$$

$$= 6\,206\,599 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$[\Sigma S_B] = [\Sigma S_A]$$

$$= 6\,206\,599 \cdot \text{kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$[CS_Y] = CS_Y - \frac{\bar{T}_a \times \bar{T}_b}{\bar{K}_a + \bar{K}_b}$$

$$= CS_{ab} - \frac{\bar{T}_a^2}{2\bar{K}_a}$$

$$= 0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3 - \frac{(172.30 \times 10^3)^2}{2 \times 27.236 \times 10^3}$$

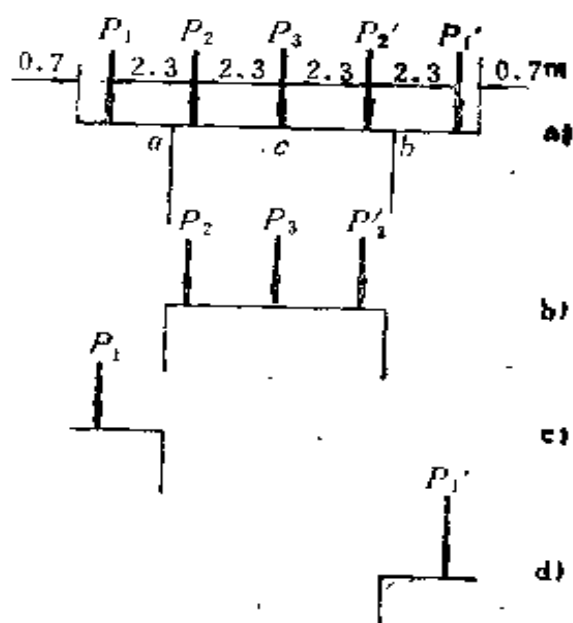
$$= 2\,038\,599 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$[M_A^F] = M_a^F = -596.303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$[M_B^F] = M_b^F = 377.018 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_a = \frac{[CS_Y]M_b^F - [\Sigma S_B]M_a^F}{[\Sigma S_A][\Sigma S_B] - [CS_Y]^2}$$

$$= \frac{2\,038\,599 \times 377.08 - 6\,206\,599 \times (-596.303)}{6\,206\,599 \times 6\,206\,599 - 2\,038\,599^2}$$



$$P_1 = 419.974 \text{ kN}$$

$$P_2 = 482.601 \text{ kN}$$

$$P_3 = 412.606 \text{ kN}$$

$$P_2' = 40.524 \text{ kN}$$

$$P_1' = 0$$

图 1-27

$$= 0.00013006 \text{ 弧度}$$

$$\theta'_b = \frac{[CS_v]M'_a - [\sum S_A]M'_b}{[\sum S_A][\sum S_B] - [CS_v]^2}$$

$$= \frac{2\,038\,599 \times (-596.303) - 6\,206\,599 \times 377.018}{6\,206\,599 \times 6\,206\,599 - 2\,038\,599^2}$$

$$= -0.0010346 \text{ 弧度}$$

$$\Delta'_a = \Delta'_b = \frac{\bar{T}_a \theta'_a + \bar{T}_b \theta'_b}{\bar{K}_a + \bar{K}_b}$$

$$= \frac{172.30 \times 10^3 \times 0.00013006 + 172.30 \times 10^3 \times (-0.00103046)}{27.236 \times 10^3 + 27.236 \times 10^3}$$

$$= -0.000084138 \text{ m}$$

$$\Delta' = \Delta'_a = \Delta'_b$$

2. 图1-27c)的 θ''_a 、 θ''_b 、 Δ'' 计算

由参考文献[1]中式(4-7), a点的集成刚度计算如下:

$$S_B^* = \bar{S}_a + S_{ab} - \frac{(CS_{ab})^2}{S_{ab} + \bar{S}_b} = 1\,584.4 \times 10^3 + 5\,167.2 \times 10^3$$

$$- \frac{(0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3)^2}{5\,167.2 \times 10^3 + 1\,584.4 \times 10^3}$$

$$= 57\,629.47 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$K_B^* = \bar{K}_a + \bar{K}_b - \frac{\bar{T}_b^2}{S_{ab} + \bar{S}_b} = 27.236 \times 10^3$$

$$+ 27.236 \times 10^3 - \frac{(172.30 \times 10^3)^2}{5\,167.2 \times 10^3 + 1\,584.4 \times 10^3}$$

$$= 50\,075 \text{ kN/m}$$

$$T_B^* = \bar{T}_a - \bar{T}_b \frac{CS_{ab}}{S_{ab} + \bar{S}_b} = 172.30 \times 10^3 - 172.30 \times 10^3$$

$$\times \frac{0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3}{5\,167.2 \times 10^3 + 1\,584.4 \times 10^3}$$

$$= 106\,367 \text{ kN} \cdot \text{m/m 或 kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$M_{af} = P_f \times 1.55 = 419.974 \times 1.55 = 650.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(悬臂梁a端弯矩对结点a逆时针方向为正)

按参考文献[3]式(76)、(77)求 Δ'' 及 θ''

$$\Delta'' = \frac{-M_{af}T_B^a}{S_B^a K_B^a - (T_B^a)^2} = \frac{-650.960 \times 106\,367}{5\,762\,947 \times 50\,075 - (106\,367)^2}$$

$$= -0.00021973 \text{ m}$$

$$\theta'' = \frac{-M_{af}K_B^a}{S_B^a K_B^a - (T_B^a)^2} = \frac{-650.960 \times 50\,075}{5\,762\,947 \times 50\,075 - (106\,367)^2}$$

$$= -0.00011757 \text{ 弧度}$$

按参考文献[1]中式(4-18)求结点b的转角 θ_b''

$$\theta_b'' = \frac{\bar{T}_b}{S_{ba} + S_b} \Delta'' - \frac{CS_{ab}}{S_{ba} + S_b} \theta''$$

$$= \frac{172.30 \times 10^3}{5\,167.2 \times 10^3 + 1\,584.4 \times 10^3} \times (-0.00024973)$$

$$- \frac{0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3}{5\,167.2 \times 10^3 + 1\,584.4 \times 10^3} \times (-0.00011757)$$

$$= 0.000038616 \text{ 弧度}$$

3. 图1-27d)的 θ_b''' 、 θ_a''' 、 Δ''' 计算

$$M_{bf} = 0 \text{ (悬臂梁b端弯矩)}$$

$$S_A^b = S_B^a = 5\,762\,947 \text{ kN} \cdot \text{m/弧度}$$

$$K_A^b = K_B^a = 50\,075 \text{ kN/m}$$

$$T_A^b = T_B^a = 106\,367 \text{ kN} \cdot \text{m/m 或 kN/弧度}$$

$$\Delta''' = \frac{M_{bf}T_A^b}{S_A^b K_A^b - (T_A^b)^2} = 0$$

$$\theta''' = \frac{M_{bf}K_A^b}{S_A^b K_A^b - (T_A^b)^2} = 0$$

$$\theta_a''' = \frac{\bar{T}_a}{S_{ab} + S_a} \Delta''' - \frac{CS_{ab}}{S_{ab} + S_a} \theta_b''' = 0$$

4. 图1-27b)、c)、d)的位移和转角合计

$$\begin{aligned}\theta_a &= \theta'_a + \theta''_a + \theta'''_a = 0.00013006 - 0.00011757 + 0 \\ &= 0.00001249 \text{ 弧度}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_b &= \theta'_b + \theta''_b + \theta'''_b = -0.00010346 + 0.000038616 + 0 \\ &= -0.000064844 \text{ 弧度}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= \Delta' + \Delta'' + \Delta''' = 0.000084138 - 0.00024973 + 0 \\ &= -0.00016559 \text{ m}\end{aligned}$$

5. 活载布置B内力计算

按参考文献[1]中式(4-15)中(1)及(4-15)中(3)计算:

$$\begin{aligned}M_{ab} &= M^F_a + S_{ab}\theta_a + CS_{ab}\theta_b = -596.303 + 5\,167.2 \times 10^3 \\ &\quad \times 0.00001249 + 0.5 \times 5\,167.2 \times 10^3 \\ &\quad \times (-0.000064844) = -699.296 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\overline{M}_a &= \overline{S}_a\theta_a - \overline{T}_a\Delta = 1\,584.4 \times 10^3 \times 0.00001249 - 172.3 \\ &\quad \times 10^3 \times (-0.00016559) = 48.320 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

校核: $\Sigma M_a = M_{ab} + \overline{M}_a = -699.161 + 48.320$
 $+ 650.960 = -0.016 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (接近于零, 校核无误, 见图1-26)

$$\begin{aligned}M_{ba} &= M^F_b + CS_{ab}\theta_a + S_{ba}\theta_b = 377.018 + 0.5 \times 5\,167.2 \\ &\quad \times 10^3 \times 0.00001249 + 5\,167.2 \times 10^3 \\ &\quad \times (-0.000064844) = 74.225 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\overline{M}_b &= \overline{S}_b\theta_b - \overline{T}_b\Delta = 1\,584.4 \times 10^3 \times (-0.000064844) \\ &\quad - 172.30 \times 10^3 \times (-0.00016559) \\ &= -74.208 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

校核: $\Sigma M_b = M_{ba} + \overline{M}_b = 74.225 - 74.208 + 0$
 $= -0.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (接近于零, 校核无误, 见图1-28)

$$\begin{aligned}\text{剪力: } Q_{ab} &= Q^F_a - T_{ab}\theta_a - T_{ba}\theta_b = 670.499 - 1\,270.6 \\ &\quad \times 10^3 \times 0.00001249 - 1\,270.6 \times 10^3 \\ &\quad \times (-0.000064844) = 737.020 \text{ kN}\end{aligned}$$

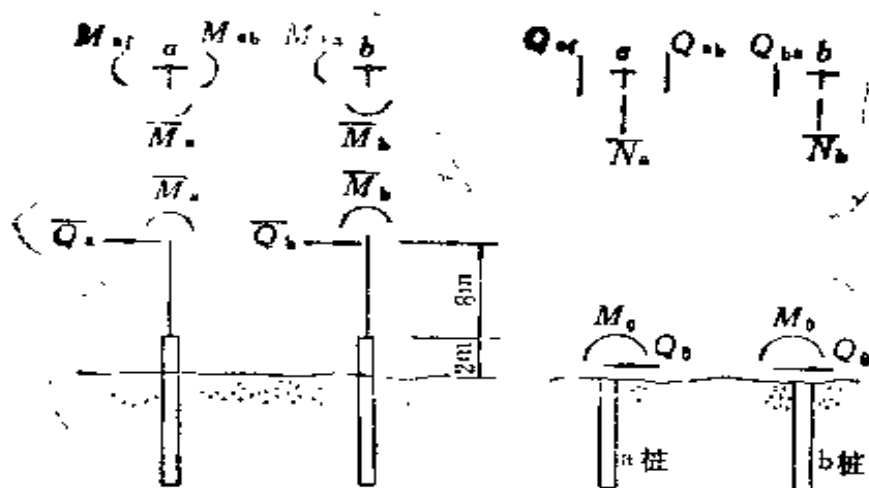


图 1-28

$$Q_{ba} = Q_b^p - T_{ab}(\theta_a + \theta_b) = -265.232 - 1270.6 \times 10^3 \\ \times (0.00001249 - 0.000064844) = -198.711 \text{ kN}$$

$$\bar{Q}_a = -\bar{T}_a \theta_a + \bar{K}_a \Delta = -172.30 \times 10^3 \times 0.00001249 \\ + 27.236 \times 10^3 \times (-0.00016559) = -6.662 \text{ kN}$$

$$\bar{Q}_b = -\bar{T}_b Q_b + \bar{K}_b \Delta \\ = -172.30 \times 10^3 \times (-0.000064844) + 27.236 \times 10^3 \\ \times (-0.00016559) = 6.662 \text{ kN}$$

$$Q_{af} = -P_1 = -419.971 \text{ kN}$$

$$Q_{bg} = 0$$

$$\text{柱顶}a\text{端压力 } \bar{N}_a = Q_{ab} - Q_{af} = 737.020 + 419.974 \\ = 1156.994 \text{ kN (图1-28)}$$

$$\text{柱顶}b\text{端压力 } \bar{N}_b = Q_{bg} - Q_{ba} = 198.711 \text{ kN (图1-28)}$$

$$\text{盖梁跨中弯矩 } M_c = Q_{ab} \times 3.05 + M_{ab} - P_2 \times 2.3 \\ = 737.020 \times 3.05 + (-659.296) \\ - 482.601 \times 2.3 = 438.633 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{c左} = Q_{ab} - P_2 = 737.020 - 482.601 = 254.419 \text{ kN}$$

$$Q_{c右} = Q_{c左} - P_3 = 254.419 - 412.606 = -158.187 \text{ kN}$$

地面处弯矩及剪力

$$\begin{aligned} \text{a桩: } M_0 &= \bar{Q}_a \times 10 + \bar{M}_a = (-6.662) \times 10 + 48.320 \\ &= -18.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$Q_0 = \bar{Q}_a = -6.662 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{b桩: } M_0 &= \bar{Q}_b \times 10 + \bar{M}_b = 6.662 \times 10 + (-74.208) \\ &= -7.588 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$Q_0 = \bar{Q}_b = 6.662 \text{ kN}$$

桩在土中最大弯矩

$$\text{a桩: } C_Q = \frac{\alpha M_0}{Q_0} = \frac{0.336 \times (-18.3)}{-6.662} = 0.923$$

当 $C_Q = 0.923$ 时, $K_m = 1.6595$, 桩在土中最大弯矩为
 $M_{\max} = M_0 K_m = -18.3 \times 1.6595 = -30.369 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $\alpha Z =$

$$0.9762, Z = \frac{0.9762}{0.336} = 2.91\text{m}, M_{\max} \text{ 在地面以下 } 2.91\text{m}。$$

$$\text{b桩: } M_0 = -7.588 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_0 = \bar{Q}_b = 6.662 \text{ kN}$$

$$\frac{\alpha M_0}{Q_0} = \frac{0.336 \times (-7.588)}{6.662} = -0.383, C_Q = -0.383$$

自本书附录II查得, 当 $C_Q = -0.383$ 时, $K_m = -1.4095$,
 桩在土中最大弯矩为 $M_{\max} = M_0 K_m = -7.588 \times (-1.4095)$
 $= 10.695 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $\alpha Z = 1.5623, Z = \frac{1.5623}{0.336} = 4.65\text{m}$, M_{\max}
 在地面以下 4.65m。

九、桥墩盖梁刚构内力(荷载效应)汇总

本节计算主要是确定桥墩盖梁的配筋, 至于盖梁及其上的恒、活载产生的对地面、土中桩身的弯矩 M_0 、 $M_{\text{桩}\max}$, 从表1-9可以看出, 与前计算的纵向水平力等产生的纵向弯矩比较, 其值很小, 可以略而不计, 没有必要与纵向水平力等产生的纵向弯矩组合。在柱顶, 弯矩 \bar{M}_a 、 \bar{M}_b 稍大, 约为

桥墩盖梁及桩柱内力(荷载效应)汇总表

表 1-9

位置	内力	单位	恒 载	活载布置A	活载布置B	合 计
a d 柱	M_{Au}	kN·m	-1 715.192	-265.355	-899.296	$\frac{-1 980.547}{-2 414.488}$
	M_{At}	kN·m	1 749.231	34.261	650.960	$\frac{1 783.492}{2 490.191}$
	\bar{M}_u	kN·m	-34.049	231.101	48.320	$\frac{197.052}{14.271}$
	M_{Au}	kN·m	3.978	-20.219	-18.309	$\frac{-17.241}{-15.322}$
	M_{max}	kN·m	11.093	-75.176	-30.369	$\frac{-64.083}{-19.276}$
	Q_{Au}	kN	1 736.161	655.744	737.020	$\frac{2 391.905}{2 473.181}$
	Q_{At}	kN	-1 173.084	-22.104	-419.974	$\frac{1 125.188}{1 593.058}$
	\bar{Q}_u	kN	3.703	-25.132	6.662	$\frac{-21.429}{-2.959}$
截面	M_o	kN·m	919.825	785.670	438.633	$\frac{1 705.495}{1 353.168}$
	Q_{ot}	kN	505.311	243.138	254.419	$\frac{748.449}{759.730}$
	Q_{ot}	kN	-505.311	-243.138	-158.187	$\frac{-748.449}{-663.498}$
	M_{As}	kN·m	1 715.192	265.355	74.225	$\frac{1 980.547}{1 789.417}$
b	M_{Bs}	kN·m	-1 749.231	-34.261	0	$\frac{-1 783.492}{-1 749.231}$
c	\bar{M}_u	kN·m	34.049	-231.101	-74.208	$\frac{-197.052}{-40.159}$
柱	M_o	kN·m	-2.978	20.219	-7.588	$\frac{17.241}{-10.566}$
	M_{max}	kN·m	-11.093	75.176	10.695	$\frac{64.083}{-0.398}$

续上表

位置	内力	单位	恒 载	活载布置A	活载布置B	合 计
b • 柱	Q_{ba}	kN	-1736.161	-655.744	192.711	$\frac{-2391.567}{-1934.272}$
	Q_{bx}	kN	1173.084	22.104	0	$\frac{1195.188}{1173.084}$
	\bar{Q}_b	kN	-3.703	25.132	6.862	$\frac{21.429}{2.959}$

注：1. 合计栏内，分子为“恒载+活载布置A”，分母为“恒载+活载布置B”。

2. 表1-9各符号意义如下：

$M_{aa}, M_{ax}, \bar{M}_a, Q_{aa}, Q_{ax}, \bar{Q}_a$ —— M 为结点 a 弯矩， Q 为结点 a 的剪力；图1-24、1-26、1-28分别示出恒载、活载布置A、活载布置B作用下内力方向；

$M_{bb}, M_{bx}, \bar{M}_b, Q_{bb}, Q_{bx}, \bar{Q}_b$ —— M 为结点 b 的弯矩， Q 为结点 b 的剪力；图1-28示出活载布置B的作用力方向；

关于与结点弯矩、结点剪力的正负值相应的杆端力的作用方向，见本节“六、2”；

$M_c, Q_{c左}, Q_{c右}$ ——截面 C 的弯矩、剪力；

$M_0, M_{柱中max}$ ——分别为地面弯矩及桩在土中最大弯矩。

纵向水平力等在柱底产生的弯矩的10%，但是两者不在同一截面，一在柱顶，一在柱底。在一般情况下，柱底配筋直通柱顶，或以柱底配筋为准，向上略有减少。就柱顶要求的配筋而言，足有富裕，故墩柱钢筋，按纵向受力情况配置，不用再在盖梁刚构计算中验算。

十、桥墩盖梁截面验算

1. 盖梁内力（荷载效应）

由表1-9知，各截面内力取恒载加活载布置A或活载布置B中绝对值较大者。

跨中弯矩：恒载 $M_0 = 919.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，活载 $M_0 = 785.670 \text{ kN} \cdot \text{m}$

跨中剪力: 恒载 $Q_c = 505.311 \text{ kN}$, 活载 $Q_{c\text{左}} = 254.419$;
kN

支点弯矩: 恒载 $M_{sf} = -1749.231 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 活载 $M_{sf} =$
 $-650.960 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (弯矩符号改用材料力学符号)

支点剪力: 恒载 $Q_{ab} = 1736.161 \text{ kN}$, 活载 $Q_{ab} = 737.020$
kN

离支点0.75m处剪力:

恒载 $Q_{0.75\text{右}} = Q_{ab} - P_2(\text{恒}) - q \times 0.75 = 1736.161 -$
 $1010.616 - 72.208 \times 0.75 = 671.389 \text{ kN}$;

活载 $Q_{0.75\text{右}} = Q_{ab} - P_2(\text{活载布置B})$
 $= 737.020 - 482.601 = 254.419 \text{ kN}$

2. 跨中截面及 抗弯配筋 (图1-29)

跨中截面高1200
mm, 宽2400mm, 25
号混凝土, 截面底部
配 $30\Phi 20$ 钢筋, A_g
 $= 9425 \text{ mm}^2$ 。截面

顶部配适量构造钢
筋, 验算时不考虑。截面有效高度 $h_0 = 1200 - 50 = 1150 \text{ mm}$ 。
跨中截面如图1-29所示。

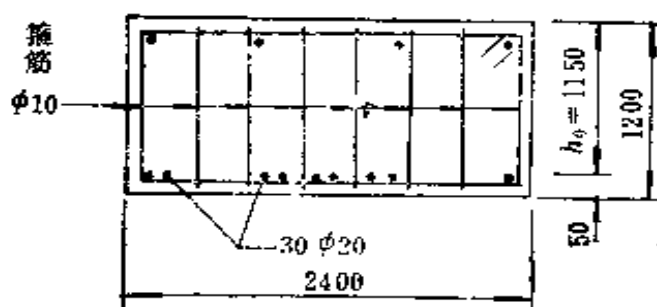


图 1-29 (单位: mm)

按规范JTJ 023—85第4.1.2条, 乘以荷载系数的极限状
态弯矩为:

$$\begin{aligned} M_j &= (1.2S_G + 1.4S_{Q1}) \times 1.03 \\ &= (1.2 \times 919.825 + 1.4 \times 785.670) \times 1.03 \\ &= 2269.840 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(式中1.03为汽车荷载效应占总荷载效应等于或大
于33%但小50%时的提高系数)

按规范JTJ 023—85第4.1.6条〔本书公式(1-26)〕

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_0} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_0} R'_g A'_g (h_0 - a_g)$$

$$M_j = 2\,269.840 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_0 = 1.25, \quad R_a = 14.5 \text{ MPa}, \quad b = 2\,400 \text{ mm}, \quad h_0 = 1\,150 \text{ mm}, \quad \gamma_0 = 1.25, \quad R'_g = 340 \text{ MPa}, \quad A'_g = 0.$$

$$x = \frac{R_g A_g}{R_a b}, \quad R_g = 340 \text{ MPa}, \quad A_g = 9\,425 \text{ mm}^2.$$

$$x = \frac{340 \times 9\,425}{14.5 \times 2\,400} = 92 \text{ mm} \leq \xi_{1g} h_0 = 0.55 \times 1\,150 = 632.5 \text{ mm}, \text{ 可。}$$

$$\frac{1}{\gamma_0} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_0} R'_g A'_g (h_0 - a_g)$$

$$= \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 2\,400 \times 92 \times \left(1\,150 - \frac{92}{2} \right) + 0$$

$$= 2\,827.653 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 2\,827.653 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_j = 2\,269.84 \text{ kN} \cdot \text{m} < 2\,827.653 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ 可。}$$

3. 支点截面及抗弯配筋

支点截面的抗弯配筋同跨中截面，截面顶部配40Φ20钢筋， $A_g = 1\,2566 \text{ mm}^2$ ，截面底部配适量构造钢筋，验算时不考虑，截面有效高度 $h_0 = 1\,200 - 50 = 1\,150 \text{ mm}$ 。

按规范JTJ 023—85第4.1.2条，乘以荷载系数的极限状态弯矩为：

$$M_j = (1.2S_G + 1.4S_{Q1}) \times 1.05 = (1.2 \times 1\,749.230 + 1.4 \times 650.960) \times 1.05 = 3\,160.941 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (式中1.05为汽车荷载效应占总荷载效应33\%以下时的提高系数) }。$$

按规范JTJ 023—85第4.1.6条〔本书式(1-26)〕

$$M_j \leq \frac{1}{\gamma_0} R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_0} R'_g A'_g (h_0 - a'_g)$$

$$M_1 = 3\,160.941 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_c = 1.25, R_s = 14.5 \text{ MPa}, b = 2\,400 \text{ mm}, h_0 = 1\,150 \text{ mm}, \\ \gamma_s = 1.25, R'_s = 340 \text{ MPa}, A'_s = 0.$$

$$x = \frac{R_s A_g}{R_s b} = \frac{340 \times 12\,566}{14.5 \times 2\,400} = 122.8 \text{ mm} < \xi_{1g} h_0 \\ = 0.55 \times 1\,150 = 632.5 \text{ mm}, \text{ 可。}$$

$$\frac{1}{\gamma_c} R_s b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$= \frac{1}{1.25} \times 14.5 \times 2\,400 \times 122.8 \times \left(1\,150 - \frac{122.8}{2} \right) + 0$$

$$= 3\,721.653 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 3\,721.653 \text{ kN}\cdot\text{m} > 3\,160.941 \text{ kN}\cdot\text{m}, \text{ 可。}$$

4. 支点截面及
抗剪配筋 (图1-30)

支点截面设8支
 $\phi 12$ 箍筋, 其截面积
为 $A_K = 905 \text{ mm}^2$ 。箍
筋纵向中距为 $S_K =$
 100 mm 。(如图1-
30)。

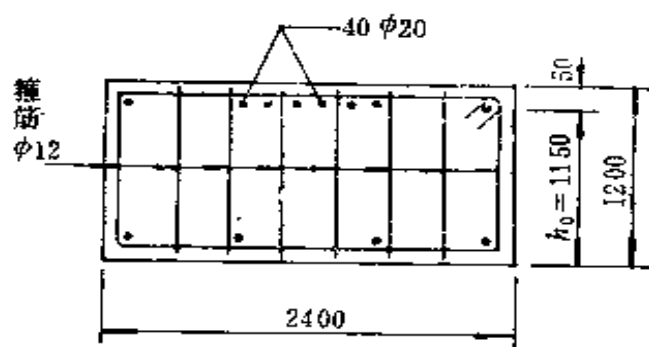


图 1-30(单位: mm)

按规范JTJ023—85第4.1.12条,先验算截面尺寸是否符合要求。

$$Q_1 \leq 0.066 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} \sqrt{R} b h_0 \quad (1-28)$$

式中 Q_1 ——计入荷载系数后的极限状态剪力以kN计,按规范JTJ023—85第4.1.2条, $Q_1 = 1.2 \times 1.05 \times 1\,736.161 + 1.4 \times 1.05 \times 737.020 = 3\,270.98 \text{ kN}$ [见第4.1.2条式(4.1.2-1),其中1.05为提高系数],

$\gamma_b = 0.95$, $\gamma_c = 1.25$ (见规范JTJ023—85第4.1.3条);

R ——混凝土标号,以MPa计, $R = 25\text{MPa}$;

b, h_0 ——截面宽度及有效高度,以cm计, $b = 240\text{cm}$,

$$h_0 = 120 - 5 = 115\text{cm}。$$

式(1-28)右项为: $0.066 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} \sqrt{R} b h_0 = 0.066 \times \frac{0.95}{1.25} \sqrt{25} \times 240 \times 115 = 6922.08\text{kN} > Q_j = 3270.98\text{kN}$, 可。

按规范JTJ023—85第4.1.13条,验算是否需进行斜面抗剪强度计算。

$$Q_j \leq 0.05 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_1 b h_0 \quad (1-29)$$

式中 R_1 ——混凝土抗拉强度,以MPa计,见规范JTJ023—85表2.1.2, $R_1 = 1.55\text{MPa}$;

其余符号同式(1-28)。

$$Q_j = 3270.98\text{kN}$$

式(1-29)右项为: $0.05 \times \frac{0.95}{1.25} \times 1.55 \times 240 \times 115 = 1625.64\text{kN} < 3270.982\text{kN}$, 需进行斜截面抗剪强度计算。

按规范JTJ 023—85第4.1.11条,仅配置箍筋的受弯构件,斜截面抗剪强度按下式计算:

$$Q_j \leq Q_{hk} \quad (1-30)$$

式中 Q_j 同式(1-28);

Q_{hk} 按规范JTJ023—85式(4.1.10-2)

$$Q_{hk} = 0.0349 b h_0 \sqrt{(2 + P) \sqrt{R} \mu_k R_{gk}} \quad (1-31)$$

式中 P ——斜截面内纵向受拉钢筋配筋率, $P = 100\mu$,

$$P = 100 A_g / b h_0 = \frac{12566}{2400 \times 1150} \times 100 = 0.455$$

(A_g 及 $b h_0$ 见前计算,以 mm^2 计); $\mu_k = A_k / S_k b$

$= 905/100 \times 2400 = 0.00377$ (A_k 为同一截面内箍筋总面积, 见前; S_k 为箍筋纵向间距, 见前; b 为梁宽度, 分别以 mm^2 及 mm 计);

R_{gk} ——箍筋的抗拉设计强度 (MPa), II级钢筋按规范 JTJ023—85表2.2.2-1为340MPa;

b, h_0, R ——同式 (1-28), 单位为 cm 及 MPa 。

$$Q_{hk} = 0.0349bh_0\sqrt{(2+P)\sqrt{R}\mu_k R_{gk}} = 0.0349 \times 240 \times 115 \\ \times \sqrt{(2+0.455) \times \sqrt{25} \times 0.00377 \times 340} \\ = 3820.810\text{kN} > 3270.982\text{kN}, \text{可。}$$

5. 离支点0.75m截面及抗剪配筋

离支点截面0.75m处设 $8\Phi 10$ 箍筋, 截面积为 $A_k = 628\text{mm}^2$, 纵向中距 $S_k = 100\text{mm}$ 。该截面离支点截面较近, 纵向受拉钢筋仍应与支点处相同, 即为 $40\Phi 20 = 12566\text{mm}^2$ 。自离支点0.75m截面至跨中, 箍筋如图1-29所示。

按规范JTJ023—85第4.1.12条, 验算截面尺寸。按式 (1-28), 计算如下:

$$Q_j \leq 0.066 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} \sqrt{R} b h_0$$

$$Q_j = 1.2 \times 1.05 \times 671.389 + 1.4 \times 1.05 \times 254.419 \\ = 1219.946\text{kN}$$

式 (1-28) 右项为:

$$0.066 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} \sqrt{R} b h_0 = 0.066 \frac{0.95}{1.25} \sqrt{25} \times 240 \times 115$$

$$= 6922.08\text{kN} > Q_j$$

$$= 1219.946\text{kN}, \text{可。}$$

按规范JTJ023—85第4.1.13条, 验算是否需进行斜截抗剪强度计算。按式 (1-29), 计算如下:

$$Q_f \leq 0.05 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_{1b} b h_0$$

$$Q_f = 1\,219.946 \text{ kN (见前)}$$

式 (1-29) 右项为:

$$0.05 \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_{1b} b h_0 = 0.05 \times \frac{0.75}{1.25} \times 1.55 \times 240 \times 115 = 1\,283.4 \text{ kN}$$

$> 1\,219.946 \text{ kN}$, 可以不需进行斜截面强度计算。

自离支点 0.75 m 至跨中, 理论上不需设抗剪钢筋, 但因构造需要及式 (1-29) 左、右两项数值接近, 现设 8 支 $\Phi 10$ 箍筋, 以策安全。另外, 尚有部分纵向受拉主筋上弯或下弯, 也可抗剪。

纵向受拉钢筋除跨中及支点已在前述中确定外, 其余截面的钢筋应按弯矩计算再行配筋, 也就是跨中钢筋在那个截面可以上弯或截断, 或支点钢筋在那个截面可以下弯或截断。

6. 弯矩包络图的计算

其他各截面弯矩计算按以下各式计算。

恒载

$$x = 0 \sim 0.75 \text{ m} \quad M_D = Q_{ab}x + M_{ab} - \frac{1}{2}qx^2$$

$$x = 0.75 \sim 3.05 \text{ m} \quad M_D = Q_{ab}x + M_{ab} - \frac{1}{2}qx^2 - P_2(x - 0.75)$$

活载布置A

$$x = 0 \sim 0.75 \text{ m} \quad M_A = Q_{ab}x + M_{ab}$$

$$x = 0.75 \sim 3.05 \text{ m} \quad M_A = Q_{ab}x + M_{ab} - P_2(x - 0.75)$$

活载布置B

$$x = 0 \sim 0.75 \text{ m} \quad M_B = Q_{ab}x + M_{ab}$$

$$x = 0.75 \sim 3.05 \text{ m} \quad M_B = Q_{ab}x + M_{ab} - P_2(x - 0.75)$$

以上各式，长度以m计， q 为盖梁自重恒载，以72.203 kN/m计， x 为盖梁左支点至计算截面的距离， Q_{ab} 、 M_{ab} 应按相应的荷载布置取用。各验算截面的弯矩，可取“恒载+活载布置A”或“恒载+活载布置B”两者中较大值，从而绘出弯矩包络图。本例题盖梁跨度不大，采用两种活载布置形式，较之绘截面影响线简易得多，但布筋要留有余地，有一定的富裕量作为安全储备。

十一、桥墩盖梁裂缝验算

1. 裂缝宽度计算公式

按规范JTJ023—85第4.2.5条，盖梁最大裂缝宽度按式(4.2.5-1)为：

$$\delta_{f\max} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_R}{E_R} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\mu} \right)$$

式中 C_1 ——钢筋表面形状系数，对于螺纹钢筋， $C_1 = 1.0$ ；

C_2 ——荷载作用系数，恒载及短期静活载作用时， $C_2 = 1.0$ ；恒载及长期静活载作用时， $C_2 = 1 + 0.5 \frac{N_0}{N}$ ，其中 N_0 为长期荷载作用下的内力，按

现规范可视为仅恒载作用下弯矩， N 为全部使用荷载作用下内力，可视为恒载与活载（无冲击力）共同作用下弯矩；自表1-9，对于跨中截面，

$$C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{919.825}{919.825 + 785.670 \times 0.9}$$

$$= 1.28, \text{ 而对于跨端截面, } C_2 = 1 + 0.5 \times$$

$$\frac{1749.231}{1749.231 + 650.960 \times 0.9} = 1.37, \text{ 以上活载弯}$$

矩因不考虑冲击力，故按表1-9数值乘0.9，

C_3 ——与构件形式有关系数，板式受弯构件， $C_3 =$

1.15;

d ——纵向钢筋直径, 以mm计, $d = 20\text{mm}$;

μ ——含筋率, $\mu = A_g/bh_0$; 其中:

A_g ——纵向钢筋面积, 跨中截面“C”为30根直径20mm的II级钢筋; 跨端截面“a”为40根直径20mm的II级钢筋; $A_{g_c} = 30 \times 314.16 = 9\,424.8\text{mm}^2$, $A_{g_a} = 40 \times 314.16 = 12\,566.40\text{mm}^2$;

bh_0 ——盖梁截面宽度 \times 盖梁截面受压边边缘至受拉钢筋重心的距离, 自图1-29及图1-30, 跨中截面与跨端截面均为 $bh_0 = 2\,400 \times 1\,150 = 276 \times 10^4\text{mm}^2$;

跨中截面 $\mu_c = A_{g_c}/bh_0 = 9\,424.8/276 \times 10^4 = 0.003415$; 跨端截面 $\mu_a = A_{g_a}/bh_0 = 12\,566.4/276 \times 10^4 = 0.004553$; μ_c 及 μ_a 均小于0.006, 按规范规定, 取 $\mu = 0.006$;

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

M ——使用荷载作用下盖梁截面弯矩, 见表1-9. 跨中截面 $M_c = 919.825 + 785.670 \times 0.9 = 1\,626.928\text{kN}\cdot\text{m} = 1\,626.928 \times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$; 跨端截面 $M_{af} = -(1\,749.231 + 650.960 \times 0.9) = -2\,335.095\text{kN}\cdot\text{m} = -2\,335.095 \times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$; 因活载不考虑冲击力, 故按表1-9数值乘0.9;

跨中截面受拉钢筋应力, $\sigma_{g_c} = M_c/0.87A_{g_c}h_0 = 1\,626.928 \times 10^6/0.87 \times 9\,424.8 \times 1\,150 = 172.536\text{N/mm}^2$;

跨端截面受拉钢筋应力, $\sigma_{g_a} = M_{af}/0.87A_{g_a}h_0 = 2\,335.095 \times 10^6/0.87 \times 12\,566.4 \times 1\,150 = 185.728\text{N/mm}^2$;

E_g ——钢筋弹性模量, $E_g = 2 \times 10^5\text{MPa}$.

2. 跨中截面最大裂缝宽度计算

恒载及短期静活载作用时

$$\begin{aligned}\delta_{f\max} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{gc}}{E_g} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\mu} \right) \\ &= 1 \times 1 \times 1.15 \times \frac{172.536}{2 \times 10^5} \times \left(\frac{30 + 20}{0.28 + 10 \times 0.006} \right) \\ &= 0.15\text{mm}\end{aligned}$$

恒载及长期静活载作用时, C_2 改用1.28, 故只要将恒载及短期静活载作用时的最大裂缝宽度乘以1.28即可, $\delta_{f\max} = 1.28 \times 0.15 = 0.19\text{mm}$ 。

3. 跨端截面最大裂缝宽度计算

恒载及短期静活载作用时

$$\begin{aligned}\delta_{f\max} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{gs}}{E_g} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\mu} \right) \\ &= 1 \times 1 \times 1.15 \times \frac{185.728}{2 \times 10^5} \times \left(\frac{30 + 20}{0.28 + 10 \times 0.006} \right) \\ &= 0.16\text{mm}\end{aligned}$$

恒载及长期静活载作用时, C_2 改用1.37, 故只要将恒载及短期静活载作用时的最大裂缝宽度乘以1.37, 即可

$$\delta_{f\max} = 1.37 \times 0.16 = 0.22\text{mm}$$

按规范JTJ023—85第4.2.6条规定, 在荷载组合I作用下, 最大裂缝宽度不应超过0.2mm; 在荷载组合II或组合III作用下, 不应超过0.25mm。本计算最大裂缝宽度的计算值为0.22mm, 超过荷载组合I作用下允许最大裂缝宽度0.2mm。因此, 从裂缝计算角度来看, 宜将截面高度稍微加高, 跨端钢筋根数适当加多, 则超出的0.02mm数值自可消除。

第五节 斜桥桥墩顶的抗推刚度

一、斜桥桥墩顶的抗推刚度

斜桥桥墩顶的抗推刚度较正桥大。由于上部构造的纵向力（温度影响力、混凝土收缩及徐变影响力、制动力）是顺桥轴线方向的，墩顶的刚度也应为顺桥向的刚度。墩顶的刚度为顺墩长方向的墩顶刚度在桥轴方向的分刚度与垂直于墩长方向的墩顶刚度在桥轴方向的分刚度之和。如图1-31所示，斜桥桥墩顶的抗推刚度为：

$$K = K_1 \sin^2 \varphi + K_2 \cos^2 \varphi \quad (1-32)$$

式中 K_1 ——桥墩墩顶顺墩长方向的抗推刚度，其计算方法是将桥墩作为一个刚构，求盖梁顶产生单位位移所需的力，将于本节“二”内以例题形式示出；

K_2 ——桥墩墩顶垂直于墩长方向的抗推刚度，见第一节“二、1”及本节“三”；

φ ——桥墩的斜度，即桥梁纵轴线与墩身长度方向垂线的交角，当 $\varphi = 0^\circ$ 时，即为正交桥。

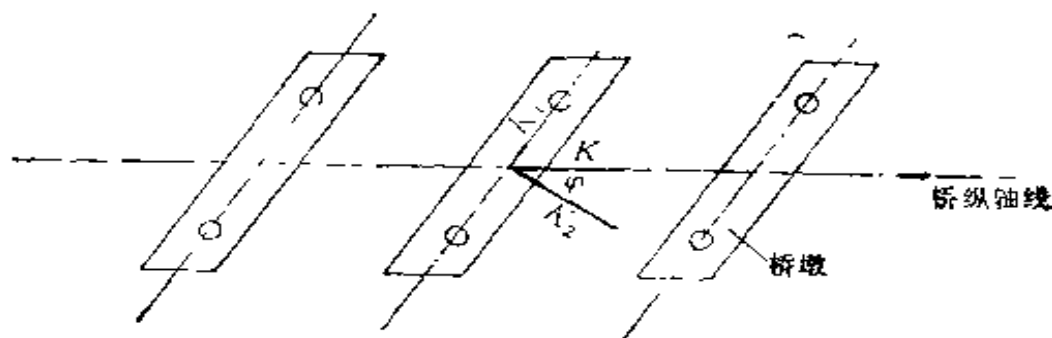


图 1-31

二、顺墩长方向的墩顶抗推刚度

桥墩在盖梁中心线顺墩长方向作用一水平力，使盖梁产

生与荷载同向的单位水平位移，这个产生单位水平位移的力定义为桥墩顺墩长方向的抗推刚度。为便于直接参考应用，下面以例题形式计算如下。

桥墩顺墩长方向的立面如图1-32所示。

盖梁截面尺寸 1.2m (高) × 2.4m (宽)

墩柱直径 1.5m，基桩直径 1.8m

墩的斜度 $\varphi = 30^\circ$

垂直于桥纵轴线的墩柱中距 (投影) 6.1m

两柱中距

$$l_{ab} = 6.1 / \cos \varphi = 6.1 / \cos 30^\circ = 7.04 \text{m}$$

作为示例，假定桩出土2m，实际设计时，应以桩出土最短高度为宜。

墩柱与桩，两者组合起来作为一变截面桩考虑。

盖梁弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍，自第四节“二”为 $7\,880 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ 。

ad柱及bc柱弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍，自第四节“二”为 $5\,660 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ 。

c柱及d柱弹性模量与惯性矩乘积的0.8倍，自第四节“二”为 $11\,749 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ 。

桩基的变形系数 $\alpha = 0.336 \text{ 1/m}$ (见第一节“二、1”)

$$\alpha h = 0.336 \times 28 = 9.408 > 4, \text{以} 4 \text{计}。$$

求当 $\Delta = 1$ 时所需水平力 K_1 ，即为抗推刚度。 K_1 假定作用于盖梁截面中心线上。

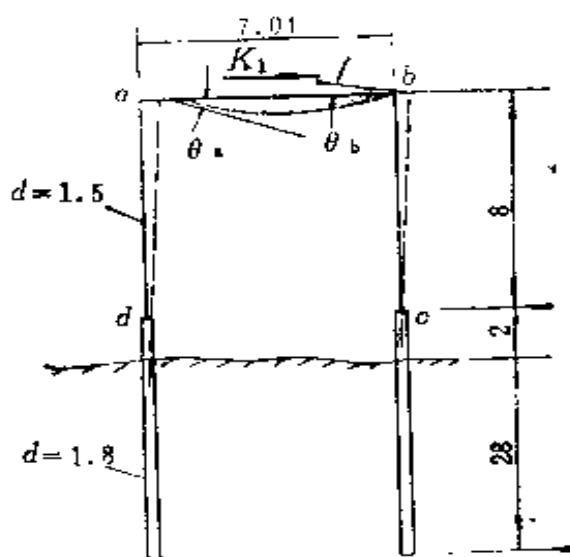


图1-32 桥墩顺墩长的立面

(单位: m)

本结构是对称结构，且 K_1 作用于盖梁中心线，故 a 、 b 柱的柱顶变位相同，即 $\Delta = \Delta_a = \Delta_b = 1$ ， $\theta_a = \theta_b$ 。

弹性常数的计算与第四节类同，但图1-19与图1-32内某些结点符号有所不同，盖梁跨径也不同，因此部分弹性常数的计算可以利用第四节内计算成果，其余则另行计算。

1. 盖梁、柱、桩的弹性常数

盖梁、柱的弹性常数，按参考文献[1]第一章计算。

$$ab、ba \text{ 梁抗刚度 } S_{ab} = S_{ba} = 4EI/l = 4 \times 0.8E_{ab}I_{ab}/l_{ab} \\ = 4 \times 7880 \times 10^3 / 7.04 = 4477.3 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{弧度}$$

$$ab、ba \text{ 梁相干系数 } T_{ab} = T_{ba} = 6EI/l^2 = 6E_{ab}I_{ab}/l_{ab}^2 = \\ 6 \times 7880 \times 10^3 / 7.04^2 = 953.96 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ 或 } \text{kN} / \text{弧度}$$

$$\text{墩柱抗推刚度 } K_{bc} = K_{cb} = K_{ad} = K_{da} = 12EI/l^3 = 12 \times \\ 0.8 \times E_{bc}I_{bc}/l_{bc}^3 = 12 \times 5666 \times 10^3 / 8^3 = 132.80 \times 10^3 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{墩柱抗弯刚度 } S_{bo} = S_{ob} = S_{ao} = S_{oa} = 4EI/l = 4 \times 0.8 \\ \times E_{bo}I_{bo}/l_{bo} = 4 \times 5666 \times 10^3 / 8 = 2833.0 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{弧度}$$

$$\text{墩柱传递抗弯刚度 } CS_{bo} = CS_{ob} = CS_{ao} = CS_{oa} = 0.5S_{bo} \\ = 0.5 \times 2833.0 \times 10^3 = 1416.5 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{弧度}$$

$$\text{墩柱相干系数 } T_{bc} = T_{cb} = T_{ad} = T_{da} = 6EI/l^2 = 6E_{bc}I_{bc}/l_{bc}^2 \\ = 6 \times 5666 \times 10^3 / 8^2 = 531.19 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ 或 } \text{kN} / \text{弧度}$$

两桩尺寸及地基土相同，桩顶自由长度 $l_0 = 2\text{m}$ ， $\alpha l_0 = 0.336 \times 2 = 0.672$ 。桩顶的弹性常数，即抗推刚度 ρ_2 、相干系数 ρ_3 、抗弯刚度 ρ_4 ，可自参考文献[2]附表4-17~4-19或本书附录I内查取、计算。

$$\rho_2 = \alpha^3 \times 0.8E_cI_cX_0 = 0.336^3 \times 11749 \times 10^3 \times 0.577644 \\ = 257.44 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\rho_3 = \alpha^2 \times 0.8E_cI_cX_m = 0.336^2 \times 11749 \times 10^3 \times 0.7186424 \\ = 953.22 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \text{ 或 } \text{kN} / \text{弧度}$$

$$\rho_4 = \alpha \times 0.8E_cI_c\phi_m = 0.336 \times 11749 \times 10^3 \times 1.3086612$$

$$= 5\,166.2 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{弧度}$$

2. 组合变截面桩的弹性常数

按参考文献[1]第三章第三节“弹性支承连续梁”计算。

ad 柱及 bc 柱均弹性支承于桩顶，可将柱与桩视为组合的变截面桩。原柱顶的弹性常数 ρ_2 、 ρ_3 、 ρ_4 即文献[1]所称的初始集成刚度，组合变截桩顶 a 、 b 端的集成刚度计算如下：

(1) 传递系数计算

传递系数按参考文献[1]公式(3-33)、(3-34)、(3-41)、(3-42)计算。本计算的柱及桩的尺寸和第四节的柱及桩的尺寸一样，组合变截面桩的弹性常数也相同，但符号有所不同，所以仍列式计算如下：

按参考文献[1]第164页的弹性常数合计值

$$\begin{aligned} \text{抗推刚度 } \Sigma K_c &= K_{cb} + \rho_2 = (132.80 + 257.44) \times 10^3 \\ &= 390.24 \times 10^3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{抗弯刚度 } \Sigma S_c &= S_{cb} + \rho_4 = (2\,833.0 + 5166.2) \times 10^3 \\ &= 7\,999.2 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{弧度} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{相干系数 } \Sigma T_c &= T_{cb} - \rho_3 = (531.19 - 953.22) \times 10^3 \\ &= -422.03 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m 或 kN} / \text{弧度} \end{aligned}$$

参考文献[1]公式(3-33)、(3-34)、(3-41)、(3-42)的分母为：

$$\begin{aligned} &\Sigma S_c \Sigma K_c - (\Sigma T_c)^2 \\ &= 7\,992.2 \times 10^3 \times 390.24 \times 10^3 - (-422.03 \times 10^3)^2 \\ &= 2.9435 \times 10^{12} \text{ kN}^2 / \text{弧度} \end{aligned}$$

有关计算参数计算如下，其符号意义参见第四节“四、1”。

$$\begin{aligned} \theta'_{cb} &= \frac{T_{cb} \Sigma T_c - C S_{cb} \Sigma K_c}{\Sigma S_c \Sigma K_c - (\Sigma T_c)^2} \\ &= \frac{531.19 \times 10^3 (-422.03 \times 10^3) - 0.5 \times 2\,833.0 \times 10^3}{2.9435} \end{aligned}$$

$$= \frac{- \times 390.24 \times 10^3}{\times 10^{12}}$$

$$= -0.26396$$

$$\Delta'_{cb} = \frac{T_{bc} \sum S_c - C S_{cb} \sum T_c}{\sum S_c \sum K_c - (\sum T_c)^2} =$$

$$\frac{531.19 \times 10^3 \times 7\,999.2 \times 10^3 + 0.5 \times 2\,833 \times 10^3 \times 422.03 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}}$$

$$= 1.6466 \text{m/弧度}$$

$$\theta''_{cb} = \frac{T_{bc} \sum K_c - K_{cb} \sum T_c}{\sum S_c \sum K_c - (\sum T_c)^2}$$

$$= \frac{531.19 \times 10^3 \times 390.24 \times 10^3 + 132.8 \times 10^3 \times 4.2203 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}}$$

$$= 0.089164 \text{弧度/m}$$

$$\Delta''_{cb} = \frac{T_{cb} \sum T_c - K_{cb} \sum S_c}{\sum S_c \sum K_c - (\sum T_c)^2} =$$

$$\frac{531.19 \times 10^3 \times (-422.03 \times 10^3) - 132.8 \times 10^3 \times 7\,999.2 \times 10^3}{2.9435 \times 10^{12}}$$

$$= -0.43706$$

(2) 组合变截面桩顶弹性常数计算

按参考文献[1]公式(3-36)、(3-45)、(3-44)，桩顶抗弯集成刚度、抗推集成刚度、相干集成系数计算如下：

$$\begin{aligned} \overline{S}_a = \overline{S}_b &= S_{bc} + C S_{bc} \theta'_{cb} - T_{bc} \Delta'_{cb} = S_{bc} (1 + 0.5 \theta'_{cb}) - \\ T_{bc} \Delta'_{cb} &= 2\,833 \times 10^3 \times (1 - 0.5 \times 0.26396) - 531.19 \times 10^3 \times \\ 1.6466 &= 1\,584.4 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m/弧度} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{K}_a = \overline{K}_b &= K_{bc} (1 + \Delta'_{cb}) - T_{cb} \theta'_{cb} = 132.8 \times 10^3 \times (1 - \\ 0.43706) &- 531.19 \times 10^3 \times 0.089464 = 27.236 \times 10^3 \text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{T}_a = \overline{T}_b &= T_{bc} (1 + \Delta''_{cb}) - C S_{bc} \theta''_{cb} = 531.19 \times 10^3 (1 - \\ 0.43706) &- 0.5 \times 2\,833 \times 10^3 \times 0.089464 = 172.30 \times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

7m 或kN/弧度

复核: $\bar{T}_a = \bar{T}_b = T_{bc} + T_{bc}\theta'_{cb} - K_{bc}\Delta'_{ab} = 531.19 \times 10^3 + 531.19 \times 10^3 \times (-0.26396) - 132.8 \times 10^2 \times 1.6466 = 172.31 \times 10^3$ (接近于前面计算)

3. 抗推刚度计算

盖梁顶面在 K_1 作用下, a 、 b 点水平位移为1, 即 $\Delta_a = \Delta_b = 1$, θ_a 、 θ_b 为正。现取 a 结点为隔离体, 如图1-33所示。图中: $\bar{K}_a\Delta_a$, $\bar{T}_a\Delta_a$ 分别为 a 端产生横向位移 Δ_a 时的剪力和弯矩; $\bar{T}_a\theta_a$, $\bar{S}_a\theta_a$ 分别为 a 端产生角变 θ_a 时的剪力和弯矩; N_a 为 a 端产生 Δ_a 及 θ_a 时, 组合桩顶对盖梁的反力; Q_{ab} 及 M_{ab} 为盖梁 ab 在 a 端的剪力及弯矩。

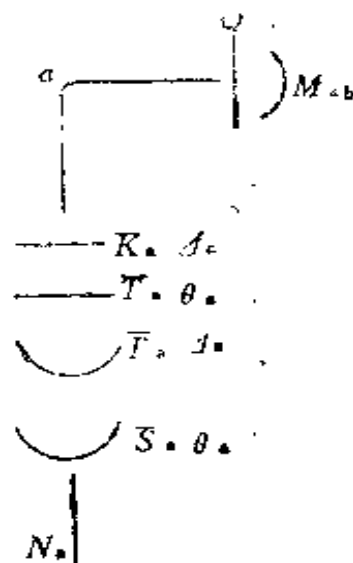


图 1-33

取 $\Sigma M_a = 0$, 得: $\bar{T}_a\Delta_a - \bar{S}_a\theta_a - M_{ab} = 0$ (1-33)

因 ab 盖梁两端无竖向位移, 由参考文献[1]式(1-28)

得: $M_{ab} = S_{ab}\theta_a + C S_{ab}\theta_b = S_{ab}\theta_a + 0.5 S_{ab}\theta_b$

因 $\theta_a = \theta_b$, $M_{ab} = S_{ab}\theta_a(1 + 0.5) = 1.5 S_{ab}\theta_a$ (1-34)

将式(1-34)代入式(1-33), 得:

$$\theta_a = \bar{T}_a\Delta_a / (1.5 S_{ab} + \bar{S}_a) = 172.31 \times 10^3 \times 1 / (1.5 \times 4477.3 \times 10^3 + 1584.4 \times 10^3) = 0.020759 \text{ 弧度}$$

将 θ_a 代入参考文献[1]中式(1-28), 得:

$$Q_{ab} = -2T_{ab}\theta_a = -2 \times 953.96 \times 0.020759 = -39.607 \times 10^3 \text{ kN}$$

令 ΣY (竖向) $= 0$, 得: $Q_{ab} = N_a = -39.607 \times 10^3 \text{ kN}$

取盖梁作为隔离体, 如图1-34所示。

令 ΣY (竖向) $= 0$, 得: $N_b = -N_a = 39.607 \times 10^3 \text{ kN}$

ΣX (横向) $= 0$, 得: $K_1 + \bar{T}_a\theta_a + T_b\theta_b - \bar{K}_a\Delta_a - \bar{K}_b\Delta_b = 0$

由于 $\theta_a = \theta_b$, $\bar{K}_a = \bar{K}_b$, $\Delta_a = \Delta_b = 1$

得: $K_1 = 2 \bar{K}_a \times 1 - 2 \bar{T}_a \theta_a = 2 \times 27.236 \times 10^3 \times 1 - 2 \times 172.30 \times 10^3 \times 0.020759$
 $= 47\,318 \text{ kN}$, 即顺墩长方向的墩顶抗推刚度为
 $K_1 = 47\,318 \text{ kN/m}$ 。

校核: $\sum M_b = 0$,
 $\sum M_b = 2 \bar{T}_a \Delta_a - 2 \bar{S}_a \theta_a$
 $+ N_a l_{ab} = 2 \times 172.3 \times 10^3 \times 1 - 2 \times 1584.4 \times 10^3 \times 0.020759 - 39.607 \times 10^3 \times 7.04 = -0.0144 \approx 0$, 可。

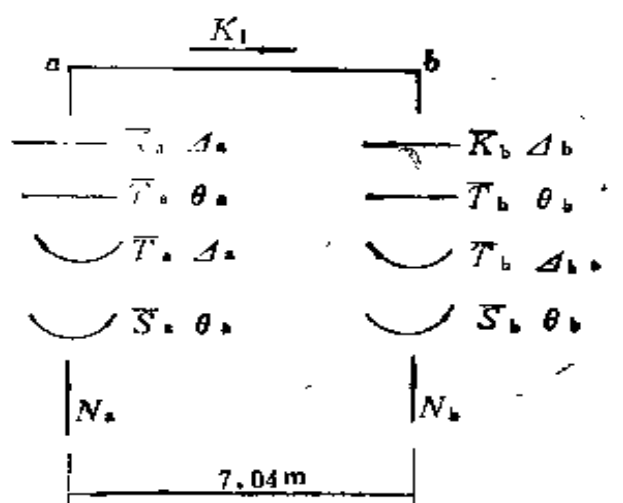


图 1-34

三、垂直于墩长方向的墩顶抗推刚度

第一节式 (1-1) 中, 墩顶的抗推刚度, 系假定桩顶与地面平齐, 现桩顶高于地面或最低冲刷线 2m, 则第一节式 (1-1) 应改为:

$$K_2 = \frac{n}{\left[\frac{h_1^3}{3 \times 0.8 E_1 I_1} + \frac{h_2^3 - h_1^3}{3 \times 0.8 E_2 I_2} + \delta_{HH} + \delta_{HM} h_2 + \delta_{MH} h_2 + \delta_{MM} h_2^2 \right]} \quad (1-35)$$

式中 h_1 ——墩柱高度 (图1-35);

h_2 ——墩柱顶至最低冲刷线高度 (图1-35);

$E_1 I_1 (E_2 I_2)$ ——分别为墩柱 (桩) 材料弹性模量与墩柱 (桩) 截面惯性矩的乘积; $E_1 I_1$ 及 $E_2 I_2$ 分别乘

以0.8，系参考《铁路桥涵设计规范（TBJ 2—85）》第5.3.1条采用；

$\delta_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ ——用“ m ”法计算桩基时有关系数，见规范JTJ 024—85附录六，在计算上述数值时， $E_2 I_2$ 仍应乘以0.8；

n ——一个墩的墩柱数。

自图1-35知， $h_1 = 8\text{m}$ ， $h_2 = 8 + 2 = 10\text{m}$ 。自第一节“一、1”得：0.8 $E_1 I_1 = 5\,666 \times 10^3$ ，0.8 $E_2 I_2 = 11\,749 \times 10^3$ ， $\delta_{HH} = 54\,771 \times 10^{-10} \text{m/kN}$ ， $\delta_{HM} = (\delta_{MH}) = 12\,250 \times 10^{-10} \text{弧度/kN(m/kN} \cdot \text{m)}$ ， $\delta_{MM} = 44\,355 \times 10^{-10} \text{弧度/kN} \cdot \text{m}$ 。 $n = 2$ 。将上述各值代入式(1-35)得： $K_2 = 16\,906 \text{kN/m}$ ，计算从略。

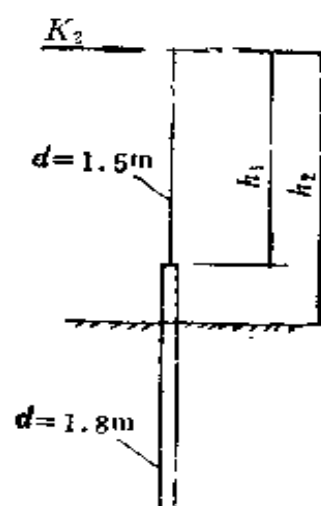


图 1-35

四、斜桥桥墩顶的抗推刚度

设 $\varphi = 30^\circ$ ，将上述 $K_1 = 47\,318 \text{kN/m}$ ， $K_2 = 16\,906 \text{kN/m}$ 代入式(1-28)，得斜桥桥墩顶的抗推刚度为：

$$\begin{aligned} K &= K_1 \sin \varphi + K_2 \cos \varphi \\ &= 47\,318 \times \sin 30^\circ + 16\,906 \times \cos 30^\circ = 38\,300 \text{kN/m} \end{aligned}$$

第二部分 薄壁墩、U形桥台 计算例题

第一节 桥墩计算

一、设计资料

1. 上部结构：5孔13m连续桥面简支板，跨径13m预制空心板，先以简支板安装，再桥面连续，5跨一联。装配式空心板每块宽1m，全桥宽共有9块板。空心板厚0.65m，30号钢筋混凝土。

2. 净宽：行车道净宽7m，两边各设0.75m人行道。

3. 下部结构：30号钢筋混凝土薄壁墩，壁厚0.4m，墩身長9m，墩高8m。墩基础 $2.2\text{m} \times 1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ （宽 \times 长 \times 高），30号素混凝土。浆砌片石U形桥台，桥台基础 $9.23\text{m} \times 9.50\text{m} \times 1\text{m}$ （顺桥向宽 \times 横桥向长 \times 高），20号素混凝土。

4. 支座：每块板两端各设两个支座，全跨板端一排有18个支座，一个桥墩上有两排支座，共36个。桥墩上的支座规格为 $100\text{mm} \times 200\text{mm} \times 28\text{mm}$ ，桥台上的支座为 $150\text{mm} \times 200\text{mm} \times 42\text{mm}$ 。

5. 当地七月份的平均气温为 30°C ，一月份的平均气温为 -5°C 。简支板安装及桥面连续的施工温度为 $15^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ 。伸缩缝安装温度为 $15^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ 。

6. 载重：汽车—20级，挂车—100，人群荷载 3.5kN/

m²。

桥的纵向布置如图2-1所示。本桥长度65m，桥台设有较桥墩支座尺寸为大的支座，以适应温度变化及混凝土收缩。由于桥台系U形桥台，可以承受较多的制动力，从而使桥墩承受的制动力大为减少。但是对于长度较长的桥，桥台以用活动支座为宜，以减少温度变化及混凝土收缩影响力。

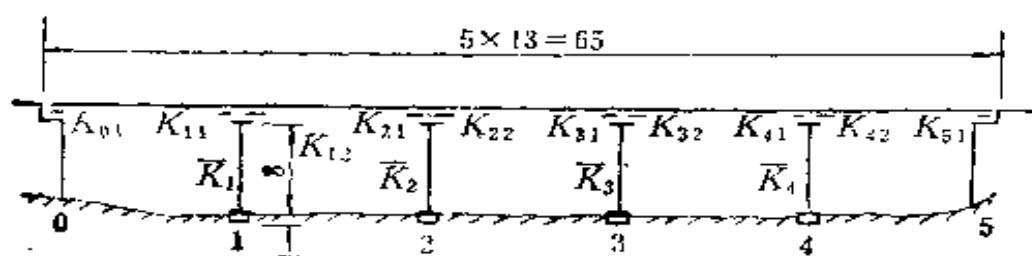


图2-1 桥型布置图 (单位: m)

二、纵向水平力的分配

桥墩台承受的水平力有温度影响力、混凝土收缩影响力、制动力。如果空心板用预应力混凝土，则应考虑混凝土的徐变影响力。

1. 桥台上的支座抗推刚度 (以下简称刚度)

桥台为重力式U形桥台，其刚度可以假定为无穷大，其上有一排 (18个) 支座，一排支座的刚度为：

$$K_{01} = \frac{nAG}{t} = \frac{18 \times 30\,000 \times 1.1}{30} = 19\,800 \text{ N/mm}$$

$$= 19\,800 \text{ kN/m}$$

式中 n ——一排支座的个数， $n = 18$ ；

A ——支座平面面积， $A = 150 \times 200 = 30\,000 \text{ mm}^2$ ；

G ——橡胶支座剪切弹性模量，按规范JTJ023—85第3.5.5条取1.1MPa (1.1N/mm²)；

t ——支座橡胶层总层度,按《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT3132.1—88)为30mm。 t 值一般为支座总厚度的0.71~0.78倍,视支座总厚度的规格而定,本例均为小规格支座,故在0.71倍左右。

桥台与其上支座为串联,且桥台刚度假定为无穷大,故它们的集成刚度即为支座刚度,即:

$$K = \frac{19\,800 \times \infty}{19\,800 + \infty} = \frac{19\,800}{\frac{\infty}{\infty} + 1} = 19\,800 \text{ N/mm}$$

$$= 19\,800 \text{ kN/m}$$

2. 桥墩与其上支座的集成抗推刚度

桥墩的截面为9m×0.4m(长×宽),高度均为8m,墩顶刚度按下式计算:

$$\begin{aligned} \overline{K}_1 = \overline{K}_2 = \overline{K}_3 = \overline{K}_4 &= \frac{1}{h^3/3 \times 0.8 E_b I_b} \\ &= \frac{1}{8^3/3 \times 0.8 \times 3.0 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 9 \times 0.4^3} \\ &= 6\,750 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

式中: h ——墩身高度, $h=8\text{m}$;

$0.8 E_b I_b$ ——30号混凝土弹性模量与墩身截面在顺桥方向惯性矩的乘积,再乘以0.8;此0.8折减系数系参考《铁路桥涵设计规范(TBJ2—85)》第5.3.1条。

桥墩上的一排支座刚度为:

$$K = \frac{nAG}{t} = \frac{18 \times 100 \times 200 \times 1.1}{20} = 19\,800 \text{ N/mm}$$

$$= 19\,800 \text{ kN/m}$$

在一个墩上有两排支座并联,并联后刚度为 $2 \times 19\,800 = 39\,600 \text{ kN/m}$ 。两排支座并联后,再与桥墩在桥墩顶串联,串

联后刚度为:

$$\overline{K}_1 = \overline{K}_2 = \overline{K}_3 = \overline{K}_4 = \frac{39\,600 \times 6\,750}{39\,600 + 6\,750} = 5\,767 \text{ kN/m}$$

3. 混凝土收缩影响力与温度变化影响力

按规范JTJ021—89第2.2.4条, 装配式钢筋混凝土收缩影响力相当于降温 $5^\circ \sim 10^\circ\text{C}$ 的效应, 本例采用 10°C 。温度变化按本节“一、5”资料, 温度下降为 $25 - (-5) = 30^\circ\text{C}$, 温度上升为 $30 - 15 = 15^\circ\text{C}$ 。

温降与混凝土收缩影响相当于温降 $30^\circ + 10^\circ = 40^\circ\text{C}$, 它们使上部构造两端分别向中间收缩, 中间必有一个不动点S.P., 其离0号桥台的距离按下式计算:

$$x = \frac{c \sum K_i l_i + \sum \mu R}{c \sum K_i} \quad (2-1)$$

式中 c ——收缩系数, $c = 0.00001 \times 40^\circ = 0.0004$;

$K_i l_i$ ——桥墩(台)支座顶部集成刚度 \times 桥墩(台)距0号台的距离;

μR ——活动支座的支座摩阻力, 其前面正负号用法为:
先假定S.P.在上部结构某点, μR 在该点以右用正号, 以左用负号; 本例不设活动支座, 无摩阻力, 故不计入此项。

$$\begin{aligned} x &= \frac{0.0004 \times (19\,800 \times 0 + 5\,167 \times 13 + 5\,766 \times 26)}{0.0004 \times (19\,800 + 5\,767 \times 4 + 19\,800)} \\ &\quad + \frac{0.0004 \times (5\,767 \times 39 + 5\,767 \times 52 + 19\,800 \times 65)}{0.0004 \times (19\,800 + 5\,767 \times 4 + 19\,800)} \\ &= 32.5\text{m} \quad (\text{图2-2}) \end{aligned}$$

由于上部结构温降及混凝土收缩在各墩台的支座顶产生的水平力为:

$P = \text{墩(台)距S.P.距离} \times \text{支座顶集成刚度} \times c$

0号台: $P = x K_0 c = 32.5 \times 19\,800 \times 0.0004$

$$= 257.40 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{1号墩: } P &= (x - 13) K_{1c} = (32.5 - 13) \times 5767 \times 0.0004 \\ &= 44.983 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2号墩: } P &= (x - 26) K_{2c} = (32.5 - 26) \times 5767 \times 0.0004 \\ &= 14.994 \text{ kN} \end{aligned}$$

5号台同1号台，3、4号墩分别同2、1号墩，但方向相反。

支座与桥墩（台）均为串联，上述水平力即为支座、墩顶、台口处的水平力。温降与混凝土收缩影响力按3:1分配。

温度上升为 15°C ，温升影响力为上述温降与混凝土收缩影响力的 $15/40 = 0.375$ 倍，且方向相反。

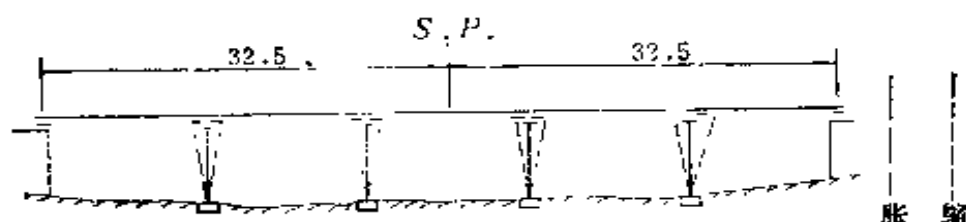


图 2-2 (单位: m)

4. 制动力

按规范JTJ021—89第2.3.9条，制动力为全桥长度范围内一行汽车总重力的10%，但不小于一辆重车的30%。在65m范围内，可设置一辆300kN的加重车和三辆各200kN的标准车。

$$\text{一行列车的10\%为: } (300 + 3 \times 200) \times 0.1 = 90 \text{ kN}$$

$$\text{一辆重车的30\%为: } 300 \times 0.3 = 90 \text{ kN}$$

两者均为90kN，故采用90kN。

制动力按桥墩（台）支座顶刚度分配如下：

$$\text{总刚度 } \Sigma K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5$$

$$= 19\,800 + 4 \times 5\,767 + 19\,800 = 62\,668 \text{ kN/m}$$

$$0.5 \text{ 号桥台} \quad P = 90 \times \frac{19\,800}{62\,668} = 28.436 \text{ kN}$$

$$1, 2, 3, 4 \text{ 号桥墩} \quad P = 90 \times \frac{5\,767}{62\,668} = 8.282 \text{ kN}$$

5. 支座及桥墩台顶部水平力

桥台上有一排支座，因与桥台串联，故一排支座的水平力与桥台台口的水平力相同。桥墩上有两排支座，两排支座并联后又与桥墩串联，故两排支座水平力与墩顶水平力相同。一排支座的水平力为两排支座水平力的一半。

一排支座与桥墩台顶纵向水平力及其弯矩计算见表2-1。

一排支座与桥墩台顶纵向水平力及其弯矩表 表2-1

序号	墩台号 力	0, 5	1, 4		2, 3	
		支座, 台口	支座	墩顶	支座	墩顶
1	温降影响力(kN)	193.050	16.869	33.737	5.623	11.246
2	混凝土收缩影响力(kN)	64.350	5.623	11.245	1.875	3.749
3	温升影响力(kN)	96.525	8.435	16.869	2.812	5.623
4	制动力(kN)	28.436	4.141	8.282	4.141	8.282
5	(1)+(2)+(4)(kN)	285.836	26.633	53.264	11.639	23.277
6	(3)+(4)(kN)	124.961	12.576	25.151	6.953	13.906
7	(1)+(2)+(4)对墩台身底弯矩(kN·m)	2 298.693	427.603		186.866	
8	(2)对墩台基础底弯矩(kN·m)	581.853	101.520		33.846	
9	(1)+(2)+(4)对墩台基础底弯矩(kN·m)	2 584.529	480.367		210.145	

注：1. 混凝土收缩影响力为恒载，验算基底偏心距时有用，故单独列出，其值为温降与混凝土收缩影响力之和的0.25倍，温降影响力则为两者之和的0.75倍；

2. 温升影响力不控制截面验算, 故不必计算对墩(台)身底及基础底弯矩, 但温升影响力对伸缩缝选择仍属需要;
3. 墩(台)身底弯矩 = 墩(台)顶上的支座(桥墩为两排支座)水平力 \times (8 + 支座厚度);
4. 墩(台)基础底弯矩 = 墩(台)顶上的支座(桥墩为两排支座)水平力 \times (9 + 支座厚度) (以上 8.9m 分别为墩(台)顶至墩(台)身底的高度及至基础底的高度, 桥台支座厚度 0.042m, 桥墩支座厚度为 0.028m)。

三、支座水平剪切变形验算

$$\text{桥台上每个支座水平力, } T = \frac{285.836}{18} = 15.880 \text{ kN}$$

$$1、4 \text{ 号墩上, 每个支座水平力: } T = \frac{53.264}{18} = 2.959 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{桥台上支座剪切变形正切值: } \operatorname{tg} \varphi &= \frac{T}{AG} \\ &= \frac{15.880 \times 1000}{150 \times 200 \times 1.1} \\ &= 0.481 < 0.7, \text{ 可。} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{桥墩上支座剪切变形正切值: } \operatorname{tg} \varphi &= \frac{T}{AG} \\ &= \frac{2.959 \times 1000}{100 \times 200 \times 1.1} \\ &= 0.135 < 0.7, \text{ 可。} \end{aligned}$$

上述各式中, A, G 符号意义同本节“二、1”, 橡胶支座允许剪切角正切值按规范 JTJ023—85 第 3.5.5 条, 可取 0.5~0.7, 一般取 0.7。

从上述计算可知, 由于桥台离不动点 S.P. 较远, 且 U 形桥台的刚度假设为无穷大, 故桥台上支座平面面积宜大, 使 $\operatorname{tg} \varphi$ 值不大于 0.7, 支座厚度也宜大, 以减小刚度, 使水平力有所减小。

四、横桥向风力

横桥向风力作用于栏杆、板及墩上。按规范JTJ021—89第2.3.8条。

$$\text{横向风压为: } W = K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 (\text{Pa}) \quad (2-2)$$

式中 K_1 ——设计风速频率换算系数, 取1.0;

K_2 ——风载体型系数, 上部结构取1.3, 桥墩取0.9
(规范JTJ021—89表2.3.8-1);

K_3 ——风压高度变化系数, 取1.0(规范JTJ021—89表2.3.8-2);

K_4 ——地形、地理条件系数, 取1.0(规范JTJ021—89表2.3.8-3);

W_0 ——基本风压, 参照规范JTJ021—89附录三, 取1200Pa。

上部结构横向风压: $W = K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 = 1.0 \times 1.3 \times 1.0 \times 1.0 \times 1200 = 1560 \text{Pa} = 1.56 \text{kN/m}^2$ 。

桥墩墩身横向风压: $W = K_1 K_2 K_3 K_4 W_0 = 1.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1200 = 1080 \text{Pa} = 1.08 \text{kN/m}^2$ 。

每个桥墩承受13m长的上部结构风力。

上部结构板高0.65m, 栏杆高1.1m。栏杆所受风力为 $P_l = 1.1 \times 13 \times 0.2 \times 1.56 = 4.461 \text{kN}$, 对墩身底弯矩为 $4.461 \times (1.1/2 + 0.65 + 0.028 + 8) = 4.461 \times 9.228 = 41.166 \text{kN} \cdot \text{m}$, 对墩基础底弯矩为 $4.461 \times (1.1/2 + 0.65 + 0.028 + 8 + 1) = 4.461 \times 10.228 = 45.627 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。板上所受风力为 $P_b = 0.65 \times 13 \times 1.56 = 13.182 \text{kN}$, 对墩身底弯矩为 $13.182 \times (0.65/2 + 0.028 + 8) = 13.182 \times 8.353 = 110.109 \text{kN} \cdot \text{m}$, 对墩基础底弯矩为 $13.182 \times (0.65/2 + 0.028 + 3 + 1) = 123.291 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。

桥台承受相当于桥墩一半的风力, 由于桥台平面面积大,

而横向风力相对来讲很小，故横向风力对桥台影响甚微，可以不计。

每个桥墩均承受墩身迎风面积的风力。桥墩宽0.4m，高8m，迎风面积为 3.2m^2 ，墩身风力为 $P_d = 3.2 \times 1.68 = 3.456\text{kN}$ ，对墩身底弯矩为 $3.456 \times 4 = 13.824\text{kN}\cdot\text{m}$ ，对墩基础底弯矩为 $3.456 \times (4 + 1) = 17.280\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

桥墩横向风力计算见表2-2。

桥墩横向风力表

表2-2

部分 \ 力	风 力 (kN)	对墩身底弯矩 (kN·m)	对基础底弯矩 (kN·m)
栏 杆	4.461	41.166	45.627
板	13.182	110.109	123.291
墩	3.456	13.824	17.280
合 计	21.099	165.099	186.198

五、竖 直 力

1. 每个桥墩承受的恒载（结构重力）

(1) 沥青混凝土铺装层厚0.08m，行车道宽7m， $0.08 \times 7 \times 13 \times 23 = 167.440\text{kN}$ 。

(2) 空心板厚0.65m，总宽9m，空心折减系数以0.65计， $0.65 \times 9 \times 13 \times 25 = 1901.250\text{kN}$ 。

(3) 墩帽横桥向截面如图2-3所示，顺桥向宽0.7m， $\frac{(0.3 + 0.39)}{2}$

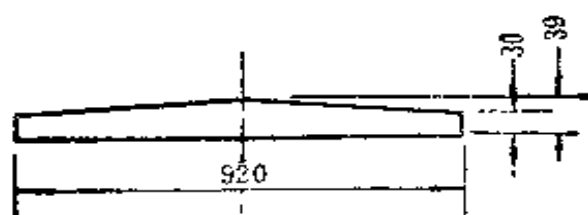


图 2-3 (单位: cm)

$$\times \frac{9.2}{2} \times 2 \times 0.7 \times 25 = 55.545\text{kN}.$$

(4) 墩身長9m, 高8m, 寬0.4m, $9 \times 8 \times 0.4 \times 25 = 720.000\text{kN}$ 。

(5) 兩側人行道各寬0.75m, 每側以 2.5kN/m 計, 兩側共重 $2 \times 2.5 = 5\text{kN/m}$, $13 \times 5 = 65.000\text{kN}$ 。

(6) 兩側混凝土緣石高0.33m, 寬0.15m, (緣石寬度計入人行道寬度內, 但重力未計入), $0.33 \times 0.15 \times 13 \times 2 \times 24 = 30.888\text{kN}$ 。

(7) 兩側混凝土栏杆, 每側重力以 1.25kN/m 計, 兩側重 $2 \times 1.25 = 2.5\text{kN/m}$, $13 \times 2.5 = 32.500\text{kN}$ 。

(8) 墩身底豎直力合計 2972.623kN 。

(9) 基礎寬2.2m, 長10m, 高1m, 30號素混凝土, $2.2 \times 10 \times 1 \times 24 = 528.000\text{kN}$ 。

(10) 基礎底恒載豎直力合計 $2972.623 + 528 = 3500.623\text{kN}$ 。

2. 汽車—20級荷載

(1) 縱向布置

汽車—20級的布置, 使墩身縱橋向受到最大偏心彎矩如圖2-4, 橋橫向布置兩列車。

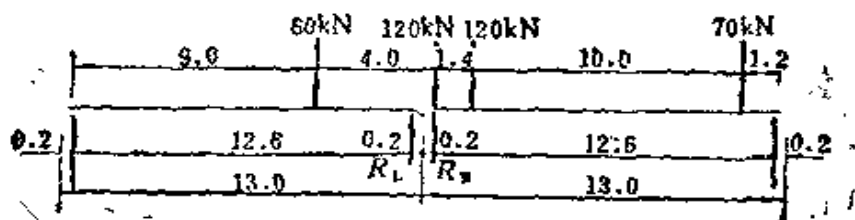


圖 2-4 (尺寸單位: m)

$$R_L = 60 \times \frac{9.0}{12.6} \times 2 = 85.714\text{kN}$$

$$R_R = \left[120 \times \frac{1}{12.6} \times (12.6 + 11.2) + 70 \times \frac{1.2}{12.6} \right] \times 2$$

$$= 466.667 \text{ kN}$$

薄壁墩考虑冲击系数

$$\mu = 0.3 \times \frac{45 - 12.6}{45 - 5} = 0.24$$

汽车—20级荷载对桥墩的压力（或桥墩反力）

$$R = (1 + \mu) \times (R_L + R_R) = 1.24 \times (85.714 + 466.667) \\ = 684.952 \text{ kN}$$

$$\text{偏心弯矩 } M = 684.952 \times 0.2 = 136.990 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

（2）横向布置

汽车—20级的布置，使墩身横桥向受到最大偏心弯矩，如图2-5所示，桥纵向的汽车布置同图2-4所示。

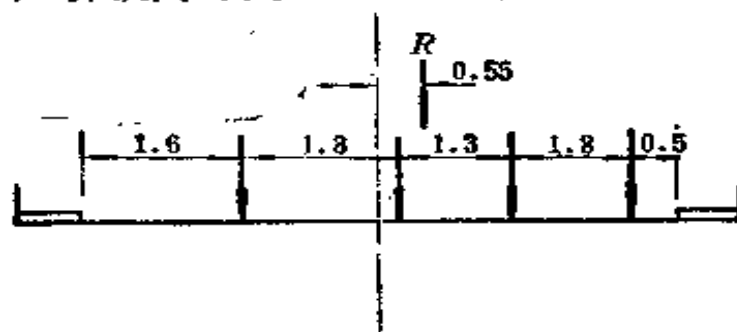


图 2-5 （尺寸单位：m）

汽车—20级对桥墩的压力（或桥墩反力）同纵向布置，为684.952kN。

$$\text{偏心弯矩(图2-5)} \quad M = 684.952 \times 0.55 = 376.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. 人群荷载

（1）纵向布置

人群荷载仅考虑桥墩右孔有荷载，左孔无荷载，这样可产生偏心弯矩。人群荷载为 3.5 kN/m^2 。

$$R = 3.5 \times 0.75 \times 2 \times \frac{1}{2} \times 13 = 34.125 \text{ kN}$$

$$\text{偏心弯矩} \quad M = 34.125 \times \frac{0.4}{2} = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 横向布置

人群的横桥向荷载布置应与前“3(1)”纵向布置相同,即右孔两侧均有荷载,左孔无荷载,这是因为验算墩身底、墩基础底截面时,双向偏心受压必须是同一个荷载布置。

人群荷载对桥墩压力(或桥墩反力)为34.125kN。人群荷载在桥横向为对称布置,无偏心弯矩。

4. 挂车—100荷载

(1) 纵向布置(图2-6)

挂车的布置应使墩身受到最大偏心弯矩,如图2-6所示。挂车对桥墩压力(或桥墩反力)为:

$$R = \frac{250}{12.6}(12.6 + 11.4 + 7.4 + 6.2) = 746.032 \text{ kN}$$

$$\text{偏心弯矩 } M = 746.032 \times 0.2 = 149.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

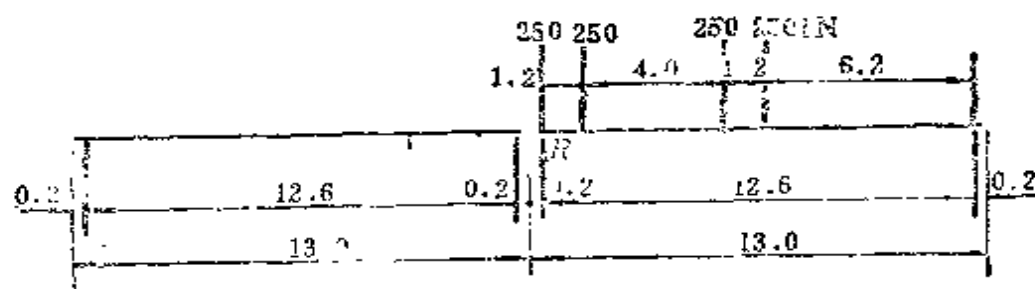


图 2-6 (尺寸单位:m)

(2) 横向布置(图2-7)

挂车的布置应使墩身横桥向受到最大偏心弯矩(图2-7);纵桥向挂车布置同前(图2-6)。挂车对桥墩压力(或桥墩反力)为:

$$R = 746.032 \text{ kN (同前)}$$

$$\text{偏心弯矩 } M = 746.032 \times 0.9 = 671.429 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. 桥台上的恒载

桥台上的恒载包括沥青混凝土铺装层、空心板、人行

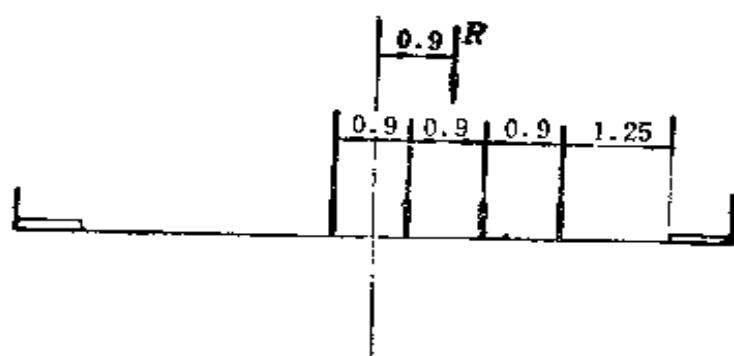


图 2-7 (尺寸单位:m)

道、缘石、栏杆等。自桥墩上面的恒载计算可得： $\frac{1}{2}(167.440 + 1901.250 + 65 + 30.888 + 32.5) = 1098.539\text{kN}$ 。

6. 桥台上的活载

桥台不作横向验算，活载仅需作纵向布置，而且可以利用桥墩上活载计算的成果。

汽车—20级荷载对桥台的压力（或桥台反力）等于桥墩计算中的 R_R 乘以 $(1 + \mu)$ ，即： $R = 466.667 \times 1.24 = 578.667\text{kN}$ （按规范JTJ021—89第2.3.2条，桥台支座应计入冲击力，而桥台因属重力式可不计入冲击力，这里两者均计入了，这样做可简化计算，偏于安全）。

人群荷载对桥台的压力（或桥台反力）等于桥墩计算中的 R_R ，即： $R_R = 34.125\text{kN}$ 。

挂车—100荷载同本节“五、4”为 $R = 746.032\text{kN}$ 。

7. 由于桥台系U形桥台，桥台上恒载及活载的偏心弯矩计算稍为复杂，将来验算桥台截面时再行计算。

8. 桥墩、台上竖直力汇总见表2-3。

六、橡胶支座在竖直力作用下承载力验算

自表2-3得：恒载 + (汽车—20级) + 人群的竖直力，在0.5号台口为： $1098.539 + 612.792 = 1711.331\text{kN}$ 。

桥墩、台竖力表

表2-3

荷 载	墩、台号	0、5号台口	1~4号墩身底	1~4号基础底
恒载	(kN)	1 098.539	2 972.623	3 500.623
汽-20级+人群	(kN)	612.792	719.077	719.077
挂车-100	(kN)	746.032	746.032	746.032
“汽车-20级+人群”偏心弯矩(kN·m)				
顺桥向			143.815	143.815
横桥向			376.724	376.724
挂车-100偏心弯矩 (kN·m)				
顺桥向			149.206	149.206
横桥向			671.429	671.429

自表2-3得，恒载+(挂车-100)的竖直力，在0、5号台口为： $1\,098.539 + 746.032 = 1\,844.571\text{kN}$ 。

0、5号台口的竖直力也就是墩或台的一排支座的竖直力。由于规范JTJ023—85第3.5.5条对橡胶支座的允许压应力未区分汽车荷载或挂车荷载，理应取上述两者较大者，但由于桥墩支座平面面积较桥台支座小1.5倍，故仍验算桥墩支座。

$$\text{每个支座承受竖直力 } N = \frac{1711.331}{18} = 95.074\text{kN}$$

$$\begin{aligned}\text{桥墩上支座承压应力: } \sigma &= \frac{95.074}{100 \times 200} \\ &= 0.004754\text{kN/mm}^2 \\ &= 4.75\text{MPa}\end{aligned}$$

板式橡胶支座允许压应力计算如下：

支座形状系数：

$$S = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{100 \times 200}{2 \times 5 \times (100 + 200)} = 6.667$$

按规范JTJ 023—85第3.5.5条，当 $5 \leq S \leq 8$ 时，允许

压应力 $[\sigma] = 7 \sim 9 \text{ MPa}$ 。当 $S = 6.667$ 时，用直线插入法，

$$[\sigma] = \frac{9-7}{8-5} \times (6.667 - 5) + 7 = 8.1 \text{ MPa} > 4.75 \text{ MPa} \text{ (可)}$$

上式中 a, b ——分别为支座短边、长边的长度；

t ——支座中间层橡胶的单片厚度，查规范JT

3132.1—88， $t = 5 \text{ mm}$ 。

七、桥墩的纵向偏心距增大系数 η

按规范JTJ023—85第4.1.19条，计算偏心受压需考虑偏心距增大系数 η 。由于横桥向的风力小、偏心小、桥墩刚度大，可以不计偏心距增大系数，但纵向偏心距增大系数必须计算。要确定偏心距增大系数，先要确定构件计算长度 l_0 。桥墩底端固结于基础顶，上端受橡胶支座和相邻各孔桥墩及其支座的弹性约束，计算长度 l_0 按下述方法确定。

1. 上部结构各点集成刚度

(1) 自左至右 (图2-8)

K_A^0 ：在0点以左，支座与桥台的集成刚度，由于两者串联，桥台刚度无限大，故 K_A^0 等于一排支座的刚度。

K_A^1 ：在①点以左，所有墩、台及其上支座的集成刚度；也就是说，把①点以左所有墩、台及其上支座集成为一个假想墩，这个墩的①点的刚度为 K_A^1 。

K_A^2, K_A^3, K_A^4 ，分别为②、③、④点以左的集成刚度，其力学意义同上。

(2) 自右至左 (图2-9)

K_B^5 ：在⑤点以右，支座与桥台的集成刚度。由于两者串联，桥台刚度无穷大，故 K_B^5 等于一排支座刚度。

K_B^4 ：在④点以右，所有墩、台及其上支座的集成刚度；也就是说，把④点以右所有墩、台及其上支座集成为一个假

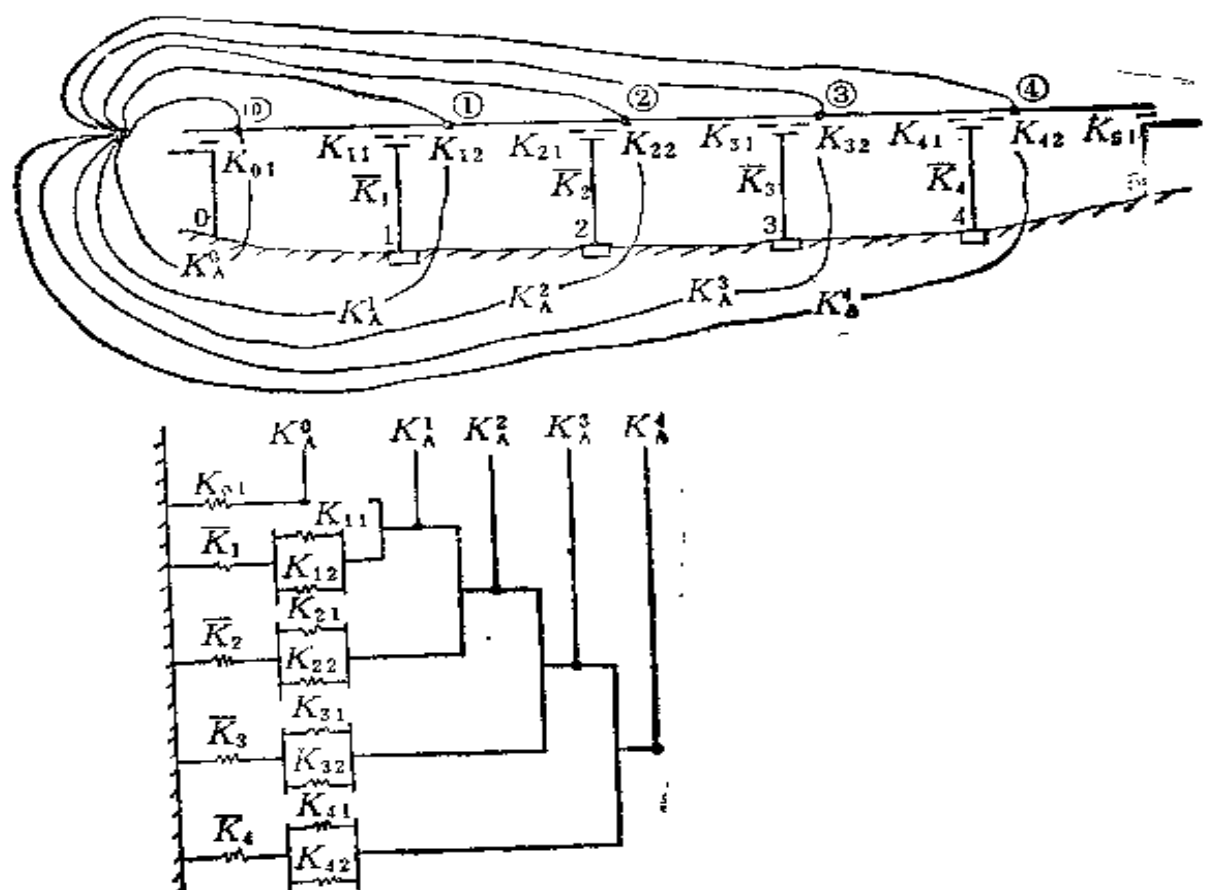


图 2-8

想墩，这个墩的④点的刚度为 K_A^4 。

K_A^3 、 K_A^2 、 K_A^1 ：分别为③、②、①点以右的集成刚度，其力学意义同上。

(3) 各点集成刚度的计算

各点集成刚度可按图2-8、图2-9内刚度集成图解计算，其集成方式不外是串联和并联，与例题1内“九、3”所述的方法基本一致。

$$K_A^0 = \frac{K_{01} \times \infty}{K_{01} + \infty} = \frac{K_{01}}{K_{01}/\infty + 1} = \frac{K_{01}}{0 + 1} = K_{01} = 19\,800 \text{ kN/m}$$

K_A^1 : $K_A = K_{11} + K_{12} = 19\,800 + 19\,800 = 39\,600 \text{ kN/m}$,
 $K_b = K_1 \times \bar{K}_1 / (K_A + \bar{K}_1) = 39\,600 \times 6\,750 / (39\,600 + 6\,750) = 5\,767 \text{ kN/m}$,
 $K_A^1 = K_A^0 + K_b = 19\,800 + 5\,767 = 25\,567 \text{ kN/m}$ 。
 以上计算中， K_{01} 及 \bar{K}_1 见本节“二、1及2”， K_A 、 K_b …，仅作

2. 墩顶的约束刚度^[4]

桥墩根据受力情况可分为两种，1、4号墩受水平力较大，配筋较多；2、3号墩受水平力较小，配筋较少。本例以1号墩作为算例。从图2-10可知，1号墩顶左右边分别受 K_A^0 及 K_B^0 的约束，墩顶之上还设有 K_{11} 及 K_{12} 两排支座。

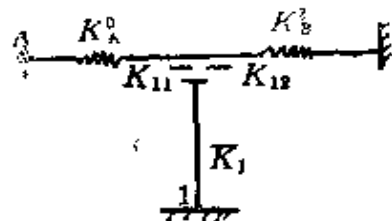


图 2-10

1号墩墩顶的约束刚度为： K_{11} 与 K_{12} 并联， K_A^0 与 K_B^0 并联，两者各自并联后，再串联，即： $K = (K_{11} + K_{12}) \times (K_A^0 + K_B^0) / [(K_{11} + K_{12}) + (K_A^0 + K_B^0)] = (19\,800 + 19\,800) \times (19\,800 + 37\,101) / [(19\,800 + 19\,800) + (19\,800 + 37\,101)] = 23\,350 \text{ kN/m}$

3. 构件的计算长度 l_0

$$l_0 = \pi / \alpha_0 \quad (2-3)$$

式中 α_0 (量纲为1/长度)，按下式求解：

$$\text{tg}(\alpha_0 l) = \alpha_0 l + E_h I_h \alpha_0^3 \frac{1}{K} = 0 \quad (2-4)$$

式中 l ——墩高 (自墩顶至基础顶高度)， $l = 8 \text{ m}$ ；

$E_h I_h$ ——墩身材料弹性模量与墩身毛截面惯性矩的乘积 (由于本计算有关压杆稳定，而不是受弯或受弯压，故不乘0.8)， $E_h I_h = 3 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 9 \times 0.4^3 =$

$$14.4 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2;$$

K ——墩顶约束刚度， $K = 23\,350 \text{ kN/m}$ 。

$$\text{tg}(\alpha_0 \times 8) - \alpha_0 \times 8 + 14.4 \times 10^5 \times \alpha_0^3 \frac{1}{23\,350} = 0$$

解： $\alpha_0 = 0.371$

$$l_0 = \pi / 0.371 = 8.468 \text{ m}$$

4. 偏心增大系数 η

按规范JTJ023—85式(4.1.19-1), 偏心增大系数计算式为:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_c N_j}{10\alpha_e E_h I_h \gamma_b l^2}} \quad (2-5)$$

式中 N_j ——根据例题1第一节“九、5”内所述的同样理由, 参用规范JTJ023—85式(4.1.2-6)计算的竖直力, $N_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2}$
 $= 0.8 \times 2972.623 + 1.3 \times 719.077 + 1.3 \times 0$
 $= 3312.899 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 以上计算中, S_G 为恒载, S'_{Q1} 为汽车—20级加人群荷载, 均取自表2-3, S_{Q2} 为温降、混凝土收缩影响力, $S'_Q = 0$ 。

M_j ——参用规范JTJ 023-85式(4.1.2-6)计算的弯矩, M_j 为计算偏心距 e_0 必要的数值。 $M_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2} = 0.8 \times 0 + 1.3 \times 143.81 + 1.3 \times 427.603 = 742.843 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 以上计算中, S_G 为恒载, S'_{Q1} 为汽车—20级加人群荷载, S_{Q2} 为温降、混凝土收缩影响力, S'_Q 取自表2-3, S_{Q2} 取自表2-1;

e_0 ——偏心距, $e_0 = M_j/N_j = 742.843/3312.899 = 0.224 \text{ m}$;

h ——截面高度, h 为计算 α_e 必要的数值, $h = 0.4 \text{ m}$;

$$\begin{aligned} \alpha_e &= \left[0.1 / \left(0.3 + \frac{e_0}{h} \right) \right] + 0.143 \\ &= \left[0.1 / \left(0.3 + \frac{0.224}{0.4} \right) \right] + 0.143 \\ &= 0.259; \end{aligned}$$

$\gamma_c = 1.25$ (JTJ023—85, 第4.1.16条);

$\gamma_b = 0.95$ (JTJ023—85, 第4.1.16条);

$E_h I_h$ ——桥墩材料抗压弹性模量与墩截面惯性矩的乘积 (因有关压杆稳定, 不乘0.8), $E_h I_h =$

$$3 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 9 \times 0.4^3 = 14.4 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2;$$

l_0 ——墩高 (压杆) 计算长度, $l_0 = 8.468 \text{ m}$, 见前“3”。

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{1}{1 - \frac{\gamma_c N_f}{10 \alpha_e E_h I_h \gamma_b}} l_0^2 \\ &= \frac{1}{1 - \frac{1.25 \times 312.899}{10 \times 0.259 \times 14.4 \times 10^5 \times 0.95}} \times 8.468^2 \\ &= 1.091 \end{aligned}$$

考虑偏心距增大后的偏心距 $e'_0 = \eta e_0 = 1.091 \times 0.224 = 0.244 \text{ m}$ 。

5. 挂车—100无制动力, 且不考虑与温度变化影响力组合, 不控制设计, 偏心距增大系数也就不必计算。〔(温降+混凝土收缩)影响力+制动力〕较之〔温升影响力+制动力〕为大, 后者不控制设计, 不作计算。

八、墩身截面验算 (1号墩)

桥墩截面的验算, 先要确定荷载组合。经比较, 规范 JTJ021—89 的荷载组合 II 控制设计, 它的组合有恒载 (结构重力、混凝土收缩影响力)、汽车—20级、人群、风力、制动力、温度变化影响力等。风力是横桥向的; 纵桥向风力在规范 JTJ021—89 内未明确规定, 不予考虑; 其理由请参阅例题 1 第一节“六”。除上述风力外, 其余力均是纵桥向

的。这就要求在截面验算中，考虑纵、横两方向的力，而在规范JTJ023—85中又缺少关于双向偏心受压的截面验算方法。下面验算公式系参照《混凝土设计规范》(GBJ10—89)第4.1.21条及美国桥梁规范(AASHTO)(1989)第8.16.4.3条进行计算的，两者的内容及计算结果是一致的。

$$N_j \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{uo}}} \quad (2-6)$$

式中 N_j ——轴向力乘以安全系数，相当于规范JTJ023—85第4.1.2条，承载能力按极限状态计算时，荷载系数乘以荷载效应（轴向力）；

N_{ux} ——轴向力在 x 轴有偏心，考虑偏心距增大系数 η_x 后，截面偏心抗压能力，可按规范JTJ023—85第4.1.16条计算；

N_{uy} ——轴向力在 y 轴有偏心，考虑偏心距增大系数 η_y 后，截面偏心抗压能力，可按规范JTJ023—85第4.1.16条计算；

N_{uo} ——截面轴心抗压能力，可按规范JTJ023—85第4.1.2条计算，但不考虑纵向弯曲系数 φ 。

1. N_j

参用规范JTJ023—85式(4.1.2-6)，计算如下：

$$N_j = 0.8S_G + 1.3S_{Q1} + 1.3S_{Q2} = 0.8 \times 2972.623 + 1.3 \times 719.077 + 1.3 \times 0 = 3312.899 \text{ kN}$$

上式中， S_G 为恒载效应， S_{Q1} 为汽车及人群荷载效应，见表2-3； S_{Q2} 为温度影响力及混凝土收缩影响力荷载效应。

2. N_{ux} (图2-11)

先求桥横向偏心距 e_{ox} ，由于在 $x-x$ 方向，墩身截面高 9000mm，而偏心 e_{ox} 相对较小，故没有必要计算偏心距增大

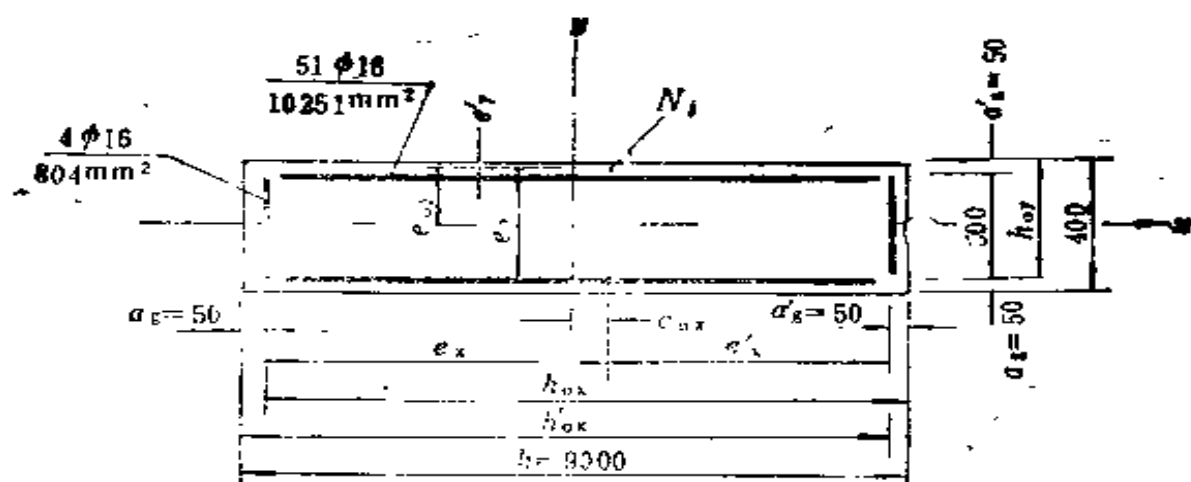


图 2-11 (单位: mm)

系数 η_x 。

在桥横向, $N_1 = 3312.899 \text{ kN}$, 同“1”计算的 N_1 。

$M_1 = 0.8S_Q + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2} = 0.8 \times 0 + 1.3 \times 376.72 + 1.3 \times 165.099 = 704.370 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (S'_{Q1} 见表2-3, S_{Q2} 见表2-2)。

$e_{0x} = 704.370 / 3312.899 = 0.213 \text{ m} = 213 \text{ mm}$ (图2-11)

在计算 N_{0x} 之前, 先将要计算公式内的有关符号, 作如下定义:

σ'_s ——小偏心受压构件中受拉 (或受压较小边) 钢筋应力;

e_x, e'_x ——轴向力作用点至受拉 (或受压较小边) 钢筋重心及受压钢筋重心的距离;

h_{0x} ——受拉 (或受压较小边) 钢筋重心至受压边的有效高度;

h'_{0x} ——受压钢筋重心至受拉 (或受压较小边) 钢筋的有效高度;

x ——受压边缘至中性轴的高度;

γ_b ——构件工作条件系数, $\gamma_b = 0.95$;

γ_c ——混凝土安全系数, $\gamma_c = 1.25$;

γ_s ——钢筋安全系数, $\gamma_s = 1.25$;

A_g ——受拉(或受压较小边)钢筋面积, $A_g = 804\text{mm}^2$
(仅计入端部钢筋);

A'_g ——受压钢筋面积, $A'_g = 804\text{mm}^2$ (仅计入端部钢筋); (规范GBJ10—89第4.1.22条规定计入全部钢筋, 为简化计算, 仅计入两端)

E_g ——钢筋弹性模量, II级钢筋, $E_g = 2 \times 10^5 \text{MPa}$;

R_s ——混凝土设计强度, $R_s = 17.5 \text{MPa}$;

R_g, R'_g ——钢筋抗拉及抗压设计强度, $R_g = R'_g = 340 \text{MPa}$;

b ——墩身宽度 (y - y 轴方向), $b = 400\text{mm}$ 。

$$h_{ox} = 9000 - 50 = 8950\text{mm}$$

$$h'_{ox} = 9000 - 50 = 8950\text{mm}$$

$$e_x = h/2 - a_g + e_{ox} = 9000/2 - 50 + 213 = 4237\text{mm}$$

$$e'_x = h_{ox} - e_x - a'_g = 8950 - 4237 - 50 = 4663\text{mm}$$

N_{ux} 按规范JTJ 023—85式(4.1.16-1)的右项计算:

$$N_{ux} = \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_s b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_g A'_g - \sigma_g A_g) \quad (2-7)$$

x 为中性轴位置, 按规范JTJ 023—85式(4.1.16-3)计算确定:

$$R_s b x \left(e_x - h_{ox} + \frac{x}{2} \right) = \sigma_g A_g e_x \mp R'_g A'_g e' \quad (2-8)$$

式(2-8)右项“ \mp ”号, 当轴向力作用于 A'_g 与 A_g 时, 取正号; 反之, 取负号。

式(2-8)内 σ_g 为小偏心受压构件受拉(或受压较小边)的钢筋应力, 按下式计算:

$$\sigma_g = 0.003 E_g \left(\frac{0.9}{\xi} - 1 \right) \quad (2-9)$$

$$\xi = x/h_0 \quad (2-10)$$

从 N_{ux} 的偏心距 e_{0x} 看来, 为小偏心受压, 故 x 要从式 (2-8) 与式 (2-9) 两式联立解得。现将上两式迭代及移项, 得:

$$\frac{1}{2}R_a b x^3 + (e_x - h_{0x})R_a b x^2 + (0.003E_g A_g e_x - R_g' A_g' e_x')x - 0.0027E_g h_{0x} A_g e_x = 0 \quad (2-11)$$

将有关各值代入式 (2-11):

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \times 17.5 \times 400 x^3 + (4237 - 8950) \times 17.5 \times 400 x^2 + \\ & (0.003 \times 2 \times 10^5 \times 804 \times 4237 - 340 \times 804 \times 4663)x - 0.0027 \\ & \times 2 \times 10^5 \times 8950 \times 804 \times 4237 = 0 \\ & 3500x^3 - 32991000x^2 + 769251120x - 1.6463846 \times 10^{13} \\ & = 0 \end{aligned}$$

解得: $x = 9445\text{mm}$

$\xi = x/h_{0x} = 9445/8950 = 1.056$, 按规范 JTJ023—85 表 4.1.6, $\xi = 1.056 \geq \xi_{jg} = 0.55$, 属于小偏心受压。

$$\begin{aligned} \sigma_g &= 0.003 \times 2 \times 10^5 \times (0.9/1.056 - 1) \\ &= -88.636\text{N/mm}^2 \text{ (负值表示 } A_g \text{ 钢筋受压)。} \end{aligned}$$

N_{ux} 按式 (2-7) 计算:

$$\begin{aligned} N_{ux} &= \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_a b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R_g' A_g - \sigma_g A_g) \\ &= \frac{0.95}{1.25} \times 17.5 \times 400 \times 9455 + \frac{0.95}{1.25} \times (340 \times 804 \\ & \quad + 88.636 \times 804) = 50563 \times 10^3 \text{N} \\ &= 50563\text{kN} \end{aligned}$$

小偏心受压, 还应按规范 JTJ023—85 式 (4.1.16-7)

右项验算 N_{ux0} 。

$$N_{ux} = \left[0.5 \frac{\gamma_b}{\gamma_s} R_a b h_{0x}' + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} R_g' A_g (h_{0x}' - a_g) \right] \frac{1}{\sigma_{gx}}$$

$$= \left[0.5 \times \frac{0.95}{1.25} \times 17.5 \times 400 \times 8950^2 + \frac{0.95}{1.25} \times 340 \times 804 \times (8950 - 50) \right] \frac{1}{4237} = 50724 \times 10^3 \text{N}$$

$$= 50724 \text{kN} > 50563 \text{kN}, \text{ 采用 } 50563 \text{kN}$$

3. N_{uy} (图2-11)

N_{uy} 可以用求 N_{ux} 的同样方法计算,但是由于 N_{uy} 可能是大偏心受压,故先假定按大偏心受压计算。

$$N_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2}$$

$$= 0.8 \times 2972.623 + 1.3 \times 719.077 \times 1.3 \times 0$$

$$= 3312.899 \text{kN}$$

$$M_j = 0.8S_G + 1.3S'_{Q1} + 1.3S_{Q2}$$

$$= 0.8 \times 0 + 1.3 \times 143.815 + 1.3 \times 427.603$$

$$= 742.843 \text{kN}$$

上式中, S_G 为恒载效应, S'_{Q1} 为汽车及人群荷载效应, 见表2-3; S_{Q2} 为温度变化影响力及混凝土收缩影响力荷载效应, 见表2-1。

$$e_{oy} = M_j / N_j = 742.843 / 3312.899 = 0.224 \text{m}$$

$$\eta e_{oy} = 1.091 \times 0.224 = 0.244 \text{m} = 244 \text{mm}$$

(η 见本节“七、4”计算)

N_{uy} 按式(2-7)计算

$$N_{uy} = \frac{\gamma_b}{\gamma_0} R_a b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_g A'_g - \sigma_g A_g)$$

式中 b ——墩身截面长度(x 轴方向), $b = 9000 \text{mm}$;

$A_g = A'_g = 10251 \text{mm}^2$ (未计两端钢筋);

$h_{oy} = 400 - 50 = 350 \text{mm}$ (图2-11);

$e_y = \eta e_{oy} + 150 = 244 + 150 = 394 \text{mm}$ (图2-11);

$e'_y = \eta e_{oy} - 150 = 244 - 150 = 94 \text{mm}$ (图2-11);

σ_s ——受拉钢筋应力，假定为大偏心受压，取 $\sigma_s = R_s = 340\text{MPa}$ 。

x 用式(2-8)求取：

$$R_s b x (e_y - h_{0y} + x/2) = \sigma_s A_s e_y - R'_s A'_s e'$$

$$17.5 \times 9\,000 x (394 - 350 + x/2) = 340 \times 10\,251 \times 394 - 340 \times 10\,251 \times 94$$

$$78\,750x^2 + 6\,930\,000x - 1\,045\,602 \times 10^3 = 0$$

$$x = 80\text{mm}$$

$$\xi = x/h_0 = 80/350 = 0.229 < \xi_{1s} = 0.55 \text{ (规范 JTJ023—85, 表4.1.6)}$$

属大偏心受压

$$N_{uy} = \frac{\gamma_b}{\gamma_c} R_s b x + \frac{\gamma_b}{\gamma_s} (R'_s A'_s - \sigma_s A_s)$$

$$= \frac{0.95}{1.25} \times 17.5 \times 9\,000 \times 80 + \frac{0.95}{1.25}$$

$$\times (340 \times 10\,251 - 340 \times 10\,251)$$

$$= 9\,576 \times 10^3 \text{N} = 9\,576 \text{kN}$$

4. N_{uo} (图2-11)

N_{uo} 按规范JTJ 023—85式(4.1.3)右项计算：

$$N_{uo} = \varphi \gamma_b \left(\frac{1}{\gamma_c} R_s A + \frac{1}{\gamma_s} R'_s A'_s \right) \quad (2-12)$$

式中 $\varphi = 1$ (式2-6说明)， $\gamma_b = 0.95$ ； $\gamma_c = 1.25$ ； $\gamma_s = 1.25$ ； $R_s = 17.5\text{MPa}$ ； $R'_s = 340\text{MPa}$ ，符号意义同前；

A'_s ——受压钢筋面积， $A'_s = 2 \times (804 + 10\,251) = 22\,110\text{mm}^2$ ，

A ——墩身截面积， $A = 400 \times 9\,000 = 36 \times 10^5\text{mm}^2$ 。

将上述数值代入式(2-12)中，得：

$$\begin{aligned}
 N_{uo} &= 1 \times 0.95 \times \left(\frac{1}{1.25} \times 17.5 \times 36 \times 10^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{1.25} \times 340 \times 22110 \right) \\
 &= 53\,593 \times 10^3 \text{N} = 53\,593 \text{kN}
 \end{aligned}$$

5. 将 N_j 、 N_{ux} 、 N_{uy} 、 N_{uo} 代入式 (2-6) 左、右项。

左项:

$$N_j = 3\,312.899 \text{kN}$$

右项:

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{uo}}} &= \frac{1}{\frac{1}{50\,563} + \frac{1}{9\,576} - \frac{1}{53\,593}} \\
 &= 7\,000 \text{kN}
 \end{aligned}$$

左项小于右项安全。

6. 钢筋布置

在墩两侧各布置 $\phi 16$ 钢筋 51 根, 在墩两端各布置 $\phi 16$ 钢筋 4 根。两侧钢筋中距 $(9\,000 - 100)/52 = 171.2 \text{ mm}$ (考虑两端的角筋后为 52 个间隔); 两端钢筋中距为 $(400 - 100)/3 = 100 \text{ mm}$ 。钢筋中心至混凝土边缘 $a_s = a'_s = 50 \text{ mm}$ 。

$$\text{钢筋总面积 } \Sigma A_s = 2 \times (804 + 10\,251) = 22\,110 \text{ mm}^2$$

$$\text{含筋率 } P = \frac{22\,110}{9\,000 \times 400} = 0.0061 = 0.6\%$$

九、墩基础底截面地基应力验算

1 号墩基础底截面地基应力验算, 纵向有温降、混凝土收缩影响力、制动力; 横向有风力; 竖直向有结构重力及活载, 其中活载以汽车—20 级与人群荷载控制设计。墩基础底截面见图 2-12。

墩基础底面是纵横双向受力。规范 JTJ 024—85 对双向

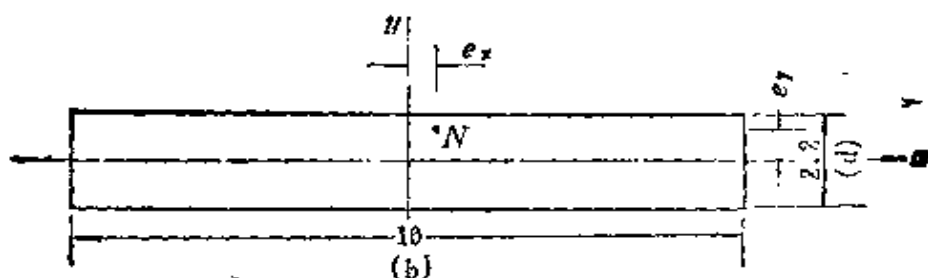


图 2-12 (单位: m)

受力的基础底面地基应力计算无规定。目前基础底面应力验算仍采用弹性材料力学公式, 如规范 JTJ 024—85 的式 (3.2.2-2) 及 (3.2.3)。下面用《铁路设计手册(桥涵)》(1962年) 图3-3-9计算方法进行双向受力的计算。《铁路设计手册》方法尽管用于圬工结构, 但由于其仍是弹性材料力学方法, 故同样可用于目前的基础底面地基应力的计算。《铁路设计手册》图3-3-9 见本书附录III。

1. 荷载组合 I

自表2-1, 混凝土收缩影响力产生的顺桥向弯矩为:

$$M_y = 101.520 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

自表2-3, “恒载(结构重力)+汽车—20级+人群”荷载的竖向力 $N = 3500.623 + 719.077 = 4219.700 \text{ kN}$ 。

自表2-3, “汽车+人群”荷载的顺桥向弯矩: $M_y = 143.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

自表2-3, “汽车+人群”荷载的横桥向弯矩: $M_x = 376.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

合计: 竖向力 $N = 4219.700 \text{ kN}$, $M_x = 376.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_y = 101.520 + 143.815 = 245.335 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

$$e_x = M_x / N = 376.724 / 4219.700 = 0.089 \text{ m}$$

$$e_y = M_y / N = 245.335 / 4219.700 = 0.058 \text{ m}$$

《铁路设计手册》图3-3-9 (本书附录III), 要先求 e_x/b

$= 0.089/10 = 0.009$, $e_y/d = 0.058/2.2 = 0.0264$, 然后查 $\lambda = 1.2$, 地基最大压应力为: $\sigma_{\max} = \lambda \frac{N}{A} = 1.2 \times \frac{4219.700}{2.2 \times 10} = 230.165 \text{ kN/m}^2$ 。

地基土为中密圆砾, 其允许承载力为 $400 \text{ kPa} = 400 \text{ kN/m}^2$ 。由于基础埋置深度在 3 m 以内, 故不考虑允许承载力的提高。上述允许承载力大于计算的地基最大压应力。

2. 荷载组合 II

自表 2-1, 纵向水平力弯矩: $M_y = 480.867 \text{ kN} \cdot \text{m}$

自表 2-2, 横向风力弯矩: $M_x = 186.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$

自表 2-3, 竖直力: $N = \text{恒载(结构重力)} + (\text{汽车—20级}) + \text{人群} = 3500.623 + 719.077 = 4219.700 \text{ kN}$

自表 2-3, 竖直力“(汽—20级)+人群”荷载产生的弯矩: 顺桥向 $M_y = 143.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 横桥向: $M_x = 376.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

合计: $N = 4219.700 \text{ kN}$, $M_x = 186.198 + 376.724 = 562.922 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_y = 480.867 + 143.815 = 624.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$e_x = M_x/N = 562.922/4219.700 = 0.133 \text{ m}$

$e_y = M_y/N = 624.682/4219.700 = 0.148 \text{ m}$

$e_x/b = 0.133/10 = 0.013$, $e_y/d = 0.148/2.2 = 0.067$

查《铁路设计手册》图 3-3-9 (本书附录 III), $\lambda = 1.5$,

$\sigma_{\max} = \lambda \frac{N}{A} = 1.5 \times \frac{4219.700}{2.2 \times 10} = 287.707 \text{ kN/m}^2$

地基允许承载力按规范 JTJ 024—85 表 2.2.2 可提高 25%, $[\sigma] = 1.25 \times 400 = 500 \text{ kN/m}^2 > 287.707 \text{ kN/m}^2$, 可。

3. 除了用上述方法验算地基应力外, 还可采用下法进行验算〔参照《铁路桥涵设计规范(TBJ 2—85) 第 7.3.3 条〕。

荷载组合 I $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$

$$= \frac{4219.700}{10 \times 2.2} + \frac{376.724}{\frac{1}{6} \times 2.2 \times 10^2} + \frac{245.339}{\frac{1}{6} \times 10 \times 2.2^2}$$

$$= 232.493 \text{ kN/m}^2$$

荷载组合II $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$

$$= \frac{4219.700}{10 \times 2.2} + \frac{562.922}{\frac{1}{6} \times 2.2 \times 10^2} + \frac{624.682}{\frac{1}{6} \times 10 \times 2.2^2}$$

$$= 284.597 \text{ kN/m}^2$$

与上述“2”计算结果接近,但从理论上比较,前者“2”内计算方法较为合理。当偏心距较小时,两者结果较接近。

4. 基础襟边截面弯曲抗拉强度验算

基础顺桥向宽2.2m,墩身顺桥向宽0.4m,两襟边宽各为 $(2.2 - 0.4)/2 = 0.9\text{m} = 900\text{mm}$,基础厚1000mm。基础襟边根部截面弯曲抗拉强度验算如下:

(1) 荷载组合I 自前“九、1”, $\sigma_{\max} = 230.165 \text{ kN/m}^2 = 0.23017 \text{ N/mm}^2$ 。

基础襟边根部截面弯矩 $M = 0.23017 \times 900^2/2 = 93219 \text{ N}\cdot\text{mm/mm}$ (1mm宽弯矩为93219N·mm)

按规范JTJ 022—85式(3.0.6),构件正截面受弯,应符合以下条件:

$$M_j \leq W R_{w1} / \gamma_m$$

式中 M_j ——按规范JTJ 022—85式(3.0.1)左项计算的极限弯矩;

$$M_j = S_d(\gamma_{s0} \psi \Sigma \gamma_{s1} Q) = \gamma_{s0} \psi_{s1} \gamma_{s1} M = 1 \times 1 \times 1.3 \times 93219 = 121185 \text{ N}\cdot\text{mm/mm}$$

γ_{s0} 为结构重要性系数, $\gamma_{s0} = 1.0$;

ψ 为荷载组合系数,按规范JTJ 022—85表

3.0.1-1, $\psi = 1.0$;

γ_{s1} 为荷载安全系数, 对于结构重力 $\gamma = 1.2$, 对于其他荷载 $\gamma_{s1} = 1.1$, 由于 M 系由活载偏心、混凝土收缩影响力产生, 上述规范规定似小, 现参考规范 JTJ 023—85 第 4.1.2 条, 采用 $\gamma_{s1} = 1.3$ 。

M 为见上,

W 为截面受拉边缘的弹性抵抗矩, $W = \frac{1}{6} \times$

$$1 \times 1\,000^2 = 166\,667 \text{ mm}^3;$$

R_{w1}^1 ——受拉边缘边层的弯曲抗拉极限强度, 按规范 JTJ 022—85 表 2.0.5-2, 30 号混凝土为 3.2 MPa;

γ_m ——材料安全系数, 按规范 JTJ 022—85 表 3.0.1-2, $\gamma_m = 2.31$ 。

规范 JTJ 022—85 式 (3.0.6) 右项为:

$$\begin{aligned} M_{kw} &= W R_{w1}^1 / \gamma_m = 166\,667 \times 3.2 / 2.31 \\ &= 230\,881 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \end{aligned}$$

$$M_1 = 121\,185 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} < M_{kw} = 230\,881 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

可。

(2) 荷载组合 II 有关计算公式的符号意义同前荷载组合 I 计算, 不再重述。

自前“九、2”, $\sigma_{max} = 287.707 \text{ kN/m}^2 = 0.28771 \text{ N/mm}^2$

$$M = 0.28771 \times 900^2 / 2 = 116\,523 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} (1 \text{ mm 宽弯矩})$$

$$M_1 = \gamma_{s0} \varphi \gamma_{s1} M = 1 \times 0.8 \times 1.3 \times 116\,523 = 121\,184 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

$$M_{kw} = W R_{w1}^1 / \gamma_m = 166\,667 \times 3.2 / 2.31 = 230\,881 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

$$M_3 < M_{kw}$$

上式计算中，除 σ_{max} 及 ψ 按荷载组合 II 取用外，其余与前荷载组合 I 同。

(3) 按规范 JTJ 022—85 第 5.1.6 条规定，实体墩台基础的扩散角（刚性角），对于混凝土（不分标号）不大于 40° 。在满足上述条件下，一般可不作基础襟边截面弯曲抗拉强度验算。本例扩散角为 $\varphi = \text{ctg}^{-1} \frac{1}{0.9} = 42^\circ$ ；略有超出

（5%），但本例作了基础襟边截面弯曲抗拉强度验算，且采用的基础混凝土标号也较高（本例为 30 号，一般为 20 号）。此外，按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89) 表 8.1.2，当基础底平均压应力“ p ”大于 200 kN/m^2 、小于或等于 300 kN/m^2 时，基础台阶宽高比允许值，对 10 号混凝土为 1:1.25，相当于 $\varphi = \text{ctg}^{-1} \frac{1}{1.25} = 51^\circ$ 。本例基础底最大压应力为 287.707 kN/m^2 ，混凝土标号为 30 号， φ 角为 42° ，满足上述规范要求，尚属富裕。

十、墩基础底截面作用力偏心距验算

按规范 JTJ 024—85 第 3.2.4 条规定，计算如下。

1. 桥墩仅受恒载作用时

自表 2-1，混凝土收缩影响力产生弯矩为：

$$M_y = 101.520 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

自表 2-3，恒载（结构重力）压力为：

$$N = 3500.623 \text{ kN}$$

$$\text{偏心距 } e_0 = M_y / N = 101.520 / 3500.623 = 0.029 \text{ m}$$

$$\text{基础底面积 } A = 2.2 \times 10 = 22 \text{ m}^2$$

$$\text{基础底面抗力矩 } W_y = \frac{1}{6} \times 10 \times 2.2^2 = 8.0667 \text{ m}^3$$

基础底面 y 方向核心半径

$$\rho_y = W_y / A = 8.0667 / 22 = 0.3667 \text{ m}$$

按规范JTJ024—85表3.2.4规定,桥墩仅受恒载(本例为结构重力和混凝土收缩影响力)时,合力偏心距不得大于 0.1ρ ,上述计算 $e_0 = 0.029 \text{ m} < 0.1\rho_y = 0.3667 \times 0.1 = 0.03667 \text{ m}$,可。

2. 荷载组合II

自本节“九、2”, $N = 4\,219.700 \text{ kN}$, $M_x = 562.922 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_y = 624.682 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $e_x = 0.133 \text{ m}$, $e_y = 0.148 \text{ m}$ 。

基础底面积 $A = 2.2 \times 10 = 22 \text{ m}^2$

顺桥向(y 方向)基础底面抗力矩

$$W_y = \frac{1}{6} \times 10 \times 2.2^2 = 8.0667 \text{ m}^3$$

横桥向(x 方向)基础底面抗力矩

$$W_x = \frac{1}{6} \times 2.2 \times 10^2 = 36.667 \text{ m}^3$$

基础底面 y 方向核心半径

$$\rho_y = W_y / A = 8.0667 / 22 = 0.36667 \text{ m}$$

基础底面 x 方向核心半径

$$\rho_x = W_x / A = 36.667 / 22 = 1.6667 \text{ m}$$

e_y 、 e_x 、 ρ_y 、 ρ_x 各值如图2-13所示。

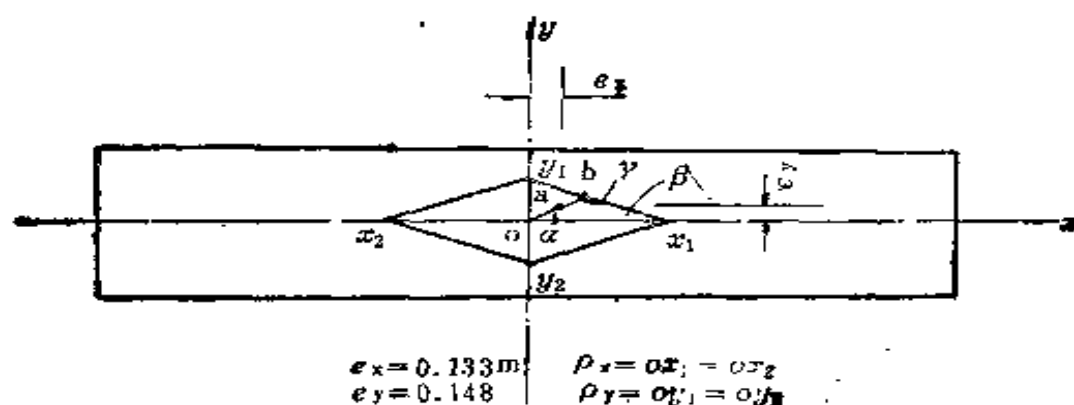


图 2-13

按规范JTJ024—85表3.2.4规定,桥墩承受荷载组合II时,非岩石地基的合力偏心距 e_0 应小于基底核心半径 ρ ,即合力偏心或合力作用点应不超越图2-13“ $y_1y_2x_1x_2$ ”棱形范围内。现在要证明合力作用点“a”在棱形范围内,即 $oa < ob$ (b点为 oa 延线与 y_1x_1 线的交点)。

自图2-13:

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \frac{e_y}{e_x} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{0.148}{0.133} = 48.06^\circ$$

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{oy_1}{ox_1} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\rho_y}{\rho_x} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{0.3667}{1.6667} = 12.41^\circ$$

$$\gamma = 180^\circ - 48.06^\circ - 12.41^\circ = 119.53^\circ$$

$$oa = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} = \sqrt{0.133^2 + 0.148^2} \approx 0.199\text{m}$$

$$ob = ox_1 \times \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} = 1.6667 \times \frac{\sin 12.41^\circ}{\sin 119.53^\circ} = 0.412\text{m}$$

$ob > oa$, 说明合力作用点在核心距范围以内, 也就是说无拉应力, 安全。

十一、墩基础底面抗倾覆稳定及抗滑动稳定验算

1. 抗倾覆稳定验算

按规范JTJ024—85第3.4.1条, 桥梁墩台抗倾覆稳定系数 k_0 为:

$$k_0 = y/e_0 \quad (2-13)$$

式中 y ——基底截面重心至截面最大受压边缘的距离;

e_0 ——所有外力的合力 R 的竖向分力对基底重心的偏心距(参照《铁路桥涵设计规范(TBJ 2—85)》第12.1.8条), e_0 见图2-14。

荷载组合I

自“九、1”, 荷载组合I时, $e_x = 0.089\text{m}$, $e_y = 0.058\text{m}$,

(1)”,汽车—20级荷载对桥墩压力为684.952kN, 上述两者合计 $P = 4\,185.575\text{kN}$ (人群荷载不考虑, 为的使 竖直力减小)。

地基土与基础底面的摩擦系数为 $\mu = 0.4$ 。

按规范JTJ021—85第3.4.2条, 桥梁墩台抗滑动稳定系数 k_0 为:

$$k_0 = \frac{\mu P}{T} = \frac{0.4 \times 4\,185.575}{57.291} = 29.22 > 1.3 (\text{安全})$$

第二节 桥 台 计 算

一、设计资料

0号及5号桥台台身用10号浆砌片石; 桥台基础用20号素混凝土, 为节约水泥, 基础可加20%体积的片石, 成为片石混凝土。

按规范JTJ022—85第5.3.5条, U型桥台前墙, 其任一水平截面宽度不宜小于该截面至墙顶高度的0.4倍, U型桥台的侧墙, 其任一水平截面宽度, 不小于该截面至墙顶高度的0.4倍 (片石砌体), 如桥台内填筑砂性土或砂砾时, 不小于0.35倍; U型桥台的两侧墙宽度不小于同一水平截面前墙全长的0.1倍时, 该截面可按U形整体截面验算。根据已往设计经验, U形桥台一般用于中、小桥的桥台, 桥台高度 (基底至侧墙顶) 一般在10m以下, 桥台台身如按U形整体截面验算, 均属安全。以下仅对桥面基底截面进行验算。桥台有关尺寸如图2-15所示。

二、土 压 力

台后土压力按规范JTJ021—89附录一式(附1.3)计算。

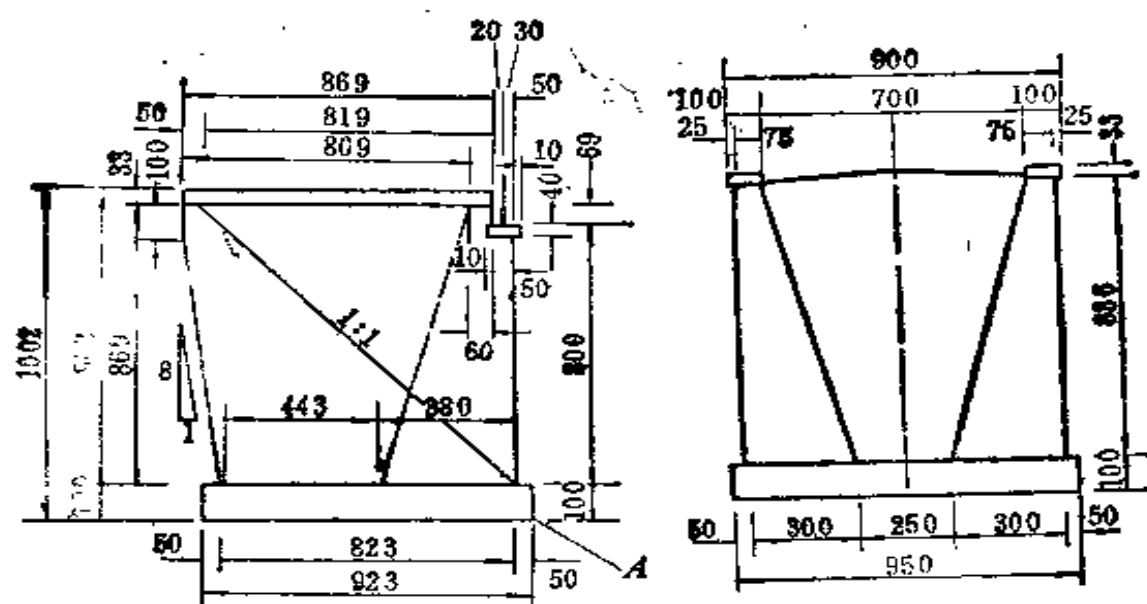


图 2-15 (单位: cm)

桥台后背挡土高度为“台帽距基底高 + 支座高 + 板高”。

$$\text{土压力} \quad E = \frac{1}{2} B \mu \gamma H (H + 2h) \quad (2-14)$$

式中 γ ——土容重, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

B ——桥台计算宽度, $B = 8.5 \text{ m}$;

H ——桥台计算高度, $H = 9 + 0.042 + 0.65 = 9.692 \text{ m}$;

h ——破棱体范围内车辆荷载的等代均布土层厚度;

μ ——系数, 见规范JTJ021—89附录—式(附1.2)。

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ + 15^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15)^\circ \sin(30 - 0)^\circ}{\cos(0 + 15)^\circ \cos(0 - 0)^\circ}} \right]^2} \\ &= 0.301 \end{aligned}$$

式中 φ ——土内摩擦角, $\varphi = 30^\circ$;

β ——填土表面与水平线夹角, $\beta = 0^\circ$;

α ——台背与竖直面夹角, $\alpha = 0^\circ$;

δ ——台背与填土间摩擦角, $\delta = \frac{1}{2}\varphi = 15^\circ$ 。

破坏棱体破裂面与竖直线夹角 θ 的正切值按规范 JTJ 021—89式(附1.4) 计算。

$$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \omega + \sqrt{(\operatorname{ctg} \varphi + \operatorname{tg} \omega)(\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \alpha)}$$

式中 $\omega = \alpha + \delta + \varphi = 0^\circ + 15^\circ + 30^\circ = 45^\circ$; 其它同前。

$$\begin{aligned}\operatorname{tg} \theta &= -\operatorname{tg} 45^\circ + \sqrt{(\operatorname{ctg} 30^\circ + \operatorname{tg} 45^\circ)(\operatorname{tg} 30^\circ + \operatorname{tg} 0^\circ)} \\ &= 0.256\end{aligned}$$

破坏棱体长度 $l_0 = H \operatorname{tg} \theta = 9.692 \times 0.256 = 2.481\text{m}$

在 l_0 长度内, 可布置两个车轴, 每轴重 120 kN, 在桥台计算宽度 B 范围内, 布置两列车, 故 $\Sigma G = 2 \times 2 \times 120 = 480$ kN。

$$h = \frac{\Sigma G}{B l_0 \gamma} = \frac{480}{8.5 \times 2.481 \times 18} = 1.265\text{m}$$

$$E = \frac{1}{2} B \mu \gamma H (H + 2h) = \frac{1}{2} \times 8.5 \times 0.301 \times 18 \times 9.692$$

$$\times (9.692 + 2 \times 1.265) = 2\,727.618\text{kN}$$

土压力作用点距桥台基底距离 c , 按规范 JTJ 021—89式(附1.4) 计算。

$$\begin{aligned}c &= \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h}{H + 2h} = \frac{9.692}{3} \times \frac{9.692 + 3 \times 1.265}{9.692 + 2 \times 1.265} \\ &= 3.565\text{m}\end{aligned}$$

土压力对桥台基底弯矩

$$M = 2\,727.618 \times 3.565 = 9\,723.958\text{kN}\cdot\text{m}$$

当台后无活载时, $h = 0$, 土压力计算如下:

$$E = \frac{1}{2} B \mu \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 8.5 \times 0.301 \times 18 \times 9.692^2$$

$$= 2162.991 \text{ kN}$$

$$c = \frac{H}{3} = \frac{1}{3} \times 9.692 = 3.231 \text{ m}$$

$$M = 2162.991 \times 3.231 = 6988.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

三、温降、混凝土收缩影响力,制动力

自表2-1, 温降影响力为193.050kN;混凝土收缩影响力为64.350kN;制动力为28.436kN;混凝土收缩影响力对基础底弯矩为581.853kN·m;温降、混凝土收缩影响力及制动力为285.836kN, 其对基础底弯矩为2584.529kN·m。

自表2-3, 上部结构恒载、活载竖直力为:

恒载: 1098.539kN;汽车—20级+人群: 612.792 kN, 挂车—100: 746.032kN。

由于汽车—20级伴有制动力, 使基础底受力增大, 而挂车—100无制动力。尽管挂车与恒载作用下, 竖直力较汽车—20级及人群与恒载作用下大8%, 但因挂车无制动力, 故基础底载面验算由汽车—20级与人群控制设计。

上部结构恒载及活载对桥台基础的偏心距为: $\frac{1}{2} \times 9.23 - 0.5 - 0.3 = 3.815 \text{ m}$ (图2-15)。

恒载偏心弯矩: $1098.539 \times 3.815 = 4190.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(汽车—20级+人群) 偏心弯矩: $612.792 \times 3.815 = 2337.801 \text{ kN} \cdot \text{m}$

四、桥台自重及台内填土重力及其对基础底中心的偏心弯矩

由于前墙与侧墙交错, 桥台台身体积近似地见表2-4

“注”计算；台内填土也近似地见表2-4 “注”计算；台帽、人行道、基础体积及上述各项重力及其对基础底前趾点“A”弯矩计算均见表2-4。台帽为钢筋混凝土，人行道为素混凝土，基础为素混凝土，其余均为浆砌片石。

台身、基础、台内填土重量计算表 表2-4

部分	尺寸(m)	体积(m ³)	重力(kN)	对A点力臂(m)	对A点弯矩(kN·m)
台帽	0.7×0.4× 9.2	2.576	64.400	0.750	48.300
人行道	2×8.69× 1.00×0.33	5.738	137.640	5.345	735.688
台身	见注	—	8 511.610	—	24 827.673
填土	见注	—	4 835.898	—	36 777.004
基础	9.23×9.50 ×1	87.885	2 104.440	4.615	9 711.991

注：自图2-1，桥台台身、台内填土
的重量及其对“A”点弯矩：

①外轮廓：纵向顶长：

$$8.69 + 0.5 = 9.19\text{m}$$

纵向底长：8.23m

高：8.69m，

横向宽：8.5m

外轮廓体积：(9.19+8.23)

$$\times \frac{1}{2} \times 8.69 \times 8.5 = 643.364\text{m}^3$$

外轮廓重力：643.364×23=14 797.372kN

对A点力臂(图2-15)

$$e = 0.5 + \frac{8.23 \times 8.69 \times \frac{8.23}{2} \times 8.5 + \frac{1}{3} (9.19 - 8.23) \times 8.69 \times \frac{1}{2} \times (9.19 + 8.23)}{\frac{1}{2} \times (9.19 + 8.23)}$$

$$\frac{\left[8.23 + \frac{1}{3} \times (9.19 - 8.23) \right] \times 8.5}{\times 8.69 \times 8.5} = 0.5 + 4.359 = 4.859\text{m}$$

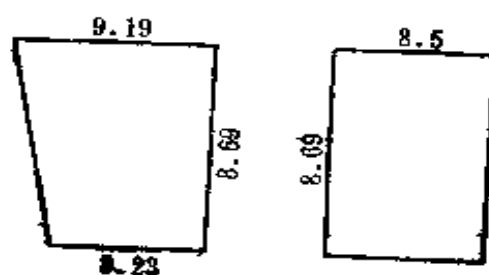


图 2-16 (单位：m)

对A点弯矩: $14\,797.372 \times 4.859 = 71\,900.431 \text{ kN}\cdot\text{m}$

②台口(扣除部分)

体积: $-0.6 \times 0.69 \times 8.5 = -2.933 \text{ m}^3$

重力: $-2.933 \times 23 = -67.459 \text{ kN}$

对A点力臂: $0.5 + 0.25 = 0.75 \text{ m}$

对A点弯矩: $-67.459 \times 0.75 = -50.594 \text{ kN}\cdot\text{m}$

③台帽(扣除部分)

体积: $-0.4 \times 0.5 \times 8.5 = -1.700 \text{ m}^3$

重力: $-1.700 \times 23 = -39.100 \text{ kN}$

对A点力臂: $0.5 + 0.25 = 0.75 \text{ m}$

对A点弯矩: $-39.100 \times 0.75 = -29.325 \text{ kN}\cdot\text{m}$

④填土(扣除部分)

$$\text{体积: } -\frac{8.69}{3} \left(8.09 \times 7 + \sqrt{8.09 \times 7 \times 4.43 \times 2.5} + 4.43 \times 2.5 \right) \\ = -268.661 \text{ m}^3$$

重力: $-268.661 \times 23 = -6\,179.203 \text{ kN}$

对A点力臂(见图2-15及图2-16, 并近似地取图2-17的左图面积重心对A点距离):

$$x = \frac{1/2 \times 0.96 \times 8.69 \times (1/3 \times 0.96 + 4.43 + 3.8 + 0.5) + 4.43 \times 8.69}{1/2 \times 0.96 \times 8.69 + 4.43 \times 8.69 +} \\ \frac{\times (4.43 \times 3.8 + 0.5) + 1/2 \times 2.7 \times 8.69 \times (2/3 \times 2.7 + 1.1 + 0.5)}{1/2 \times 2.7 \times 8.69} \\ = 7.605 \text{ m}$$

对A点弯矩: $-6\,179.203 \times 7.605$

$$= -46\,992.839 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

⑤台身对A点弯矩合计:

$$71\,900.431 - 50.594 - 29.325$$

$$= 46\,992.839 = 24\,827.673 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

⑥台身重力合计: $14\,797.372$

$$- 67.459 - 39.100 - 6\,179.203$$

$$= 8\,511.610 \text{ kN}$$

⑦桥台内填土重力

体积: 268.661 m^3 (见前)

重力:

$$268.661 \times 18 = 4\,835.898 \text{ kN}$$

对A点力臂: 7.605 m

$$\text{对A点弯矩: } 4\,835.898 \times 7.605 = 36\,777.004 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

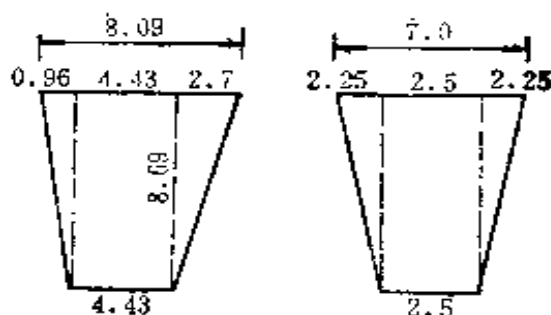


图 2-17 (单位: m)

自表2-4:

桥台及台内填土重合计: $64.400 + 137.640 + 8\,511.610$

$$+4\,835.898 + 2\,104.410 = 15\,653.988\text{kN}$$

桥台及台内填土对A点弯矩合计:

$$48.300 + 735.686 + 24\,827.673 + 36\,777.004 + 9\,711.992 \\ = 72\,100.654\text{kN}\cdot\text{m}$$

桥台及桥台内填土对基础底中心力臂(偏心距):

$$\frac{1}{2} \times 9.23 - \frac{72\,100.654}{15\,653.988} = 0.009\text{m (偏心向台前)}$$

桥台及桥台内填土对基础底偏心弯矩:

$$15\,653.988 \times (-0.009) = 140.886\text{kN}\cdot\text{m}$$

五、桥台基础底面外力汇总

桥台基础底面外力汇总表

表2-5

序号	项 目	水平力(kN)	竖向力(kN)	弯矩(kN·m)
1	土压力(台后有活载)	2 727.618	—	9 723.058
2	土压力(台后无活载)	2 162.991	—	6 968.624
3	土胀、混凝土收缩影响力+制动力	285.829	—	2 524.329
4	混凝土收缩影响力	64.359	—	581.853
5	上部结构恒载	—	1 098.539	4 190.926
6	上部结构活载(汽车—20级+人群)	—	612.792	2 337.301
7	桥台台身、基础及台内填土	—	15 653.988	140.886
8	荷载组合I (1+1+5+6+7)	5 797.968	17 365.319	18 975.424
9	荷载组合II (1+3+5+6+7)	3 013.454	17 365.319	18 976.100
10	仅台身荷载(2+4+5+7)	2 227.941	16 757.527	11 902.289

六、桥台基础底应力验算

基础底面积 $A = 9.5 \times 9.23 = 87.685\text{m}^2$

基础底抗力矩 $W = \frac{1}{6} \times 9.5 \times 9.23^2 = 134.889\text{m}^3$

基础底核心半径 $\rho = \frac{W}{A} = \frac{134.889}{87.689} = 1.538\text{m}$

基础底应力

荷载组合 I: $\sigma_{\max} = \frac{17\,365.319}{87.685} \pm \frac{16\,975.424}{134.889}$
 $= \frac{323.889}{72.195} \text{kN/m}^2$
 $< \text{中密圆砾允许承载力 } 400 \text{kN/m}^2$

荷载组合 II: $\sigma_{\max} = \frac{17\,365.319}{87.685} \pm \frac{18\,978.100}{134.889}$
 $= \frac{338.736}{57.348} \text{kN/m}^2$
 $< 1.25 \times 400 = 500 \text{kN/m}^2$

七、桥台基础底作用力偏心距验算

按规范JTJ024—85第3.2.4条计算如下:

桥台仅受恒载作用时: $e_0 = \frac{11\,902.289}{16\,752.527} = 0.710\text{m}$
 $< 0.75\rho = 0.75 \times 1.538$
 $= 1.154\text{m}$

桥台受荷载组合II时: $e_0 = \frac{18\,978.100}{17\,365.319} = 1.093\text{m}$
 $< \rho = 1.538\text{m}$

以上均在规范JTJ 024—85规定的允许值内。

八、桥台基础底抗倾覆及抗滑动稳定验算

1. 抗倾覆稳定验算

按规范JTJ024—85第3.4.1条及第3.4.3条计算。

荷载组合I: $e_0 = 16\,975.424 / 17\,365.319 = 0.978\text{m}$, $k = y/e_0 = 9.23/2 \times 0.978 = 4.72 > 1.5$ (安全)

荷载组合II: $e_0 = 18\,978.100 / 17\,365.319 = 1.093\text{m}$, $k = y/e_0 = 9.23/2 \times 1.093 = 4.22 > 1.3$ (安全)

2. 抗滑动稳定验算

按规范JTJ024—85第3.4.2条及第3.4.3条计算。

由于荷载组合I及II的抗滑动稳定系数相同, 均为1.3, 故以荷载组合II控制设计。

$$k_0 = \mu \Sigma P_i / \Sigma T_i$$

$$\mu = 0.4 \text{ (规范JTJ 024—85表3.4.2)}$$

$$\Sigma P_i = 17\,365.319\text{kN}, \Sigma T_i = 3\,013.454\text{kN}$$

$$k_0 = 0.4 \times 17\,365.319 / 3\,013.454 = 2.31 > 1.3 \text{ (安全)}$$

第三节 伸缩缝的选择

本桥桥台设有伸缩缝。伸缩缝安装温度为 $15 \sim 25^\circ\text{C}$ 。当地七月份温度平均值为 30°C , 一月份温度平均值 -5°C , 有关计算结果见表2-1。

一、由表2-1, 在桥台的支座上由于温降影响力、混凝土收缩影响力、制动力产生的水平力为: $193.050 + 64.350$

$$+ 28.436 = 285.836\text{kN}, \text{每个支座水平力为 } T = \frac{285.836}{18} = 15.880\text{kN}。$$

由于温降、混凝土收缩影响力、制动力引起的支座剪切

变形正切值: $\text{tg}\varphi = T/AG = 15880/150 \times 200 \times 1.1 = 0.481$,
支座的水平变形: $\Delta = \text{支座橡胶层总厚} \times \text{tg}\varphi = 30 \times 0.481$
 $= 14.43\text{mm}$ 。

(在以上计算中, 有关符号意义及数据见第一节“二、1及三”)

二、自表2-1, 在桥台的支座上由于温升影响力、制动力产生的水平力为 $96.525 + 28.436 = 124.961\text{kN}$, 每个支座水平力为 $T = \frac{124.961}{18} = 6.942\text{kN} = 6942\text{N}$ 。

由于温升影响力、制动力引起的支座剪切变形正切值,
 $\text{tg}\varphi = T/AG = 6942/150 \times 200 \times 1.1 = 0.210$, 支座的水平变形: $\Delta = \text{支座橡胶层总厚} \times \text{tg}\varphi = 30 \times 0.210 = 6.30\text{mm}$ 。

(在以上计算中, 有关符号意义及数据见第一节“二、1及三”)

三、根据以上计算, 伸缩缝安装以后, 伸缩缝可能拉开 14.44mm , 伸缩缝可能合拢 6.30mm 。

伸缩缝的伸缩量合计 $\Sigma\Delta = 14.44 + 6.30 = 20.73\text{mm}$

采用常熟橡胶厂BF—40型伸缩缝。BF—40型的意义是: 在一个中间宽度 $B_s = \frac{1}{2}(B_{\min} + B_{\max})$ 情况下, 橡胶块允许拉伸或压缩各 $40/2 = 20\text{mm}$ 。

伸缩缝计算拉开量 $14.43\text{mm} < \text{允许拉开量} 20\text{mm}$

伸缩缝计算合拢量 $6.30\text{mm} < \text{允许合拢量} 20\text{mm}$

如果在 B_s 宽度情况下安装伸缩缝, 对于今后拉开或合拢均属可行, 但由于合拢量富裕较多, 可作适当调整 and 平衡。

拉开富余量 $20 - 14.44 = 5.6\text{mm}$

合拢富余量 $20 - 6.30 = 13.7\text{mm}$

两者差值之半 $(13.7 - 5.6) \frac{1}{2} = 4.05\text{mm}$

所以安装伸缩缝时，伸缩缝胶块安装宽度采用 $B_s = 4.05 = \frac{1}{2}(B_{\min} + B_{\max}) - 4.05 = \frac{1}{2}(210 + 250) - 4.05 = 225.95 \approx 226\text{mm}$ 。 B_{\min} 及 B_{\max} 可自伸缩缝产品说明中查取。

从上述计算，BF—40的意义也可理解为：在任何安装宽度情况下，伸缩缝的最大允许拉开值与合拢值之和为40mm。本伸缩缝的计算伸缩量合计需要20.74mm，但由于BF型伸缩缝最小规格为BF—40，故采用BF—40型。

第三部分 纵向水平力在墩台上的分配计算例题

一、说 明

本例题仅作为纵向水平力分配的示例，其余计算方法与前面两个例题类同，不再进行计算。本例题的特点是全桥中间墩（4号墩）顶不设两排活动支座，而改用两排板式橡胶支座，其优点是：对于中间高墩具有弹性约束，这不但增加了4号墩的稳定性，使全桥的稳定性也较好；板式橡胶支座较活动支座价格较低，易于安装；制动力的传递较均匀。

本例桥型布置从使用角度来说是两联，因为中间4号墩上有一条伸缩缝；从计算角度来说仍是一联，因为作为计算单元，两个活动支座之间才作为一个计算单元。本例4号墩虽设有伸缩缝，但因设有两排橡胶支座，纵向水平力可以通过“上部结构→橡胶支座→墩顶→橡胶支座→上部结构”传递。由于纵向水平力在4号墩的左右两联之间互相传递，这样计算工作也就较为繁琐。

二、设计资料

1. 上部结构：2~4孔30m连续桥面、30m装配式预应力简支梁，0号台及8号台为活动支座，各墩均为橡胶支座。在0、8号台上及4号墩上设橡胶伸缩缝，其余墩上设桥面连续（结构连续亦同）。

2. 净宽：10.25m；全宽：11.25m。

3. 支座: 4号墩设 $350\text{mm} \times 500\text{mm} \times 57\text{mm}$ 板式橡胶支座, 其余各墩设 $300\text{mm} \times 400\text{mm} \times 57\text{mm}$ 板式橡胶支座。桥台设活动支座。

4. 下部结构: 双柱式圆柱墩, 直径 1.5m , 下部为直径 1.8m 的钻孔灌注桩基础, 均采用25号混凝土。

5. 载重: 汽车—超20级, 挂车—120。

6. 温度: 预应力简支梁安装温度、桥面连续施工温度, 伸缩缝安装温度均为 $15^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ 。当地月平均最高温度 35°C , 月平均最低温度 0°C 。温降计算值为 $25 - 0 = 25^{\circ}\text{C}$, 温升计算值为 $35 - 15 = 20^{\circ}\text{C}$ 。

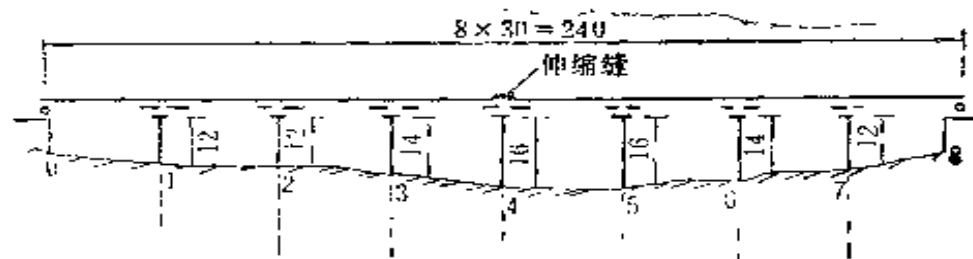


图3-1 桥型布置图 (单位: m)

三、抗推刚度

1. 刚度集成图式

桥墩(台)上作用的水平力系由上部结构温度变化影响力、混凝土收缩和徐变影响力、制动力引起。水平力在全桥墩(台)上以抗推刚度(以下简称刚度)分配。在分配水平力以前, 应计算各墩(台)的集成刚度, 其方法如下。

如图3-2, 自左至右①②…⑦各点, 假想其左边所有支座及桥墩组成一个假想墩, 其刚度为 K_A^n (A 表示自左至右, n 表示墩号), 例如 K_A^5 , 表示在⑤点之左所有支座(不包括活动支座)和桥墩组成一个假想墩, 其刚度为 K_A^5 。两桥台为

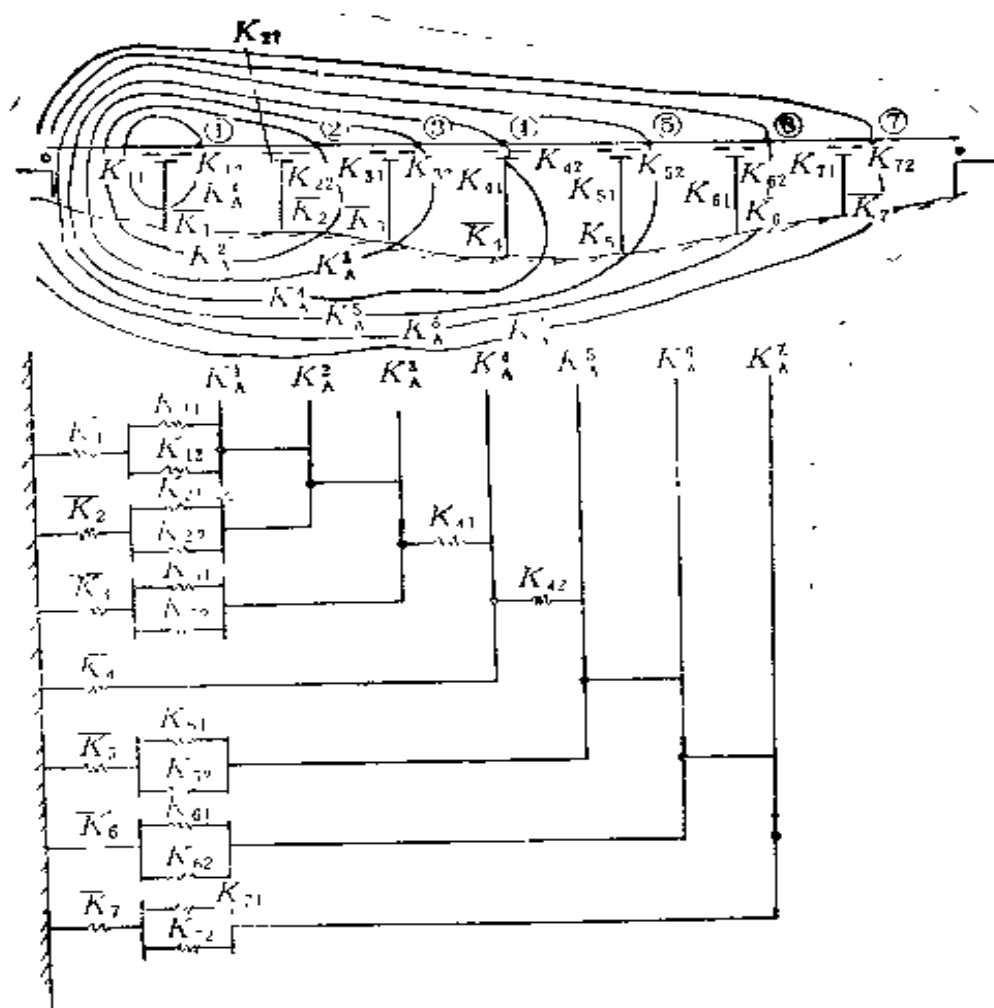


图 3-2

重力式桥台，其刚度为无穷大，其上为活动支座，因此不参与刚度集成。

各点集成刚度计算程序作如下说明，同时也可从图 3-2 图解使刚度集成更为直观。图内 K_{11} 表示 1 号墩左排支座刚度， K_{12} 表示 1 号墩右排支座刚度； \bar{K}_1 表示 1 号墩顶刚度， \bar{K}_2 表示 2 号墩顶刚度； K_A^1 表示①点以左的所有支座与桥墩的集成刚度；其余类推。

K_A^1 ： K_{11} 与 K_{12} 并联，并联后与 \bar{K}_1 串联；即： $K_A = K_{11} + K_{12}$ ， $K_A^1 = K_A \bar{K}_1 / (K_A + \bar{K}_1)$ (上述 K_A 及以后的 K_b 、 K_c …

K_s , 仅作为计算代号之用, 不涉及力学意义)。

K_A^2 : K_{21} 与 K_{22} 并联, 并联后与 \bar{K}_2 串联, 串联后与 K_A^1 并联; 即: $K_b = K_{21} + K_{22}$, $K_c = K_b \bar{K}_2 / (K_b + \bar{K}_2)$, $K_A^2 = K_c + K_A^1$ 。

K_A^3 : K_{31} 与 K_{32} 并联, 并联后与 \bar{K}_3 串联, 串联后与 K_A^2 并联; 即: $K_d = K_{31} + K_{32}$, $K_e = K_d \bar{K}_3 / (K_d + \bar{K}_3)$, $K_A^3 = K_e + K_A^2$ 。

K_A^4 : K_A^3 与 K_{41} 串联, 串联后与 \bar{K}_4 并联; 即: $K_f = K_A^3 \times K_{41} / (K_A^3 + K_{41})$, $K_A^4 = K_f + \bar{K}_4$ 。

K_A^5 : K_A^4 与 K_{42} 串联; K_{51} 与 K_{52} 并联, 并联后与 \bar{K}_5 串联; 上述两者再并联; 即: $K_g = K_A^4 K_{42} / (K_A^4 + K_{42})$, $K_h = K_{51} + K_{52}$, $K_i = K_h \bar{K}_5 / (K_h + \bar{K}_5)$, $K_A^5 = K_g + K_i$ 。

K_A^6 : K_{61} 与 K_{62} 并联, 并联后与 \bar{K}_6 串联, 串联后与 K_A^5 并联; 即: $K_j = K_{61} + K_{62}$, $K_k = K_j \bar{K}_6 / (K_j + \bar{K}_6)$, $K_A^6 = K_k + K_A^5$ 。

K_A^7 : K_{71} 与 K_{72} 并联, 并联后与 \bar{K}_7 串联, 串联后与 K_A^6 并联; 即: $K_l = K_{71} + K_{72}$, $K_m = K_l \bar{K}_7 / (K_l + \bar{K}_7)$, $K_A^7 = K_m + K_A^6$ 。

如图3-3, 自右至左, 各点集成刚度计算与自左至右类似, 其步骤如下:

K_B^7 表示⑦点以右的所有支座与桥墩的集成刚度, B 表示自右至左; 其余类推。

K_B^7 : K_{71} 与 K_{72} 并联, 并联后与 \bar{K}_7 串联; 即: $K_n = K_{71} + K_{72}$, $K_B^7 = K_n \bar{K}_7 / (K_n + \bar{K}_7)$ 。

K_B^6 : K_{61} 与 K_{62} 并联, 并联后与 \bar{K}_6 串联, 串联后再与 K_B^7 并联; 即: $K_o = K_{61} + K_{62}$, $K_p = K_o \bar{K}_6 / (K_o + \bar{K}_6)$, $K_B^6 = K_p + K_B^7$ 。

K_B^5 : K_{51} 与 K_{52} 并联, 并联后与 \bar{K}_5 串联, 串联后再与 K_B^6

并联，即： $K_q = K_{51} + K_{72}$ ， $K_1 = K_q \bar{K}_5 / (K_q + \bar{K}_5)$ ， $K_B^6 = K_r + K_B^5$ 。

K_B^4 ： K_B^5 与 K_{42} 串联，串联后与 \bar{K}_4 并联，即： $K_B^4 = K_B^5 \times K_{42} / (K_B^5 + K_{42})$ ， $K_B^4 = K_B^4 + K_{41}$ 。

K_B^3 ： K_{31} 与 K_{32} 并联，并联后与 \bar{K}_3 串联； K_{41} 与 K_B^4 串联；上述两路再并联，即： $K_t = K_{31} + K_{32}$ ， $K_u = K_t \bar{K}_3 / (K_t + \bar{K}_3)$ ； $K_v = K_{41} K_B^4 / (K_{41} + K_B^4)$ ； $K_B^3 = K_u + K_v$ 。

K_B^2 ： K_{21} 与 K_{22} 并联，并联后与 \bar{K}_2 串联，串联后再与

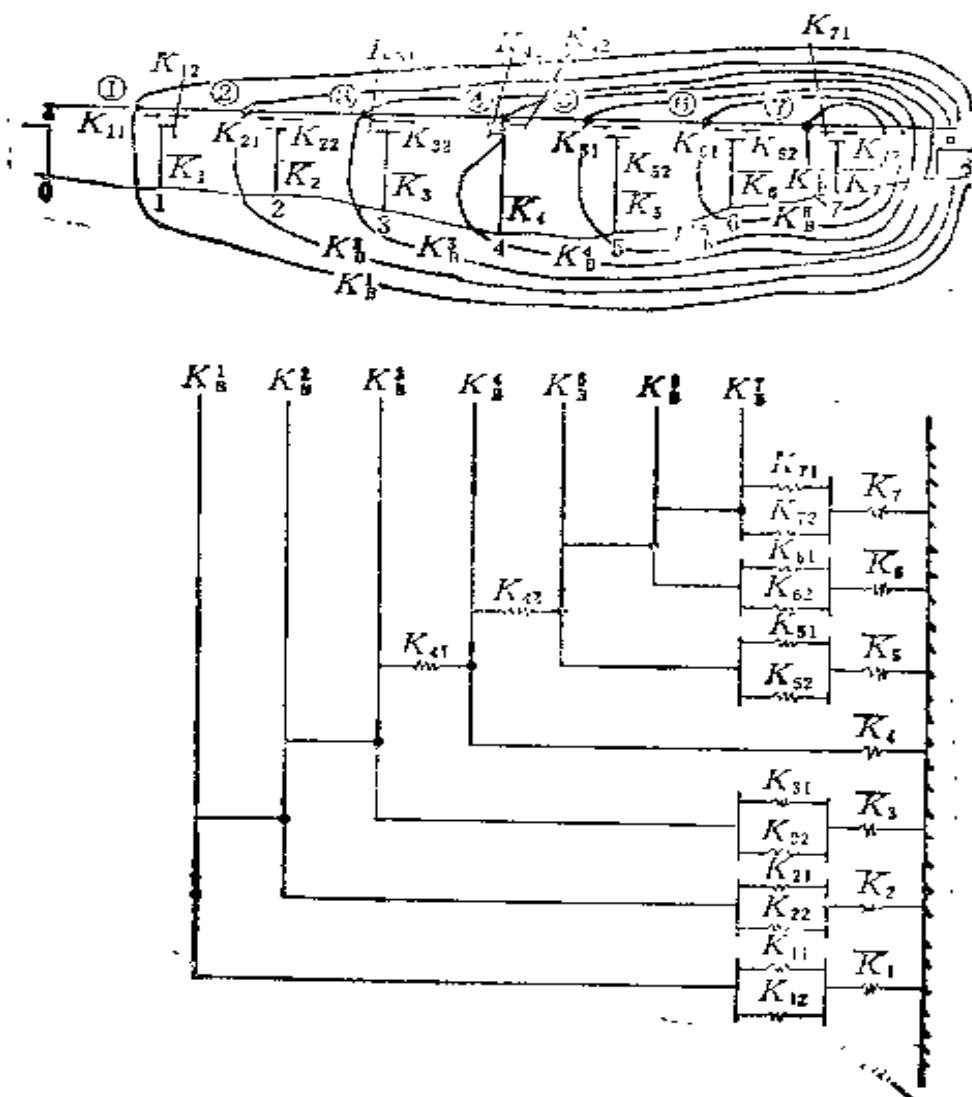


图 3-3

K_B^3 并联, 即: $K_w = K_{21} + K_{22}$; $K_x = K_w \bar{K}_2 / (K_w + \bar{K}_2)$; $K_B^3 = K_x + K_B^1$ 。

K_B^1 : K_{11} 与 K_{12} 并联, 并联后与 \bar{K}_1 串联, 串联后再与 K_B^3 并联, 即: $K_y = K_{11} + K_{12}$; $K_z = K_y \bar{K}_1 / (K_y + \bar{K}_1)$; $K_B^1 = K_z + K_B^3$ 。

2. 支座的刚度

在 4 号墩上, 支座尺寸是 $350\text{mm} \times 500\text{mm} \times 57\text{mm}$, 其余各墩上, 支座尺寸是 $300\text{mm} \times 400\text{mm} \times 57\text{mm}$ 。一排支座有 5 个, 支座刚度计算如下:

(1) 4 号墩上支座刚度

$$K_{41} = K_{42} = \frac{nFG}{t} = \frac{5 \times 350 \times 500 \times 1.1}{45}$$

$$= 21\,389\text{N/mm} = 21\,389\text{kN/m}$$

式中 n ——一排支座个数, $n = 5$;

F ——支座平面面积, $F = 350 \times 500\text{mm}^2$;

G ——橡胶剪切模量, 按规范 JTJ023—85 第 3.5.5 条, 取 1.1MPa , 即 1.1N/mm^2 ;

t ——支座橡胶层总厚, 可参阅支座产品规格或标准, 一般可近似地取 $0.71 \sim 0.78$ 倍支座总厚, 大尺寸支座采用高限; 本例按《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT3132.1—88), 取 45mm 。

(2) 其他墩上支座刚度

$$K_{nm} = \frac{5 \times 300 \times 400 \times 1.1}{45} = 14\,667\text{N/mm}$$

$$= 14\,667\text{kN/m}$$

3. 桥墩的墩顶刚度

桥墩的墩顶刚度按下式计算:

$$K = \frac{n}{\left(\frac{h^3}{3 \times 0.8 E_{h1} I_{h1}} + \delta_{HH} + h \delta_{HM} + \delta_{MH} h + \delta_{MM} h^2 \right)} \quad (3-1)$$

式中 n ——一个桥墩的墩柱数, $n=2$;

h ——墩柱高, 假设桩顶与地面齐平;

I_{h1} ——单柱毛截面惯性矩, $I_{h1} = 0.0491 \times 1.5^4 = 0.2485 \text{ m}^4$;

E_{h1} ——墩柱抗压弹性模量, 按规范JTJ023—85表2.1.3, 取 $2.85 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$;

$0.8 E_{h1} I_{h1} = 0.8 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.2485 = 5665.8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (式中“0.8”系参考《铁路桥涵设计规范 (TBJ2—85)》第5.3.1条, 为折减系数) ;

$\sigma_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ ——用“ m ”法计算桩基的有关系数, 见规范JTJ024—85附录六。

墩柱高见图2-1, 柱直径1.5m, 桩直径1.8m, $\delta_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ 计算如下:

$$\begin{aligned} \delta_{HH} &= \frac{1}{\alpha^3 \times 0.8 E_{h2} I_{h2}} \times \frac{B_3 D_4 - B_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} \\ &= \frac{1}{0.336^3 \times 11749 \times 10^3} \times 2.441 \\ &= 54771 \times 10^{-10} \text{ m/kN} \\ \delta_{MH} &= \frac{1}{\alpha^2 \times 0.8 E_h I_h} \times \frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} \\ &= \frac{1}{0.336^2 \times 11749 \times 10^3} \times 1.625 \\ &= 12251 \times 10^{-10} \text{ 弧度/kN} \end{aligned}$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = 12\,251 \times 10^{-10} \text{m/kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha \times 0.8 E_{h2} I_{h2}} \times \frac{A_3 C_1 - A_4 C_2}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$$

$$= \frac{1}{0.336 \times 11\,749 \times 10^8} \times 1.751$$

$$= 4\,435.5 \times 10^{-10} \text{弧度/kN} \cdot \text{m}$$

式中 $\alpha = \sqrt[3]{mb_1/0.8E_{h2}I_{h2}} = \sqrt[3]{20\,000 \times 2.52/11\,749 \times 10^8}$
 $= 0.336 \frac{1}{\text{m}}$

m 为地基土变形系数, $m = 20\,000 \text{kN/m}^4$ (见规范JTJ 024—85附表6.5);

b_1 为桩基计算宽度, $b_1 = 0.9(d+1) = 0.9(1.8+1) = 2.52 \text{m}$ (见规范JTJ024—85附表6.1);

$0.8E_{h2}I_{h2}$ 为桩材料抗压弹性模量与桩截面惯性矩乘积的0.8倍 (其中0.8系参考《铁路桥涵设计规范 (TBJ2—85)》第5.3.1条, 为折减系数), $0.8 \times E_{h2}I_{h2} = 0.8 \times 2.86 \times 10^7 \times 0.0491 \times 1.8^4 = 11\,749 \times 10^8 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ 。

式中第2项乘数系计算系数, 见规范JTJ024—85附表6.11。

墩柱高度有三种, 分别为12m、14m、16m (见图3-1)。

将上述各数值代入式(3-1), 计算后得:

$$h = 12 \text{m} (1, 2, 7 \text{号墩})$$

$$\overline{K}_1 = \overline{K}_2 = \overline{K}_7 = 9\,979 \text{kN/m}$$

$$h = 14 \text{m} (3, 6 \text{号墩})$$

$$\overline{K}_3 = \overline{K}_6 = 6\,941 \text{kN/m}$$

$$h = 16 \text{m} (4, 5 \text{号墩})$$

$$\overline{K}_4 = \overline{K}_5 = 5\,010 \text{kN/m} \text{ (计算从略)}$$

4. 各点集成刚度计算

图3-2及3-3内各点 (①, ②...⑦) 的集成刚度计算式, 在本例“三、1”内已列出, 现根据支座刚度及墩顶刚度, 计算如下:

$$K_A^1: K_a = K_{11} + K_{12} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_A^1 = K_a \bar{K}_1 / (K_a + \bar{K}_1) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446 \text{ kN/m}.$$

$$K_A^2: K_b = K_{21} + K_{22} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_b = K_b \bar{K}_2 / (K_b + \bar{K}_2) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446, \\ K_A^2 = K_b + K_A^1 = 7\,446 + 7\,446 = 14\,892 \text{ kN/m}.$$

$$K_A^3: K_d = K_{31} + K_{32} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_d = K_d \bar{K}_3 / (K_d + \bar{K}_3) = 29\,334 \times 6\,941 / (29\,334 + 6\,941) = 5\,613, \\ K_A^3 = K_d + K_A^2 = 5\,613 + 14\,892 = 20\,505 \text{ kN/m}.$$

$$K_A^4: K_f = K_A^3 K_{41} / (K_A^3 + K_{41}) = 20\,505 + 21\,389 / (20\,505 + 21\,389) = 10\,469, \quad K_A^4 = K_f + \bar{K}_4 = 10\,469 + 5\,010 = 15\,479 \text{ kN/m}$$

$$K_A^5: K_g = K_A^4 K_{42} / (K_A^4 + K_{42}) = 15\,479 \times 21\,389 / (15\,479 + 21\,389) = 8\,980, \quad K_h = K_{51} + K_{52} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334 \text{ kN/m}, \\ K_i = K_h \bar{K}_5 / (K_h + \bar{K}_5) = 29\,334 \times 5\,010 / (29\,334 + 5\,010) = 4\,279, \quad K_A^5 = K_g + K_i = 8\,980 + 4\,279 = 13\,259 \text{ kN/m}.$$

$$K_A^6: K_j = K_{61} + K_{62} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_k = K_j \bar{K}_6 / (K_j + \bar{K}_6) = 29\,334 \times 6\,941 / (29\,334 + 6\,941) = 5\,613, \\ K_A^6 = K_k + K_A^5 = 5\,613 + 13\,259 = 18\,872 \text{ kN/m}.$$

$$K_A^7: K_l = K_{71} + K_{72} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_m = K_l \bar{K}_7 / (K_l + \bar{K}_7) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446, \\ K_A^7 = K_m + K_A^6 = 7\,446 + 18\,872 = 26\,318 \text{ kN/m}.$$

$$K_B^7: K_n = K_{71} + K_{72} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, \quad K_B^7 = K_n \bar{K}_7 / (K_n + \bar{K}_7) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446$$

kN/m。

$$K_B^0: K_0 = K_{01} + K_{02} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, K_p = K_0, \\ \bar{K}_0 / (K_0 + \bar{K}_0) = 29\,334 \times 6\,941 / (29\,334 + 6\,941) = 5\,613, \\ K_B^0 = K_p + K_B^0 = 5\,613 + 7\,446 = 13\,059 \text{ kN/m}。$$

$$K_B^1: K_q = K_{q1} + K_{q2} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, K_r = \\ K_q \bar{K}_q / (K_q + \bar{K}_q) = 29\,334 \times 5\,010 / (29\,334 + 5\,010) = 4\,279, \\ K_B^1 = K_r + K_B^0 = 4\,279 + 13\,059 = 17\,338 \text{ kN/m}。$$

$$K_B^2: K_s = K_B^1 K_{s2} / (K_B^1 + K_{s2}) = 17\,338 \times 21\,389 / (17\,338 \\ + 21\,389 = 9\,576), K_B^2 = K_s + \bar{K}_4 = 9\,576 + 5\,010 = 14\,586 \\ \text{kN/m}。$$

$$K_B^3: K_t = K_{t1} + K_{t2} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, K_u = \\ K_t \bar{K}_3 / (K_t + \bar{K}_3) = 29\,334 \times 6\,941 / (29\,334 + 6\,941) = 5\,613, \\ K_v = K_{v1} K_B^2 / (K_{v1} + K_B^2) = 21\,389 \times 14\,586 / (21\,389 + 14\,586) \\ = 8\,672 \text{ kN/m}, K_B^3 = K_u + K_v = 5\,613 + 8\,672 = 14\,285 \text{ kN/m}。$$

$$K_B^4: K_w = K_{w1} + K_{w2} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, K_x = \\ K_w \bar{K}_2 / (K_w + \bar{K}_2) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446, \\ K_B^4 = K_x + K_B^3 = 7\,446 + 14\,285 = 21\,731 \text{ kN/m}。$$

$$K_B^5: K_y = K_{y1} + K_{y2} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334, K_z = \\ K_y \bar{K}_1 / (K_y + \bar{K}_1) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446,$$

刚度汇总表(kN/m)

表3-1

K_{01}, K_{02}	除 K_{01}, K_{02} 外支 座刚度		\bar{K}_1	\bar{K}_2	\bar{K}_3	\bar{K}_4	\bar{K}_5
21 389	14 667		9 979	9 979	6 941	5 010	5 010
\bar{K}_0	\bar{K}_r	K_A^1	K_A^2	K_A^3	K_A^4	K_A^5	K_A^6
6 941	9 979	7 446	14 292	20 505	15 479	13 239	18 672
K_A^2	K_B^1	K_A^3	K_B^2	K_B^3	K_B^4	K_B^5	K_B^6
26 318	7 446	13 059	17 338	14 586	14 285	21 731	29 177

$$K_B^1 = K_A + K_B^2 = 7\,446 + 21\,731 = 29\,177 \text{ kN/m}$$

最后的刚度计算结果见表3-1。

四、混凝土收缩、徐变及温度下降影响力的分配

按规范JTJ021—89第2.2.4条,装配式钢筋混凝土收缩影响力,相当于温降 $5^\circ\text{C} \sim 10^\circ\text{C}$ 的效应,本桥墩台受力应视构件安装及桥面连续时的混凝土龄期而定,现采用 10°C 。混凝土徐变,可按规范JTJ023—85附录四计算,也视构件安装及桥面连续时的混凝土龄期而定,现假定相当于温降 20°C 的效应。温度变化,需视当地气候条件而定,设当地月平均最高温度 35°C ,月平均最低温度 0°C 。简支梁的安装及桥连续施工温度设为 $15^\circ\text{C} \sim 25^\circ\text{C}$ 之间。所以,温降为 $25^\circ - 0^\circ = 25^\circ\text{C}$,温升为 $35^\circ - 15^\circ = 20^\circ\text{C}$ 。

混凝土收缩、徐变及温降的影响力,相当于温降 $10 + 20 + 25 = 55^\circ\text{C}$ 的效应,即收缩系统为 $c = 0.00001 \times 55 = 0.00055$ 。

1. 第1段

本桥桥面连续有两段,以4号墩的伸缩缝为界,分两段进行水平力分配和传递。第1段为1~4号墩,如图3-1所示。图3-1a)是从图3-2及图3-3取来的,图3-1b)是图3-1a)刚度集成以后,各假想墩 $\gamma_1 \sim \gamma_4$ 的计算图式。

$$K_{\gamma_1} = K_A^1 = 7\,446 \text{ kN/m}$$

K_{γ_2} : K_{21} 与 K_{22} 并联,并联后与 \bar{K}_2 串联,即: $K_a = K_{21} + K_{22} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334$, $K_{\gamma_2} = K_a \bar{K}_2 / (K_a + \bar{K}_2) = 29\,334 \times 9\,979 / (29\,334 + 9\,979) = 7\,446 \text{ kN/m}$ 。

K_{γ_3} : K_{31} 与 K_{32} 并联,并联后与 \bar{K}_3 串联,即: $K_b = K_{31} + K_{32} = 14\,667 + 14\,667 = 29\,334 \text{ kN/m}$, $K_{\gamma_3} = K_b \bar{K}_3 / (K_b + \bar{K}_3) = 29\,334 \times 6\,941 / (29\,334 + 6\,941) = 5\,613 \text{ kN/m}$ 。

K_{γ_4} : K_{41} 与 K_B^4 串联,即: $K_{\gamma_4} = K_{41} K_B^4 / (K_{41} + K_B^4) =$

$$21389 \times 14586 / (21389 + 14586) = 8672 \text{ kN/m}.$$

从图3-4b)求第1段变形零点S.P..设S.P.在 γ_1 号墩以

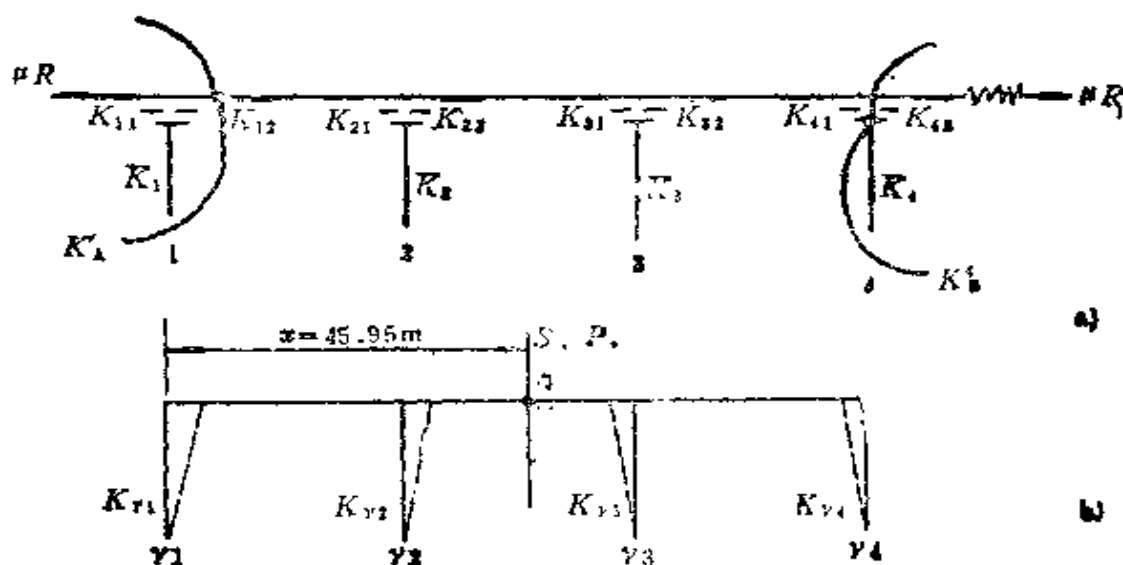


图 3-4

右 x 处, 且在 $\gamma_1 \sim \gamma_4$ 号墩之间。

$$x = \frac{c \sum K_i l_i \pm \sum \mu R}{c \sum K_i}$$

$$= \frac{0.00055 \times (7446 \times 0 + 7446 \times 30)}{0.00055 \times (7446 + 7446 + 5613 + 8672)}$$

$$+ \frac{(5613 \times 60 + 8672 \times 90)}{0.00055 \times (7446 + 7446 + 5613 + 8672)} = 45.95 \text{ m}$$

式中 x ——变形零点距 γ_1 号墩距离;

c ——收缩系数, $c = 0.00055$;

$K_i l_i$ ——墩的支座顶面刚度与该墩离 γ_1 号墩距离的乘积;

μR ——活动支座摩阻力, 凡是与第1段两端相连的活动支座摩阻力, 包括通过4号墩和以右各墩及其上橡胶支座传递的右桥台上的摩阻力, 均应计入。计入时, 在变形零点以右为正, 以左为负。

μ 为活动支座摩擦系数,取0.06, R 为恒载反力,为4979.28 kN, $\mu R = 0.06 \times 4979.28 = 298.76$ kN.本例两桥台恒载反力相同, μR 正负抵消,故计算式中未列入。

x 值如为负值时,表示左桥台摩阻力很大,变形零点S.P.就在左桥台上; x 值如大于桥全长时,表示右桥台摩阻力很大,变形零点S.P.就在右桥台上。

在求得变形零点S.P.的位置后,即可计算各刚度集成以后的假想墩的水平力。

$$\begin{aligned} \gamma_1 \text{号墩: } H_{\gamma_1} &= K_{\gamma_1} x c = 7446 \times 45.95 \times 0.00055 \\ &= 188.179 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$1 \text{号墩顶: } H_1 = H_{\gamma_1} = 188.179 \text{ kN}(\rightarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座11、12: } H_{11} &= H_{12} = H_{\gamma_1} / 2 = 188.179 / 2 \\ &= 94.090 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_2 \text{号墩: } H_{\gamma_2} &= K_{\gamma_2} (x - 30) c = 7446 \times (45.95 - 30) \times \\ &0.00055 = 65.320 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$2 \text{号墩顶: } H_2 = H_{\gamma_2} = 65.320 \text{ kN}(\rightarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座21、22: } H_{21} &= H_{22} = H_{\gamma_2} / 2 = 65.320 / 2 = 32.660 \text{ kN} \\ &(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_3 \text{号墩: } H_{\gamma_3} &= K_{\gamma_3} (x - 60) c = 5613 \times (45.95 - 60) \times \\ &0.00055 = -43.374 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

$$3 \text{号墩: } H_3 = H_{\gamma_3} = -43.374 \text{ kN}(\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座31、32: } H_{31} &= H_{32} = H_{\gamma_3} / 2 = -43.374 / 2 = -21.687 \\ &\text{kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

在以上计算中,两个支座并联,并联后又与桥墩串联,集成后成为 γ_1 、 γ_2 、 γ_3 号墩,所以两个并联支座与桥墩所受水平力均各为 H_{γ_1} 、 H_{γ_2} 、 H_{γ_3} ,每个支座所受水平力为两个并联支座的一半。

在4号墩上有伸缩缝，其情况与1、2、3号墩不同。刚度为 K_{r4} 的假想墩是由 K_{41} 与 K_{42} 串联组成的，支座41及刚度为 K_{42} 的假想墩的水平力均各为 H_{r4} 。 K_{42} 是个假想墩的集成刚度，其中包括4号墩，故4号墩的水平力要从 K_{42} 墩的水平力中分配得到。

$$H_{r4} = K_{r4} (x - 3 \times 30) c = 8\,672 \times (45.95 - 3 \times 30) \times 0.00055 = -210.101 \text{ kN} (\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{4号墩水平力: } H_4 &= H_{r4} \times \frac{K_{41}}{K_{42}} = (-210.101) \times \frac{5\,010}{14\,586} \\ &= -72.165 \text{ kN} (\leftarrow) \end{aligned}$$

$$\text{支座41水平力: } H_{41} = -210.101 \text{ kN} (\leftarrow)$$

K_{42} 的另一部分水平力，将传给支座42，再由支座42通过第5跨梁传至5、6、7号墩。第5跨跨间力为 H_{42} ， $H_{42} = H_{r4} - H_4 = [-210.101 - (-72.165)] = -137.936 \text{ kN}$ （对5号墩而言，其方向向左，见图3-5）。

支座42的水平力，由于第5跨跨间力为拉力（图3-5），故支座42水平力为右向，因此其值为第5跨跨间力前冠以负号，即 $H_{42} = -(-137.936) \text{ kN} = 137.936 \text{ kN}$ 。

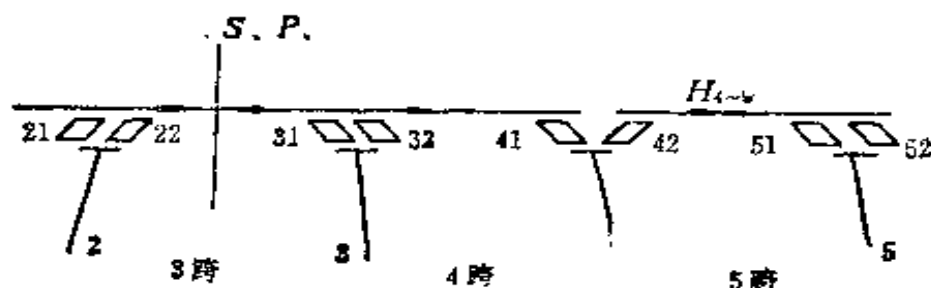


图 3-5

这里需要说明两点：1. 以上所有计算的水平力仅由第一段上部结构缩短所引起；2. 第5跨水平力 H_{42} ，很可能拉不动5、6、7号墩及8号台上的活动支座，但是由于第2段上

部结构也同时在缩短，势必会拉动5、6、7号墩及8号台上的活动支座。第2段上部结构缩短的影响力计算将在以后进行。

第5跨跨间力将传至5号墩和以右的墩及其支座上去。在5号墩， K_{51} 与 K_{52} 并联，并联后与 \bar{K}_5 串联，其集成刚度为，

$$K_{Y5} = \frac{(K_{51} + K_{52}) \times \bar{K}_5}{(K_{51} + K_{52}) + \bar{K}_5} = \frac{14\,667 \times 2 \times 5\,010}{14\,667 \times 2 + 5\,010}$$

$$= 4\,279 \text{ kN/m}$$

同理，对于6、7号墩，支座与墩顶的集成刚度为，

$$K_{Y6} = \frac{(K_{61} + K_{62}) \times \bar{K}_6}{(K_{61} + K_{62}) + \bar{K}_6} = \frac{14\,667 \times 2 \times 6\,941}{14\,667 \times 2 + 6\,941}$$

$$= 5\,613 \text{ kN/m}$$

$$K_{Y7} = \frac{(K_{71} + K_{72}) \times \bar{K}_7}{(K_{71} + K_{72}) + \bar{K}_7} = \frac{14\,667 \times 2 \times 9\,979}{14\,667 \times 2 + 9\,979}$$

$$= 7\,446 \text{ kN/m}$$

第5跨跨间力 H_{4-5} ，将以 K_{Y5} 、 K_{Y6} 、 K_{Y7} 的刚度分配给 γ_5 、 γ_6 、 γ_7 各假想墩。

$$\Sigma K_Y = K_{Y5} + K_{Y6} + K_{Y7} = 4\,279 + 5\,613 + 7\,446$$

$$= 17\,338 \text{ kN}$$

$$\gamma_5 \text{墩: } H_{Y5} = \frac{K_{Y5}}{\Sigma K_Y} \times H_{4-5} = \frac{4\,279}{17\,338} \times (-137.936)$$

$$= -34.042 \text{ kN}$$

$$\gamma_6 \text{墩: } H_{Y6} = \frac{K_{Y6}}{\Sigma K_Y} \times H_{4-5} = \frac{5\,613}{17\,338} \times (-137.936)$$

$$= -44.655 \text{ kN}$$

$$\gamma_7 \text{墩: } H_{Y7} = \frac{K_{Y7}}{\Sigma K_Y} \times H_{4-5} = \frac{7\,446}{17\,338} \times (-137.936)$$

$$= -59.238 \text{ kN}$$

$\gamma_5, \gamma_6, \gamma_7$ 各假想墩为双排支座与墩顶串联以后的集成刚度墩。由于双排支座与墩顶串联，故双排支座与墩顶所受水平力是一样的(图3-6)，即：

$$5 \text{ 号墩顶: } H_5 = H_{\gamma_5} = -34.042 \text{ kN}(\leftarrow)$$

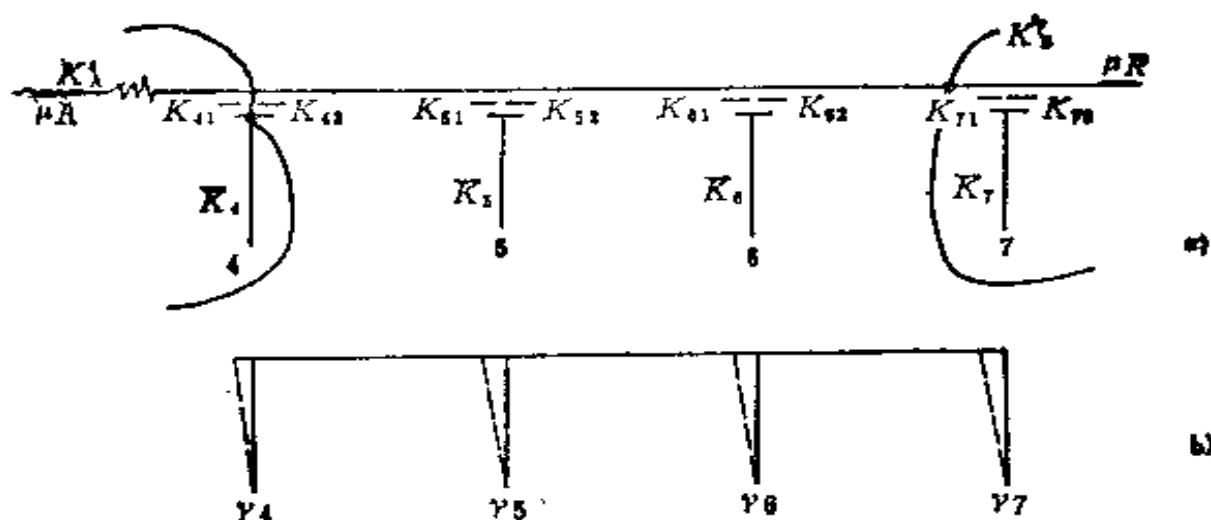


图 3-6

$$\begin{aligned} \text{支座51、52: } H_{51} = H_{52} = H_{\gamma_5}/2 &= -34.042/2 \\ &= -17.021 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

$$6 \text{ 号墩顶: } H_6 = H_{\gamma_6} = -44.655 \text{ kN}(\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座61、62: } H_{61} = H_{62} = H_{\gamma_6}/2 &= -44.655/2 \\ &= -22.328 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

$$7 \text{ 号墩顶: } H_7 = H_{\gamma_7} = -59.238 \text{ kN}(\leftarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座71、72: } H_{71} = H_{72} = H_{\gamma_7}/2 &= -59.238/2 \\ &= -29.619 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

2. 第2段

第2段为4~7号墩，如图3-7。图3-7a) 是从图3-2及图3-3取来的，图3-7b) 是图3-7a) 各刚度集成以后各假想墩的计算图式。第2段计算与第1段类似。4号墩至7号墩上部

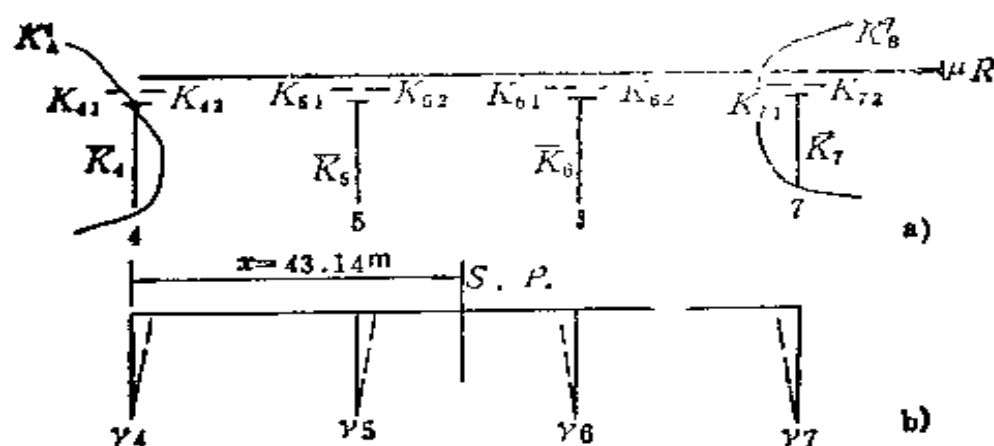


图 3-7

结构收缩，支座及墩顶随之变形，影响力在本段分配又通过支座41传递到第1段，传递过去的影响力，再按第1段的各刚度分配。

$K_{\gamma 4}$: K_A 与 K_{42} 串联，即： $K_{\gamma 4} = K_A K_{42} / (K_A + K_{42}) = 15\,479 \times 21\,389 / (15\,479 + 21\,389) = 89\,80 \text{ kN/m}$

$K_{\gamma 5}$: K_{51} 与 K_{52} 串联，串联后再与 \bar{K}_5 并联，即： $K_{\gamma 5} = (K_{51} + K_{52}) \bar{K}_5 / [(K_{51} + K_{52}) + \bar{K}_5] = (14\,667 + 14\,667) \times 5\,010 / [(14\,667 + 14\,667) + 5\,010] = 4\,279 \text{ kN/m}$

$K_{\gamma 6}$: K_{61} 与 K_{62} 串联，串联后再与 \bar{K}_6 并联，即： $K_{\gamma 6} = (K_{61} + K_{62}) \bar{K}_6 / [(K_{61} + K_{62}) + \bar{K}_6] = (14\,667 + 14\,667) \times 6\,941 / [(14\,667 + 14\,667) + 6\,941] = 5\,613 \text{ kN/m}$

$K_{\gamma 7} = K_B = 7\,446 \text{ kN/m}$

$$x = \frac{c \sum K_i l_i \pm \sum \mu R}{c \sum K_i} = 0.00055$$

$$\times \frac{(8\,980 \times 0 + 4\,279 \times 30 + 5\,613 \times 60 + 7\,446 \times 90)}{0.00055 \times (8\,980 + 4\,279 + 5\,613 + 7\,446)}$$

$$= 43.14 \text{ m}$$

μR 为支座摩阻力，由于两桥台摩阻力相等，相互抵消，

尚未计入。

$$\begin{aligned} \gamma_4 \text{号墩: } H_{\gamma_4} &= K_{\gamma_4} x_c = 8\,980 \times 13.14 \times 0.00055 \\ &= 213.068 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_5 \text{号墩: } H_{\gamma_5} &= K_{\gamma_5} \times (x - 30) \times 0.00055 = 4\,279 \times \\ &(43.14 - 30) \times 0.00055 = 30.924 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_6 \text{号墩: } H_{\gamma_6} &= K_{\gamma_6} \times (x - 60) \times 0.00055 = 5\,613 \times \\ &(43.14 - 60) \times 0.00055 = -52.049 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_7 \text{号墩: } H_{\gamma_7} &= K_{\gamma_7} \times (x - 90) \times 0.00055 = 7\,446 \times (43.14 \\ &- 90) \times 0.00055 = -191.906 \text{ kN}(\leftarrow) \end{aligned}$$

在4号墩上有伸缩缝， K_{γ_4} 是由 K_{42} 与 K_A^4 串联集成的，所以 K_{42} 及 K_A^4 的水平力相等，且均为 H_{γ_4} （ H_{γ_4} 计算见下述）。由于 K_A^4 是个集成的假想墩的刚度，其中包括4号墩在内，所以，4号墩的水平力，要从 K_A^4 内分配得出。根据以上说明，计算如下。

$$\begin{aligned} 4 \text{号墩: } H_4 &= H_{\gamma_4} \times \frac{\overline{K}_4}{K_A^4} = 213.068 \times \frac{5\,010}{15\,479} \\ &= 68.963 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\text{支座42: } H_{42} = H_{\gamma_4} = 213.068 \text{ kN}(\rightarrow)$$

K_A^4 的另一部分水平力将传给支座41，再由支座41通过第4跨梁传至3、2、1号墩。第4跨跨间力为 $H_{4-4} = H_{\gamma_4} - H_4 = 213.068 - 68.963 = 144.105 \text{ kN}$ （对3号墩而言，其方向向右，见图3-8）。

支座41的水平力，由于第4跨跨间力为拉力（图3-8），故支座41水平力为左向，因此其值为第3跨间跨力前冠以负号，即 $H_{41} = -H_{4-4} = -144.105 \text{ kN}(\rightarrow)$

现在将5、6、7号墩及1、2、3号墩的墩顶及其上支座的水平力，用本例“四、1”类似的方法，计算如下。

$$5 \text{号墩: } H_5 = H_{\gamma_5} = 30.924 \text{ kN}(\rightarrow)$$

支座51、52: $H_{51} = H_{52} = 30.924/2 = 15.462\text{kN}(\rightarrow)$

6号墩: $H_6 = H_{y6} = -52.049\text{kN}(\leftarrow)$

支座61、62: $H_{61} = H_{62} = -52.049/2 = -26.024\text{kN}(\leftarrow)$

7号墩: $H_7 = H_{y7} = -191.906\text{kN}(\leftarrow)$

支座71、72: $H_{71} = H_{72} = -191.906/2$
 $= -95.953\text{kN}(\leftarrow)$

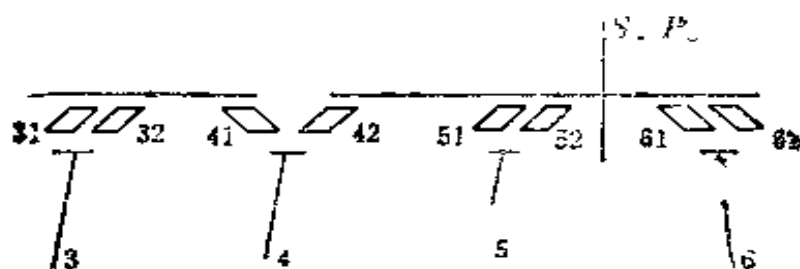


图 3-8

自本例“四、1”， γ_1 、 γ_2 、 γ_3 假想墩的集成刚度分别为：
 $K_{y1} = 7\,416\text{kN/m}$ ， $K_{y2} = 7\,416\text{kN/m}$ ， $K_{y3} = 5\,613\text{kN/m}$ 。

$$\begin{aligned}\sum K_y &= K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} = 7\,416 + 7\,416 + 5\,613 \\ &= 20\,505\text{kN/m}.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_1\text{墩: } H_{y1} &= \frac{K_{y1}}{\sum K_y} \times H_{1-4} = \frac{7\,416}{20\,505} \times 144.105 \\ &= 52.329\text{kN}(\rightarrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_2\text{墩: } H_{y2} &= \frac{K_{y2}}{\sum K_y} \times H_{1-4} = \frac{7\,416}{20\,505} \times 144.105 \\ &= 52.329\text{kN}(\rightarrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_3\text{墩: } H_{y3} &= -\frac{K_{y3}}{\sum K_y} \times H_{1-4} = -\frac{5\,613}{20\,505} \times 144.105 \\ &= -39.447\text{kN}(\rightarrow)\end{aligned}$$

γ_1 、 γ_2 、 γ_3 墩，为双排支座与墩顶刚度串联以后的刚度集成墩。由于双排支座与墩顶串联，故双排支座与墩顶所受

水平力是一样的 (图3-9), 即:

$$1 \text{ 号墩顶: } H_1 = H_{y1} = 52.329 \text{ kN}(\rightarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座11、12: } H_{11} = H_{12} = H_{y1}/2 &= 52.329/2 \\ &= 26.165 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$2 \text{ 号墩顶: } H_2 = H_{y2} = 52.329 \text{ kN}(\rightarrow)$$

$$\begin{aligned} \text{支座21、22: } H_{21} = H_{22} = H_{y2}/2 &= 52.329/2 \\ &= 26.165 \text{ kN}(\rightarrow) \end{aligned}$$

$$3 \text{ 号墩顶: } H_3 = H_{y3} = 39.447 \text{ kN}(\rightarrow)$$

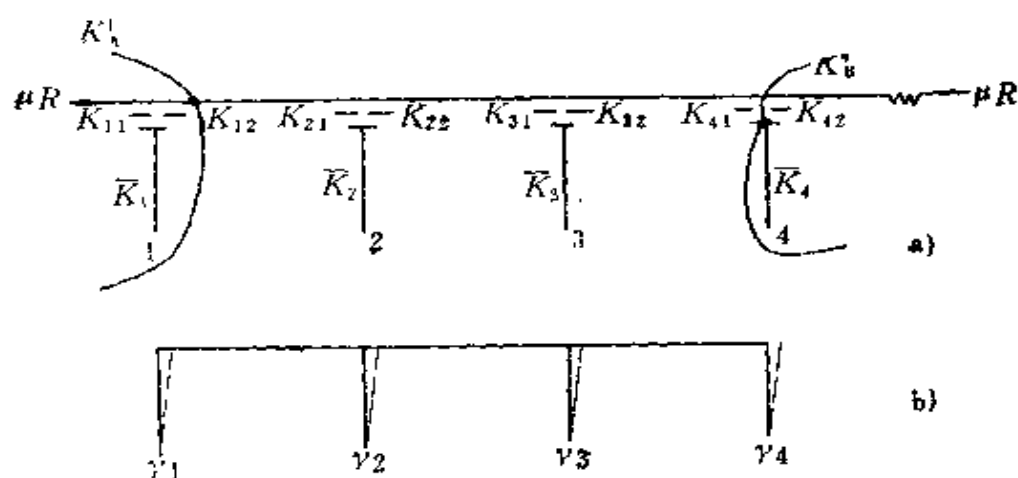


图 3-9

第 1 段 混凝土收缩、徐变及温度下降影响力表 表3-2

墩号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)
1	188.179(→)	11	94.090(→)	42	137.936(→)
2	65.320(→)	12	94.090(→)	51	-17.021(←)
3	-43.374(←)	21	32.660(→)	52	-17.021(←)
4	-72.165(←)	22	32.660(→)	61	-22.328(←)
5	-34.042(←)	31	-21.687(←)	62	-22.328(←)
6	-44.635(←)	32	-21.687(←)	71	-29.619(←)
7	-59.238(←)	41	-210.101(←)	72	-29.619(←)

支座31、32: $H_{31} = H_{32} = 39.447/2 = 19.724\text{kN}(\rightarrow)$

第1、2段混凝土收缩、徐变及温度下降影响力详见表3-2、3-3、3-4。

第2段 混凝土收缩、徐变及温度下降影响力表 表3-3

墩号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)
1	52.320(\rightarrow)	11	26.165(\rightarrow)	42	213.068(\leftarrow)
2	52.329(\rightarrow)	12	26.165(\rightarrow)	51	15.462(\leftarrow)
3	39.447(\rightarrow)	21	26.165(\rightarrow)	52	15.462(\rightarrow)
4	68.963(\leftarrow)	22	26.165(\rightarrow)	61	-26.024(\leftarrow)
5	30.924(\leftarrow)	31	19.724(\leftarrow)	62	-26.024(\leftarrow)
6	-52.049(\leftarrow)	32	19.724(\rightarrow)	71	-95.953(\leftarrow)
7	-191.906(\leftarrow)	41	-144.105(\leftarrow)	72	-95.953(\leftarrow)

全桥(第1、2段)

混凝土收缩、徐变及温度下降影响力

表3-4

墩号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)	支座号	水平力(kN)
1	249.508(\rightarrow)	11	120.255(\rightarrow)	42	351.004(\rightarrow)
2	117.649(\rightarrow)	12	120.255(\rightarrow)	51	-1.559(\leftarrow)
3	-3.927(\leftarrow)	21	58.825(\leftarrow)	52	-1.559(\leftarrow)
4	-3.232(\leftarrow)	22	58.825(\leftarrow)	61	-48.352(\leftarrow)
5	-3.118(\leftarrow)	31	-1.463(\rightarrow)	62	-48.352(\rightarrow)
6	-96.794(\rightarrow)	32	-1.463(\rightarrow)	71	-125.572(\rightarrow)
7	-251.144(\leftarrow)	41	-354.206(\leftarrow)	72	-125.572(\leftarrow)

注: 本表数值系表3-2及表3-3的代数和。

从表3-4的水平力方向可以看出, 由于混凝土收缩、徐变及温度下降, 上部结构变形零点(S.P.)在2号墩与3号墩之间。

五、温度上升影响力的分配

温度上升使上部结构伸长,在两个桥台上及4号墩上的伸缩缝合拢。温度上升为 20°C 的效应,相当于温度下降 55°C 的影响力。所以,温度上升并不控制截面强度的验算。但是,在选择伸缩缝型号时仍需进行温度上升影响力计算。温升膨胀系数为 $c = 0.00001 \times 20 = 0.0002$ 。

温度上升影响力的分配计算,与本例“四”内混凝土收缩、徐变及温度下降影响力分配的方法基本一致,不同的是水平力方向相反。所以,温度上升影响力的分配可以利用表3-4内的数据,以该表数据乘以 $20/55 = 0.3636$,并取相反的方向,即乘以 -0.3636 即可。

温度上升影响力的分配见表3-5。

六、制动力的分配

按规范JTJ021—89第2.3.9条,汽车制动力为一列汽车总重力的10%,但不小于一辆重车的30%。本桥桥跨共长

全桥(第1、2段) 温度上升影响力 表3-5

墩号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)
1	-87.449(←)	11	-43.724(←)	42	-127.625(←)
2	-42.777(←)	12	-43.724(←)	51	0.567(→)
3	1.428(→)	21	-21.389(←)	52	0.567(→)
4	1.164(→)	22	-21.339(←)	61	17.581(→)
5	1.134(→)	31	0.714(→)	62	17.581(→)
6	35.162(→)	32	0.714(→)	71	45.658(→)
7	91.316(→)	41	128.739(→)	72	45.658(→)

注: 本表数值为表3-4内相应数值乘以 (-0.3636) 。

[illegible]

1. 第1段

$$\Sigma K_{\gamma} = K_{\gamma 1} + K_{\gamma 2} + K_{\gamma 3} + K_{\gamma 4} = 7\,446 + 7\,446 + 5\,613$$

$$672 = 29\,177 \text{ kN/m.}$$
$$H_{Y1} = 175 \times K_{Y1} / \Sigma K_Y = 175 \times 7\,446 / 29\,177 = 44.660 \text{ kN}$$

$$H_{r2} = 175 \times K_{r2} / \Sigma K_r = 175 \times 7\,446 / 29\,177 = 44\,660 \text{ kN}$$

$$H_{Y_1} = 175 \times K_{Y_1} / \sum K_Y = 175 \times 5613 / 29177 = 33.666 \text{ kN}$$

$$H_{Y4} = 175 \times K_{Y4} / \sum K_Y = 175 \times 8672 / 29177 = 52.014 \text{ kN}$$

γ_1 、 γ_2 、 γ_3 假想墩刚度系两排支座与墩顶刚度串联,所

以, 两排支座所受水平力及墩顶所受水平力均分别为 H_{y1} 、 H_{y2} 、 H_{y3} , 即:

1号墩: $H_1 = H_{y1} = 44.660 \text{ kN}$

支座11、12:

$$H_{11} = H_{12} = H_{y1}/2 = 44.660/2 = 22.330 \text{ kN}$$

2号墩: $H_2 = H_{y2} = 44.660 \text{ kN} (\rightarrow)$

支座21、22:

$$H_{21} = H_{22} = H_{y2}/2 = 44.660/2 = 22.330 \text{ kN} (\rightarrow)$$

3号墩: $H_3 = H_{y3} = 33.666 \text{ kN} (\rightarrow)$

支座31、32: $H_{31} = H_{32} = 33.666/2 = 16.833 \text{ kN} (\rightarrow)$

74假想墩的刚度系由 K_{41} 与 K_B^4 串联(见图3-11), 故支

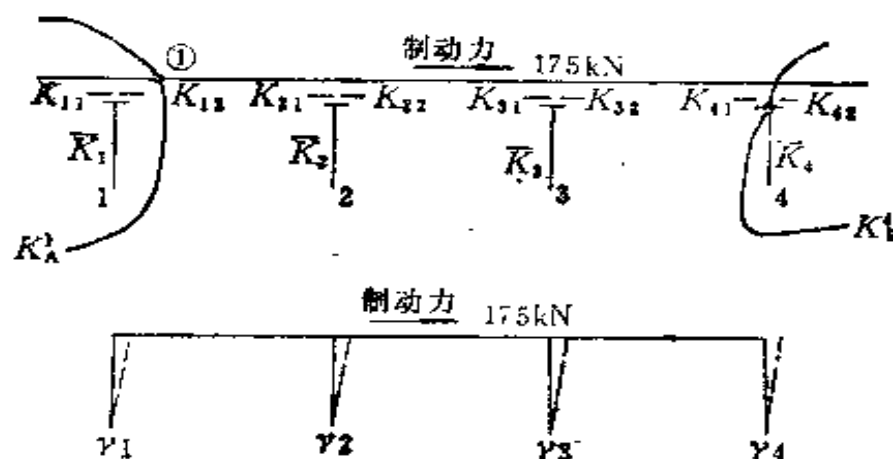


图 3-11

座41与 K_B^4 假想墩的水平力均为 H_{y4} 。4号墩的水平力要从 K_B^4 假想墩的水平力中分配得到。根据上述, 各水平力计算如下(图3-12)。

支座41: $H_{41} = H_{y4} = 52.014 \text{ kN} (\rightarrow)$

$$\begin{aligned} \text{4号墩: } H_4 &= H_{y4} \frac{\overline{K_4}}{\overline{K_B^4}} = 52.014 \times \frac{5010}{14586} \\ &= 17.866 \text{ kN} (\rightarrow) \end{aligned}$$

K_B^4 假想墩另一部分水平力将通过支座42传至第5跨, 第5跨跨力为:

$$H_{4-5} = H_{y4} - H_4 = 52.014 - 17.866 = 34.148 \text{ kN}$$

对5号墩而言, H_{4-5} 为右向(正值)。

支座42水平力方向与 H_{4-5} 相反, 但其数值相同, 故支座

42水平力为 H_{42} ,前冠以负号,即,

$$H_{42} = -H_{4\sim 5} = -34.148 \text{ kN} (\leftarrow)$$

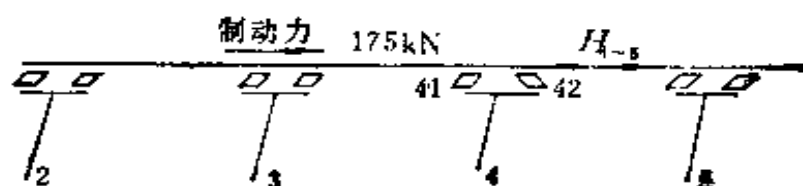


图 8-12

H_{42} 除支座42承受外, 还通过第5跨梁向右传递。第5跨跨间力为压力, 这个跨间力将按刚度分配给 γ_5 、 γ_6 、 γ_7 各假想墩, 然后由假想墩各自分配给5、6、7号墩及其上的支座。

$$\begin{aligned} \Sigma K_{\gamma} &= K_{\gamma_5} + K_{\gamma_6} + K_{\gamma_7} = 4\,279 + 5\,613 + 7\,446 \\ &= 17\,338 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

K_{γ_5} 、 K_{γ_6} 、 K_{γ_7} 见本例“四、2”。

$$\begin{aligned} H_{\gamma_5} &= H_{4\sim 5} \times K_{\gamma_5} / \Sigma K_{\gamma} = 34.148 \times 4\,279 / 17\,338 \\ &= 8.428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{\gamma_6} &= H_{4\sim 5} \times K_{\gamma_6} / \Sigma K_{\gamma} = 34.148 \times 5\,613 / 17\,338 \\ &= 11.055 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{\gamma_7} &= H_{4\sim 5} \times K_{\gamma_7} / \Sigma K_{\gamma} = 34.148 \times 7\,446 / 17\,338 \\ &= 14.665 \text{ kN} \end{aligned}$$

γ_5 、 γ_6 、 γ_7 假想墩刚度系两排支座与墩顶刚度串联, 所以两排支座所受水平力及墩顶所受水平力均分别为 H_{γ_5} 、 H_{γ_6} 、 H_{γ_7} , 即:

$$5\text{号墩: } H_5 = H_{\gamma_5} = 8.428 \text{ kN}$$

$$\text{支座51、52: } H_{51} = H_{52} = H_{\gamma_5} / 2 = 8.428 / 2 = 4.214 \text{ kN}$$

$$6\text{号墩: } H_6 = H_{\gamma_6} = 11.055 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{支座61、62: } H_{61} &= H_{62} = H_{\gamma_6} / 2 = 11.055 / 2 \\ &= 5.528 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$7\text{号墩: } H_7 = H_{\gamma_7} = 14.665 \text{ kN}$$

支座71、72: $H_{71} = H_{72} = H_{77}/2 = 14.665/2 = 7.333 \text{ kN}$

2. 第2段

第2段制动力为120kN, 由第2段各假想墩 γ_4 、 γ_5 、 γ_6 、 γ_7 按刚度分配, 再分配给各桥墩及其上的支座, 并向第1段传递。桥台上由于设活动支座, 不考虑其承受制动力。自本例“四、2”, 各假想墩的总刚度为:

$$\begin{aligned}\Sigma K_{\gamma} &= K_{\gamma_4} + K_{\gamma_5} + K_{\gamma_6} + K_{\gamma_7} \\ &= 8980 + 4279 + 5613 + 7446 = 26318 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

各假想墩分配的制动力为:

$$H_{\gamma_4} = 120 \times K_{\gamma_4} / \Sigma K_{\gamma} = 120 \times 8980 / 26318 = 40.945 \text{ kN}$$

$$H_{\gamma_5} = 120 \times K_{\gamma_5} / \Sigma K_{\gamma} = 120 \times 4279 / 26318 = 19.511 \text{ kN}$$

$$H_{\gamma_6} = 120 \times K_{\gamma_6} / \Sigma K_{\gamma} = 120 \times 5613 / 26318 = 25.593 \text{ kN}$$

$$H_{\gamma_7} = 120 \times K_{\gamma_7} / \Sigma K_{\gamma} = 120 \times 7446 / 26318 = 33.951 \text{ kN}$$

γ_4 假想墩的刚度系由 K_{42} 与 K_A^4 串联 (图3-13), 故支座42与 K_A^4 假想墩的水平力均为 H_{γ_4} 。4号墩的水平力则从 K_A^4 假想墩的水平力中分配得到。

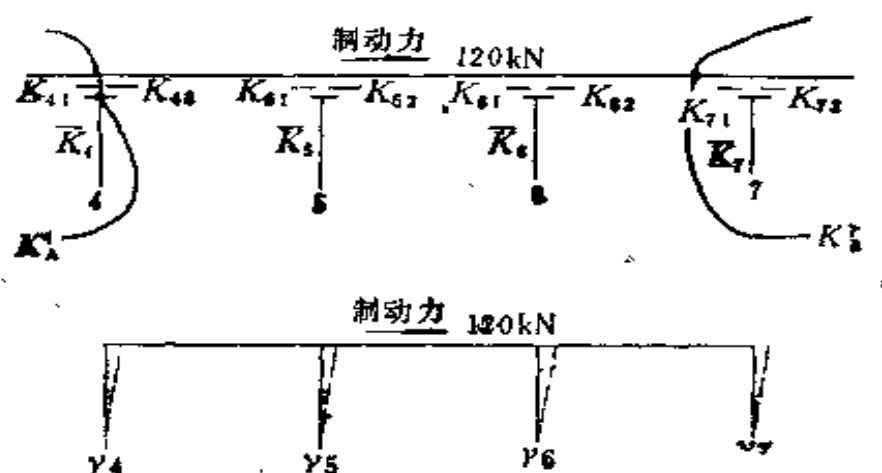


图 3-13

$$\text{4号墩: } H_4 = H_{\gamma_4} \frac{\overline{K}_A^4}{\overline{K}_A^4} = 40.945 \times \frac{5010}{15479}$$

$$= 13.252 \text{ kN } (\rightarrow)$$

支座42: $H_{42} = H_{y4} = 40.945 \text{ kN } (\rightarrow)$

K₄假想墩另一部分水平力将通过支座41传至第4跨梁, 第4跨跨间力为:

$$H_{3\sim4} = H_{y4} - H_4 = 40.945 - 13.352 = 27.693 \text{ kN}$$

对3号墩而言, $H_{3\sim4}$ 为右向(正值)。

支座41水平力方向与 $H_{3\sim4}$ 相反, 但其数值相同, 故支座41水平力为 H_{41} 前冠以负号, 即:

$$H_{41} = -H_{3\sim4} = -27.691 \text{ kN } (\leftarrow)$$

$\gamma_5, \gamma_6, \gamma_7$ 假想墩刚度系两排支座与墩顶刚度串联, 所以两排支座所受水平力及墩顶所受水平力均分别为 H_{y5}, H_{y6}, H_{y7} 。

5号墩: $H_5 = H_{y5} = 19.511 \text{ kN } (\rightarrow)$

支座51、52: $H_{51} = H_{52} = H_{y5}/2 = 19.511/2$
 $= 9.756 \text{ kN } (\rightarrow)$

6号墩: $H_6 = H_{y6} = 25.593 \text{ kN } (\rightarrow)$

支座61、62: $H_{61} = H_{62} = H_{y6}/2 = 25.593/2$
 $= 12.797 \text{ kN } (\rightarrow)$

7号墩: $H_7 = H_{y7} = 33.951 \text{ kN } (\rightarrow)$

支座71、72: $H_{71} = H_{72} = H_{y7}/2 = 33.951/2$
 $= 16.976 \text{ kN } (\rightarrow)$

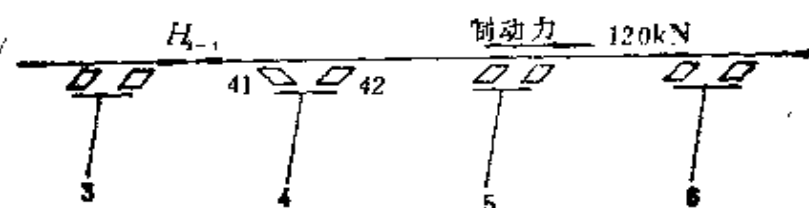


图 3-14

H_{41} 除支座41承受外, 还通过第4跨梁向左传递(图3-14)。第4跨跨间力为拉力。这个跨间力按刚度分配给 γ_1, γ_2 、

γ3号各假想墩，然后由各假想墩各自分配给1、2、3号墩及其上的支座。

$$\Sigma K_{\gamma} = K_{\gamma 1} + K_{\gamma 2} + K_{\gamma 3} = 7\,446 + 7\,446 + 5\,613 = 20\,505 \text{ kN/m}$$

$K_{\gamma 1}$ 、 $K_{\gamma 2}$ 、 $K_{\gamma 3}$ 见本例“四、1”。

$$H_{\gamma 1} = H_{3-4} \times K_{\gamma 1} / \Sigma K_{\gamma} = 27.693 \times 7\,446 / 20\,505 \\ = 10.056 \text{ kN}$$

$$H_{\gamma 2} = H_{3-4} \times K_{\gamma 2} / \Sigma K_{\gamma} = 27.693 \times 7\,446 / 20\,505 \\ = 10.056 \text{ kN}$$

$$H_{\gamma 3} = H_{3-4} \times K_{\gamma 3} / \Sigma K_{\gamma} = 27.693 \times 5\,613 / 20\,505 \\ = 7.581 \text{ kN}$$

γ1、γ2、γ3假想墩刚度系两排支座与墩顶刚度串联，所以两排支座所受水平力及墩顶所受水平力均分别为 $H_{\gamma 1}$ 、 $H_{\gamma 2}$ 、 $H_{\gamma 3}$ 。

$$1\text{号墩: } H_1 = H_{\gamma 1} = 10.055 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

$$\text{支座11、12: } H_{11} = H_{12} = H_{\gamma 1} / 2 = 10.055 / 2 \\ = 5.028 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

$$2\text{号墩: } H_2 = H_{\gamma 2} = 10.055 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

$$\text{支座21、22: } H_{21} = H_{22} = H_{\gamma 2} / 2 = 10.055 / 2 \\ = 5.028 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

$$3\text{号墩: } H_3 = H_{\gamma 3} = 7.580 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

$$\text{支座31、32: } H_{31} = H_{32} = H_{\gamma 3} / 2 = 7.580 / 2 \\ = 3.790 \text{ kN (} \rightarrow \text{)}$$

3. 制动力引起的墩顶水平力及支座水平力汇总

图3-10所示的汽车—超20级荷载布置，其行车方向可自右至左也可自左至右，故汇总水平力时，两个方向均予列入，见表3-6及其注。在表3-6内，支座41及42的水平力，由于第1段制动力与第2段制动力在同一方向下符号不同，两

制动力引起的墩顶及支座水平力

表3-8

墩号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)	
1	第1段	±44.660	11	第1段	±22.330	42	第1段	±34.119
	第2段	±10.055		第2段	±5.028		第2段	±40.945
	合计	±54.716		合计	±27.358		合计	±40.945
2	第1段	±44.660	12	第1段	±22.330	51	第1段	±4.214
	第2段	±10.056		第2段	±5.028		第2段	±9.756
	合计	±54.716		合计	±27.358		合计	±13.970
3	第1段	±33.666	21	第1段	±22.330	52	第1段	±4.214
	第2段	±7.581		第2段	±5.028		第2段	±9.756
	合计	±41.247		合计	±27.358		合计	±13.970
4	第1段	±17.866	22	第1段	±22.330	61	第1段	±5.528
	第2段	±13.252		第2段	±5.028		第2段	±12.797
	合计	±31.118		合计	±27.358		合计	±18.325
5	第1段	±8.428	31	第1段	±16.833	62	第1段	±5.528
	第2段	±19.511		第2段	±3.791		第2段	±12.797
	合计	±27.939		合计	±20.624		合计	±18.325
6	第1段	±11.055	32	第1段	±16.833	71	第1段	±7.333
	第2段	±25.593		第2段	±3.791		第2段	±16.976
	合计	±36.648		合计	±20.624		合计	±24.309
7	第1段	±14.665	41	第1段	±52.014	72	第1段	±7.333
	第2段	±33.951		第2段	±27.691		第2段	±16.976
	合计	±48.616		合计	±52.014		合计	±24.309

注：表内数值前正负号，上面正号适用于制动力自左向右，下面负号适用于自右向左。支座41、42取两段中较大者。

段制动力产生的水平力的代数和，其数值反而较某一段产生者为小，故合计项内取两段中绝对值较大的一个水平力，即取一段有制动力，另一段无制动力的情况。

本例计算中，第一段布置1750 kN的汽车—20级轴重，第2段布置1200 kN汽车—20级轴重（图3-10）。⁽⁴⁾如汽车易段布置，则计算结果将有不同，读者可以用同样方法进行计算。一般情况下，同一座桥桥墩墩身及其基础的配筋，同一直径、近似墩高的桥墩仅采用一种或两种配筋形式（与桥墩离变形零点S.P.的距离有关），因此，制动力宜采用同一配筋的墩柱中，其所受制动力较大者。

七、墩顶及支座水平力汇总表

1. 混凝土收缩、徐变、温降影响力，制动力

混凝土收缩、徐变、温降影响力、制动力引起的墩顶及支座水平力汇总表

表3-7

墩号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)	
1	收缩	240.508	11	收缩	120.255	41	收缩	351.004
	制动力	54.716		制动力	27.358		制动力	40.945
	合计	295.224		合计	147.613		合计	391.949
2	收缩	117.649	12	收缩	120.255	51	收缩	-1.559
	制动力	54.716		制动力	27.358		制动力	-13.970
	合计	172.365		合计	147.613		合计	-15.529
3	收缩	-3.927	21	收缩	58.825	52	收缩	-1.559
	制动力	-41.247		制动力	27.358		制动力	-13.970
	合计	-45.174		合计	86.183		合计	-15.529
	收缩	-3.202		收缩	58.825		收缩	-48.352

续上表

墩号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)
4	制动力 -81.118	22	制动力 27.358	61	制动力 -18.325
	合计 -34.320		合计 86.183		合计 -66.677
5	收缩 -3.118	31	收缩 -1.963	62	收缩 -48.352
	制动力 -27.939		制动力 -20.624		制动力 -18.325
	合计 -31.057		合计 -22.587		合计 -67.677
6	收缩 -96.704	32	收缩 -1.963	71	收缩 -125.572
	制动力 -86.648		制动力 -20.624		制动力 -24.309
	合计 -133.352		合计 -22.587		合计 -149.881
7	收缩 -251.144	41	收缩 -354.206	72	收缩 -125.572
	制动力 -48.616		制动力 -52.014		制动力 -24.309
	合计 -299.760		合计 -406.220		合计 -149.881

注：本表数值取自表3-4及表3-6，其中表3-6内取与表3-4的同符号值。正号表示水平力向右，负号向左。表内“收缩”项内包括温降、收缩、徐变。

2. 温度上升影响力、制动力

温度上升影响力、制动力引起的墩顶及支座水平力汇总表 表3-8

墩号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)	支座号	水平力 (kN)
1	温升 -87.449	11	温升 -43.724	42	温升 -127.625
	制动力 -54.716		制动力 -27.358		制动力 -40.945
	合计 -142.165		合计 -70.082		合计 -168.570
2	温升 -42.777	12	温升 -43.724	61	温升 0.567
	制动力 -54.716		制动力 -27.358		制动力 13.070
	合计 -97.493		合计 -71.082		合计 13.637

续上表

墩号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)		支座号	水平力 (kN)	
3	温升	1.428	21	温升	-21.389	52	温升	0.567
	制动力	41.247		制动力	-27.358		制动力	13.970
	合计	42.675		合计	-48.747		合计	14.537
4	温升	1.164	22	温升	-21.389	61	温升	17.581
	制动力	31.118		制动力	-27.358		制动力	18.325
	合计	32.282		合计	-48.747		合计	35.906
5	温升	1.134	31	温升	0.714	62	温升	17.581
	制动力	27.939		制动力	20.624		制动力	18.725
	合计	29.073		合计	21.338		合计	36.306
6	温升	55.162	32	温升	0.714	71	温升	45.658
	制动力	36.648		制动力	20.624		制动力	24.309
	合计	71.810		合计	21.338		合计	69.967
7	温升	91.316	41	温升	128.789	72	温升	45.658
	制动力	48.616		制动力	52.014		制动力	24.309
	合计	139.932		合计	180.803		合计	69.967

注：本表数值取自表3-5及表3-6，其中表3-6取与表3-5的同符号值。正号表示水平力向右，负号向左。

八、支座剪切变形验算

自表3-7，支座41水平力为-406.220 kN，支座规格为350mm×500mm×57mm，其剪切变形后的正切值为：

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{T}{AGn} = \frac{406.220 \times 1000}{350 \times 500 \times 1.1 \times 5} = 0.422 < 0.7 \quad (\text{可})$$

式中 T ——剪切力，支座41的水平力；

A ——支座平面面积，为 $350\text{mm} \times 500\text{mm}$ ；

G ——橡胶支座剪切模量，按规范JTJ023—85第3.5.5条，为 $1.1\text{MPa} = 1.1\text{N/mm}^2$ ；

n ——全桥墩宽支座个数， $n = 5$ 。

支座71水平力为 149.881kN ，支座规格为 $300\text{mm} \times 400\text{mm} \times 57\text{mm}$ ，其剪切变形后的正切值为：

$$\text{tg}\varphi = \frac{T}{AGn} = \frac{149.881 \times 1\,000}{300 \times 400 \times 1.1 \times 5} = 0.227 < 0.7 \text{ (可)}$$

式中符号意义同前。

本例采用的两种支座规格，在最大剪切力作用下，剪切变形后的正切值均在规范 JTJ023—85第3.5.5条允许值 $0.5 \sim 0.7$ 以内（一般取 0.7 ）。

九、伸缩缝的选择

本例有两种伸缩缝，一种为桥台伸缩缝，一种为4号墩伸缩缝。

1. 桥台伸缩缝

(1) 0号台

自表3-7，混凝土收缩、徐变、温降影响力和制动力所引起的1号墩或其上两排支座的水平力均为 295.224kN 。自表3-8，温升影响力及制动力所引起的1号墩或其上两排支座的水平力均为 142.165kN 。

1号墩与墩上两排支座的集成刚度（表3-1）为：

$$\begin{aligned} K_1 &= \frac{(K_{11} + K_{12}) \times \bar{K}_1}{(K_{11} + K_{12}) + \bar{K}_1} = \frac{(14\,667 + 14\,667) \times 9\,979}{(14\,667 + 14\,667) + 9\,979} \\ &= 7\,446 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

混凝土收缩、徐变、温降影响力和制动力引起的伸缩缝拉开为：

$$\Delta_1 = 295.223 / 7446 = 0.040\text{m} = 40\text{mm}$$

温升影响力及制动力引起的伸缩缝合拢为:

$$\Delta'_1 = 142.164 / 7446 = 0.019\text{m} = 19\text{mm}$$

混凝土收缩、徐变、温降影响力引起的第1跨上部结构缩短,使伸缩缝拉开为:

$$\Delta_2 = lc = 30 \times 0.00055 = 0.0165\text{m} = 17\text{mm}$$

(l 为第1跨跨长, c 为收缩系数,见本例“三”)

温升影响力引起的第1跨上部结构伸长,使伸缩缝合拢为:

$$\Delta'_2 = lc = 30 \times 0.0002 = 0.006\text{m} = 6\text{mm}$$

(l 为第1跨长, c 为膨胀系数,见本节“四”)

伸缩缝拉开及合拢的合计值为:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta'_1 + \Delta_2 + \Delta'_2 = 40 + 19 + 17 + 6 = 82\text{mm}$$

拟采用常熟橡胶厂BF—80型伸缩缝(BF—80较要求的计算值仅小2.5%,如采用高一档BF—120则过大)。

BF—80型的意义是:在一个中间宽度 $B_s = \frac{1}{2}(B_{\min} + B_{\max})$ 的情况下,橡胶块允许拉伸或压缩各 $80/2 = 40\text{mm}$ 。 B_{\min} 及 B_{\max} 为伸缩缝橡胶块允许最小压缩宽度及允许最大伸展宽度,在橡胶厂提供的技术说明书内均有注明。

伸缩缝计算拉开量 $\Delta_1 + \Delta_2 = 40 + 17 = 57\text{mm} >$ 允许拉开量 40mm

伸缩缝计算合拢量 $\Delta'_1 + \Delta'_2 = 19 + 6 = 25\text{mm} <$ 允许合拢量 40mm

由于计算拉开量大于允许拉开量,而计算合拢量小于允许合拢量。所以,在安装伸缩缝时,要进行预调。即进行预压,以补偿拉开量之不足。

最小预压量为: $57 - 40 = 17\text{mm}$

允许预压量为: $40 - 25 = 15\text{mm}$

(以上两者均以 B_s 作为计算标准, 以确定安装宽度)

两者相差 2mm , 这是由于选择型号BF—80, 较计算需要的 82mm 少 2mm 。现取用预压量 16mm 。

按常熟橡胶厂《桥梁橡胶伸缩缝 安装图》, BF—80型的 $B_{\min} = 360\text{mm}$, $B_{\max} = 440\text{mm}$, 可以得出 $B_s = \frac{1}{2}(B_{\min} +$

$B_{\max}) = \frac{1}{2}(360 + 440) = 400\text{mm}$ 。上述预压系从 400mm 开

始, 即安装时橡胶块宽度应为: $400 - 16 = 384\text{mm}$ 。

以上计算均以本例“一、6”内所述的伸缩缝、简支梁的安装温度、桥面连续的施工温度, 在 $15^\circ \sim 25^\circ\text{C}$ 之间为准。

(2) 8号台

自表3-7, 混凝土收缩、徐变、温降影响力和制动力所引起的7号墩上两排支座水平力为 299.760kN 。自表3-8, 温升影响力及制动力所引起的7号墩上两排支座水平力为 139.932kN 。

7号墩与墩上两排支座的集成刚度为:

$$K_7 = \frac{(K_{71} + K_{72}) \times \bar{K}_7}{(K_{71} + K_{72}) + \bar{K}_7} = \frac{(14\,667 + 14\,667) \times 9\,979}{(14\,667 + 14\,667) + 9\,979} \\ = 7\,446 \text{ kN/m}$$

混凝土收缩、徐变、温降影响力和制动力引起的伸缩缝拉开为:

$$\Delta_1 = 299.760 / 7446 = 0.04\text{m} = 40\text{mm}$$

温升影响力引起的伸缩缝合拢为:

$$\Delta_2 = 139.932 / 7446 = 0.019\text{m} = 19\text{mm}$$

混凝土收缩、徐变、温降影响力引起的第8跨上部结构缩短, 使伸缩缝拉开为:

$$\Delta_2 = l\epsilon = 30 \times 0.00055 = 0.0165\text{m} = 17\text{mm}$$

温升影响力引起的第8跨上部结构伸长,使伸缩缝合拢为,

$$\Delta_2 = l\epsilon = 30 \times 0.0002 = 0.006\text{m} = 6\text{mm}$$

伸缩缝拉开及合拢的合计值为:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_1' + \Delta_2 + \Delta_2' = 40 + 19 + 17 + 6 = 82\text{mm}$$

拟采用常熟橡胶厂BF-80型伸缩缝。

其他计算同0号台,可仿照套用。

2. 桥墩伸缩缝

自表3-7,混凝土收缩、徐变、温降影响力和制动力所引起的支座41水平力为 -406.220kN (向左),支座42水平力为 391.949kN (向右)。自表3-8,温升影响力及制动力引起的支座41水平力为 180.803kN (向右),支座42为 -168.570kN (向左)。自表3-1,支座41、42的刚度为 21389kN/m 。计算伸缩缝拉开与合拢值时,取用上述各相应的绝对值之和。

伸缩缝拉开为: $(406.220 + 391.949)/21389 = 0.0373\text{m} = 37\text{mm}$

伸缩缝合拢为: $(180.803 + 168.570)/21389 = 0.0163\text{m} = 16\text{mm}$

伸缩缝拉开及合拢的合计值为:

$$\Delta = 37 + 16 = 53\text{mm}$$

采用常熟橡胶厂BF-60型伸缩缝。BF-60型 $B_{\max} = 345\text{mm}$, $B_{\min} = 285\text{mm}$, $B_s = \frac{1}{2} \times (B_{\min} + B_{\max}) = \frac{1}{2} \times (285 + 345) = 315\text{mm}$ 。

伸缩缝计算拉开量 $37\text{mm} > \text{允许拉开量 } 60/2 = 30\text{mm}$

伸缩缝计算合拢量 $16\text{mm} < \text{允许合拢量 } 60/2 = 30\text{mm}$

由于计算拉开量大于允许拉开量，而计算合拢量小于允许合拢量。所以，在安装伸缩缝时，要进行预调，即进行预压，以补偿拉开量的不足。

最小预压量为： $37 - 30 = 7\text{mm}$

允许预压量为： $30 - 16 = 14\text{mm}$

最小预压量为 7mm ，而允许最大预压量可达 14mm ，说明伸缩选型较为宽裕，现采用预压量为 11mm 。伸缩缝安装宽度采用 $B_s - 11\text{mm} = 315 - 11 = 304\text{mm}$ 。

第四部分 附 录

附录I ρ_2, ρ_3, ρ_4 计算系数表

(原载《基础工程》附表4-17~4-19)

多排桩计算 ρ_2 系数 α_0						附表1-1
$\bar{h} = \alpha h$	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	2.4
$\bar{t}_0 = \alpha t_0$						
0.0	1.06423	1.03117	0.97283	0.94805	0.92722	0.91376
0.2	0.98555	0.86036	0.81068	0.78723	0.76549	0.74579
0.4	0.73619	0.71741	0.67595	0.65468	0.63352	0.61522
0.6	0.61377	0.59933	0.56511	0.54631	0.52863	0.50831
0.8	0.51342	0.50244	0.47437	0.45899	0.44021	0.42269
1.0	0.43157	0.42317	0.40019	0.38619	0.37032	0.35401
1.2	0.36976	0.35829	0.33945	0.32749	0.31353	0.29866
1.4	0.31105	0.30505	0.28957	0.27938	0.26717	0.25380
1.6	0.26516	0.26121	0.24843	0.24097	0.22912	0.21717
1.8	0.22607	0.22491	0.21435	0.20691	0.19769	0.18707
2.0	0.19722	0.19478	0.18595	0.17961	0.17157	0.16215
2.2	0.17177	0.16950	0.16216	0.15673	0.14972	0.14137
2.4	0.15090	0.14836	0.14213	0.13746	0.13134	0.12395
2.6	0.13178	0.13044	0.12516	0.12113	0.11573	0.10924
2.8	0.11633	0.11522	0.11072	0.10723	0.10251	0.09673
3.0	0.10314	0.10222	0.09837	0.09533	0.09121	0.08694
3.2	0.09183	0.09105	0.08775	0.08519	0.08147	0.07738
3.4	0.08208	0.08143	0.07857	0.07625	0.07304	0.06939
3.6	0.07364	0.07309	0.07061	0.06957	0.06652	0.06294
3.8	0.06630	0.06583	0.06367	0.06137	0.05934	0.05694
4.0	0.05989	0.05949	0.05760	0.05600	0.05375	0.05179

续上表

$\frac{h}{l_0} = \alpha l_0$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
4.2	0.05427	0.05392	0.05226	0.05085	0.04883	0.04614
4.4	0.04932	0.04902	0.04756	0.04630	0.04419	0.04209
4.6	0.04495	0.04469	0.04339	0.04227	0.04005	0.03847
4.8	0.04108	0.04085	0.03970	0.03869	0.03723	0.03526
5.0	0.03763	0.03743	0.03641	0.03553	0.03419	0.03239
5.2	0.03465	0.03438	0.03346	0.03265	0.03146	0.02983
5.4	0.03160	0.03165	0.03083	0.03010	0.02891	0.02753
5.6	0.02863	0.02829	0.02846	0.02760	0.02682	0.02546
5.8	0.02571	0.02699	0.02633	0.02573	0.02463	0.02359
6.0	0.02271	0.02500	0.02440	0.02385	0.02304	0.02190
6.4	0.02165	0.02156	0.02107	0.02062	0.01994	0.01897
6.8	0.01830	0.01873	0.01832	0.01784	0.01736	0.01665
7.2	0.01642	0.01686	0.01600	0.01550	0.01522	0.01452
7.6	0.01443	0.01438	0.01409	0.01382	0.01341	0.01280
8.0	0.01275	0.01271	0.01246	0.01223	0.01187	0.01135
8.5	0.01070	0.01096	0.01076	0.01056	0.01027	0.00983
9.0	0.00951	0.00951	0.00935	0.00919	0.00894	0.00857
9.5	0.00832	0.00831	0.00817	0.00804	0.00783	0.00751
10.0	0.00732	0.00730	0.00719	0.00707	0.00689	0.00662

多排桩计算 ρ_s 系数 α_m

附表1-2

$\frac{h}{l_0} = \alpha l_0$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	0.98545	0.96279	0.94023	0.93344	0.94348	0.95469
0.2	0.98905	0.88451	0.85998	0.85454	0.85463	0.86139
0.4	0.85232	0.80600	0.78152	0.77377	0.77017	0.72352

续上表

$\bar{h} = \alpha h$ $\bar{f}_0 = \alpha f_0$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.6	0.74453	0.73099	0.70767	0.69870	0.69251	0.69101
0.8	0.67262	0.66145	0.63993	0.63046	0.62266	0.61839
1.0	0.60746	0.59825	0.57875	0.56928	0.56061	0.55142
1.2	0.54910	0.54150	0.52402	0.51487	0.50584	0.49843
1.4	0.49875	0.49092	0.47536	0.46669	0.45766	0.44956
1.6	0.45125	0.44601	0.43220	0.42411	0.41530	0.40668
1.8	0.41058	0.40620	0.39397	0.38648	0.37804	0.36956
2.0	0.37462	0.37093	0.36009	0.35319	0.34519	0.33684
2.2	0.34276	0.33964	0.33002	0.32370	0.31617	0.30807
2.4	0.31460	0.31184	0.30329	0.29750	0.29046	0.28267
2.6	0.28936	0.28709	0.27947	0.27417	0.26761	0.26018
2.8	0.26694	0.26499	0.25819	0.25335	0.24724	0.24019
3.0	0.24691	0.24521	0.23912	0.23470	0.22903	0.22236
3.2	0.22894	0.22747	0.22200	0.21268	0.21268	0.20639
3.4	0.21279	0.21150	0.20658	0.19798	0.19798	0.19206
3.6	0.19822	0.19709	0.19265	0.18471	0.18471	0.17914
3.8	0.18505	0.18406	0.18004	0.17270	0.17270	0.16746
4.0	0.17312	0.17224	0.16859	0.16180	0.16180	0.15688
4.2	0.16227	0.16149	0.15817	0.15551	0.15188	0.14725
4.4	0.15238	0.15168	0.14866	0.14621	0.14282	0.13848
4.6	0.14336	0.14273	0.13996	0.13770	0.13454	0.13046
4.8	0.13509	0.13452	0.13199	0.12990	0.12695	0.12311
5.0	0.12750	0.12700	0.12467	0.12273	0.11998	0.11636
5.2	0.12058	0.12007	0.11793	0.11612	0.11356	0.11015
5.4	0.11410	0.11368	0.11171	0.11003	0.10763	0.10442
5.6	0.10817	0.10779	0.10597	0.10440	0.10215	0.09913
5.8	0.10268	0.10232	0.10064	0.09919	0.09708	0.09422
6.0	0.09759	0.09727	0.09571	0.09435	0.09237	0.08967

续上表

$\bar{h} = \alpha h$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
$\bar{l}_0 = \alpha l_0$						
6.4	0.08847	0.08821	0.08695	0.08566	0.08331	0.08159
6.8	0.08256	0.08031	0.07916	0.07811	0.07656	0.07449
7.2	0.07366	0.07530	0.07244	0.07151	0.07013	0.06818
7.6	0.06760	0.06744	0.06653	0.06571	0.06447	0.06271
8.0	0.05525	0.06211	0.06131	0.06053	0.05946	0.05767
8.5	0.05541	0.05629	0.05580	0.05508	0.05398	0.05258
9.0	0.05135	0.05125	0.05085	0.05009	0.04922	0.04797
9.5	0.04604	0.04685	0.04633	0.04583	0.04507	0.04395
10.0	0.04307	0.04299	0.04253	0.04210	0.04141	0.04041

多排桩计算 ϕ_m 系数

附表1-3

$\bar{h} = \alpha h$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
$\bar{l}_0 = \alpha l_0$						
0.0	1.48375	1.46802	1.45863	1.45683	1.45683	1.44656
0.2	1.43541	1.42026	1.40770	1.40640	1.40619	1.40507
0.4	1.38316	1.36908	1.25432	1.35147	1.35074	1.35022
0.6	1.32858	1.31580	1.21969	1.29538	1.26336	1.29311
0.8	1.27325	1.26132	1.24517	1.23965	1.23819	1.23507
1.0	1.21853	1.20844	1.19111	1.18536	1.18059	1.17818
1.2	1.16551	1.15655	1.14024	1.13323	1.12757	1.12363
1.4	1.11713	1.10675	1.09104	1.08367	1.07697	1.07203
1.6	1.06637	1.05940	1.04442	1.03683	1.02957	1.02362
1.8	1.02081	1.01465	1.00048	0.99290	0.98518	0.97841
2.0	0.97801	0.97255	0.95920	0.95169	0.94372	0.93631
2.2	0.93788	0.93304	0.92050	0.91313	0.90504	0.89715
2.4	0.90032	0.89600	0.88425	0.87708	0.86896	0.86074
2.6	0.86519	0.86133	0.85032	0.84337	0.83531	0.82687

续上表

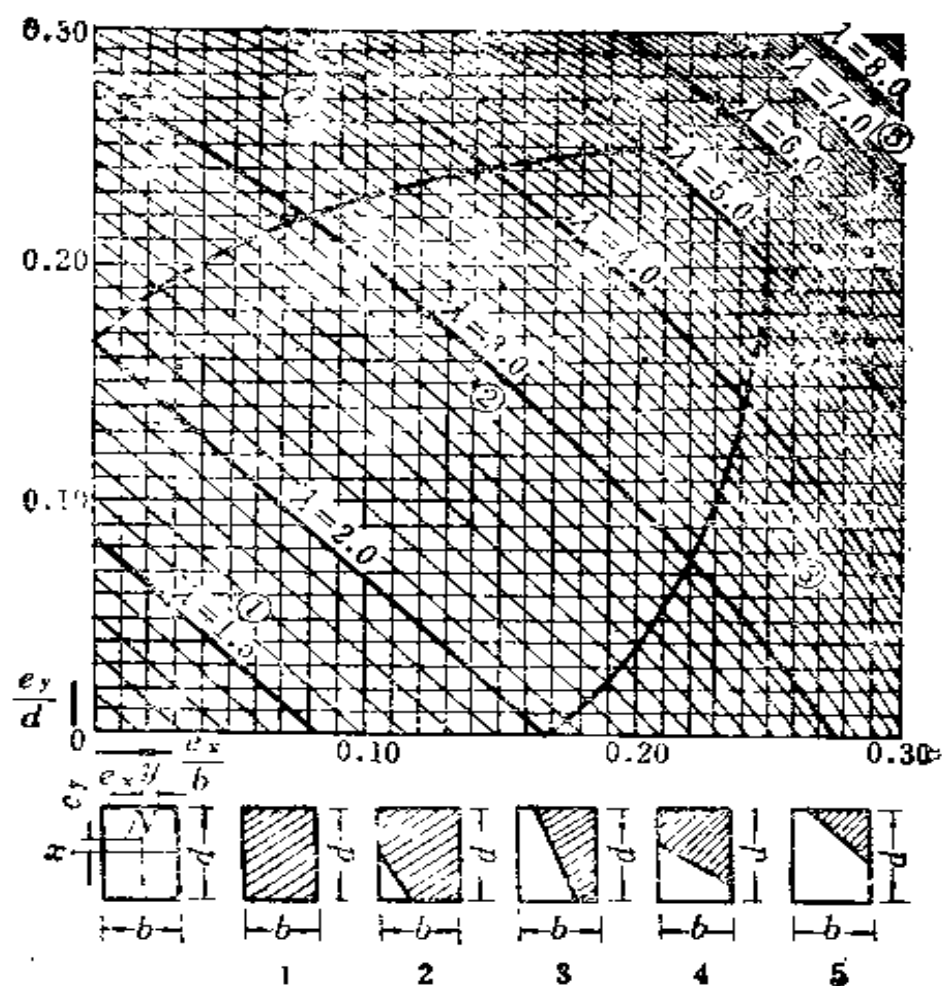
$\frac{h}{l_0} = \alpha l_0$	$h = \alpha l_0$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
2.8	0.83233	0.82886	0.81855	0.81185	0.80389	0.79533	
3.0	0.80158	0.79846	0.78880	0.78235	0.77454	0.76598	
3.2	0.77279	0.76997	0.76092	0.75473	0.74708	0.73849	
3.4	0.74580	0.74325	0.73475	0.72882	0.72182	0.71284	
3.6	0.72049	0.71816	0.71019	0.70450	0.69727	0.68883	
3.8	0.69670	0.69458	0.68909	0.68165	0.67463	0.66632	
4.0	0.67438	0.67239	0.66535	0.66014	0.65334	0.64517	
4.2	0.65327	0.65149	0.64485	0.63987	0.63329	0.62528	
4.4	0.63341	0.63177	0.62552	0.62074	0.61439	0.60655	
4.6	0.61467	0.61315	0.60724	0.60268	0.59653	0.58888	
4.8	0.59694	0.59555	0.58986	0.58559	0.57965	0.57218	
5.0	0.58017	0.57888	0.57358	0.56941	0.56387	0.55638	
5.2	0.56429	0.56308	0.55807	0.55406	0.54853	0.54142	
5.4	0.54921	0.54809	0.54334	0.53949	0.53415	0.52723	
5.6	0.53489	0.53385	0.52934	0.52565	0.52049	0.51375	
5.8	0.52128	0.52031	0.51602	0.51248	0.50749	0.50094	
6.0	0.50833	0.50741	0.50333	0.49993	0.49519	0.48874	
6.4	0.48421	0.48340	0.47969	0.47655	0.47205	0.46602	
6.8	0.46222	0.46151	0.45812	0.45522	0.45101	0.44531	
7.2	0.44211	0.44147	0.43838	0.43568	0.43174	0.42634	
7.6	0.42364	0.42307	0.42023	0.41772	0.41403	0.40892	
8.0	0.40663	0.40612	0.40350	0.40116	0.39770	0.39286	
8.5	0.38718	0.38672	0.38434	0.38220	0.37899	0.37446	
9.0	0.36947	0.36901	0.36690	0.36493	0.36196	0.35771	
9.5	0.35330	0.35284	0.35096	0.34914	0.34637	0.34239	
10.0	0.33847	0.33815	0.33632	0.33464	0.33204	0.32832	

表中: α ——桩在土中变形系数;
 l_0 ——桩顶离地面或冲刷线高度;
 h ——桩入土长度。

附录II 确定桩身最大弯矩及其位置的系数表

aZ	C_0	D_0	K_0	K_m
0.0	∞	0.00000	∞	1.00000
0.1	131.25232	0.00760	131.31779	1.00050
0.2	34.18640	0.02925	34.31704	1.00382
0.3	15.54433	0.06433	15.73837	1.01248
0.4	8.78145	0.11388	9.03739	1.02914
0.5	5.53903	0.18054	5.85575	1.05718
0.6	3.70896	0.26955	4.13832	1.10130
0.7	2.56562	0.38977	2.99927	1.16992
0.8	1.79134	0.55824	2.28153	1.27365
0.9	1.23825	0.80759	1.78396	1.44071
1.0	0.82435	1.21307	1.42448	1.72800
1.1	0.50303	1.98795	1.15666	2.29939
1.2	0.24563	4.07121	0.95198	3.87572
1.3	0.03381	29.58023	0.79235	23.43769
1.4	-0.14479	-6.90647	0.66552	-4.59637
1.5	-0.29866	-3.34827	0.56328	-1.87585
1.6	-0.43385	-2.30494	0.47975	-1.12838
1.7	-0.55497	-1.80189	0.41066	-0.73998
1.8	-0.66546	-1.50273	0.35289	-0.53030
1.9	-0.76797	-1.30213	0.30412	-0.39800
2.0	-0.86474	-1.15641	0.26254	-0.30361
2.2	-1.04845	-0.95379	0.19583	-0.18678
2.4	-1.22954	-0.81331	0.14503	-0.11795
2.6	-1.42038	-0.70404	0.10538	-0.07418
2.8	-1.63525	-0.61153	0.07407	-0.04530
3.0	-1.89298	-0.52827	0.04928	-0.02603
3.5	-2.99388	-0.33401	0.01027	-0.00343
4.0	-0.04450	-22.50000	-0.00008	+0.01134

附录III 合力作用点位于截面上任意一点时的应力重分布



$$\text{最大应力 } \sigma_{\max} = \lambda \frac{N}{A}$$

λ ——按 e_y/d 及 e_x/b 自图中查取；

N ——截面轴向力(纵向力)；

e_y, e_x ——分别为 N 的 y 向及 x 向的偏距；

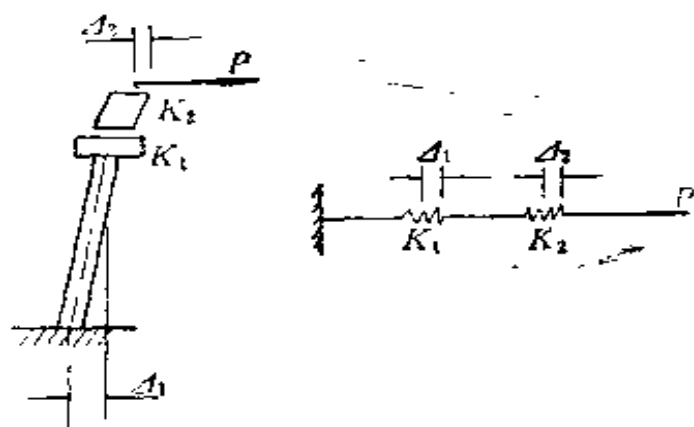
d, b ——分别为截面 y 向高度及 x 向宽度；

附图 3-1

附录IV 抗推刚度集成简介

一、抗推刚度 抗推刚度是产生单位水平位移所需的力。支座抗推刚度指支座产生单位剪切变形所需的力，墩顶抗推刚度指墩顶产生单位水平变形所需的力。

二、刚度的串联 如附图4-1所示，设一水平力 P 作用于墩顶的支座顶面。支座与桥墩都产生水平变形，且各具有抗推



附图 4-1

刚度。设 K_1 为支座抗推刚度， K_2 为墩顶的抗推刚度（以下简称刚度）。设 Δ_1 为 P 作用于墩顶支座顶面使支座产生的剪切变形， Δ_2 为墩顶的水平变形，由图可以看出， $\Delta_1 = P/K_1$ ，

$$\Delta_2 = P/K_2, \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = P/K_1 + P/K_2 = P\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}\right),$$

按刚度定义，令 $\Delta = 1$ ， $1 = P\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}\right)$ ， $P = K_1 K_2 / (K_1 + K_2)$ ， P 为产生单位变形所需之力，也就是刚度 K ，即：

$$K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (\text{附4-1})$$

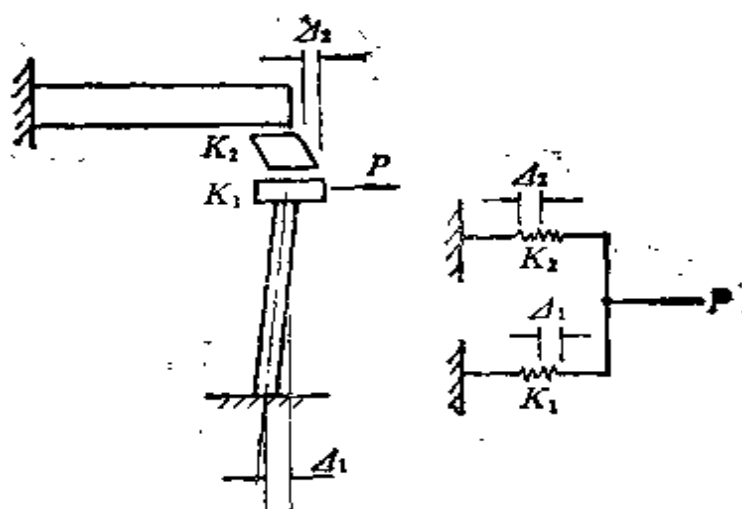
两个刚度串联之后，其集成刚度为两刚度之积除以两刚度之和。

三、刚度的并联 如附图4-2所示，设一水平力 P 作用于墩顶，支座和墩顶均产生弹性变形。 P 作用点的水平变形 $\Delta =$ 支座的剪切变形 $\Delta_1 =$ 墩顶的水平变形 Δ_2 ，即： $\Delta = \Delta_1 = \Delta_2$ 。 P 力为支座剪切力与墩顶水平力之和，即： $P = P_1 + P_2$ 。根据上述关系，可得：

$$P = P_1 + P_2 = \Delta_1 K_1 + \Delta_2 K_2 = \Delta (K_1 + K_2) \quad (\text{附4-2})$$

上式中， K_1 、 K_2 分别为支座的剪切刚度及墩顶的抗推刚度，也就是支座或墩顶产生单位水平位移所需之力。

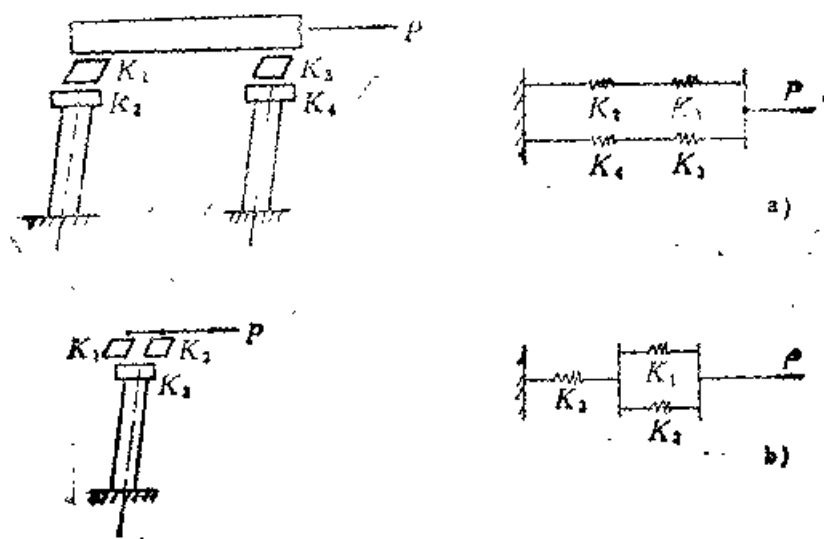
令 $\Delta_1 = 1$ ， $P = K = K_1 + K_2$ ， P 作用点刚度为支座和墩顶刚度之和。也就是说，两个刚度并联之后，其集成刚度为两个刚度之和。



附图 4-2

四、刚度的集成 上述简单的串联或并联固然属于刚度的集成，但在实际情况中，往往比简单的串联或并联更为复杂一些，一般都是串联与并联并存，并反复交错出现。附图4-3a)是刚度先串联再并联的情况，此时， P 作用点的刚度应为： $K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} + \frac{K_3 K_4}{K_3 + K_4}$ ；附图4-3b)是刚度先并联再串联

的情况，此时， $K = \frac{(K_1 + K_2)K_3}{(K_1 + K_2) + K_3}$ 。



附图 4-3

附录V 原联邦德国钢筋混凝土规范(DIN1045)(1978)关于 钢筋搭接的有关规定

钢筋的搭接,在基础与墩台身之间的连接是必不可少的。规范JTJ023—85表6.2.7及规范JTJ021—89表9.3.8对钢筋搭接,规定为在同一搭接区段内,受拉区钢接头面积最多为25%,受压区最多为50%。上述搭接区段,规范JTJ 021—89规定为 $30d$ (d 为钢筋直径)且不小于50cm。在施工图设计时,基础(包括桩基)预埋钢筋(或桩顶外露钢筋)与墩身钢筋,为便于施工,宜同一区段内(或同一截面内)100%搭接。这样搭接较之错开搭接,搭接长度加长,但施工大为简易方便。现在就原联邦德国钢筋混凝土规范(DIN 1045, 1978)关于钢筋搭接的规定做一简介。

1. 受拉钢筋搭接长度

受拉钢筋搭接长度采用锚固长度 l_1 的倍数,即:

$$l_a = \alpha_a l_1 \quad (\text{附5-1})$$

l_a 不得小于20cm或15倍钢筋直径或1.5倍弯钩、环的内直径。

$$l_1 = \alpha_1 [\sigma_g] A_g / \tau_1 \pi \quad (\text{附5-2})$$

上两式中 α_a ——锚固长度的倍数,见附表5-1;

l_1 ——锚固长度;

α_1 ——锚固长度系数,见附表5-2;

$[\sigma_g]$ ——钢筋允许拉(压)应力,采用我国1975年《公路桥涵设计规范》表4-5数据, I级钢筋为125 MPa, II级钢筋为185 MPa;

考虑到现行规范(JTJ023—85)的分项安全系数综合值小于1975年规范的总安全系数采用值,因此,上述的钢筋允许拉(压)应力宜增加10%,以策安全。

A_g ——钢筋面积;

τ_i ——钢筋与混凝土粘结力,可采用我国1975年《公路桥涵设计规范》表4-3数据(规范JTJ023—85缺),见附表5-3,它的数值与DIN1045接近。

2. 受压钢筋搭接长度

受压钢筋搭接长度采用锚固长度。

3. 如果配置的钢筋多于设计需要的钢筋,上述搭接长度乘以(设计需要的钢筋面积/实际配置的钢筋面积)系数。

α_u 值 附表5-1

钢筋直径 (mm)	搭接长度区搭头数		
	$\leq 20\%$	$> 20\%, \leq 50\%$	$> 50\%$
≤ 16	1.2	1.4	1.6
> 16	1.4	1.8	2.2

注: 搭接区长度为 $1.3l_a$ (不同于JTJ021—89规定)。

α_l 值 附表5-2

锚固端条件	受拉钢筋	受压钢筋
直端	1.0	1.0
$\geq 150^\circ$ 弯钩, $\geq 90^\circ$ 直钩	0.7	1.0

钢筋与混凝土允许粘结力 τ_1 (MPa)

附表5-3

混凝土标号	15	20	25	30	40	50
钢筋						
螺纹钢	1.05	1.35	1.65	1.90	2.40	2.5
光圆钢筋	0.70	0.90	1.10	1.25	1.60	1.65

注: DIN 1045根据混凝土的稠、稀程度,取不同的 τ_1 值。该规范规定,对于与水平线的交角小于 45° 的钢筋,钢筋离底面或下面的施工缝不得大于25cm,或者钢筋离顶面或上面的施工缝不得小于30cm。上面两项要求至少要满足一项,否则,允许粘结力 τ_1 用于计算锚固长度时应乘以0.5,用于计算搭接长度时乘以0.75。这是因为水平钢筋或小于 45° 的斜筋,如果下面混凝土太厚($>25\text{cm}$),会使上层混凝土变稀;如果上面混凝土太薄($<30\text{cm}$),影响钢筋与混凝土的粘结。对于基础与墩身,钢筋均系竖直,不存在上述问题。

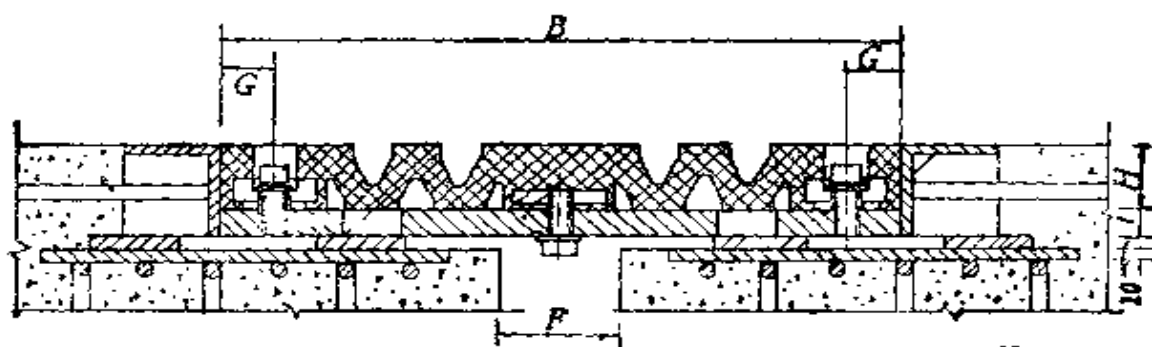
附录VI BF系列伸缩缝主要技术参数

附表 6-1

型号	板宽(mm)		缝宽(mm)		H (mm)	t (mm)	G (mm)
	B_{min}	B_{max}	F_{min}	F_{max}			
BF—40	210	250	20	60	40	14	35
BF—60	285	345	20	80	45	18	40
BF—80	360	440	40	120	45	18	40
BF—120	440	560	40	160	50	20	40
BF—160	500	660	40	200	60	20	50
BF—200	590	790	40	240	75	25	60

注：本表仅可供作选择伸缩缝型号之用，绘施工图需用制造厂的技术条件说明书。本表系作为配合例题内“伸缩缝的选择”小节内计算之用，设计时应向有关厂家索取有关该厂的产品技术说明。

附图6-1为伸缩缝的简图。



附图 6-1

参 考 文 献

〔1〕李靖森、王国鼎著. 换算刚度法及其在结构中的应用. 北京: 人民交通出版社, 1990年.

〔2〕凌治平主编. 基础工程; 北京: 人民交通出版社, 1988年.

〔3〕袁伦一编写. 学用公路桥涵设计有关规范中设计方法的意见及笔记数则.《公路》杂志, 1991年第7期.

〔4〕交通部部颁标准. 公路桥涵设计通用规范 (JTJ 021—89). 北京: 人民交通出版社, 1989年.

〔5〕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 (JTJ 023—85). 北京: 人民交通出版社, 1985年.

〔6〕交通部部颁标准. 公路桥涵地基与基础设计规范 (JTJ 024—85). 北京: 人民交通出版社, 1985年.

〔7〕中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 (GBJ 10—89). 北京: 中国标准出版社, 1989.

〔8〕铁道部部颁标准. 铁路桥涵设计规范 (TBJ 2—85). 北京: 中国铁道出版社, 1985年.

〔9〕交通部部颁标准. 公路砖石及混凝土桥涵设计规范 (JTJ 022—85). 北京: 人民交通出版社, 1985年.