

同 济 大 学 主 编  
华东建筑设计院



# 结构工程师

(1989年合订本)

同济大学出版社





# 《结构工程师》1989年合订本

## 出版说明

“结构工程师”是以广大土木建筑工程设计、科研、施工的结构工程师为主要读者对象，亦是大学生、研究生、教师的良好读物。

“结构工程师”为读者提供当前工程界关心的信息、国内外有特色的工程总结、计算机应用、设计规范修订的讨论、最新科研成果、设计参考资料、施工中遇到的结构问题、书评、国内外学术动向等。

由于“结构工程师”是理论与实践并重的学术性刊物（季刊），自1985年创刊以来，得到广大读者的支持和欢迎。由于我们的发行工作尚不够畅通，很多读者常向编辑部反映：想买而买不到，亦不知到何处去订购。为此我们将89年出版的四本季刊，合订成册以供读者需要。

《结构工程师》编辑部

1989年12月

## 征订《结构工程师》办法

一、订购者将所订书款的总额及10%的邮挂费一并寄到上海同济大学出版社发行科或上海市汉口路151号华东建筑设计院资料组。款额多退少补。

二、信汇请将书款及邮挂费通过银行汇寄。

1. 帐户：同济大学出版社经营部

开户行：上海农行宝山县五角场办事处

帐号：326—053130523

2. 帐户：华东建筑设计院

开户行：上海市交通银行

帐号：666—014903407

# 结 构 工程师

1

1989

(总第八期)

## 目 录

### · 设计方法研究 ·

抗震双筋梁的简便设计方法.....宗海荣 (1)

溧阳南渡桥改造工程.....易建国 方 晞 (5)

钢管混凝土结构在日本的应用 (上)

.....陈松伟 杨青田 沈希明 (13)

### · 结构分析 ·

钢丝网水泥薄壳屋盖的分析.....朱念祖 徐次达 (19)

高层建筑结构计算模型的选择.....余安东 赵玉祥 (24)

### · 地基基础 ·

三角形摩擦桩的设计及应用.....唐维新 (30)

竖向剪切变形对弹性地基梁的影响.....林风棣 (33)

### · 设计规范 ·

不需作挠度验算的梁板容许跨高比.....蒋大骅 (35)

### · 工程介绍 ·

减小打桩对周围构筑物的影响.....王志兴 (42)

国内及上海钢筋混凝土结构高层建筑一览.....江欢成 (46)

### · 工程师信箱 ·

钢筋混凝土结构裂缝宽度的验算.....蒋大骅 (48)

打桩对邻近浇筑混凝土质量的影响.....杨伟量 (封3)

封面 远洋宾馆

编 辑 同济大学、华东建筑设计院  
《结构工程师》编辑部  
(同济大学内)

编 委 会

主 任 沈祖炎 (同济大学)

副 主 任 孔庆忠 (华东建筑设计院)

编 委 蒋大骅 唐庆国 朱伯龙 余安东  
(同济大学)

方义弼 唐德璋 苏信伟

(华东建筑设计院)

项海帆 (中国土木工程学会桥梁及结构工程学会)

孙良宏 (上海市土木工程学会)

钦关淦 (上海市建筑学会)

黄 芝 (上海勘察设计协会)

李大纬 (上海纺织工业设计院)

主 编 蒋大骅

副 主 编 方义弼 唐庆国 唐德璋

责任编辑 司徒妙龄

出 版 同济大学出版社

(上海四平路 1239 号)

印 刷 同济大学印刷厂

发 行 新华书店上海发行所

1989年3月出版

定价: 1.00元

# 抗震双筋梁的简便设计方法

宗海荣

(中国船舶工业总公司第九设计研究院)

## 提 要

在高层结构抗震设计中, 框架梁、剪力墙连梁的受压钢筋较多, 若忽略受压钢筋的作用, 按单筋梁进行计算, 势必增加受拉钢筋面积, 如果按普通双筋梁配筋的计算方法来进行计算, 得到的配筋值往往不能满足抗震要求。本文提出了一个计算双筋梁配筋的实用方法。

在高层结构抗震设计中, 一般规定: 框架梁的支座负钢筋配筋率  $\mu_s$  不应大于最大含钢率  $\mu_{\max}$  的 75%; 框架梁的支座截面下部钢筋配筋率  $\mu_x$  不应小于上部钢筋配筋率  $\mu_s$  的一半<sup>[1]</sup>。还有一些资料认为:  $\mu_s - 0.5\mu_x \leq 0.5\mu_{\max}$ <sup>[2]</sup>; 剪力墙连梁宜沿梁长采用等量的上下对称配筋形式<sup>[3]</sup>。所以在高层结构抗震设计中, 框架梁、剪力墙连梁的受压钢筋较多, 若忽略受压钢筋的作用, 按单筋梁进行计算, 势必增加受拉钢筋面积, 一方面造成浪费; 另一方面随着梁强度的提高, 梁的延性相应降低<sup>[4]</sup>。故我们认为框架梁、剪力墙连梁应按双筋梁进行设计。

在实际工程的设计中, 如果按普通双筋梁配筋的计算方法来进行计算而得到的配筋值(取  $x = 0.55 h_0$ )<sup>[4]</sup>:

$$A'_s = \frac{0.4M f_{mc} b h_0^2}{f'_s (h_0 - a')};$$

$$A_s = 0.55 \frac{f_{mc} b h_0}{f_y} + \frac{f'_s}{f_y} A'_s$$

往往是不能满足上述抗震的构造要求的, 所以我们觉得有必要在高层结构抗震设计中寻找一条计算双筋梁配筋的实用的简便方法。经过摸索和总结, 我们认为在高层结构抗震设计中双筋梁的配筋可由式(1)近似确定(此公式仅适用于设计中常见的矩形截面梁):

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a')}; \quad (1)$$

$$A'_s = \frac{1}{N} A_s \quad (1 \leq N \leq 2)$$

下面我们就这一近似公式的实用性进行说

明。

## 一、基本假定

在推导双筋梁的计算公式时采用了以下的假定(本文中未经说明的符号含义均同《钢筋混凝土结构设计规范(送审稿 1986 年)》):

(1) 构件受力后, 平均截面的变形符合平截面假定的性质。根据试验实测确定: 在极限状况时, 混凝土应变的平均值为 0.0033, 受拉钢筋的应变为  $\frac{f_y}{E_s}$ 。

(2) 受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图, 其高度取等于按平截面假定所确定的中和轴的高度乘以系数 0.8, 矩形应力图形的应力取为  $f_{mc}$ 。

## 二、建立平衡方程

(1) 根据平截面假定(图 1a)则:

$$\frac{\epsilon_{cp} x}{x_1} = \frac{\epsilon'_s}{x_1 - a'}$$

一般情况下, 受拉钢筋与受压钢筋采用相同钢种(相同钢号)则:

$$E'_s = E_s, \text{ 又 } x = 0.8 x_1$$

$\therefore$  受压钢筋应力

$$\sigma'_s = E_s \cdot \epsilon_{s, \max} \left(1 - \frac{0.8 a'}{x}\right) \quad (2)$$

(2) 根据静力平衡条件(图 1b)则:

$$\sum X = 0 \quad f_{mc} b x + \sigma'_s A'_s = f_y A_s \quad (3)$$

$$\sum M = 0 \quad M = f_{mc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$+ \sigma'_s A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

## 三、受拉钢筋最大配筋率

$$\therefore \mu_s \leq 0.75 \mu_{\max} = 0.75 \times 0.55 f_{mc} / f_y$$



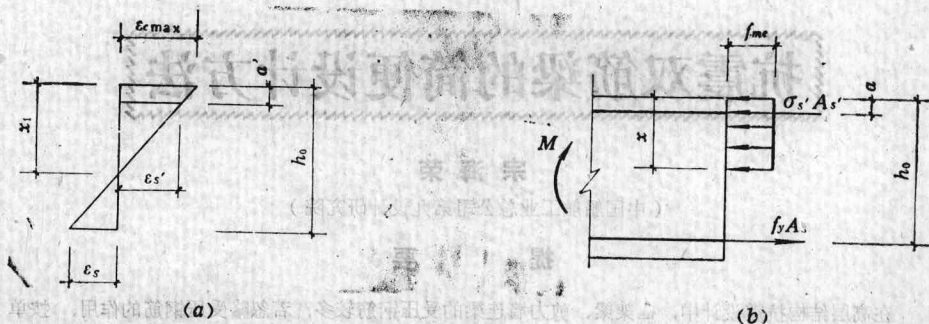


图 1 (a) 混凝土应变分布 (b) 混凝土应力分布

$$\therefore \mu_{s, \max} = 0.413 f_{mc} / f_y$$

(3)  $N$  的限制 ( $A'_s = \frac{1}{N} A_s$  中的  $N$ )

#### 四、受压钢筋屈服的必要条件

(1) 混凝土受压区高度

(a) 最小高度: 要使受压钢筋屈服, 则要求:

$$\sigma'_s < f'_s, \text{ 取 } f'_s = 310 \text{ N/mm}^2,$$

$$E'_s = 200 \text{ kN/mm}^2, \text{ 则 } x \geq 1.51a'$$

(b) 最大高度:  $x_{\max} = 0.207h_0$

$$\text{即, } x \leq 0.207h_0$$

(2) 截面条件  $\frac{a'}{h_0} \leq 0.137$

$$N \geq \frac{1}{1 - 2.42 \frac{x}{h_0}}, \text{ 取 } x = 1.51a' \text{ 时,}$$

$$N_{\min} = \frac{1}{1 - 3.65 \frac{a'}{h_0}}$$

在一定的  $\frac{a'}{h_0}$  ( $\frac{a'}{h_0} \leq 0.137$ ) 的条件下,

将  $N_{\min}$  的计算结果列于表 1;

(4) 外荷载条件

表 1

| $\frac{a'}{h_0}$ | 0.137 | 0.120 | 0.100 | 0.080 | 0.060 | 0.040 | 0.020 |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $N_{\min}$       | 2.090 | 1.779 | 1.575 | 1.412 | 1.280 | 1.171 | 1.079 |

表 2

| $\frac{a'}{h_0}$                  | 0.137 | 0.120 | 0.100 | 0.080 | 0.060 | 0.040 | 0.020 |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\frac{M_{\max}}{f_{mc} b h_0^2}$ | 0.364 | 0.369 | 0.375 | 0.382 | 0.380 | 0.397 | 0.405 |
| $\frac{M_{\min}}{f_{mc} b h_0^2}$ | 0.364 | 0.324 | 0.276 | 0.225 | 0.172 | 0.117 | 0.059 |

(a) 受压钢筋屈服时双筋梁所能承担的最大弯矩值  $M_{\max}$ :

在一定的  $\frac{a'}{h_0}$  ( $\frac{a'}{h_0} \leq 0.137$ ) 的条件下,

将  $M_{\max}$  计算的结果列于表 2 (取  $A_s = 0.413$

$$f_s b h_0, A'_s = \frac{1}{N_{\min}} A_s \text{ 时 } M \text{ 达到最大})。$$

(b) 使受压钢筋屈服的最小弯矩值

$M_{\min}$ :

在一定的  $\frac{a'}{h_0}$  ( $\frac{a'}{h_0} \leq 0.137$ ) 的条件下,

将  $M_{\min}$  计算的结果列于表 2 (取  $A'_s =$

$$\frac{1}{2} A_s, x = 1.51a' \text{ 时, } M \text{ 为最小})。$$

表 3

表 3

| $M$<br>$f_m b h_0^2$ | $a'/h_0$              |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
|----------------------|-----------------------|-------|-------|-----------|-------|-------|-----------|-----|-------|-----------|-------|-------|-----------|--|-------|-----------|--|-------|-----------|--|-------|-----------|--|
|                      | 0.137                 |       | 0.120 |           | 0.100 |       | 0.080     |     | 0.060 |           | 0.040 |       | 0.020     |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
|                      | $A_s f_H / f_m b h_0$ |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 近似解                  | 精确解                   | 近似解   | 精确解   | 近似解       | 精确解   | 近似解   | 精确解       | 近似解 | 精确解   | 近似解       | 精确解   | 近似解   | 精确解       |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
|                      | $N=2$                 |       | $N=2$ | $N=1.779$ |       | $N=2$ | $N=1.575$ |     | $N=2$ | $N=1.412$ |       | $N=2$ | $N=1.280$ |  | $N=2$ | $N=1.171$ |  | $N=2$ | $N=1.079$ |  | $N=2$ | $N=1.079$ |  |
| 0.405                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.397                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.390                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.382                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.375                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.369                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.364                | 0.422 0.414           |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.324                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.276                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.225                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.172                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.117                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 0.059                |                       |       |       |           |       |       |           |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |
| 最大误差( $\mu\%$ )      | 1.93%                 | 2.79% | 3.37% | 3.38%     | 2.81% | 3.56% | 4.62%     |     |       |           |       |       |           |  |       |           |  |       |           |  |       |           |  |

$\mu\%$  为近似解  $A_{s1}$  与精确解  $A_s$  的比较 (误差):  $\mu\% = \frac{|A_{s1} - A_s|}{A_s} \times 100\%$



## 五、建立双筋梁配筋的近似计算公式

(1) 受压钢筋未屈服的双筋梁配筋的近似计算公式:

当受压钢筋未屈服时,  $x < 1.51a'$  可近似认为此时的内力臂为  $(h_0 - a')$ , 即假设混凝土压应力合力也作用在受压钢筋处(图2), 这样对内力臂的计算误差很小<sup>[4]</sup>, 则:

$$A_s = \frac{M}{f_y(h_0 - a')}$$

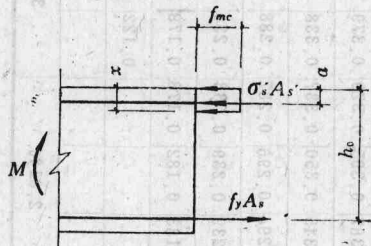


图 2

(2) 受压钢筋屈服的双筋梁配筋的近似计算公式:

在高层结构抗震设计中, 由于构造要求  $(\frac{1}{2} A_s \leq A_s' \leq A_s)$  使得混凝土受压区高度受到限制, 这使得我们希望能够受压钢筋屈服的双筋梁中也出现类似受压钢筋未屈服的

情景, 即内力臂近似被认作为  $(h_0 - a')$ , 则:

$$A_s = \frac{M}{f_y(h_0 - a')}$$

我们把按上式计算的结果与按精确解法得到的结果进行了比较, 比较结果如表3所示。从表3的结果可以看出按近似计算公式得到的结果与按精确解法得到的结果的误差值  $\mu\% < 5\%$ , 这误差值完全能够满足一般工程的精度要求。

根据上文的论述, 我们可以确定: 在高层结构的抗震设计中, 不论双筋梁的受压钢筋是否达到屈服, 双筋梁的配筋均可按式(1)近似确定。

## 参 考 文 献

1. 中国建筑科学研究院, 高层建筑结构设计。
2. 包世华、方鄂华, 高层建筑结构设计。
3. 王汉春, 联肢墙中连梁的合理抗震设计探讨, 《建筑结构》1987, (6)
4. 天津大学、同济大学、南京工学院, 钢筋混凝土结构。
5. 钢筋混凝土结构设计规范(送审稿), 1986

(上接第 45 页)

没有发生大的险情, 工程进行得比较顺利。

现在, 土建施工已基本结束。借助于已设立的观测点, 获得了许多宝贵的数据。至1988年初, 大楼的沉降量最大累计为66mm, 平均沉降量为47.7mm, 对周围房屋, 最大沉降量为18.4mm, 最大升值为2.3mm, 平均沉降值为8.4mm, 这里特别要指出的是大名饭店, 当它建成后的三年内, 累计沉降量

为744mm, 到87年, 沉降量增至771mm。在我们筹建的三年中, 沉降量仅为7.7mm, 说明影响极微。

当然, 在今后的几年里, 我们还要加强对大楼及周围沉降量的观察, 同时还打算进行对垂直偏斜的测量, 以积累资料。

本文曾得到筹建处徐海龙、龚其昌两位工程师的帮助与指导, 特此致谢。

# 溧阳南渡桥改造工程

易建国

方晔

(同济大学)

(江苏省交通科学研究所)

## 提 要

溧阳南渡桥位于南京至杭州的干线公路上,是1939年底建成的双曲拱桥(净跨为40m),由于当时设计、施工等原因以及两次溧阳地震的影响,致使桥梁病害严重,列为危险桥梁。1980年后,桥址处每昼夜混合交通量已逾6000辆,且大吨位车辆也急剧增多。急需拓宽桥面,提高荷载标准和通行能力。1984年对该桥进行改造。本文主要介绍原桥状况评定、改造工程的设计构思与计算要点、施工概况、荷载试验、经济效益以及新桥的抗震性能分析等等,为软土地上双曲拱桥的技术改造提供借鉴。

## 前 言

南京至杭州干线公路上的南渡桥,为净跨40m的双曲拱桥,设计标准为汽-13、拖-60,1969年12月建成。由于设计、施工等原因以及两次溧阳地震的影响,桥梁病害严重,列为危险桥梁。1980年后,交通量年递增20%以上,桥址处昼夜混合交通量已逾6000辆,超载与大吨位车辆也急剧地增加。南渡桥急需拓宽桥面、提高荷载标准和通行能力,以适应经济建设发展的要求。

## 一、原桥状况与评定

南渡桥位于溧阳县南渡镇,跨越溧梅运河,全长56.4m,拱圈由八单元的飞鸟式拱肋组成,拱轴系数 $m=2.814$ ,拱矢度为 $1/8$ ,拱上建筑腹拱为混凝土圆弧拱,桥面填土厚

度300mm以上。桥台为空腹式浆砌块石台,采用扩大基础,土质为亚粘土。桥面净宽7m、全宽8.5m。鉴于建桥时的历史原因,该桥未进行详细设计,施工管理较差,兼受两次地震影响,致使病害严重。尤其是1979年7月那次六级地震,桥址处烈度为8度。据震后调查与1984年8月现场观察,该桥的主要病害是:震后桥台位移42mm,主拱圈下沉约130mm,拱脚有微小裂缝;腹拱趾和立墙处均有裂缝,混凝土剥落。桥头三铰腹拱拱顶张开,有明显的上下错位;拱圈各拱波间有微小的顺桥向裂缝;近实腹段处,从拱圈至桥面有竖向裂缝,雨后可见渗水痕迹;桥头伸缩缝张开40~50mm(上下游宽度不一);桥面坑洼不平等等。图1为该桥立面、横剖面示意图。

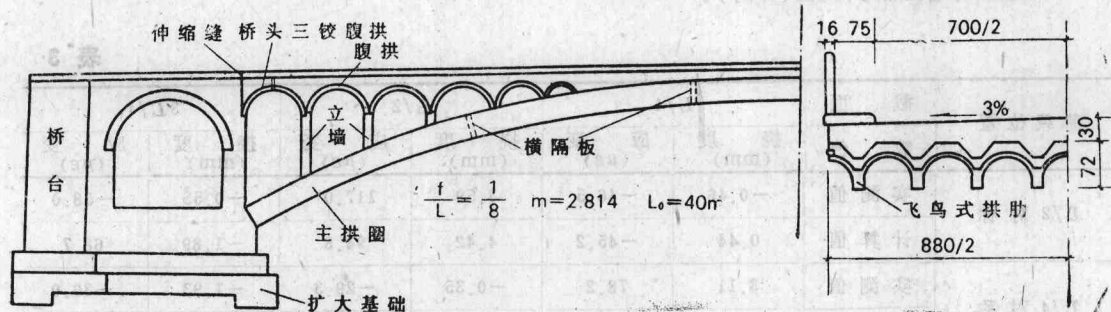


图 1



根据补钻的地质资料和实地量测的结构尺寸进行验算, 计算结果汇总于表1。表值未考虑冲击力、恒载弯矩、温度影响以及拱上建筑参与作用。表值说明原桥承载能力低于汽-15级标准; 且在拱脚、四分点等处出现较大的拉应力。若计入恒载的弹性压缩、拱上建筑影响与支承条件等因素, 主拱圈的控制截面将在四分点至拱顶区间内。

84年8月对原桥进行了静载试验。试验用两辆Qd-352型黄河牌载重车, 两车总重 $P=28.8t$ , 分为 $0.50P$ 、 $0.75P$ 、 $1.00P$ 三级; 在跨中与四分点处加载。表2为跨中对称加载时实测的挠度和应变值。各种工况荷载下实测跨中截面最大挠度为 $4.15mm$ , 相应的应变值为 $150\mu\epsilon$ 。表3为荷载 $P=28.8t$ 时挠度、应变实测值与计算值的比较。试验数据

表 1

| 荷载组合             | 部 位                           | 拱 脚       |           | L/4       | 拱 顶       |
|------------------|-------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                  |                               | $M_{max}$ | $M_{min}$ | $M_{max}$ | $M_{max}$ |
| 汽-15、人群与<br>恒载组合 | $M(kN\cdot m)$                | 1353.1    | -1197.6   | 909.9     | 681.7     |
|                  | $N(kN)$                       | 11000.2   | 10803.3   | 9900.5    | 9822.1    |
|                  | $\sigma_{\uparrow}(N/mm^2)$   | 10.41     | -0.462    | 8.020     | 6.988     |
|                  | $\sigma_{\downarrow}(N/mm^2)$ | -6.296    | 13.210    | -3.210    | -1.430    |
| 挂-80与恒载组合        | $M(kN\cdot m)$                | 1633.0    | -1650.0   | 1080.0    | 906.0     |
|                  | $N(kN)$                       | 10972.7   | 10922.7   | 9886.7    | 10401.3   |
|                  | $\sigma_{\uparrow}(N/mm^2)$   | 11.628    | -2.791    | 8.761     | 8.207     |
|                  | $\sigma_{\downarrow}(N/mm^2)$ | 8.530     | 17.582    | -9.574    | -2.980    |

表 2

| 项 目                      | 截 面   | L/4   | L/2   | 3L/4  |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 挠 度<br>(mm)              | 0.50P | -0.23 | 1.77  | -0.30 |
|                          | 0.75P | -0.34 | 2.42  | -0.45 |
|                          | 1.00P | -0.46 | 3.59  | -0.55 |
| 应 变<br>( $\mu\epsilon$ ) | 0.50P | -25.0 | 62.6  | -31.0 |
|                          | 0.75P | -34.5 | 83.6  | -     |
|                          | 1.00P | -46.5 | 117.0 | -58.0 |

\* 表内数值系各测点的平均值(下同)。

表 3

| 荷载位置    | 截 面<br>数 值 | L/4         |                          | L/2         |                          | 3L/4        |                          |
|---------|------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|
|         |            | 挠 度<br>(mm) | 应 变<br>( $\mu\epsilon$ ) | 挠 度<br>(mm) | 应 变<br>( $\mu\epsilon$ ) | 挠 度<br>(mm) | 应 变<br>( $\mu\epsilon$ ) |
| L/2 对 称 | 实 测 值      | -0.46       | -46.5                    | 3.59        | 117.0                    | -0.55       | -58.0                    |
|         | 计 算 值      | 0.44        | -45.2                    | 4.42        | 94.8                     | -1.89       | 68.7                     |
| L/4 对 称 | 实 测 值      | 3.11        | 78.2                     | -0.35       | -29.3                    | -1.93       | -30.0                    |
|         | 计 算 值      | 5.55        | 114.2                    | -1.07       | -28.9                    | -4.28       | -50.6                    |

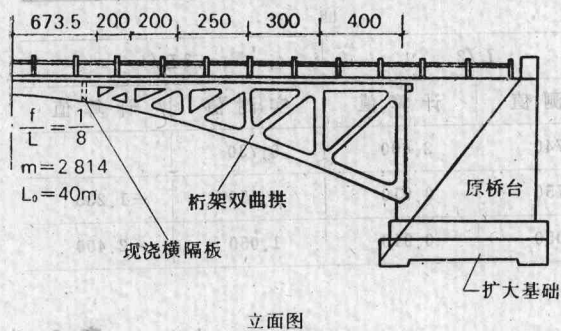
分析表明：在荷载作用下，各测点的荷载-挠度（应变）关系呈线性规律，主拱圈仍在弹性工作范围内；拱上建筑对拱脚与  $L/4$  截面的内力与变形有影响，实测值均小于计算值；跨中截面实测应变值大于计算值，原桥的实际承载能力低于汽-15 级标准，跨中截面区段是原桥最薄弱的部位。

## 二、改造工程的设计与施工

### 1. 设计构思

通过现场调整、荷载试验与结构验算等综合分析，可以判断：原桥拱上建筑虽损坏严重，但主拱圈基本完好；桥址处土质较好，桥台经震后多年营运已趋于稳定；全桥最薄弱部位为跨中拱顶截面区段。为此，改造工程宜采用轻型上部结构体系，加强结构整体受力性能，充分利用原桥拱圈和桥台。同时应采取相应措施，以维持通车与航运。

**上部结构体系** 原桥腹拱损坏严重，混凝土拱圈也有微小裂缝，兼之通航要求不能压低净空。故考虑采用桁架双曲拱体系，由已



适当补强的原拱圈作为下弦杆，增设竖杆、斜杆与上弦杆。按原拱肋位置，布置不等距对称的 4 片桁架，其上铺设微弯板，两侧各外悬 1.50m，桥面拓宽至 10.5m (图 2)。上部结构恒载由原桥的 580t 减轻为 260t，差值已大于提高承载标准的活载增加重量。

**桥台** 改造后的桁架双曲拱桥的恒载与活载之和，未超出原桥的恒载、活载之和，故桥台及其基础不必改造处理。原桥台支承的两边肋间距为 7.72m，可按上部结构一样，悬臂拓宽至 11.0m。

**加强结构的整体性** 桁架片间在拱脚处设剪刀撑，在实腹段连接处现浇横隔板；对原拱圈加劲，在实腹段区增设钢筋，空腹段区与预制桁架下弦杆构造裸筋连成一体；节点处均增配钢筋，以加强桁架与原拱圈的连

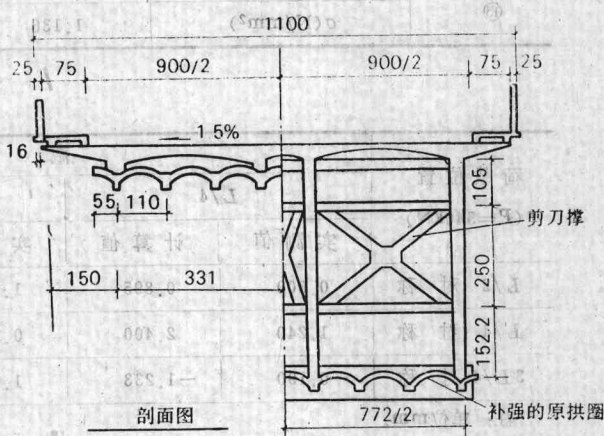


图 2

接，使新旧上部结构成为整体受力体系。

### 2. 计算要点

截面尺寸的拟定系取原拱圈为下弦杆截面；上弦杆截面由微弯板、桥侧悬臂及桁架上弦组合而成，空腹段分成 5 个节间。上下弦杆面积比为 1.07 : 1；斜杆、竖杆截面尺寸分别为  $25 \times 30$  cm 与  $30 \times 30$  cm；实腹段截面视为由上弦顶板和下弦拱圈组成的箱形截面，刚度比原桥增大 5 倍。

计算时假定：桁架拱片与拱座为铰接，桁架拱为外部一次超静定；恒载由原拱圈承受，活载共同承受；原拱圈截面特性、刚度等平均分摊至 4 片桁架上。

计算应用了手算与电算，后者计入了次应力影响。计算图式如图 3。主要杆件的计算结果如表 4。杆件以轴力控制，弯矩为相应值；实腹段以弯矩控制，轴力为相应值。杆件中出现较大拉应力处，均已增大配筋补强。

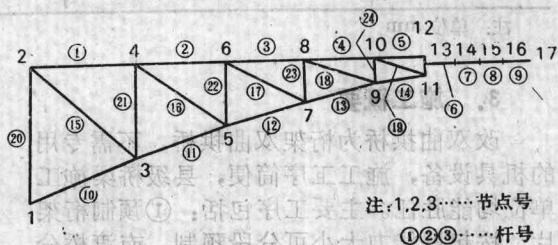


图 3



表 4

| 杆件号      | 荷 载 组 合                      |        |          |        |
|----------|------------------------------|--------|----------|--------|
|          | 汽-20+人群+恒载                   |        | 挂-100+恒载 |        |
|          | 最大值                          | 最小值    | 最大值      | 最小值    |
| 2-4<br>① | $M(kN \cdot m)$              | 186.0  | -10.2    | 198.0  |
|          | $N(kN)$                      | 134.9  | -81.1    | 261.7  |
|          | $\sigma_{\perp}(N/mm^2)$     | 0.396  | -0.730   | 0.504  |
|          | $\sigma_{\parallel}(N/mm^2)$ | -0.975 | 0.219    | -0.956 |
| 1-3<br>⑩ | $M(kN \cdot m)$              | 3.1    | 0        | 4.6    |
|          | $N(kN)$                      | 2388.0 | 1860.5   | 2278.7 |
|          | $\sigma_{\perp}(N/mm^2)$     | 2.107  | 1.498    | 1.869  |
|          | $\sigma_{\parallel}(N/mm^2)$ | 2.048  | 1.498    | 1.782  |
| 2-3<br>⑮ | $N(kN)$                      | 204.5  | -194.1   | 277.3  |
|          | $\sigma(N/mm^2)$             | 1.136  | -1.078   | 1.541  |

表 5

| 荷载位置<br>( $P=546kN$ ) | 截 面    |        |       |       |        |        |
|-----------------------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|
|                       | $L/4$  |        | $L/2$ |       | $3L/4$ |        |
|                       | 实测值    | 计算值    | 实测值   | 计算值   | 实测值    | 计算值    |
| $L/2$ 对 称             | 0.600  | 0.895  | 1.740 | 2.400 | 0.730  |        |
| $L/4$ 对 称             | 1.240  | 2.400  | 0.750 | 0.910 | 0.150  | -1.233 |
| $3L/4$ 对 称            | -0.190 | -1.233 | 1.050 | 0.910 | 1.050  | 2.400  |

注: 单位mm。

表 6

| 荷载位置      | 截 面   |      |       |      |        |      |
|-----------|-------|------|-------|------|--------|------|
|           | $L/4$ |      | $L/2$ |      | $3L/4$ |      |
|           | 原 桥   | 新 桥  | 原 桥   | 新 桥  | 原 桥    | 新 桥  |
| $L/2$ 对 称 | -0.46 | 0.60 | 3.59  | 1.74 | -0.55  | 0.73 |
| $L/4$ 对 称 | 3.11  | 1.24 | -0.35 | 0.75 | -1.93  | 0.15 |

注: 单位mm。

### 3. 施工概要

改双曲拱桥为桁架双曲拱桥, 不需专用的机具设备, 施工工序简便, 县级桥梁施工单位均能胜任。主要工序包括: ①预制桁架片, 按起重能力大小可分段预制, 南渡桥分为3段, 最大起重量为11t; ②拆除原桥的

上部结构, 由跨中向桥台顺序拆除; ③安装桁架片与横向联结系; ④接头处理(现浇混凝土等); ⑤桥面施工等。

南渡桥改造工程实际施工时间为8个多月, 其中架设便桥、预制桁架片为3个多月; 拆除原桥上部结构为两个月; 安装桁架

片等及桥面施工合计两个多月。如果施工组织较好,有可能在半年内完成此类桥梁的改造任务。

#### 4. 载荷试验

竣工后进行载荷试验,荷载采用两部相当于汽-20级标准的交通牌SH361-A型载重车,总重 $P=54t$ ,分为 $0.5P$ 、 $1.0P$ 两级在跨中与四分点处加载。表5为挠度实测值与计算值的比较,表6为原桥与新桥挠度实测值比较(荷载值原桥为28.8t、新桥为54t)。试验分析表明:

1. 新桥的实测挠度值为计算值的75%左右,跨中截面最大实测挠度值为1.85mm(原桥为4.15mm)。新桥刚度比原桥提高4倍多,达到了提高荷载标准的要求;

2. 新桥跨中截面最大实测应变为 $64\mu\epsilon$ (原桥为 $150\mu\epsilon$ ),反映了与挠度值相同的规律。跨中组合截面整体受力改善了原桥跨中截面最薄弱处的受力状态;

3. 表7为跨中截面荷载横向分布系数实测值。证实各部连接措施可靠有效,新桥横向联系较强,横向刚度比原桥有较大提高。

表 7

| 载 荷  | 桁 架 片 |       |       |       |
|------|-------|-------|-------|-------|
|      | 1     | 2     | 3     | 4     |
| 一辆偏载 | 0.343 | 0.257 | 0.229 | 0.171 |
| 二辆对称 | 0.234 | 0.266 | 0.266 | 0.234 |

#### 5. 经济效益

南渡桥改造工程全长56.3m,桥宽11m,建筑面积为 $620m^2$ ,共计耗用R40号水泥100t,钢材26t、木材 $36m^3$ ,耗资约18万元,比重建桥梁节约经费50%以上。

宁杭公路系国内重要干道,桥址处水陆交通繁忙。据统计1984年昼夜混合交通量达4105辆,85年为5185辆,86年为6454辆,逐年递增25%左右。改造原桥时,未封闭航道、未堵塞通车,社会效益十分明显。据南渡镇交所反映:改建前,这里经常发生交通堵塞现象,伤亡事故时有发生,一年内事故直接损失达10余万元;改建后,桥面拓宽,人车分流,载重标准提高,在一定程度上改善了公路运输状况。

### 三、新桥的抗震性能

#### 1. 计算前提

溧阳地区为地震多发区,南渡桥改建要求按8度设防。当地地质属中更新统上部的冲积—坡积—洪积物和上更新统、全新统组成的堆积阶地,复盖层较厚。对桥梁影响较大的地表面下20m范围内,土质多为粘土与砂粘土。表层土含水量较大,强度较低。尤其是孔深10~18m处,有厚度8m的淤质流塑、灰亚粘土夹砂互层。原桥桥台虽埋置在上面的黄细砂层上,由于受软弱下卧层的影响较大,桥址处地基土仍属Ⅲ类土。抗震分析时假定桥台是稳定的;新桥按双铰钢筋混凝土桁架拱计算,其中与实腹段连接处用刚臂处理;并考虑了地震力竖向分量的影响。图4为计算用图式。

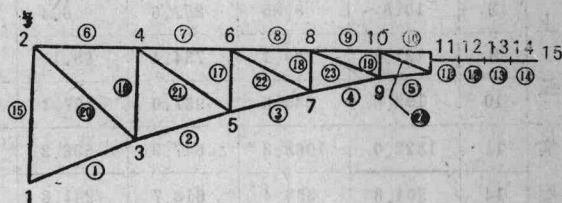


图 4

#### 2. 动力特性与地震反应

用平面杆系动力分析程序计算新桥的动力特性如表8,图5为其前6阶振型的性状。表值说明新桥的自振频率远比原拱曲桥高,且第一振型亦不占优势,与钢筋混凝土桁架拱动力特性相近,故地震反应分析中考虑了前6阶振型的耦合作用。

合理地选定输入地震加速度时程记录,以及使输入波形恰当地反映桥址处地面运动的特点,是反应分析中的重要问题。桥址处及其邻近地区缺乏实测记录,按日本公路桥抗震设计规范要求,无现场实测记录时,可参考地质条件相近似的记录,且数量不得少于3条。为此,选用标准反应谱曲线、1976年天津地震波及规范化人工地震波3种,加速度幅值均取 $0.2g$ ,阻尼比用0.05。表9为主要杆件的内力最大反应值。由于3种输入波形的各自频谱组成特性不同,故反应值有差异。考虑到规范化人工地震波不仅修正了标准反应谱曲线对长周期偏于保守的缺点,



表 8

| 振 型 序 列         | 1            | 2           | 3            | 4           | 5           | 6            |
|-----------------|--------------|-------------|--------------|-------------|-------------|--------------|
| 频率值 (Hz)        | 5.09         | 7.19        | 13.64        | 17.63       | 22.85       | 25.16        |
| 振型参与系数<br>与 特 征 | -3.19<br>反对称 | 4.51<br>对 称 | -3.63<br>对 称 | 2.27<br>反对称 | 4.56<br>反对称 | -1.56<br>对 称 |

表 9

| 杆<br>号      |    | 波 形        |        |          |            |       |          |            |       |          |
|-------------|----|------------|--------|----------|------------|-------|----------|------------|-------|----------|
|             |    | 标 准 反 应 谱  |        |          | 天 津 地 震 波  |       |          | 规范化人工地震波   |       |          |
|             |    | 弯 矩 (kN·m) |        | 轴 力 (kN) | 弯 矩 (kN·m) |       | 轴 力 (kN) | 弯 矩 (kN·m) |       | 轴 力 (kN) |
|             |    | $M_i$      | $M_j$  |          | $M_i$      | $M_j$ |          | $M_i$      | $M_j$ |          |
| 下<br>弦      | 1  | 5.7        | 31.5   | 889.1    | 3.2        | 26.9  | 788.4    | 3.7        | 38.7  | 1046.8   |
|             | 2  | 43.1       | 73.6   | 1030.6   | 30.6       | 42.9  | 960.8    | 47.4       | 69.8  | 1314.7   |
|             | 3  | 75.6       | 665.8  | 1175.0   | 46.2       | 539.6 | 1012.2   | 70.8       | 745.1 | 1409.6   |
| 上<br>弦      | 6  | 10.8       | 8.85   | 255.6    | 6.4        | 71.1  | 139.4    | 8.1        | 102.7 | 195.7    |
|             | 8  | 121.6      | 180.1  | 734.4    | 86.1       | 107.0 | 344.9    | 131.5      | 170.7 | 565.3    |
|             | 10 | 198.6      | 685.6  | 967.0    | 107.4      | 361.1 | 426.6    | 165.5      | 493.2 | 738.7    |
| 实<br>腹<br>杆 | 11 | 1322.0     | 1068.2 | 647.9    | 868.2      | 630.3 | 481.9    | 1215.8     | 851.1 | 749.4    |
|             | 14 | 504.8      | 353.4  | 618.7    | 241.8      | 172.3 | 381.3    | 333.3      | 277.9 | 631.1    |
| 竖<br>杆      | 15 | 5.7        | 6.1    | 264.1    | 1.8        | 3.2   | 151.9    | 4.0        | 4.4   | 197.1    |
|             | 19 | 14.3       | 12.5   | 77.6     | 5.1        | 5.2   | 32.8     | 10.4       | 8.3   | 55.3     |
| 斜<br>杆      | 20 | 4.9        | 6.2    | 335.1    | 3.6        | 3.2   | 181.3    | 4.7        | 3.2   | 309.3    |
|             | 24 | 2.4        | 32.6   | 68.4     | 1.4        | 13.5  | 28.2     | 1.9        | 0.3   | 42.7     |

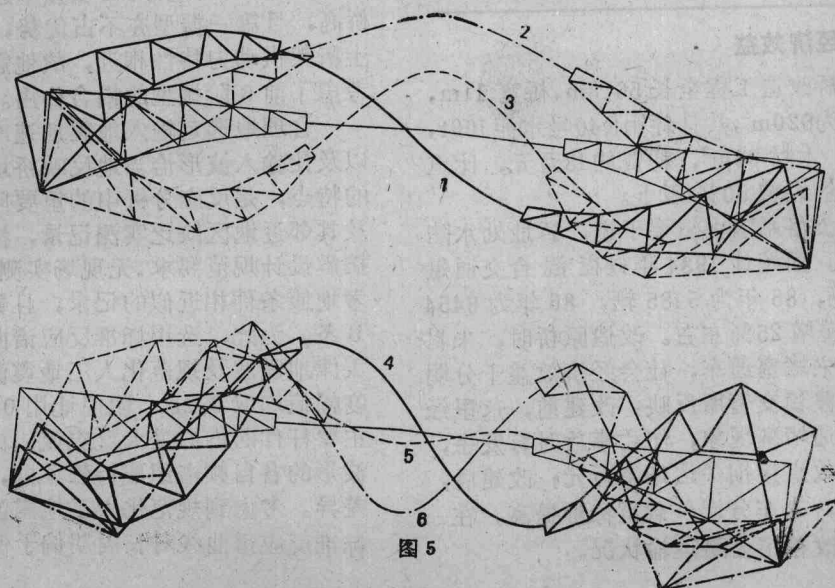


图 5

而且计入了强震持续时间的影响,故取其计算内力反应值为分析的依据。

### 3. 与静载设计内力对比

应用桁架拱桥设计程序计算新桥在营运阶段的恒载、活载内力,并与地震内力反应值相比较,除个别杆件的内力值外,绝大多数杆件的地震内力反应值均小于活载汽-20级内力计算值。表10为设计静力荷载组合与地震荷载组合的内力值对比。除与实腹段相

连接的有关杆件的杆端弯矩值差异较大外,其他杆件内力值地震荷载组合均偏小。

新桥各个构件,由于轴向力远大于杆端弯矩,大多数杆件基本上属轴向受压或小偏心受压构件,实际配筋均大于计算要求。故可认为:以适当加劲原拱圈为下弦的桁架双曲拱桥,具有比原双曲拱桥更良好的抗震性能,能满足计算前提下8度抗震设防的要求。

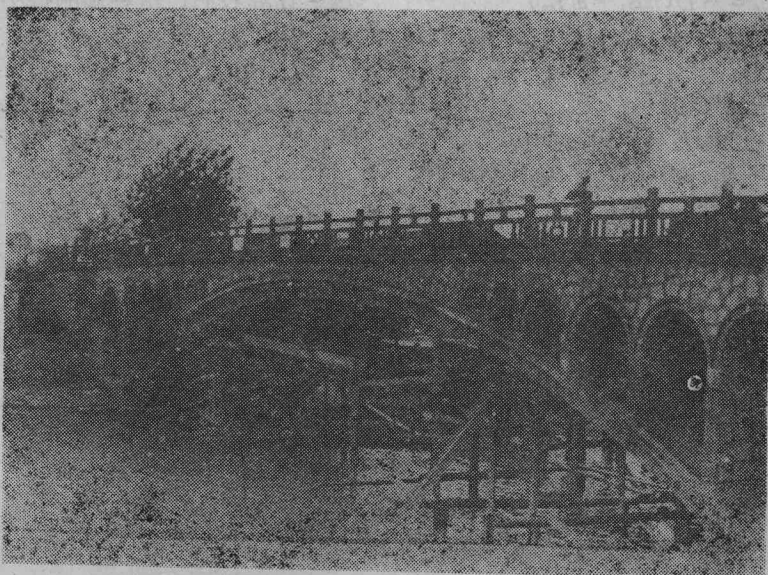
表 10

| 杆 号    |    | 荷 载 组 合    |        |          |            |        |          |
|--------|----|------------|--------|----------|------------|--------|----------|
|        |    | 汽-20+恒载组合  |        |          | 地震力+恒载组合   |        |          |
|        |    | 弯 矩 (kN·m) |        | 轴 力 (kN) | 弯 矩 (kN·m) |        | 轴 力 (kN) |
|        |    | $M_i$      | $M_j$  |          | $M_i$      | $M_j$  |          |
| 下<br>弦 | 1  | -3.6       |        | 5175.8   | -8.7       |        | 4768.2   |
|        | 2  | -174.7     |        | 5005.8   | -157.3     |        | 4659.3   |
|        | 5  | -75.0      | 156.2  | 4185.4   | -82.6      | 909.7  | 3994.8   |
| 上<br>弦 | 6  | 5.3        | 20.5   | -149.0   | -9.8       | -257.8 | 247.5    |
|        | 10 | 357.2      | 807.5  | 1993.8   | 210.5      | 813.0  | 1567.9   |
| 实<br>腹 | 11 | 973.7      |        | 4020.9   | 1604.5     |        | 4069.9   |
|        | 12 |            | 1675.8 | 4157.8   |            | 1072.3 | 4003.5   |
|        | 14 |            | 1847.4 | 4217.7   |            | 1017.5 | 3923.8   |

### 四、结语

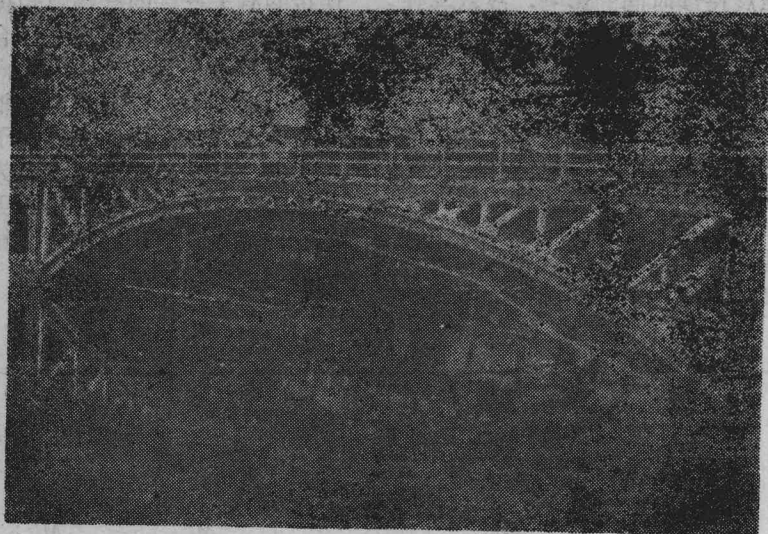
南渡桥改造工程已于 1986 年6月竣工,

省级鉴定认为:改造工程设计构思合理,施工技术简便,经济效益明显,为国内首次实



照片 1





照片 2

施,具有推广价值。分析双曲拱桥的主要病害特征,可知南渡桥改造工程,紧紧抓住了双曲拱桥的病害症结,减小桥台推力,增强结构整体性,全面改善了原双曲拱桥的受力性能。令人注目的是改变原结构体系,提高

了通行能力和桥梁抗震性能,兼之施工简便、工期较短,为软土地基上双曲拱桥的技术改造提供了新的经验(照片 1 为改建前的南渡桥,照片 2 为改建后的南渡桥)。

(上接第 34 页)

$$+ (mB_4 - nB_3) \operatorname{ch} \alpha l \sin \beta l] \quad (13)$$

在  $x=0$  处的弯矩,仍按式 (11) 计算,

$$M|_{x=0} = -D(nB_1 + mB_2)$$

当不考虑剪切变形时,  $m=0$ ,  $n=2\alpha^2$ ,

所以

$$M|_{x=0} = -2\alpha^2 DB_1$$

$$M|_{x=l} = -2\alpha^2 D[-B_2 \operatorname{sh} \alpha l \sin \beta l + B_1 \operatorname{ch} \alpha l \cos \beta l + B_4 \operatorname{sh} \alpha l \cos \beta l - B_3 \operatorname{ch} \alpha l \sin \beta l]$$

**数例二** 多跨连续弹性地基梁(图 2),  $l=1.8\text{m}$ , 截面宽  $\times$  高  $=0.25 \times 0.40\text{m}$ 。其它数据同数例 1。

计算结果如表 2。

#### 四、小结

用具有两个广义位移的梁的弯曲理论,

分析了剪切变形对梁的最大弯矩的影响,对短弹性地基梁和多跨连续弹性地基梁两个数例的计算表明,这种影响很小,可以忽略不计。

表 2

|           | 考虑剪切变形                          | 不考虑剪切变形                         |
|-----------|---------------------------------|---------------------------------|
| $B_4$     | $1.84632P/D$                    | $1.86877P/D$                    |
| $B_3$     | $-1.02437B_4$                   | $-B_4$                          |
| $B_1$     | $-0.47751B_4$                   | $-0.48353B_4$                   |
| $B_2$     | $1.42794B_4$                    | $1.40343B_4$                    |
| $M_{x=0}$ | $29.749\text{kN}\cdot\text{m}$  | $29.779\text{kN}\cdot\text{m}$  |
| $M_{x=l}$ | $-14.761\text{kN}\cdot\text{m}$ | $-14.781\text{kN}\cdot\text{m}$ |

# 钢管混凝土结构在日本的应用(上)

陈松伟 杨青田 沈希明

(中国船舶工业总公司第九设计研究院)

## 提 要

钢管混凝土结构在国内用于单层工业厂房和多层框架已较为普遍,并取得了显著的技术经济效益,但在高层建筑领域尚待开发。而日本已用钢管混凝土建造了超高层建筑,在科研、设计、钢管材料、防火、制作安装等方面已取得了一系列的成果。本文着重介绍钢管混凝土在高层和超高层建筑中的一些情况,供工程技术界参考。

## 前 言

众所周知,钢管混凝土结构是国内外发展较快的一种新型结构。钢管包括圆钢管和方钢管两种。欧洲、美国、日本、苏联已相继制定了有关设计规范,我国“钢管混凝土设

计与施工规程”编制工作已于1988年完成。这种结构在国内开展科研已有二十余年的历史,科研成果已广泛用于工程实践(包括单层工业厂房、多层框架、地铁站台柱—北京二期地铁站台柱全部采用钢管混凝土柱、锅炉构架、矿仓支架、水泥窑外分解塔

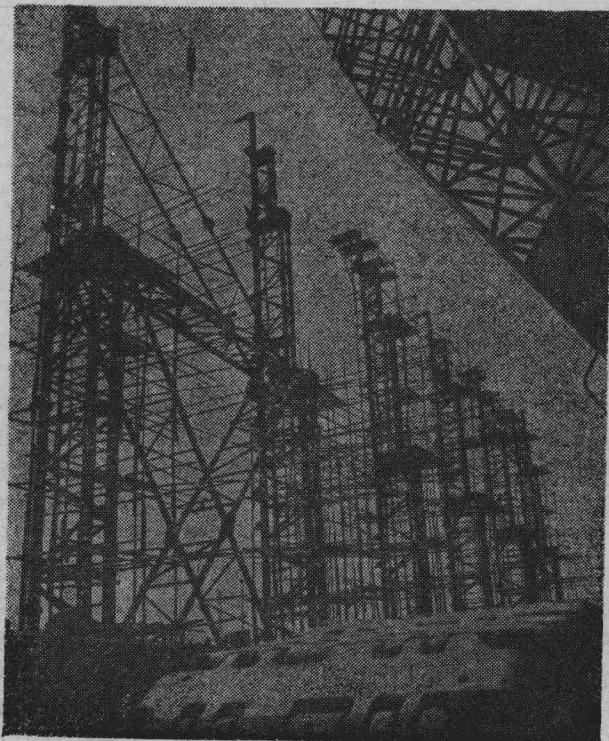


图1 钢管混凝土柱正在吊装中



等等,目前在上海地区正在施工的有沪东造船厂新建柴油机总装试验车间、跨度33m+27m、桥式吊车起重量 $Q=220t$ 、柱距=12m,建筑面积5260m<sup>2</sup>,图1为该车间的钢管混凝土柱正在吊装。由于采用了钢管混凝土柱,节约钢材300t。

目前国内兴建的高层和超高层建筑,其中不少采用全钢结构。全钢结构有许多优点:柱子截面小(与钢筋混凝土结构相比)、自重轻、建筑系数高、适应各种建筑体形和功能、施工快、建设周期短,但造价和钢材消

耗高。如果用钢管混凝土取代钢结构,上述优点均能具备,而钢材消耗大大减少,预计可节约钢材30%。为了进一步探索钢管混凝土结构用于高层及超高层建筑,九院派出了赴日本专题考察组,现将考察的素材分述如下:

## 一、工程应用概况

表1中列出10栋日本采用钢管混凝土已建成的高层和超高层建筑。可以看出日本在这一领域,除了开展理论研究外,在工程实践中也应用较多。

钢管混凝土建造高层和超高层建筑实例(部份)

表 1

| 建筑名称           | 用途    | 层数                 | 高度m   | 结构形式 | 中 柱     |       | 混凝土填充形式  |
|----------------|-------|--------------------|-------|------|---------|-------|----------|
|                |       |                    |       |      | 外径mm    | 管厚mm  |          |
| 广场饭店           | 旅馆    | B <sub>3</sub> -22 | 77    | 剪力墙  | 600     | 12-39 | 填充形      |
| TIME LIFE 大厦   | 事务所   | B <sub>2</sub> -15 | 52.80 | 框 架  | 650-700 | 12-27 | — — —    |
| 野亚大厦           | — — — | B <sub>2</sub> -15 | 53    | 支撑式  | 500     | 15-27 | 外包内填     |
| 日本土地大厦         | “     | B <sub>2</sub> -19 | 72.32 | 支撑式  | 400-600 | 9-50  | 外包内填     |
| 松户大厦           | “     | B <sub>2</sub> -20 | 75.5  | 支撑式  | 600-650 | 12-27 | 5层以下外包内填 |
| 住友不动产芝公园大厦     | “     | B <sub>1</sub> -15 | 60    | 框 架  | 500-900 | 15-30 | 外包内填     |
| 静岡市片舍          | “     | B <sub>2</sub> -19 | 79.15 | 框 架  | 350-450 | 21-60 | 外包内填     |
| VIA BACK 大厦    | 住宅    | B <sub>1</sub> -36 | 103.3 | 框 架  | 450-550 | 9-50  | 外包内填     |
| バルパーアマティイ超高层住宅 | “     | B <sub>1</sub> -36 | 103   | 框 筒  | 700     | 18-36 | 外包内填     |

注 B——地下室;填充形——钢管混凝土;外包内填——钢管混凝土外包钢筋混凝土

钢管混凝土结构在日本得到广泛应用,有如下原因:

1. 日本国内人多地少,城市地价高,需要向高空发展;

2. 日本是一个地震多发区、强度高,30层以上,70年代末均采用钢结构,80年代初开始用钢管混凝土建造高层建筑;

3. 建筑受场地条件的限制及建筑艺术处理的需要,钢管混凝土结构具有更大的适应性;

4. 国内有适用的钢管材料生产供应,久保田铁工株式会社开发生产了离心浇注法生产的各种规格及厚度的高质量G型钢管,促进了钢管混凝土结构的推广应用(表2)。

在大阪建造的36层超高层建筑、建筑体形为Y形,角柱采用钢管混凝土柱,大空间、

无剪力墙、开间跨度14m,采用预应力钢筋混凝土梁,梁高仅650mm,平、立面见图2。

## 二、设计计算理论

### 1. 总体抗震计算

由于日本属强震区,政府及设计单位都非常重视抗震设计,建设省在有关规范指示中明确提出60m以上的建筑物抗震设计采用什么方法需由专门委员会讨论审定。这次走访的五个设计单位对高层及超高层建筑普遍采用动力时程分析法,具体要点是:

(1) 按每层一个节点确定质点数;

(2) 假定为弯剪型,按弹性状态考虑,其最大加速度定为0.25(2G50gal);

(3) 假定为等量剪切型,按弹塑性状态考虑,其最大加速度定为0.4G(400gal);

(4) 假定衰减常数为0.02(内部粘性系