

# 龙潭长江大桥主塔结构与计算

张庆开<sup>1,2</sup>, 左英<sup>1</sup>, 胡川开<sup>1,2</sup>, 郑华凯<sup>3</sup>

1. 华设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210001; 2. 江苏华通工程技术有限公司, 江苏 南京 210001;  
3. 江苏省交通工程建设局, 江苏 南京 210004

**摘要:**为提高大跨径悬索桥主塔设计的安全性、稳定性和经济性,以龙潭长江大桥(主跨1 560 m)为工程依托,分析主塔结构与计算的理论要点,考虑汽车荷载、温度、风载、地震等基本作用,并考虑大桥结构几何非线性竖向荷载-侧向位移效应、混凝土材料弹塑性等;根据总体计算选取不利截面,在各不利工况荷载组合下确定构件计算长度系数;采用变厚度设计横向、纵向主塔塔壁,随塔柱高度变化调整;对选取截面进行双向压弯静力分析和弹塑性分析,分析大桥整体的稳定性。计算结果表明:采用沿高度3次变截面设计塔壁厚度能满足结构受力要求;经稳定性计算,取消中横梁能保证主塔的安全性,提高大桥的经济性与景观效果,可为同类长细比较大的桥梁主塔结构与计算提供依据及借鉴。

**关键词:**大跨径悬索桥;计算长度系数;几何非线性;弹塑性分析;双向压弯;长细比

**中图分类号:**TU442

**文献标志码:**A

**文章编号:**1672-0032(2025)06-0078-08

**引用格式:**张庆开,左英,胡川开,等.龙潭长江大桥主塔结构与计算[J].山东交通学院学报,2025,33(6):78-85.

ZHANG Qingkai, ZUO Ying, HU Chuankai, et al. Design and calculation of the main tower structure of the Longtan Yangtze River Bridge[J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2025, 33(6): 78-85.

## 0 引言

近年来我国大力推进交通建设,因通航、防洪需要,大跨径桥梁需求也越来越多。自虎门大桥以及江阴大桥建成通车以来,我国设计、建造大跨径悬索桥的能力逐步提高。索塔是悬索桥最主要的受力构件之一,设计理论日趋成熟,但精细化设计方面略显不足<sup>[1]</sup>:常规索塔考虑到稳定性需求,需严格控制轴压比,一般会设置上、中、下三道横梁,如南沙大桥、杨泗港大桥等;确定壁厚时,大多未考虑材料弹塑性问题,导致设计系数偏保守;部分主塔设计景观效果不佳且经济性偏差<sup>[2-3]</sup>。

本文以龙潭长江大桥(主跨1 560 m)为依托,探究主塔结构的精细化计算方法以及取消中横梁后主塔的稳定性问题,基于高耸结构偏心受压设计理论,通过两端实际约束情况计算确定其长度系数,并充分考虑结构几何非线性竖向荷载 $P$ -侧向位移 $\Delta$ 关系,以及混凝土材料弹塑性、截面双向压弯等综合性因素,并评估计算索塔整体受力、稳定性、拉压应力、动力特性等<sup>[4-5]</sup>,合理选取主塔壁厚,减小工程量,取消中横梁,使主塔结构各项控制指标均能满足受力需求,提高经济性,提升景观效果,为后续大跨径悬索桥主塔设计提供理论依据。

## 1 工程概况

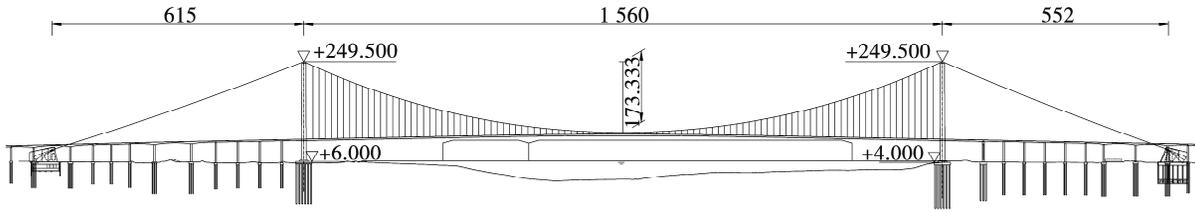
龙潭长江大桥南接南京,北接扬州,是仪禄高速公路的重要组成部分,全长4 925 m,跨江大桥悬索桥

收稿日期:2024-12-05

基金项目:国家重点研发计划项目(2021YFB1600300)

第一作者简介:张庆开(1990—),男,山东济宁人,工程师,工学硕士,主要研究方向为大跨径桥梁设计等,E-mail:865494556@qq.com。

跨径为(615+1 560+552)m,一跨过江,主缆垂跨比为1/9;主梁为扁平流线型钢箱梁;南塔高237.5m,北塔高235.5m,均为上横梁、下横梁及塔柱组成的框架结构;主塔断面内、外侧纵向钢筋均采用直径40mm的HRB400钢筋,外侧双排布置,内侧单排布置。龙潭长江大桥结构示意图如图1所示。



单位:m。

图1 龙潭长江大桥结构示意图

## 2 主塔塔柱的计算长度系数

根据结构力学及材料力学理论,受压构件的计算长度  $l_0 = kl$ ,  $l$  为构件支点长度,  $k$  为计算长度系数,可根据构件两端约束形式取值,约束形式分别为两端固定、一端固定且一端不移动铰、两端不移动铰、一端固定且一端自由的计算长度系数  $k$  分别为 0.5、0.7、1.0、2.0。在纵桥向,将成桥状态下的主塔结构视为一端固定、一端仅有水平弹性约束的构件,如图2所示。

受压构件受力简化图如图3所示。根据文献[6]可将图3a)中构件的约束理想化为图3b)中的转动弹簧A、B和横向弹簧F。

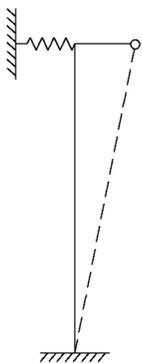


图2 一端固定、一端水平弹性约束的构件

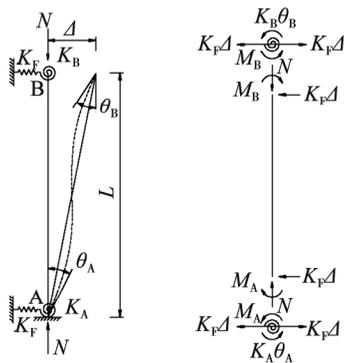


图3 受压构件受力简化图

注:  $K_A$ 、 $K_B$ 、 $K_F$  分别为弹簧A、B、F的刚度;  $N$  为构件所受轴力;  $\theta_A$  为塔底A端转角;  $\theta_B$  为塔顶B端转角;  $M_A$  为构件底端的弯矩;  $M_B$  为构件顶端的弯矩;  $L$  为构件实际长度;  $\Delta$  为构件两端的相对位移。

构件弯矩、转角和侧向位移与构件刚度  $K_A$ 、 $K_B$ 、 $K_F$  的关系为:

$$K_A = M_A / \theta_A, K_B = M_B / \theta_B, K_F = (M_A + M_B + N\Delta) / \Delta l, \quad (1)$$

式中  $l$  为构件设计长度。

构件底端和顶端的转角位移方程为<sup>[6]</sup>:

$$M_A = [s_{ii}\theta_A + s_{ij}\theta_B - (s_{ii} + s_{ij})\Delta/l]EI/l, \quad (2)$$

$$M_B = [s_{ji}\theta_A + s_{jj}\theta_B - (s_{ji} + s_{jj})\Delta/l]EI/l, \quad (3)$$

式中:  $s_{ii}$ 、 $s_{ij}$ 、 $s_{ji}$ 、 $s_{jj}$  为稳定函数,  $E$  为材料的弹性模量,  $I$  为截面惯性矩。

将一端固定、一端仅有水平弹性约束的边界条件,即  $K_A l / (EI) = \infty$ 、 $K_B l / (EI) = 0$ , 代入式(1)~(3), 经计算后可得构件的计算长度系数

$$k = 2 - 1.3k_F^{1.5} / (9.5 + k_F^{1.5}),$$

式中  $k_F^{1.5}$  为构件转动和水平弹性约束端的相对水平约束刚度系数。

根据悬索桥结构实际荷载情况,选取4个不利工况下的塔顶、塔底荷载组合计算 $k$ ,荷载组合情况、荷载效应及纵桥向计算长度系数 $k_L$ 如表1所示。对于横向计算长度系数,将主塔视为门架结构,偏于保守取 $k=1.0$ ,对主塔上、下塔柱分别计算横向计算长度系数<sup>[7]</sup>。

表1 不利工况组合选取、荷载效应与计算长度系数

不利 工况	荷载组合	$N_A$ / kN	$M_{y,A}$ / (kN·m)	$M_{z,A}$ / (kN·m)	$N_B$ / kN	$M_{y,B}$ / (kN·m)	$M_{z,B}$ / (kN·m)	塔顶横向 位移/m	塔顶纵向 位移/m	塔柱平均 轴力/kN	$k_L$
1	永久作用-公路 I 级-温 度-顺桥向组合风	707 600	59 081	384 016	325 126	89	23 355.0	-0.24	0	516 363	1.20
2	永久作用-公路 I 级-温 度-横桥向组合风	727 562	155 994	270 304	324 739	3 372	19 084.0	-0.23	-0.15	526 150	1.28
3	永久作用-顺桥向百年风	674 158	32 937	363 502	291 917	0	15 153.0	0	0	483 037	0.68
4	永久作用-横桥向百年风	744 932	310 674	39 518	290 543	11 638	11.6	0.04	-0.50	517 738	1.33

注: $N_A$ 为塔底端轴力, $M_{y,A}$ 为塔底端横向弯矩, $M_{z,A}$ 为塔底端纵向弯矩, $N_B$ 为塔顶端轴力, $M_{y,B}$ 为塔顶端横向弯矩, $M_{z,B}$ 为塔顶端纵向弯矩。

### 3 塔柱结构设计及截面计算

#### 3.1 塔柱结构设计及不利截面选取

龙潭长江大桥主塔为典型门式框架结构,外形为“双龙戏珠”景观设计,采用 C55 混凝土结构。南塔一般构造及关键截面视图如图4所示。

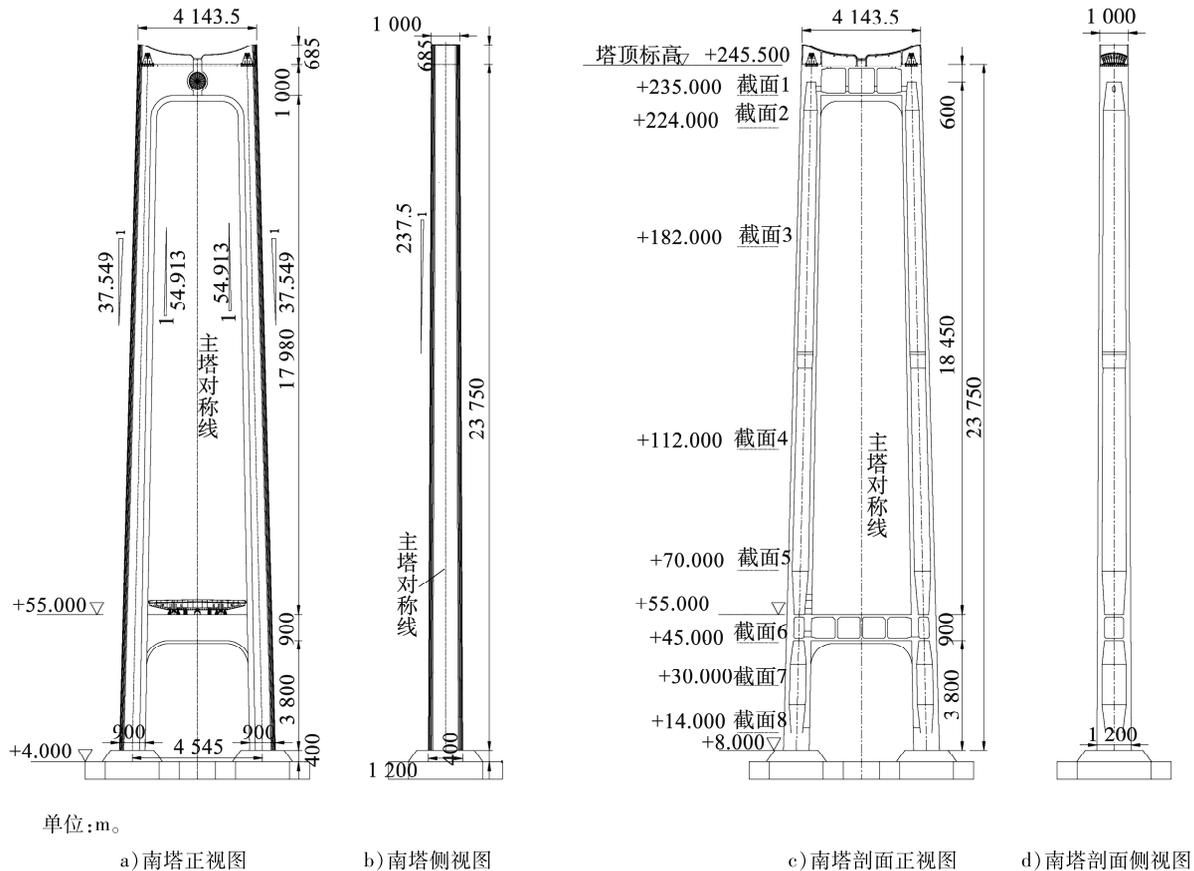


图4 南塔一般构造及关键截面位置视图

索塔顺桥向宽度由塔顶的10 m线性变化至塔底的12 m,顺桥向侧面斜率为1/237.500。横桥向由塔顶的7 m线性变化至塔底的9 m,外侧面斜率为1/37.549,内侧面斜率为1/54.913。塔柱采用矩形箱型截面,结合大桥塔柱景观效果与抗风性能需求,将塔柱四角进行倒角钝化,桥塔外侧倒圆角半径 $R=1.5\text{ m}$ ,横桥向、顺桥向内侧切角长度分别为2.0、0.5 m。

根据各不利工况下的受力情况,在满足安全性及经济性的前提下,均采用变厚度设计横、纵向主塔塔壁,随塔柱高度变化调整<sup>[8]</sup>。顺桥向,塔柱塔顶到高程+145.000 m处塔壁厚1.3 m;高程+145.000 m处塔壁厚1.3 m线性变化至高程+140.000 m处塔壁厚1.5 m;高程+140.000 m处到下横梁顶处塔壁厚1.5 m;下塔柱塔壁厚1.7 m。横桥向,塔柱塔顶到高程+145.000 m处塔壁厚1.2 m;高程+145.000 m处塔壁厚1.2 m线性变化至高程+140.000 m处塔壁厚1.4 m;高程+140.000 m处到下横梁顶处塔壁厚1.4 m;下塔柱塔壁厚1.6 m。在塔柱下横梁、塔底等设置加厚段,满足横梁预应力张拉及刚性节点设计要求。为保证主塔及群桩基础的整体性及稳定性,在塔底设置高6 m的实心段。

门式主塔受力模式不同于常规偏心受压构件,主梁支座、主缆索鞍对主塔纵桥向在施工阶段、运营阶段及其他不同工况下的实际约束度均不同,原因是主塔、主梁、主缆三者耦合,对应不同塔柱的计算长度系数。结合各不利工况下计算结果,根据弯矩、剪力包络曲线选取8个控制性截面进行主塔验算<sup>[9]</sup>。

### 3.2 塔柱双向压弯计算原理

此类箱型横截面的受力性能较好,主塔典型横截面及配筋示意图如图5所示。

可将箱型截面简化为工字型截面,根据文献[6]计算主塔结构正截面抗压承载力,计算公式为:

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f'_{cd} A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw}$$

式中: $\gamma_0$ 为结构重要性系数; $N_d$ 为设计轴向力; $f_{cd}$ 为混凝土轴心设计抗压强度; $\xi$ 为界限受压区高度; $h_0$ 为截面有效高度; $b'_f$ 为截面受压区翼缘有效宽度; $h'_f$ 为截面受压区翼缘有效高度; $f'_{cd}$ 为钢筋设计抗压强度; $A'_s$ 为受压区钢筋截面面积; $\sigma_s$ 为钢筋应力; $A_s$ 为截面钢筋截面面积; $N_{sw}$ 为沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴

的向力, $N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta}{0.5\beta\omega}\right) f_{sw} A_{sw}$ ,其中, $\beta$ 为矩形应力图高度与实际受压区高度之比; $\omega$ 为沿截面腹部均匀配筋区段的高度 $h_{sw}$ 与 $h_0$ 之比, $\omega = h_{sw}/h_0$ ,其中, $h_{sw} = h_0 - a'_s$ , $a'_s$ 为构件受压区普通钢筋合力点至受压区边缘的距离; $f_{sw}$ 为钢筋设计强度; $A_{sw}$ 为全部纵向钢筋截面面积。

正截面抗压承载力计算公式变换为:

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} [\xi(1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f)] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw}$$

式中: $e$ 为偏心距; $M_{sw}$ 为沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对截面受拉边或受压较小边纵向钢筋 $A_s$ 重心的力矩, $M_{sw} = f_{sw} A_{sw} h_{sw} [0.5 - (\xi - \beta)/(\beta\omega)]$ 。

在主塔纵桥向计算及上塔柱横桥向计算中,均应按偏心受压构件计算,且长细比均大于规范限值17.5<sup>[6]</sup>,均应考虑轴向承载能力极限状态偏心距增大系数 $\eta^{[10-11]}$ 。在悬索桥成桥状态下,主塔以受压为主,但主塔为高耸构件,长细比较大,受力模式较复杂,在不同工况下均应按双向偏心受压构件计算,确保满足主塔安全性要求<sup>[10]</sup>。偏心受压构件计算模式示意图见图6。

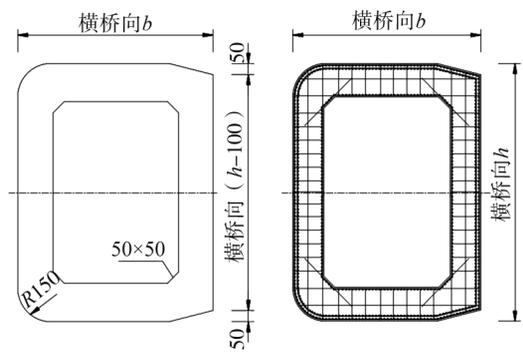


图5 主塔典型横截面及配筋示意图  
注: $b$ 为截面宽度; $h$ 为截面高度。

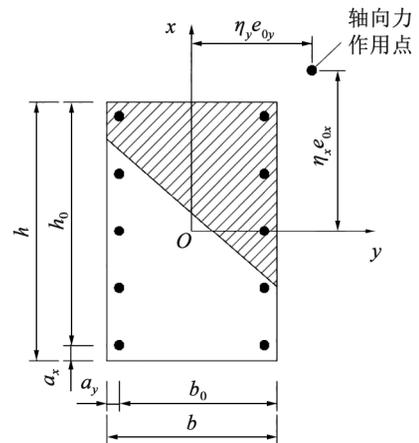


图6 偏心受压构件计算模式示意图  
注: $e_{0x}$ 、 $e_{0y}$ 分别为沿 $x$ 、 $y$ 轴偏心距; $\eta_x$ 、 $\eta_y$ 分别为沿 $x$ 、 $y$ 轴偏心距增大系数; $a_x$ 、 $a_y$ 分别为沿 $x$ 、 $y$ 方向钢筋合力点至受拉区边缘距离; $b_0$ 为截面有效宽度。

根据文献[6]计算正截面抗压承载力,公式为:

$$\gamma_0 N_d \leq 1 / [(1/N_{ux}) + (1/N_{uy}) - (1/N_{u0})],$$

式中: $N_{u0}$ 为构件截面轴心的设计抗压承载力, $N_{ux}$ 为沿 $x$ 轴的设计偏心受压承载力, $N_{uy}$ 为沿 $y$ 轴的设计偏心受压承载力。

### 3.3 计算单元材料与纤维模型

主塔这类高耸构件对位移较敏感,需计算主塔截面所受静力,以及在风载及地震作用下的截面弹塑性能力,保证满足安全性需求。

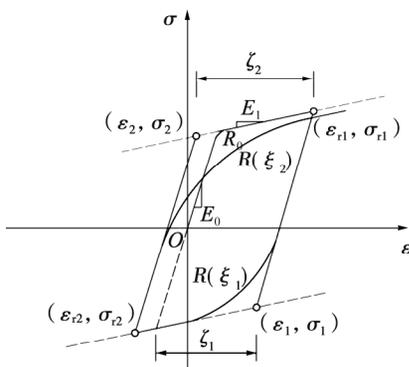
在钢筋混凝土结构的弹塑性动力分析中,选取修正 Menegotto-Pinto 模型模拟钢筋的滞变行为<sup>[12-13]</sup>,构建钢筋应力-应变模型。修正 Menegotto-Pinto 钢筋滞回模型如图 7 所示。

修正 Menegotto-Pinto 模型的表达式为:

$$\sigma^* = E_{1,0} \varepsilon^* + (1 - m) \varepsilon^* / (1 + \varepsilon^*)^{1/W},$$

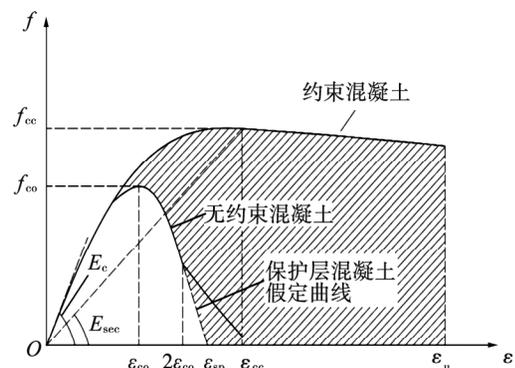
式中: $\sigma^*$ 为任意点应力, $E_{1,0}$ 为 $E_1$ 与 $E_0$ 之比, $\varepsilon^*$ 为任意点应变, $W$ 为钢筋过渡曲线参数。

采用纤维模型对结构进行弹塑性分析,为精确计算混凝土截面纤维的应力,绘制混凝土材料在任意荷载下的应力-应变关系曲线。采用无约束混凝土-约束混凝土 Mander 模型对悬索桥主塔的空心矩形截面进行动力分析<sup>[14]</sup>,如图 8 所示。



注: $\sigma_1, \sigma_2$ 分别为两条渐近线交点的应力; $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ 分别为两条渐近线交点的应变; $\sigma_{r1}, \sigma_{r2}$ 分别为应变反向点的应力; $\varepsilon_{r1}, \varepsilon_{r2}$ 分别为应变反向点的应变; $\xi_1, \xi_2$ 分别为循环半周期 1 和 2 的塑性应变; $E_1$ 为钢筋硬化强度; $E_0$ 为原点切线模量; $R(\xi_1), R(\xi_2)$ 分别为循环半周期 1 和 2 的塑性应变软化效应值。

图 7 修正 Menegotto-Pinto 钢筋滞回模型



注: $\varepsilon_{co}$ 为非约束混凝土峰值应变; $\varepsilon_{cc}$ 为约束混凝土峰值应变; $\varepsilon_{sp}$ 为保护层混凝土极限应变; $\varepsilon_u$ 为约束混凝土极限应变; $f_{co}$ 为非约束混凝土抗压强度; $f_{cc}$ 为约束混凝土抗压强度; $E_c$ 为非约束混凝土弹性模量; $E_{sec}$ 为约束混凝土峰值割线模量。

图 8 Mander 模型混凝土本构关系

### 3.4 主塔结构计算

顺桥向计算中,施工阶段按塔底固结、塔顶自由进行简化计算;成桥状态考虑主缆力对塔顶的约束作用,按塔顶铰接、塔底固结近似计算;运营状态下,在活载、温度、风载、船撞等荷载作用下可近似按一端固定、一端仅有水平弹性约束的构件计算 $k$ ,并考虑几何非线性 $P-\Delta$ 效应<sup>[15]</sup>。

横桥向计算中,按平面杆系框架结构分析主塔,主缆水平刚度的影响忽略不计,仅考虑自重、风载、温度、上下横梁预应力以及主缆传递至塔顶的竖向力等<sup>[16]</sup>。运营状态下,工况 1~9 下主塔计算荷载组合分别为:永久作用-汽车荷载、永久作用-汽车荷载-升温、永久作用-汽车荷载-降温、永久作用-汽车荷载-升温-运营横风、永久作用-汽车荷载-降温-运营纵风、永久作用-百年横风、永久作用-百年纵风、永久作用-E2 纵向地震、永久作用-E2 横向地震。

采用有限元分析软件 Midas Civil 建立全桥有限元计算模型,主塔、主梁采用梁单元,通过拉索单元模拟主缆、吊索,如图 9 所示。在工况 1~9 中针对不同截面,除静力荷载外,综合考虑风载及 E2 地震下截

面最不利效应值(轴力、弯矩),根据弯矩、剪力、应力包络曲线选择最不利荷载组合计算主塔最不利轴力和弯矩效应组合等,E1、E2地震反应谱 $S_a$ 如图10所示。

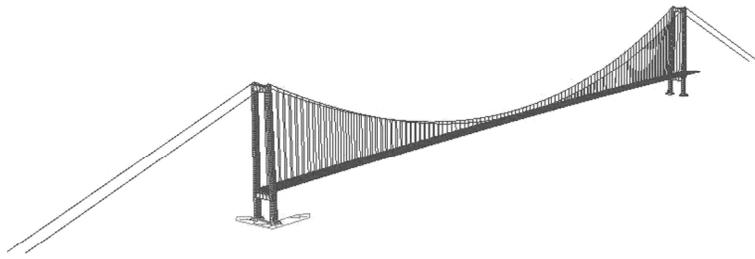


图9 全桥有限元计算模型

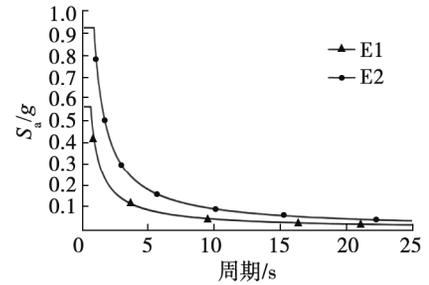


图10 E1、E2地震反应谱

采用规范简化公式计算截面静力<sup>[6]</sup>,采用 Midas Civil 和截面分析软件 XTRACT 进行动力分析,根据假定的钢筋和混凝土模型分别验算截面轴力 $N$ 、 $y$ 轴的弯矩 $M_y$ 、 $z$ 轴的弯矩 $M_z$ ,得到主塔截面纵向、横向单向压弯计算结果,根据规范公式进行双向压弯组合<sup>[17]</sup>,得到主塔截面最不利效应值(轴力、弯矩)。也可得到该截面在最不利状态下的弯矩-曲率曲线,分析截面的弹塑性,得到该截面在弹性及弹塑性状态下的纵向主筋和混凝土应力状态,以及截面在该工况下考虑材料弹塑性的承载能力<sup>[18]</sup>,对主塔各控制截面进行受力验算和设计优化,减小截面尺寸,优化配筋率。主塔截面分析原理示意图如图11所示,梁柱单元弹塑性纤维划分示意图如图12所示。在软件 XTRACT 中将钢筋混凝土截面划分为较细纤维,提高计算精度,XTRACT 主塔截面弹塑性分析如图13所示。主塔截面最不利轴力、弯矩效应组合及能力需求比(能力需求比为基于性能的结构承载能力与荷载效应之比)结果如表2所示(受篇幅所限,仅列出分布于塔顶、上塔柱、下横梁上部、下塔柱位置的截面1、3、5、7,分别代表4种不同壁厚)。

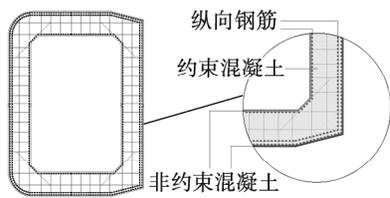


图11 主塔截面分析原理示意图

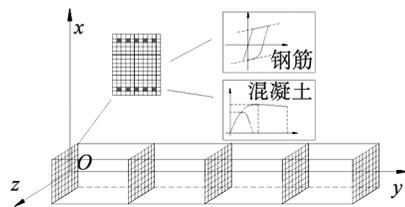
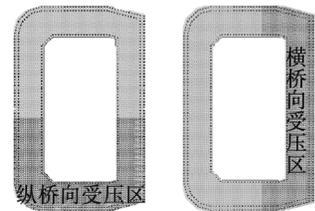


图12 梁柱单元弹塑性纤维划分示意图



a) 纵桥向受压区 b) 横桥向受压区  
图13 XTRACT 主塔截面弹塑性分析

表2 主塔截面最不利轴力、弯矩效应组合及能力需求比

截面位置	工况	$N/kN$	$M_y/(kN \cdot m)$	$M_z/(kN \cdot m)$	承载力/kN	能力需求比
截面1	$N$ 最小	-375 983	-209 777	4 585	784 431	2.09
	$N$ 最大	-276 170	-54 380	-1 038	853 169	3.09
	$M_y$ 最小	-363 205	-565 966	1 800	601 112	1.66
	$M_y$ 最大	-300 595	438 826	402	616 974	2.05
	$M_z$ 最小	-343 546	-70 206	-73 781	1 115 632	3.25
	$M_z$ 最大	-359 892	-57 622	56 950	831 178	2.31
截面3	$N$ 最小	-459 911	-31 257	14 211	682 049	1.48
	$N$ 最大	-346 102	22 651	-1 794	684 796	1.98
	$M_y$ 最小	-447 160	-185 185	82	668 505	1.50
	$M_y$ 最大	-384 477	240 304	-1 512	637 858	1.66
	$M_z$ 最小	-446 708	26 131	-251 454	625 426	1.40
	$M_z$ 最大	-417 671	28 949	154 705	645 930	1.55

表 2(续)

截面位置	工况	$N/kN$	$M_y/(kN \cdot m)$	$M_z/(kN \cdot m)$	承载能力/ $kN$	能力需求比
截面 5	N 最小	-592 337	147 898	24 525	805 462	1.36
	N 最大	-456 444	-19 302	-5 718	812 151	1.78
	$M_y$ 最小	-516 850	-604 441	-4 805	659 621	1.28
	$M_y$ 最大	-579 609	554 641	-9 295	696 921	1.20
	$M_z$ 最小	-580 309	-34 204	-489 259	714 176	1.23
	$M_z$ 最大	-548 705	-14 622	26 3777	757 480	1.38
截面 7	N 最小	-723 391	199 768	606	906 974	1.25
	N 最大	-542 323	228	1 015	910 401	1.68
	$M_y$ 最小	-578 610	-199 289	3 136	905 436	1.56
	$M_y$ 最大	-723 375	199 768	-3 180	906 519	1.25
	$M_z$ 最小	-682 530	43 009	-644 675	786 654	1.15
	$M_z$ 最大	-652 179	-42 913	391 971	831 668	1.28

注:弯矩数值中负号表示绕坐标轴逆时针方向。

由表 2 可知:主塔截面的抗弯、抗剪及应力均可满足规范要求<sup>[5-6]</sup>;结合截面弹塑性分析,截面 7 在控制荷载  $M_z$  下最小能力需求比为 1.15,满足经济性及安全性需求<sup>[6]</sup>。取消中横梁后,对其稳定性要求大大提高,此类构件一般由二类稳定控制,因主塔为变截面设计,偏保守取纵向配筋率为 2.0%,根据文献[5-6]要求及相关经验,按 1/3 000 考虑塔柱倾斜率,鞍座横向初始偏向为 10 mm,其二类稳定安全系数为 3.07,满足安全需求<sup>[6]</sup>。

精细化计算后进行主塔设计和施工,可减少主塔工程量,减轻主塔自重,提高主塔群桩基础的经济性,使主塔截面受力更合理,提高大桥整体安全性与景观效果。

## 4 结论

1) 基于结构受力原理,对大跨径悬索桥主塔或此类长细比较大且工程量较大的结构进行精细化计算,在保证结构安全的前提下尽量优化截面纵向、横向尺寸及壁厚,设计最经济方案。若按各力学教材和相关规范推荐结果为受压构件选择计算长度系数,此类受力模式较复杂的结构趋于冒进或保守,应按实际受力模式反算计算长度系数,然后再分截面计算塔柱承载能力,更符合实际情况。

2) 在多种荷载耦合下,对主塔或高墩等结构分别进行纵向、横向验算趋于不安全,对截面进行静力或动力计算均应对验算结果进行双向组合并考虑混凝土弹塑性,结果会更符合实际受力模式,保证结构安全。

3) 经过精细化设计与计算,取消龙潭长江大桥主塔中横梁,采用三级变截面结构,可提高安全性、经济性及景观效果。龙潭长江大桥主塔高 237.5 m,可为后续同类高耸构件设计提供计算依据与参考。

### 参考文献:

- [1] 胡文军,梅新咏,张燕飞,等.沪苏通长江公铁大桥主航道桥桥塔设计关键技术[J].世界桥梁,2022,50(3):1-7.
- [2] 罗晓瑜,陈艾荣,刘海波.洞庭湖二桥造型设计[J].世界桥梁,2019,47(6):16-20.
- [3] 唐贺强,徐恭义,刘汉顺.五峰山长江大桥主桥总体设计[J].桥梁建设,2020,50(6):1-7.
- [4] 马玉全,孙向东,陈枝洪.虎门二桥坭洲水道桥索塔结构设计及受力分析[J].广东公路交通,2014,40(3):21-27.
- [5] 中华人民共和国交通运输部.公路悬索桥设计规范:JTG/T D65—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2016.

- [6] 中华人民共和国交通运输部.公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范:JTG 3362—2018[S].北京:人民交通出版社,2018.
- [7] 钱冬生,陈仁福.大跨悬索桥的设计与施工[M].成都:西南交通大学出版社,2015.
- [8] 陈杨娟,刘通.大跨径悬索桥索塔结构形式合理性分析[J].西部交通科技,2023(2):96-101.
- [9] 白绍良,龚华旭,王敏,等.钢筋混凝土偏心受压长柱非线性失稳承载力研究[J].建筑结构,2019,49(5):100-108.
- [10] 彭庭佳,成立涛,陈宏俊,等.一种求解双向压弯混凝土截面极限承载能力的方法[J].中外公路,2019,39(3):167-171.
- [11] 高聪.节段预制混凝土墩柱横截面双向偏心压弯全过程的理论分析[J].建筑监督检测与造价,2017,10(6):45-48.
- [12] 季正迪.基于性能的混凝土斜拉桥地震易损性分析[D].西安:长安大学,2016.
- [13] 陆新征,蒋庆,缪志伟,等.建筑抗震弹塑性分析[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [14] 冯旭.基于非线性静力弹塑性分析的独柱式连续梁稳定性研究[J].公路交通科技(应用技术版),2019,15(6):284-288.
- [15] 王帆,黎小刚,赖亚平,等.重庆南纪门长江大桥主桥总体设计[J].桥梁建设,2019,49(1):89-94.
- [16] 刘科峰,蔡敦松,杨光武.万州牌楼长江大桥主桥设计[J].桥梁建设,2020,50(增刊2):109-114.
- [17] 邓晓光,卢志芳,李倩.三塔斜拉桥主梁节段施工非线性稳定性分析[J].桥梁建设,2015,45(2):116-121.
- [18] 白生翔,刘璐,徐福泉,等.钢筋混凝土受弯构件正截面弯剪承载力计算方法[J].建筑科学,2023,39(7):1-6.

## Design and calculation of the main tower structure of the Longtan Yangtze River Bridge

ZHANG Qingkai<sup>1,2</sup>, ZUO Ying<sup>1</sup>, HU Chuankai<sup>1,2</sup>, ZHENG Huakai<sup>3</sup>

1. China Design Group Co., Ltd., Nanjing 210001, China;

2. Jiangsu Huatong Engineering Technology Co., Ltd., Nanjing 210001, China;

3. Jiangsu Transportation Engineering Construction Bureau, Nanjing 210004, China

**Abstract:** To improve the safety, stability, and economy of the main tower design of long span suspension bridges, this study takes the Longtan Yangtze River Bridge (with a main span of 1 560 m) as the engineering reference. It analyzes the theoretical key points of the design and calculation of the main tower structure, considering basic actions such as vehicle loads, temperature, wind loads, and earthquakes. Additionally, it takes into account the geometric nonlinearity of the bridge structure, vertical load-lateral displacement effects, and the elastic-plastic behavior of concrete materials. Based on comprehensive calculations, adverse sections are selected, and the calculated length coefficients of components are determined under various adverse load combinations. A variable thickness design is adopted for the transverse and longitudinal main tower walls, adjusting the thickness according to the height of the tower columns. A bi-directional compression-bending static analysis and elastic-plastic analysis are conducted on the selected sections to assess the overall stability of the bridge. The calculation results indicate that using a cubic variable cross-section design for the tower wall thickness along the height can meet the structural stress requirements. Stability calculations show that eliminating the middle crossbeam can ensure the safety of the main tower while enhancing the economic viability and aesthetic effect of the bridge. This can provide a basis and reference for the design and calculation of main tower structures of larger slenderness ratio bridges.

**Keywords:** long span suspension bridge; calculated length coefficient; geometric nonlinearity; elasto-plastic analysis; bidirectional bending; slenderness ratio

(责任编辑:王惠)