

# 广州新电视塔结构体系分析

段林楠

(嘉里置业(深圳)有限公司, 广东 深圳 518048)

**摘要:** 广州新电视塔是广州市新城市中心的标志性建筑,其复杂的结构体系,仅依靠国内现有规范方法难以满足设计的安全性和经济性要求。基于非线性方法对广州电视塔的结构进行了稳定性分析。在分析中首先介绍了非线性分析的原理方法,然后分别引入杆件、结构整体的初始缺陷,并考虑了节点刚度对结构稳定性分析的影响,根据分析结果确定了结构在各种缺陷下的力学性能,从而进行结构优化设计。

**关键词:** 非线性; 初始缺陷; 稳定性分析; 结构优化

**中图分类号:** TU 318, TU 393.2

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1671-9379(2014)05-0052-07

## Structural System Analysis of Guangzhou New TV Tower

DUAN Lin-nan

(Kerry Development(Shenzhen)Co.,Ltd., Shenzhen 518048, China)

DUAN Lin-nan: duanlinnan@hotmail.com

**Abstract:** Guangzhou TV Tower is a new landmark of Guangzhou city. The tower has a complex structural system, which makes it difficult to meet the safety and cost requirements only based on current design standards. This paper presents a nonlinear analysis on the stability of Guangzhou TV Tower. Firstly the theory of nonlinear analysis method is introduced. Then the initial imperfections of both steel members and overall structure are incorporated in the model, and the influence of joint stiffness on structural stability is also considered. Based on the analysis results, the mechanical behavior of structures under various imperfection is evaluated, and the structural system is also optimized.

**Keywords:** nonlinear; initial imperfection; stability analysis; structural optimization

### 1 工程概况

广州市新电视塔(见图1)高610 m,由一座高达450 m的主塔体和一个高160 m的天线桅杆构成。作为广州市的标志性建筑,新电视塔将矗立于城市的中轴线上。其所在的广场距珠江最近的距离只有100 m,广场层高出地面约7 m。在广场下,首层地面标高为0.00 m,地下室2层,标高分别为-5 m和-10 m。电视塔塔体包括35层不同功能的封闭楼层,作为观光层、餐厅、电视广播技术中心以及休闲娱乐区等。电视塔的首层为商业建筑和主要的流通地带。地下室1层为停车场和电视塔管理用房。地下室2层为设备和仓库。新电视塔的建筑结构是由一个向上旋转的椭圆形钢外壳变化生成,相对于塔的顶、底部,其腰部纤细、体态生动,而结构通过其外部的

钢斜柱、斜撑、环梁和内部的钢筋混凝土筒充分展现了建筑所要表达的建筑造型。

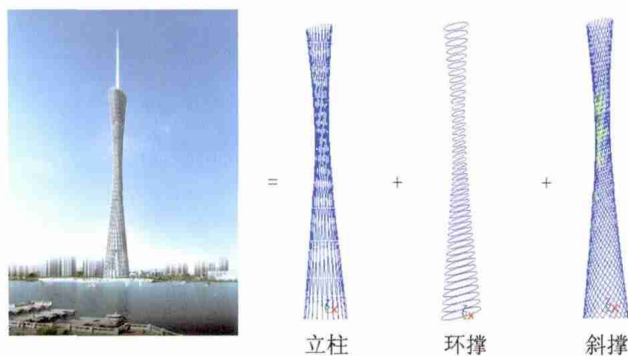


图1 广州新电视塔

Fig. 1 Guangzhou New TV Tower

收稿日期:2013-11-21;收到修改稿日期:2014-03-25

作者简介:

段林楠(1980—),男,学士,工程师,主要从事高层、大跨结构的设计。E-mail: duanlinnan@hotmail.com。

## 2 传统规范设计方法

我国的《钢结构设计规范》仍采用传统的设计方法,实际上是进行以下两阶段设计:

- 1) 用线性分析方法考虑非线性的影响,包括通常所说的“二阶效应”<sup>[1]</sup>。
- 2) 根据各种稳定系数和构件宽厚比的限制作为设计依据。

上述设计规则来源于理论结果的对比分析和试验结果,具有很多不确定因素。例如《钢结设计规范》对结构失稳的计算模式是假定“结构同一层柱同时按相同的模式对称或反对称失稳”,即结构的整体失稳采用在构件稳定承载力设计中考考虑计算长度的方法来近似保证,而实际情况却是不同结构的杆件计算长度有时是难以准确计算的,如果没有考虑结构侧移或者不从结构整体来考察构件的计算长度,有时会带来不安全的结果;即使整体考虑,大震时可能有些杆件已经进入塑性,其他杆件对其约束是随时间变化的,因此此时很难得出准确的计算长度值<sup>[2]</sup>。

同时,《高层民用建筑钢结构技术规程》的5.2.11条要求对不满足5.2.10条的结构进行考虑二阶效应的方法进行整体稳定验算,该项目需要进行此方面的验算<sup>[3]</sup>。而广州新电视塔中的构件截面形式多,布置不规则,又有钢管混凝土等混合材料截面的使用,按照规范设计时,除具有上述不利因素之外,对设计人员而言也显得繁琐。

上述规范方法不能综合考虑各种因素对钢结构的影响,也就不能反映钢结构真实准确的受力状态,因此得到的设计结果有可能并不安全,也可能过于保守,造成不必要的浪费。

## 3 非线性稳定性分析方法

非线性稳定性分析方法是在考虑结构和构件初始缺陷的基础上将强度、稳定性和弹塑性合并在总体结构分析之中,通过一次性的结构分析,就能完整的考虑结构的强度、整体稳定和局部稳定的方法。这种方法避免了常规分析中通过有效计算长度系数考虑结构构件的稳定性、通过相关方程考虑结构构件的弹塑性状态、通过规定结构构件各个板件的宽厚比控制钢构件的局部失稳,将三个理论分开考虑的缺点<sup>[4]</sup>。

非线性分析方法中将考虑<sup>[5]</sup>:

- 结构变形的影响,包括  $P-\delta$  效应和构件轴力对其刚度的降低效应(几何非线性);
- 结构缺陷的影响,包括结构整体、构件初始缺陷(含残余应力);
- 节点刚度的影响;
- 构件失稳判断方法;
- 整体稳定极限承载力分析和评估。

## 4 初始缺陷的类型及引入

实际结构由于存在各种各样的随机缺陷的影响,与理想结构存在差异。对于缺陷敏感性结构,缺陷可能会造成结构稳定性的急剧下降,所以有必要考虑随机参数的影响,进行稳定问题的敏感性研究。按照结构局部和整体关系,初始缺陷分为杆件初始缺陷(两真实节点之间的杆件)和整体初始缺陷。

两种初始缺陷分别由两种二阶效应产生<sup>[6]</sup>:

1) 第一种是  $P-\delta$  效应:梁柱构件,轴力作用在一阶挠度上,将在柱中截面产生二阶挠度和附加弯矩。在轴压和压弯构件的稳定分析中,就是考虑此种效应。对应于杆件的初始缺陷。

2) 第二种是  $P-\Delta$  效应:考虑框架同时作用垂直力和侧向力,垂直力在由侧向力产生的侧移上将造成弯矩,由此更加加大了侧移,其中有相互作用的因素。由于这种二阶效应,将导致比单纯由侧向力产生的侧移和倾覆弯矩更大的侧移和倾覆弯矩。在结构整体极限承载力分析中,考虑此种效应。对应于杆件的整体缺陷。

如下图2所示,  $P-\delta$  效应是构件弯曲引起的,也被称为梁柱效应;  $P-\Delta$  效应是结构整体偏移引起的,不考虑弯曲引起的影响。在分析中对这两种效应都应考虑。

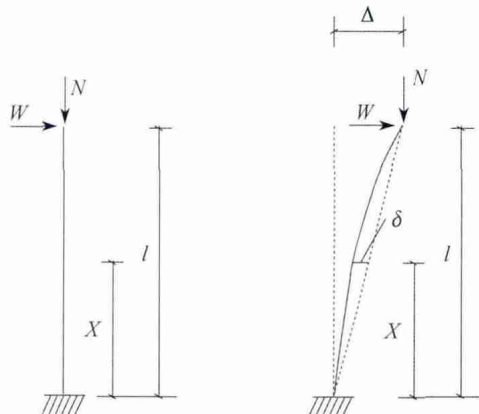


图2 二阶效应示意图

Fig. 2 Schematic of second-order effect

### 4.1 杆件初始缺陷

结构中同时存在钢构件和钢管混凝土构件,由于钢管混凝土有两种材料构成,其材料属性不像钢构件那么均匀,因此这两种构件的初始缺陷需分别分析。

#### 4.1.1 钢构件初始缺陷

钢结构设计规范对于构件的稳定计算有以下三种不同的处理方法。

- 1) 以分岔屈曲荷载为准则确定轴心受压构件的稳定系数。
- 2) 截面边缘纤维屈服为准则确定轴心受压构件的稳定系数。

这种计算方法不计残余应力的影响,用适当的几何缺陷按照弹性理论计算轴心受压构件。

公式:

$$\frac{P}{A} \left[ 1 + \frac{v_0}{\frac{W}{A} \left( 1 - \frac{P}{PE} \right)} \right] = \frac{P}{A} \left[ 1 + \frac{\epsilon_0}{\left( 1 - \frac{P\lambda^2}{\pi^2 EA} \right)} \right] = f_y \quad (1)$$

$\epsilon_0 = \frac{V_0}{W/A}$ ,  $V_0$  为初弯曲矢高,  $\epsilon_0$  为等效偏心率,  $P$  为轴力,  $f_y$  为屈服应力。

令  $\lambda_n = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma E}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$  (构件相对长细比), 可以推出:

$$\varphi = \frac{1 + \frac{1 + \epsilon_0}{\lambda_n^2}}{2} - \sqrt{\frac{\left( 1 + \frac{1 + \epsilon_0}{\lambda_n^2} \right)^2}{4} - \frac{1}{\lambda_n^2}} \quad (2)$$

(Perry-Robertson 公式),  $\varphi$  为稳定系数。

3) 以构件的极限荷载为准则确定轴心受压构件的稳定系数。

这种方法在考虑初弯曲、初偏心的同时,还考虑残余应力的影响。我国钢结构规范关于轴心受压构件的稳定系数是按照极限荷载理论,计算构件长度 1% 的初弯曲,考虑了几种典型截面和其残余应力分布,划分为四级 a、b、c、d,最后也采用等效偏心率方法来表示。

$$\text{当 } \lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 \quad (3a)$$

当  $\lambda_n > 0.125$  时:

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} [(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}] \quad (3b)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  可查表得出。

广州新电视塔分析中杆件初始缺陷的引入正是基于把公式(1)与公式(2)连接起来,分析时采用第二种方法(材料线弹性的几何非线性分析),得出的实际承载能力与第二种方法(规范)吻合。但需说明的是,采用对等后,公式(1)实际上已不再是截面边缘纤维屈服的计算准则,而是以极限荷载为准则但借用它来拟合值的计算公式。

由公式(1)与公式(2)的关系(第二和第三种计算方法临界荷载  $P_{cr}$  相等):来计算初始偏心(考虑了残余应力的影响)的计算。仅进行线弹性几何非线性分析,并以构件的边缘纤维达到设计强度为准则来判断失稳。

对于相同截面不同等级钢材料的构件,可以看出对于长细比相同的构件采用的钢等级越高,其初始缺陷就越大,反之亦然,如图 3。

对于不同的钢构件,其初始缺陷与长细比的关系也略有不同,以 Q345 钢计算得到对于长细比相同的构件直径越大壁厚越薄,其初始缺陷就越大,反之亦然,如图 4。而图中出现两组曲线,是因为 20 mm 和 30 mm 壁厚的

Q345 钢的强度为 295 N/mm<sup>2</sup>,而 40 mm 和 50 mm 壁厚的 Q345 钢的强度为 265 N/mm<sup>2</sup>,强度的不同影响了构件初始缺陷和长细比之间的关系。

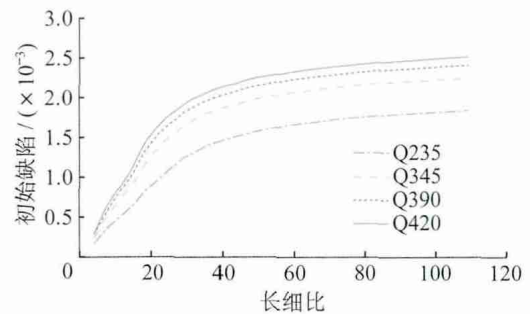


图 3 不同等级钢构件初始缺陷

Fig. 3 The initial defect of different grades

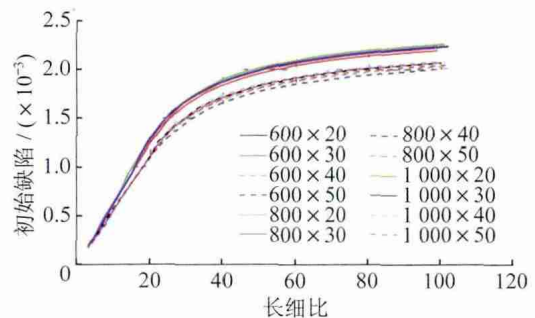


图 4 不同截面钢构件初始缺陷

Fig. 4 The initial defect of different section

图 5 是由上述方法得到初始缺陷并引入非线性软件 NIDA 后分析得到的结果与同样边界条件按照规范手算的结果比较图,可以看出两种方法吻合较好。

综上,在进行分析时,偏于保守的统一选取钢结构构件的初始缺陷为 3‰。

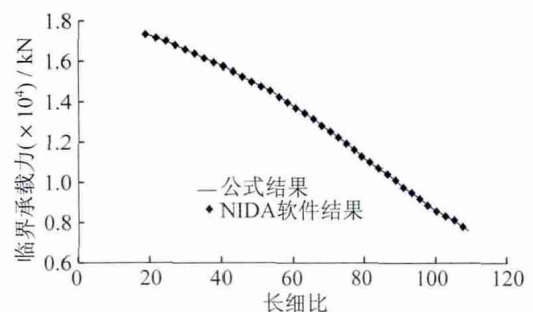


图 5 NIDA 计算结果与规范手算结果比较

Fig. 5 NIDA calculated results VS the calculated results with Specification

#### 4.1.2 钢管混凝土初始缺陷

钢管混凝土初始缺陷对其构件的力学性能和承载力影响的验算方法在各种规程中都没有合理的反映,例如

DL/T 5085—1999 中仅规定钢管初应力限值为  $0.16f$  ( $f$  为钢材屈服强度设计值) 过于简化<sup>[7]</sup>, 且在初应力相同的条件下, 构件的长细比约束条件的不同, 对构件承载力的影响也不同。因此需要对新电视塔中出现的几种钢管混凝土柱分别作初始缺陷的分析。

钢管混凝土结构设计与施工规程 (CECS 28:2012) 中钢管混凝土柱的单肢承载力  $N_u$ <sup>[8]</sup>,

$$N_u = \varphi_l \varphi_c N_0 \quad (4)$$

其中

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta)$$

$$\theta = f_a A_a / (f_c A_c)$$

式中,  $N_0$  为钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值;  $\theta$  为钢管混凝土的套箍指标;  $f_c$  为混凝土的抗压强度设计值;  $A_c$  为钢管内混凝土的横截面面积;  $f_a$  为钢管的抗拉、抗压强度设计值;  $A_a$  为钢管的横截面面积;  $\varphi_l$  为考虑长细比影响的承载力折减系数;  $\varphi_c$  为考虑偏心率影响的承载力折减系数。

在推导初始缺陷时, 不考虑偏心率的影响, 仅考虑轴心受压。

当  $l_e/d > 4$  时;

$$\varphi_l = 1 - 0.115 \sqrt{l_e/d - 4}$$

当  $l_e/d < 4$  时;

$$\varphi_l = 1$$

$d$  为钢管外径;  $l_e$  为柱的等效计算长度。

分析时将公式 (4) 中计算得到的  $N_u$  作为  $P$  值带入公式 (1) 中可得到钢管混凝土构件的初始缺陷, 以 Q345 钢 C60 混凝土计算得到对于长细比相同的构件直径越大壁厚越薄, 其初始缺陷就越大, 反之亦然, 分析结果见图 6, 计算中注意公式 (1) 中得长细比仍为  $l/i$ , 而图中表示的长细比为  $l_e/d$ ,

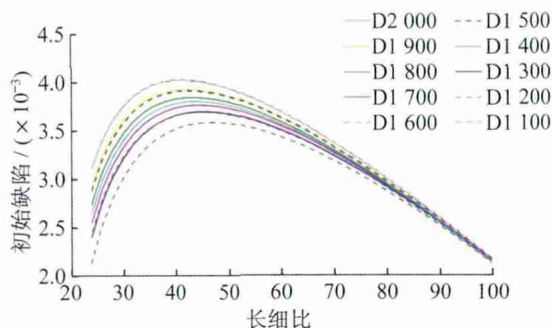


图 6 钢管混凝土构件初始缺陷

Fig. 6 The initial defect of CFST

同样由于 30 mm 厚度的 Q345 钢的强度为 295 N/mm<sup>2</sup>, 而 40 mm 和 50 mm 厚度的 Q345 钢的强度为 265 N/mm<sup>2</sup>, 强度的不同影响了构件初始缺陷和长细比之间的关系。

由于在以下的分析中将使用的软件为 NAF-NIDA, 因

此需要对钢管混凝土柱的截面属性进行相应转化得到等效的钢截面再代入到 NIDA 软件中。具体的转化方式为

$$E_s A = E_c A_c + E_s A_s$$

$$E_s I = 0.8 E_c I_c + E_s I_s$$

$E_s$  为钢的弹性模量;  $E_c$  为混凝土的弹性模量;  $A_c$  为钢管内混凝土的横截面面积;  $A_s$  为钢管的横截面面积;  $A$  为换算后的横截面面积;  $I$  为换算后的转动惯量;  $I_c$  为钢管的转动惯量;  $I_s$  为钢管内混凝土的转动惯量。

比较通过公式和通过软件计算的截面为  $\phi 2\,000 \times 50$  的构件承载力的结果, 得到两种方法计算的结果基本吻合, 如图 7。

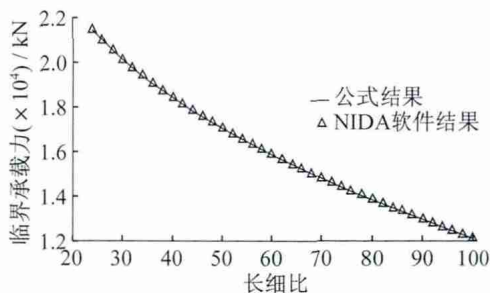


图 7 NIDA 计算结果与规范手算结果比较

Fig. 7 NIDA calculated results VS the calculated results with Specification

综上, 在进行分析时, 按不同长细比的钢管混凝土柱计算得到的初始缺陷分别赋予对应的钢管混凝土柱。

## 4.2 整体初始缺陷

结构的整体初始缺陷是由结构变形产生, 而在设计中通过施工误差这一概念描述, 进行全过程分析时应考虑初始曲面形状的安装偏差的影响。以结构的最低阶屈曲模态作为初始缺陷分布模态, 初始缺陷最大值由规范中的施工允许误差确定, 由于各规范中的施工允许误差, 比较几个相关规范如下:

- 1) GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》,  $H/1\,500$ <sup>[9]</sup>。
- 2) GB 50342—2003《混凝土电视塔结构技术规范》, 100 mm<sup>[10]</sup>。
- 3) JGJ 99—98《高层民用建筑钢结构技术规程》,  $H/2\,500 + 10 < 50$  mm。
- 4) CEC S80—2006《塔桅杆钢结构施工及验收规程》,  $H/1\,500$ <sup>[11]</sup>。
- 5) CECS 58—94《混凝土电视塔施工技术规范》, 100 mm<sup>[12]</sup>。

如果以整体侧弯为失稳模态的稳定分析为例, 整体初始缺陷取最大值  $H/1\,500$ , 那么整体初始缺陷扰动最大值为 0.4 m。所以本文采用 0.4 m 作为结构的整体初始缺陷。



## 5 稳定性敏感分析

广州新电视塔类似于柱壳结构。按弹性稳定理论,薄壁柱壳是缺陷敏感的,而对于缺陷敏感的结构来说,缺陷可能造成结构稳定性的急剧下降,因此有必要考虑随机参数的影响,对结构进行敏感性分析,以得出结构的可靠度。本文将通过节点刚度、杆件初始缺陷和整体初始缺陷三个方面来探讨其对电视塔的稳定性的敏感度。

### 5.1 节点刚度敏感性分析

节点刚度往往对稳定性有较大影响,对于柱子和环梁连接节点,由于其特殊性,不能完全断定其为刚性节点,因此本文将通过变化节点刚度来考察节点刚度对结构稳定性的敏感度。首先通过节点的三维有限元分析,得出节点的刚度,变化节点刚度,最后采用稳定模态特征值结果来考察。图8是三种基本工况为例计算得到节点刚度与稳定模态特征值关系曲线。

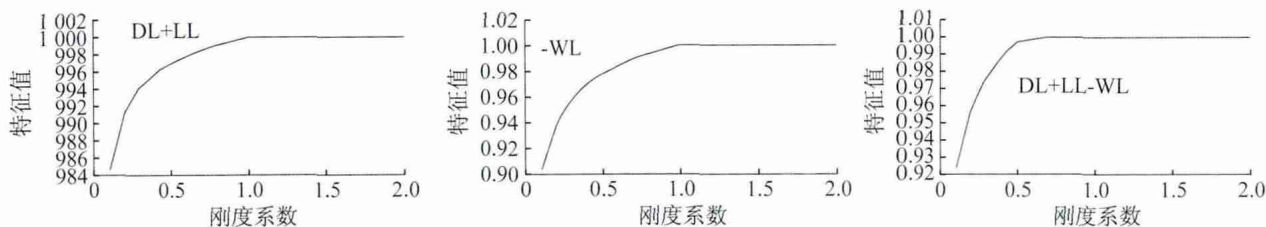


图8 节点刚度与特征值关系曲线

Fig. 8 Joint stiffness and eigenvalue curve

可以看出在大于等于原节点刚度时,特征值基本不变,当刚度减小到原节点刚度1/10左右时,特征值下降了7.5%。分析同时表明,当节点减小到原节点刚度1%时,即结构都变成铰接的空间桁架结构时,特征值仅为原节点的20%。从稳定敏感性看,现有节点可以看成刚性节点。

### 5.2 杆件的初始缺陷敏感性分析

通过 NAF-NIDA 分析软件<sup>[13]</sup> 分别对结构施加不同的杆件初始缺陷,在其中取最不利工况下计算得到比较结果如下:

表1 杆件敏感性分析

Tab. 1 Steel member sensitivity analysis

杆件初始缺陷/%	整体初始缺陷/m	塔体位移/m	特征值
1	0.4	3.308 81	6.050 1
3	0.4	3.308 81	6.050 1
5	0.4	3.310 08	6.050 1
7	0.4	3.334 40	6.050 1
9	0.4	3.369 21	6.050 1

从表1可以看出杆件初始缺陷的改变对结构的变形和特征值基本不敏感,因此可以得出初始缺陷不影响结构的稳定性的结论。

### 5.3 整体的初始缺陷敏感性分析

在 NIDA 分别对结构施加不同的整体初始缺陷,其中整体初始缺陷最大扰动值1-5 分别为0.4 m、1 m、1.5 m、2 m、2.5 m,比较结果如下:

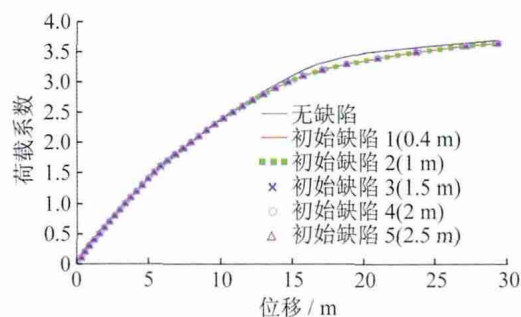


图9 初始缺陷与位移关系

Fig. 9 Initial defect and displacement

取 Load factor 为1 时,计算结果如下:

表2 整体敏感性分析

Tab. 2 Structure sensitivity analysis

杆件初始缺陷/%	整体初始缺陷/m	塔体位移/m	特征值
3	0	3.286 99	6.050 1
3	0.4	3.308 81	6.050 1
3	1.0	3.308 98	6.050 1
3	1.5	3.309 12	6.050 1
3	2.0	3.309 26	6.050 1
3	2.5	3.309 40	6.050 1

从图9和表2可以看出整体初始缺陷的改变的结构位移变化不大,因此可以得出结构对整体初始缺陷不敏感的结论。

通过上面敏感性分析得到,广州新电视塔对节点刚度和初始缺陷不敏感。这有别于一般薄柱壳,其原因是,

广州新电视塔柱、环梁和斜撑组成的钢外筒具有足够的面外抗弯刚度。

## 6 结构非线性稳定性分析及结果

本节非线性分析包括两个方向,首先对六种不利工况在载前系数为1时进行稳定性验算,同时也校核杆件的强度和稳定性,最后对动荷代表值及动荷代表值+风作用的两种工况进行稳定极限承载力计算。

在 Newton-Raphson 增量迭代法的基础上,计算程序 NIDA 可以全程跟踪结构的平衡路径求解非线性时的结构临界荷载,一般认为结构缺陷 $[\Delta\mu]$ 的影响可以用与之等效的荷载近似地替代,于是得到,

$$\left[ \sum_i^n [k_T]_i \right] \cdot [\Delta\mu] = [\Delta F] \quad (5)$$

$[k_T]$ 为杆件刚度矩阵, $[\mu]$ 为位移向量, $[F]$ 为杆件荷载。

而位移增量 $[\Delta\mu]$ 将以下式中的形式加在结构上,

$$\begin{aligned} [X]_{j+1} &= [X]_j + [\Delta\mu] \\ [\mu]_{j+1} &= [\mu] + [\Delta\mu_j] \end{aligned} \quad (6)$$

其中 $[X]_{j+1}$ 、 $[X]_j$ 表示第 $j+1$ 和 $j$ 次迭代时的结构点坐标。

则计算出的结构反力为,

$$[R]_{j+1} = \left[ \sum_i^n [k]_i \right] \cdot [\mu]_{j+1} \quad (7)$$

$[R]_{j+1}$ 为结构在第 $j+1$ 次迭代时的反力, $[k]_i$ 为引入位移增量的结构切线刚度矩阵。

最后可以得到由于结构的几何位置改变而产生的失稳力 $[\Delta F]$ ,

$$[\Delta F] = [F] - [R] \quad (8)$$

在用非线性方法验算结构的杆件稳定性时,对于一般的钢构件,可以根据构件应力与承载力的大小关系来判断构件是否失稳;而对于钢管混凝土构件,由于为非匀质材料,则其稳定性需要根据构件本身的 $M-N$ 曲线(图10)来判断。

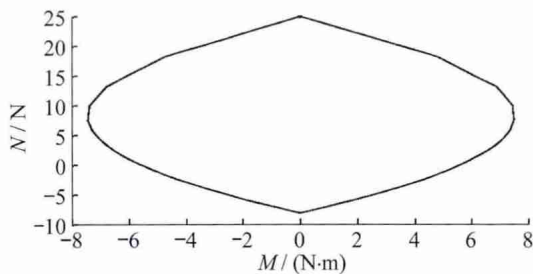


图10 M-N 曲线

Fig.10 M-N Curve

但在 NIDA 中已由换算成钢截面,因此可由 NIDA 计算得到的载荷比近似判断构件的稳定性。

在 NIDA 中取六个风力最大方向的工况进行计

算,分别是在 $0^\circ$ 、 $22.5^\circ$ 、 $45^\circ$ 、 $180^\circ$ 、 $202.5^\circ$ 和 $225^\circ$ 的风力作用下,均取控制组合工况计算,其中在 $180^\circ$ 风力作用下为最不利工况,计算结果如下图(其颜色表示含义相同)。



图11 柱的载荷比

Fig.11 Load Ratio of column



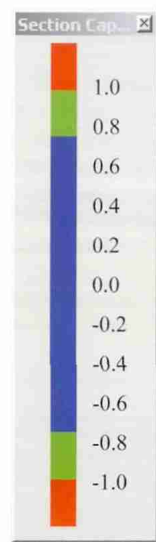
图12 环梁的载荷比

Fig.12 Load Ratio of Ring beam



图13 斜撑的载荷比

Fig.13 Load Ratio of brace



由此可得到,结构在极限承载力下均能保持其整体和局部稳定性。

## 7 结论

综上,本文提出了一种复杂结构中钢结构稳定性的计算方法,提出结合弯曲产生的杆件初始缺陷,并将不同

材料进行等量代换,重新确定杆件计算长度后,再进行的稳定性分析。

(1) 在弹性稳定性分析的基础上,引入非线性稳定性分析作为补充,将杆件的应力变形与受力变形分别以  $P-\delta$  效应和  $P-\Delta$  效应统筹考虑,重新考虑杆件的计算长度并按修正后的方法进行设计分析。

(2) 对于不同等级的材料,如钢管与钢管混凝土构建的连接,在计算模型中根据其弹性模量、惯性矩及截面积等材料性能做特性定义,可利用等式  $E_s A = E_c A_c + E_s A_s$  和  $E_s I = 0.8 E_c I_c + E_s I_s$  进行等量代换。

(3) 为进一步提高结构的安全储备,对于施工装配复杂的工程不可避免产生的施工误差,可将规范限定的位移值作为施工误差引起的初始缺陷,并对初始缺陷造成的节点敏感性进行复核,由此找出结构体系的薄弱环节并有针对性优化。

上述方法在分析中考虑了施工误差、初始变形等各方面不利因素对结构的影响,比较全面的对结构稳定性进行分析,可作为对传统计算方法的一种有效补充和复核。

## 参考文献:

- [1] 秦荣. 计算结构非线性力学[M]. 第一版, 南宁: 广西科学技术出版社, 1999  
Qin Rong. Computational nonlinear structural mechanics [M]. First edition, Nanning, Guangxi Science and Technology Press, 1999(in Chinese)
- [2] 蔡益燕.《高层民用建筑钢结构技术规程》修订纪要[J]. 建筑钢结构进展, 2012, 14(6): 50-56  
Cai Yiyan.《Technical specification for steel structure of tall buildings》Revised minutes [J]. Progress in Steel Building Structures, 2012, 14(6): 50-56(in Chinese)
- [3] JGJ99-98 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 北京出版社, 1998  
JGJ99-98 Technical Specification for Steel Structure of Tall Buildings[S]. Beijing: Beijing Press, 1998(in Chinese)
- [4] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计指南[M]. 第二版, 北京: 中国建筑工业出版社, 2004  
Chen Shaofan. Guidelines for the design of steel structure stability[M]. Second edition, Beijing: China Architecture & Building Press, 2004(in Chinese)
- [5] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 第一版, 北京: 科学出版社, 2001  
Chen Ji. Theory and design of steel structure stability[M]. First edition, Beijing: Science Press, 2001(in Chinese)
- [6] S. G. Buonopane, B. W. Schafer & T. Igusa, Reliability implications of advanced analysis in design of steel frames [R], Annual Technical Session and Meeting, Baltimore, MD., Structural Stability Research Council, 2003
- [7] DL/T 5085—1999 钢-混凝土组合结构设计规程[S]. 北京: 国家经贸委, 1999  
DL/T 5085—1999 Code for Design of Steel - concrete Composite Structure[S]. Beijing: State Economic and Trade Commission, 1999(in Chinese)
- [8] CECS28:2012 钢管混凝土结构设计与施工规程[S]. 北京: 中国工程建设标准化协会, 2012  
CECS28: 2012 Technical Specification for Concrete-filled Steel Tubular Structures[S]. Beijing: China Association for Engineering Construction Standardization, 2012(in Chinese)
- [9] GB 50205—2001 钢结构工程施工质量验收规范[S]. 北京: 建设部, 2002  
GB 50205—2001 Code for Acceptance of Construction Quality of Steel Structures[S]. Beijing: National Ministry of Construction, 2002(in Chinese)
- [10] GB 50342—2003 混凝土电视塔结构技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004  
GB 50342—2003 Technical Code for Concrete Structure of TV Tower [S]. Beijing: China Planning Press, 2004 (in Chinese)
- [11] CECS 80:2006 塔桅钢结构工程施工质量验收规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006  
CECS 80: 2006 Specification for Constructional Quality Acceptance of Steel Tower and Mast Structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2006(in Chinese)
- [12] CECS 58:94 混凝土电视塔施工技术规范[S]. 北京: 中国工程建设标准化协会, 1994  
CECS 58: 94 Construction Technology Rules for Concrete Television Tower [S]. Beijing: China Association for Engineering Construction Standardization, 1994(in Chinese)
- [13] NAF-NIDA, Nonlinear Analysis of Frames series-Nonlinear Integrated Design & Analysis soft.