

玻璃幕墙自平衡支撑体系计算分析方法

——新建武汉站幕墙设计实例

李彤军

(申都设计集团有限公司,上海 200437)

【摘要】本文以新建武汉站幕墙方案设计为例,针对自平衡支撑体系在玻璃幕墙中的应用,对其整体进行了系统的分析。根据静力计算的结果确定杆件断面,运用有限元分析软件 Midas,对结构整体进行了特征值屈曲分析,在考虑了初始缺陷和几何非线性的情况下,进行非线性稳定性分析。通过上述分析,对幕墙结构方案的最终确定提供了有效的方法,给完成一项较大的幕墙工程提供了一个可以借鉴的方法。

【关键词】玻璃幕墙;自平衡支撑体系;单层网壳;有限元分析;初始缺陷;稳定性分析

【中图分类号】TU3 **【文献标识码】**A **【文章编号】**1674-7461(2016)03-0084-05

【DOI】10.16670/j.cnki.cn11-5823/tu.2016.03.16

1 工程概况及分析背景

新建的武汉站规模宏大,总用地 30.6922h m²,客运用房建筑面积 106 841 m²,无站台柱雨棚 134 483 m²。地上三层,地下一层,建筑总高度 58.5 m。

为满足使用功能和建筑造型要求,建筑物的跨度和层高均比较大,为大跨度大空间结构。而且主体建筑物的外围护几乎全部采用了玻璃幕墙,在三层(18.8 m标高直到屋面)的室内还有两道东西通长的玻璃幕墙,以达到通透的建筑效果。在三层东西立面的拱形部分采用自平衡索杆支撑结构的明框玻璃幕墙,由于其最大高度达到 36 m 以上(见图

1) 实属国内外罕见。

理论和实践表明:自平衡支撑体系的结构设计通常受其稳定性控制。因此,稳定性分析是其结构设计中的关键问题。本工程设计方案中的自平衡支撑体系跨度大,稳定性分析更显重要(见图 2、3)。

3 结构方案主要特征

武汉青山火车站自平衡支撑体系幕墙计算模型主要有两部分组成,一部分为幕墙面支撑体系(支撑幕墙自重、传递水平力),如图 2 所示。另一部分为自平衡支撑体系(仅承担水平作用),如图 2 所示,其中包括压杆、拉索及撑杆等,如图 3 所示。

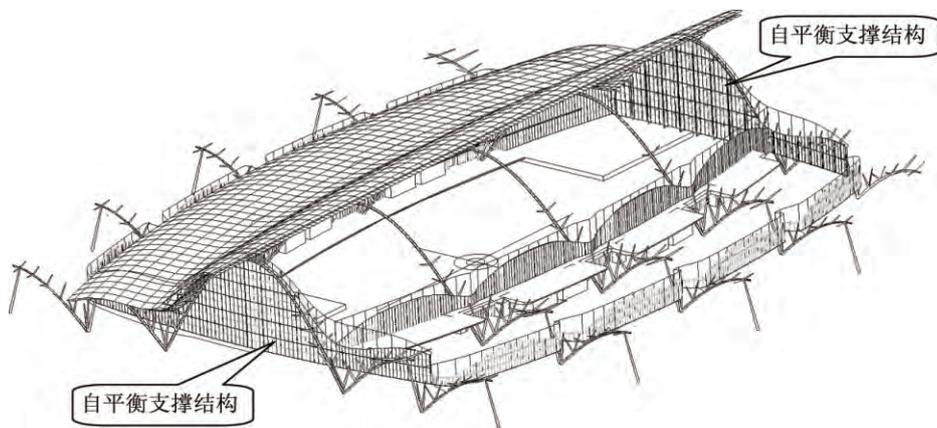


图1 标高 18.800 m 高架层(候车层)部分玻璃幕墙分布三维图

【作者简介】李彤军(1970-)男,大学本科。主要研究方向:建筑结构、项目管理、BIM。

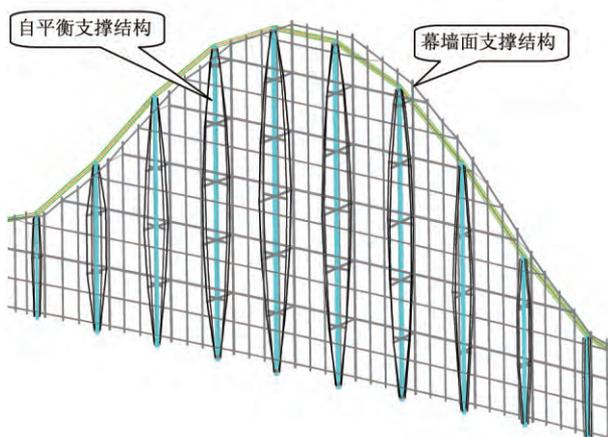


图2 自平衡支撑体系幕墙计算模型

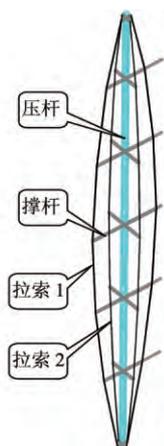


图3 自平衡支撑结构单构件

边界条件的设置: 模型的上下各设有两道支座, 其中幕墙面支撑体系上下各设有一道支座, 下部支座与主体楼面约束两个水平方向, 仅传递两个方向的水平荷载, 竖向可自由滑动, 不传递垂直荷载。上部支座与主体钢屋架约束三个方向, 同时传递水平荷载和垂直荷载。自平衡支撑体系上下各设有一道支座, 下部支座与主体楼面连接, 传递两个方向的水平荷载和体系构件自身的垂直荷载。上部支座与主体钢屋架相连, 主要传递两个方向的水平荷载, 垂直方向不约束, 如图4所示。

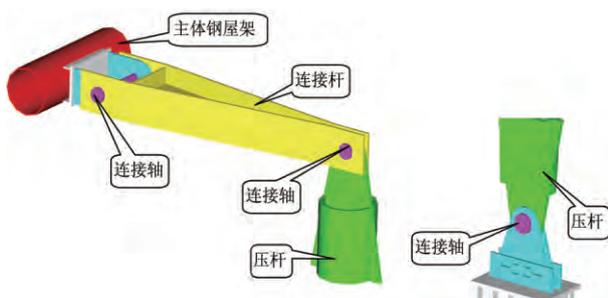


图4 自平衡支撑体系上、下支座简图

3 结构设计

3.1 载荷确定及工况组合:

本次计算考虑以下几种荷载:

(1) 恒载:

恒载包括钢结构自重和玻璃及配件自重, 钢结构密度为 $\rho = 7.85\text{t/m}^3$ 。玻璃质量取为 $m = 0.06\text{t/m}^2$ (包括玻璃及配件)。重力加速度取为 $g = 10\text{m/s}^2$ 。

(2) 风载

风载是根据主体建筑的设计单位提供的体型系数建议值 $\mu_s = 1.3$ 代替局部风压体型系数 μ_{s1} , 其他参数根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001) 进行取值, 其中风压按100年重现期取值, 取 $\omega_0 = 0.4\text{kN/m}^2$, 根据 $\omega_k = \beta_{gz}\mu_{s1}\mu_z\omega_0$ 计算得出风荷载标准值为 $\omega_k = 1.4\text{kN/m}^2$ 。同时根据业主提供的《武汉站结构风工程专题之风洞实验报告》中提到, 玻璃幕墙的压力分布规律较为简单。在正对来流是会产生正压, 换算为体型系数约在0.6左右, 小于规范值的要求。同时报告中建议幕墙的风荷载取值, 可将极值压力看作风荷载设计标准值进行设计, 经计算后的风荷载设计标准值仍小于 1.4kN/m^2 , 故我们的计算模型按 $\mu_s = 1.3$ 体型系数进行计算是偏于保守的, 这为设计的进一步深化及优化打下了伏笔。

(3) 地震作用

武汉地区设防烈度为6度, 场地类别为IV类, 地震作用标准值按 $q_{Ek} = \beta_E \alpha_{\max} G_k / A$ 计算。

(4) 温度作用

幕墙钢结构计算中考虑 $\pm 40^\circ\text{C}$ 的温差。钢结构体系温度计算时, 考虑与其顶端相连的屋架的温度变形。

3.2 计算模型基本资料

(1) 单元类型

在 Midas 中, 采用如下单元类型:

- 1) 板单元 (用于玻璃单元)
- 2) 梁单元 (用于吊杆, 压杆, 水平连梁, 水平方通, 撑杆, 连接件)
- 3) 只受拉单元 (用于水平拉索, 自平衡索杆体系拉索)

(2) 材料

- 1) 板单元 (用于玻璃单元)
弹性模量 = 100KPa 泊松比 = 0.1

2) 梁单元(Q345B) (用于吊杆,压杆,水平连梁,水平方通,撑杆,连接件)

弹性模量 = 2.06E8 KPa 泊松比 = 0.3 容重 = 7.85t/m³

3) 只受拉单元(用于竖向拉索)

弹性模量 = 1.90E8 KPa 泊松比 = 0.3 容重 = 7.85t/m³

4) 只受拉单元(用于水平拉索)

弹性模量 = 1.30E8 KPa 泊松比 = 0.3 容重 = 7.85t/m³

(3) 截面特性

通过静力分析,初步选定或假定构件截面:

1) 板单元(用于玻璃单元)

玻璃厚度 $t = 0.0001\text{m}$, 附加自重 $q = 0.19\text{T/m}^2$ 。

2) 梁单元(用于吊杆,压杆,水平连梁,水平方通,撑杆,连接件)

a) 吊杆1 $B_0 \times 200 \times 100 \times 14 \times 14\text{mm}$

面积 $A = 7.616\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 1.132\text{E} - 5\text{m}^4$, $J_y = 3.614\text{E} - 5\text{m}^4$

b) 吊杆2 $H100 \times 100 \times 10 \times 16\text{mm}$

面积 $A = 3.88\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 2.672\text{E} - 6\text{m}^4$, $J_y = 5.975\text{E} - 6\text{m}^4$

c) 压杆1 圆管(直径400mm,壁厚26mm,计算高度分别为36.129m,32.64m,索杆体系单边矢高2000mm)

面积 $A = 3.055\text{E} - 2\text{m}^2$, $J_z = 5.367\text{E} - 4\text{m}^4$, $J_y = 5.367\text{E} - 4\text{m}^4$

d) 压杆2 圆管(直径350mm,壁厚20mm,计算高度为25.937m,索杆体系单边矢高1500mm)

面积 $A = 2.073\text{E} - 2\text{m}^2$, $J_z = 2.833\text{E} - 4\text{m}^4$, $J_y = 2.833\text{E} - 4\text{m}^4$

e) 压杆3 圆管(直径320mm,壁厚16mm,计算高度为17.402m,索杆体系单边矢高1000mm)

面积 $A = 1.528\text{E} - 2\text{m}^2$, $J_z = 1.770\text{E} - 4\text{m}^4$, $J_y = 1.770\text{E} - 4\text{m}^4$

f) 压杆4 圆管(直径250mm,壁厚12mm,计算高度为10.403m,索杆体系单边矢高500mm)

面积 $A = 8.972\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 6.369\text{E} - 5\text{m}^4$, $J_y = 6.369\text{E} - 5\text{m}^4$

g) 水平连梁 $H100 \times 100 - 50 \times 10 \times 16\text{mm}$

面积 $A = 3.08\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 1.506\text{E} - 6\text{m}^4$, $J_y = 4.180\text{E} - 6\text{m}^4$

h) 水平方通 $B_0 \times 250 \times 100 \times 14 \times 14\text{mm}$

面积 $A = 9.856\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 8.692\text{E} - 5\text{m}^4$, $J_y = 1.500\text{E} - 5\text{m}^4$

i) 撑杆1(连接与压杆1上) 十字型 260 - 117 × 260 × 10

j) 撑杆2(连接与压杆2上) 十字型 210 - 95 × 200 × 10

k) 撑杆3(连接与压杆3上) 十字型 165 - 75 × 160 × 10

l) 撑杆4(连接与压杆4上) 十字型 120 - 54 × 120 × 10

m) 连接件 $B_0 \times 110 \times 110 \times 16 \times 16\text{mm}$

面积 $A = 6.016\text{E} - 3\text{m}^2$, $J_z = 9.116\text{E} - 6\text{m}^4$

3) 拉索

a) 拉索1(用于36m压杆1上) P80(有效直径为67.4mm) 有效面积为2966mm² 极限破断力为4657kN 预应力张拉控制值为900kN。

b) 拉索2(用于32m压杆1上) P79(有效直径为65mm) 有效面积为2494mm² 极限破断力为3916kN 预应力张拉控制值为800kN。

c) 拉索3(用于压杆2上) P70(有效直径为57.9mm) 有效面积为2041mm² 极限破断力为3360kN 预应力张拉控制值为700kN。

d) 拉索4(用于压杆3上) P60(有效直径为50.8mm) 有效面积为1669mm² 极限破断力为2620kN 预应力张拉控制值为500kN。

e) 拉索5(用于压杆4上) P45(有效直径为35mm) 有效面积为726mm² 极限破断力为900kN 预应力张拉控制值为180kN。

4 整体稳定性分析

我们对整体稳定性分析采用了两种方法:线形及非线性分析。

线性整体稳定计算分析实际上是对一个理想的线弹性结构求解理论上的屈曲荷载,采用特征值屈曲分析,了解结构的屈曲模态。特征方程为:

$$([K_0] + \lambda [K_\sigma]) \{\psi\} = \{0\} \quad (1)$$

其中, $[K_0]$ 为线弹性刚度矩阵, $[K_\sigma]$ 为几何刚度矩阵, $\{\psi\}$ 为位移特征向量, λ 为荷载因子。

这一理论屈曲荷载通常是实际结构屈曲的上限,因此这种忽略结构初始缺陷等实际因素的分析方法往往会产生偏不安全的结果,不适用于实际的

工程设计。但这一分析方法计算比较简单,并能够使我们对整体结构的稳定性有一个宏观上的了解。因此,在实际工程稳定分析时,通常都会首先选用线性整体稳定计算。图5为第一阶屈曲模态下的荷载因子图。

经过计算,线性屈曲临界荷载因子如表1。

表1 线性屈曲临界荷载因子

屈曲模态	荷载因子
1	6.797757
2	6.797757
3	9.124446
4	9.141531
5	10.131877
6	10.166099
7	10.240292
8	11.195082
9	11.213190
10	11.987852

而对于本项目的结构体系来说,由于与张悬梁结构体系相似,其结构是否存在初始缺陷对于结构的整体稳定性的影响较大,因此进行非线性分析可以较为精确的来研究整体稳定性问题。

结构的稳定性可从其荷载-位移的全过程曲线中得到完全的概念。

稳定计算将涉及结构的一系列初始条件,如结构体系、构件的几何长度、连接条件、截面的组成、形状、尺寸和残余应力分布,以及钢材性能和外荷载作用等。稳定计算所给出的,不论是屈曲荷载还是极限荷载都标志着所计算构件或结构的稳定承载力。

非线性全过程分析的理论和方法,研究重点是屈曲后路径的跟踪方法问题,针对如何解决临界点处刚度矩阵的奇异,屈曲后的刚阵非正定而引起的问题,提出了各种路径跟踪的迭代计算方法(如弧长法)。

非线性屈曲分析是在考虑大变形的情况下的一种静力分析,可以考虑材料的塑性及结构的初始缺陷。

5 小结

(1) 本次计算使用 Midas 有限元分析软件,对自平衡索杆体系进行了几何非线性分析,并通过 Ansys 进行校核。通过分析发现,两个分析软件在对结构体系支座反力以及位移的计算结果基本一致;

(2) 同时,我们还注意到,由于 Midas 考虑了拉索的预应力损失,因此最终反映出的有效预应力值是预应力张拉控制应力值减去预应力损失,这将会影响构件内力的分布情况。而预应力张拉控制应力值与有效预应力值的关系,较为复杂,影响因素较多,因此,我们认为,通过对实验、制作及施工阶段的全程控制,才能真正保证拉索的有效预应力值;

(3) 目前的有效预应力值是根据在最不利荷载组合作用下,索不允许松弛的原则来确定的,根据有效预应力值为钢索极限破断力的 15% ~ 20% 选索,经计算以 36m 跨度为例承重索最大内力为 1 337 kN,稳定索内力为 167kN,分别为索极限破断力的 28.7% 和 3.6%;

(4) 通过线性及几何非线性屈曲分析,我们可以看出,结构体系的几何非线性可以忽略。由于本次分析还未考虑结构几何初始缺陷,我们将进一步分析结构对几何初始缺陷敏感性;

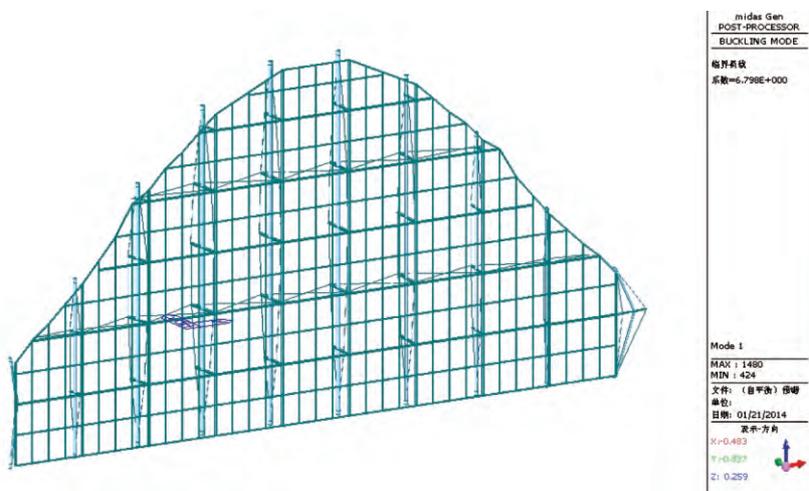


图5 第一阶屈曲模态下的荷载因子图

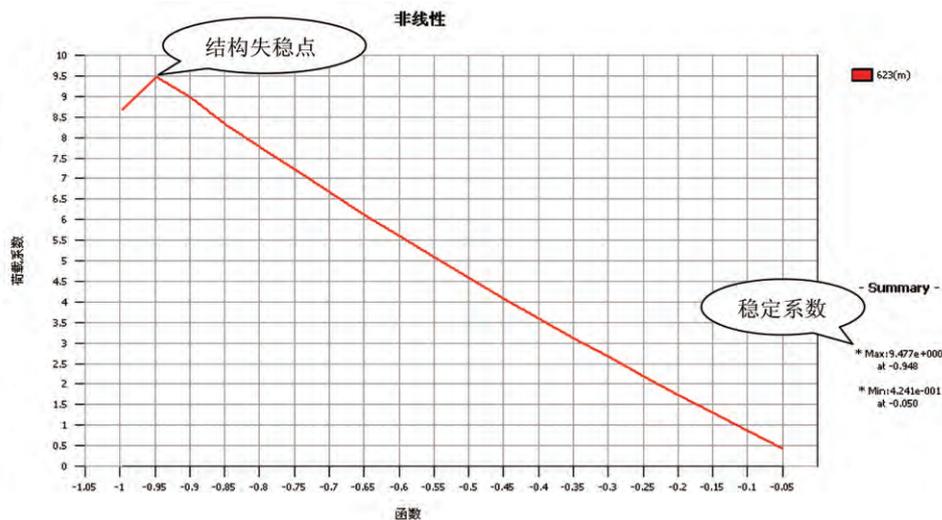


图6 荷载-位移关系曲线图

(5) 最后,我们可以得出这样的结论,本结构体系是可行且安全的。当然,这还只是在理论的分析阶段,真正实施还需要通过一定规模的实验论证及对施工过程的严格控制,才能达到最终理想的效果。

参考文献

- [1] 赵西安 编著. 建筑幕墙工程手册(上、中、下册), 中国建筑工业出版社 2002 年 12 月.
- [2] 张芹 主编. 建筑幕墙与采光顶设计施工手册(第二版), 中国建筑工业出版社 2006 年 1 月.
- [3] 张其林 主编. 钢结构设计系列丛书玻璃幕墙结构, 山东科学技术出版社 2006 年 2 月.
- [4] Peter Rice and Hugh Dutton, Structural Glass, Group Moniteur, éditions du Moniteur, 1995.
- [5] JGJ102-2003 玻璃幕墙工程技术规范, 中国建筑工业出版社 2003 年.
- [6] GB50017-2003 钢结构设计规范, 中国建筑工业出版社 2003 年.
- [7] GB50009-2001 建筑结构荷载规范, 中国建筑工业出版社 2001 年.
- [8] GB50011-2001 建筑抗震设计规范, 中国建筑工业出版社 2001 年.
- [9] 非线性分析. 北京迈达斯技术有限公司 2009 年 6 月.
- [10] 濮良贵 纪明刚 主编. 机械设计(第七版), 高等教育出版社 2001 年 6 月.

A Method for Analyzing Glass Curtain Wall Self-balance Supported System

—The Project of the Glass Curtain Wall for the New Wuhan Railway Station

Li Tongjun

(Shendu Design Group Co., Ltd., Shanghai 200437, China)

Abstract: In this article, we take the project of the glass curtain wall for New Wuhan Railway Station as an example to present the overall analysis on self-balance supported system in the application of glass curtain walls. The member section is selected by the static calculation results of the structure. The upper limit of buckling load is estimated after eigenvalue buckling analysis by applying Finite-Element Analysis Program-Midas. In consideration of the effects of the initial defect and geometry nonlinearities, we analyze the stability of the structure. The work can be provided for reference in determining the plan of the curtain wall structure and accomplishing a large scale project.

Key Words: Glass Curtain Wall; Self-balance Supported System; Monolayer Shell; Finite-element Analysis; Initial Defect; Stability Analysis