

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.06.004

全跨和半跨荷载组合下两铰抛物线钢拱平面内 承载力计算方法对比

蒋友宝^{1,2}, 谢铭武³, 廖强¹

(1. 长沙理工大学土木与建筑学院, 长沙 410004; 2. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 南京 210096; 3. 湖南湘创建材科技有限公司, 长沙 410000)

摘要:全跨和半跨荷载组合作用下钢拱结构内力分布会随荷载比例发生较大变化。现有钢拱结构平面内稳定承载力计算式多是针对各单一加载模式进行分析得到的, 缺乏对其在全跨和半跨组合荷载下适用性的充分考虑。针对此不足, 以两铰抛物线钢拱结构为研究对象, 考虑荷载组合比例、矢跨比、截面等不同参数的影响, 对比分析了现行钢拱结构技术规程方法、基于完善拱模型的有限元方法和基于一致缺陷拱模型的有限元方法等多种方法的承载力计算结果。分析结果表明: 当全跨荷载占较高比重时, 按规程方法进行钢拱结构承载力设计会较为保守; 而当半跨荷载占较高比重时, 按规程方法进行钢拱结构承载力设计则会偏于不安全。

关键词:两铰抛物线钢拱; 承载力; 全跨荷载; 半跨荷载; 荷载比例; 有限元分析

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2014)06-0022-07

Comparisons of Methods for In-Plane Bearing Capacity Calculation of Two-Hinged Parabolic Steel Arch Under Full-Span and Half-Span Loads

Jiang Youbao^{1,2}, Xie Mingwu¹, Liao Qiang¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410004, P. R. China; 2. Key Laboratory of Concrete and Pre-stressed Concrete Structure of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, P. R. China; 3. Hunan Xiangchuang Building Material Technology Company Limited, Changsha 410000, P. R. China)

Abstract: The internal force would vary largely with different load ratio for steel arches under combined full-span with half-span loads. However, most relevant formulas on in-plane stability capacity of steel arches were obtained by studying the stability under a single load. Thus, it lacks full considerations of the applicability of bearing capacity formulas under a combined full-span load with half-span load. To overcome this shortcoming, the two-hinged parabolic steel arch was used to compare the results of bearing capacity of arches with different load ratios, rise-span ratios and sections calculated by several methods. The method proposed in the current Chinese design specification of steel arch structure and the finite element method based on the perfect arch and the consistent imperfect arch were included. The results showed that the method in the specification for designing a steel arch would be conservative with a large ratio of the full-span load to the total loads while unsafe with a large ratio of the half-span load to the total loads.

Key words: two-hinged parabolic steel arch; bearing capacity; full-span load; half-span load; load ratio; finite element analysis

收稿日期: 2014-04-23

基金项目: 国家自然科学基金(11102029); 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室开放课题(02-2011)

作者简介: 蒋友宝(1982-), 男, 博士, 副教授, 主要从事复杂结构可靠性研究, (E-mail)jiangybseu@163.com。

钢拱结构因具有良好的力学性能及优美流畅的建筑造型,已在工程结构中得到了广泛的应用,如大跨度的公共建筑、桥梁等。由于钢拱受力一般较钢压弯构件复杂一些,因此很多学者对其平面内稳定承载力设计方法进行了深入研究。Komatsu等^[1]较早研究了两铰抛物线钢拱的极限承载力。随后,Kuranishi等^[2]提出了一个针对两铰钢拱的承载力计算公式,该公式由两段不同的弯矩和轴力相关方程组成。Pi等^[3]分析了钢拱在全跨荷载、半跨荷载、拱顶集中荷载和拱四分点集中荷载单独作用下的平面内稳定极限承载力,并基于澳大利亚结构设计规范的柱子曲线给出了相应的设计公式。中国学者在钢拱平面内稳定承载力设计方法方面也开展了较多研究。郭彦林等^[4-6]采用试验研究与弹塑性有限元分析相结合的思路,对不同截面形式的抛物线钢拱平面内稳定承载力进行了分析;得到了残余应力对压弯圆弧钢拱平面内稳定承载力的影响较小的结论;在此基础上提出了相应的设计方法。此外,童根树等^[7]考虑实际工程中钢拱水平支座的非刚性性质,给出了水平弹性支承圆弧钢拱的平面内稳定承载力设计方法。目前,中国已制定了相应的拱形钢结构技术规范^[8]。但需说明的是,现行规程中的钢拱平面内承载力验算式主要是在单一荷载工况下钢拱承载力分析结果的基础上得到的^[9];且承载力分析时主要是按一致缺陷(按第1阶屈曲模态确定的缺陷)分布来考虑缺陷的不利影响,而已有较多的研究^[10-11]表明,一致缺陷分布并非结构的最不利缺陷,甚至可能会高估结构的承载力。例如,蒋友宝^[10]对一正交拱式结构在不同缺陷分布情形下的承载力进行了分析,结果表明当缺陷分布按前8阶屈曲模态分别考虑时,第8阶屈曲模态对应的缺陷最不利,其承载力最低,而按第1阶屈曲模态对应的缺陷考虑的承载力则要高约20%。设计钢拱结构时一般需考虑全跨荷载和半跨荷载的作用组合,其中半跨分布荷载可为雪荷载^[12]等。蒋友宝等^[13-14]研究了全跨和半跨荷载组合下钢拱结构荷载效应函数模型及承载力可靠性设计方法。结果初步表明,由于半跨荷载对钢拱承载性能的不利影响,导致按现行荷载分项系数设计的钢拱结构的安全性可能偏低。本文以全跨和半跨荷载组合作用下的两铰抛物线钢拱结构为研究对象,对比分析了不同截面和矢跨比下现行规程方法、文献[2]建议方法、考虑二阶效应的强度设计方法、基于完善和一致缺陷拱模型的有限元分析方法的承载力计算结果的差异,得到了一些有益的结论。

1 钢拱结构弯矩轴力相关方程

1.1 钢拱结构技术规范

钢拱一般承受轴压力和平面内弯矩的共同作用,现行规程^[8]给出的实腹式截面圆弧及抛物线钢拱的平面内稳定承载力计算公式为

$$\frac{N}{\varphi A f} + \alpha \left(\frac{M}{\gamma_x W_x f} \right)^2 \leq 1.0 \quad (1)$$

其中: N 和 M 为拱中截面的最大轴力和最大弯矩; φ 为轴心受压拱的平面内稳定系数; A 为截面面积; f 为钢材抗压和抗拉屈服强度; γ_x 为截面塑性发展系数,可按现行钢结构设计规范^[15]的规定取值; W_x 为拱轴线平面内弯曲的毛截面模量; α 为一与支承条件、截面形式有关的系数,可按规程中表6.2.3确定,对于两铰抛物线箱型截面拱,其取值为0.83。

1.2 文献[2]方法

该方法选用钢拱四分点处的截面弯矩 M 和轴力 N 来验算承载力。当 $N/N_y > n_{cr}$ 时,验算式为

$$a \left(\frac{M}{M_y} \right)^2 + b \left(\frac{M}{M_y} \right) + c \left(\frac{N}{N_y} \right) \leq 1.0 \quad (2)$$

当 $N/N_y \leq n_{cr}$ 时,验算式为

$$\alpha \left(\frac{M}{M_y} \right) + \beta \left(\frac{N}{N_y} \right) \leq 1.0 \quad (3)$$

式中: $n_{cr} = (1 - bm_{cr} - am_{cr}^2)/c$; a 、 b 、 c 、 α 、 β 和 m_{cr} 等系数的计算式参见文献[2];而 N_y 和 M_y 分别为钢拱截面受压屈服轴力和边缘屈服弯矩,可分别计算为 $N_y = Af$ 和 $M_y = W_x f$ 。

1.3 典型钢拱结构弯矩轴力相关方程对比

设有一两铰抛物线钢拱结构,其跨度为60 m,弹性模量 $E_s = 206$ GPa,按Q345钢材考虑,屈服强度值为315 MPa,矢跨比 $f_1 = 0.15$,箱型截面尺寸 $b \times h \times t_1 \times t_2$ (宽度 \times 高度 \times 翼缘厚度 \times 腹板厚度)。考虑3种截面尺寸,见表1。

表1 不同截面尺寸及对应的长细比

No.	b/mm	h/mm	t_1/mm	t_2/mm	λ
截面1	450	700	20	20	147.2
截面2	500	1 000	20	20	105.7
截面3	500	1 400	20	20	78.5

其中长细比 λ 按式(4)计算。

$$\lambda = \frac{S}{2i_x} \sqrt{f_y/235} \quad (4)$$

其中: S 为拱轴弧线长度; i_x 为钢拱平面内弯曲的截面回转半径; f_y 为钢材屈服强度标准值。

对于3种截面的钢拱结构,规程方法和文献[2]方法对应的弯矩轴力相关方程见图1。可知,在钢拱截面

给定的情形下,当弯矩值大于某一很小的数值时,规程方法的 $N-M$ 相关曲线在文献[2]建议方法的 $N-M$ 相关曲线的上方,即此时按文献[2]建议方法设计的钢拱验算截面所能承受的内力要小一些;但当弯矩很小时,规程方法的 $N-M$ 相关曲线却反而位于文献[2]建议方法的 $N-M$ 相关曲线的下方,即此时按规程方法设计的钢拱验算截面所能承受的内力要小一些。

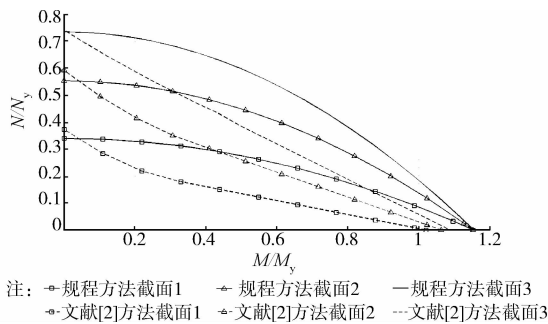


图 1 规程方法和文献[2]方法的 $N-M$ 相关曲线比较

而两种方法选用的验算截面并不相同,规程方法采用内力最大值截面,文献[2]方法采用四分点截面。显然规程方法采用的内力更为不利,因此当弯矩很小时按规程方法设计所能承受的极限荷载较小,要保守一些,见 4.2 节;而当弯矩较大时,两种设计方法的保守程度还需进一步深入分析方能确定,具体见 4.3 节。

2 钢拱结构极限荷载计算方法

2.1 基于弯矩轴力相关方程的计算方法

对于承受全跨荷载 g 和半跨荷载 q 的两铰抛物线钢拱结构,见图 2。当采用一阶分析、内力线性组合的原则来求得截面轴力和弯矩值时,一般有

$$M = c_1(q/g)F \quad (5)$$

$$N = c_2(q/g)F \quad (6)$$

其中: $c_1(q/g)$ 和 $c_2(q/g)$ 分别表示加载比例为 q/g 时弯矩和轴力对应的荷载效应系数; F 为加载幅值。

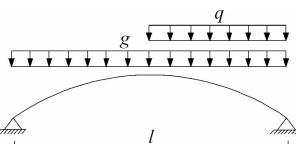


图 2 全跨和半跨荷载组合下两铰钢拱结构计算模型

由于规程方法和文献[2]方法的承载力验算式均是按一阶分析内力来考虑的,因此将式(5)和式(6)分别代入式(1)、式(2)和式(3)即可求得加载比例为 q/g 时的极限荷载值。

2.2 基于一致缺陷拱模型的有限元方法

该方法是指在建立钢拱有限元模型时,按照拱轴线线形和最低阶屈曲模态分布的变形来确定钢拱节点的位置。文中一致缺陷拱模型中考虑的最大缺陷幅值为 $S/500$ 。

选用 ANSYS 软件进行分析,为提高分析精度,采用能同时考虑几何非线性和材料非线性特性的 beam188 单元来模拟钢拱,其中钢材按理想弹塑性材料考虑。由于按中国建筑钢材考虑的残余应力对压弯钢拱平面内承载力的影响较小^[6],因而分析时暂不考虑残余应力的影响。

2.3 基于完善拱模型的有限元方法

考虑到一致缺陷拱模型的承载力并非最低,如文献[2]建议的承载力验算式(2)和式(3)即是在完善拱模型承载力计算结果的基础上得到的。

作为对比,文中还建立了完善拱的有限元模型。有限元分析仍选用 ANSYS 软件,其建模、求解思路与一致缺陷拱模型相同。

2.4 考虑二阶效应的强度设计方法

德国钢结构规范 DIN18800^[16] 建议了一种钢拱平面内稳定承载力设计方法,即对钢拱进行二阶弹性分析,并使计入等效几何缺陷影响的最大应力不超过 $0.9f$ 。

这种方法实际上是一种强度设计方法^[6]。考虑到残余应力的影响不大,且分析时尚未考虑截面进入塑性,因而其最大应力可放宽至 $1.0f$ 。考虑二阶效应的强度设计方法对应的承载力验算式为

$$\frac{\sigma}{f} = \frac{N_{2nd}}{Af} + \frac{M_{2nd}}{W_x f} \leq 1.0 \quad (7)$$

其中: σ 为截面正应力; N_{2nd} 和 M_{2nd} 为考虑二阶效应的截面轴力和弯矩,其余变量同式(1)。

由于一致缺陷可能并非最不利,因此下文采用该方法计算极限承载力时按完善钢拱考虑。

3 全跨和半跨满布荷载下极限荷载计算对比

3.1 参数分析说明

此处对比各种计算方法的差异时,半跨荷载先考虑为半跨满布荷载。对于两铰抛物线钢拱,其承载力的影响因素主要有矢跨比和截面等参数。为此,以 1.3 节中的截面 2 钢拱结构为基准模型,通过变化截面和矢跨比参数,得到多个钢拱模型。然后采用 5 种方法:规程方法、文献[2]方法、基于一致缺陷拱模型的有限元方法、基于完善拱模型的有限元方法和考虑二阶效应的强度设计方法分别计算其极限荷载。

3.2 不同截面下的对比分析

对于表1中3种不同截面的钢拱结构,其在不同荷载组合比例下的极限荷载计算结果见图3。

由图3可知,在各种截面下不同方法计算得到的极限荷载结果差异较大。但总体来说,极限荷载计算结果大致可分为3类:规程方法和基于一致缺陷拱模型的有限元方法得到的极限承载力较为接近,为第1类;考虑二阶效应的强度设计与文献[2]建议方法的计算结果较为接近,为第2类;基于完善拱模型的有限元方法得到的计算结果与上两类结果有不小的差异,可归为第3类。

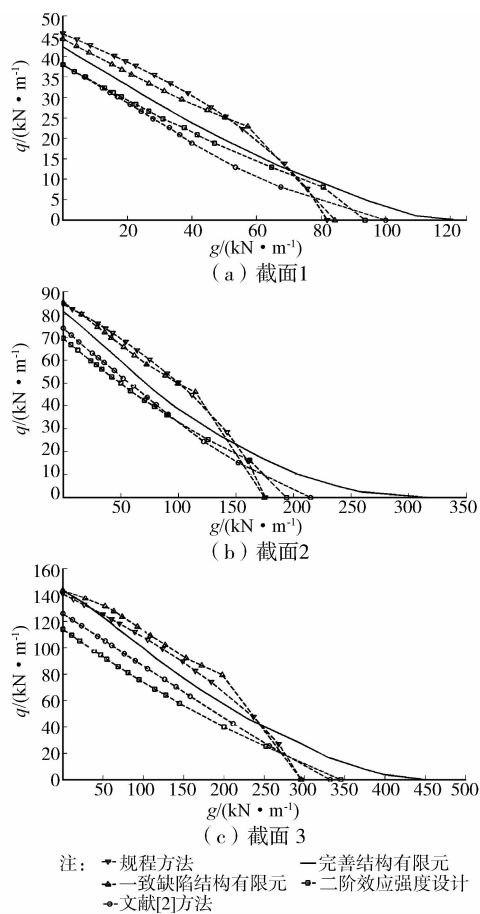


图3 不同截面下按各种方法计算的极限荷载对比

当半跨满布荷载占高比重时,即 q/g 大于某一临界值 r_0 时,第1类计算结果最高,第3类计算结果次之(截面3稍微不满足),第2类计算结果最低。对于截面1、截面2和截面3,这一临界值 r_0 均约为0.20。而当全跨荷载占高比重时,即 q/g 小于某一值时,第3类计算结果最高,第2类计算结果次之,第1类计算结果最低。

3.3 不同矢跨比下的对比分析

在基准模型中拱矢跨比 f_1 为0.15,当其变化为0.1和0.2时,其极限荷载的计算结果见图4。

从图4中可以看出,5种方法得到的钢拱结构极限荷载的变化趋势与矢跨比 $f_1=0.15$ 时的情形(图3(b))基本相同。但对于矢跨比 $f_1=0.2$ 时的情形,临界值 r_0 约为0.10。

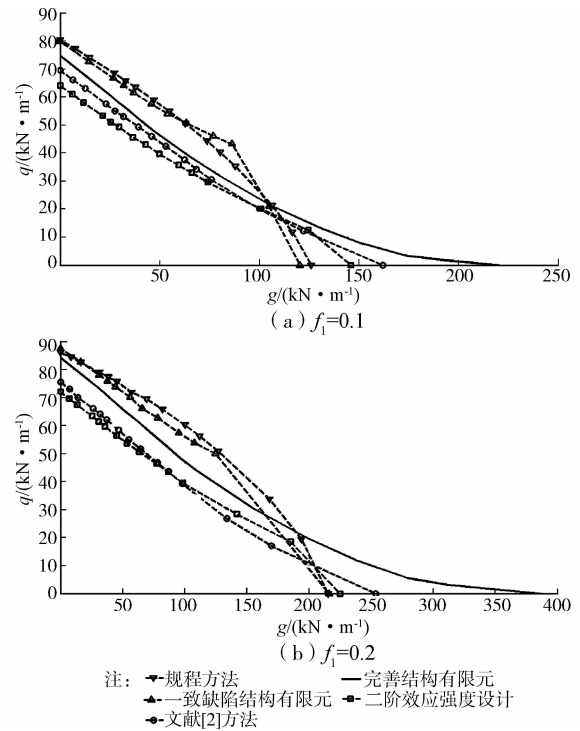


图4 不同矢跨比下按各种方法计算的极限荷载对比

3.4 计算结果总结

依据上述不同截面、矢跨比下的两铰抛物线钢拱结构极限荷载计算结果,可知5种方法得到的计算结果虽有较大差异,但大致可分为3类。

由于精确地确定钢拱最不利缺陷分布较为困难,因此当无法得知何种缺陷分布较为不利时,基于完善拱模型的有限元方法的计算结果可作为一个较好的比较参考值。而参数分析结果表明:当半跨满布荷载占高比重时,规程方法得到的极限荷载值会大于同荷载比例下的参考值,最高可超出约20%。这表明此时规程方法计算得到的极限荷载值偏于不保守,因而按规程方法设计钢拱结构将偏于不安全。

另外,当全跨荷载占高比重时,如仅有全跨荷载($q/g=0$),规程方法得到的极限荷载值最低,这表明此时按规程方法设计钢拱结构将偏于保守。

4 主要计算结果的原因分析

4.1 计算结果可归为3类

需说明的是,规程方法和文献[2]方法给出的平面内稳定承载力计算式也是在大量钢拱结构承载力有限元分析结果的基础上得到的。因此文中讨论的

5 种方法都可归为有限元方法。

由于影响钢拱结构极限荷载值的因素有初始缺陷、残余应力和塑性发展程度等,而全面考虑这些因素精确求解钢拱结构极限荷载值的难度非常大,因

此分析时往往会根据实际需要而作出一些简化。上述 5 种方法对这些因素的考虑情形见表 2。可见不同方法对这些因素的考虑方式均不完全相同,因此得到的计算结果必然有较大差异。

表 2 不同方法考虑的影响因素对比

影响因素	规程方法	文献[2]方法	基于完善拱模型的有限元方法	基于一致缺陷拱模型的有限元方法	考虑二阶效应的强度设计方法
初始缺陷	一致缺陷	不考虑	不考虑	一致缺陷	不考虑
残余应力	考虑(中国模式)	考虑(日本模式)	不考虑	不考虑	不考虑
塑性发展	考虑	考虑	考虑	考虑	不考虑

已有的较多研究^[6,10-11]表明,初始缺陷对压弯受力结构的承载力影响较大。因此根据这一特点,可首先将上述 5 种方法归为两类,即不考虑缺陷的文献[2]方法、基于完善拱模型的有限元方法和考虑二阶效应的强度设计方法为一类;考虑初始缺陷的规程方法和基于一致缺陷拱模型的有限元方法为一类。再考虑残余应力和塑性发展对结构承载力的影响,其中残余应力为不利因素而塑性发展为有利因素;显然若只考虑两个因素的其中之一,则要么会过低估计结构承载力,要么会过高估计结构承载力,即导致承载力计算结果会有一个较大的偏差;从这个角度考虑可将不考虑残余应力而仅考虑塑性发展的基于完善拱模型的有限元方法的计算结果单独列选出来作为一类。因此最终可判定 5 种方法的计算结果大致可分为 3 类。

4.2 全跨荷载占高比重时规程结果保守较多

规程方法较基于完善拱模型的有限元方法保守的原因较为简单,即当全跨荷载占高比重时不考虑初始缺陷的完善拱结构的受力状况接近于纯压受力状态,弯矩很小,这是一种较理想的情形,显然高估了钢拱结构的极限荷载。因而以下主要分析全跨荷载占高比重时规程方法较文献[2]方法保守的原因。

规程方法和文献[2]方法都是基于弯矩轴力相关方程来计算极限荷载值的。区别在于,规程方法的承载力计算式(1)是按各截面最大轴力和弯矩考虑的,而文献[2]方法却是按 $l/4$ 截面轴力和弯矩考虑的,因此即使对于同一钢拱结构,两种方法计算承载力时所用的荷载效应系数值也会不同。为此定义两个系数 r_M 和 r_N ,其计算式分别为

$$r_M = M_{\max}/M_{l/4} \quad (8)$$

$$r_N = N_{\max}/N_{l/4} \quad (9)$$

可见这两个系数反映了截面最大内力与 $l/4$ 截面内力的比值。表 3 给出了 $f_1 = 0.15$ 的钢拱结构基准模型和将 f_1 变化为 0.1 和 0.2 情形时 r_M 和 r_N

的计算结果。

由表 3 可知,钢拱结构最大轴力和 $l/4$ 截面轴力的效应系数比值随荷载比例 q/g 的变化较明显,即 r_N 可取区间[1.05, 1.37]内的多个分散的相应值。而最大弯矩和 $l/4$ 截面弯矩的效应系数比值则随 q/g 的变化较不明显,基本上仅取两个值,即 $q/g=0$ 时取较大值,约为 1.33,其余荷载比例值下均约为 1.0。

表 3 r_M 和 r_N 随荷载比例的变化

q/g	$f_1=0.10$		$f_1=0.15$		$f_1=0.20$	
	r_M	r_N	r_M	r_N	r_M	r_N
0	1.33	1.05	1.33	1.11	1.33	1.17
0.2	1.00	1.06	1.00	1.12	1.00	1.19
0.5	1.00	1.06	1.00	1.13	1.00	1.21
1	1.00	1.07	1.00	1.15	1.00	1.24
2	1.00	1.08	1.00	1.17	1.00	1.27
10	1.00	1.10	1.00	1.21	1.00	1.33
∞	1.00	1.12	1.00	1.23	1.01	1.37

可见,当全跨荷载占高比重时,按最大弯矩和轴力考虑的规程方法对应的设计内力(尤其是弯矩)取值较文献[2]方法大。但需指出的是,全跨荷载占高比重时,总体上钢拱结构受力将以受压为主,总弯矩将较小,这样规程方法对应的设计抗力取值将较小(见图 1)。综合设计内力和抗力两个方面,可知采用规程方法设计钢拱结构将较文献[2]方法保守较多。

4.3 半跨满布荷载占高比重时规程结果较不保守

采用的分析思路为:在完善拱模型上施加规程方法计算所得的极限荷载,然后考虑几何非线性效应进行有限元分析,检验完善拱结构中应力的分布大小。以文中两铰抛物线钢拱基准模型为例,图 5 给出了不同 q/g 时完善拱模型的应力分布情形。

可看出,在规程方法计算所得的极限荷载作用

下,当 q/g 在 $[0.2, \infty]$ 内取值时,完善拱结构的较多区域内的应力比均超过1.0较多,最高达1.4($q/g=0.5$ 和 $q/g=1.0$)。这表明当施加的荷载值尚未达到规程方法计算的极限荷载时,完善拱截面已开始进入塑性,因而半跨满布荷载占高比重时规程方法计算结果要偏于不保守。同时,由于规程方法是按一致缺陷模态来考虑的,这亦表明半跨满布荷载占高比重时完善拱结构的受力较一致缺陷拱结构不利一些。

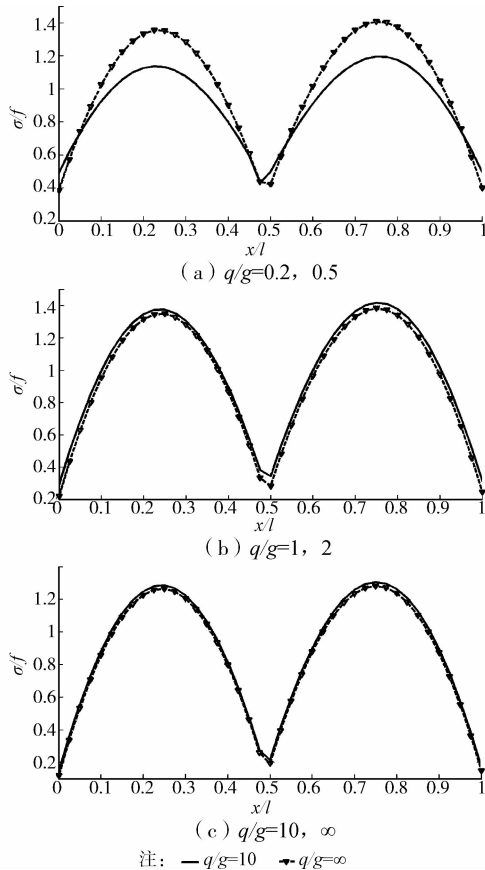


图5 规程方法求得的极限荷载下完善拱的应力分布

由于半跨满布荷载占高比重的情形涵盖了大部分荷载组合比例值,因此按现行规程设计两铰抛物线钢拱承载力会偏于不安全的现象应引起重视。

5 全跨和半跨最不利荷载组合下承载力计算

为进一步明确不同计算方法的差异,继续考察半跨荷载为按最不利影响线布置的情形。

5.1 基于弯矩影响线的半跨不利荷载确定

一般来说,钢拱结构受较大弯矩时较为不利,因此为确定最不利荷载组合下的半跨荷载,分别选用 $l/8$ 、 $l/4$ 、 $3l/8$ 、 $l/2$ 截面作为控制截面,以截面的弯矩影响线作为确定最不利半跨荷载位置的依据。各

截面的弯矩影响线如图6所示。

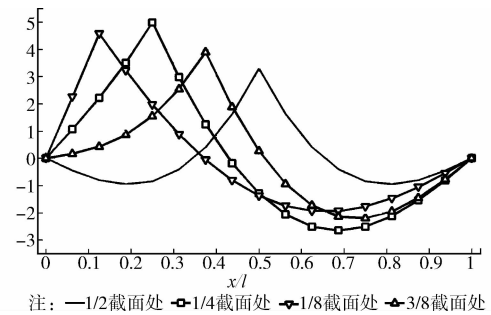


图6 控制截面弯矩影响线

可知,当半跨荷载按影响线加载时, $l/4$ 截面的弯矩最大(对于等截面钢拱,此时较为不利),对应的半跨荷载布置区域为 $0\sim 0.43l$ 。

5.2 承载力计算结果

为明确比较重点,此处仅对比规程方法、完善结构有限元方法和一致缺陷结构有限元方法的差异。当半跨荷载按上述最不利荷载布置时,对于表1中三种不同截面的钢拱结构,其在不同荷载组合比例下的极限荷载计算结果如图7所示。

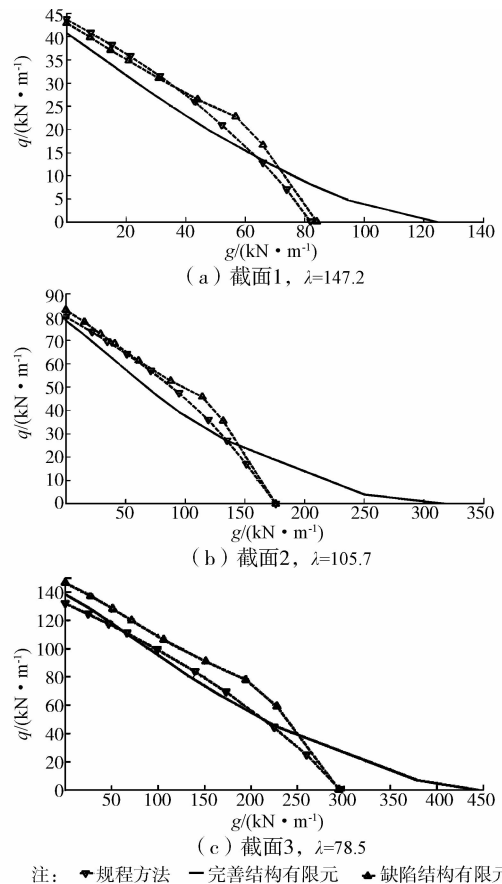


图7 不同截面下按各种方法计算的极限荷载对比

可见,与半跨满布荷载情形类似,考虑半跨荷载的最不利布置后,规程方法计算结果与一致缺陷有

限元分析结果仍较为接近;全跨荷载占高比重时规程结果仍会保守较多;半跨满布荷载占高比重时规程结果仍然较不保守。

但需说明的是,当钢拱长细比较小时,如图7(c),半跨不利荷载占高比重情形下规程结果较不保守的程度会变得不明显一些。另外,由于上述半跨不利荷载(0~0.43*l*)布置与半跨满布荷载(0~0.5*l*)布置较为接近,因而按半跨不利荷载情形计算得到的极限荷载值仅略低于半跨满布荷载下的对应值。

6 结论

考虑全跨荷载与半跨荷载的组合,对两铰抛物线钢拱承载力计算的多种方法进行了对比分析,得出以下结论:

1)按规程方法计算得到两铰抛物线钢拱结构极限荷载值与考虑一致缺陷、几何非线性和材料非线性影响,但不考虑残余应力影响的有限元分析结果较为接近。

2)当全跨荷载占高比重时,按规程方法得到的极限荷载值在文中分析参数范围内均较保守。

3)当半跨荷载占高比重时,按规程方法设计两铰抛物线钢拱结构会偏于不安全。原因主要是此时一致缺陷分布并非最不利的缺陷形式,其对应的极限荷载值甚至会高于完善拱模型的极限荷载值。

参考文献:

- [1] Komatsu S, Shinke T. Ultimate load carrying capacity of steel arches [J]. *Journal of Structural Division*, 1977, 103(12):2323-2326.
- [2] Kuranishi S, Yabuki T. Ultimate strength design criterion for two-hinged steel arch structures [J]. *Structural Engineering/Earthquake Engineering Proceedings of Japan Society of Civil Engineers*, 1984, 1(2):115-123.
- [3] Pi Y L, Trahair N S. In-plane buckling and design of steel arches [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1999, 125(11):1291-1298.
- [4] 林冰, 郭彦林. 纯压抛物线拱平面内稳定性及设计方法研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(3):103-111.
Lin B, Guo Y L. In-plane stability behavior and application of parabolic arches under pure compression [J]. *Journal of Building Structures*, 2009, 30(3):103-111.
- [5] 郭彦林, 林冰, 郭宇飞. 焊接工字形截面抛物线拱平面内稳定性试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(3):95-102.
Guo Y L, Lin B, Guo Y F. Experimental study on in-plane stability of welded I-section steel parabolic arches [J]. *Journal of Building Structures*, 2009, 30(3):95-102.
- [6] 郭彦林, 林冰, 郭宇飞. 压弯圆弧拱平面内稳定承载力设计方法的理论与试验研究[J]. *土木工程学报*, 2011, 44(3):8-15.
Guo Y L, Lin B, Guo Y F. Theoretical and experimental studies of in-plane stability design of circular arches subjected to axial force and moment [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2011, 44(3):8-15.
- [7] 杨洋, 童根树. 水平弹性支承圆弧钢拱的平面内极限承载力研究[J]. *工程力学*, 2012, 29(3):45-54.
Yang Y, Tong G S. Study for in-plane ultimate strength of steel circular arches with horizontal spring supports [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(3):45-54.
- [8] JGJ/T 249—2011 拱形钢结构技术规程[S].
- [9] 郭彦林, 窦超. 钢拱结构设计理论与我国钢拱结构技术规程[J]. *钢结构*, 2009, 24(5):59-70.
Guo Y L, Dou C. Design theory and Chinese technical specification for steel arch structure [J]. *Steel Construction*, 2009, 24(5):59-70.
- [10] 蒋友宝. 正交拱式结构的稳定分析[J]. *建筑科学*, 2008, 24(9):14-18.
Jiang Y B. Stability analysis of the ortho-arched structure [J]. *Building Science*, 2008, 24(9):14-18.
- [11] 卢家森, 张其林. 球面网壳最不利几何缺陷的凸集和概率模型[J]. *工程力学*, 2013, 30(7):100-104, 121.
Lu J S, Zhang J L. Convex and probabilistic models of uncertainties in initial geometric imperfections of latticed shells [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(7):100-104, 121.
- [12] Hochstenbach F M, Irwin P A, Gamble S L. Parametric studies of unbalanced snow loads on arched roofs [C]// Blandford G E. *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future*, Nashville, Tennessee, United States, ASCE, 2004:1-11.
- [13] 蒋友宝, 贺艺华. 全跨和半跨荷载组合下荷载效应函数模型研究[J]. *工程力学*, 2011, 28(2):123-128.
Jiang Y B, He Y H. Research on load effect function model under full-span and half-span loading [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(2):123-128.
- [14] 蒋友宝, 廖国宇, 谢铭武. 钢筋混凝土框架柱和轻钢拱结构失效方程复杂特性与设计可靠度[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(4):192-198.
Jiang Y B, Liao G Y, Xie M W. Complex failure function and design reliability for RC frame columns and lightweight steel arch structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(4):192-198.
- [15] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S].
- [16] DIN-18800-2-1990 Structural steelwork, analysis of safety against buckling of linear members and frames [S], 1990.