

U 型截面钢拱平面外稳定分析

常玉珍, 王玲玲, 李晓莉, 赵洪金

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘 要: U 型截面钢拱由三块钢板焊接而成, 可在截面内浇注混凝土形成钢-混组合结构, 从而充分利用底板钢材的抗拉性能. 当作用在拱平面内的荷载达到临界值时, 拱可能出现平面外屈曲即侧倾问题, 而使整个结构发生平面外失稳. 如果 U 型截面钢拱沿整个弧线长度上没有隔板, 则会出现两个侧板的局部屈曲. 通过建立有限元计算模型, 讨论了不同参数, 包括截面尺寸, 边界条件, 有无隔板以及隔板间距情况下钢拱的稳定问题, 并对计算结果进行分析, 利用最小二乘法拟合, 得到钢拱平面外稳定承载力的计算公式, 可为工程设计提供参考依据.

关键词: 钢拱; 平面外稳定; 极限承载力; 屈曲形态

中图分类号: TU392.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)02-0202-06

拱的平面外屈曲问题很早就引起科研人员的关注, Stussi、Goddén 对具有加劲梁的抛物线拱的侧屈进行了研究, Wastlund 利用 Osflund 的研究成果, 提出了计算组拼拱桥面外弹性屈曲方法^[1], 文献[2]提出了系杆拱桥平面外稳定的实用计算方法, 文献[3]中利用连续体理论和有限单元法研究了拱-桁梁联合体系桥的平面外稳定问题. 随着计算技术发展, Komatsu 等^[4]利用三级弹塑性分析法研究了钢拱的面外承载力, 提出了实用计算公式, 文献[5]对钢拱桥的平面外问题进行了探讨; 文献[6-7]中分析了大跨度钢-混凝土屋盖体系中, 标准模板块组成的钢拱在有中间支撑和没有中间支撑两种情况下, 线弹性屈曲形态及相应的临界荷载的变化, 结果表明中间支撑强迫钢拱按高阶失稳形态变形, 同时提高屈曲荷载.

U 型截面钢拱由三块钢板焊接而成, 可以在其内部添加混凝土形成钢-混凝土组合拱^[8], 这种截面可充分利用钢材的抗拉性能, 减少拱模板搭设复杂等问题. 本文对跨度为 40 m, 矢高 10 m 的 U 型截面圆弧拱的平面外屈曲即侧倾进行研究, 讨论了 30 种不同截面尺寸的钢拱, 在两端固定, 两端铰接两种不同边界条件, 不同截面尺寸, 无隔板以及不同隔板间距下, 结构平面外屈曲承载力以及屈曲形态, 最后通过对计算数据整理分析, 利用最小二乘法回归得到近似计算公式.

1 有限元模拟

本文利用 ANSYS 软件中 APDL 语言进行编程, 采用 shell93 单元模拟 U 型钢板, 沿拱轴线隔断在钢拱内部添加一块与截面尺寸相同的隔板, 来增强钢拱两个侧板的稳定性. 为研究隔板对其承载力的影响程度, 分别研究带有隔板和没有隔板两种情况, 对有隔板的钢拱, 讨论了隔板间距为 0.5 m、1 m、1.5 m, 两端固定和两端铰接的 30 组不同截面尺寸钢拱平面外稳定性. U 型截面钢拱的几何模型、有限元模型及边界条件模拟如图 1 所示.

收稿日期: 2009-12-31 修改稿日期: 2010-12-28

基金项目: 西安建筑科技大学青年基金项目(QN0801); 西安建筑科技大学人才基金项目(RC0801)

作者简介: 常玉珍(1979-), 女, 河北石家庄人, 讲师, 博士, 主要研究方向: 大跨度空间结构受力性能研究与设计.

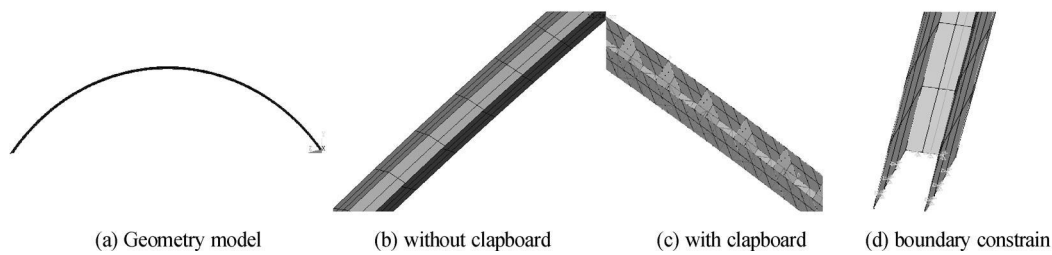


图 1 有限元模拟模型

Fig. 1 Finite element model

表 1 钢筋截面尺寸

Tab. 1 Sectional dimensions

Section No.	H/mm	B/mm	t/mm	Section No.	H/mm	B/mm	t/mm
Sec-1	200	100	4	Sec-16	400	200	10
Sec-2	200	100	6	Sec-17	400	200	12
Sec-3	200	100	8	Sec-18	400	200	14
Sec-4	200	100	10	Sec-19	500	200	4
Sec-5	200	100	12	Sec-20	500	200	6
Sec-6	200	100	14	Sec-21	500	200	8
Sec-7	300	150	4	Sec-22	500	200	10
Sec-8	300	150	6	Sec-23	500	200	12
Sec-9	300	150	8	Sec-24	500	200	14
Sec-10	300	150	10	Sec-25	500	250	4
Sec-11	300	150	12	Sec-26	500	250	6
Sec-12	300	150	14	Sec-27	500	250	8
Sec-13	400	200	4	Sec-28	500	250	10
Sec-14	400	200	6	Sec-29	500	250	12
Sec-15	400	200	8	Sec-30	500	250	14

2 参数分析

(1)无隔板钢拱平面外稳定分析

两个侧板之间没有隔板, 同时也不考虑其他的侧向支撑作用, 均布压力荷载作用在底板上, 分别考虑钢拱两种情况, 钢拱在两端固定和铰接两种不同边界条件下最低阶平面外屈曲荷载见表 2.

表 2 无隔板钢拱最低阶平面外屈曲荷载

Tab. 2 Out-plane buckling loads

Sec. No.	Buckling load kN/m^2		Sec. No.	Buckling load kN/m^2	
	Fixed	Hinged		Fixed	Hinged
Sec-1	0.13	0.098	Sec-16	2.07	1.43
Sec-2	0.37	0.31	Sec-17	3.24	2.32
Sec-3	0.81	0.68	Sec-18	5.66	3.49
Sec-4	1.44	1.25	Sec-19	0.45	0.23
Sec-5	2.3	2.01	Sec-20	0.91	0.51
Sec-6	3.93	2.97	Sec-21	1.60	0.98
Sec-7	0.18	0.16	Sec-22	2.62	1.69
Sec-8	0.46	0.33	Sec-23	3.99	2.68
Sec-9	0.96	0.72	Sec-24	5.79	4.00
Sec-10	1.72	1.33	Sec-25	0.53	0.26
Sec-11	2.76	2.19	Sec-26	0.99	0.54
Sec-12	4.89	3.32	Sec-27	1.68	0.98
Sec-13	0.3	0.17	Sec-28	2.65	1.63
Sec-14	0.65	0.41	Sec-29	3.96	2.55
Sec-15	1.22	0.81	Sec-30	5.64	3.75

由表 2 可以得到, 相同截面尺寸和钢板厚度的钢拱在两端铰接边界条件下的屈曲荷载均小于固定边界时的临界屈曲荷载, 表现为边界约束越强结构的屈曲荷载越大; 在相同截面尺寸条件下, 随着钢板厚度增大, 两种边界条件下屈曲荷载差值不断增大, 钢板厚度相同时, 随着截面高度和宽度的增大, 屈曲荷载不断增大, 说明无论是钢板厚度增大还是截面尺寸增大, 截面惯性矩增大, 整个构件的抗失稳能力均增强。

不同截面尺寸下钢拱平面外屈曲形态大致相同, 前五阶屈曲形态如图 2(a)~(e)。不同的是在截面为 sec11 时, 单根钢筋圆拱的高阶失稳为局部失稳, 截面为 sec-12、sec-25 和 sec-26 截面尺寸时, 在圆拱两端两个侧板处发生褶皱, 侧板出现平面外凹凸, 由于侧板间没有任何支撑, 板的计算长度很大, 同时侧板厚度相对于拱的轴线长度很小, 最终出现了侧板的局部波状屈曲, 即高阶屈曲形态为局部屈曲, 如图 2(f)。

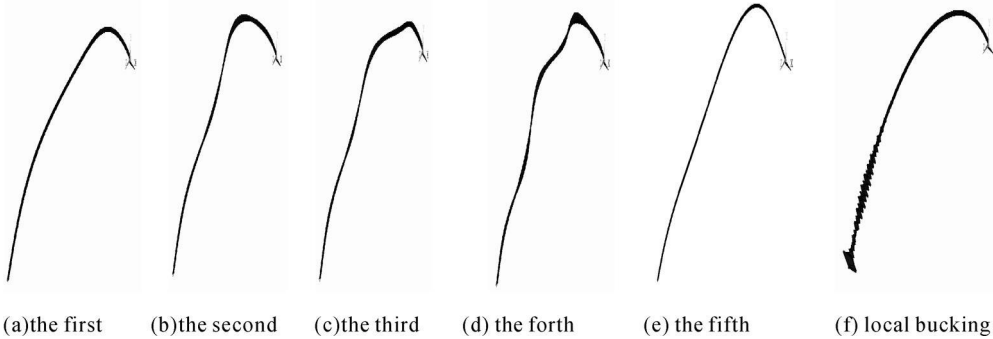


图 2 无隔板钢拱屈曲模式
Fig. 2 Buckling mode without clashboard

(2)有隔板钢拱平面外稳定分析

为了限制钢拱侧板发生局部屈曲, 增强钢拱整体刚度, 提高整个结构的承载能力, 在钢拱上添加与截面尺寸大小相同的隔板. 下面分别讨论沿弧线长度方向隔板间距为 0.5 m、1 m、1.5 m, 两端固定边界条件下钢拱线性平面外屈曲荷载及失稳形态. 计算结果见表 3.

将不同隔板间距下钢拱平面外屈曲荷载进行比较, 研究隔板间距对其屈曲荷载的影响. 同一截面高度、宽度, 不同隔板间距下, 平面外屈曲荷载随钢板厚度变化(见图 3), 可以发现:

相同截面尺寸情况下, 无隔板钢拱平面外屈曲荷载远小于有隔板情况, 其中隔板间距为 1.5 m 时的平面外屈曲荷载是无隔板时的 3 倍左右, 当隔板间距缩短为 0.5 m 时, 平面外屈曲荷载大约为无隔板的 5 倍左右, 可见添加隔板后, 钢拱的平面外屈曲荷载将大大提高, 隔板间距为 1 m 与 1.5 m 时, 平面外屈曲荷载相差较小; 在钢板厚度为 4 mm、6 mm 时, 随着隔板间距的缩小, 平面外屈曲荷载增长幅度小于隔板厚度较大的钢拱; 随着截面尺寸的增大, 屈曲荷载的变化幅度增大, 截面尺寸为 250 mm

表 3 不同隔板间距钢拱平面外屈曲荷载

Tab. 3 Out-plane buckling loads at different clashboard distance

Sec. No.	Without clashboard	With clashboard		
		1.5 m	1 m	0.5 m
sec-1	0.13	0.27	0.302	0.4
sec-2	0.37	0.75	0.85	1.14
sec-3	0.81	1.56	1.77	2.34
sec-4	1.44	2.72	3.07	3.98
sec-5	2.3	4.2	4.72	5.99
sec-6	3.93	5.98	6.68	8.68
sec-7	0.18	0.46	0.52	0.7
sec-8	0.46	1.11	1.28	2.83
sec-9	0.96	2.19	2.56	3.7
sec-10	1.72	3.78	4.42	6.35
sec-11	2.76	5.9	6.89	9.76
sec-12	4.89	8.52	9.96	13.63
sec-13	0.3	0.87	0.94	1.22
sec-14	0.65	1.76	2.0	2.84
sec-15	1.22	3.15	3.69	5.48

注: 括号内数值为在 U 型截面尺寸确定时, 不考虑钢板厚度, 在其内浇注混凝土时, 钢拱必须承担的荷载。

×500 mm, 隔板间距 0.5 m 钢拱平面外屈曲荷载为 26.97 kN/m², 是隔板间距为 1 m 相同截面尺寸的

1.5 倍, 是隔板间距 1.5 m 时的 1.86 倍, 是无隔板情况下的 4.78 倍.

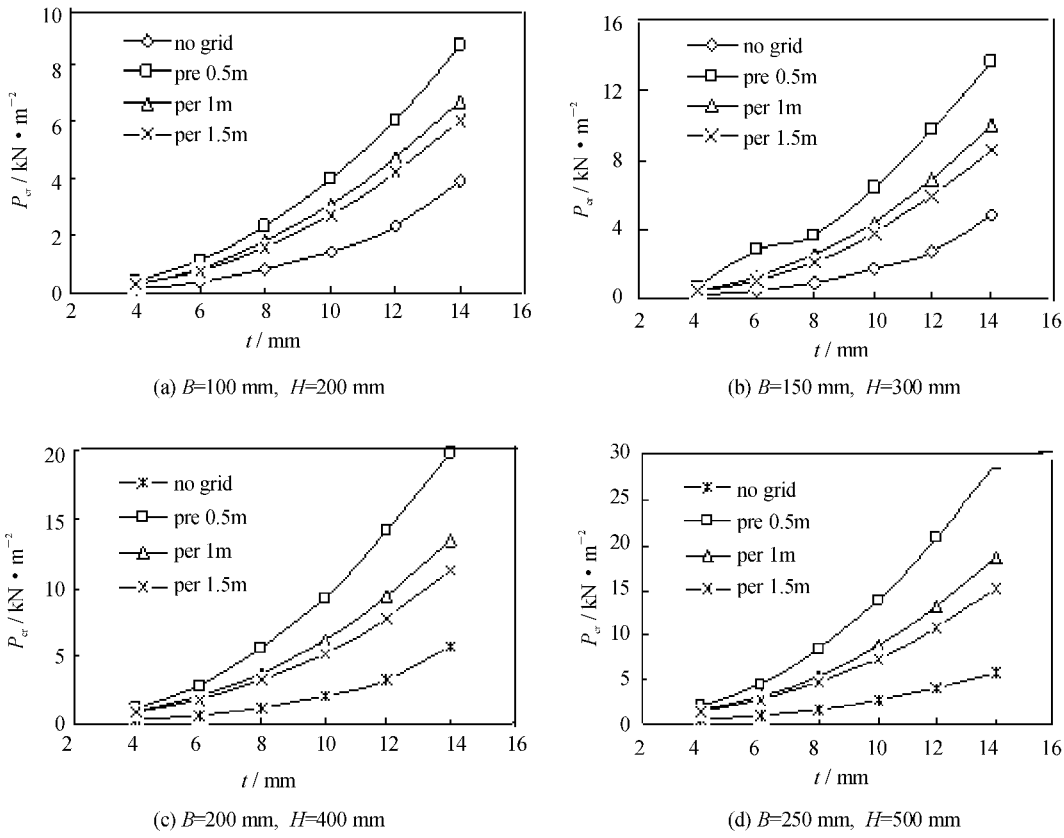


图 3 不同隔板间距平面外屈曲荷载

Fig. 3 Comparisons of out-of-plane buckling loads with different space

将不同截面尺寸和钢板厚度下, 钢拱的平面外屈曲荷载与括号内的数值比较发现, 只有在钢拱内添加隔板, 且隔板间距为 1 m 和 0.5 m 时, 钢板厚度为 12 mm 和 14 mm 时, 结构可以不依靠任何支撑, 作为浇注混凝土的模板使用.

可见钢拱极限承载力与钢板厚度以及隔板设置有关. 平面外屈曲荷载随截面尺寸、钢板厚度的增大, 有隔板与无隔板屈曲荷载比值变化不大, 由于添加隔板后, 一定程度上缩短了侧板的计算长度, 随着隔板间距的减小, 钢拱由薄壁开口 U 型越来越接近与箱形截面, 整体刚度增强, 平面外屈曲荷载增大.

隔板间距为 0.5 m 时, 分析钢拱的失稳形式可得到: 钢拱的屈曲模态与钢板厚度有一定关系, 截面尺寸较大, 肋板厚度较小时, 为钢板的局部屈曲失稳, 当板厚度增加后, 由局部转变为整体屈曲截面尺寸, 具体表现为 sec-1 ~ sec-18 时, 屈曲形态均是整体平面外失稳, 前五阶屈曲形态如图 4(a) ~ (e), 而截面尺寸编号为 sec-19 和 sec-25 的单根钢肋平面外屈曲形态不同, 出现相邻两个隔板之间侧板向外或向内变形, 类似薄壁槽形钢拱发生的畸变现象, 分布区域较长, 在局部变形区域两侧变形较小, 而中间变形较大, 形成波状分布的变形, sec-25 的第五阶屈曲形状如图 4(f).

隔板间距 1 m 和 1.5 m 时, 钢拱平面外屈曲形态与间距为 0.5 m 的情况大致相同, sec-19, sec-25 和 sec-26 在高阶屈曲形态中出现局部波状失稳, 其他屈曲形态都是整体失稳, 不同的是扩大隔板间距后平面外屈曲荷载下降.

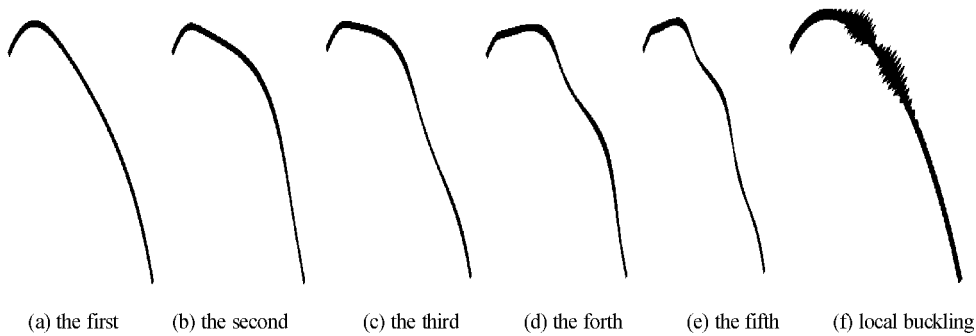


图 4 有隔板钢拱屈曲模式

Fig. 4 Buckling mode with clapboard at a distance 0.5 m

3 平面外屈曲极限承载力公式拟合

通过相关分析, 分别得到极限承载力相关的几项, $H^3 t$ 、 $B^3 t$ 、 $B H^2 t$, 截面的惯性矩计算公式为:

$$I_y=I_{y1}+I_{y2}+I_{y3}=\frac{2Ht^3}{12}+\frac{B^3t}{12}+Ht\left(\frac{B}{2}\right)^2=\frac{Ht^3}{6}+\frac{B^3t}{12}+\frac{HtB^2}{4}$$

其中: 参变量 H 为肋高; B 为肋宽度; t 钢板厚度; L 跨度; 隔板间距 d . 利用数学上的“最小二乘法”回归出一个较为简单的公式, 最终得到以下回归公式

$$q_{\alpha}=\frac{0.11(1-1.61H)\pi^2EI_y}{R\frac{R^3}{R^3}}$$

回归后得到的相关系数为 0.829 6 接近 1, 显著水平 $\alpha=0.05$, 自由度为 $(1,73)F$ 检验临界值为 3.92, 远小于 F 的统计量 36.77; 自由度为 73 的 t 检验临界值为 1.645, 远远小于斜率统计量 13.92. 这些充分说明, 所得到的回归公式线性回归显著, 回归系数显著.

4 结 论

通过对无隔板和有隔板不同隔板间距钢拱平面外稳定分析, 得到以下结论:

- (1) 通过比较发现, 有隔板的钢拱平面外屈曲荷载远大于无隔板的钢拱, 两者之间比值在 2~3 倍左右; 失稳形态在整体失稳情况下两者保持一致, 当出现局部屈曲时, 无隔板的局部屈曲发生在两个落地端附近, 而带有隔板的钢拱局部屈曲多发生在拱的中部, 表现为隔板间的侧板屈曲.
- (2) 由有隔板钢拱的分析发现: 随着截面尺寸的增大, 钢拱平面外屈曲形态由整体失稳逐渐向局部失稳发展; 同一钢板厚度, 随着截面尺寸的增加, 极限承载力先增大后减小; 截面尺寸较小时, 相同截面尺寸钢肋, 极限承载力随着钢板厚度变化较小, 相反, 随着截面尺寸增大, 承载力随钢板厚度变化幅度逐渐变大.
- (3) 由不同隔板间距对平面外屈曲荷载的影响研究发现, 隔板间距为 1 m 与 1.5 m 钢拱屈曲荷载相差较小, 随着隔板间距的减小, 钢板厚度为 4 mm、6 mm 屈曲荷载增长幅度小于隔板厚度较大的钢拱. 因此, 截面尺寸和钢板厚度是影响平面外屈曲荷载的主要因素, 隔板间距的影响是次要的影响因素.
- (4) 由表 2 中钢拱平面外屈曲极限承载力与括号内数值比较得到, 钢拱内隔板间距为 1 m、0.5 m, 钢板厚度为 12~14 mm 时, 钢拱承担浇注混凝土所产生的施工荷载, 可作为浇注混凝土的模板使用, 直接在其内部浇注混凝土形成组合截面构件.

参考文献 References

[1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1992: 147-200.
?1994-2013 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

- LI Guo-hao. Stability and vibration of bridge structures[M] . Beijing: China Railway Press, 1992: 147-200.
- [2] 戴公连, 李德建, 曾庆元. 单拱面预应力混凝土系杆拱梁桥极限承载力分析的截面内力塑性系数法[J] . 土木工程学报, 2002, 35(1): 40-43.
- DAI Gong-lian, LI De-jian, ZENG Qing-yuan. Plastic coefficient method for prestressed concrete single bow string arch beam bridge [J] . China Civil Engineering Journal, 2002, 35(1): 40-43.
- [3] 赵 阳, 陈贤川, 董石麟. 大跨椭圆面圆形钢拱结构的强度及稳定性分析[J] . 土木工程学报, 2005, 38(5): 15-23.
- ZHAO Yang, CHEN Xian-chuan, DONG Shi-lin. Strength and stability analysis of circular steel arches in a long-span ellipsoidal shell structure [J] . China Civil Engineering Journal, 2005, 38(5): 15-23.
- [4] SIMI E, SCANLAN R H. Wind effects on structures[M] . 2nd Ed. Wiley, 1986.
- [5] 童根树. 薄壁曲线性和非线性分析理论[M] . 北京: 科学出版, 2004.
- TONG Gen-shu. Thin-walled curved beam theory of linear and nonlinear analysis[M] . Beijing: Science Press 2004.
- [6] WONG H T. Behavior and modeling of composite steel-concrete shell roofs[D] . Hong Kong: Hong Kong Polytechnic University; 2005.
- [7] TENG J G, WONG H T, WANG Z C. Steel-Concrete composite shell roofs: Structural concept and feasibility[J] . Advances in Structural Engineering, 2005, 8(3): 287-306.
- [8] 常玉珍, 王玲玲, 吴敏哲. 钢-混凝土组合肋壳双重非线性稳定[J] . 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2008, 40(4): 580-584.
- CHANG Yu-zhen, WANG Ling-ling, WU Min-zhe. Dual nonlinear stability analysis of spherical steel-concrete ribbed shell[J] . J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2008, 40(4): 580-584.

Out-of-plane stability analysis of U-section steel arch

CHANG Yu-zhen, WANG Ling-ling, LI Xiao-li, ZHAO Hong-jin

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract Introduced in this paper is a new U-section steel arch which is welded by three steel plates. It can be used as a single section in steel structure, as well as a composite section when concrete cast in hybrid structure. Arch is the preferred structure under bearing pressure, but for certain bending moment, out-of-plane instability, which is also called lateral buckling, in the whole structure will occur, while local buckling in U-shape section may also appear at the same time. In this paper, two kinds of instabilities are discussed, and the finite element numerical model is built. The parameter analysis, such as different section dimensions, boundary conditions, without cladding along the whole structure, with claddings in various spaces, is made. Based on the results above, referred to the formula of thin-wall with open slot, bearing capacity formulas are proposed, which can serve as a reference in the stability design of steel arch.

Key words: steel arch; out-of-plane stability; ultimate bearing capability