

文章编号:1000-4939(2009)01-0194-07

纯压钢管拱稳定临界荷载计算的等效柱法*

韦建刚 陈宝春 吴庆雄

(福州大学 350108 福州)

摘要:以均布荷载下的抛物线钢管拱为研究对象,在考虑双重非线性的有限元分析基础上,讨论了完善拱和有初始几何缺陷的拱的弹性失稳和弹塑性失稳的特性,提出纯压钢管拱稳定临界荷载计算的等效柱法。分析结果表明,矢跨比是计算拱临界荷载的重要影响因素,而现有等效柱法中没有考虑这一因素的影响,为此,提出等效柱的稳定系数中考虑矢跨比影响的计算方法。有初始几何缺陷的拱将发生极值点失稳,且极值点荷载要小于分支屈曲临界荷载,为此提出缺陷拱等效柱法考虑缺陷影响的计算方法。给出了钢管拱失稳临界荷载等效柱法计算的相应公式和实用表格。与双重非线性有限元计算结果对比表明,提出的等效柱法能方便且较精确地估算钢管拱的非线性临界荷载。

关键词:钢管拱;稳定;等效柱法;矢跨比;初始几何缺陷;双重非线性;有限元

中图分类号: TU311.2 **文献标识码:** A

1 引 言

对于以承压为主的拱结构,稳定一直是其研究的一个重要课题。拱结构的稳定性现象,除了极少数例外,都是非线性的^[1]。非线性的影响主要有几何非线性与材料非线性。作为一种曲线结构,拱的非线性临界荷载很难得到解析解,在目前常见的简化算法中,主要有回归经验公式法或等效柱法。前者是根据大量的有限元计算求得拱的极限荷载,然后根据不同的影响因素回归出拱的极限荷载表达式^[2];后者是将拱等效成相应的轴压柱进行计算,即所谓的等效柱法^[3-4]。当拱除受压外还承受弯矩时,应将拱等效成偏压柱,即所谓的等效梁柱法。本文讨论的是纯压拱,因此仅讨论等效柱法。

较之经验公式,等效柱法概念清晰、形式简单,且有大量直杆柱的研究结果可资利用,因此得到了广泛的应用^[5-7]。研究表明,等效梁柱法能应用于管拱临界荷载的计算^[8],但对于不同荷载工况和

不同结构参数,等效梁柱法计算结果与有限元计算结果的差值不同,说明它还不能准确地反映管拱的曲线几何特性和结构受力特性。

同时,实际中的拱结构不可避免地存在各种初始缺陷,对于拱结构的缺陷来说,初始几何缺陷是影响其整体稳定性能的主要因素^[9]。在国外,研究者针对圆弧拱的初始几何缺陷问题进行了大量的试验研究和理论分析^[10-14]。在我国,抛物线管拱是得到广泛应用的钢管混凝土拱桥的主要结构形式^[15],虽然对于有初始几何缺陷的钢管混凝土拱桥极限承载力以及失稳模态的影响都进行了分析,但由于研究大多针对某一具体工程进行分析,研究并不系统,常常导致在结论上出现矛盾^[16-19]。

为此,本文对承受均布竖向荷载的抛物线无铰钢管拱,应用文献[20]提出的双重非线性分析程序,分析完善拱和有初始几何缺陷的拱的失稳形式和失稳临界荷载。根据分析结果,将矢跨比这一重要影响因素引入到等效柱法中,通过回归分析给出了管拱考虑矢跨比的稳定系数。同时,通过分析初始几

* 基金项目:国家自然科学基金(50778043);福建省科技厅项目(JA07014) 来稿日期:2007-09-11 修回日期:2008-03-12

第一作者简介:韦建刚,男,1971年生,福州大学土木工程学院,副研究员;研究方向——大跨度桥梁与结构工程。E-mail: weijg@fzu.edu.cn

何缺陷对拱的稳定影响,提出了在等效柱法中用缺陷折减系数来考虑其影响的计算方法。最后,对本文提出的等效柱法的精度进行了评价。

2 拱的失稳形式和失稳临界荷载

2.1 计算参数

在以下计算分析中,拱的跨径 L , 矢高 f , 拱轴线为二次抛物线,约束条件为两端固接,圆形钢管的直径为 D ,管壁厚度为 t 。均布荷载 q 作用于拱上各节点的竖直方向。拱的矢跨比为 f/L ,拱的长细比为 L/r_x (r_x 为断面二次半径, $r_x = \sqrt{I_s/A_s}$ 。式中 I_s 为断面二次惯矩; A_s 为断面面积)。钢材弹性模量为 E_s , 钢材屈服强度为 f_s 。

根据有关文献^[15] 对实际拱桥的统计资料和工程经验,本文采用的计算参数范围为:长细比: L/r_x 为 100 ~ 500;矢跨比: f/L 为 0.1 ~ 0.5。

钢管的材料非线性模型采用两折线计算模型,屈服后的刚度为 $E_s/100$,如图 1 所示。非线性有限元分析采用基于三维纤维模型梁单元双重非线性分析程序 NL_Beam3D^[20]。

在研究中,初期几何缺陷的确定主要有“随机缺陷模态法”^[21] 和“一致缺陷模态法”^[22]。文献[9]的分析表明,两种方法分析结果相差不大。由于一致缺陷模态法较简单,本

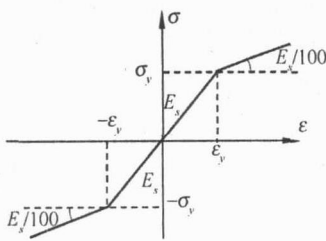


图 1 钢材的应力 - 应变曲线

文采用这一方法来考虑初始几何缺陷。具体而言,初始几何缺陷曲线采用无铰拱面内第一阶反对称失稳形式,以四分点为最大幅值点,如式(1)所示。

$$\frac{y_0}{y_{0,L/4}} = \sin \frac{2x}{L} \quad (1)$$

式中: y_0 为拱轴线的竖向坐标; x 为水平坐标。 $y_{0,L/4}$ 为拱轴线的 $1/4L$ 处竖向坐标,也称缺陷幅值,可用 $e = L/1000$ 和 $e = L/2000$ 等表示,对于初始几何缺陷幅值的取值,《公路桥涵施工技术规范》^[23] 规定钢管拱肋安装轴线横向偏位最大不超过 $L/6000$,拱圈高程偏差不得超过 $L/3000$ 。因此,这里偏保守地取 $L/3000$ 、 $L/1000$ 作为初始几何缺陷的幅值进行分析。

2.2 弹性失稳

只考虑几何非线性(包括 P - 效应和大挠度),矢跨比为 0.2 的钢管拱的荷载 - 位移曲线见图 2。图

中的纵坐标为 $q/(E_s I_s/L^3)$,点横线为是 Austin 所给出的相应值^[24]。其中, e/L 代表拱的初始缺陷值, $e/L = 0$ 代表无初始缺陷的完善拱。

从文献[25]可知,分支点失稳拱拱轴变形为两个半波(S形)或三个半波(M形)。对称荷载作用下的拱,在荷载达到临界荷载点前后时刻,若拱顶 $L/2$ 、 $L/4$ 、 $3L/4$ 点或附近有两点拱轴变形增量方向出现反向,则为分支屈曲。若拱轴线变形在失稳前后的形状不变,则为极值点失稳。

根据这一判断方法,从图 2(b) 的 $L/4$ 和 $3L/4$ 点的荷载位移曲线可知,完善拱在 $L/4$ 和 $3L/4$ 点拱轴变形增量方向出现反向,为分支屈曲;而有初始几何缺陷拱在 $L/4$ 和 $3L/4$ 处拱轴变形方向没有发生变化,为极值点失稳,且随初始几何缺陷 e/L 的增大, $L/4$ 和 $3L/4$ 的竖向位移随之增大,极值点失稳的特征越明显。

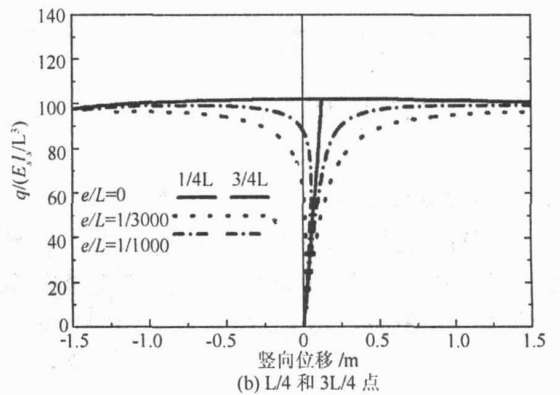
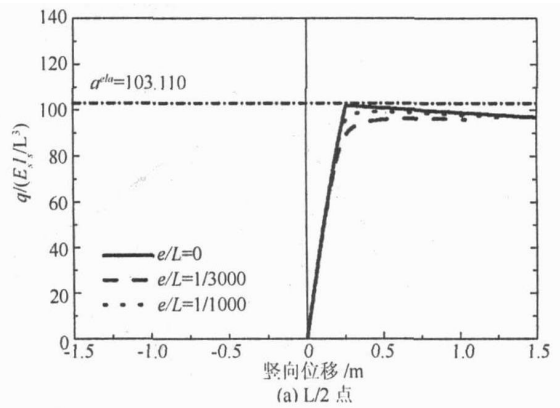


图 2 弹性拱的荷载 - 位移曲线 ($f/L = 0.2$)

2.3 弹塑性失稳

要确切预测拱的实际承载能力,在稳定计算中不仅要考虑几何非线性,还要考虑材料非线性。矢跨比 0.2,长细比为 340 的 Q235 钢完善拱和有缺陷拱,考虑了材料非线性后计算所得的荷载 - 位移曲线见图 3。图中横线为图 2 所示仅考虑几何非线性的弹性荷载系数。

图 3 中考虑双重非线性后的 $L/4$ 和 $3L/4$ 的变形曲线与图 2 中的曲线相比,非线性更加明显,但结构变形的特征没有发生本质的改变,根据文献[25]的判断准则,考虑材料非线性后,完善拱仍发生分支屈曲失稳,有初始缺陷的拱仍为极值点失稳。换言之,材料非线性的考虑没有对屈曲形态产生影响。

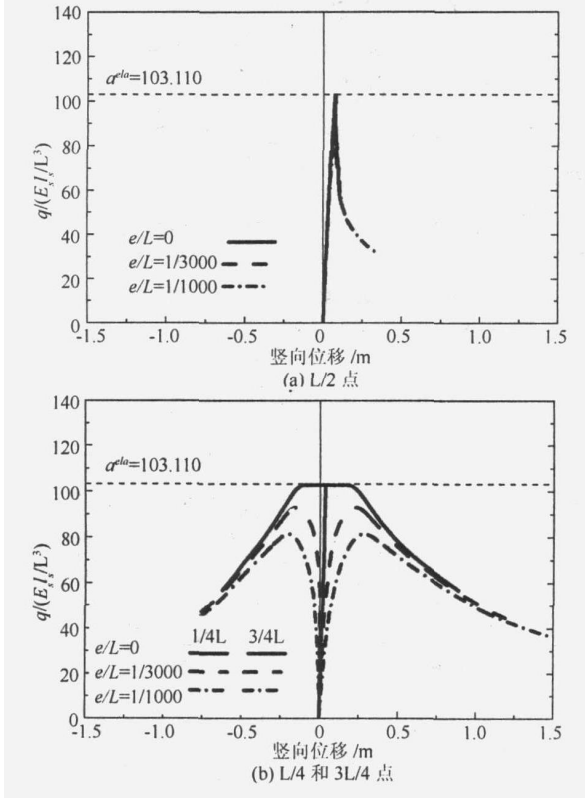


图 3 考虑双重非线性的拱的荷载 - 位移曲线 ($f/L = 0.2$)

3 矢跨比的影响

3.1 线弹性分支屈曲

矢跨比是拱结构的重要几何参数。图 4 给出的是完善拱弹性分支屈曲临界荷载 q_{cr} 与矢跨比的关系曲线,图中纵坐标为弹性荷载系数 $\alpha^{da} = q_{cr} / (E_s I_s / L^3)$ 。图中还给出了 Timoshenko 得到的仅考虑线弹性的分支屈曲临界荷载 $\alpha^{da[26]}$ 和 Austin 考虑大挠度几何非线性的分支屈曲临界荷载的 $\alpha^{da[27]}$ 。图 4 中三个计算结果均说明拱分支屈曲荷载随矢跨比的变化呈曲线变化,在矢跨比为 0.3 附近最大。因此,矢跨比是拱弹性分支屈曲临界荷载计算中不可忽略的一个因素。

三个计算结果中,本文计算结果与 Austin 的十分吻合,说明了本文计算程序的正确性;而与 Timoshenko 的结果在矢跨比较大时有一定差异,表

明大挠度对计算结果是有影响的。具体而言,当矢跨比小于 0.25 时,大挠度对计算结果影响很小;但矢跨比大于 0.25 时,应考虑大挠度的影响。

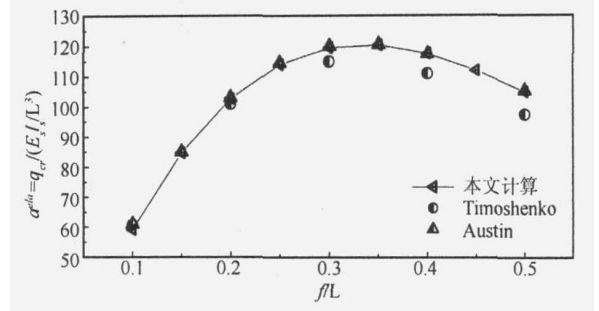


图 4 完善拱的弹性分支屈曲荷载

3.2 弹塑性分支屈曲

把不同矢跨比、不同长细比的钢管拱的双重非线性分支屈曲荷载示于图 5。图中的纵坐标为弹塑性屈曲荷载与弹性屈曲荷载之比。

从图 5 可以看出,对于较小长细比的钢管拱,其弹塑性分支屈曲荷载比弹性结果小,钢管拱将较早地进入弹塑性;当长细比达到某一数值(在这里定义为临界长细比)后,钢管拱在没进入弹塑性时已发生弹性失稳。随矢跨比的增大,临界长细比逐渐减少。因此,对于长细比小于临界长细比的拱,屈曲临界荷载计算中不仅要考虑几何非线性,还要考虑材料非线性。

图 5 中不同矢跨比的拱的临界荷载曲线也不同,其差异性在弹塑性屈曲阶段要远大于弹性屈曲阶段。换言之,对于长细比小于临界长细比的拱,更应考虑矢跨比对失稳临界荷载的影响。

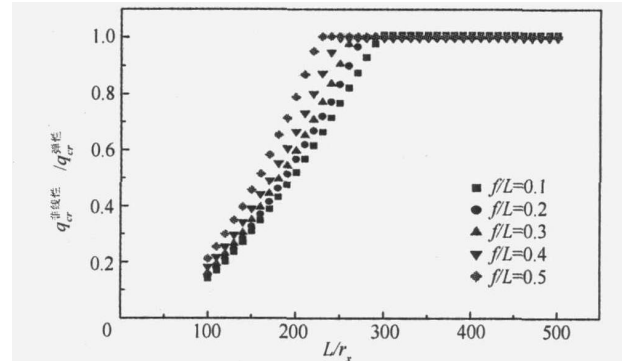


图 5 完善拱的非线性分支屈曲临界荷载

4 完善拱考虑矢跨比因素的等效柱的稳定系数

从上一节分析可知,无论是弹性还是非线性失稳,矢跨比均是影响其临界荷载的一个重要因素。然

而,现有的等效柱法计算中,并没有考虑这一因素,仅根据边界条件(固定拱、三铰拱和二铰拱)将拱等效成一定长度的轴压柱,应用柱的稳定系数求得相应的临界轴力 $N_{1/4}$,再由式(2)反算出拱的临界荷载 q_{cr}

$$q_{cr} = \frac{N_{1/4}}{L} \frac{8f/L}{\sqrt{1 + 4(f/L)^2}} \quad (2)$$

图 6 中用粗线表示了柱的 Euler 稳定系数,用点表示了由双重非线性有限元计算的完善拱的稳定系数 K_1 。图中横坐标为等效柱的长细比

$$\lambda = \frac{1}{r_x} \frac{\mu_s S}{\sqrt{E_s}} \quad (3)$$

式中 μ_s 为等效长度系数; S 为拱轴线弧长的一半。

这里,拱的稳定系数 K_1 为双重非线性有限元求得的分支屈曲荷载 q_{cr} 按照一阶理论、以拱肋四分点为准换算求得的,即

$$K_1 = \frac{N_{1/4}}{A_s f_s} = \frac{q_{cr} L}{A_s f_s} \frac{\sqrt{1 + 4(f/L)^2}}{8f/L} \quad (4)$$

从图 6 中可以看出,有限元的计算结果在长细比大于临界长细比(用 λ_p 或 λ_{cr} 表示)之后满足 Euler 稳定公式,即为先发生弹性分支失稳;当长细比小于临界长细比时,则曲线与 Euler 曲线偏离,发生弹塑性分支失稳。这说明拱的稳定系数随长细比的变化而变化。

从图 6 还可以看出,不同矢跨比的柱的稳定曲线并不相同,这说明在用等效柱法计算拱的临界屈曲荷载时,还需考虑矢跨比这个参数的影响。由此可见,拱的稳定系数确定中要同时考虑长细比和矢跨比这两个参数,即 $K_1 = f(\lambda, f/L)$ 。

本文在大量有限元双重非线性分析的基础上,构造了考虑矢跨比因素的等效柱的稳定系数 K_1 计算公式(令 λ_{cr} 为临界长细比),并通过回归分析求得各系数,可得

$$0.215 \lambda_{cr} < \lambda,$$

$$K_1 = \frac{1}{\lambda_{cr}^2} + C_1 \left(\frac{\lambda - \lambda_{cr}}{\lambda_{cr}} \right) + C_2 \left(\frac{\lambda - \lambda_{cr}}{\lambda_{cr}} \right)^2 \quad (5a)$$

$$\lambda_{cr} \lambda_{cr}, \quad K_1 = 1/\lambda_{cr} \quad (5b)$$

式中

$$C_1 = -0.524 + 2.416 \frac{f}{L} - 2.773 \left(\frac{f}{L} \right)^2,$$

$$C_2 = -0.557 + 3.637 \frac{f}{L} - 4.555 \left(\frac{f}{L} \right)^2,$$

$$\lambda_{cr} = 1.002 + 0.599 \frac{f}{L} - 0.216 \left(\frac{f}{L} \right)^2$$

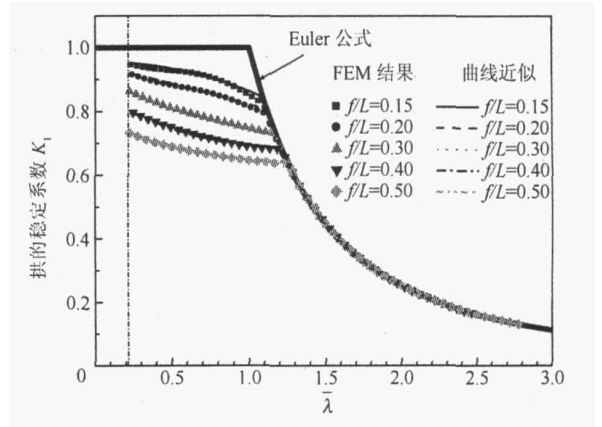


图 6 完善钢管拱的稳定系数 K_1

图 6 中式(5)计算的曲线与有限元计算的点吻合良好,表明式(5)可用于计算完善钢管拱等效柱稳定系数 K_1 的计算。

5 初始几何缺陷的影响

图 7 表示了矢跨比为 0.2 的钢管拱的非线性失稳临界荷载与长细比之间的关系。点横线代表弹性完善拱的分支屈曲临界荷载。图中纵坐标为 $q_{cr}/(E_s I_s/L^3)$, 横坐标为拱的长细比。

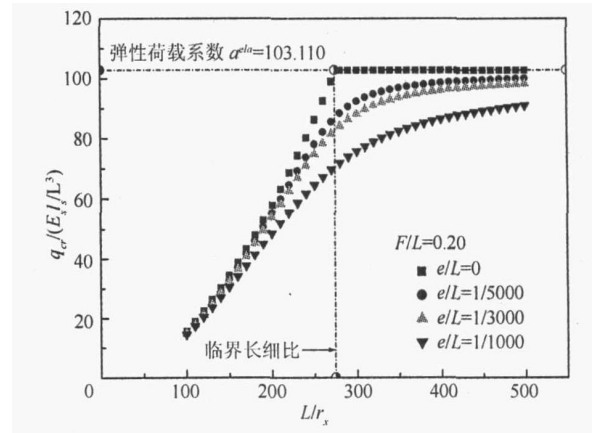


图 7 初期弯曲对钢管拱失稳临界荷载的影响($f/L = 0.2$)

从图中可以发现,对于完善拱($e/L = 0$),当长细比达到临界长细比时,其非线性分支屈曲荷载趋于一定值,即与弹性拱计算结果相同。而缺陷拱由于属于极值点失稳,不存在临界长细比,拱的失稳临界荷载随长细比的变化呈非线性变化。

图 8 所示的是缺陷程度对拱的极限承载力的影响。图中纵坐标为有缺陷的拱的非线性临界荷载与完善拱的比值。

拱的非线性失稳的主要影响因素有材料非线性、几何非线性中的 P 效应和大挠度影响。从图中可以看出,当长细比达到临界长细比附近时,缺陷引

起的临界荷载下降幅度最大,达到 30%,因为在临界长细比附近, P- 效应在拱的非线性稳定中起主导作用,拱对缺陷最为敏感。

当长细比小于临界长细比时,拱的刚度较大,材料非线性在非线性失稳中起的作用较大,因此随长细比的减小,初始几何缺陷的影响减小。当 e/L 小于 $1/3000$ 时,长细比在 200 以下拱的非线性极限承载力与完善拱的非线性分支屈曲临界荷载仅相差约 3%。

当长细比大于临界长细比,临界荷载下降幅度随长细比的增大反而减少。这是因为此时随着长细比的增大,大挠度的影响迅速增大,初始几何缺陷的作用相对减小所致。

6 有初始几何缺陷拱极限承载力计算的等效柱法

从图 8 已知缺陷拱的失稳临界荷载要比完善拱小,因此缺陷拱的稳定系数要考虑缺陷对其降低的作用。为此,引入一个小于或等于 1 的缺陷折减系数 K_2 ,即缺陷拱的稳定系数应为 $K_2 K_1$ 。

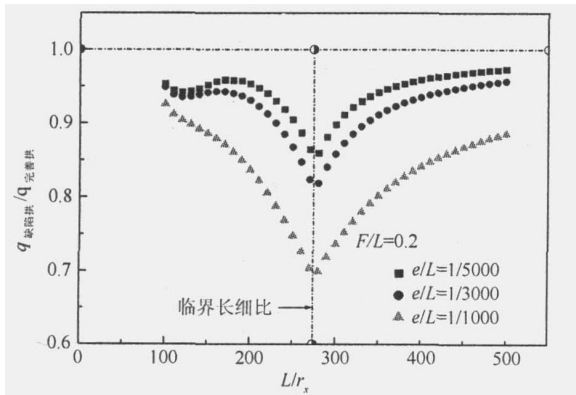


图 8 初期几何缺陷的影响程度 ($f/L = 0.2$)

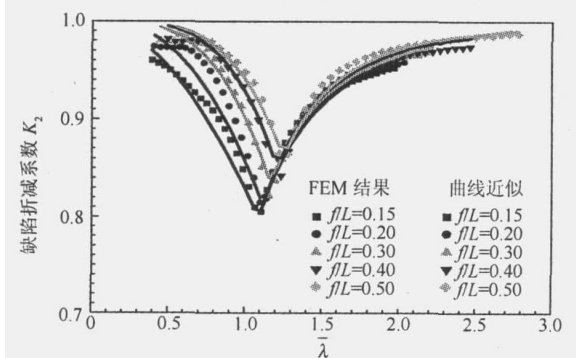


图 9 等效柱法的系数 K_2 ($e/L = 1/3000$)

偏保守地取 $L/3000$ 作为初始几何缺陷的幅值。图 9 点线表示了用有限元法求得的 K_2 值。从前面分析可知系数 K_2 值与 K_1 一样,也与长细比和矢跨比

有关,即 $K_2 = f(\lambda, f/L)$ 。与求 K_1 的方法相同,在大量有限元分析的基础上,构造了考虑 $L/3000$ 初期反对称几何缺陷的系数 K_2 的计算公式,并通过回归分析求得各系数,见式(6)。

$$0.215 \leq \lambda < \lambda_c, \quad K_2 = 1 + P_1 \left(\frac{\lambda}{\lambda_c}\right)^{P_2} \quad (6a)$$

$$\lambda > \lambda_c, \quad K_2 = 1 + P_1 \left(\frac{\lambda}{\lambda_c}\right)^{P_3} \quad (6b)$$

式中

$$P_1 = -0.250 + 0.377 \frac{f}{L} - 0.312 \left(\frac{f}{L}\right)^2,$$

$$P_2 = -2.573 - 0.069 \frac{f}{L} - 2.943 \left(\frac{f}{L}\right)^2,$$

$$P_3 = -0.694 + 20.457 \frac{f}{L} - 22.730 \left(\frac{f}{L}\right)^2$$

图 9 实线表示了用式(6)求得的缺陷折减系数 K_2 。从图中可知,式(6)近似结果与有限元计算结果吻合较好,因此可以采用系数 K_2 考虑有反对称几何缺陷的影响。

在用等效柱法计算缺陷拱的极限承载力时,稳定系数采用 $K_2 K_1$ 后,即为有反对称几何缺陷的钢管拱的稳定系数,用线示于图 10 中。当 $K_2 = 1.0$ 时即为完善拱分支屈曲临界荷载时的稳定系数,用点示于图 10 中。

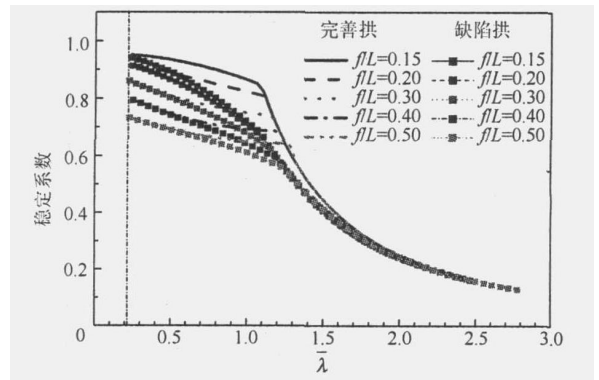


图 10 等效柱法的稳定系数

7 等效柱法的运用和精度

一抛物线无铰钢拱(试验拱)^[28], $f/L = 0.2$, $L = 7.5\text{m}$, $D = 0.121\text{m}$, $t = 0.0045\text{m}$, 钢管弹性模量 $E_s = 213\text{GPa}$, 屈服强度 $f_s = 322\text{MPa}$, 现通过修正等效柱法预估完善拱分支屈曲临界荷载和有 $L/3000$ 初始几何缺陷的极值点失稳的极限荷载。

将该拱等效成轴压柱的计算长度 $\mu_s S = 0.687S$, 则等效柱的长细比由式(3)求得 $\lambda = 0.85$, 据公式(2)或内插表 1 求得稳定系数 $K_1 = 0.842$ 。

对完善拱,相应拱肋四分点处的轴力 $N_{1/4} = K_1 A_s f_s = 446 \text{ kN}$,则分支屈曲临界荷载由式(5)求得 $q_{cr} = 88 \text{ kN/m}$ 。

对缺陷拱,据式(6)或内插表 2 求得缺陷折减系数 $K_2 = 0.904$,因此,相应拱肋四分点处的轴力 $N_{1/4} = K_2 K_1 A_s f_s = 403 \text{ kN}$,则极限承载力由式(2)求得 $q_{cr} = 80 \text{ kN/m}$,较完善拱临界荷载降低约 10%。

通过有限元法求得完善拱的临界荷载为 89 kN/m ,缺陷拱的极限荷载为 82.5 kN/m 。所以,采用本文的等效柱法预估的临界荷载或极限荷载与有限元计算结果十分接近。

为进一步验证等效柱法精度,进行了双重非线性有限元计算和等效柱法计算,算例包括文献[15]收集的 8 座实际管拱桥使用的尺寸,及上述计算中没有分析的尺寸等,合计算例约 300 个。计算结果见图 11。纵坐标为等效柱法与有限元法的比值。等效柱法估算的临界荷载或极限荷载与有限元计算结果相差不超过 10%,具有相当高的精度。

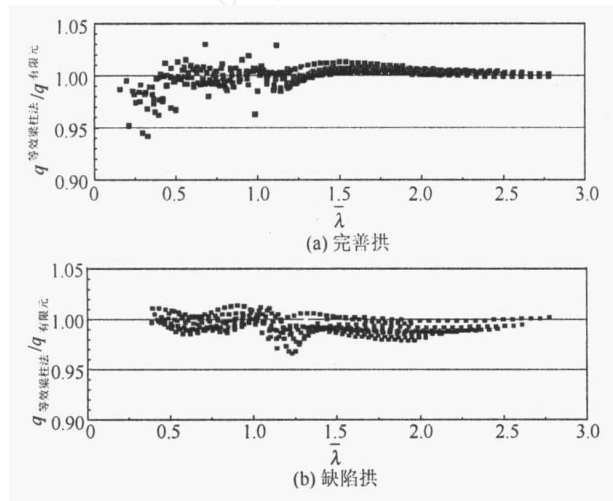


图 11 等效柱法与有限元结果的误差

8 结 论

- 1) 均布竖向荷载作用下完善拱和缺陷拱的失稳类型分别为分支屈曲和极值点失稳,材料非线性不会对屈曲形态产生影响。
- 2) 拱在发生非线性分支屈曲时,存在临界长细比。当长细比大于临界长细比发生弹性失稳,当长细比小于临界长细比发生弹塑性失稳。临界长细比随矢跨比的变化而变化。
- 3) 无论是弹性失稳还是弹塑性失稳,矢跨比均是影响其临界荷载的一个重要因素。现有的等效梁柱法中

没有考虑这一因素的影响。为此,本文提出等效柱法计算中考虑矢跨比影响的稳定系数 K_1 的计算方法。

4) 反对称初始几何缺陷的存在使得拱的失稳模式从分支屈曲转变为极值点失稳,并会造成极限承载力下降。其影响程度与拱的长细比有关,在临界长细比附近的拱受其影响最大。本文提出的缺陷拱稳定极限荷载等效柱法计算中,通过缺陷折减系数 K_2 来考虑。

5) 本文给出了考虑矢跨比影响和缺陷影响的等效柱法稳定系数 K_1 和 K_2 的计算公式,可方便地应用于钢管拱分支屈曲临界荷载的计算。与双重非线性有限元计算结果对比表明,本文提出的等效柱法能方便且较精确地估算均布荷载下抛物线钢管拱的分支屈曲临界荷载和极值点失稳的极限承载力。

参 考 文 献

- [1] Langhaar H L, Boreisi A P, Carver D R. Energy theory of buckling of circular elastic rings and arches[C]// Proceedings of Second U S National Congress of Applied Mechanics, ASME, 1954: 437-443.
- [2] Pi Y L, Bradford M A, Uy B. In-plane stability of arches [J]. International Journal of Solids and Structures, 2002, 39: 105-125.
- [3] Komatsu S, Shinke T. Practical Formulas for In-plane Load Carrying Capacity of Arches [J]. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering JSCE, 1977, 254: 39-52.
- [4] 陈绍蕃. 钢结构的稳定设计指南[M]. 2 版. 北京:中国建筑业出版社,2004.
- [5] Japan Road Association. Specification for Highway Bridge [S]. Japan: Maruzen, 1980.
- [6] Galambos T V. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures (Fifth Edition) [M]. John Wiley & Sons Inc, 1998.
- [7] Verstappen I, Snijder H H, Bijlaard F S K, et al. Design rules for steel arches-In-plane stability [J]. Journal of Construct Steel Res, 1998, 46:125-126.
- [8] 陈宝春,钢管混凝土拱桥[M]. 2 版. 北京:人民交通出版社, 2007.
- [9] 沈世钊,陈昕. 网壳结构稳定性[M]. 北京:科学出版社,1999.
- [10] Hsu C S, Kuo C T, Plaut R H. Dynamic stability for clamped shallow arches under timewise step loads [J]. AIAA Journal, 1969, 7: 1925-1931.
- [11] Cheung M S, Babcock C D. An energy approach to the dynamic stability of arches [J]. Journal of Applied Mechanics, ASME, 1970, 37: 1012-1018.
- [12] Schreyer H L. The effect of initial imperfections on the buckling load of shallow circular arches [J]. J Appl Mech, 1972: 445-450.

- [13] Mak C K , Kao D W. Finite element analysis of buckling and post-buckling behaviors of arches with geometric imperfections [J]. Computer & Structures , 1973 , 3 : 149-161.
- [14] Tadjbakhsh Iradj. Imperfection sensitivity of circular arches [J]. J Appl Mech ASCE, 1983 , 2 : 1109-1112.
- [15] 陈宝春,杨亚林. 钢管混凝土拱桥调查与分析[J]. 世界桥梁, 2006,(2):1-4.
- [16] 张建民,郑皆连,秦荣. 南宁永和大桥双重非线性稳定分析[J]. 公路交通科技,2002,19(3):58-62.
- [17] 张建民,郑皆连,肖汝诚. 钢管混凝土拱桥的极限承载能力分析[J]. 中南公路工程,2004,29(4):24-28
- [18] 郭轶宏,胡小冬,马强. 初始几何缺陷对大跨钢管砼拱桥极限承载力的影响[J]. 黑龙江科技学院学报,2005,15(4):232-235
- [19] 颜全胜,韩大建. 解放大桥钢管混凝土系杆拱桥的非线性稳定[J]. 华南理工大学学报,1999,(11):98-103.
- [20] 吴庆雄,陈宝春,韦建刚. 三维杆系结构的几何非线性有限元分析[J]. 工程力学,2007,24(12):19-24.
- [21] 唐敢,马军,赵才其,赵惠麟. 板片结构稳定性分析的改进随机缺陷法[J]. 工业建筑,2004,(11):10-13.
- [22] 李忠学. 初始几何缺陷对网壳结构静、动力稳定性承载力的影响[J]. 土木工程学报,2002,2:11-14.
- [23] 公路桥涵施工技术规范[S],北京:人民交通出版社,2000.
- [24] Austin WJ , Ross TJ. Elastic Buckling of Arches under symmetrical Loading [J]. Journal of the Structural Division ASCE, 1976 , 102(ST5) : 1085-1095.
- [25] 韦建刚. 管拱面内非线性失稳临界荷载研究[D]. 福州:福州大学,2007.
- [26] Timoshenko S P , Gere J M. Theory of Elastic Stability (2nd ed.) [M]. New York: Mc Graw-Hill , 1961.
- [27] Austin W J. In-Plane Bending and Buckling of Arches [J]. Journal of Structural Division ASCE, 1971 , 97 (ST5) : 1575-1592.
- [28] 陈宝春,韦建刚. 管拱面内五点对称加载试验及其承载力简化算法研究[J]. 工程力学,2007,24(6):73-78.

Stress Fatigue Life Reliability Curve Analysis with Moment Method

*Xu Nan*¹ *Wang Weiqiang*² *Li Naigen*¹

(Shandong Jianzhu University, 250101, Jinan, China)¹ (Shandong University, 250061, Jinan, China)²

Abstract : The general model of stress fatigue life reliability was proposed by analyzing correlations between the median and high reliability fatigue life about several kinds of probability distribution functions, such as Weibull Distribution (WD), Normal Distribution (ND), Exponential Distribution (ED), etc. Under the condition that fatigue life obeys a probability distribution, this reliability formula is a speciality of the general formulas. Based on moment method of probability distribution functions, stress fatigue life reliability curve analysis suitable for five kinds of probability distributions were proposed. The median and high reliability fatigue life curve equations for 42CrMo hardened gear-tooth bending fatigue life data were estimated by means of stress fatigue life reliability curve analysis.

Keywords: *reliability, stress fatigue, probability distribution, fatigue life, moment method.*

Truncated Importance Sampling Method based on Optimization of Mixed Genetic Algorithm

Zhang feng *Lu zhenzhou*

(School of Aeronautics, Northwestern Polytechnical University, 710072, Xi'an, China)

Abstract : A truncated importance sampling method is employed for the failure probability of parallel system with multiple failure modes. The mixed genetic optimization algorithm is chosen to search for the most probable failure point in the failure domain, and solve the approximate reliability index of the parallel system. A n -sphere truncated importance sampling method for the failure probability of parallel system is consisted of n -sphere truncation and importance sampling probability function. Comparing with the successive sequential approximation approach and FORM, the presented method performs much more efficiently than Monte-Carlo method with higher accuracy, especially for the small failure probability.

Keywords: *mixed genetic algorithms, n-sphere sampling, importance sampling, failure probability.*

Equivalent Column Method for Calculating Critical Load for Steel Tubular Arch under Pure Compression

Wei Jiangan *Chen Baochun* *Wu Qingxiong*

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, 350108, Fuzhou, China)

Abstract : Focusing on parabolic steel tubular arch with and without initial crookedness subjected to distributed load, the characteristics of elastic and elastic-plastic buckling are discussed based on the finite element analysis considering dual-nonlinearity. Analysis results show that, rise-to-span ratio is an important factor

in critical loading of an arch, but which does not appear in the present equivalent column method, thus a method considering influence of rise-to-span factor is presented. An arch with initial defect buckles under critical load smaller than the buckling load for a perfect arch, so a coefficient considering the lower critical loading due to initial defect is introduced into the equivalent column method. A comparison with the results from dual nonlinearity finite element method indicates the accuracy of method for estimating nonlinear critical loading of steel tubular arch.

Keywords: *steel tubular arch, stability, equivalent column method, rise-to-span ratio, initial crookedness, dual nonlinearity.*

Notch filter feedback control for chaotic motion of fluid conveying pipe

Bao Ridong¹ Gong Bin¹ Wen Bangchun²

(Shenyang Institute of Chemical Technology, 110142, Shenyang, China)¹ (Northeastern University, 110004, Shenyang, China)²

Abstract: The chaotic motion of a pipe single mode system of the fixed supported at two ends under base excitation is actively controlled by introducing the feedback of notch filter. The equations of both homoclinic and periodic orbits of the unperturbed system are derived firstly, and then the corresponding Melnikov functions were deduced. Under the conditions that the Melnikov functions corresponding to the homoclinic and periodic orbits respectively have simple zeros, the parameters satisfying to introduce the chaotic motion of the system into periodic orbits, are obtained. The numerical simulation is carried out for the response of perturbed system, and the simulation results shows that the system chaotic motion can be successfully induced to periodic motion. For different feedback gains of the notch filter, the responses of the system converge on the different stable periodic solutions.

Keywords: *fluid conveying pipe, base excitation, chaotic motion, notch filter, feedback control.*