

基于可靠指标的稳定安全系数探讨

童小龙^{1,2}, 方志¹

(1. 湖南大学土木工程学院, 长沙 410082; 2. 湖南理工学院土木建筑学院, 湖南岳阳 414006)

[摘要] 桥梁结构当第一类稳定安全系数取4时,能否保证结构在更可能出现的第二类失稳发生时的可靠指标达到目标可靠指标值得研究。对单层单跨刚架桥分别进行了第一类和第二类稳定计算,以第一类稳定计算得到的临界荷载,取第一类稳定安全系数为4,采用一次可靠度方法编程序得出可靠指标。进而采用第一类稳定可靠指标计算时的荷载效应和第二类临界荷载来计算第二类可靠指标。根据可靠指标探讨结构稳定安全系数取值的合理性。在此基础上,对两类稳定临界荷载进行了参数分析,研究临界荷载的变化对可靠指标的影响。结果表明:稳定分析应区分失稳状态,第一类稳定安全系数取4,但当结构发生第二类失稳时,有些情况下不足以保证可靠指标达到目标可靠指标。

[关键词] 稳定安全系数;可靠指标;刚架桥

[中图分类号] U441 [文献标识码] A [文章编号] 1009-1742(2012)11-0044-05

1 前言

我国桥梁建设事业正在迅猛发展,桥梁结构的稳定具有与强度同样重要的意义,在桥梁设计和施工中应当引起高度重视。《公路斜拉桥设计细则》(JTJ/T D65-01-2007)中规定^[1]:“斜拉桥体系第一类稳定系数应不小于4;第二类稳定,即计入材料非线性影响的弹塑性强度稳定的安全系数,混凝土主梁应不小于2.50,钢主梁不小于1.75。”《铁路桥涵设计基本规范》(TB10002.1-2005)按第一类稳定进行稳定验算,并规定^[2]:“将拱的稳定安全检算变换为中心受压杆的稳定检算,拱桥的稳定安全系数不得小于4~5。”《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025-1986)^[3]对钢构件的整体稳定计算有明确的规定,对板件的局部稳定也给出了相应的规定,但没有规定桥梁整体稳定安全系数,以致于有些设计人员为了保证钢桥的稳定性能要求其稳定安全系数大于4^[4]。文献[5]和[6]指出:只要第二类稳定安全系数在2.0以上,结构稳定性就可以得到保证。工程结构的失稳大多属于第二类稳定问题,

发生第一类失稳的情形很少。不管第一类失稳还是第二类失稳,对相同受力情形下的同一结构,其失稳时的可靠指标应该一致,且应保证结构可靠指标不小于目标可靠指标。

本文以单层单跨刚架为例,从可靠指标的角度来探讨稳定安全系数取值的合理性,分别对其进行第一类和第二类稳定计算,以第一类稳定计算所得的临界荷载在稳定安全系数等于4的条件下,通过编程序计算其可靠指标和荷载效应,用该荷载效应去计算结构在第二类失稳下的可靠指标和稳定安全系数,检验结构第二类失稳时的可靠指标是否大于目标可靠指标。进而探讨稳定安全系数一定时,临界荷载对结构可靠指标的影响规律。

2 刚架第一类和第二类稳定

2.1 第一类稳定

刚架第一类稳定分析时,假定结点只承受集中荷载且丧失稳定以前各杆只受轴力而无弯曲变形。实际上,当刚架在横梁上受到竖向荷载作用时,柱子将同时发生压缩和弯曲,以致当荷载达到临界值时,

[收稿日期] 2012-07-25

[基金项目] 国家自然科学基金资助项目(51278182)

[作者简介] 方志(1963—),男,湖北黄冈市人,湖南大学教授,博士生导师,主要从事桥梁与结构工程研究;E-mail:zackfang@163.com

将丧失第二类稳定。为简化计算,在实用上可将横梁上的荷载分解为作用在两端结点上的集中荷载,将原为丧失第二类稳定的问题简化为第一类稳定问题^[7]。采用位移法,求图1的临界荷载。

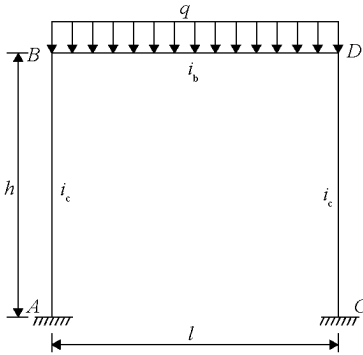


图1 刚架结构

Fig.1 Structure of rigid frame

1) 将均布荷载 q 分解到结点上的集中荷载 N

$$N = \frac{ql}{2} \quad (1)$$

2) 取半结构进行计算,结构反对称失稳临界荷载要小于对称失稳临界荷载,设

$$u = h \sqrt{\frac{N}{EI_c}} \quad (2)$$

3) 由结点 B 的平衡条件: $\sum M_B = 0$, 即

$$\left| \frac{i_c u}{\tan u} + 3(2i_b) \right| d_1 = 0, \text{ 故 } \frac{i_c u}{\tan u} + 3(2i_b) = 0, \text{ 得}$$

$$\frac{u}{\tan u} = -6 \frac{i_b}{i_c} \quad (3)$$

式(1)~(3)中: l 为结构跨度, h 为结构高度, E 为弹性模量, I_c 为柱截面惯性矩, i_b 和 i_c 分别为梁和柱的线刚度, $\sum M_B$ 为 B 结点的弯矩之和, d_1 为结点 B 的水平位移。联立式(1)、(2)、(3)可解得 q , 此为第一类稳定临界荷载 q_{cr} 。

2.2 第二类稳定

假定材料为理想弹塑性材料,其应力—应变 ($\sigma_s - \epsilon_s$) 关系如图2所示,其中 f_y 为抗拉屈服强度。假定图1的 B 点作用有一水平向右的集中力 F , 大小为 q , 单位为 kN。对结构进行极限承载力分析所得的极限荷载即为结构第二类失稳时的临界荷载,第一类稳定临界荷载上限为上文所求的 q_{cr} 。

3 可靠指标计算

3.1 极限状态方程

承受均布荷载的刚架,失稳极限状态方程表述为

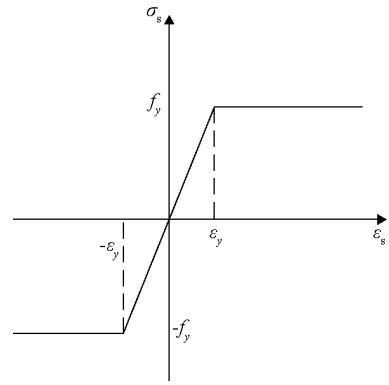


图2 钢材应力—应变关系

Fig.2 The relationship of stress and strain of steel

$$Z = q - q_c - q_Q \quad (4)$$

式(4)中: q 为临界荷载, q_c 为恒载, q_Q 为活载, 分别假定其呈对数正态分布、正态分布和极值 I 型分布, 鉴于桥梁结构所承受的荷载多且复杂, 分析时主要考虑恒载和车辆荷载。 Z 为功能函数。

3.2 可靠指标计算

以可靠度理论和桥梁荷载概率模型为基础, 依文献[8~11], 表1和表2给出了各变量的分布类型和统计参数。

表1 变量统计参数和分布

Table 1 Statistic parameters and distribution of variable

变量	均值与标准值的比值	变异系数	分布类型
弹性模量 E	1	0.1	对数正态
惯性矩 I	1	0.1	正态
恒载 q_c	1.014 8	0.043 1	正态
活载 q_Q	0.799 5	0.086 2	极值 I 型

表2 抗力统计参数和分布

Table 2 Statistic parameters and distribution of resistant force

变量	均值与标准值的比值	变异系数	分布类型
q_{cr}	1.11	0.141 4	对数正态
q_u	1.11	0.15	对数正态

利用校准法确定可靠指标时采用一次可靠度方法^[12], 通过编制程序来计算。定义 K_1 为第一类稳定安全系数, K_2 为第二类稳定安全系数, 分别按下式计算

$$K_1 = q_{cr} / (q_c + q_Q) \quad (5)$$

$$K_2 = q_u \lambda q_c + q_Q \lambda \quad (6)$$

计算过程如下:

1) 计算第一类稳定临界荷载 q_{cr} ;

2) 取 $K_1 = 4$, 由式(5)可得设计荷载, 即得 $q_c + q_Q$, 此为计算的荷载效应;

3) 计算弹塑性极限荷载 q_u ;

4) 给定荷载效应比 ρ' , 其值为活荷载标准值效应与恒载标准值效应之比, 计算第一类失稳时的第一类可靠指标 β_1 ;

5) 计算第二类失稳时的第二类可靠指标 β_2 及稳定安全系数 K_2 。

3.3 算例分析

采用上述方法对表3所示的刚架进行分析, 截

表3 刚架的基本情况

Table 3 The condition of rigid frame

截面尺寸		屈服强度 f_y /($N \cdot mm^{-2}$)	弹性模量 E /($N \cdot mm^{-2}$)	跨度 l /m	高度 h /m
梁	柱	235	206 000	9	12
HM390 - 300 - 10 - 16	HW300 - 300 - 10 - 15				

注: E 是均值, 其余是标准值

表4 计算结果

Table 4 The results of calculation

$q_{cr}/(kN \cdot m^{-1})$	$q_u/(kN \cdot m^{-1})$	K_1	$q_c + q_Q$	ρ'	β_1	β_2	K_2
561.99	159.87	4	140.50	0.5	10.733 1	1.892 9	1.138

4 参数分析

可靠度理论中, 确定抗力的统计参数往往比较复杂, 抗力的不确定主要来源于材料性能的不确定性、构件几何参数的不确定性和计算模型的不确定性。为了进一步了解临界荷载对结构可靠度的影响程度, 采用一次可靠度方法作参数分析, 进行参数分析的结构与上述结构相同, 所取变量的统计参数和分布同表1、表2。通过改变临界荷载的变异系数, 分析可靠指标的变化趋势。临界荷载变异系数逐次取为0.08、0.10、0.13、0.15和0.2, 计算所得的可靠指标见图3和表5。同时, 对式(4)中各变量进行灵敏度分析, 灵敏度系数如下

$$\alpha_{q_i} = - \frac{\frac{\partial Z}{\partial q_i} \Big|_{q_i^*} \sigma_{q_i}}{\left[\sum_{i=1}^n \left| \frac{\partial Z}{\partial q_i} \Big|_{q_i^*} \sigma_{q_i} \right|^2 \right]^{1/2}} \quad (7)$$

面为H型钢截面, 采用Q500钢。计算结果见表4, 从中可见, 稳定安全系数 K_1 取4时, 刚架第一类失稳时的可靠指标 β_1 和第二类失稳时的可靠指标 β_2 分别为10.733 1和1.892 9。根据《公路工程结构可靠度设计统一标准》关于结构目标可靠指标的要求, 若结构安全等级为一级, 则刚架按第二类稳定所得的可靠指标 β_2 小于目标可靠指标。因此, 就所分析的情况而言: 结构在第一类稳定安全系数 K_1 等于4时, 结构第二类可靠指标有可能达不到目标可靠指标的要求。不考虑材料弹塑性的第一类稳定安全系数对桥梁稳定验算存在局限性。

式(7)中: q_i 表示第 i 个随机变量; q_i^* 为第 i 个随机变量在验算点处的值; σ_{q_i} 为 q_i 的标准差。灵敏度系数反映各随机变量对可靠指标影响的强弱, 其绝对值越大表明该项参数的变化所引起结构可靠度的变化越显著。分析结果见表5。

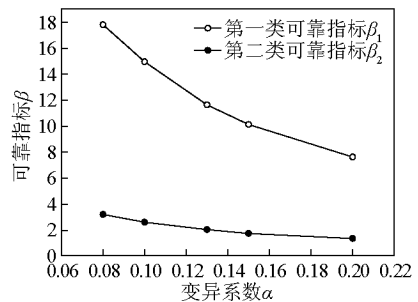


图3 临界荷载对可靠指标的影响

Fig. 3 The effect of critical load on reliability index

表5 临界荷载参数分析

Table 5 The parameter analysis of critical load

变异系数		0.08	0.1	0.13	0.15	0.2
第一类失稳	β_1	17.889 2	14.926 4	11.644 0	10.132 8	7.631 9
	$\alpha_{q_{cr}}$	-0.986 0	-0.995 6	-0.997 8	-0.998 4	-0.999 1
	α_{q_G}	0.081 1	0.065 6	0.050 6	0.044 0	0.033 1
	α_{q_Q}	0.146 0	0.067 1	0.042 9	0.035 4	0.025 1
第二类失稳	β_2	3.185 3	2.630 3	2.056 3	1.784 0	1.318 8
	$\alpha_{q_{cr}}$	-0.928 6	-0.957 0	-0.975 3	-0.981 6	-0.989 7
	α_{q_G}	0.268 4	0.221 5	0.173 9	0.151 9	0.115 4
	α_{q_Q}	0.256 1	0.187 2	0.136 0	0.115 7	0.084 9

由表5和图3可知,临界荷载随变异系数的变化对结构可靠指标影响很大,变异系数从0.08增大到0.2,结构第一类失稳时的可靠指标 β_1 从17.889 2锐减到7.631 9,但都大于规范目标可靠指标5.2;第二类可靠指标 β_2 从3.185 3减小到1.318 8,减小幅度为58.6%。因此,减少临界荷载的变异性可使结构在同等条件下的可靠指标增大,同时,可以在结构设计中取得较好的经济效益,可以从结构材料和施工质量的有效控制等方面采取措施来减小变异系数。

5 结语

通过对单层单跨刚架的第一类和第二类稳定分析,取第一类稳定安全系数等于4,基于可靠指标探讨了结构是否失效,可以得出如下结论。

1) 第一类稳定安全系数取4,不足以保证结构发生第二类失稳时的可靠指标达到目标可靠指标。因此,稳定分析应当区分失稳状态且应当考虑材料的弹塑性。

2) 稳定临界荷载的变化对可靠指标的影响较大,减小结构材料和施工质量不确定性,完善结构计算模式等对提高结构的可靠指标和节约建设成本具有积极意义。

参考文献

- [1] 中华人民共和国交通部. JTG/TD 65-01-2007 公路斜拉桥设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2007.
- [2] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.1-2005 铁路桥涵设计基本规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2005.
- [3] 中华人民共和国交通部. JTJ 025-1986 公路桥涵钢结构及木结构设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,1986.
- [4] 苏庆田,吴冲. 我国公路钢桥设计中稳定规定存在的问题[J]. 北京交通大学学报,2006,30(增刊):10-14.
- [5] 南勇. 大跨度混凝土斜拉桥整体稳定性分析[D]. 长沙:长沙理工大学,2009.
- [6] 白云. 大跨度斜拉桥非线性稳定分析[D]. 重庆:重庆交通大学,2007.
- [7] 李存权. 结构稳定[M]. 北京:人民交通出版社,2000.
- [8] 杨伟军,赵传智. 土木工程结构可靠度理论与设计[M]. 北京:人民交通出版社,2000.
- [9] 中华人民共和国交通部. GB/T 50283-1999 公路工程结构可靠度设计统一标准[S]. 北京:中国计划出版社,1999.
- [10] 沙丽新,石雪飞. 斜拉桥主梁静力可靠性反问题分析[J]. 哈尔滨工业大学学报,2004,36(2):258-260.
- [11] 沈惠申,高峰. 斜拉桥索塔的可靠性分析[J]. 中国公路学报,1994,7(4):40-43.
- [12] 贡金鑫. 工程结构可靠度计算方法[M]. 大连:大连理工大学出版社,2003.

The stability safety factor calibration based on the reliability index

Tong Xiaolong^{1,2}, Fang Zhi¹

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan Institute of Science and Technology, Yueyang, Hunan 414006, China)

[**Abstract**] When the bridge structure stability safety factor of the first type is 4, the research that whether the structure reliability index will reach target reliability index under the more-likely-to-happen collapse situation of the second type is necessary. The stability calculations of the first and the second type are made respectively for single layer and single span rigid frame bridge. Based on the critical load obtained from the stability calculation of the first type, the stability safety factor of the first type is taken as 4, and the first order reliability method is used to program and calculate the reliability index. Then, the load effect under the stability reliability index calculation of the first type and the critical load of the second type are employed to calculate the reliability index of the second type. The evaluation of structure stability safety factor is discussed according to reliability index. Based on the discussion above, parameter analysis of the stable critical loads of two types is made, and the influence of critical load change on reliability index is researched. The result shows that stability analysis should identify collapse state; when the stability safety index of the first type is 4, and the structure has the collapse of the second type, the reliability index cannot ensure to reach the target reliability index under some situations.

[**Key words**] stability safety factor; reliability index; rigid frame bridge

(上接 43 页)

[**Abstract**] On the distance science review of the Lushan region, the particular researched for the geologic stratum section of Late Quaternary Period in the Lushan Dajiaochang area. This introduced for with the ancient terrestrial magnetism, and electronics spin resonance (ESR) and ³⁶Cl, and luminescence dating etc. of various instrument of the dating method are analysis, they constituted the whole geologic strata of the complete section from the series age data that since 400 Ka. B. P., there be opposite to with it identified out the Biwa - III (320 Ka. B. P.) event, and the Biwa - II (260 Ka. B. P.) event, and the Biwa - I (180 Ka. B. P.) event (the molest influence of the iron dish is scarcity), and the Blake (100 Ka. B. P.) event, and the Laschamp (20 Ka. B. P.) event (the activity influence of the surface layer is not growth) etc. of events of ancient terrestrial magnetism. That also combined the layer sequence geologic strata and the layer type characteristics and sink to accumulate the sediment environment, by early to night for the divided to 4 developmentic gyrational stages the section geologic strata: the I stage is climate period of the glacial epoch (400 ~ 200 Ka. B. P.), the II stage is climate period of the interglacial epoch (200 ~ 100 Ka. B. P.), the III stage is climate period of the glacial marginal epoch (100 ~ 10 Ka. B. P.), the IV stage is climate period of the post-glacial epoch (10 ~ 0 Ka. B. P.).

[**Key words**] sediment of late quaternary period; various dating data; layer type sequence and synthesis age; gyrational stages of sediments; Dajiaochang area of Lushan in China