

双塔钢桁斜拉桥斜拉索破坏动态响应

郑小博,张 岗,宋一凡

(长安大学 公路学院,陕西 西安 710064)

摘 要:针对斜拉索在使用过程中的失效可能导致斜拉桥承载力下降的问题,提出反向加载模拟斜拉索断裂的作用效应,通过不同的加载时间模拟拉索破坏的时间和对整体结构的激励,分析斜拉索在不同断裂时间下的斜拉桥动力响应特征;并根据美国 PTI《斜拉桥设计指南》中对斜拉索断裂的相关规定,提出单根斜拉索断裂对负载斜拉桥影响的计算方法,即对结构自重和汽车活载的放大。研究表明:提出的方法较准确地模拟了斜拉索断裂及其对整体结构的冲击作用;整体结构的动力响应随击振时间 T_d 的变化而改变,当 T_d 大于整体结构的自振周期时,结构在击振期间会出现显著动力响应;当 T_d 小于整体结构的自振周期时,结构的最大动力响应出现在击振完成后的自由振动期间;根据 PTI 中对斜拉索断裂造成的全桥荷载放大作用,也较为真实地分析了其作用最大值,斜拉桥在拉索破坏反向放大荷载、恒载及车道分布荷载组合作用下,主梁最大位移出现在中跨跨中附近,与相同汽车荷载分布下完好结构的最大竖向位移差值出现在中跨跨中附近;距离主塔及支座越远,所受影响越大;与完好结构索力最大差值出现在失效拉索的相邻索。提出的方法进一步验证了在 PTI 中根据拟静力法求得的单索破坏造成的最大动力放大系数 2.0 是合理的,但如果考虑 2 根以上斜拉索同时失效,则根据 2.0 的动力放大系数进行安全储备设计是不足的。

关键词:桥梁工程;斜拉桥;反向加载;斜拉索断裂;动力响应;荷载放大

中图分类号:U448.27 **文献标志码:**A

Dynamic response of cable breakage in double-tower cable-stayed bridge with steel truss girder

ZHENG Xiao-bo, ZHANG Gang, SONG Yi-fan

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: For the problem that failure of cables in the process of using may lead to a serious decline in bearing capacity of cable-stayed bridges, this paper proposed a reverse loading method to simulate the effect of cable breakage. Through simulating the time of cable damage and incentive to the whole bridge with different loading time, the dynamic response characteristics of cable-stayed bridges caused by different breakage time were analyzed. According to the relevant regulations on cable breakage in *recommendations of stay cable design, testing and installation* of PTI (Post-Tensioning Institute) in American, a calculation method of the effect of single cable breakage on the loaded cable-stayed bridge was put forward, that is, the amplification of

收稿日期:2017-05-27

基金项目:中国博士后科学基金项目(2015M572511)

作者简介:郑小博(1986-),男,陕西西安人,工学博士研究生,E-mail:zhengshi.yan@163.com。

通讯作者:张 岗(1980-),男,甘肃庆阳人,教授,博士研究生导师,E-mail:zhanggang@chd.edu.cn。

structural weight and the live load of automobile. The results show that the method of reverse loading is more accurate to simulate the breakage of cables and the impact to the whole structure. The dynamic response of the whole structure varies with the change of shock time T_d . When T_d is larger than the natural vibration period of the whole structure, the most obvious dynamic response of the structure will occur during the shock period, when T_d is smaller than the natural vibration period of the whole structure, the most obvious dynamic response of the structure will occur during the free vibration after the shock. On the other hand, the maximum value of the action is also analyzed more realistically according to the amplification of the full-bridge load caused by the cable breakage in PTI recommendation. Under the load combination of reverse amplification load, dead load and the driveway distribution in cable failure of cable-stayed bridge, the maximum displacement of main girder appears in the area of the span center of mid-span. Under the same vehicle load distribution, the maximum difference of vertical displacement appears near the span center of mid-span, compared to the intact structure. The farther the distance from tower and supporter, the greater the impact is. The maximum difference between the intact structural cable force appears in the adjacent cable of the failure cable. And it further verifies that the maximum dynamic amplification coefficient 2.0 due to the single cable damage obtained by the quasi-static method in PTI recommendation is reasonable. However, if the failure of more than two cables are considered at the same time, it is insufficient to design the safety reserve according to the dynamic amplification coefficient 2.0. 2 tabs, 7 figs, 25 refs.

Key words: bridge engineering; cable-stayed bridge; reverse load; cable breakage; dynamic response; amplification of load

0 引言

斜拉桥体系在 18 世纪初就已经出现,是继悬索桥之后的另一种大跨径桥梁体系,但直到最近的 50 年才迎来了快速发展^[1]。斜拉索的破损一直影响着斜拉桥的设计与施工,该破损受到很多因素的影响,例如材料的腐蚀、长期的磨损、疲劳裂缝的开展、蓄意的破坏等,以上因素均会造成 1 条或者多条斜拉索的突然破坏^[2]。

大跨度斜拉桥在极端荷载作用下发生连续倒塌的可能性逐渐增加,虽然斜拉桥具有足够的结构安全余度,但是斜拉索的破坏会导致桥梁拉索式连续倒塌^[3]。美国 PTI《斜拉桥设计指南》制订了斜拉索的设计、检测和安装方法,同时推荐了 2 种荷载模式,确定由于斜拉索断裂所引起的动力响应:一种是拟动力法,即采用与冲击荷载相同的静力荷载作用,并总结出斜拉索断裂所造成的冲击荷载是静力荷载的 2 倍;另一种方法是直接对斜拉索断裂时的整体结构进行非线性动力分析^[4]。与拟动力法中仅分析斜拉索断裂所造成的最大动力作用相比,非线性动力分析可以更详细地反映结构振动过程。斜拉索断裂的全桥非线性动力分析作为一个新的研究领域,近年来的相

关研究较少。Ruiz-Teran 等对 2 种不同的桥梁体系进行了参数分析,研究斜拉索断裂动态响应,在参数分析中,考虑了破损类型、破损时间、斜拉索失效数量和交通荷载分布等对结构整体动态响应的影响,指出相对于拟动态分析(通过使用动态放大因子)更为准确,并保证了足够的安全储备^[5]。Mozos 等研究了斜拉桥突然断裂时的动态响应,量化了在桥梁设计中斜拉索的断裂对极限状态的影响,确定使用动力放大系数为 2.0 的静态分析简化程序所提供的安全储备,并对 10 座斜拉桥进行了参数分析,计入了支座布置、斜拉索分布、索面数、桥面刚度等影响,着重针对桥梁的几何形状和材料、数值模型、计算分析基础、主梁横截面分析结果,以及主塔和斜拉索的响应开展研究^[6-7]。Wolff 等研究了拉索失效对斜拉桥的动态响应,考虑了大变形、拉索垂度效应、斜拉索横向振动和结构阻尼的影响,通过对比斜拉索断裂后整体结构动、静态分析结果,发现动力放大系数受到拉索位置和破坏形式的影响,对于加劲梁的弯曲响应,动力放大系数可以低于 2.0,但考虑到斜拉索的安全储备,2.0 的动力放大系数是必要的^[8]。Mozos 等还从理论和数值的角度研究了斜拉索破裂过程中的残余应力,讨论了破坏时间对结构响应的影响,并通过试验获得了 7 股钢

绞线断裂时的载荷-时间曲线以及完好和损坏的钢丝断裂总时间,发现在局部损伤试验中,钢绞线的外部钢丝首先失效^[9]。Cai 等采用改进的线性静力、非线性静力、线性动力和非线性动力分析方法对 1 根和 2 根拉索的失效进行了分析,发现拉索失效对变形或非变形结构的模拟结果存在较大差异,在断裂的拉索附近的静态分析结果是保守的,但是不能应用于距破坏拉索较远的拉索失效分析或者断裂造成的动态响应分析,失效斜拉索的位置越接近主塔,斜拉桥发生连续倒塌的可能性越小^[10]。Zhou 等建立了新的非线性动力分析方法来研究拉索失效后的斜拉桥-交通荷载-风力之间的相互作用,并计入了材料与几何非线性作用,通过时域非线性迭代直接模拟斜拉索的破损过程,指出斜拉索破损过程可通过施加反作用力来模拟^[11]。

斜拉索在断裂时桥上可能仍然有大量车辆荷载。此时,拉索原来作用点十分脆弱,因此交通荷载的作用形式对斜拉索断裂所造成的退化结构会产生很大影响^[12]。现有的研究中,多数未考虑交通荷载,或者仅考虑设计荷载,例如均布荷载或以集中力表示的轴荷载,AASHTO 2010^[13]中的设计活荷载大都基于中小型桥梁的极限状态得出,设计荷载仅是现实荷载作用的等效值,不能反映现实的荷载作用和其在桥梁上的分布^[14],将规范中的荷载设计值直接应用于斜拉桥的拉索连续破坏分析是不恰当的。近年来随机荷载作用模型开始应用于长大桥梁,推动了斜拉索破坏动力效应研究的发展^[15]。

本文中提出反向加载模拟斜拉索断裂的作用效应,通过不同的加载时间模拟拉索破坏的时间和对整个结构的激励,分析斜拉索在不同断裂时间下的斜拉桥动力响应特征。根据 PTI 中对斜拉索断裂的相关规定,提出单根斜拉索断裂对负载斜拉桥影响的计算方法,即对结构自重和汽车活载的放大,并由此分析斜拉桥相应的变形和受力特征。

1 斜拉索破坏动力响应分析方法

下文针对双塔双索面对称分布的斜拉桥平面问题进行解析^[16]。图 1(a)中的斜拉桥承受恒载 g 和活荷载 p , $w(x, t)$ 为斜拉桥主梁竖向位移,且其受主梁纵向坐标 x 与振动时间 t 的影响。假设在 $t=0$ 时斜拉索突然破坏,如图 1(b)所示。结构体系发生变化,斜拉桥破坏后主梁动力方程为

$$EIW'''' + c\dot{W} + m\ddot{W} = g + p(x)P(t) - q_s(x, W) \quad (1)$$

式中: $p(x)$ 为活荷载的分布; $P(t)$ 为活荷载时间函数; E 为主梁弹性模量; I 为主梁抗弯惯性矩; $q_s(x, W)$ 为

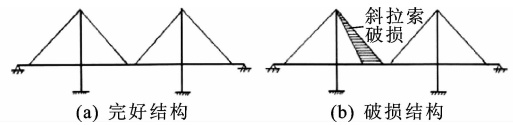


图 1 完好与破损桥梁

Fig. 1 Intact and damaged bridge

斜拉索断裂冲击荷载; c 为整体结构的阻尼; m 为主梁质量; W' 为对 $w(x, t)$ 的变量 x 求导; \dot{W} 为对 $w(x, t)$ 的变量 t 求导; W 为 $w(x, t)$ 的简写。

将 $w(x, t)$ 展开为多项式,即

$$w(x, t) = \sum_n Z_n(x) T_n(t) \quad (2)$$

式中: $T_n(t)$ 为未知时间函数; $Z_n(x)$ 为满足边界条件的关于 x 的代数函数。

对于破损结构,将式(2)代入式(1),得

$$EI \sum_n Z_n''''(x) T_n(t) + c \sum_n Z_n(x) \dot{T}_n(t) + m \sum_n Z_n(x) \ddot{T}_n(t) + q_s(x, \sum_n Z_n(x) \cdot T_n(t)) = g + p(x)P(t) \quad (3)$$

由于 $Z_n(x)$ 满足破损桥梁的自由振动,即

$$EI \sum_n Z_n''''(x) T_n(t) - m \sum_n \omega_n^2 Z_n(x) T_n(t) + q_s(x, \sum_n Z_n(x) T_n(t)) = 0 \quad (4)$$

式中: ω_n 为主梁振动圆频率。

则式(3)变为

$$m \sum_n Z_n(x) \ddot{T}_n(t) + c \sum_n Z_n(x) \dot{T}_n(t) + m \sum_n \omega_n^2 Z_n(x) T_n(t) = g + p(x)P(t) \quad (5)$$

将式(5)两边乘 $Z_k(x)$, 沿 $0 \sim L$ 积分, 根据正交性可得

$$\ddot{T}_k(t) + \frac{c}{m} \dot{T}_k(t) + \omega_k^2 T_k(t) = \frac{1}{m \int_0^L Z_k^2(x) dx} G(t) \quad (6)$$

$$G(t) = \int_0^L g Z_k(x) dx + P(t) \int_0^L p(x) Z_k(x) dx$$

式中: Z_k 为斜拉索破坏后的主梁形状函数; $T_k(t)$ 为斜拉索破坏后主振动时间函数; L 为斜拉桥主梁全长; ω_k 为斜拉索破坏后主梁振动圆频率。

根据 Duhamel 积分可以求得

$$T_k(t) = \frac{1}{m \omega_k \int_0^L Z_k^2(x) dx} \int_0^t e^{-\beta(t-\tau)} G(\tau) \sin[\bar{\omega}_k(t-\tau)] d\tau \quad (7)$$

$$\beta = \frac{c}{2m}, \bar{\omega}_k = \sqrt{\omega_k^2 - \beta^2}$$

所以,式(2)的通解为

$$w(x, t) = \sum_n Z_n(x) [e^{-\beta t} (A_n \sin(\bar{\omega}_n t) +$$

$$B_n \cos(\bar{\omega}_n t)) + T_n(t)] \quad (8)$$

$$\bar{\omega}_n = \sqrt{\omega_n^2 - \beta^2}$$

式中: τ 为结构振动时间变量。

A_n 、 B_n 可以通过时间条件确定, 即 $w(x, t_0) = w_0(x)$, $\dot{w}(x, t_0) = 0$ 。可求得

$$\begin{cases} A_n = \frac{\beta B_n - \dot{T}_n(0)}{\omega_n} \\ B_n = \int_0^L w_0(x) Z_n(x) dx / \left(e^{-\beta t_0} \int_0^L Z_n^2(x) dx \right) \end{cases} \quad (9)$$

2 斜拉桥有限元分析方法

2.1 果子沟大桥介绍

新疆果子沟大桥为双塔双索面钢桁梁斜拉桥, 跨径分布为 $170+360+170=700$ m。主梁为钢桁梁结构, 2 片主桁为 N 形桁架, 中心间距 26 m, 高 6 m, 节间长度 6 m, 主桁采用焊接整体节点形式。钢桁弦杆为箱形截面; 斜杆及竖杆均为 H 形截面。斜拉索采用双索面平面扇形布置, 锚固于主塔及主桁节点处。单个主塔单索面, 全桥共 104 根, 斜拉索锚固在主塔锚固区塔柱内壁的锯齿块上。采用混凝土预制桥面板, 每节间纵桥向分为 3 段, 横向分为 4 段。主塔为阶梯形钢筋混凝土结构, 塔柱为单箱单室截面, 采用 C50 混凝土。阶梯形主塔共分三大节段, 上层塔架高 133.5 m, 中塔墩高 38 m, 下层塔墩 Z1、Z2 塔分别高 38、44 m, Z1 塔总高 209.5 m, Z2 塔总高 215.5 m^[17]。

2.2 有限元分析方法

根据主桥结构总体布置及构造特点, 采用有限元通用程序 ANSYS 对果子沟大桥进行动力仿真分析。主塔与钢桁梁用 Beam189 单元模拟。该单元基于铁木辛柯梁结构理论, 计入了剪切变形对梁的影响, 适于分析线性、大角度转动和(或)非线性大应变问题, 可用于分析一般细长梁与铁木辛柯深梁。斜拉索用 Link180 单元模拟。该单元可承受轴向拉、压, 但无法抵抗弯曲, 可用于分析桁架、连杆、索和弹簧等^[18]。主塔底边界条件在承台处采用固结约束; 主梁端支承处用一般约束限制 3 个平动位移; 主梁在桥塔支承处采用节点耦合的方式, 将钢桁梁支承节点与主塔横梁支座节点进行竖向与横向平动位移耦合。

3 斜拉索断裂结构动力计算方法

单根或多根斜拉索的破坏和可能发生的拉索式倒塌应该引起特别关注。斜拉索的破坏往往是瞬态

的, 进而会造成较大的动力荷载; 斜拉索的失效会导致受压的主梁及主塔内力重分布, 甚至导致结构脆性破坏, 见图 2^[19]。

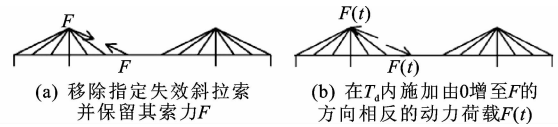


图 2 斜拉索突然破坏动力模型

Fig. 2 Dynamic model of sudden breakage of cable

当结构中某个主要构件突然损坏时, 剩余结构无法承担结构自重和可能出现的活荷载, 整体结构会发生连续倒塌^[20]。图 3 给出了斜拉桥拉索断裂时的动力分析过程。运用瞬态荷载模拟斜拉索断裂的动力作用流程如下。

(1) 通过静力分析确定最容易破坏的拉索, 并移除。例如, 有 1 根斜拉索被认为是最可能发生突然断裂的, 完好结构中该索内力设为 F_0 , 即静态索力。

(2) 移除该斜拉索改变整体结构, 同时用原索力代替移除构件, 见图 2(a)。

(3) 在很短时间 T_d 内施加一个与 F_0 反向的力, 见图 2(b)。 $F(t)$ 随时间的变化如图 3 所示, T_0 、 T_1 分别为 $F(t)$ 变化开始与结束时刻。当 $0 \leq t \leq T_0$ 时, 失效的斜拉索力被静态索力 F_0 所代替; 当 $T_0 \leq t \leq T_1$ 时, 结构受到 F_0 和 $F(t) = \frac{F_0}{T_1 - T_0}(t - T_0)$ 的共同作用, 处于受迫振动状态; $t \geq T_1$ 时, $F(t) = F_0$ 抵消了原来施加的静态索力 F_0 , 结构处于自由振动状态, 其中 T_d 的取值由破坏事件所确定。

(4) 评估突然施加冲击力的动态响应, 以检查是否发生进一步的破坏^[21]。

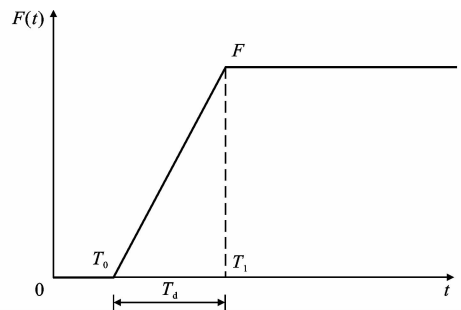


图 3 反向动力荷载 $F(t)$

Fig. 3 Reverse load $F(t)$

将斜拉索从结构中移除, 以表示破坏时刻和之后的结构体系。使用 PTI 中给出的静态分析方法, 破坏斜拉索的力沿负方向施加到斜拉索锚固点处, 如图 3 所示。

4 斜拉索断裂动态响应

因为斜拉索破损期间的时间函数很难确定,所以假设一个线性函数作为其破坏历程(图 3)。可以进行斜拉索(S9、S8、M7、M8、M13)破坏时间 T_d 对于整体结构影响的敏感性分析, T_d 的取值为 $0.2T$ 、 $0.5T$ 、 T 、 $1.5T$, T 为整体结构的自振周期,结构振动并未受到阻尼干扰。

4.1 斜拉索 S9 失效

斜拉索 S9 在主梁锚固点的振动位移受到 T_d 的较大影响,如图 4 所示。

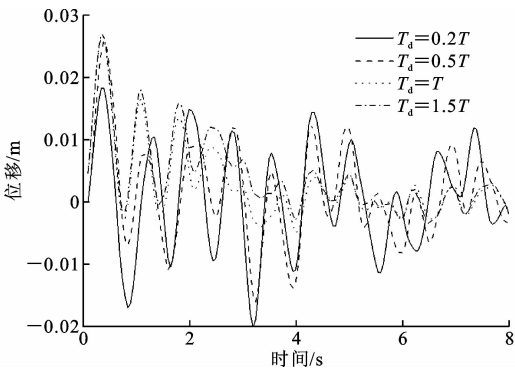


图 4 不同 T_d 时 S9 主梁锚固点振动位移时程曲线
Fig. 4 Time travel curves of vibration displacement of S9 anchor point in beam with different T_d

在击振过程及其之后的自由振动期间内,S9 主梁锚固点竖向位移在 0.25、0.30、0.35、0.40、0.45 s 时达到了极大值,当击振时间小于 T 时,自由振动期间的振幅大幅提高。

4.2 斜拉索 M13 失效

斜拉索 M13 在主梁锚固点的振动位移受 T_d 的影响也较大,如图 5 所示。

在击振过程及其之后的自由振动期间内,M13

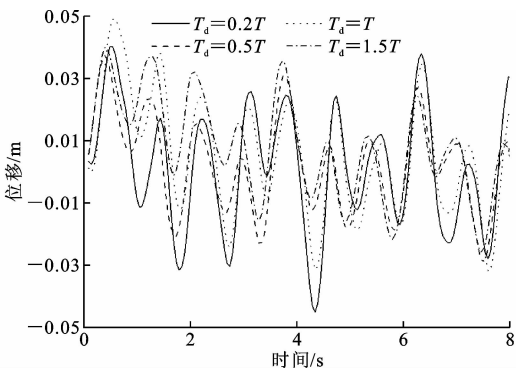


图 5 不同 T_d 时 M13 主梁锚固点振动位移时程曲线
Fig. 5 Time travel curves of vibration displacement of M13 anchor point in beam with different T_d

主梁锚固点竖向位移于 0.25、4.4、6.2 s 达到了极大值,当击振时间小于 T 时,自由振动期间的振幅大幅提高。

表 1 为斜拉索破坏激励锚固点位移极值,对比分析可知,在击振时间较长时,例如 $T_d \geq T$ 时,与击振期间振动相比,击振完成后的自由振动往往比较微弱,动态位移的最大值出现在击振期间($t = 0.4$ s);但 $T_d < T$ 时,击振完成后的自由振动较为显著,甚至出现最大值。

斜拉桥的长索(如 M13)自由振动明显;而较短的拉索(如 M7、M8)则需要更为短促的击振时间才能引起较为明显的自由振动。

5 负载斜拉桥拉索断裂计算方法

PTI 中要求在斜拉桥设计中,结构不能因为单根斜拉索失效而出现连续破坏。在荷载组合中也加入了斜拉索破坏所造成的动力荷载,并在每个分项前添加了安全系数^[22]。任何一根斜拉索的破损应该分别计入。另一方面,PTI 中提出了验证程序,即

表 1 斜拉索破坏激励锚固点位移极值

Tab. 1 Maximum and minimum values of vertical displacement in anchor point of failed cables

拉索编号		1.5T		T		0.5T		0.2T	
		时间/s	位移/cm	时间/s	位移/cm	时间/s	位移/cm	时间/s	位移/cm
S9	位移极大值	0.40	2.7	0.35	2.7	0.35	2.6	0.30	1.8
	位移极小值	6.50	-0.4	3.98	-0.5	3.16	-1.6	3.13	-2.0
S8	位移极大值	0.40	1.2	0.40	1.2	1.86	1.2	4.80	1.6
	位移极小值	0.10	-1.1	0.10	-1.1	0.10	-1.1	3.10	1.4
M7	位移极大值	0.40	2.3	0.35	2.5	0.40	2.9	0.40	2.8
	位移极小值	4.95	-0.6	4.43	-0.6	1.63	-1.4	1.63	-1.7
M8	位移极大值	0.40	2.4	0.40	2.7	0.40	3.0	0.35	3.1
	位移极小值	4.95	-0.7	7.18	-0.6	1.60	-1.7	1.58	-2.3
M13	位移极大值	0.40	4.0	0.55	4.9	0.40	3.7	0.50	4.0
	位移极小值	7.45	-2.6	7.53	-3.2	7.46	-2.9	4.28	-4.5

运用包含动力放大系数准静态方式确定由于斜拉索破坏所造成的冲击荷载^[23]。这些建议已经在美国的斜拉桥设计中沿用数十年。通过准静态方法分析斜拉索破坏可以确定在主梁设计中的控制荷载,以确定施工费用^[24]。

PTI 从荷载应用和抗力系数两方面提供了 2 种斜拉索破坏模式,并规定了 2 种负荷施加方法^[25]:第 1 种包括简化的静态分析结构,其中损坏的斜拉索在恒载和活载下与斜拉索断裂产生的动力作用结合;第 2 种允许使用动态分析,可更准确地计算由于斜拉索的突然断裂引起的结构响应,其中所规定的斜拉索破损荷载组合为

1. $2D_C + 1.4D_W + 0.75(L_L + I_M) + C_L$ (10)

式中: D_C 为桥梁恒载; D_W 为桥梁其他附属物恒载; L_L 为车辆满载作用值; I_M 为车辆荷载动力作用限值; C_L 为斜拉索瞬间破坏产生的反向冲击荷载。

选定 S9、S8、M7、M8、M13 作为重要构件, $T_d=0.2T$ 作为击振时间,则相应的斜拉索破坏产生的动力放大系数及冲击荷载如表 2 所示。

选择设计荷载并根据斜拉索 S9、S8、M7、M8、M13 的影响线进行加载。采用 4 车道加载,第 1 个车道均布荷载为 9 kN/m,其余均为 2.5 kN/m;第 1~4 车道集中荷载为 300、200、100、0 kN。具体加载位置如表 2 所示。

表 2 斜拉索破坏动力放大系数、等效加载值 F_e 和加载方法
Tab. 2 Dynamic amplification factors of cable damage, equivalent load values F_e and load method

拉索编号	动力放大系数	F_e /kN	均布力
S9	2.50	2 511.097	边跨+中跨
S8	1.76	1 147.536	边跨+中跨
M7	1.83	1 332.316	边跨+中跨
M8	2.47	2 328.953	中跨
M13	2.88	5 263.578	边跨+M9~Z2

5.1 斜拉索 S9 失效

根据表 2 施加斜拉索破坏反向放大荷载,施加 4 车道分布荷载,并根据式(10)进行组合。斜拉索 S9 破坏时,斜拉桥主梁竖向位移和各斜拉索索力如图 6 所示。

在 S9 反射作用及最不利汽车荷载作用下,边跨最大挠度为 11.2 cm,出现在 $x=-294$ m 处,与完好结构汽车荷载作用下的位移差最大值为 7.0 cm,出现在 $x=-294$ m 处;中跨最大位移为 87.2 cm,出现在 $x=0$ m 处,与完好结构汽车荷载作用下的位移差最大值为 16 cm,出现在 $x=-6$ m 处。最大索力为 3 070 kN,出现在 S13' 处;与完好结构汽车

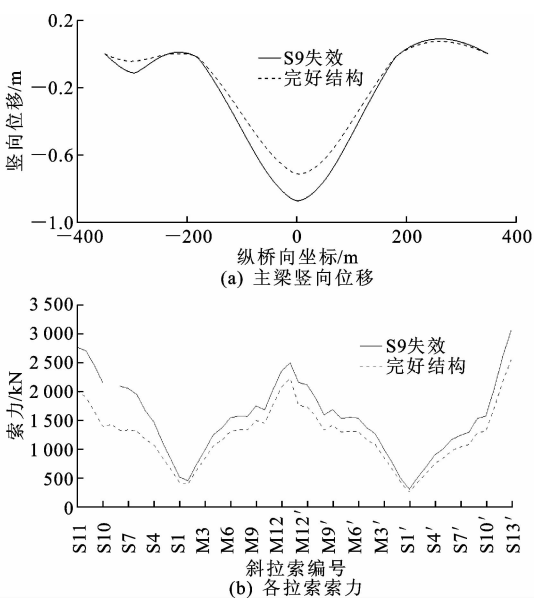


图 6 斜拉索 S9 失效对整体结构影响
Fig. 6 Influence of failure of cable S9 on entire structure
荷载作用下的最大索力差为 807 kN,出现在 S12 处。

5.2 斜拉索 M13 失效

斜拉索 M13 破坏时,斜拉桥主梁竖向位移和各斜拉索索力如图 7 所示。

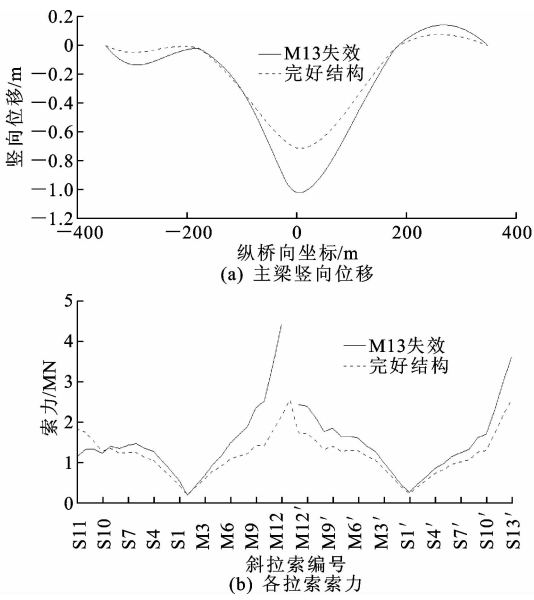


图 7 斜拉索 M13 失效对整体结构影响
Fig. 7 Influence of failure of cable M13 on entire structure
在 M13 反射作用及最不利汽车荷载作用下,小桩号侧边跨最大位移为 13.4 cm,出现在 $x=-288$ m 处,与完好结构汽车荷载作用下的位移差最大值为 8.8 cm,出现在 $x=-282$ m 处;大桩号侧边跨最大位移为 14.2 cm,出现在 $x=270$ m 处,与完好结构汽车荷载作用下的位移差最大值为 -6.7 cm,出现

在 $x=276$ m 处;中跨最大位移为 102.1 cm,出现在 $x=0$ m 处,与完好结构汽车荷载作用下的位移差最大值为 30.8 cm,出现在 $x=6$ m 处。最大索力为 4 408 kN,出现在 M12 处;与完好结构汽车荷载作用下的最大索力差为 2 251 kN,也出现在 M12 处。

斜拉桥在拉索破坏反向放大荷载、恒载及车道分布荷载组合作用下,主梁最大位移出现在中跨跨中附近,与相同汽车荷载分布下完好结构竖向位移最大差值出现在中跨跨中。索力最大值基本出现在边跨端锚索,主塔附近斜拉索拉力较小,受到斜拉索反射作用影响也较小;距主塔及支座越远,所受影响越大;与相同汽车荷载分布下完好结构索力最大差值出现在失效拉索的相邻索。

6 结 语

(1)提出反向加载模拟斜拉索断裂的作用效应,通过不同的加载时间模拟拉索破坏时间和对整体结构的激振效应,并由此分析了斜拉索在不同断裂时间下引起的斜拉桥动力响应特征。

(2)根据 PTI 中对斜拉索断裂的相关规定,提出了单根斜拉索断裂对负载斜拉桥影响的计算方法,即对结构自重和汽车活载的放大,并研究了斜拉桥相应的变形和受力特征。

(3)运用反向加载模拟斜拉索断裂过程以开展结构动力分析时,整体结构的动力响应随击振时间 T_d 的缩短而剧烈。特别地,当击振时间大于整体结构的自振周期时,击振完成后的自由振动相较于击振期间较弱,动态位移的最大值往往出现在击振期间;当击振时间小于整体结构的自振周期时,击振完成后的自由振动较为显著,可能出现结构动力响应的最大值。

(4)基于拟动力方法,并结合 PTI 中关于荷载放大组合的效应,对设计汽车荷载作用下的斜拉桥拉索断裂时的主梁竖向位移和斜拉索索力和进行了对比分析。主梁最大位移与相同汽车荷载分布下完好结构竖向位移的最大差值出现在中跨跨中附近。由于结构边界约束的作用,距主塔及支座越远的构件所受到的拉索断裂动态响应较为剧烈;失效拉索的相邻索往往承受较大的内力变幅。

(5)本文主要对斜拉索断裂引起的整体结构动态响应进行了研究,但对拉索的破坏机理与破坏过程并未进行深入的探讨。不同意外事件与斜拉索内部构造对其破坏过程与整体结构连续破坏的影响是未来的研究重点。

参考文献:

References:

- [1] DÖHLER M, HILLE F, MEVEL L, et al. Structural health monitoring with statistical methods during progressive damage test of S101 Bridge[J]. Engineering Structures, 2014, 69: 183-193.
- [2] CHEN C C, WU W H, LIU C Y, et al. Damage detection of a cable-stayed bridge based on the variation of stay cable forces eliminating environmental temperature effects[J]. Smart Structures and Systems, 2016, 17(6): 859-880.
- [3] STAROSSEK U. Typology of progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2007, 29(9): 2302-2307.
- [4] PTI DC45. 1-07, Recommendations for stay cable design, testing and installation (2007)[S].
- [5] RUIZ-TERAN A, APARICIO A. Response of under-deck cable stayed bridges to the accidental breakage of stay cables[J]. Engineering Structures, 2009, 31(7): 1425-1434.
- [6] MOZOS C M, APARICIO A C. Parametric study on the dynamic response of cable stayed bridges to the sudden failure of a stay, part I: Bending moment acting on the deck[J]. Engineering Structures, 2010, 32(10): 3288-3300.
- [7] MOZOS C M, APARICIO A C. Parametric study on the dynamic response of cable stayed bridges to the sudden failure of a stay, part II: Bending moment acting on the pylons and stress on the stays[J]. Engineering Structures, 2010, 32(10): 3301-3312.
- [8] WOLFF M, STAROSSEK U. Cable-loss analyses and collapse behavior of cable-stayed bridges[C]//IABMAS. Proceedings of the Fifth International IABMAS Conference, Philadelphia: CRC Press, 2010: 423-436.
- [9] MOZOS C M, APARICIO A C. Numerical and experimental study on the interaction cable structure during the failure of a stay in a cable stayed bridge[J]. Engineering Structures, 2011, 33(8): 2330-2341.
- [10] CAI Jian-guo, XU Yi-xiang, ZHUANG Li-ping, et al. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges[J]. Journal of Zhejiang University—Science A, 2012, 13(5): 323-334.
- [11] ZHOU Yu-feng, CHEN Su-ren. Framework of nonlinear dynamic simulation of long-span cable-stayed bridge and traffic system subjected to cable-loss incidents[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(3): 1-17.
- [12] CHEN C C, WU W H, LIU C Y, et al. Diagnosis of instant and long-term damages in cable-stayed bridges

- based on the variation of cable forces[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2017(9):1-15.
- [13] AASHTO. AASHTO LRFD bridge design specifications[M]. 5th ed. Washington DC: AASHTO, 2010.
- [14] DOMANESCHI M, LIMONGELLI M P, MARTINELLI L. Wind-driven damage localization on a suspension bridge[J]. Baltic Journal of Road & Bridge Engineering, 2016, 11(1):11-21.
- [15] ZHOU Yu-feng, CHEN Su-ren. Dynamic simulation of a long-span bridge-traffic system subjected to combined service and extreme loads[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 141(9):1-18.
- [16] RAFTOYIANNIS I G, KONSTANTAKOPOULOS T G, MICHALTSOS G T. Dynamic response of cable-stayed bridges subjected to sudden failure of stays — The 2D problem[J]. Coupled Systems Mechanics, 2014, 3(4):345-365.
- [17] 赵 煜. G30 线连霍高速公路赛里木湖至果子沟口段果子沟大桥桥梁静动载试验报告[R]. 西安:西安长大公路工程检测中心, 2016.
- ZHAO Yu. Static and dynamic load test report of bridge on Guozigou Bridge from Sailimu Lake to Guozigou Section of G30 Lianhuo Expressway[R]. Xi'an: Xi'an Changda Highway Engineering Testing Center, 2016.
- [18] 王新敏. ANSYS 结构分析单元与应用[M]. 北京:人民交通出版社, 2011.
- WANG Xin-min. ANSYS structural analysis element and application[M]. Beijing: China Communications Press, 2011.
- [19] YANG Jian. Structural redundancy and system reliability of highway bridges[D]. City of College Park: University of Maryland, 2015.
- [20] ZHOU Yu-feng, CHEN Su-ren. Time-progressive dynamic assessment of abrupt cable-breakage events on cable-stayed bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 19(2):159-171.
- [21] DOMANESCHI M, LIMONGELLI M P, MARTINELLI L. Damage detection and localization on a benchmark cable-stayed bridge [J]. Earthquakes and Structures, 2015, 8(5):1113-1126.
- [22] CUNHA A, CAETANO E, MAGALHÃES F, et al. Recent perspectives in dynamic testing and monitoring of bridges[J]. Structural Control and Health Monitoring, 2013, 20(6):853-877.
- [23] CHEN C C, WU W H, HUANG C H, et al. Determination of stay cable force based on effective vibration length accurately estimated from multiple measurements[J]. Smart Structures and Systems, 2013, 11(4):411-433.
- [24] LI Hui, OU Jin-ping. The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges[J]. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2016, 6(1):43-67.
- [25] LI Shun-long, LI Hui, LIU Yang, et al. SMC structural health monitoring benchmark problem using monitored data from an actual cable-stayed bridge[J]. Structural Control and Health Monitoring, 2014, 21(2):156-172.

(上接第 69 页)

- YAN Dong-huang, TU Guang-ya, CHEN Chang-song, et al. Numerical calculation method of temperature field for ribbed plate main beam[J]. Journal of China and Foreign Highway, 2002, 22(2):45-48.
- [16] 武立群. 混凝土箱梁和空心高墩温度场及温度效应研究[D]. 重庆:重庆大学, 2012.
- WU Li-qun. Analysis of temperature field and temperature effects for concrete box girder and hollow high pier [D]. Chongqing: Chongqing University, 2012.
- [17] 刘兴法. 预应力混凝土箱梁温度应力计算方法[J]. 土木工程学报, 1986, 19(1):44-54.
- LIU Xing-fa. Computation of temperature stress for prestressed concrete box girders[J]. China Civil Engineering Journal, 1986, 19(1):44-54.
- [18] 颜东煌. 桥梁结构电算程序设计[M]. 长沙:湖南大学出版社, 1999.
- YAN Dong-huang. Computer program design of bridge structure[M]. Changsha: Hunan University Press, 1999.
- [19] 李学文, 蔡 杰, 涂光亚. 混合梁斜拉桥施工过程中温度变化对斜拉索索力的影响 [J]. 公路与汽运, 2012(1):159-164.
- LI Xue-wen, CAI Jie, TU Guang-ya. The effect of cable tension by temperature change in construction of hybrid girder cable-stayed bridges[J]. Highways & Automotive Applications, 2012(1):159-164.
- [20] 郭良友, 林一宁, 李文波, 等. 武汉长江二桥的索力、温度和应力测量[J]. 桥梁建设, 1995(3):44-53.
- GUO Liang-you, LIN Yi-ning, LI Wen-bo, et al. Measurement of cable forces, temperature and stress of the Second Changjiang Bridge in Wuhan [J]. Bridge Construction, 1995(3):44-53.