

基于主梁损伤的预应力混凝土斜拉桥 力学性能退化机理

刘继文¹, 杨广军¹, 姜作仟¹, 杨世龙², 宋涛²

1. 山东省公路桥梁建设集团有限公司, 山东 济南 250021; 2. 山东交通学院土建交通学院, 山东 济南 250357

摘要:为研究车辆及外界因素作用下预应力混凝土斜拉桥主梁力学性能的退化机理,将斜拉索等效为弹性支承,以等效三跨连续梁为基本结构,推导主梁损伤后拉索索力、主梁弯矩及挠度退化规律的解析表达式。研究结果表明:主梁损伤后靠近主梁损伤处的拉索索力增大;主梁损伤后主梁弯矩及挠度变化主要发生在受损跨。算例验证本文给出的主梁损伤后的预应力混凝土斜拉桥力学性能退化理论计算结果的有效性,可用于主梁损伤后斜拉桥主梁力学性能评估。

关键词:预应力混凝土斜拉桥;退化机理;主梁损伤;连续梁

中图分类号:U441⁺.4

文献标志码:A

文章编号:1672-0032(2025)03-0043-10

引用格式:刘继文,杨广军,姜作仟,等.基于主梁损伤的预应力混凝土斜拉桥力学性能退化机理[J].山东交通学院学报,2025,33(3):43-52.

LIU Jiwen, YANG Guangjun, JIANG Zuoqian, et al. The degradation mechanism of performance of prestressed concrete cable-stayed bridges based on main girder damage[J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2025, 33(3): 43-52.

0 引言

主梁作为斜拉桥的主要承重构件,长期承受车辆荷载和自然环境的侵蚀,最易受损。目前斜拉桥多为密索体系,主梁抗弯刚度相对较小。可通过探究斜拉桥主梁力学性能退化机理建立退化机理模型,提高斜拉桥服役期的安全阈值^[1-3]。

现有研究成果主要集中于主梁受损后的斜拉桥体系性能评估,对主梁受损后的斜拉桥体系的力学性能退化机理研究较少。刘国坤等^[4]通过大比例主梁缩尺模型和数值分析方法研究断索后主梁的强受扭损伤性能,评估箱梁损伤后的抗扭承载力及索力恢复后的压弯力学性能,结果表明:实桥断索时主梁所受最大扭矩荷载约为抗扭承载力的75%;索力恢复后,主梁抗弯刚度有所下降,对体系刚度影响有限。张国刚等^[5]建立大比例(1:15)混凝土斜拉桥模型和有限元模型,对模型桥和原型桥的静动力特性及损伤状态下的损伤特性进行计算和相似性分析,结果表明模型桥和原型桥的静动力性能及损伤特性相似性较好。Nazarian等^[6]通过沿桥面分布的应变计和光纤布拉格光栅传感器检测完全或部分失去拉力的缆索,并建立单平面斜拉桥缩尺模型和有限元模型评估此方法的有效性,结果表明可以检测到拉力损失30%或以上的缆索。熊文等^[7]为快速检测斜拉桥主梁损伤,基于索力模型修正的识别方法建立桥梁有限元模型,将单元刚度变化作为损伤识别参数修正变量,将运营阶段实测索力作为跟踪目标,通过不断更新主梁不同节段局部刚度折减系数修正模型,直至模型索力与实测索力一致,此时局部刚度折减系数与区域代

收稿日期:2024-01-05

基金项目:山东省交通运输科技项目(2018B61,2021B119)

第一作者简介:刘继文(1988—),男,山东潍坊人,高级工程师,主要研究方向为大跨度桥梁结构分析,E-mail:990085493@qq.com。

表主梁的刚度退化程度与所在位置。Huang 等^[8]提出基于应变的主梁监测性能预警技术,在温度、风、交通荷载等变化荷载条件下长期监测,通过正则相关温度建立主梁温度与应变的关联模型,估计和消除温度对主梁应变的影响,采用主成分分析对消除温度影响后的主梁应变建模,提取前两个主成分代表风荷载和交通荷载的影响并消除这两个主成分,使用剩余主成分重建模型误差,对模型误差和剩余主成分定义 2 个预警指标(欧几里得距离和马氏距离)检测潜在的性能下降。郭鑫等^[9]进行预应力混凝土斜拉桥节段缩尺模型试验,对破坏后主梁进行裂缝灌浆处置,对比分析原主梁与灌浆主梁结构体系在相同加载下的刚度退化规律;基于数值分析方法,探讨主梁损伤后处于不同刚度折损情况下,采用不同厚度超高性能混凝土材料加固预应力混凝土斜拉桥主梁对体系刚度的提高效果。结果表明:斜拉桥体系的刚度下降较梁截面迟缓,主梁裂缝灌浆处置后对结构体系刚度提高明显,未恢复至受损前状况,数值分析结果与试验结果相同,体系刚度的提高不随超高性能混凝土材料加固层厚度的增大而线性增大。Dai 等^[10]针对赤石大桥因火灾导致斜拉索断裂后主梁受损,对制备的缩尺主梁模型采用锚杆加钢板方式加固,结果表明加固后主梁的抗弯刚度及抗扭刚度比破损梁明显提高。Ahmadi 等^[11]基于桥面钢梁损伤识别算法记录钢梁响应信号,对其进行 Bern-Jordan 时频分布处理并计算时频矩阵,采用损伤指数可准确识别损伤并确定损伤位置。Zhou 等^[12]采用时间递进非线性动力法分析斜拉桥突发性断索事件,通过纳入随机移动交通荷载、桥车动态相互作用以及电缆突然断裂事件的相关动态初始状态模拟断索情景,研究索断的有限元建模选项及不同初始状态、非线性和交通荷载,采用非线性动力模拟方法、静力模拟方法和拟动力模拟方法得到全桥弯矩和应力响应包络线。Chen 等^[13]构建基于物理的预应力梁桥数字孪生框架,包括贝叶斯模型选择和更新、高保真三维有限元模型和预应力筋损伤模拟方法,评估锚固区附近拉索断裂对结构性能的影响;采用贝叶斯模型选择确定最合理模型类别,由估计的后验概率密度函数得到模型参数的最可能值,用于校准有限元模型,通过更新模型得到的非线性静力模拟结果与观测到的裂纹形态和荷载挠度曲线一致。Zhang 等^[14]将应变时空信息与反向传播(back propagation, BP)神经网络相结合识别全场桥梁结构损伤,建立监测截面的峰值应变差与受损梁关联的力学模型,以及将沿桥跨的峰值应变差与受损单元关联的力学模型,采用 BP 神经网络建立非线性数学模型,基于底层传感器检测数据快速定位损伤单元并量化损伤程度。Deng 等^[15]采用真实索力的索力退化模型,考虑应力循环、应力重分布及保护措施的影响,根据某目标索的受力监测和检查记录分析其劣化及维修策略,该法可为其他缆索支承体系桥梁养护提供有效养护策略。现有研究成果仅对某特定研究对象而得出结论,未从本质上阐释主梁损伤后桥梁结构的力学性能退化机理。

为进一步阐释预应力混凝土斜拉桥主梁力学性能退化机理,本文将拉索等效为弹性支承,以等效三跨连续梁为研究对象,推导主梁损伤后斜拉桥的索力、主梁弯矩及挠度退化规律解析表达式,揭示主梁损伤后斜拉桥静力性能退化机理,以期为斜拉桥的设计提供借鉴。

1 主梁损伤情况下预应力混凝土斜拉桥静力性能退化规律理论分析

将斜拉索等效为弹性支承,斜拉桥可等效成多跨连续梁^[16-17],如图 1 所示。 $K_1 \sim K_n$ 为第 1~ n 个等效弹性支承地刚度。

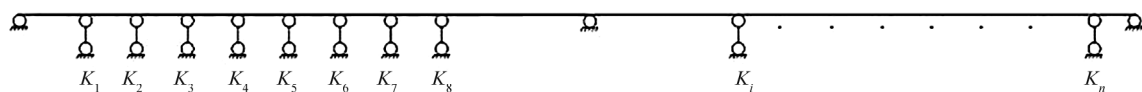


图 1 等效多跨连续梁模型

根据结构力学中的三弯矩方程,采用位移法分析支座处的变形协调条件,即由弯矩引起的转角变化与外力引起的转角之和为零,等截面连续梁的任意 3 个相邻支座(第 $n-1$ 个支座、第 n 个支座、第 $n+1$ 个支座)典型方程可简化为:

$$\delta_{n,n-1}M_{n-1} + \delta_{n,n}M_n + \delta_{n,n+1}M_{n+1} + \Delta_{n,p} = 0, \quad (1)$$

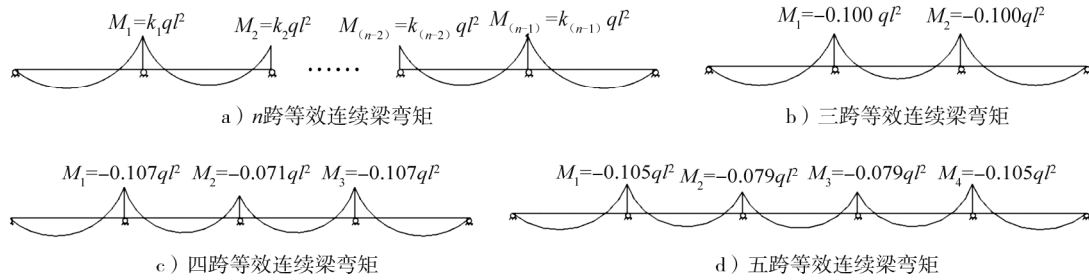
式中: $\delta_{n,n-1}$ 为单位弯矩作用在第 $n-1$ 个支座上,在第 n 个支座处产生的转角; $\delta_{n,n}$ 为单位弯矩作用在第 n 个支座上,在第 n 个支座处产生的转角; $\delta_{n,n+1}$ 为单位弯矩作用在第 $n+1$ 个支座上,在第 n 个支座处产生的转角; M_{n-1}, M_n, M_{n+1} 为支座处的未知弯矩; $\Delta_{n,p}$ 为外荷载 p 作用下,第 n 个支座处产生的附加转角。

若各跨惯性矩 I 和跨度 l 分别相同,式(1)可进一步简化为:

$$M_{n-1} + 4M_n + M_{n+1} = -6(B_n^\varphi + A_{n+1}^\varphi)/l,$$

式中: B_n^φ 为第 n 跨由外荷载引起的相对于第 n 个支座的右端转角, A_{n+1}^φ 为第 $n+1$ 跨由外荷载引起的相对于第 n 个支座的左端转角。

可求得等效多跨连续梁弯矩,如图2所示。



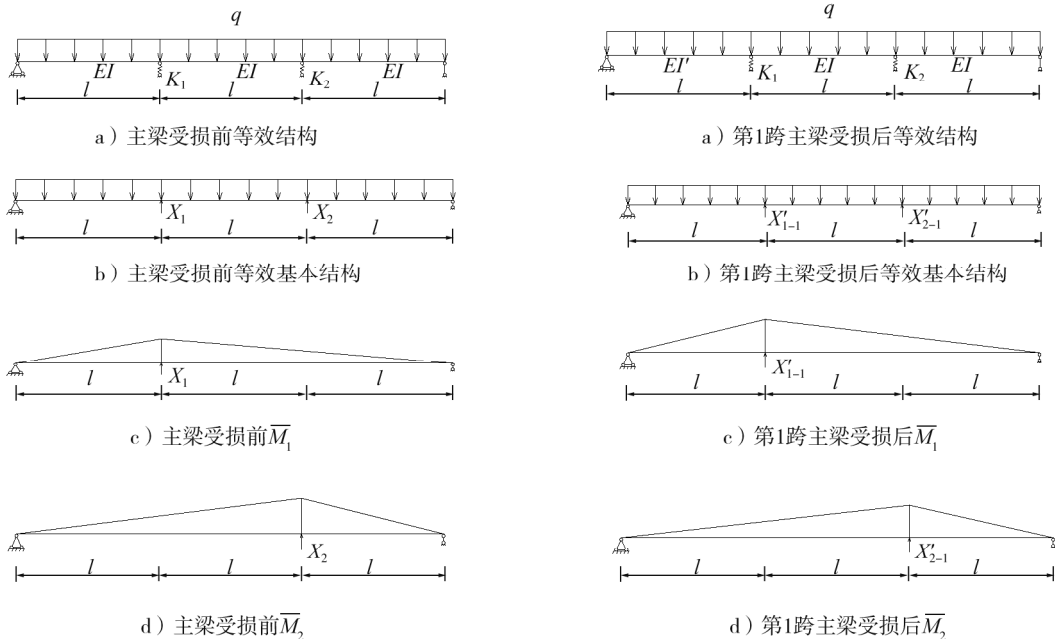
注: $M_1 \sim M_{n-1}$ 为各支点处弯矩; $k_1 \sim k_{n-1}$ 为各支点处弯矩修正系数; q 为作用于梁上的均布荷载。

图2 等效多跨连续梁弯矩

由图2可知:恒载作用下不同跨数连续梁的弯矩图相似,墩顶负弯矩不同,其差值约为5%。为简化分析,将等效多跨连续梁简化为等效三跨连续梁,以三跨连续弹性支承梁为研究对象,推导主梁损伤下的斜拉桥静力性能退化规律解析表达式,阐明主梁损伤后的斜拉桥静力性能退化机理。

1.1 主梁受损前、后斜拉桥索力退化模型

主梁受损前、后等效三跨连续弹性支承梁的力学计算模型如图3、4所示。其中, E 为主梁的弹性模量, EI 为主梁受损前抗弯刚度, EI'_1, EI'_2 分别为第1、2跨主梁受损后抗弯刚度, X_1, X_2 分别为主梁受损前支座1、2的支反力, X'_{1-1}, X'_{2-1} 分别为主梁受损后支座1、2的支反力, $\overline{M}_1, \overline{M}_2$ 分别为主梁受损前支座1、2的平均弯矩, M_p 为主梁受损前均布荷载产生的弯矩。



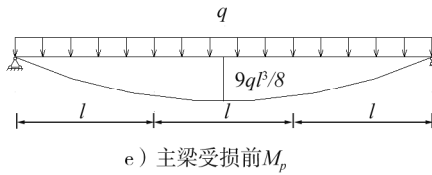


图3 主梁受损前等效三跨连续梁力学计算模型

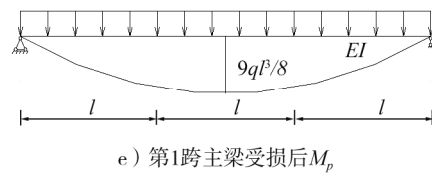


图4 主梁受损后等效三跨连续梁力学计算模型

经典力法方程为:

$$\begin{aligned}\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} &= -X_1/K_1, \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= -X_2/K_2,\end{aligned}\quad (2)$$

式中: δ_{11} 、 δ_{12} 、 δ_{21} 、 δ_{22} 为柔度系数, $\delta_{11} = \delta_{22} = 4l^3/(9EI)$, $\delta_{21} = \delta_{12} = 7l^3/(18EI)$; Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 为自由项, $\Delta_{1p} = \Delta_{2p} = -11ql^4/(12EI)$; X_1 、 X_2 为未知量; K_1 、 K_2 为 1[#]、2[#] 拉索的竖向弹性刚度。

由式(2)解得:

$$\begin{aligned}X_1 &= [K_1K_2\delta_{12}\Delta_{2p} - K_1(K_2\delta_{22} + 1)\Delta_{1p}]/(K_1K_2\delta_{11}\delta_{22} + K_1\delta_{11} + K_2\delta_{22} - K_1K_2\delta_{12}^2 + 1), \\ X_2 &= [K_1K_2\delta_{12}\Delta_{1p} - K_2(K_1\delta_{11} + 1)\Delta_{2p}]/(K_1K_2\delta_{11}\delta_{22} + K_1\delta_{11} + K_2\delta_{22} - K_1K_2\delta_{12}^2 + 1)。\end{aligned}$$

第 1 跨主梁受损后的典型力法方程为:

$$\begin{aligned}\delta'_{11-1}X'_{1-1} + \delta'_{12-1}X'_{1-2} + \Delta'_{1p-1} &= -X'_{1-1}/K_1, \\ \delta'_{21-1}X'_{1-1} + \delta'_{22-1}X'_{1-2} + \Delta'_{2p-1} &= -X'_{2-1}/K_2,\end{aligned}\quad (3)$$

式中 X'_{1-1} 、 X'_{2-1} 为未知量。

由式(3)解得:

$$\begin{aligned}X'_{1-1} &= \frac{K_1K_2\delta'_{12-1}\Delta'_{2p-1} - K_1(K_2\delta'_{22-1} + 1)\Delta'_{1p-1}}{K_1K_2\delta'_{11-1}\delta'_{22-1} + K_1\delta'_{11-1} + K_2\delta'_{22-1} - K_1K_2\delta'_{12-1}^2 + 1}, \\ X'_{2-1} &= \frac{K_1K_2\delta'_{12-1}\Delta'_{1p-1} - K_2(K_1\delta'_{11-1} + 1)\Delta'_{2p-1}}{K_1K_2\delta'_{11-1}\delta'_{22-1} + K_1\delta'_{11-1} + K_2\delta'_{22-1} - K_1K_2\delta'_{12-1}^2 + 1},\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{式中: } \delta'_{11-1} &= \frac{4}{27} \frac{l^3}{EI'_1} + \frac{8}{27} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{21-1} = \delta'_{12-1} = \frac{2}{27} \frac{l^3}{EI'_1} + \frac{17}{54} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{22-1} = \frac{1}{27} \frac{l^3}{EI'_1} + \frac{11}{27} \frac{l^3}{EI}, \Delta'_{1p-1} = -\frac{1}{4} \frac{ql^4}{EI'_1} - \frac{2}{3} \frac{ql^4}{EI}, \\ \Delta'_{2p-1} &= -\frac{1}{8} \frac{ql^4}{EI'_1} - \frac{19}{24} \frac{ql^4}{EI}。 \end{aligned}$$

当第 1 跨主梁损伤后,索力退化模型分别为:

$$\begin{aligned}\Delta S_1 &= (X'_{1-1} - X_1)/\sin \theta_1, \\ \Delta S_2 &= (X'_{2-1} - X_2)/\sin \theta_2,\end{aligned}$$

式中 θ_1 、 θ_2 为拉索的水平倾角。

第 2 跨主梁损伤后的典型力法方程为:

$$\begin{aligned}\delta'_{11-2}X'_{1-2} + \delta'_{12-2}X'_{1-2} + \Delta'_{1p-2} &= -X'_{1-2}/K_1, \\ \delta'_{21-2}X'_{1-2} + \delta'_{22-2}X'_{1-2} + \Delta'_{2p-2} &= -X'_{2-2}/K_2,\end{aligned}\quad (4)$$

式中 X'_{1-2} 、 X'_{2-2} 为未知量。

由式(4)解得:

$$\begin{aligned}X'_{1-2} &= \frac{K_1K_2\delta'_{12-2}\Delta'_{2p-2} - K_1(K_2\delta'_{22-2} + 1)\Delta'_{1p-2}}{K_1K_2\delta'_{11-2}\delta'_{22-2} + K_1\delta'_{11-2} + K_2\delta'_{22-2} - K_1K_2\delta'_{12-2}^2 + 1}, \\ X'_{2-2} &= \frac{K_1K_2\delta'_{12-2}\Delta'_{1p-2} - K_2(K_1\delta'_{11-2} + 1)\Delta'_{2p-2}}{K_1K_2\delta'_{11-2}\delta'_{22-2} + K_1\delta'_{11-2} + K_2\delta'_{22-2} - K_1K_2\delta'_{12-2}^2 + 1},\end{aligned}$$

$$\text{式中: } \delta'_{11-2} = \frac{4}{27} \frac{l^3}{EI'_2} + \frac{8}{27} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{21-2} = \delta'_{12-2} = \frac{2}{27} \frac{l^3}{EI'_2} + \frac{17}{54} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{22-2} = \frac{1}{27} \frac{l^3}{EI'_2} + \frac{11}{27} \frac{l^3}{EI}, \Delta'_{1p-2} = -\frac{1}{4} \frac{ql^4}{EI'_2} - \frac{2}{3} \frac{ql^4}{EI},$$

$$\Delta'_{2p-2} = -\frac{1}{8} \frac{ql^4}{EI'_2} - \frac{19}{24} \frac{ql^4}{EI}。$$

当第2跨主梁损伤后,索力退化模型为:

$$\Delta S_1 = (X'_{1-2} - X_1) / \sin \theta_1,$$

$$\Delta S_2 = (X'_{2-2} - X_2) / \sin \theta_2。$$

第3跨主梁损伤后的抗弯刚度为 EI'_3 , 典型力法方程为:

$$\begin{aligned} \delta'_{11-3} X'_{1-3} + \delta'_{12-3} X'_{1-3} + \Delta'_{1p-3} &= -X'_{1-3} / K_1, \\ \delta'_{21-3} X'_{1-3} + \delta'_{22-3} X'_{1-2} + \Delta'_{2p-3} &= -X'_{2-3} / K_2, \end{aligned} \quad (5)$$

式中 X'_{1-3} 、 X'_{2-3} 为未知量。

由式(5)解得:

$$X'_{1-3} = \frac{K_1 K_2 \delta'_{12-3} \Delta'_{2p-3} - K_1 (K_2 \delta'_{22-3} + 1) \Delta'_{1p-3}}{K_1 K_2 \delta'_{11-3} \delta'_{22-3} + K_1 \delta'_{11-3} + K_2 \delta'_{22-3} - K_1 K_2 \delta'_{12-3} + 1},$$

$$X'_{2-3} = \frac{K_1 K_2 \delta'_{12-3} \Delta'_{1p-3} - K_2 (K_1 \delta'_{11-3} + 1) \Delta'_{2p-3}}{K_1 K_2 \delta'_{11-3} \delta'_{22-3} + K_1 \delta'_{11-3} + K_2 \delta'_{22-3} - K_1 K_2 \delta'_{12-3} + 1},$$

$$\text{式中: } \delta'_{11-3} = \frac{4}{27} \frac{l^3}{EI'_3} + \frac{8}{27} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{21-3} = \delta'_{12-3} = \frac{2}{27} \frac{l^3}{EI'_3} + \frac{17}{54} \frac{l^3}{EI}, \delta'_{22-3} = \frac{1}{27} \frac{l^3}{EI'_3} + \frac{11}{27} \frac{l^3}{EI}, \Delta'_{1p-3} = -\frac{1}{4} \frac{ql^4}{EI'_3} - \frac{2}{3} \frac{ql^4}{EI},$$

$$\Delta'_{2p-3} = -\frac{1}{8} \frac{ql^4}{EI'_3} - \frac{19}{24} \frac{ql^4}{EI}。$$

当第3跨主梁损伤后,索力退化模型为:

$$\Delta S_1 = \frac{X'_{1-3} - X_1}{\sin \theta_1},$$

$$\Delta S_2 = \frac{X'_{2-3} - X_2}{\sin \theta_2}。$$

1.2 主梁损伤后斜拉桥主梁弯矩退化模型

由图3、4主梁损伤前、后等效三跨连续梁计算模型,可得主梁损伤前、后的主梁弯矩改变量。

第1跨主梁未受损时,等效三跨连续梁的弯矩

$$M(x) = \begin{cases} \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X_1 - \frac{1}{3} X_2 \right) x - \frac{1}{2} qx^2, & 0 \leq x < l \\ \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X_1 - \frac{1}{3} X_2 \right) x + X_1(x-l) - \frac{1}{2} qx^2, & l \leq x < 2l \\ \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X_1 - \frac{1}{3} X_2 \right) x + X_1(x-l) + X_2(x-2l) - \frac{1}{2} qx^2, & 2l \leq x \leq 3l \end{cases}。$$

第1跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩

$$M'_1(x) = \begin{cases} \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X'_{1-1} - \frac{1}{3} X'_{2-1} \right) x - \frac{1}{2} qx^2, & 0 \leq x < l \\ \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X'_{1-1} - \frac{1}{3} X'_{2-1} \right) x + X'_{1-1}(x-l) - \frac{1}{2} qx^2, & l \leq x < 2l \\ \left(\frac{3}{2} ql - \frac{2}{3} X'_{1-1} - \frac{1}{3} X'_{2-1} \right) x + X'_{1-1}(x-l) + X'_{2-1}(x-2l) - \frac{1}{2} qx^2, & 2l \leq x \leq 3l \end{cases}。$$

第1跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩改变量 $\Delta M_1(x) = M'_1(x) - M(x)$ 。

第2跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩

$$M'_2(x) = \begin{cases} \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-2} - \frac{1}{3}X'_{2-2} \right) x - \frac{1}{2}qx^2, & 0 \leq x < l \\ \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-2} - \frac{1}{3}X'_{2-2} \right) x + X'_{1-2}(x-l) - \frac{1}{2}qx^2, & l \leq x < 2l \\ \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-2} - \frac{1}{3}X'_{2-2} \right) x + X'_{1-2}(x-l) + X'_{2-2}(x-2l) - \frac{1}{2}qx^2, & 2l \leq x \leq 3l \end{cases}。$$

第 2 跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩改变量 $\Delta M_2(x) = M'_2(x) - M(x)$ 。

第 3 跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩

$$M'_3(x) = \begin{cases} \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-3} - \frac{1}{3}X'_{2-3} \right) x - \frac{1}{2}qx^2, & 0 \leq x < l \\ \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-3} - \frac{1}{3}X'_{2-3} \right) x + X'_{1-3}(x-l) - \frac{1}{2}qx^2, & l \leq x < 2l \\ \left(\frac{3}{2}ql - \frac{2}{3}X'_{1-3} - \frac{1}{3}X'_{2-3} \right) x + X'_{1-3}(x-l) + X'_{2-3}(x-2l) - \frac{1}{2}qx^2, & 2l \leq x \leq 3l \end{cases}。$$

第 3 跨主梁受损后,任意位置处主梁弯矩改变量 $\Delta M_3(x) = M'_3(x) - M(x)$ 。

1.3 主梁受损后斜拉桥主梁挠度退化模型

根据图 3、4 主梁损伤前、后等效三跨连续梁力学计算模型,可得第 1、2、3 跨主梁损伤前、后第 1、2、3 跨竖向挠度。

主梁未受损时,第 1、2、3 跨竖向挠度

$$\delta_1 = \delta_1^1 + \delta_1^2 + \delta_1^p = X_1\omega_{11} + X_2\omega_{12} + \omega_{1p},$$

$$\delta_2 = \delta_2^1 + \delta_2^2 + \delta_2^p = X_1\omega_{21} + X_2\omega_{22} + \omega_{2p},$$

$$\delta_3 = \delta_3^1 + \delta_3^2 + \delta_3^p = X_1\omega_{31} + X_2\omega_{32} + \omega_{3p},$$

式中: $\delta_i^j (i=1,2,3; j=1,2,p)$ 分别为支反力未知量 X_i 及外荷载 p 在第 1、2、3 跨产生的竖向挠度; $X_i (i=1,2)$ 为未知量; $\omega_{ij} (i=1,2,3; j=1,2,p)$ 分别为支反力未知量 X_i 外荷载 p 在第 1、2、3 跨产生的单位竖向挠度, $\omega_{11} = (l-a)[a^3 + a^2(l-a) + al(l-a)]/(3EI l^2)$, $\omega_{12} = 0$, $\omega_{1p} = qa(l^3 - 2la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega_{21} = (a-l)[(a-l)(2l-a)/l + (a-l)/2 + (2l-a)]/(3EI)$, $\omega_{22} = (a-l)(2l-a)[(a-l)^2/(6l) + (a-l)(2l-a)/(12l) + (2l-a)]/(3EI l)$, $\omega_{2p} = qa(8l^3 - 4la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega_{31} = 0$, $\omega_{32} = (a-2l)[a(3l-a)/3 + (a-2l)(3l-a)/6 + a(a-2l)/3]/(3EI l)$, $\omega_{3p} = qa(27l^3 - 6la^2 + a^3)/(24EI)$, 其中, a 为第 i 跨损伤位置距最左支点处的距离。

第 1 跨主梁损伤时,第 1、2、3 跨竖向挠度

$$\delta_{1-1} = \delta_{1-1}^1 + \delta_{1-1}^2 + \delta_{1-1}^p = X_{1-1}\omega'_{11-1} + X_{2-1}\omega'_{12-1} + \omega'_{1p-1},$$

$$\delta_{2-1} = \delta_{2-1}^1 + \delta_{2-1}^2 + \delta_{2-1}^p = X_{1-1}\omega'_{21-1} + X_{2-1}\omega'_{22-1} + \omega'_{2p-1},$$

$$\delta_{3-1} = \delta_{3-1}^1 + \delta_{3-1}^2 + \delta_{3-1}^p = X_{1-1}\omega'_{31-1} + X_{2-1}\omega'_{32-1} + \omega'_{3p-1},$$

式中: $\delta_{i-1} (i=1,2,3)$ 为第 1 跨发生损伤时第 i 跨产生的挠度; $\delta_{i-1}^j (i=1,2,3; j=1,2,p)$ 为第 1 跨发生损伤时,等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第 i 跨产生的竖向挠度; $X_{i-1} (i=1,2,3)$ 为第 1 跨发生损伤时的等效未知量; $\omega'_{ij-1} (i=1,2,3; j=1,2,p)$ 为第 1 跨发生损伤时等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第 i 跨产生的单位竖向挠度, $\omega'_{11-1} = [a^3(l-a) + a^2(l-a)^2 + al(l-a)^2]/(3EI l^2)$, $\omega'_{12-1} = 0$, $\omega'_{1p-1} = qa(l^3 - 2la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega'_{21-1} = (a-l)[(a-l)(2l-a)/l + (a-l)/2 + (2l-a)]/(3EI)$, $\omega'_{22-1} = (a-l)[(a-l)^2(2l-a)/(6l) + (a-l)(2l-a)^2/(12l) + (2l-a)^2]/(3EI l)$, $\omega'_{2p-1} = qa(8l^3 - 4la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega'_{31-1} = 0$, $\omega'_{32-1} = (a-2l)[a(3l-a)/3 + (a-2l)(3l-a)/6 + a(a-2l)/3]/(3EI l)$, $\omega'_{3p-1} =$

$qa(27l^3 - 6la^2 + a^3)/(24EI)$ 。

求得第1跨主梁损伤前、后主梁挠度退化模型为:

$$\begin{cases} \Delta\delta_{1-1} = \delta_1 - \delta_{1-1} = (X_1\omega_{11} + X_2\omega_{12} + \omega_{1p}) - (X_{1-1}\omega'_{11-1} + X_{2-1}\omega'_{12-1} + \omega'_{1p-1}), & 0 \leq a < l \\ \Delta\delta_{2-1} = \delta_2 - \delta_{2-1} = (X_1\omega_{21} + X_2\omega_{22} + \omega_{2p}) - (X_{1-1}\omega'_{21-1} + X_{2-1}\omega'_{22-1} + \omega'_{2p-1}), & l \leq a < 2l \\ \Delta\delta_{3-1} = \delta_3 - \delta_{3-1} = (X_1\omega_{31} + X_2\omega_{32} + \omega_{3p}) - (X_{1-1}\omega'_{31-1} + X_{2-1}\omega'_{32-1} + \omega'_{3p-1}), & 2l \leq a \leq 3l \end{cases}$$

第2跨主梁受损时,第1、2、3跨竖向挠度

$$\delta_{1-2} = \delta_{1-2}^1 + \delta_{1-2}^2 + \delta_{1-2}^p = X_{1-2}\omega'_{11-2} + X_{2-2}\omega'_{12-2} + \omega'_{1p-2},$$

$$\delta_{2-2} = \delta_{2-2}^1 + \delta_{2-2}^2 + \delta_{2-2}^p = X_{1-2}\omega'_{21-2} + X_{2-2}\omega'_{22-2} + \omega'_{2p-2},$$

$$\delta_{3-2} = \delta_{3-2}^1 + \delta_{3-2}^2 + \delta_{3-2}^p = X_{1-2}\omega'_{31-2} + X_{2-2}\omega'_{32-2} + \omega'_{3p-2},$$

式中: $\delta_{i-2}(i=1,2,3)$ 为第2跨发生损伤时第*i*跨产生的挠度; $\delta_{i-2}^j(i=1,2,3;j=1,2,p)$ 为第2跨发生损伤时,等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第*i*跨产生的竖向挠度; $X_{i-2}(i=1,2,3)$ 为第2跨发生损伤时的等效未知量; $\omega'_{ij-2}(i=1,2,3;j=1,2,p)$ 为第2跨发生损伤时,等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第*i*跨产生的单位竖向挠度, $\omega'_{11-2} = (l-a)[a^3 + a^2(l-a) + al(l-a)]/(3EI^2)$, $\omega'_{12-2} = 0$, $\omega'_{1p-2} = [qa(l^3 - 2la^2 + a^3)]/(24EI)$, $\omega'_{21-2} = (a-l)[(a-l)(2l-a)/l + (a-l)/2 + (2l-a)]/(3EI')$, $\omega'_{22-2} = (a-l)[(a-l)^2(2l-a)/(6l) + (a-l)(2l-a)^2/(12l) + (2l-a)^2]/(3EI'l)$, $\omega'_{2p-2} = qa(8l^3 - 4la^2 + a^3)/(24EI')$, $\omega'_{31-2} = 0$, $\omega'_{32-2} = (a-2l)[a(3l-a)/3 + (a-2l)(3l-a)/6 + a(a-2l)/3]/(3EI)$, $\omega'_{3p-2} = qa(27l^3 - 6la^2 + a^3)/(24EI)$ 。

求得第2跨主梁损伤前后主梁挠度退化模型为:

$$\begin{cases} \Delta\delta_{1-2} = \delta_1 - \delta_{1-2} = (X_1\omega_{11} + X_2\omega_{12} + \omega_{1p}) - (X_{1-2}\omega'_{11-2} + X_{2-2}\omega'_{12-2} + \omega'_{1p-2}), & 0 \leq a < l \\ \Delta\delta_{2-2} = \delta_2 - \delta_{2-2} = (X_1\omega_{21} + X_2\omega_{22} + \omega_{2p}) - (X_{1-2}\omega'_{21-2} + X_{2-2}\omega'_{22-2} + \omega'_{2p-2}), & l \leq a < 2l \\ \Delta\delta_{3-2} = \delta_3 - \delta_{3-2} = (X_1\omega_{31} + X_2\omega_{32} + \omega_{3p}) - (X_{1-2}\omega'_{31-2} + X_{2-2}\omega'_{32-2} + \omega'_{3p-2}), & 2l \leq a \leq 3l \end{cases}$$

第3跨主梁受损时,第1、2、3跨竖向挠度

$$\delta_{1-3} = \delta_{1-3}^1 + \delta_{1-3}^2 + \delta_{1-3}^p = X_{1-3}\omega'_{11-3} + X_{2-3}\omega'_{12-3} + \omega'_{1p-3},$$

$$\delta_{2-3} = \delta_{2-3}^1 + \delta_{2-3}^2 + \delta_{2-3}^p = X_{1-3}\omega'_{21-3} + X_{2-3}\omega'_{22-3} + \omega'_{2p-3},$$

$$\delta_{3-3} = \delta_{3-3}^1 + \delta_{3-3}^2 + \delta_{3-3}^p = X_{1-3}\omega'_{31-3} + X_{2-3}\omega'_{32-3} + \omega'_{3p-3},$$

式中: $\delta_{i-3}(i=1,2,3)$ 为第3跨发生损伤时第*i*跨产生的挠度; $\delta_{i-3}^j(i=1,2,3;j=1,2,p)$ 为第3跨发生损伤时,等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第*i*跨产生的竖向挠度; $X_{i-3}(i=1,2,3)$ 为第3跨发生损伤时的等效未知量; $\omega'_{ij-3}(i=1,2,3;j=1,2,p)$ 为第3跨发生损伤时等效未知量 X_i 及外荷载 p 在第*i*跨产生的单位竖向挠度, $\omega'_{11-3} = (l-a)[a^3 + a^2(l-a) + al(l-a)]/(3EI^2)$, $\omega'_{12-3} = 0$, $\omega'_{1p-3} = qa(l^3 - 2la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega'_{21-3} = (a-l)[(a-l)(2l-a)/l + (a-l)/2 + (2l-a)]/(3EI)$, $\omega'_{22-3} = (a-l)[(a-l)^2(2l-a)/(6l) + (a-l)(2l-a)^2/(12l) + (2l-a)^2]/(3EI)$, $\omega'_{2p-3} = qa(8l^3 - 4la^2 + a^3)/(24EI)$, $\omega'_{31-3} = 0$, $\omega'_{32-3} = (a-2l)[a(3l-a)/3 + (a-2l)(3l-a)/6 + a(a-2l)/3]/(3EI'l)$, $\omega'_{3p-3} = qa(27l^3 - 6la^2 + a^3)/(24EI')$ 。

求得第3跨主梁损伤前后主梁挠度退化模型为:

$$\begin{cases} \Delta\delta_{1-3} = \delta_1 - \delta_{1-3} = (X_1\omega_{11} + X_2\omega_{12} + \omega_{1p}) - (X_{1-3}\omega'_{11-3} + X_{2-3}\omega'_{12-3} + \omega'_{1p-3}), & 0 \leq a < l \\ \Delta\delta_{2-3} = \delta_2 - \delta_{2-3} = (X_1\omega_{21} + X_2\omega_{22} + \omega_{2p}) - (X_{1-3}\omega'_{21-3} + X_{2-3}\omega'_{22-3} + \omega'_{2p-3}), & l \leq a < 2l \\ \Delta\delta_{3-3} = \delta_3 - \delta_{3-3} = (X_1\omega_{31} + X_2\omega_{32} + \omega_{3p}) - (X_{1-3}\omega'_{31-3} + X_{2-3}\omega'_{32-3} + \omega'_{3p-3}), & 2l \leq a \leq 3l \end{cases}$$

2 算例验证

通过算例验证理论模型的有效性。主梁采用 C50 混凝土,主梁截面宽 1.0 m,高 0.3 m,截面积为 0.3 m^2 ,拉索横截面积为 $7.85 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ 。梁上荷载为均布荷载,荷载线密度为 10 kN/m ,其算例的结构示意图及有限元模型如图 5 所示。采用折减主梁弹性模量的方式考虑主梁损伤,本研究主梁损伤程度为 50%。对比分析主梁第 1 跨损伤前、后的拉索索力,主梁内力及挠度,验证退化模型的有效性。

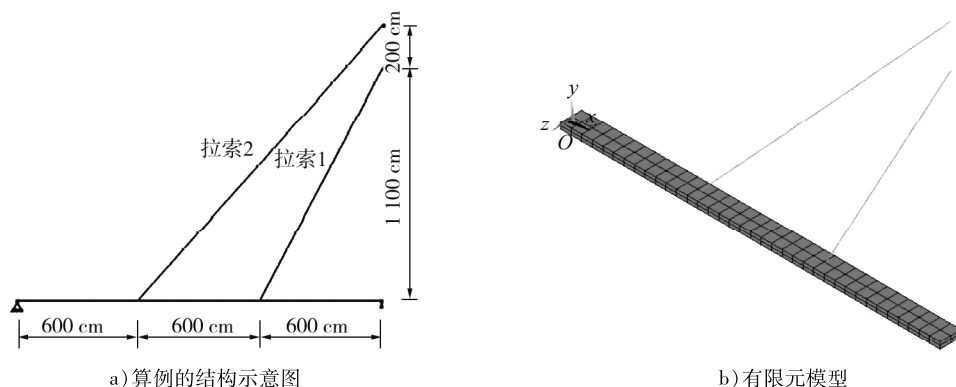


图 5 算例的结构示意图及有限元模型

2.1 主梁受损下的索力性能退化验证

第 1 跨受损前、后 1[#]、2[#]拉索索力如表 1 所示。

表 1 第 1 跨损伤前、后 1[#]、2[#]拉索索力

拉索 序号	索力/kN				受损前、后理论 计算结果相对差/%	受损前、后 FEM 结果相对差/%
	未受损理论结果	受损后理论结果	未受损 FEM 结果	受损后 FEM 结果		
1 [#]	86.50	89.20	84.31	87.30	3.1	3.5
2 [#]	76.24	74.83	77.98	77.40	1.8	0.7

由表 1 可知:主梁受损后拉索索力变化不大,主梁受损对本跨的索力影响较其他跨大,原因是等效多跨连续梁的结构内力将传递给邻跨。本文理论计算索力和有限元方法(finite element method, FEM)计算索力基本一致,二者误差小于 5.0%,原因是理论计算索力未考虑拉索垂度等非线性效应。可证明本文所提出主梁受损后的索力退化模型有效。

2.2 主梁受损下的主梁弯矩退化验证

第 1 跨主梁受损前、后主梁弯矩如图 6 所示,主梁弯矩变化量如图 7 所示。

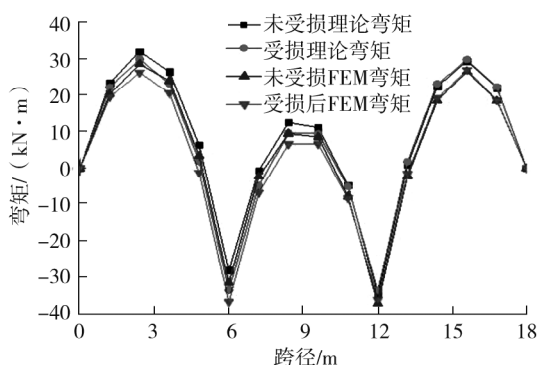


图 6 第 1 跨主梁受损前、后主梁弯矩

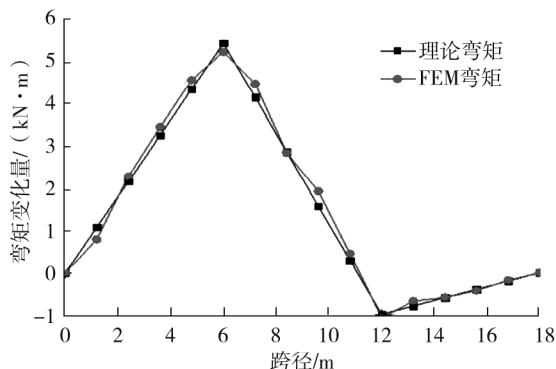


图 7 第 1 跨主梁受损前、后主梁弯矩变化量

由图6、7可知:主梁受损后主梁弯矩变化主要发生在受损本跨内,随着测点距受损位置的距离增大,其弯矩变化减小。本文所提主梁受损后的弯矩退化模型计算结果和有限元分析计算结果基本吻合,表明主梁弯矩退化模型有效。

2.3 主梁受损下的主梁挠度退化验证

第1跨主梁受损前、后主梁挠度如图8所示,主梁挠度变化如图9所示。由图8、9可知:第1跨主梁损伤前、后主梁挠度理论计算结果和有限元计算结果变化趋势一致,损伤跨的挠度变化较大,原因是损伤跨的抗弯刚度降低,表明本文所提出的主梁挠度退化模型有效。

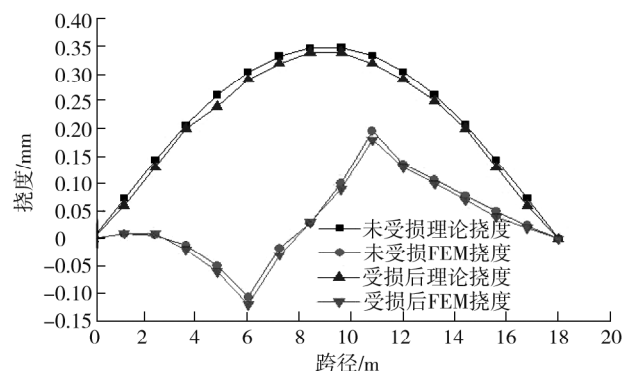


图8 第1跨主梁受损前、后主梁挠度

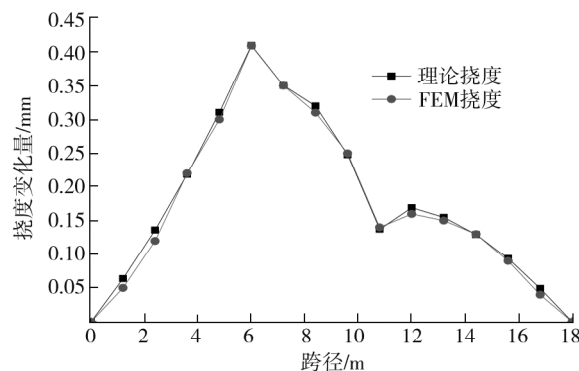


图9 第1跨主梁受损前、后主梁挠度变化

3 结论

1)将斜拉桥等效为多跨连续梁,采用三弯矩方程证明可采用等效三跨连续梁的可行性;以等效三跨梁为基本结构,推导主梁受损后斜拉桥结构力学退化模型。

2)通过算例验证主梁受损后斜拉桥结构体系的退化模型的有效性。算例的理论计算结果及有限元方法的计算结果一致,表明本文给出的理论计算结果的有效性。

研究中将某一等效跨的抗弯刚度整体折减,未考虑主梁损伤的准确位置,在以后研究中应考虑如何准确识别主梁损伤位置。

参考文献:

- [1] AU F T K, SI X T. Accurate time-dependent analysis of concrete bridges considering concrete creep, concrete shrinkage and cable relaxation[J]. Engineering Structures, 2011, 33(1):118-126.
- [2] 孙利民,尚志强,夏烨. 大数据背景下的桥梁结构健康监测研究现状与展望[J]. 中国公路学报,2019,32(11):1-20.
- [3] LI H X, ZHANG H, ZHAO B, et al. Prediction methods for residual load-bearing capacity and service life of bridge cables [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2024,219:108797.
- [4] 刘国坤, 颜东煌, 王文熙, 等. 预应力混凝土斜拉桥箱梁强扭损伤模拟及修复后受力性能试验研究[J]. 中国公路学报,2025,38(4):145-157.
- [5] 张国刚, 方志, 唐盛华, 等. 面向健康诊断的混凝土斜拉桥模型设计与分析[J]. 中国工程科学,2012, 14(11):49-56.
- [6] NAZARIAN E, ANSARI F, ZHANG X T, et al. Detection of tension loss in cables of cable-stayed bridges by distributed monitoring of bridge deck strains[J]. Journal of Structural Engineering,2016,142(6):0001463.
- [7] 熊文, 鲁圣弟, 希进, 等. 基于索力模型修正的斜拉桥主梁损伤识别与验证[J]. 东南大学学报(自然科学版),2019, 49(3):467-473.
- [8] HUANG H B, YI T H, LI H N, et al. Strain-based performance warning method for bridge main girder under variable operating conditions[J]. Journal of Bridge Engineering,2020,25(4):4020013. 1-4020013. 12.
- [9] 郭鑫, 颜东煌, 袁晟, 等. PC 斜拉桥体系刚度退化及 UHPC 加固主梁性能提升研究[J]. 中外公路,2021,41(5): 141-146.

- [10] DAI L Z, LIU Y F, LIU G K, et al. Damage simulation and strengthening of main girder after the fire-induced fracture of stay cables during construction[J]. Structures, 2022, 45:448–458.
- [11] AHMADI H R, MOMENI K, JASEMNEJAD Y. A new algorithm and damage index for detection damage in steel girders of bridge decks using time-frequency domain and matching methods[J]. Structures, 2024, 61:106035.
- [12] ZHOU Y F, CHEN S R. Time-progressive dynamic assessment of abrupt cable-breakage events on cable-stayed bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2014, 19(2):159–171.
- [13] CHEN D B, KIM C W, YOSHIDA E, et al. Enhancing structural damage evaluation of PC girder bridges through digital twinning Bayesian model updating[J]. Engineering Structures, 2024, 321:118974.
- [14] ZHANG Q Q, ZHAO Y N, JIAN Z N, et al. Full-field damage identification in girder bridge using strain temporal-spatial information and BP neural network[J]. Engineering Failure Analysis, 2025, 170:109250.
- [15] DENG C, REN Y, XU X, et al. Real cable force based time-varying degradation and maintenance strategy analysis of stay cables[J]. Engineering Structures, 2025, 328:119730.
- [16] 宋涛. 矮塔斜拉桥近似分析方法研究[D]. 西安:长安大学, 2016.
- [17] 许肇峰, 陈映贞, 李毅, 等. 火灾后斜拉桥斜拉索损伤检测与结构安全性能评定方法研究[J]. 桥梁建设, 2024, 54(2):48–56.

The degradation mechanism of performance of prestressed concrete cable-stayed bridges based on main girder damage

LIU Jiwen¹, YANG Guangjun¹, JIANG Zuoqian¹, YANG Shilong², SONG Tao²

1. Shandong Road & Bridge Construction Group Co., Ltd., Jinan 250021, China;

2. School of Civil Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250357, China

Abstract: To study the degradation mechanism of the mechanical performance of the main girder of a prestressed concrete cable-stayed bridge under the action of vehicles and external factors, the cable-stays are equivalent to elastic supports. Using an equivalent three-span continuous beam as the basic structure, the analytical expressions for the degradation laws of cable force, bending moment, and deflection of the main girder after damage are derived. The research results indicate that after damage to the main girder, the cable force near the damaged area of the main girder increases; the changes in bending moment and deflection of the main girder primarily occur in the damaged span. Case studies validate the effectiveness of the theoretical calculation results on the degradation of the mechanical performance of the prestressed concrete cable-stayed bridge after damage to the main girder, which can be used for assessing the mechanical performance of the main girder after damage.

Keywords: prestressed concrete deck cable-stayed bridge; degeneration mechanism; main girder damage; continuous beam

(责任编辑:王惠)