

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220114005

耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥极限承载力退化规律研究*

王子挺¹, 朱劲松^{1,2}

(1. 水利工程智能建设与运维全国重点实验室(天津大学), 天津 300350; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072)

摘要: 为制定预防性维护方案提供支撑, 探究了悬索桥极限承载力随时间长期退化规律。以我国某公路耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥为工程背景, 建立了考虑钢梁、主缆和吊索三类主要钢构件截面特性与力学性能随时间退化模型; 利用梁格法, 采用 Mises 屈服准则, 考虑几何非线性和材料非线性, 基于 U.L. 列式编制杆系有限元计算程序, 计算分析了 3 种最不利荷载工况下的悬索桥的弹塑性极限承载力。结果表明: 耐候钢梁的截面积损失 4.5%~11.7%, 吊索截面积损失 6.8%, 主缆截面积损失 1.1%, 钢梁退化较快, 随着荷载的增大, 钢梁塑性区不断扩大使得主缆应力还未达到屈服应力, 悬索桥就不能继续承载; 荷载-位移曲线随着桥龄增加表现形式不同, 在 20 年以前有明显的拐点; 极限承载力呈现缓慢下降的趋势, 100 年下降 27.2%~32.4%。

关键词: 腐蚀退化; 极限承载力; 双重非线性; 荷载系数; 悬索桥

中图分类号: U448.;25 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)06-1377-09

Study on Degradation Law of Ultimate Bearing Capacity of Weathering Steel-concrete Composite Stiffened Beam Suspension Bridge

WANG Ziting¹, ZHU Jinsong^{1,2}

(1. State Key Laboratory Hydraulic Engineering Intelligent Construction and Operation, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 2. Tianjin University Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: In order to provide support for the formulation of preventive maintenance programs, the long-term degradation of the ultimate bearing capacity of suspension Bridges with time is explored. Based on the engineering background of a composite stiffened beam suspension bridge in China, which incorporates weathering steel and concrete, a degradation model was established for the section characteristics and mechanical properties of its three main components: steel beam, main cable and sling. Mises yield criterion was adopted by grillage method, and geometric nonlinearity and material nonlinearity were considered. The finite element calculation program for the bar system was developed based on U.L. formula. The elastic-plastic ultimate bearing capacity of suspension bridges was calculated and analyzed under the three most unfavorable load conditions. The results show that the weather resistant

* 收稿日期: 2022-01-14; 修回日期: 2022-03-11

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(52078333)、天津市交通运输科技发展计划项目(2019B-21)资助

作者简介: 王子挺(1996—), 男, 硕士研究生。主要从事桥梁长期性能研究。E-mail: wangziting9079@126.com

steel beam experiences a cross-sectional area loss ranging from is 4.5% ~ 11.7%, sling experiences a cross-sectional area loss of 6.8%, and the main cable experiences a cross-sectional area loss of 1.1%. The degradation of steel beam exhibits relatively rapid degradation. With the increase of load, the plastic zone of steel beam continues to expand, causing the stress in the main cable to remain below the yield point. As a result, the suspension bridge cannot continue to carry. The load displacement curve takes different forms with the increase of bridge age, and there was an obvious inflection point 20 years ago; The ultimate bearing capacity shows a slow downward trend, decreasing by 27.2% ~ 32.4% in 100 years.

Keywords: corrosion degradation; ultimate bearing capacity; double nonlinearity; load coefficient; suspension bridge

0 引言

近年来国内悬索桥建设取得重大发展,随着建设速度变缓,对悬索桥的研究重点由建设转为维护管养。由于悬索桥维护加固的成本巨大,而预防性养护的目的在于保证结构系统的整体性,延缓结构的退化速度,使得全寿命周期成本减少。因此研究悬索桥结构性能退化规律,对悬索桥预防性维护决策至关重要。

关于锈蚀等因素对桥梁承载力的影响已有学者进行了初步的研究。针对桥梁的退化,国内学者开展了多项研究。杨慧等^[1]以钢筋混凝土简支梁为例,分析了60年内锈蚀和疲劳耦合作用下的钢筋面积退化对承载力的影响。赵冬兵等^[2]使用了混凝土碳化模型、钢筋锈蚀模型,运用随机有限元方法,对既有钢筋混凝土桥梁设计基准期内的结构失效概率及可靠度进行了分析。李源等^[3]选取了B3收缩徐变模型,同时考虑了截面刚度及弹性模量退化,结合有效预应力实测数据,提出了考虑结构多因素退化的长期挠度计算方法。易富等^[4]以某悬索桥为背景,基于主缆面积、弹性模量和极限强度的时变模型对主缆进行腐蚀模拟,而后在车辆疲劳荷载作用下研究其疲劳性能。

可见,针对大跨度悬索桥的退化,我国研究较少,加之耐候钢等材料在悬索桥上的应用,使得我国迫切需要对耐候钢悬索桥的长期退化进行研究。

钢的锈蚀会导致钢的有效面积减少和材料性能退化^[5],有学者已经开展了针对耐候桥梁钢腐蚀的相关研究。朱劲松等^[6]对耐候桥梁钢的腐蚀力学行为做了细致的研究和对其应用进展进行了详细的阐述。M.Al-Samawi等^[7],基于元胞自动机预测了100年内氯离子对某耐候钢桥梁的腐蚀作用。

综合上述,以某耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥为工程背景,从悬索桥的构件退化出发,分别建立各构件的截面退化模型和力学性能退化模型,而后进行极限承载力分析,对悬索桥的极限承载力退化规律进行探索。

1 工程背景

某耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥,主桥跨度为(210+720+210) m,矢跨比1:9.5,立面为图1(a)。图1(b)为钢梁横断面,采用Q345qENH耐候钢,由两片主纵梁、两片次纵梁以及间隔3 m的横梁正交焊接而成,总宽33.6 m,高度3.023 m;桥塔为C50混凝土门式框架结构,承台以上高107.8 m;主缆和吊索分别为 $\phi 5.25$ mm强度1 770 MPa级和 $\phi 5.00$ mm强度1 770 MPa级镀锌钢丝。

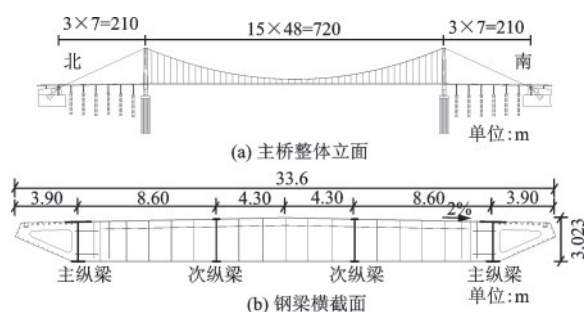


图1 主桥结构示意图

Fig.1 Main bridge structure diagram

传统的钢桥需要涂装来避免受到侵蚀,而耐候钢自身会产生致密的氧化层紧贴在钢基体表面防止进一步的侵蚀。它与普通钢材的腐蚀过程相似,钢材的表面上发生氧化还原反应从而造成了耐候钢的腐蚀。耐候钢的腐蚀产物主要化学成分为 α -FeOOH、 β -FeOOH、 γ -FeOOH和 Fe_3O_4 等,且各种成分的含量会影响锈层的质量。悬索桥各构件

中的钢梁、主缆和吊索的腐蚀退化会严重影响悬索桥的性能,从主缆、吊索和钢梁三个钢构件入手开展极限承载力退化研究。

2 构件退化

2.1 耐候钢梁腐蚀退化

耐候钢梁的退化分为截面退化和力学性能退化,其中截面退化主要为板件的厚度变化,力学性能退化主要为钢材屈服强度及弹性模量的变化。

2.1.1 截面退化

耐候钢的腐蚀分为均匀腐蚀和坑蚀,耐候钢腐蚀截面如图2所示。

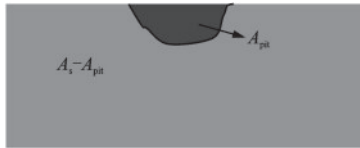


图2 耐候钢腐蚀截面

Fig.2 Corrosion section of weathering steel

耐候钢的长期大气均匀腐蚀随时间 t 的累积腐蚀深度 $C(t)$ 可由下式计算^[8]:

$$C(t) = At^n \quad (1)$$

式中, A 表示耐候钢第一年腐蚀速率; n 为指数。耐候钢的氧气、水和钢基体的反应具有随机性,所以蚀坑深度分布也具有随机性,耐候钢锈蚀表面蚀坑深度分布优先服从 Weibull 分布^[9], Weibull 分布概率密度函数为^[10]:

$$f(x) = \frac{\beta}{\eta^\beta} x^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x}{\eta}\right)^\beta} \quad (2)$$

式中, x 为蚀坑深度; β 为形状参数; η 为尺度参数,其中 η 的表达式如下:

$$\eta = \frac{\mu}{\Gamma(1 + 1/\beta)} \quad (3)$$

式中, Γ 为伽马函数; μ 为蚀坑深度的均值。蚀坑深度方差 σ 的表达式如下:

$$\sigma^2 = \eta^2 \cdot \Gamma(1 + 2/\beta) - \mu^2 \quad (4)$$

假设耐候钢表面 S_p 面积上的蚀坑深度独立分布,且蚀坑总数 N 的表达式为:

$$N = S_p \cdot N_D \quad (5)$$

式中, S_p 为表面积 (mm^2); N_D 为蚀坑密度,代表每平方毫米内的蚀坑数量,表达式如下:

$$N_D = \frac{C(t)}{\mu_v} \times 10^6 \quad (6)$$

式中, μ_v 为蚀坑体积分布均值,表达式如下:

$$\mu_v = \frac{\pi}{3} \eta^3 \Gamma\left(1 + \frac{3}{\beta}\right) \quad (7)$$

最大蚀坑深度 H_{\max} 的概率密度函数为^[11]:

$$f_{\max}(H_{\max}) = N \left\{ 1 - e^{-\left(\frac{H_{\max}}{\eta}\right)^\beta} \right\}^{N-1} \cdot \frac{\beta}{\eta^\beta} H_{\max}^{\beta-1} e^{-\left(\frac{H_{\max}}{\eta}\right)^\beta} \quad (8)$$

2.1.2 力学性能退化

M.G.Stewart^[12] 提出钢材屈服强度退化的模型,此模型被 M.Al-Samawi^[7] 用来解决耐候钢的屈服强度退化问题。屈服强度的退化模型为:

$$f_{yN} = (1 - 0.5A_{\text{pit}}/A_s) f_{yN0} \quad (9)$$

式中, f_{yN0} 为初始屈服强度; A_{pit} 为蚀坑截面积; A_s 为初始截面积。通常用腐蚀率来表示腐蚀程度,所以式(9)可以改写为下式:

$$f_{yN} = (1 - 0.5\eta_s) f_{yN0} \quad (10)$$

$$\eta_s = (d_0 - d_1)/d_0 \times 100\% \quad (11)$$

式中, η_s 为腐蚀率; d_0 为初始厚度; d_1 为腐蚀后厚度。陈梦成等^[13], H.S.Lee 等^[14], 彭建新等^[15] 对钢材进行加速腐蚀试验,弹性模量的退化规律相似,退化模型如下^[13]:

$$E_N = (1 - 0.955\eta_s) E_{N0} \quad (12)$$

式中, E_N 为弹性模量; E_{N0} 为初始弹性模量。

2.1.3 耐候钢梁退化计算

根据 M.Morcillo 等^[16] 的统计结果,选取大气腐蚀等级为 C3 的参数进行计算,取 $A = 24.7 \mu\text{m}/a$, $n = 0.47$ 。根据 X.F.Guo 等^[17] 的研究,取形状参数 $\beta = 2.6$,分析 100 年内钢梁截面和力学性能的退化。

如图3所示,首先将腐蚀面进行划分,描述如下: S-A 为上翼缘板下表面一侧, F-A 为腹板一侧, X-A 为下翼缘板上表面一侧, D 为下翼缘板下表面。

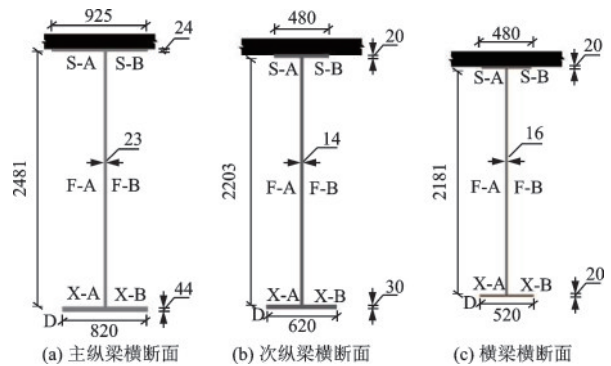


图3 钢梁横截面

Fig.3 Cross section of steel beam

限于篇幅仅列出主纵梁S-A面的蚀坑深度Weibull分布结果,如图4所示。最大蚀坑深度与蚀坑密度有关,所以不同的腐蚀面积 S_p 会出现不同的腐蚀深度。

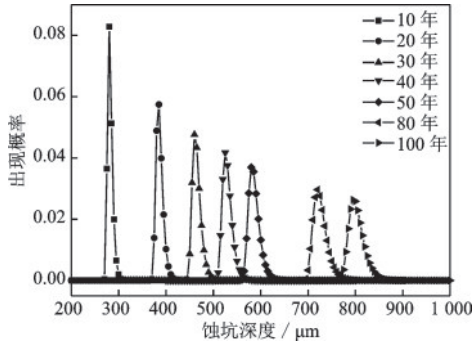


图4 主纵梁S-A 蚀坑深度 Weibull 分布

Fig.4 Weibull distribution of erosion pit depth of main stringer

表1和表2分别为板件厚度退化和力学性能退化。屈服强度 f_{yN} 和弹性模量 E_N 均与腐蚀深度有关。计算主纵梁、次纵梁和横梁的腐蚀率后得到100年截面积损失4.5%~11.7%,屈服强度退化3.2%~4.6%,弹性模量退化6.1%~8.8%。限于篇幅,仅列出主纵梁、次纵梁和吊索间横梁的截面损

失和力学性能退化。

2.2 吊索与主缆腐蚀退化模型

2.2.1 截面退化

图5为一根吊索锈蚀传递图。长期运营过程中,对于镀锌钢丝+PE防护的拉吊索的腐蚀主要因为与锚具连接部位钢丝裸露或密封失效^[18],钢丝沿长度方向存在腐蚀环境,而使得钢丝发生电化学腐蚀,接着与其内层钢丝进行腐蚀传递。

以钢丝的均匀腐蚀深度作为估算钢丝腐蚀的标准,钢丝腐蚀深度计算公式也符合长期腐蚀的幂函数表达式: $C(t)=At^n$ 。镀锌钢丝首先发生镀锌层腐蚀,然后发生钢基体腐蚀,计算截面积的退化时提出基本假定:(1)镀锌层很薄不参与截面积计算,只起保护作用;(2)镀锌层腐蚀完全后钢基体开始腐蚀。美国材料试验协会标准^[19]指出锌的腐蚀速率至少比钢低十倍,根据其给出的锌腐蚀数据拟合的速率曲线,钢丝基体第一年腐蚀速率 A_{steel} 和镀锌层第一年腐蚀速率 A_{zn} 的关系为:

$$A_{zn} = 0.392A_{steel}^{0.56} \quad (13)$$

徐俊等^[20]通过对石门大桥拉索截面钢丝锈蚀深度的研究,定义相邻两层之间钢丝的均匀腐蚀深

表1 板件厚度退化

Table 1 Degradation of plate thickness

单位:mm

桥龄/年	0	10	20	30	40	50	80	100	
主纵梁	上翼缘	24	23.440	23.233	23.078	22.949	22.837	22.560	22.407
	腹板	23	22.425	22.211	22.051	21.918	21.802	21.516	21.358
	下翼缘	44	43.157	42.845	42.611	42.417	42.248	41.832	41.600
次纵梁	上翼缘	20	19.445	19.240	19.086	18.958	18.847	18.574	18.422
	腹板	14	13.426	13.212	13.052	12.920	12.804	12.519	12.361
	下翼缘	30	29.161	28.850	28.617	28.424	28.256	27.842	27.612
横梁	上翼缘	20	19.488	19.299	19.159	19.043	18.942	18.693	18.555
	腹板	16	15.465	15.268	15.121	14.999	14.893	14.630	14.485
	下翼缘	20	19.226	18.942	18.730	18.555	18.402	18.025	17.817

表2 力学性能退化

Table 2 Degradation of mechanical properties of steel

桥龄/年	0	10	20	30	40	50	80	100
主纵梁 f_{yN}/MPa	345	341.120	339.680	338.602	337.707	336.928	336.231	335.595
次纵梁 f_{yN}/MPa	345	339.438	337.374	335.830	334.548	333.433	332.433	331.522
横梁 f_{yN}/MPa	345	340.656	339.058	337.864	336.875	336.015	335.245	334.544
主纵梁 E_N/GPa	206	201.575	199.936	198.703	197.683	196.795	195.999	195.274
次纵梁 E_N/GPa	206	199.656	197.303	195.542	194.080	192.808	191.668	190.629
横梁 E_N/GPa	206	201.046	199.223	197.862	196.734	195.753	194.875	194.075

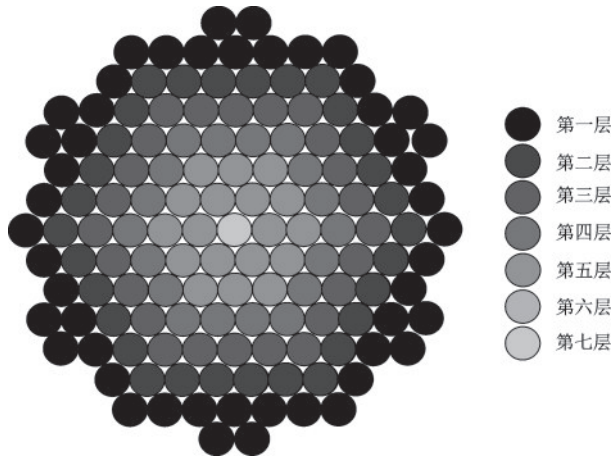


图5 一根吊索锈蚀传递图

Fig.5 Rust transmission diagram of a sling

度的比率 $\delta = C_i/C_{i-1}$, C_i 为第 i 层钢丝均匀腐蚀深度, C_{i-1} 为第 $i-1$ 层钢丝均匀腐蚀深度, 并发现均匀腐蚀深度比率服从正态分布, 平均值为 0.844, 标准差为 0.427. 任意钢丝的腐蚀情况的计算步骤: ① 确定参数 A 和 n 的值, 计算均匀腐蚀深度得到平均截面直径. ② 计算截面钢丝的锈蚀比率, 由锈蚀比率计算内层钢丝的腐蚀深度, 以此类推得到所有钢丝的腐蚀深度. 缆索截面第 i 层钢丝 t 年的平均直径 $d_{is}(t)$ 为:

$$d_{is}(t) = d_{0s} - \delta C_i(t) \quad (14)$$

式中, d_{0s} 为钢丝初始直径; $C_i(t)$ 第 i 层钢丝 t 年的均匀腐蚀深度. 腐蚀后的缆索截面积 $A_{st}(t)$ 为:

$$A_{st}(t) = \sum \pi d_{is}(t)^2 / 4 \quad (15)$$

2.2.2 力学性能退化

采用最大蚀坑深度来评价旧钢丝的退化要优于采用均匀腐蚀深度^[21]. 最大蚀坑深度 H'_{max} 与钢丝均匀腐蚀深度 C 的关系为:

$$H'_{max} = RC \quad (16)$$

式中, R 为点蚀因子. R 服从 Gumbel 分布, 根据 J.A.Gonzalez 等^[22], K. Tuutti^[23], M.G.Stewart^[24] 研究暴露在自然环境中的钢丝结果, 得到 R 的均值在 4 到 8 不等. 韩依璇等^[25] 定义了最小截面损失率 η'_s , 钢丝力学性能的退化可用最小截面损失率来表达, 最小截面损失率可通过下式求得:

$$\eta'_s = 0.58\alpha \quad (17)$$

式中, α 为最深蚀坑与钢丝初始直径之比, 表达式如下:

$$\alpha = H'_{max} / D \quad (18)$$

式中, H'_{max} 为钢丝最深蚀坑, 表达式如下:

$$H'_{max} = D - D_{min} \quad (19)$$

式中, D 为钢丝初始直径; D_{min} 为钢丝最小直径. 钢丝屈服强度 f_{yG} 、极限强度 f_{uG} 与最小截面损失率 η'_s 的关系分别为^[25]:

$$f_{yG} = (1 - 2.3\eta'_s) f_{yG}^0 \quad (20)$$

$$f_{uG} = (1 - 1.7\eta'_s) f_{uG}^0 \quad (21)$$

式中, f_{yG}^0 为钢丝初始屈服强度; f_{uG}^0 为钢丝初始极限强度. 多项研究表明高强钢丝腐蚀后的弹性模量基本保持不变^[21,26].

2.2.3 吊索与主缆退化计算

表 3 为吊索与主缆退化结果, 根据原直径减去均匀腐蚀深度得到腐蚀后直径来计算截面积. 全桥共 94 根吊索, 每根由 139 丝 $\phi 5.00$ mm 高强镀锌钢丝组成; 共两根主缆, 一根主缆有 91 股 127 丝 $\phi 5.25$ mm 高强镀锌钢丝, 紧缆后为圆形截面. 根据桥址位置, 取 $A_{steel} = 32$, $n_{steel} = 0.45$, $n_{Zn} = 0.92$ ^[27], R 取值为 4^[24]. 计算得到吊索一股钢丝每层的锌层蚀透时间如图 6 所示. 100 年吊索截面积损失 6.8%,

表 3 吊索与主缆退化

Table 3 Sling and main cable degradation

	桥龄/年	0	10	20	30	40	50	80	100
吊索	截面退化率	0	0	0.48%	2.03%	3.17%	3.99%	5.94%	6.87%
	截面积/mm ²	5 459	5 459	5 433	5 348	5 286	5 241	5 135	5 084
	f_{uG} /MPa	1 960	1 960	1 942.17	1 881.31	1 836.34	1 803.94	1 726.86	1 689.97
	f_{yG} /MPa	1 770	1 770	1 748.21	1 673.86	1 618.92	1 579.33	1 485.15	1 440.08
主缆	截面退化率	0	0	0.04%	0.28%	0.44%	0.60%	0.96%	1.16%
	截面积/cm ²	2 502	2 502	2 501	2 495	2 491	2 487	2 478	2 473
	f_{uG} /MPa	1 960	1 960	1 959.17	1 950.08	1 942.63	1 937.21	1 922.46	1 915.38
	f_{yG} /MPa	1 770	1 770	1 768.98	1 757.88	1 748.78	1 742.16	1 724.13	1 715.48

屈服强度退化 18.6%，极限强度退化 13.8%；主缆截面积损失 1.1%，屈服强度退化 2.3%，极限强度退化 3.1%。

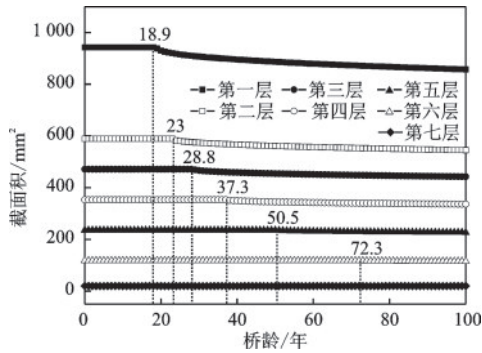


图6 一根吊索每层截面积变化

Fig.6 Change of sectional area of each layer of a sling

3 极限承载力退化

3.1 极限承载力理论

对大跨度悬索桥进行极限承载力分析时,要考虑结构几何非线性和材料非线性^[28],采用逐级加载方式分析结构受力及变形,通常设置可变的荷载系数。

3.1.1 几何非线性

考虑缆索自重垂度引起的缆索拉力与变形之间的非线性关系,大位移产生的结构几何形状变化引起的几何非线性效应,采用更新拉格朗日列式法(U.L.列式)进行结构几何非线性极限承载力的分析。

3.1.2 材料非线性

钢梁、吊索和主缆钢丝可采用双线性等向强化模型,桥塔采用多线性等向强化模型,钢梁采用理想弹塑性本构关系。吊索和主缆材料为高强钢丝通常考虑为应变硬化的弹塑性本构关系,桥塔混凝土材料为Rüsch本构 $\epsilon_0 = 0.002$, $\epsilon_u = 0.0035$,各材料本构关系模型如图7所示。且退化钢材在结构设计和计算时仍可采用理想弹塑性本构模型和应变硬化的弹塑性本构模型。

3.1.3 原则与基本假定

大跨度悬索桥极限承载力分析时,采用梁杆单元并提出以下两点原则:

(1)进行极限承载力分析时,有限元模型中材料屈服准则采用Von Mises屈服准则,钢梁钢材初

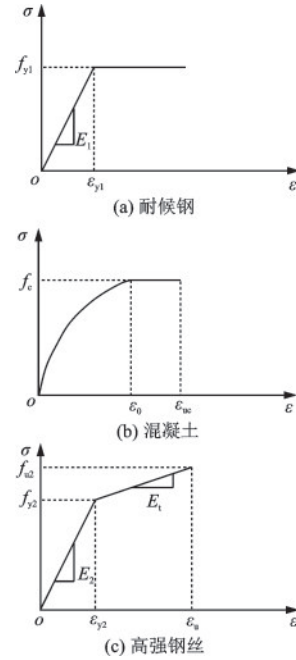


图7 材料本构模型

Fig.7 Material constitutive model

始屈服应力 $f_{yG}^0 = 345$ MPa;主缆吊索初始屈服强度 $f_{yG}^0 = 1770$ MPa,初始极限强度取 $f_{uG}^0 = 1960$ MPa;混凝土抗压强度标准值取 $\sigma = 32.4$ MPa^[29];桥面板考虑为弹性材料。

(2)考虑结构自重,二期恒载,主缆索力和吊索索力,活载为公路I级荷载,根据《公路桥涵设计通用规范》^[30]确定均布荷载和集中荷载,不考虑混凝土收缩、徐变,温度变化和人群荷载。

3.2 极限承载力计算

3.2.1 计算模型

图8为三维杆系有限元模型。利用ANSYS基于分段分块变刚度法建立全桥有限元模型,采用梁格法模拟钢梁,8738个Beam188单元模拟钢梁和桥塔,270个Link8单元模拟主缆和吊索,2880个Shell63单元模拟桥面板,5922个Mass21质量单元模拟附属构造。主缆锚固点和桥塔塔底为固结,桥



图8 三维杆系有限元模型

Fig.8 Three-dimensional rod and beam finite element model

塔下横系梁和主梁纵梁通过 y, z 向平动自由度及 x 向转动自由度耦合连接, 主缆与桥塔通过 x, y, z 向平动自由度耦合连接。

3.2.2 计算工况

研究表明加载方式的不同会导致悬索桥弹塑性极限荷载安全系数不同^[31], 因此在分析时应考虑多种加载方式。根据影响线进行加载, 得出3种布载工况, 见表4。荷载模式取6车道布置 $1.1P_{恒} + \lambda P_{活}$ 荷载, 恒载不变增大活载的方式, 活载考虑横向折减及纵向折减, 具体布置如图9所示。

表4 布载情况

Table 4 Load conditions				
工况	控制	$Q_k / (kN \cdot m^{-1})$	P_k / kN	布载范围
1	加劲梁竖向位移最不利	33.264	1 140.48	534 m 范围
2	主缆轴力最不利	32.917 5	1 128.6	705 m 范围
3	桥塔纵桥向位移最不利	32.917 5	1 128.6	满跨范围

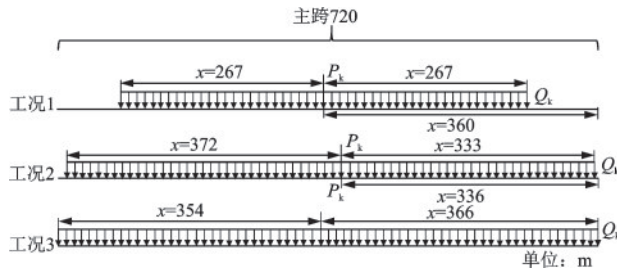


图9 各工况活载布置

Fig.9 Live load layout of each working condition

3.2.3 分析结果

规范^[30]规定加劲梁由车道荷载频遇值引起的最大竖向挠度值不宜大于跨径的 $1/250$ 。图10为按照此规范荷载下, 加劲梁最大竖向挠度变化。可以看到从18.9年开始竖向挠度向下逐渐增加, 最大增加到0.82 m, 与限值相差很远。在18.9年之前出现挠度减小的情况, 因为在18.9年前主缆和吊索的镀锌层未腐蚀完, 钢丝还没开始退化, 但钢梁一直在退化使得钢梁重量减少, 故会出现上挠。

三个工况的荷载-位移曲线呈现出相似的规律, 限于篇幅, 展示图11为以工况1为例的荷载-位移曲线。荷载-位移曲线随着桥龄的增加表现形式不同。在0~10年的荷载-位移曲线均表现出明显的弹塑性, 这是因为当荷载系数达到 λ_{max} 时, 主缆应力已达

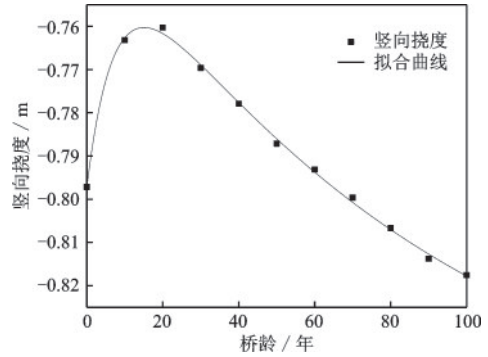


图10 加劲梁活载最大竖向挠度变化

Fig.10 Change of maximum vertical deflection of stiffening beam

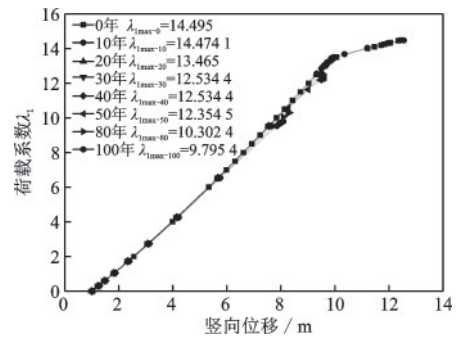


图11 工况1荷载-位移曲线

Fig.11 Load-displacement curve of condition 1

到屈服应力; 有些荷载-位移曲线未表现出明显的弹塑性, 因为在加载过程中主缆应力未达到屈服应力, 但此时钢梁塑性区过大, 不能继续承载。

图12为极限荷载系数变化, 悬索桥的极限荷载系数 λ_{max} 为竖向位移最大值对应的荷载系数, 整体呈现出缓慢下降的趋势。到100年三个工况的 λ_{max} 分别退化32.4%, 27.4%, 27.2%。

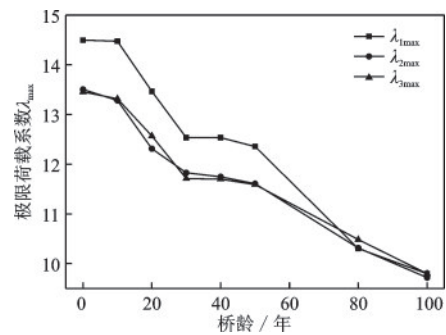


图12 极限荷载系数变化

Fig.12 Variation trend of ultimate load coefficient

不同退化年限下, 悬索桥极限状态不同, 各年主缆的屈服情况不同。首先, 在极限荷载下, 10年和20年时主缆应力达到屈服应力, 钢梁应力也达到

屈服应力;在极限荷载下,20年后钢梁应力达到屈服应力但主缆应力未达到屈服应力,因为钢梁退化较快,所以主缆应力还未达到屈服应力时,钢梁的塑性区已经很大了,此时不能继续承载。对于桥塔,悬索桥在100年内极限荷载下的桥塔均未破坏。

不同退化年限下,在加载过程中悬索桥构件的失效顺序不同。三个工况下构件失效顺序类似,第0~20年为:钢梁屈服→吊索屈服→主缆屈服;第20~100年为:钢梁屈服→吊索屈服。

4 结 论

通过对耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥极限承载力退化分析,得出结论如下:

(1)在该桥所在桥址处,此悬索桥到100年耐候钢梁的截面积损失4.5%~11.7%,屈服强度退化3.2%~4.6%,弹性模量退化6.1%~8.8%;吊索截面积损失6.8%,屈服强度退化18.6%,极限强度退化13.8%,主缆截面积损失1.1%,屈服强度退化2.3%,极限强度退化3.1%,钢梁退化较快。

(2)此悬索桥从18.9年开始由车道荷载频遇值引起的最大竖向挠度值逐渐增加,最大增加到0.82 m。

(3)此悬索桥在100年内的极限承载力呈下降趋势。在加载工况1~3下,100年后此悬索桥的极限荷载系数分别退化32.4%、27.4%、27.2%。

(4)悬索桥的荷载-位移曲线随着桥龄增加表现形式不同,在0~10年有明显的拐点。不同退化年限下,悬索桥极限状态不同,且构件的失效顺序不同。因为钢梁退化较快,所以在荷载增大时当钢梁屈服且塑性区较大时,主缆还未屈服,悬索桥就不能继续承载。

本文分析结果是在不考虑维护加固与吊索更换的情况下取得的,目的是为了理论上探讨耐候钢-砼组合加劲梁悬索桥在自然退化下的极限承载力退化规律,可为该桥的预防性维护方案的制定提供参考。

参考文献:

[1] 杨慧,何浩祥,闫维明.锈蚀和疲劳耦合作用下梁桥时变承载力评估[J].工程力学,2019,36(2):165-176.
Yang H, He H X, Yan W M. Evaluation of time-varying bearing capacity of beam bridge under coupling action of

corrosion and fatigue[J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(2):165-176. (in Chinese)

[2] 赵冬兵,范立础.既有钢筋混凝土桥承载能力退化和维修需求分析[J].桥梁建设,2006(2):71-73.
Zhao D B, Fan L C. Analysis of carrying capacity deterioration and repair demand of existing reinforced concrete bridges [J]. Bridge Construction, 2006 (2) : 71-73. (in Chinese)

[3] 李源,贺拴海,侯炜,等.基于结构退化分析的桥梁长期挠度计算[J].长安大学学报(自然科学版),2014,34(3):53-59.
Li Y, He S H, Hou W, et al. Long term deflection calculation of bridge based on structural degradation analysis [J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2014, 34 (3) : 53-59. (in Chinese)

[4] 易富,孙悦,杜常博,等.悬索桥主缆索寿命期内可靠度指标确定方法[J].防灾减灾工程学报,2020,40(3):358-364.
Yi F, Sun Y, Du C B, et al. Determination method of reliability index of main cable of suspension bridge during its service life [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, 40 (3) : 358-364. (in Chinese)

[5] 邢国华,张亚兰,牛荻涛.锈蚀钢筋混凝土梁斜截面受剪承载力计算[J].防灾减灾工程学报,2017,37(6):1008-1015.
Xing G H, Zhang Y L, Niu D T. Calculation of shear capacity of inclined section of corroded reinforced concrete beams [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2017, 37(6) : 1008-1015. (in Chinese)

[6] 朱劲松,郭晓宇,亢景付,等.耐候桥梁钢腐蚀力学行为研究及其应用进展[J].中国公路学报,2019,32(5):1-16.
Zhu J S, Guo X Y, Kang J F, et al. Research and application progress of corrosion mechanical behavior of weather resistant bridge steel [J]. Chinese Journal of Highway, 2019, 32 (5) : 1-16. (in Chinese)

[7] Al-Samawi M, Zhu J. Evaluation of the corrosion effects on the performance of composite bridge based on cellular automata and finite element method [J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2020(2):1-23.

[8] 郭铁明,宋志涛,董建军,等.桥梁耐候钢Q345qNH在模拟西北大气环境中的腐蚀行为[J].表面技术,2018,47(12):187-197.
Guo T M, Song Z T, Dong J J, et al. Simulation of corrosion behavior of weathering steel Q345qNH in Northwest atmospheric environment [J]. Surface Technology, 2018, 47(12):187-197. (in Chinese)

- [9] 徐亦冬,钱春香,孙家瑛.化学-力学耦合作用下混凝土内钢筋蚀坑的演化及分布规律[J].东南大学学报(自然科学版),2012,42(3):492-497.
Xu Y D, Qian C X, Sun J Y. Evolution and distribution of corrosion pits in reinforcing bars under coupled chemo-mechanical attacks[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2012, 42(3): 492-497. (in Chinese)
- [10] 高斌,曹克强,胡良谋,等.基于GM-SVM的三参数威布尔分布参数估计[J].机械强度,2018,40(3):632-638.
Gao B, Cao K Q, Hu L M, et al. 3-Parameter weibull distribution estimation based on GM and SVM[J]. Journal of Mechanical Strength, 2018, 40(3): 632-638. (in Chinese)
- [11] 李裕奇.随机过程[M].北京:北京航空航天大学出版社,2018.
Li Y Q. Stochastic Process[M]. Beijing: Beihang University Press, 2018. (in Chinese)
- [12] Stewart M G. Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams[J]. Structural Safety, 2009, (1): 19-30.
- [13] 陈梦成,方苇,黄宏.模拟酸雨腐蚀钢管混凝土构件静力性能研究[J].工程力学,2020,37(2):34-43.
Chen M C, Fang W, Huang H. Study on static performance of concrete filled steel tubular members corroded by simulated acid rain[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(2): 34-43. (in Chinese)
- [14] Lee H S, Cho Y S. Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion[J]. International Journal of Fracture, 2009, 157(1/2): 81-88.
- [15] 彭建新,张伟,阳逸鸣,等.腐蚀对高性能钢Q550E力学指标影响的试验研究[J].公路交通科技,2018,35(10):56-62.
Peng J X, Zhang W, Yang Y M, et al. Experimental study on the effect of corrosion on mechanical indexes of high performance steel Q550E[J]. Highway Traffic Science and Technology, 2018, 35(10): 56-62. (in Chinese)
- [16] Morcillo M, Chico B, Díaz I, et al. Atmospheric corrosion data of weathering steels. A review[J]. Corrosion Science, 2013(77): 6-24.
- [17] Guo X F, Kang J J, Zhu J S. 3D cellular automata-based numerical simulation of atmospheric corrosion process on weathering steel[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2018, 30(11): 1-16.
- [18] 康孝先,周子豪,白智勇,等.拉吊索桥梁病害分析及换索技术进展[C]//中国公路学会养护与管理分会第十届学术年会论文集.北京:中国公路学会养护与管理分会,2020:314-319.
Kang X X, Zhou Z H, Bai Z Y, et al. Damage analysis of suspension cable bridge and development of cable changing technology[C]// Proceedings of the 10th academic annual meeting of the maintenance and management branch of the china highway society. Beijing: China Highway & Transportation Society, 2020: 314-319.
- [19] American society for testing and materials. Metal corrosion in the atmosphere [S]. Baltimore: University of Baltimore, 1968.
- [20] 徐俊,陈惟珍.石门大桥拉索病害检测与分析[J].钢结构,2007,22(6):81-84.
Xu J, Chen W Z. Inspection and analysis of cable defects of Shimen Bridge[J]. Steel Structure, 2007, 22(6): 81-84. (in Chinese)
- [21] 陈先亮.桥梁索体钢丝腐蚀特征和力学性能试验研究[D].南京:东南大学,2015.
Chen X L. Experimental study on corrosion characteristics and mechanical properties of bridge cable wires[D]. Nianjing: Southeast University, 2015. (in Chinese)
- [22] González J A, Andrade C, Alonso C, et al. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement[J]. Cement & Concrete Research, 1995, 25(2): 257-264.
- [23] Tuutti K. Corrosion of steel in concrete[R]. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
- [24] Stewart M G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure[J]. Struct Safety, 2004, 26(4): 453-470.
- [25] 韩依璇,辛付开,张国荣,等.悬索桥锈蚀主缆钢丝力学性能退化研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2018,37(12):11-17.
Han Y X, Xin F K, Zhang G R, et al. Mechanical properties degradation of corroded main cable wires of suspension bridge[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science Edition), 2018, 37(12): 11-17. (in Chinese)
- [26] 龚帆,齐盛珂,邹易清,等.锈蚀高强钢丝力学性能退化的试验研究[J].工程力学,2020,37(10):105-115.
Gong F, Qi S K, Zou Y Q, et al. Experimental study on mechanical property degradation of corroded high strength steel wire[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(10): 105-115. (in Chinese)

(本文编辑:张艺)

(下转第1394页)