

寿命期内钢筋混凝土连续梁体系可靠度分析

田 浩^{1,2}, 陈艾荣¹

(1. 同济大学 桥梁工程系, 上海 200092; 2. 浙江省交通科学研究所, 浙江 杭州 310006)

摘要: 建立了一种基于概率和有限元的寿命期内钢筋混凝土桥梁性能演变分析方法. 在重点解决材料力学性能退化、截面面积削弱以及结构整体力学性能演变等问题数值模拟方法的基础上编写了耐久性分析程序 CBDAS; 根据现有研究成果建议了结构性能演变分析中出现的主要随机变量的统计参数; 结合 CBDAS 和 Monte-Carlo 模拟建立了钢筋混凝土桥梁时变体系可靠度分析方法. 最后, 以一座钢筋混凝土连续梁为对象, 利用时变体系可靠度研究其在氯离子侵蚀作用下寿命期内的结构性能演变规律.

关键词: 钢筋混凝土桥梁; 寿命期; 氯离子侵蚀; 性能演变; 数值模拟; 随机变量; Monte-Carlo 模拟; 时变体系可靠度
中图分类号: TU 375.4 **文献标识码:** A

System Reliability Assessment of Reinforced Concrete Continuous Bridges in Service Life

TIAN Hao^{1,2}, CHEN Airon¹

(1. Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Zhejiang Scientific Research Institute of Communication, Hangzhou 310006, China)

Abstract: A probabilistic-and finite element-based lifetime performance assessment method is proposed. A durability analysis program named concrete bridge durability analysis system(CBDAS) is written based on the numerical simulation methods relating to the deterioration of materials properties, reduction of sectional areas, and variation of structural performance. Then the statistical parameters of the random variables involved in the assessment of structural lifetime performance are recommended according to the present studies. Thus, the time-variant system reliability assessment method of reinforced concrete bridges is set up based on CBDAS and Monte-Carlo simulations. Finally, the lifetime performance of a reinforced concrete continuous bridge under chloride penetration is investigated by means of the time-variant system reliability.

Key words: reinforced concrete bridges; service life; chloride penetration; lifetime performance; numerical simulation; random variables; Monte-Carlo simulations; time-variant system reliability

近 30 年来由于劣化环境作用, 众多处于服役期的钢筋混凝土桥梁性能退化严重. 解决结构耐久性不足的根本途径是建立耐久性设计方法, 而首要解决的问题是准确模拟寿命期内结构的性能演变过程. 另外, 由于结构构造、材料性能、荷载和环境固有的随机性, 钢筋混凝土桥梁性能演变分析应是基于概率的. 许多学者利用时变体系可靠度指标预测了不同类型结构的性能演变过程^[1-5], 其中结构的极限状态方程均以显式函数表示, 即时变抗力 $R(t)$ 和时变响应 $S(t)$ 均采用一系列的随机变量和确定性参数通过方程显式表达. 但是, 对于钢筋混凝土连续梁等超静定体系结构其极限状态方程是隐式的, 需要利用有限元方法求解.

本文首先在重点解决退化过程分析中的材料力学性能退化、截面面积削弱以及结构整体力学性能演变等问题数值模拟方法的基础上编写了耐久性分析程序 CBDAS; 其次, 根据现有研究成果建议了结构分析中随机变量的统计参数; 再次, 结合耐久性分析程序 CBDAS, Monte-Carlo 模拟以及体系可靠度分析程序建立了钢筋混凝土桥梁时变体系可靠度分析方法. 最终, 以一座钢筋混凝土连续梁为对象, 利用时变体系可靠度研究其在氯离子侵蚀作用下寿命期内的结构性能演变规律.

1 寿命期结构性能演变

完整模拟寿命期内钢筋混凝土桥梁性能演变过

收稿日期: 2010-05-09

基金项目: 西部交通建设科技项目(2006 318 223 02-01); 国家“八六三”高技术研究发展计划(2007AA11Z104); 上海市科委重点攻关项目(072112005)

第一作者: 田 浩(1982—), 男, 工学博士, 主要研究方向为混凝土桥梁全寿命设计理论. E-mail: tianhao_8@163.com

程的关键是解决其中复杂力学问题的模拟方法,这些力学问题主要来自2个方面:施工过程中的常规力学问题和退化过程中的耐久性力学问题.施工过程是指从结构开始建造到成桥时刻为止,退化过程是指从成桥时刻到结构破坏或设计使用寿命为止.结构性能演变分析中必须包括施工阶段,这是因为即使对于同一座桥梁不同施工方法也将引起不同的成桥状态,从而影响成桥后的退化过程.

1.1 常规力学问题

钢筋混凝土桥梁施工过程中的主要力学问题为:结构体系转换和混凝土徐变.由于以往研究中对这些问题都做过详细分析^[6-7],笔者根据现有的模拟方法编写了混凝土桥梁施工过程分析模块和混凝土徐变收缩分析模块^[8].

1.2 耐久性力学问题

结构整体力学性能演变的模拟是混凝土桥梁退化分析中的关键问题.整体力学性能的演变主要是由材料力学性能退化和截面面积削弱引起的,因此整个退化过程中的关键力学问题为:材料力学性能退化、截面面积削弱以及整体力学性能演变.

1.2.1 材料力学性能退化

模拟材料力学性能退化的关键是选取合适的退化数学模型能够较准确地反映材料强度、弹性模量和剪切模量等力学性能的退化规律.根据现有的研究成果,笔者在编写的分析程序中建立了材料力学性能退化模型数据库,用户可根据自己的实际需要选取相应的退化模型.同时在分析程序中还预留接口,待今后出现更加合理的退化数学模型时可以对模型库进行补充和完善.

1.2.2 截面面积削弱

(1) 混凝土截面削弱.由于桥梁同一截面的不同方向可能拥有不同的环境条件 and 设计参数(如:混凝土表面氯离子浓度、混凝土保护层厚度、钢筋直径和钢筋根数等),因此混凝土截面形状信息以其边缘为基本单位生成.对于混凝土桥梁常用的箱形截面其边缘数量正好等于节点数量.所以,边缘信息将通过一组控制节点信息生成,截面的几何特征(如:面积、形心和惯性矩等)将利用控制节点的坐标得到.这里注意截面外表面和内表面的节点和边缘序号顺序分别为逆时针和顺时针.在以边缘为单位的基础上,混凝土截面退化过程可用边缘的移动来模拟:首先,根据结构某时刻的时间信息和钢筋锈蚀数学模型计算普通钢筋的锈蚀量;其次,根据普通钢筋的锈蚀量得到混凝土边缘的削弱深度;再次,根据相邻2条边缘的

移动距离得到一个新的控制节点;最后,利用一组新的控制节点计算削弱后的混凝土截面几何特征.

(2) 普通钢筋截面削弱.与混凝土截面类似,普通钢筋也是以混凝土边缘为基本单位模拟.每条混凝土边缘包含一组普通钢筋信息,即:普通钢筋数量、普通钢筋直径、混凝土保护层厚度以及普通钢筋形心到整个混凝土截面形心的距离.利用所有混凝土边缘上的普通钢筋信息可以计算整个截面上普通钢筋的几何特征.普通钢筋截面的削弱过程如下所示:①根据各自的环境条件、时间信息以及钢筋锈蚀数学模型求解每条混凝土边缘上普通钢筋的锈蚀率以此得到普通钢筋削弱的面积;②根据每条混凝土边缘上锈后的普通钢筋截面计算整个截面上普通钢筋的截面几何特征.

1.2.3 整体力学性能演变

结构整体力学性能演变分析中主要存在2个力学问题:削弱截面的自重损失和削弱截面内力的重分布.

(1) 削弱截面的自重损失.削弱截面的自重损失模拟与常规分析中的自重作用模拟类似,仅需在2处地方做出改动,一是将常规分析中的初始混凝土截面面积替换为削弱混凝土截面面积,二是由削弱混凝土截面引起的自重荷载应与初始自重荷载反向.需要注意的是虽然所有混凝土边缘的移动都会引起截面面积的削弱,但是其外表面的顶部边缘和内表面所有边缘的移动将不会引起自重削弱,因为这些边缘削弱的混凝土仍将作为荷载作用在结构上.同理,由于普通钢筋包裹在混凝土截面内,因此其锈蚀产物的自重仍将作用在结构上.

(2) 削弱截面内力的重分布.削弱的混凝土和普通钢筋截面上原先承担的内力需要重分布到锈后的结构上.这一力学问题的模拟方法如图1,图中 $I_{c,c}$, I_c 和 $I_{c,h}$ 分别为削弱的混凝土截面、削弱前混凝土截面以及削弱后混凝土截面的形心, $N_{c,c}$, N_c 和 $N_{c,h}$ 分别为对应截面承担的内力,通过 $N_{c,c}$ 可以生成削弱混凝土截面上的内力所引起的荷载 $F_{c,c}$.同理,可生成削弱普通钢筋截面内力引起的荷载 $F_{s,c}$.最终,组合 $F_{c,c}$ 和 $F_{s,c}$ 将形成削弱截面上内力引起的荷载 F_c .

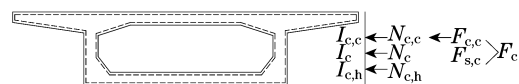


图1 削弱截面的内力重分布

Fig.1 Internal force redistribution of decreased sections

1.3 耐久性分析程序——CBDAS

结合常规力学分析和耐久性力分析中关键力学问题的模拟方法,建立了基于有限元的寿命期内混凝土桥梁性能演变分析方法并编写了分析程序——CBDAS^[8] (Concrete Bridge Durability Analysis System). 图 2 给出了 CBDAS 的具体分析流程,图中,结构永久作用状态是指恒载作用下的结构响应,结构使用状态是指可变作用下的结构响应.

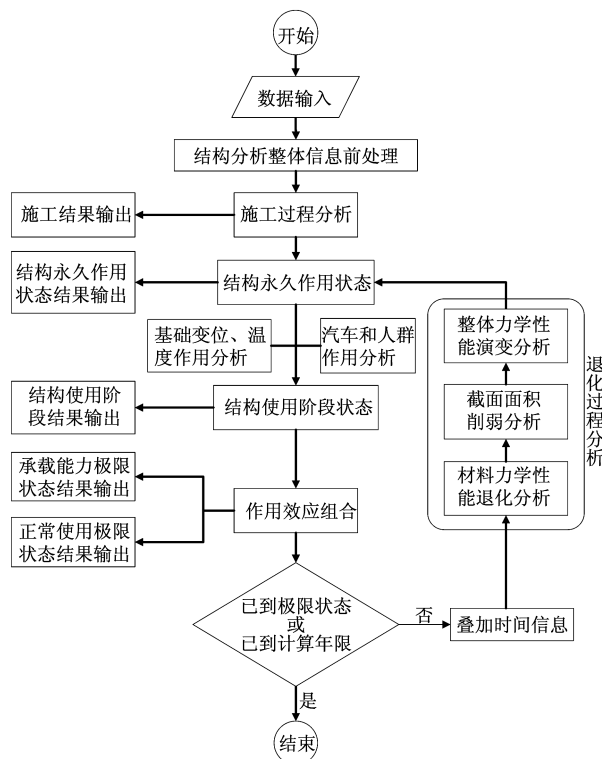


图 2 CBDAS 分析流程
Fig.2 Flow chart of CBDAS

2 随机变量的统计参数

氯离子侵蚀引起的混凝土桥梁性能演变分析中的随机性主要来自 3 个方面:抗力(材料力学特性和结构构造)、荷载(恒载和活载)以及环境(大气温度、相对湿度和氯离子浓度等),其中主要的随机变量见图 3. 为了更好地与现有设计规范^[9-10]衔接,这里引入偏差系数,定义为随机变量的均值与名义值(也就是规范中取值)的比值.

2.1 抗力中的随机变量

2.1.1 材料力学性能

为了确定混凝土抗压强度 f_c 的统计参数,文献[11]对全国范围内的重点桥梁工地和预制厂(场)进行了调查,同时收集了已建桥梁存档的试验数据,取

得了各级强度可用的数据 30 000 多组. 统计结果显示 f_c 近似服从正态分布,其名义值(强度标准值 f_{ck} ^[9])取为正态分布的 0.05 分位值,故其偏差系数为 $1/(1-1.645\delta_c)$,其中 δ_c 为 f_c 的变异系数,由此可得 f_c 的均值为 $f_{ck}/(1-1.645\delta_c)$,同时经统计得到 $\delta_c = 0.09 \sim 0.15$ ^[9]. Ellingwood 等^[12] 和 Nowak 等^[13] 分别利用试验数据拟合出 δ_c 为 0.18 和 0.101. 综合以上成果, f_c 的分布类型、均值和变异系数将分别取为正态分布、 $f_{ck}/(1-1.645\delta_c)$ 和 0.12. 钢筋方面,文献[11]从各个钢厂、桥梁工地试验室、大学和研究单位的试验报告中收集了各个品种的普通钢筋强度数据共 140 000 个. 经参数估计和概率分布的假设检验,表明普通钢筋抗拉强度 f_s 不拒绝正态分布,其名义值(强度标准值 f_{sk} ^[9])同样取为正态分布的 0.05 分位值,故其均值为 $f_{sk}/(1-1.645\delta_s)$, δ_s 为变异系数,其值在 0.060 至 0.076 之间^[11],这里取为 0.065. 作为比较,在以往的研究中 δ_s 取为 0.10^[12] 以及 0.05^[13].

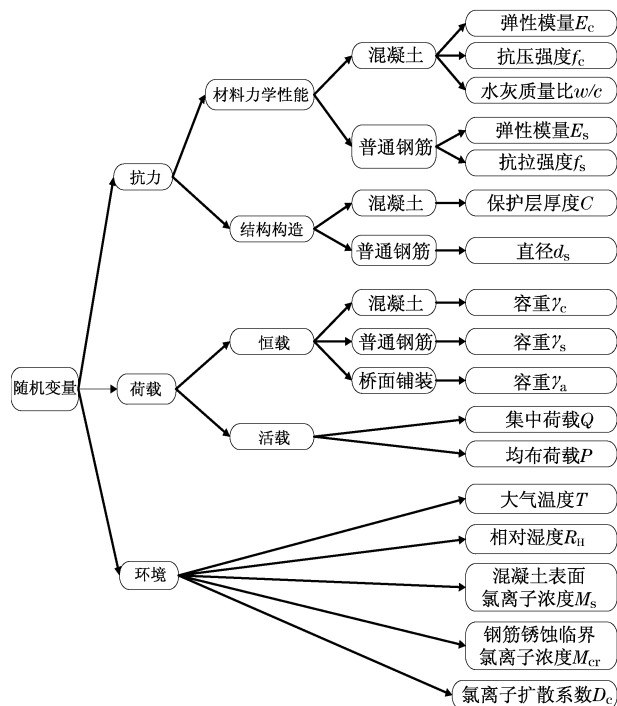


图 3 结构分析中的随机变量
Fig.3 Random variables in structural analysis

文献[11]利用试验数据研究了混凝土弹性模量 E_c 的统计参数,统计数据来自国内不同地区高速公路上的 181 个测点. 结果表明, E_c 服从正态分布,规范中的名义值即取为均值(偏差系数为 1.0),变异系数在 0.075 至 0.125 之间. 因此, E_c 的分布类型、均值和变异系数分别取为正态分布、文献[9]中的名义

值以及 0.10. 作为比较,在以往研究中 E_c 的变异系数取为 0.12^[14]. 目前国内还未开展普通钢筋 E_s 的随机统计分析,所以笔者采用国外已有的研究成果. E_s 的均值等于文献[9]中的名义值,其变异系数为 0.06^[15],分布类型为正态分布^[14-15].

现有的大部分研究中水灰质量比 w/c 被定义为确定性参数,也有部分学者将其定义为均匀或三角分布的随机变量^[16]. 笔者认为,它是混凝土众多力学性能中的一种,而混凝土力学性能可通过已被定义为随机变量的抗压强度综合反映. 因此,这里将把水灰质量比定义为确定性参数.

2.1.2 结构构造

钢筋混凝土桥梁结构构造方面的随机性主要来自混凝土和普通钢筋的截面尺寸. 由于通过以边缘为基本单位较精确地模拟了混凝土截面,其尺寸将被定义为确定性参数,所以结构构造中的随机变量有混凝土保护层厚度 C 和普通钢筋直径 d_s . 文献[11]通过在全国六大片区的桥梁工地和预制厂(场)实测构件尺寸取得了 14 800 多个混凝土保护层厚度和普通钢筋直径数据. 统计结果显示, C 和 d_s 均服从正态分布,偏差系数分别为 1.02 和 1.00,变异系数分别为 0.05 和 0.02. 为了比较,以往研究中拟合出的 d_s 的偏差系数和变异系数分别为 1.0 和 0.015^[17], C 的偏差系数和变异系数分别为 1.0 和 0.01^[18].

2.2 荷载中的随机变量

2.2.1 恒载

为了确定混凝土和桥面铺装容重的统计参数,文献[11]测量了 42 个桥梁工地和预制厂的构件,获得了 1 488 根梁、板的自重;从不同年代建成的 36 座桥梁上测得了水泥混凝土和沥青混凝土桥面铺装层重力密度数据 804 个,其分布面积达 2 980 m². 统计数据表明,混凝土容重 γ_c 和桥面铺装容重 γ_a 均服从正态分布,偏差系数分别为 1.02 和 1.00,变异系数分别为 0.05 和 0.04. Nowak 等^[15]在考虑偏差系数时将构件划分为工厂预制型(预制混凝土构件和普通钢筋)和现场浇注型(现浇混凝土构件和桥面铺装). 工厂预制构件和现场浇注构件的偏差系数分别取为 1.03 和 1.05,变异系数分别为 0.08 和 0.10. 比较现有研究成果,这里对恒载中随机变量的统计参数归纳如下:所有随机变量的分布类型均为正态分布;预制混凝土容重的偏差系数和变异系数分别为 1.02 和 0.05,现浇混凝土容重的偏差系数和变异系数分别为 1.04 和 0.06;普通钢筋容重的偏差系数

和变异系数分别为 1.02 和 0.05;桥面铺装容重的偏差系数和变异系数分别为 1.00 和 0.04.

2.2.2 活载

文献[11]通过“公路车辆动态测试仪”调查了汽车车队荷载,选择 207,328,305 以及 101 四条国道干线上的山西晋城、江苏扬州、辽宁大洼和河北承德设置了测点. 通过对各个测点连续 5d 的测录获得了 60 000 多辆汽车的相关数据. 统计结果显示:荷载效应(弯矩和剪力)的分布形式服从极值 I 型分布,其变异系数为 0.08. 利用概率分布 0.95 分位值处的荷载效应计算得到了文献[9]中的均布荷载 Q 和集中荷载 P ,同时可求出 Q 和 P 的偏差系数为 0.86. 因此,推荐 Q 和 P 的分布类型、偏差系数和变异系数分别为极值 I 型分布、0.86 和 0.08. 作为比较,文献[19]中通过车辆观测数据得到其变异系数为 0.12.

2.3 环境条件中的随机变量

氯离子侵蚀区的环境参数主要有:大气温度 T 、相对湿度 R_H 、混凝土表面氯离子浓度 M_s 、钢筋锈蚀临界氯离子浓度 M_{cr} 、氯离子扩散系数 D_c . 这里 T 和 R_H 分别是指年平均温度和湿度,随时间变化很小,所以被定义为确定性参数.

2.3.1 混凝土表面氯离子浓度 M_s

目前为止对于混凝土表面氯离子浓度的统计数据非常有限. 文献[20]根据对英国众多桥面板的观测建议按照轻微、中等和严重退化 3 种程度 M_s 的均值分别取为水泥质量的 0.575%, 0.650% 和 0.725%,标准差均为水泥质量的 0.038%,服从正态分布. 文献[21]提出氯离子浓度为到海岸线距离的函数,同时建议其变异系数和分布类型分别为 0.49 和对数正态分布. 文献[18]建议 M_s 的分布类型、均值和变异系数分别为正态分布、混凝土质量的 0.2% 以及 0.10. 根据国外已有研究成果以及国内的观测数据,文献[22]提出 M_s 应由混凝土强度、到海岸线距离和距海平面高度决定. 基于现有研究成果,建议 M_s 服从正态分布,均值由文献[22]确定,变异系数为 0.10.

2.3.2 钢筋锈蚀临界氯离子浓度 M_{cr}

锈蚀过程起始时刻的钢筋表面氯离子浓度被定义为临界氯离子浓度. 文献[20]建议 M_{cr} 的均值为水泥质量的 0.3%,分布类型和变异系数分别为正态分布和 0.17. 根据以往将近 40 年的研究成果,文献[5]给出 M_{cr} 的分布类型和均值分别为对数正态分布和混凝土质量的 0.037%. 文献[18]建议 M_{cr} 的分布类型、均值和变异系数分别为正态分布、混凝土质

量的 0.04% 以及 0.15. 通过来自海洋和室内环境中 100 多个混凝土构件的观测数据,文献[22]提出 M_{cr} 主要受混凝土强度影响. 根据现有研究成果,建议 M_{cr} 服从正态分布,均值由文献[22]确定,变异系数为 0.15.

2.3.3 氯离子扩散系数 D_c

氯离子扩散系数反映了混凝土的渗透性,由于影响因素众多很难确定其值. 文献[20]建议按照轻微、中等和严重退化 3 种程度 D_c 的均值分别取为每年 25,30 以及 35 mm²,标准差均为每年 2.5 mm,服从正态分布. 在文献[5]中扩散系数是通过软件 CIKS^[23] 计算求得. 文献[24]中 D_c 被定义为水灰质

量比、骨料-水泥质量比、水泥和骨料的密度以及特定氯离子扩散系数的函数,其分布类型和变异系数分别为对数正态分布和 0.45. 根据国内的试验和现场实测数据,文献[22]提出硅酸盐混凝土的氯离子扩散系数主要受水灰质量比、大气温度和时间的影响.

$$D_c = (7.08 w/c - 1.846) \cdot (0.447 T - 0.52)(t_0/t)^\alpha \quad (1)$$

式中: $t_0 = 5$ 年; $\alpha = 0.2$. 参照现有的研究成果,建议 D_c 服从对数正态分布、均值由式(1)确定,变异系数为 0.45.

表 1 归纳了以上随机变量统计参数的建议值.

表 1 随机变量的统计参数
Tab.1 Statistical parameters of random variables

因素	类型	变量	名义值	均值	偏差系数	变异系数	分布类型	参数描述
抗力	材料力学性能	E_c	$E_{c,k}$	$1.0E_{c,k}$	1.0	0.10	正态	混凝土弹性模量
		f_c	$f_{c,k}$	$1.25f_{c,k}$	1.25	0.12	正态	混凝土抗压强度
		w/c	—	—	—	—	—	水灰质量比
		E_s	$E_{s,k}$	$1.0E_{s,k}$	1.0	0.06	正态	普通钢筋弹性模量
		f_s	$f_{s,k}$	$1.12f_{s,k}$	1.12	0.065	正态	普通钢筋抗压强度
	构造	C	C_{nom}	$1.02C_{nom}$	1.02	0.05	正态	混凝土保护层厚度
荷载	恒载	d_s	$d_{s,nom}$	$1.0d_{s,nom}$	1.0	0.02	正态	普通钢筋直径
		γ_{cl}	$\gamma_{cl,k}$	$1.02\gamma_{cl,k}$	1.02	0.05	正态	预制混凝土容重
		γ_{c2}	$\gamma_{c2,k}$	$1.04\gamma_{c2,k}$	1.04	0.06	正态	现浇混凝土容重
		γ_s	$\gamma_{s,k}$	$1.02\gamma_{s,k}$	1.02	0.05	正态	普通钢筋容重
		γ_a	$\gamma_{a,k}$	$1.00\gamma_{a,k}$	1.00	0.04	正态	桥面铺装容重
	活载	Q	Q_k	$0.86Q_k$	0.86	0.08	极值Ⅰ型	车道均布荷载
		P	P_k	$0.86P_k$	0.86	0.08	极值Ⅰ型	车道集中荷载
环境		M_s	$M_{s,t}$	$1.0M_{s,t}$	1.0	0.10	正态	混凝土表面氯离子浓度
		M_{cr}	$M_{cr,t}$	$1.0M_{cr,t}$	1.0	0.15	正态	钢筋锈蚀临界氯离子浓度
		D_c	$D_{c,t}$	$1.0D_{c,t}$	1.0	0.45	对数正态	氯离子扩散系数

注:名义值是指来自规范、结构构造和设计标准中的取值,表中带下标 k,nom 和 t 的名义值分别来自文献[9]、结构构造和文献[22].

3 时变体系可靠度

3.1 结构划分方法

为了计算体系可靠度首先应将整体结构划分为若干构件. 这里建议了一种实用的结构划分方法,如下所示:① 一个构件应包含结构有限元分析模型中的 1 个或几个单元,构件中包含的单元数量应由结构响应(弯矩、剪力等)的变化率决定,构件的抗力和响应将由其中最大响应所在的单元决定;②结构应在响应为零的位置予以划分,但如果响应为零处在一个单元的节点之间,那么该单元将作为一个单独的构件;③结构应在支座位置予以划分.

3.2 体系可靠度

求解混凝土桥梁时变体系可靠度的具体步骤

为:①利用建议的划分方法将整体结构划分为若干构件;②利用 CBDAS 和随机变量的统计参数通过 Monte-Carlo 模拟求得时变抗力 $R(t)$ 和效应 $S(t)$ 的分布类型、均值和变异系数;③通过串-并联模型^[2] 定义结构的体系失效模型;④利用程序 RELSYS^[25] 计算体系可靠度. 时变体系可靠度的具体算法如图 4 所示.

4 数值算例

4.1 模型介绍

本文选取一座 3×22 m 三跨等高度钢筋混凝土连续箱梁为研究对象(图 5),该桥位于上海地区,2007 年建成,采用满堂支架施工法. 表 2 给出了模型分析中来自结构构造、材料特性、荷载以及环境条件中随机变量的统计参数.

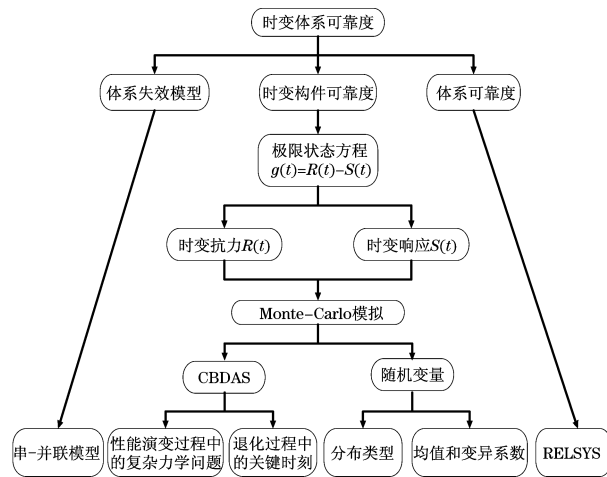


图 4 时变体系可靠度分析

Fig. 4 The algorithm of time-variant system reliability

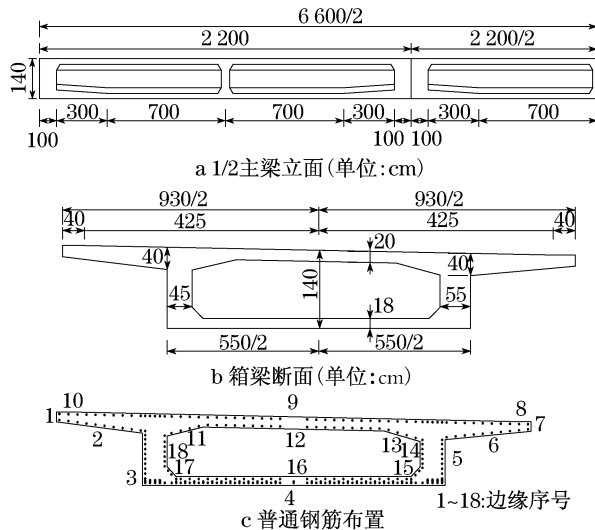


图 5 钢筋混凝土连续梁构造

Fig. 5 Profile of reinforced concrete continuous bridge

模型梁中混凝土截面不同方向混凝土表面以及内外表面的氯离子浓度有所不同,因此各边缘的表面氯离子浓度将假定为:面向大海的边缘 5,6,7 表面的氯离子浓度取为表 1 中值的 100%;背向大海的边缘 1,2,3 表面的氯离子浓度取为表 1 中值的 70%;边缘 4,8,9,10 表面的氯离子浓度取为表 1 中值的 85%;混凝土截面内表面边缘的氯离子浓度取为对应的外表面边缘氯离子浓度的 50%。

4.2 体系失效模型

利用建议的结构-构件划分方法,模型梁被划分为 21 个构件每跨 7 个构件.考虑抗弯承载力(弯曲破坏)和抗剪承载力(剪切破坏)2 种极限状态,体系失效模型如图 6 所示,该体系失效模型为一串联体

系,失效概率 $P(R < S)$ 意味着任意一个构件的荷载效应 $S_i(t)$ 超过其抗力 $R_i(t)$ 的可能性。

表 2 随机变量的统计参数

Tab. 2 Statistical parameters of random variables

变量	名义值	均值	变异系数	分布类型
E_c	34 500 MPa	34 500 MPa	0.10	正态分布 ¹⁾
f_c	32.4 MPa	40.5 MPa	0.12	正态分布
E_s	200 000 MPa	200 000 MPa	0.06	正态分布
f_s	335 MPa	375 MPa	0.065	正态分布
C	$C_{nom}^{2)}$	$1.02 C_{nom}$	0.05	正态分布
d_s	$d_{s,nom}^{3)}$	$1.0 d_{s,nom}$	0.02	正态分布
γ_c	$25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	0.06	正态分布
γ_s	$78.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	0.05	正态分布
γ_a	$23 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$23 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	0.04	正态分布
Q	10.5 kN	9.03 kN	0.08	极值 I 型分布
P	250 kN	215 kN	0.08	极值 I 型分布
M_s	$6.9 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$	$6.9 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$	0.1	正态分布
M_{cr}	$1.5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$	$1.5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$	0.15	正态分布
D_c	式(1)	式(1)	0.45	对数正态分布

注:1) 正态分布指不考虑负值的截断分布;

2) C_{nom} 为截面内某条混凝土边缘的保护层厚度;

3) $d_{s,nom}$ 为截面内某条混凝土边缘对应钢筋的直径。

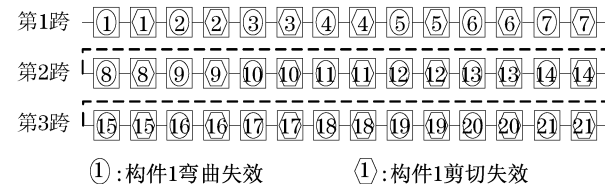


图 6 体系失效模型

Fig. 6 System failure mode

4.3 结果分析

假定设计使用寿命为 100 年,10 年为一计算子步骤, Monte-Carlo 模拟的样本点数量为 5 000. 抗力之间以及抗力与荷载效应之间假定统计独立, 相邻 2 个构件间同种荷载效应的相关系数假定为 0.5。

图 7 给出了中跨跨中截面混凝土边缘退化关键时刻的均值. 由于各条边缘上的表面氯离子浓度、混凝土保护层厚度以及钢筋直径等参数各不相同, 其关键时刻也差异明显. 边缘 7 由于拥有最高的表面氯离子浓度、最薄的保护层厚度和最大的钢筋直径其关键时刻的均值最短, 分别为 18.8 年、22.0 年和 23.7 年. 同理, 边缘 18 拥有最长的关键时刻, 其均值分别为 231.3 年、238.1 年和 241.0 年. 另外, 各边缘 3 个关键时刻的间隔都很短. 边缘 7 的关键时刻间隔分别为 3.2 年和 1.7 年, 而边缘 18 的关键时刻间隔分别为 6.8 年和 2.9 年. 说明在氯离子侵蚀

作用下钢筋锈蚀速率很快,保护层可能在开裂后短短数年内全部剥落.

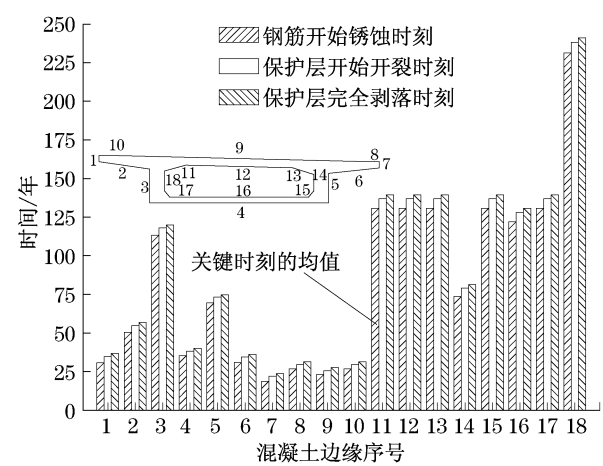


图 7 退化关键时刻的均值
Fig.7 Mean values of degradation critical times

表 3 给出了结构不同构件的弯矩的最佳拟合分布类型.考虑对称性这里仅列出 1/2 构件.表中出现了正态分布、对数正态分布、Gamma 分布以及 Weibull 分布,说明在同一时刻不同构件的结构响应可能服从不同的分布类型,即使同一构件在不同时间点其分布类型也可能不同.

表 3 不同构件弯矩的分布类型	
Tab.3 Distribution types of bending moments in components	
构件	时间/年
	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
1	LN LN LN LN LN N LN LN LN LN LN
2	G G N G N N LN LN LN LN LN G
3	G N N N N N LN LN LN LN LN G
4	N N N G N N LN LN LN N N
5	G N N N N W LN LN N N N
6	G LN LN LN G LN G G LN LN LN
7	N G G LN G LN G G LN LN LN
8	N G G LN G LN G G LN LN LN
9	G LN LN LN LN LN G G LN LN LN
10	N W W W W G W N G LN LN
11	N N N N N W LN LN N W W

注:表中 LN 指对数正态分布;N 指正态分布;G 指 Gamma 分布;W 指 Weibull 分布.

图 8 给出了构件 4 的弯矩效应在 4 个不同时间点处经 Monte-Carlo 模拟得到的柱状图以及最佳拟合分布类型,图中单位弯矩值为 20 kN·m.其拟合的最佳分布分别为正态分布、Gamma 分布、对数正态分布和正态分布.

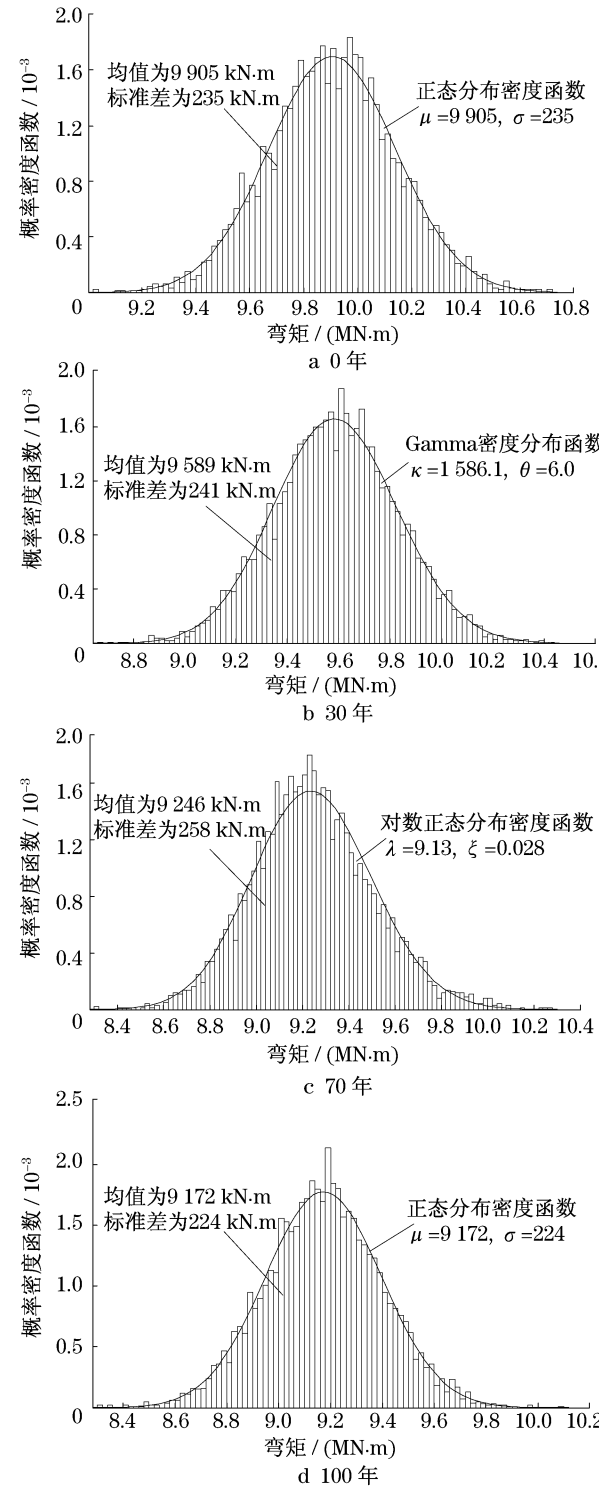


图 8 不同时刻构件 4 弯矩的柱状图以及拟合的概率密度函数
Fig.8 Histograms and the associated PDFs of bending moment in component 4 at different time points

图 9 给出了关键构件和体系可靠度 β_{sys} 随时间的演变规律.在给定寿命期内最小构件抗弯可靠度

$\beta_{\min,1}$ 始终小于最小构件抗剪可靠度 $\beta_{\min,2}$, 因此结构体系可靠度在寿命期内始终受最小构件抗弯可靠度 $\beta_{\min,1}$ 控制. 表 4 给出了不同时刻 $\beta_{\min,1}$ 和 $\beta_{\min,2}$ 所在的构件序号. 对于弯曲状态, 寿命期内最小可靠度出现在构件 4 和 7 (也就是边跨跨中和中墩墩顶位置), 而对于剪切状态, 寿命期内最小可靠度出现在构件 7 和 5 (也就是中墩墩顶和边跨靠近中墩 1/4 跨径处). 这里注意在成桥 70 年后最小抗剪可靠度出现在构件 5, 其并不是一个最不利荷载效应出现的位置, 这是由于此时构件 5 的抗剪能力 $R(t)$ 与剪切效应 $S(t)$ 的差值是所有构件中最小的, 从而引起最小抗剪可靠度. 所以体系可靠度分析应包括所有构件而不仅仅是几个关键构件 (如跨中截面的弯曲状态和支点截面的剪切状态). 在成桥 100 年时, 由于抗弯能力的显著下降, 结构体系可靠度减小为负值. 因此, 应采取加固措施来提高结构性能, 重点放在提高结构的抗弯承载能力方面.

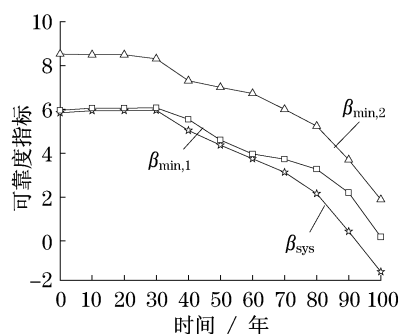


图 9 关键构件和体系可靠度的演变过程

Fig.9 Variation of critical components and system reliabilities

表 4 最小可靠度所在构件序号

Tab.4 Serial number with minimum reliability

时间/年	弯曲性能	剪切性能	时间/年	弯曲性能	剪切性能
0	4	7	60	4	7
10	4	7	70	4	5
20	4	7	80	4	5
30	4	7	90	4	5
40	4	7	100	7	5
50	4	7			

5 结论

(1) 由于环境条件 and 设计参数的取值可能不同, 同一截面的混凝土边缘之间的退化关键时刻差异明显, 故以边缘为基本单位模拟混凝土截面是十分必要的.

(2) 氯离子侵蚀作用下由于钢筋锈蚀速率很大, 混凝土保护层有可能在开裂后短短数年内完全剥落.

(3) 同一时刻结构中不同构件的荷载响应可能服从不同的分布类型, 即使同一构件在不同时间点其分布类型也有可能不同.

(4) 最小构件可靠度不一定出现在最不利荷载效应位置, 故体系可靠度分析应包括所有构件而不仅仅是几个关键构件 (如跨中截面的弯曲状态和支点截面的剪切状态等).

(5) 数值算例中结构的体系可靠度在成桥 100 年时下降为负值, 这是因为普通钢筋截面的大量损失导致结构抗弯承载力显著下降. 因此, 应采取合适的加固措施来提高结构性能, 重点放在提高结构的抗弯承载能力方面.

参考文献:

- [1] Estes A C, Frangopol D M. Repair optimization of highway bridges using system reliability approach [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(7): 766.
- [2] Estes A C, Frangopol D M. Lifetime bridge maintenance strategies based on system reliability [J]. Structural Engineering International, 1997, 7(3): 193.
- [3] Akgül F, Frangopol D M. Lifetime performance analysis of existing prestressed concrete bridge superstructures [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(12): 1889.
- [4] Akgül F, Frangopol D M. Lifetime performance analysis of existing reinforced concrete bridges. I: theory [J]. Journal of Infrastructure Systems, 2005, 11(2): 122.
- [5] Akgül F, Frangopol D M. Lifetime performance analysis of existing reinforced concrete bridges. II: application [J]. Journal of Infrastructure Systems, 2005, 11(2): 129.
- [6] 李国平. 桥梁结构分析综合系统 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1998.
- [7] 李国平. 桥梁预应力混凝土技术及设计原理 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [8] 田浩. 给定寿命期内混凝土桥梁性能演变分析 [D]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 2009.
- [9] 中华人民共和国交通运输部. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.

(下转第 1119 页)