

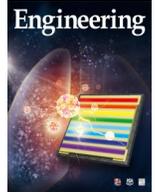


ELSEVIER

Contents lists available at ScienceDirect

Engineering

journal homepage: www.elsevier.com/locate/eng



Research
Civil Engineering Materials—Article

基于修正的氯离子扩散理论模型和海洋大数据集的中国北方海洋混凝土结构工程服役寿命设计

冯滔滔^{a,b}, 余红发^{a,*}, 谭永山^{a,c,*}, 麻海燕^a, 许梅^a, 岳承军^a

^a Department of Civil and Airport Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 211106, China

^b School of Materials Science and Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China

^c College of Civil Science and Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225127, China

ARTICLE INFO

Article history:

Received 1 December 2020

Revised 17 February 2021

Accepted 25 March 2021

Available online 8 October 2021

关键词

大数据集

修正的理论模型

可靠性理论

服役寿命

边界条件

扩散系数

摘要

本研究通过试验研究和海洋工程耐久性参数大数据集的调研,明确了中国北方海洋工程耐久性设计参数的取值、范围和分布类型。基于修正的氯离子扩散理论模型和可靠性理论,计算了浪溅区、潮汐区和水下区混凝土结构的服役寿命。设计了满足100年或120年服役寿命要求的混凝土配合比,并提出了保护层厚度要求。此外,对比了边界条件(C_s)和扩散系数(D_f)的不同时变关系对服役寿命的影响,结果表明,本研究采用的时变关系(即 C_s 持续增加后保持稳定, D_f 持续降低后保持稳定)对于海洋环境下混凝土结构的耐久性设计具有有利效应。

© 2021 THE AUTHORS. Published by Elsevier LTD on behalf of Chinese Academy of Engineering and Higher Education Press Limited Company. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

1. 引言

渤海湾是中国最大的内海, 阻断了东北各省到中国东部和南部沿海城市之间的往来, 严重影响了沿海通道。为了缓解这种交通状况, 2012年, 中国科学院启动了渤海海峡跨海通道(Bohai Strait Cross-Sea Channel)建设研究项目。渤海海峡跨海通道连接烟台和大连, 项目计划采用一条总长为110~130 km的海底铁路隧道[1]。沿途天气、海况差异较大, 需要采用高耐久性结构。为了给渤海海峡跨海通道混凝土配合比设计提供理论依据, 相关海域混凝土结构的耐久性研究尤为重要。

大连位于中国北部, 是渤海湾跨海通道的终点。根据《混凝土结构耐久性设计标准》(GB/T50476-2019) [2]的设计要求, 大连市海洋混凝土结构处于III类海洋氯化物腐蚀环境。环境作用等级从严重(D级)到非常严重(E级)不等, 对混凝土结构的耐久性提出了极高要求。因此, 必须制定科学、合理的耐久性设计方案, 确保大连地区混凝土结构安全服役。

混凝土结构耐久性分析的理论基础是基于Fick第二定律的氯离子扩散理论, 该理论已广泛用于海洋环境混凝土结构的耐久性设计[3-6]。目前, 服役寿命设计模型主要是Fick第二定律的改进模型, 其中较知名的是DuraCrete

* Corresponding authors.

E-mail addresses: yuhongfa@nuaa.edu.cn (H. Yu), ystan@nuaa.edu.cn (Y. Tan).

设计模型[7]和 Life-365 服役寿命预测模型[8]。DuraCrete 模型是一种基于概率的混凝土结构耐久性设计方法，模型公式表示如下：

$$C_x = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{K_e K_c K_M D_0 t_0^m t^{1-m}}} \right) \right] \quad (1)$$

式中， C_x （以胶凝材料的质量分数表示）是一定深度处[x （m）]的氯离子浓度； C_s 是表面氯离子浓度（以胶凝材料的质量分数表示）； K_M 是材料影响系数； K_e 是环境影响系数； K_c 是扩散系数的影响系数； t_0 为基准龄期（28 d）； D_0 （ $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ）指暴露时间为 t_0 时的氯离子扩散系数； m 是氯离子扩散系数的时间依赖指数； t 是结构的暴露时间； erf 是数学误差函数。

DuraCrete 设计模型已成功应用于海洋工程结构的耐久性分析，如丹麦-瑞典厄勒海峡大桥[9]、朝鲜半岛南部海岸至某岛屿之间的水下隧道[10]、港珠澳跨海工程[11]。DuraCrete 模型具有以下特点：①模型假设氯离子扩散系数（ D_f ）随时间而降低，实际上， D_f 在达到一定龄期后趋于稳定[8]；②模型假设边界条件保持不变，即 C_s 不随时间变化，而实际上 C_s 随时间逐渐增加，并在一定龄期后趋于稳定[12-16]；③模型不考虑氯离子结合能力；④影响氯离子扩散系数的环境影响系数（ K_e ）是从短期试验数据中获得的，因此可靠性相对较低。

Life-365 服役寿命预测模型[8]考虑了 D_f 和 C_s 的时变性，二者在一定龄期后趋于稳定。模型公式表示如下：

$$C_x = k' t \left[\left(1 + \frac{x^2}{2D_f t} \right) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_f t}} \right) - \frac{x}{\sqrt{\pi D_f t}} \exp \left(-\frac{x^2}{4D_f t} \right) \right] \quad (2)$$

式中， k' 为常数。

Life-365 服役寿命预测模型已应用于许多海洋混凝土结构的耐久性分析[17-18]。然而，该模型使用实验室数据来评估实际环境中混凝土结构的耐久性，未考虑室内外环境差异引起的混凝土劣化效应，也未考虑氯离子的结合行为。

Yu 等[19-20]提出了一种基于 Fick 第二定律的氯离子扩散理论模型，该模型综合考虑了氯离子结合能力（ R_b ）、氯离子扩散系数的时间依赖性指数（ m ）和环境影响（劣化系数 K ）等各种因素。该模型解决了长期存在的 Fick 扩散理论与混凝土结构实际服役寿命不一致的问题，该问题将在第 2.1 节中详细讨论。

如上所述，混凝土结构服役寿命分析与各耐久性参数直接相关。然而，迄今为止，对东北亚地区混凝土结

构耐久性参数的研究尚不系统，关于表面氯离子浓度和氯离子扩散系数不同时变关系对服役寿命的影响尚未探明。本文明确了中国北方海洋工程耐久性设计参数的取值、范围和分布类型；基于修正的氯离子扩散理论和可靠性理论，预测了大连海域不同服役环境下混凝土中钢筋在 5% 和 10% 失效概率下的腐蚀时间，确定了满足 100 年或 120 年服役寿命要求的混凝土配合比，并提出了保护层厚度要求；此外，对比了边界条件和扩散系数的不同时变关系对服役寿命的影响。本研究成果有望为中国北方海洋混凝土结构耐久性设计提供理论指导。

2. 理论模型与试验方法

2.1. 修正的氯离子扩散理论模型

混凝土结构服役寿命设计的理论基础为修正的氯离子扩散理论模型，推导过程如下：

混凝土的氯离子扩散方程的基本形式[21]为：

$$\frac{\partial C_{\text{total}}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} D_f \frac{\partial C_{\text{free}}}{\partial x} \quad (3)$$

式中， C_{free} 是深度 x 处的自由氯离子浓度（以混凝土的质量分数表示）； C_{total} 为总氯离子浓度（以混凝土的质量分数表示）； D_f （ $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ）是自由氯离子扩散系数。

混凝土中 C_{free} 、 C_{total} 与结合氯离子浓度（ C_b ）之间符合以下关系：

$$C_{\text{total}} = C_b + C_{\text{free}} \quad (4)$$

式中， C_b 是结合氯离子浓度（以混凝土的质量分数表示）。

对等式（4）求导，并带入等式（3）中整理可得：

$$\frac{\partial C_{\text{free}}}{\partial t} = \frac{D_f}{1 + \partial C_b / \partial C_{\text{free}}} \cdot \frac{\partial^2 C_{\text{free}}}{\partial x^2} \quad (5)$$

氯离子在传输过程中会与混凝土发生吸附和结合作用，Tuutti [22]、Arya 和 Newman [23]、Mohammed 和 Hamada [24]、Yu [19]等发现混凝土的氯离子吸附关系以线性吸附为主：

$$C_b = R_b C_{\text{free}} \quad (6)$$

因此，等式（5）可以写为：

$$\frac{\partial C_{\text{free}}}{\partial t} = \frac{D_f}{1 + R_b} \cdot \frac{\partial^2 C_{\text{free}}}{\partial x^2} \quad (7)$$

混凝土作为一种非均质材料，在外部因素（包括温度应力、化学腐蚀和冻融循环等）或内部因素（包括自收缩和碱集料反应等）作用下可能产生微裂纹等缺陷，从而加速混凝土中氯离子的扩散。因此，在理论建模过程中必须考虑混凝土的劣化效应。引入劣化系数 K 来描述这些因

素, K 是混凝土在实际环境中与实验室标准条件下的氯离子扩散系数之比, 反映了实际环境对氯离子扩散行为的影响。

$$K = \frac{D_f}{D_{flab}} \quad (8)$$

式中, D_{flab} ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) 是标准实验室条件下混凝土氯离子扩散系数。

Thomas 和 Bamforth [25]发现氯离子扩散系数随暴露时间呈幂指数衰减趋势, 其表示方式如下:

$$D_t = D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^m \quad (9)$$

当暴露条件为室内环境时, D_t 等于 D_{flab} 。将等式 (8)、等式 (9) 带入等式 (7), 得到修正的氯离子扩散理论模型[19–20]:

$$\frac{\partial C_{free}}{\partial t} = \frac{KD_0 t_0^m}{1 + R_b} \cdot t^{-m} \cdot \frac{\partial^2 C_{free}}{\partial x^2} \quad (10)$$

在实际氯盐暴露环境中, 混凝土结构的 C_s 并非保持不变或持续增加, 而是浓度由低到高并逐渐达到饱和[12–16]。Xu 等[26]对从中国、韩国、日本、英国、美国、加拿大和沙特阿拉伯众多实验室、现场暴露站和实际工程结构中获得的 144 组 C_s 数据进行了统计分析, 结果表明, C_s 和暴露时间遵循等式 (11):

$$C_s = kt^{\frac{1-m}{2}} + C_0 \quad (11)$$

式中, C_0 是混凝土的初始氯离子浓度 (以混凝土的质量分数表示); C_s 是表面氯离子浓度 (以混凝土的质量分数表示)。 k 是 C_s 的时间依赖性常数。

根据 Life-365 服役寿命预测模型[8], C_s 值在 7.5 年、15 年或 25 年 (由 t_1 表示) 后将不再增长, 而是保持稳定。此外, 在 Life-365 模型中, D_f 在服役期间不会持续下降, 而是在达到一定的暴露时间 (t_2) 后保持稳定, 通常, $t_2 = 25$ 年或 30 年。图 1 为 D_f 和 C_s 的时变规律。

基于 C_s 和 D_f 的时变关系, 初始和边界条件的变化规

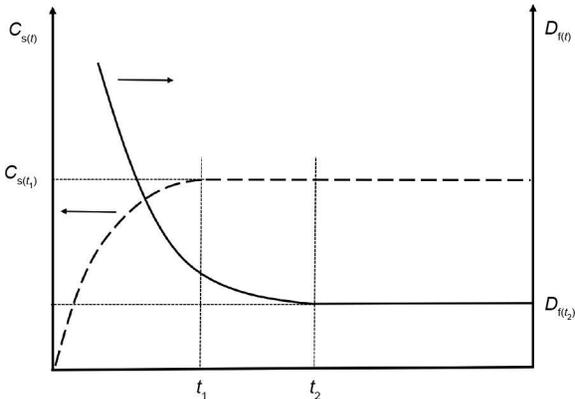


图 1. D_f 和 C_s 的时间变化。

律可分为三个阶段:

$$(1) 0 < t < t_1$$

$$\begin{cases} \text{Initial condition: } t=0, x>0; C_{free} = C_0; \\ \text{Boundary condition: } x=0, 0 < t < t_1; C_s = C_0 + kt^{\frac{1-m}{2}}, D_f = D_{f(t)} \end{cases}$$

$$(2) t_1 \leq t < t_2$$

$$\begin{cases} \text{Initial condition: } t=t_1, x>0; C_{free} = C_{free(t_1)}; \\ \text{Boundary condition: } x=0, t_1 \leq t < t_2; C_s = C_0 + kt_1^{\frac{1-m}{2}}, D_f = D_{f(t)} \end{cases}$$

$$(3) t \geq t_2$$

$$\begin{cases} \text{Initial condition: } t=t_2, x>0; C_{free} = C_{free(t_2)}; \\ \text{Boundary condition: } x=0, t \geq t_2; C_s = C_0 + kt_1^{\frac{1-m}{2}}, D_f = D_{f(t_2)} \end{cases} \quad (12)$$

在三个阶段条件下, 修正的氯离子扩散理论模型的计算方法详见《ChaDuraLife V1.0 氯盐环境下混凝土结构服役寿命预测模型及软件》(ChaDuraLife V1.0 life prediction model and software of concrete structures in chloride environment) [27]。耐久性设计采用工程分析中常用的可靠性理论。抗力因素为钢筋的临界氯离子浓度 (C_{cr}), 荷载效应是钢筋表面的 C_{free} , 则可以得到以下功能函数:

$$Z = C_{cr} - C_{free} \quad (13)$$

式中, Z 代表功能函数。

如果满足 $C_{cr} \leq C_{free}$, 即钢筋表面的自由氯离子浓度达到临界氯离子浓度, 则可以计算出混凝土结构的失效概率:

$$P_{failure} = \Phi(-\beta) \quad (14)$$

式中, Φ 是标准正态分布函数; $P_{failure}$ 是失效概率; β 为可靠度指标。

2.2. 原材料

水泥采用大连水泥厂的 P.O 42.5 普通硅酸盐水泥, 粉煤灰采用大连华能电厂 (Dalian Huaneng Power Plant) 生产的 I 级粉煤灰, 矿渣为大连金桥公司 (Dalian Jinqiao Company) 生产的 S95 级磨细矿渣。细骨料采用细度模数为 2.6 的河砂, 粗骨料采用大连本地碎石, 5~25 mm 连续级配。减水剂为大连申维建材制品有限公司 (Dalian Shenwei Building Materials Products Co., Ltd.) 生产的聚羧酸高性能减水剂, 减水率为 26.3%。引气剂采用青岛科力建材有限责任公司 (Qingdao Keli Building Materials Co., Ltd.) 生产的松香热聚物类引气剂。水为大连市自来水。混凝土配合比见表 1。

表1 混凝土配合比

Sample	W/B	Cement (kg·m ⁻³)	Fly ash		Slag		Sand (kg·m ⁻³)	Coarse aggregate (kg·m ⁻³)	Water (kg·m ⁻³)	Superplasticizer (kg·m ⁻³)	Air-entraining agent (kg·m ⁻³)
			Mass (kg·m ⁻³)	Dosage (%)	Mass (kg·m ⁻³)	Dosage (%)					
A-1	0.34	265	66	15	110	25	688	1106	150	3.97	0.022
A-2	0.34	243	66	15	132	30	688	1106	150	3.97	0.022
A-3	0.34	221	66	15	154	35	688	1106	150	3.97	0.0265
B-1	0.32	282	70	15	117	25	660	1110	150	4.22	0.075
B-2	0.32	258	70	15	141	30	660	1110	150	4.22	0.075
B-3	0.32	235	70	15	164	35	660	1110	150	4.22	0.075
C-1	0.30	300	75	15	125	25	630	1111	150	5.00	0.090
C-2	0.30	275	75	15	150	30	630	1111	150	5.00	0.090
C-3	0.30	250	75	15	175	35	630	1111	150	5.00	0.090

W/B: water-binder ratio in weight.

2.3. 试件制备

将水泥、骨料、矿物掺合料和外加剂在搅拌机中干拌1 min, 然后加水拌合3 min。将搅拌后的浆体置入模具中振动30 s, 最后成型混凝土试件, 模具的尺寸为100 mm × 100 mm × 100 mm。试件带模养护24 h, 然后拆模并进行标准养护, 养护温度为(21 ± 1) °C, 相对湿度超过95%。养护龄期为28 d, 随后进行力学性能和耐久性测试。

2.4. 暴露试验和分析方法

在标准养护完毕后, 即对混凝土试件进行暴露试验。海水组分复杂, 包含多种离子, 如表2所示。与单一离子传输相比, 多种离子间的电耦合效应对混凝土氯离子传输有一定影响[28–30]。因此, 暴露试验采用实际海洋环境, 暴露地点为毗邻大连湾海域的大连市甘井子区中交一航局工程有限公司预制厂。大连位于中国东北部, 平均气温为10.5 °C, 最高气温为37.8 °C, 最低气温为-19.13 °C, 暴露环境分为三个区域: 浪溅区、潮汐区和水下区。将各配合比试件放置在三个区域中进行暴露试验, 如图2所示。同时在实验室进行平行暴露试验, 浸泡溶液取自大连湾海水, 室内温度恒定为(21 ± 1) °C。

试件养护28 d后, 进行力学性能测试, 参照规范[31]执行。暴露至一定龄期后, 对试件进行钻孔取样: 采用直径为6 mm的合金钻头, 在立方体试件两个相对侧面的对角线的固定位置进行钻孔。每个试件的采样深度分别为

0~5 mm、5~10 mm、10~15 mm和15~20 mm, 并使用孔径为0.16 mm的筛子去除粗颗粒, 收集不同深度处混凝土的粉末样品。图3表示试件的采样位置, 编号1表示第一个暴露龄期的取样位置, 编号2表示第二个暴露龄期的取样位置。总氯离子浓度和自由氯离子浓度测试方法参照规范[32]。试件取样完毕后, 采用砂浆进行堵孔, 其配合比为原混凝土去除粗骨料后的配合比。养护14 d后, 将试件放置原位继续暴露试验。由于试件数量较多, 每个暴露龄期中不同试件的暴露时间有所差异。

3. 结果和讨论

3.1. 海洋混凝土耐久性参数

3.1.1. 氯离子扩散系数(D_0)和时间依赖性指数(m)

不同配合比混凝土的抗压强度见表3, 室内海水浸泡试件的氯离子浓度规律如图4所示。可以看出, C_{free} 随扩散深度呈二次抛物线降低趋势。 C_s 的计算方法如下: 对平均深度为2.5 mm、7.5 mm、12.5 mm和17.5 mm处的 C_{free} 值进行回归分析, 得到 C_{free} 和扩散深度之间的一元二次函数。令回归方程中扩散深度为0, 则可以计算得到 C_s 值。

Yu等[19, 33–34]建立了三维有限大体的氯离子扩散理论齐次模型, 如下所示:

表2 大连湾海水的化学成分

pH	Cl ⁻ (mg·L ⁻¹)	SO ₄ ²⁻ (mg·L ⁻¹)	Na ⁺ (mg·L ⁻¹)	K ⁺ (mg·L ⁻¹)	CO ₃ ²⁻ (mg·L ⁻¹)	HCO ₃ ⁻ (mg·L ⁻¹)	Ca ²⁺ (mg·L ⁻¹)	Mg ²⁺ (mg·L ⁻¹)
7.8	19 179.4	2 481.1	10 633.7	384.8	17.7	99.6	413	1 612

$$C_{\text{free}} = C_s + \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} \sum_{q=1,3,5}^{\infty} \frac{64}{ijq\pi^3} (C_0 - C_s) \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{L_1} x\right) \sin\left(\frac{j\pi}{L_2} y\right) \sin\left(\frac{q\pi}{L_3} z\right) \cdot \exp\left[-D_t \left(\frac{i^2\pi^2}{L_1^2} + \frac{j^2\pi^2}{L_2^2} + \frac{q^2\pi^2}{L_3^2}\right)t\right] \quad (15)$$

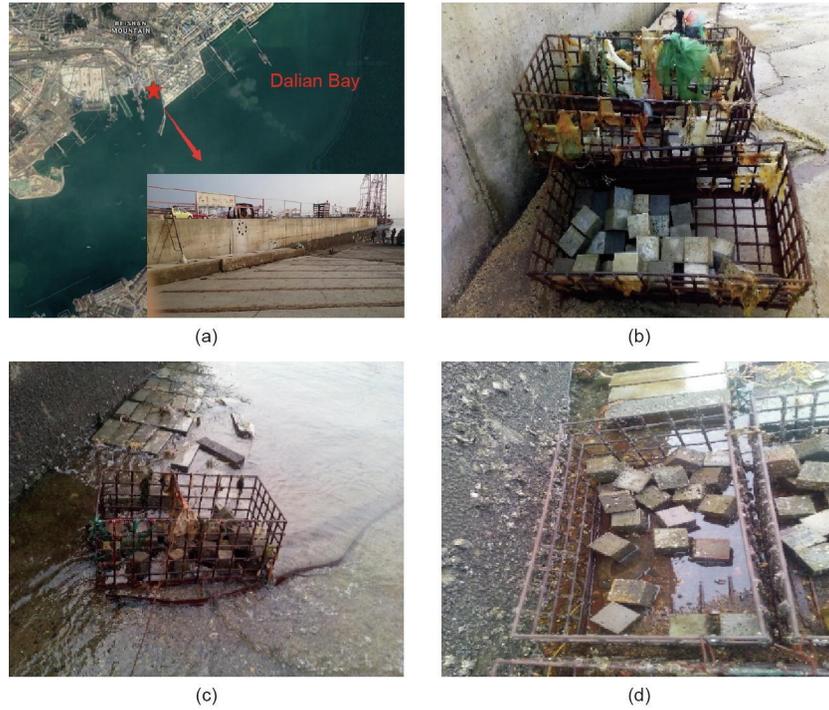


图2. 现场暴露试验。(a) 暴露站位置；(b) 浪溅区；(c) 潮汐区；(d) 水下区。

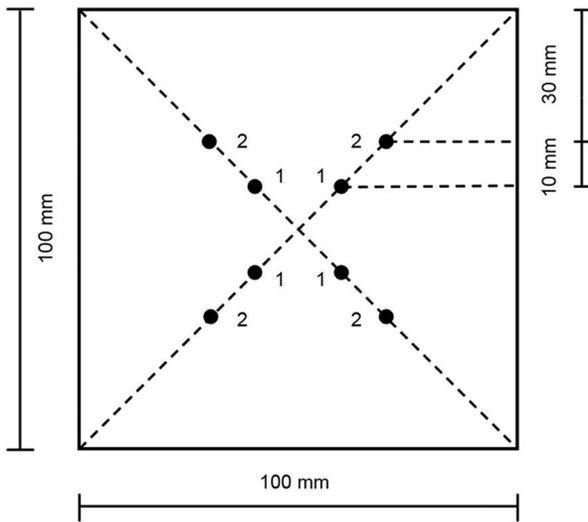


图3. 试件取样位置。

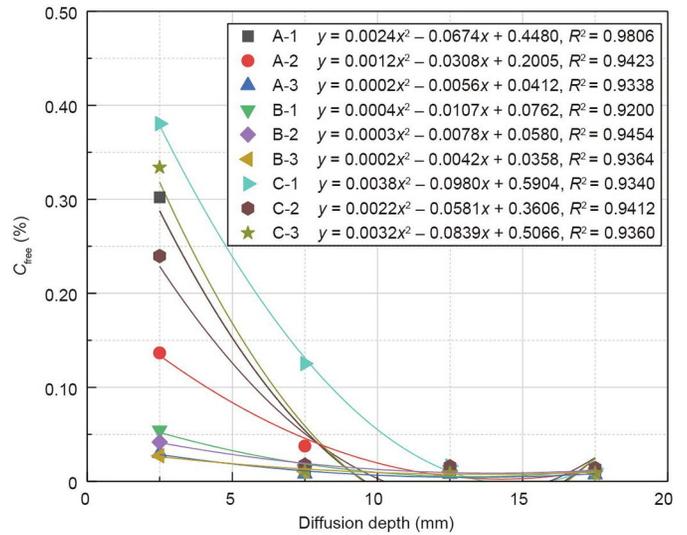


图4. 室内自然扩散条件下 C_{free} 变化规律。

表3 不同配合比的立方体抗压强度(MPa)

Sample	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
Compressive strength	55.2	56.6	55.6	58.2	55.0	63.6	57.4	67.4	58.2

式中， L_1 、 L_2 、 L_3 分别是 x 、 y 和 z 方向上混凝土试件的长度 (mm)。

表4 不同配合比混凝土的 D_{lab} 值

Sample	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
t (d)	220	200	188	200	200	185	218	218	220
D_{lab} ($\times 10^{-12} m^2 \cdot s^{-1}$)	0.657	0.669	0.660	0.633	0.630	0.655	0.586	0.549	0.519

根据等式 (15)，可以计算得到暴露时间为 t 时混凝土的氯离子扩散系数。表4列出了不同暴露时间下不同配合比混凝土的 D_{lab} 值。

在混凝土结构耐久性设计和服役寿命分析过程中，各参数取值的合理性决定了计算结果的可靠性。Yu等[34]调

研了来自20个国家的海洋暴露站和实际工程中收集的2207组氯离子浓度数据，并系统研究了 D_t 的时变规律，确定出氯离子扩散系数时间依赖性指数 m 的普适值为0.6304，如图5所示。混凝土样品数量足够大且暴露时间跨度广（7天~91年），因此，选择该 m 值用于服役寿命设计是合理的。结合表4所示的不同暴露时间下的 D_{flab} 值和时间依赖性指数 m （0.6304），根据氯离子扩散系数时变公式[等式（9）]，可以计算得到混凝土28d的氯离子扩散系数（ D_0 ），具体结果见表5。从结果可以看出，在相同水胶比条件下混凝土的氯离子扩散系数随矿渣含量的增加而减小，表明掺加矿渣可以减小混凝土的氯离子扩散系数，这与众多研究结论相一致[35–37]。

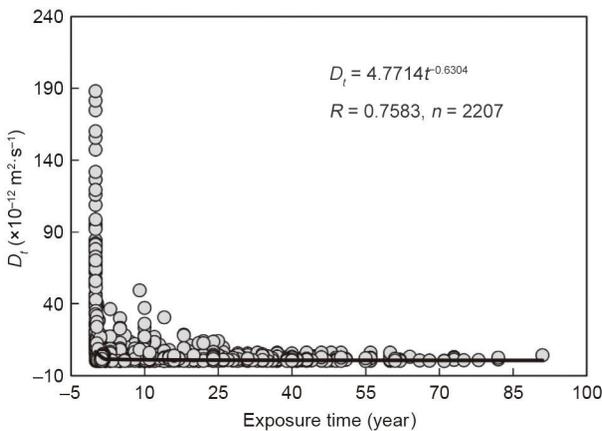


图5. D_t 时变规律[34]（ n 为样本数）。

表5 不同配合比下的 D_0 值

Sample	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
$D_0 (\times 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$	2.41	2.31	2.19	2.18	2.17	2.15	2.14	2.00	1.90

3.1.2. 氯离子结合能力(R_b)

通过化学分析，可以得到不同配合比混凝土的 C_{free} 值和 C_{total} 值，然后根据等式（4）和等式（6）计算得到 C_{free} 与 C_{total} 的关系，如等式（16）所示，进而可以获得 R_b 值。图6为各配合比混凝土 C_{free} 和 C_{total} 的化学分析结果，通过回归分析，计算得到 R_b 的值为0.36。

$$C_{total} = (1 + R_b) C_{free} \quad (16)$$

3.1.3. 临界氯离子浓度

C_{cr} 指能够破坏钢筋表面钝化膜的临界氯离子浓度，对海洋工程耐久性分析具有重要意义[38]。中国近些年所建造的几项大型海洋工程，在进行耐久性设计分析时对 C_{cr} 值进行了系统的讨论和分析。Jin等[39]在对胶州湾海底隧道进行服役寿命分析时， C_{cr} 取值为胶凝材料质量分数的0.85%。在港珠澳大桥设计过程中， C_{cr} 取值（占胶凝

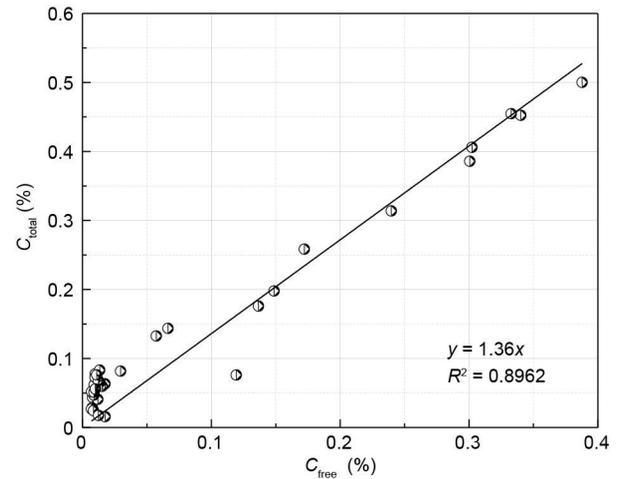


图6. 氯离子结合能力。

材料的质量分数)分别如下：大气区为0.85%、浪溅区和潮汐区为0.75%、水下区为2.00% [11,40]。

为研究大连海域混凝土结构的临界氯离子浓度 C_{cr} ，调研了大连松木岛附近某服役时间为40年的混凝土码头内部钢筋的锈蚀情况。码头位于潮汐区，混凝土保护层厚度为60 mm。钻取码头5个混凝土芯样，按照相关标准[32]进行化学分析，测得混凝土保护层处钢筋表面的 C_{free} 平均值为0.13%（占混凝土的质量分数）。将钢筋从芯样中取出，表面未出现锈蚀，如图7所示，表明 C_{cr} 值大于0.13%。结合上述文献调研结果，并基于安全考虑，浪溅区和潮汐区 C_{cr} 值采用相对保守的0.13%（占混凝土的质量分数）。由于饱水环境下氧气含量低，钢筋锈蚀时的阴极反应难以顺利进行，相比于浪溅区和潮汐区，水下区的钢筋更加难以被锈蚀[41–42]。因此水下区的 C_{cr} 值更大，为混凝土质量分数的0.15%。将A-3、B-3和C-3配合比混凝土的 C_{cr} 值转换为胶凝材料的质量分数，浪溅区（潮汐区）的 C_{cr} 值分别约为0.70%、0.66%和0.62%，而水下区的 C_{cr} 值分别约为0.81%、0.76%和0.72%，均低于上文文献统计值，对海洋混凝土结构服役寿命分析较保守。

3.1.4. 劣化系数(K)

劣化系数反映了外部环境影响下混凝土由于劣化而对氯离子扩散系数的影响。为分析混凝土结构的服役寿命，对比了室内外混凝土氯离子扩散系数的差异，并结合大连地区海洋混凝土结构的实际调研数据，确定 K 值。对于暴露试验，不同暴露环境下氯离子浓度测试分为两个龄期。由于试件数量较多，同一配合比、不同暴露环境下的具体暴露时间略有不同，如表6所示。

图8为室内和现场暴露环境下各配合比混凝土的氯离子扩散规律。根据氯离子扩散理论模型[等式（15）]，计

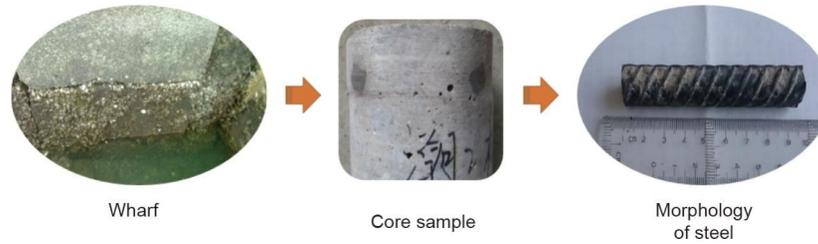


图7. 大连某服役40年混凝土码头钢筋的腐蚀状况。

表6 不同混凝土样品的具体暴露时间(单位:d)

Exposure age	Exposure environment	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
First age	Indoor	81	81	109	101	82	82	82	137	137
	Splash zone	81	—	103	117	—	81	132*	132	130
	Tidal zone	78	78	103	113	118*	78	131*	132	130
	Underwater zone	—	81	103	112	112*	81	130*	131	131
Second age	Indoor	220	200	188	200	200	188	218	218	220
	Splash zone	187*	187	—	—	—	181	211	—	—
	Tidal zone	186*	187	—	214	214	180	—	195*	195*
	Underwater zone	185*	187	195	207	210	182	208	207	204

“—” indicates that the case was untested. “*” indicates that the exposure times under the indoor and field exposure environments were significantly different.

算出实际使用环境中不同配合比混凝土的 D_f 值，通过与实验室标准条件下相应的 $D_{f,lab}$ 值进行比较，从而确定出大连海洋环境中氯离子扩散系数的劣化系数 K 。虽然混凝土的具体暴露时间存在差异，但考虑暴露时间接近时扩散系数的差异很小，因此忽略具体暴露时间的微小差异，并采用等式(8)计算不同暴露环境下混凝土的 K 值。对于少量的试件，室内和现场暴露环境下具体暴露时间差异较大(在表6中用*标记)，在计算 K 值时不予考虑，计算结果汇总于表7。通过数理统计，确定出大连海域混凝土的 K 值平均值为：浪溅区1.61、潮汐区1.58、水下区1.59，相应的标准差分别为0.85、0.94和0.87。Feng [43]统计了大连地区某服役11年高性能混凝土码头的劣化系数 K 值，并确定出浪溅区和潮汐区的值分别为1.52和1.32，变异系数不超过20%。所制备混凝土的 K 值与现场长期服役数据相当，因此，大连地区混凝土结构服役寿命设计 K 值取值如下：浪溅区1.61、潮汐区1.58、水下区1.59。

表7 大连海洋环境中混凝土的劣化系数(K)

Exposure age	Exposure environment	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3
First age	Splash zone	1.97	—	1.25	0.85	—	3.67	—	1.76	1.59
	Tidal zone	0.98	2.12	3.36	0.90	—	1.14	—	1.22	1.66
	Underwater zone	—	2.63	1.01	1.17	—	0.99	—	0.91	1.53
Second age	Splash zone	—	0.99	—	—	—	1.07	1.36	—	—
	Tidal zone	—	3.27	—	1.06	0.90	0.82	—	—	—
	Underwater zone	—	1.11	1.12	3.98	1.04	2.29	2.05	1.19	1.19

3.1.5. 表面自由氯离子浓度的时间依赖性参数(k)

为确定 k 值，统计了大连地区服役时间分别为11年、28年、40年、50年和82年的码头以及东北亚地区海洋工程、暴露站的混凝土表面氯离子浓度(C_s)的长期数据。由于部分文献原始数据为表面总氯离子浓度 $[C_{s(total)}]$ 而非表面自由氯离子浓度 $[C_{s(free)}]$ ，因此为将 $C_{s(total)}$ 值转换为 $C_{s(free)}$ ，采用由Xu等[26]提出的等式(17)进行转化：

$$C_{s(free)} = 0.9092C_{s(total)} (n = 471, R = 0.9586) \quad (17)$$

转换后，海洋混凝土 $C_{s(free)}$ 值的统计结果如表8 [44-53]所示，结合 C_s 的时变模型[等式(11)]以及氯离子扩散系数的时间依赖性指数普适值($m = 0.6304$) [34]，对不同暴露环境中混凝土 $C_{s(free)}$ 进行回归分析，其中混凝土初始氯离子浓度 C_0 通常为0.01% [54]，拟合关系如图9所示，拟合参数具体值列于表9中。结果表明， C_s 随暴露时间的增加而增加，进一步地，在采用 $(1-m)/2$ 幂函数边界条件进行拟合时，浪溅区 k 值为0.2567，潮汐区 k 值为0.2885。然而，对于水下区，由于表8中数据量相对较

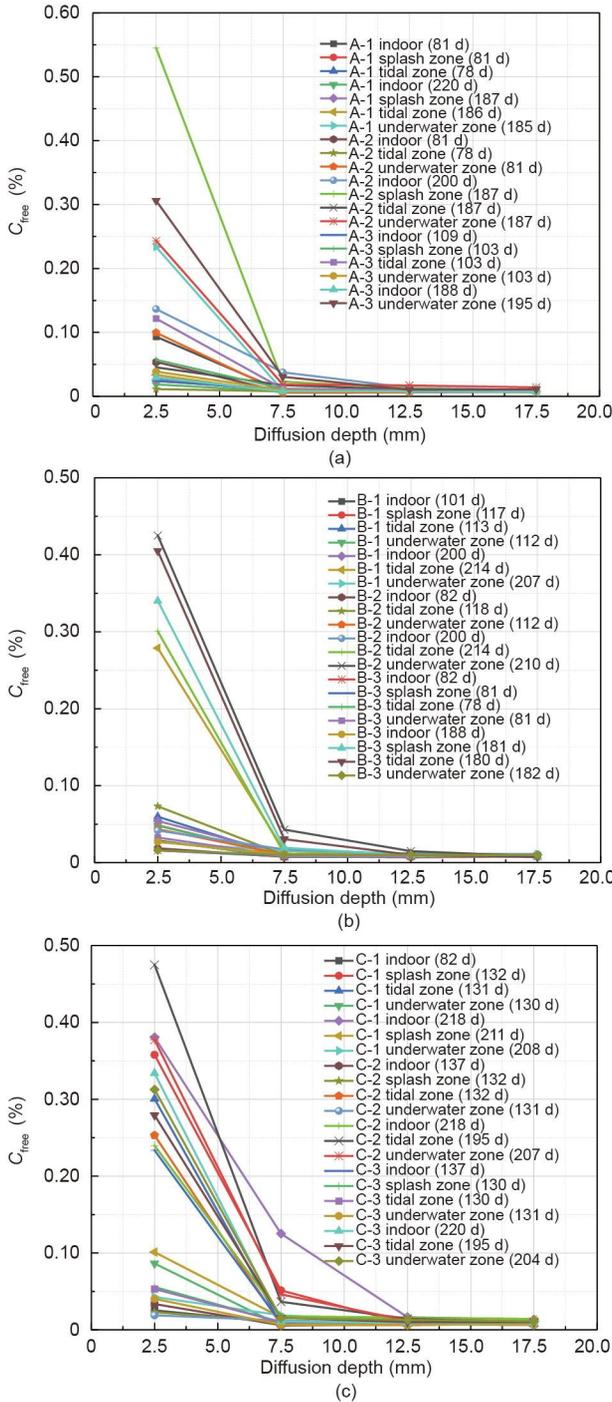


图8. 不同暴露环境下混凝土氯离子扩散规律。(a) A系列；(b) B系列；(c) C系列。

小，不具有代表性，因此不能直接用于耐久性分析。考虑潮汐区服役环境接近于水下区，将潮汐区的边界条件用于水下区海洋混凝土结构的服役寿命分析。

表8 海洋混凝土 $C_{s(free)}$ 文献统计值

Exposure zone	Service time (year)	$C_{s(free)}$ (%)	Data source
Splash zone	11	0.3937	[44]
	40	0.5552	-

Exposure zone	Service time (year)	$C_{s(free)}$ (%)	Data source
	50	0.6651	-
	82	0.6240	-
	30	0.6204	[45]
	2	0.2060	[46]
	2	0.2091	-
	4	0.2660	-
	4	0.2219	-
	4	0.3589	-
	73	0.3644	[47]
	11	0.3241	[48]
	27	0.3177	-
	22	0.3930	[49]
	39	0.6169	[50]
	39	0.6290	-
	39	0.3945	-
	39	0.4228	-
	35	0.4511	-
	40	0.6088	-
	40	0.5926	-
	19	0.3622	-
	19	0.5684	-
	19	0.5158	-
	19	0.4956	-
	21	0.5926	-
	21	0.4228	-
	29	0.6088	-
Tidal zone	11	0.5857	[44]
	28	0.6816	-
	40	0.8644	-
	82	0.4621	-
	0.65	0.2277	[51]
	0.65	0.2809	-
	0.65	0.2425	-
	0.65	0.2661	-
	0.65	0.2691	-
	2.22	0.2425	-
	2.22	0.2661	-
	2.22	0.2824	-
	8.99	0.3148	-
	8.99	0.2735	-
	22.54	0.3030	-
	44.36	0.4167	-
	48.65	0.4137	-
	16	0.4667	[52]
	16	0.6837	-
	16	0.5930	-
	40	0.6286	-

续表

Exposure zone	Service time (year)	$C_{s(\text{free})}$ (%)	Data source
	40	0.8381	—
	40	0.7107	—
	41	0.7323	—
	22	0.4262	[49]
Underwater zone	21	0.6516	—
	23	0.9199	[53]
	25	1.0559	—
	73	1.0073	[47]
	73	1.1492	—
	73	1.2244	—

3.2. 耐久性参数分布类型

3.2.1. 模型参数分布类型统计

海洋混凝土结构服役寿命可靠性分析结果的准确性与

设计模型各参数的分布类型相关，如覆盖层厚度 x_0 、 C_s 和 D_0 等。因此，有必要系统分析模型参数的统计分布类型。表10 [10,40,55–68]汇总了大量海洋混凝土结构相关模型参数的分布规律，大部分研究表明，混凝土耐久性参数主要遵循正态分布。

3.2.2. 施工单位质量控制水平

(1) 保护层厚度 (x_0)

混凝土保护层厚度和耐久性参数的控制主要与施工单位的管理水平有关。图10为中交一航局第三工程有限公司近年来建造的海洋混凝土结构保护层厚度的数理统计分布图，该公司在大连地区承接了多个海洋工程项目。图10 (a) 为丹东港317#泊位某保护层厚度设计值为80 mm的混凝土结构；图10 (b) 为大连中远海运川崎船舶工程有限公司 (Dalian Zhongyuan Kawasaki Shipping

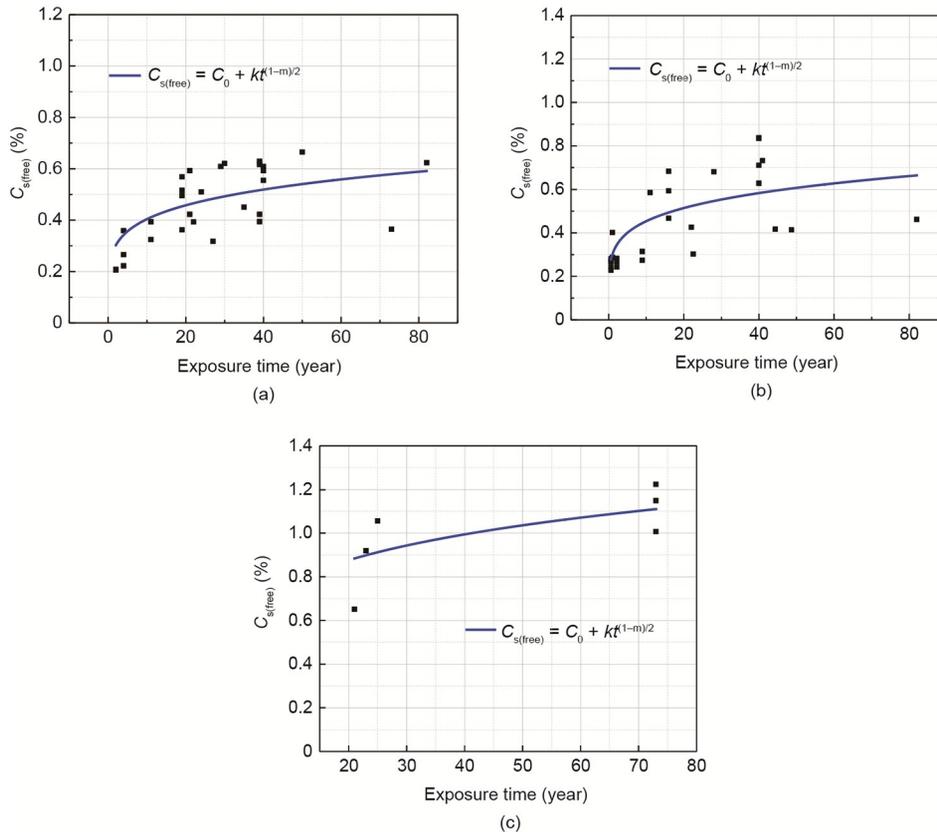


图9. 不同暴露区域混凝土 $C_{s(\text{free})}$ 的时变规律。(a) 浪溅区；(b) 潮汐区；(c) 水下区。

表9 不同暴露区域混凝土 $C_{s(\text{free})}$ 时变关系回归分析结果

Exposure zone	Parameter values	Correlation coefficient R	Sample number	Critical correlation coefficient R^*
Splash zone	$C_0 = 0.01\%, m = 0.6304, k = 0.2567$	0.7025	28	0.6618
Tidal zone	$C_0 = 0.01\%, m = 0.6304, k = 0.2885$	0.7129	24	0.6880
Underwater zone	$C_0 = 0.01\%, m = 0.6304, k = 0.4979$	0.7129	6	—

Significance level of critical correlation coefficient R^* with $\alpha = 0.02$.

Engineering Co., Ltd.) 舢装码头 CX7-2#沉箱和胸墙、大连港大姚湾北岸四期工程 22#泊位的沉箱、丹东港泊位胸墙以及营口港 72#泊位胸墙的保护层厚度统计结果,保护层厚度设计值为 50 mm。统计结果表明,当保护层厚度设计值为 80 mm 时,实际厚度的平均值为 80.8 mm,标准差为 2.0 mm,变异系数为 2.5%;当保护层厚度设计值为 50 mm 时,实际厚度的平均值为 54.1 mm,标准差为 3.8 mm,变异系数为 7.0%。无论设计值是多少,混凝土保护层厚度基本上遵循正态分布。

(2) 氯离子扩散系数 (D_t)

图 11 为中交一航局第三工程有限公司制备的一批混凝土试件 D_t 值的质量控制水平,采用正态分布与对数正态分布均能够较好地表述 D_t 的分布类型。为便于分析,本文采用正态分布分析混凝土结构服役寿命。

(3) 表面自由氯离子浓度 [$C_{s(\text{free})}$]

图 12 为中交一航局第三工程有限公司制备的一批混凝土试件 $C_{s(\text{free})}$ 值的质量控制水平。结果表明, $C_{s(\text{free})}$ 值同时遵循正态分布和对数正态分布。为了便于可靠度计算,

本文采用正态分布对服役寿命进行分析。

3.2.3. 模型参数分布类型的确定

结合文献统计结果(表 10)与施工单位质量控制水平,服役寿命设计模型中耐久性参数主要符合正态分布。关于初始氯离子浓度 C_0 的研究相对较少,本文假定 C_0 符合正态分布。因此,在服役寿命设计理论模型中,除暴露时间(常数)外,其余参数均为符合正态分布的随机变量。 k 、 C_0 、 C_{cr} 、 R_b 、 x_0 、 m 和 D_0 的变异系数为 20%。对于劣化系数 K ,根据海洋暴露环境采用实测值。保护层厚度 x_0 的设计值为 70 mm。耐久性参数取值以及分布类型见表 11。

《混凝土结构耐久性设计标准》(GB/T50476-2019) [2] 规定,与耐久性极限状态相对应的结构设计使用年限应具有规定的保证率,并满足正常使用极限状态的可靠度要求。根据标准,结构可靠度范围为 90%~95%,相应的失效概率为 5%~10%。因此,本文规定,当混凝土中钢筋发生锈蚀的概率(即失效概率)分别到达 5% 或 10% 时对应的服役时间为结构的服役寿命。

表 10 文献中模型参数的概率分布类型的统计

Model parameters	Distribution types								
	Normal distribution	Lognormal distribution	Uniform distribution	Beta distribution	Weibull distribution	Generalized extremum distribution	Gumbel distribution	Truncated distribution	Constant
x_0	[10,40,55-63]	[57,64-65]	-	[10,66-68]	-	-	-	-	-
C_s	[55-57,59,61-62,66-68]	[40,57,60,53-65]	-	-	-	[10]	-	-	-
C_0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C_{cr}	[55-57,59,61,66-68]	[57,65]	[64]	[40,57,60,62-63]	-	-	[10]	-	-
D_0	[40,55-58,60-61,63,66-68]	[57,59,64-65]	-	-	[10]	-	-	-	-
m	[10,40,55-57,59-60,66-68]	-	-	[62-63]	-	-	-	[61]	[57,65]
K	[10,66-68]	-	-	-	-	-	-	-	-

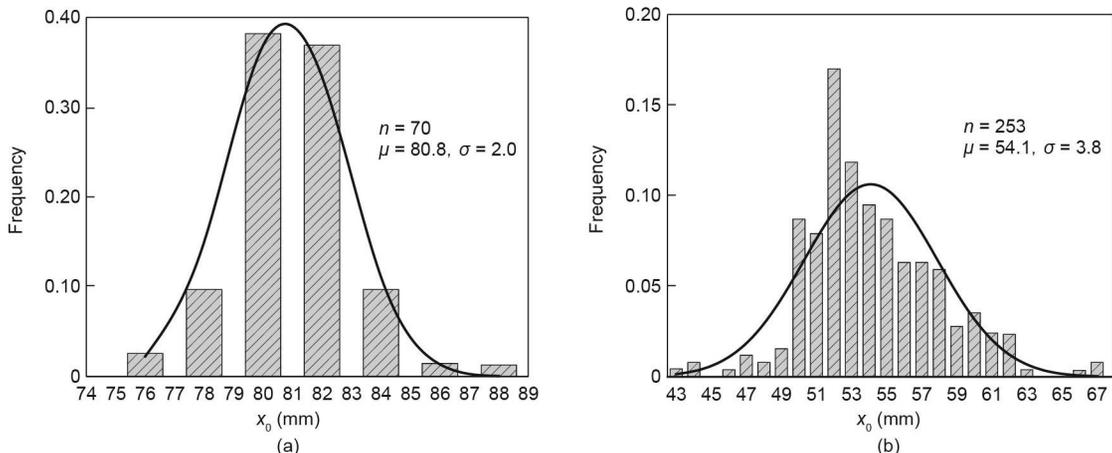
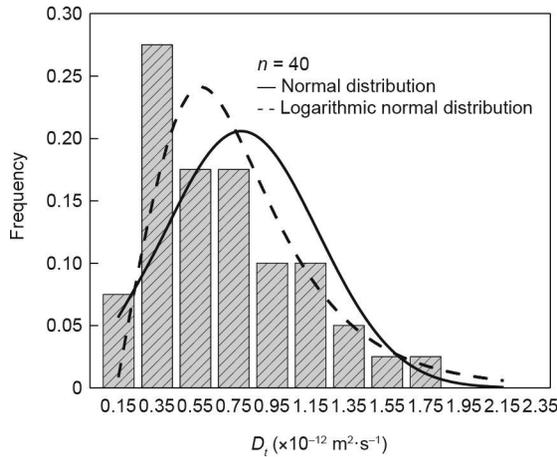
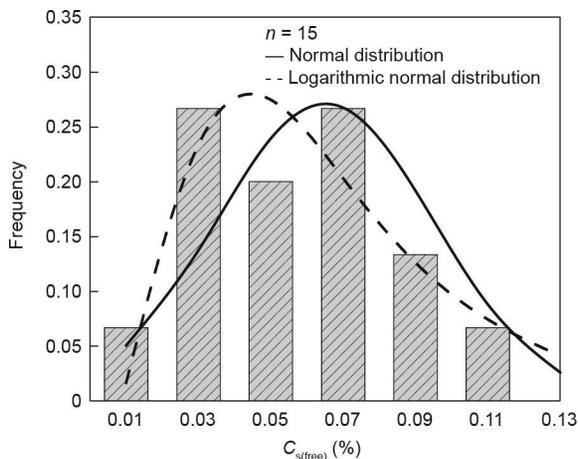


图 10. 不同设计厚度保护层的质量控制水平。(a) 80 mm; (b) 50 mm。 μ : 平均值; σ : 标准差。

图 11. D_f 的质量控制水平。图 12. $C_{st(\text{free})}$ 的质量控制水平。

3.3. 海洋混凝土结构服役寿命可靠度分析

3.3.1. 不同暴露环境下混凝土结构服役寿命分析

图 13 和表 12 为不同暴露环境下混凝土结构内部钢筋的锈蚀概率和相应的可靠度指标。随着服役时间的延长,失效概率逐渐增大,可靠度指标逐渐降低。对于浪溅区混凝土结构,当锈蚀概率为 5% 时, A-3、B-3 和 C-3 配合比混凝土结构的服役寿命分别为 102 年、105 年和 122 年;当锈蚀概率为 10% 时,服役寿命分别为 110 年、112 年和 130 年。所有配合比混凝土均符合 100 年的寿命设计要求,且 C-3 混凝土可以满足 120 年的寿命设计要求。对于潮汐区环境中的混凝土结构,当锈蚀概率为 5% 时, A-3、B-3 和 C-3 配合比混凝土结构的服役寿命分别为 101 年、102 年和 121 年;当锈蚀概率为 10% 时,服役寿命分别为 107 年、110 年和 127 年。虽然服役寿命低于浪溅区,但所有配合比仍满足 100 年的寿命设计要求,且 C-3 混凝土的服役寿命可以达到 120 年。对于水下区混凝土结构,当锈蚀概率为 5% 时, A-3、B-3 和 C-3 配合比混凝土的服役寿

表 11 服役寿命分析模型参数

Model parameters	Average values	Distribution types	Remark
C_0 (%)	0.01	N (0.01, 0.002)	Mass fraction of concrete
D_0 ($\times 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	2.19	N (2.19, 0.44)	A-3
	2.15	N (2.15, 0.43)	B-3
	1.90	N (1.90, 0.38)	C-3
t_0 (d)	28		
t_1 (year)	15		
t_2 (year)	30		
R_b	0.36	N (0.36, 0.07)	
k	0.2567	N (0.2567, 0.0513)	Splash zone
	0.2885	N (0.2885, 0.0577)	Tidal and underwater zone
m	0.6304	N (0.6304, 0.1261)	
K	1.61	N (1.61, 0.85)	Splash zone
	1.58	N (1.58, 0.94)	Tidal zone
	1.59	N (1.59, 0.87)	Underwater zone
C_{cr} (%)	0.13	N (0.13, 0.026)	Splash and tidal zone (mass fraction of concrete)
	0.15	N (0.15, 0.030)	Underwater zone (mass fraction of concrete)
x_0 (mm)	70	N (70, 14)	

N: normal distribution; the two data in the parentheses are the average value and standard deviation, respectively.

命分别为 105 年、106 年和 126 年;当锈蚀概率为 10% 时,服役寿命分别为 112 年、115 年和 132 年。由上述结果可知, A-3 配合比可用于设计寿命为 100 年的海洋混凝土结构,而 C-3 配合比可用于设计寿命为 120 年的混凝土结构。此外,潮汐区结构的服役寿命最短,水下区结构的服役寿命最长。因此,以潮汐区作为服役环境来分析海洋混凝土结构的耐久性是可的,且偏于保守。因此,为了便于混凝土结构制造与质量控制,选择潮汐区作为海洋混凝土结构寿命设计的环境作用依据。

3.3.2. 海洋混凝土结构服役寿命差异性分析—— C_s 持续增加, D_f 持续降低

在海洋混凝土结构服役寿命分析模型中,考虑了 D_f 和 C_s 的双重时变性。具体地说, C_s 持续增加并在 t_1 时间后保持稳定,而 D_f 持续下降并在 t_2 时间后保持稳定(该时变关系称为模型 1)。当考虑 C_s 持续增长且 D_f 持续下降的时变关系(模型 2)时,如图 14 所示,服役寿命计算结果可能会有一定程度的变化。为了阐明模型差异对服役寿命的影响,下面开展基于不同边界条件和氯离子扩散规律的服

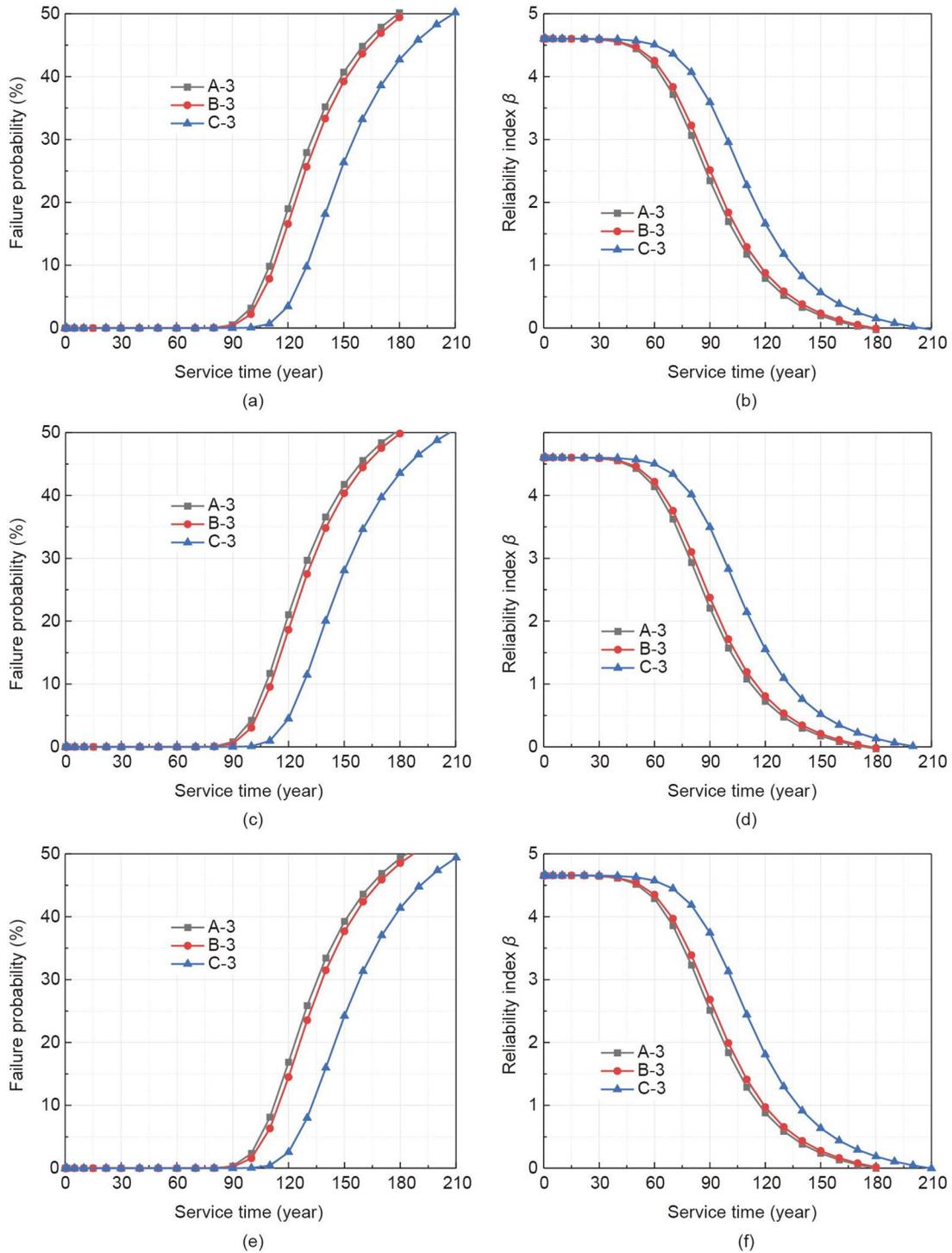


图13. 不同服役环境下钢筋的锈蚀概率和可靠度指标。(a)、(b) 浪溅区；(c)、(d) 潮汐区；(e)、(f) 水下区。

表12 不同服役环境下混凝土结构的钢筋锈蚀时间

Sample	Service time (year)					
	Corrosion probability of 5%			Corrosion probability of 10%		
	Splash zone	Tidal zone	Underwater zone	Splash zone	Tidal zone	Underwater zone
A-3	102	101	105	110	107	112
B-3	105	102	106	112	110	115
C-3	122	121	126	130	127	132

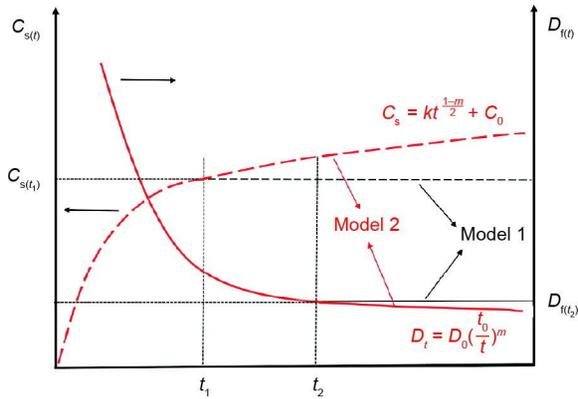


图 14. 边界条件与扩散系数的不同时空变关系。

役寿命计算与探讨。

以潮汐区为服役环境，计算不同配合比海洋混凝土结构的服役寿命，图 15 为钢筋锈蚀概率和相应的可靠度指标。当锈蚀概率为 5% 时，A-3、B-3 和 C-3 配合比混凝土结构的服役寿命分别为 185 年、195 年和 262 年；当锈蚀概率为 10% 时，服役寿命分别为 210 年、220 年和 295 年，具体数据见表 13。在结构服役过程中，即使 C_s 持续增加且 D_f 持续降低，在失效概率分别为 5% 和 10% 的情况下，服役寿命计算结果比模型 1 (C_s 持续增加然后保持稳定， D_f 持续下降然后保持稳定) 分别长 83.2%~116.5% (平均 97.0%) 和 96.0%~132.3% (平均 109.6%)。显然，这种影

响不会导致工程实际服役寿命低于预期。考虑 C_s 持续增加并在 t_1 时间后保持稳定且 D_f 持续下降并在 t_2 时间后保持稳定这一时空变关系，计算结果是保守可靠的，有利于海洋混凝土结构的耐久性设计。

3.3.3. 潮汐区混凝土结构保护层厚度计算

保护层厚度显著影响海洋混凝土结构的服役寿命。由上文计算结果可知，当混凝土保护层厚度为 70 mm 时，A-3、B-3 和 C-3 配合比可以保证钢筋在 100 年或 120 年以内不发生锈蚀，即使对于比较严酷的潮汐区也是如此。为了保证寿命设计要求，本文针对 A-3、B-3 以及 C-3 配合比，以潮汐区环境为例，分别研究保护层（厚度为 60~80 mm）厚度按 5 mm 递增时混凝土结构的服役寿命。

图 16 和表 14 为不同保护层厚度下钢筋的锈蚀概率和相应的可靠度指标。结果表明，锈蚀时间随混凝土保护层厚度的增加而增加。对于 5% 的锈蚀概率，当保护层厚度为 65 mm 时，A-3、B-3 和 C-3 混凝土结构的服役时间分别为 81 年、82 年和 91 年，不满足 100 年或 120 年的寿命设计要求。然而，当保护层厚度为 70 mm 或 75 mm 时，锈蚀时间分别为 101 年、102 年和 121 年，以及 120 年、121 年和 141 年。随着保护层厚度的增加，钢筋锈蚀时间

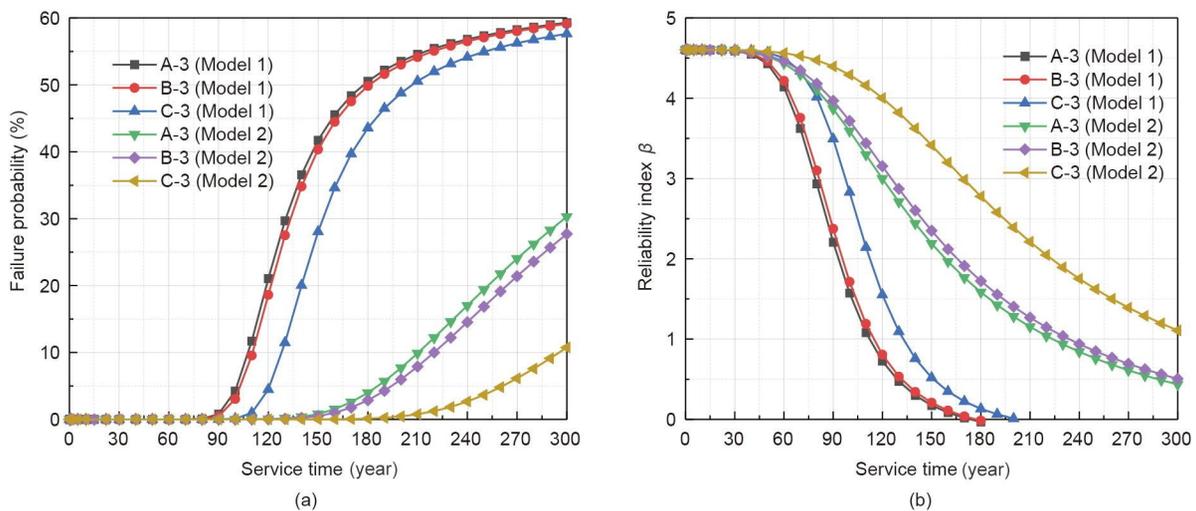


图 15. 两种计算条件下锈蚀概率 (a) 和可靠度指标 (b) 的比较。模型 1: D_f 先减小然后保持稳定、 C_s 先增大然后保持稳定；模型 2: C_s 不断增加、 D_f 不断减少。

表 13 两种计算条件下钢筋锈蚀时间(年)

Sample	Continuous change in C_s and D_f		C_s and D_f remain stable after reaching a certain age	
	Corrosion probability of 5%	Corrosion probability of 10%	Corrosion probability of 5%	Corrosion probability of 10%
A-3	185	210	101	107
B-3	195	220	102	110
C-3	262	295	121	127

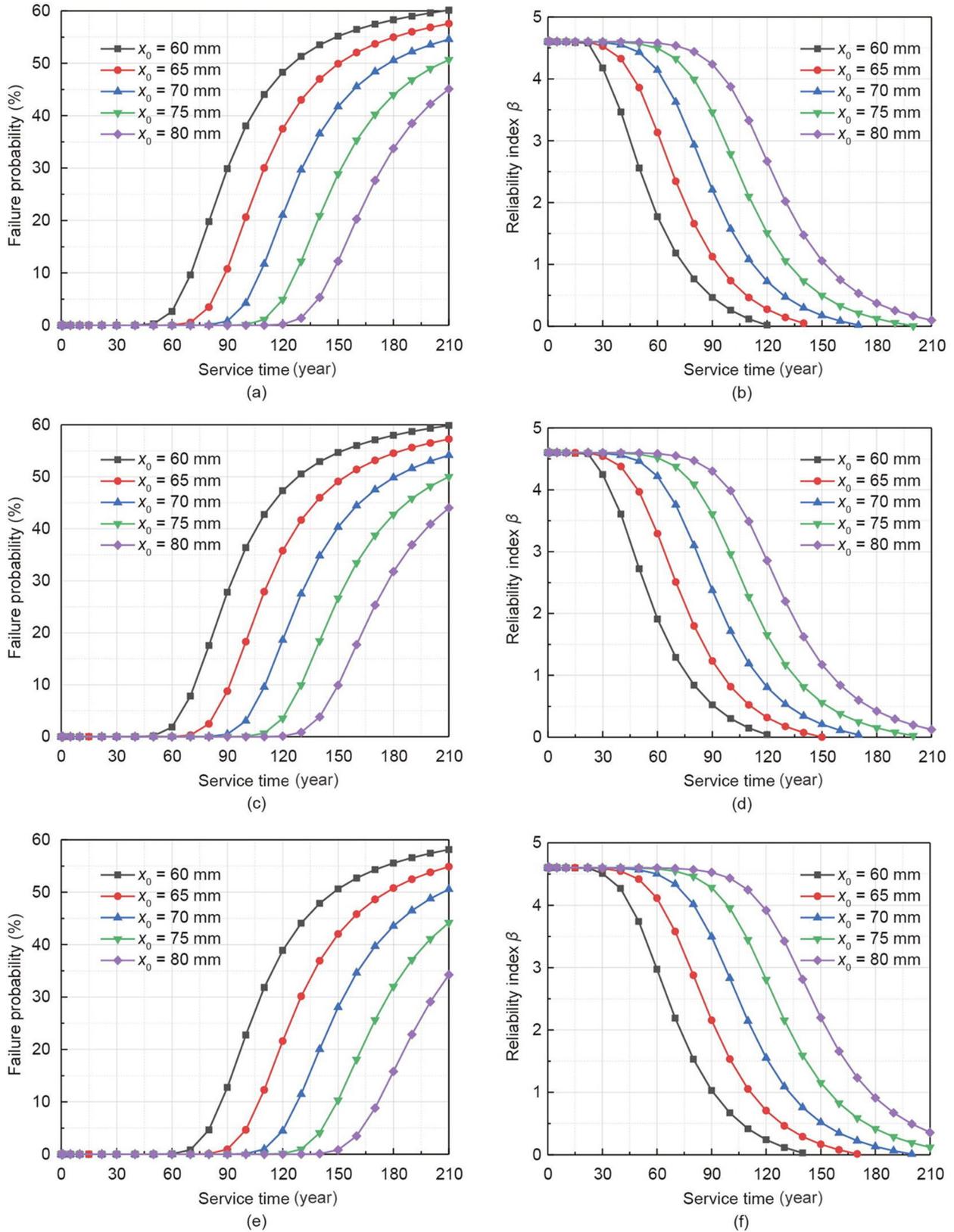


图16. 不同保护层厚度混凝土结构的锈蚀概率与可靠度指标比较。(a)、(b) A-3; (c)、(d) B-3; (e)、(f) C-3。

进一步增加。《公路工程混凝土结构防腐技术规范》(JTG/T B07-01-2006) [69]规定,保护层厚度的设计值不应小于

保护层最小厚度与施工允许误差 Δ 之和,其中 Δ 根据施工要求的严格程度而定,对于预制构件可取0~5 mm。假定

混凝土结构采用预制施工方法生产，则 Δ 值为5 mm，前文计算的最小厚度为70 mm，因此，建议保护层厚度为 $x_0 \geq 75$ mm，满足《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS151-2011) [70]中“钢筋混凝土结构受力钢筋的混凝土保护层最小厚度为60 mm”的规定。

表 14 不同保护层厚度(x_0)混凝土结构的钢筋锈蚀时间(年)

x_0 (mm)	Corrosion probability of 5%			Corrosion probability of 10%		
	A-3	B-3	C-3	A-3	B-3	C-3
60	62	62	80	70	72	84
65	81	82	91	85	91	107
70	101	102	121	107	110	127
75	120	121	141	126	130	147
80	136	141	161	146	150	171

3.3.4. 采用潮汐区 C_s 计算水下区混凝土结构服役寿命的敏感性分析

由于调研的大连和东北亚海域水下区 C_s 的相关数据较少，本文采用与水下区相近的潮汐区 C_s 数据来计算水下区混凝土结构的服役寿命。为了分析该取值方法对服役寿命的影响，采用全球范围混凝土结构水下区 C_s 的时变规律，研究潮汐区 C_s 对水下区混凝土结构服役寿命的敏感性。图 17 中数据点表示全球范围内海洋水下区混凝土 C_s 值的统计结果[25]，暴露龄期范围为 1~72 年。对 C_s 回归分析表明，水下区大部分 C_s 值位于图 17 中的上下边界之间。根据等式 (11)，通过数理统计分析分别得到上下边界及其中值线的边界函数，其 k 值分别为 0.6562、0.3076 和 0.4930。尽管拟合度不高，然而本节目的是分析暴露环境引起的 k 值差异对服役寿命的影响。当保护层厚度为 75 mm 时，不同边界条件下服役寿命的详细计算结果如图 18 和表 15 所示。

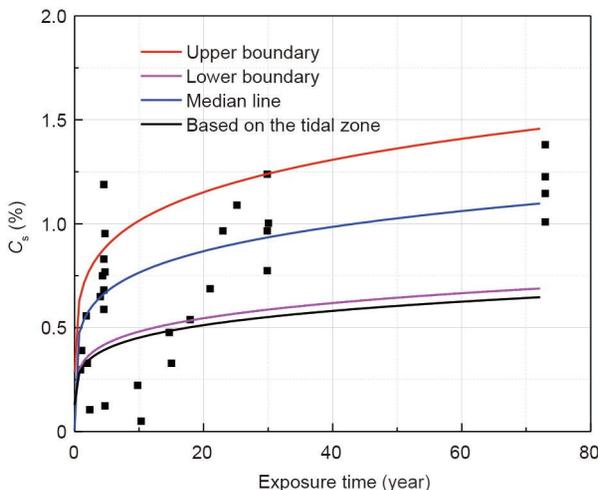


图 17. 全球范围内水下区 C_s 的时变规律。

计算结果表明，若海洋混凝土结构的 C_s 位于图 16 的中位值时，服役寿命为按照潮汐区计算所得寿命的 87.6%~89.7%；当 C_s 处于下边界时，服役寿命与潮汐区的计算结果非常接近；当实际工程结构的 C_s 处于最不利条件的上边界时，服役寿命为按照潮汐区计算所得寿命的 80.2%~84.1%。对于 A-3 和 C-3 混凝土，即使 C_s 位于上边界，在失效概率为 5%~10% 条件下，钢筋的锈蚀时间也分别达到 101~107 年和 121~127 年，满足 100 年和 120 年的服役寿命设计要求。因此，采用潮汐区 C_s 作为计算依据，位于水下区海洋混凝土结构可以满足服役寿命设计要求。

4. 结论

本文基于海洋参数数据集和可靠性理论，分析了中国北方海洋混凝土结构的服役寿命，提出了保证 100 年或 120 年的服役寿命的设计方法，主要结论如下：

(1) 通过试验研究以及调研海洋工程耐久性参数数据集，确定中国北方海洋混凝土结构耐久性设计参数的取值、范围和分布类型。

(2) 基于修正的混凝土氯离子扩散理论和可靠度理论，计算了浪溅区、潮汐区和水下区混凝土结构的服役寿命，并设计了满足 100 年或 120 年服役寿命的混凝土配合比。

(3) 分析了保护层厚度对服役寿命的影响，建议中国北方海洋混凝土结构的保护层厚度 $x_0 \geq 75$ mm。

(4) 对比了 D_f 和 C_s 两种时变关系 (D_f 持续降低、 C_s 持续增加； D_f 先降低然后保持稳定、 C_s 先增加然后保持稳定) 下海洋混凝土结构的服役寿命，当 C_s 先增加然后保持稳定且 D_f 先降低然后保持稳定时，结果偏于保守可靠，有利于混凝土结构的耐久性设计。

致谢

感谢国家自然科学基金 (51508272、11832013、51878350 和 51678304) 提供的资助。

Compliance with ethics guidelines

Taotao Feng, Hongfa Yu, Yongshan Tan, Haiyan Ma, Mei Xu, and Chengjun Yue declare that they have no conflict of interest or financial conflicts to disclose.

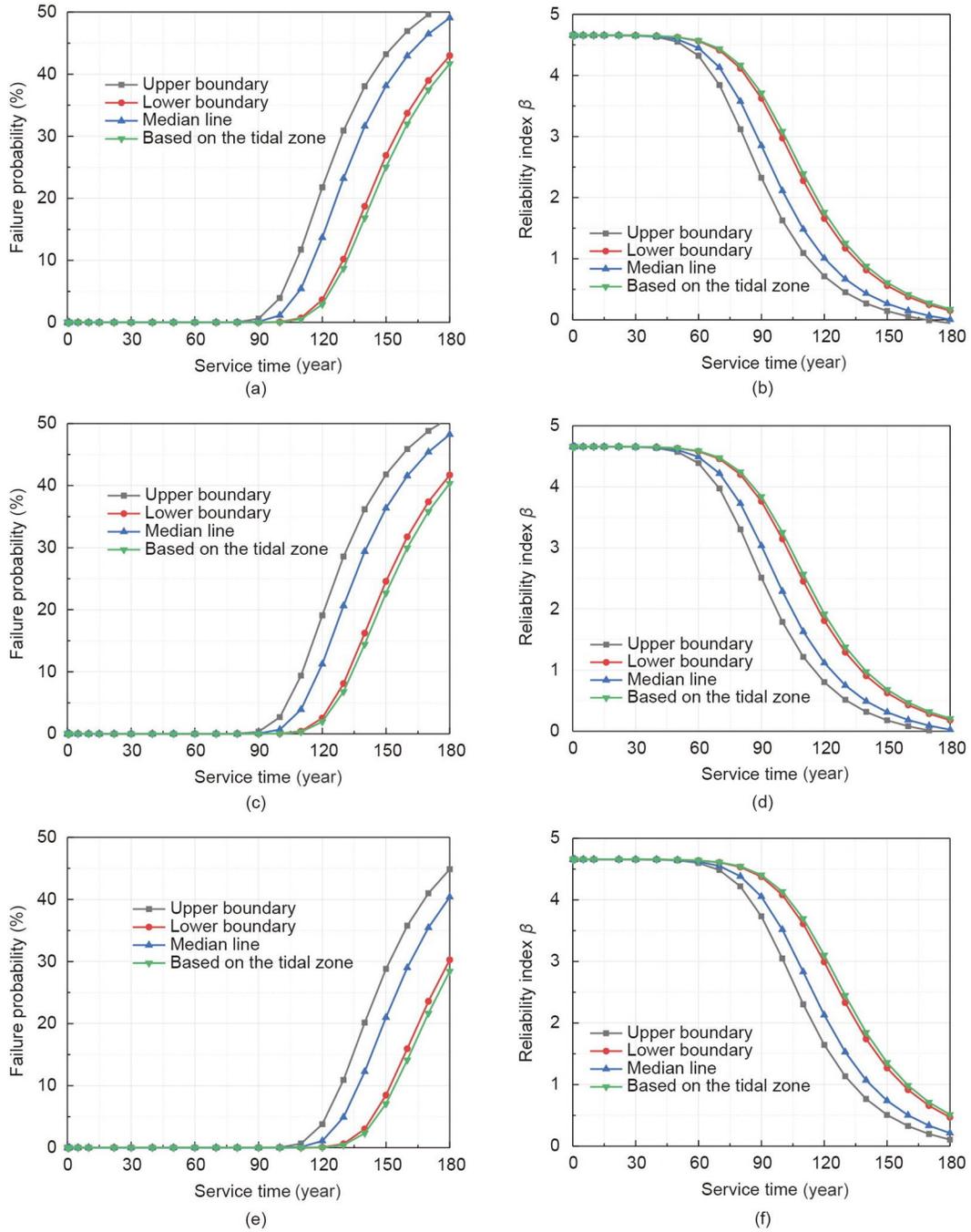


图 18. 不同边界条件下混凝土结构的锈蚀概率和可靠度指标。(a)、(b) A-3; (c)、(d) B-3; (e)、(f) C-3。

表 15 水下区混凝土结构计算寿命的可能偏差

Sample	Failure probability (%)	Underwater zone (year)			
		Upper boundary	Lower boundary	Median line	Based on tidal zone (year)
A-3	5	101	121	106	121
	10	107	128	116	131
B-3	5	101	125	111	126
	10	111	131	117	132
C-3	5	121	141	130	145
	10	127	151	136	155

References

- [1] Wang M, Song K. Urgency and current construction conditions and preliminary scheme of Bohai Strait cross-sea channel. J Beijing Jiaotong Univ 2013;37:1–10. Chinese.
- [2] Ministry of Housing and Urban–Rural Developments of the People’s Republic of China. GB/T 50476–2019: Standard for design of concrete structure durability. Chinese standard. Beijing: China National Standard; 2019. Chinese.
- [3] Shi X, Xie N, Fortune K, Gong J. Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: an overview. Constr Build Mater 2012;30:125–38.
- [4] Meira GR, Andrade C, Padaratz IJ, Alonso Jr C, Borba Jr JC. Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone-relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated

- into concrete. *Cement Concr Compos* 2007;29(9):667–76.
- [5] Oh BH, Jang SY. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. *Cement Concr Res* 2007; 37(1): 47–53.
 - [6] Li K, Zhang D, Li Q, Fan Z. Durability for concrete structures in marine environments of HZM project: design, assessment and beyond. *Cement Concr Res* 2019;115:545–58.
 - [7] Brite EuRam III. General guideline for durability design and redesign: DuraCrete—probabilistic performance based durability design of concrete structures. Report. Brussel: European Union; 2000 Feb. Report No. 32155789/ 87. Contract No. BRPR-CT95-0132.
 - [8] Thomas MDA, Bentz EC. Life-365, service life prediction model, computer program for predicting the service life and life-cycle cost of reinforced concrete exposed to chlorides. Toronto: University of Toronto; 2001.
 - [9] Janssen W, Lykke S. The fixed link across the Øresund: tunnel section under the Drogden. *Tunn Undergr Space Technol* 1997;12(1):5–14.
 - [10] Song HW, Pack SW, Ann KY. Probabilistic assessment to predict the time to corrosion of steel in reinforced concrete tunnel box exposed to sea water. *Constr Build Mater* 2009;23(10):3270–8.
 - [11] Wang S, Su Q, Fan Z, Li Q, Zhou X, Li K. Durability design principle and method for concrete structures in Hong Kong–Zhuhai–Macao sea link project. *Chin Civil Eng J* 2014;47:1–8. Chinese.
 - [12] Amey SL, Johnson DA, Miltenberger MA, Farzam H. Predicting the service life of concrete marine structures: an environmental methodology. *ACI Struct J* 1998;95:205–14.
 - [13] Costa A, Appleton J. Chloride penetration into concrete in marine environment—part II: prediction of long term chloride penetration. *Mater Struct* 1999; 32(5): 354–9.
 - [14] Song HW, Lee CH, Ann KY. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. *Cement Concr Compos* 2008;30(2): 113–21.
 - [15] Kassir MK, Ghosn M. Chloride-induced corrosion of reinforced concrete bridge decks. *Cement Concr Res* 2002;32(1):139–43.
 - [16] Yu H, Sun W, Ma H. Diffusion model of chloride in concrete I—homogeneous and inhomogeneous diffusion in infinite body. *J Nanjing Univ Aeronaut Astronaut* 2009;41:276–80. Chinese.
 - [17] Zhang WM, Liu YZ, Xu HZ, Ba HJ. Chloride diffusion coefficient and service life prediction of concrete subjected to repeated loadings. *Mag Concr Res* 2013; 65(3):185–92.
 - [18] Zhang WM, Ba HJ, Chen SJ. Effect of fly ash and repeated loading on diffusion coefficient in chloride migration test. *Constr Build Mater* 2011;25(5):2269–74.
 - [19] Yu H. Study on high performance concrete in salt lake: durability, mechanism and service life prediction [dissertation]. Nanjing: Southeast University; 2004. p. 147–98. Chinese.
 - [20] Yu H, Sun W, Yan L, Ma H. Study on prediction of concrete service life I— theoretical model. *J Chin Ceram Soc* 2002;30(6):686–90. Chinese.
 - [21] Martín-Pérez B, Zibara H, Hooton RD, Thomas M. A study of the effect of chloride binding on service life predictions. *Cement Concr Res* 2000; 30(8): 1215–23.
 - [22] Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Institute; 1982. p. 469–78.
 - [23] Arya C, Newman JB. An assessment of four methods of determining the free chloride content of concrete. *Mater Struct* 1990;5(5):319–30.
 - [24] Mohammed TU, Hamada H. Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete. *Cement Concr Res* 2003;33(9):1487–90.
 - [25] Thomas M, Bamforth PB. Modelling chloride diffusion in concrete—effect of fly ash and slag. *Cement Concr Res* 1999;29(4):487–95.
 - [26] Xu Z, Ma H, Yu H, Xu M, Xu Y, Feng T. Time variation law of free chlorine ion content in the surface of marine concrete structure and its influence on life. *Ocean Eng* 2017;35:126–34. Chinese.
 - [27] Yu H. ChaDuraLife V1.0. Nanjing, China: Nanjing University of Aeronautics and Astronautics; 2015.
 - [28] Jensen MM, De Weerd K, Johannesson B, Geiker MR. Use of a multi-species reactive transport model to simulate chloride ingress in mortar exposed to NaCl solution or sea-water. *Comput Mater Sci* 2015;105:75–82.
 - [29] Liu QF, Iqbal MF, Yang J, Lu X, Zhang P, Rauf M. Prediction of chloride diffusivity in concrete using artificial neural network: modelling and performance evaluation. *Constr Build Mater* 2021;268:121082.
 - [30] Liu QF, Easterbrook D, Yang J, Li L. A three-phase, multi-component ionic transport model for simulation of chloride penetration in concrete. *Eng Struct* 2015;86:122–33.
 - [31] Ministry of Housing and Urban–Rural Developments of the People’s Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People’s Republic of China. GB/T 50081–2002: Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete. Chinese standard. Beijing: China National Standard; 2003.
 - [32] Ministry of Transport of the People’s Republic of China. JTJ270–98: Testing code of concrete for port and waterway engineering. Chinese standard. Beijing: China National Standard; 1998.
 - [33] Yu H, Sun W, Ma H. Diffusion model of chloride in concrete II—homogeneous and inhomogeneous diffusion in finite body. *J Nanjing Univ Aeronaut Astronaut* 2009;41:408–13. Chinese.
 - [34] Yu H, Tan Y, Feng T. Study of temporal change in chloride diffusion coefficient of concrete. *ACI Mater J* 2019;116(1):103–12.
 - [35] Leng F, Feng N, Lu X. An experimental study on the properties of resistance to diffusion of chloride ions of fly ash and blast furnace slag concrete. *Cement Concr Res* 2000;30(6):989–92.
 - [36] Yu B, Ma Q, Huang HC, Chen Z. Probabilistic prediction model for chloride diffusion coefficient of concrete in terms of material parameters. *Constr Build Mater* 2019;215:941–57.
 - [37] Sotiriadis K, Rakanta E, Mitzithra ME, Batis G, Tsvivilis S. Chloride-related phenomena in limestone cement materials: effect of mineral admixtures and sulfates. *ACI Mater J* 2019;116(6):19–30.
 - [38] Angst U, Elsener B, Larsen CK, Vennesland O. Critical chloride content in reinforced concrete—a review. *Cement Concr Res* 2009;39(12):1122–38.
 - [39] Jin Z, Zhao T, Hou B, Li Q. Service life prediction of lining concrete for Jiaozhou bay subsea tunnel. *J Civil Arch Environ Eng* 2009;31:86–91. Chinese.
 - [40] Wang S, Li K, Fan Z, Su Q, Xiong J. Durability strategy for main concrete structure of Hong Kong–Zhuhai–Macao bridge with designed service life of 120 years. *Port Waterway Eng* 2015;3:78–84. Chinese.
 - [41] Raupach M. Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete—part 1. *Mater Struct* 1996;29(3):174–84.
 - [42] Raupach M. Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete—part 2. *Mater Struct* 1996;29(4):226–32.
 - [43] Feng T. Durability assessment and service life design of Dalian Bay immersed tunnel [dissertation]. Nanjing: Nanjing University of Aeronautics and Astronautics; 2017. p. 19–22. Chinese.
 - [44] Xu M. Study on durability of concrete in Dalian port and time-dependent law of chloride diffusion coefficient [dissertation]. Nanjing: Nanjing University of Aeronautics and Astronautics; 2017. p. 50–71. Chinese.
 - [45] Keiki M, Shigerou I, Run T, Hiroshi O. Investigation on the durability of concrete structures in Okinawa County. *Proc Concrete Eng* 2001;23:1177–82. Japanese.
 - [46] Yi AY, Chuki K, Saka S. The degradation process of RC structure in salt environment. *Annu Rep Concrete Eng* 1994;16:947–52. Japanese.
 - [47] Moribe A, Isaka K, Tsutomu F, Takashi B. Durability of reinforced concrete structures subjected to tidal zone and in the sea more than 70 years. *Summ Annu Paper Eng Res* 1997;19:829–34. Japanese.
 - [48] Liu W, Zhu C, Han Y. Study on steel bar rust caused by chloride diffusion in concrete. *J Waterway Harbor* 1992;2:30–8. Chinese.
 - [49] Lv JF, Tan ZJ, Ba HJ. Micro-structure and performance analysis of marine concrete after extended exposure to marine environment. *J China Univ Min Technol* 2010;39:528–33. Chinese.
 - [50] Toru Y, Matsuo N, Hamada H, Yifu Y. Investigation results on the performance of concrete under actual ocean environment exposed for long term. *J Acad Year* 2008;30:609–39. Japanese.
 - [51] Park DC, Ahn JC. The property evaluation of the marine concrete structure constructed in the period of Japanese occupancy (YoungDo Bridge). *J Korean Navigation Port Res* 2013;37(2):165–71. Korean.
 - [52] Endo H, Taguchi F, Shimada H, Hoshi T, Ota T, Sawa N. Evaluation of port concrete structures in Hokkaido from 10 years to 40 years. *J Japan Soc Civ Eng* 2008;64:484–99. Japanese.
 - [53] Kim HS, Kim CG, Na WB, Kim JK. Chemical degradation characteristics of reinforced concrete reefs in South Korea. *Ocean Eng* 2008;35(8–9):738–48.
 - [54] Gjorv OE. Durability design of concrete structures in the severe environments. New York: Taylor & Francis Group; 2009.
 - [55] Ferreira M, Jalali S. Software for probability-based durability analysis of concrete structures. In: Alexander MG, Beushausen HD, Dehn F, Moyo P, editors. *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*. London: Taylor & Francis Group; 2006.
 - [56] Ferreira RM. Optimization of RC structure performance in marine environment. *Eng Struct* 2010;32(5):1489–94.
 - [57] Ma YL, Zhang AL. Durability life prediction of concrete structure based on the regulated reliability index under chloride environment. *Chin Civil Eng J* 2006;

- 39:36–41. Chinese.
- [58] Trevor JK, Weyers RE, Sprinkel MM, Anderson-Cook CM. Impact of specification changes on chloride induced corrosion service life of Virginia bridge decks. *Cem Concr Res* 2002;32(8):1189–97.
- [59] Kwon SJ, Na UJ, Park SS, Jung SH. Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: probabilistic approach for chloride diffusion. *Struct Saf* 2009;31(1):75–83.
- [60] Li K, Li Q, Wang P, Fan Z. Durability assessment of concrete immersed tube tunnel in Hong Kong–Zhuhai–Macao sea link project. Proceedings of the 27th National Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia in conjunction with the 69th RILEM Week; 2015 Aug 30–Sep 2; Melbourne, Australia. Melbourne: Concrete Institute of Australia; 2015.
- [61] Ryan PC, O’Connor AJ. Probabilistic analysis of the time to chloride induced corrosion for different self-compacting concretes. *Constr Build Mater* 2013;47: 1106–16.
- [62] Lollini F, Carsana M, Gastaldi M, Redaelli E, Bertolini L. The challenge of the performance-based approach for the design of reinforced concrete structures in chloride bearing environment. *Constr Build Mater* 2015;79:245–54.
- [63] Rahimi A, Gehlen C, Reschke T, Westendarp A. Approaches for modelling the residual service life of marine concrete structures. *Int J Corros* 2014;2014:1–11.
- [64] Duprat F. Reliability of RC beams under chloride-ingress. *Constr Build Mater* 2007;21(8):1605–16.
- [65] Jin W, Yuan Y, Wei J, Wang H. Durability theory and design method of concrete structures in chloride environment. Beijing: Science Press; 2011. Chinese.
- [66] Gehlen C, Schiessl P. Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel. *Struct Concr* 1999;2:1–7.
- [67] Zheng SH. Study on service life prediction of Xiang’an tunnel. Proceedings of the first underwater tunnel construction and management technology exchange meeting. Nanjing, China. Beijing: China Highway and Transportation Society; 2013 Nov 28. Chinese.
- [68] Breitenbücher R, Gehlen C, Schiessl P, van den Hoonaard J, Siemes T. Service life design for the Western Scheldt Tunnel. In: Lacasse MA, Vanier DJ, editors. Proceedings of the 8th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Workshop on Information Technology in Construction; 1999 May 30–Jun 3; Vancouver, Canada. Ottawa: NRC Research Press; 1999. p. 3–15.
- [69] Ministry of Transport of the People’s Republic of China. JTG/T B07-01–2006: Specifications for deterioration prevention of highway concrete structures. Chinese standard. Beijing: China National Standard; 2006.
- [70] Ministry of Transport of the People’s Republic of China. JTS151–2011: Design code for concrete structures of port and waterway engineering. Chinese standard. Beijing: China National Standard; 2011.