

## 基于南海岛礁暴露试验的混凝土服役寿命

高宇宁<sup>1</sup>, 朱海威<sup>1</sup>, 余红发<sup>1</sup>, 麻海燕<sup>1</sup>, 达波<sup>2</sup>, 梅其泉<sup>3</sup>, 韩向辉<sup>1</sup>, 李增壮<sup>1</sup>

(1. 南京航空航天大学民航学院, 南京 211106; 2. 河海大学港口海岸与近海工程学院, 南京 210098;

3. 三江学院土木工程学院, 南京 210012)

**摘 要:**南海岛礁相比于普通沿海地区, 其环境更加恶劣。随着中国对南海岛礁的开发, 南海岛礁严酷环境下钢筋混凝土的耐久性研究至关重要。通过在南海岛礁地区建立长期暴露试验站, 结合实验室测试和现场暴露试验, 研究了不同钢筋阻锈剂和混凝土强度等级对钢筋锈蚀及钢筋混凝土结构力学性能的影响。通过长期暴露试验和实验室测试, 评估了混凝土的耐久性, 并运用寿命预测模型(ChaDuraLife Model)进行了结构寿命预测。结果表明: 内掺 SBT-KLJ(IV)疏水化合孔栓物(HPA)阻锈剂的混凝土试件在侵蚀 1227 d 后, 钢筋自然腐蚀电位( $E_{\text{corr}}$ )出现正移, 钢筋表面钝化膜稳定性增强。掺加 HPA 的混凝土试件在侵蚀 365 d 至 730 d 期间极化阻抗( $R_p$ )持续增大, 呈现较好的防腐效果。在岛礁氯离子侵蚀环境下, 通过添加 HPA, 混凝土表面的氯离子含量( $C_s$ )相比不掺阻锈剂的混凝土能够降低近 59.9%。基于实验室实验及暴露站现场测试条件, 使用 ChaDuraLife 寿命预测模型进行计算, 结果显示, 在南海岛礁极端环境下, 内掺阻锈剂或提高混凝土强度等级均能有效提高钢筋混凝土结构的服役寿命。其中, 内掺阻锈剂效果较为明显, 保护层厚度 50 mm, 混凝土强度等级为 C40 时, 计算结果显示, 失效概率为 5%时, 内掺阻锈剂可以使混凝土服役寿命提升至 20 a 以上, 其中 HPA 阻锈剂在南海岛礁恶劣环境下有效延长混凝土寿命达 50 a。为南海岛礁工程混凝土结构的设计和寿命预测提供了科学依据。

**关键词:**南海岛礁暴露站; 钢筋混凝土; 电化学; 阻锈剂; 寿命预测

中图分类号: TU528 文献标志码: A 文章编号: 0454-5648(2025)05-1177-16

网络出版时间: 2025-01-10



近年来中国持续在南海岛礁进行大规模的工程建设<sup>[1-2]</sup>, 而混凝土结构是工程建设中非常重要的部分。余红发等<sup>[3]</sup>、达波等<sup>[4-5]</sup>和黄云等<sup>[6]</sup>调查了南海岛礁工程并研究了混凝土结构中钢筋的腐蚀规律, 发现在高温、高湿、高盐且天气恶劣的南海岛礁海洋环境下, 混凝土结构中钢筋腐蚀速率远高于一般近海环境, 且钢筋在 25 a 内已发生腐蚀, 海水对混凝土结构的侵蚀现象尤为严重。南海岛礁区域的特殊海洋环境对混凝土结构的耐久性提出了严峻挑战。

朱安民<sup>[7]</sup>、杨静<sup>[8]</sup>和 Felix E 等<sup>[9]</sup>认为, 在海洋及岛礁等严酷环境中, 恶劣气候和荷载的耦合作用对混凝土结构耐久性的影响十分明显。Kumar V<sup>[10]</sup>, Moreno M 等<sup>[11]</sup>和 Zhou L 等<sup>[12]</sup>认为, 氯盐侵蚀是造成岛礁混凝土结构发生破坏的主要原因, 其中氯离

子( $\text{Cl}^-$ )是诱发钢筋腐蚀的最主要因素。岛礁严酷环境中, 大量  $\text{Cl}^-$  通过混凝土保护层向钢筋迁移, 导致钢筋表面钝化膜被击穿; 钢筋表面钝化膜一旦被击穿后, 腐蚀反应发展迅速, 腐蚀产物膨胀导致混凝土开裂; 失去保护后的钢筋截面积加速减小, 造成结构承载力显著下降, 最终导致钢筋混凝土结构完全失效。混凝土内掺钢筋阻锈剂能够有效缓解混凝土中钢筋锈蚀, 延长钢筋混凝土服役寿命。

近年来国内外诸多学者通过建立暴露站开展海洋混凝土结构耐久性研究。何晓宇等<sup>[13]</sup>通过现场长期暴露试验研究了海洋生物附着对混凝土结构耐久性能的影响, 得到了混凝土内部的氯离子浓度、混凝土电阻率及钢筋电位的分布规律。Chalee 等<sup>[14]</sup>通过在泰国海湾潮汐区设立暴露试验站, 对粉煤灰混凝土耐久性进行研究, 得到了混凝土表面氯离子

收稿日期: 2024-10-19。 修订日期: 2024-12-23。

基金项目: 国家自然科学基金(51878350, 51678304 和 11832013)。

第一作者: 高宇宁(1997—), 女, 博士研究生。

通信作者: 朱海威(1990—), 男, 博士, 工程师;

余红发(1964—), 男, 博士, 教授。

Received date: 2024-10-19. Revised date: 2024-12-23.

First author: GAO Yuning (1997—), female, Doctoral candidate.

E-mail: Gaoyuning@nuaa.edu.cn

Correspondent author: ZHU Haiwei (1990—), male, Ph.D., Engineer.

YU Hongfa (1964—), male, Ph.D., Professor.

E-mail: zhuhaiwei@nuaa.edu.cn; yuhongfa@nuaa.edu.cn

浓度随水胶比的时变模型。Sørensen 等<sup>[15]</sup>通过实验室加速试验,与 Roedbyhavn 港口海洋现场暴露站测试数据进行对比,分析了实验室测试与现场暴露试验中混凝土的劣化规律。相比实验室试验,混凝土暴露站能够提供更加真实、全面的耐久性测试条件,为工程设计和材料改进提供重要的实际参考。

针对海洋环境下混凝土结构所面临的严峻耐久性问题,如何提升混凝土结构耐久性以满足长寿命要求是国内外研究重点。混凝土结构全寿命分析方法,国外主要有 Life-365<sup>[16]</sup>、DuraCrete<sup>[17]</sup>与 LCC<sup>[18]</sup>,国内陆春华等<sup>[19]</sup>建立了相关分析方法,混凝土结构全寿命分析模型与理论被不断完善并趋于成熟。海洋环境中的混凝土结构寿命需要考虑氯离子的影响。1994 年 Nilsson 等<sup>[20]</sup>定义了混凝土的氯离子结合能力  $R$ 。混凝土的氯离子结合能力取决于结合氯离子含量与自由氯离子含量之间的关系。Tuutti<sup>[21]</sup>、Arya 等<sup>[22]</sup>、Mohammed 等<sup>[23]</sup>和余红发<sup>[24]</sup>研究表明,混凝土的氯离子吸附关系以线性吸附为主。在实际环境中的混凝土结构,混凝土的氯离子扩散系数与暴露时间有关<sup>[16, 25]</sup>,且混凝土表面氯离子含量随着暴露时间是变化的<sup>[26–27]</sup>,为了描述各种因素对混凝土氯离子扩散的影响,引进一个综合的劣化效应系数  $K$ <sup>[24]</sup>,用以描述非均匀性混凝土的等效氯离子扩散系数  $D_e$ 。余红发等<sup>[28]</sup>提出了综合考虑混凝土氯离子扩散系数时变性效应、混凝土氯离子结合能力和结构微缺陷影响的修正氯离子扩散理论新方程,即 ChaDuraLife 模型<sup>[28–29]</sup>,目前已成功应用于大连湾跨海隧道工程的钢筋混凝土结构寿命预测。

在海洋环境下,在对混凝土结构可靠度分析时,抗力为钢筋发生腐蚀的临界氯离子含量  $C_{cr}$ ,而效应为钢筋表面实际氯离子含量  $C$ ,由此建立关于钢筋腐蚀的功能函数,引入混凝土结构的可靠度指标  $\beta$  和失效概率  $P$ <sup>[29]</sup>。

本工作通过在南海岛礁建立长期暴露试验站,系统研究岛礁严酷海洋环境下混凝土结构的耐久性退化规律。该暴露站能够真实模拟南海岛礁的高温、高湿、高盐环境,为长期监测和评估混凝土耐久性能提供了宝贵数据。同时采用 ChaDuraLife 寿命预测模型,并根据现场暴露数据与实验室测试结果,计算并预测混凝土结构在极端环境下的服役寿命。通过结合实验室测试和现场测试方法,利用电化学测试、力学性能测试、氯离子含量测试和寿命预测分析等;分析了南海岛礁环境中,不同阻锈剂和混凝土强度等级对钢筋混凝土结构耐久性及其服役寿命

的影响。为南海岛礁工程中的钢筋混凝土结构的耐久性设计和寿命预测提供科学依据。

## 1 实验

### 1.1 南海岛礁海洋环境的混凝土暴露站建设

为研究南海岛礁海洋环境下混凝土结构的材料耐久性劣化与承载力劣化规律,以及结构劣化失效机理,以《中国国家重点基础研究发展规划(“973”计划)》为指导,研究团队在南海岛礁地区建立了混凝土结构海洋长期现场暴露试验站,分布于西沙某岛和南沙某岛礁。其中,试验地西沙某岛属热带海洋性季风气候,年平均风速 7.3 m/s,年平均表层水温 26.4 °C,表层海水平均溶解氧 4.5 mg/L,年平均海水盐度 33.5‰,年平均气温 25.9 °C,年平均空气相对湿度 80.2%。南沙岛礁属热带海洋性季风气候,年平均风速 6.2 m/s,年平均表层水温 28.6 °C,表层海水平均溶解氧 4.5 mg/L,年平均海水盐度 33.0‰,年平均气温 28.1 °C,年平均空气相对湿度 80.8%。

### 1.2 混凝土原材料

采用武汉华新水泥股份有限公司产 P-I 42.5 水泥。南京江南水泥粉磨有限公司产 S95 级粒化高炉矿渣(GGBS),比表面积为 461 m<sup>2</sup>/kg。贵州海天铁合金磨料有限公司产硅灰(Silica SF),其比表面积为 20 000 m<sup>2</sup>/kg, SiO<sub>2</sub> 含量为 94%。细骨料为南通产河沙,细度模数 2.54,属于中砂。粗骨料为南通产石灰岩碎石,5~20 mm 连续级配。江苏苏博特新材料股份有限公司产 PCA-I 聚羧酸高性能减水剂,含固量为 30%,减水率为 25%,自来水,南京钢铁集团冶金铸造有限公司产的 HRB335 钢筋。钢筋阻锈剂采用江苏苏博特新材料股份有限公司产的 SBT-KLJ(IV)疏水化合孔栓物(HPA)、SBT-RMA(III)超细矿物粉体(UMP)、SBT-ZX(V)复合氨基醇类阻锈剂(AACI1)、亚硝酸钙阻锈剂(CNCI)。另外采用了西卡(中国)有限公司产的 Sika FerroGard 901C 复合氨基醇类阻锈剂(AACI2,有效成分为含氮有机物和无机物,含量 19%)。原材料基本性能参考文献[30–31]。

通过南海岛礁实地海水取样,并进行分析后得到海水化学组成,见表 1。本试验根据南海岛礁实地海水的化学组成而配置了模拟海水,其化学成分见表 2。实验室所在地南京市与南海的气温记录如图 1 所示<sup>[32]</sup>,试验期间日均气温 16.9 °C。

### 1.3 混凝土试件与构件制备

以 C40、C50 与 C80 为混凝土基础设计强度,混凝土配合比与基础力学性能如表 3 所示。

表 1 南海岛礁实地海水化学组成

Table 1 Chemical composition of seawater in the south China sea reefs

|                |                 |                 |                  |                  |                  |                  |                  |                  |                  |                  |                               |                               | mg/L            |
|----------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------|
| K <sup>+</sup> | Na <sup>+</sup> | Li <sup>+</sup> | Ca <sup>2+</sup> | Mg <sup>2+</sup> | Ba <sup>2+</sup> | Cu <sup>2+</sup> | Mn <sup>2+</sup> | Fe <sup>3+</sup> | Al <sup>3+</sup> | Ni <sup>2+</sup> | B <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> | Cl <sup>-</sup> |
| 505            | 10448           | 0.182           | 400.2            | 1212.8           | 0.064            | 0.016            | 0.242            | 1.198            | 0.038            | 0.008            | 14.510                        | 3386                          | 19756           |

表 2 模拟海水化学成分

Table 2 Chemical composition of simulated seawater

|       |                                 |                                      |      |                   | kg/m <sup>3</sup> |
|-------|---------------------------------|--------------------------------------|------|-------------------|-------------------|
| NaCl  | Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> | MgCl <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O | KCl  | CaCl <sub>2</sub> |                   |
| 24.72 | 5.00                            | 4.80                                 | 0.96 | 1.11              |                   |

实验室电化学测试所用钢筋混凝土试件如图 2a 所示。考虑钢筋直径(钢筋腐蚀面积)以及混凝土保护层厚度(混凝土电阻)对钢筋极化阻力影响,混凝土试件中设置了 16 根钢筋,混凝土保护层厚度 15、

25 mm 与 35 mm, 钢筋直径 6、10 mm 与 18 mm。浇筑前, 钢筋截取长度 170 mm, 一端连接铜芯导线, 并采用环氧树脂对钢筋两端 10 mm 进行密封防水处理, 将钢筋两端套入绝缘 PVC 管于模具内固定, 钢筋实际侵蚀长度为 150 mm。混凝土试件完成养护及端面密封防水处理后, 于南京航空航天大学土木工程实验室进行室外模拟海水浸泡侵蚀试验。分别在侵蚀时长 30、90、180、365、730、1278、1460、1825、2190 d 与 2555 d 时, 于实验室内进行电化学测试。

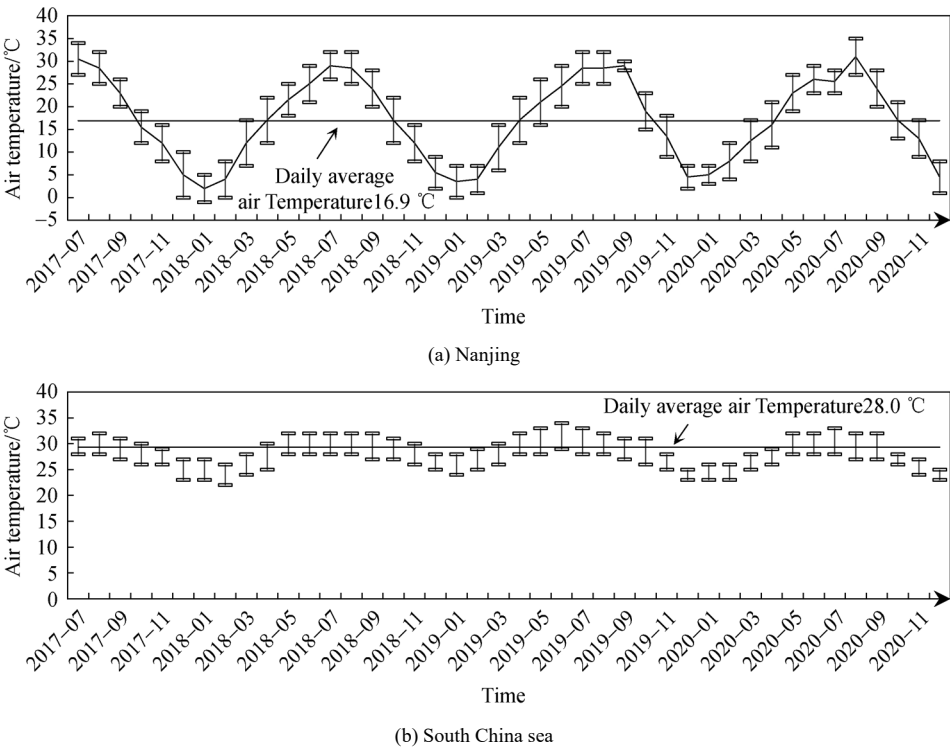


图 1 气温变化记录<sup>[32]</sup>

Fig. 1 Recorded air temperature variations<sup>[32]</sup>

表 3 混凝土配合比与基础力学性能

Table 3 Concrete mix proportions and basic mechanical properties

| Strength grade      | Rust inhibitor |                              | Raw materials/(kg·m <sup>-3</sup> ) |      |    |       |      |        |                  | B/W ratio | 28 d cube compressive strength/MPa | Slump/mm |
|---------------------|----------------|------------------------------|-------------------------------------|------|----|-------|------|--------|------------------|-----------|------------------------------------|----------|
|                     | Type           | Dosage/(kg·m <sup>-3</sup> ) | Cement                              | GGBS | SF | Water | Sand | Gravel | Superplasticizer |           |                                    |          |
| C40 <sup>[30]</sup> |                |                              | 226                                 | 226  |    | 157   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 42.7                               | 176      |
|                     | CNCI           | 12                           | 226                                 | 226  |    | 157   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 43.1                               | 171      |
|                     | AACI           | 12                           | 226                                 | 226  |    | 148   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 43.9                               | 184      |
|                     | UMP            | 46                           | 203                                 | 203  |    | 157   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 42.0                               | 175      |
|                     | HPA            | 32                           | 226                                 | 226  |    | 129   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 44.2                               | 189      |
| C50                 |                |                              | 226                                 | 226  |    | 157   | 679  | 1131   | 5                | 0.36      | 61.2                               | 66       |
| C80                 |                |                              | 261                                 | 261  | 58 | 141   | 686  | 1029   | 12               | 0.26      | 95.7                               | 191      |

GGBS is ground granulated blast-furnace slag. SF is silica fume. B/W ratio is water/binder ratio.

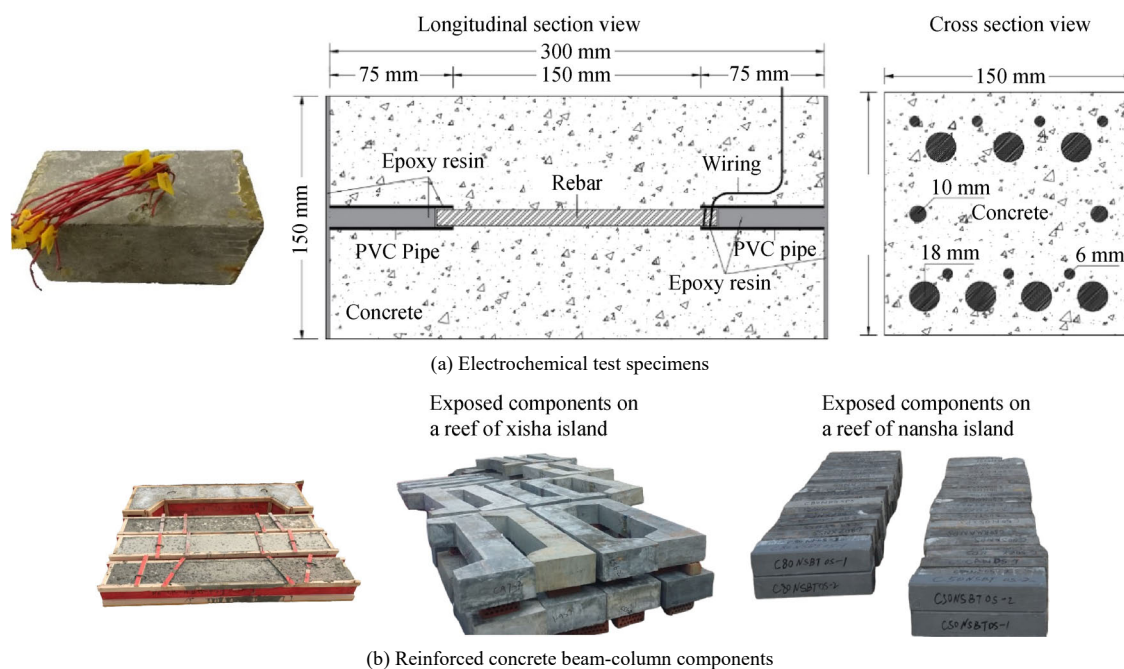


图 2 钢筋混凝土试件与构件(单位: mm)

Fig. 2 Reinforced concrete specimens and components (Unit: mm)

现场暴露实验所用混凝土梁横截面为矩形, 尺寸为  $1500\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ , 按不同配筋分为 I 型与 II 型。其中, I 型混凝土梁: 主筋为 2 根直径 16 mm 的 HRB400 螺纹钢筋(锚固长度 100 mm), 架立筋为 2 根中间截断的直径 10 mm 的 HPB300 光圆钢筋, 箍筋为直径 8 mm、间距 100 mm 的 HPB300 光圆钢筋。II 型混凝土梁: 主筋为 2 根直径 16 mm 的 HRB500 螺纹钢筋(锚固长度 100 mm), 架立筋为 2 根中间截断的直径 12 mm 的 HPB300 光圆钢筋, 箍筋为直径 10 mm、间距 100 mm 的 HPB300 光圆钢筋。混凝土柱横截面为矩形, 主体尺寸为  $1500\text{ mm} \times 200\text{ mm} \times 240\text{ mm}$ , 钢筋采用 4 根直径 20 mm 的 HRB400 螺纹钢筋对称配筋, 箍筋为直径 6 mm、间距 100 mm(加密区)与 200 mm(非加密区)的 HPB300 光圆钢筋, 浇筑及成型的钢筋混凝土构件如图 2b 所示。用于现场暴露试验的混凝土构件与试件详情见表 4。

经西沙某岛现场暴露 3.5 a 后, 将水下区的 C50、C80 强度等级 RC 梁 1 根、RC 柱 1 根, 试验组构件编号 BIC50N-2、BIC80-2、CC50N-2 与 CC80-2, 进行回收。RC 构件回收后, 于南京航空航天大学土木工程实验室进行各项材料耐久性参数测试, 包括钢筋腐蚀电位、混凝土回弹值、混凝土构件力学性能测试与混凝土氯离子含量, 以获取 RC 构件材料耐久性退化特征与规律。与试验组对应的基准组构件编号依次为 BIC50N-1、BIC80-1、CC50N-1 与

CC80-1。

#### 1.4 方法

1.4.1 电化学测试 根据《混凝土中钢筋检测技术标准》(JGJ/T 152—2019)<sup>[33]</sup>要求, 采用 KON-XSY 钢筋腐蚀仪对试块进行测试, 得到钢筋的自然腐蚀电位( $E_{\text{corr}}$ /mV)结果, 钢筋腐蚀性状评判依据如表 5 所示。

混凝土试件经模拟海水侵蚀后使用线性极化法(LPR)进行测试。将试件于饱和  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  溶液中浸泡 8 h, 使用 CHI660E 电化学工作站, 采用三电极测试体系, 饱和甘汞电极(SCE)为参比电极(RE), 奥氏体 316 不锈钢板为辅助电极(AE), 钢筋为工作电极(WE), 如图 3 所示。电位扫描区间  $E_{\text{corr}} \pm 10\text{ mV}$ , 扫描速度  $0.166\text{ mV/s}$ , 测得钢筋的线性极化曲线。

根据《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344—2019<sup>[34]</sup>中  $i_{\text{corr}}$  判断钢筋腐蚀速率, 如表 6 所示。

#### 1.4.2 力学性能测试

##### 1) 混凝土回弹值与声速测试

按《超声回弹法检测混凝土强度技术规程》(CECS 02:2005)<sup>[35]</sup>要求, 选取 RC 构件浇筑方向的 2 个侧面, 沿纵向设置等距 5 个对称测区, 测区尺寸  $150\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ 。单测区设置 8 个测点, 沿水平方向(测试角度  $0^\circ$ )对 RC 构件进行混凝土回弹值测试并进行计算<sup>[35]</sup>。

按《超声回弹法检测混凝土强度技术规程》(CECS 02:2005)<sup>[35]</sup>要求, 在 RC 构件进行混凝土回

弹值测试后，于混凝土回弹值测试相同测区，单测区设置 3 个测点，并通过涂抹凡士林实现平面换能器与混凝土测试面良好耦合，采用对测法进行混凝土声速测试。测试使用北京康科瑞公司产 NM-4B 非金属超声检测分析仪，平面换能器规格 50 kHz，

参数设置首波波幅 40 mm，采样周期 0.4 μs，RC 梁测距 200 mm，RC 柱测距 240 mm。根据超声波测试混凝土动弹性模量原理<sup>[36]</sup>和《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[37]</sup>，计算混凝土轴心抗压强度与轴心抗拉强度。

表 4 用于现场暴露试验的混凝土构件与试件  
Table 4 Concrete components and specimens for field exposure test

|                    | Types of components<br>and specimens | Size/mm      | Rust<br>inhibitor | Surface reinforcement<br>material | C50     |          | C80     |          |
|--------------------|--------------------------------------|--------------|-------------------|-----------------------------------|---------|----------|---------|----------|
|                    |                                      |              |                   |                                   | Code    | Quantity | Code    | Quantity |
| Xisha Island reef  | Beam: I                              | 1500×150×200 | CNCI              |                                   | BIC50   | 4        |         |          |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BIC50N  | 4        |         |          |
|                    | Beam: II                             | 1500×150×200 | CNCI              |                                   | BIIC50  | 4        | BIIC80  | 4        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BIIC50N | 4        | BIIC80N | 4        |
|                    | Column                               | 1500×200×240 | CNCI              |                                   | CC50    | 4        | CC80    | 4        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | CC50N   | 4        | CC80N   | 4        |
|                    | Cube                                 | 150×150×150  | CNCI              |                                   | CUC50   | 3        | CUC80   | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | CUC50N  | 3        | CUC80N  | 3        |
|                    | Prismoid                             | 400×100×100  | CNCI              |                                   | PRC50   | 12       | PRC80   | 12       |
|                    |                                      |              |                   |                                   | PRC50N  | 12       | PRC80N  | 12       |
| Nansha Island reef | Beam                                 | 500×85×100   | CNCI              | CCCW                              | BCC50   | 3        | BCC80   | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BEC50   | 3        | BEC80   | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BSC50   | 3        | BSC80   | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BDC50   | 3        | BDC80   | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCCC50  | 3        | BCCC80  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCSC50  | 3        | BCSC80  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCDC50  | 3        | BCDC80  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCUC50  | 3        | BCUC80  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCC50C  | 3        | BCC80C  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCC50A1 | 3        | BCC80A1 | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCC50A2 | 3        | BCC80A2 | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BCC50U  | 3        | BCC80U  | 3        |
|                    |                                      |              |                   | SI                                | BCC50H  | 3        | BCC80H  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BSC50C  | 3        | BSC80C  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BSC50A1 | 3        | BSC80A1 | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BSC50U  | 3        | BSC80U  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BSC50H  | 3        | BSC80H  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BEC50C  | 3        | BEC80C  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BEC50A1 | 3        | BEC80A1 | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BEC50U  | 3        | BEC80U  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BEC50H  | 3        | BEC80H  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BDC50C  | 3        | BDC80C  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BDC50A1 | 3        | BDC80A1 | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BDC50U  | 3        | BDC80U  | 3        |
|                    |                                      |              |                   |                                   | BDC50H  | 3        | BDC80H  | 3        |

2) RC 梁正截面受弯测试

RC 梁受弯加载过程按《混凝土结构试验方法标准》(GB/T 50152—2012)<sup>[38]</sup>要求执行。试验梁的计算跨度为 1200 mm，支座两端各留 150 mm，通过分配钢梁在计算跨度( $l_0$ /mm)1/3 处施加 2 个集中荷载。加载过程中，采用 30 t 荷载传感器控制与监

测试梁荷载变化；采用 DH3818 静态应变仪采集混凝土应变片和位移传感器的电信号值；采用 SW-B-201 裂缝观测仪观察裂缝的出现、发展，并测量垂直裂缝在试验梁侧面相应于受拉主筋处最大宽度( $w_{\max}$ /mm)。5 个 YWC-50 位移传感器分别安装在试验梁支座、加载点与跨中位置，测量左右支座、

左右加载点与跨中的挠度( $f/\text{mm}$ ),以得到荷载作用下试验梁受拉面整体受弯挠度曲线。在试验梁跨中沿截面高度方向布置了 5 个等距混凝土应变片,以验证截面应变在加载过程中是否满足平截面假定。正式加载前,先预压 10 kN,使加载系统的各个部分良好接触,检查测试仪器是否正常工作,并对应变片与位移计电信号值进行校正。正式加载时,试验梁开裂前,以每级 1 kN 加载,待出现可见裂缝时,测量其宽度并将前一级荷载作为开裂荷载;开裂后至裂缝全部出现,以每级 5 kN 加载;裂缝全部出现至试验梁破坏,以每级 2 kN 加载;每级荷载持荷 10 min,待荷载与裂缝稳定后进行应变片与位移计电信号采集,以得到混凝土应变值与试验梁挠度。

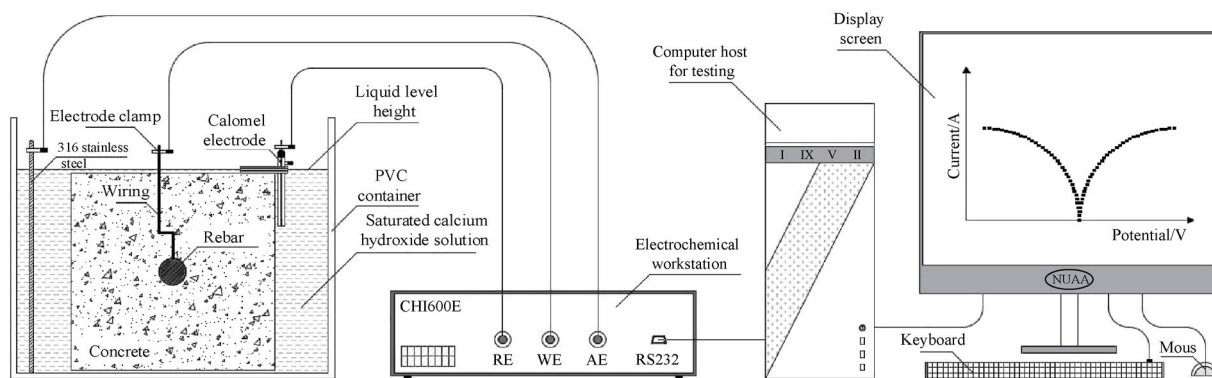


图 3 电化学测试示意图

Fig. 3 Schematic diagram of electrochemical testing

### 3) RC 柱大偏心正截面受压测试

RC 柱的大偏心受压加载过程按《混凝土结构试验方法标准》(GB/T 50152—2012)<sup>[38]</sup>要求执行。将试验柱置于测试台,上端为铰支座,下端为固定支座,偏心距( $e_0/\text{mm}$ )设置为 160 mm。加载过程中,采用 200 t 加载测试台,DH3818 静态应变仪(采集混凝土应变片和位移传感器电信号),SW-B-201 裂缝观测仪观察裂缝的出现、发展,并测量垂直裂缝在试验柱侧面相应于受拉主筋处最大宽度( $w_{\text{max}}/\text{mm}$ )。在试验柱受拉面设置 5 个 YWC-50 位移传感器,用于测量侧向弯曲挠度曲线。并在试验柱侧面中部沿截面高度方向布置了 5 个等距混凝土应变片,以验证截面应变在加载过程中是否满足平截面假定。正式加载前,预压 50 kN,使加载系统的各个部件良好接触,检查测试仪器是否正常工作,并对应变片与位移计电信号值进行校正。正式加载时,试验柱开裂前,以每级 10 kN 加载,待出现可见裂缝时,测量其宽度并将前一级荷载作为开裂荷载;开裂后至裂缝全部出现,以每级 20 kN 加载;裂缝全部出

表 5 钢筋腐蚀性状评判依据<sup>[33]</sup>Table 5 Criteria for rebar corrosion evaluation<sup>[33]</sup>

| $E_{\text{corr}}$ (vs. Cu/CuSO <sub>4</sub> )/mV | Rebar corrosion characteristics     |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------|
| > -200                                           | No corrosion probability > 90%      |
| -200 to -350                                     | Corrosion characteristics uncertain |
| < -350                                           | Corrosion probability > 90%         |

表 6 GB/T 50344—2019 中按  $i_{\text{corr}}$  判断钢筋腐蚀速率<sup>[34]</sup>Table 6 Rebar corrosion rate based on  $i_{\text{corr}}$  according to GB/T 50344—2019<sup>[34]</sup>

| $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$ | Rebar corrosion rate     |
|----------------------------------------------------|--------------------------|
| <0.2                                               | Passivated state         |
| 0.2–0.5                                            | Low corrosion rate       |
| 0.5–1.0                                            | Moderate corrosion rate  |
| 1.0–10.0                                           | High corrosion rate      |
| >10.0                                              | Very high corrosion rate |

现至试验柱破坏,以每级 10 kN 加载;每级荷载持荷 10 min,待荷载及裂缝稳定后进行应变片与位移计电信号采集,以得到混凝土应变值与试验柱挠度。

### 4) 混凝土强度计算

根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[37]</sup>,按下式计算混凝土轴心抗压强度与轴心抗拉强度<sup>[37]</sup>:

$$f_c = 0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu} \quad (1)$$

$$f_t = 0.88 \times 0.395 f_{cu}^{0.55} (1 - 1.645\delta_{fcu})^{0.45} \times \alpha_{c2} \quad (2)$$

式中:  $f_c$  表示混凝土轴心抗压强度(MPa);  $\alpha_{c1}$  表示棱柱强度与立方强度比值(C50 以下混凝土取 0.76, C80 混凝土取 0.82,中间按线性插值);  $\alpha_{c2}$  表示考虑高强混凝土脆性折减系数(C40 取 1.00, C80 取 0.87,中间按线性插值);  $f_t$  表示混凝土轴心抗拉强度(MPa);  $\delta_{fcu}$  表示混凝土立方体抗压强度变异系数。

1.4.3 氯离子浓度测试及寿命预测 对实验室测试试验和现场暴露试验的混凝土构件(混凝土强度等级为 C40、C50 和 C80)进行氯离子含量测试。使

用手持式钻机沿渗透面垂直方向钻取混凝土粉末样品, 钻孔直径 6 mm, 分层取样深度 5 mm, 取样总深度为 100 mm。根据《水运工程混凝土试验检测技术规范》(JTS/T 236—2019)<sup>[39]</sup>分别测得总氯离子含量( $C_t$ %) (混凝土质量占比)和自由氯离子含量( $C_f$ %) (混凝土质量占比)。根据氯离子含量测试结果, 使用 ChaDuraLife 模型对南海岛礁混凝土结构进行寿命预测。

## 2 结果与讨论

### 2.1 混凝土构件在南海模拟海水中的钢筋锈蚀行为

**2.1.1 钢筋自然腐蚀电位** 图 4 为实验室测得不同阻锈剂作用下, 混凝土试件(强度等级 C40, 钢筋直径  $d=10$  mm, 保护层厚度  $c=35$  mm, 测试对象包括内掺不同阻锈剂和未掺阻锈剂的对比试件。)中钢筋的自然腐蚀电位( $E_{\text{corr}}$ )时变曲线。依据《混凝土中钢筋检测技术标准》(JGJ/T 152—2019)<sup>[33]</sup>判断钢筋  $E_{\text{corr}}$  与腐蚀状态的关系。如图 4 所示, 侵蚀时间为 0~1227 d, 随着暴露时间的增加, 混凝土试件中钢筋的  $E_{\text{corr}}$  逐渐负移, 而掺入 HPA 的混凝土试件其  $E_{\text{corr}}$  在侵蚀初期下降, 随后逐渐正移。这可能是由于 HPA 的水化响应纳米材料的作用机理: 通过生成不溶性纳米颗粒, 堵塞混凝土内部孔隙, 细化孔径并减少水分传输, 从而提升了混凝土的抗介质渗透性能<sup>[40-43]</sup>。

在侵蚀时间 1227 d 后, 试件  $E_{\text{corr}}$  开始正移, 可能随着腐蚀产物增加, 钢筋表面形成保护层, 减少

了有害离子与钢筋的反应, 钢筋表面钝化膜稳定性增强。而 HPA 组试件  $E_{\text{corr}}$  发生负移, 腐蚀概率变大, 钢筋的钝化膜稳定性下降。可能是由于长时间暴露在高盐高湿的南海岛礁环境下, 氯离子的持续迁移逐渐穿透钝化膜, 导致钢筋的腐蚀反应加速。

**2.1.2 极化电阻测试结果** 图 5 所示为实验室测得混凝土试件(强度等级 C40,  $d=10$  mm,  $c=35$  mm)中钢筋的极化阻抗( $R_p$ , 测试对象包括内掺不同阻锈剂和未掺阻锈剂的对比试件)随时间变化的曲线。混凝土试件  $E_{\text{corr}}$  和  $R_p$  测试结果显示, 侵蚀时间为 0~30 d 时, 钢筋  $E_{\text{corr}}$  小于  $-0.2$  V,  $R_p$  增大, 此时钢筋处于钝化状态。30~365 d 时随着侵蚀时间增大, 钢筋  $E_{\text{corr}}$  减小( $0.2 \text{ V} < E_{\text{corr}} < 0.35 \text{ V}$ ),  $R_p$  增大, 此时钢筋表面逐渐发生锈蚀, 进入活化腐蚀状态。结果显示, 侵蚀时间 0~365 d 时, 混凝土试件  $R_p$  随着侵蚀时间的增加而增大, 365~730 d 混凝土试件的  $R_p$  有下降趋势, 此时混凝土内部钢筋表面钝化膜稳定性降低,  $R_p$  明显减小, 钢筋发生锈蚀; 随着侵蚀时间增长, 混凝土中的阻锈剂开始发挥作用, AACI 组和 UMP 组试件  $R_p$  均呈增大趋势。由于 CNCI 缓蚀剂会随着结构服役时间的增长而逐渐流失, 其阻锈作用有限; OPC 组虽然没有内掺阻锈剂, 但随着钢筋锈蚀程度的增加, 钢筋表面产生的腐蚀产物也随之增加, 在混凝土对钢筋表面的约束力下, 钢筋表面会形成一层较为致密的腐蚀产物层, 在一定程度上阻碍了有害离子与钢筋发生反应, 对钢筋锈蚀起到了抑制作用。由于 HPA 阻锈剂的作用机理, HPA 组混凝土试件  $R_p$  持续增大, 钢筋锈蚀概率较小。

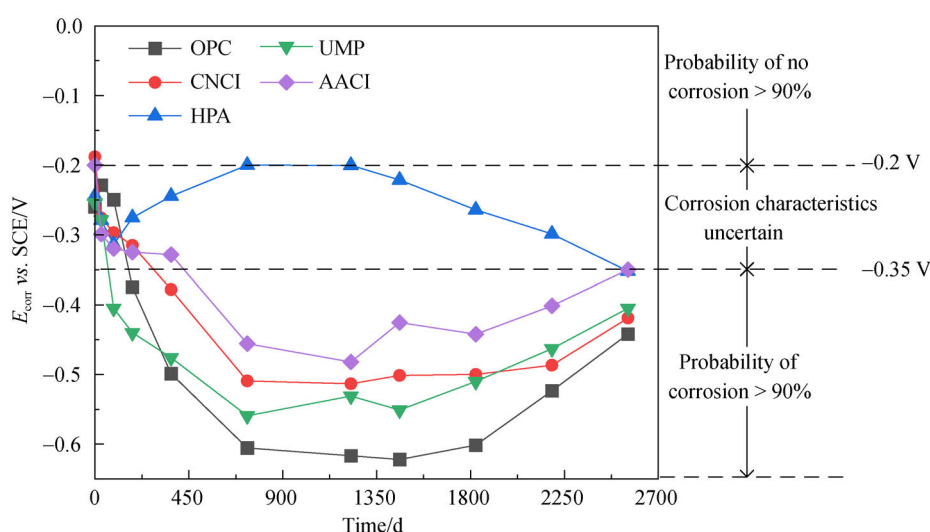


图 4 模拟海水室内浸泡条件下内掺不同阻锈剂的混凝土中钢筋  $E_{\text{corr}}$  时变曲线

Fig. 4 Time-varying  $E_{\text{corr}}$  (corrosion potential) curves of rebar in concrete with different rust inhibitors under simulated seawater immersion conditions

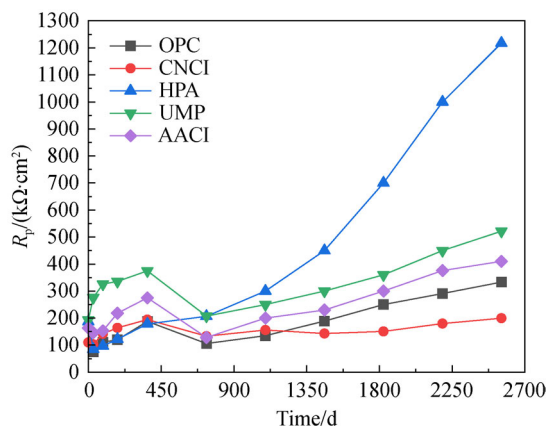


图5 模拟海水室内浸泡条件下内掺不同阻锈剂的混凝土中钢筋  $R_p$  时变曲线

Fig. 5 Time-varying  $R_p$  (polarization resistance) curves of rebar in concrete with different rust inhibitors under simulated seawater immersion conditions

2.1.3 钢筋表面腐蚀电流密度测试结果 图6为混凝土试件(强度等级 C40,  $d=10$  mm,  $c=35$  mm)中钢筋表面腐蚀电流密度( $i_{\text{corr}}$ , 测试对象包括内掺不同阻锈剂和未掺阻锈剂的对比试件)的时变曲线。

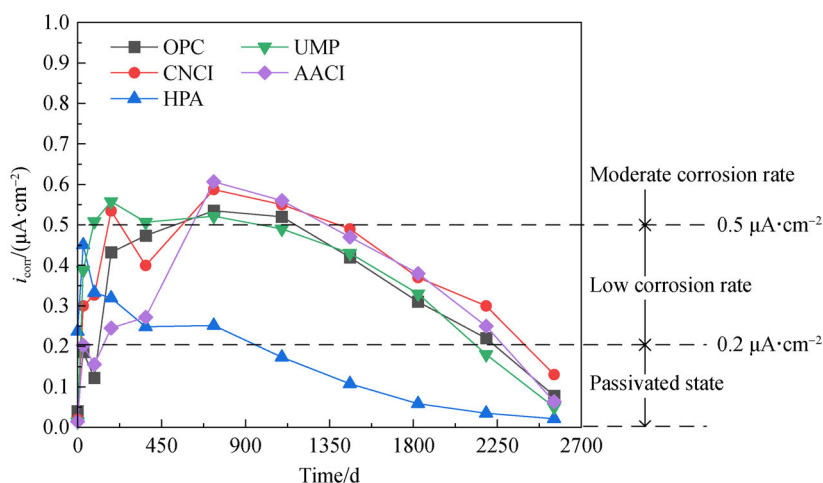


图6 模拟海水室内浸泡条件下内掺不同阻锈剂的混凝土中钢筋  $i_{\text{corr}}$  时变曲线

Fig. 6 Time-varying  $i_{\text{corr}}$  (corrosion current density) curves of rebar in concrete with different rust inhibitors under simulated seawater immersion conditions

实验室测试结果显示, 不同阻锈剂的作用效果及规律不同, 这可能是由于其阻锈机理不同。亚硝酸盐类阻锈剂(CNCI)主要通过减缓钢筋的失电子速度, 抑制混凝土结构中钢筋锈蚀; 同时腐蚀产物在钢筋表面沉淀重新形成稳定致密的钝化膜, 阻止或延缓混凝土结构中钢筋腐蚀的进一步发展。复合氨基醇类阻锈剂(AACI)能够通过物理或化学吸附方式在钢筋腐蚀阴极区与阳极区同时形成保护膜, 阻碍极性侵蚀介质( $\text{H}_2\text{O}$ 、 $\text{O}_2$  与  $\text{Cl}^-$

测试结果显示, 侵蚀时间为0~730 d时, 随着侵蚀时间的增长, 钢筋钝化膜逐渐发生破坏,  $i_{\text{corr}}$  缓慢增长; 730 d后,  $i_{\text{corr}}$  逐渐减小。侵蚀时间730~1277 d时, OPC、CNCI、AACI 和 UMP 组  $i_{\text{corr}}$  大于  $0.5 \mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$ 。HPA 组  $i_{\text{corr}}$  始终较小, 1277 d 后钢筋处于钝化状态。如图6所示, UMP 中的粉煤灰和矿渣成分与水泥在前期发生反应, 使得前期 UMP 组钢筋表面  $i_{\text{corr}}$  呈增大趋势, 后期由于 UMP 的二次水化反应生成了更多的 C-S-H 凝胶, 减少了混凝土内部的孔隙和水分迁移路径, 提高了抗渗性, 并有效延缓了混凝土在恶劣环境下的劣化速度。HPA 中的疏水材料通过堵塞孔隙、改变混凝土毛细孔表面张力来减少水的渗透路径。这个过程更多依赖于混凝土内部水泥浆体的固化和孔隙结构的形成, 因此它的影响通常在混凝土固化后逐步持续显现, 如图6所示, HPA 组腐蚀速率持续较低。对比图4和图5发现, 在 HPA 中的疏水材料的填充作用下, 电化学结果显示钢筋表面腐蚀概率较小, HPA 对混凝土中的钢筋有较好的保护作用。

等)与钢筋发生反应。但 CNCI 和 AACI 在作用过程中会逐渐消耗, 且在服役后期混凝土结构内部孔隙溶液 pH 值由于  $\text{Cl}^-$  与  $\text{CO}_2$  的持续侵入而逐渐降低。导致随着钢筋混凝土结构服役时间的延长, 其作用效果逐渐减小。超细矿物粉体(UMP)和疏水化合孔栓物(HPA)作为阻锈剂时, 主要通过改善混凝土内部水化产物分布均匀性, 并大幅度增强对混凝土结构内部孔隙填充效应, 使混凝土密实度明显提高, 有害离子通道被有效填堵, 进而阻

碍侵蚀介质在混凝土结构内部传输, 减缓钢筋腐蚀速率, 提高结构的耐久性, 其阻锈效果不会随着服役时间的增加而明显减小。

## 2.2 西沙现场暴露钢筋混凝土构件的力学性能

2.2.1 混凝土相对动弹性模量 表 7 为钢筋混凝土构件经暴露试验后, 混凝土相对动弹性模量( $E_r$ )变化。结果显示, 所有构件的  $E_r$  值均出现了不同程度下降, 说明构件在热带环境下受海水长期侵蚀过程中, 混凝土已出现损伤。同一混凝土强度等级, 梁构件与柱构件所表现出混凝土损伤程度并不一致, 但 C50 构件中混凝土  $E_r$  值均较 C80 构件小, 说明 C80 混凝土较 C50 混凝土能够更有效抵抗海水侵蚀, 减少混凝土损伤, 进而增强钢筋混凝土结构稳定性与耐久性。

表 7 南海岛礁现场暴露后混凝土构件的  $E_r$  值

Table 7  $E_r$  (relative dynamic elastic modulus) value of concrete components after field exposure on south China sea reefs

| Strength grade | Component type | $E_r/\%$                 |                |
|----------------|----------------|--------------------------|----------------|
|                |                | Post-field exposure test | Reduction rate |
| C50            | Beam           | 78.0                     | -22.0          |
|                | Column         | 94.5                     | -5.5           |
| C80            | Beam           | 80.5                     | -19.5          |
|                | Column         | 98.2                     | -1.8           |

2.2.2 混凝土力学性能 测得南海岛礁现场暴露 3.5 a 后钢筋混凝土构件的抗压强度( $f_{cu}$ ), 根据 1.4.3 节混凝土强度计算公式算得轴心抗压强度( $f_c$ )和轴心抗拉强度( $f_t$ ), 如图 7 所示。结果显示, 经现场暴露试验后, C50 构件中混凝土  $f_{cu}$  较基准降了 5.7%~8.2%, 年均降幅 2.0%; C80 构件中混凝土  $f_{cu}$  较基准降了 1.6%~3.0%, 年均降幅 0.5%; C50 构件中混凝土  $f_{cu}$  年均降幅为 C80 构件中混凝土 4 倍。C50 构件中混凝土  $f_c$  较基准平均下降了 7.0%, 年均降幅 2.0%; C80 构件中混凝土  $f_c$  较基准平均下降了 2.3%, 年均降幅 0.7%; C50 构件中混凝土  $f_c$  年均降幅为 C80 构件中混凝土 10 倍。C50 构件中混凝土  $f_t$  较基准平均下降了 2.9%, 年均降幅 0.8%; C80 构件中混凝土  $f_t$  较基准平均下降了 0.8%, 年均降幅 0.2%; C50 构件中混凝土  $f_t$  年均降幅为 C80 构件中混凝土 4 倍。由图 7 可见, 构件受海水长期侵蚀后, 混凝土因损伤导致力学性能劣化, 表现为混凝土  $f_{cu}$ 、 $f_c$  与  $f_t$  减小, 且 C80 构件中混凝土劣化速度明显低于 C50 构件中混凝土。

2.2.3 构件中钢筋的锈蚀状态 图 8 为西沙某岛水下区现场暴露 3.5 年后的混凝土构件中钢筋的自

然腐蚀电位测试结果。由图 8 可见, C50 构件中测试钢筋  $E_{corr}$  分布区间为 -353~-636 mV, 且所有测点  $E_{corr} < -350$  mV, 腐蚀的概率大于 90%。C80 构件中钢筋  $E_{corr}$  实测值表现出较大离散性, 说明钢筋沿长度方向发生不均匀腐蚀(红褐色为钢筋发生锈蚀后的腐蚀产物, 灰白色为钢筋表面混凝土)。C80 构件中钢筋  $E_{corr}$  分布区间为 -40~-283 mV,  $E_{corr}$  值离散性较小, 所有测点  $E_{corr} > -350$  mV, 仅有小部分测点  $E_{corr} < -200$  mV, 判断钢筋未发生腐蚀的概率大于 90%, 即此时 C80 构件中钢筋大概率处于钝化状态。暴露实验结果显示, 提高混凝土的强度等级能够有效降低试件内部钢筋的锈蚀概率。

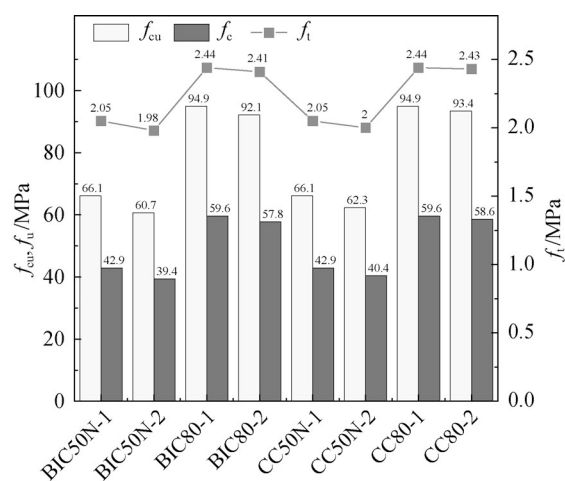


图 7 现场暴露实验混凝土强度

Fig. 7 Concrete strength in field exposure experiment

2.2.4 钢筋混凝土梁柱构件的力学性能 图 9a 为荷载作用下 RC 梁跨中弯矩与挠度变化曲线, 图 9b 为 RC 柱轴向荷载与中部侧向挠度曲线<sup>[44]</sup>。如图 9 所示, 钢筋混凝土梁和柱在加载过程中均可分为 3 个工作阶段: 弹性阶段、塑性阶段和破坏阶段。弹性阶段, 弯矩与挠度呈线性关系, 增长较为缓慢; 在塑性阶段, 挠度增长速度加快, 尤其是在受拉钢筋屈服后, 挠度显著增大。在破坏阶段, 挠度急剧增加, 直到混凝土压碎, 结构失效。结果显示, BIC50N-1、BIC80-1、BIC50N-2 与 BIC80-2 在  $M_u$  状态下跨中最大挠度分别为 6.59、9.92、13.50 mm 与 10.85 mm, BIC50N-2 较 BIC50N-1 增大了 104.9%, BIC80-2 较 BIC80-1 增大了 9.4%, 说明经现场暴露试验后, RC 梁受海水长期侵蚀导致其刚度下降, 且 C50 梁较 C80 梁刚度下降明显。这源于 C50 梁中混凝土损伤相对严重, 损伤层混凝土弹性模量降幅较大, 且钢筋发生腐蚀(受拉主筋截面面积减小), 而 C80 梁仅发生了相对较小混凝土损伤。在

大偏心受压极限状态下, CC50N-1、CC80-1、CC50N-2 与 CC80-2 的  $f$  分别为 6.92、5.81、8.89 mm 与 7.03 mm, CC50N-2 较 CC50N-1 增大了 28.5%, CC80-2 较 CC80-1 增大了 21.0%。这说明经现场暴露试验后, RC 柱与 RC 梁类似出现了刚度下降, 且

C50 柱刚度较 C80 柱下降明显。相比 C50, C80 梁和柱的挠度增长较为缓慢, 说明其抗弯刚度更高。在破坏阶段, 虽然 C80 梁和柱的挠度也快速增加, 但其变形相对较小, 延展性更好, 抗荷载能力更强。

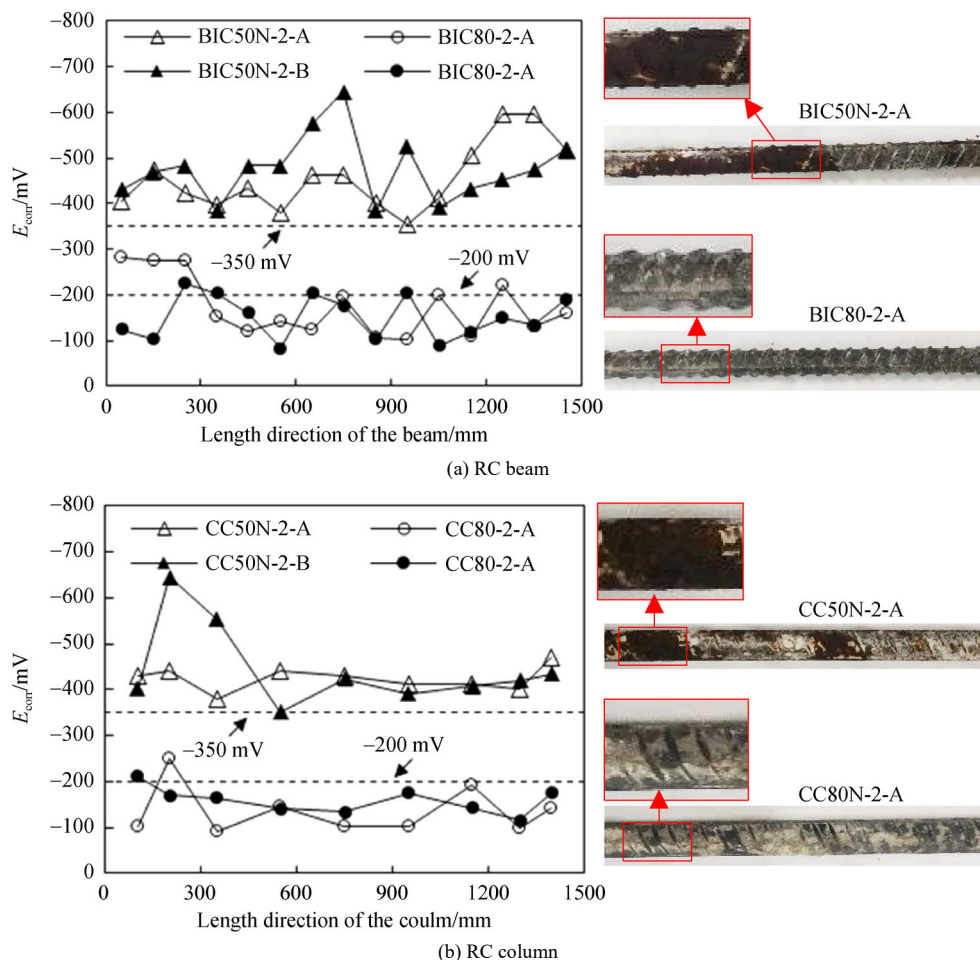


图8 西沙某岛现场暴露 3.5 a 后混凝土梁柱构件中钢筋  $E_{\text{corr}}$  分布及钢筋锈蚀状态

Fig. 8 Distribution of  $E_{\text{corr}}$  and rebar corrosion state in concrete beam-column components after 3.5 a of field exposure on Xisha island

### 2.3 混凝土中氯离子扩散规律

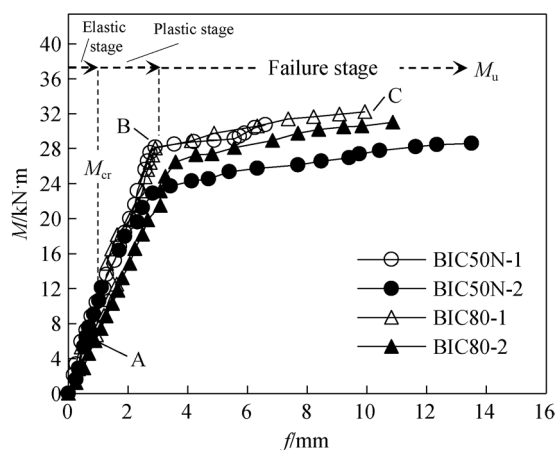
氯离子影响下钢筋发生锈蚀是造成钢筋混凝土结构失效的主要原因, 因此通过分析氯离子在混凝土中的扩散行为, 能够为研究岛礁环境钢筋混凝土结构的耐久性和实际工程寿命问题提供数据支。

图 10 为在模拟海水中侵蚀 365 d 后, 内掺 4 种钢筋阻锈剂的混凝土试件中总氯离子含量( $C_t$ %, 混凝土质量占比)与自由氯离子含量( $C_f$ %, 混凝土质量占比)随扩散深度的分布情况。4 种内掺钢筋阻锈剂混凝土试件中  $C_t$  与  $C_f$  都随扩散深度的增大而逐渐减小, 并且属于非线性衰减, 满足 Fick 第二定律扩散模型的适用条件。表 8 为混凝土试件中钢筋表

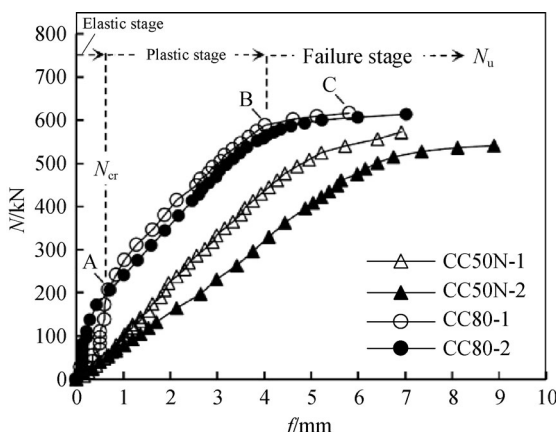
面的氯离子含量( $C_s$ %, 混凝土质量占比)分布情况。

其中, CNCI 组的  $C_s$  比 OPC 组降低 13.9%。这是由于 CNCI 组内掺的 SBT-ZX(I)改性亚硝酸钙阻锈剂中 70%为超细矿渣, 在一定程度上提高了混凝土密实度, 降低了混凝土孔隙率, 进而阻碍了氯离子由外部环境到内部结构的渗透。AACI 组与 OPC 组接近, 说明 SBT-ZX(V)迁移长效钢筋阻锈剂并未影响氯离子渗透。UMP 组的  $C_s$  较 OPC 组降低 25.4%。这是由于 UMP 组内掺的 SBT-RMA(II)超细矿物粉体中超细粉煤灰与超细矿渣通过二次水化有效地对混凝土内部孔隙进行填堵与细化, 提高了混凝土密实度, 对氯离子渗透形成阻碍。HPA 组的  $C_s$  较 OPC

组降低了 59.9%。这是由于 HPA 组内掺的 SBT-KLJ(VI)疏水化合孔栓物<sup>[5]</sup>一方面通过脂肪族化学种类的物理特性改变了混凝土内部毛细孔的表面张力,大幅度降低了混凝土吸水率;另一方面,通过与水泥水化产物反应生成的不溶性晶体堵塞混凝土毛细孔,提高了混凝土密实度,有效阻碍了氯离子等有害物质传输。结果显示,内掺阻锈剂能够在一定程度上延缓氯离子向混凝土内部扩散。



(a) Beam



(b) Column

图 9 暴露前后钢筋混凝土梁柱构件跨中弯矩/荷载-挠度变化曲线<sup>[44]</sup>

Fig. 9 Mid-span moment/load-deflection change curve of reinforced concrete beam-column components before and after exposure<sup>[44]</sup>

氯离子扩散速率还会受到混凝土强度等级的影响。图 11 为 C50 和 C80 混凝土构件经现场暴露试验 1277 d, 不同扩散深度的自由氯离子含量。一般认为,混凝土中钢筋发生腐蚀的临界氯离子含量 ( $C_{cr}/\%$ , 混凝土质量占比) 为 0.05%, 即当钢筋表面处  $C_f > C_{cr}$  时, 钢筋钝化膜被击穿, 钢筋发生腐蚀。由图 11 可见, 扩散深度大于 35 mm 时, C50 混

土试件  $C_f < C_{cr}$ , 钢筋腐蚀概率低; C80 混凝土在扩散深度大于 25 mm 时,  $C_f$  低于混凝土中钢筋发生腐蚀的临界氯离子含量 0.05%, 钢筋腐蚀概率低。对比图 10 可见, 随着混凝土强度等级的增加, 相同扩散深度条件下混凝土中钢筋的腐蚀概率越低。

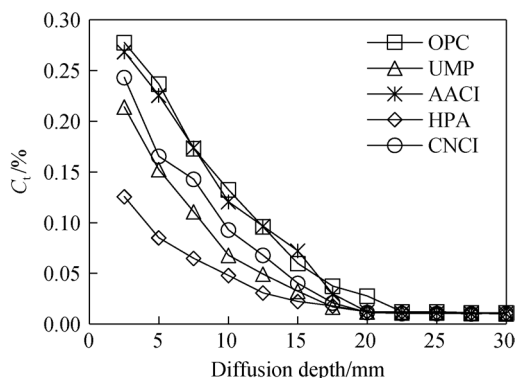
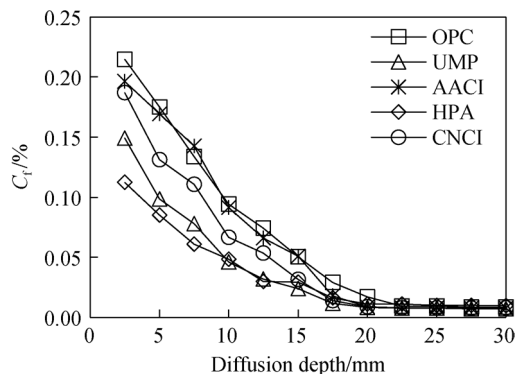
(a)  $C_t$  (Mass fraction of total  $Cl^-$  in concrete)(b)  $C_f$  (Mass fraction of free  $Cl^-$  in concrete)

图 10 C40 混凝土试件中氯离子含量随扩散深度分布  
Fig. 10 Chloride ion content distribution with diffusion depth in C40 concrete specimens

表 8 混凝土试件的钢筋表面氯离子浓度

Table 8 Chloride ion concentration  $C_s$  on the surface of reinforcing steel bars in concrete specimens

| $C_s/\%$  |       |       |       |       |
|-----------|-------|-------|-------|-------|
| Benchmark | UMP   | AACI  | HPA   | CNCI  |
| 0.429     | 0.320 | 0.438 | 0.172 | 0.369 |

## 2.4 南海环境下混凝土结构的服役寿命预测

### 2.4.1 ChaDuraLife 模型的主要参数及其分布类型

根据 2.3 节氯离子测试结果, 计算氯离子扩散行为关键参数。运用 ChaDuraLife 方法, 研究在南海岛礁海洋浪溅区严酷环境下, 不同缓蚀剂以及不同混凝土强度等级影响下混凝土结构服役寿命规律。基于氯离子扩散模型并按照可靠度理论对混凝土结构进行可靠度分析, 得到混凝土结构的可靠度指标  $\beta$  与失效概率  $P$  时变规律。

考虑在南海岛礁海洋环境下,不同环境区域——水下区、潮汐区、浪溅区与大气区对于混凝土结构的劣化速度影响,而浪溅区环境下混凝土结构的劣化速度高于其它环境区域<sup>[20]</sup>,因此选择对南海岛礁海洋浪溅区环境下混凝土结构的服役寿命进行研究分析,以提高混凝土结构服役寿命计算的可靠性与安全性。混凝土结构中氯离子扩散行为的相关参数一般符合正态分布<sup>[35]</sup>,相关参数的变异系数为20%<sup>[45]</sup>。所采用的氯离子扩散模型<sup>[20]</sup>中引入了环境区域劣化系数  $K$  值(相同海域,  $K$ (水下区): $K$ (浪溅区)=1.00:1.81)。混凝土结构寿命分析模型中各计算

参数的正态分布类型见表9。按照失效概率(钢筋发生腐蚀的概率)分别达到5%<sup>[46]</sup>或10%<sup>[17]</sup>时,分析混凝土结构的服役寿命。

#### 2.4.2 基于可靠度分析的混凝土结构服役寿命

由于试验条件有限,试件的保护层厚度较小,实际海工混凝土结构的保护层厚度通常大于50 mm,因此分别选择保护层厚度为50 mm和70 mm的钢筋混凝土结构进行寿命预测。图12为在南海岛礁浪溅区严酷环境下,混凝土保护层设置为50 mm时,C40混凝土结构的失效概率与可靠度指标  $\beta$  随服役时间变化。

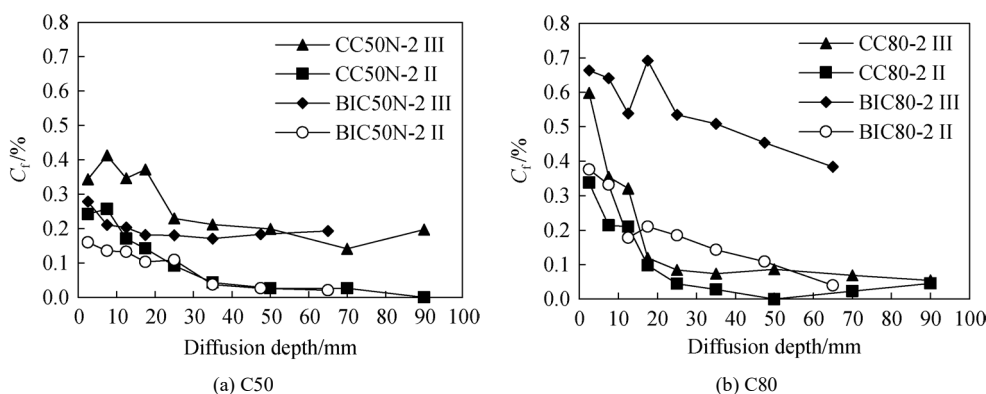


图11 西沙某岛现场暴露3.5 a 钢筋混凝土中  $C_f$  分布

Fig. 11 Distribution of  $C_f$  in reinforced concrete after 3.5 a of field exposure on Xisha island

表9 南海岛礁混凝土结构(浪溅区)寿命分析模型计算参数的分布类型

Table 9 Distribution types of calculation parameters for concrete structure (splash zone) lifetime analysis model on South China Sea Reefs

| Sample |      | $C_0/\%$         | $D_0/(10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$ | $R$               | $m$               | $K$               | $k$               | $C_{cl}/\%$       |
|--------|------|------------------|--------------------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| C40    | OPC  | $N(0.01, 0.002)$ | $N(6.138, 1.228)$                                | $N(0.293, 0.059)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.810, 0.362)$ | $N(0.013, 0.002)$ | $N(0.050, 0.010)$ |
|        | CNCI | $N(0.01, 0.002)$ | $N(5.288, 1.058)$                                | $N(0.315, 0.063)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.810, 0.362)$ | $N(0.011, 0.002)$ | $N(0.110, 0.022)$ |
|        | AACI | $N(0.01, 0.002)$ | $N(6.180, 1.236)$                                | $N(0.371, 0.074)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.810, 0.362)$ | $N(0.012, 0.002)$ | $N(0.130, 0.026)$ |
|        | UMP  | $N(0.01, 0.002)$ | $N(5.138, 1.028)$                                | $N(0.455, 0.091)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.810, 0.362)$ | $N(0.008, 0.001)$ | $N(0.050, 0.010)$ |
|        | HPA  | $N(0.01, 0.002)$ | $N(2.799, 0.560)$                                | $N(0.100, 0.020)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.810, 0.362)$ | $N(0.006, 0.001)$ | $N(0.050, 0.010)$ |
| C50    | OPC  | $N(0.01, 0.002)$ | $N(3.950, 0.790)$                                | $N(1.001, 0.200)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.000, 0.200)$ | $N(0.057, 0.011)$ | $N(0.060, 0.010)$ |
| C80    | OPC  | $N(0.01, 0.002)$ | $N(2.840, 0.681)$                                | $N(0.138, 0.040)$ | $N(0.815, 0.163)$ | $N(1.000, 0.200)$ | $N(0.069, 0.014)$ | $N(0.050, 0.010)$ |

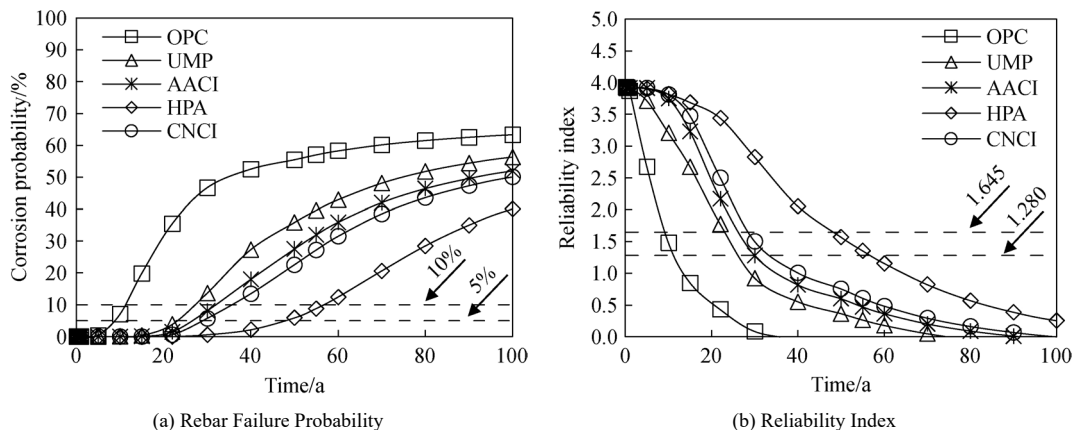
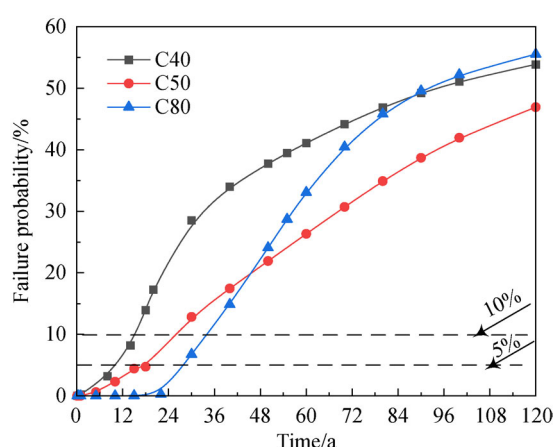


图12 C40 混凝土结构在南海岛礁海洋浪溅区的服役寿命

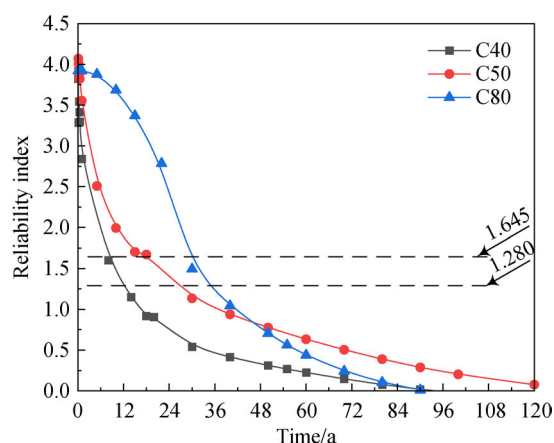
Fig. 12 Service life of C40 concrete structure in the splash zone of South China Sea reefs

混凝土保护层厚度 50 mm, 失效概率为 5% 时, OPC 组混凝土结构的服役寿命为 8 a, CNCI 组、AA 组、UMP 组与 HPA 组为 29、25、23 a 与 50 a; 失效概率为 10% 时, OPC 组混凝土结构的服役寿命为 10 a, CNCI 组、AA 组、UMP 组与 HPA 组为 35、30、25 a 与 56 a。计算结果显示, 在南海岛礁严酷环境下, 通过内掺钢筋阻锈剂, 能够有效延长混凝土结构的服役寿命。

图 13 为在南海岛礁浪溅区严酷环境下, 混凝土保护层厚度为 70 mm 时, 强度等级分别为 C40、C50 与 C80 的 OPC 混凝土结构的失效概率与可靠度指标  $\beta$  随服役时间变化规律。



(a) Rebar Failure Probability



(b) Reliability Index

图 13 不同强度等级混凝土结构在南海岛礁海洋浪溅区的服役寿命

Fig. 13 Service life of concrete structures with different strength grades in the splash zone of South China Sea Reefs

对比图 12 和图 13 可知, 当强度等级不变, 保护层厚度增加, 混凝土服役寿命增加。由图 13 可见, 混凝土结构的服役寿命会随着强度等级的提高而延长。混凝土保护层厚度 70 mm, 失效概率为 5% 时,

C40、C50 和 C80 混凝土结构的服役寿命分别为 10、18 a 和 28 a。失效概率为 10% 时, C50 混凝土结构满足 20 a 服役寿命要求, C80 混凝土结构满足 30 a 服役寿命要求。

《混凝土结构耐久性设计标准》(GB/T 50479—2019) 中规定: 在作用等级为极端严重的海洋氯化物环境中, 混凝土结构强度等级为 C50, 最小保护层厚度为 55 mm 时, 结构寿命能够达到 30 a; 混凝土结构强度等级为 C50, 最小保护层厚度为 65 mm 时, 结构设计使用年限为 100 a; 混凝土结构强度等级大于 C50, 最小保护层厚度为 65 mm 时, 结构设计使用年限为 100 a。对比本计算结果, 当使用 ChaDuraLife 模型, 计算参数见表 9, 失效概率 10%, 保护层厚度 70 mm, 混凝土强度为 C50 时, 钢筋混凝土结构在南海岛礁海洋浪溅区寿命为 24 a; 混凝土强度为 C80 时, 钢筋混凝土结构, 在南海岛礁海洋浪溅区寿命为 35 a。将本工作计算结果与规范内容进行对比可以推断: 相比普通沿海环境, 南海岛礁环境更加恶劣, 会加速岛礁上钢筋混凝土结构的破坏, 大大缩短其服役寿命。因此, 对南海岛礁环境中的钢筋混凝土的耐久性进行研究十分必要, 为南海岛礁工程建设提供可靠数据支持。

### 3 结论

1) 在南海岛礁环境下, 不同阻锈剂对混凝土中钢筋的腐蚀防护效果显著。HPA 阻锈剂的优势在于其长期的稳定性和高效阻锈性能, 尤其在高盐、高湿的岛礁环境中, 这一特性尤为重要。电化学测试结果显示, 热带海洋环境中掺加 HPA 的混凝土显示出最佳的防腐蚀效果。内掺 HPA 的混凝土内部钢筋腐蚀电位较高, 腐蚀电流密度较小。相比其他阻锈剂具有更强的电化学稳定性, HPA 阻锈剂更适用于需要长期耐久性保障的海洋工程结构, 如岛礁建设、海上风电基础、跨海大桥等海洋混凝土结构。

2) HPA 阻锈剂通过物理和化学作用改善了混凝土的孔隙结构, 显著降低了氯离子的渗透性, 模拟海水侵蚀 365 a 后, HPA 试件的  $C_t$  和  $C_f$  随扩散深度的增大而逐渐减小, 且衰减趋势明显; HPA 阻锈剂通过物理和化学作用有效阻碍了氯离子向混凝土内部的扩散。

3) 寿命预测模型分析表明, 内掺 HPA 阻锈剂能够有效延长结构的服役寿命。使用 ChaDuraLife 寿命预测模型, 计算结果显示, 在南海岛礁海洋浪溅区环境下, 掺加 HPA 阻锈剂的 C40 混凝土结构

在保护层厚度为 50 mm 时, 失效概率为 5% 时, 其服役寿命可满足 50 a 的设计要求。研究结果为南海岛礁建设中的混凝土结构设计提供了数据支持。

4) 不同强度等级的混凝土结构在耐久性方面表现出显著差异, C80 混凝土结构在氯离子扩散系数和钢筋腐蚀速率方面均显著低于 C40 和 C50 混凝土结构。在相同工况下暴露 3.5 a 后, C50 和 C80 混凝土构件相比, C80 混凝土表现出更高的强度和刚度, 梁和柱的变形都较 C50 小。C50 梁和柱在长期海水侵蚀后刚度下降较多, C80 梁和柱则表现出更好的耐久性和抗荷载能力。

5) 相比普通沿海环境, 南海岛礁环境中钢筋混凝土的服役条件更为严峻。将计算结果和我国规范进行对比发现, 当保护层厚度为 70 mm, 混凝土强度等级为 C50 或 C80, 失效概率为 10% 时, 结构寿命仍无法达到《混凝土结构耐久性设计标准》(GB/T 50479—2019) 中规定的 100 a 设计使用年限。

#### 参考文献:

- [1] BARNES B B, HU C M. Island building in the South China Sea: Detection of turbidity plumes and artificial islands using Landsat and MODIS data[J]. *Sci Rep*, 2016, 6: 33194.
- [2] SUORSA O. China's artificial islands in South China Sea: Extended forward presence[C]//RSIS Commentaries, 2020.
- [3] YU H F, DA B, MA H Y, et al. Durability of concrete structures in tropical atoll environment[J]. *Ocean Eng*, 2017, 135: 1–10.
- [4] 达波, 余红发, 麻海燕, 等. 南海岛礁普通混凝土结构耐久性的调查研究[J]. *哈尔滨工程大学学报*, 2016, 3(8): 1034–1040.  
DA Bo, YU Hongfa, MA Haiyan, et al. *J Harbin Eng Univ*. 2016, 3(8): 1034–1040.
- [5] 达波, 余红发, 麻海燕, 等. 南海海域混凝土结构的钢筋锈蚀特征[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2016, 26(2): 371–379.  
DA Bo, YU Hongfa, MA Haiyan, et al. *J Basic Sci Eng*, 2016, 26(2): 371–379.
- [6] 黄云, 胡其高, 张硕云. 南海海洋环境对岛礁工程结构与设施影响研究[J]. *国防科技*, 2018, 39(3): 50–63.  
HUANG Yun, HU Qigao, ZHANG Shuoyun. *Natl Def Technol*, 2018, 39(3): 50–63.
- [7] 朱安民. 混凝土碳化与钢筋混凝土耐久性[J]. *混凝土*, 1992, 14(6): 18–22.  
ZHU Anmin. *Concrete*, 1992, 14(6): 18–22.
- [8] 杨静. 混凝土的碳化机理及其影响因素[J]. *混凝土*, 1995(6): 23–28.  
YANG Jing. *Concrete*, 1995(6): 23–28.
- [9] FELIX E F, CARRAZEDO R, POSSAN E. Carbonation model for fly ash concrete based on artificial neural network: Development and parametric analysis[J]. *Constr Build Mater*, 2021, 266: 121050.
- [10] KUMAR V. Protection of steel reinforcement for concrete- A review[J]. *Corros Rev*, 1998, 16(4): 317–358.
- [11] MORENO M, MORRIS W, ALVAREZ M G, et al. Corrosion of reinforcing steel in simulated concrete pore solutions[J]. *Corros Sci*, 2004, 46(11): 2681–2699.
- [12] ZHOU L L, ZHU D J, ZILLUR RAHMAN M, et al. Durability of BFRP bars embedded in seawater sea sand coral aggregate concrete in simulated seawater environment: Effects of coral coarse aggregate and cement contents[J]. *Constr Build Mater*, 2023, 362: 129694.
- [13] 何晓宇, 李天, 沈坚, 等. 海洋生物附着对混凝土结构耐久性能影响[J]. *水利水运工程学报*, 2020(5): 116–123.  
HE Xiaoyu, LI Tian, SHEN Jian, et al. *Hydro Sci Eng*, 2020(5): 116–123.
- [14] PETCHERDCHOO A. Time dependent models of apparent diffusion coefficient and surface chloride for chloride transport in fly ash concrete[J]. *Constr Build Mater*, 2013, 38: 497–507.
- [15] SØRENSEN, HENRIK J, ULF M P, CHRISTIAN. Chloride penetration into concrete—Comparison of results from field exposure tests and laboratory tests[C]//2nd ICDC 2014, International Congress on Durability of Concrete, New Delhi, India, December 2014: 2960.
- [16] THOMAS M, BENTZ D. Life 365—Computer program for predicting the service life and life-cycle cost reinforced concrete structures exposed to chlorides[C]//Nordic Mini Seminar and Fib TG 5.5 Meet Gothenburg, Sweden, May 22–23, 2001: 1–67.
- [17] The European Union—Brite EuRam III. General guidelines for durability design and redes[R]. Contract BRPR-CT95-0132 and Project BE95-1347, Brussels, 1999.
- [18] VESIKARI E, SODERQVIST M. Life-cycle management of concrete infrastructures for improved sustainability[R]. *Competitive and Sustainable Growth Programme*, Espoo, 2003.
- [19] LU C H, JIN W L, LIU R G. Probabilistic lifetime assessment of marine reinforced concrete with steel corrosion and cover cracking[J]. *China Ocean Eng*, 2011, 25(2): 305–318.
- [20] NILSSON L O, MASSAT M, TANG L. Effect of non-linear chloride binding on the prediction of chloride penetration into concrete structures[C]//Malhotra V.M. ed. *Durability of Concrete*, ACI SP-145, Detroit: American Concrete Institute, 1994: 469–486.
- [21] TUUTTI K. Corrosion of steel in concrete [R]. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Institute, 1982(4): 469–478.
- [22] ARYA C, NEWMAN J B. An assessment of four methods of determining the free chloride content of concrete[J]. *Mater Struct*, 1990, 23(5): 319–330.
- [23] MOHAMMED T U, HAMADA H. Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete[J]. *Cem Concr Res*, 2003, 33(9): 1487–1490.
- [24] 余红发. 盐湖地区高性能混凝土的耐久性、机理与使用寿命预测方法[D]. 南京: 东南大学, 2004.  
YU Hongfa. *Durability, mechanism and service life prediction method of high performance concrete in salt lake area*[D]. Nanjing: Southeast University, 2004.
- [25] THOMAS M D A, BAMFORTH P B. Modelling chloride diffusion in concrete[J]. *Cem Concr Res*, 1999, 29(4): 487–495.
- [26] AMEY S L, JOHNSON D A, MILTENBERGER M A, et al. Predicting the service life of concrete marine structures: An environmental methodology[J]. *ACI Struct J*, 1998, 95(2): 205–214.
- [27] KASSIR M K, GHOSN M. Chloride-induced corrosion of reinforced concrete bridge decks[J]. *Cem Concr Res*, 2002, 32(1): 139–143.
- [28] 余红发, 孙伟, 鄢良慧, 等. 混凝土使用寿命预测方法的研究I: 理论模型[J]. *硅酸盐学报*, 2002, 30(6): 686–690.  
YU Hongfa, SUN Wei, YAN Lianghui, et al. *J Chin Ceram Soc*, 2002,

- 30(6): 686–690.
- [29] 余红发, 冯滔滔, 许梅, 等. 大连湾海底沉管隧道结构的耐久性评估与120年寿命初步设计研究报告[R]. 南京航空航天大学, 中交一航局三公司, 2017.
- [30] GJØRV O. *Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments* (2nd Edition) [M]. London and New York: Taylor and Francis, 2009.
- [31] 朱海威, 余红发, 麻海燕. 阻锈剂对海洋环境下混凝土中钢筋腐蚀影响的电化学研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2020, 50(1): 109–119.  
ZHU Haiwei, YU Hongfa, MA Haiyan. *J Southeast Univ Nat Sci Ed*, 2020, 50(1): 109–119.
- [32] 海南省地方志办公室. 海南省志: 气象志[M]. 海口: 海南出版社, 2017.
- [33] 中国建筑科学研究院. JGJ/T 152—2008混凝土中钢筋检测技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [34] 中华人民共和国建设部. GB/T 50344—2019建筑结构检测技术标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020.
- [35] 中国工程建设标准化协会. T/CECS 02—2020超声回弹综合法检测混凝土抗压强度技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2020.
- [36] 罗琪先, BUNGEY J. 用纵波超声换能器测量砼表面波速和动弹性模量[J]. 水利水运科学研究, 1996, 18(3): 264–270.  
LUO Qixian, BUNGEY J. *Sci Res Water Conserv Water Trans*, 1996, 18(3): 264–270.
- [37] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2010混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [38] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB/T 50152—2012混凝土结构试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [39] 中华人民共和国交通运输部. JTS/T 236-2019水运工程混凝土试验检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [40] 刘加平, 穆松, 蔡景顺, 等. 水泥水化响应纳米材料的制备及性能评价[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(1): 181–187.  
LIU Jiaping, MU Song, CAI Jingshun, et al. *J Build Struct*, 2019, 40(1): 181–187.
- [41] BAHARANIFARD Z, FARSHCHI TABRIZI F, VOSOUGHI A R. An investigation on the effect of styrene-butyl acrylate copolymer latex to improve the properties of polymer modified concrete[J]. *Constr Build Mater*, 2019, 205: 175–185.
- [42] LIU B J, SHI J Y, SUN M H, et al. Mechanical and permeability properties of polymer-modified concrete using hydrophobic agent[J]. *J Build Eng*, 2020, 31: 101337.
- [43] RIXOM M, MAILVAGANAM N. *Chemical admixtures for concrete* (3rd Edition) [M]. London: CRC Press, 1999.
- [44] 朱海威, 余红发, 麻海燕, 等. 热带海洋环境下钢筋混凝土构件承载力退化研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2024, 56(4): 512–524.  
ZHU Haiwei, YU Hongfa, MA Haiyan, et al. *J Xi'an Univ Archit Technol Nat Sci Ed*, 2024, 56(4): 512–524.
- [45] FENG Taotao, YU Hongfa, TAN Yongshan, et al. Service life design for concrete engineering in marine environments of northern China based on a modified theoretical model of chloride diffusion and large datasets of ocean parameters[J]. *Engineering*, 2022, 17: 123–139.
- [46] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB/T 50476—2019混凝土结构耐久性设计规范[S]. 北京: 中国工业建筑出版, 2019.

## Service Life of High-Performance Concretes Based on Durability Exposure Test of Islands and Reefs in the South China Sea

GAO Yuning<sup>1</sup>, ZHU Haiwei<sup>1</sup>, YU Hongfa<sup>1</sup>, MA Haiyan<sup>1</sup>, DA Bo<sup>2</sup>, MEI Qiquan<sup>3</sup>, HAN Xianghui<sup>1</sup>, LI Zengzhuang<sup>1</sup>

(1. Department of Civil and Airport Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 211106, China;

2. School of Port, Coast and Offshore Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. School of Civil Engineering, San Jiang University, Nanjing 210012, China)

### Extended Abstract

**Introduction** The South China Sea islands and reefs have emerged as key regions with far-reaching implications in multiple domains, including national defense, maritime trade, resource exploration, and ecological conservation. The rapid expansion of infrastructure in this area has made concrete structures the predominant choice due to their versatility and strength. However, the local environment presents an array of formidable challenges. The durability of these structures is thus under constant threat, with potential consequences for the integrity and functionality of the entire infrastructure network. Understanding and enhancing the durability of concrete structures in such a harsh environment is not only essential for the immediate success of ongoing projects but also for the long-term sustainable development and strategic positioning of the South China Sea islands and reefs.

**Methods** To comprehensively study the durability and service life of reinforced concrete structures in the South China Sea islands and reefs environment, a long-term exposure test station was established in this area. This test station was designed to closely simulate the actual environmental conditions of the South China Sea islands and reefs, providing reliable test conditions for studying the durability of concrete structures.

In the experiment, different types of concrete specimens and components were prepared. These included specimens with different corrosion inhibitors and different concrete strength grades. Electrochemical tests were carried out to monitor the corrosion status of reinforcing bars. The natural corrosion potential and polarization resistance of the reinforcing bars were measured using advanced electrochemical testing equipment. Mechanical property tests were also performed to evaluate the mechanical performance of the concrete structures. Compressive strength, flexural strength, and tensile strength tests were

conducted on the concrete specimens and components. Chloride ion content analysis was carried out to understand the penetration and distribution of chloride ions in the concrete. The ChaDuraLife model was used for service life prediction. This model takes into account various factors such as chloride ion diffusion, concrete strength, and environmental conditions to predict the service life of the concrete structures.

**Results and discussion** The experimental results showed that different corrosion inhibitors had different effects on the corrosion of reinforcing bars in concrete. The SBT-KLJ(IV) hydrophobic pore-filling agent (HPA) exhibited excellent anti-corrosion performance. After 1227 d of corrosion, the natural corrosion potential of the steel bars in the concrete specimens with HPA shifted positively, and the polarization resistance continuously increased during the erosion period from 365 d to 730 d. In the chloride ion erosion environment of the islands and reefs, adding HPA reduced the chloride ion content on the concrete surface by approximately 59.9% compared to concrete without the corrosion inhibitor.

The mechanical property tests of the concrete components after on-site exposure experiments indicated that the durability of concrete structures with different strength grades varied significantly. C80 concrete showed better resistance to seawater erosion and mechanical properties than C50 concrete. The service life prediction results based on the ChaDuraLife model demonstrated that adding a rust inhibitor or increasing the concrete strength grade could effectively extend the service life of the reinforced concrete structure in the splash zone environment of the South China Sea islands and reefs. The HPA rust inhibitor was particularly effective, and under certain conditions, it could extend the service life of the concrete structure to over 50 years.

**Conclusions** In conclusion, the research findings have several important implications. The HPA corrosion inhibitor has demonstrated excellent long-term stability and anti-corrosion performance in the South China Sea islands and reefs environment. Its ability to enhance the electrochemical stability of reinforcing bars and reduce chloride ion permeability makes it a preferred choice for marine engineering applications. The significant improvement in the durability of concrete structures with HPA inhibitor has been clearly established through experimental and modeling results. The differences in durability among different strength grades of concrete highlight the importance of appropriate material selection for the specific demands of the South China Sea islands and reefs infrastructure. C80 concrete's superior performance in terms of chloride ion resistance and mechanical properties indicates its suitability for critical structures where enhanced durability is required. The comparison with the national standard emphasizes the need for further research and innovation to develop more effective strategies for improving the durability of reinforced concrete in this harsh environment. This could involve exploring new admixtures, optimizing concrete mix designs, or enhancing construction and maintenance practices. The data and insights obtained from this study provide a solid foundation for future research and engineering applications, guiding the design and construction of more durable concrete structures in the South China Sea islands and reefs. Ultimately, these efforts will contribute to the long-term safety and functionality of the infrastructure in this strategically important region.

**Keywords** South China Sea reef exposure station; reinforced concrete; electrochemistry; rust inhibitor; life prediction