海洋環境に位置する PC 橋の劣化

阿波根庸夫^{*1}・神谷正哲^{*2}・大城芳樹^{*3}・仲村佳輝^{*4}

概要 海上に架橋され、供用後 22 年の塩害による損傷の認められた PC 橋である野甫大橋について、劣化損傷状況の調査を実施した。その結果、水セメント比が 38% と小さい主げたコンクリートへの塩化物イオンの浸透が予測以上に早く、塩害により激しい損傷を起こしていることが分かった。

キーワード：塩害、塩化物イオン濃度、海洋環境、PC 橋

1. はじめに

野甫大橋は、沖縄本島北部の本部半島北方約 49 km に位置する伊平屋村の伊平屋島と野甫島を結ぶ橋りょうである（写真-1、写真-2）。野甫島は、面積が 1.1 km²、周囲 4.8 km の島で、沖縄本島からのアクセスは、本部半島の運天港から伊平屋島まで毎日 2 往復の定期航路がある。また、この伊平屋島から野甫島までは埋め立てによる約 800 m の道路とその中央部に今回調査対象である野甫大橋が位置している。

野甫大橋を含め沖縄県内の道路橋は、海岸に隣接して架橋される場合が多く、高温多湿の亜熱帯海洋性気候下にあり、台風の常襲地であるため飛来塩分や海水飛沫の影響を常時受ける環境にある。

野甫大橋は、昭和 53 年に架設され、経年 22 年の道路橋である。その橋りょう一般図を図-1、橋りょう諸元を

写真-1 橋りょう位置の航空写真

写真-2 野甫大橋全景

表-1 に示す。

本橋は、埋め立て道路建設による潮流の変化の影響とけた下クリアランス（けた下～海面）が 2 m 程度と小さいこと、さらに、消波ブロックで発生する砕波が主げたコンクリートに直接付着する厳しい塩害環境下にある。これらの諸要因により早期に塩害が発生し、主げたコンクリートに剥離・剥落が生じ、また、鉄筋および PC 鋼線に腐食が進行し、破断に至る損傷が現れている。そのため、構造物としての要求性能が確保できない状態にあり、平成 11 年度から架替え工事に着手している。

2. 調査項目

調査項目としては、1) 外観調査、2) 圧縮強度試験および静弾性係数試験、3) 中性化試験、4) 含有塩分量試験、5) アルカリ骨材反応試験、6) 鉄筋腐食の電気化学的モニタリング（以下、腐食モニタリング）、7) はつり調査を行った。これらの調査およびコア採取箇所等を図-2 に示す。主げたコンクリートの配合表を表-2 に示す。

3. 調査結果

（1）外観調査

外観調査は、A₁～P₁ および P₂～A₂ 径間の 2 側径間に足場を設置し、劣化・損傷の著しい主げたを主として目視観察および打音法により調査した。本橋の劣化状況は、

- *1 あはごん・つねお／(財)沖縄県建設技術センター試験研究部 コンクリート室主任技師
- *2 かみや・まさてつ／(財)沖縄県建設技術センター試験研究部 コンクリート室長
- *3 おおしろ・よしき／沖縄県土木建築部 河川課 企画調査係主幹 兼係長
- *4 なかむら・よしてる／沖縄県土木建築部 北部土木事務所 土木 第一課主任技師

図-1 野甫大橋橋りょう一般図

表-1 橋りょう諸元

竣工	1978年10月(昭和53年)
構造形式	ボステンション方式PC単純Tげた橋 (プレキャストブロック工法)
橋長	61.88 m
支間	3 @ 20.0 m
幅員	4.0 m
設計荷重	2等橋 TL-14
材料規格	コンクリート : $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$ (上部工) $\sigma_{ck}=180 \text{ kgf/cm}^2$ (下部工)
補修履歴	なし
適用 示方書等	道路橋示方書 昭和48年2月(日本道路協会) コンクリート標準示方書 昭和52年3月(土木学会)
周辺環境	海上部

写真-3、写真-4に見られるように主げたにおいて、PC鋼線の破断まで見られる著しい損傷が確認され、通常の評価基準による劣化状況の評価は困難であったため、新たに表-3に示す6段階に分類した損傷度評価基準を設定し図-3の損傷評価図を作成した。

A₁～P₁径間の主げたについて、外げたG1、G4外面の損傷度は0～Ⅱと低い状態である。これは、主げたに付着した塩化物イオンが風雨により洗い流されるためと考えられる。この影響の少ない主げたG1内面からG4内面において、損傷度は全体的に高くなっている。特に、消波ブロックで発生する碎波のかかるA₁付近において、最も著しい損傷が現れている。この位置においてはシーソおよびPC鋼線が露出しその破断まで見られ、損傷度

写真-3 主げた側・底面損傷状況 (1)

写真-4 主げた側・底面損傷状況 (2)

Deterioration of PC Bridge under Marine Environment

By T. Ahagon, M. Kamiya, Y. Ooshiro and Y. Nakamura

Concrete Journal, Vol.40, No. 3, pp. 36~42, Mar. 2002

Synopsis This reports present the investigation of chloride-induced damages on NOHO Bridge.

This Bridge was constructed 22 years ago as a type of PC bridge under marine environment connecting two islands. The investigation shows the great amount of chloride penetration causing severe chloride-induced damages. It should be noticed that low water-cement ratio such as 38% was used for the concrete and high compressive strength was obtained.

Keywords : Chloride-induced damage, Chloride ions Content, Marine Environment, PC bridge

図-2 コア採取および鉄筋腐食モニタリング箇所

表-2 主げたコンクリートの配合表*

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラン プ (cm)	水セメント 比 W/C (%)	空気量 (%)		細骨材 率 s/a (%)
20	8	38	4		44
単位量 (kg/m³)					
水 W	セメント*2 C	混和剤*3 A	細骨材*4 s	粗骨材 G	混和材 F
175	460	46	771	1 016	—

*1 生コンクリート配合報告書 昭和53年5月8日

*2 セメント：普通ポルトランドセメント

*3 混和剤：AE減水剤

*4 細骨材：海砂と砕砂の混合砂（重量混合比1：2）

表-3 損傷度評価基準

分類	損傷状況
O	健全
I	橋軸方向に0.1～0.2mmのクラックの発生
II	橋軸方向に0.2～1.0mmのクラックの発生
III	橋軸方向に連続した1.0mm以上のクラックの発生
IV	IIIの状態に加えて、浮きの発生
V	広範囲の剝離、剝落、さらにシースに浸食の発生

はVとなっている。

中央径間（P₁～P₂径間）の主げたは、側径間に比べコンクリートの損傷が比較的少ないが、下フランジ底面の隅角部には橋軸方向にコンクリートのひび割れおよび軸方向鉄筋の露出も見られる。

P₂～A₂径間の主げたは、A₁～P₁径間に比べ全体的に損傷度が高くなっている。特に、14～18m付近で損傷度Vとなっている。これは、A₂側の消波ブロックによる砕波が、海水飛沫としてコンクリート面に直接付着し、劣化に至ったものと考えられる。

（2）圧縮強度試験および静弾性係数試験

主げた、橋台および橋脚から採取したコンクリートコアの圧縮強度試験および静弾性係数試験の結果を表-4に示す。表中の圧縮強度は、採取コアの試験結果の平均値を示す。また、その中から各1本に対して静弾性係数試験を行い、その結果を下段に示している。表中のすべての圧縮強度は、設計基準強度を満足している。また、図-4に圧縮強度と静弾性係数との関係を示す。測定値は、道路橋示方書〔I共通編〕に規定されている値とほぼ同じ値を示す。

図-3 損傷評価図

表-4 圧縮強度および静弾性係数試験結果

測定箇所		圧縮強度 (N/mm ²)		静弾性係数 (kN/mm ²)	
		実測値	設計値	実測値	設計値
主げた	A ₁ ~P ₁	53.3 ^{*1}	40	37.3	31
		57.1 ^{*2}			
	P ₂ ~A ₂	56.3 ^{*1}		38.2	31
		62.7 ^{*2}			
橋台	A ₂	20.8 ^{*1}	18	—	—
橋脚	P ₁	22.1 ^{*1}		23.7	22
		21.7 ^{*2}			

*1 採取コア 4 本または、2 本の平均値

*2 静弾性係数試験を実施したもの

図-4 圧縮強度と静弾性係数

(3) 中性化試験

主げた、橋台および橋脚から採取したコンクリートコアを用いて中性化深さを測定した結果を表-5 に示す。主げたにおける中性化深さは最大で 6 mm である。このことから中性化では、鋼材腐食に対して問題がないことが分かる。

一方、橋台・橋脚においては、水セメント比が 65%（推定）と高いにもかかわらず中性化深さは 2 mm と小さい、その原因としては、橋脚コア採取箇所が主げたと比べ海面により近くに位置することによる湿潤と、降雨による湿潤が主げたと比べ橋脚の方が多いためと推測される。

(4) 含有塩分量試験

1) 主げたウェブ

図-2 に示した採取位置における A₁~P₁ 径間の主げた G1~G4 ウェブの塩化物イオン濃度分布を図-5 に示す。コンクリートコアの採取位置は外観的に健全部であり、最も損傷度の大きい部位を表していない。

表-5 中性化深さ

測定箇所		平均中性化深さ (mm)
主げた	A ₁ ~P ₁	4 (1~6)
	P ₂ ~A ₂	6 (5~6)
橋台	A ₂	2 (1~2)
橋脚	P ₂	2 (1~2)

*カッコ中：最小値～最大値

ほとんどの塩化物イオン濃度分布は、表層から 20~30 mm の位置に濃度のピークがある。

図-5 中の南側鉄筋位置（かぶり 35 mm）での塩化物イオン濃度は、6.0~10.7 kg/m³ であり、鋼材腐食発生限界濃度 1.2 kg/m³ の 5.0~8.9 倍に相当する。

コンクリート標準示方書³⁾に示される塩化物イオン拡散の予測において、フィックの第 2 法則として知られる拡散方程式により、飛沫帯の表面における塩化物イオン濃度 13.0 kg/m³ から供用後 22 年における塩化物イオン濃度の浸透予測をした。その計算結果を図-5 に“計算値”として示す。ここでコンクリート表面における塩化物イオン濃度は図中の実測値を外挿するとほぼ 13 kg/m³ に近い数値を得ることができ、飛沫帯のコンクリート表面における塩化物イオン濃度 13.0 kg/m³ が適当であることが分かる。かぶり 35 mm の鉄筋位置における計算値が 7.1 kg/m³ に対し、実測値は 9.7~10.7 kg/m³ と計算値の 1.4~1.5 倍となっていた。また、現在の設計に用

図-5 塩化物イオン濃度分布図 (A₁~P₁)

図-6 塩化物イオン濃度分布図 (P₂~A₂)

いられる主げたにおけるかぶり 70 mm の位置において、計算値が 3.0 kg/m^3 に対し、実測値は $4.6 \sim 6.3 \text{ kg/m}^3$ と $1.5 \sim 2.1$ 倍の高い値を示している。

コンクリート表面から 20 cm の位置での塩化物イオン濃度は $0.4 \sim 0.5 \text{ kg/m}^3$ である。この値は建設時の生コンに含まれた塩化物イオン濃度と考えられる。これは、生コンクリートの基準である 0.3 kg/m^3 を僅かに上回る程度であり、劣化に対する影響は少ない。塩化物イオン濃度分布状況から、含有される塩化物イオンは外部から浸透してきたものであることが分かる。このことから、環境条件の厳しい亜熱帯海洋環境下においては、塩化物イオンの浸透予測は、環境条件を適切に考慮しなければ、浸入する塩化物イオン濃度を過小に評価する可能性があることが分かった。

$P_2 \sim A_2$ 径間の主げた G1~G4 ウェブの塩化物イオン濃度分布を図-6 に示す。図示の塩化物イオン濃度分布は、 $A_1 \sim P_1$ 径間と同様な傾向を示しているが、20 mm 付近のピーク濃度は、北側に比べて南側が約 2 kg/m^3 低い値を示す。

2) 主げたフランジ

$A_1 \sim P_1$ 径間の主げた G1~G4 について、下フランジ底面からの塩化物イオン濃度分布を図-7 に示す。

フランジ部は全体的にウェブより低い値を示している。

図-7 塩化物イオン濃度分布図 ($A_1 \sim P_1$)

図-8 塩化物イオン濃度分布図 ($P_2 \sim A_2$)

このことは、フランジ部の採取コアが消波ブロックのない橋脚側から採取したためと考えられる。主げた G1~G4 で濃度分布を比較すると、主げた G2, G4 が高い値を示している。いずれも、表面~10 mm の位置で塩化物イオン濃度が高く、主げた G2, G4 では 9.8 kg/m^3 , 9.3 kg/m^3 と高い濃度を示し、また、下フランジ底面から上部にかけて濃度拡散を示している。鉄筋位置(かぶり 35 mm)における塩化物イオン濃度は、主げた G2, G4 で 7.0 kg/m^3 と高い値を示すのに対し、主げた G3 は 3.0 kg/m^3 の値を示している。このことは、海水飛沫の付着の程度を表していると考えられる。

$P_2 \sim A_2$ 径間の主げた G1~G4 下フランジ底面の塩化物イオン濃度分布を図-8 に示す。この濃度分布は、前述の図-7 の $A_1 \sim P_1$ 径間と同様の傾向を示しているが、異なる性状として主げた G2, G4 の塩化物イオン濃度はコンクリート表面から 20~30 mm の位置にピークが表れていることである。このピーク形成のメカニズムは、前述の主げたウェブの場合と同様に考えられる。

(5) アルカリ骨材反応試験

アルカリ骨材反応試験として、偏光顕微鏡観察および粉末 X 線解析等によるアルカリ骨材反応性有害鉱物の有無の判定と、JCI 法および ASTM C 1260 の試験条件に準じた促進膨張試験を行い、残存膨張量の測定等を行った。

粉末 X 線回折および偏光顕微鏡の観察結果より、アルカリ骨材反応性を示す可能性がある有害鉱物(微晶質石英、波動消光を示す石英)が確認された。しかし、コンクリートコアから回収された有害鉱物の量は常に少なく、これらの有害鉱物による影響は小さいものと考えられる。

JCI-DD 2 の促進膨張試験結果を図-9 に示す。その膨張量は 0.02% と小さく、また、コンクリート表面にゲルの滲出も認められず、アルカリ骨材反応は無いものと判断される。さらに、採取コアを用いて ASTM C 1260 で行われている試験条件をコンクリートに適用し促進膨張試験を行った結果、14 日における膨張量は 0.1% 以下であった。

図-9 JCI-DD 2 促進膨張試験結果

表-6 自然電位と鋼材の腐食の判定基準

(ASTM C876-77)

測定電位の範囲 (mV : CSE)	コンクリート中の鋼材腐食の可能性
(A) $-200 \text{ mV} \leq E$	90%以上の確率で腐食無し
(B) $-350 \text{ mV} \leq E < -200 \text{ mV}$	不確定
(C) $E < -350 \text{ mV}$	90%以上の確率で腐食有り

(6) 鉄筋腐食モニタリング

鉄筋腐食を電気化学的にモニタリングする手法として、携帯型鉄筋腐食測定器を用い、自然電位、分極抵抗およびコンクリート抵抗等の測定を行った。それらの測定値に対する評価法は表-6、表-7の判定基準に基づいた。 $P_2 \sim A_2$ 径間の主げたウェブ内面におけるスターラップの自然電位の測定結果を図-10に示す。自然電位(SCE)は、 $E < -350 \text{ mV}$ の電位を示しており、表-6に示す判定基準から「90%以上の確率で腐食あり」と判定される。また、分極抵抗の結果を図-11に示す。この図より、おおむね $52 \leq R_{ct} < 130 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ の範囲の値を示しており、表-7に示す判定基準から「低から中程度の腐食速度」と判定される。

腐食モニタリングによる結果を確認するためコンクリートをはつり鉄筋を露出させて腐食状況を目視観察した。鉄筋表面には、点錆や表面錆が発生しており、本モニタリングの結果と対応している。

図-10 自然電位測定結果

図-11 分極抵抗測定結果

表-7 分極抵抗による腐食速度の判定基準

(ヨーロッパコンクリート委員会)

分極抵抗 R_{ct} ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)	腐食速度測定値 I_{cor} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	腐食速度の判定
130~260より大	0.1~0.2未満	不動態状態
52以上130以下	0.2以上0.5以下	低から中程度
26以上52以下	0.5以上1以下	中から高程度
26未満	1より大	激しい、高い

写真-5 シースとPC鋼線の接触

写真-6 シースとPC鋼線の接触

写真-7 シースおよび鋼線の腐食

(7) はつり調査

はつり調査の結果、シース内はグラウトにより充てんされていたが、鋼材がシース上面に偏って接触していた(写真-5)。またシース上面には橋軸方向に亀裂が生じているのが確認された(写真-6)。これはPC鋼線の緊張によりPC鋼線がシース上部に押し上げられ、シースに引張力が生じ亀裂が生じ破断したものと考えられる。またシースとPC鋼線の接触している箇所は腐食が激しかった(写真-7)。

4. おわりに

本橋を設計・施工した際の環境評価、コンクリートや鋼材等の材料設計、かぶり等の設計条件は、建設当時の

基準等に準じて行われている。しかし、主げたコンクリートには大きなひび割れ、剥落等の劣化、鉄筋・シースおよびPC鋼線等の鋼材には著しい腐食が生じ、供用後22年しか経過していないにもかかわらず、構造物としての要求性能が確保できない状態にまで損傷を受けている。このようなことは、建設時には予想もされなかったものと考えられる。

このことから、今後海上および沿岸部に建設される橋りょうを高耐久な構造物にするためには、この調査結果等を踏まえ環境条件を適切に捉える必要があるものと考ええる。

沖縄県は全域が塩害環境下にあることから、気象および種々の環境要因を定量的に評価し、劣化予測に反映できるようなデータの蓄積が必要である。さらに、構造物の耐久性に関する照査法の確立など、今後の課題は多い。課題を解決するためには、橋りょうやその他コンクリート構造物の損傷事例を公表・分析し、新設されるコンクリート構造物の建設に活用していくことが大切である。

本稿が読者の方々に何らかの参考になれば幸いである。

謝 辞 本調査に当たり、琉球大学工学部 教授大城武氏、(株)四国総合研究所 工学博士 横田優氏、(株)沖縄構造設計 西里好文氏・瀬長哲氏・喜納政行氏には貴重なご助言およびご協力を頂いた。ここに記し、心より謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'01 [基礎編]，pp. 156～163，2001.3
- 2) 土木学会：[平成8年制定] コンクリート標準示方書 [設計編]，1996.3
- 3) 土木学会：[2001年制定] コンクリート標準示方書 [維持管理編]，2001.1
- 4) 土木学会：[平成11年版] コンクリート標準示方書 [施工編] 耐久性照査型，平成12年1月
- 5) 大城 武・山田義智・谷川 伸：厳しい環境下での実大RC建物の長期暴露実験について，JCI 年次講演会論文集，Vol. 17，No. 1，1995.6
- 6) 土木構造物防食委員会：土木構造物の腐食・防食Q & A，社団法人鋼材倶楽部，1992.4

国際会議ニュース

2nd International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-02)

日 時：2003年9月23日～26日 September 23-26, 2003
場 所：Rome, Italy
主 催：CO-SPONSORS: CIB, ACI, Italian Association for Reinforced and Prestressed Concrete

トピック：All branches of structural, earthquake, construction, and geotechnical engineering; steel structures, ocean and coastal structures, industrial structures, bridges, tunnels, precast structures; structural analysis, structural damage assessment, hazard and risk management, performance of constructed facilities; construction and project management, planning, simulation, cost engineering, construction methods, productivity analysis, contracting and claims; information technology, 4-D CADD, virtual reality; industrialized housing

and prefabrication; international construction, engineering management, manufacturing applications to construction; education and training, ethics.

論文申込み：DEADLINE and METHOD FOR SUBMISSION OF ABSTRACTS: June 30, 2002 for one to two page abstract outlining the major content and conclusions. Abstracts must be sent by e-mail.

連絡先：Prof. Franco Bontempi, Dept. of Structural and Geotechnical Engineering, University of Rome "La Sapienza", Via Eudossiana, 18-00184 ROME, ITALY.

E-mail: franco.bontempi@uniroma1.it; bontempi@stru.polimi.it

Web page: www.isec-02rome.com