

第1回 土木学会西部支部沖縄会

技術研究発表会

琉球大学 研究者交流会館・50周年記念会館

2011年10月4日

発表プログラム・概要集



土木学会西部支部沖縄会

会場案内



琉球大学西原口を入り、構内の信号を左に曲がり、左手すぐ。

- 土木学会継続教育（CPD）プログラム認定
- 認定番号：JSCE11-0701
- 単位数：5.3 単位

発表プログラム

2011年10月4日

Time Table

Start	End	プログラム	
9:00	9:30	受 付・登 録	
9:30	9:45	開会式 開会の挨拶：矢吹哲哉 (沖縄会会長・琉球大名誉教授) 実施要項 & 優秀発表者賞：下里哲弘 (沖縄会幹事長・琉球大准教授)	
9:45	10:00	Break	
10:00	11:30	Session 1 (計測、維持管理) 座長：琉球大学 下里哲弘	Session 2 (交通、計画、環境) 座長：琉球大学 神谷大介
11:30	13:00	Lunch	
13:00	14:30	Session 3 (鋼構造、維持管理) 座長：沖縄県 宜保 勝	Session 4 (ダム、土質、地盤) 座長：琉球大学 原 久夫
14:30	14:45	Break	
14:45	16:15	Session 5 (橋梁、腐食) 座長：沖縄総合事務局 松野栄明	Session 6 (コンクリート、維持管理) 座長：琉球大学 富山 潤
16:15	16:30	Break	
16:30	17:00	閉会式 優秀発表者賞の表彰：矢吹哲哉 (沖縄会会長・琉球大名誉教授) 閉会の挨拶：松野栄明 (沖縄総合事務局)	

Presentation Schedule

Titles and Authors

○発表時間：7分、質疑応答：3分

○概要集：2頁～6頁（原則、偶数頁）

○注意事項

- ・発表者は、各発表セッション開始前に発表パワーポイントを会場パソコンにインストールし、動作状態を確認すること。
- ・発表者および聴講者は、土木学会西部支部沖縄会の会員登録をしてください。なお、土木学会正規会員または学生は登録の必要はありません。

• 10月4日 (火曜日)

Time	Room A
	<p style="text-align: center;">Session1 : 計測、維持管理 座長：下里 哲弘 (琉球大学)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. レーザー変位計を用いた腐食鋼板の形状計測 琉球大学 ○島袋 恵一、下里 哲弘、有住 康則 2. 光ファイバを用いたコンクリートのひび割れ検知に関する実験研究 琉球大学 ○石嶺 真作、下里 哲弘、TTES 菅沼 久忠 3. 空間補間法(IDW)および領域気象モデル(WRF)を用いた風況推定について 琉球大学 ○当真 嗣竜、東條 良太、山田 義智 4. 作用強度からみた塩害劣化評価法に関する数値解析的検討 琉球大学 ○福田 陽介、富山 潤、東洋大学 中林 靖 5. 亜熱帯島嶼域における飛来塩分量と風速との相関関係 琉球大学 ○所 宏祐、下里 哲弘、有住 康則 6. 塩害を受けたプレビーム合成桁の剛性評価 川田工業 ○池田 直樹、琉球大学 下里 哲弘、浦添市 仲里 善文 7. 沖縄自動車道における鋼橋塗装管理についての考察 西日本高速道路九州支社沖縄管理事務所 ○園田 浩二、山口 慶三 8. 沖縄県橋梁長寿命化修繕計画 ホープ設計 山口 一字、金田 一男、沖縄県 山内 勝
<p>10:00 ┆ 11:30</p>	<p style="text-align: center;">Room B</p> <p style="text-align: center;">Session2 : 交通、計画、環境 座長：神谷 大介 (琉球大学)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 新たなプローブデータを活用した管内交通状況の把握について 沖縄総合事務局開発建設部南部国道事務所 下地 義光、眞栄里 和也 2. 沖縄西海岸道路(那覇西道路)・那覇港臨港道路(空港線)の供用 沖縄総合事務局開発建設部 南部国道事務所 吉田 靖 3. 環境保全への取り組み状況について 沖縄総合事務局開発建設部北部ダム事務所 平元 勇記、安里 司 4. 地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた今後のダムのあり方 沖縄総合事務局開発建設部北部ダム事務所 河口 幸広、安里 司 5. 沖縄島における海水淡水化施設の効果と影響に関する研究 琉球大学 ○岡本 祥宏、神谷 大介、山口大学大学院 赤松 良久 6. 沖縄県貴重植物データベースの構築と活用の研究 ～保全対策のために～ 一般社団法人 沖縄しまたて協会 武村 栄子 7. 「恩納村歴史・風景散策路」での多言語歩行者系標識による有効性検証実験 沖縄総合事務局開発建設部道路建設課 相川 浩二、照屋 正史、末光 勇次 8. 伊良部大橋における環境対策 いであ(株) 藤沼 紀敏、沖縄環境保全研究所 宮里 季伸、沖縄県 奥間 章 9. 直轄国道の維持管理基準について ～現場での取り組み(除草編)～ 沖縄総合事務局 開発建設部 南部国道事務所 城間 和樹、安次富 長一

Time	Room A
13:00 ┆ 14:30	<p style="text-align: center;">Session3 : 鋼構造、維持管理 座長：宜保 勝（沖縄県）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 腐食劣化した高力ボルトの残存軸力計測法 琉球大学 ○丸山 直人、下里 哲弘、有住 康則、金秀鉄工(株) 長嶺 由智 2. 著しく腐食劣化した鋼プレートガーダー橋の崩落メカニズム 琉球大学 ○利光 崇明、下里 哲弘、有住 康則 3. 腐食劣化した鋼プレートガーダー橋のせん断耐荷力特性 琉球大学 ○山田 昌樹、下里 哲弘、有住 康則 4. 鋼とダクタイルコンクリートの接着合成に関する静的挙動 琉球大学 ○岩山 周平、下里 哲弘、太平洋セメント 児玉 明彦、小野 剛士 5. 鋼とダクタイルコンクリートの合成構造に関する疲労挙動 琉球大学 ○島袋 秀也、下里 哲弘、太平洋セメント 児玉 明彦、小野 剛士 6. 鋼とダクタイル接着合成時における引張試験とFEM解析の比較検証 TTES ○勝山 真規、琉球大学 下里哲弘、太平洋セメント 児玉明彦、小野剛士 7. EFFECTIVE NOTCH STRESS法による補修鋼床版の疲労耐久性評価 琉球大学 ○井上 諒、下里 哲弘、有住 康則 8. 東日本大震災による災害派遣報告 沖縄県北部土木事務所 増田 知大
	<p style="text-align: center;">Room B</p> <p style="text-align: center;">Session4 : ダム、土質、地盤 座長：原 久夫（琉球大学）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 億首ダム（台形CSGダム）本体工事の施工報告 沖縄総合事務局開発建設部 北部ダム事務所 與那嶺 盛明、新城 晴信 2. 平良港漲水地区岸壁改良工事について 沖縄総合事務局開発建設部 平良港湾事務所 野瀬 晴生、光行 忠司 3. 環境共生型防波堤の開発 沖縄総合事務局開発建設部 港湾計画課 川原 弘靖、与那嶺 和史 4. 儀間ダムにおける地質特性と基礎地盤の評価について 沖縄県ダム事務所 島袋 洋行 5. 鋼管杭φ1200の設計支持力および施工管理手法について ～伊良部大橋主航路部載荷試験の事例～ 沖縄県伊良部大橋建設事務所（現：空港課） 平良 義尚 6. チービシ砂の水分特性曲線について 琉球大学 ○榎田 一希、上地勝平、原 久夫 7. 段階載荷圧密試験の試験時間短縮における実験的研究 琉球大学 ○酒井 康司、原 久夫 8. 浸潤面を考慮した砂ろ過槽の浸透流有限要素解析 琉球大学 ○江戸 孝昭、原 久夫、松原 仁 9. バイオロジカル・ソイル・クラストの赤土流出防止効果について 日本工営株式会社 ○富坂峰人、下村幸男、野原博豪

Time	Room A
	<p style="text-align: center;">Session 5: 橋梁、腐食 座長： 松野 栄明（沖縄総合事務局）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 伊良部大橋主航路部上部工の工事概要について JFEエンジニアリング(株)・(株)横河ブリッジ・先嶋建設(株)JV 佐々木 亮 2. 伊良部大橋鋼橋部の防食について 沖縄県伊良部大橋建設現場事務所 我謝 将人 3. 伊良部大橋主航路部上部工の輸送・架設について 川田工業(株)・(株)仲本工業・(有)福地組JV 長坂康史 4. 伊良部大橋主航路部上部工の溶接技術について 宮地エンジニアリング(株)・金秀鉄工(株)・金秀建設(株)JV 矢ヶ部 彰 5. 伊良部大橋（一般部橋梁）の施工-塩害地区における100年対応の橋梁を目指して- (株)ピーエス三菱・(株)國場組・(有)新和建設JV 白石 哲 6. FRP防護板を用いた防食技術 宮地エンジニアリング(株) ○山下 修平、琉球大学 下里 哲弘、有住 康則 7. 鋼プレートガーダー橋周辺の飛来塩分特性に関する風洞試験(その1) 琉球大学 ○淵脇 秀晃、下里 哲弘、有住 康則 8. 鋼プレートガーダー橋周辺の飛来塩分特性に関する風洞試験(その2) 琉球大学 ○古里 智香、下里 哲弘、有住 康則 9. ナノバブル水を用いた腐食鋼板の洗浄効果に関する実験研究 琉球大学 ○佐次田 優人、下里 哲弘、有住 康則
14:45 16:15	<p style="text-align: center;">Room B</p> <p style="text-align: center;">Session6：コンクリート、維持管理 座長：富山 潤（琉球大学）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 沖縄自動車道湖辺底橋における床版取替工事について 西日本高速道路九州支社沖縄管理事務所 駒谷 大三 2. 温度応力解析によるマスコンクリートのひび割れ抑制について 沖縄総合事務局開発建設部 那覇港湾・空港整備事務所 嵩原 務仁 3. 実施工におけるフライアッシュコンクリートの品質について (財)沖縄県建設技術センター 砂川 勇二 4. 有限要素法を用いたASR劣化したプレテンションPC桁の耐荷性能に関する研究 琉球大学 ○金城 和久、富山 潤 5. 蒸気養生を受けたフライアッシュコンクリートの強度発現特性に関する基礎的研究 琉球大学 ○崎原 盛伍、富山 潤 6. 遅延膨張性細骨材に対するフライアッシュのASR抑制効果に関する基礎的研究 琉球大学 ○松本 康宏、富山 潤 7. 塩害で撤去されたコンクリート桁の劣化度調査（その1） 琉球大学 ○藤原 慎平、下里 哲弘、有住 康則 8. 塩害で撤去されたコンクリート桁の劣化度調査（その2） 大日本コンサルタント(株)○本田 博幸、琉球大学 下里 哲弘、有住 康則

発表概要集

Session1 : 計測、維持管理

レーザー変位計を用いた腐食鋼板の形状計測

琉球大学 ○島袋恵一、下里哲弘、有住康則

1. はじめに

近年、高度経済成長期や沖縄の本土復帰に建設された多くの構造物が、腐食による老朽化が生じているが、その腐食鋼材の性能評価には腐食鋼材を用いた静的引張試験、疲労試験などの基本的な強度評価が必要である。その強度評価には腐食鋼材の表面形状・板厚・腐食による偏心量を求める手法が求められている¹⁾。

本稿では、実際の腐食橋から採取した腐食鋼板を用いて、レーザー変位計による表面形状と板厚の形状計測についての検討結果を述べる。

2. 計測方法

2-1 使用した鋼材

検討には、健全鋼板 1 体、落橋後に回収した片面腐食鋼板 2 体、健全鋼板の中央部を削った鋼片 1 体の計 4 体を使用した。写真 1 から 4 にそれぞれ健全試験体 A、腐食試験体 B、腐食試験体 C、健全鋼片中央削りを示す。

2-2 使用した計測器具

計測にはレーザー変位計とマイクロメータを用いた。レーザー変位計は、LK-G80（基準距離：80mm、計測範囲：±15mm、繰り返し精度：0.2μm、計測間隔：1mm～0.1mm）であり、自動 X-Y 方向移動装置に固定し腐食試験体の表面形状を計測した。（写真 5）。マイクロメータ（最大測定値：27mm、読取值：0.001mm）は試験体の先端をはさんで板厚を計測した。

2-3 計測方法

レーザー変位計を用いて、各試験体両面の表面形状を測定した。測定範囲は 170mm×70mm の領域であり、その部分を 1.0mm 間隔で測定した。また、写真 6 に示すように、本検討では各試験体の Y=5mm ラインと Y=55mm ラインの表面と裏面までの距離をマイクロメータにより計測した。このデータとレーザー変位計から得られるデータを組み合わせて、レーザー変位計の測定結果から求められる板厚と実測板厚の差が最小となるように、腐食した鋼板の各位置での板厚を補正した。



写真 1 健全試験体 A



写真 2 腐食試験体 B



写真 3 腐食試験体 C



写真 4 健全鋼片中央削り

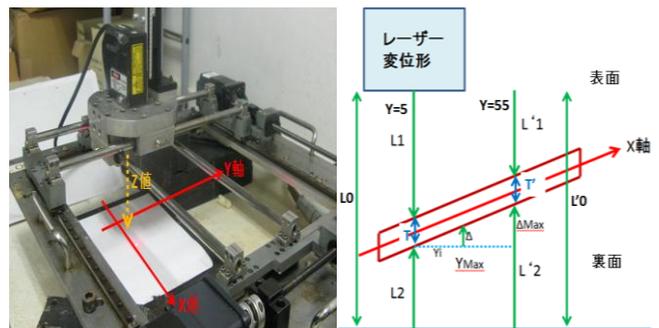


写真 5 レーザー変位計

図 1 補正図

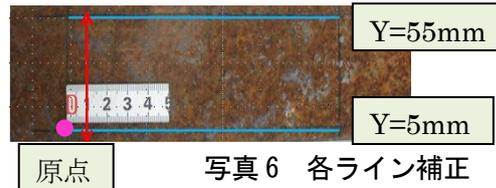


写真 6 各ライン補正

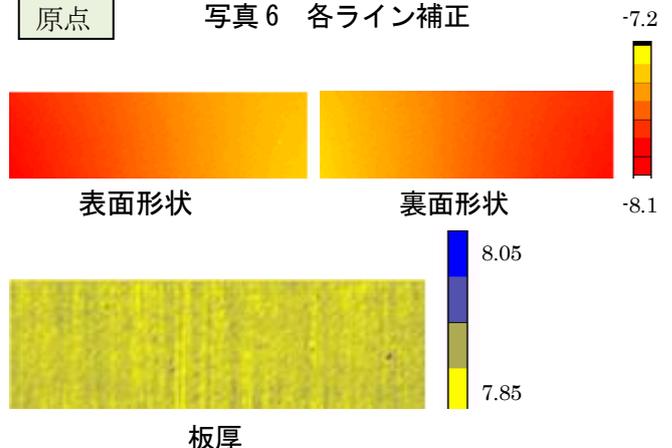


図 3 健全試験体 A

2-4 補正方法

測定結果の $5 \leq X \leq 135(\text{mm})$ 、 $15 \leq Y \leq 55(\text{mm})$ の領域を補正する。写真 6 に示す $Y=5\text{mm}$ ラインをマイクロメータで計測し、その値を T とし、レーザー変位計で出した表面までの距離、および裏面までの距離をそれぞれ $L1$ 、 $L2$ とし、 $L0=T+L1+L2$ と算出する。

$Y=55\text{mm}$ ラインも同様に $L'0=T'+L'1+L'2$ とし、その $L0$ と $L'0$ の差を Δmax とする。なお、 Y_{max} は Y 軸の補正範囲の最大値-最小値であるため $Y_{\text{max}}=55-15=40$ と決まる。これらから、比によって各 X ラインに補正すると、 $\Delta : \Delta \text{max} = Y_i : Y_{\text{max}}$ より

$\Delta = Y_i/Y_{\text{max}} \times \Delta \text{max} = Y_i/40 \times (L0 - L'0) = \text{補正值}$ となる。

レーザー変位計で計測した値に補正值を加算し、上下左右の傾斜を水平にして板厚を算出する方法を用いた。(図 1)

3. 計測結果

図 3 に示す健全試験体 A の板厚 8mm に対する平均板厚は 7.9mm、最少板厚は 7.87mm、最大板厚は 7.95mm であり、約 1% の誤差であった。

図 4 に示す健全鋼片中央削り試験体の最少板厚 7.14mm、最大板厚 7.9mm であり、約 5% の誤差であった。また削った部分の形状をとらえることができています。

図 5 に示す腐食試験体 B は、最少板厚 6.40mm、最大板厚 9.55mm であり、約 9% の誤差であった。また、表面に腐食が見られ裏面には腐食のない片面腐食である事が分かる。板厚分布も検出できている。

図 6 に示す腐食試験体 C は、最少板厚 6.66mm、最大板厚 8.42mm であり、約 8% の誤差があった。

また、試験体 B、試験体 C において、a (10,10) b (10,50) c (130,50) d (130,10) の 4 ヶ所 (単位; mm) でのマイクロメータ値とレーザー変位計計測値の相関を示したグラフを図 7 に示す。図より、試験体 B においてレーザー変位計とマイクロメータとの測定差は約 0.8mm、試験体 C において測定差は約 0.4mm であった。

4. まとめ

今回行った補正方法は、表面形状や板厚分布を把握することができた。今後は、レーザー変位計とマイクロメータとの測定差の向上を図るべく、検討を進めていく。

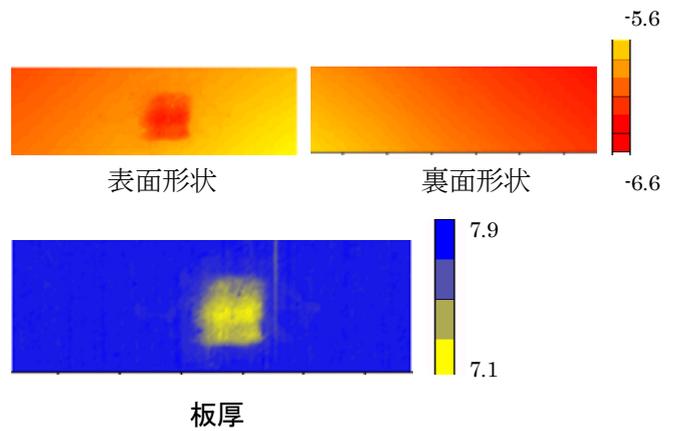


図 4 健全鋼片中央削り試験体

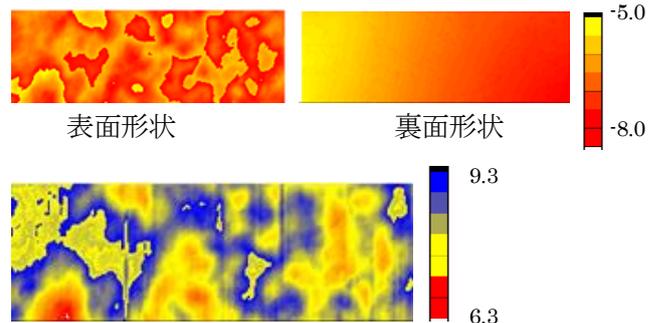


図 5 腐食試験体 B

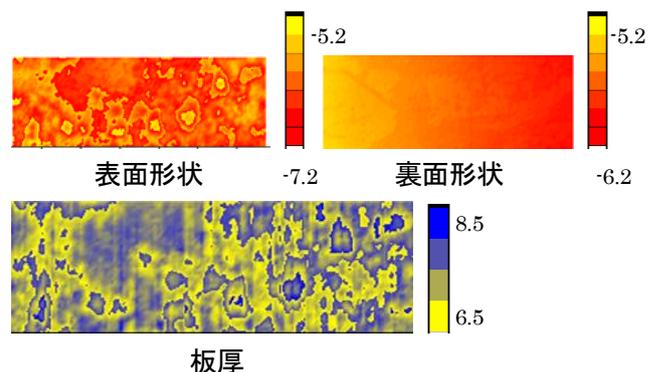


図 6 腐食試験体 C

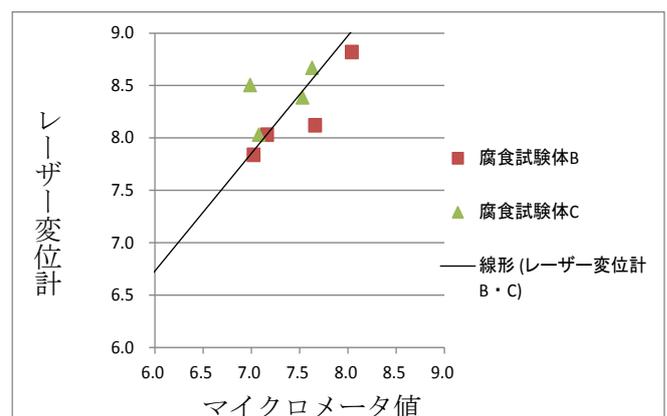


図 7 腐食試験体 B および腐食試験体 C におけるマイクロメータ値とレーザー変位計の比較

5. 参考文献

- 1) 森猛、橘敦志、野上邦栄、山沢哲也：腐食鋼板の引張・降伏耐力評価法の検討、土木学会論文集 A、Vol. 64 No. 1 38-47 2008. 1

光ファイバを用いたコンクリートのひび割れ検知に関する実験研究

琉球大学 ○石嶺真作 下里哲弘 有住康則 株式会社 TTES 菅沼久忠

1. はじめに

沖縄県内のコンクリート橋では塩害による鉄筋中の PC 鋼線の腐食膨張により生じるひび割れ対策が重要であり、そのひび割れの早期検知および進展モニタリングの技術が求められている。そのモニタリング技術として、耐候性が高い、高感度の光ファイバを用いる方法がある。

本研究では、光ひずみ計によるコンクリートの微細なひび割れの検出を目的として、光ファイバの検知能力の検証実験を行った。その結果について報告する。

2. 光ファイバセンサについて

光ファイバセンサは、図 1 に示す FBG センサを用いた。FBG センサの原理は、光ファイバ内に導入された複数の格子に反射する光の波長を利用し、外力によりひずみが生じると格子の間隔が伸び、その格子から反射する光の波長変化より、ひずみを算出する技術である。反射光の波長の変化とひずみの関係式は下の式で求めることができる。

$$\Delta\lambda_B = \lambda_B(1 - \rho_e)\epsilon$$

ここで、 λ_B は反射波長(nm)、 $\Delta\lambda_B$ はひずみ発生による反射波長の変化による波長のシフト量(nm)、 ρ_e は光ファイバの光弾性係数、 ϵ はひずみ($\mu\epsilon$)を表している。

3. 実験方法

実験は、図 2 に示す鋼板の表裏面に鋼繊維補強コンクリートを接着合成した試験体を用いて行った。FBG センサは、どこに発生するか分からないひび割れの検知と、ある程度の領域内に発生するひび割れを検知することを目的に、図 2 に示すように 300 mm 離れた固定治具間の平均ひずみを測定した。固定治具には IC ロックを用いた。その IC ロック間に張力を導入する側線を使用し、FBG センサは側線上に接着した。実験は、まず、ひび割れが生じない程度の 30kN で載荷・除荷を 3 回行った。次に、鋼繊維補強コンクリートに微細なひび割れが発生する、

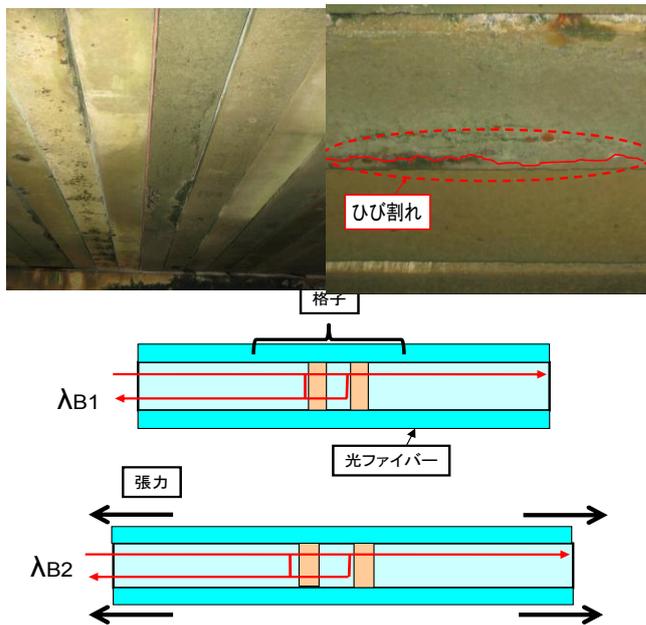


図 1. FBG センサの内部構造

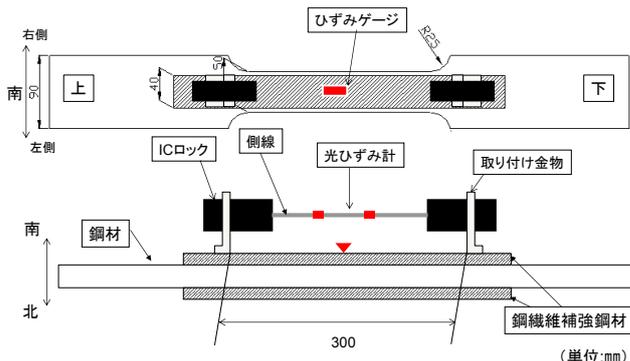


図 2. 使用した試験体と光ひずみ計設置例

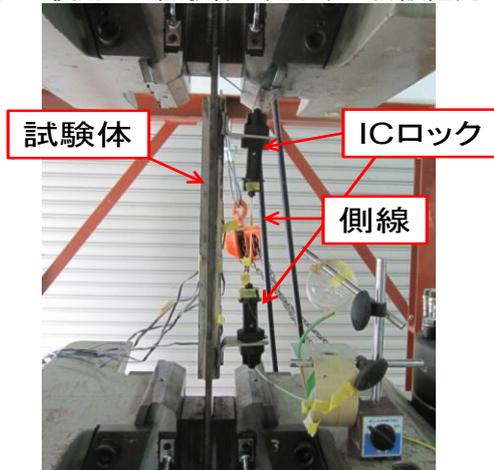


写真 2. 実験状況

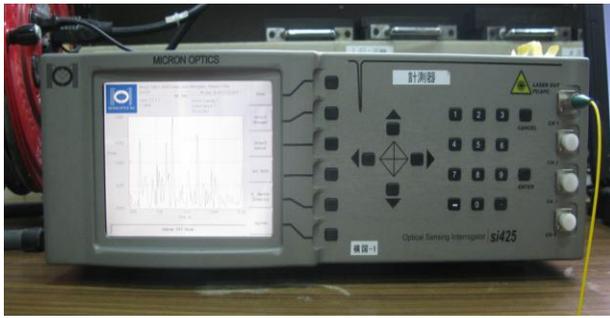


写真3. 使用したFBGアナライザ(si425)

150kNで載荷・除荷を行った。写真2に実験の状況を示す。

光ひずみ計の測定に使用するFBGアナライザsi425を写真3に示す。今回の計測は、125Hzでデータを保存した。

4. 試験結果

(1) 30kN 載荷

30kN 載荷の結果を図3に示す。光ひずみ計、電気式ひずみゲージ、共に弾性的な滑らかな挙動であり、約100 μ のひずみを計測できた。

(2) 150kN 載荷

150kNの載荷の結果を図4に示す。ひずみ200 μ を超えた付近で、光ひずみ計、電気式ひずみゲージのひずみの値に変化が生じた。その変化の特徴を各ひずみ計ごとに以下に示す。

1. 電気式ひずみゲージ

電気式ひずみゲージ付近にひび割れが生じたことにより、ひずみの値の信頼性が著しく低下している。

2. 光ひずみ計

200 μ を超えた付近で、若干ひずみの値に乱れが生じたが、固定治具間の平均ひずみを計測しているので、750 μ まで上昇した。除荷に伴いひずみも低下した。また、最終的には約50 μ のひび割れによる残留ひずみが残った。

30kN 載荷時には約100 μ のひずみを計測しており、これは150kN時に換算すると、500 μ のひずみに相当する。しかしながら、実際には約750 μ のひずみを示した。この250 μ のひずみの差はひび割れの影響と言える。よって、残留ひずみ約50 μ に関しては、除荷を行った時に発生したひび割れの影響だと考えられる。

写真4は、発生したひび割れを示す。ひび割

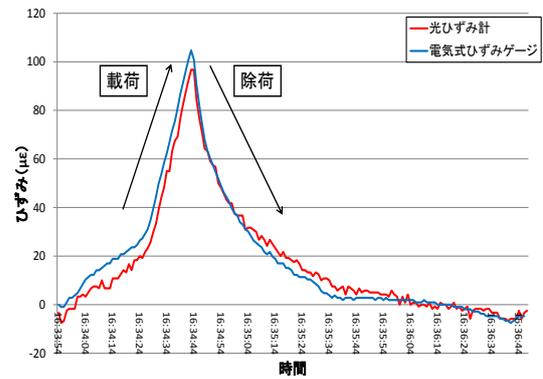


図3. 荷重 30kN 時の引張試験結果

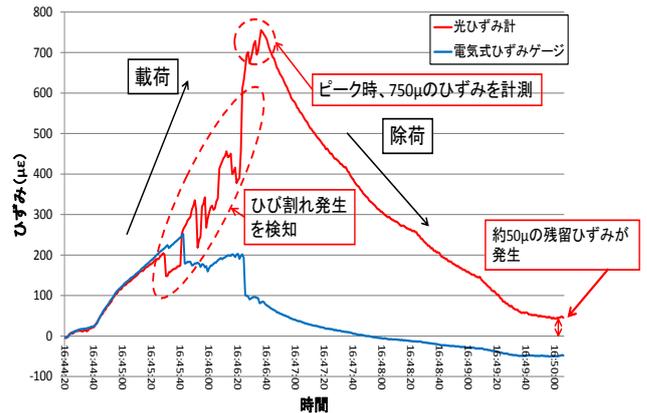


図4. 荷重 150kN 時の引張試験結果

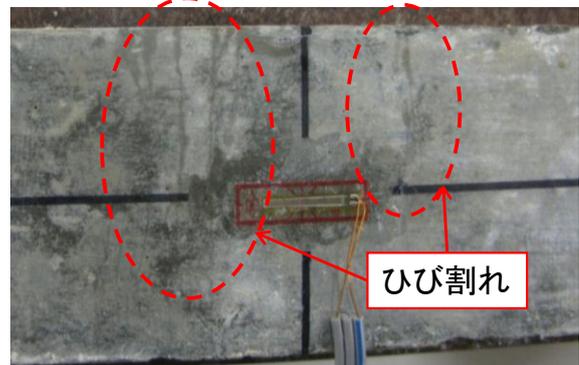


写真4. 発生した試験体のひび割れ

れは、ダクトル中心部付近に発生し、目視で確認出来ない程、微細なひび割れであった。

5. まとめ

光ひずみ計は、固定点間のひずみを計測することで、計測区間に発生したひび割れを広範囲で把握することが可能であった。以上より光ひずみ計はコンクリートの微細なひび割れを効率よく検知することが可能であることが分かった。

今後コンクリート梁による静的曲げ及び、疲労曲げ試験を実施し、コンクリートのひび割れ検知の検証実験を行う予定である。

空間補間法(IDW)および領域気象モデル(WRF)を用いた風況推定について

琉球大学 ○当真 嗣竜 東條 良太 山田 義智, 日本大学 湯浅 昇

1. 研究の背景と目的

1986年の建設省(当時)による塩化物総量規制が通達されて以降, RC 構造物に, 塩化物の初期混入による塩害が生じる可能性は低くなった。その一方, 飛来塩分などに起因する外来塩分による塩害の事例は多数報告されている。陸上部における飛来塩分量を数値解析などで推測する為には, 発生元である海岸における飛来塩分量を知る必要があり, 飛来塩分の発生には海岸の風況(風向・風速)が大きく係わるものと推察される。

多くの場合, 海岸の風況は, 最寄りの気象庁の観測所の観測データで代用されることが予想される。しかし, 必ずしも最寄りの気象庁の観測所の風況観測データが, 海岸の風況を表すとは限らないと考えられる。

そこで, 本研究では, 海岸において独自に行っている Web 気象観測システムの風況データと周辺の気象庁観測所の風況データのいずれが, 海岸における飛来塩分量と相関が高いか比較・検討する。また, 任意海岸の風況を推定する手法として, 複数ヶ所の気象庁観測所の観測データによる空間補間法(IDW)と, 領域気象モデル(WRF)の適用を提案し, その有用性を検討する。

2. 飛来塩分量および風向・風速の測定について

2.1 飛来塩分量の測定場所と分析方法

飛来塩分の捕集は, 沖縄県国頭村辺野喜の海岸にて長期間行った。飛来塩分の捕集には改良した土研式飛来塩分捕集器を用い, 月に一度飛来塩分の回収・測定を行っている。図-1には, 捕集器の設置場所と周辺の気象庁観測所の位置を示す。写真-1には, 改良型土研式飛来塩分捕集器の外観を示す。なお飛来塩分量(塩化物イオン量)の測定には, 塩化物イオン選択性電極による電位差滴定法を用いた。

2.2 Web 気象観測システムと気象庁の観測所について

辺野喜の飛来塩分捕集器の近くには, Web 気象観測システムを設置しており, 辺野喜海岸における風



図-1 捕集器と気象庁観測所位置 写真-1 捕集器

況(風向・風速)の観測を独自に行っている(写真-2, 写真-3 参照)。また, 気象庁の観測所は, 辺野喜周辺に位置している伊是名, 奥, 名護の3ヶ所を選定した(図-1 参照)。なお, 使用した風況観測データは, 2007年8月から2011年8月までの1時間毎の風向・風速データである。これは, 辺野喜において Web 気象観測システムを設置した時期と対応している。

辺野喜海岸の周辺地形は, 北側と西側が海に面している。西側では飛来塩分捕集器からその法線方向に約40メートルで汀線となり, 北側では約170メートルで汀線となっている(写真-4, 写真-6 参照)。しかし東側と南側は山に面しており(写真-5, 写真-7 参照)海岸までの距離は東側で約8.8キロメートル, 南側で約18.8キロメートルと西側, 北側のそれぞれと比較しても非常に離れていると言える。そこで, 今回は辺野喜海岸の北側と西側の風況と飛来塩分量についてのみ検討する。



写真-2 システムの全景 写真-3 風向・風速計



写真-4 辺野喜北



写真-5 辺野喜東



写真-6 辺野喜西



写真-7 辺野喜南

2.3 平均風速および積算風量の算定方法

各方位の風速は、捕集器が向いた法線方向の風速に換算した。なお、捕集器は東西南北の4方位に面している。風の対象方位は、捕集面の臨む方位を基準に±67.5(刻み幅±22.5°)以内の範囲とした(図-2参照)。この刻み幅は、気象庁が設定している16方位に対応させるために用いた。ここに平均風速 V_a を式(1)に示す。

$$V_a = \frac{\sum_i^n V_i}{n} \quad (1)$$

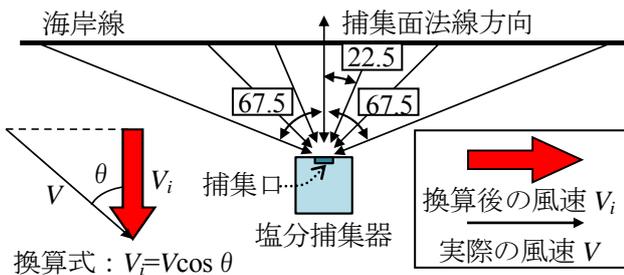


図-2 風の対象方位

ここで V_i は、図-2に示すように実際に吹いている風を捕集面に対して垂直方向に換算した風速である。この換算を各時刻に吹く風を対象として行っている。また、 n は観測期間中に対象方位から風が吹いた回数(時間)としている。

積算風量 V_s は、平均風速 V_a に n と3600秒(1時間)を乗じたものであり、単位はメートル(m)である。

2.4 各観測地点の地表粗度区分と高さ補正

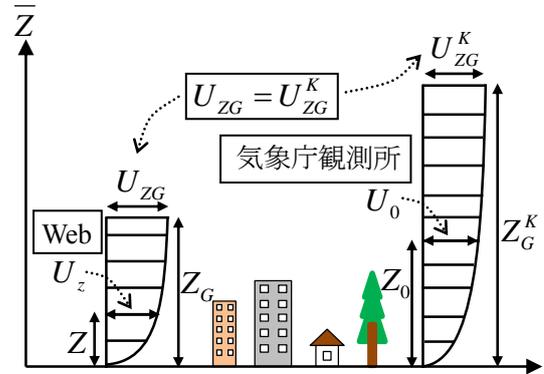
Web 気象観測システムと気象庁の観測所では、周

辺地形や風向・風速計の設置高さが異なる。そのため、べき指数を用いて風速の補正を行った。補正方法は、日本建築学会建築物荷重指針を参考にした。以下にその手順を示す。

まず、式(2)を用いて気象庁の各観測所の風速を地表粗度の影響を受けない上空風高度の風速に変換する。次に気象庁の観測所と Web 気象観測システムの上空風高度での風速は等しいという条件により、式(3)を用いて気象庁観測所の風速を Web 気象観測システムの風向・風速計の設置高さの風速に変換した。図-3には、式(2)と式(3)において使用する変数と風速補正の概要図を示す。また、表-1には、計算に用いた各風況観測地点の係数 α と周辺地域の地表面の状況を示す。

$$U_{ZG}^K = U_0 \left(\frac{Z_G^K}{Z_0} \right)^\alpha \quad (2)$$

$$U_Z = U_{ZG} \left(\frac{Z}{Z_G} \right)^{\alpha'} \quad (3)$$



Z_0 : 観測所の計測器の設置高さ	U_0 : 観測所の風速
Z_G^K : 観測所の上空風高度	U_{ZG}^K : 観測所の上空風速
Z_G : Webの上空風高度	U_{ZG} : Webの上空風速
Z : Webの風向・風速計の高さ	U_Z : Webの風速

図-3 風速補正の概要図

表-1 べき指数に用いた係数 α と地表面の状況

	辺野喜	伊是名	奥	名護
設置高さ	2m	10m	6.5m	25.5m
上空風高度	250m	350m	450m	450m
係数 α	0.10	0.15	0.20	0.20
地表面の状況	障害物が殆ど無い平坦地	草原などの障害物が有る平坦地	樹木・低層建物が密集する地域	4~9階建てが散在する地域

3. 空間補間法 (IDW) および領域気象モデル (WRF) を用いた風況の推定

任意海岸地点の風況を推定するには海岸現地における実測風況と比較する必要がある。しかし、一般に海岸で風況を観測している例は少ない。そこで、任意海岸の風況を推定するため、空間補間法 (IDW) および領域気象モデル (WRF) の適用を提案・検討する。なお、WRF の結果については計算コストの都合上、2007 年度～2009 年度の冬場 (12 月, 1 月, 2 月) の 3 シーズンのみとした。

3.1 空間補間法 (IDW) の概要

本研究で用いた空間補間法 Inverse Distance Weighted (IDW) は、複数の気象庁観測所の風向・風速データに距離による重みをつけ、任意地点の風況を推定する方法である²⁾。式(4)は、任意地点 s の予測値 $u(s)$ を示す。式(5)は、任意地点 s における重み $w_i(s)$ を示す。

ここで、 u_i は各気象庁観測所の風向・風速を表す。 $d(s, s_i)$ は任意地点 s から実測地点 s_i までの距離である。表-2 には、伊是名、奥、名護の各気象庁観測所と辺野喜までの距離を示す。

$$u(s) = \frac{\sum_{i=0}^n w_i(s) u_i}{\sum_{i=0}^n w_i(s)} \quad (4)$$

$$w_i(s) = \frac{1}{d(s, s_i)^2} \quad (5)$$

表-2 辺野喜と各気象観測所の距離

観測地名	辺野喜との距離(km)
伊是名	36.510
奥	5.917
名護	37.443

3.2 領域気象モデル (WRF) の概要

今回用いた領域気象モデルは、Weather Research and Forecasting (WRF) である。WRF とその関連プログラムは全てフリーである。WRF に使用される基礎方程式、数値計算スキーム、物理モデル、計算の流れおよび関連ソフトウェアについては、公式のホームページに詳しい説明があり、ここでは割愛する。本研究では、辺野喜周辺を解析領域に 4 段階ネスティングを行い、WRF による風況推定を行った。

表-3 に解析に用いた主な計算条件を示す。また、図-4 には、4 段階のネスティングの領域と計算に用いた Domain4 の領域を示す。

表-3 主な計算条件

	計算条件
初期・境界条件	GFS-FNL
標高・土地利用	GTOPO(30秒メッシュ)
地図投影法	メルカトル法
ネスト数	4
グリッド数(東西)	31, 34, 37, 47
鉛直層数	28
グリッド間隔(km)	30.0, 10.0, 3.3, 1.1
時間間隔(秒)	180

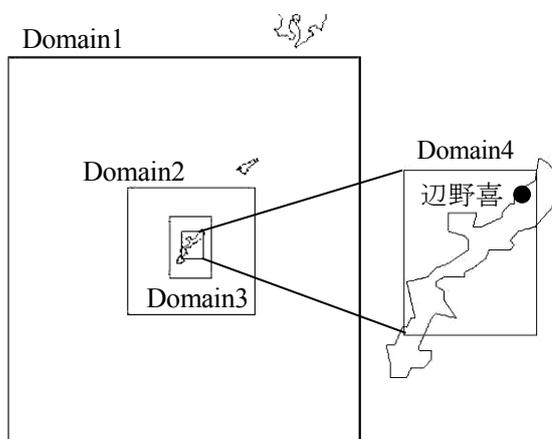


図-4 ネスティングの領域

4. 測定結果

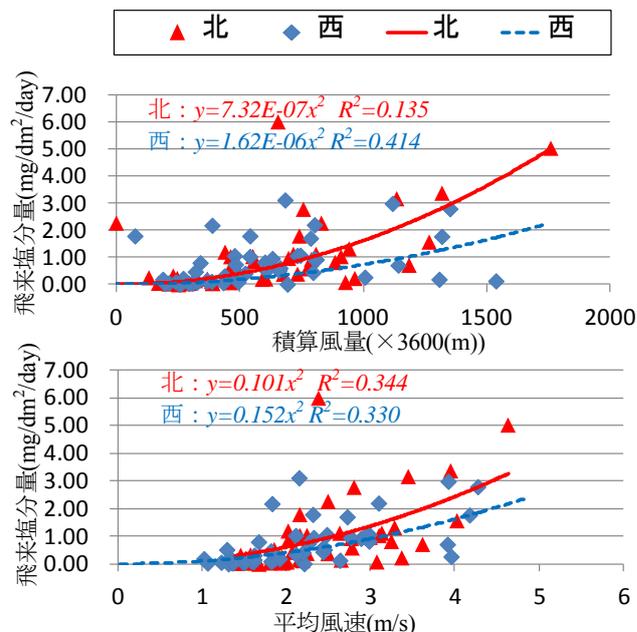


図-5 飛来塩分量と積算風量および平均風速

図-5 から図-7 には、汀線に最も近い西側と次いで近い北側における飛来塩分量と平均風速およ

び積算風量との関係を示す。飛来塩分量と平均風速および積算風量の関係には図中に示す2次関数による近似関係がみられた。このとき、海岸現地における実測風況が最寄りの気象庁観測所よりも飛来塩分量との相関が高いことが見られた。

また、飛来塩分量と平均風速および積算風量の関係を比較すると、ほぼ同じような相関がみられた。このことより、飛来塩分量の評価には風の吹いた時間も検討する必要があるとわかる。

図-8には、IDW および WRF によって推定した風況について示す。このとき、IDW および Web、

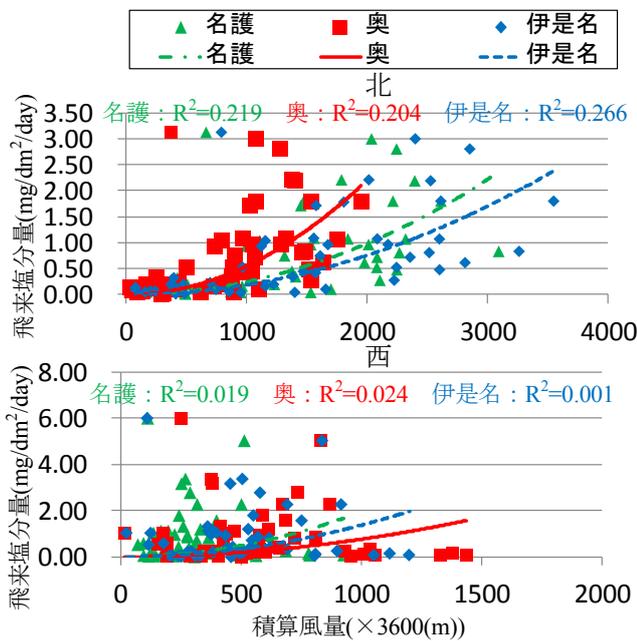


図-6 各観測所の飛来塩分量と積算風量

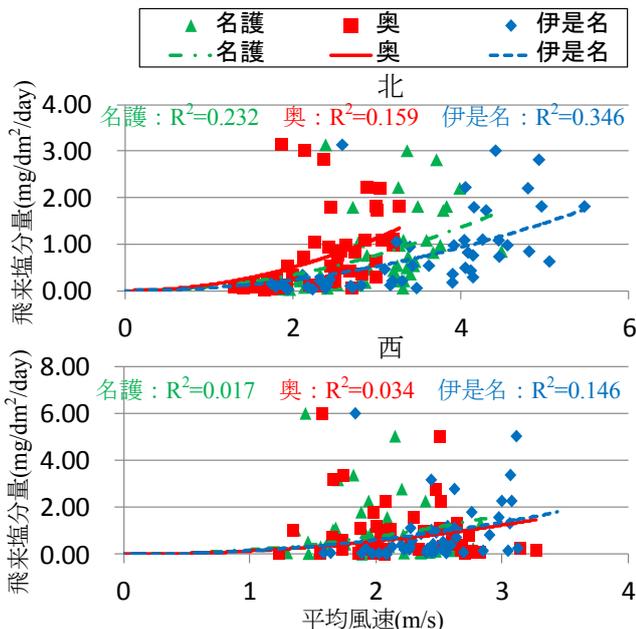


図-7 各観測所の飛来塩分量と平均風速

奥のデータを WRF の計算範囲に合わせた。

図-8 より、北側と西側のいずれにおいても Web 気象観測システムによる積算風量と飛来塩分量の相関が高く、IDW と WRF および奥観測所による積算風量と飛来塩分量の相関は低かった。

また、北側については、Web 気象観測システムの積算風量に比べ、IDW と WRF および奥観測所による積算風量が大きい値となった。この原因についてデータを精査したところ、Web 気象観測システムでは北側風の頻度が少なく、IDW と WRF および奥観測所によるデータでは北側風の頻度が多いことが判明した。

以上の結果より、最寄りの気象庁の風況観測結果や、提案する IDW と WRF による風況推定結果は、必ずしも海岸現地の風況を精度よく表せるものではなく、海岸での飛来塩分量の相関も低くなることが分かる。

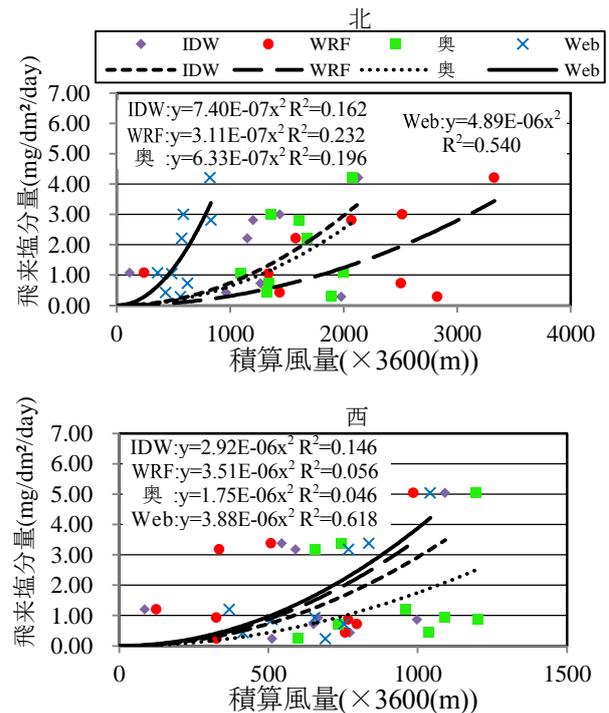


図-8 飛来塩分量と積算風量との関係

5. まとめ

- 1) 海岸現地における実測風況が最寄りの気象庁観測所よりも飛来塩分量との高い相関を示した。
- 2) 任意海岸の風況 (風向・風速) の推定方法として、空間補間法 (IDW) と領域気象モデル (WRF) を提案したが、今回の風況データ範囲では、精度よく推定できなかった。

作用強度からみた塩害劣化評価法に関する数値解析的検討

琉球大学 ○福田 陽介, 琉球大学 正会員 富山 潤
東洋大学 中林 靖

1. 目的

コンクリート橋および鋼橋などの社会基盤を構成する構造物の共通な劣化現象として、塩害が挙げられる。塩害劣化にはいくつかの要因があるが、大きな要因として海から飛来する海塩粒子（飛来塩分）の存在がある。飛来塩分による塩害劣化の程度や速度は、構造物の部材、部位ごとに異なることが知られている。したがって、飛来塩分に起因した塩害に対して、構造物を合理的で効率的に維持管理するためには、飛来塩分が構造物のどの位置に多く付着するかを定量的に評価することが重要である。そこで本研究では、塩害の作用強度として飛来塩分を考慮し、付着分布・量を粒子拡散モデルを用いて定量的に評価するための数値解析手法の開発を行っている。

2. 解析方法

本解析手法は、2段階に分かれる。具体的には、有限要素法により構造物周辺の流れ場（風速場）を解く第1ステップと、第1ステップで得られた流れ場を用いて粒子拡散手法の一つであるランダムウォーク法により飛来塩分粒子の移流・拡散を解く第2ステップからなる。

構造物周辺の流れ場は、Adventure_Fluid¹⁾を用いて解いている。Adventure_Fluidは、並列計算環境における大規模から中規模解析のための流体解析モジュールである。

以下に粒子拡散手法の概略を述べる。

発生した塩分粒子の輸送を次式で表す。

$$x_j^{i+1} = x_j^i + u_j^{i+1} \Delta t \quad (1)$$

ここで、 Δt は時間ステップである。また、 $i+1$ ステップ後の粒子速度を次式に表す。 j は座標を表す。

$$u_j^{i+1} = U_j^{i+1} + \alpha u_j^i + \lambda_j^{i+1} \quad (2)$$

ここで、 U_j^i は平均的な風速であり、Adventure_Fluidから得られる流れ場を用いる。 λ_j^{i+1} は乱流統計量、 α はラグランジュの相関関数である。また、乱流統計

量は次式となる。

$$\lambda_j^{i+1} = (1 - \alpha^2)^{1/2} \sigma_j \cdot \eta_j^{i+1} \quad (3)$$

粒子は平均値がゼロの正規分布に従うとしている。 σ_j は粒子拡散の標準偏差を表し、粒子の拡散性状を表現するものである。また、 σ は次式に示すFick形の拡散形式を持つものとしてモデル化を行っている。

$$\sigma = \sqrt{2Kt} \quad (4)$$

ここで、 K は乱流拡散係数であり、粒子速度に依存すると仮定し、次式から求めている。

$$K = \frac{\beta}{3} (u^2 + v^2 + w^2) \cdot t \quad (5)$$

ここで、 β は係数、 t は時間である。

図-1に本手法のフローチャートを示す。

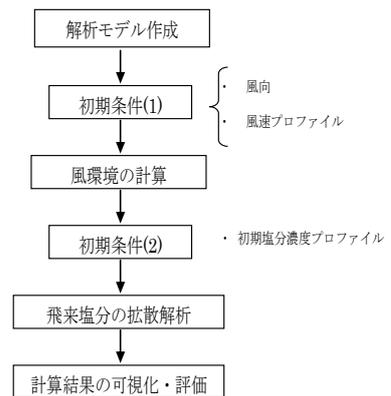


図-1 解析法のフローチャート

3. 数値解析例

図-2に示す橋梁を対象に本手法の妥当性を示す。風速は一樣流を図の左側から右側へ向けて流した。

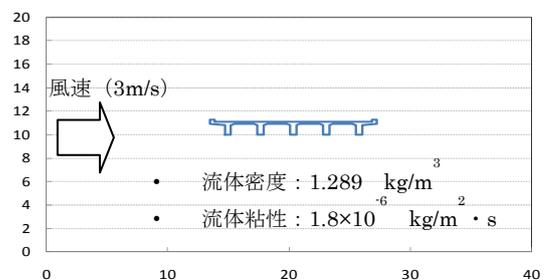


図-2 計算領域(単位：m)

キーワード 塩害, 飛来塩分, 作用強度, ランダムウォーク法, Adventure_Fluid

連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL098-895-8649

図-3 に要素分割図を示す。要素数 3,798,731，節点数 644,282 であり，解析規模が大きいため，東洋大学のクラスター63 台を用い，時間刻み 0.01 秒で 30 秒間計算を行った。

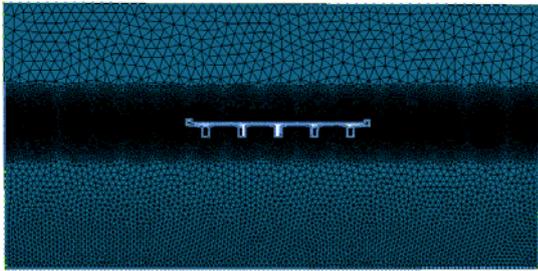
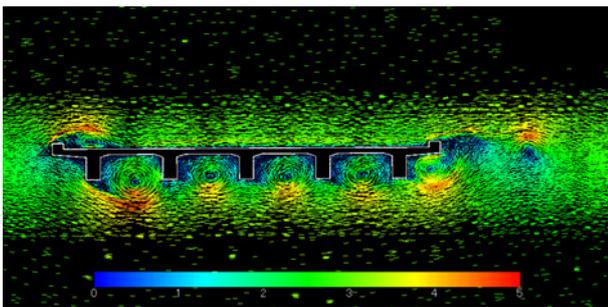
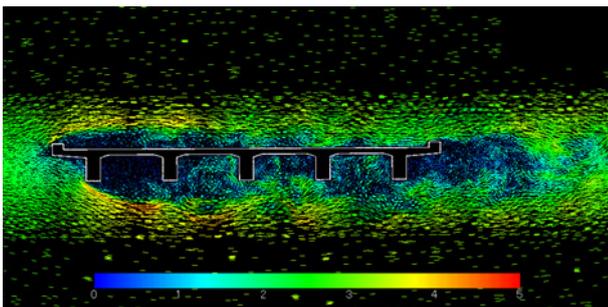


図-3 要素分割図

図-4 に風速ベクトル図を示す。初期の流れ場は，上流からの一様流れにより，主桁間に低 Re 数の大きな渦が発生しているが(図-4(a))，時間の経過とともに一様流が領域全体に広がることで，主桁間等の各部分での Re 数が上がるため大きな渦は小さく分割される。また，橋梁風下側にカルマン渦が発生している(図-4(b))。



(a) 1.5 秒後



(b) 30 秒後

図-4 風速ベクトル図

次に，図-4(a)に示した風速場を用いて飛来塩分粒子をランダムウォーク法により粒子の移流・拡散を計算した。流れ場が平面的であるため，粒子を図-5 に示すように平面的に発生させた（赤粒子）。なお，発生させた粒子の総数は 20,000 粒子で，計算ステップごとに総粒子数をほぼ均等分割して発生させている。

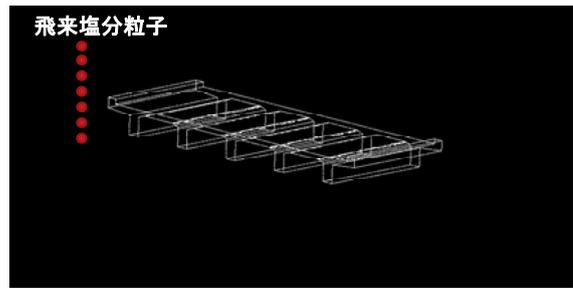


図-5 飛来塩分粒子発生

図-6 に 20 秒後の粒子分布を示す。また，図-7 に構造物に付着した塩分粒子の数を面ごとに示す。図より，飛来塩分粒子が主桁間の渦により巻き上げられ，主桁間内部の面にも付着し，その量は部材ごとに異なっていることが表現できていることがわかる。

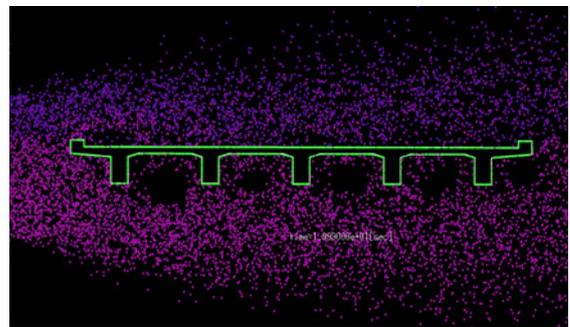


図-6 粒子分布図 (20 秒後)

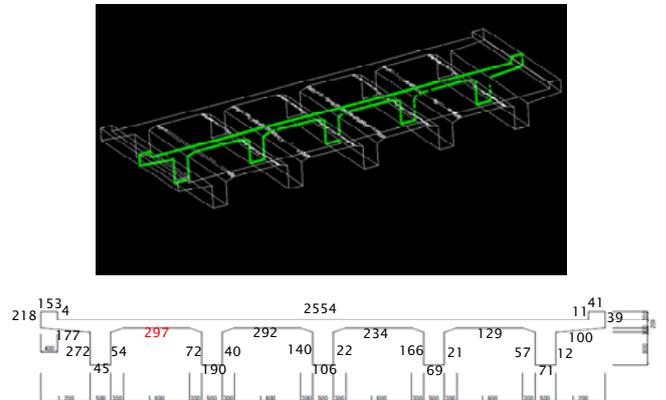


図-7 付着状況(緑：付着粒子)

4. まとめ

本研究では，飛来塩分の構造物への付着分布・量を作用強度とし，それを定量的に評価するための数値解析手法を提案し，その可能性を示した。今後，拡散，付着モデルなど詳細な検討を行う予定である。
謝辞：JCI シミュレーションソフト作成委員会 WG1，土木学会 342 委員会の委員の方々に貴重なご意見を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1)ADVENTURE ホームページ : <http://adventure.sys.t.u-tokyo.ac.jp/jp>

1. はじめに

既往の研究¹⁾により飛来塩分量と風速には相関関係があるといわれており、飛来塩分量 C、風速 V を

$$C = \kappa V^p \quad \dots\dots\dots (i)$$

で表すことができる。p は 2~4 乗の範囲といわれているが、固定値は決まっていない。既往の研究¹⁾で示された飛来塩分量と風速の相関関係のグラフを図.1 に示す。

本研究では、飛来塩分量を風速から概略推定することを目的とし、実測データに基づき、飛来塩分量と風速の相関関係を分析した。

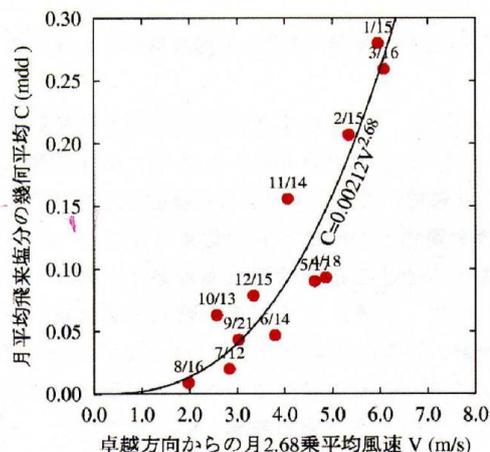


図.1 飛来塩分と風速の相関関係¹⁾

2. 計測場所

沖縄県北部に位置する琉球大学辺野喜曝露場(以下辺野喜)と中南部に位置する琉球大学・沖縄総合事務局牧港曝露場(以下牧港)の 2ヶ所の曝露場で計測した。

図.2 に辺野喜の離岸距離約 50m を示す。辺野喜は河川護岸上に設けている。図.3 に牧港を示す。図の破線を基準と考えると離岸距離は約 200m の位置にあり、こちらも同様に河川に面している。どちらの計測場所も海と曝露場の間に障害物が少なく、潮風の影響を直接受ける場所である。



図.2 辺野喜

3. 観測方法

①飛来塩分捕集法(ドライガーゼ法)

ドライガーゼ法は、JIS規格(z2382)に準じて内径 10cm×10cmの木枠にガーゼを取り付け、写真.1に示すように雨水が直接かからない覆いの下に設置して飛来塩分を捕集した。約1月毎にガーゼを回収し、硝酸銀滴定試験により塩分量を計測した。



図.3 牧港

②風向風速計

写真.2 に示す風向風速計は風向が 16 方向、風速が 0~60m/s まで測定できる。

4. 観測結果

①飛来塩分量(mdd)

図.4 に各月に測定した飛来塩分量を示す。図.4 よ



写真.1



写真.2

キーワード：ドライガーゼ法、飛来塩分量、相関関係、硝酸銀滴定試験

連絡先：〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地

国立大学法人 琉球大学 工学部 土木技術職員室 TEL：098-895-8641, FAX：098-895-8677

り辺野喜では、12月に最大飛来塩分量 10.9mdd、計測期間中の平均飛来塩分量 3.64mdd であった。牧港では1月に最大飛来塩分量 1.1mdd,計測期間中の平均飛来塩分量は 0.68mdd であった。

②風速(m/s)

図.5 に各月における平均風速を示す。ここで、平均風速は全 16 方向の平均値である。図.5 より辺野喜では 12 月の平均風速が 4.1m/s で最大となり、計測期間中の平均風速は 2.7m/s となった。牧港では、1月の平均風速が 1.75m/s で最大を示し、計測期間中の平均風速は 1.35m/s となった。

③風向割合(%)

図.6 に各曝露場での風向頻度を示す。辺野喜は南東方向 36%、南東南方向と北西方向が 22%と高くなっている。牧港では全方向から吹いているが、北西方向の割合が低いようである。

④飛来塩分量と平均風速の相関関係

図.7、図.8 に飛来塩分量と平均風速の相関を示す。平均風速を x、飛来塩分量を y としたとき $y=kx^p$ の近似曲線を赤線で示し、重相関係数を R で示す。

図より辺野喜では $R=0.9080$ 、牧港では $R=0.6457$ であった。(i)による飛来塩分量と平均風速との関係において、辺野喜は強い相関がある。牧港でも相関がある程度みられた。

5. まとめ

今後、沖縄の内陸部に位置する琉球大学、大学院大学 (OIST) でも飛来塩分量と平均風速の相関関係を検討していく。

【参考文献】 1)岩崎英治, 鹿毛 勇, 加藤真志, 中西克佳, 丹羽秀聡：耐候性鋼橋梁の断面部位別の腐特性とその評価に関する一考察

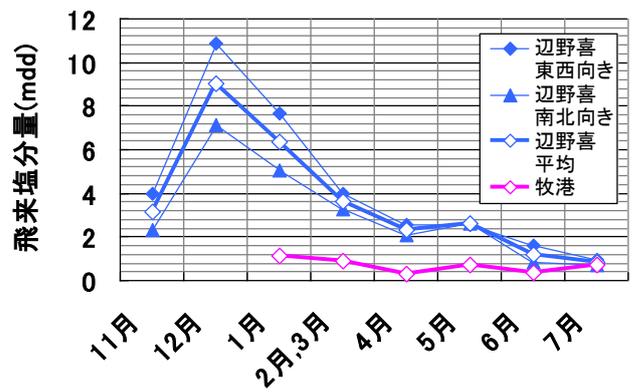


図.4 飛来塩分量(mdd)

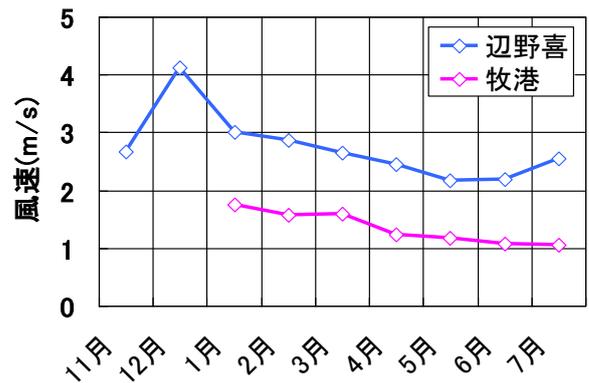


図.5 全方向平均風速(m/s)

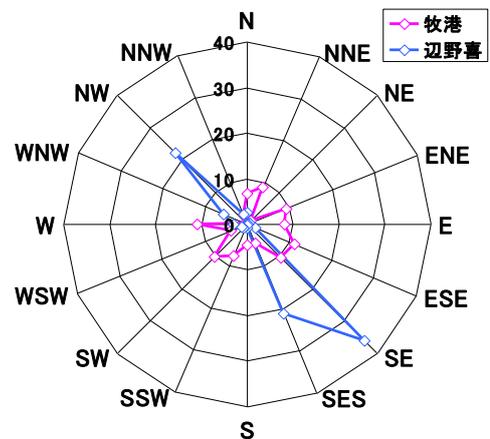


図.6 風向割合(%)

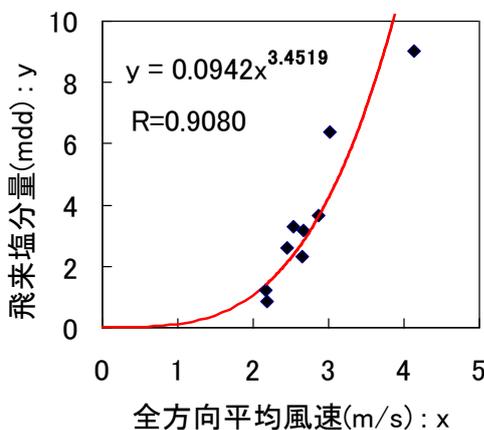


図.7 飛来塩分量と平均風速の相関(辺野喜)

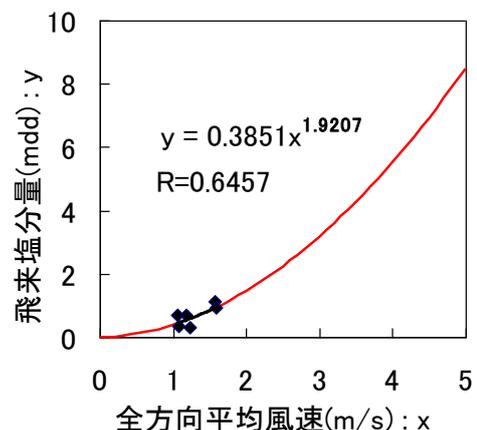


図.8 飛来塩分量と平均風速の相関(牧港)

塩害を受けたプレビーム合成げたの剛性評価

琉球大学 下里哲弘, 有住康則, 矢吹哲哉 浦添市役所 都市建設部 道路課 仲里善文
川田工業株式会社 ○池田直樹

1. はじめに

維持管理を行なうに際しては、その構造物に生じている現時点での劣化および、将来の劣化進展程度を適切に予測する必要がある。しかし、プレビーム合成桁（以下、プレビームと略す）の歴史は僅か 40 年余りと浅く、本格的な調査事例や、大きな損傷事例の報告は少なく、プレビームの劣化による剛性の低下程度は明確にされていない。

本稿は、塩害により劣化を受けたプレビームに対して、固有振動数およびたわみ測定により桁の全体剛性評価を行い、今後の維持管理に関する一資料となることを目的とする。また、2009 年度に琉球大学にて行なわれたの測定結果との比較を行ない、剛性の経年変化程度を把握するものである。

2. 対象橋梁

対象橋梁は図-1 に示す通り、P1 橋脚で対象な構造をもつ 2 連の単純合成げた橋である。（那覇側の橋梁を BR-1、浦添側の橋梁を BR-2 と略す）

この橋梁は、1981 年に沖縄県内に架橋されており、竣工当時は写真-1 に示す通り外洋に面していたことから、現在では塩害による劣化が進行している。なお、設計年次が古いため本橋には、塩害対策は施されていない。



写真-1 竣工当時の周辺環境

3. 現時点での劣化状況

目視調査の結果、塩害の進行によりコンクリート内部の鉄筋に錆が発生し、鉄筋に沿ったコンクリートの亀裂・剥離が見られた。劣化部位は舗装の割れ、床版・横桁・ウェブ・下フランジの各部コンクリートに発生している。特に下フランジコンクリートの劣化が激しいが、コンクリート中の鋼桁からと思われる錆汁は確認されていない。

4. 剛性の評価

4-1. 固有振動数のからの剛性評価

(1) 測定方法

橋梁の重量および支間長が既知であれば、固有振動数から橋梁の剛性を評価することが可能である。車両が橋梁上を通過した後に発生する自由振動で現れる固有振動特性を、加速度計で測定した。加速度計のサンプリング周期は 100Hz とし、配置については、橋軸方向は支間 L の 1/2 L 点および 1/4 L 点、さらに橋直角方向はねじり振動も測定可能なように、1/2 L 点の両側地覆部に配置した。

図-2 に加速度計配置図を示す。

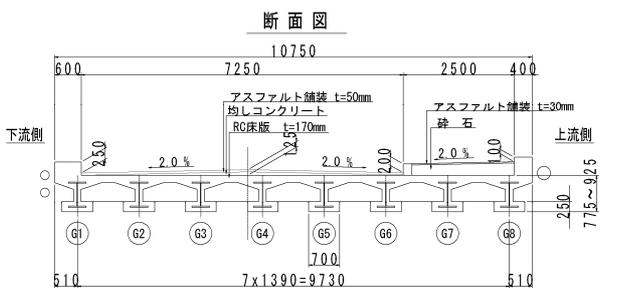
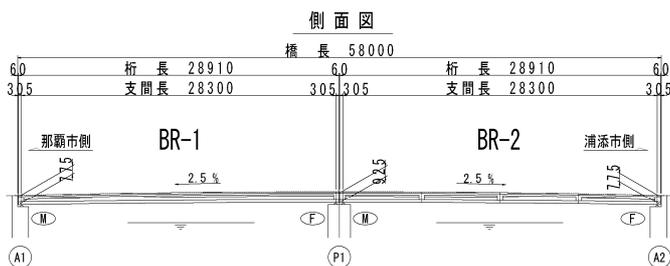


図-1 対象橋梁

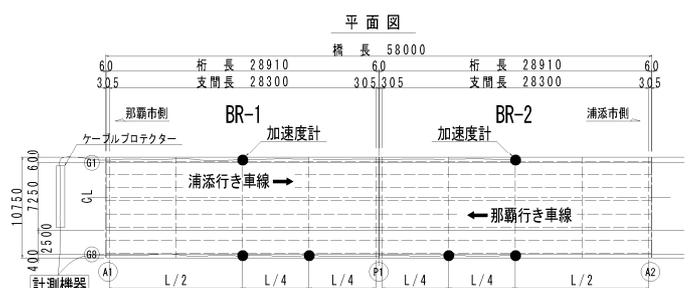


図-2 加速度計配置図

キーワード プレビーム合成げた, 塩害, 剛性評価

連絡先 〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江 1-22-19 川田工業(株)橋梁事業部 E-MAIL:naoki.iked@kawada.co.jp

(2) 測定ケース

荷重車は4t車および10t車とし、測定誤差を小さくするために、30km/hの一定速度で各走行車線ごとに3回計測した。

(3) 設計上の固有周期

建設当時の図面より橋梁の重量 および 剛性を求め、橋梁を一つの梁とした場合の、対称1次振動の固有振動数を算出する。設計上の固有振動数を表-1に示す。剛性については、地覆、床版、鋼桁、下フランジコンクリートを対象とする。また、地覆および下フランジコンクリートについては、劣化により剛性に寄与しない場合も考慮する。歩道マウントアップ部については砕石であるため、剛性には評価していない。なお、プレビームの設計計算では、使用状態としてケースA、終局状態としてケースCを考慮しており、いずれの場合も、ウェブコンクリートについては、その剛性を評価していない。

表-1 設計上の固有振動数

	剛性評価				固有振動数 (Hz)
	地覆	床版	鋼桁	L-Flg Con	
ケースA	×	○	○	○	2.00
ケースB	○	○	○	○	2.08
ケースC	×	○	○	×	1.60
ケースD	○	○	○	×	1.61

(4) 計測結果

1) 固有振動数

計測した加速度波形を高速フーリエ変換により、各周波数のスペクトルを求めた。各測定ケース毎の固有振動数の平均値を表-2に、また全測定ケースの固有振動数分布を図-3に示す。

表-2 固有振動数の平均値 (Hz)

車線	荷重ケース 振動モード	BR-1(那覇側)		BR-2(浦添側)	
		たわみ	ねじり	たわみ	ねじり
那覇行き	4t車	2.52	3.38	2.57	3.46
	10t車	2.53	3.36	2.56	3.47
浦添行き	4t車	2.53	—	2.57	3.46
	10t車	2.51	3.32	2.52	3.45

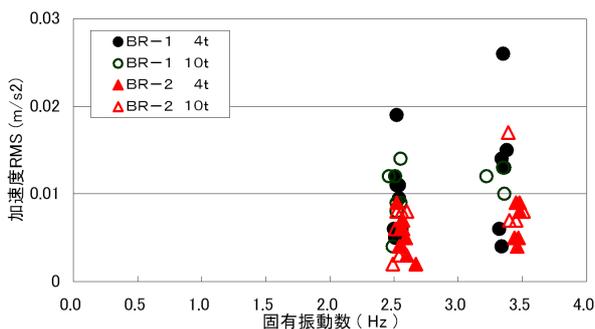


図-3 固有振動数分布

荷重車(4t, 10t)および走行車線による差は小さく、どのケースにおいても固有振動数は、2.5Hz 近傍と 3.4Hz 近傍となり、設計上の 2.0Hz を上回る結果となった。この結果は、既往の固有振動数測定結果¹⁾と同様な傾向を示しており、ひび割れ後のコンクリートでも、ある程度剛性に寄与することが確認できた。設計値を上回る計測結果については、設計上剛性評価していない舗装、高欄、ウェブコンクリートが剛性に寄与しているためと思われる。なお、2009年に琉球大学にて行われた固有振動数の計測結果も、本計測結果と同様な結果を得ている。

2) 減衰について

加速度波形を2回積分して得られた変位波形と減衰比の例を図-4に、変位波形より構造減衰(対数減衰率)を算出した結果を表-3に示す。

構造減衰は測定ケースによってばらつきがあるものの、道路橋耐風設計便覧²⁾に示されている、ゴム支承をもつた橋の構造減衰の参考値(本橋の場合 0.066)を、概ね上回る減衰を確保していることが判明した。

本橋はP1橋脚で対称な上部工構造をもつ2連の単純桁であるが、両橋の構造減衰を比較するとBR-1がBR-2に比べて低くなっている。桁の損傷程度や支点部周りの拘束程度の違いにより、構造減衰に差がでたものと考えられる。

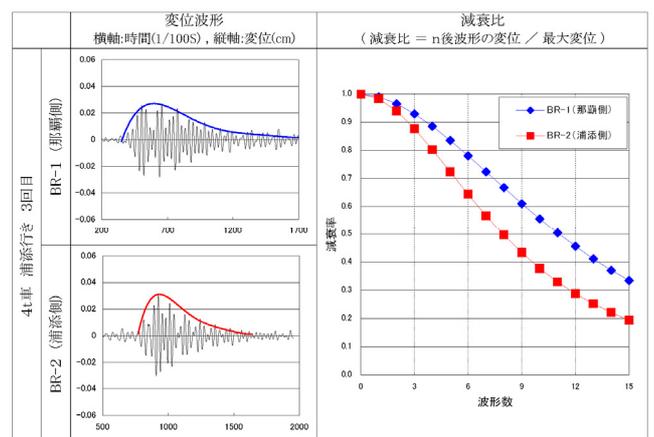


図-4 変位波形 および 減衰比

表-3 構造減衰

車線	荷重ケース	BR-1(那覇側)	BR-2(浦添側)
那覇行き	4t車	0.063	0.061
	10t車	0.089	0.092
浦添行き	4t車	0.074	0.097
	10t車	0.092	0.087
平均		0.080	0.087

4-2. たわみ量のからの剛性評価

(1) 測定方法

本橋の桁下空間は海上であり、桁下に不動点を設けることが出来ないため、橋面上からビデオトラッカーにて変位計測を行なった。計測システムを図-5に示す。

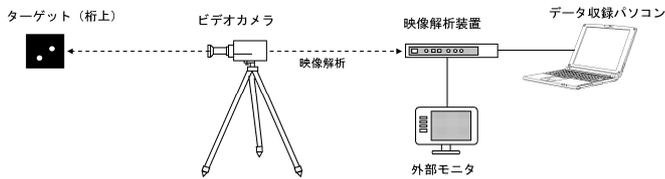


図-5 たわみ計測システム

不動点として、両側橋台後方の歩道部にビデオカメラ、橋梁支間中央にターゲットを配置し、ターゲットの動きを映像解析することによって、たわみ量を計測している。ビデオカメラの性能より、サンプリング周期 30Hz にて計測を行った。

ビデオカメラおよびターゲットの配置を図-6に、設置状況を写真-2に示す。

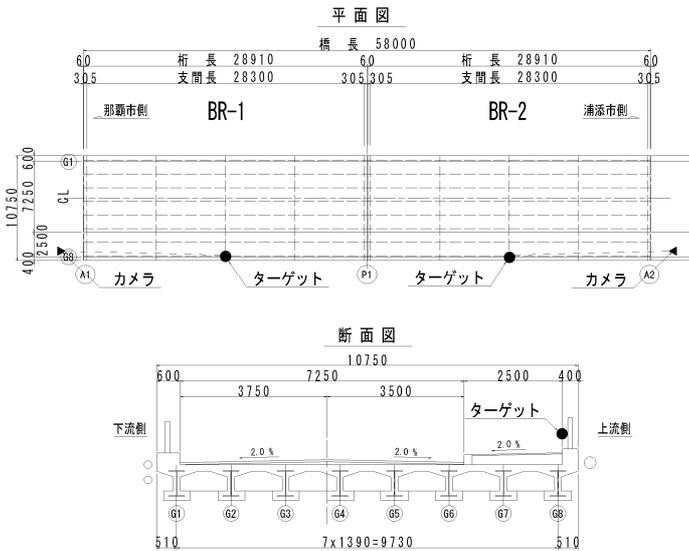


図-6 ターゲットおよびカメラ配置図



写真-2 ターゲット設置状況

(2) 測定ケース

荷重車は、前述の固有振動数測定時と同じ

4t, 10t 車とし、荷重車通過による動的たわみと、10t 車を支間中央に停止させた時の静的たわみを計測した。

(3) 設計上のたわみ量

荷重車の後輪を支間中央に載荷した場合の、支間中央たわみを平面格子モデルにて算出した結果を表-4に示す。なお、載荷位置は各車線中心とし衝撃は考慮していない。抵抗断面は前述のケースA(床版+鋼桁+下フランジコンクリート)、ケースC(床版+鋼桁)とする。

表-4 設計上の主桁たわみ (mm)

支間中央 たわみ		4t 車		10t 車	
		L-Flg コンクリート		L-Flg コンクリート	
		考慮	未考慮	考慮	未考慮
那覇行き	G1	0.7	1.1	1.7	2.8
	G8	1.0	1.7	2.5	4.2
浦添行き	G1	1.9	3.1	4.6	7.6
	G8	0.0	-0.1	0.0	-0.1

(4) 計測結果

ビデオトラッカーにて解析した動的たわみおよび静的たわみの例を図-7に、また測定結果一覧を表-5に示す。

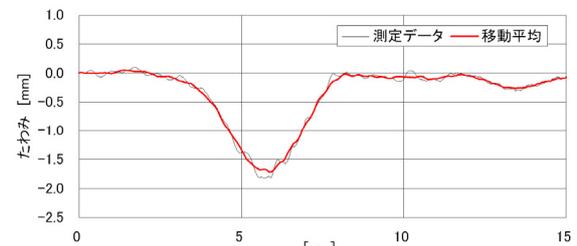


図-7a 動的たわみ解析結果

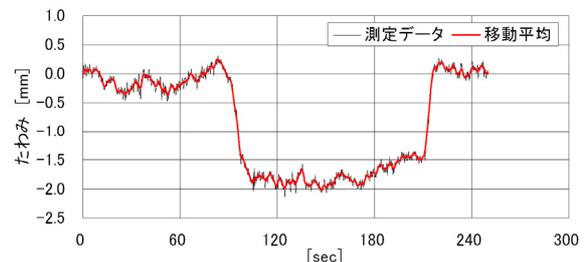


図-7b 静的たわみ解析結果

表-5 たわみ測定結果 (mm)

	BR-1 (那覇側)	BR-2 (浦添側)	設計値 (衝撃なし)
動的(30km/h) 4t 車 那覇行き	0.68	0.54	1.0
" 4t 車 浦添行き	0.22	0.26	0.0
" 10t 車 那覇行き	1.62	1.54	2.5
" 10t 車 浦添行き	0.53	0.39	0.0
動的(10km/h) 10t 車 那覇行き	1.77	1.77	2.5
" 10t 車 浦添行き	0.68	0.74	0.0
静的 10t 車 那覇行き	1.80	2.02	2.5

測定結果は、歩道側高欄部での結果であり、その位置はG 8桁とほぼ等しい。表-5 の設計値は下フランジコンクリートを有効とした時の G8 桁のたわみ値としている。

那覇行きのたわみ値は最大でも設計値の 80%程度であり、主桁の剛性や横桁の分配効果は確保されていると考えられる。しかし、浦添行きの測定結果については、設計値よりも大きなたわみが発生している。

動的たわみでは、BR-2 より BR-1 が若干たわみやすい傾向であった。

衝撃が含まれる動的たわみが静的よりも大きくなると考えたが、計測結果は静止時 > 10km/h 時 > 30km/h 時の傾向があり、荷重車の速度が遅いほど桁のたわみが大きくなった。この傾向は別途行なわれた、地覆部上でのひずみ測定でも同様の傾向であった。

なお、図-7 の静的たわみ解析結果からも解かるように、静荷重時でもたわみ値は変動している。本計測方法は、ターゲットの撮影画像を解析して、たわみを算出しているため、解析結果には天候（直射日光・風・路面からの陽炎などによるターゲットの揺らぎ）の影響を受ける。本計測方法を用いる場合は、天候に十分留意する必要がある。

5. まとめ

本計測は、塩害により劣化したプレビームの全体剛性評価を行い、今後の補修・補強、維持管理の一資料とすることを目的としたものである。

本計測で得られた結果は、以下のとおりである。

(1) 固有振動数による剛性評価

振動測定より得られた固有振動数は、両橋ともに荷重車種別および走行車線によらず、2.5Hz と 3.4Hz 付近であり、2009 年計測時と有意な変化は見らない。固有周期から判断すると、2009 年時点からの本橋の剛性低下は無いことを確認した。

計測結果は、設計上の固有振動数 2.0Hz を上回るものであり、計測時点での橋梁全体としての剛性は確保されており、ひび割れ後のコンクリートも剛性に寄与することを確認した。

(2) 減衰

測定ケースによってばらつきがあるが、道路橋耐風設計便覧に示されている、ゴム支承をもつけた橋の構造減衰の参考値 0.066 を上回る、0.08～0.09 程度の減衰を確保していることを確認した。

両橋を比較すると、BR-1 の構造減衰が BR-2 に比べて低い事が判明した。これは、2009 年計測結果および人間の感覚と一致している。

(3) たわみ測定

動的たわみ、静的たわみともに、両橋とも同程度のたわみ量を示した。那覇行きの計測値は下フランジコンクリートを有効とした設計値の 80%以下となっており、計測時点での桁剛性および横桁の分配効果は確保されている。しかし、浦添行きの測定結果は、設計値を超えるものであり、その原因については今後の詳細調査が必要と考える。

今回の計測結果では、固有振動数およびたわみ量についてはほぼ設計値を満足する結果となっており、剛性は確保されているものと考えられる。しかし、この結果は計測時点でのものであり、将来にわたって確保されるものではない。目視点検結果によると、塩害による劣化の進行（コンクリートのひび割れ・剥離・剥落、鉄筋の腐食）は明確であり、維持管理を行なう上では今後も経年変化による劣化程度を継続的に調査することが重要と考える。

参考文献

- 1) 国土開発技術センター：プレビーム合成げた橋設計施工指針，第3版，pp.53～56，1997
- 2) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，平成 19 年改訂版，pp.117～119，2007

C 塗装系の塗替えは、当時検討された下記の仕様（表一2）により実施している。

表一2 沖縄自動車道の塗装仕様（一般部）

素地調整	工 程	塗 料	沖縄管理事務所 C塗装仕様				
			H元 ~ H4年		H5年 ~		
			使用量 (g/m ²)	全箇所	使用量 (g/m ²)	海岸部(許 田高架橋)	その他
4種	下塗	変性エポキシ樹脂塗料下塗	/	/	240	○	○
	中塗	ポリウレタン樹脂塗料用中塗			140	○	○
	上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗			120	○	○
3種	タッチアップ 1回	有機ジンクリッチペイント	—	—	300	○	○
	タッチアップ 2回	有機ジンクリッチペイント	—	—	300	○	○
	タッチアップ 3回	変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	○	240	○	○
	タッチアップ 4回	厚膜型エポキシ樹脂塗料(300μm形)	—	—	1000	○	—
	下塗 第1層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	○	240	○	○
	下塗 第2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	○	240	○	○
	中塗	ポリウレタン樹脂塗料用中塗	140	○	140	○	○
	上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	120	○	120	○	○
2種	下塗 第1層	有機ジンクリッチペイント	200	○	/	/	/
	下塗 第2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	○			
	下塗 第3層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	○			
	中塗	ポリウレタン樹脂塗料用中塗	140	○			
	上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	120	○			
1種	下塗 第1層	有機ジンクリッチペイント	/	/	700	○	○
	下塗 第2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗			300	○	○
	下塗 第3層	厚膜型エポキシ樹脂塗料(300μm形)			1200	○	○
	下塗 第4層	厚膜型エポキシ樹脂塗料(300μm形)			1200	○	—
	下塗 第5層	変性エポキシ樹脂塗料下塗			300	○	○
	中塗	ポリウレタン樹脂塗料用中塗			170	○	○
	上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗			140	○	○

3. 橋梁水洗いの状況

橋梁水洗い（海塩粒子を除去）は塗装の延命策に効果があると言われているが、当事務所での水洗い作業は主に橋梁点検車を利用し高圧洗浄車にて高圧水により付着塩分等の除去作業（写真一1）を1回/年（台風シーズン後 12月～3月頃）行っている。

なお、橋梁下が漁港あるいは国道等で交差条件により洗浄水の影響が懸念される箇所においては、現状では水洗い作業は実施していない。

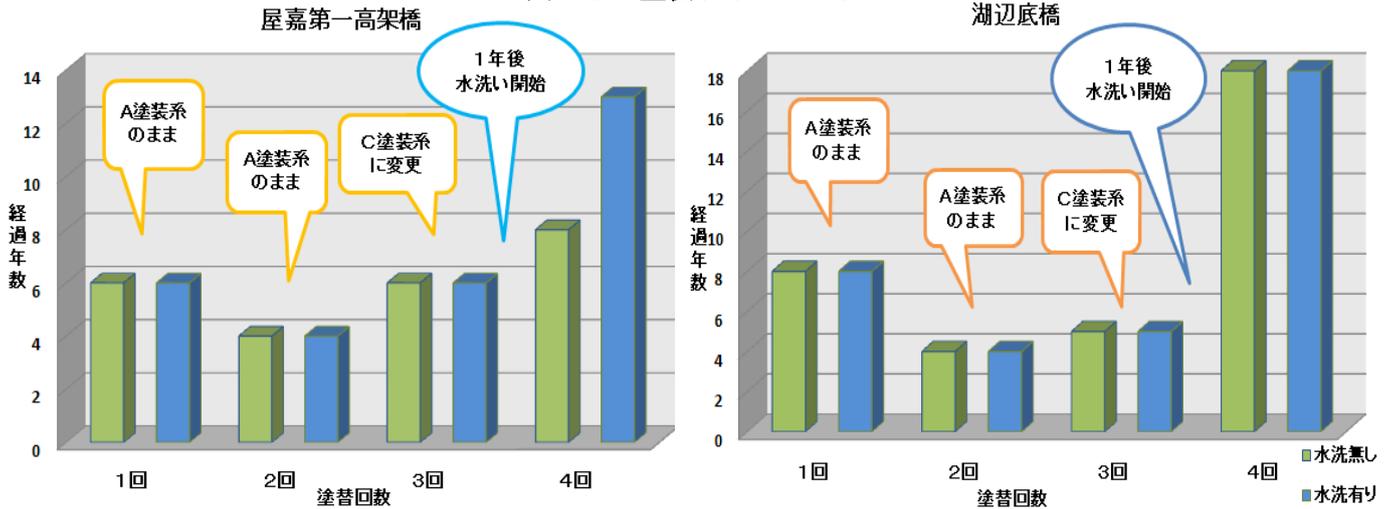
写真一1 橋梁点検車による橋梁水洗い状況



橋梁水洗いの効果について、付着塩分量においては表一2に示す通り「水洗い前」と「水洗い後」では大幅に減少しており、付着塩分量については定量的に水洗い作業の効果が期待できるところである。

当事務所では次の2橋において橋梁水洗いの効果を検証（比較できるように上下線で水洗い有無箇所とした）しており、その要旨は次のとおりである。

図-2 塗装サイクルグラフ



【屋嘉第一高架橋】平均塩分付着量：1,240mg/m² 最大塩分付着量：2,800mg/m²

水洗い有りと水洗い無しの箇所毎の発錆の程度差は顕著であり、特に下フランジ・対傾構・ウェブ水平補鋼材のエッジ部及び添接部のボルトに現れ、光沢の減少も明確であった。

水洗いを実施していない下り線については、前回塗装年度より8年経過した平成11年度に塗替塗装を実施している。一方、水洗いを実施した上り線については12年経過した平成15年度に塗替塗装を行っており、4年間の塗替塗装の延命化が図られている。

【湖辺底橋】平均塩分付着量：390mg/m² 最大塩分付着量：1,950mg/m²

水洗い有りと水洗い無しの箇所毎の発錆の程度差は全体的には少ないが、水洗い無しの下フランジのエッジ部に点錆が多く発錆していた。

当橋梁は前回塗替塗装を平成4年度に実施しているが、18年経過した現状の下り線(水洗い無し)においても、まだ、塗替塗装時期に達していない状況である。

沖縄自動車道の橋梁の付着塩分量の一例(5橋抜粋)を表-2に示す。

海岸部に位置している許田高架橋の下フランジ上面部が最も多く1,800 mg/m²の付着量となっている。ウェブと下フランジ上側とを比較すると、下フランジ上側部がどの橋梁も付着量が多いことが分かる。水平部材の上面側に塩分が多く付着するのが特徴である。

表-2 付着塩分量(橋梁水洗い前・水洗い後) H18~H22 平均データ

橋 梁 名	部 位	付着塩分量(mg/m ²)		摘 要
		水洗い前	水洗い後	
許田高架橋	ウェブ	1,036	34	海岸より0m
	下フランジ(上面)	1,800	46	H5年より水洗い開始
湖辺底橋	ウェブ	125	13	海岸より約700m
	下フランジ(上面)	393	25	H5年より水洗い開始
明治山第一橋	ウェブ	20	0	海岸より約2,000m
	下フランジ(上面)	70	10	H22年より水洗い開始
金武橋	ウェブ	30	0	海岸より約1,200m
	下フランジ(上面)	300	20	H22年より水洗い開始
屋嘉第一高架橋	ウェブ	612	24	海岸より約700m
	下フランジ(上面)	1,238	44	H5年より水洗い開始

4. まとめ

沖縄自動車道の塗替塗装サイクルの延命化について「塗装系変更（重防食塗装）＋橋梁水洗い」から 20 年近く経過し、これまでの橋梁点検結果、塗装履歴などから以下のようなことが推察される。

- ① 鋼橋の塗装劣化の要因としては、海からの飛来塩分や高温多湿な気候などの「腐食環境」、断面欠損の伴う発錆箇所の「素地調整不足」、「塗替塗装（回数）」による旧塗膜の経年劣化（防錆性能低下）などが考えられる。
- ② 重防食塗装は塗替塗装サイクルの延命化に大いに期待でき、LCC の低減となる。
- ③ 橋梁水洗いの効果は塗替塗装サイクルの延命化につながるものと思われるが（図－2）、一方で水洗い未実施箇所においても比較的健全な塗膜状態が保たれている橋梁もある。

『今後の塗装管理について』

- ① 北部区間は鋼橋が多数（14 橋）あるなかで、重防食塗装実施から新たに塗替えが必要とされる定量的な評価を行う損傷データが少ない（塗膜が比較的健全であることから塗替未実施が多い）。標準的な塗替塗装サイクルを確立する上で、塗装劣化の要因を考慮しつつ経年年数に伴う劣化データの収集を行う必要がある。
- ② 橋梁水洗いの効果は期待できるものと思われるが、鋼橋の発錆メカニズムにおいて飛来塩分がどれほどウェイトを占めるものなのか、各々の置かれている橋梁において「腐食環境」「素地調整不足」「塗替塗装（回数）」など、塗装劣化要因が異なることから、水洗い実施の有無が発錆進行速度の絶対的要因ではないと思われる。
また、水洗いの洗浄方法やその効果について、定量的な評価が十分に確立されていない状況であり、塗装劣化の要因も考慮しながら最適な水洗いのあり方（実施箇所の選定・頻度及び時期の検討）を明確にする必要がある。
- ③ 鋼橋は錆び易い箇所と錆びにくい箇所がはっきりしてきたので、今後は LCC の低減となる錆び易い箇所のみの部分塗替塗装を積極的に実施すべきであると考ええる。
- ④ 現在、沖縄自動車道の SA・PA のトイレには『ナノバブル水』を使用して清掃を行っており、従来（水道水＋洗剤）より効率的な清掃効果が発揮されている。腐食環境の厳しい部位（桁端部や支承周りなど）には、ナノバブル水を使用した水洗いも試行的に実施することも考えられる。

以上、「沖縄自動車道における鋼橋塗装管理」について述べたが、重防食塗装の塗替塗装サイクル、橋梁水洗いの効果など塗装劣化の程度が現場的に一様でなく確実な評価までに至っていない。

今後とも、現場的なより細部な損傷データ等を把握・収集し、また解析・評価を行いながら、事業の効率化、経費節減が実施できるよう関係機関等の協力も得ながら最適な鋼橋塗装管理に努めていきたい。

沖縄県橋梁長寿命化修繕計画

沖縄県 土木建築部 道路管理課 補修班 山内 勝
 (株)ホープ設計 ○山口一宇, 同 金田一男, 同 親泊 宏
 八千代エンジニアリング(株) 野田 一弘, 同 山本 浩貴

1. はじめに

我が国は戦後著しい経済発展を遂げ、膨大な社会資本を構築してきた。その中で橋長 15m 以上の道路橋だけでも 15 万橋となっており、その中の一部が既に老朽化に向かっている。一方、沖縄県が管理している橋長 2m 以上の道路橋(函渠含む)が 670 橋を超え、厳しい塩害環境の中で損傷劣化が進んでいる状況である。

このような背景で、沖縄県が管理する道路橋の現況を把握し、効果的な維持管理体制を確立し、従来の事後的な修繕及び架替から予防的な修繕及び架替へと円滑な政策転換を図ると共に、橋梁の長寿命化並びに橋梁の修繕及び架替に係る費用の縮減を図り平準化させ、道路橋の安全性・信頼性を確保することを目的として長寿命化修繕計画を策定した。

2. 沖縄県が管理している橋梁の現状と課題

沖縄県が管理している 672 橋の現状分析を行い、以下の知見が得られた。(1)本土復帰後に建設された比較的新しい橋梁が多い。(2)30 年後には全管理道路橋の過半数が、耐用年数の目安である 50 年を超える(図 1 参照)。(3)橋長 15m 未満の橋梁数が全体の約半数を占め、その中で約 9 割は RC 函渠である。(4)全体的には健全な橋梁が多い。(5)橋梁の主な劣化要因は塩害である。

上記の現状を踏まえ、沖縄県が管理している橋梁の長寿命化修繕計画の課題を以下に示す。

- (1)30 年後には供用年数 50 年以上を迎える橋梁数が急激に増加するため、早期に予防保全型の管理体制に移行することにより、適切な橋梁の長寿命化並びに維持管理費用の縮減と平準化の検討が必要である。
- (2)橋長 15m 未満の橋梁が全対象橋梁の約半数を占めて、そのうち 9 割が現時点で健全性の高い RC 函渠等である。これらの函渠の点検が比較的容易であるため、職員による点検体制の検討が必要である。
- (3)主な劣化要因は塩害であると考えられるため、塩害対策が橋梁の長寿命化のポイントとなる。

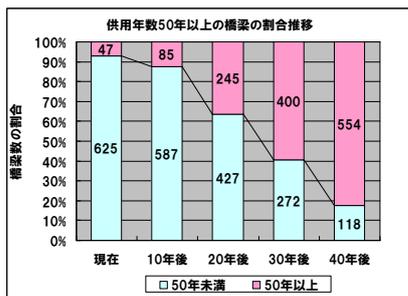


図 1 供用年数 50 年以上の橋梁の割合推移

3. 長寿命化修繕計画の策定方針

沖縄県が管理している橋梁の現状・課題を踏まえ、修繕計画は下記(1)~(4)のステップで策定した。

- (1)橋梁の現況を把握し、維持管理方針を立案し、維持管理体制を構築する。
- (2)事後保全型管理から予防保全型の管理へ移行し LCC の縮減を図る。
- (3)基本方針に準じて管理をすることで橋梁の長寿命化を図る。
- (4)管理計画に基づき維持管理を実施し、1 サイクル運用された段階でこれまでの管理方針・体制の評価、見直しを行う。

4. 重要度評価項目の設定

橋梁の構造特性、立地条件等を考慮し、予防保全管理を適切にかつ効率的に計画するために、学識経験者等の助言を踏まえ、AHP 手法を準用して、表 1 に示す橋梁の重要度評価項目及びそれぞれの重み係数を設定した。

表 1 重要度評価項目

評価指標	区分(レベル)	重み係数
1) (2) 緊急輸送道路 重要施設アクセス路	指定あり	0.170
	指定なし アクセス路線 アクセス路線外	
(3) 交通量 交通量(全車)	10,000台/日以上	0.040
	3,000台/日以上10,000台/日未満	
	3,000台/日未満	
(4) バス路線	運行本数100本/日以上	0.020
	運行本数1本/日以上100本/日未満	
	運行なし	
(5) 迂回路の有無	迂回路なし	0.050
	迂回路あり	
(6) 観光地アクセス	レンタカー走行回数15回以上	0.030
	レンタカー走行回数15回未満	
(7) 塩害影響度	海岸線から100m以内	0.120
	海岸線から100~1000m	
	海岸線から1000~2000m	
	海岸線から2000m以上	
(8) 竣工年次 (供用年数)	昭和47年以前	0.080
	昭和47年以降平成6年以前	
	平成6年以降	
	平成10年以前に竣工した鋼橋	
(9) 橋長	橋長100m以上	0.190
	橋長50m以上100m未満	
	橋長15m以上50m未満	
	橋長15m未満	
(10) 交差条件 (第三者被害)	跨道橋(高速道路)	0.180
	跨道橋(国道)	
	跨道橋(その他道路)	
	公園・駐車場等 その他(河川等)	
(11) 立地条件 (沿道環境)	DD地区(人口集中地区)	0.120
	DD地区(人口集中地区)以外 病院、学校隣接	

5. 管理シナリオの設定

橋梁の劣化要因、構造特性及び重要度を勘案し、県が管理している橋梁を 4 グループに分類し、立地環境を加味して 7 つのシナリオに分けて管理することにした。古宇利大橋、瀬底大橋、伊計大橋、池間大橋等の離島架橋 11 橋は、重要性等から「個別管理型」とした。(表 2 参照) また、時点で損傷が相当進行しており、補修をするよりも架替を前提とした方が合理的と判断される橋梁は、「観察維持型」とした。

キーワード：橋梁、維持管理、予防保全、長寿命化、架け替え

連絡先： 〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5 寄宮市街地施設 1F-1, 株式会社ホープ設計 技術管理部
 〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12 八千代エンジニアリング株式会社 技術推進本部

表2 管理シナリオの設定

管理グループ名	管理シナリオ名	構造形式	環境条件	定義
予防保全型 (Iグループ)	A-1	鋼橋	塩害	・塩害地域にある鋼橋全て
	A-2		通常	・塩害地域以外にある鋼橋全て
	A-3	Co橋	塩害	・塩害地域にあるCo橋全て
	A-4		通常	・塩害地域以外にある橋長15m以上または第三者被害のあるCo橋
予防保全型 (IIグループ)	B-1	通常	・塩害地域以外にある橋長15m未満かつ第三者被害のないCo橋	
個別管理型	S-1	-	-	・離島架橋
観察維持型	-	-	-	・架替前提の橋梁

6. 劣化モデルの構築

橋梁要素毎の劣化モデルは、数少ない橋梁補修実績と点検結果をもとに損傷評価（健全度）と経過年数の関係を回帰分析することで構築した。劣化モデルは、健全度 y (劣化モデルの図においては $A=5, B=4, C=3, D=2, E=1$, $M=2, S=3$) と平均経過年数 x を $y=kx^2+5$ で表した。ここに、 k は劣化度の調査結果に基づく回帰分析で得られた係数である。例えば、塩害地域における「鋼主桁の防食機能劣化」及び「コンクリート端部主桁のひび割れ・剥離・鉄筋露出」の k 値はそれぞれ $0.00301, 0.00281$ である。また、劣化予測に基づく将来の対策時期が図2に基づいて決定している。

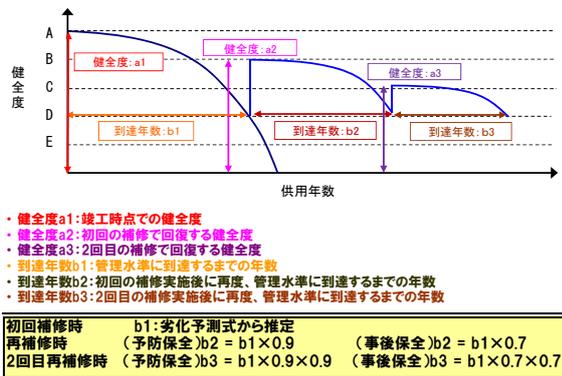


図2 劣化予測による将来の対策時期の決定

7. 事業費予測

劣化予測に基づき健全度 D に達している要素に対して標準対策工法で対策を実施する。また、実施時期の統合・予算制限による数年以内の前倒しや先送りを許容した長寿命化修繕計画の検討結果を図3に示している。

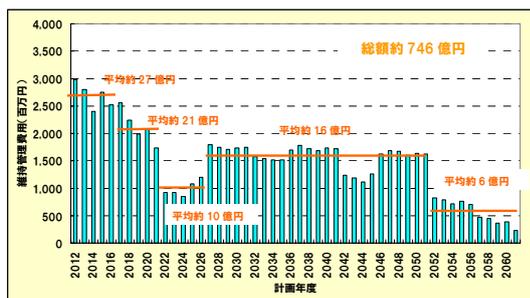


図3 劣化予測による将来の対策時期と費用予測

8. 予防保全計画の効果

従来型管理と長寿命化修繕計画の累計維持管理費用の推移の比較（年度毎）を図4に示す。長寿命化修繕計画により期待できるコスト削減効果は、今後50年間の総額で約525億円(約41%削減)、単年度あたりのコスト削減効果は約11億円となっている。

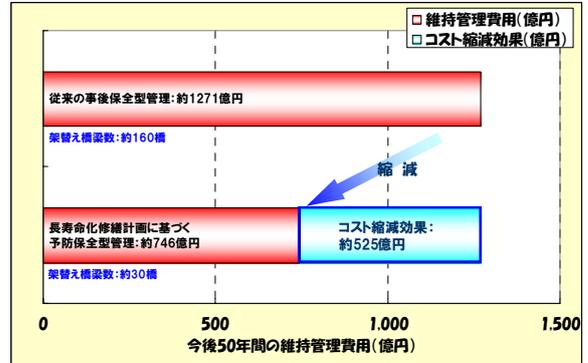


図4 今後50年間の維持管理費用の計算結果とコスト削減効果

9. 長寿命化修繕計画の適切な運用

予算制限を考慮した長寿命化修繕計画の検討結果は沖縄県のホームページに公表しているが、以下に示すことを配慮して運用することを期待している。

- (1) 図5に示すPDCAサイクルの運用による維持管理体制及び計画の見直しを行う必要がある。
- (2) 長寿命化修繕計画では、数量・費用等が概算による計上となっており、修繕工法も補修補強の数少ない実績の中から標準工法を設定したものである。また、対策時期も現時点での精度の低い劣化予測に基づくものである。従って、計画と実施との一定の乖離は否めない。それ故に、今後の維持管理業務にあたっては、個別により詳細な検討・設計・積算等を実施する中で新技術・新工法の採用など柔軟な対応が必要である。

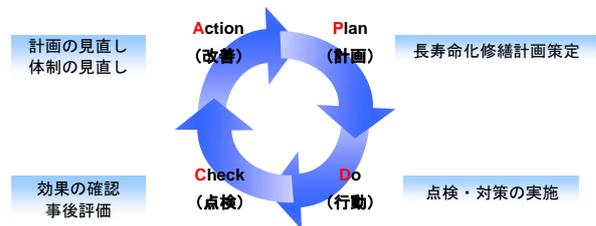


図5 PDCAサイクルの運用による維持管理の実施

10. 終わりに

沖縄県が管理している道路橋の長寿命化修繕計画は平成22年度までに策定しているが、各市町村においては平成25年度までに策定する予定である。今後、長寿命化修繕計画に基づく予防保全的な維持管理を適切かつ効果的に実施することが重要である。

Session2 : 交通、計画、環境

新たなプローブデータを活用した 管内交通状況の把握について

眞栄里和也¹・下地義光²

^{1,2}南部国道事務所 調査第一課（〒900-0001 沖縄県那覇市港町2-8-14）

これまで、交通状況を表す指標のひとつである旅行速度は、全国で実施される道路交通センサス調査等において、年間を通して比較的交通流の安定する9月～11月の任意の一日に調査を実施し、センサス区間毎に把握してきた。しかしながら、旅行速度データ（プローブデータ）については、民間の一般車両を利用した365日・24時間の収集が可能となり、より実態を反映したこれらのデータを使用することで、より詳細な分析が可能となってきている。本件は、南部国道事務所管内において新たなプローブデータによる交通状況把握やデータ活用の可能性について検証した結果を報告するものである。

キーワード 新たなプローブ、民間プローブ、旅行速度、渋滞状況把握

1. はじめに

交通状況を表すデータの一つに旅行速度データがある。平成17年度道路交通センサス調査結果では、朝夕ピーク時の旅行速度は那覇市で約14km/時となっており、東京都（特別区）、大阪市を抜いてワースト1となっている。

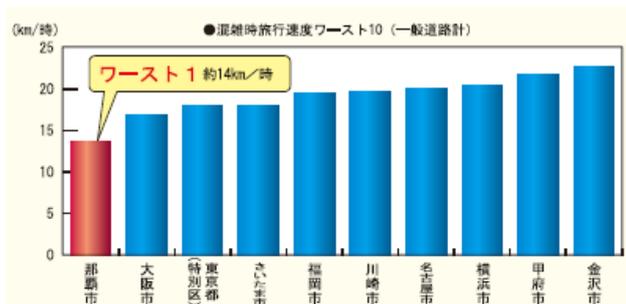


図-1 H17センサス旅行速度グラフ

また、管内の交通状況（渋滞状況）を表す代表的な指標として、渋滞損失時間がある。渋滞損失時間は、延長÷（基準旅行速度－平均旅行速度）の式にて区間毎に算出されるため、旅行速度は交通状況を把握するには必要不可欠な指標である。これまでの旅行速度データは、全国的に実施される「道路交通センサス」にて秋季（9月～11月）の任意の一日の調査結果を使用してきた。しかしながら近年、自動車メーカー等によるプローブ機器（時刻と位置計測できる車載機器）の開発もあって、民間の一般車両を利用した365日・24時間のデータ取得が可能となっている。

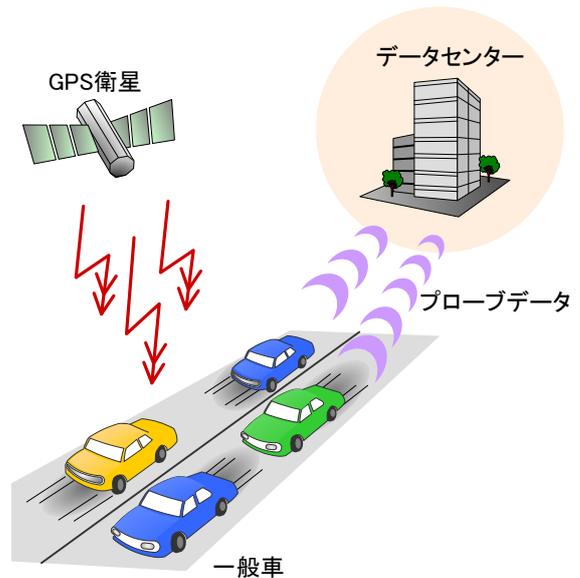


図-2 データ取得イメージ図

本稿では、新たなプローブデータ（以下、民間プローブという）を活用した管内交通状況の把握と今後の活用について検証した結果を報告する。

2. 民間プローブについて

(1) 民間プローブの特徴

民間プローブと従来の旅行速度データの特徴を表-1にまとめた。

表一 新旧データの比較表

	【新】民間プローブ	【旧】従来の旅行速度データ
データ収集方法	一般車両を利用し、データを収集	調査車両によりデータを収集
データ取得可能日	365日24時間 ⇒指定は不可	道路交通センサス調査実施年の任意の一日(概ね5年に1回) ※毎年、その他の調査データにより補填
データ取得可能区間	対象車両が通過した区間 ⇒選定不可	センサス区間
データ取得可能時期	集計後(1~2ヶ月後)	調査直後
データ取得可能期間	過去に遡って取得可能	調査日時のみ

民間プローブの最大の特徴はデータ数の多さにある。従来は、任意の調査日のデータを年間の平均的なデータとして取り扱ってきたのに対し、民間プローブでは、365日、24時間分のデータが取得でき、一年を通して全ての時間帯でのデータ整理が可能となった。以下に長所と短所を示す。

<長所>

- ・通年で毎日、毎時間データ観測が可能。
- ・過去の任意の一日を、遡って取得可能。

<短所>

- ・集計時間(各車両から得られたデータの精査)に1~2カ月ほど要する。
- ・任意の1日に着目した調査とする場合、データ取得の少ない路線では、各時間のデータ取得の保証ができない(実査に比べ確実性が劣る)。

(2) 民間プローブ取得状況

民間プローブを利用した渋滞状況の把握の可能性について、データ取得状況より確認した。その結果を図3に示す。

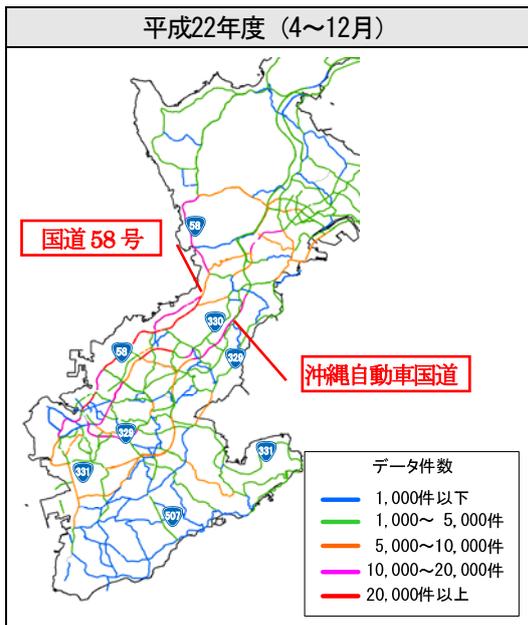


図3 南部国道管内プローブデータ取得状況

結果、一般国道における平日12時間(7時~19時)の取得状況は、国道58号、国道329号などの那覇市内では、5,000件以上のデータが取得できており、これは、最低1時間に1件(365日×12時間×1件=4380件を超える)以上のデータ取得を意味し、データ数としては多くは無いが検証可能な範囲であると考えられる。一方で、糸満市南部や南城市などでは5,000件未満と少なくなっている。那覇市と比べて交通量が少ない地域においては、データ取得数は少ないものの交通量状況が著しく変化する箇所でもないため、従来の旅行速度データの補填と同じく、直近の道路交通センサスの調査結果を補填することで、データとして利用することが可能と考えた。

南部国道管内での平成22年度と平成21年度の旅行速度を図4に示す。民間プローブデータは、平成21年度に比べ、平成22年度の那覇市中心部や沖縄市周辺で旅行速度が低下していることを確認することができる。また、管内のほぼ全域において、データが取得されているのが確認できた。

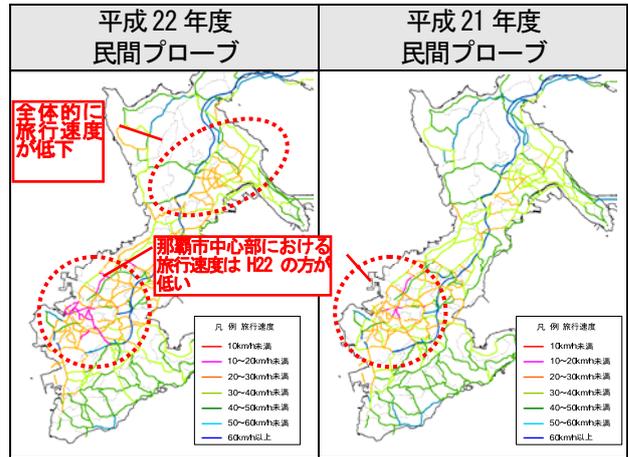


図4 南部国道管内の平均旅行速度状況(H21-H22)

3. 民間プローブを用いた交通特性分析の検討

これまでの旅行速度データは、直近のセンサスデータに、各年度で取得した旅行速度データを補填する方法で、整理がなされてきた。そのため、基本的にはセンサスデータが主となり、データ補填は毎年度全ての区間で行われるものではないため、平均速度でもって混雑箇所等を分析するケースが主流であった。一方、民間プローブでは、年間を通してデータ取得が可能のため、平均旅行速度以外にもさまざまな指標を用いて評価することが可能と思われる。

今回は、データ取得数が十分とされる直轄国道に着目し、南部国道管内の交通特性分析に使用できる指標や手法について検討を行い、活用の有効性について検証した。

(1) 一時的に発生する交通混雑を捉える指標

一言で渋滞や混雑と言っても、断続的に発生するものや

一時的なものなど質の異なる渋滞等が存在する。交通混雑の発生頻度が全体のデータ数に比べて少ない場合、これまでのように平均値で整理されると、全体のデータに埋もれて、交通混雑の発生状況を的確に捉えることが出来なくなる。そこで、一時的に発生する交通混雑を捉えるため、データのバラツキに着目し分析を行った。

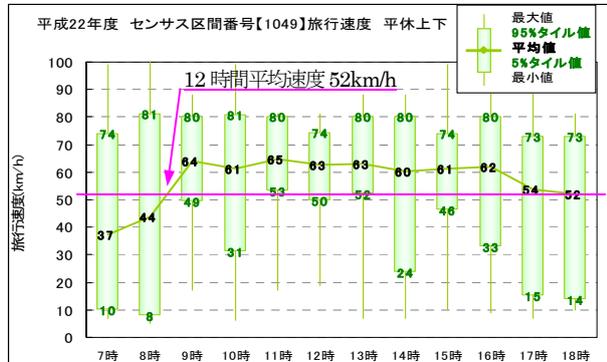


図5 国道330号一部区間の旅行速度 (平日上下)

図5に代表区間の時間別旅行速度を示す。図5の区間では18時台の平均旅行速度は、12時間平均旅行速度(約52km/h)と同じであるため平均旅行速度のみで評価した場合、データ上からは混雑していないことになる。取得したデータを5%タイル値(データを小さい方から並べて全体の5%に位置する値)で整理すると、5%タイル値は平均速度の約1/4(14km/h)となり、速度低下が発生している事を容易に確認することができる。

図5のようにデータのバラツキを整理することで、一見すると適度な平均旅行速度を保っていると思われる時間帯においても、一次的な混雑発生を確認することが可能であることが確認された。

(2) 混雑の発生頻度を表現する指標

旅行速度データを相対度数、相対累積度数により整理した一例を図6に示す。

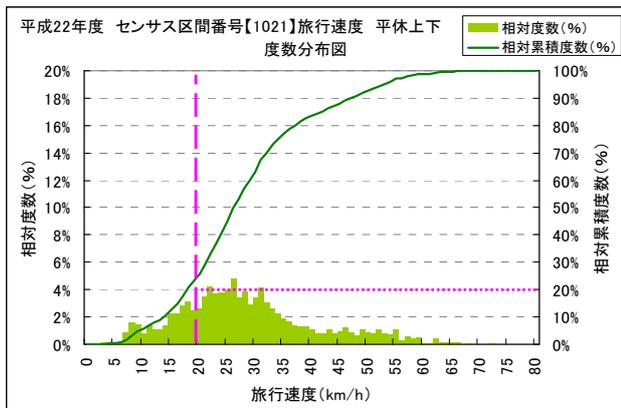


図6 国道58号一部区間旅行速度分布図

VICS情報にて「混雑」として区分される時速20km未満を下回るデータの年間発生件数について、図6の分布図にて確認した。「混雑」と判断されるデータは全体の約20%に相当し、これは、当該区間で交通混雑が約20%の頻度で発

生していると言える。同様に各路線、区間別に速度分布図を整理することで、路線全体の混雑の発生頻度の違いを路線の特性として捉えることができ、利用者が実感しやすい混雑発生頻度での交通特性の把握が可能と考える。

(3) 時間帯別月別の旅行速度

時間帯別月別の旅行速度について、以下のようなモザイク図を作成した。こちらの図では年間を通して月別速度変化を一目にて確認でき、時間に関係なく慢性的に混雑している箇所、特定の時間に混雑している箇所などを把握するのに有効に活用可能と考える。また、季節変化についても捉えることができる。

同様な分析は、これまで使用してきたデータではピーク時間、オフピーク時間帯の大きく2つの時間帯に着目した分析であったが、常時データ取得が可能なることから、時間帯別月別(12時間帯×12ヶ月)の詳細な把握が可能となる。

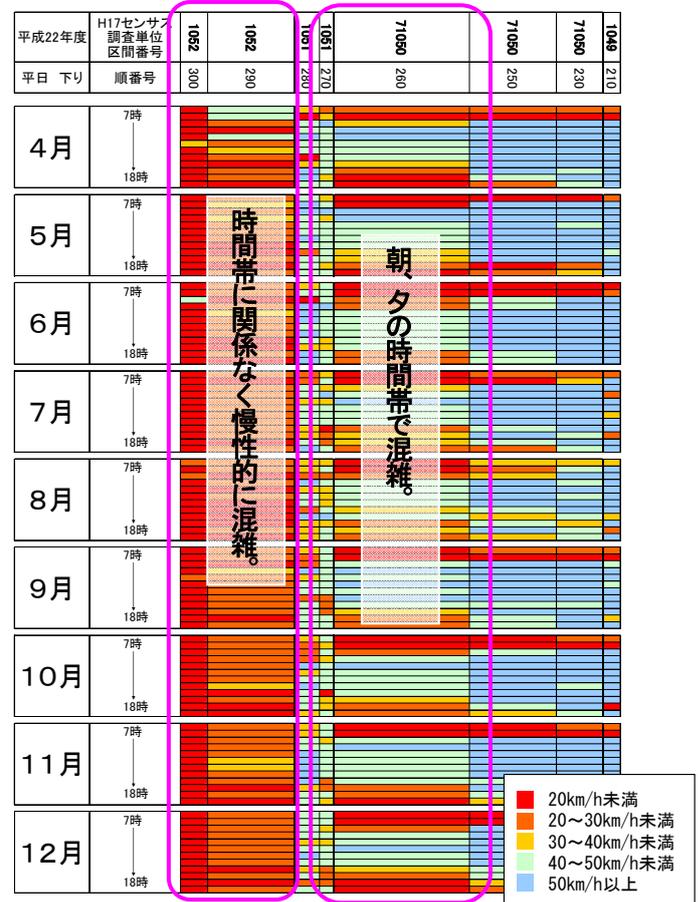


図7 時間帯別月別の旅行速度図

(4) 検証結果

上述の指標及び解析手法結果を以下のとおりまとめる。

- データのバラツキの状況を分析することで、一時的に発生する渋滞の把握が可能
- データの分布状況を確認することで、各路線、区間別に利用者実感にあった混雑発生頻度を特性として把握することが可能

- ・ 時間帯、月別の整理からは混雑箇所や混雑時間の特徴を把握することが可能。

4. 民間プローブを用いた交通特性分析の課題と対応

(1) 分析時の課題

H21年度より民間プローブの提供が開始されたが、沖縄県ではデータ取得に用いるカーナビの普及率が全国と比べて低いため、取得データ件数が少ない状況にある。

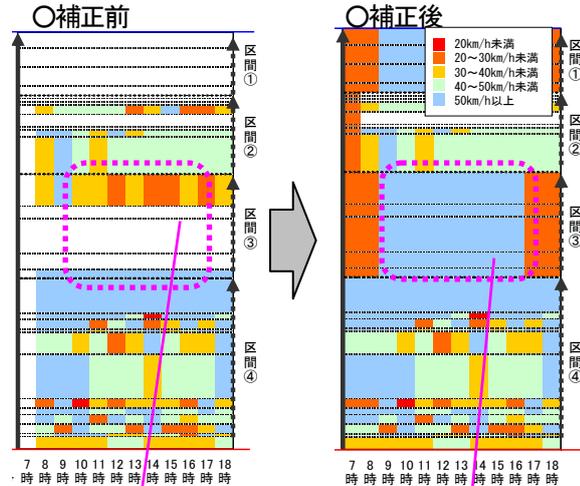
表-2 データサンプル数の全国との比較

県名	データ数
茨城	約2,500万データ
栃木	約2,400万データ
群馬	約2,000万データ
埼玉	約8,000万データ
千葉	約4,000万データ
山梨	約700万データ
沖縄	約210万データ

※沖縄のデータ数は平成22年度4月～12月までのデータに12/9を乗じて算出
※他県のデータ数は平成21年度(12ヶ月)の数字

データ件数が少ないことに対する課題として、旅行速度がセンサデータ(基準旅行速度)でもって補正されるため、補正後の旅行速度が高くなることが確認された。(図8参照)

■平成21年度データ



区間の一部(50%未満)しかデータがない場合、平日オフピーク時は一部区間の旅行速度が低くても、センサ区間単位で基準旅行速度に補正される。⇒その結果、データの少ない区間のオフピーク時における旅行速度は高くなる傾向にある

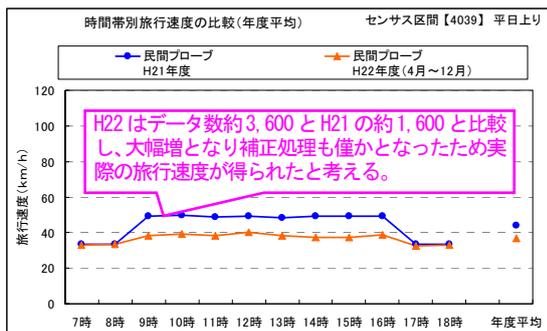


図-8 データ不足区間での補正の現状

そのため、データ件数の少ない場合は、損失時間算出に使用する旅行速度データとして用いることは、現状の交通状況を的確に把握できない恐れがある。

(2) 課題への対応：速度データ使用時の確認

民間プローブを用いて分析する際は、「旅行速度データの補正方法」に留意する必要がある。以下に、補正方法を示す。

表-3 データの補正方法

	考え方	補正方法(使用するデータ)
①	ピーク時、オフピーク時の時間帯は旅行速度の傾向が同じ	・同月の類似時間帯(平日7.8時/9～16時/17・18時)のデータ
②	同時間帯の旅行速度は年間を通じて傾向が同じ	・前年の同一時間帯のデータ ・同日時間帯の年平均
③	ピーク時は混雑する、オフピーク時は混雑しないと想定	・ピーク時はH17センサ混雑時旅行速度 ・オフピーク時は基準旅行速度(損失時間0と設定)

③の場合、数年前のセンサデータや基準旅行速度を利用するため、注意が必要

民間プローブを用いて分析する際は、旅行速度の算出(補正)方法を十分確認する必要がある。上表のどのパターンでの補正がなされているかを確認し、現況の道路状況等を考慮したうえで、補正方法が適切であるかを判断する必要がある。また、算出方法がH17センサの混雑時旅行速度や基準旅行速度を利用している場合には、現況との乖離が生じる恐れがあるため、補完のための現地調査を行うなどの対応が必要となる。

5. 今後の課題について

検証の結果、民間プロデータの活用については、直轄国道などで路線別、時間別、季節別、平日、休日、ピーク時別等、整理の仕方により多様な活用が可能であることがわかった。

一方で、十分に民間プローブが取得できていない路線もあり、不足している箇所へのデータ補完方法等について、今後検討が必要と考える。旅行速度の補正方法や時間帯別、月別の変動、区間別でのデータ取得数などについて、継続したモニタリングを行うことで、有効なデータか否かを判断した上で、渋滞損失時間等算出へ使用する必要がある。

今後の活用については、民間プローブの分析結果を効率的に整理することで、渋滞状況把握のみならず、事業の整備効果等へも活用できると考える。そのため、事業化路線別でのデータカルテとしての整備など、データ活用のための整備方法について検討していく必要がある。

沖縄西海岸道路（那覇西道路）・那覇港臨港道路（空港線）の供用

沖縄総合事務局 南部国道事務所 調査第二課 吉田 靖

1. はじめに

平成 23 年 8 月 28 日（日）、沖縄西海岸道路（那覇西道路）・那覇港臨港道路（空港線）が開通しました。本道路の供用直後の 8 月 31 日に交通量調査、旅行速度調査等を実施しており、調査結果に基づく本道路の供用効果についてご紹介します。

2. 道路の概要

本道路は沖縄本島中南部西海岸地域を結ぶ沖縄西海岸道路と那覇港の臨港道路としての二つの側面を有しています。

戦後沖縄県は米軍統治下におかれ、復帰後に国道をはじめとする道路交通網の整備を実施しておりますが、モータリゼーションの進展にともない、モノレール以外に軌道交通のない当県は全国でも渋滞の著しい地域となっています。

沖縄西海岸道路は、産業や人口の集積する沖縄本島中南部の西海岸地域において、那覇空港や那覇港と那覇市をはじめとする西海岸地域の各拠点を結び、交通渋滞の緩和、物流の効率化、さらには観光・産業振興の支援を目的とした読谷村から糸満市に至る延長約 50km の地域高規格道路です。那覇西道路はその一部を形成しており、那覇市若狭から那覇空港までの延長約 2.5km の道路として整備を実施しました。同道路は那覇都市圏の交通の円滑化を目的とした交通網である 2 環状 7 放射道路の環状道路としても位置づけられております。

また、那覇港臨港道路（空港線）は「那覇ふ頭」、「泊ふ頭」、「新港ふ頭」、「浦添ふ頭」の 4 つのふ頭と那覇空港を結び、那覇港と那覇空港、更にはその背後圏との輸送体系の強化並びにアクセス向上による物流の効率化、産業振興へ寄与する道路として計画された事業です。

事業の執行に当たっては、効率的な執行が行えるよう那覇ふ頭港口部における沈埋トンネル部の工事を港湾事業、陸上部の工事を道路事業として事業を実施しました。



写真 1 那覇西道路・臨港道路空撮



図 1 位置図

キーワード 沖縄西海岸道路（那覇西道路）、那覇港臨港道路（空港線）、開通、供用効果
連絡先 〒900-0001 那覇市港町 2 丁目 8 番 14 号 沖縄総合事務局南部国道事務所 調査第二課
TELL:098-861-2336

3. 供用効果

那覇西道路の供用により、国道 58 号等の交通量が減少し、交通渋滞の緩和、『那覇空港と那覇港』や波の上ビーチ、更には空港から国際通りまでの所要時間短縮など整備効果が現れており、今後、交通円滑化、物流効率化や観光振興等へ寄与することが期待されます。供用直後の調査結果から次の供用効果がありました。

那覇西道路の交通量が 1 日あたり 15,698 台と 58 号現道等から転換しております。また、国道 58 号明治橋（泊向け）の交通量が 26,251 台から 22,347 台へ 15%減少しております。（図 2 参照）

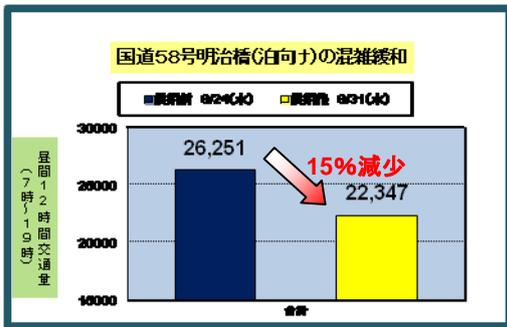


図 2 国道 58 号明治橋における交通量の変化

国道 58 号泊向けの最大滞留長は 1,500m から 410m へ減少。最大通過時間は 14 分から 2 分へ、12 分短縮しております。

明治橋交差点那覇港側の最大滞留長は 350m から 200m へ減少。最大通過時間は 12 分から 4 分へ 8 分短縮しております。（図 3、写真 2 参照）

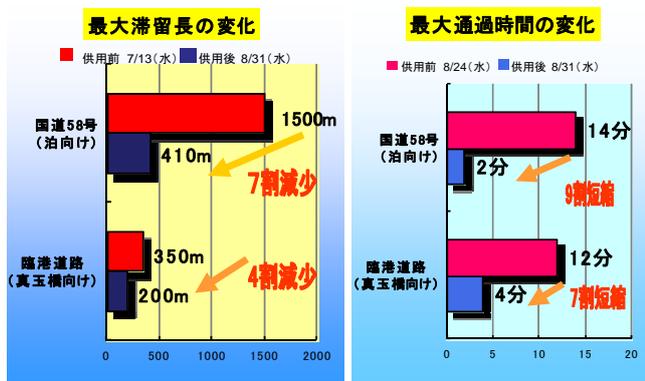


図 3 明治橋交差点における最大滞留長と最大通過時間の変化



写真 2 国道 331 号産業支援センター付近の変化

那覇空港から那覇港（新港ふ頭）までの所要時間が 11 分となり、14 分短縮しております。（図 4 参照）

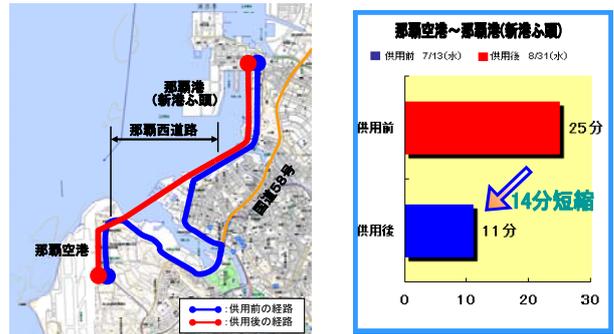


図 4 那覇空港～那覇港における経路と所要時間の変化

那覇空港から波の上ビーチまでの所要時間が 7 分となり、13 分短縮しております。（図 5 参照）

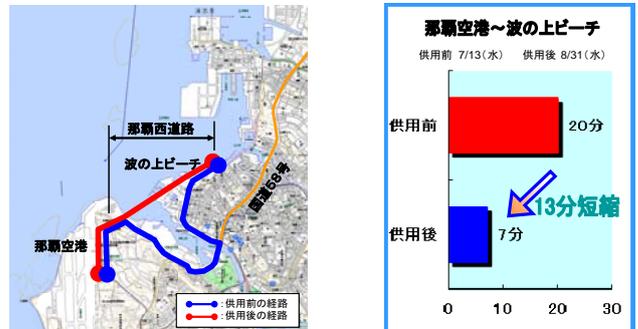


図 5 那覇空港～波の上ビーチの経路と所要時間の変化

キーワード 沖縄西海岸道路（那覇西道路）、那覇港臨港道路（空港線）、開通、供用効果
 連絡先 〒900-0001 那覇市港町 2 丁目 8 番 14 号 沖縄総合事務局南部国道事務所 調査第二課
 TELL:098-861-2336

那覇空港から国際通りまでの所要時間が12分となり、10分短縮しております。(図6参照)

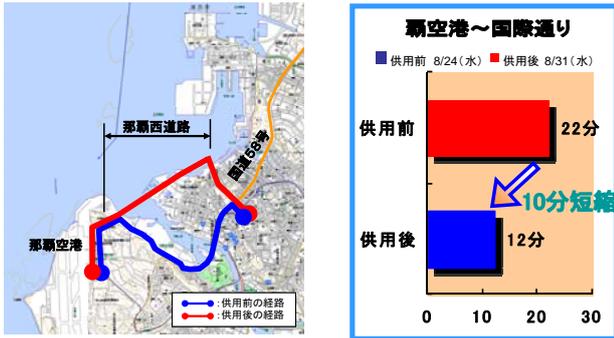


図6 那覇空港～国際通りにおける経路と所要時間の変化

国道58号の貨物車の交通が減少し、那覇西道路へ転換しており、物流の効率化への寄与が伺えます。(図7参照)。

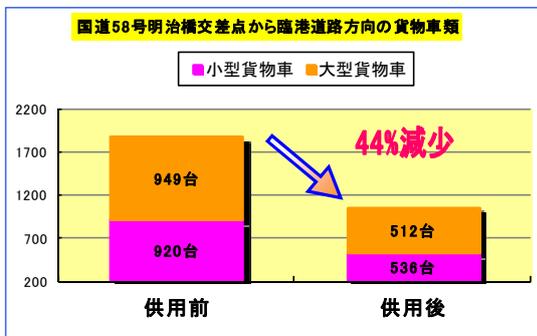


図7 明治橋交差点における貨物車類の変化

なお、今回の調査は特定箇所の調査となっており、今後更に詳細な調査を予定しています。

4. 利用者の声

次のような利用者の感想もあり、整備効果の広がりが見えます。

・物流関係者等の声

那覇空港へ行くのに便利、これから利用したいと思います。(A(株)配送ドライバー)

通勤時の国道58号の渋滞が緩和している。営業の移動時間が計算できて安心。(B(株)従業員)

・通勤ドライバーの声

帰宅時の明治橋の渋滞が緩和していました。那覇西道路も開通していて、通勤でどちらを利用するか

迷っています。(A(株)事務員)

・宿泊関係者の声

とても喜んでます。ホテルに近い波の上ビーチと空港が5分ですから。お客さんへのサービス向上の為にシャトルバスの運行、ホームページで情報発信等を考えている。もっと、関係者へ開通の宣伝が欲しい。(Cホテル宿泊課チーフマネージャー)

5. 今後の沖縄西海岸道路整備について

沖縄西海岸道路は、沖縄県の渋滞緩和、交通事故抑制、観光支援並びに物流の効率化等を目的に策定された「ハシゴ道路」計画や那覇市圏の交通混雑緩和を目的に策定された「2環状7放射道路」の一部として位置付けられております。

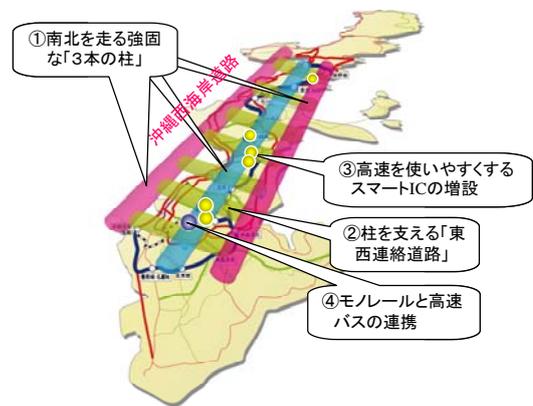


図8 ハシゴ道路イメージ



図9 2環状7放射イメージ

沖縄西海岸道路については、交通状況や地域の状

キーワード 沖縄西海岸道路(那覇西道路)、那覇港臨港道路(空港線)、開通、供用効果
 連絡先 〒900-0001 那覇市港町2丁目8番14号 沖縄総合事務局南部国道事務所 調査第二課
 TELL:098-861-2336

況等を踏まえ、順次整備を行っているところであり、北から「読谷道路」、「嘉手納バイパス」、「宜野湾バイパス」、「浦添北道路」、「豊見城道路」、「糸満道路」、「小禄道路」の整備を実施しています。今年度末には、豊見城道路・糸満道路（豊見城市瀬長～糸満市真栄里）が全線供用の予定であり、那覇空港自動車道「小禄道路」が今年度より事業着手しました。「小禄道路」については、那覇空港ICにおいて、那覇西道路と接続する予定です。

また、臨港道路としては、現在、臨港道路浦添線の整備を平成17年度より着手しており、現在、下部工事を実施しています。

なお、これらの道路整備による効果は那覇西道路の供用効果として前述しました交通混雑の緩和や移動時間の短縮等のほか、現在暫定供用中の豊見城道路や糸満道路では、その所在地である豊見城市、糸満市などが全国の成長力ランキングで1位や上位にあり、地域の振興にも寄与していることが伺えます。

「沖縄西海岸道路」は、沖縄県の道路交通の骨格を担い、交通混雑の緩和、物流の効率化はもとより、地域振興への寄与が見込まれ、残る区間の整備が期待されています。



図 10 沖縄西海岸道路概要図

キーワード 沖縄西海岸道路（那覇西道路）、那覇港臨港道路（空港線）、開通、供用効果
 連絡先 〒900-0001 那覇市港町2丁目8番14号 沖縄総合事務局南部国道事務所 調査第二課
 TELL:098-861-2336

環境保全への取り組み状況について

安里司¹・平元勇記²

¹、²北部ダム事務所 調査環境課（〒905-8501 沖縄県名護市大北3-19-8）

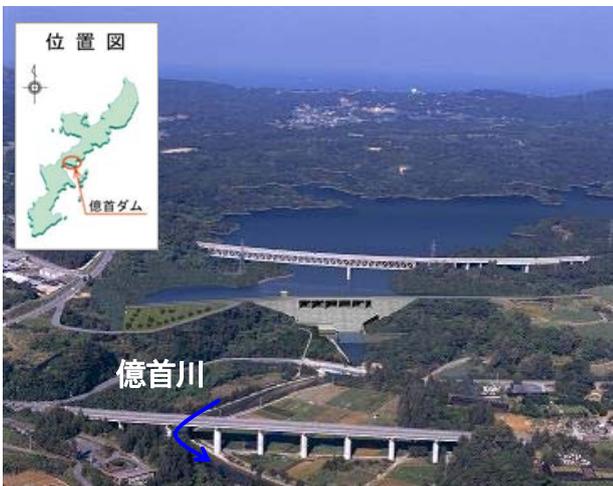
北部ダム事務所が進めている億首ダム建設事業の対象地である億首川流域には、貴重な動植物が多数生息・生育しており、ダム建設により水没する湿地には、貴重な植物が生息している。また、億首川下流河川には、絶滅危惧種に指定されているタナゴモドキが生息している。

北部ダム事務所では、億首ダム建設事業に伴って様々な環境保全対策を行っている。環境を保全することは、多様な生態系を保全することになると考え、モニタリング調査及び学識経験者による指導や助言をもとに調査を重ね、保全対策の推進を図っている。本報告は、億首ダム建設事業に伴う環境保全への取り組み状況について報告するものである。

キーワード 環境保全対策、絶滅危惧種、モニタリング調査

1. はじめに

北部ダム事務所では、沖縄県国頭郡金武町にある水道専用金武ダム（県企業局管理）を再開発し、億首川沿川の洪水調節、下流河川の適正な流量の確保、水道用水及びかんがい用水の供給を目的として計画された億首ダムを建設中である。ダムサイトは、金武ダムから約120m下流にあり、再開発後のダムの大きさは、金武ダムと比較して、高さが約3倍、総貯水容量は約10倍となる。工事用道路が平成15年から始まり、ダム本体工事を平成21年から着手し、平成23年11月から開始予定の試験湛水へ向け、工事施工の安全に十分配慮しながら鋭意工事の進捗を図っている。



<億首ダム完成予想>

億首ダム建設事業の対象地である億首川流域では、貴重な動植物が生息しており、絶滅危惧種に指定されているタナゴモドキなどが生息している。

また、貯水池予定地には、沖縄本島中部にしか見られない、貴重な湿地環境を有している。

北部ダム事務所では、億首ダム建設事業に伴って、環境保全対策の推進を図っている。

環境保全対策は次の流れで行っている。

1. 回避措置

事業の計画の変更等により環境へ影響を与えない（例：堤体材料の貯水池内採取など）

2. 低減措置

環境に対する直接的な影響が避けられない場合は、事業実施範囲を制限するなどにより影響を減少（例：道路法面の早期樹林化、魚道の設置など）

3. 代償措置

回避することができなかった影響については、従前の環境を創造

（例：生息環境の復元、代替湿地の創出）

今回は、環境保全対策の代償措置である、生息環境の復元及び代替湿地の創出の報告を行うものである。

2. 生息環境の復元について

(1) 生息環境の復元とは

生息環境の復元とは、タナゴモドキ保全対策の一環として、ダム建設に伴い水没する旧河川を億首ダムの下流河川に復元するものである。



<位置図 生息環境の復元場所>

(2) 保全措置の考え方

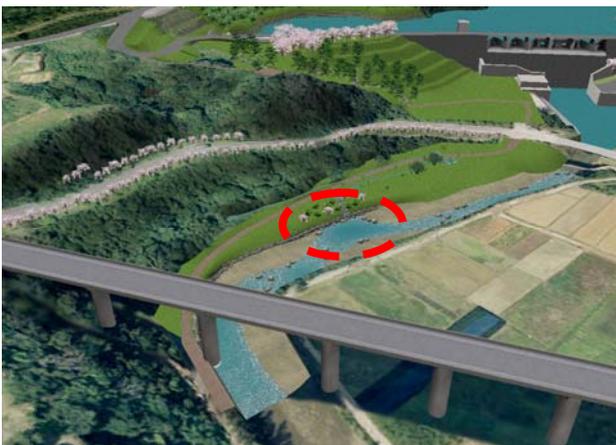
タナゴモドキの保全のための基本方針を以下に示す。

- ・ 生息及び再生産に適した環境を創出
- ・ 海域と河川域を行き来する両側回遊魚であり、海域からの稚魚の遡上及び生息地で孵化した仔魚の海域への流下が健全に行われる環境を確保し、恒久的に生息地を維持

次に、現地調査及び文献調査の結果を基に、タナゴモドキの生息地に必要な環境条件を以下に示す。

- ・ 隠れ場所となる環境
- ・ 日陰を形成する環境
- ・ 淡水が流入する環境
- ・ 常に水が緩やかに流れる環境
- ・ 常に干出ししない環境
- ・ 海域から生息場までの連続性が確保された環境

これらの創出すべき環境条件を踏まえ設計を行った。また、浅場や深場等の多様な河川環境を創出し、生物の多様性を図っていく。



<タナゴモドキ保全措置のイメージパース>

(3) 工事中の保全処置

億首川下流河川域における地形改変に伴って、タナゴモドキの生息環境が失われるため、平成21年度よ

り工事中の保全措置として、「しばづけ」を設置することにより、仮の生息環境を創出した。また、日陰を好むためしばづけに日除けをかぶせた。

※「しばづけ」とは、草本や樹木の枝を伐採して束ねたもの



<しばづけ設置状況>

(4) モニタリング調査結果

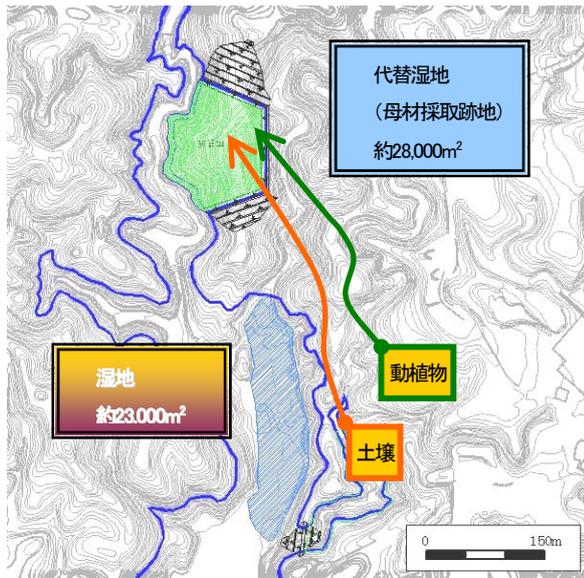
平成21年8月にはタナゴモドキを2個体捕獲したが、平成22年度(8月~12月)には、捕獲することはできなかった。平成21年に捕獲した2個体については、金武町の施設であるネイチャーみらい館において、飼育中であり、億首川の生息環境が安定したのち放流を行う予定である。

全長:60mm、体長:49mm	全長:63mm、体長:51mm
捕獲地点: St.1	捕獲地点: St.1
捕獲方法: カゴ網	捕獲方法: カゴ網
捕獲日: 平成21年8月28日	捕獲日: 平成21年8月28日

3. 代替湿地の創出について

(1) 代替湿地の創出とは

代替湿地の創出とは、億首ダムの湛水に伴い億首川支川幸地川流入端に存在する湿地が水没し、セイコノヨシ、カキバカンコノキなど湿生の木本類やハイビキなど湿生のイネ科草本、重要な種であるタイワンアシカキ等の植物やタウナギ、タイワンキンギョ、カンテンコケムシ等の動物の生息、生育環境として適さなくなるため、保全対策の一環として母材採取跡地に同様な湿地環境を創出するものである。



＜平面図 代替湿地の創出場所＞

(2) 整備状況

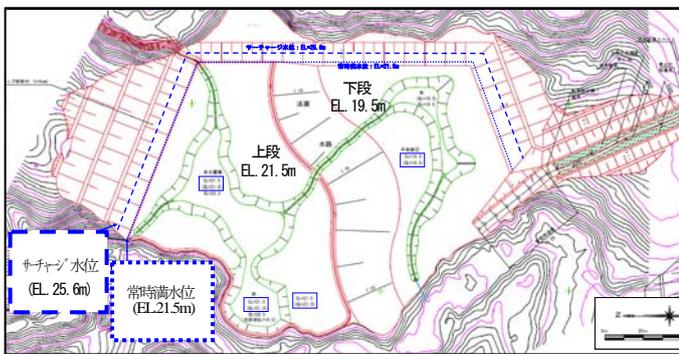
平成22年10月から代替湿地の整備工事を開始した。上段の湿地を常時満水位の標高とし、旧湿地から基盤土壌(h=50cm)を移設した。水の供給ルートとして、幸地川の上流から導水するルートと、背面の山側から水を導水するルートを整備した。下段の湿地へは、旧湿地からの基盤土壌の移設は行わず、湿地を流れる水路や湿地に接した貯水池から土壌が供給され、自然に湿地環境になることを期待している。



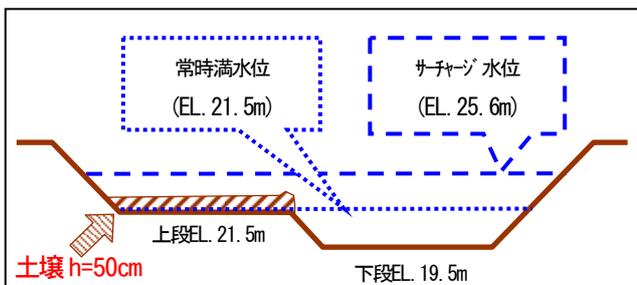
＜土壌敷設前＞



＜土壌敷設後＞



＜代替湿地の整備平面図＞



＜断面のイメージ＞



＜平成23年6月 現在＞

現在は、旧湿地から基盤土壌(h=50cm)を移設した上段部に自然に植物が繁茂している状況である。

(4) 動植物の移植に関する検討

動植物の移植に関する基本方針を以下に示す。

・移植対象種は、生息・生育分布が湿地に限られた重要な種とし、その他の植物および動物に関しては原則として移植を行わない。

基本方針を基に移植対象種を決定した。

【移植対象種】

植物：

ナツノウナギツカミ、ホソバノウナギツカミ、タチミゾカクシ、台湾アシカキ、スイシャホシクサ、イヌタヌキモ、オキナワチドメグサ

魚類：

メダカ、タウナギ、台湾キンギョ

昆虫類：

ヒメフチトリゲンゴロウ

底生動物等：

モノアラガイ、クルマヒラマキガイ、ヒラマキミズマイマイ、カンテンコケムシ

(5) 昨年度の植物調査実施状況

昨年度の湿地調査では、ナツノウナギツカミ、ホソバノウナギツカミ、台湾アシカキ、スイシャホシクサの4種を確認したことから、これら4種について個体を採取しプランター、土嚢袋による仮保管を行った。また、2種について種子の採取を行った。ナツノウナギツカミ及びホソバノウナギツカミについては、結実が十分でなかったことから種子の採取は行えなかった。

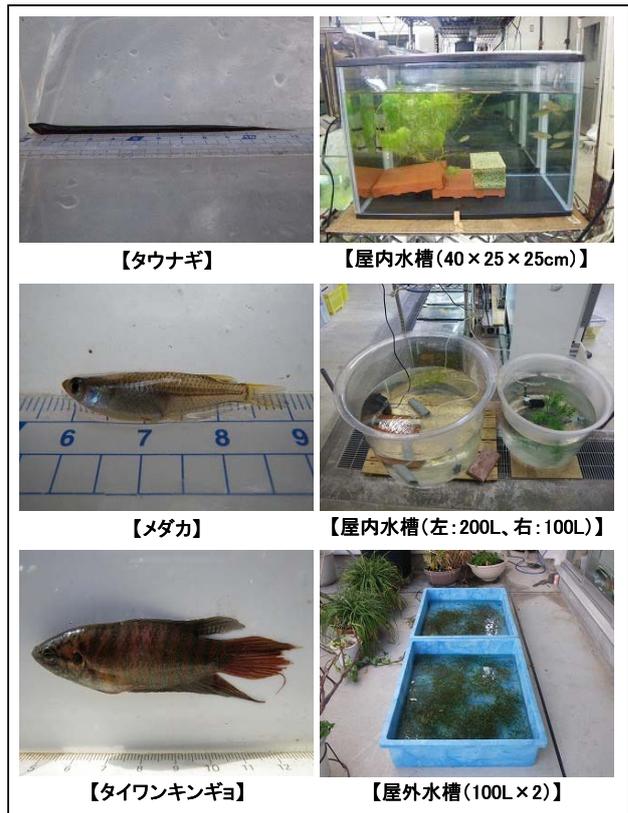


<土嚢袋による現地での仮保管の状況>

(6) 昨年度の動物調査実施状況

昨年度の調査では、移動対象種のうち、タウナギ、台湾キンギョ、ヒメフチトリゲンゴロウ、カンテンコケムシについて、夏季に複数回捕獲を行うこととしていたが、仮保管を最小限として移動させることを優先させ捕獲は行わなかった。今後は、移動対象種の捕獲に努め、代替湿地の生息環境が安定したあとに放流することとしている。

現在は、タウナギ(1個体)、メダカ(約350個体)、台湾キンギョ(7個体)を飼育中である。



<移動対象魚類と飼育の状況>

4. その他

金武ダムにおける回遊性種の生息状況を調査した結果、魚道のない金武ダムの上流河川において、回遊性甲殻類の生息(11種)が確認されている。

このことから、人為的に回遊性甲殻類の移動経路を確保しなくても上流域へ移動する可能性も考えられるが、回遊性甲殻類の生態特性と億首ダムの堤体規模や放流方式の違い等を考慮すると、億首ダム建設に伴い回遊性甲殻類の生息環境の分断や移動障害が生じる可能性があるため、甲殻類を対象とした魚道を設置する予定である。

5. 今後の課題

- ・代替湿地の移植対象の植物・動物にとって適切な移植時期の設定
- ・仮保管している移植予定の植物・動物の適正な管理
- ・タナゴモドキの保全対策のため創出した生息地や代替湿地への外来種(両生類等)の侵入が懸念されるため、整備後のモニタリングにより継続的な状況把握

以上の課題を踏まえ、今後も引き続き環境保全への取り組みが必要である。

地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた 今後のダムのあり方

安里 司¹・河口 幸広²

¹・²沖縄総合事務局 北部ダム事務所 調査設計第一課(〒905-8501 沖縄県名護市大北3-19-8)

地球温暖化に関わる諸問題は、喫緊の対応を必要とする問題として世界的に取り上げられている。沖縄においても地球温暖化に伴う気候変化に対し、特に水環境への影響が懸念されることから、沖縄本島の北部に多くのダムを整備してきた北部ダム事務所では、幅広い専門家からなる懇談会を設置した。本稿では、懇談会がとりまとめた提言を紹介するとともに、今後の取り組みにあたっての留意する点について述べる。

キーワード 地球温暖化, 気候変化, 沖縄本島, ダム, 水環境, 対策

1. はじめに

本稿は、2010年6月にとりまとめられた提言書「地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた今後のダムのあり方について～沖縄らしい豊かな水環境づくりのために～」を紹介するものである。

提言内容は、国内外で既に地球温暖化に伴う気候変化に関する様々な検討や取り組みが進められている中で、沖縄にスポットを当て、ダムを中心とした水問題を取り上げた点が特徴的となっている。

本提言は、北部ダム事務所のみならず、多数の関係する機関や、広く沖縄県民に対してのものとするため、分かりやすい構成としている。

提言を求めた背景としては、地球温暖化に伴う気候変化は顕在化しつつあり、将来にわたり大きな影響を及ぼすことが懸念されており、従前より計画的に整備されてきたダムについても、そのあり方について検討する必要が生じたことによる。

本稿では、提言書策定にあたり設置した懇談会と提言の内容について紹介し、最後に、今後の取り組みにあたっての留意すべき点について述べる。

2. 提言の紹介

(1) 懇談会の設置

北部ダム事務所は、2008年12月、地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた将来の沖縄の水問題解決に向け、河

川・防災・環境などの幅広い分野の専門家から意見を求め、検討するための懇談会を設置し、設置以降、合計5回にわたり協議を重ねてきた(表-1, 2参照)。

表-1 懇談会委員

座長	上原 方成	上原地盤工学研究所 主宰
委員	赤枝 健治	気象庁沖縄气象台 次長
	池淵 周一	京都大学 名誉教授
	石川 義行	沖縄電力株式会社企画本部企画部 次長(2008年度)
	内間 仁春	財団法人沖縄観光コンベンションビューロー受入推進部 部長
	諸喜田 茂充	琉球大学 名誉教授
	棚橋 通雄	財団法人ダム水源環境整備センター 理事
	津嘉山 正光	琉球大学 名誉教授
	当真 健	沖縄電力株式会社企画本部企画部 次長(2009年度)
	仲座 栄三	琉球大学工学部 教授
	前泊 博盛	琉球新報社 論説副委員長
	屋宜 聡	琉球タイムス社中部支社 支社長

※ 敬称略, 50音順, 所属・役職は提言時

表-2 開催経緯

第1回	2008年12月18日	<ul style="list-style-type: none"> 地球温暖化に関する最近の動きについて 沖縄の現状 沖縄の変化
第2回	2009年 1月29日	<ul style="list-style-type: none"> 沖縄の水問題に関する主な特徴 将来の沖縄の課題と今後の対応の方向性
第3回	2009年 3月16日	<ul style="list-style-type: none"> 平成20年度とりまとめ <p>< 2009年 7月 「平成20年度とりまとめ」公表 ></p>
第4回	2009年 9月30日	<ul style="list-style-type: none"> 現在、顕在化している沖縄のダム事業に関連する水に係る課題
第5回	2010年 3月19日	<ul style="list-style-type: none"> 地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた将来の沖縄の水問題に対する今後のダムの方向性について <p>< 2010年 6月 「地球温暖化に伴う気候変化を踏まえた今後のダムのあり方について～沖縄らしい豊かな水環境づくりのために～」(提言)公表</p>

(2) 提言の内容

具体的な提言内容を紹介する前に、懇談会が分かりやすい提言書とするために全体を通して工夫したポイントを3点紹介する(図-1参照)。

1点目は、図表を多く配置したことである。文章だけではなく、視覚的な面から理解を深めるため、文章の近くに、その内容を補足する図表を配置した。また、提言書に掲載できなかった図表を中心として「参考資料」を別添でとりまとめている(図-2参照)。

2点目は、脚注を多く付したことである。極力一般的に使われている用語を用いるとともに、やむを得ず記載する必要がある難解な専門用語等に対し、専門書等により改めて調べる手間を省き、記載ページ内である程度の理解を得やすくしている。

3点目は、提言で主張したいことを赤文字表示したことである。強調したことによりポイントを押さえながら読み進めることができる。

以下に提言内容の概要を紹介する(図-4参照)。

a) 沖縄における現状認識

この章は、以下に記す様々な観点から見た沖縄の特殊性を列挙し、後述の目標と方向性を定めるための導入部となっている。

① 沖縄の地理的特性

- ・ 南西端に位置し、国内唯一の亜熱帯海洋性気候に属する。
- ・ 沖縄本島北部地域(以下、「やんばる地域」という。)の地形や地質特性により水資源開発は北部地域を中心に進められた。

② 自然特性

- ・ 気温や降水量について、年間を通じて温暖であるにも関わらず、1年間を通じた最大最小の気温差は東京の約半分。
- ・ 全国から見ても平均年間降水量が多く、降雨が梅雨期と台風期に集中する。
- ・ やんばる地域には豊かな自然環境がある。

③ 社会特性

- ・ 県の人口について、2025年まで増加を続けると予測されている。
- ・ 県は、入域観光客数(沖縄を訪れる観光客数)について1,000万人を目標としている(2016年頃)。

④ 治水

- ・ 河川延長が短く急流であるとの河川の特徴から、洪水時の流量が短時間に大幅に増加。
- ・ 渇水時と洪水時の流量の変動差が非常に大きい。
- ・ 河川流域の土地利用について、洪水による氾濫が想定される範囲内に人口が集中。

⑤ 水資源・水利用

- ・ 水の確保について、その大半を流量の小さな河川に依存。
- ・ 水資源賦存量が少ない。

- ・ 水資源がやんばる地域に集中。
- ・ ダムの貯水量が減った場合の回復は遅く、梅雨や台風の限られた期間のまとまった降雨に依存。
- ・ 中南部地域は、やんばる地域に水源を求めている(沖縄では、これを「北水南送」という。)
- ・ ダムを導水路で連結した統合運用をしている。
- ・ ダムや河川からの水の供給が沖縄の経済活動を支えている。
- ・ 生活用水の割合が高いため、渇水時の影響が直接県民の生活に及ぶ。
- ・ 渇水時における更なる節水の余裕がない。
- ・ 島しょ部であることから渇水時に他地域からの補給が困難。

⑥ 河川環境

- ・ ダムのない河川での流量確保が不十分。
- ・ 河口閉塞や取水施設の存在により汽水域が減少。
- ・ 大雨時に赤土砂が流出。

⑦ 河川管理施設・水資源開発の維持管理等

- ・ 復帰前後から整備が進められた施設の増加と老朽化の進行。

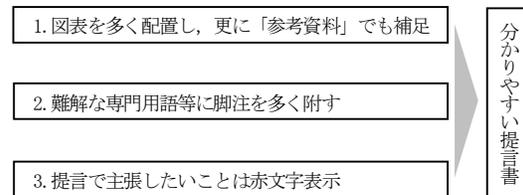


図-1 分かりやすい提言書とするために工夫した点

渇水に対するダメージポテンシャルと気候変化により想定される現象

- 「渇水」に対するダメージポテンシャル*
- 気候変化により想定される現象のうち、利水面で考慮すべきこと

*「ダメージポテンシャル」とは、潜在的被害の受けやすさ、ウィークポイント(脆弱)のことをいう。

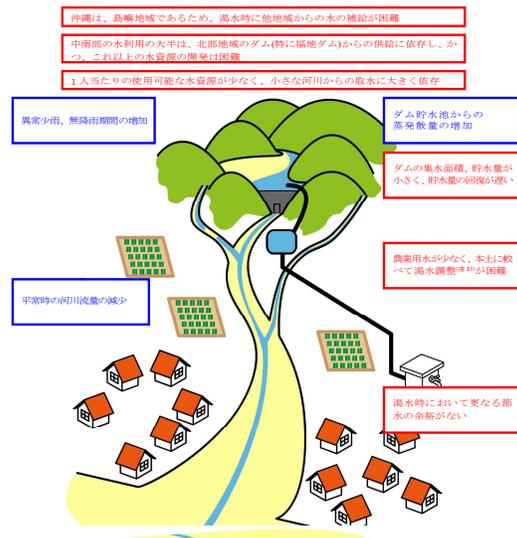
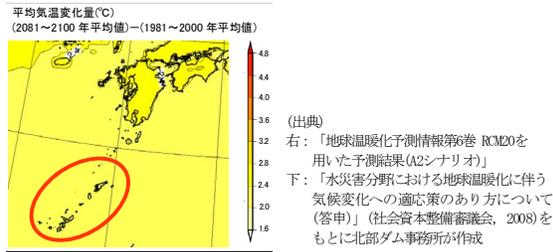


図-2 提言書での図の配置例

b) 今後、沖縄で予測される気候変化について

地球温暖化に伴う気候変化に関する最新の報告から、今後沖縄で予測される気候変化について整理した(図3参照)。

- ① 平均気温：2℃程度上昇
- ② 年最大日降水量：8%増加
- ③ 降水量：冬～春は減少，梅雨期～秋雨期は増加
- ④ 大雨(50mm/日以上)発生頻度：年間0～3日程度増加，無降水日数：10日程度増加
- ⑤ 海面水位：約13～19cm上昇
- ⑥ 台風：熱帯低気圧の発生が減少，強い台風の発生が増加



GCM20(A1Bシナリオ)で求めた各調査地点の年最大日降水量から(2080～2099年の平均値)÷(1979～1998年の平均値)を求め、将来の降水量を予測※
(※ 各地域における調査地点毎の平均値分布の中位置)

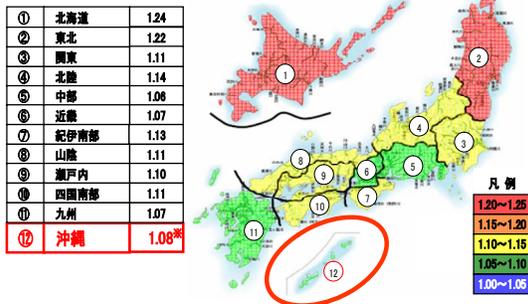


図-3 上：平均気温，下：年最大日降水量

c) 気候変化に伴う治水・利水・環境への影響

b)で紹介した気候変化に伴う治水・利水・環境への影響の中から特に沖縄のダムにおける影響についてピックアップし、ダメージポテンシャル(潜在的な被害の受けやすさ、ウィークポイント(弱点)のこと。)を十分認識し、ダムを取り巻く環境において気候変化により想定される現象で想定される課題について、次のように整理している。

- ① 治水面
 - ・ 日雨量等の増加，台風の大型化等による流域の治水安全度の低下，洪水の増大。
 - ・ 局所的集中豪雨による短時間での突発的洪水の増大。
 - ・ 局所的集中豪雨の増加による土砂災害の激化。
- ② 利水面
 - ・ 異常少雨の発生，無降雨期間の増加に伴う利水安全度の低下。
 - ・ 飲料水等の需要拡大に伴う水需要時期の変化，水需要の増大。
 - ・ ダム湖の水質の悪化により水道水の質の低下。
- ③ 環境面
 - ・ 集中豪雨増，雨量強度増による流出土砂量の変化・増大。
 - ・ 通常時の流況変化や出水時の流況変化による河川・湖沼等の水質悪化。
 - ・ 河川水温上昇による生物の生息環境への影響，魚介類等の分布域の変化。
 - ・ 海面上昇による汽水域の生態系への影響や赤土砂の流出量の増大。

d) 今後の「適応策」の目標と方向性

地球温暖化問題を考えるとき、「気候変化に関する政府間パネル(IPCC)」の第4次評価報告書において、「CO₂等温室効果ガスの削減を中心として温暖化の『緩和策』

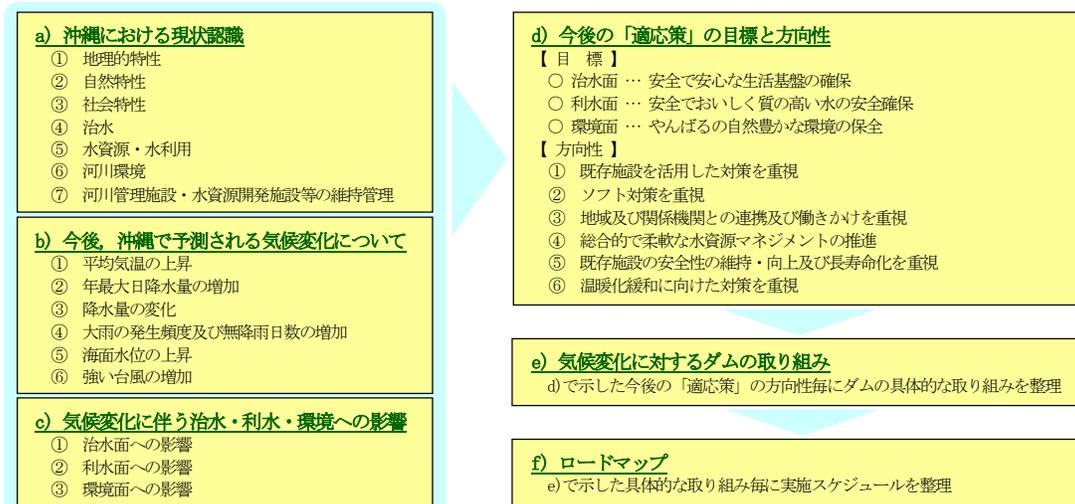


図-4 提言書の構成

には限界があり、温暖化に伴う様々な影響への『適応策』を講じていくことが『緩和策』と同様に重要である」との趣旨の指摘がなされていること、また、a)～c)で整理した認識を踏まえ、提言では、次のような目標を掲げた。

- 治水面 “安全で安心な生活基盤の確保”
- 利水面 “安全でおいしく質の高い水の安定確保”
- 環境面 “やんばるの自然豊かな環境の保全”

次に、上記目標に向けた方向性として、①既存施設を活用した対策を重視、②ソフト対策を重視、③地域及び関係機関との連携及び働きかけを重視、④総合的で柔軟な水資源マネジメントの推進、⑤既存施設の安全性の維持・向上及び長寿命化を重視、⑥温暖化緩和に向けた対策を重視、これらを設定し取り組むこととした。

e) 気候変化に対するダムの取り組み

この章は、d)で示された今後の「適応策」の方向性(①～⑥)毎に沖縄のダムにおける、より具体的な取り組みを列挙した(図-5の「対策」を参照)。

f) ロードマップ

この章は、e)で示された具体的な取り組みについて今後約20年間の概略スケジュールを示した(図-5参照)。

3. 今後の取り組みにあたっての留意事項

留意事項に関しては、提言書の「おわりに」に分かりやすくまとめられているので、以下に概要を紹介する。まず、前提として「気候変化やその影響の予測が依然として難しく、また、大きな予測幅を持っていることを認識すること」としてはっきりとした結論を示すことができる性質の事案ではない旨が記されている。次にそのための対策として「沖縄における今後の気候変換の状況や社会変化を十分に把握しながら進め、適宜、その実施とその効果を検証しつつ、今までとは違う新たな視点を持って、柔軟にかつ継続的に進めることが不可欠」としている。

今後の取り組みにあたっては、上記の提言書にまとめられている留意事項をもとに実施していく必要がある。提言に掲げる水問題は、北部ダム事務所のみならず、関係機関と連携した対応が必須となる。以上のことから、取り組みの実施に際して留意すべき事項について、以下に述べる。

- ① 緊急度に応じた対応の優先順位の決定。
- ② 予算や技術面に応じ、実現可能か否か選別。
- ③ 適宜、社会情勢を勘案した情報収集。
- ④ 取り組みに応じた最適な対応機関との作業分担。
- ⑤ 取り組みに対し、各機関が積極的かつ継続的に履行できる環境づくり(協議会やワークショップ設置の検討等)。

対応の方向性	対 策	スケジュール		
		5年	10年	15年
(1) 既存施設を活用した対策を重視	降雨量や河川流量のモニタリング・気候変化を踏まえたダム及び下流 河川の安全度評価			
	ダム高上げの可能性検討		可能性検討	必要に応じて継続実施
	ダムの目的別容量の再編成の可能性検討		可能性検討	必要に応じて継続実施
	ダム貯水池や河川環境のモニタリング・気候変化を踏まえた河川環境評価	モニタリング・安全度評価		継続実施
(2) ソフト対策を重視	降雨観測及び降雨予測技術の開発			継続実施
	洪水時や渇水時の行動計画等の検討及び策定・支援	策定・支援	降雨・渇水予測技術状況に応じて見直し	
(3) 地域及び関係機関等との連携及び働きかけを重視	温暖化関係機関との連携体制の構築			
	洪水・節水に対する住民意識向上のためのPR・啓発	意識向上のためPR・啓発		継続実施
(4) 総合的で柔軟な水資源マネジメントの推進	貯留浸透施設等の普及による雨水利用の働きかけ		雨水利用の働きかけ	
	総合的で柔軟な水資源マネジメントや水供給計画の計画的な推進に向けた取り組みや関係機関への働きかけ	水資源マネジメントの推進		
(5) 既存施設の安全性の維持・向上及び長寿命化を重視	遊休水源、湧水、雨水貯留及び地下水などの既存施設のさらなる利用の可能性調査	可能性調査		
	既存施設の安全性の確認、調査	調査・検討		必要に応じて継続実施
	既存施設の長寿命化計画の策定を推進	調査・検討		必要に応じて継続実施
(6) 温暖化緩和に向けた対策を重視	耐震性の向上、導水路の二重化などの実施に向けた関係機関への連携や働きかけ	関係機関への働きかけ		必要に応じて継続実施
	ダムや導水路を利用した小水力発電について実現可能性調査	可能性調査		必要に応じて継続実施
	貯水池を利用した自然エネルギーの有効活用についての可能性		可能性調査	必要に応じて継続実施

図-5 ロードマップ

4. まとめ

このたび、とりまとめられた提言書は、2010年6月中旬に報道機関に公開した。また、同日北部ダム事務所のホームページにも掲載した。今後も幅広く知ってもらう必要があるとの提言書の趣旨から専門雑誌等への掲載、シンポジウム、出前講座の活用等、提言のPRの場を持つことを予定している。

沖縄らしい豊かな水環境づくりのためには、沖縄の特殊性を認識し、地球温暖化に伴う気候変化という刻々と変化する状況を踏まえ、適切な時期に適切な対応を関係機関が連携して取り組まなければならない。とりまとめられた提言は、今後の取り組みにあたってのきっかけであり、これを機に長期間にわたり、また、県民の方々を含んだ新たな協力体制の構築がなされれば幸いである。

沖縄島における海水淡水化施設の効果と影響に関する研究

琉球大学大学院 岡本祥宏 琉球大学 神谷大介 山口大学大学院 赤松良久

1. はじめに

近年、温室効果ガスの増加による気候変動が大きな問題となっており、それに伴い降水量の変動幅の拡大及び降水パターンの変化といった降水特性の変化が予想され、水資源への影響が危惧される。本研究の対象地域である沖縄島では、地域気候モデル(RCM20)のA2シナリオを考慮した水需要予測より、将来における給水制限の可能性があり、渇水リスクが高くなることが予想されている¹⁾。また、沖縄島は1972年の本土復帰以降において幾度となく給水制限が実施されており²⁾、近年においても給水制限実施の決定が2度行われた経緯がある。しかし、1996年の海水淡水化施設完成以降において給水制限は実施していない。このように海水淡水化施設は渇水リスクの軽減に効果があると考えられ、今後においても海水淡水化施設の必要性は増加していくことが考えられる。

一方で、海水淡水化施設の電力消費量は多く、沖縄県は主に石炭火力発電であることを考慮すると、エネルギー消費や温室効果ガス発生量の増加により気候変動を助長するという問題も考えられる。

以上の認識の下、本研究では沖縄島における渇水対策の1つである海水淡水化施設に着目し、施設がなかった場合の給水制限実施の可能性について、施設稼働に伴う料金負担より住民への影響について、電気使用量に着目したCO₂排出量より環境への影響について、給水制限回避のために必要な住民の節水量について分析を行った。これらより、海水淡水化施設の給水制限回避に対する効果を明らかにすることを目的とする。

2. 海水淡水化施設の概要

これまで、沖縄県と国はダムの開発や西系列河川からの取水などによって水源の確保に努めてきた。しかし、沖縄島では頻りに渇水が生じており、本土復帰以降から1994年までの22年間のうち14年は断水を伴う給水制限を実施しており、特に1981～1982年の渇水時には24時間断水を含む326日間にわたる給水制限を実施している。このような厳しい水需給の状況

から、新たな水資源開発として、海水淡水化施設の導入に向けた調査が1977年から行われ、沖縄県企業局により1993年10月から建設工事に着手、1996年2月より一部供用開始、1997年3月末に完成した。

図-1に沖縄島における取水・導水過程を示す。沖縄島は水道水の水源地が島の北部にあり、人口の集中する中南部まで導水していることが特徴として挙げられる。海水淡水化施設は沖縄県北谷町の北谷浄水場に隣接しており、浄水場の処理水とブレンドされ給水されている。総事業費は約347億円(国庫補助率85%)、淡水化方式は逆浸透法、日最大で40,000m³の淡水化能力を有する。図-2に日単位での沖縄島におけるダム貯水量および海水淡水化施設からの取水量(以下は海淡水取水量と略す)を示す。ダム貯水量の低下時にはフル稼働しており、施設完成以降に給水制限は実施されていない。

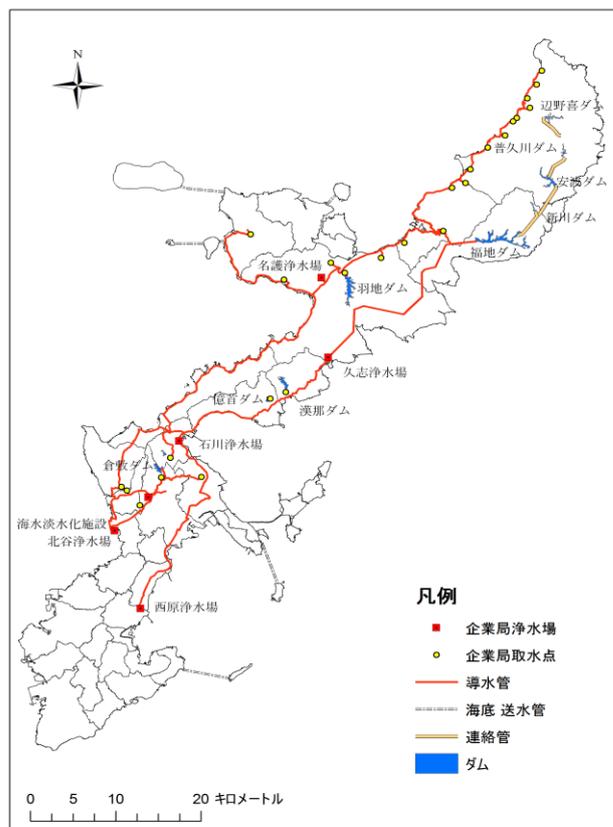


図-1 沖縄島における取水・導水過程

キーワード 海水淡水化施設 給水制限 渇水

連絡先 〒903-0213 西原町千原1 琉球大学工学部環境建設工学科 E-MAIL: k108503@eve.u-ryukyu.ac.jp

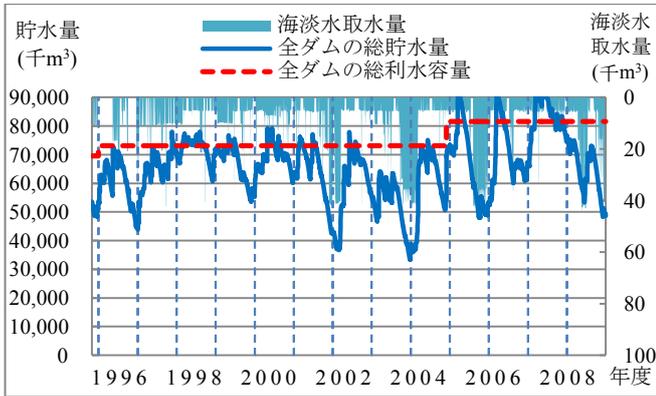


図-2 沖縄島におけるダム貯水量および海水淡水化施設からの取水量

3. 分析の考え方

(1) 海水淡水化施設の効果に関する分析

本分析では、海水淡水化施設の効果を明らかにするため、この施設の稼働開始の前日である 1996 年 1 月 31 日から 2008 年 3 月 31 日までの期間において、海水淡水化を行っていなかった場合の給水制限の可能性について分析する。分析方法は、海水淡水化施設から取水していた水量をダムから取水することとし、沖縄島内のダムの総貯水量を日単位で計算する。なお、ダム越流量については各ダムの総利水容量まで貯水することとし、これ以上は越流量として放流する。また、沖縄島では、2004 年においてダムの総貯水量が 32000 千 m³ を下回った場合に夜間 8 時間断水を、30000 千 m³ を下回った場合は隔日断水を行うことが検討されていた³⁾。これより、分析結果がこれを下回る場合に給水制限を実施することとし、これより海水淡水化施設の給水制限回避効果を明らかにする。

(2) 住民への影響に関する分析

住民への影響については、海水淡水化施設の稼働に伴い住民が負担していた金額について明らかにする。具体的には、施設稼働に伴うランニングコストとイニ

シャルコストより、これに 1 人あたりの年間生活用給水量と水源別給水量における海水淡水取水量を乗じることにより、1 人あたりの負担額を算出する。

海水淡水化がなかった場合、他の浄水所から取水し、北谷浄水場まで導水することとする。ここでは、海水淡水化施設の 1m³あたりの造水コスト 211 円から、他の浄水場の 1m³あたりの造水コスト 102 円とダムからの 1m³あたりの導水コスト 5 円を差し引いた 104 円を新たなランニングコストと考えることとする。導水コストについては、年平均導水量と導水施設の年間電力使用量から算出している。イニシャルコストについては、総事業費が約 347 億円(国庫補助率 85%)、算定期間が 20 年であることより、沖縄県が支払う金額は 1 年あたり約 2.6 億円かかると考える。

なお、図-3 に水源別給水量割合および 1 人あたりの年間生活用給水量について示す。これより、1 人あたりの年間生活用給水量は約 90.46m³、水源別給水量割合における海水淡水施設からの取水量は約 2.1%となっている。

(3) 環境への影響に関する分析

環境への影響については、沖縄県の電力はすべて火力発電で賄われていることより、海水淡水化施設および他の浄水場での 1m³造水する際の電力使用量を算出し、これに CO₂ 排出係数⁴⁾ と海水淡水化施設からの取水量を乗じることにより、1m³造水する際の CO₂ 排出量を算出していく。CO₂ 排出係数とは、電気の供給 1kwh あたりの CO₂ 排出量を示す数値である。

海水淡水化施設での CO₂ 排出量と、他の浄水場で取水と導水時の CO₂ 排出量を算出し比較することによって、海水淡水化施設の有無による CO₂ 排出量の違いから環境への影響について明らかにしていく。

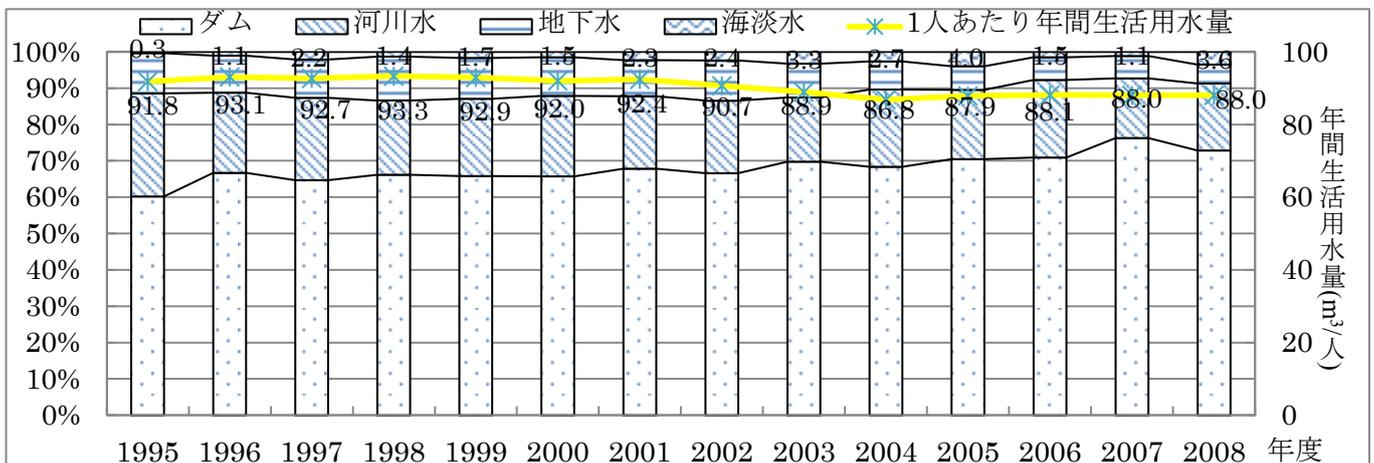


図-3 水源別給水量割合および1人あたりの年間生活用給水量

(3) 環境への影響に関する分析

環境への影響については、沖縄県の電力はすべて火力発電で賄われていることより、海水淡水化施設および他の浄水場での1m³造水する際の電力使用量を算出し、これにCO₂排出係数⁵⁾と海水淡水化施設からの取水量を乗じることにより、1m³造水する際のCO₂排出量を算出していく。CO₂排出係数とは、電気の供給1kwhあたりのCO₂排出量を示す数値である。

海水淡水化施設でのCO₂排出量と、他の浄水場で取水と導水時のCO₂排出量を算出し比較することによって、海水淡水化施設の有無によるCO₂排出量の違いから環境への影響について明らかにしていく。

4. 分析結果及び考察

(1) 海水淡水化施設が給水制限回避に与える影響

分析結果について、海水淡水化がなかった場合のダム貯水量の推移を図-4に、このときの給水制限実施期間を表-1に示す。これより、分析対象期間の13年間のうち、給水制限は2004年に1度実施されることになる。ダム等の水資源開発施設は、原則として10年に1度の渇水に対応可能な計画に基づき整備されている。このことから、海水淡水化を行っていなかった場合でも、10年に1度の渇水には耐えうるといえる。

表-1 海水淡水化を行っていなかった場合の給水制限実施期間

期間(2004年)	日数	給水制限の方法
2月18日～2月28日	11	夜間8時間給水制限
2月29日～5月29日	91	隔日断水
5月30日～6月2日	4	夜間8時間給水制限

(2) 給水制限回避のための住民への負担

4. (1) より、海水淡水化施設がなかった場合、1度の

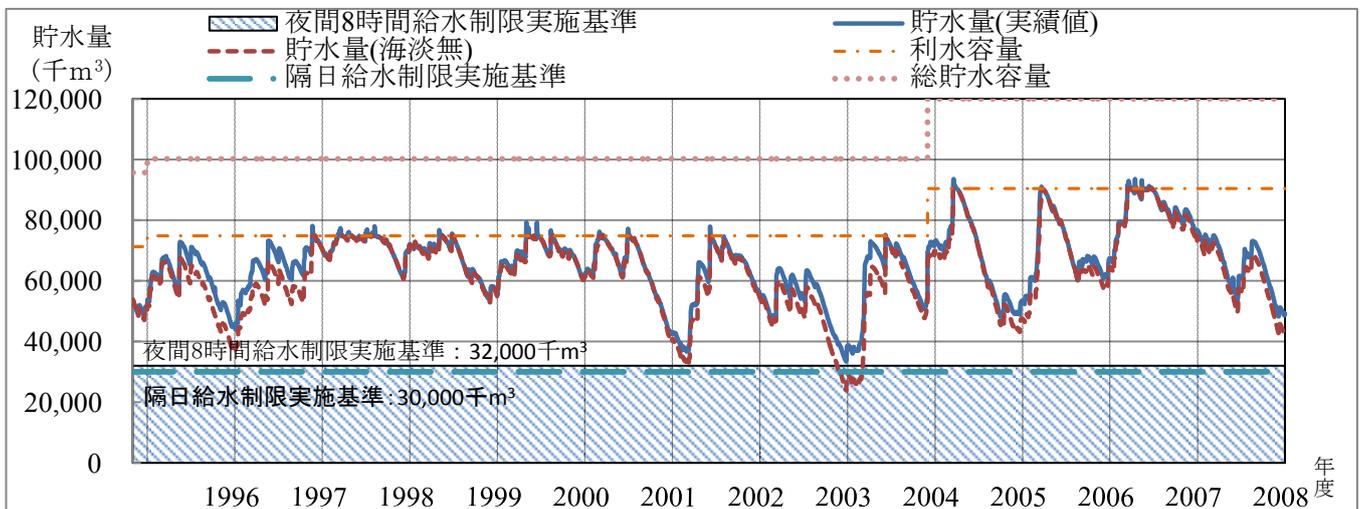


図-4 海水淡水化がなかった場合のダム貯水量の推移

給水制限を回避できることがわかった。すなわち、ここでは給水制限を1度回避するために住民が負担していた金額について、分析対象期間である1996年～2008年3月までの間で年間平均金額を算出していく。

施設稼働によるランニングコストとイニシャルコストより、1人あたりの負担額は年間約349円である。この金額は、給水制限回避という安心感のための負担額とも考えられる。なお、ランニングコストのみだと1人あたりの負担額は約197円となる。

(3) 給水制限回避のための環境への負担

表-2に分析対象期間での海水淡水化施設の有無によるCO₂排出量について示す。これより、海水淡水化がなかった場合、沖縄県企業局管理の浄水場と導水時でのCO₂排出量は約1.1kg/m³、年間での平均CO₂排出量は約5,127CO₂-t排出していることがわかる。一方、海水淡水化施設でのCO₂排出量は約5.2kg/m³、年間で約18,886CO₂-tであることより、13年間のうち1度の給水制限を回避するために、年間約3.7倍のCO₂を排出していることがわかる。

また、海水淡水化施設における1日あたりのCO₂排出量は約51,480kg/日である。一般家庭からの1日あたりのCO₂排出量は9.5kg/世帯(光熱費のみ)⁶⁾であることを考えると、一般家庭と比べると1日あたり約5400世帯分のCO₂を排出していることがわかる。

表-2 海水淡水化施設の有無によるCO₂排出量

施設	1m ³ あたりのCO ₂ 排出量(kg/m ³)	年間CO ₂ 排出量(CO ₂ -t)
海水淡水化施設あり	5.2	18,886
海水淡水化施設なし	1.1	5,127

5. 給水制限回避に必要な節水量

(1) 分析の考え方

これまでの分析結果より、海水淡水化を行っていなかった場合、分析対象期間である 13 年間のうち 2004 年に 1 度給水制限を実施することとなった。ここでは、給水制限回避のために必要な節水量について分析を行っていく。表-3 に給水制限実施期間である 2004 年度における沖縄島の上水道の需用用途別給水状況を示す。これより、本分析では、需用用途別給水量が最も多い家庭用給水量を節水することとする。すなわち、節水を住民だけが行うこととし、給水制限回避に必要な節水量を示す。また、節水量の算出は、市町村までの給水量をもとに行う。

表-3 2004 年度における上水道の需用用途別給水状況

家庭用	都市活動用	工業用	その他
106955	32496	130	11862

(単位：千 m³)

沖縄島で 2002 年に給水制限実施を決定された際、沖縄県渇水対策本部が県民に節水を呼び掛けて始めたときのダム貯水量が約 42700 千 m³⁸⁾であったことより、算出したダム貯水量がこれを下回るときから住民は節水を開始することとする。このとき、給水制限回避の為に必要な節水量を q_{sav} 、ダム貯水量の最下点を d_{min} とすると、以下の式(1)のようになる。

$$q_{sav} = 32000 \text{ 千 m}^3 - d_{min} \quad (1)$$

すなわち、ここではダム貯水量が約 42700 千 m³ を下回る 1 月 4 日からダム貯水量の最下点となる 3 月 26 日までの 84 日間で住民は節水を行うこととする。

また、住民が年間を通して定常的に節水を行っていた場合についても同様に算出していく。

(2) 給水制限回避に必要な住民 1 人あたりの節水量

5. (1) で算出した q_{sav} に導水・送水過程での損失率および有効率を乗じ、水使用量ベースの水量に変換したとき、住民は節水の呼び掛けが始まってから 1 人 1 日あたり 70.1ℓ の節水が必要となる。海水淡水化施設が稼働を開始した 1996 年以降での、沖縄島での住民の 1 人 1 日あたりの平均使用水量は 247ℓ(家庭用給水量のみ)である。一方で、給水制限実施期間となった 2004 年度では、1 人 1 日あたり 238ℓ であり、住民の使用水量は例年より減少していることがわかる。この状況の中、給水制限を回避するためには、1 人 1 日あたり 167.9ℓ で生活をしなければならないこととなる。

表-4 に沖縄県の離島地域で生活する住民の 1 人 1

日あたりの使用水量を示す。これは、各離島の世帯を対象としたアンケート調査と水道料金調定台帳を基に算出した値である。これより、9 年連続で給水制限を実施している座間味村においても 1 人 1 日あたりの使用水量が 227.4ℓ であることより、住民が節水の呼び掛けが始まってから節水を行う場合、住民への負担は大きくなることがわかる。

表-4 沖縄県離島地域で生活する住民のアンケート回答者の 1 人 1 日あたりの使用水量

座間味 (N=102)	石垣 (N=352)	与那国 (N=181)	渡名喜 (N=112)
227.4	354.2	490.6	240.2

(単位：ℓ)

一方で、住民は年間を通して定常的に節水を行っていたと仮定した場合、1 人 1 日あたりの節水量は 16.1ℓ となり、1 人 1 日あたり 221.9ℓ で生活をしなければならなくなる。沖縄島における 2008 年度での 1 人 1 日あたりの平均使用水量は 241ℓ(家庭用給水量のみ)であることより、近年においても給水制限を回避するために必要な節水は達成されていないことがわかる。

6. おわりに

本研究より、海水淡水化施設がなかった場合、過去 13 年間のうち給水制限実施の可能性は 1 度起きることがわかった。また、給水制限を 1 度回避するために、住民は施設稼働によるランニングコストとイニシャルコストより 1 人あたり年間約 349 円の金額の負担をしており、施設の稼働に伴う CO₂ 排出量は、施設がなかった場合と比較すると年間約 13,759 CO₂-t 多く排出していることを明らかにした。また、給水制限を回避するためには、住民が年間を通して定常的に節水を行っていたと仮定した場合でも、住民への負担は大きいことを明らかにした。また、本研究は科研費若手研究(B)(22760398)及び国土交通省建設技術研究助成(研究代表者：赤松良久)の補助を受けている。

参考文献

- 1) 神谷大介、與那城学、赤松良久：気候変動を考慮した亜熱帯島嶼観光地域における渇水リスク評価、地球環境研究論文集、Vol.18、pp.89-95、2010
- 2) 沖縄県企業局：水量記録資料集、pp.140-143、2008
- 3) しまたて協会：建設情報誌 しまたてい 第 30 号、pp.30-31、2004
- 4) 沖縄電力株式会社：環境行動レポート 2007 年度
- 5) 資源エネルギー庁：総合エネルギー統計 2007 年度
- 6) 琉球新報社：琉球新報朝刊、2002 年 3 月 28 日

1. 目的

沖縄県は日本唯一の亜熱帯性海洋性気候に属し、島嶼環境と特異な地史等により多くの種類の植物が分布している。沖縄県の自生植物は 177 科 734 属 1748 種あり、2 割近い種は琉球列島にしか産しない固有種である（ただし、亜種、変種、品種も 1 種として算出）¹⁾²⁾³⁾。また、単位面積あたりの植物種を集計した結果では、琉球列島には、日本本土の 45 倍の種数があり、狭い面積に数多くの植物が生育している³⁾⁴⁾。そのため、沖縄県における開発行為は、比較的小規模であっても貴重植物の生育に影響を与える可能性があるため、事業を実施する際には慎重に保全対策の検討を行う必要がある。

これまで沖縄県内において様々な貴重植物の保全対策が実施されてきた。しかし、沖縄県の貴重植物の特性や生育環境に関するデータは少ないものも多い。さらに、保全対策に関して確立された方法論はなく、保全目標の設定、保全方法、取りまとめ方法等は個々の事業で個別に対応している状況であり、沖縄県における保全対策の全体像を概観し、事例の活用や共有化を行うには困難である。

そのため、沖縄県の保全対策に関する独自の知識・技術が体系化され、包括的整理が求められていると考えている。

そこで、沖縄県の貴重植物の既往調査・保全対策事例等についてのデータ等の収集・とりまとめを行い、データベースの構築を行う事で、沖縄独自のデータを蓄積し、事業の計画や方向性を検討するといった、より早い段階からの広範な環境配慮を行う際や、保全対策を実施する際の資料となることを目的とする。

本研究では、当会が過去に受託した業務のデータの一部を使用し、データベースの基本構造や格納すべきデータについて検討し構築を行った結果について報告する。

2. 内容

2.1 データベース構築手順

検討は図一 1 に示すような手順で行った。

本データベースは、保全対策を検討する際の基礎資料として活用することを想定している。そのため、データベースの構築手順としては、保全対策を実施するにあたり利用する場面を想定することで必要となる検討事項を抽出し、データベースの構造を検討する必要がある。

キーワード 貴重植物, 保全, データベース,

連絡先 〒905-1152 沖縄県名護市伊差川 24 番地 1 号 E-MAIL:takemura@shimatate.or.jp

2.1.1 既往調査におけるデータの収集

沖縄県内で実施された保全対策の事例として、当会が行った過去業務における保全対策事例のデータを用い、データベースに格納する情報として整理を行った。

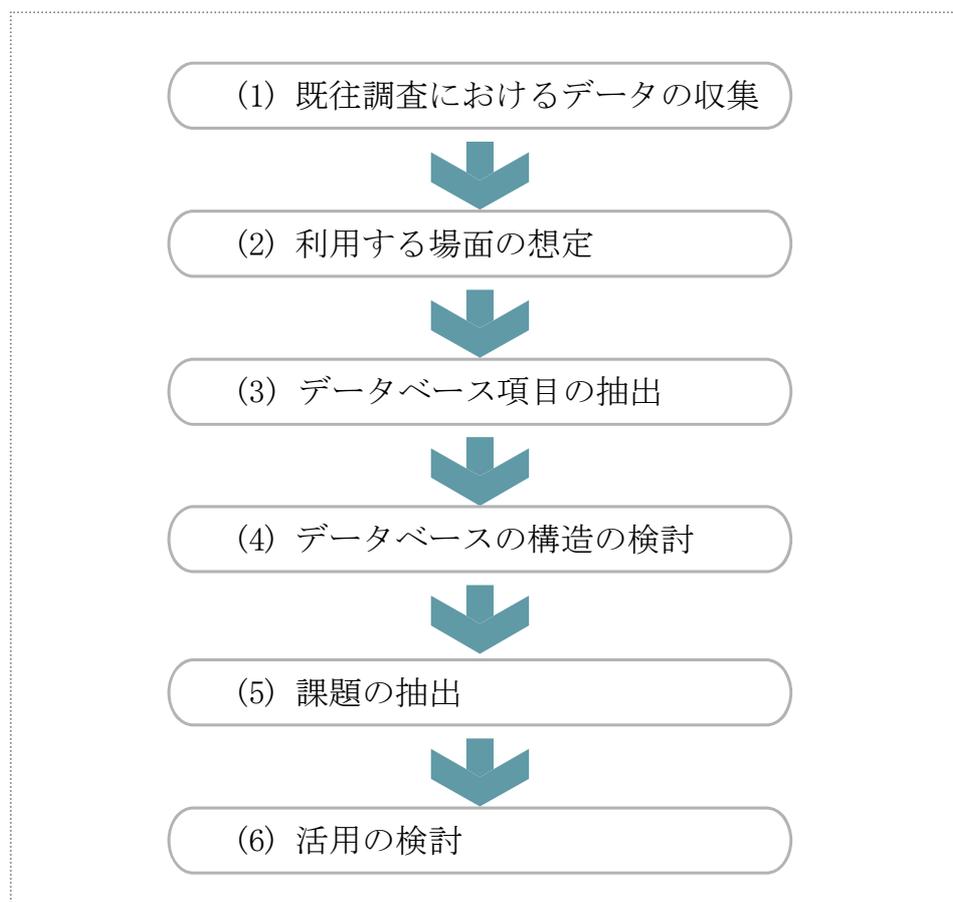


図-1 構築手順

2.1.2 利用する場面の想定

保全対策を実施する際、検討内容によって必要なデータが異なる。そのため、保全対策を検討していく上で、それぞれのステージにおいて検討内容と検討に必要なデータを抽出した結果、4つのステージ（a～d）を想定した。各ステージにおいてデータベースの格納すべき検討内容の詳細については下記に示した。また、保全対策の検討フローを図-2に示し、各ステージの検討に必要なデータを表-1に示した。

（1）保全対策

保全対策の検討内容は、事業範囲において確認された貴重種に対する影響予測、保全の必要性の検討、そして、保全方針を定める必要がある。さらに、保全が必要であると判断された場合、保全の方法（回避・低減・代償措置）について検討を行う。回避・低減措置として生育地の保全などが考えられ、回避等が行えない場合は代償措置を検討する。代償措置としては貴重種の移植が一般的に実施されている。また、移植を行う上で必要な整備（生育環境の改善や創出等）についても検討する。

保全対策検討のために必要なデータは、事業の影響範囲、影響予測、対象種の特性等である。

(2) 保全対策の方法

代償措置として移植を行う際には、移植地の選定、移植方法、移植時期について検討する。移植のために必要なデータは、対象種の特性、移植地の環境、移植手法と実績等である。

(3) モニタリング

保全対象となる種の特性により、モニタリングの項目、方法、回数、時期、移植後の管理方法の検討が必要である。そのために必要なデータは、対象種の特性、移植方法、移植実績、移植後の管理方法等である。

(4) 評価

保全対策後における保全対策結果の評価として、保全目標の達成度、保全対策実施における問題点や課題の抽出、改善案などの検討が必要である。そのために必要なデータは、対象種の特性、自生地・移植地の環境、移植方法、モニタリング結果等である。

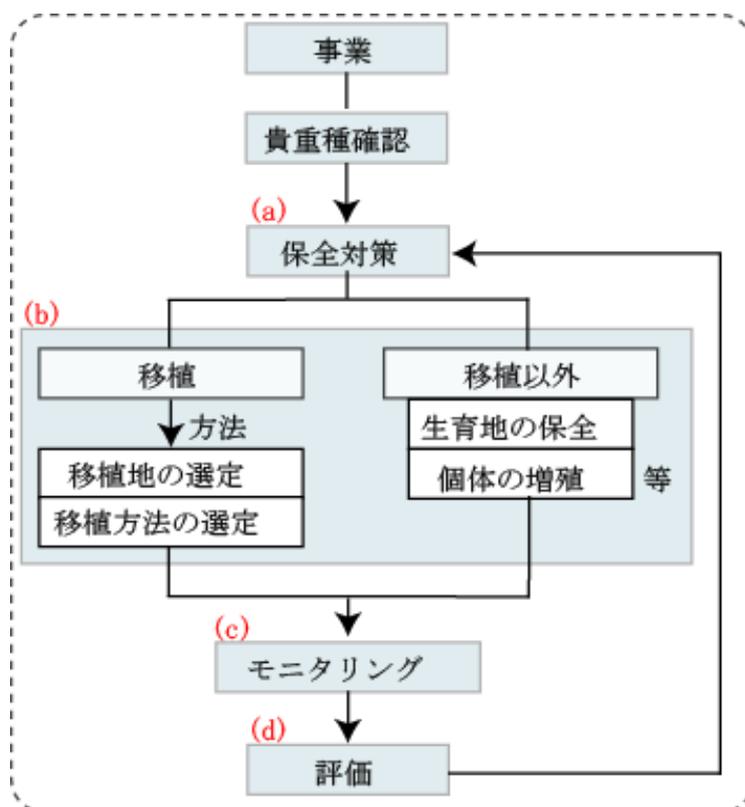


図-2 保全対策の検討フロー

表-1 各ステージの検討に必要なデータ

ステージ※		検討内容	検討に必要なデータ
(a)	保全対策	影響予測 保全の必要性 保全方針 整備	・事業の影響範囲 ・影響予測 ・対象種の特性 ・移植の実績等
(b)	保全対策の方法	移植地の選定 移植方法の選定 移植以外の方法	・対象種の特性 ・自生地の環境 ・移植地の環境 ・移植個体数 ・堀取り方法 ・移植方法の実績 ・管理方法
(c)	モニタリング	モニタリング項目 方法 回数 時期 移植後の管理	・対象種の特性 ・自生地の環境 ・移植個体数 ・移植方法 ・移植実績 ・管理方法
(d)	評価	保全対策の評価 対象種の特性の確認 問題点や課題の抽出 改善点	・対象種の特性 ・モニタリング結果 ・自生地の環境 ・移植地の環境 ・移植方法の実績 ・管理方法

2.1.3 データベース項目の抽出

データベースに入力する項目として、事業に関する内容、種に関する内容、生育環境に関する内容、参考文献に関する内容、保全検討に関する内容、移植に関する内容の6項目について抽出した（表-2）。

2.1.4 データベースの構造の検討

データベース項目を、基本情報と保全対策事例の2つに分け、お互い関連性を持たせた。さらに、基本情報として事業の概要、種に関する内容、生育環境に区分し、保全対策事例として、保全対策方法、移植事例に区分して格納する構造とした。詳細については下記、図-3および表-3に示した。

(1) 事業に関する内容

事業概要、生物調査結果、保全対策内容、環境整備内容の категорияで構成された。事業の特性と影響を受ける種の関係が明らかになる。

(2) 種に関する内容

対象種の基本的な特性として、和名、学名、環境省 RDB・沖縄県版 RDB 等での取り扱い、形態的特徴、一般的な生態的特徴、分布域等に関する情報等の категорияで構成された。

種の特性の類似した別の種についての保全対策の検討をする際にも利用できる。

(3) 生育環境に関する内容

対象種の生育環境として周辺植生、立地（山地、河川等）、土壌（砂岩、石灰岩等）、斜面傾斜等に関するデータを格納した。移植地の選定をする際に利用する。

また、種の特性と生育環境を関連づけ、種の特性の類似した種の保全対策の検討する際にも利用できる。

表-2 データベースに入力する項目

	項目	内容
1	事業に関する内容	事業内容、所在地、事業の影響範囲、生物調査結果等
2	種に関する内容	和名、形態的特徴、生態的特徴、生活史、分布域等
3	生育環境に関する内容	自生地環境、移植地環境等
4	参考文献に関する内容	タイトル、著書、発行年度、その他
5	保全検討に関する内容	影響予測、保全対策の内容、環境整備内容等
6	移植に関する内容	移植実績（移植地点、移植手法、移植個体数）、整備内容、モニタリング等

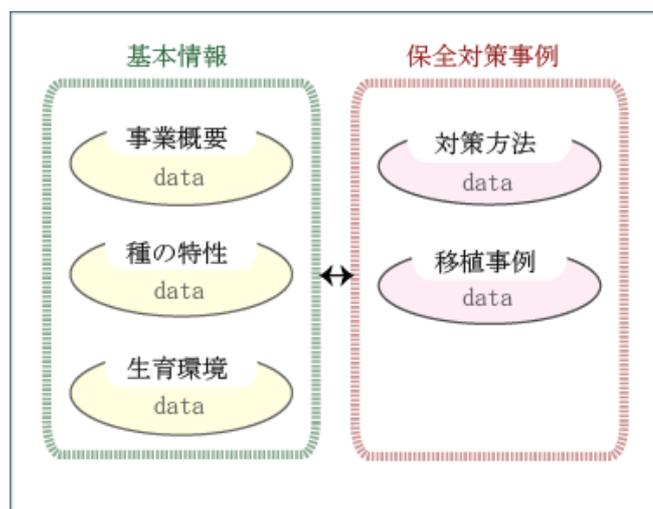


図-3 データベースの構造

(4) 参考文献に関する内容

分類や生態などの基礎情報の引用等に利用した文献に関する情報を格納する。

(5) 保全検討に関する内容

保全検討内容については、種や生育地の特性、事業の影響を踏まえた上での保全方針・目標の設定、保全方法、結果、管理方法等について格納する。保全方法として、回避・低減・代償措置のカテゴリーで構成された。

(6) 移植に関する内容

保全方法の一つとして、植物の重要な種の生育箇所が改変される場合には、移植が一般的に実施されている。しかし、移植方針の検討や具体的な移植方法、移植場所の選定など、貴重植物の移植に関しての方法論は確立されていない。移植の信頼度と実効性を上げ、移植技術の向上のためにも他の保全措置と項目を分けて格納する。移植種、移植方法、移植地の環境、移植地点、移植時期、モニタリング方法及び結果、移植の評価のカテゴリーで構成された。

表ー3 データベースの構造

基本情報			保全対策事例		
事業概要	種の特性	生育環境	対策方法	移植事例	
所在地	種名	周辺植生	回避措置	種名	移植時期
所在地名	和名	立地	生育地の保全 等	移植地	移植個体数
その他	学名	土壌	低減措置	移植方法の検討	移植理由
事業概要	科名	斜面傾斜	代償措置	移植方法	事業名
事業名	形態的特徴	風当たり	移植	個体移植	移植地環境
事業概要	生態的特徴	斜面方位		播種	立地
生物調査結果	群落	土壌湿度		土壌移植 等	土壌
調査項目	立地環境	緯度		モニタリング ^g	斜面傾斜
調査時期	生活史	経度		項目	風当たり
調査方法	写真	標高		回数	斜面方位
調査地点	個体	周辺植生		方法	土壌湿度
調査結果	生育環境	土壌酸度		時期	緯度
保全対策内容	環境省RDB	土壌湿度 等		評価	経度
影響予測	沖縄県RDB	参考文献等		効果	標高
保全対策内容	分布域	タイトル	リスク評価	周辺植生	
環境整備内容	確認地点図	著書	改善点	土壌酸度	
生育地の改善	確認個体数	発行年度	問題の抽出	土壌湿度 等	
生育地の創出	移植実績	その他	新たな整備の必要		

3. 結論

本研究では、沖縄県の貴重植物の保全対策に必要な情報を収集・活用すべきデータベースの項目の検討を行い、それによってデータベース構造の検討を行った。データベースは現時点では、当会受注業務の一部のデータを用いたにすぎない。全県的な保全対策データの蓄積を行い、基礎的情報を一元管理するシステムを構築し、より早い段階からの広範な

環境配慮を行う際や、保全対策を実施する際の資料とし、本県独自のデータベースを管理・活用していく必要がある。

4. 今後の課題

4.1 保全対策事例の追加

本研究では当会受託の業務において得られたデータを事例として取り扱った。本データベースを保全対策検討のツールとして活用していくためには、さらに沖縄県全体の保全対策事例の入力データ量を増やし蓄積していく必要がある。

4.2 運用方針の検討

構築されたデータベースは公開し活用することを視野に入れている。しかし、貴重植物に関する詳細な生育地等の情報については、貴重植物保護の観点から慎重に取り扱う必要がある。そのため、公開データの選別、公開の方法および管理の方法について検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 初島住彦,天野鉄夫: 増補訂正 琉球植物目録,沖縄生物学会, 1994.
- 2) 初島住彦: 琉球植物誌 (追加・訂正), 沖縄生物教育研究会, 1975.
- 3) 横田昌嗣: 沖縄の小さな植物,沖縄の自然を知る, pp.139-155,築地書館, 1997.
- 4) 島袋敬一: 植物,沖縄の生物,pp.23-32,沖縄生物教育研究会,1984.
- 5) 環境省 RDB (レッドデータブック):「改訂・日本の絶滅のおそれのある野生生物ーレッドデータブックー」,環境省,2000
- 6) 沖縄県版 RDB:「改訂・沖縄県の絶滅のおそれのある野生生物(レッドデータおきなわ)」,沖縄県環境保健部自然保護課,2006

「恩納村歴史・風景散策路」での多言語歩行者系標識による有効性検証実験

照屋正史¹・末光勇次¹・仲村将成¹・相川浩二¹

¹内閣府 沖縄総合事務局 開発建設部 道路建設課（〒900-0006 那覇市おもろまち 2-1-1）

恩納村は、県内でも多くのリゾート施設が立地しており、国内外を問わず多くの観光客が訪れる県内有数の観光拠点である。それに加え、同村においては、近く大学院大学の開校が迫っており、多くの外国人が来訪することが予想される。一方で、同村内の観光拠点への案内（特に案内看板・標識）は、日本語表記が主なものとなっており、訪れる外国人にとっては不便なものとなっているのが現状である。

本報告では、多言語による分かりやすい案内・誘導を行う仕組みづくりを検討し、全国で統一を図る際の基礎データとして調査検討を行い、そこからその有効性を検証するとともに、今後の整備に向けての提案を整理する。

キーワード 実証実験 多言語表示案内方法の提案

1. はじめに

平成22年度の沖縄県における入域観光客数は571万7,900人で、前年度の569万人と比較して+2万7,900人（+0.5%）であった。その内、外国人観光客数は、28万2,800人となり、日本人観光客が微減（対前年度比-8,700人、-0.2%）したのとは対照的に、過去最高の数を記録した（対前年度比 +3万6,600人、+14.9%）。

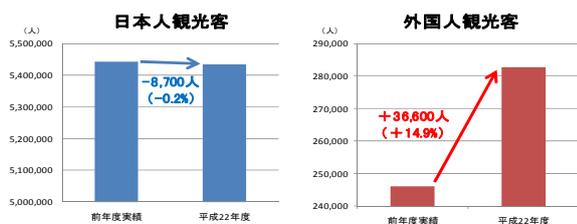


図-1 沖縄県における入域観光客数

また、その外国人観光客の国別内訳を見ると、台湾からの観光客が最も多く、次いで香港、中国、韓国、アメリカと続いている。その中でも、香港、中国本土、韓国からの観光客数は過去最高を記録しており、尖閣諸島問題や東日本大震災の影響がある中で、多くの観光客が沖縄県を訪れている。

今回、多言語歩行者系標識による有効性検証実験を実施した恩納村においては、平成21年度の外国人観光客数は約4万人と、2割弱の外国人観光客が恩納村を訪れている。

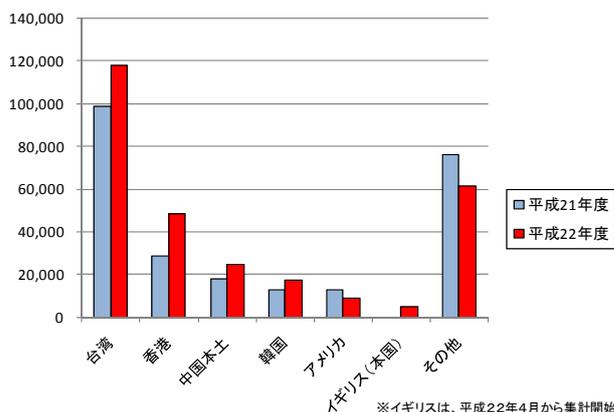


図-2 国別入域観光客数（沖縄県）

2. 実証実験実施経緯

今回実施した実証実験は、国土交通省が実施する「平成22年度道路に関する新たな取り組みの現地実証実験（社会実験）」へ応募し、選定を受けて取り組んだものである。

国土交通省の公募要領において、実験の目的として、「道路に関する先進的または斬新な施策について、当該施策を本格実施するにあたり、効果や影響を確認するため、場所と期間を限定して試行・評価するもの」とされている。今回、本実証実験が選定通知を受けた際、「国土交通省道路局として期待する成果として、観光地等における多言語表示の案内標識方法の提案（標識令への標準パターン追加につながるような基礎的データの収集）を期待する」と添えられた。

3. 現行の標識令について

現行の標識令では、表示内容及び経路等についてマニュアルで規定されており、例えば文字等の基本寸法については、設計速度によってその寸法が規定されている。

ただし、現行の標識令は車両系ユーザーを中心に規定されており、ローマ字表示の基準はあるものの、多言語表記のルールが明確ではない。また、標識令では30km/hが最低設計速度であり、歩行者系標識については、文字の大きさについて明確化されていないことから、車両系とは別の体系づくりが必要だと言える。



図-3 現行の標識令による車両系標識 (114-A) (左)、歩行者系案内標識 (114-B) (右)

4. 実証実験概要

今回の実験は、恩納村において2箇所の重点エリア(仲泊区、恩納区)を設けて、平成22年12月～平成23年3月までの約3ヵ月間に亘って実施した。

実験期間中、上記2箇所の重点エリアに設置する標識は、自治体でも整備可能な小型で簡易なものとし、恩納村の歴史・風景散策路の観光資源を対象にした多言語表記の誘導標識、及び拠点においては地図標識を設置した。表記言語は、日本語、英語、中国語(簡体字・繁体字)、韓国語の5カ国語とし、加えてピクトグラムを併記した。

これらは主に歩行者を対象としているが、散策エリアには、広く史跡・遺跡が多く点在していることから、レンタカーを移動手段とする観光客も対象とした。

この実験においてアンケート調査を実施し、それを基に標識寸法やデザイン、多言語表示、設置箇所について検証を行い、そこから観光地等における多言語表示案内方法の提案を目的とした。

5. 実験エリアの現状と設置標識の検討

2箇所設定した重点エリアの1つである仲泊区は、国指定史跡である「仲泊遺跡」や「歴史の道 国頭方西海道」

が通っていることもあり、沖縄の歴史・文化に触れることができるスポットとして、多くの観光客が訪れている。

現在、歴史の道沿いに誘導標識及び地図標識が整備されているが、日本語のみの表記となっており、外国人にとっては不親切なものとなっているのが現状である。

また、もう1つの重点エリアである恩納区は、女性歌人である恩納ナビ生誕地、県有数の景勝地である万座毛がある等、歴史・文化に触れられると共に自然景観を楽しむことができる。

恩納区は、国道58号から少し奥まったところに集落があり、歴史・文化施設が多く点在し、歩いて散策するにはとても良い場所であるが、国道から散策路入り口への案内が無く、加えて集落内に散策ルートの案内が無い為、不案内な状況となっている。



図-4 仲泊区、恩納区位置

これらの現状を踏まえ、設置する標識のデザインや配置等を検討することになった。ただし、仲泊区においては、恩納村教育委員会が既存の標識の色や形、大きさ等を変えないでいただきたいという意向があったことから、新設以外の既存の標識については、地図標識の表示面のみの検討となった。

具体的な表記方法と文字の大きさの設定は、下記のとおりとした。

●表記方法

・誘導標識

表示内容は、施設名称、英語、距離、ピクトグラム。色は表示板を白、文字は青色を基本とするが、集落内等の景観に配慮すべき地区は、表示板を白もしくは茶、文字は白もしくは茶とし、支柱も茶とした。

・地図標識

地図、施設名称、ピクトグラムを基本とし、施設の由来や写真等を掲載した。表記は5ヶ国語とした。

●文字の大きさ

・誘導標識

英語は日本語の半分の大きさとした。

・地図標識

外国語は日本語の3/4程度の大きさとした。

表示標識の設置箇所は、誘導形態に応じた配置とし、経路の曲がり箇所や設置間隔が長くなる場合には、案内が途切れないよう要所に設置し、移動拠点に地図標識を

設置することとした。

仲泊区は先にも述べたように、既存については地図標識のみが対象であるので、表示面の検討をし、図-5のように表示内容を変更した。また、新設の誘導標識については、図-6のように日本語、英語、中国語、韓国語の表記にピクトグラムを併記した標識を設置した。



図-5 地図標識（仲泊区）



図-6 誘導標識（仲泊区）

恩納区は、恩納ナビ一生涯地を中心とした集落内の散策を目的とした誘導標識、地図標識を設置することとし、スムーズな案内とする為に、図-7のように集落内の移動拠点には地図標識を設置し、各要素には誘導標識を設置した。

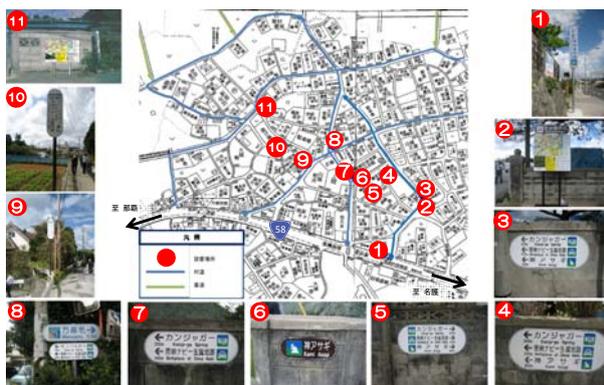


図-7 地図・誘導標識（恩納区）

6. アンケート調査の実施と結果

今回の実験の有効性を検証するために、日本人、欧米人、中国人（台湾人を含む）、韓国人を対象としたアンケート調査を実施した。外国人はモニター調査形式にし、現地の案内人と一緒に調査を実施し、日本人はフリーで回ってもらう形式をとった。

表-1 アンケート調査実施日及び参加者

対象者	実施日・期間	参加人数	言語・文字
日本人	H23.2.1~H23.3.4	32人	日本語
欧米人	H22.12.18(土)	10人	英語
中国人	H23.3.5(土)	14人	簡体/繁体
韓国人	H23.2.26(土)	3人	韓国語

アンケートの内容は、下記項目を主なものとした。

- ・現地での状況（設置箇所、設置間隔、案内対象等）
- ・誘導の効果（表示内容、大きさ、デザイン等）
- ・多言語+ピクトグラムによる案内の有効性
- ・誘目性と周辺環境との調和の検証

これらの回答結果により、利用者のニーズや設置した標識の改善点を把握し、その有効性や今後の課題を検証するものとした。

今回、アンケートにご協力いただいた回答者は、中国人以外の男女比率は約半々（中国人は男性が1名）で、年齢は20~60代の幅広い年齢層の方が参加し、中でも30代の参加者が最も多かった。

アンケート結果について、まず、それぞれの地区の散策の経験については、仲泊区、恩納区ともに初めて経験される方が多く、現地に不慣れであった。

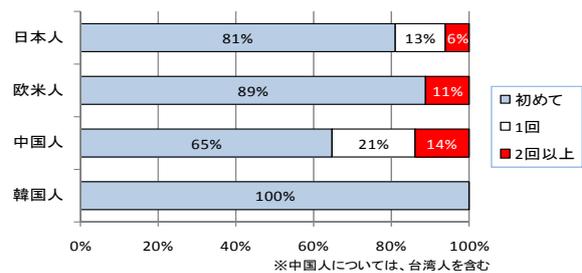


図-8 散策の経験（仲泊区）

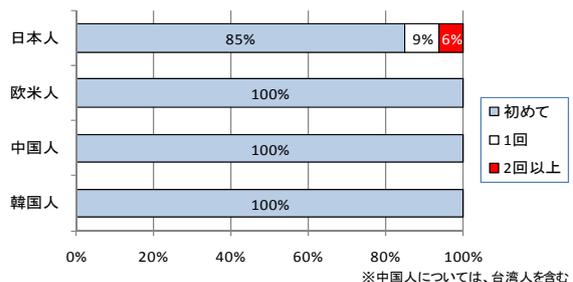


図-9 散策の経験（恩納区）

次に標識の設置箇所についてだが、仲泊区については、設置箇所は概ね良いとの回答であった。しかし、道路から奥まっているため気付かない所があったという意見や、範囲が広いことから車で移動した人もおり、国道から目を引かないという意見もあった。恩納区については、スタート位置から継を案内する標識の位置が分かりづらいという意見や国道にある標識を道路側に寄せた方が見やすいという意見があった。

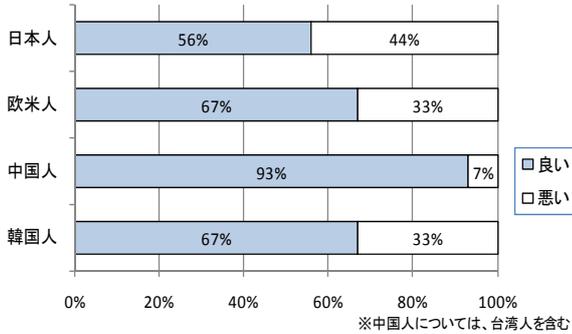


図-10 標識の設置箇所 (仲泊区)

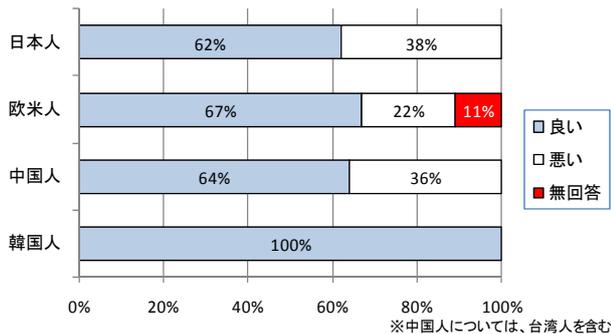


図-11 標識の設置箇所 (恩納区)

標識の設置間隔については、仲泊区は広範囲であったこともあり、設置間隔が空いており分かりづらいという意見や、山道での案内を充実してもらいたいという意見があった。また、恩納区では、概ね良いという意見だったが、中には、国道から集落内の駐車場までの案内が必要という意見もあった。

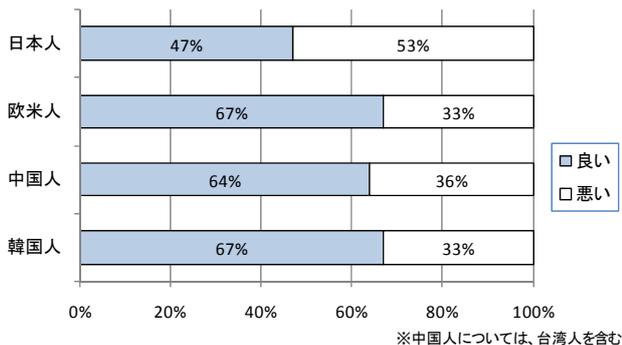


図-12 標識の設置間隔 (仲泊区)

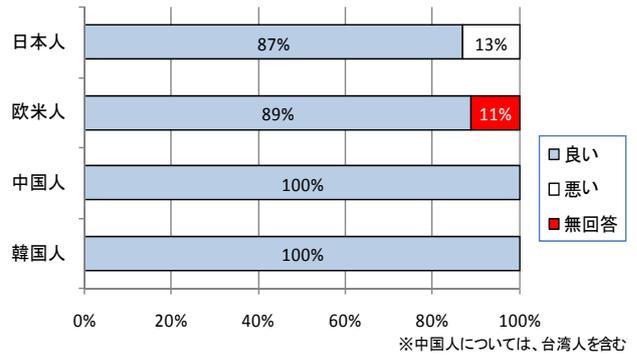


図-13 標識の設置間隔 (恩納区)

案内対象とする施設の数について、仲泊区では、増やしてほしいという意見が多く、見晴らしの良い「イユミバンタ」への案内が欲しいという意見があった。また恩納区でも同様に散策地内にある施設は全て案内して欲しいといった、案内の充実を求める意見が多かった。

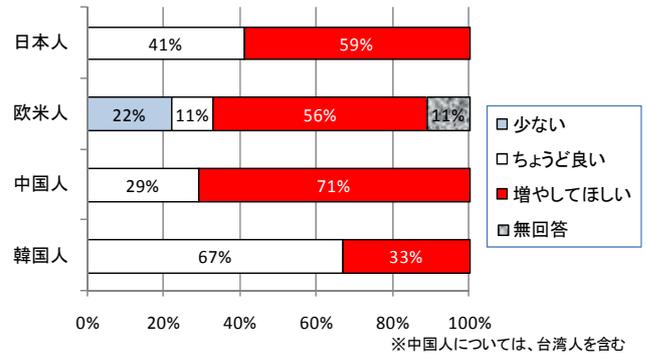


図-14 案内対象施設数 (仲泊区)

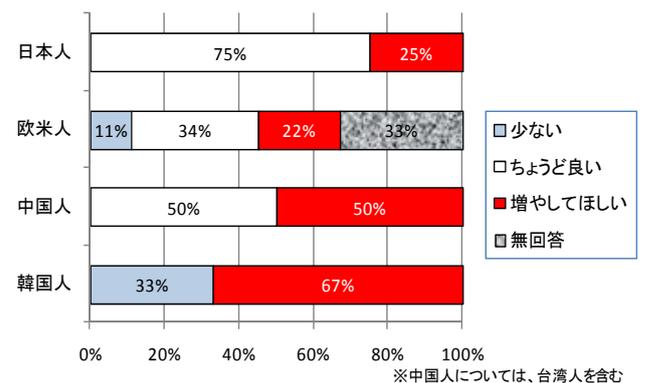


図-15 案内対象施設数 (恩納区)

標識の表示内容について、地図標識については、両地区共通で、由来等の説明文を付けて欲しいという意見や距離表示、散策の最終地点から次へ行動する際の案内が求められており、多言語表記については、その必要性が求められている。

また、誘導標識について、仲泊区では、特に案内人が付いていない日本人から、距離が長く間隔がつかめず歩いていて不安だったという意見があった。表記については、全ての参加者から最低限英語は必要であるという意見があった。恩納区では、英語表記だけでも良いが、多言語表記を希望する意見もあった。他に、特に外国人から、矢印表記やピクトグラムがあって分かりやすいという意見や、対象者全てから、複数箇所の誘導標識を掲げる場合は、近い箇所を優先（上に表示）して欲しいという意見があった（図-18：意見を受けての改善策）。

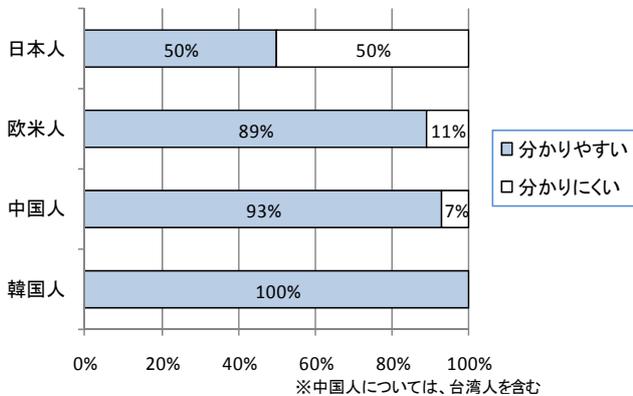


図-16 標識の表示内容について（仲泊区）

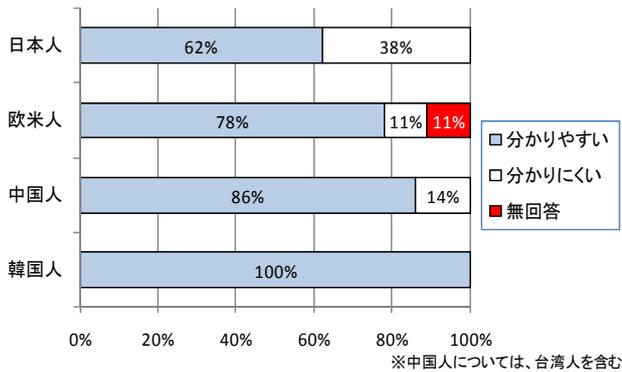


図-17 標識の表示内容について（恩納区）



図-18 誘導標識の改善策（恩納区）

文字の大きさについては、両地区ともに日本語はちょうど良い大きさであるという意見がある一方で、もっと小さくし、情報量を増やした方が良いという意見もあった。外国語の内、英語は、誘導標識については、ちょうどいいという意見が多く、地図標識については、日本語と同じ大きさにした方が良いという意見が多かった。その一方、中国語と韓国語については日本語より小さいことに特に意見は無かった。

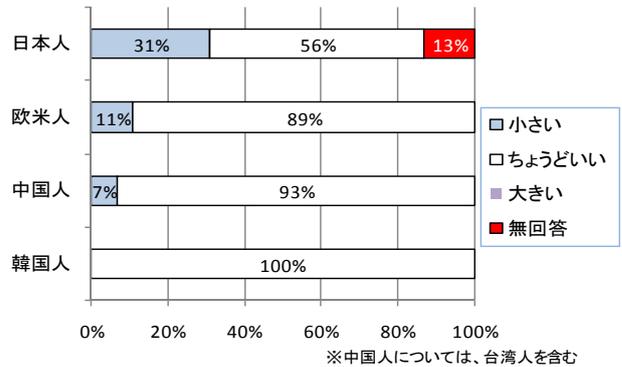


図-19 文字の大きさについて（仲泊区）

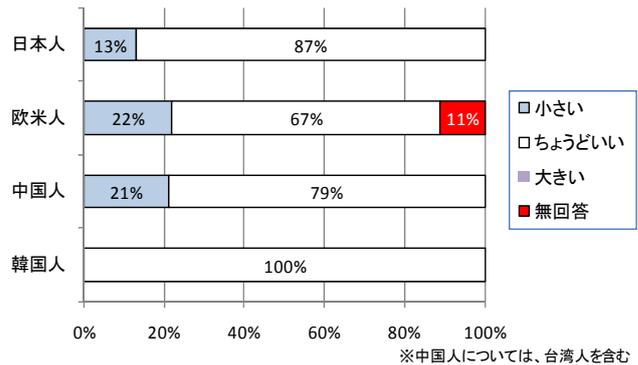


図-20 文字の大きさについて（恩納区）

7. 実証実験の検証結果

今回実施した実証実験について、アンケート調査の結果を基にした検証結果下記のとおりまとめる。

- ・地図標識は、日本語と英語は同じ大きさ、多言語は3/4程度の大きさの組み合わせが読みやすい。
- ・最低限2ヶ国語（日本語、英語）表記は必須であり、多言語表記がより親切である。併せて、距離、矢印、ピクトグラムを表記する方が有効である。
- ・複数施設を案内する場合、歩行者系案内標識では、近いところから案内表示の方が分かりやすく有効である。
- ・案内対象施設は、地域との調整が必須である。
- ・散策路終了地点から、次に行動が移しやすいように案内（情報提供）が必要である。

8. 最後に（観光地等における多言語表示案内方法の提案）

本社会実験は、観光地等における多言語表示の案内方法の提案を目指し、標識令への標準パターン追加へつながるような基礎的データの収集を目的に実施した。

そこで、本社会実験から得られた結果を参考に、次のとおり提案を行う。

●誘導標識において複数施設を表示する場合の案内表示方法

標識令では、複数表示する場合、遠い場所から近い場所を案内することとしているが、これは車両系ユーザーにとって分かりやすい案内である。今回の社会実験から、歩行者は、国籍を問わず、近い場所から先に表示していく方が分かりやすいことが分かった。

以上のことから、歩行者系案内標識において、複数施設を表示する場合の案内表示は、近い施設から遠い施設を案内する表示方法を提案する。



図-21 誘導標識の提案

●多言語表記の方法

歩行者系案内標識は以下のとおりとすることが望まれる。

- ① 誘導標識は、日本語、英語表記を基本とし、必要に応じて、それ以外の言語も併記する。
- ② 地図標識は多言語表記とする。
- ③ 地域特有の施設名称は固有名詞として表記し、その施設の持つ意味や役割の説明を付記する。
- ④ ガイドマップ等と連携を図る。

以上の2項目について、本社会実験から得られた結果を参考に提案する。

最後に、本報告が、今後の観光地等における多言語表示の案内方法について、標識令への標準パターン追加へつながる上での参考となれば幸いである。

参考資料

- 1) 沖縄県：平成22年度入域観光客統計概況，2011

伊良部大橋における環境対策

いであ(株) ○藤沼 紀敏*, (株)沖縄環境保全研究所 宮里 季伸**, 沖縄県 奥間 章***, 山城 明統****

1. はじめに

沖縄県では、伊良部島の離島苦の解消及び宮古圏域全体の活性化を図るため、一般県道平良下地島空港線整備事業を平成13年度から着手し、宮古島・伊良部島間においては、平成18年3月より伊良部大橋（海上区間：約4.3km、本橋梁部3.54km）の建設を進めている。完成すると、県内では最も長い離島架橋となる。建設に際しては、事業実施区域およびその周辺に豊かな自然環境が存在することから、それらへの配慮が欠かせない。そのため、工事着手前の平成11年度より、環境に配慮した対策検討を行ってきた。本稿では、これまで行ってきた環境配慮について紹介する。

2. 工事着手前の環境配慮（平成11年度～平成17年度）

(1) 事業計画段階での環境配慮

環境配慮については、工事着手前の事業計画段階での実施が最も有効である。事業実施区域およびその周辺には、図-1に示す通り、サンゴ礁、藻場、ウミガメの産卵場等の環境が存在することから、環境への影響を回避・低減するため、これらの環境を極力通過しないBルートを選定した。

また、現在、伊良部島側に築堤道路（埋立地。沖縄県内では海中道路と呼ばれる。）があるが、計画当初は宮古島側にも築堤道路800mが建設される予定であった。しかし、自然環境（藻場）に配慮し橋梁に変更した。

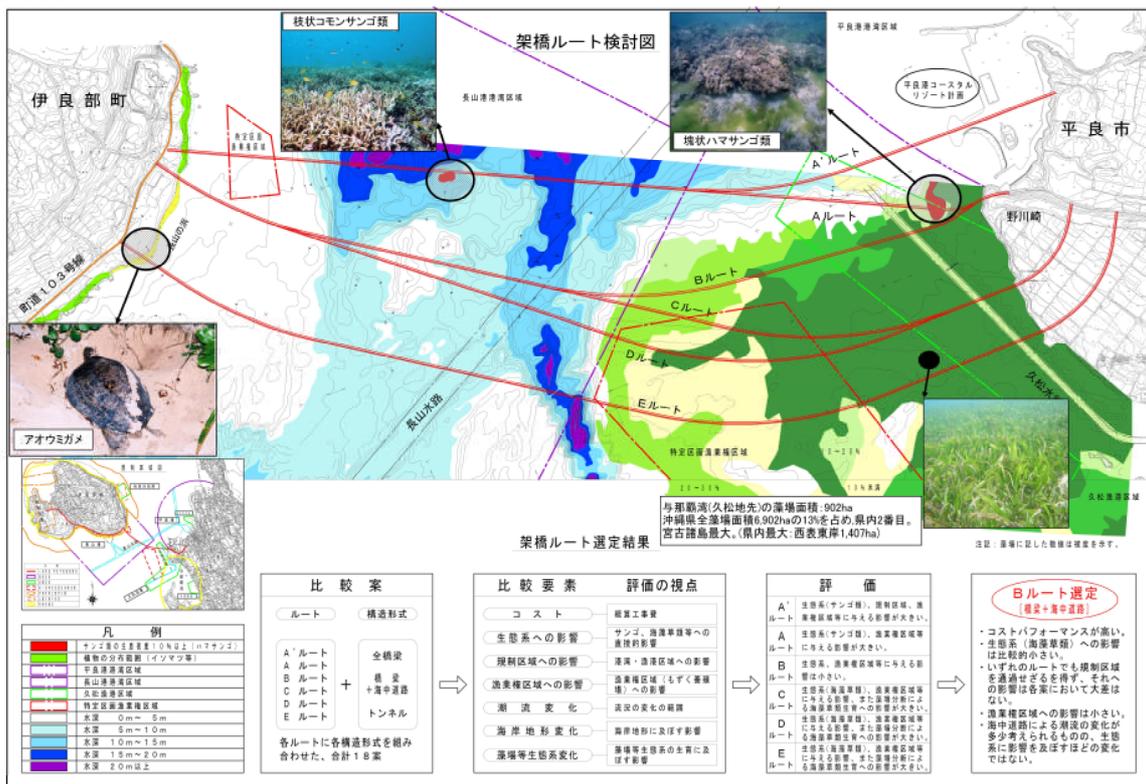


図-1. 工事着手前の環境配慮（Bルートの選定）

(2) 環境影響評価実施段階での環境配慮

沖縄県では、沖縄県環境影響評価条例が制定されており、対象事業については事業の実施に当たり、あらかじめ環境影響評価を行うことが定められている。本事業は沖縄県環境影響評価条例に基づく対象事業に相当するため、同条例に基づく環境影響評価を平成14～16年度に実施した。

キーワード；環境配慮，沖縄県環境影響評価条例，環境影響評価，環境監視

連絡先 〒900-0003 沖縄県那覇市安謝 2-6-19 いであ株式会社沖縄支社 E-MAIL:fnorito@ideacon.co.jp

また、伊良部島側に築堤道路を設置することから、公有水面埋立法に基づく埋立免許申請に際しての環境影響評価も平成17年度に実施した。

これらの環境影響評価においては、事業の実施に伴う環境影響を予測・評価するとともに、写真-2に示す通り、事業実施に際しての環境配慮や環境監視方法について検討を行った。



写真-2. 環境影響評価で検討した環境配慮例

3. 工事着手後の環境配慮（平成18年度～現在）

工事着手後は、工事に関わる関係者が環境影響評価で実施してきた環境配慮の検討経緯を踏まえ、環境対策を講じることが重要である。一例としては、写真-3に示す通り、工事施工業者とともに捨石への細粒土砂付着低減対策や濁水処理機による水質浄化について検討を行い、実施している。

また、現地の状況を観察した上で、環境上の課題に適切に対応することが重要であることから、工事着手後は現地調査を行い、環境監視を行うとともに、新たに生じた課題については、専門家の助言も踏まえながら事業を進めている。これについては、例えば、在来植物を利用したのり面植栽、オカヤドカリ類のロードキル対策、ウミガメの産卵地の保全について検討を行っているところである。



写真-3. 工事着手後の環境配慮例

4. おわりに

環境影響評価においては文献調査、現地調査および専門家からの指摘等を踏まえ、環境上の課題を工事着手前に把握、解決することを目指している。本事業においては伊良部架橋技術検討委員会等を通じ複数案の比較検討を行うことで、沖縄県環境影響評価条例に基づく事業アセスメントの枠を超え、戦略的環境アセスメントを先取りし、環境影響に係る回避・低減を図ってきた。

一方、実際に工事に着手するとそれまで想定できなかった課題が生じ、工事着手後はその課題解決が円滑に解決できる仕組みと工夫が必要になってくる。そこで、本事業においては、環境監視調査業者および工事施工業者による速報体制を確立し、両業者が自主的に報告・提案を行う体制とするとともに、事業者も適宜両業者に指示し、専門家の助言も得ながら、課題の早期解決に努めている。

最後に、本稿に関連して助成頂きました沖縄県土木建築部宮古土木事務所伊良部大橋建設現場事務所の職員と関係者の方々に深く感謝致します。

- * いであ株式会社 沖縄支社 沖縄支店 環境技術部 主査研究員
- ** 株式会社沖縄環境保全研究所 環境調査部 副参事
- *** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主任技師
- **** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主任

直轄国道の維持管理基準について ～ 現場での取り組み（除草偏）～

南部国道事務所 与那原維持出張所 出張所長 安次富 長一
南部国道事務所 与那原維持出張所 管理係長 城間 和樹〇

1. はじめに

これまで直轄国道の維持管理については、気象条件、沿道状況により作業が異なることから巡回、除草、清掃等の全国統一の基準を定めず、地域ごと適切に維持管理を実施してきたが、平成22年度より直轄国道の維持管理基準が定められ、運用していくこととなった。

管理基準の主な内容は、以下のとおりである。

- ・道路巡回：1回／2日（夜間巡回なし）
- ・路面清掃：6回／年（DID 地区）
1回／年（その他地区）
- ・除草：原則として年1回
- ・剪定：1回／3年（高木）
1回／年（寄植） など。

この維持管理基準は、従来の管理水準を下げざるを得ない状況であり、特に除草や剪定の基準に関しては、亜熱帯な沖縄にとって大変厳しいものであった。

本稿では、平成22年度における与那原維持出張所の除草に関する取り組みを報告する。

2. 除草の実施方針について

これまで与那原維持出張所の管理する道路においては、年3回程度の除草を実施してきたが、年1回という基準で管理を行うために年度当初に除草についての実施方針を決めた。

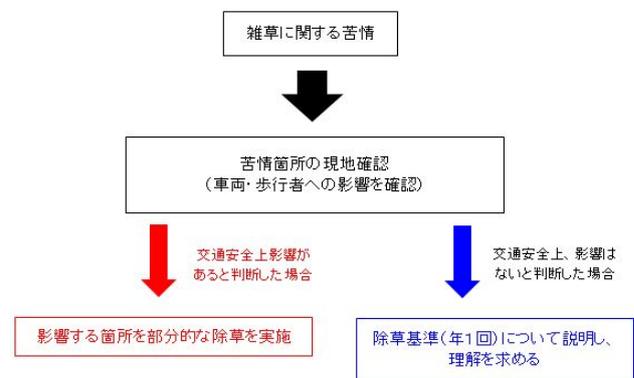
(1) 除草時期の設定

沖縄の亜熱帯な気候を考慮すると、年間を通して雑草は成長するものと考えられるが、その間の梅雨や台風に伴った雨により雑草の成長も促されることから成長ピークは、9月～10月頃と想定した。

したがって、与那原維持出張所としては、10月以降を除草実施時期として設定した。

(2) 苦情対応

従来の除草頻度(年3回)においても雑草に関連する苦情が寄せられていることから、平成22年度においては、相当数の苦情が寄せられるものと想定されたため、対応を下図のフローのとおりとした。



除草関係の苦情対応フロー

3. 苦情・要望と雑草繁茂の状況について

(1) 苦情・要望件数

H20～H22年度の与那原維持出張所管内における苦情・要望件数（四半期毎）は、下表のとおりであった。

	H20年度	H21年度	H22年度
第1四半期(4月～6月)	6	6	15
第2四半期(7月～9月)	8	21	39
第3四半期(10月～12月)	16	5	19
第4四半期(1月～3月)	6	3	5
合計	36	35	78

与那原維持出張所管内における
除草関係の苦情・要望件数（H20～H22年度）

H22年度の総件数は、H20、H21年度と比較すると2倍以上となっている。

苦情件数は、慰霊の日を迎える6月以降、増加した。内容としては、以下のようなものが多かった。

- ・雑草で歩きづらい、視認性が悪い
- ・景観が悪い、見苦しい
- ・ハブが出る、出そう
- ・イベントに合わせて除草してほしい

(2) 雑草繁茂状況と対応

寄せられた苦情・要望に対しては、方針どおり、現地状況を確認し、現地状況に合わせて対応した。

① 除草対応した箇所例(写真1)



写真1

② 除草対応しなかった箇所例(写真2)



写真2

現況として除草対応できない箇所については、植栽ボランティアとして除草の協力依頼を行った。平成22年度は6箇所でも協力して頂き、内3箇所については、今年度も引き続き、ご協力頂いている。

(3) 新聞・メディアによる報道

苦情件数のピークとなった8月頃より各新聞・テレビでも国道の雑草について、取り上げられた。



テレビ報道(QAB : H22.11.3)



新聞報道(沖縄タイムス : H22.9.28)

4. 除草実施状況について

6月以降、苦情件数が増加とともに交通安全上支障となる箇所も増加していった。さらに、沖縄での全国高校総体に向けた各方面からの除草要望や県警からの除草要請もあり、当初、10月以降と設定していた除草時期を7月に前倒しし、実施せざるを得ない区間もあった。

(1) 除草作業における問題点

例年よりも実施時期を遅らせたため、除草作業時には、以下のような問題点があった。

① 背丈ほど伸びた雑草

1.5m以上伸びた雑草の除草作業は、作業性が悪く、通常よりも時間がかかった。また、刈った後の雑草が作業員にもたれかかる状況であったため、刈払機にて振り払う行為により事故も発生した。



除草作業状況

② 処分量の増加

雑草が大きく繁茂していたことから下表のとおり、同一路線・同一面積による除草後の処分量がH21年度と比較して約1.4倍となった。

実施箇所	実施時期/処分量		比率(H22/H21)
国道331号・332号	H21.5~6	H22.7~8	1.4
	89t	124t	

国道331号・332号における除草後の処分量

また、年間で比較した場合でも除草面積は、半分以下となっているが、処分量は、ほとんど変わらなかった。

	平成21年度工事	平成22年度工事	比率(H22/H21)
除草面積	513,000㎡	211,000㎡	0.4
処分量	612t	609t	1.0

平成21・22年度の除草面積及び処分量

適切な時期に除草を実施すること必要であると
考えられる。

③ 危険生物の出没 (ハブ、ハチ)

平成22年度は、例年以上に除草作業時でのハチやハブなどの危険生物に遭遇が多かった。これも雑草が大きく繁茂したことによるものと考えられる。(写真3・4)



写真3(ハチの巣)



写真4(ハブ)

(2) 除草作業目安の設定

当初設定時期(10月)より3ヶ月前倒しして除草を実施したため、年度内に2回目の除草を実施しなければならない箇所が発生することが想定された。実際、除草実施後、1ヵ月では、除草実施前の状況に戻っていた箇所もあった。(写真5・6)



写真5: 除草実施後 (H22.7)



写真6: 除草1ヶ月後 (H22.8)

そこで、平成22年10月、南北国道事務所の意見を基に本局・道路管理課において、国道における除草作業に係る目安を設定した。主な内容は、以下のとおりである。

① 車道部における除草目安

- a. 雑草が外側線にかかると、視認性が確保できない状況になった場合(図1)

- b. 路肩部の安全性の低下が懸念される場合

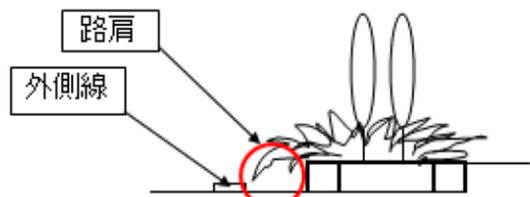


図1: 車道部の除草目安

② 歩道部における除草目安(図2)

- a. 歩道空間(1.5m~2.0m)が確保できない場合
- b. 視覚誘導ブロックの左右0.6mを確保できない場合

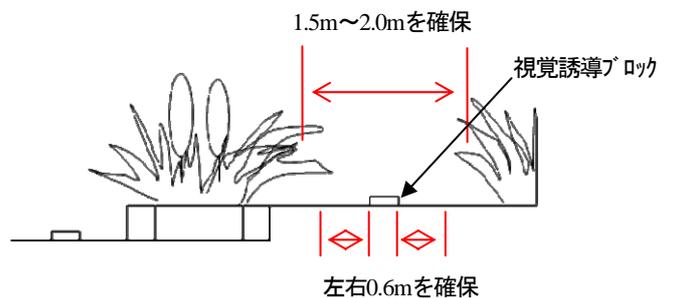


図2: 歩道部の除草目安

上記、目安により頻度ではなく、状況に応じた対応を実施したことで、10月以降は、苦情も大きく減少した。

5. 防草対策の実施について

今後の除草頻度や面積を減少させる取り組みとして防草対策を実施した。

(1) 交差点部での対策

交差点部では、歩行者や車両への適切な視距が確保できていなければ、交通事故等の恐れがあるため、特に交通島のある交差点や右折レーンのある交差点を優先に防草対策を実施した。

(写真7・8)



写真7: 施工前(交通島)



写真8：施工後(交通島)

(2) 試験的な防草対策

平成22年度は、以下の取り組みを実施した。

① 植栽による防草対策

雑草の進入を防ぐことを目的として防草植栽(ムラサキオモト)の植栽を実施した。

(写真9・10)



写真9：施工前



写真10：施工後

② 目地部の防草対策

歩道縁石とアスファルト舗装との隙間や中央分離帯の縁石と張りコンクリートとの隙間から生える雑草の抑制を目的とした対策(Vカット工法)を実施した。(図3)

施工内容：舗装・縁石を切断(V字)し、充填剤を注入。

防草シート貼付。

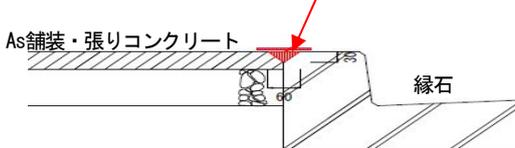


図3：施工断面図



施工前



施工後

6. おわりに

平成22年度の維持管理基準における除草に関する基準(年1回)は、沖縄の気象条件と除草頻度とに大きな隔たりがあることが確認された。そのため、多くの苦情も寄せられ、その状況は、マスコミにも取り上げられた。改善策として沖縄総合事務局独自の除草作業の目安を設定し、除草頻度(回数)ではなく、現地の状況に応じた除草を実施した。

結果として今年度は、維持管理基準における除草基準は、頻度から状況に応じて除草を実施するように見直された。

防草対策については、除草に係る費用の削減も期待されることから今後も継続的に実施していきたい。

Session3 : 鋼構造、維持管理

腐食劣化した高力ボルトの残存軸力測定法

琉球大学 学生会員○丸山直人, 下里哲弘, 有住康則, 金秀鉄工(株)長嶺由智

1. はじめに

現在、現場において腐食した高力ボルトの残存軸力の計測方法は未確立であり、現行のたたき点検法も精度に個人差があるのが現状である¹⁾。また、非破壊による残存軸力測定法には超音波ボルト軸力計や磁気軸力計を用いた計測¹⁾などがあるが、腐食劣化した高力ボルトの残存軸力を計測することはできない。そこで、本研究では、写真1に示す腐食劣化した摩擦接合高力ボルト継手部を対象に、ナット部の腐食形状と残存軸力の関係²⁾、およびインパルスハンマーを用いた周波数特性と残存軸力の関係に着目して、腐食劣化した高力ボルトの残存軸力を推定する方法を実験研究中である。本報告では、腐食ボルトの残存軸力計測法のキャリブレーション検討として、軸力を制御できる健全ボルトを用いた各種の残存軸力測定法の検討結果を示す。



写真1 腐食劣化した摩擦接合高力ボルト継手

2. 計測方法

健全ボルト (M22 F10T) を使用し、初期導入軸力をパラメータに、以下に示す方法を用いて残存軸力計測の検討を行った。



写真2 ひずみゲージ法

2.1 戻しトルク法²⁾

本法は、初期軸力が導入されたボルトに対し、トルクレンチを用いてナットを緩め、その緩んだ瞬間のトルク値に対して、トルクと軸力の関係式 $T=K \cdot D \cdot N$ により軸力を算出する方法である。

T:トルク値(N・m)、K:トルク係数(ミルシート値使用)、D:ボルト軸径(mm)、N:軸力(N)



写真3 加速度計



写真4 インパルスハンマー

2.2 ひずみゲージ法²⁾

本法は、軸力計により軸力を管理した状態で、写真2に示すボルト頭の中心にひずみゲージを貼り、軸力を徐々に解放した際に生じる横ひずみの変化を計測し、軸力を求める方法である。

2.3 打音法(インパルスハンマー)

本法は、初期導入軸力を0KN、50KN、200KNとしたボルトに対し、写真3に示す加速度計を設置し、写真4に示すインパルスハンマーを用いてボルトを打撃した際に発生する周波数を計測し、周波数と軸力の関係から軸力を算出する。

表1 戻しトルク法結果

	1本目	2本目	3本目
初期導入軸力(KN)	100	100	150
締めたトルク値(N/m)	300	300	480
戻しトルク値(N/m)	260	270	390
戻しトルク換算軸力(KN)	93.06	96.64	139.58
誤差(%)	6.94	3.36	6.95

キーワード 高力ボルト、残存軸力、ひずみゲージ法、インパルスハンマー

連絡先 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL098-895-8666

3. 計測結果

3.1 戻しトルク法結果

表1に3本の高力ボルトを用いて行った戻しトルク法結果を示す。表より、軸力導入時のトルク値より戻しトルク値の方が低い値が出る傾向にあった。また、各初期導入軸力に対し、戻しトルクから算出した軸力の誤差は10%以下であった。

3.2 ひずみゲージ法結果

図1に軸力-ひずみ関係の一例、表2に得られた算出軸力を示す。図より、軸力とひずみに相関関係があることが分かる。このことから健全ボルトにおいては、軸力とひずみの近似直線より軸力が算出できる。表より、ひずみゲージ法により算出した軸力と初期導入軸力の誤差は3%以下であった。

3.4 打音法 (インパルスハンマー) 結果

図2にボルト頭に加速度計を設置し、打音した時の周波数ピーク値と軸力の結果、図3にボルト軸部に加速度計を設置し、打音した時の周波数ピーク値と軸力の結果を示す。図中の縦軸は、各軸力における周波数を200KN時の周波数で除して無次元化した値、横軸は軸力を示す。図2より、軸部を打音の時、0KNと軸力導入のボルトでは周波数に違いがある傾向が見られた。また、ナット側面を打音した場合、0KNと50KNが近い周波数であり軸部を打音の時と違う傾向であった。

図3より、ボルト頭を打音した時、軸力ごとに周波数の違いが見られ、軸力が大きくなるにつれ周波数が大きくなっており、軸力と周波数の相関が見られる結果が得られた。また、ナット側面を打音した場合、0KNと50KNが近い周波数でありボルト頭に加速度計を設置した時と同じ傾向が見られた。

4. まとめ

健全ボルトを用いて、残存軸力計測のキャリブレーション検討の結果を以下にまとめる。

- (1) 戻しトルク法は、初期導入軸力に比べ算出した軸力は低い値が出る傾向にあり、誤差は10%以下であった。
- (2) ひずみゲージ法は、軸力とひずみの関係式より算出した軸力と初期導入軸力の誤差は3%以下であり、戻しトルク法に比べ誤差が少なかった。
- (3) インパルスハンマー法では、打音箇所によって軸力と周波数の関係に違う傾向が見られた。また、加速度計を軸部に設置しボルト頭を打音した際、各軸力の周波数に違いが見られ、軸力と周波数に相関が見られた。

今後は今回の結果を踏まえ、腐食高力ボルトを用いて残存軸力計測の実験を行い、腐食形状ランク及び周波数特性からボルトの残存軸力との相関分析の研究を進めていく。

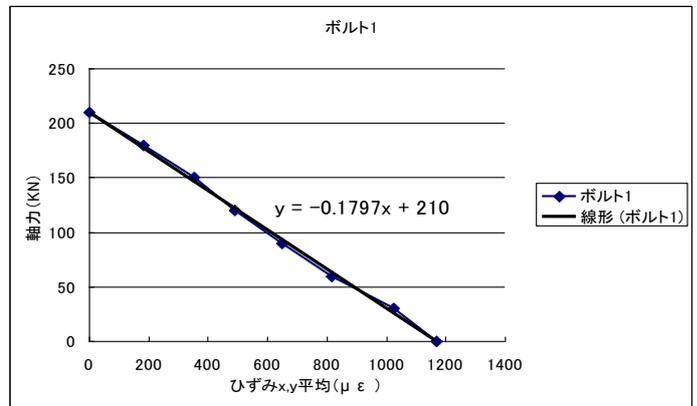


図1 軸力-ひずみ関係

表2 ひずみゲージ法結果

初期導入軸力(KN)	横ひずみ算出軸力	誤差(%)
50	48.56	2.89
100	101.35	1.35
150	146.48	2.34
200	204.11	2.06

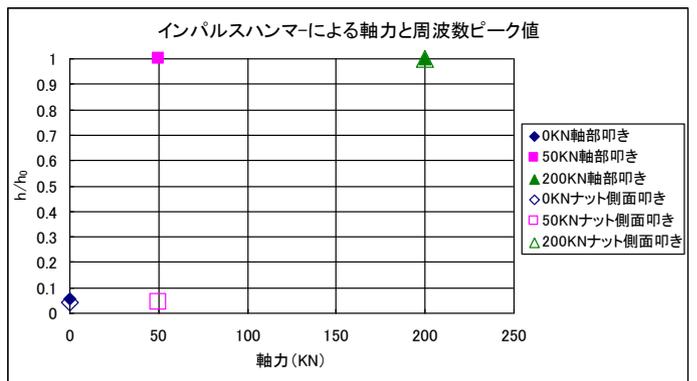


図2 加速度計ボルト頭設置時の周波数と軸力の関係

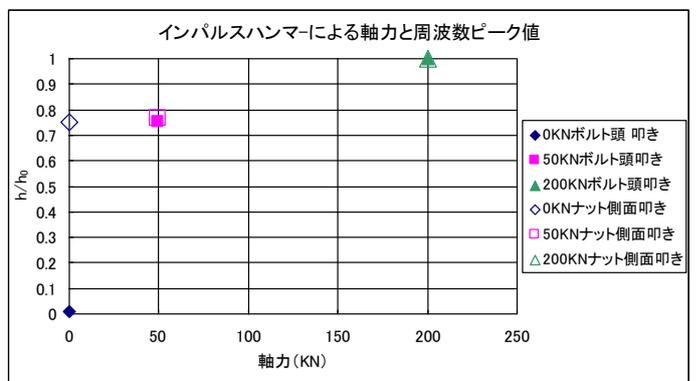


図3 加速度計ボルト軸部設置周波数と軸力の関係

【参考文献】

- 1) 高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針 (案)
- 2) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.299-311, 2001.1.

著しく腐食した鋼プレートガーダー橋の崩壊メカニズム

琉球大学 ○利光崇明, 正会員 下里哲弘, 正会員 有住康則

1. はじめに

本研究では、1981年に建設され2009年7月15日に崩壊した鋼橋(写真1)を対象に、崩落過程の写真および崩壊動画¹⁾から崩壊メカニズムの検討を行った。

腐食劣化した鋼橋は、単純支持形式の3主桁RC床版鋼I桁橋であり、橋長35mである。無塗装仕様の耐候性鋼材を用いており、主にSMA490AB、SMA400Aを採用している。離岸距離は約50mと、厳しい腐食環境の中28年間自然環境下でさらされていた。図1に本研究対象橋梁の設計図を示す。

写真2は崩壊後の状況である。名護側桁端部において、3本の桁全てが破断し、特に山側の桁が著しく損傷していた。



写真1 本研究対象橋梁

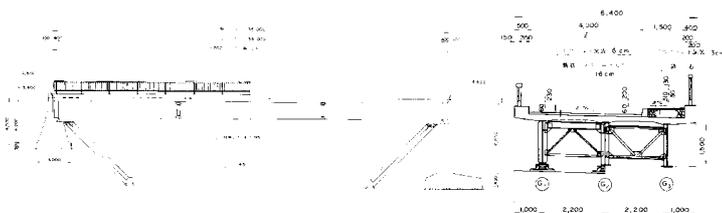


図1 本研究対象橋梁の設計図



写真2 崩壊後の状況

2. 崩壊メカニズム

(1) 損傷のモデル設定

腐食劣化および破断の進展状況により、以下に示す鋼橋の損傷レベルを定義する。レベル設定のコンセプトは、下フランジとウェブの破断進行に応じて、レベル1からレベル5まで設定した。詳細を以下に示す。

レベル1: 腐食は見られるが、部材破断が見られない

レベル2: ウェブと下フランジ境界に破断が発生し始めた時点

レベル3: ウェブと下フランジ境界に破断が明確に見られる場合

レベル4: ウェブと下フランジの破断が更に進行し、ウェブ母材に亀裂が見られる場合、あるいは下フランジが破断した場合

と定義した。

また図2のように、各レベルごとに色分けを行った。



レベル1=白



レベル2=青



レベル3=黄



レベル4=赤

図2 損傷程度の色分け

キーワード 腐食 鋼I桁 耐荷力 FEM 解析

連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学工学環境建設工学科 TEL098-895-8666

(2) 崩壊マップ

図2に崩壊マップを示す。3主桁のうち海側の桁をG1、山側に向かって順にG2、G3桁と設定した。また鉛直補鋼材間で囲まれたウェブを1パネルとし、1桁24パネル、横構間を4パネルで分割し、この図を損傷レベル1～5ごとに色分けし、崩壊マップを作成した。

3. 崩壊に至るまでの変状

崩壊マップに崩壊に至るまでの変状をマークすることにより、崩壊メカニズムの検討を行う。崩壊に至るまでの変状を図3に示す。

①：2007年6月、G3桁端部に損傷が見られ、ウェブと下フランジ境界部にレベル3およびレベル2の破断が見られた。またG2名護側桁端部ではレベル4の下フランジ破断まで進行した。

②：2008年8月、7月8日に発生した地震(震度4)の影響により、G3名護側桁端部に見られていた破断が進行し、レベル3となる破断が発生した。またG3桁辺戸岬側端部の損傷もレベル4のウェブ面破断に進行した。

③：2009年1月、12月11日に発生した地震(震度3)の影響により、G3両桁端部にて破断が進行し、面外変形によるレベル4の破断を確認した。またG1桁端部でウェブと下フランジ境界部にレベル2の破断を確認した。

④：2009年7月崩壊直前、6月24日に発生した北部地区集中豪雨により著しい変状を確認した。特にG3辺戸岬側桁端部のウェブと下フランジ境界部は破断範囲が広がり、レベル4の状態となった。

4. まとめ

鋼プレートガーター橋の崩壊メカニズムとして、桁端部の損傷レベルが重要である。崩壊時にはウェブ、下フランジの破断が見られる部位が3主桁の内G2、G3の2主桁端部に生じていた。

5. 今後の課題

今後の課題として、本崩壊メカニズムの検討に基づき、汎用構造プログラムMSC Marc 2007を用いて、腐食減厚等の条件も加えながら崩壊メカニズムをシミュレーションする。

参考文献

- 1) 下里哲弘, 村越潤, 玉城喜章, 高橋実: 腐食により崩壊に至った鋼橋の変状モニタリングの概要と崩壊過程, 橋梁と基礎, Vol.43, pp.55-60, 2009-11

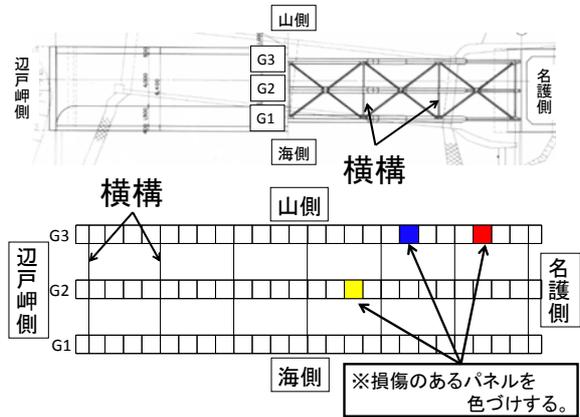


図2 崩壊マップ

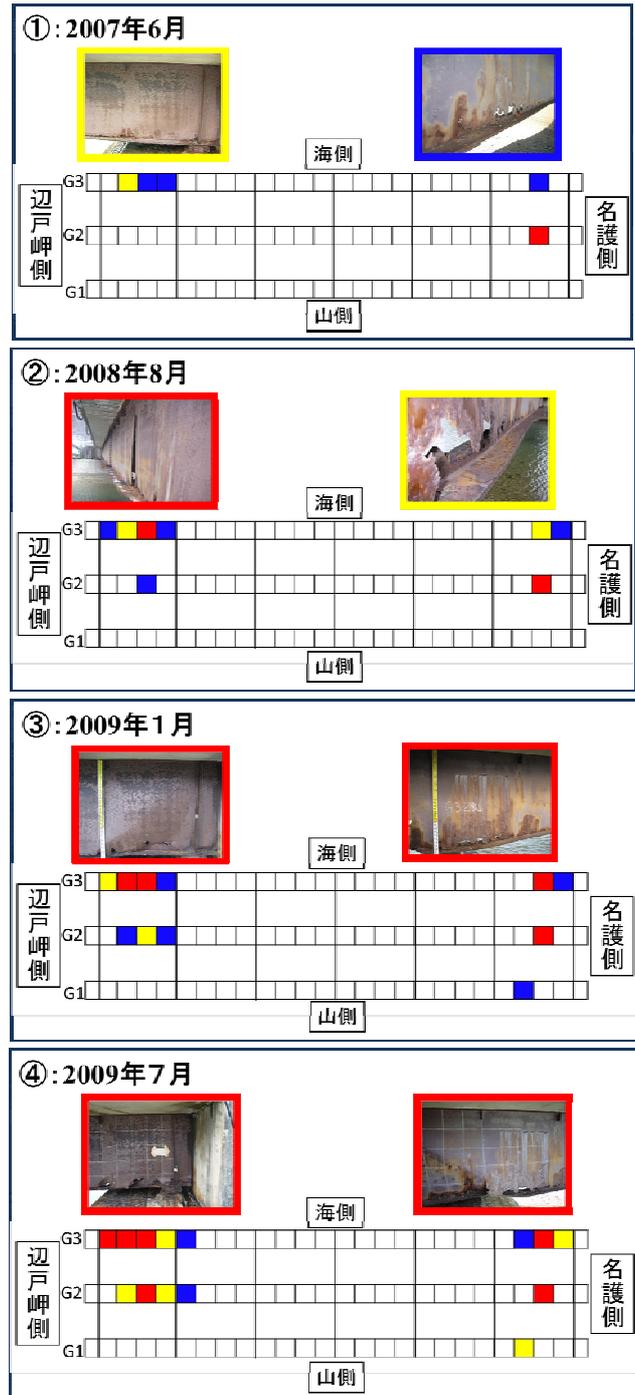


図3 崩壊に至るまでの変状

腐食劣化した鋼プレートガーダー橋のせん断耐荷力特性

琉球大学大学院 学生会員○山田昌樹、琉球大学 下里哲弘、有住康則、玉城喜章

1. はじめに

写真1, 2に示す腐食劣化した鋼I桁橋の桁部材を回収し、写真3に示す超音波厚さ計を用いて板厚計測を行った結果、ウェブの腐食形状は、構造部位別に明確な違いが見られた^{1),2)}。

そこで本研究では、腐食分布形状と鋼プレートガーダー橋のせん断耐荷力との相関について、弾塑性FEM解析による耐荷力解析を行い、検討した。

2. ウェブの腐食特性

図1に研究対象橋梁の断面図を示す。板厚計測は、幅1409mm、高さ1450mmを1パネル単位とし、設計板厚9mmのウェブを鉛直方向、水平方向ともに100mm間隔を標準とし、腐食減厚の変化が激しく見られる水平補剛材上下200mm範囲と下フランジから上方向の200mm範囲は、20mm間隔で実施した。ウェブ1パネルあたりの計測点数は、434点である。図2に板厚計測を行った腐食ウェブ部材3パネル(G1-P12, G3-P14, G1-P2)および板厚計測から得られたウェブの板厚分布を示す。図よりウェブの腐食減厚の特徴は、以下のように分類される。

- ①Type A(G1-P12):腐食減厚が少ない健全相当の板厚分布(平均板厚 8.9mm)。
- ②Type B(G3-P14):ウェブ中央から下フランジに向かい、ウェブの腐食減厚が激しい板厚分布(平均板厚 7.8mm)。
- ③Type C(G1-P2):水平補剛材上面近傍、ウェブ中央・下端部の腐食減厚が激しい板厚分布(平均板厚 7.7mm)。

3. 解析手法

図3に解析モデルを示す。着目パネルのウェブには、Type A, B, Cの実腐食の板厚を入力する。要素分割は板厚計測間隔と一致させ、各要素には計測点(434点)の板厚を用いた。表1に解析モデルの各部材の板厚を示す。なお、上フランジの板厚は、RC床板厚さの合成を考慮し50mmとした。また、着目ウェブ部の補剛材板厚についてType Aは、水平補剛材9mm、鉛直補剛材8mmの設計板厚とし、Type BおよびType Cは、ウェブの腐食形状の影響だけを検討するために腐食減厚相当の一定の板厚の4.5mm, 3mmとした。

解析には残留応力を考慮せず、初期たわみは着目ウェブ水平補剛材以下に正弦波半波長を仮定し、最大初期たわみ W_0 は道路橋示方書より $b/150$ を用いた。

着目ウェブ部の材料定数は、実橋から採取した試験片の引張試験から得られた降伏応力度 454 N/mm^2 を用い、他の部材には降伏応力度 325 N/mm^2 のSMA490鋼材とし、ヤング率は $2.0 \times 10^5\text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比は0.3とした。境界条件は、支点上をピン及びピンローラーの単純支持とした。载荷方法は、中央点に鉛直方向の強制変位を与えるものとした。解析には、汎用構造解析



写真1 研究対象橋梁全景



写真2 回収部材

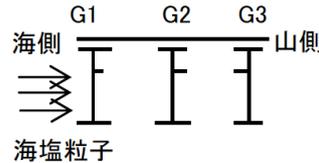


図1 対象橋梁断面



写真3 超音波厚さ計

①Type A : G1-P12(平均板厚 8.9mm)



②Type B : G3-P14(平均板厚 7.8mm)



③Type C : G1-P2(平均板厚 7.7mm)

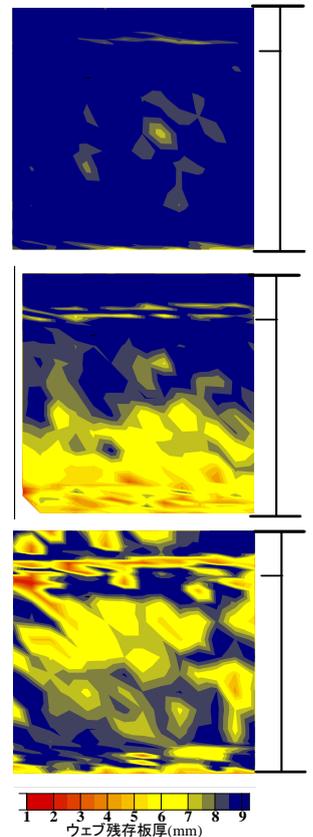


図2 腐食ウェブ部材及び板厚分布

表1 解析モデル諸元

部材	板厚
着目ウェブ水平補剛材	Type A : 9mm Type B, C : 4.5mm
着目ウェブ垂直補剛材	Type A : 8mm Type B, C : 3mm
着目ウェブ	実腐食板厚
上フランジ	50mm
下フランジ	12mm
载荷位置及び支持部の垂直補剛材	30mm
载荷ウェブ	30mm

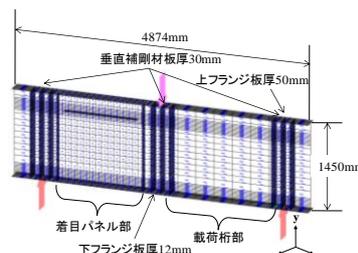


図3 解析モデル

キーワード プレートガーダー橋, ウェブ実腐食分布, せん断耐荷力, ウェブ面外変位,
連絡先 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL098-895-8666

プログラム MSC Marc2007 を使用した。

4. 解析結果

4.1 荷重-変位関係

図4に荷重-鉛直変位の関係を示す。図より平均板厚が同程度である Type B(7.8mm), Type C(7.7mm)のせん断耐荷力を比較すると、水平補剛材上部近傍とウェブ中央・下端部にて腐食減厚が激しい Type C において低下した。

図5に荷重-ウェブ中央面外変位の関係を示す。ウェブ中央の面外変位は、Type C において早期に発生し、変位量は最大となった。

4.2 面外変形特性

図6は、図4より鉛直変位 δ_v が 4mm(線形範囲内), 8mm(せん断耐荷力値の近傍), 12mm(ウェブ終局状態)時点のウェブの変形モードを示す。 δ_v が 4mm の時、Type C にてウェブ面外変位が生じた。また、 δ_v が 8mm, 12mm の時、Type B は腐食減厚の激しいウェブ中央から下部にかけて面外変位が大きくなる。Type C は、腐食減厚の激しい水平補剛材近傍、及びウェブ中央にて面外変位が大きくなる。以上より、ウェブの面外変位は、腐食減厚の激しい部位の近傍にて、増加する傾向が見られる。

4.3 塑性域の進行特性

図7に、鉛直変位 δ_v が 4mm, 8mm, 12mm 時点の von-Mises 相当応力を表示したウェブの塑性域の進行過程の一例を示す。 δ_v が 4mm の時は、Type C は腐食減厚が激しい水平補剛材上部近傍にて、降伏応力に近い相当応力が発生した。 δ_v が 8mm の時は、Type A は、斜め方向に帯状の相当応力分布を示し、塑性化した部位が現れた。Type B は、腐食減厚が激しい下フランジ付近に相当応力が降伏に達し、Type C は、腐食減厚が激しい水平補剛材近傍に相当応力が降伏に達した。 δ_v が 12mm の時は、Type A と Type B は、塑性域が広がった。Type C は、水平補剛材近傍にて塑性化が顕著となった。以上より、腐食減厚が激しい部位にて相当応力が集中し、Type C については水平補剛材近傍にて早期に相当応力が集中した。このことが耐荷力低下の要因だと思われる。

4. まとめ

- (1) せん断耐荷力は、ウェブ平均板厚が同程度の実腐食タイプで比較すると、水平補剛材上面近傍、ウェブ中央・下端部の腐食減厚が激しい Type C にて低下した。
- (2) ウェブ面外変位は、腐食減厚が激しい部位にて大きくなる。
- (3) ウェブの塑性域は、腐食減厚が激しい部位にて相当応力が集中し、発生する。
- (4) Type C は、腐食減厚が激しい水平補剛材近傍にて早期に相当応力が集中した。このことが耐荷力低下の要因だと思われる。

今後、実橋のウェブ部材の初期たわみや偏心をともなう腐食減厚が、プレートガーダーのせん断耐荷力に与える影響を検討する。また、実橋の腐食形状に基づきパラメトリック解析を行う。

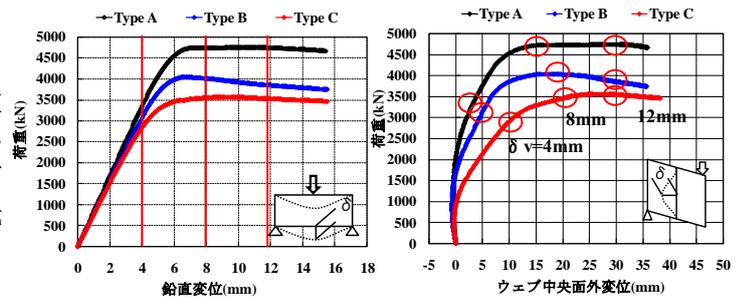


図4 荷重-鉛直変位関係 図5 荷重-中央面外変位関係

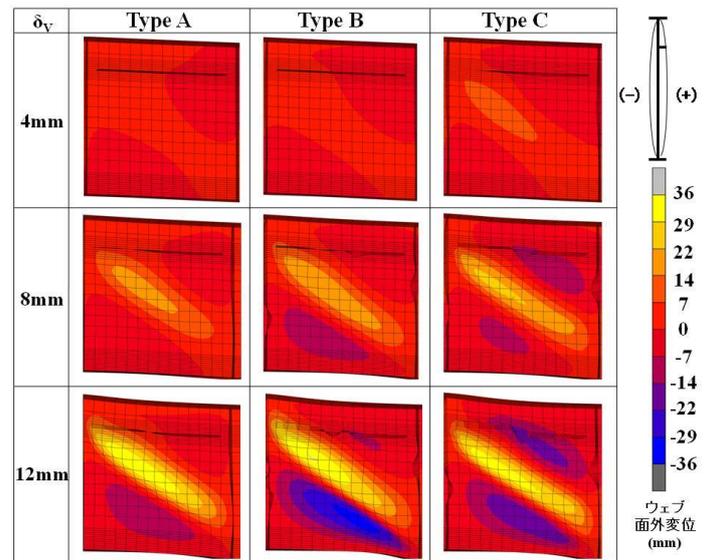


図6 面外変形モード

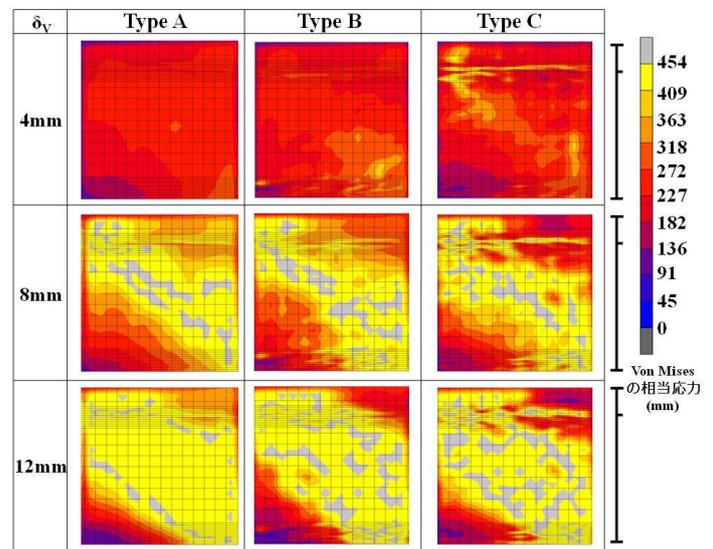


図7 塑性域の進行

【参考文献】

- 1) 丸山直人, 下里哲弘, 有住康則, 矢吹哲哉, 玉城喜章, 小野秀一: 長期自然曝露された鋼 I 桁橋の構造部位別の腐食特性(その 2)~鋼 I 桁橋の腐食度マップと残存板厚分布特性~, 土木学会第 65 回年次学術講演会, I-158, pp315-316, 2010-9.
- 2) 下里哲弘, 玉城喜章, 有住康則, 丸山直人, 小野秀一: 腐食劣化した鋼 I 桁のせん断耐荷力実験(その 1), 土木学会第 66 回年次学術講演会, I-523, pp1045-1046, 2011-9.

鋼とダクトアルコンクリートの接着合成に関する静的挙動

琉球大学○岩山周平 下里哲弘 株式会社 TTES 竹淵敏郎 勝山真規
太平洋セメント 株式会社 児玉明彦 小野剛士

1. はじめに

近年、腐食劣化した鋼橋が増加しており、橋梁としての機能を健全レベル相当まで回復させる補修・補強方法の確立が求められている。本研究では補修方法の一提案として補強材にダクトアル（超高強度繊維補強コンクリート）を使用し、接着剤により鋼板と合成させる工法を検討した。

ダクトアルは、表1に示すように通常のコンクリートと比較し高強度であり、耐腐食性・耐塩害性に優れているという利点がある。また、鋼材より軽く、プレキャスト製品であるため形状の自由度が高く施工しやすい等の施工時における利点も有している材料である。

本稿では、鋼とダクトアルの接着合成挙動の基本性能を確認する目的で、鋼とダクトアルを接着合成した試験体を作成し、静的引張試験を行った。また比較として補強鋼板を鋼板に接着合成させた試験体も行った。

2. 試験体および試験方法

図1に引張試験体を示す。鋼材はJIS Z2201の1号試験片に準拠した。表2に補強板パラメータを示す。本工法で対象としている補強箇所は、腐食損傷が発生しやすい下フランジ-ウェブ首溶接部や補剛材近傍である。実橋で行われる補強材は、母板を介して補強板に応力が伝達するメカニズムである。よって、母板に作用した力が、接着剤を介し、補強材に伝達することを確認する必要がある。よって、図1に示すように試験体のつかみ部には補強板を設置していない。

ゲージ位置は、鋼材側面、補強板側面および補強板表面とした。

引張試験は図2に示すように2000kN 万能試験機を用い、3mm/分の載荷速度で試験を行った。また、ダクトアル補強の引張試験では、荷重 50kN、75kN、100kN、125kN、150kN、175kN ごとにダクトアル

のひび割れおよび接着剤の剥離状況の観察を行った。

表1 材料特性値の比較

項目	ダクトアル	鋼	普通コンクリート
ヤング係数 (kN/mm ²)	54	200	25
比重 (g/cm ³)	2.58	7.85	2.3
曲げ強度 (N/mm ²)	43	140*	5
圧縮強度 (N/mm ²)	210	140*	36
引張強度 (N/mm ²)	10.8	490	3

*鋼の値は許容応力度

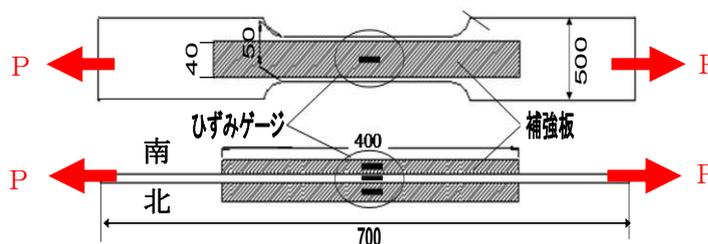


図1 試験体

表2 補強板 パラメータ

補強板	寸法(mm)			接着剤厚 (mm)
	板厚	幅	長さ	
ダクトアル	10	40	400	1
鋼板(SM490)	9	40	400	1

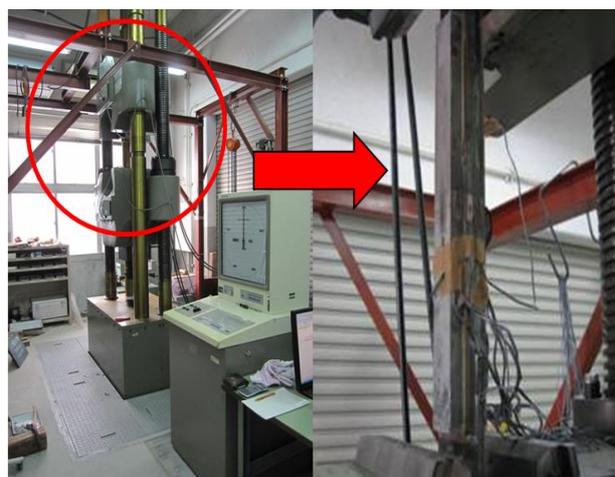


図2 引張試験状況

キーワード ダクトアル 鋼板 補修

〒903-2213 西原町千原1番地 琉球大学環境建設工学科

E-MAIL:e055304@eve.u-ryukyuu.ac.jp

3. 試験結果

3.1 鋼板補強

図3に荷重-ひずみ曲線を示す。縦軸を荷重、横軸をひずみとした。また、比較として無補強試験体の結果も示す。

図より、荷重約120kN(500 μ)までは接着合成挙動しており、補強による応力低減率は、約70%であった。荷重約120kNでは母板と補強鋼板に剥離が生じた結果、無補強時の荷重-ひずみ曲線に近似した挙動となった。写真1に破壊状況を示す。両側の補強鋼板が剥離し、その直後に写真2のように補強鋼板が剥がれ落ちた。また、降伏点は無補強時とほぼ同じであった。

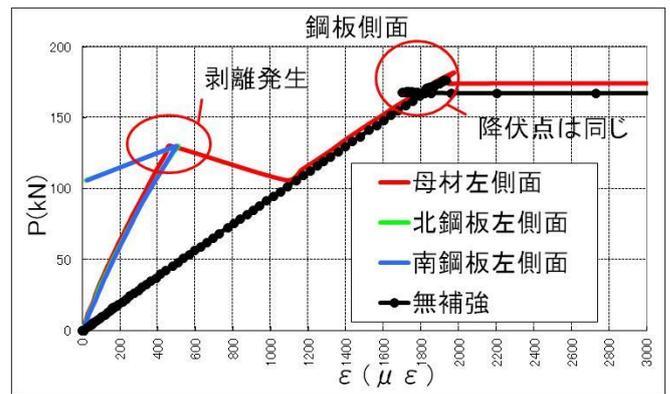


図3 鋼板補強

3.2 ダクタル補強

図4に荷重-ひずみ曲線を示す。40kN(100 μ)程度までは、母板とダクタルは同じ挙動であることが確認できる。40kN時の応力低減率は23%であった。次に100 μ 程度で急激にひずみが大きくなっているため、これはダクタルにひび割れが発生した可能性がある。写真3に示すように50kN 載荷時にひび割れが確認されている。ダクタル補強を施した母板の降伏点は、無補強と比較し、12%増加した。

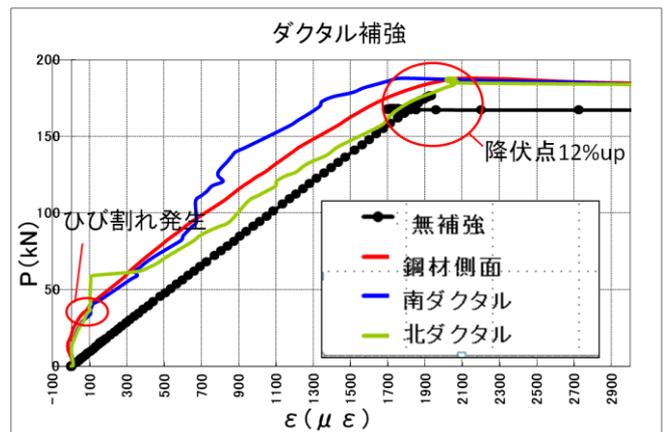


図4 ダクタル補強

3.3 試験結果の比較

鋼板補強、ダクタル補強とも破壊は剥離であり、両方とも母板と接着剤界面から生じた。写真2のようにダクタル補強は、まずダクタルの中央付近から小さいひび割れが生じ、写真4のように徐々にひび割れ本数が増える。その後、降伏点に達すると、ひび割れが接着剤まで貫通し、終局となる。

また、ダクタル補強ではひび割れ発生後も、鋼板補強と違い、母板の応力は無補強より大きい。これはダクタル内の繊維が抵抗しているためであり、ひび割れ後も合成効果が保持される特徴を有する。

4. あとがき

本研究では、鋼とダクタルにおける接着合成挙動の基本性能を検討した。

今後は、腐食試験体を用いた接着合成効果、回復効果等を検証する予定である。

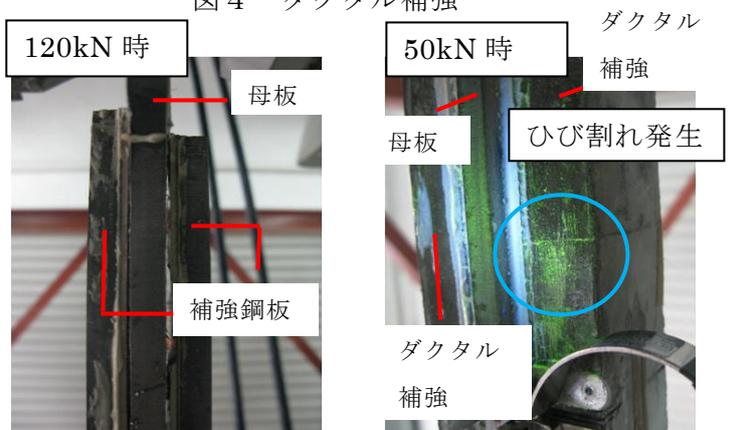


写真1

写真3

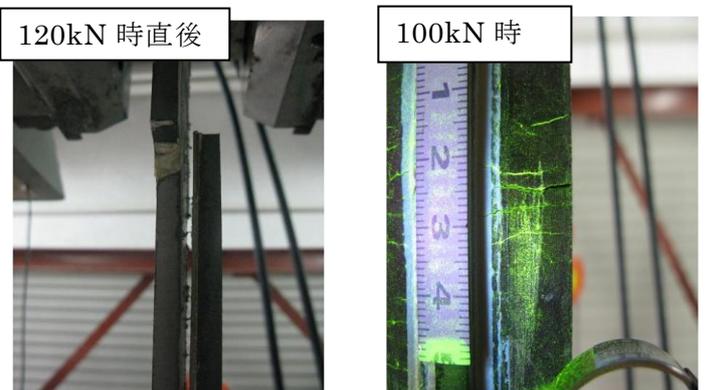


写真2

写真4

鋼板補強 完全剥離

ダクタル ひび割れ

鋼とダクタイルコンクリートの合成構造に関する疲労挙動

琉球大学 ○島袋 秀也、下里哲弘、株式会社 TTES 竹渕 敏郎、勝山 真規
太平洋セメント 株式会社 児玉 明彦、小野 剛士

1. はじめに

塩害により腐食劣化した鋼橋は、フランジやウェブ、補剛材等の断面欠損および破断等が生じ、耐荷力の低下が懸念されるため、効果的な回復法の確立が要求されている。本研究では各種材料を用いた回復法を検証するための基礎的実験として、鋼とダクタイルコンクリート接着合成構造に関する疲労試験を行った。その結果を報告する。

2. 試験体および試験方法

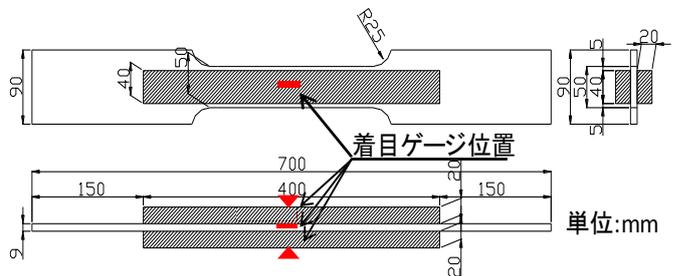
使用した試験体を図 1 に示す。ゲージ位置は、鋼材側面、補強板表面である。試験は写真 1 に示す 200kN 疲労試験機を用い、荷重制御で行った。

図2にダクタイル補強時の静的引張試験結果の一例を示す。図より荷重40kN前後までは鋼とダクタイルが合成挙動を示しており、荷重40kN前後を境に剛性が変化している。また、50kN(200 μ)前後でダクタイルにひび割れが生じ、降伏後にダクタイルと鋼板の剥離が確認された。

本稿では、上述の鋼とダクタイルの合成挙動に対して、荷重 40kN 未満を LEVEL1(合成時)、剛性低下後の 40kN 以上を LEVEL2(ひび割れ合成時)と設定して疲労試験を行った。LEVEL1ではダクタイル補強試験体 3 体、LEVEL2 ではダクタイル補強試験体 3 体と鋼板補強試験体 1 体を行った。表 1 に各試験体の疲労試験条件を示す。周波数は 7HZ とし、疲労試験はダクタイルの剥離が発生するまで载荷を続けた。

表 1 各試験体の疲労試験条件

LEVEL1						
	補強板	载荷条件	最大応力 (MPa)	最小応力 (MPa)	応力範囲 (MPa)	荷重範囲 (kN)
DF-A	ダクタイル	部分引張	24	2	22($\sigma_a/10$)	10
DF-B	ダクタイル	部分引張	73	7	66($\sigma_a/3$)	30
DF-C	ダクタイル	片振り圧縮	-2	-24	22($\sigma_a/10$)	10
LEVEL2						
	補強板	载荷条件	最大応力 (MPa)	最小応力 (MPa)	応力範囲 (MPa)	荷重範囲 (kN)
DF-D	ダクタイル	部分片振り	200	22	178($\sigma_y/2$)	80
DF-E	ダクタイル	部分片振り	133	22	111($\sigma_a/2$)	50
DF-F	ダクタイル	片振り圧縮	-22	-133	111($\sigma_a/2$)	50
SF-1	鋼板	部分片振り	133	22	111($\sigma_a/2$)	50



補強板	寸法(mm)			接着剤厚 (mm)
	板厚	幅	長さ	
ダクタイル	10	40	400	1
鋼板(SM490)	9	40	400	1

図 1 試験体概要図

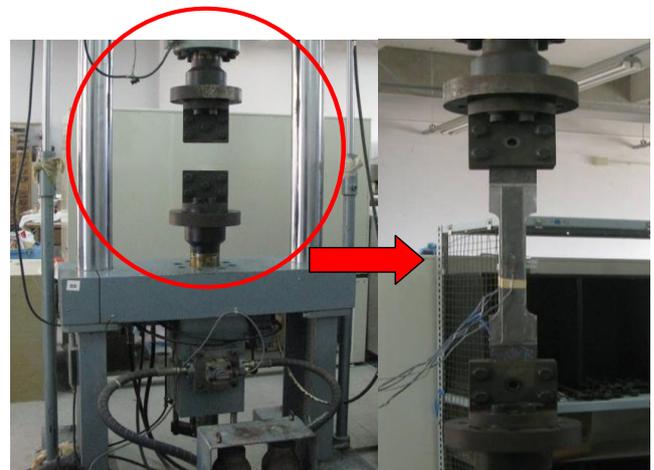


写真 1 200kN 疲労試験機

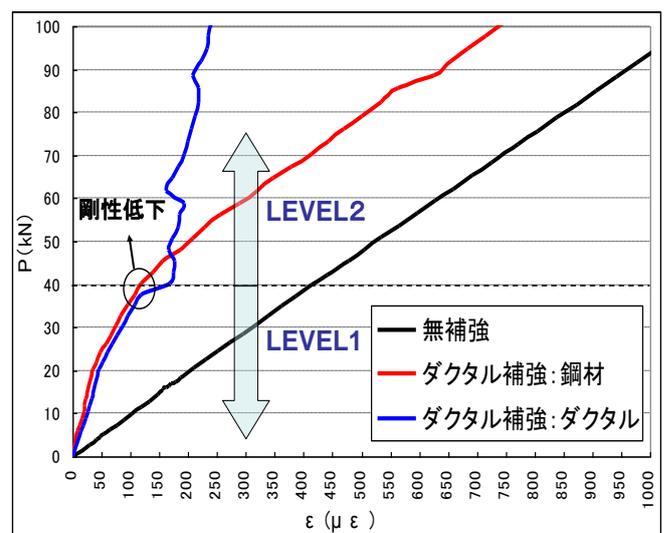


図 2 静的引張試験結果および振り分け

キーワード ダクタイル、回復、合成効果

連絡先 〒903-0213 西原町千原 1 琉球大学工学部環境建設工学科 E-MAIL:k118519@eve.u-ryukyu.ac.jp

3. 試験結果

図3にS-N曲線、図4にひずみ-N曲線を示す。

LEVEL1について、図3よりDF-A、DF-Cの2体は 2×10^6 回を超えてもひび割れや剥離は生じなかった。荷重振幅値が30kNのDF-Bでは、初期載荷でひび割れが発生したが、 7×10^6 回まで剥離は生じなかった。図4よりDF-A、DF-Cの母材のひずみは、載荷回数が増加してもひずみの増加は確認できない。初期載荷でひび割れが発生したDF-Bでは、載荷回数が増加してもひずみの増加は確認されず、合成効果が保持されていることが確認された。

LEVEL2について、図3よりDF-D、DF-Eは、初期の段階でダクトルにひび割れが生じたが、圧縮片振りのDF-Fでは、ひび割れは生じなかった。また、すべての試験体で鋼とダクトルの剥離が生じ、そのときの疲労強度はF等級相当であった。図4より母材のひずみについて、ひび割れが生じた試験体においても大きなひずみの増加は確認されなかった。しかし、剥離が生じると母材のひずみが増加することが確認された。このことから、剥離により合成効果が低下している。また、同じ応力振幅のDE-E、DF-F、SF-1を比較すると、SF-1の方が先に剥離が生じている。

写真2にダクトル補強の破壊例を示す。左の写真に示すようにダクトル表面の中央付近でひび割れが生じ、回数が増加するにつれて無数の亀裂が生じた。右の写真に示すように、補強板端部の鋼材と接着剤の界面から剥離が生じた。

4. まとめ

(1) ダクトルと鋼板の剥離は荷重振幅範囲をLEVEL1以下では発生しにくい、LEVEL2を超えると発生する。

(2) ダクトルにひび割れが発生しても母材のひずみは増加せず、合成効果が保持されている。

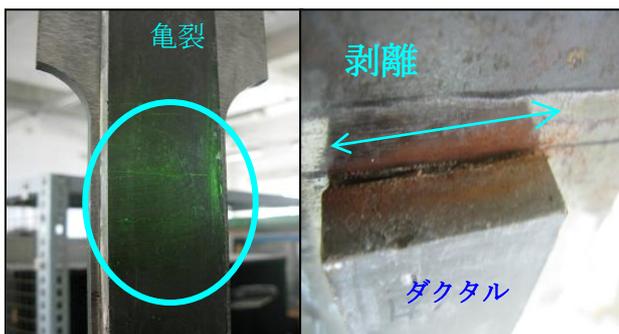
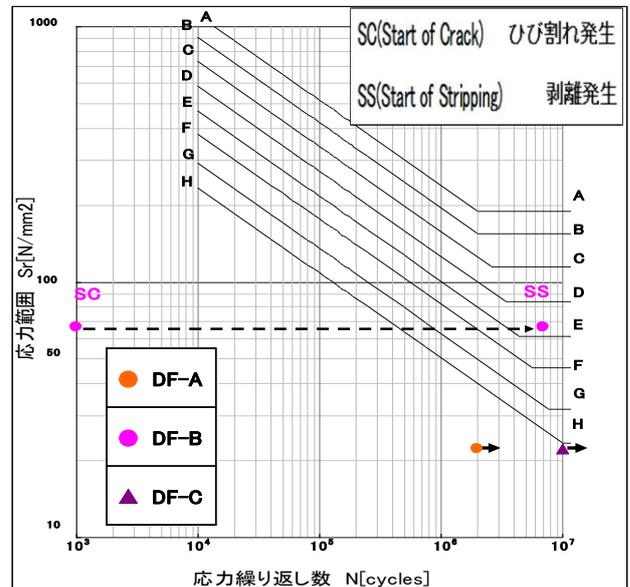


写真2 ダクトル補強の破壊例

今後は疲労試験データ数を増やし、本結果の一般性を高める予定である。また、桁モデルによる曲げ試験等を実施する予定である。

LEVEL1



LEVEL2

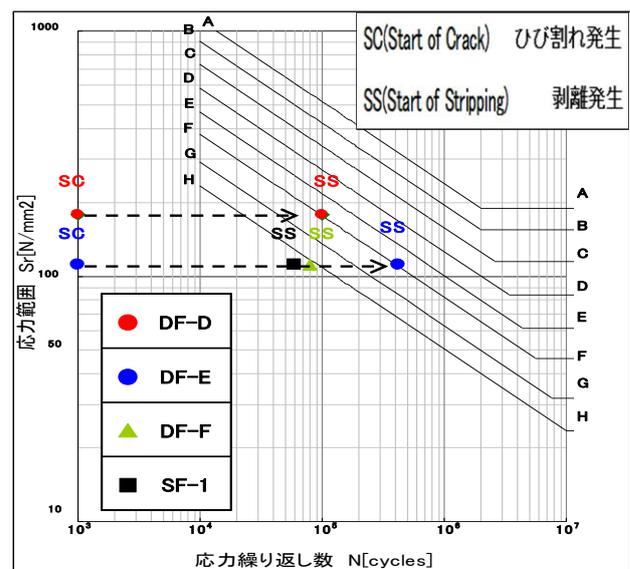


図3 各LEVELのS-N曲線

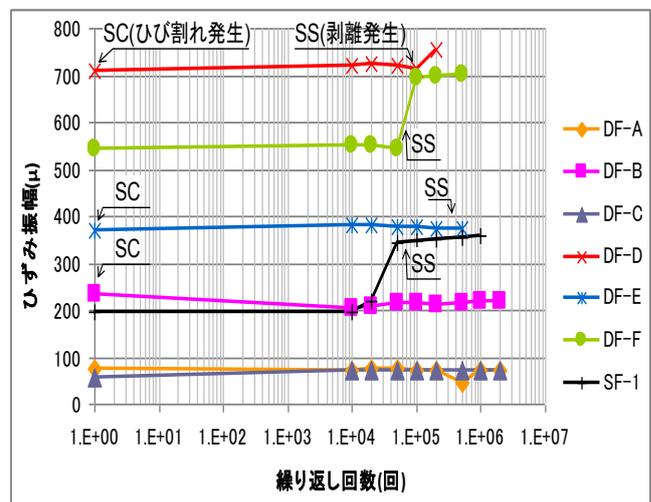


図4 各LEVELのひずみ-N曲線

鋼とダクトル接着合成時における引張試験とFEM解析の比較検証

株式会社 TTES
琉球大学
太平洋セメント 株式会社

正会員 ○勝山 真規, 竹淵 敏郎
正会員 下里 哲弘, 島袋 秀也, 岩山 周平
児玉 明彦, 小野 剛士

1. はじめに

飛来塩分による鋼橋の腐食損傷は、主桁フランジ、ウェブや補剛材等各部材の変形、断面欠損および破断等を引き起こし、橋梁の耐荷力を低下させる非常に危険な損傷である。腐食による損傷を放置し、落橋に繋がった事例も報告されており、補修・補強等の回復技術の確立が望まれている。

そこで、超高強度繊維補強コンクリート(以下ダクトル)および接着剤を利用し、腐食劣化した鋼橋を健全状態まで回復させる機能回復工法を開発した。なお、着目部は、腐食損傷が多発している支点部近傍の主桁を考えている。

工法は、ダクトルを接着剤により鋼橋に接着合成するという方法である。ダクトルは、「通常のコンクリートと比較し高強度(表 1)」、「耐腐食性・耐塩害性に優れている」という利点以外にも「鋼材より軽量」、「プレキャスト製品であるため形状の自由度が高く施工しやすい」等の施工時における利点も有している。

本論では、工法の合成効果を確認する目的でFEM解析を行い、引張試験の結果との比較検証を行った。その結果を以下に示す。

2. 試験体およびFEMモデル

今回検討した引張試験体を図 1 および表 2 に示す。鋼材は JIS Z2201 の 1 号試験片に準拠した。ダクトルパネル幅は全て 40mm とし、ダクトル厚さおよび接着剤厚さをパラメータとした。ダクトル厚さは 10 および 20mm, 接着剤厚さは 1 および 5mm とし、合計 3 種類の試験体を作製した。

上記試験体をモデル化しFEM解析を行った。解析は材料弾性の静的解析で、ダクトルのひび割れ等は考慮していない。モデルは全てソリッド要素で作製し、板厚方向の要素分割数は 4 分割、最小メッシュサイズ

は 2mm となっている。鋼材とダクトルとの結合は接着剤をモデル化せず剛結合とした(図 2)。支持・荷重条件は静的載荷試験時と同様に鋼材端部を完全固定とし、逆側端部に引張力を与えた(図 3)。

表 1 UFC パネルの物性値

項目	物性値	単位
密度	2.55	g/cm ³
圧縮強度	210	N/mm ²
曲げ強度	43	N/mm ²
ひび割れ発生強度	10.8	N/mm ²
ヤング係数	54	N/mm ²

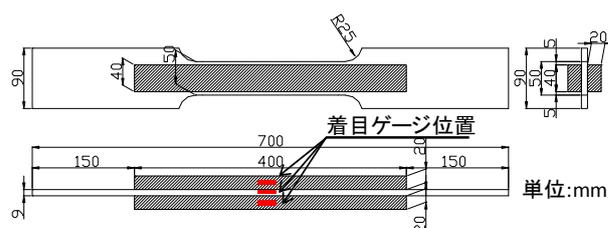


図 1 引張試験体概要図

表 2 試験体パラメータ

試験体	ダクトル厚 (mm)	接着剤厚 (mm)
DT-A	10	1
DT-B	20	1
DT-C	20	5

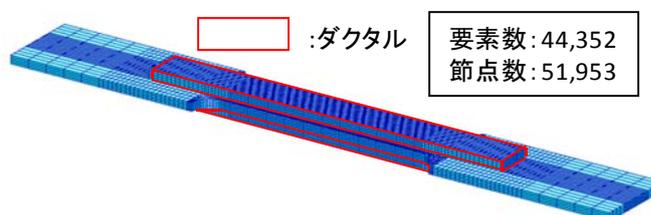


図 2 FEM モデル図



図 3 荷重・支持条件

キーワード 腐食, ダクトル, 補修

連絡先 〒152-0034 東京都目黒区緑が丘 1-23-15 (株)TTES TEL:03-5731-9117

3 引張試験

引張試験は、図 4 に示すように 2000kN 万能試験機を用いて実施した。本論で着目したひずみゲージ位置は鋼材およびダクト側面である(図 1)。

4.実験値と FEM 解析値との比較検証

FEM 解析結果と実験値の比較図を図 5 に示す。上図は荷重 40kN 載荷時、下図は 100kN 載荷時の比較図となり、図中の数字は無補強時実験値を基準とした時の実験値の応力低減率を示す。なお、実験値は、試験体ごとのデータのばらつきが少なかったため、平均化したデータを用いている。

a) 40kN 載荷時

実験において、ダクト厚 10mm では 18%の応力低減、ダクト厚 20mm では、接着剤の厚さにかかわらず 45%程度の応力低減を示した。FEM 解析結果と比較すると、ダクト厚 20mm では、実験値と FEM 解析値の差はほとんどなく、精度よく解析が行えていると考えられる。しかしながら、ダクト厚 10mm では、実験値の方が FEM 解析値より 20%程度値が大きくなっていることが確認できる。

b) 100kN 載荷時

実験において、ダクト厚 10mm では 9%、ダクト厚 20mm では 23%の応力低減効果が確認できた。実験値と FEM 解析値を比較すると、実験値の方が FEM 解析値より 40%程度値が大きくなっていることが確認できる。

c) ダクトのひび割れとの関係

ダクト側面に発生した応力を表 3 に示す。40kN 載荷時において、ダクト厚 10mm の DT-A ではひび割れ発生強度 10.8MPa を超える応力が発生していることが確認された。ダクト厚 20mm の DT-B,C では、



図 4 引張試験状況

ひび割れ発生強度前後の応力が発生していることが確認でき、100kN 載荷時にはひび割れ発生強度を大きく上回る応力が発生している。

以上より、ダクトにひび割れが発生するまでは、ダクトと鋼材は完全合成に近い形で接着していると考えられ、ひび割れ発生に伴い剛性の低下が生じていると考えられる。

5. まとめ

本検討により、ダクトにひび割れが発生するまでは、本解析手法により、高い精度で接着剛性効果の評価できることがわかった。今後は、ひび割れ発生後の解析手法の提案および I 型桁試験により本工法の妥当性等を確認する予定である。

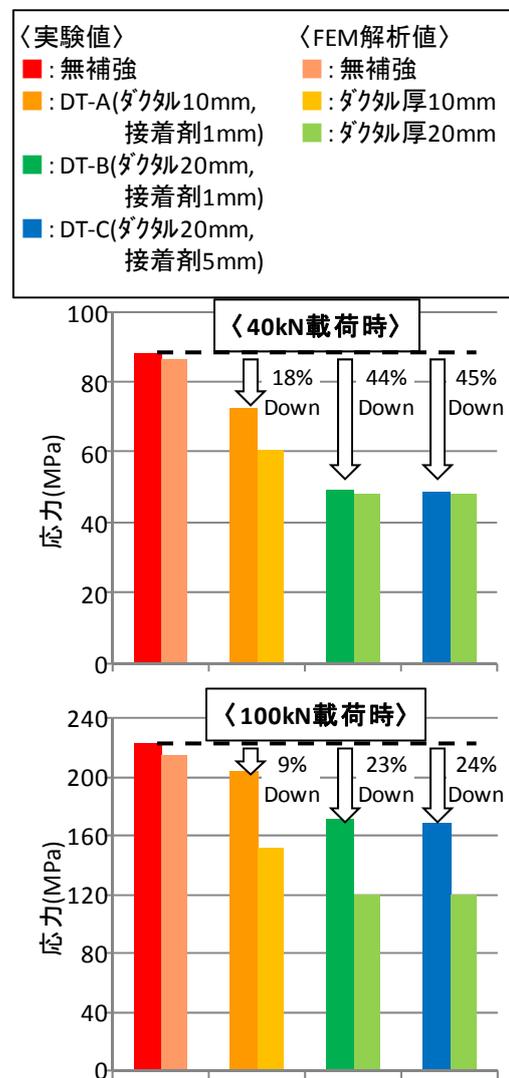


図 5 実験値と FEM 解析値比較

表 3 ダクト発生応力比較 (MPa)

項目	荷重(kN)	DT-A	DT-B	DT-C
実験	40	14.4	8.5	10.2
	100	23.4	16.3	24.3
FEM	40	11.2	8.4	8.4
	100	28.1	21.0	21.0

EFFECTIVE NOTCH STRESS 法による補修鋼床版の疲労耐久性評価

琉球大学 ○井上 諒, 下里 哲弘, 有住 康則

1. はじめに

近年、鋼橋において多数の疲労き裂が発生しており、疲労対策が施されている。しかしながら疲労対策後の複雑な応力性状を考慮した疲労評価法に対して、現行評価法では以下の課題により適用できない。

①S-N 評価(継手等級による評価):疲労対策後の複雑な構造については公称応力算出が困難であり評価できない。

②ホットスポット法(HSS 法):HSS 法は局部応力ベースの疲労評価に用いられているが、疲労対策後においては、図 1 に示すように HSS 算出外挿点(0.4t, 1.0t 等)が疲労対策部材と干渉し評価できないケースがある。

③EFFECTIVE NOTCH STRESS 法(ENS 法):FEM 解析を用いて疲労対策後に発生する複雑な局部応力を算出でき疲労評価も可能であるが、実橋や試験体においての適用法に課題がある。ENS と関連のある実計測点の設定が必要である。

そこで、本研究では、図 2 に示す、鋼橋の中でも特に疲労強度の弱い鋼床版を対象に、ENS と関連のある実計測可能なリファレンスポイント(RP)を提案し、FEM 解析で得られた ENS 値と実計測値との相関関係を示すことで、疲労対策後においても適用可能な疲労評価法の提案を行うことを目的としている。

なお、本報告では、疲労対策後の局部応力性状を再現した FEM 解析を行い、ENS 法を用いた疲労対策後における局部応力性状の把握と疲労対策効果の検証に対する報告を行う。

2. FEM 解析手法

図 3 に解析モデルを示す。き裂の起点であるルート部、リブ・デッキ止端部の 3 点を一定の半円弧(半径 1mm)でモデル化した。図 4 に解析パラメータとして、1)健全モデル、2)当板+SH モデル…当板厚 $t=6, 12, 22\text{mm}$ ×当板位置 $d=7, 30, 65\text{mm}$, 3)損傷モデル、4)SH のみ適用モデル、5)鋼繊維補強コンクリート(SFRC)モデル、合計 13 ケースにて解析を行った。

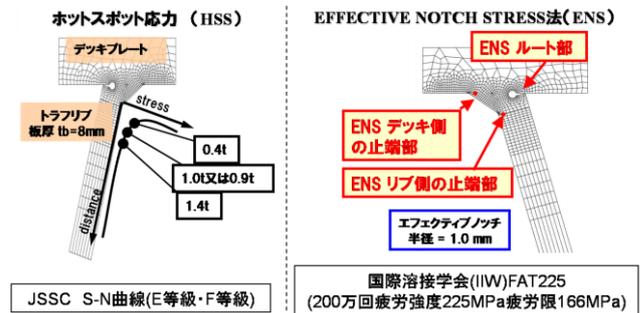


図 1. 現行疲労耐久性評価法

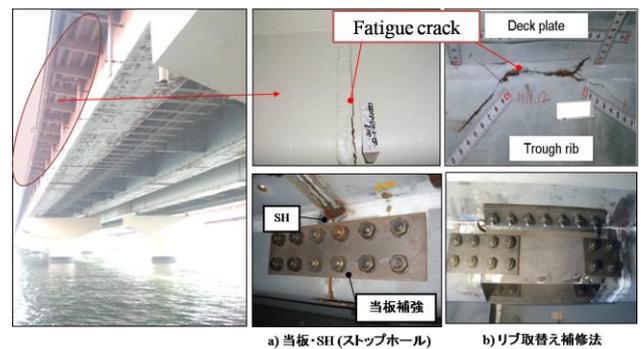


図 2. 疲労損傷・対策事例(鋼床版の場合)

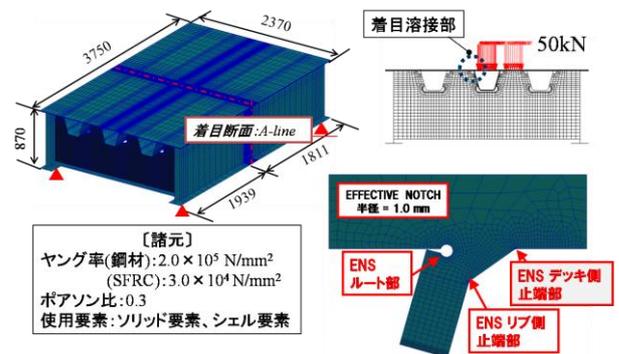
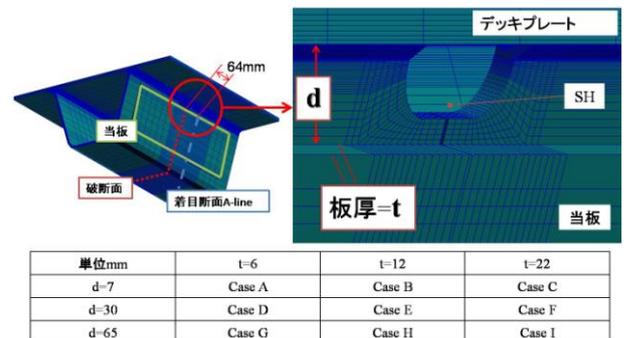


図 3. 解析モデル



Case0-健全モデル
Case1-損傷モデル(無補強)
Case2-SHのみ適用モデル
Case3-SFRC敷設(厚さ50mm)モデル→計13ケース

図 4. 解析パラメータ

3. 解析結果

(1) 疲労対策前後の影響

図5に損傷モデル(Case0), SH適用モデル(Case1), 当板+SHモデル(CaseB, CaseE, CaseH), SFRCモデルのデッキ・トラフリップ溶接部における, 応力コンター図を示す。なお, 本検討には最小主応力により評価した。図5より得た結果を以下に示す。

a) 当板+SHモデル(CaseB, E, H)

損傷モデル ENS と比較した結果, 当板設置位置 $d=7\text{mm}$ のケースでは, ルート部 ENS において若干の増加がみられた。当板設置位置 $d=30\text{mm}$, 65mm のケースではルート部 ENS が低下した。また, き裂の起点はルート部であることがわかる。

b) SHのみ適用モデル(Case2)

SH設置に伴い, 溶接ルート部の最小主応力 ENS が大幅に増加した。き裂の起点はルート部である。

c) SFRC 敷設モデル(Case3)

SFRCの設置をしたところ, 最小主応力 ENS は大幅に低い値を示した。

(2) ENS法による疲労耐久性評価

図6に全解析ケースに対して, ENS法を適用した結果を示す。図6より, 健全とSFRC敷設時を除く全てのケースで, FAT225, 疲労限 166MPa を上回った。また, SHのみ適用モデル(Case2), 当板位置 $d=7\text{mm}$ のモデル(CaseA, B, C)において, 損傷モデル(Case1)と比較した結果 ENSが増加したことから, 補修後の疲労耐久性が低下する結果となった。さらに, 当板位置 30mm , 65mm のケースでは, 損傷時に比べると ENSが低下し疲労耐久性は向上するが, 健全時の状態まで回復できていない。一方, SFRCを敷設した場合, ENSは健全時を下回る結果となり補強効果が期待できる。

4. まとめ・課題

ENS法を用いた疲労対策後における局部応力性状把握と疲労対策効果が検証できることを示した。その主な検証は以下の通りである。

- (1) き裂発生起点は, 溶接ルート部となる場合が多い。
- (2) 疲労対策後, 疲労耐久性を低下させるケースがある。
- (3) 疲労耐久性が向上するケースもあったが, 健全時の状態まで回復できない場合が多い。

今後, 鋼床版試験体を用いた静的載荷試験, 疲労試験結果より, 解析 ENS との相関関係がある RP の検証を行う予定である。

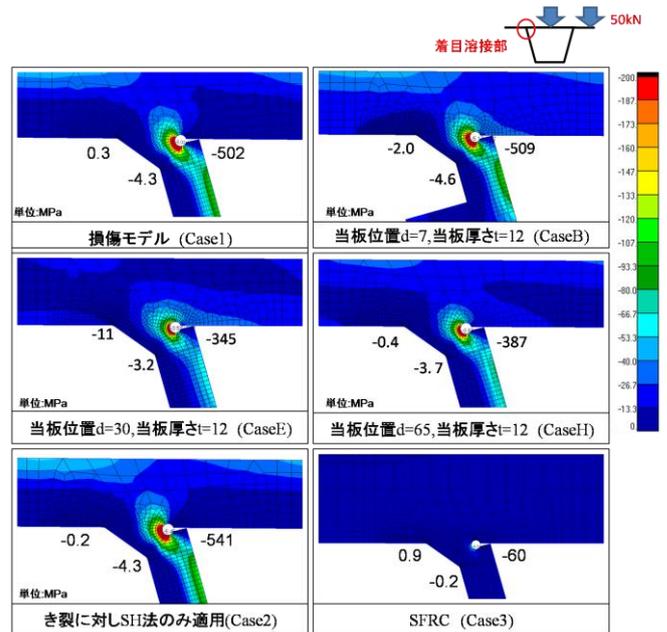


図5. 疲労対策後の影響(最小主応力コンター図)

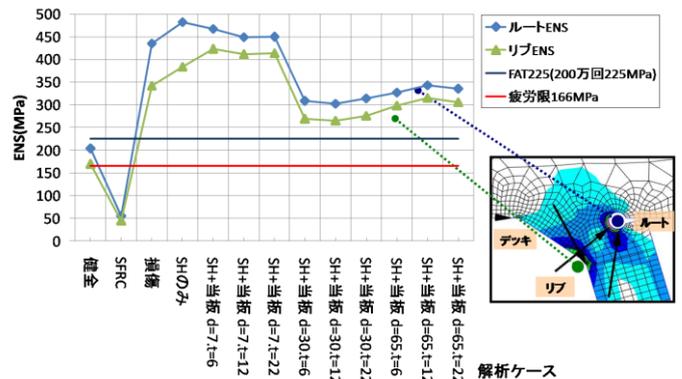


図6. 全解析ケースにおける ENS

参考文献)

- 1) 下里哲弘, 矢吹哲哉, 有住康則: 疲労損傷したトラフリップ鋼床版に対する当板補強後の疲労評価手法に関する一考察, 土木学会第63回年次学術講演会(2008)I-205
- 2) 井上諒, 下里哲弘, 有住康則, 小野秀一: 実物大鋼床版試験体を用いた疲労損傷対策後の局部応力性状について, 土木学会第65回年次学術講演会(2010)I-084
- (3) Ryo Inoue, Tetsuhiro Shimozato, Yasunori Arizumi and Shuichi Ono: Fatigue Evaluation for Deck-to-Rib Welded Joints with Retrofitting Methods of Orthotropic Steel Bridge Deck, The 11th Korea-Japan Joint Symposium on Steel Bridges Jeju National University, Jeju, Korea, August 25-27, 2011

東日本大震災による災害派遣報告

沖縄県土木建築部北部土木事務所維持管理班 増田 知大

1. はじめに

2011年3月11日(金)、宮城県沖を震源とする大地震が起こった。その後度重なる津波により東北地方沿岸部の集落が、街がいくつもなくなった。

それから数ヶ月が経ち、すでに東北の人たちは復興へ向かっている。復興への道のりは、果てしなく長く険しい。しかし、確実に前を向いて歩み続けている。

そんな中復興へと歩み出した東北の人たちとともに、微力ながら復興への手助けをしてきた。福島県いわき市にて、小名浜港の災害復旧業務に当たった5月9日(月)～6月1日(水)までの約3週間の体験を報告する。

いわき市へは、19時頃に着いた。ライフラインはすべて復旧している。地震の影響で道路はでこぼこしているが、目立った被害はなさそうだ。ホテル到着後周辺を少し歩いたが、港から離れているためか、津波の被害はないように思えた。

3. 小名浜港へ

次の日、早速港へ向かった。港へ向かう道の歩道には、たくさんのがれきの山があった。倒壊している家屋もある。この周辺のほとんどの住民は避難していて、人が住んでいる気配はない。

港に着くと、大型クレーン船が海に沈んだ大型漁船を引き上げていた。岸壁から海面をのぞくと、大量の油が浮いていた。港内は防波堤等に囲まれているため、逃げ道がないようだ。



図-1 位置図(小名浜港)



写真-1 小名浜港内

写真-2 油まみれの海面

2. 沖縄県から福島県いわき市へ

羽田空港から茨城県に入ると、屋根の瓦がはがれてブルーシートで覆っている家屋が目立ち始めた。茨城県水戸駅周辺に着くと、液状化の影響で歩道が沈下している箇所がたくさんあった。今回の大震災の被災範囲の広さを改めて感じた。

水戸駅からいわき市までは、JR常磐線で向かった。JR常磐線は、海岸線沿いを走っている。福島県に近づくと、津波の被災状況が目に入ってきた。車窓からは、空き地に山積みされた車やがれき、倒壊したままの家屋が見える。同じ車両には、帰宅途中の学生もたくさん乗っていた。毎日見るこの景色をどのような思いで見ているのだろう。次の世代を担うこの子たちのためにも、一日でもはやく復興への道筋を立てなければと強く思った。

港には、冷蔵庫などたくさんの貯蔵庫がある。その中であつたもののほとんどが津波で流された。そのためマスクをしていても我慢できないくらいの悪臭が漂っている。港内にあつたたくさんのコンテナが津波で流され、構造物にぶつかり被害を大きくした。そして、津波が引いた後もたくさんのコンテナが道を塞ぎ、復興の妨げとなった。

港内すべての施設を回ったが、すべての施設が被災していた。ただ本体に異常はなく、エプロン等後背地が沈下している施設が多かったように思う。

地震の影響で、小名浜港全体が平均50cm沈下していた。大潮の満潮時に見回った時、浸水している施設が何カ所かあつた。

港から北に数カ所漁港があるが、漁港の被害は港湾よりも大きかったように思う。漁港には、沖防波堤がなく、施設自体が港湾よりも小さいからだろう。



写真-3 岸壁背後



写真-4 漁港

4. 業務内容

小名浜港湾建設事務所建設課のもと港湾・臨港道路・漁港の3班体制で災害復旧作業に当たった。ひと班6・7名で、各班2名ずつ福島県の職員がつき、他沖縄県4名、他県9名が各班に割り振られた。主な作業内容は、応急工事の発注及び被害状況・額の最終報告であった。そのための写真整理、被害状況の確認、復旧に必要な金額の決定等を中心に作業を行った。

小名浜港には、漁市場・水族館などの民間施設が多く入っている。それらの施設は、今夏の再開を目指し復興工事中であった。その周辺で応急工事が必要な施設が9箇所ほどあり、その応急工事の発注準備を行った。その他の施設については本復旧の有無等の判断をし、復旧が必要な施設については復旧に係る費用の算出を行った。



写真-5 復興工事中の看板



写真-6 水族館周辺の岸壁

5. いわき市の3・4月の状況

大地震は、震源地から遠く離れたいわき市でも震度6弱の揺れを観測した。その数十分後、小名浜港で約3m、いわき市のその他の地域では5～8mの津波が数回押し寄せた。この津波により、いわき市内の300人以上の命が一瞬にして奪われた。



写真-7 港湾建設事務所

港の近くにあった小名浜港湾建設事務所（1F）は水没し、職員の車・公用車も流されてしまった。

さらに原発の影響で、市内に物資・ガソリンが入ってこなくなった。ガソリンスタンドには大渋滞ができ、7・8時間並んでも給油できない人もいた。津波で使えなくなった車からガソリンが盗まれたり、買い物のため一時停車している車からもガソリンが盗まれたりした。公用車や災害復旧車も、パトカーに挟まれてガソリンスタンドに入って給油した。それほど、治安が悪化していた。3月29日にタンカー船が小名浜港に入港するまで、この状況が続いた。

電気・ガスの復旧は早かったが、水道は4月にならないと復旧しなかった。震災直後は、職員も缶詰や乾パン等非常食を食べて毎日を乗り切っていた。そんな生活をしながら、支援物資を積んだ船を港につけるため、港の安全性を確保するのに奔走した。その結果、大震災から5日後には長崎県から長崎丸を入港させることができた。職員も長崎丸からの支援物資の運搬作業を手伝った。しかし、原発の影響で、雨が降ると室内待機となった。3月中は原発の情報が錯綜していたため、できるだけ外に出ない、雨が降ったら室内待機という形をとっていた。マスクは必需品となり、街から子供の姿が消えた。

4月になるとガソリンも手に入るようになり水道も復旧し、復興へ向けて頑張るぞと意気込んだ本震から1ヶ月後の4月11日(月)に、いわき市を震源とする震度6弱の余震が起きた。この余震により、大規模な土砂崩れがおき、道路・港湾等にさらなる被害をもたらした。5月11日(水)も身構えていたが、何事もなく一日が終わった。

6. 福島県の沿岸部へ



図-2 位置図(福島県沿岸部)

休日に福島県の沿岸部を回った。茨城県大津港～福島第一原発から南へ20kmの広野町と樽葉町の境界までである。この日までは、福島県イコール原発だと思っていた。津波の被害はあまりないと思っていた。しかし、実際は違った。テレビで見たままの光景が目の前に広がっていた。

津波の被害はあまりないと思っていた。しかし、実際は違った。テレビで見たままの光景が目の前に広がっていた。



写真-8 いわき市薄磯



写真-9 いわき市錦町



写真-10 いわき市薄磯



写真-11 いわき市四倉

がれきの山(写真-8)。家の壁を破壊し山積みになっている車(写真-9)。基礎だけが残った家(写真-10)。火事により一面真っ黒焦げになった集落(写真-11)。

実際に目の当たりにすると、ただ呆然と立ち尽くすしかない。今後、どうやって復興すればいいのか。どこから手を付ければいいのかわからない。

そんな悲惨な状況の中、復興へ向かって頑張っている人がたくさんいた。日本中から集まったボランティア・警察・消防・自衛隊ががれきの撤去作業を行っている。近くの空き地には、撤去したがれきの山がいくつもあった。津波の被害にあった沿岸部には、たくさんの花が咲いていた。人も植物も、復興へ向かって頑張っている。



写真-12



写真-13



写真-14



写真-15

福島第一原発から20km～30km圏内は、緊急時避難準備区域に指定されている。その区域内の沿岸部は、復興への道を歩み出していない。人がいない。



写真-16 広野町(沿岸部)

津波の被害を受けていない地域に行っても人がいない。街並みは震災前と変わらないのに、異様な光景で寂しささえ感じた。犬や牛などの動物をたまに見かける程度であった。かわいそうと思ったが、どうにもできない。

福島第一原発から南へ20kmのところにはサッカースタジアムがあり、原発関係者が寝泊まりしている。自衛隊や警察ばかりで、ものものしい雰囲気だ。ここから北へは、許可証がないと入れない。

7. 宮城県南三陸町から福島県南相馬市へ

宮城県の南三陸町、女川町、石巻市、東松島市、そして仙台市から福島県南相馬市までの沿岸部を



図-3 位置図(宮城県)

回った。南三陸町へ向かう途中陥没により通行止めになっている道が多く、回り道をしながら中心部を目指した。南三陸町の西側から入って少し走ると、津波に

より被災した街並みが目に入ってきた。もうすぐ中心部に着くだろうと思いながら進んだが、なかなか着かない。5分くらいは走っただろうか、やっと町の中心部に入った。



大きな病院、デパートなどの大型施設と鉄筋コンクリート造の鉄骨しか残っていない。ここには、花も咲いていない。道路も舗装はがれている箇所が多く、土砂まみれである。一つの街並みが消えた。しかし、ここにも復興へ向かって頑張っている人たちがいる。自衛隊・地元の人・ボランティアたくさんの人がある。

南三陸町から石巻市に行くまでに、小さな集落がたくさんあった。そのすべてが津波にのみ込まれていた。街の中心地から遠く離れた沿岸部にもたくさんの小さな集落があり、そのすべての集落・地域の復興作業を同時に行うのは不可能だと思った。実際、津波にあった当時のままだと思われる場所がたくさんあった。

石巻市は、被害が大きかった地域のひとつである。全壊家屋が多いため、がれきの量が多いため、がれきの中、『がんばろう!石巻』の看板を見つける。がんばろう、石巻。



写真-18 宮城県石巻市



写真-19 宮城県名取市

仙台市から福島県南相馬市までの沿岸部は、ひたすら田園地帯である。茶色の田んぼにたくさんの車が転がっていた。どこまで走っても、同じ景色が延々と続く。その途中、その地域に住んでいた人たちを多く見かけた。喪服姿の人が目立つ。他人には同じ景色に見えても、その地域に住んでいた人たちにとっては、それぞれが思い出の場所で、そこにしかない景色であった。

8. 復興へ

内陸部など津波の被害がなかった地域は、確実に日常生活を取り戻しつつある。テレビでは、避難所・支援物資等の情報が常に流れている。福島県内では、放射線量の情報が常に流れている。ただ子を持つ親を除いては、放射線量を特段気にしている人は少ないように感じた。実際、福島県内のほとんどの地域の放射線量は、健康への影響が全くない程度であった。派遣前に沖縄県で感じていた原発への恐怖。それこそまさに風評被害であった。



写真-20



写真-21

東北全体が復興へ向かっている。いわき市内のいたるところに『がんばっぺステッカー』が貼られている。各地域で、各地域のがんばろうステッカーが貼られている。『ありがとう、自衛隊』など感謝の言葉を綴った張り紙が貼られている。地元の人たちは自分自身の事で精一杯なはずなのに、みんながみんなのために頑張っている。震災後、震災前よりやさしくなったという人がいる。何をすることもまず相手の気持ちを考えるようになったという人がいる。楽しい時をともに過ごしたときよりも、苦しい時をともに過ごしたときのほうが、絆が深まる。それを肌で感じた。みんながひとつになっている。

9. おわりに

人は、年月とともに記憶を失っていく。しかし、東日本大震災をけっして忘れてはいけぬ。5年、10年後も今と同じ気持ちで、東北地方を支援していかなければいけない。これから自分のできることを探し、被災地に行ったからこそできることを見つけ、沖縄県民とともに支援していきたい。東北地方が復興するまで。

Session4 : ダム、土質、地盤

億首ダム（台形 CSG ダム） 本体工事の施工報告

新城 晴伸¹・與那嶺 盛明²

¹北部ダム事務所 億首出張所（〒905-1201 沖縄県国頭郡金武町字金武 10437）

²北部ダム事務所 億首出張所（〒905-1201 沖縄県国頭郡金武町字金武 10437）

沖縄本島北部の金武町で建設中の億首ダムは、沖縄東部河川総合開発事業の一環として、沖縄県企業局所管の金武ダム（水道専用ダム）を、洪水調節・既得用水や下流河川流量の安定化・水道用水及び灌漑用水の供給を目的とした特定多目的ダムとして再開発する事業である。

億首ダムのダム型式については、地質条件やコスト縮減、工期短縮の観点から直轄工事のダム堤体で初となる「台形CSG」を採用しているが、本稿では、億首ダム本体建設工事がほぼ概成したことに伴い、工事および新工法の内容を報告するものである。

キーワード 億首ダム, 台形 CSG ダム

1. 事業の概要

億首ダム建設事業は、沖縄東部河川総合開発事業（億首ダム、漢那ダム）の一環として、既設の水道水専用の金武ダムを再開発する事業である。金武ダムは、総貯水容量約82万m³、堤高13mのアースダムで、現在は、沖縄県企業局が管理を行っている。

再開発される億首ダムは、事業の目的として、億首川の洪水調節、既得用水及び河川流量の安定化、並びに特定かんがい用水の確保、沖縄本島の水道用水を供給するもので、堤頂長461.5m、堤高38m、堤体積32万m³、総貯水容量約856万m³の多目的ダムとして建設されるものである。



図-1 億首ダム完成予想図

2. 台形 CSG ダムの概要

台形CSGダムは近年の公共事業における厳しい財政事情や環境との共生を目指す社会情勢のもと、コスト縮減や環境の保全に貢献するため開発された新しいダム型式である。

CSGとはセメントで固めた砂礫のこと（Cemented Sand Gravel）で、現場周辺で手近に得られる材料に極力手を加えず、必要に応じてオーバーサイズの除去や破碎を行う程度でセメント・水を添加し、簡易な施設を用いてこれらを混合したものである。

表-1 工事工程

工種	平成21年度												平成22年度												平成23年度											
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
転流工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											
本体掘削工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											
母材採取工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											
コンクリート工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											
CSG工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											
基礎処理工	[Progress bar]												[Progress bar]												[Progress bar]											

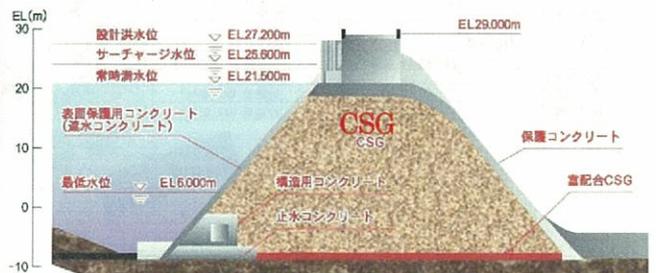


図-2 億首ダム 断面図

図-2に億首ダムの標準断面を示す。内部にはセメントの配合量80kg/m³のCSGを用い、表面には耐久性と遮水に対する確実性を目的とした保護コンクリートを配置、上流面下部に通廊、構造用コンクリートおよび浸透路長の確保のための止水コンクリートを設ける。なお、堤体底面部のCSGは、耐久性に配慮してセメント配合量100kg/m³の富配合のCSGを用いた。

図-3、図-4に億首ダムの平面図・上流面図を示す。

3. 母材の採取

図-5に母材山及び母材仮置きヤード・仮設備ヤード等の位置図を示す。CSG材の原料となる母材の採取には大

型重機を用い、表土処理・廃棄岩掘削(310千m³)および母材採取(563千t:約235千m³)を約10ヶ月で完了し、I材及びII材に分類し右岸土捨場上部及び母材仮置きヤードに全量を仮置きした。

4. 仮設備及びCSG材のストック

仮設備の構成機器、能力等を表-2に示す。CSG材の製造はI材については母材の1次及び2次破碎を行い、II材については、母材の1次破碎のみを行った。CSG製造設備は、2基で400m³/hの能力を有する。

また、コンクリートは骨材を購入し、バッチャープラントにて製造した。

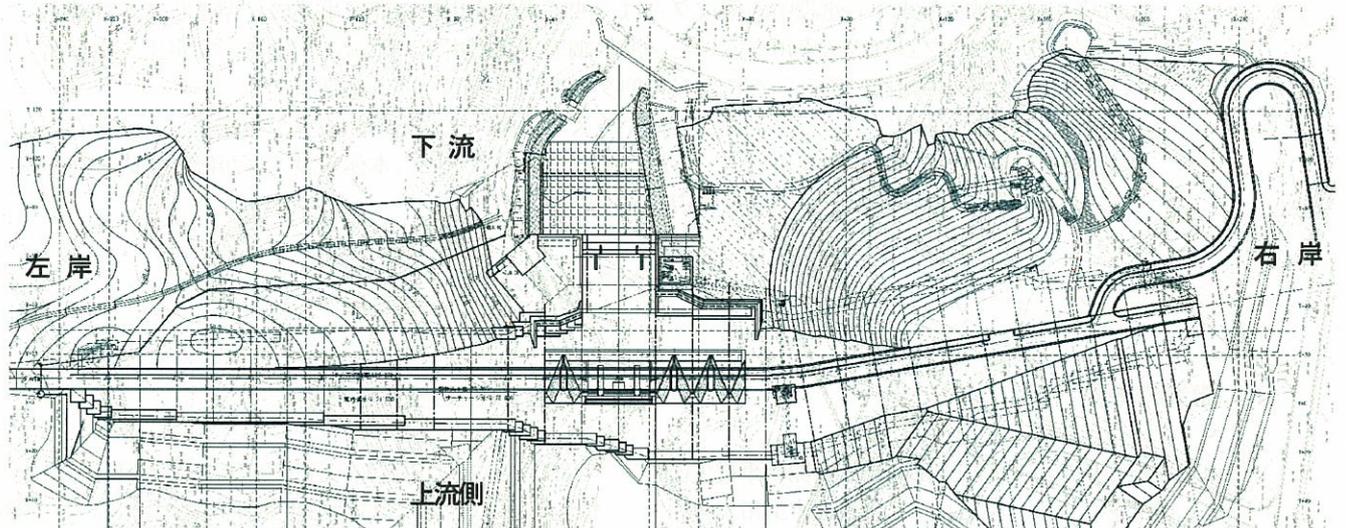


図-3 平面図

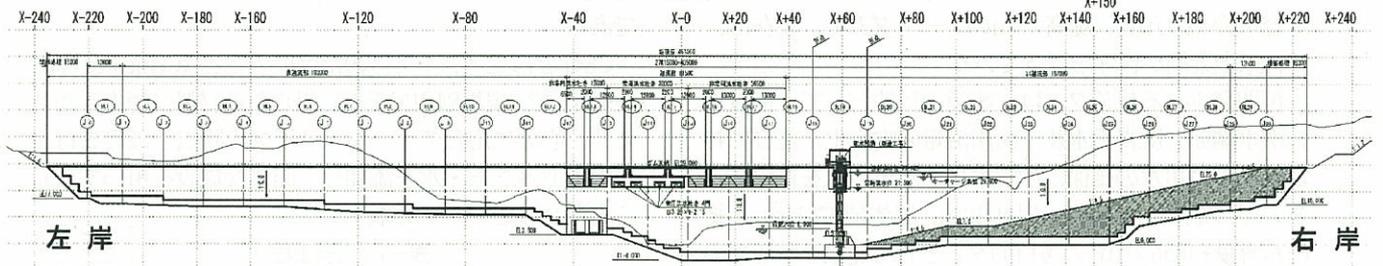


図-4 上流面図

表-2 主要設備機器一覧

品名	規格仕様	台数	能力
1. CSG材製造設備			
一次破碎設備			
ジョークラッシャー	ST 36-48	1	標準能力 235 t/h
ジョークラッシャー	ST 25-36	1	標準能力 150 t/h
二次破碎設備			
コークラッシャー	50LH	1	標準能力 208 t/h
2. CSG製造設備			
CSGプラント	DK-VIIミキサ	2	公称能力 200m ³ /h
セメントサイロ		2	600t
3. コンクリート製造設備			
バッチャープラント	2軸強制練 1.5m ³	1	公称能力 75m ³ /h
セメントサイロ		1	500t
骨材貯蔵ビン	Φ8000×H9700	4	貯蔵量 MAX 488m ³
骨材貯蔵ビン	Φ8500×H9700	1	貯蔵量 MAX 550m ³



図-5 仮設備ヤード、母材仮置きヤード位置図

5. CSG の品質管理

億首ダムでは、打設するCSGが必要な品質（強度）を確保しているかを確認するために、CSGの品質に大きな影響を与える下記事項について品質管理を行った。

- ① 母材の品質管理（母材仮置きヤード）
 - ・母材の粒度や材質に大幅な変化がないかを確認
 確認時期：施工1ヶ月前
 確認項目：色調・粒子形状・吸水率・表乾密度・粒度
- ② CSG材の品質管理（1次、2次ストックヤード）
 - a) 1次ストック（計画使用量の4日分）
 - ・CSG材の材質を確認
 確認時期：施工4日前
 確認項目：表乾密度・吸水率
 - b) 2次ストック（2日施工分）
 - ・粒度・表面水量の最終確認
 確認時期：施工1日前
 確認項目：粒度・表面水量
- ③ CSGの品質管理（CSG混合設備）
 - ・簡易法による単位水量・粒度の管理
 - ・計量管理（連続供給のため、リアルタイムの計量）
- ④ CSGの品質管理（CSG打設現場、試験室）

- ・転圧回数管理（縮固めエネルギー管理）
 （補足として現場密度管理）
- ・管理システムが正常に作動していることの確認
 （短期材齢の供試体による強度管理）

6. CSGの施工方法

（1）岩盤面処理及び着岩部の施工方法

CSG部の岩盤面処理は、基礎岩盤の摩擦抵抗が十分期待できるように浮き石除去、簡易清掃を行い、岩盤面にできた深い凹部の不陸調整は、CSGまたはコンクリート打設により行った。なお、基礎掘削では、計画掘削線から50cm程度上部はツインヘッドを用いて、できるだけ大きな不陸が生じないように施工した。湧水がある場合は、ヒューム管等による湧水処理を行った。（写真-2）

（2）一般部の施工

CSGの敷均しは、16t級湿地ブルドーザで、1リフトの敷均し高さ75cmを3層（25cm/層）にて行った。（写真-5）CSGの表面は、乾燥防止のためハイウォッシャーによる噴霧養生をおこなった。CSGの縮固めは、11t級振動ローラで行い、転圧回数は無振動2回、有振動6回とした。（写真-6）縮固め後、2.5t級振動ローラで仕上げ転圧を行った。転圧回数は2回である。（写真-7）仕上げ転圧完了後、打設面はブルーシートにより養生した。



写真-1 仮設備ヤード全景



写真-2 基礎掘削状況



写真-3 岩盤面処理状況



写真-4 不陸調整 (CSG)



写真-5 CSG敷均し状況



写真-6 CSG転圧状況



写真-7 仕上げ転圧状況

(3) 法肩部の施工方法

CSG 上下流面際の端部締固めには、写真-8 に示す専用機械を使用した。

なお、締固め時間は、一般部の CSG の現場密度と同等の密度が得られる 30 秒とした。また、締固めは端から順番に 30 秒ずつ締固める方法で施工性に問題ないことを確認し施工した。

(4) 打継面処理

CSG の打継ぎ面は、一体性を確保するため、敷きモルタル($t=15\text{mm}$)をホイールローダ及び人力にてCSG全面に敷均した。(写真-9) なお、敷きモルタルの施工前に浮き石除去等の簡易清掃を清掃車及び人力でのエア吹きで行った。(写真-10)

(5) CSG と止水コンクリート接合面の施工

コンクリートと CSG の接合面の施工は、コンクリートの壁面を目荒し機でチッピングし、CSG 打設前に人力で壁面にモルタルを敷設した。(写真-11,12)

CSG はバックホウにて1層 25cm に敷き均し、1層ごとに1t 振動ローラと 60kg ランマで転圧(転圧回数はいずれも8回)した。(写真-13)

なお、止水コンクリートおよび下流フーチングコンクリートの打設面は勾配(1:0.5)をつけて、チッピング処理やモルタル塗布の作業性を向上させ、CSG 打設面との一体化の確実性と施工性を向上させた。

7. プレキャスト型枠工

プレキャスト型枠(以下PC型枠と呼ぶ)は、耐久性、施工性、型枠下への敷モルタルの充填性を考慮して、写真-14 に示す構造とした。写真-15 に設置状況を示す。

PC型枠底盤下への高流動モルタル充填のために、底盤下の間隔を30mm 確保した。(写真-16)

PC型枠背面は、保護コンクリートとの一体性を確保するため、工場にてハイウォッシャーによる洗い出しをおこなっている。PC型枠は、現場から38km 離れた二次製品工場で製造し、10tトラックで現地まで運搬した。



写真-8 CSG 法肩締め状況



写真-9 CSG 打設面モルタル塗布状況



写真-10 CSG 打設面清掃状況



写真-11 コンクリート壁面チッピング状況



写真-12 コンクリート面モルタル塗布状況



写真-13 コンクリート接合面施工状況

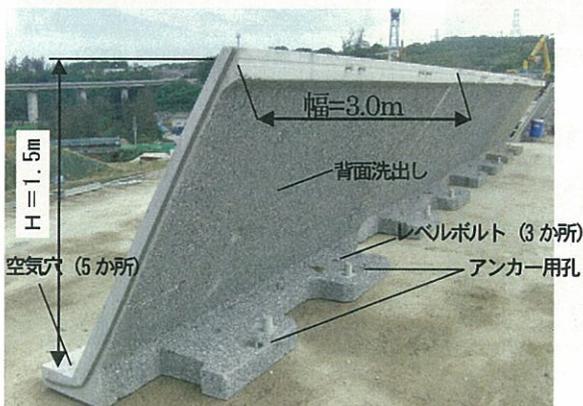


写真-14 PC型枠



写真-15 PC型枠設置状況



写真-16 PC型枠底盤モルタル充填状況

8. CSGの施工サイクル

(1) CSGの施工

CSGの施工では、面状工法を用いて連続混合設備による高速施工を行う計画としている。そのために、CSGの打設から保護コンクリートの型枠設置・コンクリート打設といった各施工が干渉することなく、連続的かつ安全に施工を行えるような打設サイクルで施工した。

CSGを高速施工する際に重要な工程の一つが上下流面の保護コンクリート型枠の施工であった。従来のコンクリートダムでは、上下流面の型枠に鋼製のスライド型枠を用いるのが一般的であるが、スライド型枠での養生期間、型枠移動の時間が打設の“待ち”となるケースもあり、PC型枠の採用により効率的な打設サイクルが可能となった。

図-6にCSGの打設から保護コンクリート打設までの施工手順を示す。

(2) CSGの施工サイクル

a) 下位標高での施工サイクル

堤体を左右岸方向に2分割し、図-6に示す手順にて、1リフト4日サイクルで施工した。施工サイクルを図-7に示す。(下位標高部 EL=16.5m 以下)

b) 2層連続打設

低標高部 (EL=16.5m 以下) と上位標高部を比較した場合、上位標高部では堤体の上下流方向の長さが短くなるが、左右岸方向の長さが長くなる。このため、上位標高部では、1リフトあたりのCSG打設量が少なくなるが、一方で、保護コンクリートに関する作業 (上下流面PC型枠設置、保護コンクリート打設) の作業量が増加する。

このため、堤体の打ち上がり速度は保護コンクリートの打設サイクルに左右されることとなる。

このことから、高標高部では、CSGの連続施工を維持するために、作業量の多くなる保護コンクリートに関する作業を平準化する施工サイクルとして、堤体を左右岸方向に4分割して施工する2層連続打設にて施工した。施工サイクルを図-8に示す。

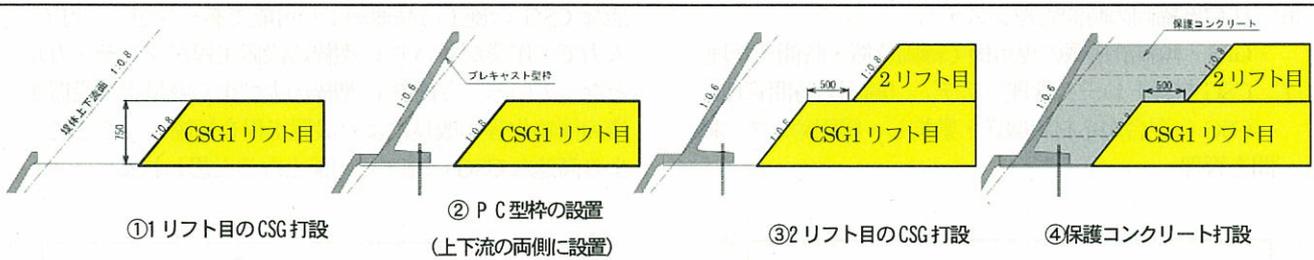


図-6 上下流PC型枠周りでのCSG施工手順

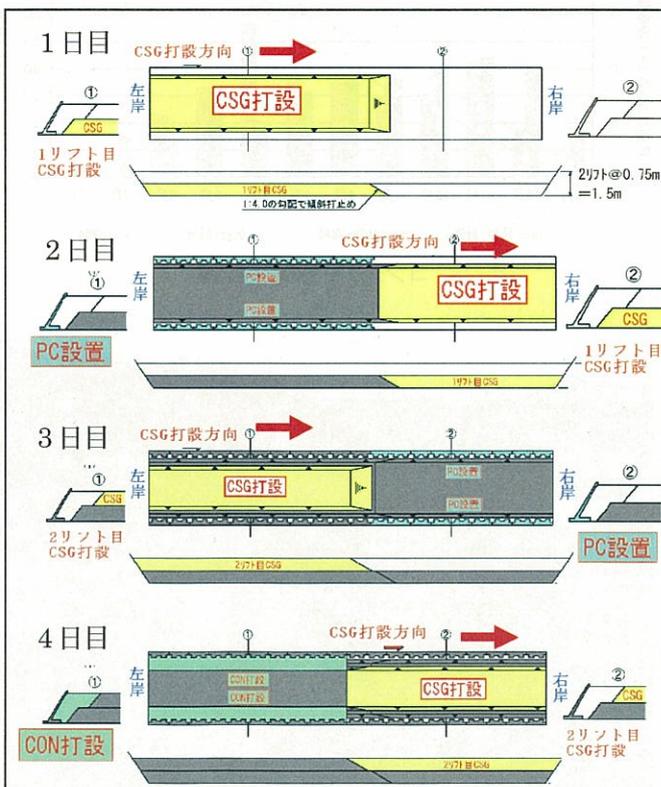


図-7 下位標高部での施工サイクル

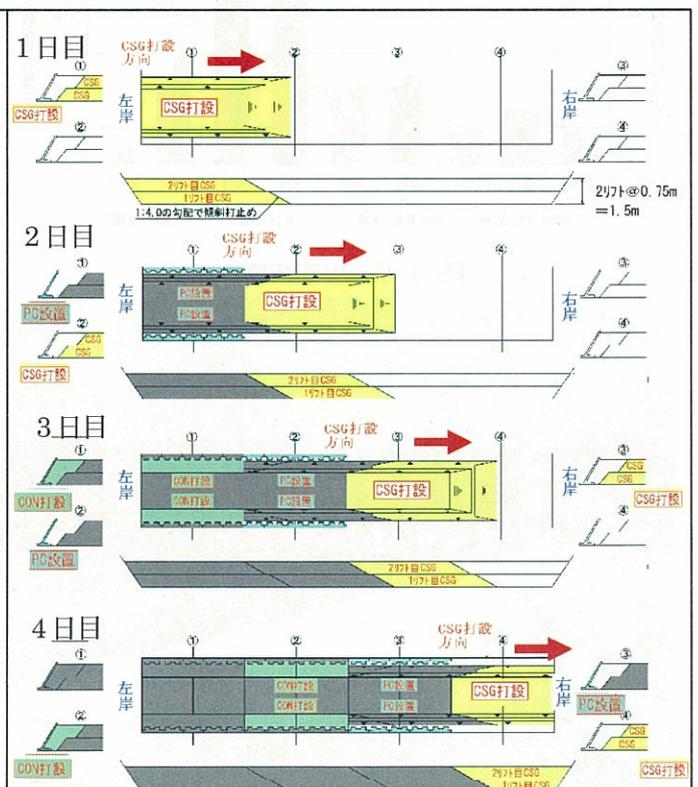


図-8 上位標高部での施工サイクル

9. ICTの実施

億首ダムでは下記事項について、ICT を活用した施工を実施した。

- ① IC タグを利用した母材運搬・仮置き管理
 - ・母材山から採取した母材（I,II材）運搬時の仮置きヤードでの荷降ろし時の人為的ミス防止、数量把握
- ② 情報化施工による母材採取管理
 - ・母材山の3次元地質モデル(調査ボーリングと実際の掘削時地質データ)を比較し、母材採取可能量を確認
- ③ マシンコントロールされたブルドーザーでの CSG 敷均し
 - ・GPS 搭載ブルドーザーにて排土板を自動制御
- ④ マシンガイダンスによるバックホウでの法面整形
 - ・GPS・傾斜計搭載バックホウにより、丁張が不要
- ⑤ 前後輪ローラー転圧管理
 - ・GPS 搭載転圧ローラーにより、転圧位置・回数を管理
- ⑥ 法肩部縮固め時間管理システム
 - ・GPS・傾斜計搭載の専用機で縮固め位置・時間を管理
- ⑦ CSG 材料トレース管理システム（縮固め時間管理）
 - ・CSG の混合から材料搬送・敷均し・縮固めまでの時間を管理

⑧ 施工データ統合 DB の開発

- ・CSG 打設箇所をエレメント（50cmの立方体）単位で一括管理（CSG の打設位置、施工日時、気象データ、CSG の転圧状況等）

10. まとめ

CSG 及びコンクリートの打設実績を図-9、図-10 に示す。

億首ダムの堤体積は約 32 万m³ であり、打設期間は約 12 カ月（コンクリート及びCSG 含め）であった。これは、堤体積がほぼ同規模の大保ダム（堤体積約 40 万m³ のコンクリートダム）の打設期間が約 30 カ月に比較して、打設速度が約 2 倍と超高速施工(工期短縮)が実現できた。

11. 今後の課題

ブルドーザーや振動ローラー等の汎用機械で施工が可能な CSG の施工は高速施工が可能であったが、一方で、人力での作業が多い P C 型枠の設置工程がクリティカルとなっている。今後 P C 型枠の大型化や軽量化・設置作業の簡略化等の改良により設置工程を短縮することで、より高速な CSG の施工が可能となると思われる。

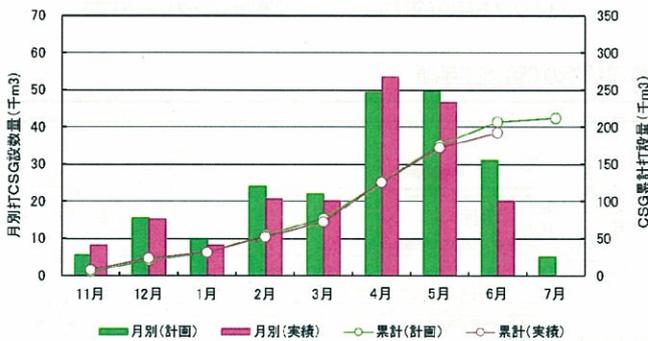


図-9 CSGの打設実績



図-10 コンクリートの打設実績



写真-17 右岸上流より下流を望む

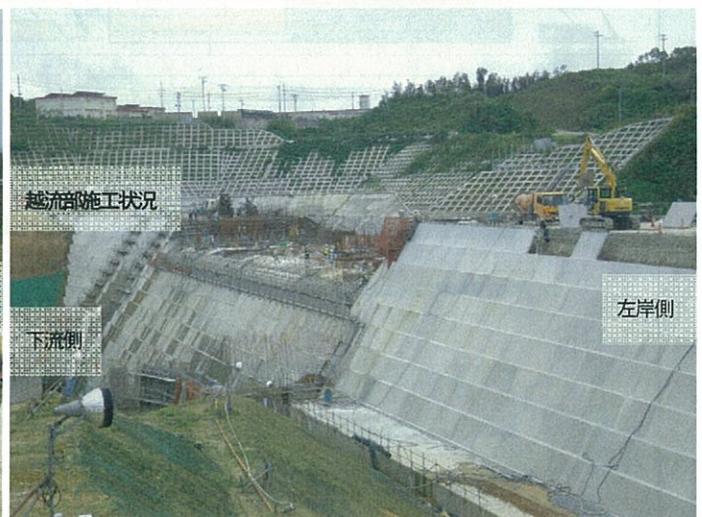


写真-18 左岸下流より上流を望む

平良港漲水地区岸壁改良工事について

光行忠司¹・野瀬晴生²

¹平良港湾事務所 整備保全課 (〒906-0012 沖縄県宮古島市平良字西里7-21)

²平良港湾事務所 整備保全課 (〒906-0012 沖縄県宮古島市平良字西里7-21)

平良港漲水地区第一埠頭岸壁は整備後20年以上が経過し、エプロン全長に渡って亀裂が発生していることや、一部陥没が見られ荷役作業を行うには危険な状態にあったことから、平成20年度より改良工事に着手したものである。

本報告は、平成21年度に実施した平良港漲水地区岸壁 (-7.5m) 2バース目の改良工事のうち、上部工、地盤改良工および舗装工について報告するものである。

キーワード：岸壁供用，プレキャスト上部工，地盤の緩み，地盤改良，プレキャストRC版

1. はじめに

本報告の対象施設は、図-1に示す漲水地区第1埠頭岸壁 (-7.5m) L=133.05mである。

当岸壁は、整備後20年以上が経過しており、エプロン全長に渡り亀裂が発生していることや、一部陥没も見られる状態のなかガス、セメントの荷役作業を行う状態にあった。

本工事では、安全で効率的な施設利用と既存ストックの有効活用を図る目的で、裏埋め土に対し地盤の緩みを解消することおよび吸出し防止対策となるX-Jet工法と表層改良工法による地盤改良工、岸壁を供用しながらの工事となるため一部をプレキャスト化した上部工および早期供用のためプレキャストRC版を用いた舗装工を含む改良工事を実施した。

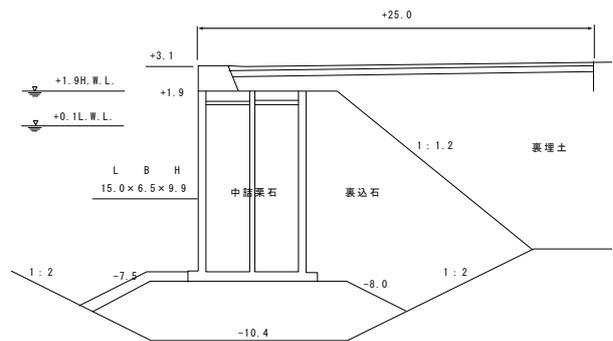


図-2 標準断面図



図-3 施工前の岸壁状況

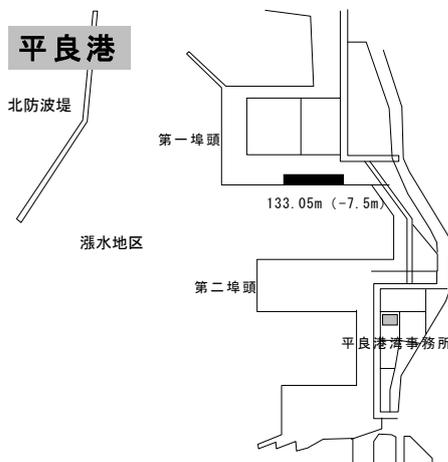


図-1 対象岸壁位置図

2. 工事内容

図-4に施工フローを示す。

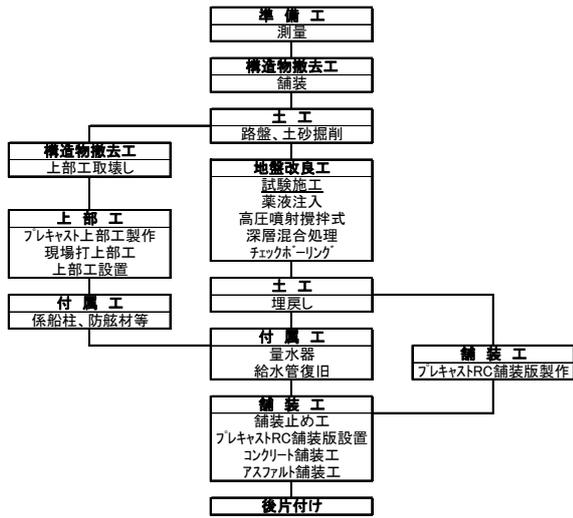


図-4 施工フロー

当該工事の施工にあたり、岸壁ではガス、セメントの荷役作業が行われ、圧送管を供用しながらの作業となる。

そのため、上部工および舗装工では荷役作業に影響を与えないことに加え早期供用を開始すること、地盤改良工では埋設されているガス、セメントの圧送管に影響を与えないことに留意した施工を行った。

(1) 上部工

上部工の施工は、前述のとおりガス、セメントの圧送管を供用しながらの施工となるため、上部工の一部をプレキャスト化して施工を行った。実施工程表を図-5に、上部工撤去・復旧および係船状況についての一例を図-6に示す。なお、プレキャスト上部工は上部工背後にマウンドを設置し、製作を行った。

工程は、はじめに11～13、15ブロックのプレキャスト上部工を製作後、10～12、15ブロックの上部工取壊しを行い、10ブロックを現場打にて製作した後、11、12、15ブロックのプレキャスト上部工の設置を行った。次に16、18ブロックのプレキャスト上部工製作を進めながら13、16、18ブロックの上部工取壊しを行った後13、16、18ブロックのプレキャスト上部工の設置を行った。最後に14、17ブロックの上部工を取壊し、現場打にて上部工を製作した。以上の工程により、荷役作業に支障をきたすことなく上部工を復旧させることが出来た。

工 程 名 称	平成21年			平成22年		
	10月	11月	12月	1月	2月	3月
構造物撤去工						
上部工取壊し			⑩⑪⑫⑮	⑬⑭⑯	⑰⑱	⑲
上部工						
プレキャスト上部工製作	⑩⑪⑫⑮			⑬⑭		
現場打上部工製作			⑯			⑲⑳
プレキャスト上部工設置				⑩⑪⑫⑮	⑬⑭⑯	

図-5 実施工程表

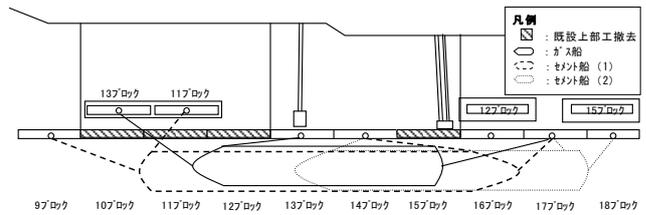


図-6 10～12、15ブロック撤去時係船状況



図-7 プレキャスト上部工



図-8 プレキャスト上部工据付状況

(2) 地盤改良工

地盤改良工は、平成19年度に行った実施設計において地盤緩み対策および吸出し対策として深層混合処理工法による施工を行うことにした。工法の選定過程では、施工性、経済性およびガス、セメントの圧送管への影響度を比較検討し、図-9に示す標準部においてCI-CMC工法（高速化対応深層混合処理工法）、埋設物近傍においてはX-JET工法（交流噴射式高圧噴射攪拌工法）を選定した。

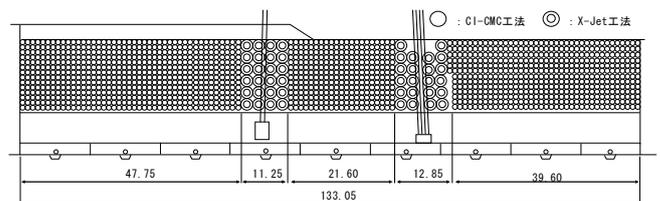


図-9 地盤改良平面図

表-1 地盤改良工法概要

工法	高圧化対応深層混合攪拌工法 (CI-CMC工法)	埋設物近傍(ガス・セメント)等 改良材を高圧噴射する工法 (X-Jet工法)
位置決	改良材吐出・貫入攪拌 完了・移動	改良材吐出機 改良材噴射機
工法概要	既工法にエジェクタ吐出方式(ノズルを用いて改良材を深層部に吐出する方式)を組み入れることにより、大径のソールセメント柱を連続し、大量施工を行う。	2本の空気を伴った高圧水を改良半径の範囲に放射させ地盤中に回転して攪拌させることによって地盤を切削し、硬化材の充満により円柱状の固結体を造成する。
施工標準価 (円/m ³)	8,100円/m ³	32,000円/m ³

CI-CMC工法およびX-JET工法の概要を表-1に示す。これに従い改良工事に先立つ試験施工のため標準部において攪拌翼を貫入したところ、路床から0.5~3.5mの深さにおいて異物に当たり攪拌翼を損傷する事態が発生し、施工続行が不可能な事態が生じた。この原因を確認すべくバックホウによって試掘を行った結果、琉球石灰岩の転石が確認された。随所でこの試掘を行ったところ、図-10に示す下幅約2m×上幅約1m×高さ約2.5mの巨石を含む多数の転石が掘り起こされた。この事態に対し、標準部においてCI-CMC工法で工事を進めることが困難になり、改めて地盤改良工の検討を行うことになった。

検討フローを図-11に示す。

転石の埋没状況調査方法についての比較検討表を表-2に示す。検討では、地中レーダ、表面波探査、電気探査の比較を行ったが、地中レーダについては地盤面から深さ3mまでの転石しか把握できないこと、表面波探査については2m未満の転石の把握が困難であること、電気探査については転石の分布状況が把握しにくいこと等の理由により転石の確認が困難であると判断し、埋没状況の調査を行うことは断念した。



図-10 出現した転石

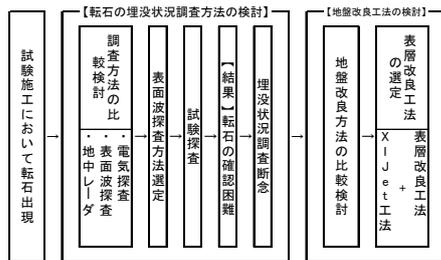


図-11 転石に対する検討フロー

表-2 転石に伴う調査比較検討表

調査方法	地中レーダー	表面波探査	電気探査
使用物性値	電磁波	地震波	電気
断面図	電磁波の変化	S波速度分布	比抵抗断面図
探知能力	0~3m(最大6m)	3~約20m	0~200m
分解能力	30cm~1mの電磁波透過率差	1m以上の速度差	2m以上の比抵抗差
探査・解析	1km/10日	1km/20日	1km/14日
日数目安	(×)	(△)	(×)
コスト概算	150万円/km	250万円/km	200万円/km
本現地状況への適合性	・埋土内の水位が高いことが予想される状況において、水位が深の転石把握が困難である。 ・地盤面から深さ3mまでの転石しか把握できない(3m以深の転石はわからない)。	・2m未満の転石が多いと推定されるが、これより大きな転石しか探査できないため、殆どの転石は把握困難である。 ・地盤面下~3m間の転石は把握できない。	・詳細な分解能力がなく、転石分布が把握しにくい。

表-3 転石に伴う施工比較検討表

別策案	案1: X-Jet工法	案2: X-Jet工法+表層改良工法
概要	ケーソン埋込の法面および背後地をX-Jet工法にて改良する。転石にあたった場合は、打ち抜くことに対応。	ケーソン埋込の法面をX-Jet工法で施工し、背後地については、表層改良を実施する。 (注)表層改良工法では、セメントを掘削土内(コックホウ)で混合する。転石にあたった場合は、打ち抜くことに対応。
概要図		
数量	X-Jet工法: 8,500m ³	X-Jet工法: 3,500m ³ 表層改良工法: 3,000m ²
工期	約170日	約100日
工費	a) 建設的工費: 約1.6億円 b) 一般: 約2億円 合計: 約3.8億円	a) 建設的工費(X-Jet工法): 約1.6億円 b) 一般(表層改良工法): 約2.1億円 合計: 約3.7億円
評価	○	◎

次に表-3に示す転石に対応した地盤改良工法の検討を行い、案-1 (X-Jet工法) と案-2 (X-Jet工法+表層改良工法) を抽出した。

この2案は長所、短所が互いに異なっており改良効果では案-1、経済性では案-2が著しく優位にある。さらに、案-2はX-Jet工法により発生する廃泥を表層改良の際に有効活用でき廃泥処理費用が不要となりコスト削減を図ることが出来る。これらを総合的に判断し、案-2により施工を行った。

X-Jet工法および表層改良工法による地盤改良工の平面図、断面図および施工状況を図-12~15に示す。X-Jet工法による施工は、H鋼と足場板で組み立てた架台を設置し、その上に高圧噴射攪拌機を配置して行った。この足場を設置することで攪拌機の設置面が高くなり、施工に伴う廃泥に対し影響を受けることなく施工することが出来た。

また、安全対策としてガス圧送管付近での施工の際にはガス検知器によってガス漏れがないことを確認しながら施工を行った。

次に、X-Jet工法による地盤改良効果を検証する目的で行ったチェックボーリングは、図-12に示すように標準部において9箇所、ガス圧送管理設部において3箇所およびセメント圧送管理設部において3箇所実施した。効果を検証するための供試体は上部、中部、下部の3つ採取しその平均をもって効果の確認を行った。

結果として、表-4に示すように全ての箇所において設計値を満足する結果が得られた。

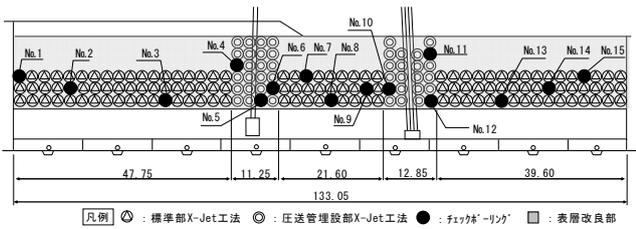


図-12 地盤改良平面図（実施）

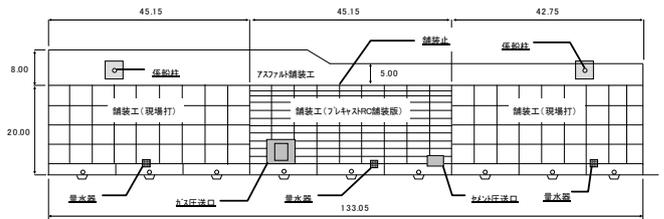


図-16 舗装工平面図（完成）

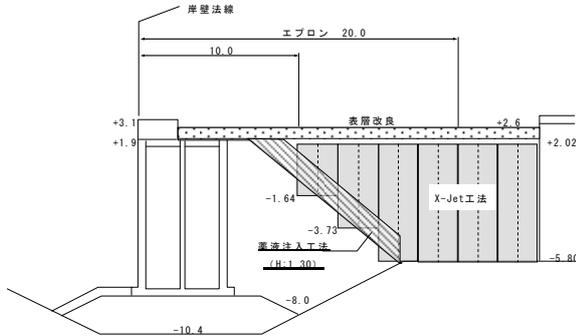


図-13 地盤改良断面図（実施-圧送管近傍）



図-17 プレキャストRC版設置状況

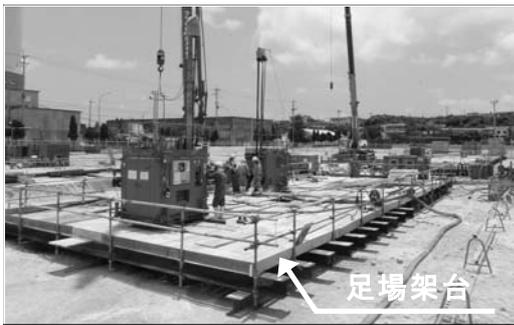


図-14 施工状況（X-Jet工法）



図-15 施工状況（表層改良工法）

表-4 チェックボーリング結果

施工箇所	No.	改良下端 (DL)	改良天端 (DL)	改良長 (DL)	σ28 一軸圧縮強度試験 (kN/m ²)				合格	参考
					上部	中部	下部	平均		
標準部	1	-5.800	-2.700	3.100	4125.1	3875.1	4318.8	4106.3	合	設計値 300kN/m ²
	2	-3.730	-0.630	3.100	3837.6	4043.8	4106.4	3995.9	合	
	3	-1.640	0.860	2.500	4225.1	4175.1	4018.8	4139.7	合	
ガス 圧送管 埋設部	4	-5.800	1.600	7.400	3825.1	3396.2	3050.1	3423.8	合	
	5	-1.640	1.600	3.240	3306.3	2374.8	1892.3	2524.5	合	
	6	-3.730	1.600	5.330	3637.6	3201.9	3868.8	3569.4	合	
標準部	7	-5.800	-2.700	3.100	4253.4	3877.7	4008.6	4046.6	合	
	8	-1.640	0.860	2.500	3168.8	3057.8	3475.1	3233.9	合	
	9	-3.730	-0.630	3.100	3941.3	4123.0	3656.0	3906.8	合	
セメント 圧送管 埋設部	10	-3.730	1.690	5.420	3314.7	3753.3	4012.6	3693.5	合	
	11	-5.800	1.690	7.490	3051.5	3333.5	3606.3	3330.4	合	
	12	-1.640	1.690	3.330	2993.8	2406.1	2857.3	2752.4	合	
標準部	13	-1.640	0.860	2.500	3837.6	3628.3	4102.2	3856.0	合	
	14	-3.730	-0.630	3.100	3668.8	3678.2	3940.1	3762.4	合	
	15	-5.800	-2.700	3.100	3350.1	3450.1	3643.3	3481.2	合	



図-18 完成写真

(3) 舗装工

舗装工を施工するに当たり、当岸壁ではLPGガス運搬船、セメント運搬船がそれぞれ月に2、3回入港することから養生に1ヶ月程度必要な現場打ちコンクリートでは施工は不可能であった。それに伴いガス、セメント圧送管の埋設部近傍をRCプレキャスト舗装にすることで工期短縮を図ると共に岸壁を供用しながらの施工を行った。

舗装工の完成平面図を図-16に示す。

3. 結論

本工事では、ガス、セメントの圧送管を供用しながらの施工であったため上部工の一部をプレキャスト化したことや、舗装工の一部にRCプレキャスト版を用いた施工を行った。また、地盤改良工においては転石の出現により一時中断という事態に直面したものの、改めて行った施工方法の検討に従い施工を行った。

このような施工により岸壁を供用しながらという現場条件および転石の出現という事態に見舞われながらも施工方法の工夫により無事故無災害で工事を完成させることが出来た。

4. 今後の課題

今回、地盤改良工において現場不一致による工法変更に伴いタイムロスが生じた。これについて、今後の課題として事前調査時の不可視部分の調査方法の検討ということが挙げられる。

環境共生型防波堤の開発

與那嶺和史¹・川原弘靖¹

¹ 沖縄総合事務局 開発建設部 港湾計画課 (〒900-0006 沖縄県那覇市おもろまち2-1-1)

那覇港浦添第一防波堤の北側延伸区間を、サンゴ着生促進に配慮した「環境共生型防波堤」として整備するために、整備が先行する200mを試験施工区間として位置づけ、本検討ではこの区間に適用する防波堤構造を検討した。サンゴ着生の環境共生機能に関する要素技術の事例収集を行い、当該防波堤に適する技術を選定し、それらを採用した標準断面を設定した。標準断面において消波ブロック及び被覆ブロックの安定性が課題となるため、これらの安定性を水理模型実験で検証した。本検討により、複数の環境共生機能の要素技術を取り入れることにより、従来型防波堤よりもサンゴ着生面積を増やすことが期待できる防波堤構造を決定した。

キーワード 環境共生型防波堤, 港内側嵩上げマウンド, タイドプール, 通水孔, 消波ブロック凹凸配置, モニタリング計画

1. はじめに

近年、社会資本整備において環境への配慮が特に強く求められており、今後の港湾整備においても、これまで以上に周辺環境に配慮した整備手法が求められている。

このような背景の中で、那覇港浦添第一防波堤の北側延伸区間(図-1参照)においては、本来の防波堤機能にサンゴ着生促進機能を付加した「環境共生型防波堤」として整備することとなり、その開発を進めている。北側延伸区間の全整備延長3,110mのうち、先行する200mを試験施工区間と位置づけて構造を検討し、環境共生型防波堤を開発してきた。本検討では、環境共生型の新たな構造を検討するとともに、施工後のモニタリング計画を策定することを目的とした。

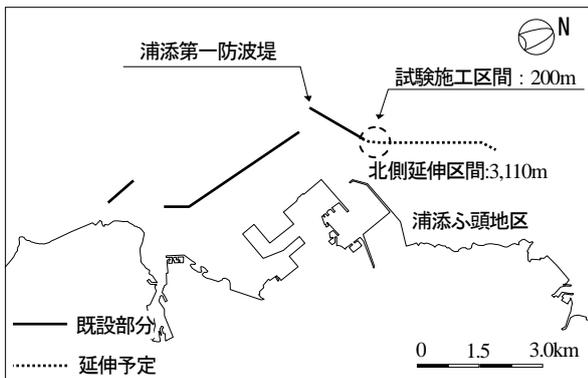


図-1 検討対象施設の位置図(那覇港)

2. 環境共生要素技術の検討

サンゴの生息や成長に影響を及ぼす環境条件としては、水質(水温、塩分、光量、濁り、栄養塩類等)、物理環境(流れ等)、生息基盤(形状、生息面積等)、生物によるインパクト(オニヒトデによる捕食等)などがある。これらの条件の違いにより、サンゴ群集の発達や回復状況が異なると言われている。

環境共生要素技術は、これらの環境条件を可能な範囲で制御することにより、サンゴの生息・成長を促進しようとするものである。本検討では、主に沖縄総合事務局が開発してきた要素技術を従来型の上部斜面堤に適用し、環境共生型防波堤にすることとした。

環境共生機能の要素技術の適用箇所のイメージを図-2に示す。

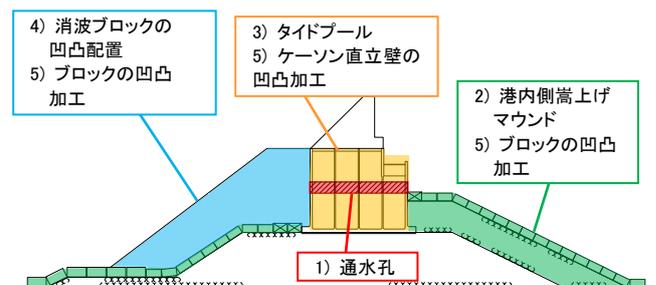


図-2 要素技術の適用箇所のイメージ

環境共生機能要素技術の設定根拠を以下に示す。

(1) 通水孔

防波堤の本体工に通水孔を設けて港外側から港内側への海水流入を促進させ、サンゴの生息環境の改善やサンゴ幼生の流入を期待する。施工性等を考慮して孔の幅を1mとし、通水可能なことを水理模型実験で確認した。

(2) 港内側嵩上げマウンド

従来、サンゴの生息に適した光量がほとんど得られなかった港内側のマウンドを嵩上げし、サンゴの着生・成長を促進する。浦添第一防波堤の既設部分で調査したサンゴ被度（単位面積に占めるサンゴ面積の割合）と水深の関係进行分析し、D.L.-7m 以浅であれば効果的にサンゴの着生・成長を促すことができると判断した。

(3) タイドプール

宮古島で設置されたタイドプール状の構造物にサンゴが高被度で生息していた事例¹⁾を参考に、底面天端高がD.L.+0.5m 前後、水深0.6m のタイドプールを設けることとした。タイドプールを設けることにより、干潮時にもサンゴが生息可能な場が創出できる。

(4) 消波工の凹凸配置

サンゴの生息面積をできるだけ増大させるために、消波工の法面が平面的に凹凸形状を成すように消波ブロックを配置する。

(5) ブロック・ケーソン直立壁の凹凸加工

サンゴの着生促進を目的とした研究事例²⁾等に基づき、サンゴの着生と成長に効果的な5~10mm の凹凸加工を消波ブロック・根固ブロック・被覆ブロックおよびケーソン直立壁面に施すこととした。

3. 要素技術を取り入れた基本設計

(1) 港外側マウンドの形状について

港外側のマウンドの形状は、当該管内の既往の水理模型実験の結果を参考に、図-3 に示すように消波ブロックの法先部に小段を設けた形状とする。これは、消波ブロックの安定性と被覆ブロックの安定性を向上させるための手法である。

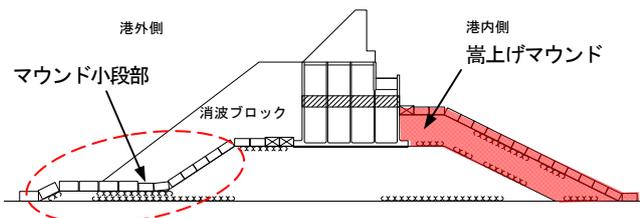


図-3 港外側マウンドと港内側嵩上げマウンドの形状

(2) 嵩上マウンドについて

基盤の高さがD.L.-3m 以浅で高被度となっているが、水深が浅いと防波堤を越波した水塊によってサンゴが飛散すること、嵩上マウンド被覆材の所要質量増加により不経済となることが想定される。そこで、嵩上マウンドの天端高はD.L.-5m とD.L.-7m を設定した。

技術基準³⁾を適用すると、嵩上マウンドは滑動抵抗として堤体の安定性向上に寄与する。滑動抵抗として考慮するためには、補強体の高さは直立部の高さの1/3 以上、上幅は高さと同程度以上とする必要がある。嵩上げマウンドの天端高D.L.-5.0m はこの条件を満たすが、嵩上げマウンドの天端高D.L.-7.0m はこの条件を満たさないため、滑動抵抗力として考慮することは出来ない。

(3) 消波ブロックおよび被覆ブロックの設定

消波ブロックおよび被覆ブロックの所要質量は、消波ブロックおよび港外側の消波外側の被覆ブロックは安定数Ns によるハドソン式で、港外側の消波工下の被覆ブロックおよび港内側の被覆ブロックについては港外側被覆ブロックの1/2 質量を満足するものとして算定した。ここで、消波ブロックは経済的な大型無筋ブロックの100t 型、港外側被覆ブロックは当該防波堤で実績のあるブロックの20 t 型、消波工下の被覆ブロックおよび港内側被覆ブロックは10 t 型とした。

(4) 経済性の追求

消波ブロック被覆上部斜面堤の採用により、一般的な矩形型の消波ブロック被覆堤に比べ消波ブロックの数量を減らすこと、斜面状の上部工に作用する水平波力を低減するとともに、作用する波力の一部を鉛直下向きの波力として取り込むことで滑動安定上有利になり、堤体幅を小さくすること、により経済的な断面とした。さらに最も経済的となるマウンド水深を検討し、嵩上マウンドD.L.-5.0m の断面はD.L.-12.0m、嵩上マウンドD.L.-7.0m の断面はD.L.-13.0m とした。

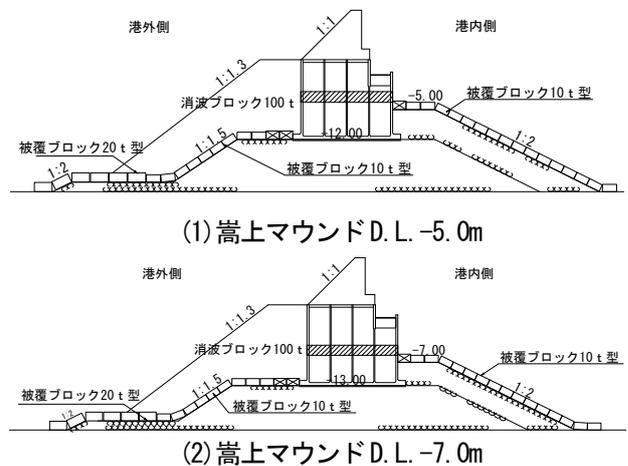


図-4 標準断面図

(5) 標準断面および平面配置の設定

標準断面図および平面配置を図-4, 図-5 に示す。ここで、要素技術の通水孔の設置水深については、嵩上マウンドの天端水深に合わせてD.L.-5.0mおよびD.L.-7.0mと設定した。

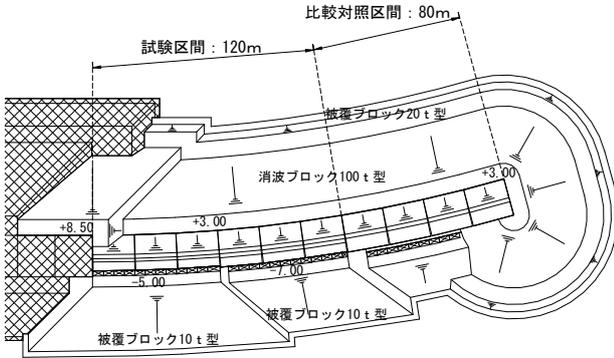


図-5 試験施工区間の平面配置

4. 消波・被覆ブロックの安定性の検証

那覇港で使用実績がない大型無筋ブロックの安定性と、港外側被覆ブロックの1/2とした港内側嵩上げマウンドの被覆ブロックの安定性を検証するために、水理模型実験を実施した。また、環境共生機能をより高めるための消波ブロックによる凹凸配置についても安定性を検証した。

水理模型実験は、長さ50m、幅1.0m、高さ1.5mの2次元水路で模型縮尺1/47.5で実施した。潮位はH.W.L.とL.W.L.の2種類とし、波高は5段階に徐々に大きくして、最後に設計波高を作用させた。

(1) 消波ブロックの安定性

ハドソン式に基づいて決定した規格で、大型無筋の消波ブロック2種類を用いて、ブロック安定実験を実施した。消波ブロックの被災度は表-1に示すとおりで、許容被災度の0.3以下を満足している。

表-1 消波ブロックの安定実験結果

ブロック規格	ブロックA 100t型		ブロックB 120t型	
	H.W.L.	L.W.L.	H.W.L.	L.W.L.
被災度 N_0	0.04	0.00	0.05	0.00
許容被災度	0.3			
判定	OK	OK	OK	OK

(2) 被覆ブロック（消波ブロック外）の安定性

港外側被覆ブロック（消波ブロック外）は、表-2に示すように、ブロック規格20t型で許容被害率1%以下を満足することを確認した。

表-2 港外側被覆ブロックの安定実験結果

ブロック規格	20t型	
	H.W.L.	L.W.L.
被害率 D (%)	0.68	0.00
許容被害率(%)	1.0	
判定	OK	OK

(3) 被覆ブロック（港内側）の安定性

港内側嵩上げマウンド上の被覆ブロックについては、2種類の嵩上げ高について、ブロックの安定性を確認した。基本設計で決定したブロック規格10t型によるブロック安定実験結果は表-3に示すとおりで、嵩上げ高D.L.-7.0mは許容被害率1.0%以下を満足したが、嵩上げ高D.L.-5.0mは許容被害率1.0%を超えた。

被覆ブロックが安定しなかった嵩上げ高D.L.-5.0mについては、安定性向上策として被覆ブロックの大型化と図-6に示すようなブロックの配列方法の工夫による検討を実施した。その結果、30t型の横横縦横配列を採用すると、嵩上げ高D.L.-5.0mでも安定することを確認した。以上のように、港内側嵩上げマウンドの被覆材は、被覆材天端高D.L.-7.0mと-5.0mで安定限界の被覆ブロックの規格が異なることを確認した。

表-3 港内側被覆ブロックの安定実験結果

嵩上げ高	-5.0m				
	10t型	20t型	30t型	縦置き	横置き
被害率(%)	0.25	13.08	6.80	2.81	1.47
許容被害率(%)	1.0				
判定	OK	Out	Out	Out	Out

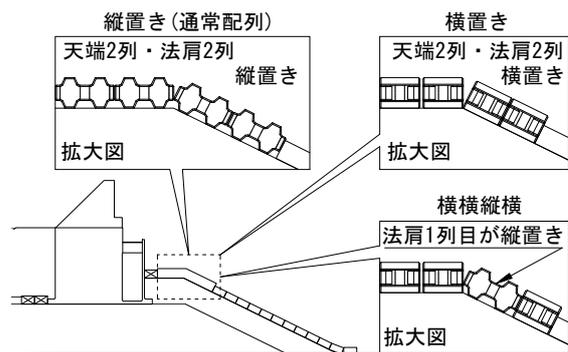


図-6 港内嵩上げマウンド上の被覆ブロックの配列法

(4) 消波ブロックの凹凸配置の安定性

環境共生機能をより高めるための消波ブロック凹凸配置における、消波ブロックの被災度は表-4に示すとおりである。実験結果より、H.W.L.では凸長さを15.2m（ブロックAの2個並びの2倍の長さ）まで長くしても許容

被災度 0.3 以下を満足したが、L.W.L.では安定性が不足した。L.W.L.で消波ブロックの安定性が不足した要因は、消波工凸部端部の法先ブロックの移動であった。凸部の法先端部が隣り合う凸部の法先と重なるように、凸部を配置すると、消波ブロックによる凹凸配置を行っても消波ブロックの安定性を確保できる見込みである。

表-4 港外側消波ブロック凹凸配置の安定実験結果

ブロック規格	ブロック A 100t 型		
	凸長さ(m)	7.6	15.2
潮位	H.W.L.		L.W.L.
被災度 N_0	0.00	0.29	0.57
許容被災度	0.3		
判定	OK	OK	OUT

5. モニタリング計画

下記を目的として、試験施工区間200m(試験区間120m, 比較対象区間80m)のモニタリング計画を立案した。

- ・比較対象区間との比較により、試験区間に適用した環境共生型防波堤の機能の発現状況を検証・評価する。
- ・各要素技術の問題点と課題を抽出して、北側延伸区間の環境共生型防波堤にフィードバックする。

(1) 評価指標および目標

a) 構造物全体

環境共生型防波堤の目的は、サンゴの着生・成長を促進することである。したがって、構造物全体の機能を評価する代表的な指標を「サンゴ面積」とした。

次に、防波堤の既設部でのサンゴ被度の実績を用いて、図-4で示した断面の場合に期待される防波堤単位延長当りのサンゴ面積を求め、計画延長に乗じて目標とした。

b) 要素技術別

要素技術の個別評価については、那覇港にて実績のあるものについては定量的な目標を、実績の無いものについては定性的な目標を設定した。

例えば、ブロックの凹凸加工の場合、導入後7~8年程度でサンゴの被度が60%程度となることを目標とした。実績の無い消波ブロックによる凹凸配置については、生物の多様性の向上などが期待されるため、面的かつ広範囲に調査したサンゴや魚類の種類数を対照区である通常の消波ブロック法面と比較し、対照区よりも生物の種類数が多くなることなどを目標とした。

(2) 調査方法

調査方法については、手法の統一性や調査結果の汎用性を考慮して、基本的に沖縄の港湾におけるサンゴ礁調査の手引き⁴⁾に基づいて設定した。

(3) 調査期間

本検討では、那覇港の防波堤における生物相の遷移が

安定する期間が6~8年間であること⁵⁾を踏まえて「8年間」調査を行うことを提案した。スケジュールとしては、0年目に初期状態を把握し、4年目に中間評価、8年目に最終的な評価を行うこととした。

6. まとめ

本検討の成果は以下のとおりである。

- 1) 防波堤本来の機能にサンゴ着生促進機能を付加した環境共生型防波堤を開発した。試験施工区間に採用する環境共生技術は以下のとおりである。
 - ①通水孔、②港内側嵩上げマウンド、③タイドプール
 - ④ブロック及びケーソン壁の凹凸加工
- 2) 那覇港で使用実績のない大型無筋ブロックが安定となることを、水理模型実験で確認した。また、港内側嵩上げマウンドの被覆ブロックの規格を決定した。
- 3) 消波ブロックによる凹凸配置を行っても消波ブロックの安定性を確保できる結果を得たが、施工性及び経済性の観点から、試験施工区間には採用しない。
- 4) 環境共生機能の要素技術の内容を考慮して、モニタリング計画を策定した。

7. 展望

将来は、試験施工区間で設定した目標の達成状況をモニタリングで検証し、北側延伸区間の事業化に向けた課題と対応策を検討する必要がある。

本取り組みの成果は、近い将来、新設あるいは老朽化に伴って改修されるサンゴ礁海域の港湾等構造物に環境配慮を施す際にも役立つと期待される。

参考文献

- 1) 安藤 亘, 石岡 昇, 岩村俊平, 三宅崇智, 宮地健司: サンゴ増殖礁の開発を目的としたタカセガイ中間育成礁による検証実験, 海洋開発論文集 Vol.24, pp.813-818, 2008.
- 2) 三宅光一, 甲斐広文, 宮里高広, 國吉啓太, 山本秀一, 田村圭一, 岩村俊平: 人工構造物の表面加工によるサンゴ群集着生促進効果の評価, 海岸工学論文集 Vol.53, pp.1106-1110, 2006.
- 3) 国土交通省港湾局 監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p.837, 2007.
- 4) 沖縄総合事務局開発建設部: 沖縄の港湾におけるサンゴ礁調査の手引き, 143p, 2007.
- 5) 国土交通省港湾局 監修: 順応的管理による海辺の自然再生, 294p, 2007.

儀間ダムにおける地質特性と基礎地盤の評価について

沖縄県土木建築部沖縄県ダム事務所 建設班 ○島袋 洋行

1 はじめに

儀間川総合開発事業は、久米島町内において多目的ダム（洪水調節・流水の正常な機能の維持・水道用水の供給）である儀間ダムを建設するものであり、既設の池（儀間池）を改修してダムの設置を行うもので、平成19年度から建設に着手している。ダムは、社会的な重要性の高い構造物であり、また、万一決壊した場合には、社会的・経済的・環境的な影響が極めて大きいことから、その設計には十分な検討が求められる。本論では、ダムにおいては特に重要な位置を占める遮水性に主眼をおいて、儀間ダムにおける基礎処理の考え方について論じ、また実際に基礎掘削を進めてきたうえでの課題点を整理していく。



図-1 儀間ダム位置図

2 儀間ダム建設工事の概要

儀間ダムは、久米島町儀間地先、儀間川水系儀間川に、均一型フィルダムとして高さ24.5m、総貯水容量575,000m³、有効貯水容量545,000m³で洪水調節、流水の正常な機能の維持、水道用水の供給を目的として建設している。既存池からは水道用水を取水していることから、既設堤体の前面に新たな堤体を建設している。



図-2 儀間ダム平面図

平成20年3月に本体工事に着手しており、平成21年12月に取水塔が完成、平成22年8月に洪水吐の施設が完成し、平成22年9月には河川の流路を切り替える転流が実施された。ダム本体の堤体部については、平成23年8月末時点で、基礎掘削を進めながら堤体の盛立てを進めている状況である。前述

したように儀間ダム建設においては、既存の儀間池を供用しながら基礎掘削・築堤を進めなければならないため、貯水池からの水圧を受ける基礎地盤掘削については特に慎重に施工を進めていかななくてはならない。

3 儀間ダム周辺の地形・地質

3.1 久米島の地形

儀間ダムを建設している久米島の地形は、山地、丘陵性台地、台地、石灰岩台地、低地に区分され、儀間ダム建設地は台地に区分される。また久米島には島の中央部を北東～南西方向に横断する久米断層（図-1参照）が連続しており、久米断層を境に北側が宇江城層、儀間ダム建設地を含む南側には阿良岳累層と阿嘉累層が分布している。

表-1 儀間ダム緒元

ダム	型式	均一型フィルダム
	堤高	24.5m
	堤頂長	539.0m
貯水池	堤体積	436,000m ³
	集水面積	1.40km ²
儀間池	堰水面積	0.09km ²
	総貯水容量	575,000m ³
	有効貯水容量	545,000m ³
	洪水調節容量	130,000m ³
	利水容量	415,000m ³

キーワード フィルダム、基礎地盤、堆積軟岩、遮水性

連絡先 〒900-0029 沖縄県那覇市旭町116-37 南部合同庁舎9F E-MAIL:shimahi@pref.okinawa.lg.jp

3. 2 儀間ダム周辺の地質

儀間ダム周辺の地質は、新生代新第三紀中新世の阿良岳累層、鮮新世の真謝層・山城層から成る。阿良岳累層は、安山岩溶岩(AAn)および安山岩質自破碎溶岩(AAB)を主体としている。真謝層は、泥質基質の泥質角礫岩(MBr)と、細粒の円礫を多く含む粗粒の礫質砂岩(MSsg)が主体である。山城層は、中粒砂岩(YSs)を主体として、礫岩(YCg)を含んでいる。

表-2 儀間ダムにおける主な地層一覧

地質時代	地層名	記号	層相および岩相
新第三紀	山城層	砂岩	YSs やや凝灰質な細流砂岩。強風化部は赤色～赤紫色を呈し、粘土化している。
		礫岩	YCg 10～50cm程度の風化した安山岩礫を含み礫率高い。層厚0.5～3mで、比較的左岸平坦部に厚く分布する。
		砂岩	MSs 弱く成層し、ラミナ、クロスラミナ伴う。左岸側に卓越する。連続性に乏しく、MSsgへ漸移する。
	真謝層	礫質砂岩	MSsg 少量の円礫を含有し、基質は淘汰の良い粗粒砂からなる。深部では貝化石を含む。
		泥質角礫岩	MBr 基質は青灰～灰色の泥質を基質として、径数cm～数mの角～亜角礫を含む淘汰の悪い礫岩。崖堆積物～土石流堆積物を起源とすると考えられる。
	阿良岳累層	安山岩質自破碎溶岩	AAb 2～30m程度の同質の安山岩礫を含む。新鮮部は良く固結しており、堅硬である。
		安山岩	AAn 地下深部に分布しているほか、自破碎溶岩中に小規模な岩体として分布する。新鮮部は堅硬。

3. 3 儀間ダム周辺の岩級・岩種

儀間ダムの岩級は、表-3のように岩盤の硬軟や割れ目の間隔・状態、風化状況等を基に、CH級、CM級、CL級、DH級、DLH級、DLL級の6つに区分している。

基礎地盤の岩級は概ね地質区分(岩種)と相関関係にあり、阿良岳累層がCM級、真謝層がCL級、山城層がD級となっている。ただし表面付近では、風化の影響により真謝層でもD級岩盤の部分が存在する。

表-3 儀間ダム岩級区分一覧

岩級区分	硬軟	岩盤状況	岩種
CH	硬 ↑ ↓ 軟	新鮮な安山岩にのみ認められる。割れ目が少なく、長さ30cm以上の柱状コアからなる。	AAb
CM		新鮮な安山岩にのみ認められる。5～10cmの短柱状コアが主体。不規則な割れ目が多く、一部酸化汚染が認められる。	AAb
CL		安山岩は割れ目が発達し、変質が及んでいる。	AAb
		新鮮でよく締まっている堆積岩(礫岩・砂岩・泥岩)。一部硬質な礫状コアも含む。(N値は50以上を示すことが多い)	MBr MSsg
DH		堆積岩中の礫分などは中風化だが、基質は褐色化して砂状コアとなる。砂粒子は粘土化していない。(N値は20≦N<50の場合が多い)	MBr MSsg YCg
DLH		強風化した砂礫状コアが主体。礫は基質と同程度まで軟質化している。全体に粘土化が進み、軟質である。YSsは全体に褐色の風化色を呈す。(N値は10≦N<20の場合が多い)	MBr YCg YSs
	DLL	強風化により極軟質化した砂～粘土状コアからなる。岩片はほとんどなく、あっても指圧でつぶすことが可能。コアは全体に赤紫灰色を呈す。(N値はN<10の場合が多い)	MBr YCg YSs

4 儀間ダムの構造

ダムは堤体材料によって、コンクリートを主体とする「コンクリートダム」と土砂や岩石材料を主体とする「フィルダム」に分類され、フィルダム

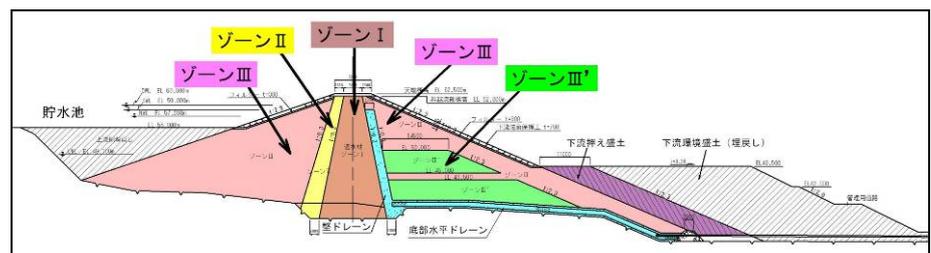


図-3 儀間ダム標準断面図

はさらに土質材料を主体とする「均一型フィルダム」と岩石を用いる「ロックフィルダム」に分類される¹⁾。久米島の地盤特性としてロック材料は深部にしかないため、儀間ダムにおいては、堤体掘削土である堆積軟岩(真謝層・山城層)及び表層部に堆積する風化玄武岩を堤体材料として利用することになり、均一型フィルダムに分類される。儀間ダムにおいては、基礎地盤に要求される強度が小さくてよいことや、堤体材料の調達費用が低く抑えられる等の利点を有するが、ダムサイトの材料の力学的特性を十分に把握し、その特性を考慮した設計が求められる。図-3に儀間ダムの標準断面図を示す。ゾーンIは、遮水を目的とするものであり、ゾーンIII及びIII'は比較的透水性の高いゾーンである。ゾーンIとゾーンIIIの間のゾーンIIは、中間材料の粒度の急激な変化を避け、ゾーンIの浸透破壊を防ぐものである。

5 儀間ダムにおける基礎処理の考え方

5.1 儀間ダム基礎地盤における透水性状

ダム構造物の設計において、遮水性は非常に重要な位置を占める。儀間ダム堤体の遮水性については、ゾーンⅠを遮水材としている。一方で、堤体基礎の遮水性を担保するために、基礎地盤の透水性の詳細な検討を行った。

表-4 地層別透水性状一覧

地質時代	地層名	記号	透水性		評価
			10ルジオンよりも小さい値が占める割合。カッコ内は試験数		
新第三紀	山城層	砂岩	YSs	75% (112)	透水性が低い部分を主体とする。
		礫岩	Ycg	78% (59)	
	真謝層	砂岩	MSs	83% (24)	
		礫質砂岩	MSsg	85% (144)	
		泥質角礫岩	MBr	88% (109)	
中新世	阿良岳累層	安山岩質 自破碎溶岩	AAb	41% (112)	高透水性岩盤
		安山岩	AAa		

(1) 地層別の透水性状

儀間ダム基礎地盤の地層毎の透水性状を表-4に示す。試験結果から、山城層の砂岩(Yss)と礫岩(Ycg)、真謝層の砂岩(Mss)と礫質砂岩(Mssg)、泥質角礫岩(MBr)は、ルジオン値^{*1}が10ルジオン以下の割合がいずれも75~90%程度となっており、全体的に透水性が低い傾向があることが確認できる。ただし、いずれの地層においても10ルジオン以上の高透水部も10%程度以上認められる。

一方で、阿良岳累層の安山岩累層は全体的に高透水部が多いことがわかり、高透水性地盤と考えられる。

(注^{*1} ルジオン値は水頭圧100mで送水した時の単位区間(1m)当たり透水量で、透水係数に換算すると1ルジオン $\equiv 1.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$)

(2) 岩級別の透水性状

儀間ダム基礎岩盤の地層毎の透水性状を表-5に示す。CL級岩盤は10ルジオン以下の割合が92%であり他の岩盤と比べ遮水性に優れていることがわかる。

表-5 岩級別透水性状一覧

岩級	透水性	
	10ルジオンよりも小さい値が占める割合。カッコ内は試験数	
DLL	77% (77)	
D LH	69% (54)	
DH	74% (61)	
CL	92% (53)	

ゾーンⅠ(遮水層)

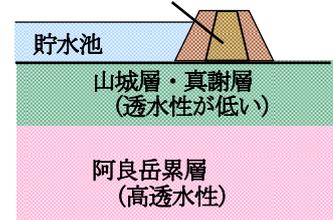


図-4 基礎地盤透水性状のイメージ

(3) 基礎地盤の全体的な透水性状の傾向

図-4に儀間ダムの基礎地盤における、全体的な透水性状傾向のイメージを示す。透水性が低い傾向の山城層・真謝層が高透水性状の阿良岳累層を覆っている、という水理地質構造を有している。このうち、透水性が高い阿良岳累層は、堪水域の地表に分布しないため、貯水池からの水みちとなる可能性はないと考える。堆積軟岩である山城層と真謝層は(1)で述べたように、全体的に儀間ダムの目標ルジオン値10ルジオン以下を示す傾向にある。ただし部分的に10ルジオンを越える試験値も認められる。山城層と真謝層は亀裂が発達していないが、礫質砂岩と泥質角礫岩中の硬質な礫を多く含むため、これが部分的な高透水性の原因の可能性と考える。

(4) 右岸部・中央部・左岸部における透水性状の詳細

高透水部の連続性について、ダム堤体を右岸部・中央部・左岸部に分けて検討を行った(右岸部・中央部・左岸部の分けについては、図-2の平面図を参照)。ボーリング孔におけるルジオン試験(透水試験)の結果、中央部及び左岸部において、基礎岩盤は連続的に10ルジオン以下が分布していた。10ルジオンより大きい値の箇所も一部存在するが、局所的なものであるため水みちになる可能性は低いと考えられる。

一方右岸部において、基礎地盤付近にて10ルジオンよりも大きい値の箇所が多く認められた。そのため上下流における高透水部の連続性を否定できないため、上下流での遮水対策により対応することとした。

(5) 右岸部の遮水対策

上下流方向の高透水部の連続性が否定できない右岸部の遮水対策として、基礎を改良するグラウチング工法が挙げられる。これは、表土・埋戻し・盛土材をグラウチングにより固化し、止水壁を造成するものである。しかし、儀間ダム基礎は割れ目が発達していない粘性地盤であるため、グラウトの効果は見込めない。そのため、他工法として、基礎を改良しない土質ブランケット工法が挙げられる。これは貯水池地山の表面を細粒の土質材料（遮水材）で盛土し、ダム軸より上流で遮水するものである。変形性に対する追従性があり、材質的に安定し、厚みがあり部分的な損害を受けにくいことから、土質ブランケット工法を右岸部の遮水対策として採用した（図-5参照）。

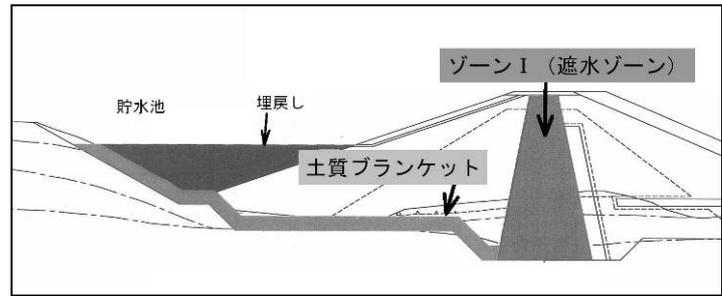


図-5 土質ブランケットのイメージ

5. 2 基礎掘削線の決定方法

フィルダムのダム基礎に求められる特性は、一般的に堤体と同程度以上の強度、変形性及び遮水性を有していることである。そのため、地質構造を総合的に判断し、基礎掘削線を決定した。

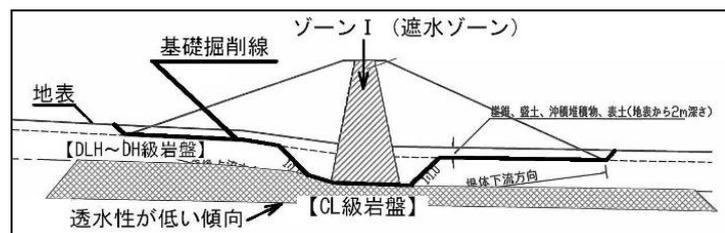


図-6 基礎掘削線のイメージ

(1) ゾーン I の基礎掘削線

ゾーン I 基礎は強度からDH級岩盤以深が考えられる。また透水性を考慮して、10ルジオン以下の割合が92%（表-5参照）と、他の岩盤と比較して遮水性に優れるCL級岩盤の上面をゾーン I の基礎とした。

(2) ゾーン II・IIIの基礎掘削線

ゾーン II ならびにゾーン III の盛立材料と同等程度の強度を有する基礎は、DLH盤以上に相当する。これより、表土、崖錐堆積層、沖積層を除去し、基本的にDLH級岩盤をゾーン II・IIIの基礎とした。

(3) 基礎面における岩級の判断手法

儀間ダムサイトにおける岩級判定は主に、目視観察や触診による風化の程度で区分している。このような区分は、少数の技術者が行う調査・解析時には有効であるが、多数の技術者が広範囲で区分する際には技術者毎にばらつくことが懸念される。そのため、施工時には物性値などで岩級区分できるように、堆積岩類の粒子や性状を勘案して、ピック貫入試験により、岩級区分を把握することとした。

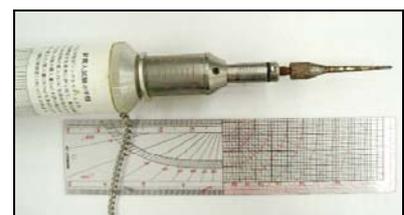


写真-1 ピック貫入試験器

5. 3 儀間ダム基礎処理の考え方のまとめ

儀間ダムにおける基礎処理の考え方について、追加事項も含めてまとめると図-7のとおりとなる。

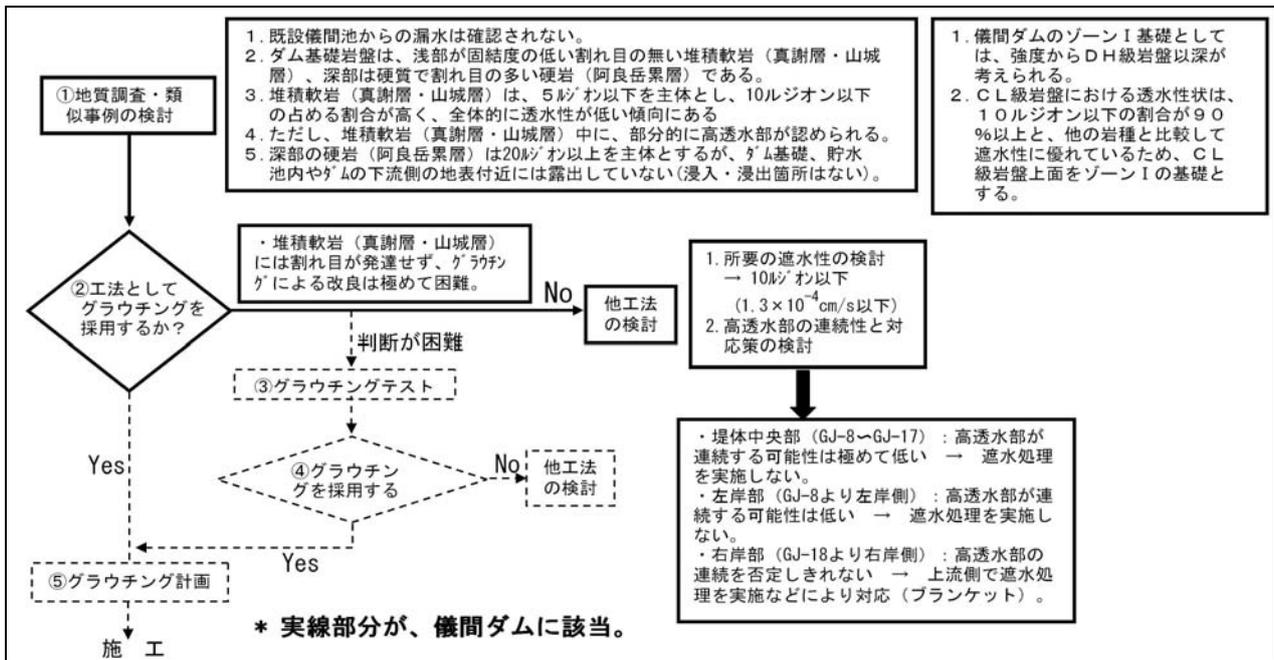


図-7 儀間ダムにおける基礎処理の考え方のフロー

6 基礎掘削を進めていく上で抽出された課題

儀間ダムの基礎掘削を進めていくうえで当初想定されない課題が抽出されたので、以下に列举する。

6.1 堆積軟岩（真謝層・山城層）における岩級判定の課題

ダム建設においては、基礎掘削を終えた範囲について地盤の工学的評価や地質構造の解析を行うため、地盤スケッチを行う。地盤スケッチ資料は、ダム基礎としての適否を示すものであり、また堤体盛立の後はその箇所を目視できなくなることから、非常に重要な資料となる。図-8は、ゾーンI敷周辺の地盤スケッチ（地質図）である。当初は、基礎地盤面においては真謝層（MBr、MSsg、MSs）が露出する見込みであったが、掘削後の確認では山城層（YSs、YCg）も認められた。これは、堆積軟岩である真謝層・山城層の各層が、断層等の影響により、地質層序が複雑なものとなっていることに因る。このような複雑な掘削面を評価する手法として当初想定していた

「針」による試験であるピック貫入試験では、基礎掘削面での岩級判定は困難であることが判明した。そのため代替の手法として、ピック貫入試験と比して「面」としての試験傾向にある、簡易貫入試験による岩級区分の整理を検討している（表-6及び図-9参照）。図-9より儀間ダムの基礎地盤であるCL級岩盤はNd値で概ね20以上であることがわかる。

6.2 基礎掘削面と応力解放

基礎掘削を進めると、掘削面は掘削による応力解放に伴う緩みの影響を避けられないため、透水係数に影響

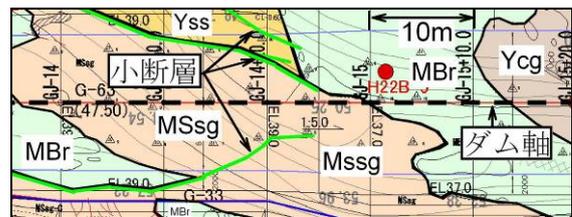


図-8 ゾーンI敷周辺の地盤スケッチ（地質図）

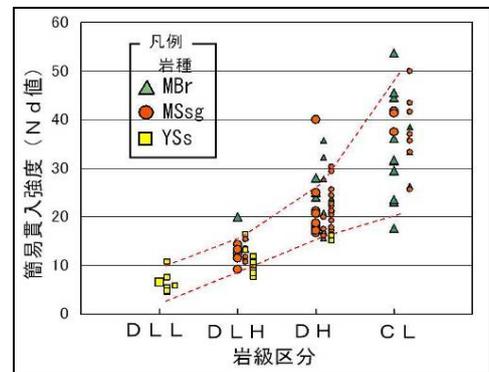


図-9 岩級区分と簡易貫入強度の関係

表-6 ピック貫入と簡易貫入試験の比較

手法	試験値	試験方法	特徴
ピック貫入試験	ピック貫入勾配	試験器を用いて針を岩盤に挿入し、抵抗を測定する。	・簡便性が高い。 ・掘削面では応力解放の影響で抵抗が得られない。
簡易貫入試験	Nd値	簡易貫入試験器を用いて、貫入量を測定する。	・簡便性が高い。 ・掘削面においても測定できる。

響が現れた。図-10 は基礎掘削後と調査時の透水係数（ルジオン値から換算したもの）の比較である。調査時の透水係数と比べて、基礎掘削面での透水係数は高くなる傾向にある。これは掘削による応力解放・緩みによる影響が大きい。

本ダムのように地山を深く掘削する建設工事においては、調査・設計時に掘削に伴う応力解放の影響を考慮する必要があると考える。

6. 3 小地形に関連する基礎掘削面の課題

基礎掘削を進めていくにつれ、G J-9 付近のゾーン I 敷下流側の一部において当初の想定よりも透水性の高い部分が確認された。追加ボーリング等の調査の結果、当該箇所の高透水部の範囲は当初の想定基礎地盤より 9 m 程度深くまで達していることが判明した。追加調査をふまえ、昭和 22 年撮影の航空写真（写真-2 参照）を解析した結果、G J-9 付近のゾーン I 敷下流の一部は古くは短い沢（谷地形）であることが確認された。ダムにおいては局所的な周辺地形・地質の性状の把握にも努め、得られる資料を十分に活用した上で基礎掘削面を決定する必要があると考える。

現在、当該箇所の対策として、旧谷地形を覆う埋積土を除去したうえで、遮水層であるゾーン I 敷を部分的に厚くする対策を進めている。

7 おわりに

本論では儀間ダムにおける基礎処理の考え方及び掘削を進める上での課題について述べたが、まとめると以下のとおりである。

- (1) 儀間ダムにおける基礎処理の考え方は図-7 のとおりである。
- (2) 儀間ダムの基礎地盤面においては、断層等の影響により、地質層所が当初の想定よりも複雑なものとなっていることが判明した。
- (3) 堆積軟岩において基礎地盤を評価する場合には、調査・設計時に掘削に伴う応力解放の影響を考慮する必要がある。
- (4) 基礎掘削線を評価する際、現地の過去の地形図と地質層序を考慮する必要がある。

儀間ダム建設工事は盛立てを進めたのちに、試験堪水へと段階的に移行していく。今後ともダム建設は総合的な判断が求められることを念頭におきながら事業を進めていきたい。



写真-3 儀間ダム進捗状況（ダム下流側から望む）〈平成 23 年 8 月末現在〉

参考文献：1) 多目的ダムの建設—平成 17 年度版— / 編集・発行 財団法人ダム技術センター

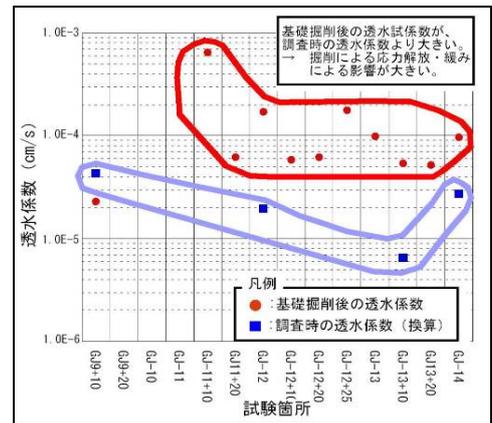


図-10 基礎掘削後と調査時の透水係数の比較



写真-2 昭和 22 年撮影航空写真

鋼管杭 φ 1200 の設計支持力および施工管理手法について ～伊良部大橋主航路部載荷試験の事例～

沖縄県 土木建築部 空港課

(旧：伊良部大橋建設現場事務所) 主任技師 平良義尚

1. はじめに

沖縄本島から南西約 300km に位置する宮古島と伊良部島を結ぶ伊良部大橋は、医療、教育、福祉等の離島苦の解消のため、昭和 49 年に当時の伊良部村が架橋要請を開始し、平成 12 年度には一般県道平良下地島空港線として県道認定、平成 17 年度に事業を着手した。

総事業延長は 6,500m で、そのうち伊良部大橋は 3,540m になり、完成すると無料道路としては国内最長の橋になる。

伊良部大橋下部工の基礎形式は鋼管杭の単独杭と井筒形式で φ 1,000 を採用している。地質については後述するが、伊良部大橋で支持層とする島尻層は施工実績の蓄積がほとんどなく、支持力特性が不明確であった。そのため一般部施工に合わせて平成 18 年度から平成 20 年度にかけて載荷試験を実施し、基礎工検討委員会を行い、委員の提言を受けながら、下記の通り鉛直支持力式を作成し、設計・施工の方針を確立させ現場に着手した。

【一般部泥岩層の杭先端支持力式 φ 1000】

$$Q_d = 8 S_u \text{ (根入れ比 } 2D \text{)}$$

qd : 支持層天端における杭先端支持力度 (kN/m²)

Su : 支持層の非排水せん断強度 (kN/m²)

その後、平成 19 年に道路橋耐風設計便覧が改定されたことに伴い、

風洞実験を実施したところ、主航路部橋種を変更する必要が生じた。この上部工橋種変更に伴い、P33、P34 の基礎形式は鋼管井筒の円形から矩形に、使用する鋼管径を φ 1,000 から φ 1,200 へ変更を行った。

杭径を φ 1,200 に設計変更する際、前述の φ 1,000 の支持力算定式を準用したが、以下の点が課題となった。

- ① φ 1,200 の杭における支持力特性の把握。
- ② 支持層傾斜に伴う島尻層泥岩への 4D 根入れの可否。(設計支持力は 2D 根入れ相当の値を使用)
- ③ φ 1,200 の杭における打ち止め管理手法。

このことから載荷試験を実施し、主航路部基礎工に係る基礎工検討委員会ワーキンググループを設置し、委員の提言を受けて課題を整理したので、その内容を報告する。

2. 伊良部大橋の地質概要

2. 1 概要

宮古島の地質は第三期鮮新世から第四期更新世の泥岩、シルト岩、砂岩で構成される島尻層群と、これを不整合に覆う更新世琉球層群石灰岩からなっている。島尻層群は沖縄県に広く分布する海成堆積物層であり、沖縄本島中南部に広く分布する島尻層群と同年代のものである。



図 1-1 伊良部大橋主航路部完成イメージ

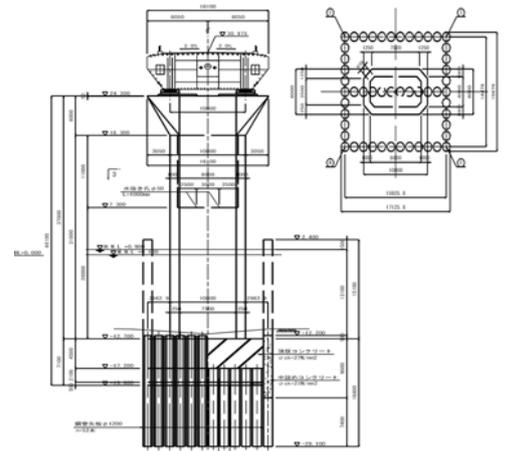


図 1-2 P33 下部工詳細図

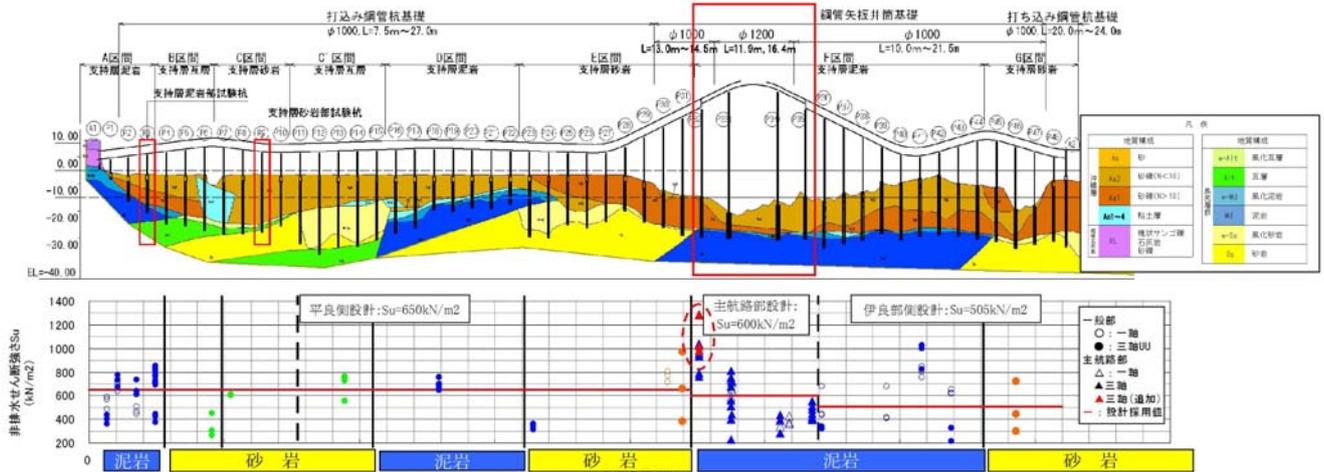


図 2-1 伊良部大橋地質縦断面図

図 2-1 に伊良部大橋全体の地質縦断面図を示す。

主航路部は、海底面から層厚 10m 程度の砂礫の下に島尻層泥岩が出現する。杭基礎の支持層となる泥岩層は、その泥岩層と砂層の間に 0 から 4m 程度の風化泥岩層 (N 値 < 50) が存在している。P34 橋脚地層断面図を主航路部の代表として図 2-2 に示す。

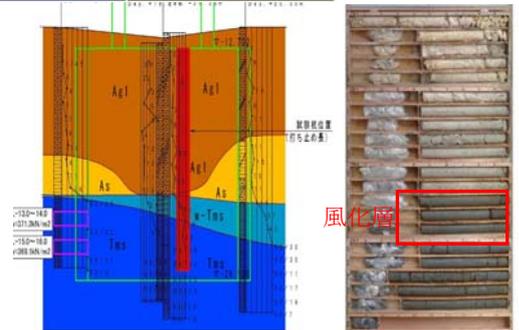


図 2-2 P34 橋脚地質

2. 2 主航路部地質の物理力学特性

打ち込み鋼管杭の支持力評価は非排水せん断強度 S_u により行われるが、主航路部のその値はばらつきが大きく評価は非常に困難だった。

その原因として、以下の点が考えられた。

- ① 試料が地中から空気中に出た場合の応力解放による、潜在的なクラックの開口。
- ② 水上足場サンプリング時の供試体の乱れ。

そのため載荷試験の精度を高めるために、委員から P32 の試験杭直近で現位置孔内試験を行う提案もあったが、設置済みの仮橋上で安定した状態でサンプリングし、三軸圧縮試験を行った。過年度の試験結果も含めて整理したところ、図 2-3 のとおり、水深が深い位置での試料ほど、乱れの影響を大きく受けている可能性が確認された。その要因は、不安定な水上足場でのサンプリング作業及び供試体の保管状況にあるものと判断した。よって、支持力推定式作成のため、主航路部の島尻層泥岩の非排水せん断強度の見直しを行い、表 2-1 に示すとおり S_u 値を設定した。

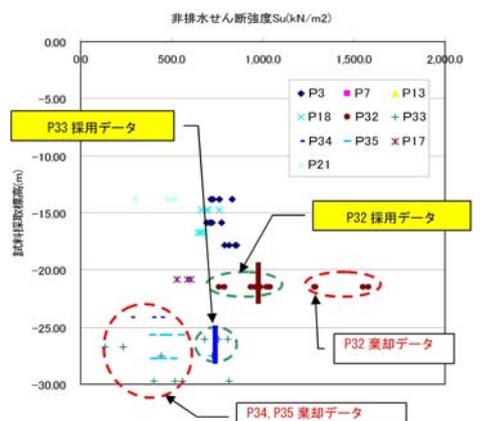


図 2-3 非排水せん断強度の深度分布

表 2-1 非排水せん断強度 S_u の設定値

	P32	P33	P34	P35
試験値単純平均	1,099	565	371	458
今回設定値	935	738	600	600
設定理由	・データ数 12 ・拘束圧 $\geq 400\text{kN/m}^2$ のデータ 4 つを棄却	・データ数 12 ・乱れの影響の可能性のあるデータ 7 つを棄却	・データ数 3 ・全データに乱れの可能性があるので、すべて棄却 ・含水比 20% 代の他基礎の試験値の下限値を採用。	・データ数 8 ・全データに乱れの可能性があるので、すべて棄却 ・含水比 20% 代の他基礎の試験値の下限値を採用。

単位: kN/m^2

3. 載荷試験実施計画

3. 1 載荷試験実施箇所

載荷試験実施箇所を図 3-1 に示す。

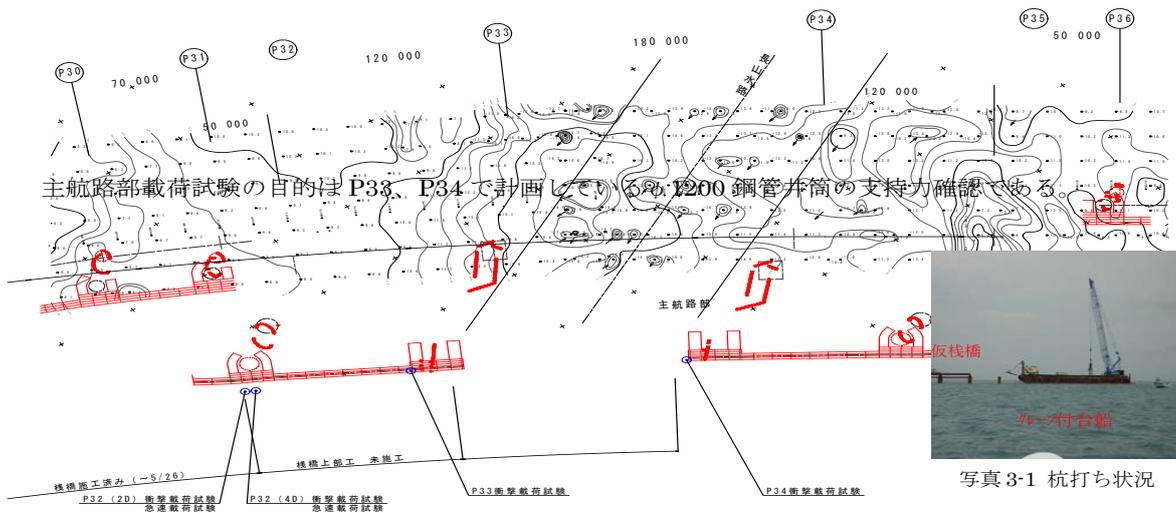


図 3-1 試験位置図

載荷試験はジャストポイントで行うことが望ましいが、一部仮橋が施工中に必要な仮橋全ての完成を待つことが困難であった。よって、施工済みの P32 仮橋上で衝撃載荷試験、急速載荷試験を行い、仮橋の届いていない P33、P34 は海上から台船付きクローラクレーンを利用して衝撃載荷試験を行うこととした。(写真 3-1)

その後、P32 の試験結果により推定式を作り、P33、P34 の衝撃載荷試験から得られる抵抗値や貫入量の相関性から目標とする支持力を設定することにした。

4. 計測結果

4. 1 降伏荷重及び極限荷重

試験箇所及び地層を図 4-1 に示す。

2.4D 杭の載荷試験は、杭頭（第 1 断面）～杭先端（第 4 断面）の荷重変位曲線は非線形の関係を示しており、概ね極限までの荷重が出来たものと考えた。結果、図 4-2 に示す変位曲線より第 1 限界抵抗力 P_{oy} （降伏支持力）を決定した。

4.4D 杭の載荷試験は、杭頭（第 1 断面）～杭先端（第 6 断面）の荷重変位曲線は非線形の関係を示していないことから、極限までの荷重が出来てないと考えた。一般に杭径の 2% 程度の変位が降伏とされており、最大荷重時はこれに近似するため、最大荷重時を第 1 限界抵抗力 P_{oy} と考えた。

第 2 限界抵抗力 P_{ou} については杭頭におけるワイブル外挿値と、2.4D 杭の P_{oy} と P_{ou} の比率 (1.6) を 4.4D 杭の P_{oy} に乗ずる方法の 2 通りについて試算した。試算の結果、ワイブル外挿値が小さな値を与えるが、降伏に達しないワイブルによる推定値の精度の問題、一般的な比率は 1.5 倍程度だと委員の提言もあり、降伏荷重の 1.6 倍を極限荷重とした。各杭の各支持力値を表 4-1、表 4-2 に示す。

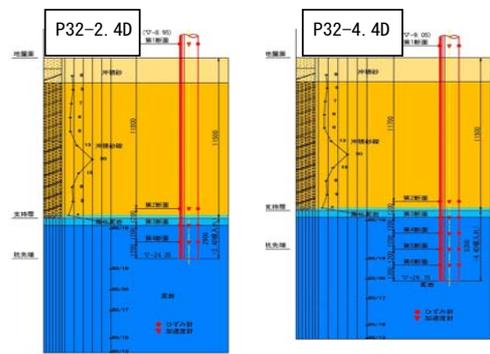


図 4-1 1 試験箇所之地

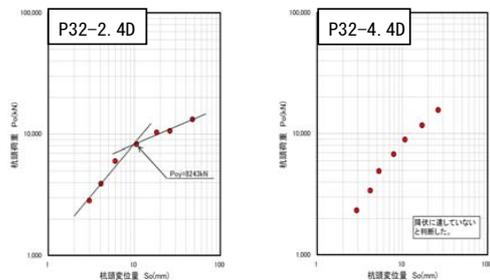


図 4-2 1 断面—地盤抵抗力 変位曲線

表 4-1 載荷荷重結果 (P32 2.4D) 杭

杭頭荷重	載荷最大荷重 Pomax	荷重(kN)	備考	
第1断面荷重	第1限界抵抗力 Poy(降伏支持力)	8,243	LogPo~LogSoより推定	
	第2限界抵抗力 Pou(極限支持力)	重錘落下高 最大時	13,190	第1断面沈下量 $\sigma_{oy}=47.5\text{mm}$
		沈下量 120mm時	13,255	ワイブル(m=1)による外挿値

※Pou/Poy=13,190/8,243=1.6 (4.4D 杭の Pou 推定に使用)

表 4-2 載荷荷重結果 (P32 4.4D) 杭

杭頭荷重	載荷最大荷重 Pomax	荷重(kN)	備考	
第1断面荷重	第1限界抵抗力 Poy(降伏支持力)	15,639	第1断面沈下量 $\sigma_{oy}=26.3\text{mm}$ 最大荷重時を降伏時と仮定	
	第2限界抵抗力 Pou(極限支持力)	重錘落下高 最大時	25,022	Poy × 1.6として推定
		沈下量 120mm時	22,738	ワイブル(m=1)による外挿値

5. 載荷試験のまとめ

前述した載荷試験結果に基づき、以下の支持力評価及び施工管理法の作成を行った。

- ① 島尻指針と支持層の非排水せん断強度に基づく、P32 基礎位置での支持力推定式の作成。
- ② P32 基礎での衝撃載荷試験結果と急速載荷試験結果との対比による P33、P34 基礎の支持力評価。
- ③ $\phi 1,200$ の杭における打ち止め管理手法。

5. 1 支持力推定式の作成

極限支持力が得られていない試験 (鏡原および P32(4.4D)) については、極限支持力値のワイブル外挿と支持層上面までの摩擦力を控除し、整理した結果を表 5-1 および図 5-1 に示す。

表 5-1 試験結果の整理(実測値のみ)

		島尻泥岩指針(沖縄本島)				伊良部 泥岩			
		山川	西原	鏡原		P3	P32(2.4D)	P32(4.4D)	
Rp	kN	1,780	3,400	4,800	5,490	5,057	12,511	12,567	21,950
		極限值	極限值	最大荷重	ワイブル推定値	極限值	極限值	最大荷重	推定値
qd	kN/m ²	3,541	6,764	9,549	10,922	6,439	11,062	11,112	19,408
Su	kN/m ²	425	675	690	690	741	935	935	935
qd/Su	-	8.33	10.02	13.84	15.83	8.69	11.83	11.88	20.76
根入れ比d	-	1.5	1.5	3.75	3.75	2.1	2.42	4.42	4.42
qd/Su/d	-	5.55	6.68	3.69	4.22	4.14	4.89	2.69	4.70

図 5-1 より、これまで実施された載荷試験がおおむね同様な直線状に並んでいる傾向が確認される。なお、載荷試験結果を近似すると、 $qd/Su=4.7 \times d$ となる。

しかしながら、杭先端の閉塞現象を考えると、杭先端が完全閉塞するまでと、閉塞した後とは、根入れ比に対する支持力の増大程度は異なるものと考えられる。これは、図 5-3 に示すように杭先端の完全閉塞後には、支持層への根入れの増大によって支持層内の摩擦が増えるに過ぎないと考えられるためである。上記を確認するためには、さらなる載荷試験データの蓄積が必要だと考える。

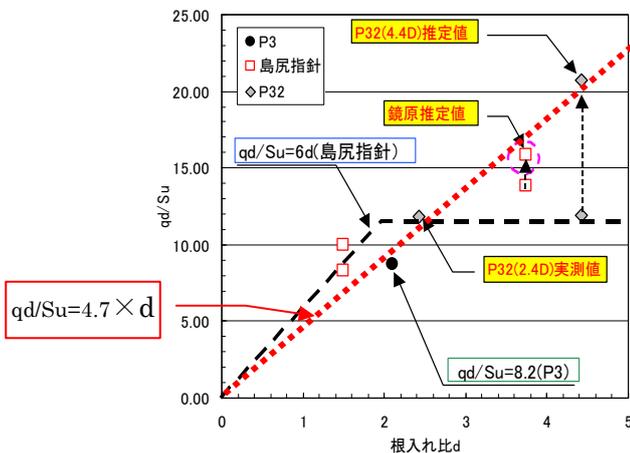


図 5-1 試験結果 (qd/Su ~ 根入れ比 d)

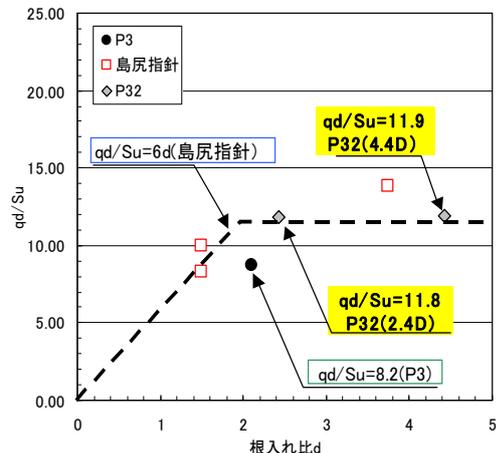


図 5-2 試験結果 (qd/Su ~ 根入れ比 d)

よって安全側の配慮から、P32(4.4D)の結果として試験最大荷重を極限支持力相当と考慮して、先端支持力を整理した結果を図 5-2 に示す。

図表より、P32 の載荷試験結果から得られた支持力係数 q_d/S_u (=極限支持力度/非排水せん断強度) は、根入れ比によらず 12 程度となっている。この値は、島尻指針における根入れ比 2 以上の値と符合している。

これより、P32(4.4D)の結果として降伏支持力相当値を極限支持力相当値として取り扱う意味で相当に安全側の評価となっているものの、主航路部基礎については、根入れ比 2.4D 以上

を前提として、支持力係数 $q_d/S_u = 12$ が確保できるものと判断した。

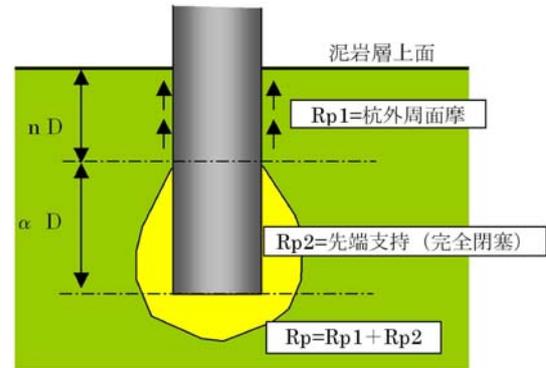


図 5-3 先端閉塞イメージ図

【主航路部 P33,P34 泥岩層の杭先端支持力式】
 $Q_d = 12S_u$ (ただし、 $d \geq 2.4D$ 根入れ比 2.4D 以上に適用する)
 q_d : 支持層天端における杭先端支持力度 (kN/m²)
 S_u : 支持層の非排水せん断強度 (kN/m²)
 ※2.4D および 4.4D で実測値された最大荷重から設定

5. 2 P32 衝撃載荷試験と急速載荷試験の回復率からの支持力評価

P32 の試験杭の打設直後における静的支持力と急速載荷試験によって確認した回復後の静的支持力と比較することで回復率を算定し、P33, P34 の衝撃載荷試験結果に乗じることで、P33, P34 の養生後の静的支持力の推定を行い、現設計との値を比較することで支持力の安全性を確認した。照査結果を表 8-2 に示す。結果的に、二つの手法で評価した支持力は、現設計で期待している支持力を上回ることを確認することができた。すなわち、本載荷試験およびその結果に基づく支持力評価の結果、主航路部基礎は、支持力に対して安全であると考えた。しかしながら、本載荷試験の結果、主航路部基礎の荷重変位特性は、バイリニア型のきわめて急激なも

のである可能性があることがわかった。このため、設計としては十分な安全余裕をもった基礎とすることが望ましく、その意味において設計での想定 5 割程度の余裕が確認されたことは非常に望ましいことであると考えている。

表 5-2 支持力評価のまとめ

		P33			P34		
		参考	現設計		参考	現設計	
風化泥岩層上面からの根入れ長(m)		2.4	5.7	6.1	2.4	4.6	6.1
杭径根入れ比		2.0	2.4	4.75	2.0	2.4	3.83
杭先端支持力	①せん断強度からの推定	—	10,016kN	10,016kN	—	8,143kN	8,143kN
	①衝撃載荷試験結果からの推定	10,317kN	—	—	9,016kN	—	—
②設計で期待している杭先端支持力		5,428kN			5,428kN		
判定 (①/②)		OK	OK	OK	OK	OK	OK
		1.90	1.67	2.04	1.66	1.36	1.54

6. 施工管理について

鋼管井筒基礎の施工管理は継手部の摩擦や隣接杭の鉛直精度の影響で打ち止め管理が困難になる。よって、今回の載荷試験によって施工時の杭の挙動である入力ハンマエネルギーやリバウンド・貫入量を確認し、一般部泥岩支持層部の杭打設結果等を踏まえて、施工管理基準をまとめた。

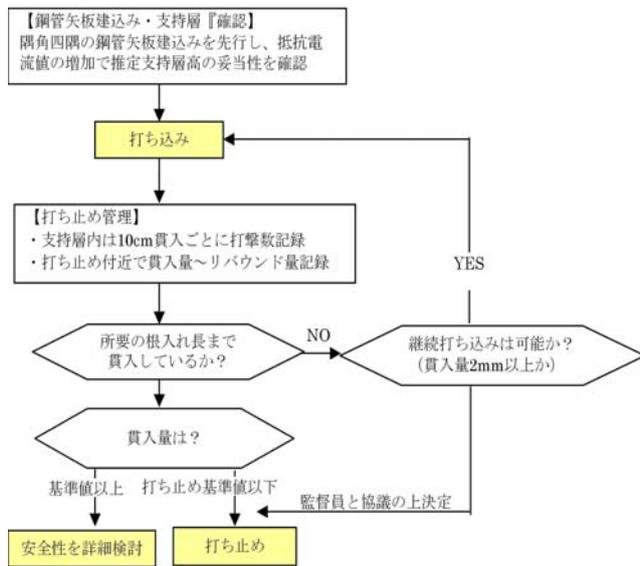


図 6-1 施工管理フロー

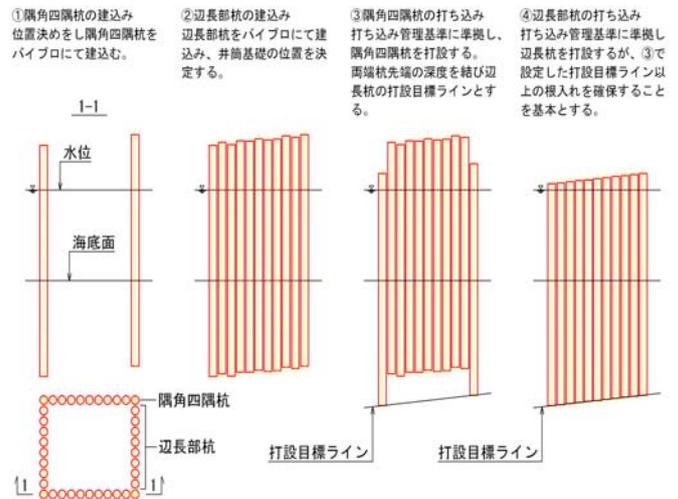


図 6-2 杭打込み施工手順

7. おわりに

今回の載荷試験により、島尻泥岩風化層を支持層に取り込み、主航路部基礎の支持力評価を行うことが出来た。また、杭の打込み試験結果より、継ぎ手部の摩擦等により困難だった井筒基礎杭の打ち止め管理や施工手順等の施工管理方法も確立することが出来た。しかし前述したように、P33、P34については、仮栈橋工事の工程の都合により、鋼管杭打設位置直近で急速載荷試験等を実施していないこと、仮栈橋を利用した陸上からの土質調査（現位置孔内試験、三軸圧縮試験）による非排水せん断強度（ S_u ）を確認していないことなどが支持力評価の信頼性に多少の不安が残る。

今後、以下の項目が課題として挙げられるが、基礎工検討委員会時にお世話になった先生方のご指導ご助言を受けつつ、解決に向けて取り組む必要がある。

- ① 土質定数（ S_u ）等の信頼性の確保、調査技術の確立
- ② 島尻泥岩風化層の再評価（定義も含む）
- ③ 島尻泥岩層の支持力式の確立
- ④ 想定外の高止り対策（中間層、サンゴ礫層等の影響）

昨今、宮古圏域がマスコミで話題になり地元生活者や観光客などにぎわいを見せている。伊良部大橋が開通し、様々な人にいつまでも親しまれ、記憶に残る架け橋となる様、100年の耐久性を目的に事業を進めていく必要がある。

チービシ砂の水分特性曲線について

琉球大学 非会員 ○榊田 一希
 琉球大学 非会員 上地 勝平
 琉球大学 正会員 原 久夫

1. はじめに

近年、豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。また、東日本大震災により液状化現象がいたるところで発生した。これらの多くは、飽和した地盤で発生することが多い。不飽和土は一般的に飽和土に比べて圧縮しにくくせん断抵抗も大きいいため、不飽和地盤での斜面崩壊等が発生することは少ない。しかし、自然界に存在するのは飽和地盤に比べ不飽和地盤の割合はるかに多く、豪雨などにより地下水位が上昇した際の浸透問題や強度低下といった問題が重要になってくる。そこで今回は、沖縄県でよく地盤材料としてよく使用されているチービシ砂の特性について、不飽和地盤を考える際に重要となっているサクションと含水比あるいはサクションと飽和度の関係を表した水分特性曲線を保水性試験(水頭法)により求め、豊浦砂と比較し検討した。

表 1 試料の物理特性

分類名	チービシ砂	豊浦砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.776	2.633
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.056	1.328
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.284	1.621
曲率係数 U_c	0.92	1.07
均等係数 U_e	1.048	1.48
透水係数 k (cm/s)	1.85×10^{-2}	2.5×10^{-2}
シルト分 (%)	2	0.24
細砂分 (%)	7	90.34
中砂分 (%)	64	9.42
粗粒分 (%)	27	0

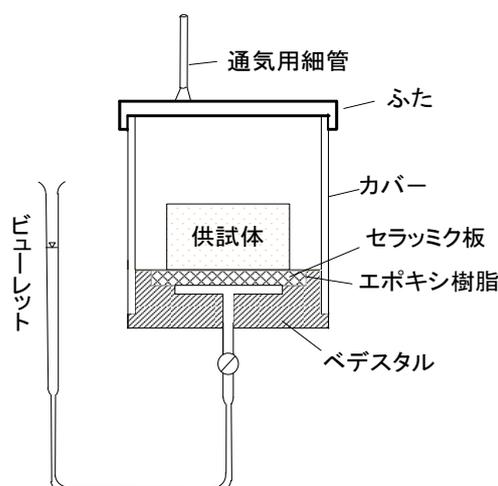


図 1 装置の概念図

2. 実験方法

本実験で用いた試料は、豊浦砂ならびに沖縄県の海砂であるチービシ砂を用いた。本実験において、豊浦砂は 0.425mm でふるいにかける、チービシ砂は 2mm のふるいにかける粒径を調整した。豊浦砂およびチービシ砂の物理特性は表 1 に示す。供試体は、内径 5cm、高さ 7cm の塩化ビニル管 (VP50) に、上記の試料を自由落下させ作成した。豊浦砂およびチービシ砂を用いた供試体を各 3 本ずつ、計 6 本の供試体を用意し、

実験を行った。図 1 には、実験装置の概念図を示し、図 2 には、本実験で用いた装置および供試体作成の様子を示す。実験方法は JGS の規格に従って行い、含水比については最終ポテンシャル段階終了後に測定を行った。

3. 結果

図3には、豊浦砂における飽和度とポテンシャルの関係を示し、図4には、チービシ砂における飽和度とポテンシャルの関係を示す。図3において、排水過程と吸水過程に違いが見られる。これはヒステリシスの影響であると考えられる。一般的に、飽和状態の砂にサクシオンを作用させると、作用開始直後においてはほとんど飽和度は変化しないが、ある値を超えると急激に飽和度が低下し、不飽和化が進む。そして、不飽和化が進行すると、ある値に収束する。この時、土粒子の表面には、間隙水が吸着しており、土中の間隙は複雑な構造をしているため、排水過程と吸水過程は異なるとされている¹⁾。上記の傾向が豊浦砂では見られる。一方、図4に示すチービシ砂における飽和度とポテンシャルの関係においては、サクシオン作用直後における飽和度の変化が豊浦砂にたいして大きい結果となった。また、ヒステリシスの影響が豊浦砂に対して、少ない結果を呈した。これは、チービシ砂の間隙が豊浦砂の間隙に対して多く、そのため粒子表面の吸着水の影響が少ないためであると考えられる。

4. まとめ

本実験では、豊浦砂とチービシ砂の水分特性についての比較を行った。その結果、チービシ砂は豊浦砂よりヒステリシスの影響が少ない結果を呈した。これは、チービシ砂の間隙が豊浦砂の間隙に対して大きいためであると考えられる。

参考文献

- 1) 河合克之, 軽部大蔵, 芦田渉, 嘉戸善胤 : 間隙比の影響を考慮した水分特性曲線モデル, 土木学会論文集, No. 666/III-53, 291-302, 2000.12



(a) 実験装置 (b) 供試体作成
図2 実験の様子

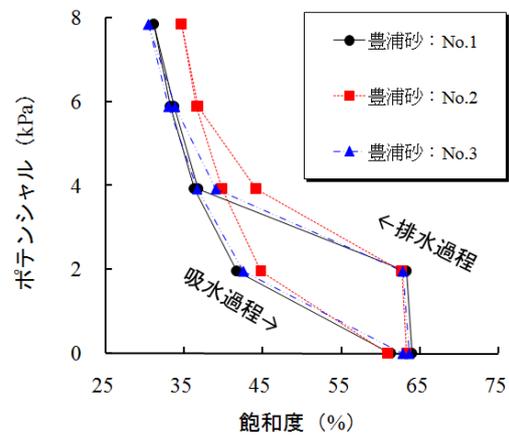


図3 豊浦砂における水分特性曲線

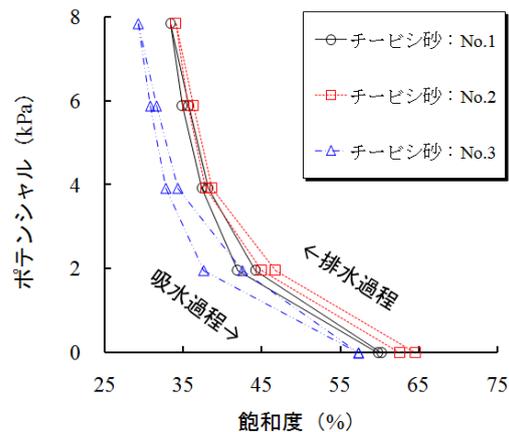


図4 チービシ砂における水分特性曲線

段階載荷圧密試験の試験時間短縮における実験的研究

琉球大学大学院 学会員 ○酒井 康司
琉球大学 正会員 原 久夫

1 はじめに

圧密試験には、段階載荷圧密試験（以下、標準圧密試験とする）と定ひずみ速度載荷圧密試験があるが、一般的には前者が行われている。標準圧密試験は、圧密圧力： p を 8 段階で載荷し、1つの段階で 24 時間圧密した後、次の段階に移るので試験を終了するまでに 8 日間要する。しかし、試験時間を短縮しても標準圧密試験と同等の結果が得られるなら、8 日間もかけて試験を行う必要はないと考えられる。圧密時間は層厚の 2 乗に比例する (H^2 則)。したがって、理論的には層厚の薄い供試体に対して圧密試験を行えば短時間で圧密現象を終了することができるので、試験時間の短縮を行うことが可能であると考えられる。

そこで本研究の目的は、時間短縮による圧密試験から得られた圧密特性値と標準圧密試験から得られた圧密特性値とを比較し、時間短縮による圧密試験の適用性について考察することである。

2. 試験概要

既往の研究例によれば、層厚一定条件下で載荷時間を減らした場合、2 次圧密量が小さくなるため、載荷時間の短いものほど 24 時間載荷に比べ体積比： f が大きい値となる¹⁾。そこで層厚を減らし、 H^2 則に対応して載荷時間を短縮した圧密試験を行えば、得られる体積比-圧密圧力(f - $\log p$)関係への 2 次圧密量の影響が相殺されると考え、単に載荷時間を減らすのではなく、 H^2 則を利用し供試体高さを小さくして、時間短縮を行った。また、供試体高さや直径を小さくした場合、試料成形時の乱れや周面摩擦の影響が変わり試験上の問題が生じるので、高さだけを変えることで、これらの影響をできるだけ抑えたと考える。

2.2 実験方法

本試験で用いた試料は予圧密圧力 54kN/m^2 で再圧密した島尻粘土²⁾であり、層厚は標準圧密試験の層厚である 2cm (供試体名 No.1~No.3)、層厚が標準圧密試験と異なる $\sqrt{2}$ cm (供試体名 No.4~No.6)、1cm (供試体名 No.7~No.9) の試料を各 3 本ずつ計 9 本準備し、それぞれ試験を行った。以下では、層厚が $\sqrt{2}$ cm、1cm の供試体を用いて行った各試験を 2 倍速試験、4 倍速試験とする。試験方法は JIS の規格に従い行ったが、時間短縮による圧密試験の場合、時間短縮のため供試体高さや載荷時間を変更して行った。載荷時間に関しては、標準圧密試験の場合、荷重を載荷してから 24 時間後に次の荷重を載荷するのに対して、2 倍速試験、4 倍速試験の場合では H^2 則より 12 時間後、6 時間後と、それぞれ次の荷重を載荷するまでの時間が異なっている。また、上記の 9 本の供試体とは別に層厚 1cm の供試体を 3 本用意し (供試体名 No.10~No.12)、1 時間おきに荷重を載荷させ 8 時間で試験を終了する実験も行った。以下では、24 倍速試験とする。

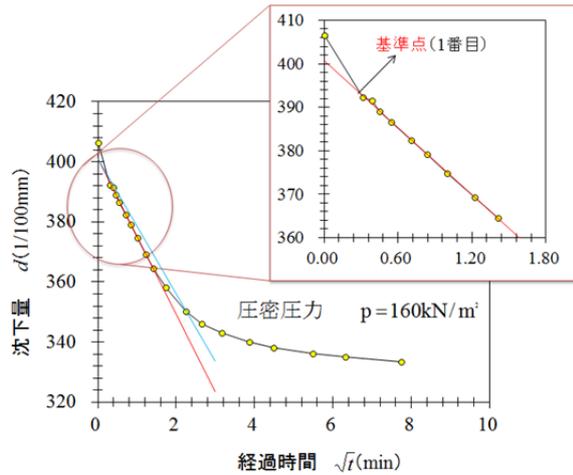


図1 最小二乗法を用いた整理法

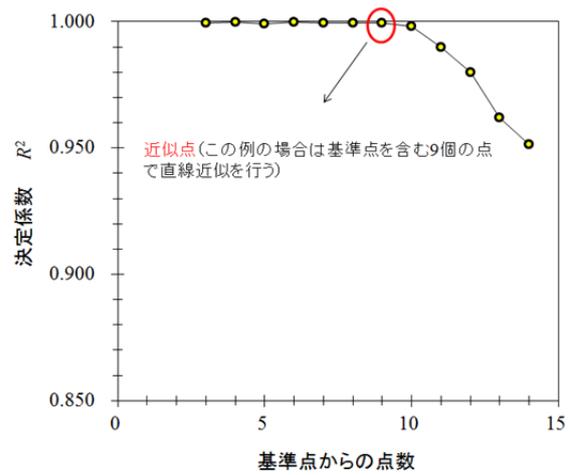


図2 点数と決定係数の関係図

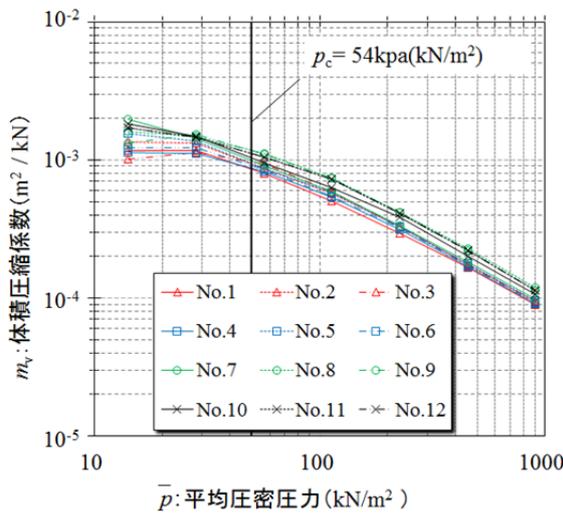


図3 体積圧縮係数の比較

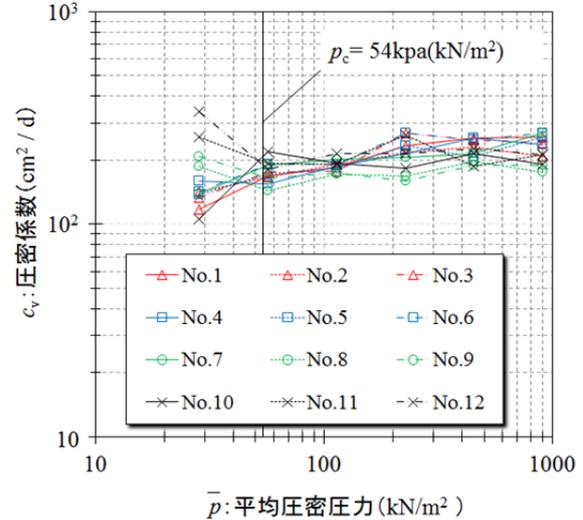


図4 圧密係数の比較

2.3 圧密係数の算出方法

層厚の薄い供試体は一次圧密に要する時間が短く、 \sqrt{t} 法での初期直線部の判定が困難となり、圧密係数を算出する場合の測定者による人為的な誤差が生じる。そこで、図1に示すように原点補正を考慮し基準点を設け、最小二乗法を用いて初期直線部を近似し、基準点からの点の数と相関に注目した。図2に基準点からの点の数と決定係数の関係を示す。図2に示すように決定係数が1で、かつ多くの点を含み直線近似を行うことで、直線部から外れた計測データに \sqrt{t} 法を適用することが無くなり、さらに人為的な誤差も少なくなると考える。

3. 結果

図3に各試験で得られた平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係を、図4には各試験で得られた平均圧密圧力と圧密係数の関係を示す。図3,4において過圧密領域では、体積圧縮係数、圧密係数それぞれバラつきが見られるが、正規圧密領域では近い値が得られていると

思われる。また図3において、No.8, No.9 (4倍速試験), No.11, No.12 (24倍速試験)が正規圧密領域において体積圧縮係数が他の試験よりも大きい値となっている。これは初期含水比が他の供試体より少し高く、圧縮性を表す $f\text{-log}p$ 関係が初期含水比に依存しているためであると考えられる。

図5に標準圧密試験に対する载荷速度の倍率（以下、 m_i とする）と圧縮指数の関係を示している。 m_i は標準圧密試験の载荷時間（24時間）を各試験における1段階の载荷時間で除したものである。図6には m_i と圧密降伏応力の関係を示している。図5において、試験時間を短縮した場合、圧縮指数は増加傾向にある。これは、本来 H^2 則に従い時間短縮した場合、各試験における各段階でのひずみ量は等価になるはずだが、今回の場合時間短縮するにつれてひずみ量が多くなったことが原因であると考えられる。図6に示すように圧密降伏応力については減少傾向にある。

図7に m_i と体積圧縮係数の関係を、図8には m_i と圧密係数の関係を示している。図7, 8では各平均圧密圧力時で比較を行っている。図7において、試験時間を短縮した場合、体積圧縮係数は増加傾向にある。また、図8において、圧密係数に関しては、明瞭な関係は得られず、一定の値が得られたと思われる。

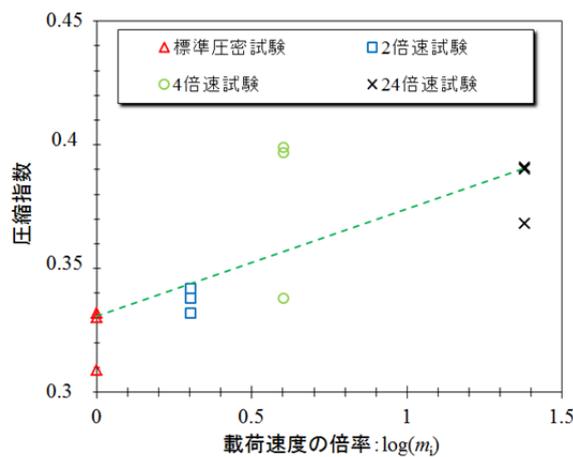


図5 圧縮指数の比較

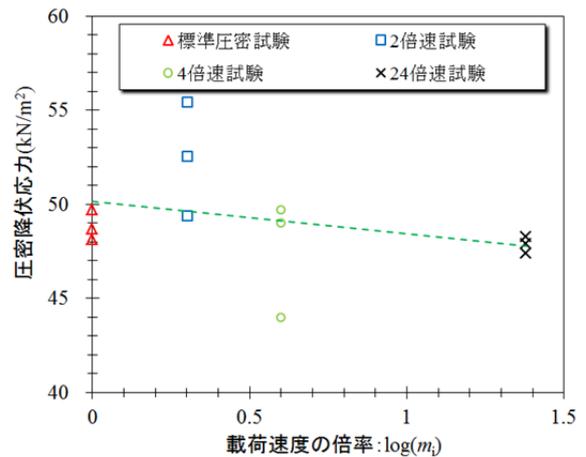


図6 圧密降伏応力の比較

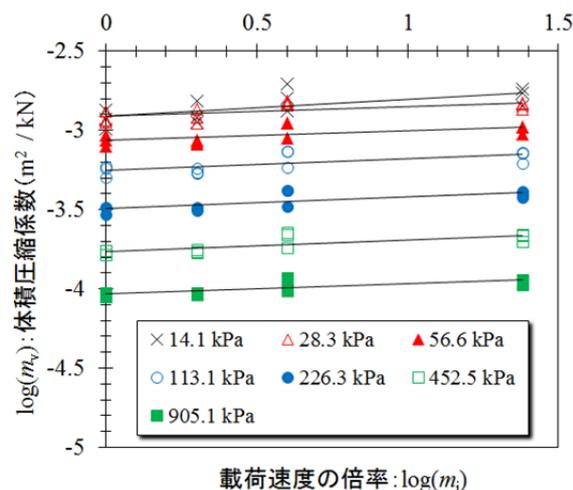


図7 体積圧縮係数の比較

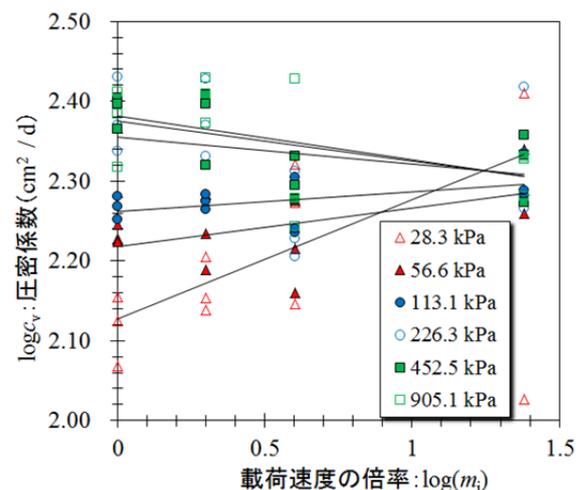


図8 圧密係数の比較

表 1 標準圧密試験に対する変化率

平均圧密圧力 (kpa)	$\log m_v$ (kN/m ²)				標準圧密試験に対する変化率(%)			
	標準圧密試験	2倍速試験	4倍速試験	24倍速試験	標準圧密試験	2倍速試験	4倍速試験	24倍速試験
14.1	-2.91	-2.88	-2.85	-2.76	0.0	1.1	2.2	5.0
28.3	-2.91	-2.89	-2.87	-2.83	0.0	0.6	1.2	2.9
56.6	-3.06	-3.04	-3.03	-2.98	0.0	0.6	1.2	2.6
113.1	-3.25	-3.23	-3.21	-3.15	0.0	0.7	1.4	3.2
226.3	-3.50	-3.47	-3.45	-3.39	0.0	0.6	1.3	3.0
452.5	-3.76	-3.74	-3.72	-3.66	0.0	0.6	1.2	2.7
905.1	-4.03	-4.01	-3.99	-3.94	0.0	0.5	1.0	2.2

平均圧密圧力 (kpa)	$\log c_v$ (cm ² /d)				標準圧密試験に対する変化率(%)			
	標準圧密試験	2倍速試験	4倍速試験	24倍速試験	標準圧密試験	2倍速試験	4倍速試験	24倍速試験
28.3	2.17	2.21	2.26	2.37	0.0	2.1	4.1	9.5
56.6	2.23	2.24	2.25	2.29	0.0	0.6	1.3	3.0
113.1	2.27	2.27	2.28	2.30	0.0	0.3	0.7	1.5
226.3	2.33	2.32	2.31	2.29	0.0	0.4	0.9	2.0
452.5	2.37	2.36	2.34	2.30	0.0	0.6	1.3	3.0
905.1	2.34	2.32	2.30	2.26	0.0	0.7	1.4	3.2

表 1 には、図 7, 8 に見られる各平均圧密圧力時における近似直線上の、 $\log m_v$ 値、 $\log c_v$ 値を示し、また各試験における標準圧密試験からの変化率も示している。図 7, 8 より体積圧縮係数、圧密係数について傾向が見られたが、24 倍速試験の初期の段階を除いて変化率は 5%以内と非常に近い値を算出することができたと言える。

4. まとめ

時間短縮による圧密試験の適用性について考察するため、時間短縮した圧密試験を行い、標準圧密試験の結果と比較を行った。その結果、果層厚を変えても標準圧密試験の結果と近い値が得られ、特に供試体の層厚を $\sqrt{2}$ cm にし、12 時間おきに荷重を載荷する 2 倍速試験では、非常に近い値が得られた。今後の課題としては、現場の土（乱さない土）においても同等の結果が得られるかどうか検討することがあげられる。

参考文献

- 1) 大島昭彦, 高田直俊, 合田泰三: 粘土の段階載荷圧密試験における載荷時間と層厚の影響, 土木学会 第 56 回年次講演会/Ⅲ-A154, P308-309, 2001
- 2) 酒井康司, 原久夫: 再圧密粘土の小型供試体を用いた急速圧密試験の適用性に関する実験的研究, 土木学会 第 66 回年次講演会/Ⅲ - 343, P685-686, 2011

浸潤面を考慮した砂ろ過層の浸透流有限要素解析

琉球大学大学院 江戸 孝昭, 琉球大学 原 久夫, 琉球大学 松原 仁

1. はじめに

沖縄県の北部地域には、「国頭まあじ」と呼ばれる赤土が広く分布している。しかしながら、1972年以降、沖縄県では都市開発等が盛んに行われるようになり、それに伴い赤土が周辺海域に多数流出し海洋環境に被害を生じてきた。沖縄県は、赤土流出に対し対策条例を施行し対応してきたが未だに被害が生じている現状がある。

そこで我々は赤土流出軽減を目的とし、これまでに「ろ過型沈砂池」と呼ばれる対策法に着目し、有限要素法による数値シミュレーションを用いた研究を行ってきた¹⁾。その結果ある程度の解析精度は報告されたものの、改善点が残る手法であった。そこで、本文では改善点の一つである浸潤面位置の決定に関する修正方法を述べる。また、同時に種々の解析例を行い、ろ過型沈砂池のろ過効率について検討を行う。具体的には、濁水流制御板と呼ばれる濁水流量を調節する板を用いた解析を行い、濁水流制御板を用いない場合と用いた場合との比較を行う。

2. 解析方法

1) 支配方程式

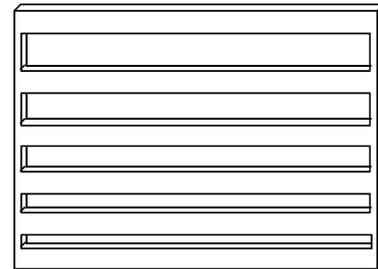
本解析に用いた支配方程式を式(1)に示す。

$$\nabla v = \nabla(ki) = \nabla^2(-kh) = \nabla^2\phi = 0 \quad (1)$$

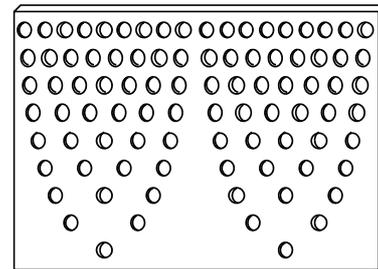
ここで、流速： v (mm/s)、透水係数： k (mm/s)、水頭： h (mm)、動水勾配： i 、速度ポテンシャル： ϕ (mm²/s)である。本解析のアルゴリズムの詳細は参考文献1)を参考にされたい。

2) 浸潤面の決定方法

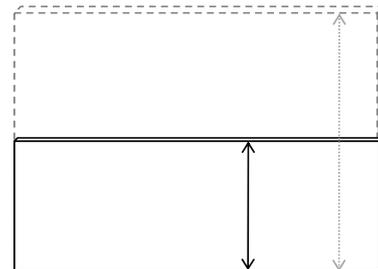
本研究では、浸潤面位置を流速による損失水頭を用いて決定した。具体的には、損失水頭： h_e は流速に比例するものと仮定し、第 j 要素において式(2)が成り立つとした。そして、第 j 要素より濁水の流入部に近い要素の浸潤面位置と第 j 要素の損失水頭との差を第 j 要素における浸潤面位置とした。



(1) 濁水流制御板：Part1



(2) 濁水流制御板：Part2



(3) 濁水流制御板：Part3

図-1 濁水流制御板の形状

$$h_e^j = f |v^j| l^j \quad (2)$$

ここで、 h_e^j ：各要素の損失水頭(mm)、 f ：係数(s^{-1})、 $|v^j|$ ：第 j 要素における要素の流速(mm/s)、 l^j ：各要素の代表長さ(mm)である。

3. 解析結果

図-1には、濁水流制御板の形状を示す。図-1(1)は長方形の穴を開けたものであり、(2)は円状の穴を濁水流制御板の下部から放物線上に与えたもの、(3)は(1)および(2)より高さが1/2のものとし、計3種類の濁水流制御板を用いた。また、(1)およ

び(2)は濁水の流入部と砂層の中央部に設け,(3)は砂層内に1枚設けた場合と2枚設けた解析を行った。

図-2には濁水流制御板を用いない場合と用いた場合における,ろ過層内部の流速を等値線にて示す。同図より,各解析結果において,内部の等値線形状が異なる様子が見られる。

図-3には,透過時間と透過流量の関係を示す。同図より,図-1(3)に示す濁水流制御板 part3 においては1枚設けた場合と2枚設けた場合の差はわずかではあるが,すべての解析結果において違いが見られる結果となった。

4.まとめ

本研究では,摩擦損失を用いて浸潤面位置を決定し,濁水流制御板を設けない場合と設けた場合における,ろ過層内部の可視化および透過時間-透過流

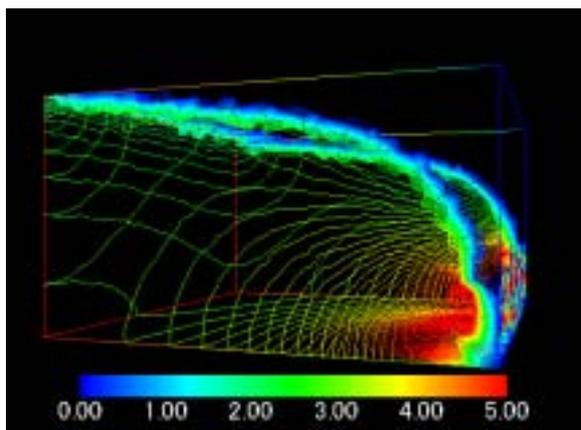
量の比較を行った。その結果,各解析結果において,ろ過層内部の流速ならびに透過時間-透過流量の関係は異なる結果と呈した。しかしながら,本解析は,解析値のみを対象としているため,今後の課題として,実験値と解析値との比較検証を行い解析の妥当性を検証する必要があると考えられる。

謝辞

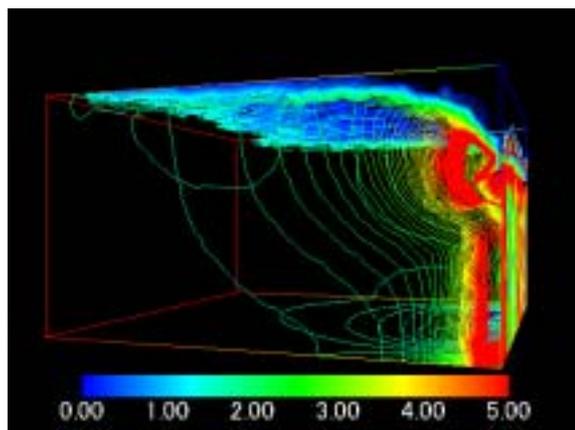
本研究は,一般社団法人沖縄しまたて協会平成22年度技術開発支援の援助を受けて行ったものです。記して謝意を表します。

参考文献

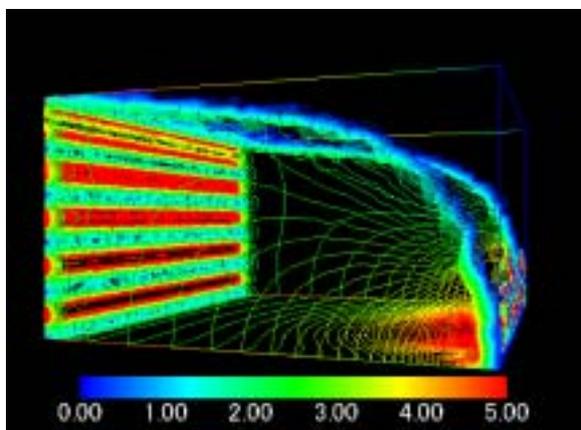
- 1) 江戸孝昭,松原仁,原久夫:ろ過型沈砂池における赤土濁水流の有限要素解析,応用力学論文集 Vol.13, pp.211-220,2010.8



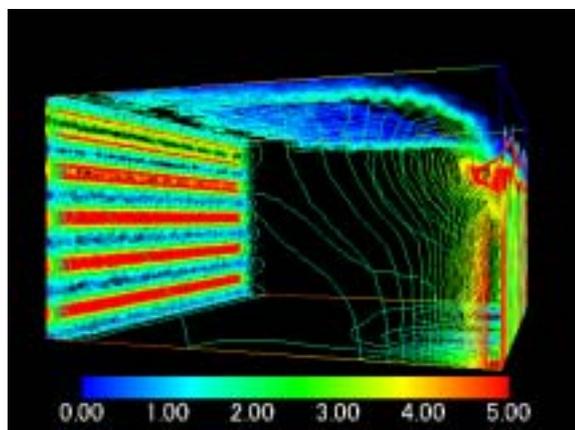
濁水流入開始直後



濁水流入経過後



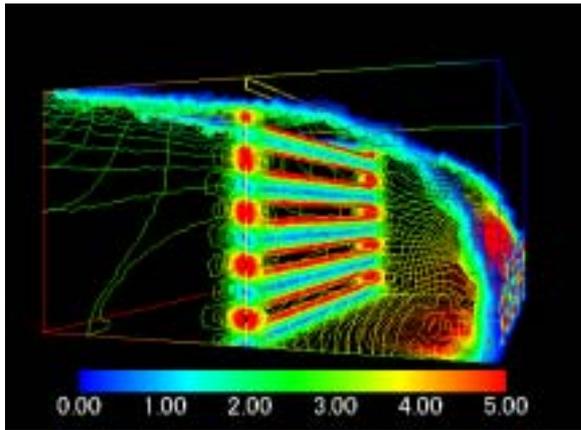
濁水流入開始直後



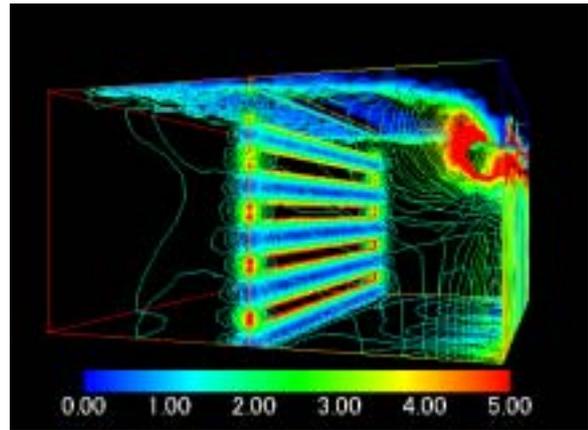
濁水流入経過後

(b)-1 濁水流制御板「Part1」流入部

図-2 砂層内の流速の様子 (mm/s)

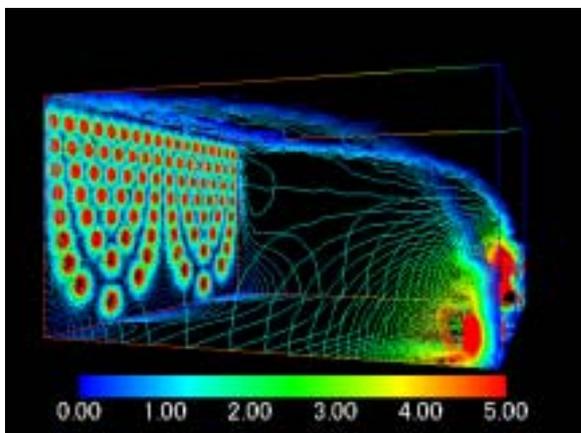


濁水流入開始直後

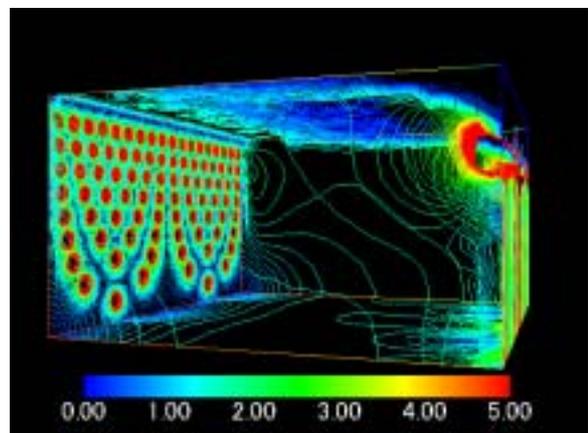


濁水流入經過後

(b)-2 濁水流制御板「Part1」中央部

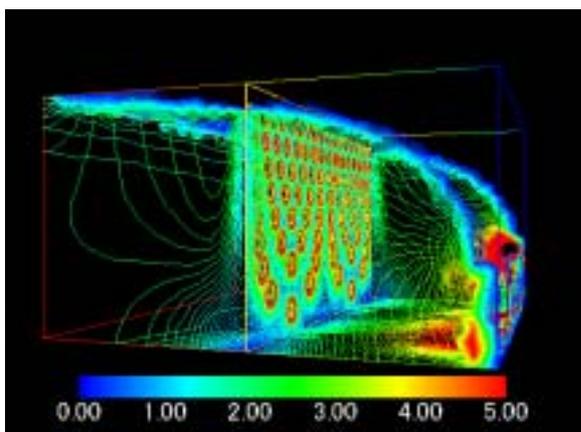


濁水流入開始直後

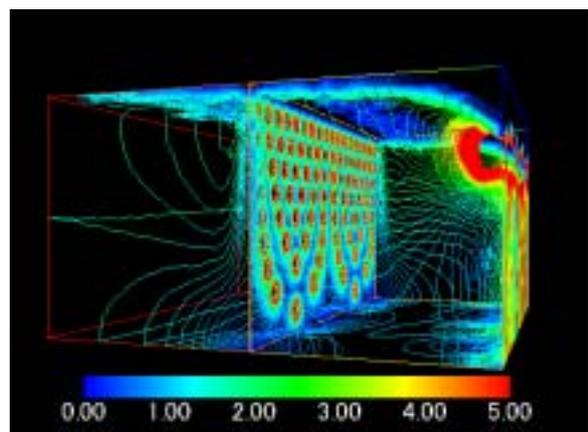


濁水流入經過後

(c)-1 濁水流制御板「Part2」流入部



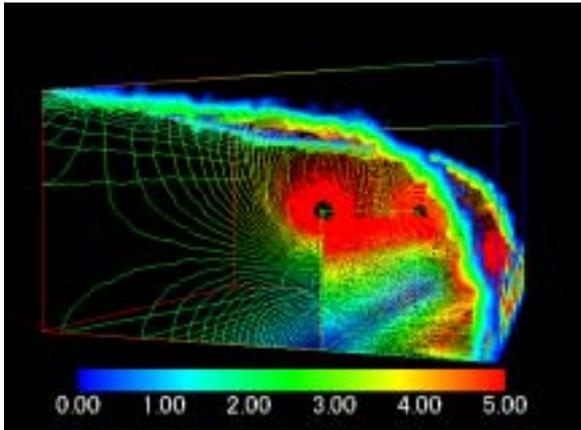
濁水流入開始直後



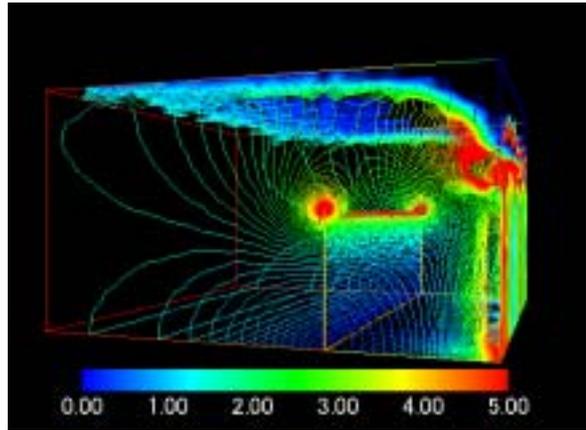
濁水流入經過後

(c)-2 濁水流制御板「Part2」中央部

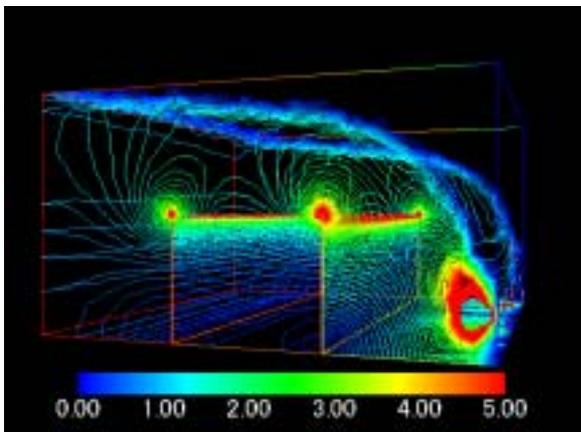
図-2 砂層内の流速の様子 (mm/s)



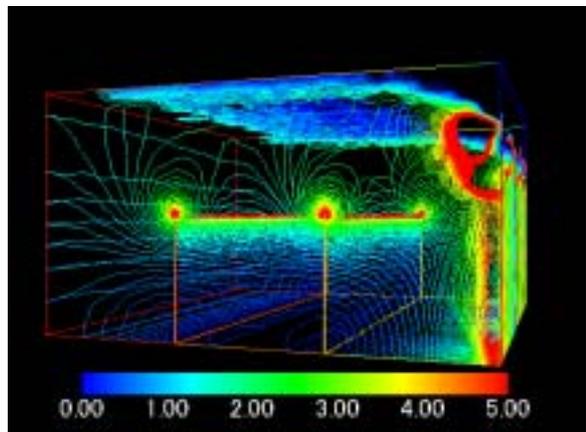
濁水流入開始直後



濁水流入経過後



濁水流入開始直後



濁水流入経過後

(d)-2 濁水流制御板「Part3」2枚

図-2 砂層内の流速の様子 (mm/s)

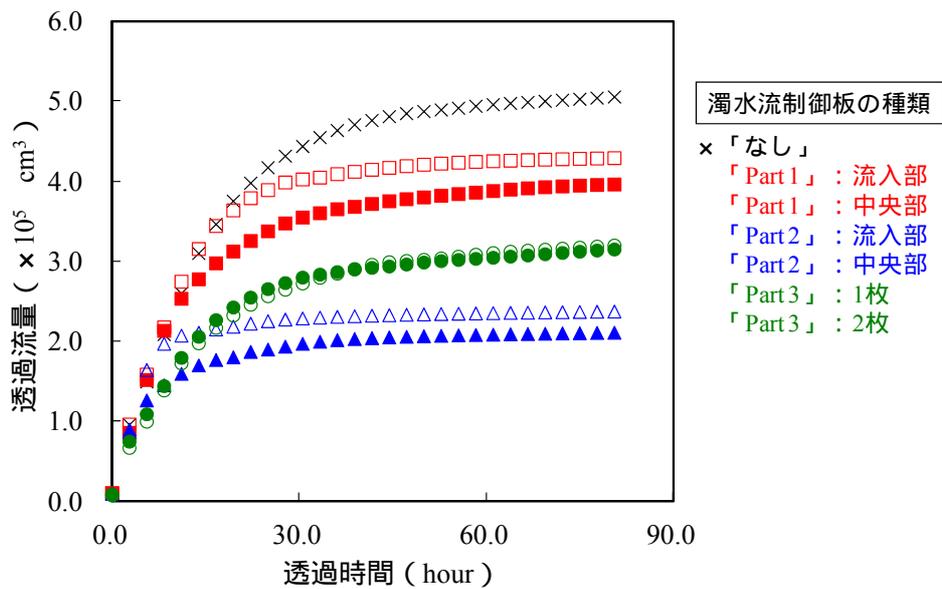


図-3 透過時間 - 透過流量の関係

バイオロジカル・ソイル・クラストの赤土流出防止効果について

日本工営株式会社 ○富坂峰人, 下村幸男, 野原博豪, 城野裕介

1. はじめに

南西島嶼域では、降雨時の地表流による地表面の侵食が著しく、開発工事、農地等から微細土粒子を多量に含む濁水が流出し河川・沿岸域を汚染している。この現象は赤土等流出問題といわれ、沿岸生態系の破壊および漁業・観光資源の損失をもたらす深刻な環境問題となっている。さらに今後は、地球温暖化に伴う気象変化による激化が危惧される。

このような状況を踏まえ、土壌菌類・藻類などによる地表面の被覆(バイオロジカル・ソイル・クラスト:以下、「B.S.C.」)の侵食防止効果に着目して、低コスト・低労力で実施できる発生源対策手法の開発に取り組んでいる。ここでは、その効果検証例や土木工事への適用性の検討状況等について報告する。

2. B.S.C.とは

B.S.C.とは、糸状菌類、土壌藻類、地衣類および苔などが地表面の土粒子や土塊を絡めて形成するシート状の土壌微生物のコロニーのことであり、自然植生の遷移初期(崩壊地など)や、更新後時間が経過した営農圃場でも一般的に見られるものである(図-1)。したがって、B.S.C.の形成が自然環境や農作物へ与える影響はほとんどないと想定される。

そこで、筆者らは(独)土木研究所と共に、このB.S.C.の侵食防止効果を明らかにすると共に、効果の定量的な評価方法について研究を進めてきた。

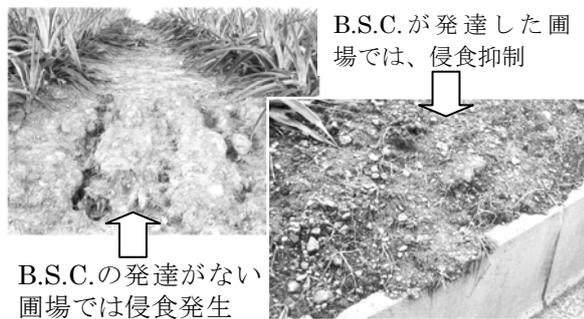


図-1 B.S.C.の有無による侵食状況例(パイン)

これまでに、降雨時の赤土等の地表面では、吸水膨張により揚力(巻き上げ)に対する抵抗力が特

に弱くなることを確認しており、赤土等の侵食では表面流による揚力も大きく影響していると考えている。また、微細で弱いもののB.S.C.の菌糸は揚力に抵抗できる程度の強度を有することを実測により確認している^{1),2)}。したがって、B.S.C.は河床に見られるアーモアコートのような構造を作り、表面流による赤土等の巻き上げを防止することにより、対策効果を発揮していると考えられる。

3. B.S.C.の赤土流出防止効果と工事での利用

(1) 赤土流出防止効果の検証例

B.S.C.を利用した対策については、土木工事と比較してコスト・労力面で課題が多い農地への適用を中心に研究を実施してきている。代表例として平成17年度にJIRCAS沖縄支所(石垣島)の土砂溜柵+転倒柵式流量計が設置された試験圃場(1圃場:2.5×10.0m, 勾配約9%)で実施した検証例³⁾を示す。

当試験では、藻株散布(+シート養生約1ヶ月)により人為的にB.S.C.を早期形成したサトウキビ圃場(シートは撤去)と、通常の営農による圃場からの流出土砂量(流末の土砂溜で計量)を比較した。なお、観測期間については、ほぼ裸地状態で赤土等の流出が顕著な栽培初期(3カ月程度)を想定した。

計3回の試験圃場での観測の結果、表面流去水の流出高は、いずれの圃場とも同程度だったが、流出土砂量は図-2に示すとおり大きく異なった。B.S.C.を早期形成した圃場からの流出土砂量は対照圃場の約1/20~1/10以下となり、B.S.C.の早期形成が高い対策効果を有することが確認できた。

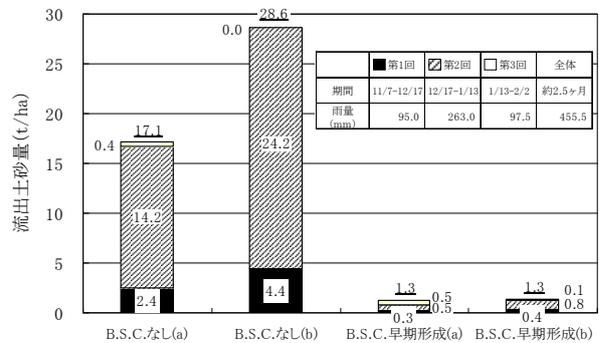


図-2 試験圃場における流出土砂量等観測結果

キーワード 赤土流出、土壌侵食、発生源対策、土壌藻類、環境保全

連絡先 〒901-0155 那覇市金城5-5-8 日本工営(株)沖縄事務所 E-MAIL:a4441@n-koei.co.jp

また、透明なハウス用のビニールシートでの養生という簡易な作業により、短期間で対策に十分なB.S.C.が形成できることが確認できた(図-3)。

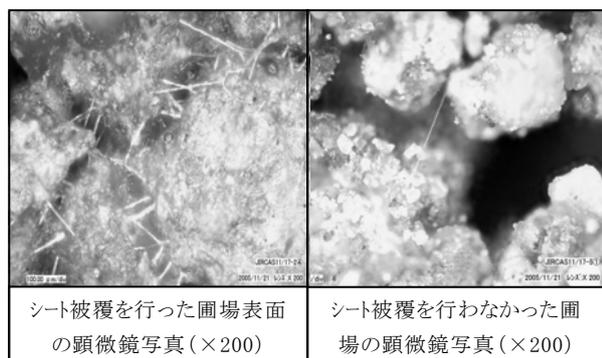


図-3 B.S.C.の形成状況(シート養生後21日経過時)

沖縄地域の土木工事においては、赤土等流出防止対策としてシート被覆工は頻繁に実施されている。したがって、9%程度以下の緩斜面であれば、シートを透光性のあるものに変え、シート敷設前に藻株及び肥料分の散布を行うことにより、早期にB.S.C.を形成し、対策として利用できると考えられる。

(2)土木工事に用いる際の留意事項

B.S.C.による対策については、過大な強度は期待できないため、そのままでは急勾配箇所への適用は難しいと想定される。また、生物を利用することから、従来工事で使われるアスファルト乳剤や団粒化剤吹付け等と比べて、適用箇所の制限や効果にムラが生じる欠点が想定される。しかし、前述のとおりB.S.C.は植生遷移初期に自然に形成されるものであるため、周辺植生の侵入により自然植生の早期回復を目指す場所等では適性が高いと考えられる。

このような観点から、B.S.C.形成の有無による周辺からの植生の侵入状況の違いについて、簡易試験により検討した。簡易試験は平成19年度に恩納村の休耕地に、現地採取した下層土を用いた1×1mの試験枠(勾配3%)を設置し、B.S.C.の早期形成のため肥料(N36.8g,P3.2g)及び藻株20gを散布した場合、肥料のみ散布した場合、何も散布しない場合の3パターンを設定して、時間経過に伴う植生の侵入状況を比較することにより行った(シート養生なし)。

その結果は、図-4に示すとおりであり、肥料を散布しB.S.C.の早期形成を行った試験枠では植生の侵入が比較的早い状況が確認できた。また、肥料のみ散布した場合と比べて、同時に藻株も散布した場合の方が植生の侵入状況が顕著であった。

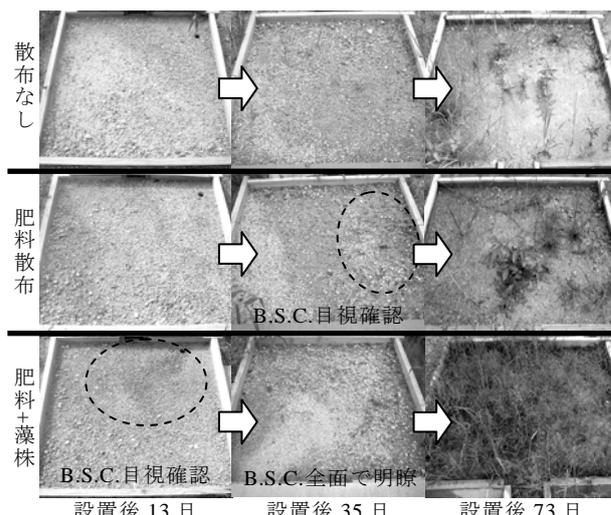


図-4 試験枠の状況(平成19年7月～10月)

植生の生育には肥料分の存在が当然影響するが、肥料と同時に藻株を散布して早期にB.S.C.を形成した方が植生の侵入状況が顕著であったことから、B.S.C.の侵食防止効果が飛来した種子等の流失を抑制し、植生の早期活着を促進したと推察される。

なお、急勾配箇所への適用については、自然植生の復元を目的に種子なしの植生シート工を法面に行う場合などに、補助資材として藻株等を散布又は混ぜてシートにB.S.C.を形成することにより、シート内の肥料や培養土の流失を防止し、周辺植生の侵入効果を高められるのではと考えている。

4. おわりに

以上の結果から、B.S.C.の早期形成は土木工事においても利用可能であり、特に自然植生の早期回復が必要な工事箇所において適用性が高いと考えている。ただし、周辺植生の侵入を促す効果に関しては、あくまで簡易的な試験の結果によることから、今後、より精度の高い検証を実施していきたい。

現在、散布用藻株等の製造方法について研究開発を進めており、沖縄発の技術として発信していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 栗原淳一・田方 智・寺田秀樹・下村幸男・富坂峰人・小林豊:菌類等による土壌侵食抑制効果,平成18年度砂防学会研究発表会概要集,pp.444~445(2006)
- 2) S. Tagata, J. Kurihara, T. Yamakoshi, S. Shimomura, M. Tomi-saka, Y. Kobayashi: Experimental Study on Erosion Control Using Natural Soil Microorganisms, 14th International Soil Conservation Organization Conference, Morocco, pp.166~167(2006)
- 3) 富坂峰人: バイオロジカル・ソイル・クラストを用いた侵食防止対策, 農業農村工学会誌, Vol.79(1), p.36~37(2011)

Session5 : 橋梁、腐食

伊良部大橋主航路部上部工の工事概要について

JFE 佐々木 亮*, 横河 十亀 富男**, 沖縄県 宜保 勝***, 沖縄県 山城 明統****

1. はじめに

伊良部大橋は、沖縄県が実施している宮古島と伊良部島を結ぶ総延長 6.5km の離島架橋事業であり、海上部延長は 4.3km、本橋部が 3.54km の橋梁である (図 1)。伊良部大橋は、2000t 級の貨物船や旅客船の航路を跨ぐ主航路部橋梁の 3 径間連続鋼床版箱桁と、その両側に位置するプレキャストセグメント工法による PC 連続箱桁橋の側径間部から構成されている。本稿は、主航路部上部工の工事概要について報告するものである。



図 1 伊良部大橋の位置

2. 主航路部の概要

伊良部大橋主航路部の諸元を表 1 に、全体一般図を図 2 に、全体工程表を表 2 に示す。

表 1 橋梁諸元(主航路部)

路線名	一般県道 平良下地島空港線
道路規格	第 3 種第 3 級
設計速度	V=60km/h
橋長	L=3540m(うち主航路部 420m)
支間割	(主航路部)119.0+180.0+119.0m
構造形式	上部工：3 径間連続鋼床版箱桁 下部工：張出し式橋脚(中空断面構造) 基礎工：鋼管矢板井筒基礎
幅員構成	車道 8.5m (2 車線)
地盤種別	II 種地盤
設計荷重	A 活荷重
設計基準風速	U _a =82.2m/s (z=33m)
塩害区分	A-S (沖縄県一海上)

3. 耐風設計

本橋の耐風設計は、道路橋耐風設計便覧に示される推定式に基づく振動の照査方法が適用できないことから、風洞実験に基づく振動性状の推定、照査により行っている。

4. 防食に配慮した構造設計

本橋は厳しい塩害環境の中で 100 年間の供用期間中の耐久性を確保するとともに、維持管理を軽減するため、過去の損傷事例を参考に以下の防食に配慮した構造設計を行っている。

4-1 現場継手

現場ボルト継手部は、一般部に比べ腐食しやすい部位である。本橋では、桁外面のボルト継手をなくし、溶接継手とするとともに溶接ビードは平坦仕上げを採用している。また、地組立は、塩害及び環境条件の厳しい現地での作業を避け、工場でのヤード溶接を採用している。ヤード溶接継手位置を図 3 に示す。



表 2 全体工程表

4-2 足場用吊金具

従来の維持管理用の足場吊金具は、突起状の鋼板を設ける場合が多く、防食の弱点となりやすい。本橋では、アイボルト式の足場用吊金具を採用している。母材に φ32 の孔をあけておき、使用時にアイボルトを設置するもので、未使用時にはシリコン製のキャップを設置しておく。

4-3 路面排水

路面排水は、一般的には路肩に設置した排水柵で集水して、排水管により桁下に流す。しかし、排水柵や集水管が主桁を貫通する部分や排水装置取付け金具の腐食が懸念される。本橋では、路肩を切り欠く構造とし、雨水は主桁の張出し部上面から側面、下面へと伝って流す。これにより、防食の弱点となりやすい部位・部材を無くしている。

キーワード； 工程，耐風設計，耐防食設計，Al・Mg 溶射，輸送・架設

連絡先 〒514-0393 三重県津市雲出鋼管町 1 番地 JFE エンジニアリング(株) E-MAIL: sasaki-e-akira@jfe-eng.co.jp

4 - 4 部材角部形状

部材の角部は、早期発錆につながることから、本橋では、フランジの角折れ部を曲げ加工とし、フランジとウェブの溶接を角溶接とした。また、すべての外面部材の角部に対して、 $R = 3\text{mm}$ の曲面加工を採用している。

5 .アルミニウム・マグネシウム金属溶射の適用

鋼橋において、塗装の塗替えが維持管理上の最も大きな負担となっており、厳しい塩害環境にある本橋においては、塗装寿命の長期化は最も維持管理の軽減になると考えられる。そこで、現時点で最も長期耐久性が期待できる防食下地として、アルミニウム・マグネシウム合金溶射（以下 Al・Mg 溶射）を採用している。外面塗装仕様としては、防食下地としての Al・Mg 溶射の上に C-5 系塗装系の組み合わせで使用している。

6 .輸送・架設

輸送は、製作工場で作間毎に地組立を行い、2500t 級の大型輸送台船による一括輸送を行う。浜出し時の輸送台船への据付状況を図4に示す。

架設は、主航路部の径間毎に、4000t 級のフローティングクレーン（以下、FC）による大ブロッカー一括架設を3回実施する計画としている（図5）。

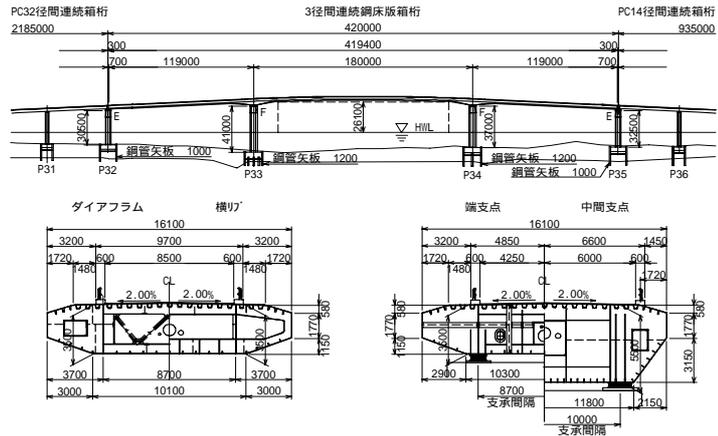


図2 伊良部大橋主航路部一般図

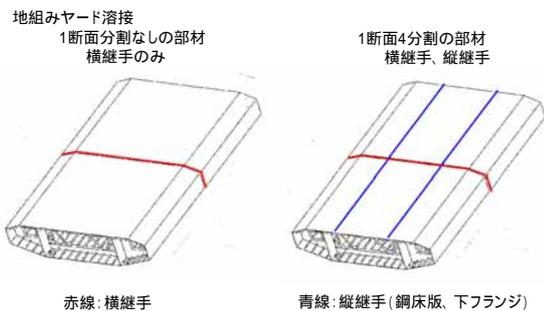


図3 地組みヤード溶接継手位置

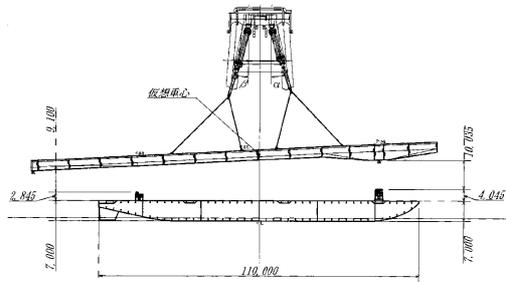


図4 輸送台船への据付

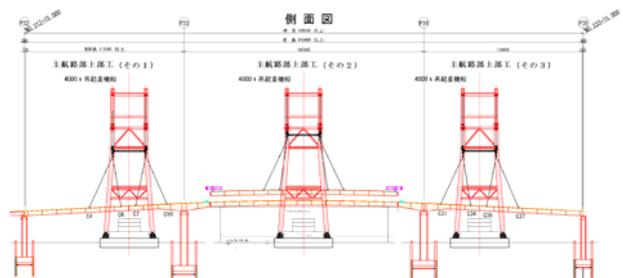


図5 架設計画図

7 .おわりに

本橋は、塩害対策を考慮した維持管理費の縮減と耐風安定性の確保をする上で、主桁断面は八角形の単箱断面を採用している。主桁の表面は、突起物を無くすることによって防食耐久性の向上を図っている。Al・Mg 溶射の施工においては、施工前品質確認試験を実施し、施工性や品質の検証を行っている。現在、工場ヤードでの地組立を行っており、平成 24 年 4 月～5 月に FC による一括架設を予定している。

* JFE エンジニアリング (株) 鋼構造本部橋梁事業部 プロジェクト推進部橋梁設計室 グループマネージャー
 ** (株)横河ブリッジ 設計センター 設計第二部設計課 課長
 *** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主幹
 **** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主任

伊良部大橋鋼橋部の防食について

沖縄県宮古土木事務所
 伊良部大橋建設現場事務所
 宜保 勝
 我謝 将人

1. はじめに

沖縄県の橋梁は、高温多湿で全地域で海塩粒子が飛来する自然環境にあることから、塩害による劣化損傷が著しく、今後の維持管理の増大が懸念されている。このため、これから建設される橋梁においては、塩害に対する耐久性設計を行うことが維持管理費の縮減と長寿命化の観点から重要となってくる。

伊良部大橋は、沖縄県が実施している宮古島と伊良部島を結ぶ総延長 6.5km の離島架橋事業であり、海上部延長は 4.3km、本橋部が 3.54km の橋梁である（図 1）。伊良部大橋は、2000t 級の貨物船や旅客船の航路（長山水路）を跨ぐ主航路部橋梁の 3 径間連続鋼床版箱桁（橋長：420m、支間：120m + 180m + 120m、有効幅員：8.5m）と、その両側に位置するプレキャストセグメント工法による PC 連続箱桁橋の側径間部から構成されている。（図 2）

本稿は、高温多湿の塩害環境における主航路部橋梁の上部工設計及び防食下地としての金属溶射の概要について報告するものである。



図 1 伊良部大橋の位置

2. 防食に配慮した構造設計について

本橋は厳しい塩害環境の中で 100 年間の供用期間中の耐久性を確保するとともに、維持管理を軽減するため、過去の損傷事例¹⁾を参考に以下の防食に配慮した構造設計を行った。

2 - 1 主桁断面

本橋の主桁断面は、維持管理費の縮減から飛来塩分の付着量を減らすとともに、塗装の塗替えを軽減することができる表面積が少ない単箱断面を採用した。（図 3）

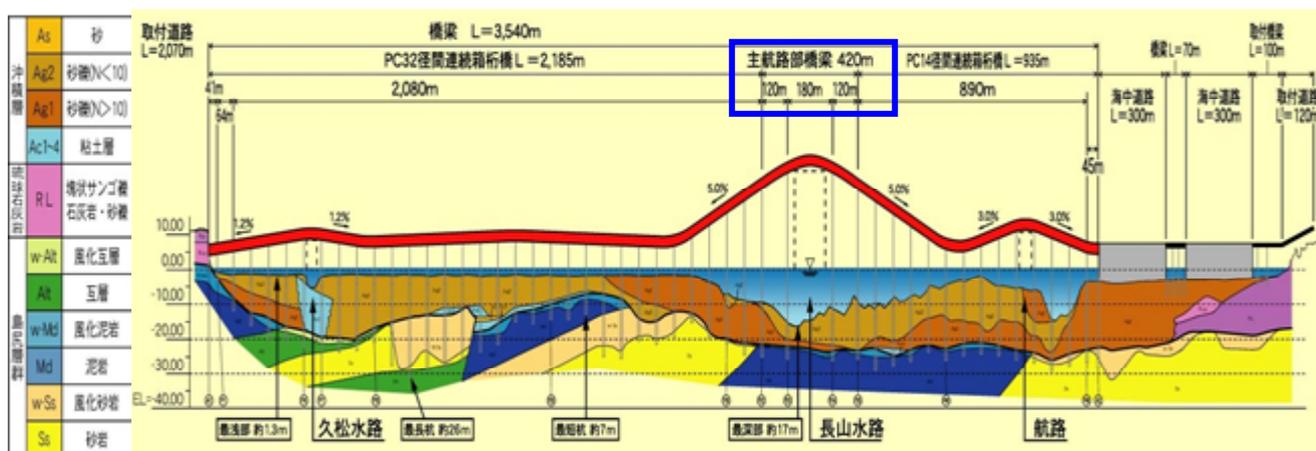


図 2 伊良部大橋の側面図

キーワード 鋼橋, 防食, アルミニウム・マグネシウム金属溶射

連絡先 〒906-0015 沖縄県宮古島市平良字久 771-2 沖縄県宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所

E-MAIL : gajamsto@pref.okinawa.lg.jp

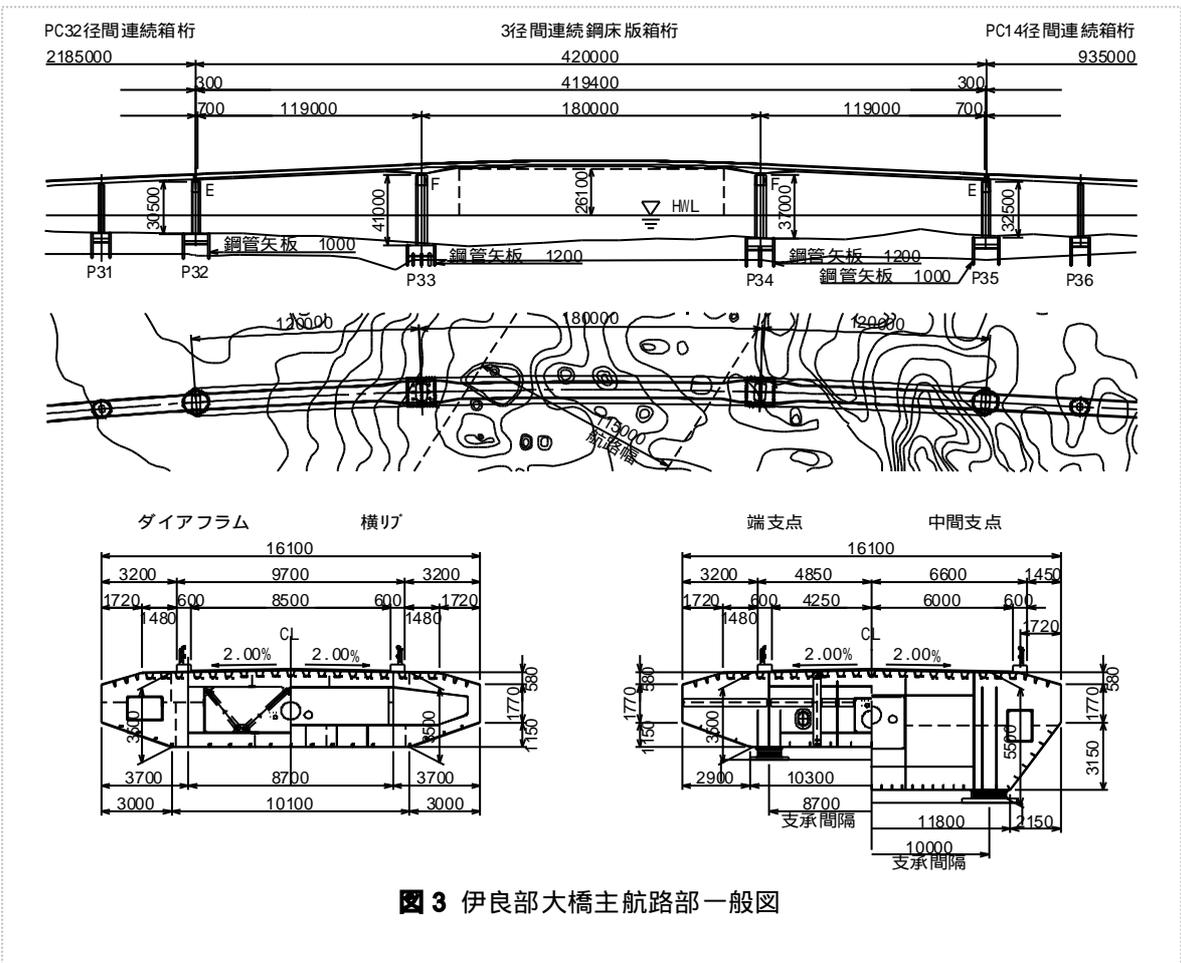


図3 伊良部大橋主航路部一般図

2 - 2 現場継手

現場ボルト継手部は、現場塗装前の塩分の付着、ナット部の塗膜厚の確保が困難なことから、一般部に比べ腐食しやすい部位となっている。本橋では、桁外面のボルト継ぎ手をなくし、桁外面の継手をすべて溶接継手とするとともに溶接ビードは平坦仕上げを採用した。

2 - 3 足場用吊金具

従来の維持管理用の足場吊金具は、突起状の鋼板を設ける場合が多く、足場チェーンの取り付け時に塗膜に損傷を与える恐れや角部の塗膜厚不足による腐食が懸念されることから防食の弱点となりやすい。本橋では、図4に示すようにアイボルト式の足場用吊金具を採用するものとした。母材に32の孔をあけておき、使用時にアイボルトを設置するもので、未使用時にはシリコン製のキャップを設置しておく構造である。

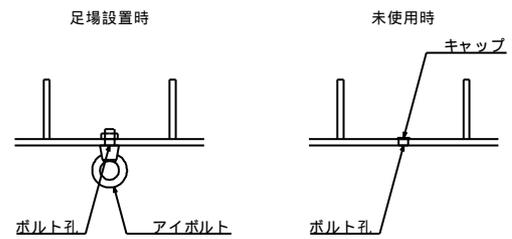


図4 足場用吊り金具

2 - 3 部材角部形状

部材の角部は、部材切断や切削仕上げにより鋭いエッジになっていると、その部分に塗装をしても薄膜仕上げとなり早期発錆につながることから、本橋では、フランジの角折れ部を曲げ加工とし、フランジとウェブの溶接を角溶接とした。また、すべての外面部材の角部に対して、 $R = 3\text{ mm}$ の曲面加工を採用した。(図5)

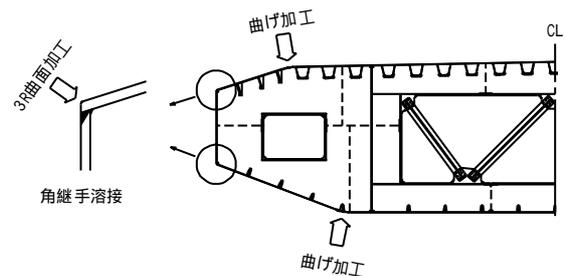


図5 部材角部形状

3. アルミニウム・マグネシウム (Al・Mg) 金属溶射の適用について

鋼橋において、塗装の塗替えが維持管理上の最も大きな負担となっており、厳しい塩害環境にある本橋においては、塗装寿命の長期化は最も維持管理の軽減になると考えられる。そこで、現時点で最も長期耐久性が期待できる防食下地として、アルミニウム・マグネシウム合金 (Al 95% - Mg 5%) 溶射 (以下 Al・Mg 溶射) を採用した。Al・Mg 溶射は、犠牲防食により鋼材を保護するもので、自己修復機能を有している特徴があり、北海油田など海洋構造物の防食用として海外で実績のある防食法である。しかし、国内での実績が少なく、安定した品質の確保が容易ではないことが懸念されたことから、防食下地としての Al・Mg 溶射の上に C - 5 系塗装系の組み合わせで使用するものとした。表 1 に伊良部大橋主航路部の塗装仕様を示す。(外面塗装面積約 13,000m²)

表 1 伊良部大橋主航路部の外面塗装仕様

塗装工程		塗料名	使用量 (g/m ²)	膜厚 (μm)
橋梁製作工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2.5 Sa3.0 に変更		
		表面粗さ Ra8μm 以上 Rz50μm 以上		
	金属溶射	Al95-Mg5 合金溶射	-	150-500
	封孔処理	金属溶射封孔処理剤	200	-
	下塗	エポキシ樹脂塗料下塗	540	120
	中塗	ふっ素樹脂塗料中塗	170	30
上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	140	25	

3 - 1 Al・Mg 溶射の施工前品質確認試験

沖縄県内において Al・Mg 溶射の施工実績が少ないことや、金属溶射の品質確保が伊良部大橋の長期耐久性を確保する上で必須条件であることから本施工前に施工性や品質の検証を行い、実施工に反映させることを目的に施工前品質確認試験を実施した。

3 - 2 プラズマワイヤー工法とガスフレーム溶射工法の施工前品質確認試験

施工者より Al・Mg 溶射工法として提案のあったプラズマワイヤー工法 (以下 PW 工法) とガスフレーム溶射工法 (以下 JIS 工法) について、施工姿勢 (上向き・横向き・下向き) の違いや除錆度 (Sa2.5・Sa3.0) の違いによる品質への影響を把握するために、PW 工法と JIS 工法を同じ環境条件のもと同時に施工を行い、表面粗さ、除錆度、溶射膜厚、密着力を測定した。

3 - 2 - 1 試験体・試験方法

平成 22 年 11 月に JFE エンジニアリング津工場において PL12×1,000×1,000(SM490YA) の鋼板に、実施工で使用するスチールグリッドにてブラストを行い、除錆度 Sa2.5 と Sa3.0 の 2 種類の試験体を作製した。次に、その試験体の表面粗さを測定した後、施工姿勢ごとに両工法とも同時に溶射 (写真 1) をを行い、溶射膜厚を測定した。後日アドヒージョン試験を実施し密着力の測定を行った。なお、密着力及び膜厚測定箇所は 1 枚当たり 49 点測定することとした。

3 - 2 - 2 試験結果

表 2 に示すとおりすべての試験体において規定の表面粗さと密着力を確保できていた。なお、密着力は除錆度 Sa2.5 よりも Sa3.0 が高い結果となった。また、施工姿勢の違いにより密着力に大きな差はなかったが、横向き・Sa2.5 の試験体では、両工法とも密着力が幾分低い測定値となった。その一因として、表面粗さが他の試験体に比べ低く、密着力低下に影響したものと考えられる。

また、溶射皮膜厚さについては、全体的にバラツキがあり、特に上向き姿勢による試験体において膜厚が低い傾向がみられた。手動での溶射は、溶射ガンの溶射距離・角度や、溶射帯 (1 回の溶射施工幅) の重なり具合などの影響を受けるため、均一な膜厚確保が難しいと考えられる。



写真 1 上向き溶射



横向き溶射



下向き溶射

表2 表面粗さ・溶射皮膜厚・密着力試験結果

溶射工法	溶射姿勢	除錆度	表面粗さ		溶射皮膜厚さ			密着力試験		
			Ra	Rz	最低	最高	平均	最低	最高	平均
			μm		μm			N/mm ²		
PW ブラザー	横向き	Sa3	18.8	117.1	161	325	221	6.61	11.42	9.25
		Sa2.5	13.5	81.9	164	278	211	4.75	6.88	5.89
	上向き	Sa3	15.0	89.1	163	369	226	7.65	11.44	9.76
		Sa2.5	14.0	86.2	157	308	205	5.44	9.72	8.14
	下向き	Sa3	15.9	96.1	166	382	227	7.28	9.66	8.55
		Sa2.5	14.6	98.8	157	289	209	6.80	8.68	7.82
JIS ガスレム	横向き	Sa3	14.5	88.5	168	282	209	5.31	10.35	9.03
		Sa2.5	12.4	78.0	158	285	207	4.75	6.80	5.85
	上向き	Sa3	16.8	106.4	151	295	205	7.40	9.82	8.91
		Sa2.5	14.3	82.0	150	303	215	5.74	8.81	7.33
	下向き	Sa3	14.0	86.1	168	305	218	6.69	11.48	9.95
		Sa2.5	14.8	81.0	158	309	202	6.18	8.68	7.75

3-3 角部溶射膜厚及び溶射+塗装の密着力試験について

材端角部の膜厚は、平坦部に比べ薄くなる傾向にあり防錆上の弱点となることから、角部の溶射を増厚することとし、増厚の基準値を決定するために試験を行った。また、角部の膜厚を作業時に正確に測定することが困難なことから、角部近傍平坦部の膜厚と角部のマクロ試験による膜厚の相関をとることで角部の必要膜厚を管理することとした。

また、PW工法及びJIS工法による溶射+塗装の密着力を確認するために、角部膜厚試験で用いる試験体でアドヒージョン試験を実施し密着力を測定した。

3-3-1 試験体・試験方法

試験体は開先角度、溶接方法、溶接姿勢、仕上げ方法、塗装仕様、塗装材料は本体構造と同様とし、当該角部の条件を再現したモデルに溶射のみ3体、溶射+塗装3体を製作した。

図6に示す角部の3点(A・B・C)をデッキ側3箇所、下フランジ側3箇所を膜厚計とマクロ試験の断面計測により膜厚を測定し、角部の管理膜厚を定める。

また、表3と写真2に示す各溶射工法+塗装の試験体でアドヒージョン試験を行う。側点箇所は、図6に示すウェブとデッキ、ウェブと下フランジが接する熱硬化部(溶接・溶断)において1試験体当たり12点で密着力の測定を行う。

表3 密着力試験体

溶射工法	試験体	測点箇所	計
PW工法	3体	12点/1試験体	36点
JIS工法	3体	12点/1試験体	36点

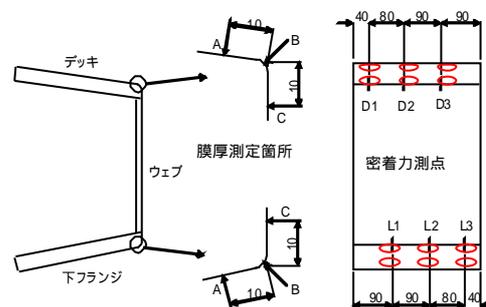


図6 膜厚及び密着力測定箇所図



写真2 密着力試験体

3-3-2 試験結果

角部と角部近傍平坦部の溶射膜の付着状況について、マクロ試験の結果を写真3に示す。なお、PW工法とJIS工法では同様の結果であったことから、PW工法の結果例を下記に示す。表4の断面計測値による平坦部と角部の膜厚試験結果によると、全体としては平坦部に比べ角部の膜厚が高い傾向にあるが、No2の試験体で角部の膜厚が平坦部に比べ93%の膜厚が薄くなっていることから、角部直近の平坦部の膜厚を規定値の150μmに対し、170μm(110%以上)を目標に管理値とした。また、表5より膜厚計と断面計測の結果は良く一致しており、膜厚計による計測の妥当性を確認できた。

表 4 断面計測値による平坦部と角部の膜厚測定値の比較

	平坦部	角部平均	/	平均
No.1 試験体	247 μm	270 μm	109%	103%
No.2 試験体	253 μm	237 μm	93%	
No.3 試験体	250 μm	262 μm	105%	

表 5 平坦部における断面計測値と膜厚計測値の比較

	断面計測	膜厚計測	/	平均
No.1 試験体	247 μm	259 μm	105%	102%
No.2 試験体	253 μm	256 μm	101%	
No.3 試験体	250 μm	249 μm	100%	

次に、**写真 4** のようにアドヒージョン試験を行い、PW 工法と JIS 工法の密着力を測定した。その結果を**表 6** に示す。**表 6** の ~ は**図 7** に示す破断位置を指している。PW 工法では、封孔処理と下塗りの界面（36 個中 28 個（78%））で剥離する傾向がみられた。JIS 工法において溶射と封孔処理の界面（36 個中 14 個（39%））で剥離するものと、封孔処理と下塗りの界面（36 個中 21 個（58%））で剥離するものに分かれた。以上の結果より、両工法とも封孔処理と下塗りの界面で剥離する傾向であると判断した。また、全ての計測値で規格値の 4.5N/mm² 以上を満足していたことから Al・Mg 溶射と C-5 系塗装の密着力については問題ないことを確認した。

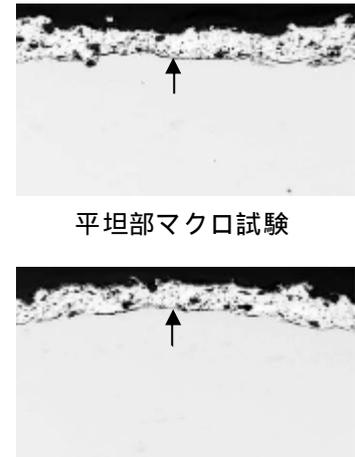


写真 3 角部マクロ試験



写真 4 アドヒージョン試験

表 6 角部熱硬化部の密着力試験結果及び破断位置

		破断位置							
PW 工法	平均密着力	N/mm ²	7.06	0.00	8.79	8.33	7.96	0.00	
	最小値	N/mm ²	7.06	0.00	6.82	7.71	7.47	0.00	
	度数	個	1	0	28	5	2	0	
	破断率	%	3%	0%	78%	14%	6%	0%	
JIS 工法	平均密着力	N/mm ²	0.00	7.95	8.45	8.09	0.00	0.00	
	最小値	N/mm ²	0.00	6.35	6.30	8.09	0.00	0.00	
	度数	個	0	14	21	1	0	0	
	破断率	%	0%	39%	58%	3%	0%	0%	

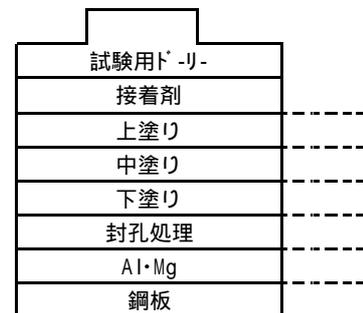


図 7 破断位置図

3 4 施工前確認試験結果を踏まえた課題の抽出について

試験結果より伊良部大橋の溶射の品質確保にあたっての課題を以下に示す。

手動溶射機による施工を行う場合、膜厚にバラツキがみられ、均一な膜厚を確保する工夫が必要である。

溶射皮膜の密着力は、溶射前の鋼材の表面粗さ・除錆度に左右されることから、表面粗さと除錆度の管理が重要である。

部材角部は形状や素地調整の精度により、溶射皮膜厚不足や密着不良の恐れがあることから、3R 角部の形状確保と角部の表面粗さ確保が重要である。

部材角部の溶射厚は、平坦部に比べ薄くなる傾向にあることから膜厚管理が重要である。

4 実施工での課題に対する取り組みについて

上記の課題に対し、実施工においては次の対応を行う。

溶射膜厚を均一に確保するために溶射距離・角度、溶射帯の重なり具合を一定に保つことのできる自動溶射機を下フランジ垂直面及びウェブ水平面に用いて施工する。（**写真 5**）

斜めフランジ面など手動溶射機を行う箇所においては作業時に溶射角度・溶射距離を溶射ゲージにて

適宜確認する。(写真6)

密着力を向上させるために除錆度の等級を Sa2.5 から Sa3.0 に上げる。(写真7)

角部の形状を 3R とし, 3R 形状確認治具により溶射施工前に同部の形状を確認する。(写真8)

角部固定用治具を取付け, 角部 3R 部の表面粗さを確認する。(写真9)

角部近傍 50mm の溶射膜厚を規定の 110% 以上の $170\mu\text{m}$ 以上で管理する。(写真10)

膜厚不足をなくすために溶射施工と膜厚計測を並行作業により膜厚管理を行う。



写真5 自動溶射機



写真6 溶射ゲージ



写真7 Sa3.0 見本写真



写真8 3R 形状確認治具



写真9 角部固定治具



写真10 膜厚計

5. おわりに

本橋は, 非常に厳しい腐食環境にあることから, 主桁の表面には, 突起物を無くすことによって, 耐久性向上を図るとともに, その品質が確保しやすい構造となるように計画, 設計を行っている。さらに, Al・Mg 溶射の施工においては施工前に各種試験を実施し, 溶射の品質を確保するための課題を抽出し, その結果を実施に反映させ, 現在施工を進めているところである。

伊良部大橋整備事業は, 下部工事, 上部工事ともに順調に進捗しており, 主航路部上部工事においては, 平成 24 年 4 月~5 月に 4000tFC により一括架設を予定している。(図8)

なお, 設計・施工に際しては, 「伊良部大橋主航路部設計施工委員会」(委員長: 有住康則 琉球大学教授, 委員: 木村吉朗 東京理科大学教授, 下里哲弘 琉球大学准教授, 村越潤 独立行政法人土木研究所 上席研究員, 守屋進 独立行政法人土木研究所 総括主任研究員) にてご審議いただき, 委員各位から貴重なご意見を頂いた。ここに深く謝意を表します。

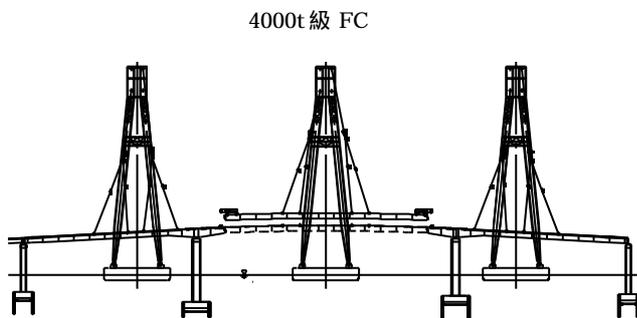


図8 上部工架設方法



図9 完成イメージ

【参考文献】

- 1) 沖縄総合事務局開発建設部・沖縄県土木建築部監修: 沖縄地区鋼橋塗装マニュアル, (2008.8)

伊良部大橋主航路部上部工の輸送・架設について

川田工業 長坂 康史*, 沖縄県 親川 賢一**, 沖縄県 我謝 将人***

1. はじめに

伊良部大橋は宮古島と伊良部島を結ぶ約 3.5km の橋梁であり、このうち、主航路部は 2000t 級船舶の航路を跨ぐ 3 径間連続鋼床版桁橋である。主航路部の施工は 2010 年 3 月に 3 工区 9 業者が受注し、現在、各工区の工場において、製作が進行中である。今後、実施予定である輸送は大型の輸送台船を利用した一括輸送、架設は各径間毎にフローティングクレーン（以下、FC と略称）による大ブロック一括架設で行う計画である。宮古島付近は毎年、多くの台風が襲来し、また、常時、風速 10m/s 程度の風が吹く地域でもあるため、現地での架設や地組立に対して、風と塩害へのリスクが非常に高いと言える。本稿ではこの厳しい環境に位置する主航路部において、現地での施工面におけるリスクを極力、減らすために配慮した輸送および架設の実施計画について、概要を報告するものである。

2. 現地での地組立回避

基本計画の段階では製作工場にて製作した各部材を輸送台船により現地へ輸送し、宮古島の岸壁を利用して地組立を行う計画であった。しかし、日本一厳しい環境に位置する宮古島の岸壁において、現場溶接や現場塗装を実施する行為は常に気象条件に左右され、また、塩分や不純物の介在により現場接合部の品質面の低下が懸念される。そこで、各工区とも製作工場での地組立を全て終え、25000t 級の大型輸送台船による一括輸送を行うこととした。地組立の様子を写真-1 に、浜出し時の輸送台船への据付状況を図-1 に示す。工場からの浜出し作業にも現地での架設と同程度の大型 FC が必要となるが、現地での地組立作業が省略されるため、現場接合部の品質を向上させることができる。



写真-1. 製作工場での地組立状況

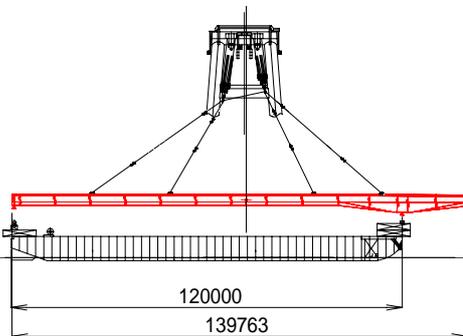


図-1. 浜出し時輸送台船への据付状況

3. 輸送時の配慮

輸送に際しては各工区ともに外洋を航行する必要があるため（図-2 参照）、輸送中の風防設備を強化する必要があった。そこで、ビニール系のシートを用いて施工長全体をオーニングし（写真-2 参照）、輸送時にも桁本体に雨風塩の影響を受けないように配慮する予定である。また、現地到着後、風防設備の点検を行い、破損箇所においては塩分測量と部分的な水洗いを実施する計画である。

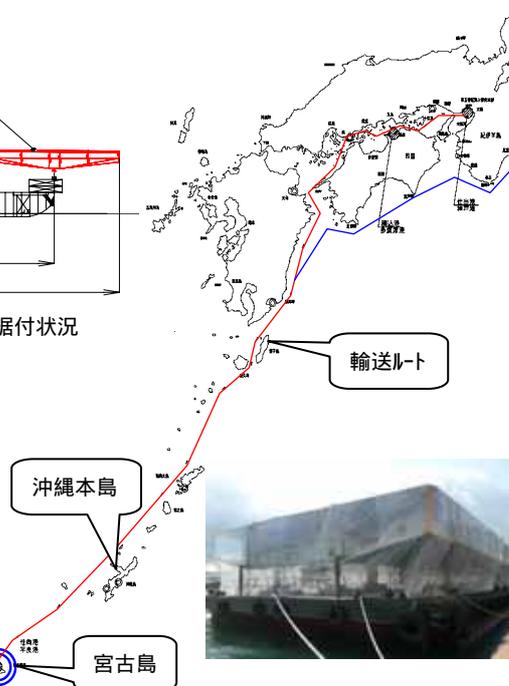


図-2. 輸送経路

写真-2. オーニング状況（例）

キーワード；大ブロック一括架設，輸送台船，フローティングクレーン

連絡先 〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19 川田工業株式会社大阪支社 E-MAIL:yasushi.nagasaka@kawada.co.jp

伊良部大橋主航路部上部工の溶接技術について

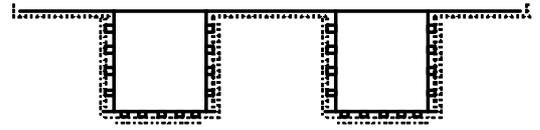
主航路部上部工（その2）JV 矢ヶ部 彰*，沖縄県 親川 賢一**，沖縄県 翁長 正勝***

1. はじめに

供用期間 100 年を目指す伊良部大橋主航路部橋梁（以降：本橋）では、沖縄県地区鋼橋塗装マニュアルにおいて長寿命塗装法のための技術として示された「全断面溶接構造」を採用している。これにより、ボルト接合を採用した従来構造の鋼橋とは異なる表面に凹凸のない構造を実現し、防錆性能の向上を図っている。（図-1）

更に、接合部の品質向上を図るために製作工場で架設ブロックの地組立てを行い、宮古島まで海上輸送した後に大型クレーン船で一括架設を行う。このため、接合部の溶接は地組みヤードと宮古島の現場で行うこととなった。

ここでは、接合部の全断面溶接を中心に、本橋で採用した溶接技術について概要を報告する。



従来の鋼橋（ボルト継手）



伊良部大橋（全断面溶接継手）

図-1：主航路部継ぎ手構造

2. 工場製作ブロックと溶接方法の概要

工場製作時の溶接継ぎ手の配置を図-2 に示す。緑色で示した橋軸方向と橋軸直角方向の継ぎ手を製作工場の地組みヤードで溶接し、全長 140m の架設ブロックを完成させる。工場で作成するブロックの全長は 10～12m 程度で、断面方向は一部を除いて 5 ブロックに分割し、ブロック重量は概ね 50tf 程度である。

溶接姿勢は施工性の良い下向きを採用し、溶接部の勾配や直近の緩衝物の有無などの施工条件に応じて、部位ごとに溶接手法を選択している。橋軸直角方向継ぎ手の溶接方法を図-3 に示す。

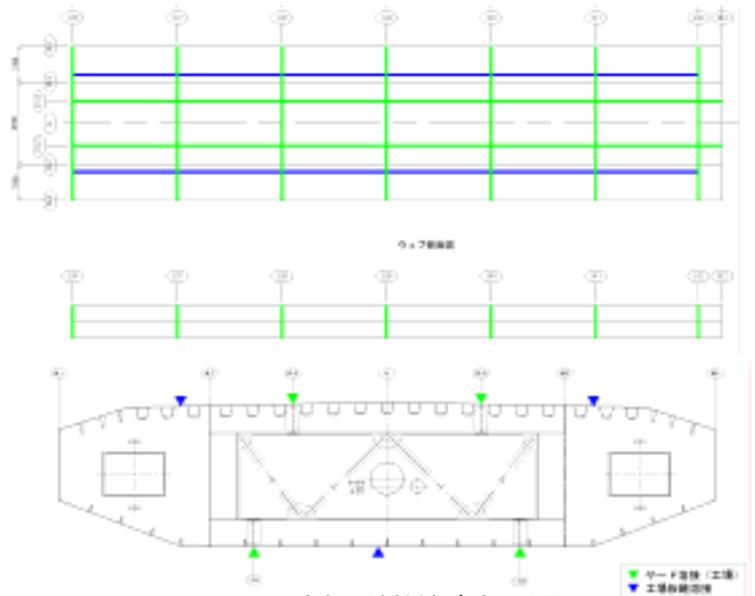


図-2：全断面溶接継ぎ手の配置

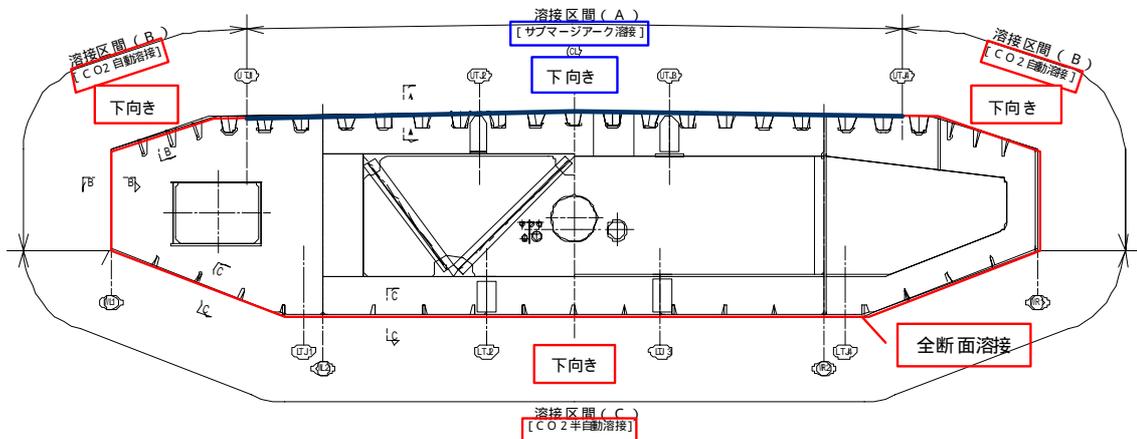


図-3：橋軸直角方向継ぎ手の溶接方法

キーワード；全断面溶接，防錆性能向上，ヤード溶接，現場溶接

連絡先 〒103-0006 東京都中央区日本橋富沢町 9-19 宮地エンジニアリング(株) E-MAIL:yakabe.akira@miyaji-eng.co.jp

3. 製作工場でのヤード溶接

架設ブロックの地組立て状況およびヤード溶接の状況を写真1~4に、部位ごとの溶接手法を表-1に示す。ヤード溶接は製作ブロックを所定の位置に据付けて溶接面を調整した後に、熱変形拘束用具、粒状フラックスとシールドガスの散逸を防ぐ風防設備(写真-1)を設置して、温湿度管理のもと実施した。

表-1：溶接手法

適用部位	種別		概要
	サブマージ アーク溶接	自動溶接	
平坦な部位	サブマージ アーク溶接	自動溶接	溶接線の前方に散布した粒状のフラックス中にワイヤを送り込み、ワイヤ先端と母材間にアーク熱を発生させて行う溶接法。
直近に緩衝物がある部位	炭酸ガス アーク溶接	半自動溶接	活性ガスを用いて溶接部のシールドを行う溶接法で(マグ溶接)、炭酸ガスまたは混合ガスを用いる
直近に緩衝物がない部位	炭酸ガス アーク溶接	自動溶接	



写真-1：地組立て状況



写真-2：サブマージアーク溶接状況(鋼床版)



写真-3：炭酸ガスアーク半自動溶接状況(下フランジ)



写真-4：炭酸ガスアーク自動溶接(ウエブ)

4. 架設現場での現場溶接

本橋の現場溶接は、中央径間の架設ブロックをセッティングビーム(図-4)で支持して接合部の無応力化を図り、ヤード溶接と同様の方法(図-3)で実施する予定である。

現場溶接の主な課題は、セッティングビームで支持する架設ブロックの溶接面の調整要領、渦励震が原因で溶接継ぎ手に生じる相対変位の防止、が揚げられる。

前者は、セッティングビームに滑り支承やジャッキ設備を設けて、架設ブロックの据付位置調整により対応する予定である。

後者は架設ブロックに自動車防護柵を設置して渦励震の抑制を図ると共に、振動が生じても継ぎ手に相対変位が生じることがないように、縦リブ継ぎ手のボルトを締め付けて対応する予定である。

本稿を終わるにあたって、関連して助成頂きました伊良部大橋建設現場事務所の職員と工事関係者の方々に深く感謝致します。

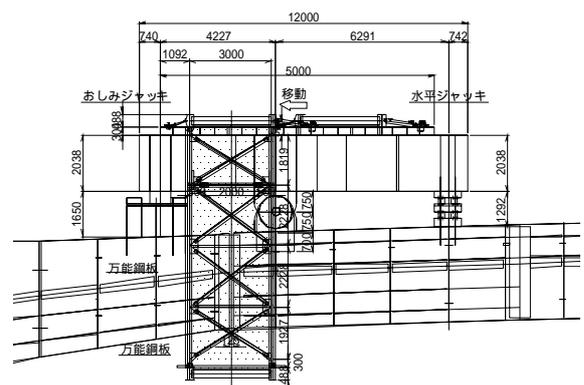


図-4：セッティングビームと溶接足場の概要

* 宮地・金秀鉄工・金秀建設特定建設工事共同企業体 現場代理人

** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主任技師

*** 沖縄県 土木建築部 宮古土木事務所 伊良部大橋建設現場事務所 主任

伊良部大橋(一般部橋梁)の施工 - 塩害地区における100年対応の橋梁を目指して -

(株)ピーエス三菱・(株)國場組・(有)新和建設 特定建設工事共同企業体 白石 哲, 中村雄一郎, 上田 和朋

1. はじめに

伊良部大橋は、沖縄本島から南西に約290kmの位置にある宮古島と伊良部島を結ぶ橋梁であり、6.5kmの県道平良下地空港線のうち、橋梁部は約4.31kmである。

橋梁部は、一般部橋梁(2185m+935m)、主航路部橋梁(420m)、海中道路部(600m)、中間橋梁(70m)、取付け部橋梁(100m)で構成されており、本稿では一般部橋梁について報告を行なう(図-1)。

2. 伊良部大橋(一般部橋梁)の概要

一般部橋梁は、プレキャストセグメント工法によるPC箱桁橋であり、ショートラインマッチキャスト方式により製作を行い、大型架設機を用いたバランスドカンチレバー工法により架設を行っている。以下に本橋の橋梁諸元を表-1、主桁断面図を図-2に示す。

表-1 橋梁諸元

路線名	一般県道平良下地島空港線
道路規格	第3種第3級(V=60km/h)
荷重	A活荷重
構造形式	平良側:PC32径間連続箱桁橋 伊良部側:PC14径間連続箱桁橋
橋長	平良側:2185.0m, 伊良部側:935.0m
支間構成	平良側:39.9m+64.0m+29@70.0m+49.0m 伊良部側:49.0m+12@70.0m+44.0m
有効幅員	8.5m

3. 施工概要

プレキャストセグメントは、宮古島側のセグメント製作ヤード内のショートライン設備により製作され、仮置きヤードにてストックされる(セグメント重量 43.5t~49.2t/1基)。セグメント架設は、場所打ち施工である柱頭部と基準ブロックである1BLとの間の場所打ち目地を施工した後、順次に標準セグメントを架設桁により行なう。

3.1 セグメント製作ヤード

ショートライン設備は2基の型枠設備により稼動しており、製作の稼動効率を上げる為にショートライン設備を完全に覆う事の出来る全天候型の移動式上屋設備を設置している。荷役設備として鉄筋ユニット、各種型枠資材等の運搬用にショートライン設備として橋形クレーン(吊上能力7.5t)を1基配置し、ヤード内でのセグメント運搬用に大型橋形クレーン(吊上能力60t)を1基配置している。製作ヤード全景を写真-1に示す。

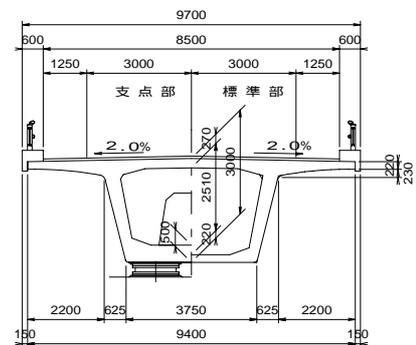


図-2 主桁断面図

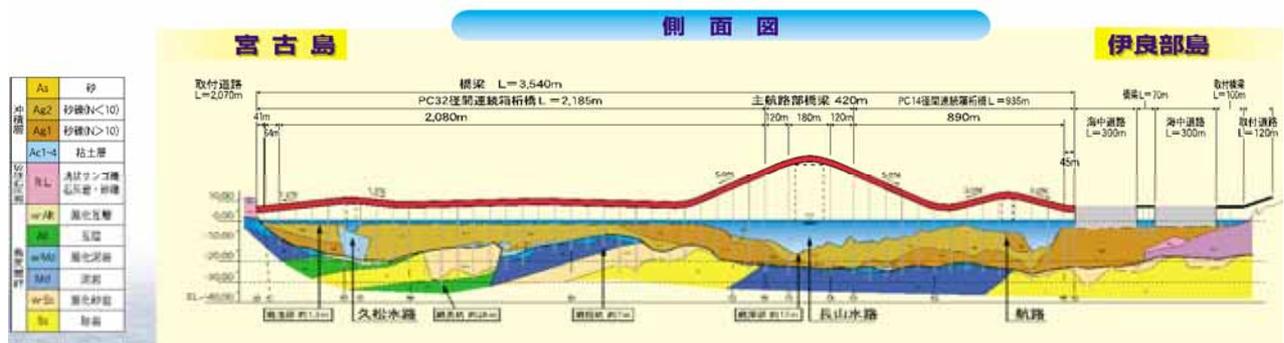


図-1 側面図

キーワード プレキャストセグメント橋、塩害、高耐久性化、フライアッシュ、アルミマグネシウム合金

連絡先 〒906-0015 宮古島市平良字久貝地内 伊良部大橋工事作業所 E-MAIL t-shirashi@psmic.co.jp

セグメント仮置きヤードは、架設工程との兼ね合いから、140個(約6径間分)のセグメント(2段積み)が仮置き可能なスペースとしている。



写真-1 製作ヤード

3.2 セグメント製作工

1) 形状管理及び測量

セグメントの形状管理は、既に製作されたセグメント(OLD)と新たに製作されたセグメント(NEW)との主桁のたわみ分を補正した相対高さ及び平面的な相対関係について行う必要がある。その手法としてセグメントの橋軸方向中心を通る測量上の基準線とそれに直交する基準線(バルクヘッド:NEW セグメントの端枠)を基準に形状管理を行っている¹⁾。中心となる基準線は型枠設備を見通す事が出来る測量台と基準柱を設けて視準し、バルクヘッドは精度を保つ為に剛性の高い不動な構造としている。しかし、セグメント製作過程でズレが生じる可能性がある為、製作開始前に鉛直・水平の測量を行い、ズレが生じた場合は、その都度調整を行っている。なお、高さ管理はデジタルレベルにより 0.1mm 単位で打設後に測量を行っている。

2) セグメント製作フロー

セグメント製作サイクルは各製作設備で 2 日 / 個となっており、本工事の製作設備は2基設置されている事

から、1日/個製作する事が出来る。写真-2 は型枠設備を示す。鉄筋工は製作サイクルを短縮するため設備内に専用の鉄筋組立台を設置し、精度良く組立を行う事により完全なユニット鉄筋としている。ユニット鉄筋は型枠組立完了後、専用の吊金具を介して 7.5t 橋形クレーンによりセットしている。型枠設備は全て鋼製とし、使用頻度の高い部分は防錆上一部ステンレス枠を使用している。打設状況を写真-3 に示す。コンクリート打設はポンプ車ブームにて行い、暑中コンクリート対策として、生コン車待機場所に上屋を設置し、直射日光を遮断している。セグメント製作フローを図-3 に示す。



写真-2 型枠設備



写真-3 コンクリート打設

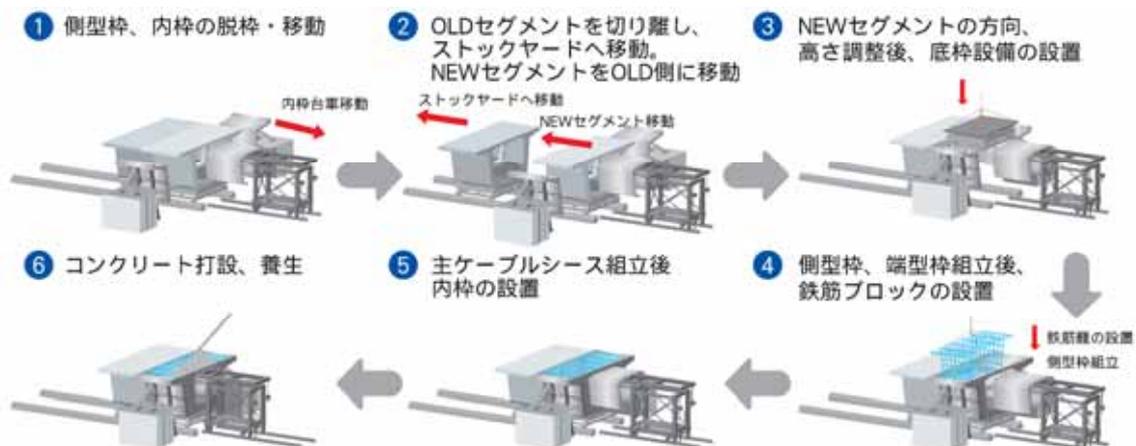


図-3 セグメント製作フロー図

冬季に上部工セグメント及び柱頭部で使用しているコンクリートの配合を表-2に示す。

本配合の特徴は、細骨材の殆んどを砕砂としたこと、及び早強性膨張材を使用したことである。細骨材については、アルカリ骨材反応抑制のため本部産石灰石の砕砂を用いる事を基本とし、試験練りの結果から、粒度調整及びワーカビリティの向上を図るため、フライアッシュ種を細骨材に置換して用いた。早強性膨張材については、冬季におけるセグメント製作のサイクル工程を遅延する事なく、材齢 15～18 時間で脱枠強度 (14N/mm^2 以上)を確保するために用いたものである。

表-2 コンクリート配合 (50-18-20N)

材料名	単体量(kg/m ³)	備考
セメント	436	普通ポルトランドセメント
混和材	30	早強性膨張材
水	156	地下水
細骨材	723	砕砂
混和材(細骨材の置換)	22	フライアッシュ 種
粗骨材	1004	砕石
混和剤	3.961	高性能 AE 減水剤遅延形
W/C (%)	33.5	水結合材比
s/a (%)	42.9	

コンクリート内の鉄筋は、全てエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用しており²⁾(写真-4)、地覆鉄筋にはセグメント製作後から橋面工までの期間、海上の外気や紫外線に曝される事を考慮してステンレス異形鉄筋を使用している。鉄筋曲げ機用ローラーには樹脂ローラー(ポリウレタン製)を採用し(写真-5)、加工時における樹脂塗装の損傷を最小限に抑えている²⁾。さらに現場での組立後にも樹脂塗装の損傷を確認し、必要に応じて補修塗装を行っている。定着具はエポキシ樹脂塗装品を標準としており、全てのシースはポリエチレン製としている。



写真-4 エポキシ樹脂塗装鉄筋

セグメント製作開始前に FEM 解析が実施された結果、内ケーブル下床版定着突起による応力集中が発生する事が明らかになった。本橋の下床版定着突起は、ウェブと剛結しており、ごく一般的な下床版突起であると



写真-5 樹脂ローラー設置

言えるが、下床版部は薄肉であり、また、塩害対策として外周コンクリートの純かぶり¹⁾が 70mm である事から、純粋に引張応力度に対応出来る補強鉄筋は、配置できない。よって、引張応力が大きい中間隔壁より支点側の下床版定着突起を有するセグメント(4・5・6BL)にひび割れ対策の補強材として CFCC (Carbon Fiber Composite Cable)を採用している。CFCC は非金属である事から塩害による影響が皆無である為、下床版かぶり内(純かぶり 70mm の中心位置)に配置している。また、沓座モルタル補強筋(D10 異形鉄筋)の替わりとしても CFCC を採用している。下床版部の CFCC 配置状況を写真-6に示す。



写真-6 CFCC 配置状況

3.3 支承工

本橋は海上架橋という極めて厳しい環境条件の中に建設される事から、塩害による支承の腐蝕が懸念される。また、LCC 低減を目的とした「ミニマムメンテナンス橋」として 100 年以上の高耐久化を目指している事から、本橋で設置される支承の防錆・防食として、アルミマグネシウム合金の金属溶射を採用している。ボルト塗装にも防錆・防食性能を有したフッ素樹脂コーティングを採用しており、工場出荷前・現場搬入後も樹脂塗装の損傷を施主と共に入念に確認し、必要に応じて補修塗装を行っている。支承タイプは免震ゴム支承であり、ポストス

ライド工法に対応出来る構造となっている。最大スライド量は A1 桁端部において 420mm で、2 回に分けてポストスライドを行う予定である。(写真-7) 仮固定においては、架設地点が台風常襲地帯である事から強風時(設計風速 68.0m)についても再度検討を行った上で仮固定鋼棒の設計本数を決定した。



写真-7 支承擔付完了

3.4 柱頭部工

柱頭部は、ブラケット式支保工による場所打ち施工で製作され、コンクリート打設は、下床版とウェブ・上床版の2回に分割して行っている。本橋の柱頭部は海上で施工を行う事から海域の汚染防止対策として、万一資材や油脂等が落下した場合でも広範囲に拡散せず回収を容易にする為に橋脚周囲にオイルフェンスを設置している。使用型枠は、側枠・張出し枠を鋼製の型枠とし、型枠面には防錆としてステンレス性の鋼板を設置している。また、コンクリート打継目処理には、レイトンス層を非脆弱化する工法を採用する事によりレイトンス処理水を抑制している。柱頭部施工を写真-8 に示す。



写真-8 柱頭部施工状況

3.5 セグメント架設工

セグメント架設要領図を図-4 に示す。

本橋は片側 11 ブロックのセグメントを柱頭部より左右対称に片持架設するバランスカンチレバー工法により架設を行う。架設方向は、宮古島から伊良部島に向って 1 組の架設

桁設備を径間毎に移動させながら行うものである。

1) セグメントの運搬・移動

仮置きヤードでトレーラトラックに積み込んだセグメントを、起点側橋面から大型架設機後方まで運搬した後、架設機のテルハ(60t吊装置)により吊上げ、接合地点まで移動を行う。セグメント積込状況を写真-9 に示す。



写真-9 セグメント積込状況

2) 基準セグメント架設

基準セグメントの架設・据付は橋体の出来形に大きく影響する為、高い精度の施工が要求される。基準セグメント据付は桁吊装置から専用吊金具に預けて、油圧ジャッキ等により高さ・平面方向の調整を 0.1mm 単位で行っている。(写真-10)調整終了後は、基準セグメントを専用の固定治具により固定した後、目地を無収縮モルタルにて充填し、強度発現後に上床版内ケーブルを緊張する。基準セグメントは吊下式により固定されている為、モルタル打設時の側圧によるズレが生じる可能性がある事から、柱頭部と同様に2回に分けて打設を行っている。



写真-10 基準セグメント据付

3) 標準セグメント架設

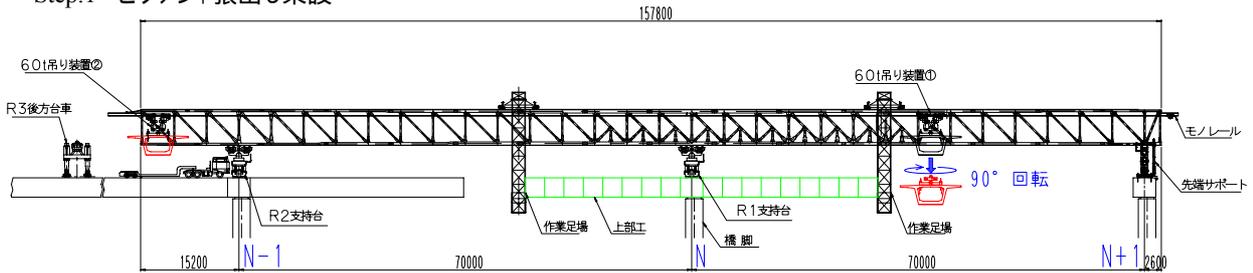
接合セグメントに接着剤塗布及びシース端部にセグメントカップラー(写真-11)を取り付けた後、セグメントを所定の位置まで移動・降下させ、吊装置を水平移動して既設セグメントに近づける。

接合セグメントの微調整は、製作時に予め記したターゲット(SUS)の罫書を基準に行う。その後、引寄せ用PC鋼棒を4本接続した後、緊張力を導入し接合を行う。上床版部には内ケーブルが張出毎に2~4本配置されており、被覆PC用ジャッキを用いて左右交互に緊張を行う。また、緊張時に接合部からはみ出す接着剤の海への落下防止として、移動用 Gondola 足場に接着剤受けとしてシートを設置している。セグメント架設状況を写真-12に、上部工全景を写真-13に示す。

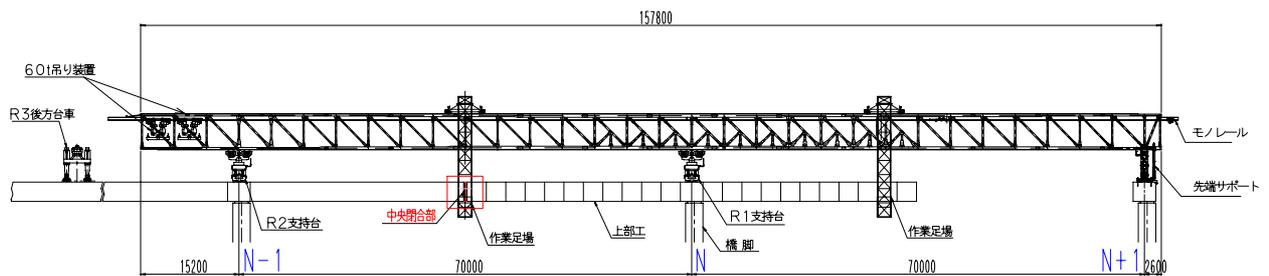


写真-11 セグメントカップラー設置

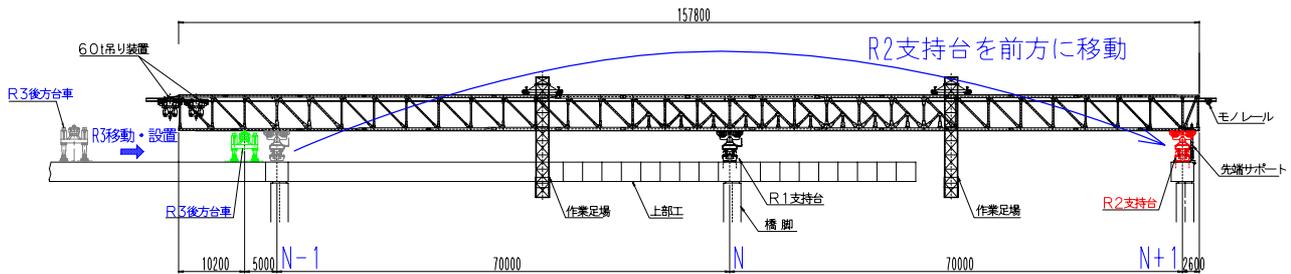
Step.1 セグメント張出し架設



Step.2 中央連結部の施工



Step.3 架設機支持台移動



Step.4 架設機移動

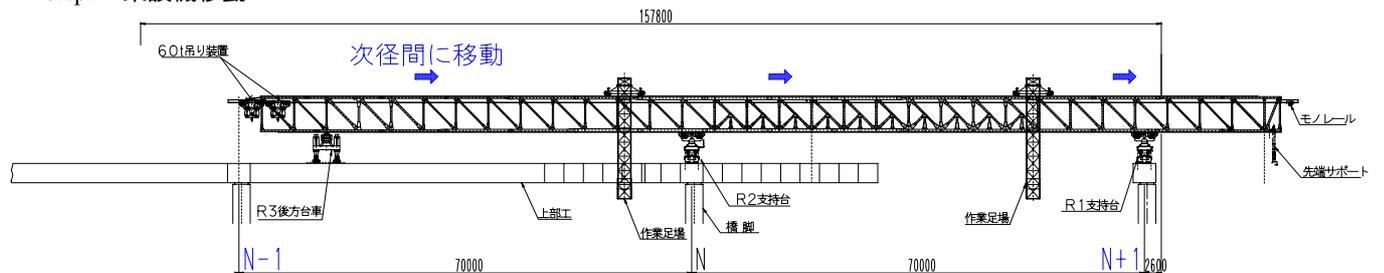


図-4 セグメント架設要領図



写真-12 セグメント架設状況



写真-13 上部工全景

3.6 中央連結部工

本橋上部工はプレキャストセグメント工法にて施工されるが、各径間の連結部は場所打ち施工となる。連結に際して左右張出部からの誤差を調整する為に、鋼材と油圧ジャッキを組み合わせた方向調整架台を使用する。(写真-14)

支保工は既設の桁から反力を受持つ吊支保工形式により設置する。閉合後(打設直後)に全本数(14本)の下床版内ケーブルの内、6本を最初に緊張し、残り8本はクリープが進行した後に、外ケーブルと同時期に緊張を行う。



写真-14 中央連結部施工

3.7 使用材料

本橋で使用する鋼材の種類と各々の防錆使用³⁾を表-3に、外ケーブルを写真-15に示す。

表-3 鋼材の防錆仕様

品名	規格	防錆仕様
内ケーブル	SWPR7BN 12S12.7	ポリエチレンシース + エポキシ樹脂粉体塗装 + グラウト
外ケーブル	SWPR7BN 19S15.2	ポリエチレンシース + エポキシ樹脂粉体塗装 + グラウト
横桁横締ケーブル	SWPR19L	プレグラウト
偏向管		溶融亜鉛メッキ + 飽和ポリエステル樹脂粉体塗装



写真-15 外ケーブル

4. おわりに

平成 23 年 8 月末現在、宮古島側は一般橋梁 2185m の内、約 1800m の架設が完了し、平成 25 年度の完成を目指し、順次施工を行っている所である。

今後、航路部に近づくにつれて強風や潮流等の自然環境が更に厳しくなる事が予想される為、より一層、安全・環境に対しての配慮を行い、竣工にむけて工事を進めていく事としている。

参考文献

- 1) 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会:
外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準,
2005.07
- 2) 土木学会:コンクリートライブラリー 112 号 エポキシ樹脂塗装
鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改定版],
2003.11
- 3) 土木学会:コンクリートライブラリー 133 号 エポキシ樹脂を用
いた高性能PC鋼材を使用するプレストレストコンクリート設計施
工指針(案), 2010.08

F R P 防護板を用いた防食技術

宮地エンジニアリング(株) 山下 修平
琉球大学 下里 哲弘, 有住 康則

1. はじめに

沖縄地区は腐食環境の厳しい地域であり、過去の腐食損傷事例などから独自の防食マニュアル「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル(平成20年8月)」(以下、沖縄塗装マニュアル)を策定している。

沖縄地区は海岸線からの距離が短く、高い山などがない地形条件に加えて海風が強いことから、他に比べて飛来塩分量の多い地域である。飛来塩分は鋼材の腐食因子の大きな要因の一つであり、この影響を抑えることが塗装耐久性向上に有効と報告¹⁾されている。文献1)では、鋼桁間に飛来塩分が付着した場合、雨水による洗浄効果が乏しいため腐食が進行しやすいと指摘しており(図-1)、これに対して鋼桁間に飛来塩分防護板を設置する対策例を紹介している。

本稿では、防護板にFRPパネルを用いた防食技術(図-2)を紹介すると共に、その効果について追跡調査の途中経過と今後の展望について述べる。

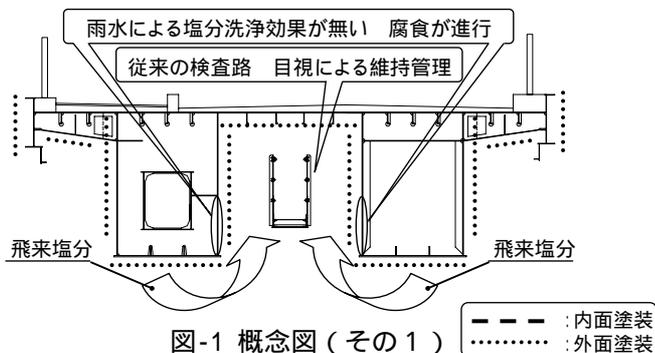


図-1 概念図(その1)

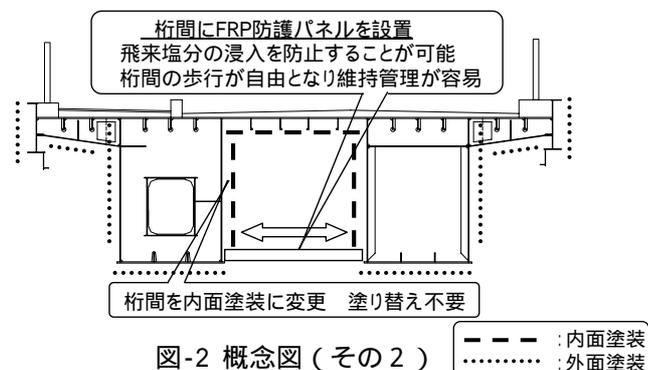


図-2 概念図(その2)

2. F R P 防護板の適用事例

F R P 防護板を採用した橋梁は、沖縄県の中部に位置する国頭郡恩納村に新設された「沖縄科学技術大学院大学」キャンパス内に位置している。本橋は単純鋼床版箱桁橋であり、鋼材の暴露面積が大きいことから、鋼桁間にFRP防護板を設置することはLCCの観点からも有効であると考えられた。

FRP防護板には、FRP合成床版の底板として開発したTリブ付きFRP製パネル(図-3: NETIS No.CB-980002-A)を活用して構成した。そのため、十分な剛性を有しており、応答振動やたわみの感覚は通常の上部工検査路と同程度であり、飛来塩分の防止に加えて広範囲の検査路としても使用が可能である。FRP防護板は防食の効果に加えて、将来の維持管理性の向上にも大きく寄与するものと考えられる。

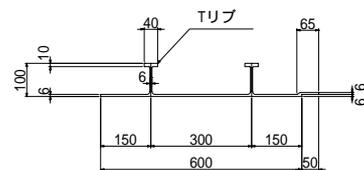


図-3 FRP パネル断面図



写真-1 FRP 防護板設置状況

3. F R P 防護板の追跡調査

平成23年4月より、琉球大学と宮地エンジニアリング(株)で、FRP防護板の効果について追跡調査を行うこととなった。追跡調査としては、ガーゼ法を用いた飛来塩分量の測定、風向風速計及び温湿度計を用いた環境計測、軽量小型の耐候性鋼板センサーによる錆速度計測を行っている。(写真-2)

キーワード FRP防護板、LCC、飛来塩分

連絡先 〒290-8580 千葉県市原市八幡海岸通3番地 宮地エンジニアリング(株) E-MAIL:yamashita.shuhei@miyajji-eng.co.jp

計測機器は、鋼桁間の端部より橋軸方向に0m, 10m, 30mの位置に設置している。図-4に1ヶ月間(H23.6.17~H23.7.15)の飛来塩分量及び、表-1に3ヶ月(H23.4.1~H23.7.15)経過した耐候性鋼板センサーの錆厚を示す。

飛来塩分量の計測期間には台風の通過もあり、鋼桁外の飛来塩分量が0.159mddと高い値を示した。一方鋼桁間については、端部より0.012mdd~0.005mddと減衰しており、FRP防護板の飛来塩分遮断効果が確認できる。しかし、本橋においては鋼桁端部に塞ぎ板を設置していないため、桁端部から鋼桁間に飛来塩分が侵入しているものと考えられる。

耐候性鋼板センサーの錆厚については、端部では11μm程度の錆が発生しているのに対して、端部より30m位置の耐候性鋼板センサーには錆の発生は確認されていない。

また、図-5,6に鋼桁間の温湿度結果を示し、その結果から算出した濡れ時間割合を表-2に示す。端部に比べ30m地点の方が濡れ時間の割合が少ないことが確認出来る。



写真-2 計測機器設置状況

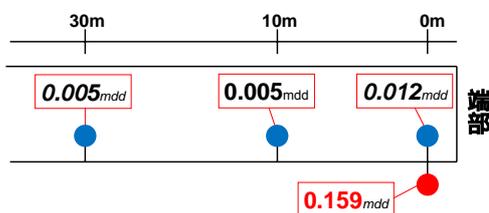


図-4 飛来塩分量計測結果

表-1 錆厚測定結果(3ヶ月)

設置距離	鋼板センサー		平均錆厚(μm)
	位置	番号	
0m	G1桁-0m	M1101	9.5
		M1102	11.7
	G2桁-0m	M1103	11.3
		M1104	8.4
10m	G1桁-10m	M1105	2.0
		M1108	-5.1
	G2桁-10m	M1109	-3.1
		M1110	-2.0
30m	G1桁-30m	M1106	-6.2
		M1107	-3.3
	G2桁-30m	M1106	-6.2
		M1107	-3.3

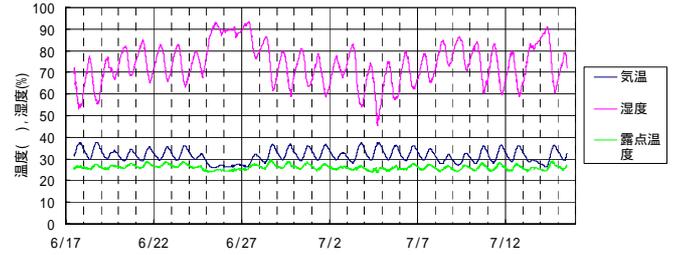


図-5 気温・湿度の変化(端部より0m地点)

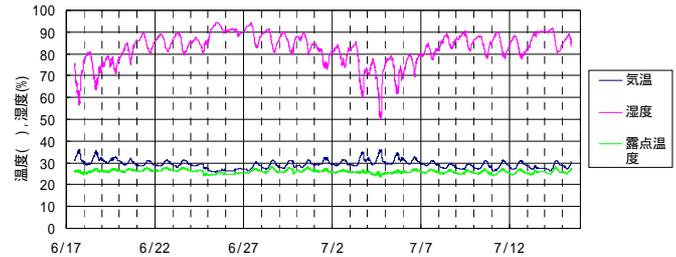


図-6 気温・湿度の変化(端部より30m地点)

表-2 濡れ時間割合

端部から位置	平均気温()	平均湿度(%)	露点温度()	濡れ時間割合(%)
0m	29.4	82.6	26.0	72.2
30m	31.5	73.9	26.1	26.8

$$(\text{濡れ時間割合}) = \left\{ (T_{\text{Iso}}) \right\} / (\text{計測時間}) \times 100$$

T_{Iso}: 湿度80%以上、気温0 以上の時間

4. 今後の展望

追跡調査により、FRP防護板の飛来塩分の遮断効果及び腐食環境の改善効果が確認されつつある。引き続き調査を継続し、今後は桁端部にも防護板を設置してさらなる効果を確認していく。

一方でFRP防護板の設計手法は十分には確立されておらず、設計・適用条件の整理・耐荷力性能の評価・耐風安定性の評価等を行っていく必要がある。

今後は、FRP防護板の既設桁への適用を含めて検討を進め、FRP防護板の設計ガイドラインの作成に努めることである。

【参考文献】

- 1) 沖縄総合事務局開発建設部・沖縄県土木建築部監修：沖縄地区鋼橋塗装マニュアル, 2008.8.
- 2) 久保圭吾, 古谷賢生, 能登宥愿：FRP合成床版の紹介, 宮地技報 No20, pp.23-28, 2005.3
- 3) 久保圭吾：FRPの歩道床材としての適用性, 宮地技報 No23, pp.19-25, 2008.3.

1. はじめに

海岸近傍の過酷な腐食環境に約 30 年間曝された鋼 I 桁橋(以下、暴露橋 写真 1)の腐食性状は、図 1 に示すように、海岸側の G1 桁ではウェブ下端部とウェブ中間付近で腐食減厚が顕著であり、おわん状に主桁板厚が減少している(以下、おわん型腐食)。また、陸側の G3 桁ではウェブ下端部の腐食減厚が非常に顕著であり、くさび状に主桁板厚が減少している(以下、くさび型腐食)。このことから桁の位置によって腐食形状が異なる¹⁾。そこで本研究では、暴露橋の腐食性状の解明として、鋼 I 桁内部の粒子の飛来特性の検証を目的に風洞試験を行った。本稿では試験概要と解析方法について説明する。



写真 1 暴露橋梁

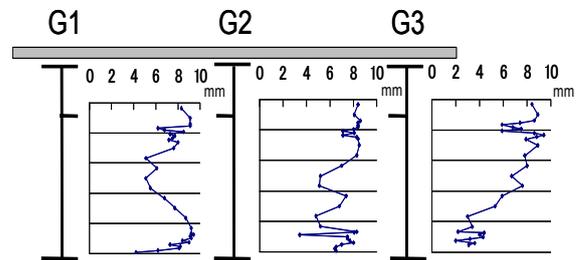


図 1 暴露橋残存板厚

2. 試験方法

試験に使用した橋梁模型は、暴露橋の 1/15 モデルを基準とし、桁間隔、桁高さおよび下フランジの有無を変えたものを作成した。表 1 に試験パラメータを示す。試験パラメータは風速を 5m/sec、15m/sec、桁下高さを 50mm、100mm、200mm とした。ここで、レイノルズ数 ($Re=UL/v$) の関係より、実験での風速 15m/sec は実際の風速 1m/sec 相当になる。また、モデル桁下の高さ 50mm (モデル桁高さ:モデル桁下高さ=1:0.5) とは実橋における満潮時相当、モデル桁下の高さ 200mm (モデル桁高さ:モデル桁下高さ=1:2) では実橋における干潮時相当に対応する。

表 1 試験パラメータ

	風速 (m/s)		桁下 (mm)		
実験	5	15	50	100	200
実橋相当	0.33	1.0	750	1500	3000

図 2 に計測機器構成を示す。画像解析である PIV (Particle Image Velocimetry: 粒子画像流速測定法) を行うため、風の流れ計測は、設置したモデルにオイルミストを噴霧し、レーザーにて可視化した状態で高速度カメラ(2000frame/s)を用いて撮影を行った。

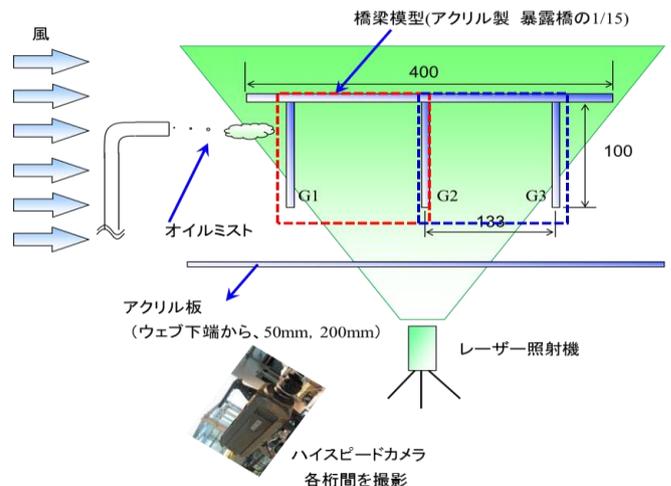


図 2 計測機器構成



写真 2 風洞試験機 (最大風速 20m/s)

キーワード: 腐食環境評価、プレートガーター橋、PIV 解析、風洞試験、腐食分布形状

連絡先: 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地

国立大学法人 琉球大学 工学部 土木技術職員室 TEL: 098-895-8641, FAX: 098-895-8677

撮影した映像を解析処理し、オイルミストの流れを観察する。使用した風洞試験機を写真2に示す。風洞試験機の最高風速は 20m/sec で循環型の吸気、排気を行う。

3. 解析方法

図3に風速 5m/sec、桁下 200mm での撮影画像を示す。図に撮影された煙の流れを矢印で示した。この画像を用いて、PIV 解析を行う。

3.1 解析前処理

解析前処理には、解析にかける連続した画像の抽出、撮影対象の傾き補正、模型部分の非解析領域のマスキングなどを行い、画像を 1 flame ごとに 1 つのファイルとして生成する。

3.2 PIV 解析

(1) 原理²⁾ PIV 解析は、図4に示すように2つの時刻間のある一定の領域において、第1時刻における粒子分布に対し、第2時刻において、それと相関の高い粒子分布を検出し、この2つの時刻間における粒子分布の移動距離から、領域内の平均的な速度を算出するものである。実際の解析においては、モノクロデジタル画像を使用する。モノクロデジタル画像は、黒～灰～白の色変化が 256 階調の輝度値で 1 画素ごとに表現されており、輝度分布の行列で表現されている。この輝度分布の微小領域において、2 時刻間で相関の高い分布を検出することで、流速分布を求める。

(2) 解析方法 PIV 解析に用いられる解析方法はいくつかあり、本研究では、画像相関方法の直接相互相関法を用いて、相関の高い画像を検出している。

(3) 解析例 図5に本研究での解析例を示す。PIV 解析プログラムを起動後、解析にかけるファイルを指定し、領域分割数などを指定する。今回は 512x512pixel 画像を、8x8pixel を 1 単位とした 64x64 格子に分割した。PIV 解析からは 2 画像間の数値流速ベクトルが 1 つずつ生成される。図6に平均流速ベクトル分布を示す。図より、撮影画像観測と同様な流れが解析されており、PIV 解析を行うことで桁間の流れを把握できる。

4. まとめ

風洞試験を行い、モデル桁内の流れを把握する実験方法と解析方法について以下にまとめる。

1) PIV 解析を行うことで桁間の風の流れを把握することが可能であることを確認した。

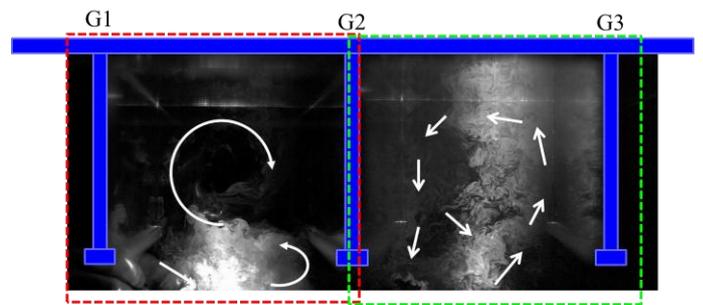


図3 撮影画像

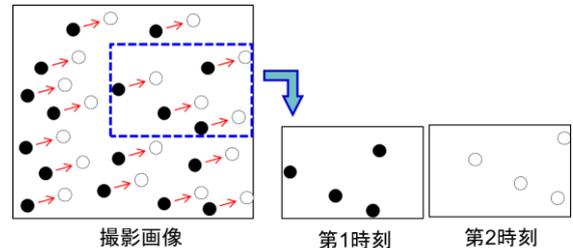


図4 解析イメージ



図5 PIV 解析条件設定

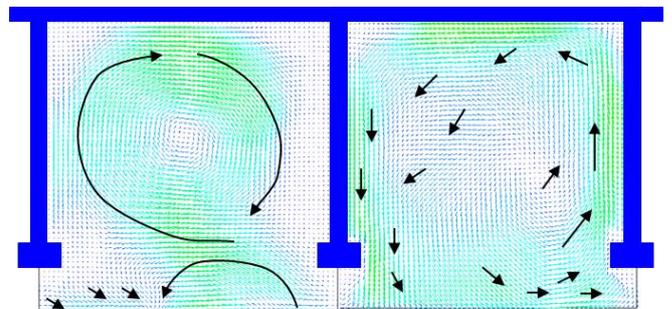


図6 解析結果 平均流速ベクトル分布図

謝辞

本研究は、国土交通省国土技術政策総合研究所 道路政策の質の向上に資する技術研究開発 『鋼橋の腐食劣化メカニズムの解明と耐久性診断に関する研究』を受けて行った。また、機械システム工学科と環境建設工学科との共同研究である。

【参考文献】

- 1) 丸山直人、下里哲弘、有住康則：長期自然曝露された鋼 I 桁橋の構造部位別の腐食特性（その 2）～鋼 I 桁橋の腐食度マップと残存板厚分布特性～、土木学会平成 22 年度全国大会第 65 回年次学術講演会
- 2) 可視化情報学会編：PIV ハンドブック、森北出版

鋼プレートガーター橋周辺の飛来塩分特性に関する風洞試験（その2）

琉球大学 学生会員 ○古里智香 下里哲弘 有住康則

1.はじめに

海岸近傍の過酷な腐食環境に約 30 年間曝された鋼 I 桁橋(以下、暴露橋 写真 1)の腐食性状を、図 1 に示す。図より、海岸側の G1 桁ではウェブ下端部とウェブ中間付近で腐食減厚が顕著であり、おわん状に主桁板厚が減少している(以下、おわん型腐食)。また、陸側の G3 桁ではウェブ下端部の腐食減厚が非常に顕著であり、くさび状に主桁板厚が減少している(以下、くさび型腐食)。このことから桁の位置によって腐食形状が異なることが分かる¹⁾。本研究では、上述の桁位置で異なる腐食性状に対し、鋼 I 桁内部の粒子の飛来特性の検証を目的に風洞試験を行った。



写真 1 暴露橋梁

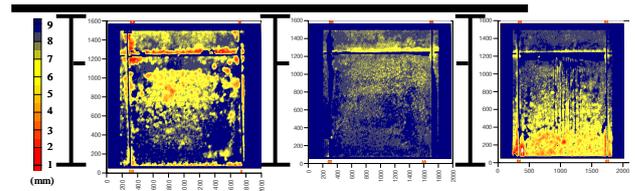


図 1 暴露橋残存板厚

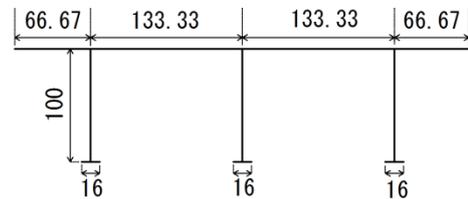


図 2 モデル寸法 (単位: mm)

表 1 試験パラメータ

case	モデル	風速 (m/s)	実況風速 (m/s)	桁下 (mm)	実橋桁下 (mm)
case1-f	暴露橋	5	0.3	50	750(満潮相当)
case2-f				200	3000(干潮相当)
case3-f		15	1	50	750(満潮相当)
case4-f				200	3000(干潮相当)



写真 2 風洞試験機 (最大風速 15m/s)

2. 試験方法

2.1 風洞試験

図 2 に暴露橋の 1/15 モデルの寸法を示す。表 1 に風洞試験のパラメータ変動範囲の一覧を示す。パラメータは風速と桁下高さとした。風の流れ計測は、設置した 1/15 モデルにオイルミストを噴霧し、レーザーにて可視化した状態で高速度カメラ(2000frame/s)を用いて撮影を行った。撮影した映像を解析処理し、オイルミストの流れを観察する。使用した風洞試験機を写真 2 に示す。風洞試験機の最高風速は 20m/s で循環型の吸気、排気を行う。ここで、レイノルズ数 ($Re=UL/v$) の関係より、実験での風速 15m/s は実際の風速 1m/s 相当になる。また、モデル桁下の高さ 50mm (モデル桁高さ:モデル桁下=1:0.5) とは実橋における満潮時相当、モデル桁下の高さ 200mm (モデル桁高さ:モデル桁下=1:2) では実橋における干潮時相当に対応する。

3. 試験結果

3.1 風速 5m/s、桁下 50mm の場合

図 2 に case1-f の描写図と平均流速ベクトル図を示す。描写図は、実験結果の動画を目視により描写し図にしたものである (以下、描写図)。G1-G2 桁間、G2-G3 桁間両方とも渦が反時計回りに発生した。G2-G3 桁下の流速が大きくなっており、G3 桁端部に多く海塩粒子が衝突付着したと考えられ、くさび型腐食の傾向を示すと推測される。

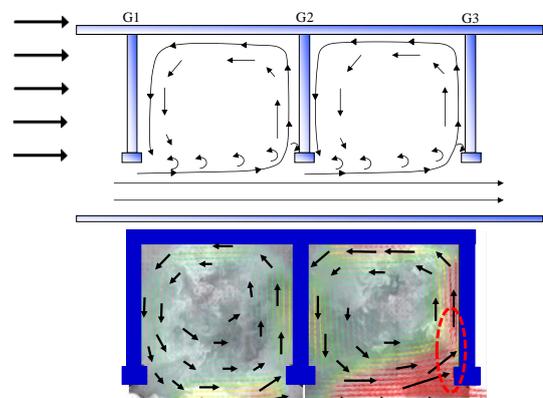


図 2 case1-f 描写図と平均流速ベクトル図

キーワード: 腐食環境評価、プレートガーター橋、PIV 解析、風洞試験、腐食分布形状

連絡先: 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地

国立大学法人 琉球大学 工学部 土木技術職員室 TEL: 098-895-8641, FAX: 098-895-8677

3.2 風速 5m/s、桁下 200mm の場合

図3に case2-f の描写図と平均流速ベクトル図を示す。G1-G2 桁間では時計回り、G2-G3 桁間では反時計回りに渦が発生した。このことから G1 桁中間、G3 端部に塩分が多く付着すると考えられ、G1 桁ではおわん型腐食、G3 桁ではくさび型腐食の傾向を示すと推測される。

3.3 風速 15m/s、桁下 50mm の場合

図4に case3-f の描写図と平均流速ベクトル図を示す。G1-G2 桁間、G2-G3 桁間両方とも渦が反時計回りに発生した。G2-G3 桁下の風速が大きくなっており、G3 桁端部に塩分が多く付着すると考えられ、くさび型腐食の傾向を示すと推測される。

3.4 風速 15m/s、桁下 200mm の場合

図5に case4-f の描写図と平均流速ベクトル図を示す。G2-G3 桁間は渦が反時計回りに発生した。G2-G3 桁下の風速が大きくなっており、G3 桁下端部には塩分が多く付着すると考えられ、くさび型腐食の傾向を示すと推測される。

4.まとめ

風洞試験を行い、下フランジを有したモデル桁内で発生した渦を観測することで以下の結果を得た。

- 1) G1 桁では、渦の発生状況から桁中間部に塩分が多く付着すると考えられ、おわん型腐食の傾向を示すと推測される。
- 2) G3 桁では、渦の発生状況から桁下端部に塩分が多く付着すると考えられ、くさび型腐食の傾向を示すと推測される。
- 3) 下フランジを有したモデルにおいて、桁内部の風の流れと海塩粒子による腐食形状との間には相関があると考えられる。

5.今後の課題

桁間隔や桁高さの異なるモデルについて桁内部の流れの性状を検討する。

謝辞

本研究は、国土交通省国土技術政策総合研究所 道路政策の質の向上に資する技術研究開発 『鋼橋の腐食劣化メカニズムの解明と耐久性診断に関する研究』を受けて行った。また、本研究は環境建設工学科と機械システム工学科の共同研究である。

【参考文献】

- 1) 丸山直人、下里哲弘、有住康則：長期自然曝露された鋼 I 桁橋の構造部位別の腐食特性（その2）～鋼 I 桁橋の腐食度マップと残存板厚分布特性～、土木学会平成 22 年度全国大会第 65 回年次学術講演会
- 2) 淵脇秀晃、下里哲弘、有住康則、矢吹哲哉、瀬名波出、石川正明、松田昇一：プレートガーター橋における海塩粒子の飛来塩分特性に関する研究、土木学会平成 23 年度全国大会第 66 回年次学術講演会

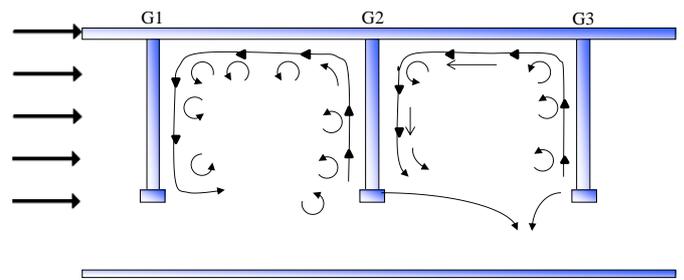


図3 case2-f 描写図と平均流速ベクトル図

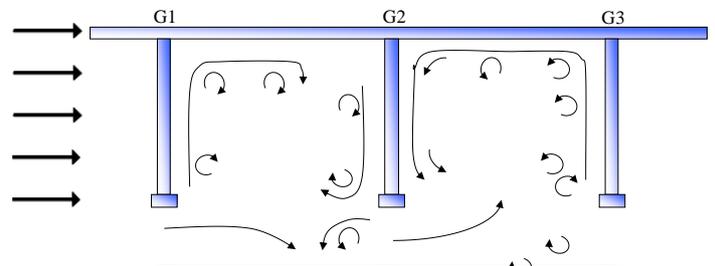
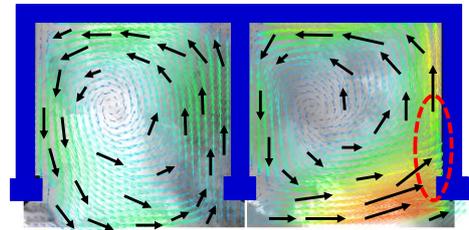


図4 case3-f 描写図と平均流速ベクトル図

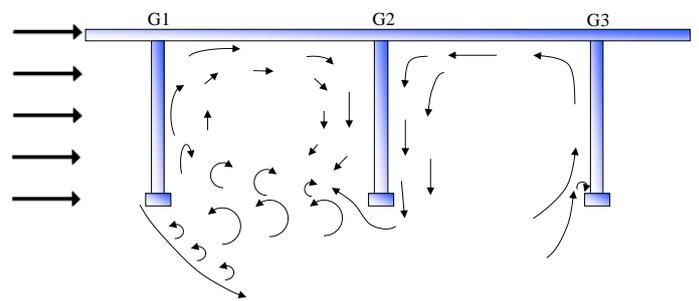
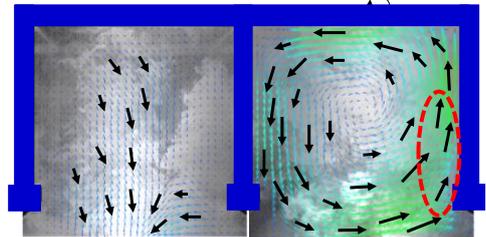
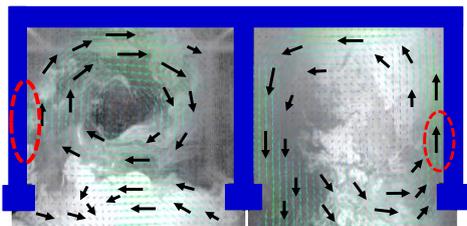


図5 case4-f 描写図と平均流速ベクトル図



ナノバブル水を用いた腐食鋼板の洗浄効果に関する実験研究

琉球大学 ○佐次田 優人、 下里 哲弘、 有住 康則

1、はじめに

沖縄県は高温多湿の亜熱帯気候であり、海岸までの距離も短く、海塩粒子が多く飛来する地域である。このような環境は鋼構造物にとって非常に厳しい環境であるといわれている。

そのための防錆手段として鋼構造物の洗浄という手段がある。しかし現在、発生している錆進行のための洗浄方法はまだ確立していない。そこで、本研究では工業製品等の洗浄などをはじめ様々な分野への活用が期待されているナノバブル水に注目した。ナノバブルは大きさ1万分の1mm以下の極小の気泡を含む水であり、水と空気に圧力をかけ高速回転・攪拌させて生成されたものである(図1)。気泡はマイナス電位を帯びているため、汚れなどのプラスのものに付着しやすい特性から、様々な汚れを浮上分離させることにより洗浄が可能である。本稿ではナノバブル水を用いた腐食鋼板の洗浄実験を行い、鋼材の錆発生要因とされる塩分の洗浄効果について検証する。

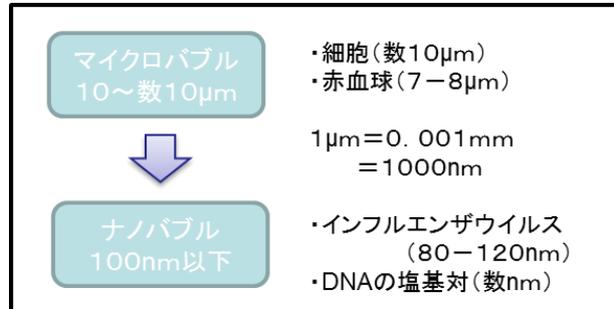


図1 ナノバブルの大きさ



写真3 SMA 鋼材



大気暴露試験後



複合サイクル試験後

写真4 使用した腐食鋼板

2、実験概要

2.1 使用鋼材

写真3に本実験で使用する鋼板を示す。鋼板の寸法は50×50mm、厚さ2mm、表面研磨、面取りをしたSMA鋼材(耐候性鋼板)とする。実験では写真4に示す恒温恒湿機を用いて1日1回の塩水塗布による複合サイクル試験であらかじめ腐食させたSMA鋼板を用いた。なお、腐食させたSMA鋼材は、その後大気暴露と複合サイクル試験を継続し、腐食をさらに促進させている。

2.2 実験手順・条件

今回は腐食鋼板試験体を計4体使用し、それぞれ水道水とナノバブル水とで吹きかけ洗浄回数を変えて、その時の表面塩分の減少量で洗浄力を評価する。また、参考として錆厚も随時計測した。

吹きかけ洗浄は、霧吹きを使用して距離約20

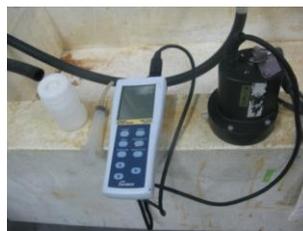


写真5 表面塩分計



写真6 電磁膜厚計

キーワード ナノバブル水 表面塩分量

連絡先 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL098-895-8666

cm 離して、それぞれの回数の吹きかけを行う。
 また、表面塩分量の計測は写真5の表面塩分計を使用した。計測は吹きかけ1分後に攪拌計測を開始し、その1分後の値をその試験体の表面塩分量とした。錆厚の計測は写真6の電磁膜厚計を用いて、試験体表面を10回計測し、平均値をその試験体の錆厚とした。表1に試験体4体の初期値を示す。

3、実験結果

3.1 10回吹きかけ洗浄

表2に10回吹きかけ洗浄後の表面塩分量の計測結果を示す。

表中の、試験体1-1（水道水吹きかけ）、試験体2-1（ナノバブル水吹きかけ）ともに表面塩分量の低下がみられた。また試験体1-1の水道水吹きかけ後は、初期値から243.8 mg/m²の表面塩分量の低下（64.5%減）、試験体2-1のナノバブル水吹きかけ後は、初期値から344.1 mg/m²の表面塩分量の低下（86.2%減）があった。これらのことからナノバブル水の洗浄効果が大きいことがわかる。

3.2 50回吹きかけ洗浄

吹きかけ洗浄の回数と表面塩分量の減少との関係を確認する目的で、50回吹きかけ洗浄を試験体1-2（水道水吹きかけ）、試験体2-2（ナノバブル水吹きかけ）に対して行った。試験体は、それぞれ10回吹きかけをするごとに表面の計測を行った。図2に試験体1-2（水道水吹きかけ）、試験体2-2（ナノバブル水吹きかけ）に対する表面塩分量の減少量の変化を示す。

図より、試験体1-2は最終的には422.9 mg/m²の表面塩分量の低下（75.8%減）、試験体2-2では最終的に593 mg/m²の表面塩分量の低下（86.3%減）となったが、20回吹きかけ以降は洗浄効果に変化がない結果となった。

4、まとめ

以下に本研究で得られた結果をまとめる。

- 1) ナノバブル水は水道水に比べて洗浄力が高い。
- 2) ナノバブル水、水道水、共に20回吹きかけから表面塩分量の減少はあまりみられなかった。

表1 初期値・吹きかけ条件

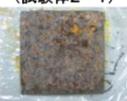
水道水吹きかけ	ナノバブル水吹きかけ
・10回の吹きかけ	・10回の吹きかけ
(試験体1-1)	(試験体2-1)
	
表面塩分量: 378mg/m ² 錆厚: 428.5μm	表面塩分量: 399mg/m ² 錆厚: 474.4μm
・50回の吹きかけ(10回ごとに計測)	・50回の吹きかけ(10回ごとに計測)
(試験体1-2)	(試験体2-2)
	
表面塩分量: 558mg/m ² 錆厚: 306.9μm	表面塩分量: 687mg/m ² 錆厚: 272.6μm

表2 10回吹きかけ後の結果

試験体1-1(水道水吹きかけ)	試験体2-1(ナノバブル水吹きかけ)
	
・表面塩分量初期値 378mg/m ²	・表面塩分量 134.2mg/m ² (64.5%減)
・平均錆厚初期値 428.5μm	・平均錆厚 409.6μm
	
・表面塩分量初期値 399mg/m ²	・表面塩分量 54.9mg/m ² (86.2%減)
・平均錆厚初期値 474.4μm	・平均錆厚 484.3μm

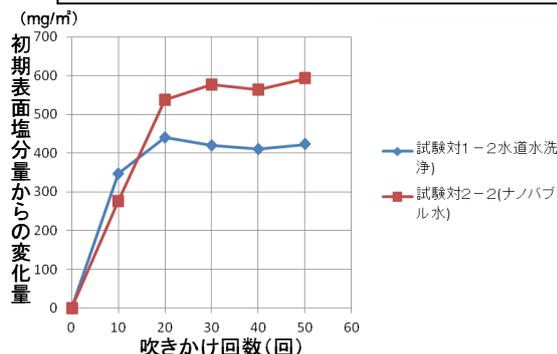


図2 表面塩分量減少の変化

今後の課題として、この実験を比較する試験パラメーターを考慮し、錆中の塩分除去法の検討を進める。

[謝辞]

本研究を行うにあたり、NEXCO 西日本総合サービス沖縄の比嘉氏にナノバブル水を提供して頂いた。ここに感謝の意を表します。

Session6 : コンクリート、維持管理

1. はじめに

沖縄自動車道の北部区間(石川 IC～許田 IC)は、沖縄海洋博覧会開催に合わせて1975年に開通している。当該区間は建設時に工期短縮を図る目的で鋼橋(IBグレーチング床版)を多く採用しており急速施工にて建設された。この区間のコンクリートには、当時の沖縄は慢性的な水不足であったことから、十分な脱塩処理がされていない海砂が細骨材として使用されている。この初期内在塩分によるコンクリート構造の劣化に対しては、1989年から劣化状況の調査と部分補修が始められていたが、さらに劣化が拡大してきた。

この北部区間の宜野座 IC と許田 IC 間に位置する湖辺底橋(写真-1)は、鋼桁橋で床版はRC床版(IBグレーチング床版)である。本橋でも床版の補修が行われていたが、劣化が顕著になっており、早急な補修対策が必要と判断された。そこで、過去の補修方法の寿命と費用対効果等からライフサイクルコストを検討した結果、抜本的な対策として床版の取替工事(リニューアル工事)を実施することとした。

今回は床版劣化のより進行している上り線の工事を行った。



写真-1 湖辺底橋全景(今回施工は左側-上り線)

2. 床版の劣化状況

湖辺底橋(図-1)は、1974年に竣工し約36年が経過している。床版形式はIBグレーチング床版(図-2)を採用している。供用から経年を過ぎ、鋼製型枠の腐食が進行したため、型枠を全撤去し床版下面に保護塗装を行っている。現状はIビーム及びハンチ筋の腐食によりハンチ部のコンクリートにわれ、剥落(写真-2)が生じている。既設床版撤去前に舗装面及び床版上面において、目視、打音による調査を行った結果、舗装面には浮き、コルゲーション、ポンピング等の損傷(写真-3)が見られた。何らかの損傷を受けている面積は過去の補修部分を含めて、全舗装面積の16%程度であった。床版上面については広範囲に浮き、クラックが見られ、はくり土砂化している部分(写真-4)もあり、その損傷面積は24%程度であった。損傷部位は走行車線側に多く見うけられた。



写真-2 下面ハンチ部の剥落

キーワード：プレキャストPC床版、高炉スラグ微粉末

連絡先 〒901-2101 浦添市西原4-41-1 西日本高速道路(株) 沖縄管理事務所 Email:d.komatani.aa@w-nexco.co.jp

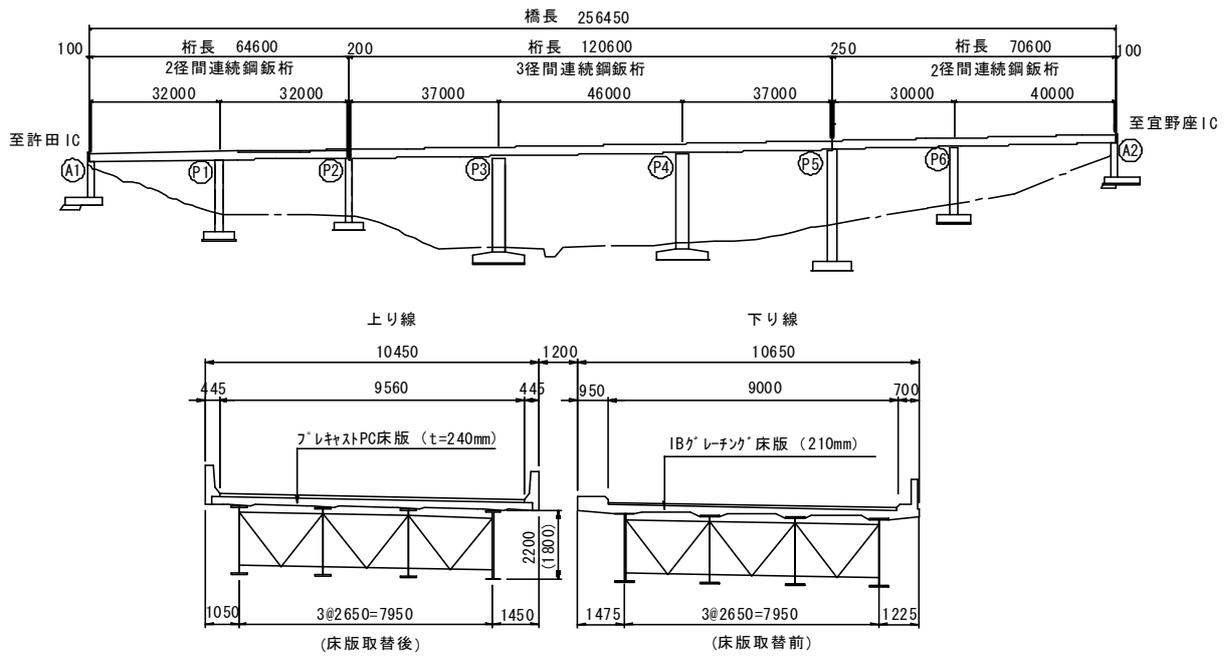


図-1 湖辺底橋一般図

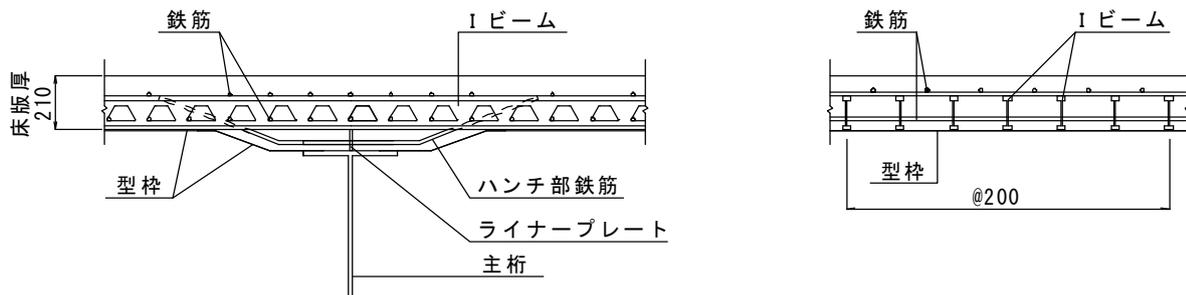


図-2 IBグレーチング床版概要図



写真-3 舗装面のポンピング



写真-4 床版正面 はくり、土砂化

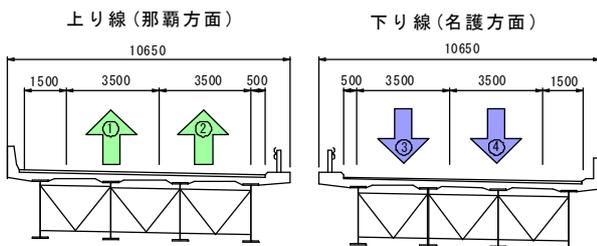
3. 工事概要

本工事は、湖辺底橋の RC 床版（IB グレーチング床版）を撤去し、プレキャスト PC 床版に取替を行うもので、施工時は上り線を通行止めとし、下り線を対面交通に切りかえ通行を確保した。施工時期は台風及び混雑期を避け正月明けの 1 月から 3 月とした。今回設置したプレキャスト PC 床版は 1 2 4 枚である。

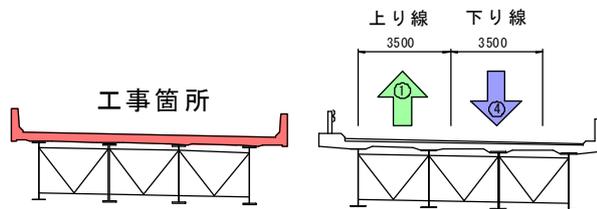
4. 対面交通規制

対面交通規制を行うため、上下線乗り入れ用として中央分離帯に開口部を設けた。規制は片側 2 車線を 1 車線とし図-3 の様なステップで行った。

STEP-1 工事前-片側2車線、合計4車線



STEP-2 工事注-片側1車線、合計2車線



STEP-3 工事後-片側2車線、合計4車線

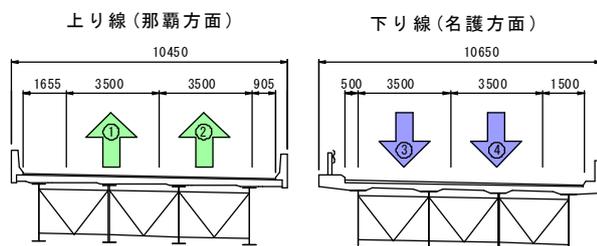


図-3 規制ステップ図

広報として事前に各 IC 及び SA, PA に案内看板の設置、関係各所へのポスター、チラシの配付、又、本線上 OV に横断幕を設置した。その他 TV やラジオのスポット CM にて対面交通規制の周知

を行った。

5. コンクリートの配合

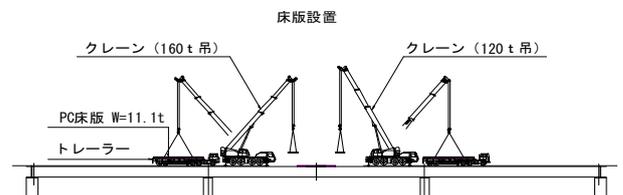
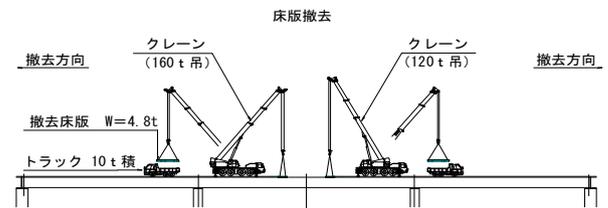
工場製作のプレキャスト PC 床版及び現場で使用した地覆壁高欄等のコンクリートの全てにおいて、セメントの 50% を高炉スラグ微粉末 6000 に置換したコンクリートを使用した。

高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート構造物は、遮塩性に優れ、アルカリ骨材反応の抑制効果、環境負荷低減効果に優れている等の特徴を有している。

使用したコンクリートの配合を、表-1 に示す。工場においてプレキャスト PC 床版に使用したコンクリートは、ワーカビリティを確保しつつ単位水量が少なくなるように設計した。現場において使用したコンクリート配合は、実機によるポンプ圧送試験を行い、スランプロス等を確認し決定した。

6. 施工方法

床版の撤去設置は工程の短縮を図るため、橋梁の中央から A1 及び A2 方向への 2 班（図-4）による作業を 24 時間体制で行った。施工量は片



側で 1 日 8m (PC 版 4 枚) とし作業を行った。

6-1 床版撤去

舗装、防水シートの撤去後、地覆壁高欄をコンクリートカッター及びワイヤーソーにて切断し、クレーンにて吊り上げ撤去した。

部位	呼び強度 (N/mm ²)	スランプ (cm)	水結合材比 (%)	セメント の種類	単位量 (kg/m ³)							備考
					セメント	微粉末	水	粗骨材	細骨材	膨張材	混和材	
プレキャストPC床版	50	18.0	38.0	H	184	184	140	1078	809	—	4.04	σ7=50以上
床版間詰、場所打床版	50	21.0	37.5	N	193	193	152	934	852	20	2.44	σ7=30以上
地覆・壁高欄	30	21.0	37.5	N	193	193	152	934	857	20	2.44	σ7=30以上

表-1 各部位に使用したコンクリートの配合

撤去した部材は直接ダンプトラックに積み込み、産廃処理施設に運んだ。

床版は横断方向に2mピッチでカッターにて切断し、ジャッキアップ用のコア孔を開けた。ジャッキアップ用の構台をセットし、センターホールジャッキにて持ち上げ（写真-5）、引き剥がすようにして主桁との縁を切った。持ち上げた状態でハンチ筋をガスにて切断し、完全に縁が切れていることを確認した後、クレーンにて吊り上げ撤去した。（写真-6）



写真-5 床版ジャッキアップ



写真-6 床版撤去

撤去後、ケレンを行いフランジ上面に腐食防止のためのジンクリッチペイントを塗布し、シールスポンジをセットした。

6-2 床版設置

プレキャストPC床版は三重県で製作し、予め海上運搬し仮置きしておいた本部港（沖縄本島北部）よりトレーラーにて、日々設置する分を運搬した。現場に搬入したプレキャストPC版はクレーンにて吊り上げ所定の位置に設置し、（写真-7）スタットジベルを溶接した。据付高さの設定は、高さ調整ボルトにより行った。



写真-7 床版設置

床版下の無収縮モルタルは、連続桁区間全てのプレキャストPC床版設置後、再度、高さの確認及び調整を行って打設した。

7. おわりに

沖縄自動車道(石川IC～許田IC)の橋梁床版は劣化しているため、引続き継続して床版の補修工事が必要になると予想される。今後、工事期間中の安全を確保し、交通規制期間の短縮を図りたい。

温度応力解析によるマスコンクリートのひび割れ制御について

知念 直¹・嵩原 務仁²

1,2 那覇港湾・空港整備事務所 第一工事課（〒901-2123 沖縄県浦添市西洲 1-1）

マッシブなコンクリートを打設するにあたっては、温度応力によるひび割れに留意する必要がある。ひび割れの発生は、鉄筋の腐食を進行させ耐久性の低下の一因となるため、ひび割れを制御することは品質確保の上で重要な課題のひとつである。

本工事においても、橋脚のフーチング部および梁部がマスコンクリートであり温度応力によるひび割れが懸念されたため、施工に先立ち温度応力解析による温度ひび割れ予測を行った。その結果、温度ひび割れが予測されたため、保温養生によるひび割れ制御対策を実施した。また、温度計測を行うことにより保温養生の管理を行った。

キーワード：マスコンクリート、温度ひび割れ、保温養生、内部拘束

1. はじめに

那覇港は、東アジアの中心という地理的優位性や豊かな自然環境、独自の芸能・文化を背景に年間50回以上の外国クルーズ船が寄港する国際クルーズ拠点港である。
〈外国クルーズ船寄港回数が日本一：H21 国交省調べ〉

しかしながら、係留施設の不足から専用の利用が図れず、一般貨物取扱岸壁での対応を余儀なくされ、観光立県沖縄の海の玄関口としてイメージの低下に加え、安全性および荷役作業効率の低下が問題となっていた。

これらの問題を解決するため、那覇港（泊ふ頭地区）大型旅客船ターミナル整備事業を進めており、平成21年9月には暫定供用を開始したところである。本工事においては、アクセス道路と既存泊大橋との接続部における道路拡幅のための下部工(P9～P11)工事を行い、既設橋脚にフーチング、柱、梁を拡幅補強した。

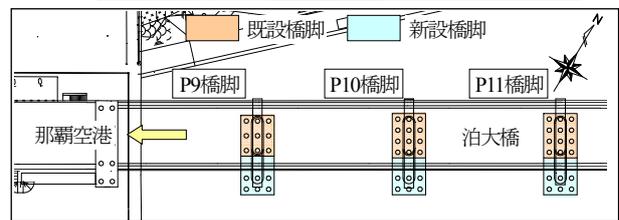


図-2 本工事位置図



図-1 旅客船ターミナル完成イメージパース図

今回施工した橋脚は、フーチング断面が2.3m、梁断面が1.7m～1.9mであり、マスコンクリートに該当し、温度応力によるひび割れが懸念された。そのため温度ひび割れ抑制対策として保温養生を行った。近年コンクリート構造物における長寿命化が重要視されてきていることから、その重要な対策の一つであり実際に行った「温度ひび割れ制御対策」および「温度計測に基づいた保温養生の管理」についての内容を報告するものである。

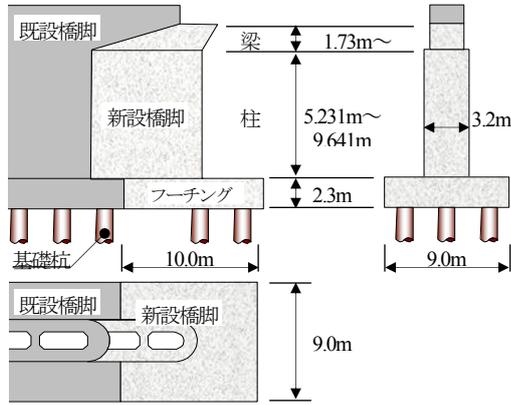


図-3 橋脚の構造寸法

2. 事前温度応力解析

温度応力解析は3次元温度応力解析プログラムを使用した。また、解析条件は「マスコンクリートのひび割れ制御指針2008(社)日本コンクリート工学協会」(以後「マスコン指針」と称す。)に準拠した。解析フローを図-4に示す。

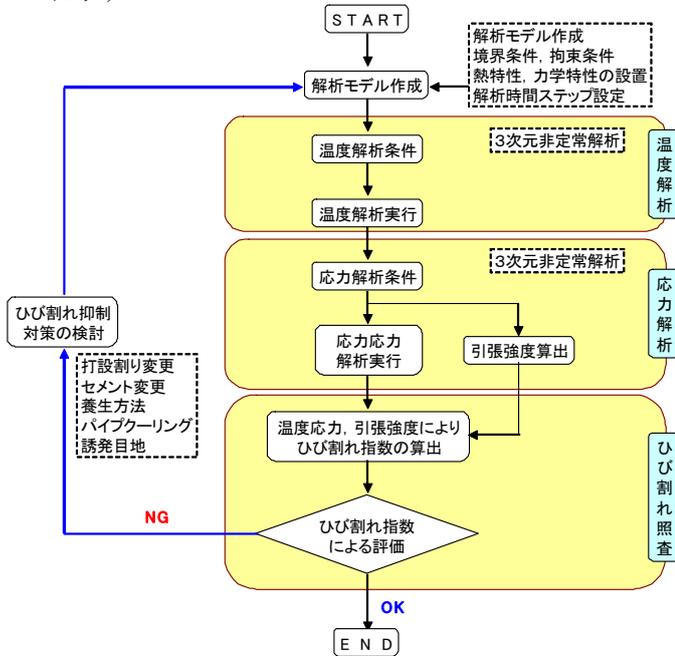


図-4 解析フロー

(1) 解析条件

a) 解析モデル

解析モデルは、橋軸直角方向軸に対して対称であるため、1/2モデルとして解析を行った。

打設リフト		
橋脚	部位	打設高
P9	Lot-1	2.300m
	Lot-2	3.431m
	Lot-3	1.800m
	Lot-4	1.730m
P10	Lot-1	2.300m
	Lot-2	3.836m
	Lot-3	3.600m
	Lot-4	1.730m
P11	Lot-1	2.300m
	Lot-2	3.600m
	Lot-3	3.600m
	Lot-4	2.441m
	Lot-5	1.930m

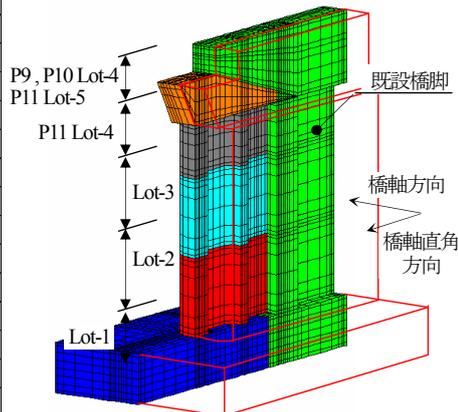


図-5 解析モデル

b) 外気温の設定

外気温は気象庁発表の月別平均気温(那覇市;2007~2009年)を用いて日平均気温を算定した。解析に用いた外気温を図-6に示す。

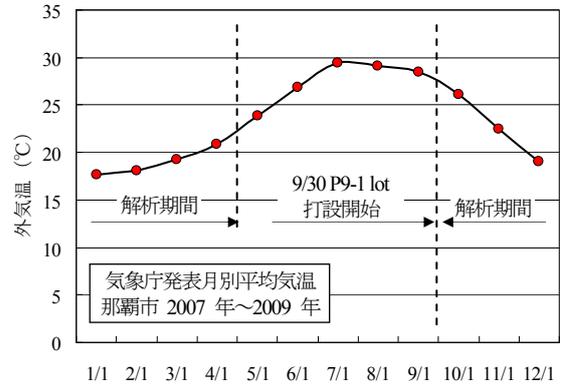


図-6 解析に用いた外気温

c) コンクリートの打設工程

コンクリートの打設日等を表-1に示す。コンクリート温度は、今回使用するプラントにおけるコンクリート温度の実績値を参考に、外気温に3.5°Cを加えた温度とした。

橋脚	打設部位	打設予定日	外気温 [°C]	コンクリート温度 [°C]
P9	フーチング Lot-1	2010/9/30	27.3	30.8
	柱 Lot-2	2011/10/20	25.5	29.0
	柱 Lot-3	2011/11/2	23.9	27.4
	梁 Lot-4	2011/11/12	22.7	26.2
P10	フーチング Lot-1	2010/12/20	18.8	22.3
	柱 Lot-2	2011/1/14	17.7	21.2
	柱 Lot-3	2011/1/27	17.9	21.4
	梁 Lot-4	2011/2/7	18.0	21.5
P11	フーチング Lot-1	2010/11/11	22.9	26.4
	柱 Lot-2	2011/12/1	20.6	24.1
	柱 Lot-3	2011/12/16	19.0	22.5
	柱 Lot-4	2011/12/27	18.5	22.0
	梁 Lot-5	2011/1/17	17.7	21.2

表-1 コンクリート打設予定日

d) コンクリートの熱特性および力学特性

今回打設に用いる普通コンクリートの熱特性および力学特性の値を表-2に示す。断熱温度上昇式は、式(1)を用いるものとし、式中の終局断熱温度上昇量 Q_{∞} および温度上昇速度に関する定数 γ は表-2 内着色部に示す値とした。また、コンクリートの熱伝導率、比熱、比重および線膨張係数等も「マスコン指針」に準拠して設定した。

$$Q(t) = Q_{\infty} \cdot (1 - e^{-\gamma t}) \quad \text{式(1)}$$

ここに、 $Q(t)$; 材齢 t 日における断熱温度上昇量 [°C]

Q_{∞} ; 終局断熱温度上昇量 [°C]

γ ; 温度上昇速度に関する定数

t ; 材齢 [日]

項目	単位	条件					
セメント	—	普通ポルトランドセメント					
単位セメント量	kg/m ³	353 (5/1~10/31) 349 (11/1~4/30) 混和材 20kg/m ³					
設計基準強度	N/mm ²	30					
水セメント比	%	48					
断熱温度上昇特性	橋脚	Lot-1	Lot-2	Lot-3	Lot-4	Lot-5	
		P9	Q _∞ [°C]	56.1	56.3	55.8	55.9
	P10	γ	2.10	1.94	1.87	1.74	—
		Q _∞ [°C]	56.0	56.0	56.1	56.1	—
	P11	γ	1.61	1.54	1.43	1.46	—
		Q _∞ [°C]	55.9	56.0	56.0	56.0	56.0
熱伝導率	W/m°C	2.7					
	kJ/kg°C	1.15					
密度	kg/m ³	2400					
線膨張係数	μ/°C	10.0					
圧縮強度	N/mm ²	$f_c'(t) = \frac{t-0.37}{3.63+0.868 \times (t-0.37)} \times 40.857$ t: 材齢					
引張強度	N/mm ²	$f_t'(t) = 0.13 \times f_c'(t)^{0.85}$					
有効ヤング係数	N/mm ²	$E_e'(t) = \phi \times 6300 \times f_c'(t)^{0.45}$ φ=0.42 (最高温度に達するまで) φ=0.65 (最高温度に達する有効材齢+1日以降)					
ポアソン比	—	0.2					

表-2 熱特性および力学特性

e) 温度境界および力学的拘束条件

解析モデルの温度境界条件を図-7 に示す。解析に用いた温度伝達境界の熱伝達率は、「マスコン指針」に示される熱伝達率の参考値に従い設定をした。なお、空気に接する面では図-6 に示した外気温とした。断熱温度境界とは熱の出入りがない境界である。

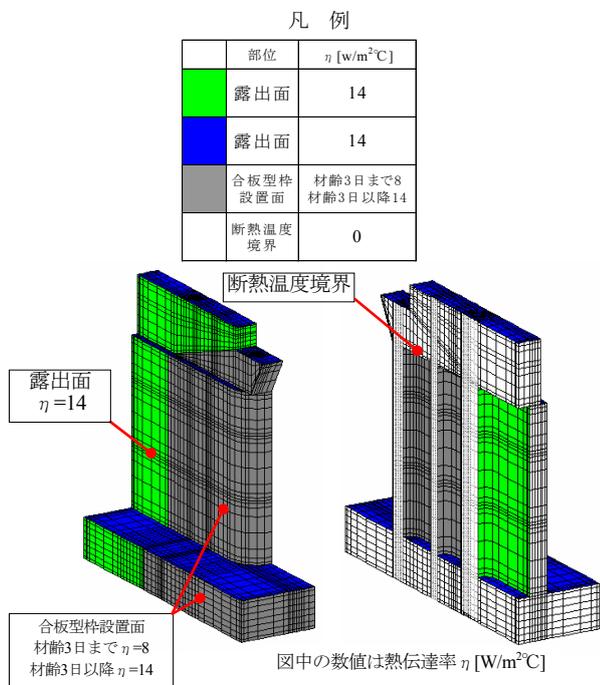
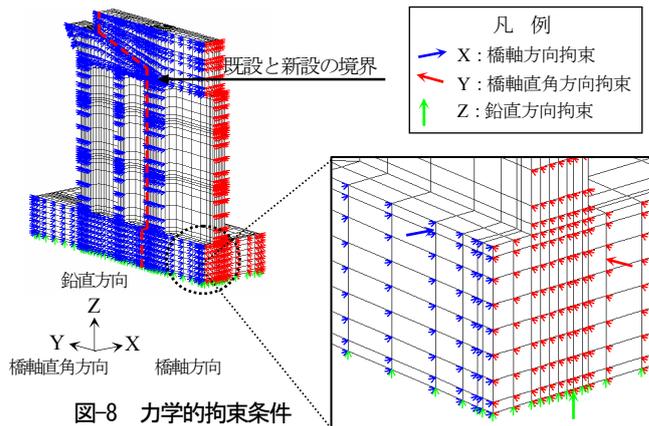


図-7 温度境界条件

力学的拘束条件を図-8 に示す。解析地盤上であるフーチング下端面で鉛直方向を拘束した。橋脚の 1/2 をモデ

ル化しているため解析上の切断面で変位を拘束した。



(2) ひび割れ指数の目標値

目標とするひび割れ指数は、引張強度と最大主引張応力の比とし 1.0 を目標値とする。また、ひび割れ指数とひび割れ発生確率の関係を図-9 に示す。

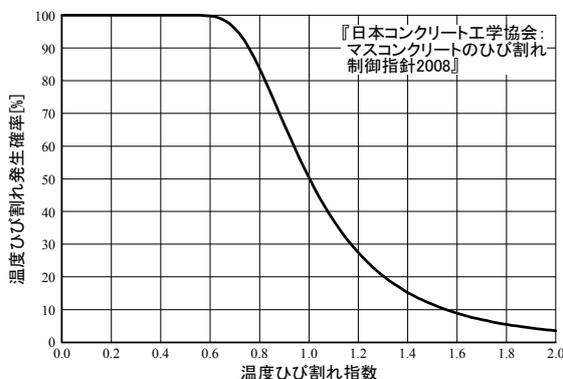


図-9 温度ひび割れ指数とひび割れ発生確率の関係

(3) 解析結果

解析結果を表-3 に示す。ひび割れ指数の最も低い P11 における最小ひび割れ指数の分布を図-9 に示す。フーチングに関してはひび割れ指数が 0.42 であり、100%の確率でひび割れが発生すると予測された。梁に関してはひび割れ指数が 0.85 と 1.0 を下回り、50%以上の確率でひび割れが発生すると予測された。ひび割れ指数の最小値はいずれも打設初期に示す数値であったことより、ひび割れ指数低下の原因は内部拘束によるものと推察できる。

打設ロット		コンクリート温度[°C]		ひび割れ指数の最小値		
		最高温度	側面温度	①	②	③
P9	Lot-1	85.2	40.5	0.43	0.66	0.68
	Lot-2	71.6	38.1	1.95		
	Lot-3	69.9	41.1	1.30	1.41	
	Lot-4	76.5	30.7	0.98	0.99	
P10	Lot-1	76.0	30.8	0.44	0.65	0.66
	Lot-2	61.1	29.2	1.97		
	Lot-3	61.3	35.4	0.91	1.69	
	Lot-4	71.8	24.9	0.94	0.97	
P11	Lot-1	80.0	35.2	0.42	0.66	0.66
	Lot-2	64.7	32.1	1.15		
	Lot-3	62.5	30.2	1.14		
	Lot-4	62.0	35.5	1.09	1.24	
	Lot-5	72.5	25.8	0.85	0.85	

表-3 事前解析結果

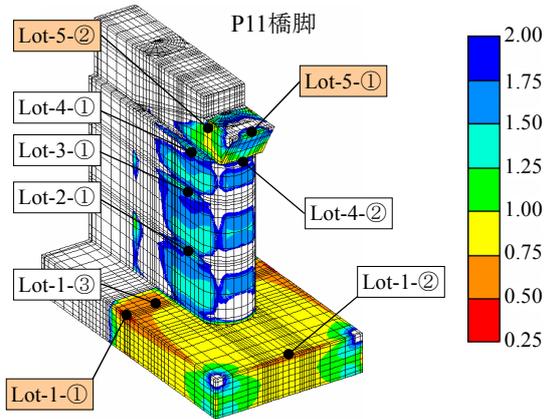


図-10 最小ひび割れ指数の分布(P11)

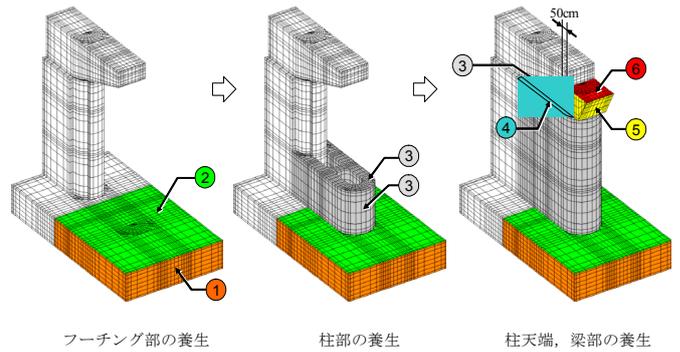


図-11 保温養生の方法

3. ひび割れ抑制対策の検討

(1)温度ひび割れ抑制対策の選定

温度ひび割れ制御方法と、本構造物への適用性を表-4にまとめる。解析の結果より、予測される温度応力ひび割れは内部拘束によるものであると推察された。したがって、コンクリート内外の温度差を緩和することによりひび割れを制御することが可能である。以上より今回の対策は、ひび割れ抑制効果の程度・施工性・経済性・本工事での実現性を総合的に評価し、「保温養生によるひび割れ抑制対策」を選定した。

対策の種類	対策の方法および目的	本構造物での適用性	評価
単位セメント量の低減	高性能AE減水剤などを用いて単位セメント量を低減し、水和熱を低減する。	経済性・施工性に優れるが、低減できるセメント量には限りがあるため、この対策のみで十分な効果を得ることは難しい。	×
打込み区画の変更	打込み区画の面積やリフト高さを小さくすることによって、コンクリート内部の温度を低減する。	各ロットの厚さを1m以下に分けて打設しなければ効果が得られないため、非現実的である。	×
パイプクーリングの実施	部材内部にφ25mm程度のパイプを配管し、打設後、配管内に水を流すことによって、部材内部の熱を排出する。	温度ひび割れを抑制する効果は大ブサイクいが、配管や送水設備が必要であり対策費が高く経済性に劣る。	△
保温養生の実施	部材内部が高温である期間中に、表面を保温し、部材内部と表面の温度差を緩和する。	内部拘束による部材内部の引張応力を緩和できる。養生期間を確保する必要があるため、工程の調整が必要となる。	◎

表-4 制御方法と適用性

(3)温度応力解析による効果の推定

保温養生を行った場合の解析結果を表-6に示す。また、P11における最小ひび割れ指数の分布を図-12に示す。フーチングに関してはひび割れ指数が1.03であり、無対策時に100%であったひび割れ発生確率が46%に低下すると予測された。梁に関してはひび割れ指数が1.28と1.00を上回り、21%以下に低下すると予測された。

打設ロット	コンクリート温度[°C]		ひび割れ指数の最小値			
	最高温度	側面温度	①	②	③	
P9	Lot-1	85.6	62.2	1.12	1.48	1.60
	Lot-2	71.6	38.1	1.95		
	Lot-3	69.9	48.9	1.30	1.52	
	Lot-4	78.7	59.9	1.89	1.77	
P10	Lot-1	76.6	52.5	1.07	1.45	1.38
	Lot-2	61.1	29.2	1.97		
	Lot-3	61.3	42.2	1.15	2.15	
P11	Lot-1	80.6	57.0	1.03	1.48	1.45
	Lot-2	64.7	32.1	1.15		
	Lot-3	62.5	30.2	1.14		
	Lot-4	62.0	44.4	1.09	1.66	
	Lot-5	73.3	56.4	1.28	1.43	

表-6 対策後の解析結果

(2)保温養生の実施方法

保温養生の実施方法を表-5、図-11に示す。養生期間、断熱材に関しては、施工性および工程への影響と、ひび割れ抑制効果が両立するよう、養生期間と断熱材をパラメータとし、温度応力解析によって決定をした。

部位	養生を行う面	養生期間(材齢)	養生材料	番号
フーチング	側面	打設日 ~ 3日	⊕25mm厚	①
		3 ~ 14日	⊖×2枚	
	天端面	打設日 ~ 14日	⊖×1枚	②
脚柱部	側面	保温養生なし(通常の湿潤養生)		③
	天端面	P10-Lot2以外	保温養生なし(通常の湿潤養生)	③
		P10-Lot2	打設日 ~ 3日	養生マット
張出部	側面	打設日 ~ 3日	⊕40mm厚	⑤
		(既設端部から50cm)	3 ~ 7日	⊖×2枚
	側面(上記以外)	保温養生なし(通常の湿潤養生)		③
	天端面	打設日 ~ 3日	⊕40mm厚	⑥
3 ~ 7日		⊖×2枚		

表-5 保温養生の実施方法 ⊕ スタイロフォーム, ⊖ コンマット2号

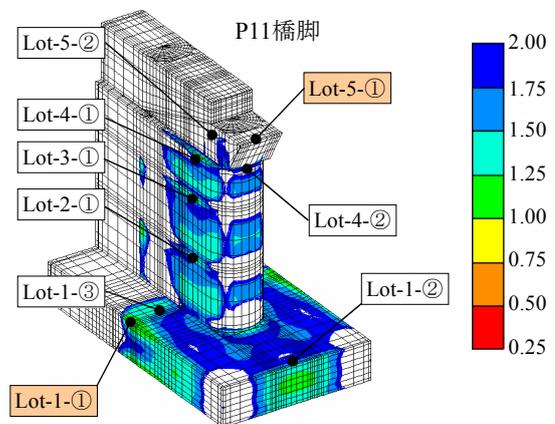


図-12 最小ひび割れ指数の分布(P11)

4. 保温養生の管理

(1) コンクリートの温度計測

解析結果に基づき、コンクリートの温度計測を行い、断熱効果の調整、保温養生材の終了時期の管理を行った。計測箇所は、コンクリート温度が最も高くなるフーチング中心部および梁の中心部と、内部拘束によるひび割れの発生が予測される表面部とした。(図-13 参照)

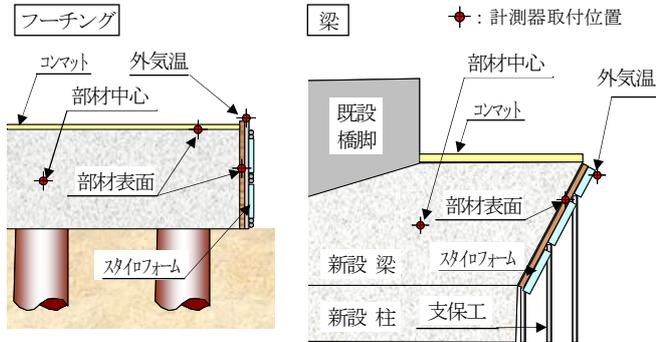


図-13 温度計測位置図

(2) 保温養生の管理方法

保温養生の管理は、温度計測値を用いて行った。温度の管理値（以後、「管理温度」と称する）は、温度応力解析結果を基に決定をした。

a) 管理温度の決定

管理温度は、温度上昇時の「部材内部と表面の温度差」および保温養生終了時の「内部温度と外気温の温度差」に着目して決定する。ここでは、図-14 に示す P 11 における解析結果を例に管理温度の決定方法を説明する。

温度上昇時では、部材内部と表面の温度差が大きくなり、表面におけるひび割れ指数が低下する。温度差がある値 T_1 を越えるとひび割れ指数が 1.0 を下回る。したがってこの温度差を T_1 以内に管理することにより、ひび割れを制御するものとする。以上より、内部温度から T_1 を引いた温度を管理温度①とした。

保温養生終了時では、コンクリートが外気にふれることにより表面温度が急激に低下する。この表面温度の低下 T_2 が大きいと、コンクリート内外の温度差が大きくなり、ひび割れ指数が低下する。したがって、保温終了時における温度低下を T_2 以内に管理することにより、ひび割れを制御するものとする。以上より、外気温に T_2 を足した温度を管理温度②とした。

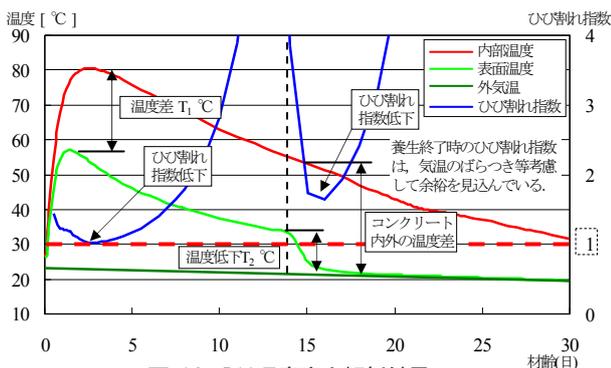


図-14 P11温度応力解析結果

b) 保温養生の管理

保温養生の管理は、表面温度が管理温度①を下回った場合は、養生材を追加し保温効果を高めるものとした。保温養生終了時期に関しては、表面温度が管理温度②を下回るまでとした。

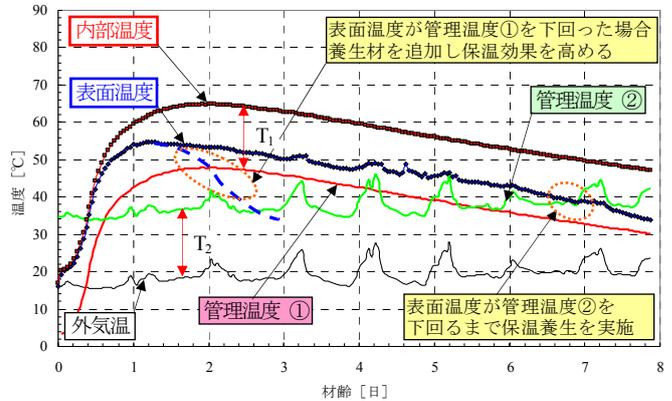


図-15 保温養生の管理図

(3) 保温養生状況

保温養生の状況を写真-1 に示す。側面に関しては、スタイロフォームを型枠外部にはめ込むことにより保温効果を確保した。また、天端および脱枠後の側面に関しては、コンマツト2号を敷設することにより保温効果を確保した。

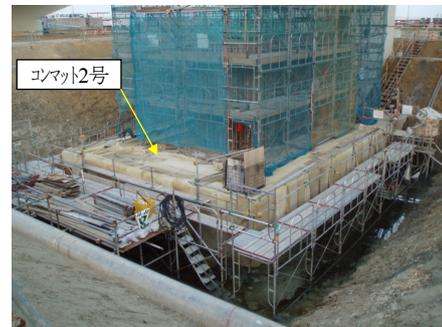


写真-1 保温養生の施工状況

(4) 完成時躯体のコンクリート

当初懸念されていた、打設初期に発生する内部拘束による温度ひび割れの発生は、いずれの橋脚においても認められなかった。本工事では、ひび割れの無い密実で高品質なコンクリート構造物を構築することができたものと考えられる。



写真-2 完成時の躯体 (P11)

5. まとめと有用性

マッシブな橋脚躯体に対する温度ひび割れ対策として、温度応力解析結果に基づく保温養生および温度計測管理を行った。今回得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋脚躯体にひび割れが発生していないことから、内部拘束に対する温度ひび割れの制御対策として、保温養生は十分有効であることがわかった。
- (2) 温度応力解析におけるひび割れ指数を1.0以上確保することにより、内部拘束によるひび割れの発生を十分制御できることがわかった。
- (3) 保温養生に時に、躯体の温度計測管理を行うことで、確実なひび割れ制御が可能であることがわかった。

以上のことから、今回実施した解析から対策に至るまでの知見が、今後のマスコン対策において極めて有用性が高いことが分かった。また、ひび割れが起きた際の延命対策はもちろんのこと、設計や施工の段階での事前のひび割れ対策が重要且つ長寿命化の効果が高いことから、その観点からいっても今回の対策の有効性が分かる。

6. 今後の課題

今後の課題としては、「対策による効果の定量的な検証」が挙げられる。橋脚躯体にひび割れが発生していないことから、保温養生の効果は十分であったと推察される。しかし、ひび割れ指数の定量的な検証が行われておらず、養生期間および養生材が最も適切であったかの判断が難しい。今後は、ひずみや有効応力を計測するとともに、温度応力解析および保温養生効果の妥当性を定量的に検証し、解析精度を高めるとともに品質確保の向上に努めたい。

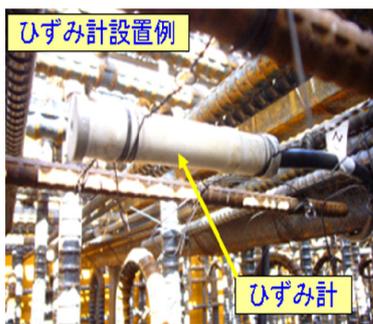


写真-3 ひずみ計設置例

7. おわりに

戦後から今までの約70年間に、復興からこんにちに至るまで、多くの社会資本整備・インフラ整備が行われてきた。そのなかでも、コンクリート構造物は約100億m³といわれており、国内でいたるところで建設され、日本の発展を支えてきた。

しかしながら現在、現存のコンクリート構造物に関しては、老朽化等による劣化のため、更新時期いわゆる補修の時期を迎えており、これらのコンクリート構造物をいかに長寿命化および維持管理していくかが課題となっている。

また、国際状況が変化するなか、沖縄ではアジアゲートウェイ構想の実現に向け、那覇港等の国際交流拠点整備が重点整備方針として挙げられているが、これらを実現していくにあたり、社会資本である道路橋脚等のコンクリート構造物の品質を確保することは非常に重要である。その中でもコンクリートのひび割れを制御することは、品質確保の上で最も重要な項目のひとつである。

今後も、品質が高く耐久性に優れた安定したコンクリート構造物を構築できるよう努力しく所存である。



写真-4 完成全景



写真-5 旅客船ターミナル全景

【参考文献】
 マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008
 (社) 日本コンクリート工学協会

実施工におけるフライアッシュコンクリートの品質について

砂川勇二

(財)沖縄県建設技術センター 試験研究部試験研究班 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 1-7-13)

フライアッシュ (FA) は、コンクリートに混和することで塩害抑制やアルカリ骨材反応の抑制など、コンクリート構造物の耐久性を向上させることが知られている。しかし、これまで県内で生産される FA は石炭産地の違い等により品質が安定していないことが課題となっていた。

近年、県内でも JIS に規定される FA が生産され、伊良部大橋では、配合試験等により品質を確認したうえで下部工にフライアッシュコンクリート (FAC) を採用し、耐久性の向上を図っている。

本稿では、実際に現場で使用された FA や FAC のデータ分析により、FAC が普通コンクリートと同様な品質であることを確認したことを報告する。

キーワード：フライアッシュ、フライアッシュコンクリート、耐久性、品質管理

1. はじめに

フライアッシュ (以下「FA」) は、石炭火力発電所で微粉炭を燃焼した際の燃焼ガスから集塵機で採取される球状微粒子の石炭灰である (図-1 参照)。

FA は、コンクリートに混和することで、①流動性の改善及び単位水量の減少、②水和熱による温度上昇の抑制、③長期強度の増進、④乾燥収縮の減少、⑤水密性及び耐久性の向上、⑥アルカリ骨材反応 (以下「ASR」) の抑制等の効果があることが知られているが、FA は石炭産地の違い等によりその品質が変動し、FA を混和したフライアッシュコンクリート (以下「FAC」) は、FA の品質により性状が大きく変動することから、高炉セメントと同等の耐久性向上効果を有するにも関わらず、これまであまり使用されてこなかった。

しかし、現在は、JIS に規定される II 種の FA が生産されていることから、亜熱帯海洋性気候の海上という過酷

な環境に建設される伊良部大橋では、室内・実機配合試験、打設試験等を実施してその品質を確認した上で、塩化物イオン浸透抑制、ASR 抑制、温度ひび割れ抑制の目的で下部工に FAC を採用し、100 年耐用を目指した耐久性の向上を図っている。

伊良部大橋下部工で使用している呼び強度 27N/mm² の FAC (以下「27FAC」) は、沖縄県で初めて使用する、もちろん生コンプラントも初めてのコンクリートであったが、2007 (平成 19) 年 9 月の A1 橋台フーチングの打設をスタートに、およそ 3 年が経過して打設回数も増えてきた。

今回、実際に現場で使用された 27FAC について、FA の品質も含めてその品質を検証し、普通コンクリートと同等の品質を有していることを確認したので、その結果を報告する。

2. フライアッシュの品質

県産 FA の品質は、2005 (平成 17) 年 12 月度から 2009 (平成 21) 年 4 月度までの試験成績により確認した。

JIS A 6201 での FA の品質規格と県産 II 種 FA の平均値を表-1 に示す。表に示すように、県産 FA は JIS の II 種規格を十分満足した FA である。

表-2 には、JIS に規定される品質項目の概要を示す。表に示すように、FA の品質項目の変動は FAC の品質・施工性に大きな影響を与えることから、県産の FA に対

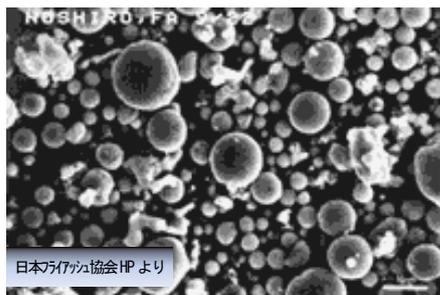


図-1 フライアッシュ電子顕微鏡写真

し、ポゾラン反応により強度や水密性等の耐久性向上に影響を与える「二酸化けい素含有量」、施工性や強度に影響を与える「強熱減量」、フロー値比や活性度指数等、施工性や強度、耐久性向上に影響を与える「ブレーン比表面積」の重要な品質項目について、その変動の状況を確認する。

(1) 二酸化けい素含有量の変動

図-2 に二酸化けい素含有量の経時変化を、図-3 に同期間における頻度分布を示す。

図より、時期によって多少の変動はあるものの、JISの規定値を大きく上回り、標準偏差が3.59、変動係数(=標準偏差/平均値×100:ばらつきが平均値に対してどの程度かという数値。平均値が大きくなると標準偏差が大きくなる傾向があるが、そのような平均値の影響を除いたばらつきの尺度)も6.18と、ばらつきも小さく安定した品質が確保できていることが分かる。

表-1 FA品質規格(JIS A 6201)と県産FAの試験平均値

項目	種類				県産FA 平均値	
	I種	II種	III種	IV種		
二酸化けい素(%)	45.0 ≤				58.2	
湿分(%)	1.0 ≤				0.0	
強熱減量(%)	3.0 ≤	5.0 ≤	8.0 ≤	5.0 ≤	2.5	
密度(g/cm ³)	1.95 ≤				2.37	
粉末度	45 μm ふるい残分(%)	10 ≤	40 ≤	40 ≤	70 ≤	12.5
	ブレーン 比表面積(cm ² /g)	5 000 ≤	2 500 ≤	2 500 ≤	1 500 ≤	4 438
フロー値比(%)	105 ≤	95 ≤	85 ≤	75 ≤	106	
活性度指数(%)	材齢28日	90 ≤	80 ≤	80 ≤	60 ≤	86
	材齢91日	100 ≤	90 ≤	90 ≤	70 ≤	99

表-2 JISに規定されるフライアッシュ品質項目の概要

品質項目	概要
二酸化けい素	FAの主成分は、二酸化けい素(SiO ₂)やアルミナ(Al ₂ O ₃)が全体の7割以上を占め、その他の成分は微量のFe ₂ O ₃ やCaO等の酸化物である。 シリカ自身は水硬性を持たないが、微粒子の状態かつ水分の存在下ではセメントの水和反応で生成される水酸化カルシウム(Ca(OH) ₂)と常温で徐々に化合し、不溶性の安定なケイ酸カルシウム水和物等をつくる性質、いわゆるポゾラン活性を有している。 FAの粒子を取り囲む様にできるポゾラン反応相が時間と共に成長し、セメントの硬化時にできる数十～数百μmの空隙を充填することで水和反応生成物間の距離が縮まって接着力が高まり、強度の増進や劣化因子の浸入抑制に寄与することから、二酸化けい素の量はFAのポゾラン活性を判断する重要な指標である。
湿分	FAの保管時の固結を防止するなどの取扱いの便を考慮し、1.0%以下と規定されている。
強熱減量	強熱減量の大部分は未燃炭素であり、恒量となるまで熱した試料の質量減少率によって求める。FA中の未燃炭素はAE剤を吸着する性質があり、強熱減量が大きく変動した場合は、空気量の変動によってコンクリートのワーカビリティや強度等が変動し、品質の安定したFACの製造が困難となることがあるため、特に注意を払う必要がある。
密度	FAの密度は、構成鉱物、比較的大きなFA粒子中に多く存在する空隙を有する粒子や、未燃炭素によって影響を受け、1.95以上と規定されている。
粉末度	FAの比表面積が大きいほど流動性が良くなり反応性も高くなって強度発現も大きく、ASRIに対する抑制効果も高い傾向を示す等、FA品質の重要な指標である。一般に比表面積が大きいほどフロー値比及び活性度指数は大きい。
フロー値比	普通ポルトランドセメントの25%をFAで質量置換した水結合材比50%のモルタルのフロー値と、置換しないモルタルとのフロー値との比率であり、FACの流動性を示す指標である。フロー値比が大きいほど所用の流動性を得る単位水量は少なくなり、FACのスランプ比率と相関性がある。
活性度指数	フロー値比と同じ置換モルタルと非置換モルタルの圧縮強度の比で示される。FAのポゾラン反応はセメントの水和反応と比べて遅いが、活性度指数が大きいほど強度発現が大きくなり、同様の試験をコンクリートで行った場合の圧縮強度と相関性がある。

(2) 強熱減量の変動

図-4 に強熱減量の経時変化を、図-5 に同期間の頻度分布を示す。

強熱減量も時期により変動があり、標準偏差は0.46と

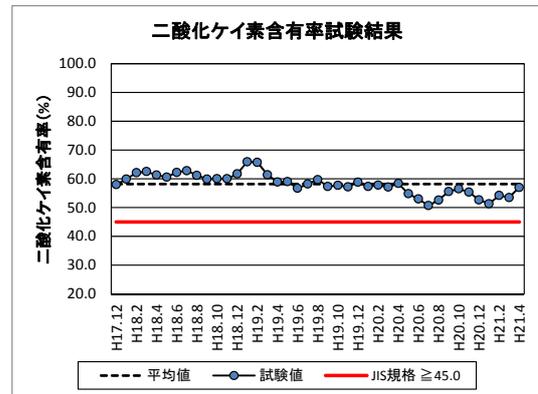


図-2 二酸化けい素含有量の経時変化

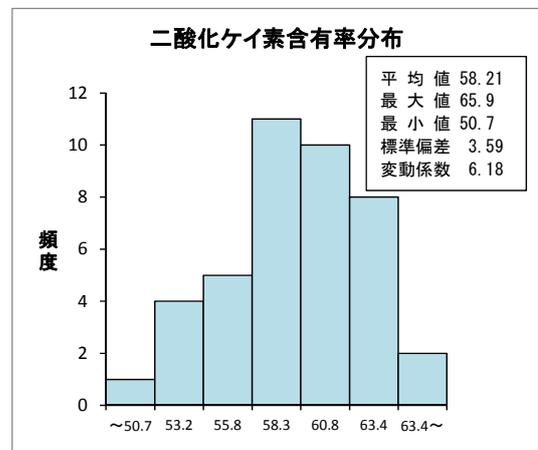


図-3 二酸化けい素含有量分布

小さいものの変動係数が 18.44 と若干ばらつきが見られる。しかし、分布の形状も良く、最大値でも 3.9%と JIS 規格の 5%以下を十分満足していることから、品質的には問題はないことが分かる。

(3) ブレーン比表面積の変動

図-6 にブレーン比表面積の経時変化を、図-7 に同期間の頻度分布を示す。

ブレーン比表面積も時期による変動があるものの、最小値でも 4,070cm²/g と JIS 規格の 2,500cm²/g を大きく上回り、標準偏差が 205.3、変動係数も 4.63 とばらつきも少なく良好な品質が確保されている。

(4) フライアッシュの品質に関する考察

石炭火力発電所では、中国産や豪州産等の産地の異なる複数の石炭を時期により使い分けている。FA の品質は産地の違いにより大きく異なることが知られているが、混和材として採取する FA は、JIS の規定を満足する灰のみを採取し、その他の灰は埋立てやセメントの材料として利用されている。

このことを考慮すると、出荷されている県産 FA は、十分な品質管理が行われ、良好な品質が確保されていることが分かった。

特に、ブレーン比表面積はⅡ種の規定と比べて大きく、強度や流動性、耐久性向上といった FAC の品質に対して好影響を与えるものである。

今回は、2年5ヶ月分の試験結果により統計値を算出したが、標本数が 41 と少なく、さらにデータを蓄積して標本数を多くすることで分布形状もさらに良好な分布形状となることが想定される。

3. フライアッシュコンクリートの品質

FAC は、FA の品質によりフレッシュ性状や強度等が大きな影響を受けるが、県産の FA を使用して実際に伊良部大橋の下部工で打設された 27FAC に対し、最も重要な圧縮強度、施工性等に影響を与えるスランプ、空気量等の品質を確認した。なお、今回の検討は 2010 (平成 22) 年 8 月中に圧縮強度試験が完了したものについて行っている。

(1) 圧縮強度

図-8 に 27FAC 圧縮強度の推移を示す。伊良部大橋では、通常の管理と同様に 28 日強度で圧縮強度を管理しているが、FAC の長期強度の確認のため、通常の 28 日強度のほか、91 日強度も確認しており、図では両方の圧縮強度を示している。

図より、28 日強度で 27FAC の目標配合強度である 32N/mm²以上の強度が発現し、長期的に強度が増進していることが確認できる。



図-4 強熱減量の経時変化

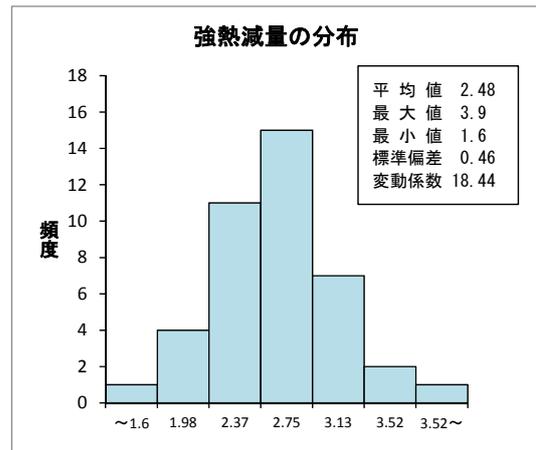


図-5 強熱減量分布

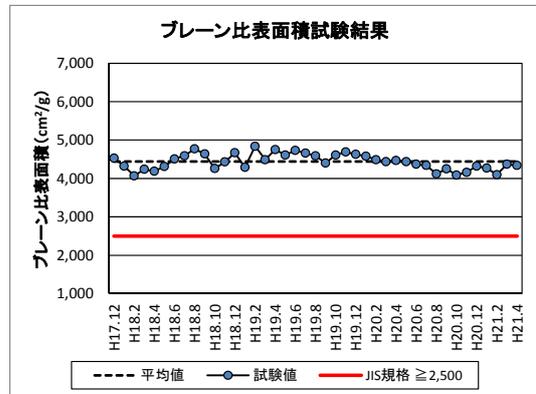


図-6 ブレーン比表面積の経時変化

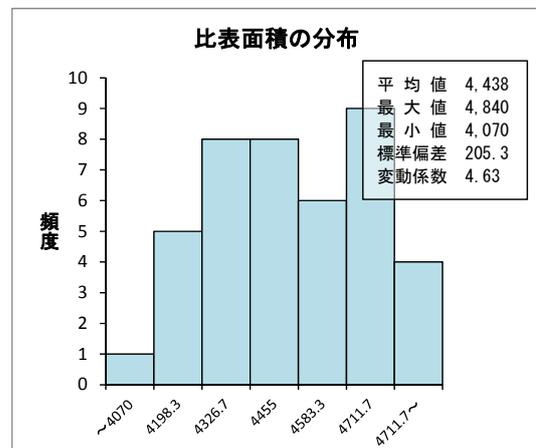


図-7 ブレーン比表面積分布

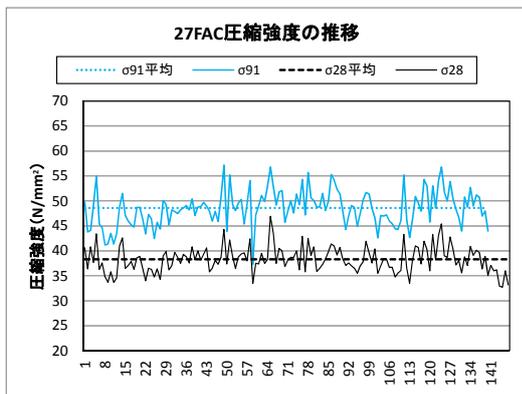


図-8 27FAC 圧縮強度の推移

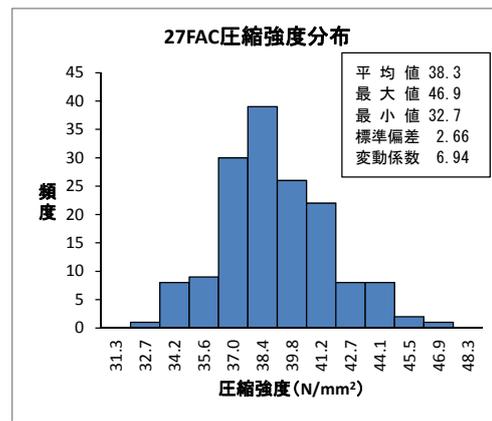


図-10 27FAC 圧縮強度分布

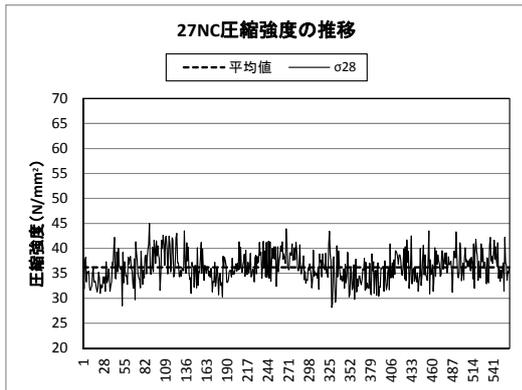


図-9 27NC 圧縮強度の推移

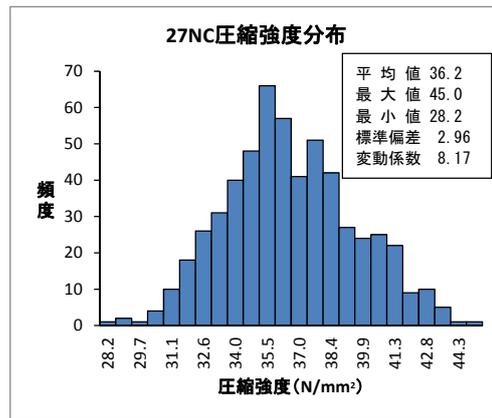


図-11 27NC 圧縮強度分布

県内で同時期に打設された呼び強度 27N/mm² の普通コンクリート（以下「27NC」）の圧縮強度の推移を図-9 に示す。これらの図より、サンプル数の違いはあるものの、平均値からのばらつきは同程度であり、27FAC と 27NC に大きな差は見られないことが分かる。

27FAC 及び県内で同時期に打設された 27NC の 28 日強度についての頻度分布を図-10、図-11 に示す。

27FAC の標準偏差は 2.66、27NC は 2.96 であり、変動係数がそれぞれ 6.94、8.17、範囲もそれぞれ 14.2、16.8 と、27FAC は 27NC と比較しても通常使用されている普通コンクリートと同等で安定した品質が確保されていることが分かる。

表-3 に宮古島で 27FAC を出荷している 3 生コン工場の統計値を示すが、各工場とも品質の変動も少なく、安定した品質が確保されている。

先に述べたとおり、FA を配合したコンクリートは、FA のポズラン効果により普通コンクリートに比べて長期強度が増大することが分かっていることから、実際に現場で打設された 27FAC 等の圧縮強度により、長期強度がどの程度発現しているのかについても確認した。

図-12 に、27FAC 及び 27NC の平均圧縮強度の伸びを示す。27FAC は全体の平均と各生コン工場毎の平均を、27NC は同時期に宮古島で打設されたコンクリートの平均を示している。また、27FAC の配合を決定するために、2006（平成 18）年度に実施した配合試験で得られた、同配合の試験値もあわせて示している。

表-3 生コン工場毎のσ28 圧縮強度統計値

	全体	A工場	B工場	C工場
平均値	38.3	38.1	38	39.2
最大値	46.9	46.9	43.8	45.4
最小値	32.7	32.7	34	33.5
標準偏差	2.66	2.91	2.01	2.95
変動係数	6.94	7.63	5.28	7.54

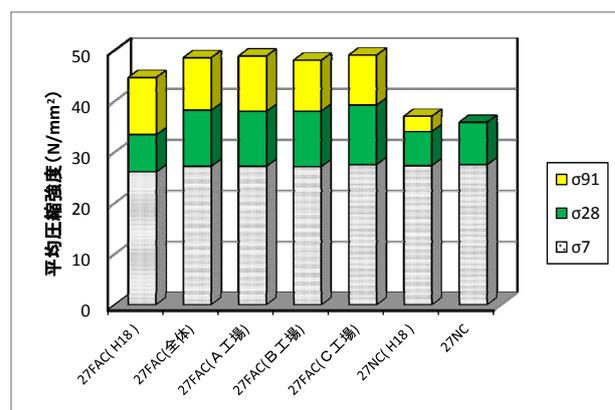


図-12 材令による圧縮強度の増進

配合試験時の試験結果では、28 日から 91 日までの圧縮強度の伸びが 27NC で 3N/mm² 程度であったのに対し、27FAC では 10N/mm² 程度で FA のポズラン効果による長期強度の増進が確認された。現場で打設された 27FAC についても配合試験時と同様

に 10N/mm² 程度の強度の増進が見られ、各生コン工場毎でも同様の強度増進が見られることから、表-3 とあわせて見ても、生コン工場の違いによる品質の変動も少なく、ポズラン効果による安定した長期強度の増進が得られている。

27NC については、現場で使用された 27NC で 91 日強度が実施されていないことから直接比較は出来ないが、28 日強度までの結果を見ると、平成 18 年度の結果と同程度の強度の伸びであろうことが推察される。

(2) スランプ

27FAC 及び県内で同時期に打設された 27NC のスランプについての頻度分布を図-13、図-14 に示す。

27FAC の目標スランプは 12cm であるが、27NC はスランプ 12cm の使用が極端に少ないことから、目標スランプ 8cm の生コンでの結果を示している。

27FAC の標準偏差は 0.89、27NC は 0.88 であり、変動係数がそれぞれ 7.44、10.48、範囲もそれぞれ 4.5、5.0 と、27FAC は FA の品質変動によるばらつきも少なく、通常使用されている 27NC と比較しても安定した品質が確保されていることが分かる。

スランプは、施工性に直接影響を与える指標であることから、このことは、27FAC が安定した施工性能を有していることを示している。

(3) 空気量

空気量は、AE 剤や AE 減水剤により微細空気泡をコンクリート中に連行することで、凍結融解作用による凍害の抑制や、微細空気泡によるベアリング効果による流動性の確保を目的として規定されている。

FA は AE 剤を吸着することから、空気量確保のためには高価な FA 用 AE 剤を使用する必要があるが、伊良部大橋では、沖縄では凍害の恐れが無いこと、FA の混和により必要な施工性が確保できること等から、空気量は規定しないこととしている。

しかし、FA の品質変動による空気量の大幅な変動は、施工性や強度等の品質変動の原因にもなることが考えられることから、27FAC の空気量についても確認した。

27FAC 及び県内で同時期に打設された 27NC の空気量についての頻度分布を図-15、図-16 に示す。27NC の空気量の規定は、通常の 4.5±1.5% である。

27FAC の標準偏差は 0.28、27NC は 0.48 であり、変動係数がそれぞれ 17.89、11.03、範囲がそれぞれ 1.5、2.7 となっている。変動係数が若干大きいものの、分布の範囲等を考慮すると、27FAC は FA の品質変動によるばらつきも少なく、安定した品質が確保されている。また、この 27FAC の空気量分布を見ると、現在は空気量を規定していないものの、例えば 2.0±1.0% 等といった管理の可能性も考えられる。

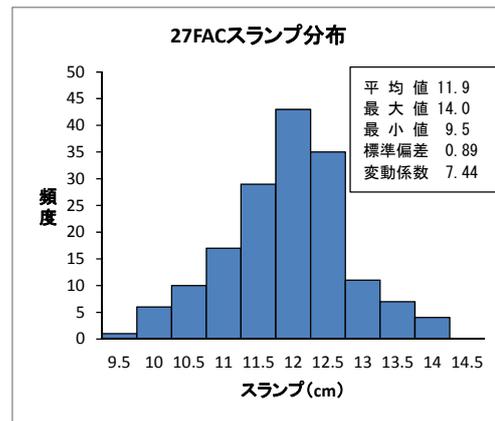


図-13 27FAC スランプ分布

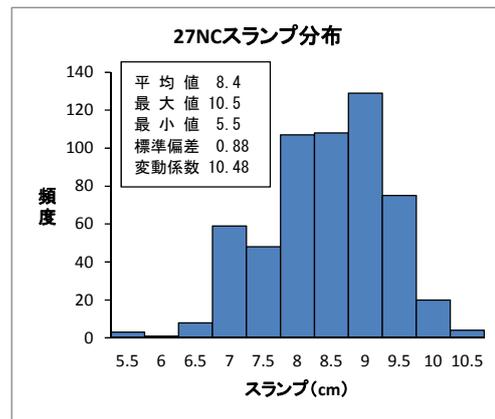


図-14 27NC スランプ分布

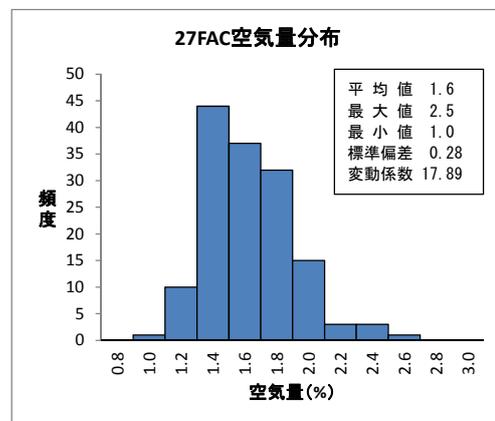


図-15 27FAC 空気量分布

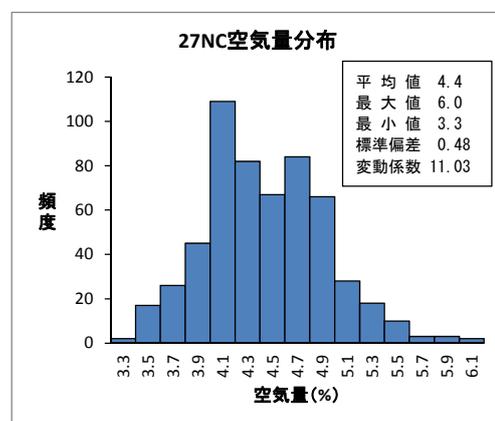


図-16 27NC 空気量分布

4. おわりに

今回、実際に伊良部大橋の現場で使用されている27FACについて、FAの品質も含めてその品質を検証したところ、県内で生産されているJISⅡ種のFAは、石炭産地の違いによる品質の変動も少なく安定した品質が確保されており、それをを用いて実際に施工されたFACは、強度やスランプ等のばらつきも少なく安定した品質や施工性が確保されていることが確認できた。

FACは、塩害やASRの抑制効果が高く、コンクリート構造物の耐久性が飛躍的に向上することから、県内の特に海岸沿いにおける鉄筋コンクリート構造物に用いることで、LCCを低減し耐久性の高い構造物を建設することができる。また、副産物であるFAの積極的な利用により、天然資源利用の抑制やセメント製造時におけるCO₂排出量削減、最終処分施設の延命化等、環境負荷低減にも大きく寄与することが可能である。

このような優れた特性を有し、県内で生産も可能で普通コンクリートと同様な施工が可能なFACであるが、現在は伊良部大橋以外にはまだほとんど使用されていない状況である（直轄事業で使用実績有）。

構造物の長寿命化や維持管理が課題となっている中、FACの使用によりコンクリート構造物の高耐久化、長寿

命化を図り、後世に誇れる耐久性の高い構造物を建設することが、将来、県の維持管理の負担軽減に大きく貢献すると考えられる。今回の検討を契機に、今後FACの使用が促進され、孫の代まで残るような耐久性の高い構造物が建設されることを期待する。

謝辞：本検討にあたり、琉球セメント株式会社、電源開発株式会社石川石炭火力発電所からフライアッシュの試験成績書を提供していただいた。また、コンクリートの品質管理データの整理にあたり、沖縄県土木建築部宮古土木事務所伊良部大橋建設現場事務所のご協力をいただいた。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会フライアッシュ調査研究小委員会編：コンクリートライブラリー94、フライアッシュを用いたコンクリートの施工指針（案）、土木学会、1999.
- 2) 土木学会四国支部、四国における石炭灰のコンクリートへの適用性に関する調査研究委員会編：フライアッシュを細骨材補充混和材として用いたコンクリートの施工指針（案）、土木学会四国支部、2003.
- 3) 本郷靖：コンクリート技術者のための統計的方法手引、財団法人日本規格協会、1998.

有限要素法を用いた ASR 劣化したプレテンション PC 桁の耐荷性能に関する研究

琉球大学大学院 ○金城 和久, 琉球大学 富山 潤, 那覇市役所 山田 将人, ホープ設計 金田 一男

1. はじめに

近年, アルカリ骨材反応 (ASR) が生じたコンクリート部材を対象に, ASR の膨張挙動評価や, ASR 損傷後の耐荷性能評価に関する研究が数多く行われている. しかし, ASR によりひび割れを生じた実構造物を対象とした研究事例は少ない. ASR 損傷した実構造物の耐荷性能の評価を行う際に, 数値解析的な検討も有効であると考えられる. しかし, ASR 劣化したコンクリートの材料特性を構造物から採取したコンクリートコアから求める際, 採取する位置や方向によって値がばらつく. そのため, それらを数値解析に用いる際に注意を要する. そこで本研究では, ASR 劣化し, 架替えとなった橋梁から切出したプレテンション PC ホロー桁 (劣化桁) の耐荷性能評価を数値解析的に行うことを目的に, 材料強度試験, 静的曲げ試験および静的曲げ試験の非線形有限要素解析を実施した. 比較のため健全桁についても同様の試験および解析を行った.

2. 構造物概要

本橋梁は, 単純支持された 2 径間連結 PC ホロー桁から構成され, 1~3 期工事に分けて建設された. 2, 3 期工事で施工された PC 桁全面に ASR により橋軸方向に沿ったひび割れが多数確認された. なお, ASR の主要因は, 細骨材に含まれる安山岩であり, 1 期工事に施工された桁には含まれていなかった. 健全桁, 劣化桁は, それぞれ 1 期, 2 期工事のものを採用した.

3. 強度特性

ASR 劣化した PC 桁の材料強度を評価するために, 健全桁および劣化桁から採取したコンクリートコアを用いて, 圧縮強度試験 (JIS A 1108) および静弾性係数試験 (JIS A 11107) を行った. 表-1 にその結果を示す. 表-1 より劣化桁の弾性係数は, ばらつきが大きく, また, 健全桁の値より低い値を示している. 健全桁の平均圧縮強度は, 設計基準強度である $49\text{MPa}(500\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 以上を示しているのに対して, 劣化桁の平均圧縮強度は, 設計基準強度以下となり, 健全桁の約 7 割程度の値である. このことから, ASR 劣化した PC 桁は健全桁に比べて材料強度は明らかに低下している.

4. 静的曲げ試験

4.1 実験

静的曲げ試験を JIS A 5363 に準じて行った. 図-1 に載荷試験の模式図, 図-2 に試験桁の断面詳細を示す. 図-3 に, 荷重-たわみ曲線の実験結果と解析結果の比較を示す. ここで, たわみは梁中央のたわみである. 図-3 の実験値より劣化試験桁の曲げ耐力は, 健全桁と比較して低下していることがわかる.

4.2 3次元有限要素法による非線形解析

健全桁および劣化桁から採取したコンクリートコアの材料強度および静弾性係数を用いて, 有限要素

表-1 コンクリートコアの試験結果

試験桁	健全	劣化
静弾性係数 (GPa)	37.7	8.3~21.5 (平均: 15.2)
平均圧縮強度 (MPa)	60.9	44.3

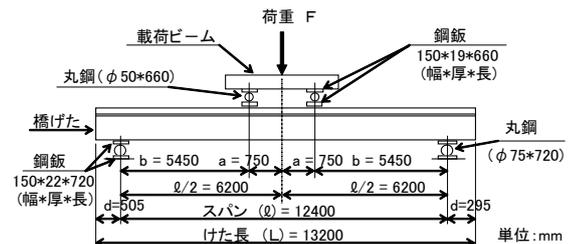


図-1 静的曲げ試験の模式図

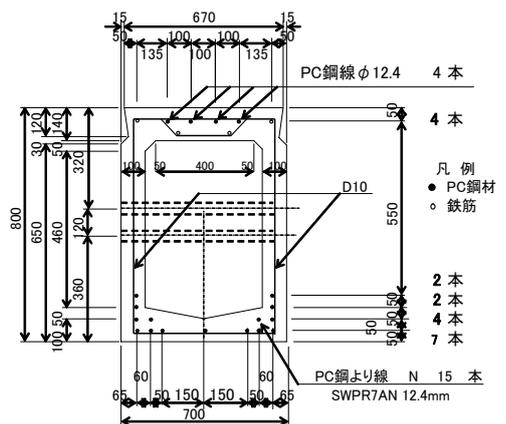


図-2 試験桁の断面詳細(単位 mm)

キーワード ASR, 有限要素解析, 耐荷力性能

連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原 1 番地 TEL: 098-895-8649

法により静的曲げ試験の解析を行った。本解析では、構造解析用ソフトウェアである **maidas FEA** を用いた。なお、解析において、コンクリートのポアソン比、引張強度、破壊エネルギーなどは、圧縮強度から推定した値を用いている。また、鋼材の弾性係数およびポアソン比は、各々 194100MPa 、 0.3 とした。解析は、図-4(a)に示すように対称性を利用し、梁の $1/2$ をモデル化した。図-4(b)に鉄筋および PC 鋼より線モデルを示す。コンクリートの構成則として圧縮モデルには放物線モデル¹⁾、引張軟化モデルには **Hordijk** モデル¹⁾を用いた。鉄筋および鋼より線の構成モデルは文献 2) に従い設定した。非線形解析の収斂計算としてニュートンラプソン法¹⁾を採用した。

図-3 の健全桁(解析値 1)の解析結果から、線形領域では実験結果とほぼ一致している。しかし、その後の非線形領域では、差異が生じている。劣化桁(解析値 1)の解析結果は、線形および非線形領域ともに異なっている。これは、ASR 劣化したコンクリート構造物から採取したコンクリートコアは、位置や方向で静弾性係数が異なり、弾性係数の値にばらつきがあり、値も低かったことが原因と考えられる。このため本研究では、劣化桁の弾性係数を修正して再度解析を行った。修正は、弾性係数の値を図-5 に示す弾性係数と圧縮強度の関係²⁾から、実験で得た圧縮強度を用いて推定した。図-3 の解析値 2 が、弾性係数を修正して得られた結果である。これより、線形領域において実験結果とほぼ一致していることがわかる。しかし、非線形領域で健全桁同様に実験結果と差異が生じている。その原因として、実験においてはひび割れの進行に伴い、より線とコンクリートの付着力が低下すると予想されるが、解析ではそれが考慮されていないためであると考えられる。今後付着モデルを考慮した解析を行い、詳細な検討を行う。

以上より、ASR 劣化したプレテンション PC 桁の非線形解析を行う際、実験から弾性係数が適切に求められない場合においても、実験で得られた圧縮強度から推定した弾性係数を用いることで、ASR 劣化したコンクリート構造物の耐荷性能評価が可能であると考えられる。

5. 終わりに

本研究では、ASR 劣化したプレテンション PC 桁の耐荷性能評価を数値解析的に行うために、実構造物から切出した PC 桁を対象に静的曲げ試験およびその非線形有限要素解析を行った。その結果、実験で弾性係数が適切に求められない場合においても、実験で得られた圧縮強度から推定した弾性係数を用いることで、数値解析的に ASR 劣化した PC 桁の耐荷性能評価が行える可能性が示された。

謝辞：本研究の一部は、琉球大学島嶼防災研究センターの協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。

[参考文献] 1)DIANA USER'S MANUAL, 2)土木学会：コンクリート標準示方書 '07[設計編]

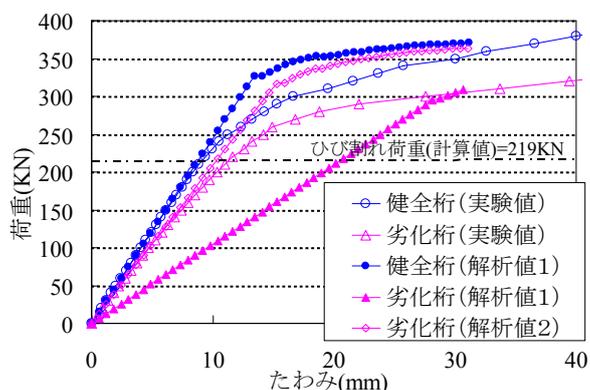
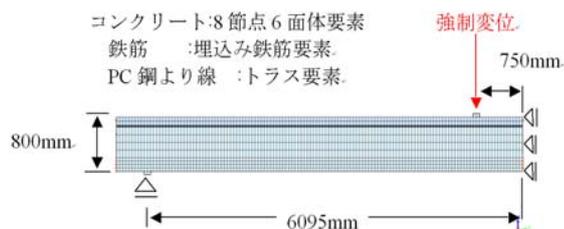
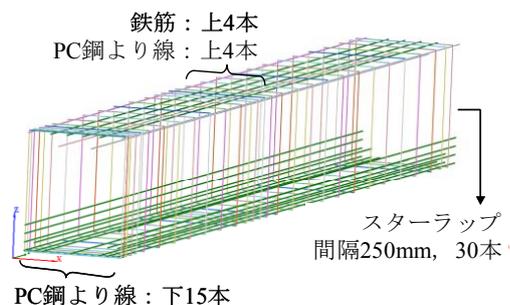


図-3 荷重-たわみ曲線



(a) 側面図 (境界条件, 荷重条件)



(b) 鉄筋および PC 鋼より線モデル

図-4 有限要素モデル

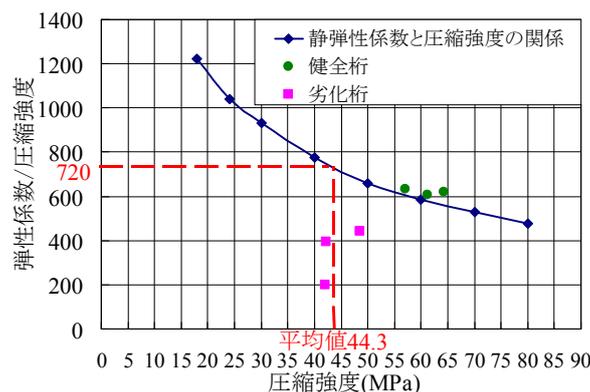


図-5 弾性係数と圧縮強度の関係

蒸気養生を受けたフライアッシュコンクリートの強度発現特性に関する基礎的研究

琉球大学大学院 ○崎原 盛伍, 琉球大学 田中 洋充, 琉球大学 富山 潤,
琉球大学大学院 金城 和久, (株) 技建宮野 伸介, 琉球大学名誉教授 大城 武

1. はじめに

近年, 施工性, 生産性, 品質管理の面や工期短縮といった要求からプレキャストコンクリート部材の需要が高まっている。プレキャストコンクリート部材の使用に際し, 沖縄県など塩害環境の厳しい地域では耐久性への対応が重要課題である。コンクリートの耐久性向上における対策は, 塩害劣化や ASR 劣化などへの対応が主である。塩害に対しては, コンクリート表面の塗装, 塗装鋼材の使用およびかぶり厚の確保などがその対策として挙げられる。

プレテンションプレストレストコンクリート桁などについては, PC 鋼より線にエポキシ樹脂を塗装あるいは被覆した高耐久性の鋼より線を使用することで製品桁の耐久性を高めることが可能となっている¹⁾。その際, エポキシ樹脂の高温による軟化特性の観点から, プレストレス導入時のコンクリート温度を 66℃以下に設定する必要がある。また, フライアッシュなどの混和材の使用によりコンクリートの耐久性能が改善されることが知られている²⁾。フライアッシュは ASR 劣化に対しても十分な抑制効果が確認³⁾されていることから, 今後, 高耐久性コンクリート部材の製作には, フライアッシュなどの混和材の使用が必須となるものと考えられる。しかし, プレキャストコンクリート部材の製作工程においては, 早期に所定の強度発現が要求されるために蒸気養生を施すのが一般的であるが, 蒸気養生などの高温履歴を受けたフライアッシュコンクリートの強度発現に関する知見は少ないのが現状である。

そこで本研究では, 蒸気養生を受けた FA コンクリートの強度発現特性に関する基礎的研究を行い, そのメカニズムを明らかにすることを目的とする。

2. 試験概要

フライアッシュの置換率はフライアッシュセメント B 種を想定した 18%内割配合と混和材とした外割配合 25kg/m³を用い, 蒸気養生条件をパラメータとした実験を行った。なお, 比較のためにフライアッシュ無混和のコンクリートについても同様の実験を行った。

蒸気養生条件は, 実際のプレテンション PC 桁製作工程(作業工程)を考慮し, 前養生 4 時間, 最高温度 50℃お

び 60℃, 保持時間を 4 時間, 6 時間, 8 時間, 一次養生は打設後 18 時間までとし, それ以降の二次養生は気中養生とした。蒸気養生の温度推移の模式図を図-1 に示す。また, 表-1 にコンクリートの配合を示す。設計基準強度は 50MPa とし, セメントは普通ポルトランドセメント(琉球セメント(株))を使用した。また, フライアッシュは, JIS II 種灰(電源開発(株))を使用し, 骨材は粗骨材に本部産石灰岩砕石, 細骨材に本部産石灰岩砕砂と新川沖産海砂の混合砂を使用した。海砂と砕砂の割合は, 7 対 3 である。

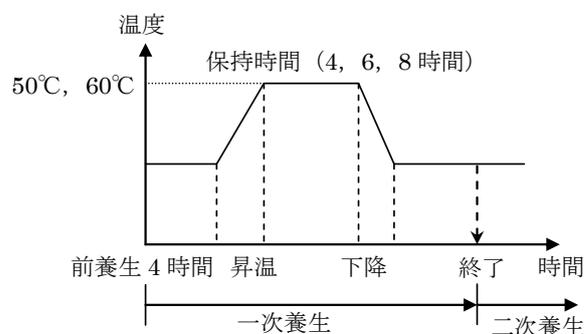


図-1 蒸気養生の温度履歴の模式図

表-2 コンクリート配合(kg/m³)

#	W/C	W	C	FA1	FA2	S1	S2	G
N	32.5	156	480	0	0	231	523	1048
FA	(%)		394	86	25	207	469	1048

N:普通コンクリート, FA:フライアッシュコンクリート, FA1:内割, FA2:外割, S1:石灰岩砕砂, S2:海砂, G:石灰岩砕石

温度測定のため, 図-2 に示す様に PC 桁製品を想定した断面(高さ 67cm, 幅 64cm)を有する長さ 1m のコンクリートブロックを作製した。蒸気養生としては, コンクリートブロックにシートを被せ, シート内に蒸気をかける方法で行った。蒸気養生内(シート内)の温度を蒸気養生温度として, 熱電対を用いて測定した。また, コンクリート中の温度として, コンクリートブロック上面から 5, 33.5, 62cm の位置で温度を測定した。なお, 桁軸方向の境界条件を考慮するために, 断熱材(発泡スチロール)を桁両端に設置した。側面および底面は鋼板型枠とした。

また, 圧縮強度試験用試験体(φ10×20cm)も養生シート内で蒸気養生を行った。

キーワード 蒸気養生, フライアッシュコンクリート, 強度発現特性, 高耐久性プレテンション PC 桁
連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原 1 番地 TEL : 098-895-8649

圧縮強度は、桁製作工程を考慮し、材齢 18 時間、24 時間、42 時間、14 日強度の測定を行った。なお、実験は進行中であり、28 日強度まで測定する予定である。

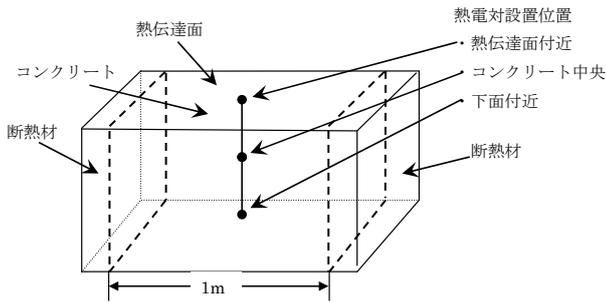


図-2 温度測定用コンクリートブロック

3. 試験結果および考察

ここでは、蒸気養生保持時間 6 時間、最高温度 60°C の結果を示す。図-3 に温度履歴を示す。また、図-4 には材齢に応じた圧縮強度を示す。比較のため、蒸気養生保持時間 6 時間、最高温度 50°C の結果も示す。なお、図-3 中の「上」、「中」、「下」は、それぞれコンクリートブロック上面から 5, 33.5, 62cm の位置を示している。

普通コンクリート（以下、N と称す）とフライアッシュコンクリート（以下、FA と称す）の温度履歴の特徴は次のようにまとめることができる。(1)コンクリート温度は、今回測定した「上」・「中」・「下」の位置で異なり、「中」の位置が最も高い温度履歴を示す。「上」と「下」ではわずかに「下」が低い。これは「上」が直接蒸気を受けるのに対して「下」は直接蒸気を受けないためである。(2)「N」と「FA」の蒸気養生開始後の昇温温度の傾きが異なり、「FA」の傾きは「N」に比べ緩やかで、最高温度到達時間が遅い。(3)最高温度は、「FA」が「N」に比べ低く、フライアッシュの明らかな温度抑制効果が確認できる。しかし、それ以降は漸次下降している。

図-4 に示すコンクリート強度については、「N」、「FA」に関係なく、最高温度 60°C の養生条件の早期強度が高く、気中養生が最も低い。また、「N」と「FA」では、「N」の方が「FA」に比べ早期強度が高くなった。しかし、「N」に比較し「FA」の強度の伸びは大きく、14 日強度に関しては、「N」、「FA」、養生条件に関係なくほぼ同じ強度に達している。この結果から、コンクリートの早期強度は、養生条件の違いに大きく影響を受けるが、ある程度材齢が経つとフライアッシュセメントあるいはフライアッシュを混和材として用いたとしても設計基準強度を満足することが示された。これは、フライアッシュをコンクリート材料に用いた際、問題となる早期強度の低下を、強度発現に対して最適な養生条件を設定することで解決できることを示唆してい

る。

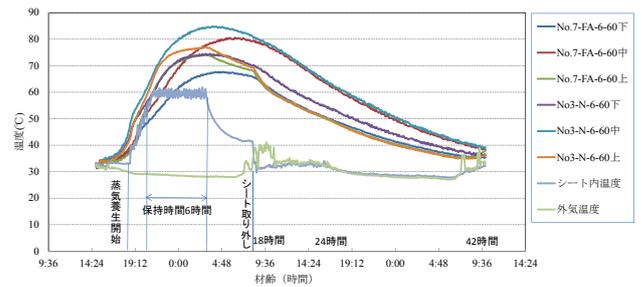


図-3 温度履歴(養生条件:保持時間 6 時間,最高温度 60°C)

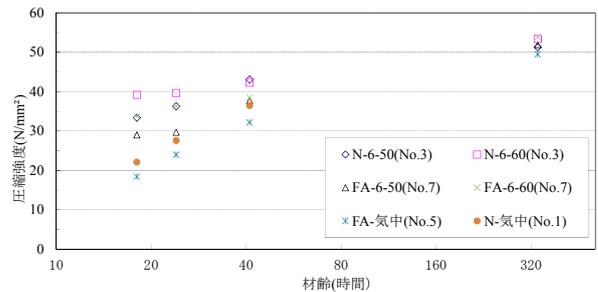


図-4 材齢—圧縮強度

4. まとめ

本研究では、蒸気養生を受けた FA コンクリートの強度発現特性に関する基礎的研究を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1)蒸気養生を受けた「FA」と「N」の温度履歴は異なり、「N」に比較し「FA」の昇温時の勾配は緩やかで、最高温度到達時間も遅い。また、「FA」は「N」に比較し、最高温度も低く、フライアッシュの明らかな温度抑制効果が確認できた。
- (2) コンクリートの早期強度は、養生条件に大きく影響を受け、強度発現に対して最適な蒸気養生条件を設定することで、コンクリート材料としてフライアッシュを用いた際の早期強度低下の問題を解決できる。

謝辞: 本研究を遂行するに当たり、(株)琉球セメント、電源開発(株)、沖縄ピーシー(株)に協力頂いた。琉球大学土木材料研究室 水田雄造君、松本康弘君、福田陽介君には実験補助の協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 大城武, 富山潤, 平井圭: 全素線塗装型 PC 鋼より線を用いたプレテンション PC 桁の耐荷性能に関する試験研究, 日本コンクリート工学会, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1045-1050, 20011.
- 2) 循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術, (社) 土木学会, 2009.12.
- 3) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会: 報告書, (社) 日本コンクリート工学協会, 2008.9

遅延膨張性細骨材に対するフライアッシュの ASR 抑制効果に関する基礎的研究

琉球大学 ○松本 康宏, 琉球大学大学院 崎原 盛伍, 琉球大学大学院 金城 和久
 琉球大学 富山 潤, 琉球大学名誉教授 大城 武, 琉球大学 伊良波 繁雄

1. はじめに

沖縄県のコンクリート用細骨材に使用されている新川沖産海砂には、微晶質石英や隠微晶質石英等の遅延膨張性を示す有害な鉱物が含まれており、アルカリ骨材反応(以下、ASR と称す)を生じる可能性がある¹⁾。一方、遅延膨張性を示す有害な鉱物に対して、ASR の膨張抑制を目的にフライアッシュ(以下、FA と称す)を用いた研究も行われ、その有用性が得られている²⁾。しかし、FA は燃焼炭の産地や石炭の燃焼過程の違いによって品質が変動するため³⁾、ASR 抑制対策に用いる FA の抑制効果を事前に確認する必要がある。

そこで本研究では、遅延膨張性を示す海砂を安全に使用することを目的に、県産 FA の遅延膨張性 ASR 抑制効果を検証した。具体的には以下の試験を実施した。

- ①内在アルカリ環境による ASR 検証のため、アルカリ量を事前添加した FA コンクリートを対象とした促進膨張試験 (JCI-DD2 法)
- ②外来アルカリ環境による ASR 検証のため、アルカリ無添加の FA コンクリートを対象に、外来アルカリ環境条件を想定した促進膨張試験 (デンマーク法およびカナダ法)

2. 試験概要

表-1 に本研究で実施した試験ケースの概要を示す。促進膨張試験で使用したコンクリートの配合を表-2 に示す。また、試験に用いた FA の品質を表-3 に示す。この FA は、沖縄県内の A 石炭火力発電所から産出される JIS II 種灰であり、その配合は、フライアッシュセメント B 種を想定し、内割り配合(セメントの 16%を FA 置換)とした。促進膨張試験の概要を表-4 に示す。

表-1 試験ケース

ケース	試験方法	等価 Na ₂ O 量	W/C	海砂 : 砕砂
①	JCI-DD2法	8kg/m ³	49.5%	100 : 0 60 : 40
②	デンマーク法・カナダ法	3kg/m ³ 以下	35.0%	100 : 0 60 : 40 40 : 60

表-2 コンクリート配合

W/C (%)	W	C	FA	S1*	S2**	G	NaCl	混
49.5	167	337	0	0	694	1126	11.152	1.685
		337	0	281	417	1126	11.163	1.180
		283	54	0	694	1110	11.776	1.685
		283	54	281	417	1110	11.789	1.011
35.0	156	446	0	0	749	1004	0	8.92
		446	0	303	449	1004	0	6.02
		446	0	455	299	1004	0	5.13
		375	71	0	734	1002	0	4.906
		375	71	297	440	1002	0	3.791
		375	71	445	294	1002	0	3.479

S1* : 砕砂(本部産石灰岩), S2** : 海砂(新川沖産), 混 : 混和剤 [kg/m³]

表-3 FA の品質表

項目	試験値	
二酸化ケイ素(%)	57.5	
湿分(%)	0.1	
強熱減量(%)	2.4	
密度(g/cm ³)	2.31	
粉末度	45μm ふるい 残分(%)	13
	比表面積(cm ² /g)	3930

表-4 促進膨張試験の概要

試験項目	試験方法	判定基準
JCI-DD2 法	コンクリートコアを 40±2°C, 相対湿度 95%以上で湿気槽に保存し、膨張率の経時変化を測定する。	試験開始後 91 日の膨張率で、0.05%以上 : 「有害」
デンマーク法	コンクリートコアを 50°Cの飽和 NaCl 水溶液に浸漬し、膨張率の経時変化を測定する。	試験開始後 91 日の膨張率で、0.1%未満 : 「膨脹型なし」 0.1~0.4% : 「不明確」 0.4%以上 : 「膨脹型あり」
カナダ法	コンクリートコアを 80±2°C, 1N の NaOH 溶液に浸漬し、膨張率の経時変化を測定する。(ASTM C 1260 と同様の条件)	試験開始後 14 日の膨張率で、0.1%以下 : 「無害」 0.1~0.2% : 「有害と無害な骨材」 0.2%以上 : 「潜在的に有害」

3. 結果および考察

ここでは、各種促進膨張試験の試験結果より、内在および外来アルカリ環境に対する FA の ASR 抑制効果の検証を行う。なお、図-1 から図-3 中の NC は FA 無混和、FC は FA 混和のコンクリートコアを示し、100, 60, 40 は、細骨材中における海砂(反応性骨材)と本部産石灰岩砕砂(非反応性骨材)の混合率を示している。

キーワード FA ASR 遅延膨張性

連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原 1 番地 TEL : 098-895-8649

図-1 に示す JCI-DD2 法の試験結果より、判定基準である 91 日の膨張率は、FA 混和の有無および海砂と砕砂の混合比に関わらず「無害」と判定された。しかし、NC では 91 日以降に最大で約 0.01%の膨張が確認され、今後も膨張する可能性を示している。一方、FC では膨張は確認できない。図-2 に示すデンマーク法の試験結果より、判定基準である 91 日の膨張率は、NC-100 および FC-60 で「不明確」と判断され、それ以外では「膨張性なし」と判断された。また、91 日以降で NC は膨張を続けているが、FC では膨張は確認できない。図-3 に示すカナダ法の試験結果より、判定基準である 14 日の膨張率は、FA 混和の有無および海砂と砕砂の混合比に関わらず「無害」と判定された。しかし、14 日以降での FC の膨張率は、NC の膨張率に比べて抑えられている。

試験結果より、FA 混和による ASR 抑制効果が確認できる。なお、膨張の原因を特定するために NC に対して岩石学的診断を行い、微晶質石英や隠微晶質石英から生じた ASR ゲルを確認している。

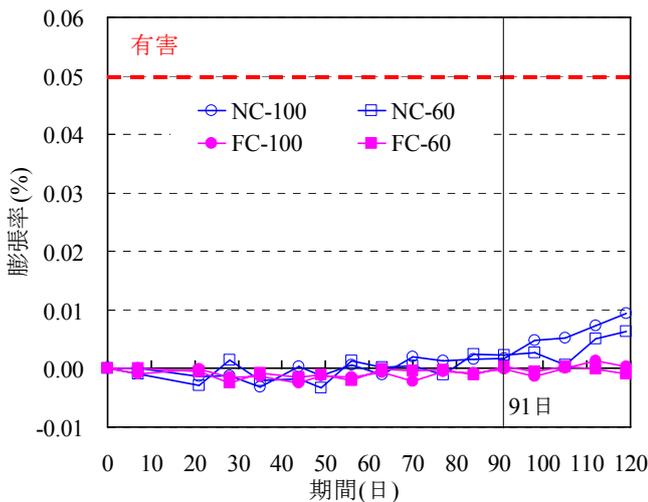


図-1 促進膨張試験結果(JCI-DD2 法)

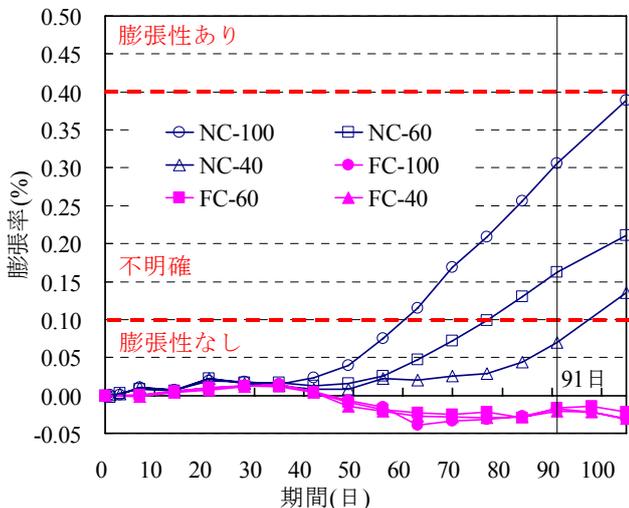


図-2 促進膨張試験結果(デンマーク法)

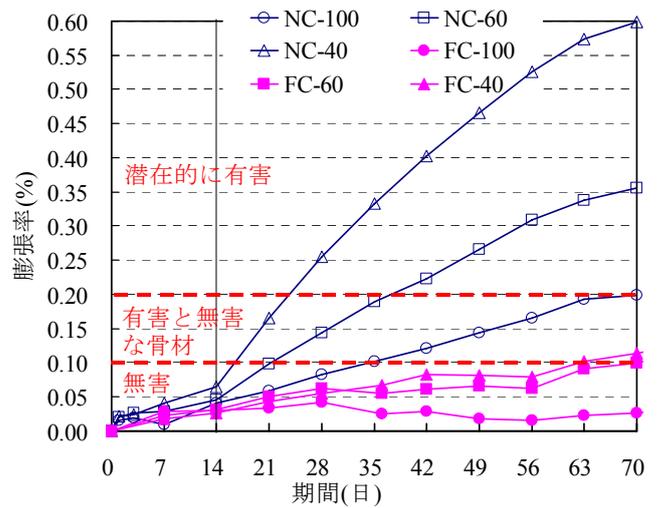


図-3 促進膨張試験結果(カナダ法)

4. まとめ

本研究では、遅延膨張性を示す海砂を対象に沖縄県産 FA の ASR 抑制効果を検証した。試験結果から以下の知見が得られた。

- (1) 遅延膨張性の骨材を使用したコンクリートコアの JCI-DD2 法、デンマーク法、カナダ法の促進膨張試験の結果から、内在大および外来アルカリ環境において、遅延膨張性であるため、各々の判断基準内では有害な膨張は確認できない。しかし、判断基準の期間を超えた時点で膨張挙動が確認され、今後も増加する可能性がある。従って、判断基準の期間についての再考が必要である。
- (2) 促進膨張試験の結果から、県産 FA を内割りで 16% 置換することにより、遅延膨張性 ASR に対して膨張が抑制され、十分な ASR 抑制効果が確認された。

謝辞：本研究の一部は、沖縄しまて協会平成 21 年度技術開発支援の助成を受けて実施した。また、コンクリート供試体の作製および促進膨張試験(JCI-DD2 法)は、琉球セメント(株)で実施した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書、(社)日本コンクリート工学協会、2008.9.
- 2) 富山ら：長期暴露したフライアッシュコンクリート試験体を用いた遅延膨張型アルカリ骨材反応に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.32, No.1, pp947-952, 2004
- 3) 循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術、(社)土木学会、2009.12.

塩害で撤去されたコンクリート桁の劣化度調査(その1)

琉球大学

○藤原慎平

下里哲弘

有住康則

大日本コンサルタント(株) 本田博幸

(株)中央建設コンサルタント

喜納政行

1. はじめに

沖縄県は島嶼亜熱帯環境であり、外洋からの飛来塩分量が多く、高温多湿なため厳しい塩害環境である。このような環境下に曝され県内の多くの橋梁が塩害劣化により架け替えを余儀なくされる事態を招いている。塩害による耐荷性能の低下機構も研究により解明されつつあるが、多くが腐食試験体を電食試験により作成したものであり、実橋を用いた研究例は少ない。

以上の背景から沖縄県内で塩害により撤去されたコンクリート桁(以下:RC桁)を用いて維持管理手法の構築を目指す。本稿はRC桁の塩害がどの程度まで進行しているかを外観目視調査、非破壊試験にて検討した。

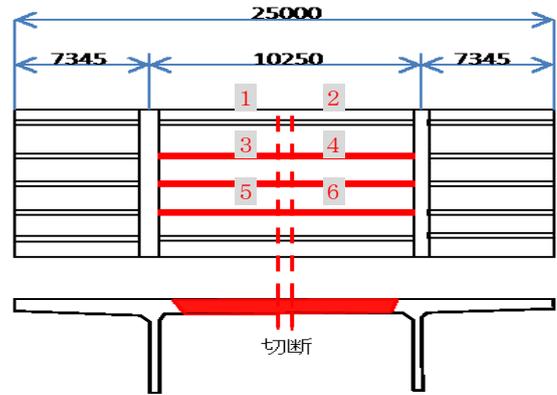


図-1 対象橋梁の一般図及び側面図

2. 調査概要

昭和47年以前に架設されたRC3径間5主桁T桁橋(図-1)を現地で外観目視調査した後、中央3径間を2体ずつ計6体に切断し、撤去した。その撤去桁に非破壊試験を実施した。

2.1 外観目視調査

現場の損傷状況の評価基準¹⁾のもとに実施した。また、撤去後細部の浮きやひび割れ、露出した鉄筋の腐食状態を調査した。

2.2 非破壊試験

調査箇所を撤去桁端部とし、鉄筋位置・はつり位置・調査箇所を図-2に示す。

(1) 赤外線法: コンクリート内部に空隙が存在する場合と存在しない場合ではわずかな温度差が生じる。温度差を検知できるカメラで撮影した熱画像を外観写真と比較することでひび割れ、浮き等の状況を調査した。

(2) 自然電位法: 一部はつり作業により、調査対象の端部スターラップを露出させ、自然電位を測定した。測定箇所における鉄筋腐食性の評価は表-2を用いた。



写真-1 撤去前側面



写真-2 鉄筋露出状況



写真-3 撤去後保管状況



写真-4 主鉄筋の状態

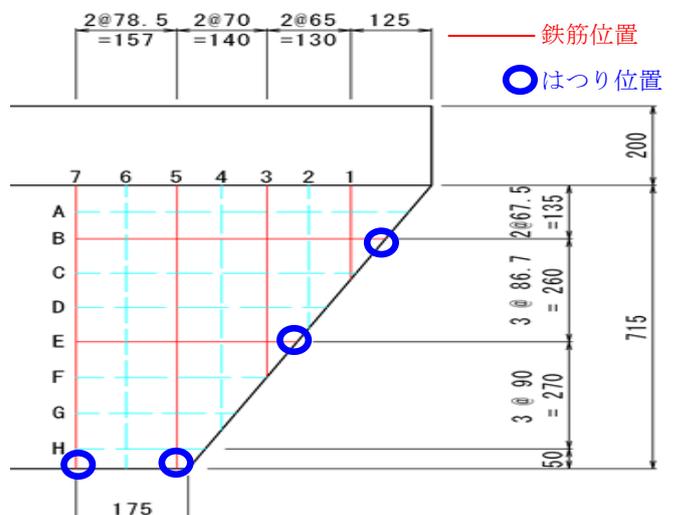


図-2 非破壊試験調査箇所番号

キーワード 塩害 腐食 赤外線法 自然電位法

連絡先 〒901-2213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL098-895-8666

3. 調査結果

3.1 外観目視調査

RC 桁の撤去前を写真-1, 2、撤去後を写真-3, 4、部材の損傷状況の判定区分¹⁾を表-1、対策方法の区分²⁾を表-2に示す。

ほぼ全ての桁の下フランジ側にコンクリートの剥落による内部の鉄筋の露出・スターラップの破断が認められる。また、一部、第二主鉄筋の露出も確認できる。以上より RC 桁損傷状況は損傷度⑤であり対策法の区分はグレードIVに分類される。

3.2 非破壊試験

(1)赤外線法

写真-5に外観写真と熱画像の比較を示す。温度の高い点が赤く表示される。目視による浮きが外観写真内の白線以下であり、熱画像との比較でほぼ一致している。

(2)自然電位法

結果を表-3、判定基準を表-4に示す。すべての計測箇所で腐食度は不確定の判定を示した。しかし、比較的-350mVvsCSE(90%以上の確率で腐食あり)に近い値を示している。

4. まとめ

本研究から得られた結果を以下にまとめる。

- (1)外観目視調査より RC 桁の損傷は甚大であり、早急な対策の実施が必要であったと判定できる。
- (2)赤外線法により桁の下フランジ側に浮きなどのコンクリート内部欠陥が生じていることが推定できる。
- (3)自然電位法により明確な腐食を捉えることは出来なかった。しかし全ての測定箇所ですべて-350mVvsCSEに近い値を示しているため、軽微な腐食がみられる可能性が高い。
- (4)外観目視調査・非破壊試験により、腐食は下部に著しい劣化が見られるが、内部鉄筋まであまり進行していないことが推定できる。
- (5)今後調査箇所を増やし、各種試験の精度や有効性を、材料試験結果などを含め検討していく。

謝辞: 撤去桁の輸送・保管では金秀鉄工(株)長嶺氏にご協力頂き、調査作業では、(株)沖縄構造設計の太田氏にご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献: 1) 塩害橋梁維持管理マニュアル (案), 橋梁塩害対策検討委員会, 2008.4

表-1 損傷状況に応じた判定区分

判定区分	過去に補修が行われていない部材	
	損傷状況	
グレードIII	①	ごく軽微なひび割れや錆知るが認められる
	②	ひび割れ、錆汁、剥離、あるいは剥落が部分的に認められる
	③	ひび割れ、錆汁、剥離、あるいは剥落が連続的に認められる
	④	コンクリートの断面欠損が認められ、内部の鋼材の露出が認められる
グレードIV	⑤	コンクリートの断面欠損が認められ、内部の鋼材の破断が認められる

表-2 損傷状況ごとの対策方針の考え方

判定区分	対策方法の分類
グレードI	塩害対策は不要
グレードII	塩害による損傷が将来発生する可能性があるため、損傷の発生を抑制するための補修対策が必要
グレードIII	塩害が原因の損傷が見られるため、損傷の進行を抑制または現状の性能を維持するための補修対策が必要
グレードIV	塩害が原因の損傷が甚大なため、耐荷性能の確認と評価を行うとともに安全確保のための早急な対策の実施と、更新を含めた恒久対策の検討が必要

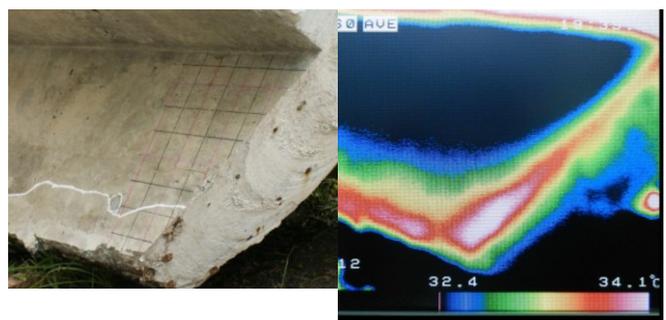


写真-5 赤外線法 外観写真・熱画像の比較

表-3 自然電位結果 単位 (mVvsCSE)

	7	6	5	4	3	2	1
A	-	-	-	-	-	-	-
B	-315.6	-336.1	-337.9	-331.9	-	-	-
C	-	-	-343.6	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-	-	-
E	-325	-331.2	-332.7	-333	-	-	-
F	-	-	-	-	-	-	-
G	-341.5	-	-341.9	-	-	-	-
H	-	-	-	-	-	-	-

表-4 ASTM C876 による鉄筋腐食性評価

自然電位 E(mV v s CSE)	鉄筋腐食の可能性
-200 < E	90%以上の確率で腐食なし
-350 < E ≤ -200	不確定
E ≤ -350	90%以上の確率で腐食あり

塩害で撤去されたコンクリート桁の劣化度調査（その2）

大日本コンサルタント(株) ○本田博幸 (株)中央建設コンサルタント 砂川章次
琉球大学 藤原慎平 下里哲弘 有住康則

1. はじめに

本研究は、膨大な飛来塩分量、高温・多湿という鋼材腐食にとって厳しい環境である亜熱帯島嶼環境の沖縄において、その厳しい腐食環境下に約 40 年曝されたコンクリート桁（以下：RC 桁）を選定し、その撤去桁に対して、1)解体を含む詳細調査による劣化度確認、2)静的および疲労载荷試験による残存構造性能の確認、3)補修・補強後の回復構造性能の確認を行い、塩害劣化した RC 桁の補強効果について明らかにする。

本稿では、海岸部に位置した A 橋（1972 年竣工、RC3 径間連続 5 主桁 T 桁橋、太平洋から約 300m）の撤去桁の劣化度確認として外観目視調査、非破壊試験の結果について報告する。写真-1 に調査橋梁の撤去前および撤去中の状況を示す。



写真-1. A 橋（撤去前、撤去中の状況）

2. 調査概要

調査は A 橋撤去桁の一部において、損傷状況の把握を目的とした外観目視調査、非破壊

試験を実施した。また、今回の報告は、調査期間として 2011 年 7 月～2011 年 9 月である。

本稿では、文献 1) で報告された調査を除き、打音試験、テストハンマー試験、超音波試験について報告する。

1) 打音試験：たたき検査とは別に、インパルスハンマーによる試験を行った。これは、ハンマーによる打撃波形とマイクによる収録波形の振幅比より、経験的に得られた変換式により、部材厚を推定するものである。(図-1) たたき検査と異なり、コンクリート表層部の欠陥に対して定量的な評価が可能であり、点検者によるバラツキを抑えることができる。

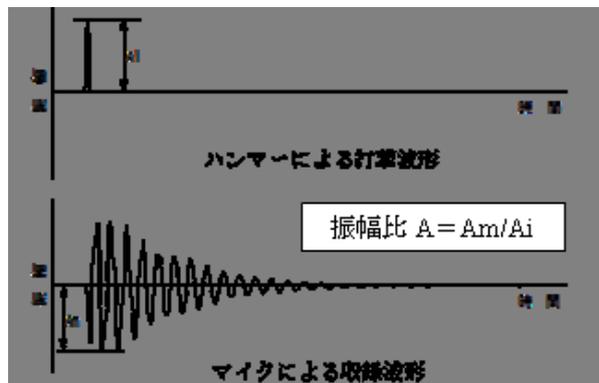


図-1 インパルスハンマー概要

2) テストハンマー試験：テストハンマー（NSR III 型）を用いて、反発度の測定を行った。ただし、テストハンマーの一般的な使用方法とは異なり、コンクリート強度の推定を目的にしたものではなく、測定の容易さからコンクリートの内部欠陥などの検出の可能性について検討を行った。そのため、測定箇所につき 1 回の反発度を記録した。

キーワード：撤去桁、塩害、鉄筋腐食、外観目視調査、非破壊試験

連絡先：〒903-0129 沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地 TEL:098-895-8641 FAX:098-895-8677

3) 超音波試験：コンクリートを透過する弾性波伝搬時間により欠陥状態を評価した。

3. 調査結果

1) 打音試験

写真-1 にたたき検査の結果を示す。写真に示すチョーキングより下側にうき等の内部欠陥が存在する可能性がある。また、表-1 にインパルスハンマー試験による部材厚(mm)を示す。着色部は平均値より 10%以上の差異(-)がある測定位置を示す。

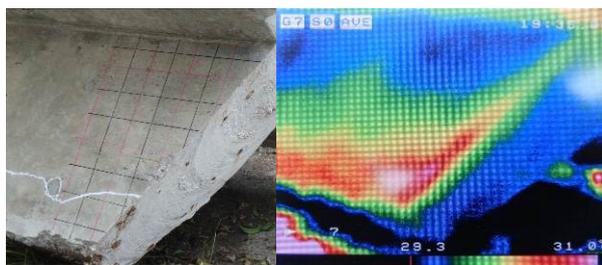


写真-1. たたき検査 写真-2. 赤外線結果¹⁾

この結果から、部材端部を除き、部材厚が小さい値を示す箇所は、たたき検査の結果と比較的一致している。また、赤外線(写真-2)結果¹⁾とも比較的一致している。

2) テストハンマー試験

表-2 にテストハンマーによる反発度(N/mm²)を示す。また、着色部は同様に平均値より 10%以上の差異(-)を示す。この結果から、G-7, H-6, 7 付近の一部で打音試験などの結果と一致している箇所があるが、その他の測定箇所では異なる傾向を示している。

3) 超音波試験

表-3 に超音波試験による伝搬速度を示す。

また、E~H 行は受信側の探触子のコンクリート表面の劣化が著しかったため、計測値を得られなかった。この結果から、A~D 行の伝搬速度は平均値の 5%範囲に収まっており、ほぼ均一な状態であることを示している。

4. まとめ

本研究から得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 打音試験では、たたき検査とインパルスハンマー試験結果が比較的一致している。
- 2) また、赤外線結果¹⁾とも比較的一致しており、うきなどの内部欠陥箇所が G-4~6 付近を中心とした箇所と推定できる。
- 3) テストハンマー試験では、他の結果と異なる傾向となった。試験体の追加、解体(鉄筋腐食)により今後の検討が必要である。
- 4) 超音波試験では、内部欠陥を推定した箇所では計測ができなかったが、それ以外の計測箇所では、ほぼ均一な状態であり、他の結果から内部欠陥がないと推定できる。
- 5) 文献1)の結果で推定した内部欠陥箇所とも比較的一致しており、内部欠陥箇所が G-4~6 付近を中心とした箇所と推定できる。

今後、試験体を追加し、材料試験結果等から各種試験の有効性・適用性を検証していく。

謝辞：撤去桁の輸送・保管では金秀鉄工(株)長嶺氏にご協力頂き、調査作業では、(株)沖縄構造設計の太田氏にご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献：

- 1) 藤原, 本田, 下里, 有住, 他：塩害で撤去されたコンクリート桁の劣化度調査(その1), 土木学会西部支部沖縄会 第1回技術研究発表会, 2011. 10

表-1. インパルスハンマー試験結果

	単位(mm)						
	7	6	5	4	3	2	1
A	198	247	220	255	246	228	234
B	186	215	214	205	208	183	151
C	262	232	195	212	217	162	140
D	207	182	211	218	182	135	-
E	280	191	203	155	122	-	-
F	158	197	166	165	210	-	-
G	176	82	54	29	-	-	-
H	124	111	116	-	-	-	-

表-2. テストハンマー試験結果

	単位(N/mm ²)						
	7	6	5	4	3	2	1
A	45	38	40	38	36	40	42
B	43	40	42	42	40	46	40
C	31	33	39	44	40	42	38
D	37	30	36	38	45	37	-
E	44	44	40	40	46	-	-
F	43	43	40	45	28	-	-
G	34	48	45	41	-	-	-
H	36	33	40	-	-	-	-

表-3. 超音波試験結果

	単位(μ sec)						
	7	6	5	4	3	2	1
A	90	88	90	89	89	91	92
B	89	89	90	90	91	91	92
C	87	86	87	87	88	88	90
D	90	86	85	87	88	90	-
E	-	-	-	-	-	-	-
F	-	-	-	-	-	-	-
G	-	-	-	-	-	-	-
H	-	-	-	-	-	-	-