

第3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

2013年10月1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），CPDS 認定プログラム

発表プログラム

2013年10月1日

Time Table

Start	End	プログラム	
9:30	10:00	受付・登録	
10:00	10:15	開会式 〈Room : A〉 開会の挨拶：矢吹 哲哉 (沖縄会会長・琉球大学名誉教授) 実施要項の説明：下里 哲弘 (沖縄会幹事長：琉球大学准教授)	
10:15	10:30	Break	
10:30	12:00	Session 1 〈Room : A〉 9編 (鋼構造・防食・維持管理) 座長：沖縄県	Session 2 〈Room : B〉 9編 (交通・環境・材料) 座長：琉球大学 神谷 大介
12:00	13:15	Lunch	
13:15	14:45	Session 3 〈Room : A〉 9編 (橋梁長寿命化・維持管理) 座長：沖縄総合事務局 新一真	Session 4 〈Room : B〉 9編 (施工・防災・材料) 座長：琉球大学 原 久夫
14:45	15:00	Break	
15:00	17:00	技術研究討論会 〈Room : A〉 「持続可能な水資源・水環境計画の再考」 座長：琉球大学 神谷 大介	
17:00	17:15	Break	
17:15	17:30	閉会式 〈Room : A〉 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：沖縄総合事務局	

技術研究討論会 (Room-A 15:00～17:00)

「持続可能な水資源・水環境計画の再考」

コーディネーター：琉球大学 神谷大介

討論メンバー

- ：沖縄総合事務局北部ダム事務所 事務局長 北牧 正之
- ：沖縄県企業局 技術統括監 米田 善治
- ：沖縄県環境生産部 環境政策課 主幹 横田 恵次郎
- ：地球環境総合研究所 研究員 竹村 紫苑
- ：徳島大学大学院 特別研究員 乾隆帝
- ：沖縄県環境科学センター総合環境研究所 所長 宮良 工

【プログラム】

- 「沖縄の水資源開発と環境対策への取り組みと今後の展望」 (15分)
：沖縄総合事務局北部ダム事務所 北牧 正之
- 「安全で安定的な水供給への取り組みと今後の展望」 (15分)
：沖縄県企業局 米田 善治
- 「沖縄県総合沿岸域管理計画(仮称)について」 (15分)
：沖縄県環境生産部 環境政策課 横田 恵次郎
- 「沖縄におけるマングローブ林の現状と課題」 (15分)
：地球環境総合研究所 竹村 紫苑
- 「汽水性ハゼ類から見た沖縄本島の汽水域の現状と課題」 (15分)
徳島大学大学院 乾隆帝
- 「沖縄島における河川環境の課題と自然再生へのアプローチ」 (15分)
沖縄県環境科学センター総合環境研究所 所長 宮良 工
- 「水資源・水環境計画方法論の体系化に向けて」 (10分)
琉球大学 神谷 大介

★討論 (20分程度)

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1日 (火曜日)

Time	Room A
10:30 ┆ 12:00	<p style="text-align: center;">Session1 : 鋼構造・防食・維持管理</p> <p style="text-align: right;">座長： (沖縄県)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 沖縄地区鋼橋塗装マニュアル(案)の課題検証 _____ 6 沖縄総合事務局開発建設部道路管理課 ○米須勇, 下地博明, 目取真正樹 2. Al-Mg 合金溶射・塗装皮膜の防食効果調査結果—模擬桁試験体の3年経過報告— _____12 (株)プラズワイヤー ○谷中智弥, 琉球大学 下里哲弘 3. 各種防食使用を適用した高力ボルトの耐食性に関する腐食促進試験 _____ 18 琉球大学 ○玉城直人, 下里哲弘, 有住康則, 淵脇秀晃 4. Smart ZIC 工法による鋼製高力ボルトの防食技術の開発 _____ 20 琉球大学 ○所宏祐, 下里哲弘, 有住康則, (株)横河ブリッジ 井口進, 東京ファブリック工業(株) 木村雅昭 5. ボルトキャップによる鋼製高力ボルトの防錆方法と劣化形態について _____ 22 (株)IHI ○岩本達志, 琉球大学 下里哲弘, 淵脇秀晃, IHIインフラ建設 清水隆, (株)IHI 赤嶺健一 6. 港湾鋼管の腐食減厚プロフィール特性 _____ 24 琉球大学 ○平山智常, 下里哲弘, 有住康則 7. 腐食減肉した鋼管の耐荷力評価に関する解析的研究 _____ 26 琉球大学 ○塚原雄介, 下里哲弘, 有住康則 8. 曲線橋実験モデルの数値解析 _____ 28 岐阜大学 ○木下幸治, University of Nevada Reno Ian G. Buckle, David H. Sanders, Hartant Wibowo 9. 構造物劣化モニタリングのためのセンシング技術に関する実験的研究 _____ 30 琉球大学 ○田川俊太郎, 下里哲弘, 有住康則
	Room B
	<p style="text-align: center;">Session2 : 交通・環境・材料</p> <p style="text-align: right;">座長：神谷 大介 (琉球大学)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 市街地信号交差点での交通事故の過失相殺評価について _____ 32 北海学園大学 ○堂柿栄輔, 足利工業大学 築瀬範彦 2. 試験湛水に伴う下流河川水質影響について _____ 38 沖縄総合事務局北部ダム事務所 ○田邊顕彦, 安次嶺正春 3. 生態系に配慮した道路事業の実施について ～読谷道路におけるコウモリ調査の中間報告～ _____ 42 沖縄総合事務局北部国道事務所 ○高良茂宏, 仲松徳修 4. 国営沖縄記念公園における遊具の安全対策について _____ 46 沖縄総合事務局国営沖縄記念公園事務所 ○中山弘, 伊良部哲 5. コンクリート橋上部工の付着塩分量に関する調査研究 _____ 50 琉球大学 ○山田義琢, 藏本竜一郎, 松浦葵, 富山潤, (独)土木研究所 本間英貴, 青柳聖 6. コンクリート橋上部工の付着塩分量に関する数値解析的検討 _____ 52 琉球大学 ○藏本竜一郎, 山田義琢, 松浦葵, 富山潤, 東洋大学 中林靖 7. 分光分析による飛来塩分の影響を受けた橋梁の塩分分布に関する研究 _____ 54 IHIインフラシステム ○戸田勝哉, 琉球大学 富山潤 8. 遅延膨張性細骨材に対する促進膨張試験の温度依存性に関する基礎研究 _____ 56 琉球大学 ○松本典幸, 富山潤 9. MPMの動弾性解析におけるエネルギー変動問題に対する抑制手法の検証 _____ 58 琉球大学 ○江戸孝昭, 松原仁, 原久夫

Time	Room A
	Session3：橋梁長寿命化・維持管理 座長：新 一真（沖縄総合事務局）
	1. 橋梁長寿命化技術小委員会の活動報告（沖縄会技術委員会） _____ 60 沖縄しまたて協会 ○玉城喜章，下里哲弘 2. 沖縄地域における腐食速度特性に関する調査研究～橋梁長寿命化小委員会 WG1～ _____ 64 琉球大学 ○淵脇秀晃，下里哲弘，沖縄しまたて協会 玉城善章 3. 沖縄県内におけるRC橋の塩害劣化損傷事例～橋梁長寿命化小委員会 WG2～ _____ 68 沖縄県土木建築部道路管理課 ○砂川勇二，(財)沖縄県建設技術センター 下地健 4. 沖縄県内における鋼橋の塩害劣化損傷事例～橋梁長寿命化小委員会 WG2～ _____ 70 (財)沖縄県建設技術センター ○下地健，沖縄県土木建築部道路管理課 ○砂川勇二 5. 沖縄県内におけるPC橋の塩害劣化損傷事例～橋梁長寿命化小委員会 WG2～ _____ 72 沖縄総合事務局開発建設部道路管理課 ○目取眞正樹，米須勇，下地博明 6. 塩害劣化したRCT桁の劣化度と残存耐力実験～橋梁長寿命化小委員会 WG3～ _____ 78 (株)南伸 ○久米仁司，金田一男，砂川章次，大田清志，玉城喜章，下里哲弘 7. 実腐食した高力ボルトの残存軸力評価法の検討 _____ 84 木更津高専 ○田井政行，琉球大学 下里哲弘，有住康則， 四国建設コンサルタント 大城進太郎，金秀鉄工(株)長嶺由智 8. 腐食鋼部材の補修に必要なダクタル板厚の算出 _____ 86 (株)TTES ○勝山正親，琉球大学 下里哲弘， 太平洋セメント(株) 江里口玲，小野剛士 9. 損傷を受けた鋼I桁端部腹板の補修法に関する実験研究 _____ 88 琉球大学 ○利光崇明，下里哲弘，有住康則，玉城善章，金秀鉄工(株) 島袋秀也，長嶺由智
13:15 14:45	Room B Session4：施工・防災・材料 座長：原 久夫（琉球大学）
	1. 島尻泥岩における重要構造物直下のトンネル施工 -豊見城トンネル(下り線)工事- _____ 92 飛島建設(株) ○柳森豊，松藤孝弥， 沖縄総合事務局南部国道事務所 知念弘，与那原邦仁 2. 沖縄初！大型空気圧送船による揚土工事の施工報告 _____ 98 那覇港湾・空港整備事務所中城湾港出張所 ○小西敦也 3. 那覇港における防波堤の耐津波対策 _____ 104 沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 ○椎原康友，金城信之 4. 伊良部大橋における鋼桁大ブロックの海上輸送の報告 _____ 110 宮地エンジニアリング(株) ○矢ヶ部彰，琉球大学 下里哲弘， 木更津高専 田井政行，沖縄県 仲嶺智，翁長正勝 5. 環境に配慮したフライアッシュを使った海水練コンクリート _____ 116 (株)大林組 ○谷田部勝博，新村亮，竹田宣典，片野啓三郎， 東京工業大学 大即信明 6. エポキシ樹脂塗装PC鋼より線仕様のプレテンションPC桁の付着性能に関する研究 _____ 120 琉球大学 ○久保雅寛，(株)技建 宮野伸介， 琉球大学名誉教授 大城武，琉球大学 富山潤 7. 沖縄県内公立小学校における学校危機管理マニュアルに関する基礎的考察 _____ 122 琉球大学 ○上野靖晃，中山貴喜，神谷大介 8. 水資源・水環境に関する住民意識調査～沖縄県本島を対象として～ _____ 126 琉球大学 ○新城裕也，神谷大介 9. 過疎地域における平日昼間を想定した災害時要援護者個別計画の支援に関する研究 _____ 130 —沖縄県渡名喜村を対象として— 琉球大学大学院 ○中山貴喜，神谷大介

發表概要集

Session1 : 鋼構造・防食・維持管理

沖縄地区鋼橋塗装マニュアルの課題検証

沖縄総合事務局 開発建設部 道路管理課 ○米須勇, 下地博明, 目取眞正樹

1. はじめに

沖縄総合事務局では、県外に比べ塩害の厳しい沖縄において鋼橋の塗膜延命化を図るため、「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル(案)(平成10年3月)」¹⁾(以下「旧沖縄版」と言う)を改訂し、「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル(平成20年8月)」²⁾(以下「新沖縄版」と言う)を策定した。

改訂にあたっては、「鋼道路橋塗装・防食便覧(平成17年12月(社)日本道路協会)」³⁾(以下「防食便覧」と言う)や旧沖縄版を参考にした。また、新沖縄版には、アセットマネジメント手法の構築に向けた塗装寿命や塗替寿命の評価が課題として挙げられており、課題解決に向けた暴露試験や実橋の塗膜劣化の検証を実施している。本稿では、まず沖縄における鋼橋の腐食状況や新沖縄版の特徴を述べ、次に暴露試験及び実橋調査結果について一部報告を行う。

2. 沖縄における鋼橋の腐食状況

写真1に沖縄における鋼橋の腐食損傷状況を示す。腐食損傷は、支間中央部に比べて桁端部やボルト添接部、フランジ等のエッジ部に生じやすい。腐食の原因は、飛来塩分の付着や伸縮装置からの漏水が挙げられる。また、ボルト・ナットやフランジなどのエッジ部は、塗膜の標準膜厚が確保しにくいいため、腐食しやすい。

3. 沖縄地区鋼橋塗装マニュアルの特徴

表1に新沖縄版、旧沖縄版、防食便覧の一般部とボルト部の標準膜厚を示す。新設塗装の場合、新沖縄版は、旧沖縄版と同様に一般部の標準膜厚を

表1 新設塗装の塗装マニュアル別標準膜厚

塗装工程	一般部(μm)			ボルト部(μm)		
	新沖縄版	旧沖縄版	防食便覧	新沖縄版	旧沖縄版	防食便覧
①無機ジंकリッチ	75	75	75	-	-	-
②エポキシ下塗1層	100	100	120	300	300	300
③エポキシ下塗2層	100	100	-	300	300	-
④ふっ素用中塗	30	30	30	30	-	30
⑤ふっ素上塗	25	25	25	25	25	25
合計	330	330	250	655	625	355

表2 塗替塗装の塗装マニュアル別標準膜厚

塗装工程	一般部(μm)			ボルト部(μm)		
	新沖縄版	旧沖縄版	防食便覧	新沖縄版	旧沖縄版	防食便覧
①無機ジंकリッチ	75	30	75	-	-	-
②変性エポキシ下塗1層	60	120	60	60	300	60
③変性エポキシ下塗2層	60	-	60	60	300	60
④変性エポキシ下塗3層	60	-	-	60	-	-
⑤ふっ素用中塗	30	30	30	30	-	30
⑥ふっ素上塗	25	25	25	25	25	25
合計	310	205	250	235	625	175



a) 下フランジエッジ部の腐食



b) 桁端部の腐食①



c) 桁端部の腐食②



d) 桁端部の腐食③



e) 鋼支承部の腐食



f) ボルト継手部の腐食

写真1 沖縄における鋼橋の腐食状況

キーワード 塗膜の延命化, 腐食, 膜厚, 基盤目付着試験

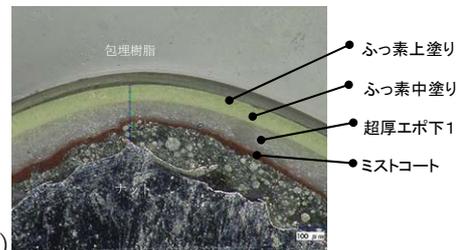
連絡先 〒900-0006 沖縄県那覇市おもろまち2丁目1番地 TEL:098-866-1915

(2) 暴露試験体ナット部膜厚

添接部ナット部の膜厚について報告する。写真3には、暴露試験体ナット部の塗装完了状況を示す。図2a)とb)には、新設塗装時の防食便覧塗装仕様と新沖縄塗装仕様のナット部膜厚測定結果を示す。また、同図にはナット部の塗膜断面写真も掲載した。ナット部膜厚測定結果から、実際の膜厚と標準膜厚との差が大きい工程は、下塗の超厚膜型エポキシ樹脂塗料である。防食便覧では下塗の標準膜厚 300 μm に対して実際の膜厚が 72 μm であり、228 μm 不足している。新沖縄では下塗の標準膜厚 600 μm に対して実際の膜厚が 298 μm であり、302 μm 不足している。これは、厚膜塗装の膜厚確保が難しいことを示している。そこで、下塗をボルトキャップ注入方式で塗装するボルト・ナット塗装実験を別途行った。写真4にボルトキャップ注入方式の施工状況を示す。ボルトキャップ注入方式では、注入後の下塗表面に多くの凹凸が見られるため、刷毛による表面の成型が必要である。図2c)に、ボルト・ナット塗装実験の膜厚測定結果を示す。膜厚測定結果から、下塗の標準膜厚 600 μm に対して実際の膜厚が 309 μm であり、291 μm 不足している。これは、超厚膜型エポキシ樹脂塗装の膜厚確保が、ボルトキャップ注入方式を用いた塗装方法でも困難であることがわかる。

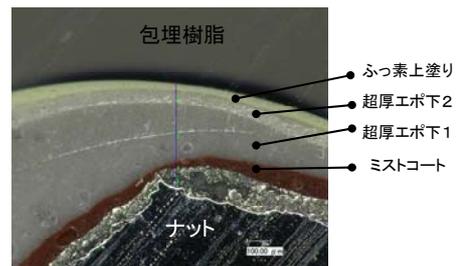
写真6に、防食便覧、新沖縄(刷毛塗り)、新沖縄(ボルトキャップ注入方式)のナット部塗装完了後の表面を

新設塗装:防食便覧			膜厚(μm)		
			実際	標準	差
1	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	26	25	1
2	中塗	ふっ素樹脂塗料中塗	39	30	9
3	下塗第1層	超厚膜型エポキシ樹脂塗料	72	300	-228
4		ミストコート	19	-	19
合計			156	355	-199



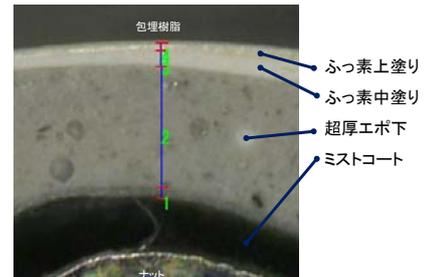
a) 防食便覧(刷毛塗り)

新設塗装:新沖縄版			膜厚(μm)		
			実際	標準	差
1	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	30	25	5
2	中塗	ふっ素樹脂塗料中塗	-	30	-30
3	下塗第2層	超厚膜型エポキシ樹脂塗料	52	300	-248
4	下塗第1層	超厚膜型エポキシ樹脂塗料	250	300	-50
5		ミストコート	25	-	25
合計			357	655	-298



b) 新沖縄(刷毛塗り)

新設塗装:新沖縄版(ボルトキャップ注入方式)			膜厚(μm)		
			実際	標準	差
4	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	20	25	-5
3	中塗	ふっ素樹脂塗料中塗	40	30	10
2	下塗第1層	超厚膜型エポキシ樹脂塗料	309	600	-291
1		ミストコート	28	-	-
合計			397	655	-258



c) 新沖縄(下塗はボルトキャップ注入方式で塗装)

図2 ナット部膜厚測定結果



a) 防食便覧(刷毛塗り)

b) 新沖縄版(刷毛塗り)

c) 新沖縄版
(ボルトキャップ注入方式)

写真6 ナット部塗装完了後の表面

示す。刷毛塗りの表面に比べて、ボルトキャップ注入方式の表面は、凹凸が多くなった。

(3) まとめ

ボルト・ナット部などの隅角部の塗装において、下塗の超厚膜エポキシ樹脂の膜厚確保が施工的に困難であることがわかった。今後は、多角的な面からボルト・ナット部の防食方法を検討していく予定である。

2. 実橋調査

(1) 調査概要

本調査では、冬季の季節風や台風などにより多量の塩分が飛来する環境において、地域性の違いによる実橋の塗装劣化評価(塗装寿命, 塗替寿命)を検討することを目的に、本島内5カ所の橋梁について実橋調査を行った。

図3に、実橋調査箇所を示す。東海岸付近、西海岸付近や内陸部に架設された、離岸距離 600mから 2.4km以内の鋼橋を対象に、塗膜調査を行っている。対象橋梁は、新塗装系鋼橋 1 橋、旧塗装系鋼橋4橋を選定した。一例として、写真7a)と b)に旧塗装系鋼橋の2橋を示し、表3に橋梁概要を示す。モニタリング項目は、目視、光沢度、色差、チョーキング、基盤目付着試験、膜厚測定、付着塩分である。評価部位は、足場がある桁端部の一般部、板エッジ部、ボルト添接部、支承部などを評価した。調査頻度は、2年に1回実施している。



図3 実橋調査箇所

(2) 対象橋梁の塗装仕様

表4及び表5に、A橋及びB橋の塗装仕様を示す。A橋はエポキシ樹脂系の下塗とふっ素系の上塗・中塗である。B橋はエポキシ樹脂系の下塗とポリウレタン系の上塗・中塗である。

表3 橋梁概要

橋梁名	架設年次	橋長	構造形式	塗替え塗装年次
A橋	1987年(S62年)	82.8m	3径間連続非合成鋼桁橋	2011年(H23年)
B橋	1971年(S46年)	45.0m	鋼合成単純鋼桁橋	2000年(H12年)

表4 A橋塗替塗装仕様

塗装完了年月	2011年9月(H23年)	使用量 膜厚
下塗第1~4層	弱溶剤形エポキシ樹脂塗料下塗	ハケ 200(g/m ²) 60(μm)
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料中塗	ハケ 140(g/m ²) 30(μm)
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	ハケ 120(g/m ²) 25(μm)

表5 B橋塗替塗装仕様

塗装完了年月	2000年6月(H12年)	使用量 膜厚
下塗(補修)	変性エポキシ樹脂塗料下塗	ハケ 240(g/m ²) 60(μm)
下塗第1~2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	ハケ 240(g/m ²) 60(μm)
中塗	ポリウレタン樹脂塗料中塗	ハケ 140(g/m ²) 30(μm)
上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	ハケ 120(g/m ²) 25(μm)



a) A橋:旧塗装系(ポリウレタン樹脂)



b) B橋:旧塗装系(ポリウレタン樹脂)

写真7 実橋調査対象橋梁

写真8と写真9に、A橋とB橋の桁内部の状況を示す。2橋とも一般部に腐食は生じていない。

(3) 基盤目付着試験

基盤目付着試験について結果を報告する。本試験は、基盤目状に素地に達する傷を入れた塗膜に、セロハンテープの粘着力を用いて強制はく離することにより、塗膜の素地への付着性および塗膜の層間付着性を評価する。図4に基盤目付着試験の評価点を示す。

図5に、2012年(H24年)に沖縄県が実施したA橋とB橋の基盤目付着試験結果を示す。図5aより、A橋の塗装では、下塗からはく離が生じている。欠損部の面積は全体の40%以上または50%以上である。また、図5bより、B橋の塗装では、塗替え後12年経過した時点において素地からはく離が生じている。原因は、A橋及びB橋ともに、経年劣化による旧塗膜の脆弱化と考えられる。

(4) まとめ

基盤目付着試験の結果から、実橋の塗装に早期のはく離を生じる可能性がある。今後も沖縄総合事務局、沖縄県双方で実橋のモニタリングを継続し、塗装劣化評価(塗替え寿命)について検討していく予定である。



写真8 A橋桁内部の状況

写真9 B橋桁内部の状況

はく離状態				はく離 50%以上
評価点(RN)	0	1	2	3

図4 基盤目付着試験の評価点

調査結果	評価点 (RN)	特記事項	調査結果	評価点 (RN)	特記事項
	2	・下塗からはく離 ・欠損部の面積は全体の40%以上		3	・素地からはく離 ・欠損部の面積は全体の50%以上
	3	・下塗からはく離 ・切り込み時にはく離 ・欠損部の面積は全体の50%以上		3	・素地からはく離 ・切り込み時にはく離 ・欠損部の面積は全体の50%以上

a) A橋

b) B橋

図5 基盤目付着試験結果

4. おわりに

沖縄総合事務局道路管理課では、マニュアルの課題解決に向けて、沖縄地区鋼橋塗装マニュアル検討委員会を開催し、有識者から貴重な意見をいただきながらモニタリングを進めてきました。本モニタリングは、今後も数年にわたり継続予定であり、有効な成果が得られるように有識者、沖縄総合事務局、関係機関が連携を図りながら進めていきます。

橋梁の長寿命化は、今後の維持管理費の増加を抑制するための重要な課題であり、塩害環境または腐食環境の厳しい沖縄において、鋼橋の長寿命化を実施する上で防食技術の向上は避けては通れない重要な取り組み事項と考えています。今後、沖縄地区鋼橋塗装マニュアル検討委員会で得られる貴重な知見を、次回の沖縄地区鋼橋塗装マニュアル改訂へ反映させるとともに、現場への直接的なフィードバックを行い、沖縄県全体の鋼橋の長寿命化に繋げていきたいと思っております。

【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：沖縄地区鋼橋塗装マニュアル(案)，1998.3
- 2) 沖縄総合事務局開発建設部・沖縄県土木建築部：沖縄地区鋼橋塗装マニュアル，2008.8
- 3) 社団法人日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，2005.12

Al-Mg 合金溶射・塗装皮膜の防食効果調査結果 —模擬桁試験体の3年経過報告—

(株)プラズワイヤー 開発部 ○谷中 智弥
琉球大学 工学部 環境建設学科 下里 哲弘

1. はじめに

近年、鋼橋梁や鋼製栈橋等の鋼構造物の長寿命化が求められている。鋼構造物の多くは塗装によって防食されているが、溶融させた金属を鋼材へ吹き付け金属皮膜を形成する溶射法は、その皮膜に多様な塗装を施すことによって耐久性を向上させ長期間の防食を可能としている。

これらの防食皮膜の耐食性は塩水噴霧や複合サイクル試験などで評価されているが、長期間の屋外での耐久性について評価された例は少ない。

そこで平成20年に沖縄県と琉球大学が主体となり「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル」改訂と共に設置された塗装仕様比較暴露試験体（以下模擬桁という）を用いてアルミニウムマグネシウム合金溶射皮膜の経年観察を開始した。

今回は、3年経過後の膜厚測定、アドヒージョンテスト（密着力）、色差、白亜化、断面SEM像、EPMA解析の結果を報告する。

2. 試験の概要

2. 1 試験体

新牧港橋高架下に設置してある、模擬桁（桁高850mm、桁長3150mm、桁幅2490mm）の2桁を用いて行った。
なお、開口している横桁側面を試験面（850mm×2490mm）とした。



2. 2 試験体製作方法

金属溶射は次の手順で実施した。試験面を非金属系研削材（褐色溶融アルミナ#24）を用いてブラスト処理を行い、除錆度ISO 8501-1 Sa3.0相当、表面粗さRa 8.0μm以上、Rz 50.0μm以上になるように素地調整をした。金属溶射として、アルミニウムマグネシウム合金（Al-5%Mg）を溶射材料（線材）としたプラズマ溶射を行い、溶射膜厚150μm以上とした。

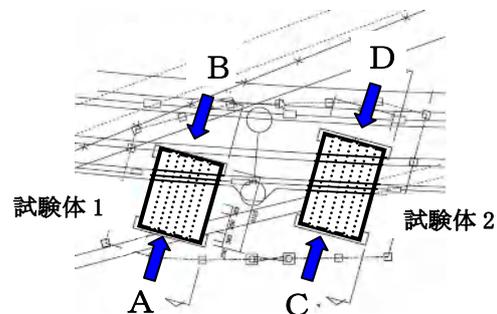


図1 試験体測定箇所

キーワード：金属溶射，大気暴露

連絡先 〒812-0892 福岡市博多区東那珂 2-3-54 NPC 東那珂ビル 3階

TEL 092-432-0701 E-mail : t-taninaka@plazwire.co.jp

表1 塗装仕様

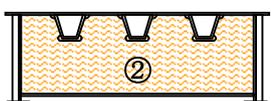
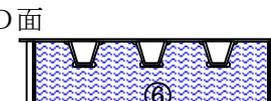
試験体 1	A面 	①1-A 有機 (ポリウレタン)	<ul style="list-style-type: none"> ・第1封孔処理(1層) ハイボンAZシーラー(グレー)160g/m² ・第1封孔処理(2層) ハイボンAZシーラー(グレー)160g/m² ・上塗り ハイボンAZシーラー仕上げ剤 200g/m²
	B面 	②1-B 有機 (ふっ素)	<ul style="list-style-type: none"> ・第1封孔処理(1層)ハイボンAZシーラー(グレー) 160g/m² ・第1封孔処理(2層)ハイボンAZシーラー(グレー) 160g/m² ・下塗り ハイボン90モイスタックA 540g/m² ・中塗り ティフロン100中塗K 170g/m² ・上塗り ティフロン100フレッシュ 140g/m²
試験体 2		③2-C-I 無機 (MGセトン)	<ul style="list-style-type: none"> ・封孔処理 セラミックプライマー 130g/m² ・下塗り MGセラミック2液型 150g/m² ・中塗り MGセラミック中塗り 150g/m² ・上塗り MGセトン1液型(グレー) 130g/m²
		④2-C-II 無機 (パーミット + MGセトン)	<ul style="list-style-type: none"> ・封孔処理 パーミット HS-100 130g/m² ・下塗り MGセラミック2液型 150g/m² ・中塗り MGセラミック中塗り 150g/m² ・上塗り MGセトン1液型(グレー) 130g/m²
		⑤2-C-III 無機 (パーミット)	<ul style="list-style-type: none"> ・封孔処理 パーミット HS-100 130g/m² ・上塗り パーミット HS-200(白) 120g/m²
D面 	⑥2-D (無封孔)	・塗装なし	

表2 調査周期

H22.4	H22.8	H23.2	H23.10	H25.6	H27.8	H29.8	H32.8
設置	初回	0.5年	1年	3年	5年	7年	10年
●	●	●	●	●	○	○	○

●：実施済み ○：計画

3. 試験方法

3.1 膜厚測定

2点調整型電磁膜厚測定機を用い、評価面につき定点（各測定点5回の測定値を平均化）を測定する。測定点は各仕様につき36点とする。

3.2 アドヒージョンテスト（密着力試験）

評価面につき1箇所（1箇所の皮膜）にドリリーを取付け、24時間保持する。

その後、ドリリー接着部周辺の皮膜を削除しテクノテスターにて引抜き、密着力を測定する。

準拠規格：溶射皮膜の引張密着強さ試験方法（JIS H 8300:2011）

3.3 色差

評価面につき1点を、色差計（コニカミノルタ製 CR-10）にて色差（色の3属性を指標化したL*、a*、b*を測定し、初期値との差の2乗和の平方根）の変化を評価する。

準拠規格：色差と人の感覚的な捉え方（アルミニウム表面技術便覧）

3. 4 白亜化

評価面につき1点を、白亜化測定用テープで粉状となって離脱した皮膜を付着させる。

その付着させた皮膜の評価を行い、10段階の等級を付ける。

準拠規格：皮膜の評価基準（日本塗料検査協会）

3. 5 SEM像、EPMA解析

模擬桁をコア抜きした試験体(6仕様)を切出し後、断面分析用試料として樹脂包埋後研磨し、カーボン蒸着を施した断面SEM像撮影を行う。また、EPMA分析装置(JXA-8500F)で指定元素(鉄、酸素、アルミニウム、マグネシウム、塩素、ナトリウム、炭素、チタン、シリカ)について元素分布状態を解析する。

4. 結果と考察

4. 1 膜厚測定

膜厚測定の結果を図2に示す。塗装を施した1-A、1-B、2-C-I、2-C-II、2-C-IIIの5つの仕様では、初回測定値からの膜厚変化はほとんど見られず、塗装仕様の違いによる差は確認出来ない。

2-Dは、初回測定値からの膜厚のバラツキが若干見られる。

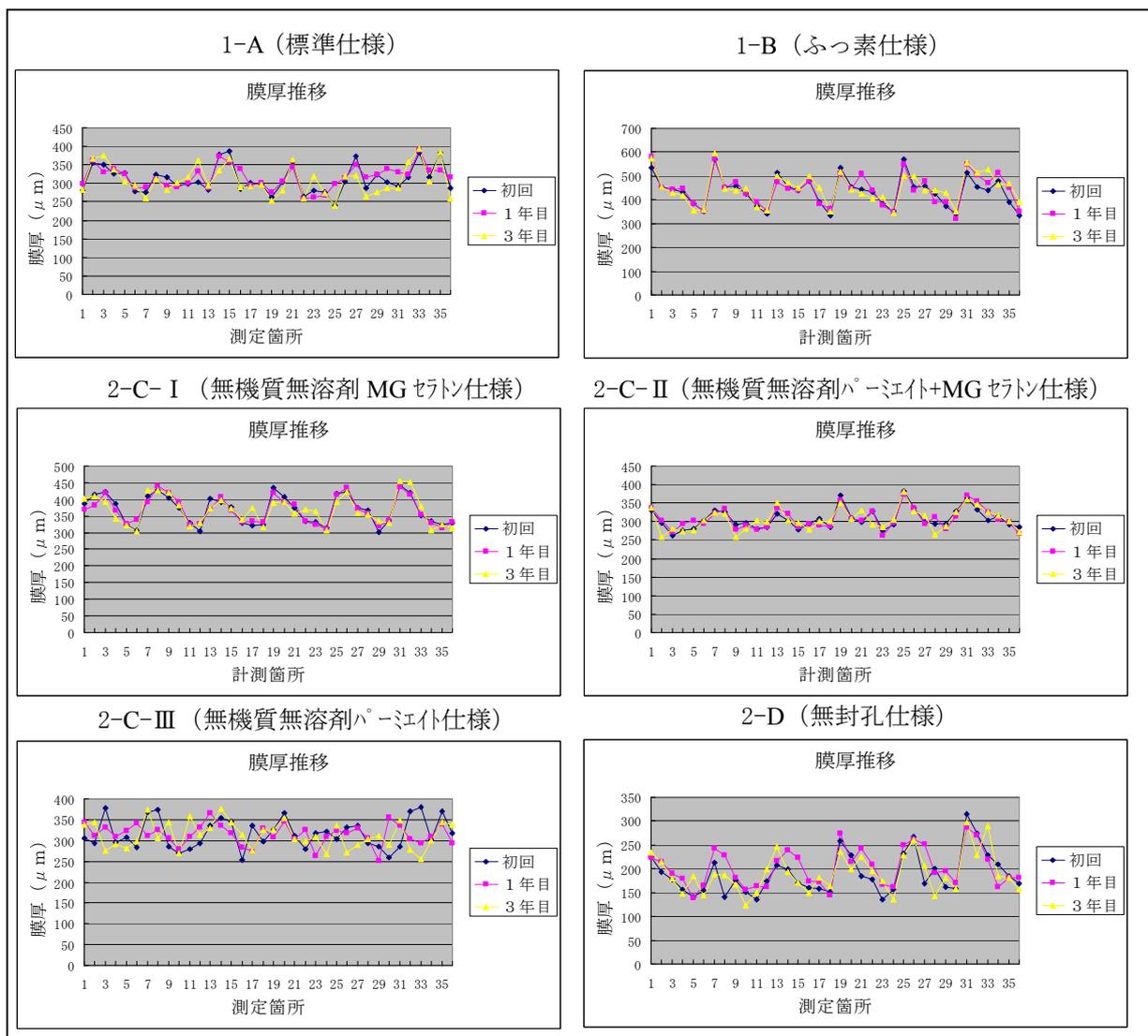


図2 膜厚測定結果

4. 2 アドヒージョンテスト

アドヒージョンテストの結果を図3に示す。

塗装を施した5つの仕様は、ドリーを引張ると基材側に塗装皮膜が不均一に残る状態となり、全ての面で基準値の4.5 MPaを超えてはいるものの、溶射皮膜に対する密着力としては確認できなかった。

2-Dは、溶射皮膜を直接引張試験できる事から、8.2 MPaの値を得た。

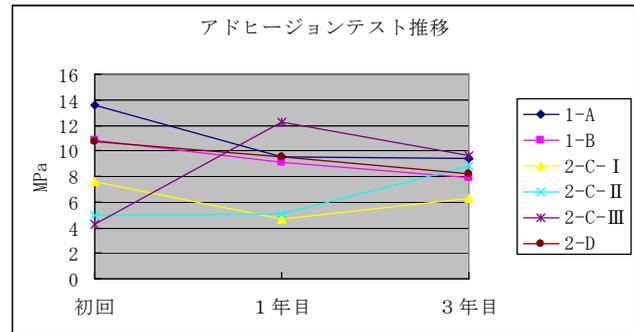


図3 アドヒージョンテスト結果

4. 3 色差

色差の結果を表3に示す。

色差(ΔE)の算出方法は次式によって求める。 $\Delta E = \sqrt{(\Delta L^*)^2 + (\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2}$

なお、 ΔL^* 、 Δa^* 、 Δb^* は初回測定値と3年目測定値の差である。

表3 色差結果

仕様		初回	1年目	3年目	色差(ΔE)	評価
1-A	L *	80.1	79.6	80.1	1.5	1 級 (許容色差)
	a *	-7.9	-6.6	-6.8		
	b *	16.1	13.2	15.0		
1-B	L *	80.5	79.7	80.2	1.2	1 級 (許容色差)
	a *	-7.8	-6.1	-6.8		
	b *	16.6	15.4	17.2		
2-C-I	L *	96.7	96.6	95.8	1.5	1 級 (許容色差)
	a *	-1.1	-2.3	-0.3		
	b *	0.6	-0.4	1.4		
2-C-II	L *	97.2	96.7	96.5	1.3	1 級 (許容色差)
	a *	-1.1	-2.3	-0.4		
	b *	0.6	-0.4	1.5		
2-C-III	L *	96.3	95.9	96.0	1.0	1 級 (許容色差)
	a *	-1.0	-2.2	-0.3		
	b *	1.9	0.5	2.5		
2-D	L *	78.1	73.5	72.5	5.6	3 級
	a *	-0.2	1.3	-0.3		
	b *	-0.2	1.3	-0.3		

結果として、塗装を施した5つの仕様の色差 ΔE は、1級(許容色差)となり『比べて見れば、ほとんどの人に色差が感じられるレベル』となった。

2-Dの色差 ΔE は、3級『塗料では色違いといわれる領域』となった。これは初期の防錆効果の働きにより発生した表層の白錆による色の違いと思われる。

4. 4 白亜化

白亜化の結果を表4に示す。

結果として、1-B、2-C-I、2-C-II、2-C-IIIは、ほぼ白亜化は見られなかった。

1-Aは0.5等級から1.5等級に白亜化が進行しており、上塗りで使用したポリウレタン樹脂系の耐候性が、他の4つの仕様より若干劣っていると思われる。

2-Dは、前回と同じ1.5等級で進行はしていない。しかし白亜化とは塗装表面の紫外線や熱による劣化を意味する表現であり溶射皮膜の劣化を示すものではない。ここでの2-Dの等級は参考値とする。

表4 白亜化結果

仕様	1年目	3年目
1-A	0.5等級	1.5等級
1-B	0.5等級	0.5等級
2-C-I	0.5等級	0.5等級
2-C-II	0.5等級	0.5等級
2-C-III	0.5等級	0.5等級
2-D	1.5等級	1.5等級

4. 5 SEM像、EPMA解析

SEM像、EPMA解析写真を図4-1、4-2示す。

塗装を施した5つの仕様1-A、1-B、2-C-I、2-C-II、2-C-IIIに溶射皮膜の劣化を示す元素の分布は見られない。そのなかで1-Bの塩素物の分布があるのは、皮膜構成物質由来によるものである。

1-Bは、エポキシ樹脂の層と、ふっ素樹脂の層で溶射皮膜を強固に保護していることが分かる。また、無機系塗料を施した、2-C-I、2-C-II、2-C-IIIは、Si-O結合（シロキサン結合）で強固な膜を作ること近年よく使われる塗料であるが、無溶剤型であるため、樹脂層が均一で耐久性の高いことが予想される。

2-Dは、若干気孔内部に塩素の進入が見られる。また、表層や気孔内部に酸素の散在が確認され、その部分はアルミニウム濃度の低下が見られることから、酸化が進んでいる事が想定される。

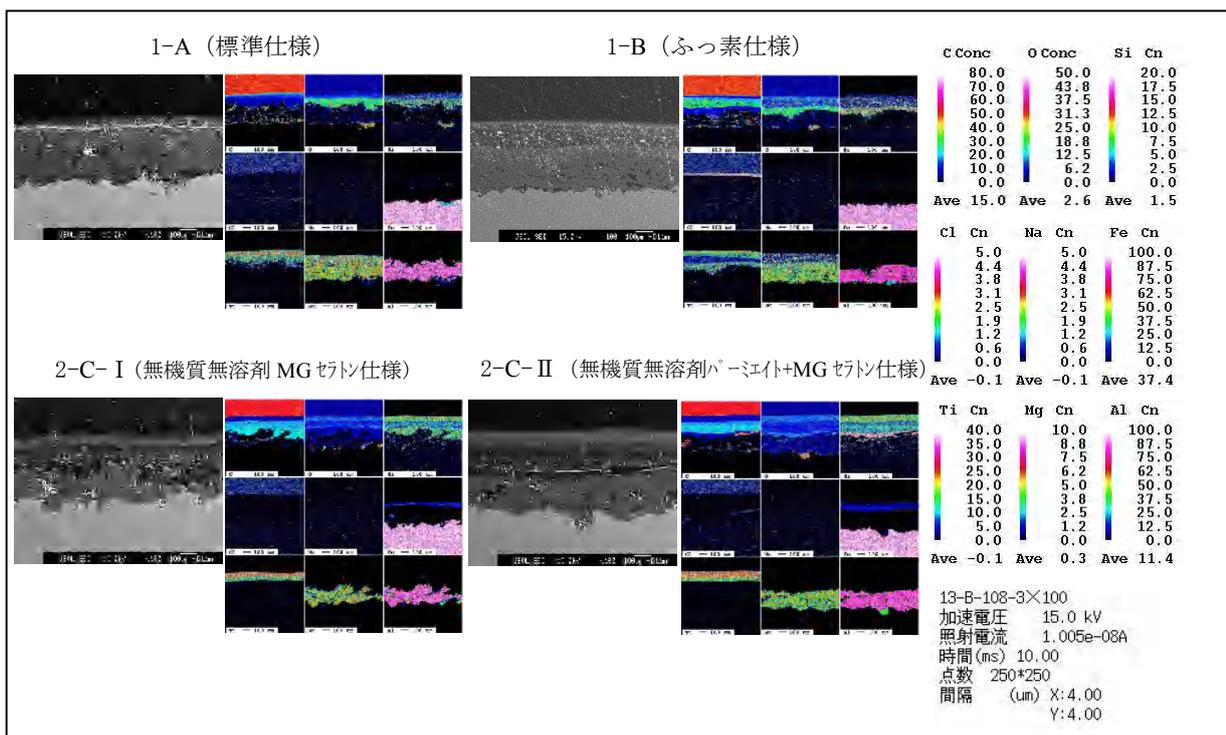


図4-1 SEM像、EPMA解析写真

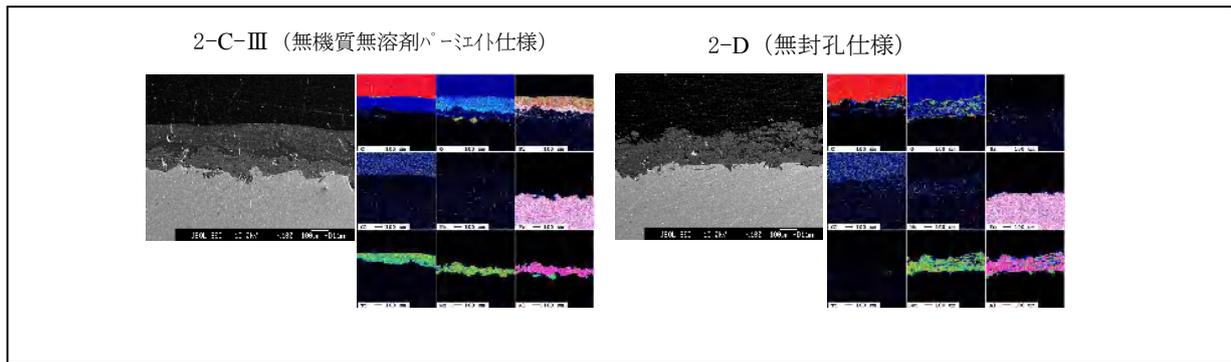


図4-2 SEM像、EPMA解析写真

5. まとめ

金属溶射 (Al-5%Mg) に塗装を施し、3年間大気暴露された模擬桁の膜厚測定、アドヒージョンテスト、色差、白亜化、SEM像、EPMA解析を行った。その結果以下のことが確認できた。

(1) 膜厚測定

塗装を施した5つの仕様に膜厚変化はほとんど見られない。

2-Dの無封孔溶射皮膜に膜厚のバラツキが若干見られる。

(2) アドヒージョンテスト

塗装を施した5つの仕様は、基準値の4.5 MPaを超えてはいるが、溶射皮膜に対しての密着力が確認できなかった。

2-Dは、溶射皮膜に対して8.2 MPaの値が確認できた。

(3) 色差

塗装を施した5つの仕様の色差 ΔE は、1級(許容色差)の『比べて見れば、ほとんどの人に色差が感じられるレベル』となった。

2-Dの色差 ΔE は、3級『塗料では色違いといわれる領域』であるが、防錆効果の働きにより溶射皮膜表層に発生した白錆による色の違いと思われる。

(4) 白亜化

1-Aは、白亜化が0.5等級から1.5等級へ進行しており、他の塗装を施した4つの仕様より耐候性が若干劣っている。

(5) SEM像・EPMA解析

塗装を施した5つの仕様は、溶射皮膜の劣化を示す元素の分布は見られない。

2-Dは、溶射皮膜の気孔を介して酸化が進行している事が想定される。

以上の結果から、ポリウレタン樹脂塗料上塗り部は白亜化が進行していたが、他の塗装を施した4つの仕様は、ほとんど劣化は見られなかった。無封孔の溶射皮膜は、腐食生成物の白錆の発生、皮膜断面の元素分布でのアルミニウム濃度低下による酸化(犠牲防食効果)が確認できる。

今後さらに検証することにより、溶射皮膜、塗装皮膜の耐久性評価に繋げたい。

参考文献

- (1) 日本工業規格：溶射皮膜の引張密着強さ試験方法 JIS H 8300:2011
- (2) アルミニウム表面技術便覧
- (3) 日本塗料検査協会：塗膜の評価基準

各種防食仕様を適用した高力ボルトの耐食性能に関する腐食促進試験

琉球大学 ○玉城直人,下里哲弘,有住康則,淵脇秀晃

1. はじめに

瀬戸大橋の建設時に、現場架設から塗装するまでの間にボルトに錆が発生しないようプライマー(25 μ m)を施す防錆処理ボルトが採用された。2003年開業の沖縄都市モノレールにも同様の防錆処理ボルトが使用されたが、建設中から発錆が見られ、現在では写真1の様に多くのボルトに錆が発生している。

そこで、本研究では沖縄都市モノレールの延長に対して、より耐食性の高いボルトの採用検討を目的に、6つの各種防食仕様の耐食性能の評価として、塩水塗布試験による腐食促進試験を行った。

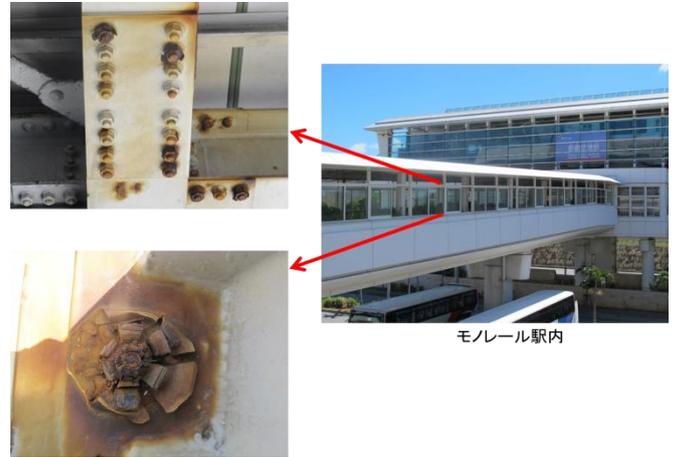


写真1 ボルトの腐食状況

2. 試験方法

試験は写真2に示す恒温恒湿機を用いて、乾湿の繰り返しと塩分塗布を実施した。写真3に恒温恒湿機槽内の各種ボルトの設置状況を示す。温度・湿度の条件は35 $^{\circ}$ C・90% \times 2h,40 $^{\circ}$ C・50% \times 6hで1日3サイクル(S6サイクル:塗装の促進条件で最も厳しい条件)。塩水塗布は、5%の食塩水(塩水噴霧試験に準拠)を3サイクル毎に1度塗布する。

写真4に試験体外観を示し、以下に各防食仕様を示す。

- ①F10T+防錆処理→ 高力ボルトの上になりん酸塩処理を行い、更に潤滑性を考慮した特殊プライマー塗装を施したボルト(プライマー膜厚 20 μ m以上)
- ②F8T 熔融亜鉛メッキ→ 亜鉛層の中にボルトを入れ、金属皮膜を付着(付着量 550 g/m²以上)させたボルト。保護被膜作用と犠牲防食作用を持つ
- ③12T 熔融亜鉛メッキ→ 熔融方法は②と同じだが、ボルトは12Tを有するSHTBタイプを使用しており、材質を改良したボルト(付着量 550 g/m²以上)。
- ④55%Al-Zn メッキボルト→ 熔融亜鉛メッキの耐食性向上を目的にアルミニウムを55%添加したボルト。アルミの持つ高耐食性と亜鉛の持つ犠牲防食機能を持つ



写真2 恒温恒湿機



写真3 設置状況



写真4 各種ボルト試験体

- ⑤F8T 熔融亜鉛アルミメッキ→ 2浴法等で亜鉛アルミニウム合金メッキを施したボルト。アルミの高耐食性と亜鉛の犠牲防食機能を持つ
- ⑥55%Al-Zn メッキボルト+防錆処理→④のボルトに①と同様のプライマーで防錆処理をしたボルトであり、直接塗装を塗る事が出来る

キーワード：高力ボルト、耐食性、塩水塗布試験、防食仕様
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 環境建設工学科

TEL:098-895-8666
FAX098-895-8677

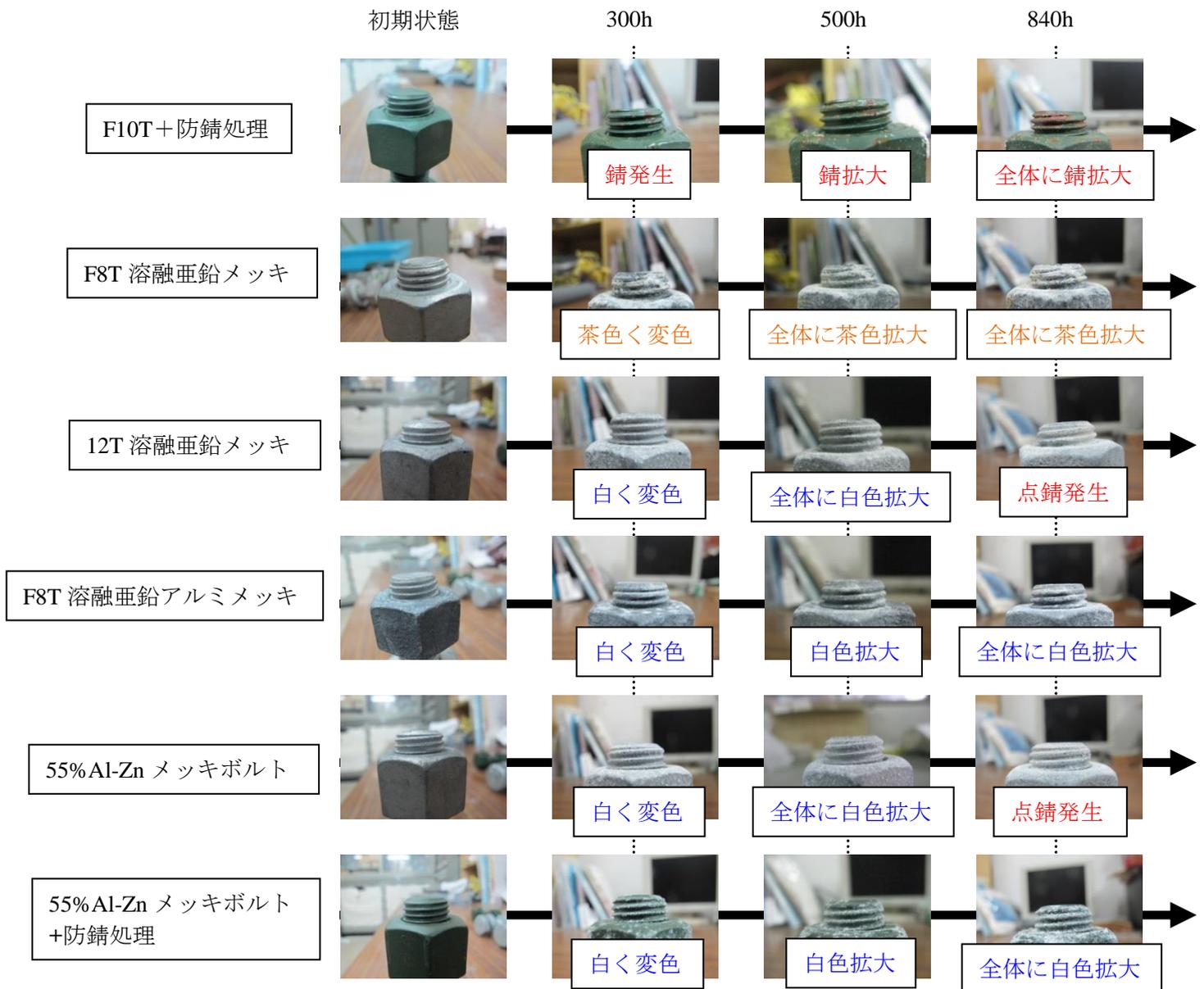


写真 5 ネジ部の経過状況

3. 評価結果

評価は外観目視として、色の変化・塗膜の劣化・発錆を目視により確認し、各試験サイクルで評価を行った。写真 5 に試験結果を示し、以下に考察をまとめる。

- 1)F10T は、犠牲防食反応は無く錆が発生し、拡大している
- 2)F8T 溶融亜鉛メッキは 300h には、白色の犠牲防食反応から茶色く変色しており、840h には変色が更に拡大している
- 3,5)12T 溶融亜鉛メッキと 55%Al-Zn メッキボルトは 840h には犠牲防食反応部から、点錆が発生している
- 4,6)F8T 溶融亜鉛アルミボルトと 55%Al-Zn メッキボルトは全体が白くなっているが錆は発生しておらず、犠牲防食反応が続いている事が分かる

4. まとめ

試験開始から 840h までの時間経過のボルトの状態を外観目視で比べてみると、以下に示す順で耐食性が高い

- 1.④ F8T 溶融亜鉛アルミメッキ
- 2.⑥ 55%Al-Zn メッキボルト+防錆処理
- 3.③ 12T 溶融亜鉛メッキ
- 4.⑤ 55%Al-Zn メッキボルト
- 5.② F8T 溶融亜鉛メッキ
- 6.① F10T +防錆処理

今後、試験を継続し、各種ボルトの発錆状態のモニタリングを行い、耐食性の評価を行う。

Smart Zic 工法による鋼製高力ボルトの防食技術の開発

琉球大学 ○所宏祐 下里哲弘 有住康則
株式会社 横河ブリッジ 井口進
東京ファブリック工業 株式会社 木村雅昭

1. はじめに

鋼橋の弱点部の1つとして写真1に示す高力ボルト継手部の腐食が挙げられる。この原因はボルト角部の塗膜厚が十分に確保できていないことが考えられる。よって、特に腐食環境の厳しい地域においては、高力ボルト継手部の防食が維持管理上の大きな課題である。

本研究では現場でできる溶融工法の開発を目的としてSmart Zic工法（以下、SZ工法、ロシアの技術）に着目し、腐食した高力ボルトの防食技術の開発を行った。

2. SZ工法の概要

図1にSZ工法の模式図を示す。SZ工法は金属材料の融点あるいは軟化温度よりも低い温度のガスを先細のノズルにより超音速流とし、その流れの中に金属材料の粉体を投入し加速させ、固相状態のまま基材に高速で衝突させることで、対象物（基材）の表層に皮膜層を生成する現場版溶融技術である。

SZ工法で生成できる皮膜層は亜鉛、アルミニウム、ニッケル、ステンレスなどの金属のほか、ふっ素樹脂など多岐にわたる。本研究では防食皮膜層の生成において犠牲防食作用の高い亜鉛皮膜層を採用した。また、亜鉛皮膜層の基材への付着性向上を目的としてブラスト効果もあるアルミナ (Al_2O_3) を亜鉛粉末に混合した。亜鉛皮膜の膜厚は、溶融亜鉛めっきの膜厚を参考に100 μm 程度を目標とする。

SZ工法の特徴を以下に示す。

- ① 数 μm から数十 μm 厚の皮膜層を生成できる。
- ② 成膜速度が速く、基材との付着率が高い。
- ③ 大気中で酸化のない緻密な皮膜層が得られる。

SZ工法による高力ボルト継手部への防食技術について、期待される特徴を挙げると以下のとおりである。

- ① アルミナの混入によりブラスト効果が期待でき、素地調整を省略できる。
- ② 皮膜層の付着効率が高いため、ボルトのねじ山などの凸部、角部についても十分な厚さの皮膜層が生成できる。



写真1 腐食した高力ボルト継手部

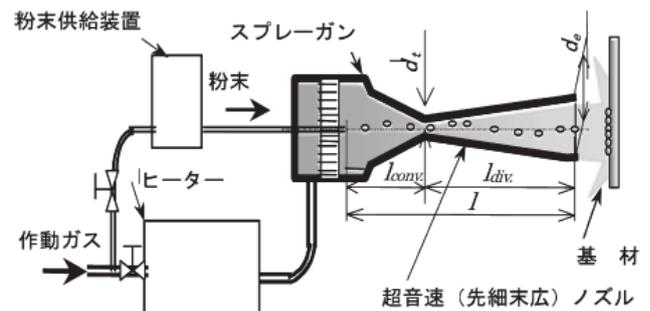


図1 SZ工法の模式図¹⁾

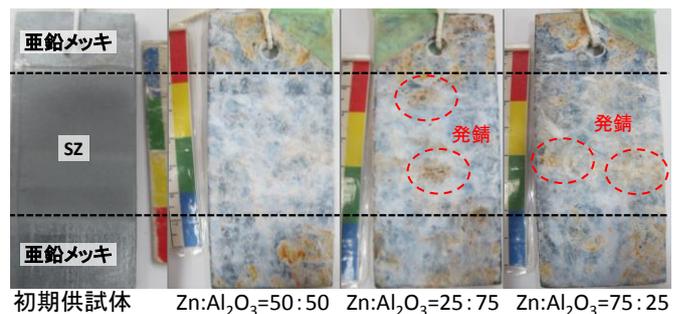


図2 塩水噴霧試験結果（1,680時間経過）

3. 亜鉛皮膜生成の基礎的検討

SZ工法の高力ボルト継手部塗装への適用にあたり、亜鉛 (Zn) とアルミナ (Al_2O_3) の最適な粉体混合比率の検討を行った。亜鉛とアルミナの混合比率において3種類 (25 : 75, 50 : 50, 75 : 25) をパラメータとし、図2に示す平鋼板に粉体をSZ工法により吹き付けた供試体を作成し、塩水噴霧試験を行った。試験はJIS Z 2371に準拠し、恒温槽内部を35 $^{\circ}C$ とし、5%の塩水を常時噴霧することで実施した。図3に1,680時間経過後の結果を示

キーワード：Smart Zic 工法，高力ボルト，防食

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 環境建設工学科 TEL:098-895-8666 FAX:098-895-8677

す。図より混合比率を50：50とした供試体のSZ塗装部には錆は確認できなかった。混合比率を25：75あるいは75：25とした供試体はわずかに発錆が認められた。

以上の結果より、SZ工法に用いる亜鉛とアルミナの粉体混合比率は50：50を採用する。



写真2 SZ工法現場施工状況

4. SZ工法の現場試験施工

SZ工法を適用し、実橋での試験施工を行った(写真2)。SZ装置は小型で、現場施工も問題なく実施が可能である。

施工場所は、沖縄都市モノレール古島駅の自由通路の高力ボルト継手部である。古島駅自由通路の平均飛来塩分量は0.07mddであり、最大飛来塩分量は0.21mddである。平均相対湿度は76.0%である。

SZ工法の対象とした高力ボルトを図3に示す。施工前のボルトは塗装が著しく劣化した状態であった。施工内容として3種ケレンを行った後にSZ工法を行ったボルトとケレン作業無しで直接SZ工法を適用した2つのパラメータで実施した。

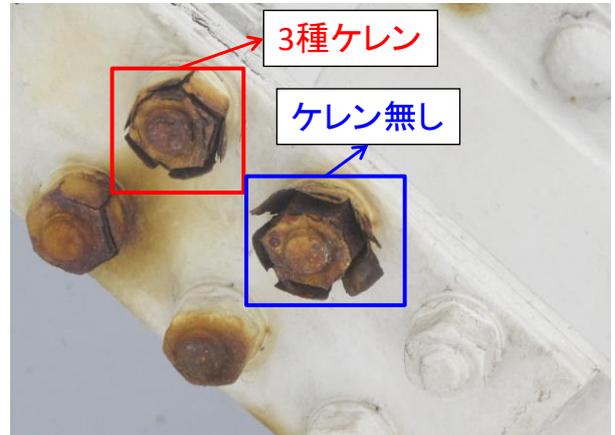


図3 対象部ボルト

図4にSZ工法施工後4か月経過した高力ボルトの状態を示す。

図から両ボルトともに施工後ボルト表面に亜鉛皮膜が形成していることがわかる。これより、ケレン無しで直接SZ工法を実施したボルトにおいてもSZ工法で塗装や浮き錆を除去しながら亜鉛皮膜を形成できることが確認できた。

次に、4か月経過したケレン作業無し、ケレン作業有りの両高力ボルトともに亜鉛皮膜の状態は良好であり、発錆はみられない。また、ボルトナット側面において一部、亜鉛皮膜が白く反応している犠牲防食効果が確認できる。ボルトの角部、ねじ山などの凸部においても亜鉛皮膜が良好であり、発錆はみられなかった。しかしながら、ワッシャーとナットの隙間部で元錆が確認された。

	ケレンあり	ケレンなし
施工前		
施工後		
4ヶ月後		

図4 SZ工法施工後経過状況

5. まとめ

SZ工法の現場施工において4ヶ月後の観察では角部、ねじ山などの凸部においても亜鉛皮膜の状態は良好であり、発錆はみられない。

今後、一部ガンが入りにくい狭合部やナットとワッシャーの隙間などの細かい部分における皮膜層生成法を研究していく。

謝辞

本研究は沖縄県モノレール古島駅において試験施工を実施いたしました。ご協力いただいた関係者各位に心から意を表します。

参考文献

- 1) 榊和彦：コールドスプレートの概要ならびにその軽金属皮膜，軽金属 第56巻 第7号，pp.376-385,2006.7

ボルトキャップによる鋼製高力ボルトの防錆方法与劣化形態について

○正会員 (株) IHI 岩本 達志, 沖縄会会員 琉球大学 下里 哲弘, 沖縄会会員 琉球大学 淵脇 秀晃,
非会員 (株) IHI インフラ建設 清水 隆, 非会員 (株) IHI 赤嶺 健一

1. 背景

橋梁やプラントなど鋼構造物の継手部に使用するボルトは、形状の問題から、一般的な塗装による防錆処理では他の部位に比べ発錆しやすい。特に高力ボルトの場合、頭部・ナット部の腐食が進行すると、導入軸力の低下を招き継手全体の耐力が低下するため、構造物の耐久性にも大きな影響を及ぼす。そこでボルト部に対する防錆対策として、塩ビ製防錆キャップの適用が進められてきた。本研究では、ボルトキャップの材料、施工方法、劣化形態などのパラメータが、ボルトキャップの防錆性能に与える影響を把握し、長期防錆性を発揮するにあたって必要な指針をまとめるため、腐食促進試験にてこれらの評価を行った。



写真 1.a 左：有色 右：透明

2. 試験方法

2.1 試験体パラメータ

- (1) キャップ：有色（写真 1.a 左）と透明（写真 1.a 右）の 2 種。
- (2) ボルト：新品と補修塗装品の 2 種。
- (3) 施工方法：従来の充填剤完全充填（写真 1.b 左）とつばのみ充填（写真 1.b 右）の 2 通り。
- (4) 劣化・施工形態の模擬：無傷の試験体（写真 1.c 左）とキャップの割れを想定した上部傷（写真 1.c 中央）と塗膜下腐食などの上にキャップを施工した場合を想定したつば部傷（写真 1.c 右）の 3 通り。



写真 1.b 左：完全充填 右：つばのみ充填

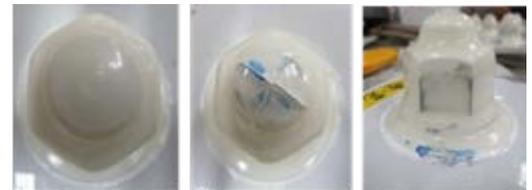


写真 1.c 左：無傷 中央：上部傷
右：つば部傷

2.2 試験方法

本研究では、乾湿繰り返しにより発錆を促進させるため、塩水噴霧・大気暴露のサイクル試験を実施した。具体的には、試験体を日中 8 時間 (9:00~17:00) は琉球大学内屋外暴露試験場に設置し屋外暴露に供するとともに、夜間 16 時間 (17:00~9:00) は塩水噴霧試験機に導入し、JIS Z2371 に準じた塩水噴霧試験を供している (写真 2)。本研究では、この 24 時間 1 サイクルを計 1500 時間実施した。



写真 2. 左：暴露試験場外観 右：塩水噴霧試験状況

キーワード 防錆, ボルトキャップ

連絡先 〒235-8501 神奈川県横浜市磯子区新中原町 1 (株)IHI 技術開発本部生産基盤技術部塗装・防食 Gr
E-Mail : tatsushi_iwamoto@ihi.co.jp

2.3 評価方法

評価は主に、外観観察、鍍厚計測、キャップ表面の粗さ計測の3つで実施した。1つ目については、ボルトの腐食度合を目視により評価した。さらに腐食度合の評価に関しては、ナット部側面の鍍厚を電磁式膜厚計で計測し、これも評価指標としている。最後に、キャップ表面の粗さ計測を実施し、試験途中及び終了時のキャップの健全性について評価を行った。

3. 試験結果

まず、内部ボルトの外観観察結果を図にまとめた。その結果、新品ボルト・つばのみ充填・傷有試験体では、キャップの種類、傷の箇所に関わらず内部ボルト表面に全体的に黒錆が生じていた。また、新品ボルト・つばのみ充填・無傷試験体でもキャップ上部に赤錆が生じていたが、これはキャップ内部空気の結露に起因したものであると考えられる。一方つばのみ充填・補修塗装ボルト試験体については、いずれの条件でも錆は見られなかった。次に、鍍厚計測の結果について述べる。最も高い値を示したのがつばのみ充填・上部傷試験体であり、またつばのみ充填・つば部傷試験体でも鍍厚が比較的高い値を示していた。他の試験体では鍍厚が比較的低い値を示していた。そこで、つばのみ充填・上部傷試験体及びつばのみ充填・つば部傷試験体について、腐食減耗量及び軸力の調査を別途実施したところ、表面積あたりの平均腐食減耗量は最大で20 μm 程度であり、またボルトの軸力も試験前と同等であった。最後に、キャップ表面の粗さ計測であるが、これについても、樹脂の色の有無に関わらず、試験前後で大きな変化は見られなかった。

4. 結論

充填方法により防錆性能に大きな差は見られず、補修塗装ボルトに対しては、全く腐食が見られなかった。但しつばのみ充填法を選択した場合、キャップの割れ等が生じると防錆性能が低下することが分かった。したがってこの方法を採用する場合、キャップ自体の耐候性・耐久性が極めて重要な要素となる。またつばのみ充填法を選択した場合、完全に密閉されていても一部ボルト表面の腐食が見られたが、これはキャップ内に密閉された空気が露点温度以下となることでボルト表面が結露したためであり、キャップ内部空気中の水分が全て消費されてしまえば、それ以上腐食は進まないため問題ないといえる。またボルトキャップ自体の劣化が進行し、表面にヘアクラックが発生すると、表面粗さが大きくなるが、本試験中にキャップ表面の粗さ計測を行ったところ、顕著な粗さの増加は見られなかった。よって、今後透明型キャップについては、暴露試験の継続及び促進試験を通じて耐候性・耐久性の調査を進めていく。

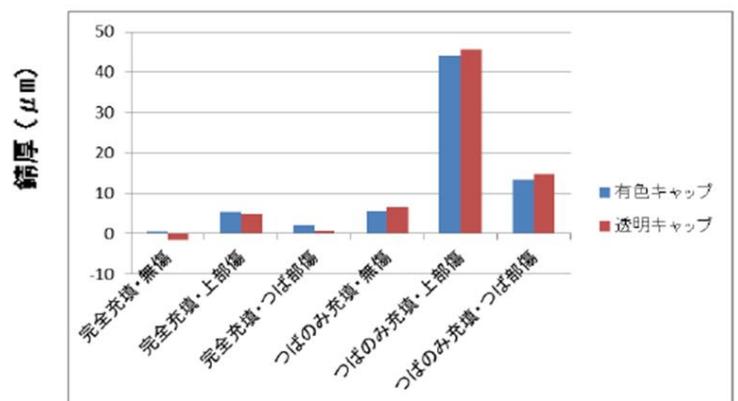
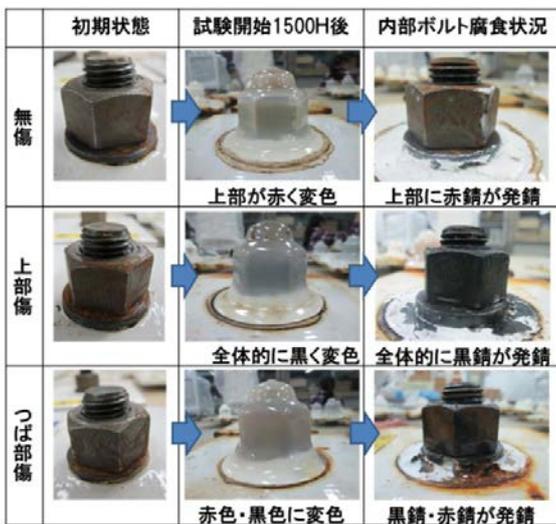


図. 透明キャップ施工における試験後のキャップ及び内部ボルト外観 (左) と鍍厚計測結果 (右)

港湾鋼管の腐食減厚プロフィール特性

琉球大学 ○平山智常、下里哲弘、有住康則

1. はじめに

従来、港湾の鋼管は、**図1**に示しているように最も腐食するのが飛沫帯であり、次いで干満帯付近の2カ所であることが知られている。しかし、**写真1**に示すパイルベント式鋼管が激しい腐食により撤去され、琉大へ研究資材として提供された。その腐食鋼管を調査すると飛沫帯付近の腐食以外に、鋼管上部の床版との境界部にも腐食が進んでいた(**写真2、3**)。

そこで、本研究では撤去された腐食鋼管の板厚を実際に計測し、腐食鋼管の板厚減少プロフィールを調査した。

2. 計測方法の選定

計測機器は、**図2**に示すように接触型と非接触型に大別され、さらに片面計測と両面計測に別けられる。

UTは、片面からの計測で板厚計測が可能だが、接触面に凹凸があると超音波エコーが乱れ正確な値が期待できない。

マイクロメーターやノギスは、比較的安価で、計測が容易にできるが、挟み込んで計測するため計測範囲が限定される。

渦流計は片面からの計測が可能で、非接触のため表面形状の影響を受けずに計測できるが、その精度は検討中である。

レーザー変位計は、細かい間隔で広範囲の計測が可能であるが、片面のみでは直接板厚を算出することは不可能であるため両面計測データの補正と合成が必要となる。

本研究では、UT(超音波厚さ計)を用いて鋼橋鋼管の板厚計測を行った。

3. 腐食鋼管の計測方法

3.1 計測点の選定

今回計測する腐食鋼管は、**写真3**に示すように飛沫帯と、床版との境界部の腐食が激しいことが

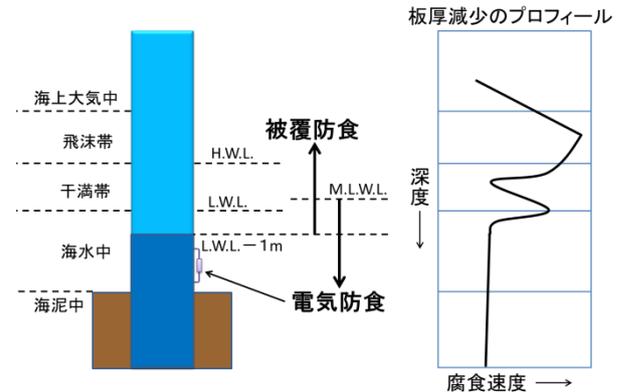


図1. 港湾構造物の腐食特性*



写真1. 撤去前の鋼橋



写真3. 鋼管上部と飛沫帯付近の腐食状況

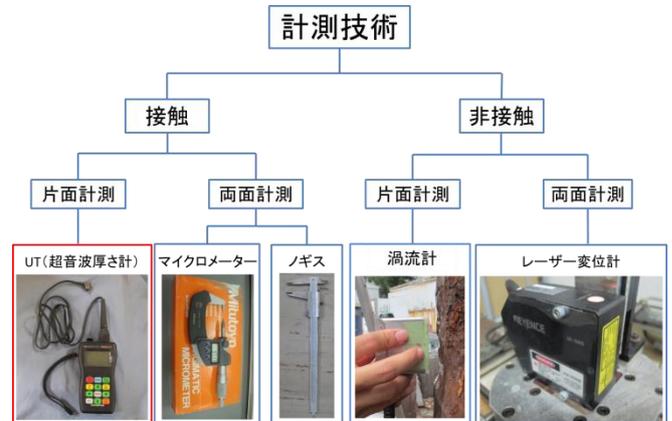


図2. 計測機器の分類表

キーワード：腐食、鋼管、板厚計測、UT

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環境建設工学科 TEL：098-895-8666 FAX：098-895-8677

目視で確認できている。それを基に、今回の計測は**写真4**に示すように30mm間隔、150mm間隔、100mm間隔で計測点を選定した。

まず、床版内部であった健全状態の鋼管部分（床版との境界部から100mm上部）を計測し、鋼管上部の床版との境界部を30mm間隔で計測、腐食があまり見られない地点は150mm間隔で計測、飛沫帯と思われる地点を100mm間隔で計測を行った。

UT計測は、1点につき5回計測した平均をその点の板厚とする。

3.2 研磨作業

UT計測に先立ち、**写真5**のようにバーグラインダーやディスクサンダーを使用して、表面の錆を落として超音波エコーが入射できる平滑面をつくり、**写真6**のように計測した。

3.3 計測結果

図3、にA面の計測結果と設計板厚（20mm）を0として板厚減少量をグラフにプロットした。a点（床版境界部）はc点（干満帯付近）の約3.02倍、b点（飛沫帯付近）はc点の約2.26倍も板厚が減少していた。

以上のことから、今回の計測では飛沫帯付近よりも床版との境界部の方が板厚の減少が激しいことが分かった。

4. まとめ

従来、港湾鋼管の腐食に関しては飛沫帯の腐食に対して防食工を考えていたが、床版との境界部に関しても十分注意が必要であることが今回の計測からわかった。

今後、**図4**に示すように4方向全て計測し、さらに残りの腐食鋼管11本の計測も行い、板厚減少プロフィールを作成する。また、腐食表面を残したまま計測可能な渦流計などの使用を検討していきたい。

*参考文献

1) 土木学会：腐食した鋼構造物の残存性能評価および性能回復技術，2007.5



写真4.計測点

写真5.研磨作業

写真6.計測風景

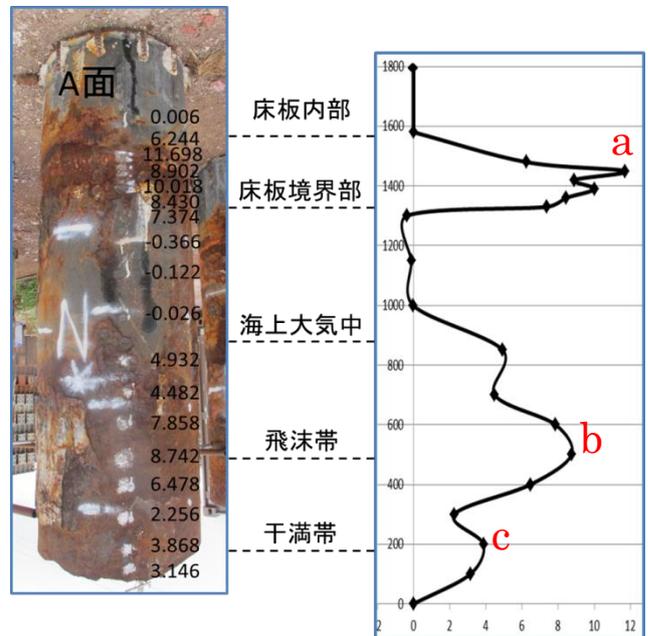


図3.鋼管計測結果と板厚減少プロフィール

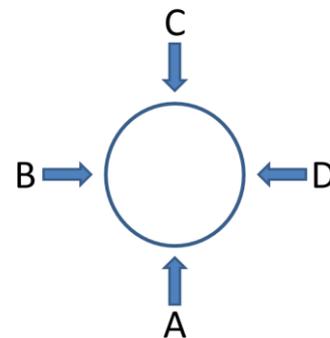


図4.鋼管の4方向

腐食減肉した鋼管の耐荷力評価に関する解析的研究

琉球大学 ○塚原雄介, 下里哲弘, 有住康則

1. はじめに

栈橋の鋼管杭は鋼管の位置によって板厚減少の特性が異なる。図1に無防食鋼管杭の板厚減少速度の模式図¹⁾を示す。一方で、写真1に示す実際の無防食栈橋は横桁と鋼管の境界部でも板厚が減少していることが確認されている。よって、維持管理の観点から、腐食部位に応じた強度特性を明確にすることが重要である。そこで、本研究では腐食減肉した鋼管の耐荷力評価を目的として、鋼管の腐食減肉を仮定し、FEM解析を行った。

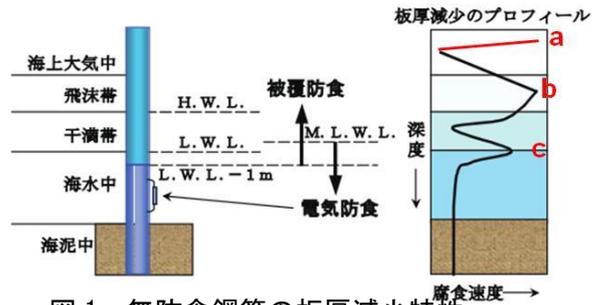


図1 無防食鋼管の板厚減少特性
(赤線, a点は写真1 無防食鋼管の場合)

2. 研究ステップ

本研究では、写真2に示す栈橋構造物を対象とする。まず、栈橋構造の挙動把握のために栈橋全体モデルと1ブロックモデル(ジョイント間モデル)に対して、鋼管の変形モード、応力分布、応力集中箇所を弾性解析を行った。次に栈橋構造鋼管1本モデルを作成し、全体モデル及び1ブロックモデルとの力学的整合性を検証する。さらに、腐食減肉を仮定した時の鋼管1本の耐荷力を把握するために、図1に示すa部、干満帯位置をパラメータとして弾塑性解析を行った。



写真1 無防食栈橋



写真2 栈橋構造物

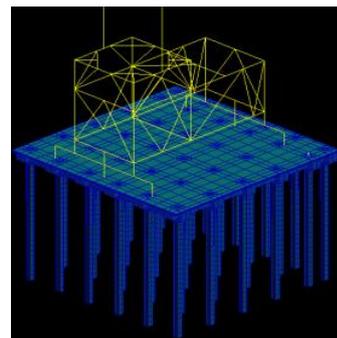


図2 栈橋 1BL モデル

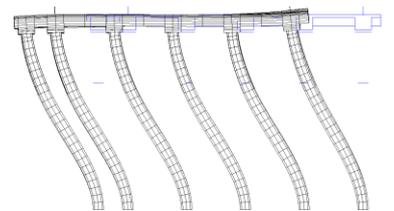


図3 栈橋 1BL モデル
変形状況(水平変位 100mm)

3. 栈橋構造の挙動の把握

(1) 解析モデル

鋼管モデルは外径 900mm, 板厚 14mm, 長さ 16,000mmとした。RC床版の厚さは 250mmで鋼管杭は外径の長さを埋込んだ。

- ①栈橋 1BL (ブロック) モデル: 栈橋 1BL モデルを図2に示す。このモデルはアンローダーはビーム要素, 中空鋼管はシェル要素, 中詰コンクリート及びRC上部工はソリッド要素を使用した。鋼管は円周方向 8分割, 長手方向 25分割している。
- ②鋼管 1本モデル: 各部材は図4に示す要素を使用した。鋼管は円周方向に 48分割している。

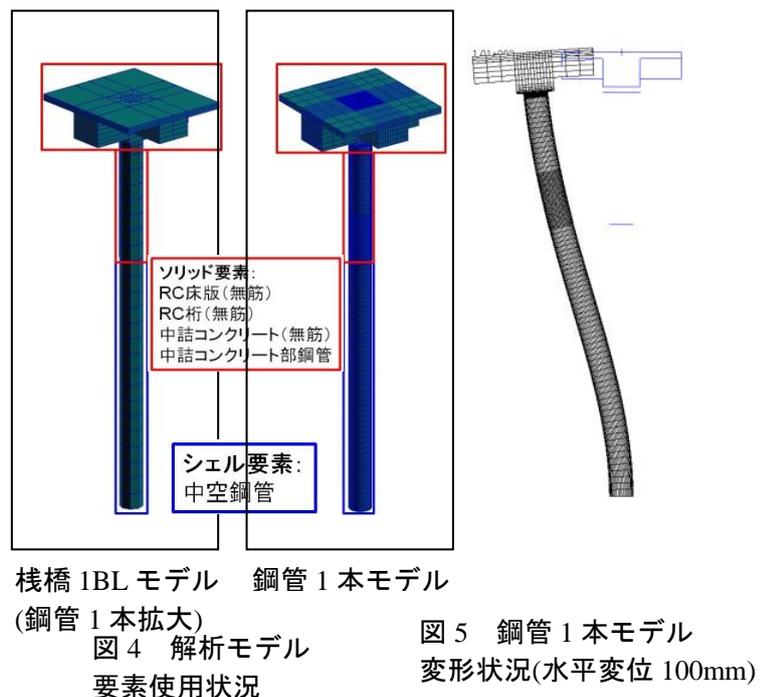
(2) 解析方法

- ①栈橋 1BL モデル: アンローダー上部に強制変位 100mm を作用させた。
 - ②鋼管 1本モデル: 床版, 桁の多点に強制変位 100mm を作用させた。
- ①, ②モデルの基部は完全拘束とする。

(3) 1BLモデルと鋼管1本モデルの解析結果

①変形状況

図3に栈橋 1BL モデルの変形状況, 図5に



栈橋 1BL モデル 鋼管 1本モデル
(鋼管 1本拡大)

図4 解析モデル
要素使用状況

図5 鋼管 1本モデル
変形状況(水平変位 100mm)

キーワード: 耐荷力評価, 腐食減肉鋼管, FEM 解析

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 環境建設工学科 TEL: 098-895-8666, FAX: 098-895-8677

鋼管 1 本モデルの変形状況を示す。両図より、両者ともに鋼管杭と RC 上部工接合部が隅角部として剛体移動をする変形モードとなった。

②応力分布及び応力集中箇所

図 6 に栈橋 1BL モデルと鋼管 1 本モデルの材料降伏を判定するミーゼス応力分布の比較を示す。統一した結果、両モデルともに鋼管と RC 上部工接合部、中詰コンクリート境界部、鋼管基部の応力分布が概ね一致した。

以上のことから、変形モード、応力分布が概ね一致したことから、栈橋全体系の変形や応力状態を鋼管 1 本で再現ができているといえる。

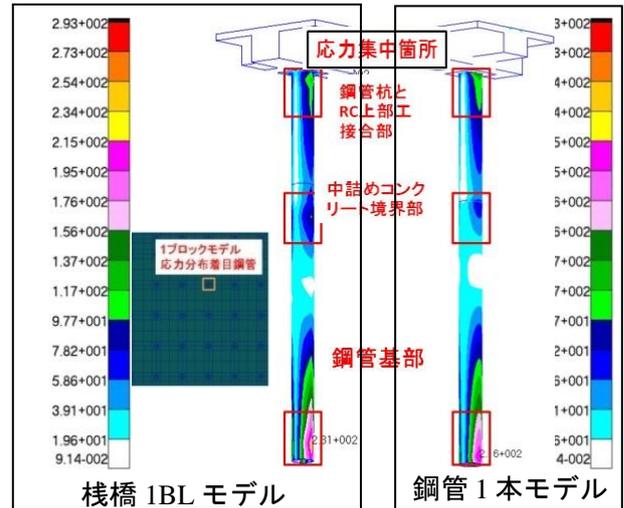


図 6 ミーゼス応力分布の比較

4. 腐食減肉を仮定した鋼管の耐荷力評価

(1) 解析方法

FEM 解析には非線形構造解析ソフト Marc を使用し、弾塑性有限変位解析を行った。図 7 に鋼管のメッシュ分割状況を示す。載荷条件として、床版、桁の多点に強制変位 200mm を作用させた。

また、仮定した腐食モデルの板厚パラメータを表 1 に示す。鋼管根元、干満帯位置を腐食減肉箇所として、それぞれの箇所で一様に減肉し、減肉量 1/4 モデル、減肉量 1/2 モデルを作成した。

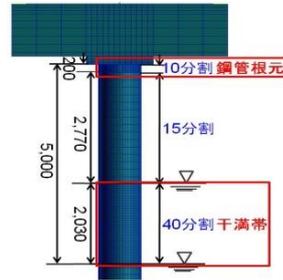


図 7 鋼管 1 本モデルメッシュ分割状況

表 1 板厚パラメータ

板厚パラメータ		
Case1	健全(減肉無し)	14mm
鋼管根元		板厚パラメータ
Case2	板厚 t_1 (減肉量1/4)	10.5mm
Case3	板厚 t_2 (減肉量1/2)	7mm
干満帯位置		板厚パラメータ
Case4	板厚 t_1 (減肉量1/4)	10.5mm
Case5	板厚 t_2 (減肉量1/2)	7mm

(2) 解析結果

①ミーゼス応力分布

図 8 に Case3, Case5 のミーゼス応力分布を示す。Case3 は鋼管根元を一様に 7mm 減肉を仮定した場合、Case5 は干満帯位置の 7mm 減肉を仮定した場合となっている。Case3 では減肉した鋼管根元に応力集中が作用している。Case5 では干満帯位置で板厚の境界部で応力集中が作用していることがわかる。

②水平荷重-水平変位関係

図 9 に水平変位 200mm までの水平荷重-水平変位関係を示す。Case3 は他の Case と比べて水平荷重 300kN 時に耐荷力が若干低下した。これは、鋼管根元の板厚減少と応力集中が原因と考えられる。

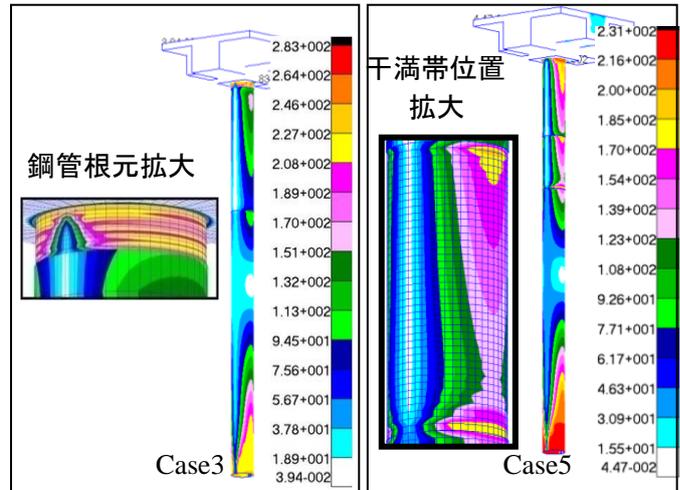


図 8 ミーゼス応力分布(水平変位 200mm)

5. まとめ

鋼管根元、干満帯位置で板厚の 1/2 を減肉しても急激な耐荷力の低下は起こらなかった。これは、鋼管根元、干満帯位置にどちらも中詰コンクリートが充填されており、その中詰コンクリートが弾性モデルとしたことに原因があると思われる。

今後、解析を進め、腐食減肉した鋼管の耐荷力評価に関する研究に活かしていく。

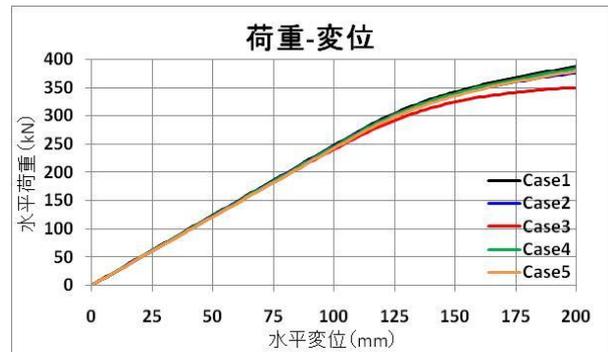


図 9 水平荷重-水平変位関係

参考文献

1) 腐食した鋼構造物の残存性能評価および性能回復技術, 2007.5.

曲線橋実験モデルの数値解析

岐阜大学 ○木下幸治

University of Nevada, Reno Ian G. Buckle, David H. Sanders, Hartant Wibowo

1. 研究目的

都市内の高架橋梁に曲線橋が多く用いられてきてから、その地震時挙動を正確に把握する必要がある。米国ネバタ，リノ大学にて実大の 0.4 スケールの大型の曲線橋モデルを用いた橋梁震動台実験が実施され，また，その実験を基にした FEM による数値解析の妥当性が検証されてきている。しかし，効率的な簡易な数値解析モデルの提案については，研究の余地が残されている。

本研究では，米国ネバタ，リノ大学で行われた橋梁震動台実験装置を用いた高架橋梁震動台実験に対して，提案した簡易な解析モデルの妥当性について，橋梁モデルの FEM 解析を用いた固有振動解析との比較，並びに実験結果との比較より検証した結果を示す。

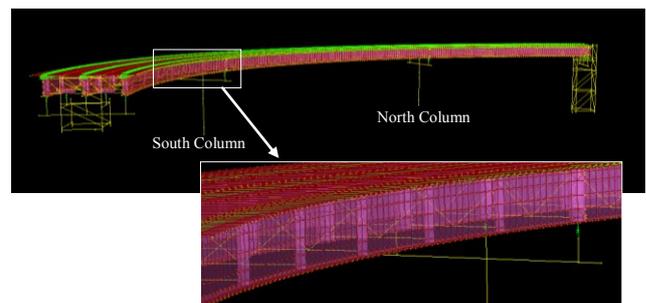
2. 解析モデル

Figure 1 にネバタ，リノ大学で実施された実験に用いられた橋梁モデル¹⁾を示し，そのモデルの諸言を Table 1 に示す。橋梁モデルは，実大の 0.4 スケールで，コンクリート床版の鋼 I 形 3 主桁の上部構造を有している。また，中央径間は二つのコンクリート橋脚により支持され，左右径間は橋台により支持されている。上部構造とコンクリート橋脚はピン支承とし，橋台上は可動支承とされている。

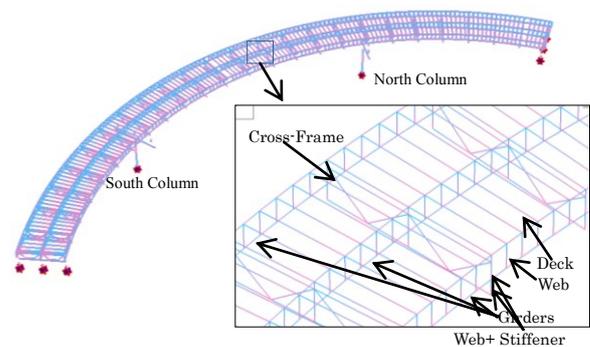
Figure 2 に解析モデルを示す。Figure 2(a) は SAP2000 を用いて作成した FEM 解析モデルで，上部構造は主にシェル要素を用いている。Figure 2(b)は，UC-win/FRAME(3D)を用いて作成した提案解析モデルである。上部構造にはシェル要素を使用せずに梁要素を用いて解析コスト削減を狙った。例えば，床版と鋼 I 桁との接続に用いたウェブ用の梁要素はウェブの剛性を有し，またコンクリート床版の橋



Figure 1 Bridge Specimen



(a)



(b)

Figure 2 (a) FE model and (b) Simplified Beam model

軸直角方向の接続に用いた梁要素はコンクリート床版の橋軸直角方向の剛性を与えている。従来，梁要素を用いた上部構造のモデル化では剛体が用いられることが多く，例えば，鋼 I 桁と床版の接続には，剛体が用いられるが，

キーワード: 曲線橋, 数値解析, 震動台実験, 地震時挙動

連絡先: 〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸 1-1 岐阜大学工学部 TEL 058-293-2414 FAX 058-293-2398

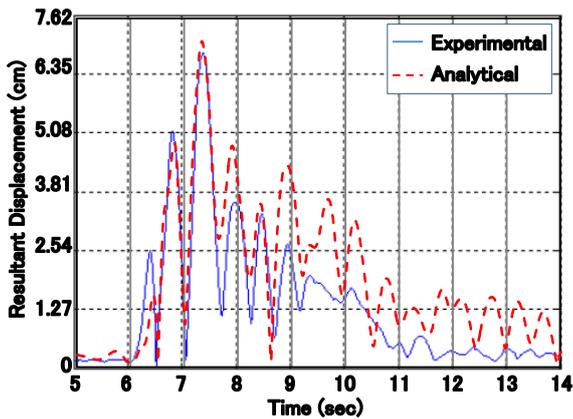
Table 1 Summary of Bridge Model Geometry

	Prototype	Model
Total Length	110.5	44.2
Span Length	32-46.5-32	12.8-18.6-12.8
Centerline Radius	61	24.4
Total Width	9.15	3.66
Girder Spacing	3.4	1.37
Column Height	6.1	2.44
Column Diameter	1.52	0.61

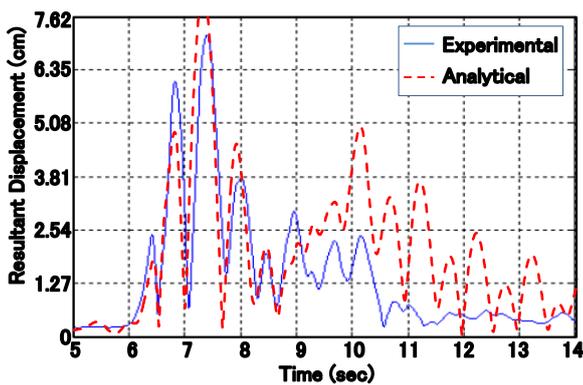
(unit: m)

Table 2 Comparison of Modal Periods

Mode No.	Direction	Period Sec		FE Model/Beam Model
		FE Model	Beam Model	
1	Lateral	0.634	0.661	0.96
2		0.486	0.503	0.97
3	Longitudinal	0.426	0.412	1.03
4	Vertical	0.325	0.386	0.84



(a)



(b)

Figure 3 Comparison of Analytical and Experimental

(a) North and (b) South Column Resultant

Displacement Histories under 100%DE

鋼 I 桁のウェブ剛性が十分に評価できていない課題があり、本研究ではこの改良を目的に解析モデルを提案した

3. 解析モデルの妥当性の検証

Figure 2(b)に示す本研究で提案した解析モデルの妥当性について検証することを目的に、FEM 解析モデルの固有振動解析結果との比較を実施した。この比較より、解析モデルの動的特性が把握できると考えられる。Table 2 に FEM 解析と本開発モデルの結果の比較を示す。提案モデルは、1 次から 3 次の震動モードまで良く FEM 解析と一致していることがわかる。4 次のモードには、若干の差異が見られる程度であった。この結果より、提案モデルを用いた地震応答解析より得られる応答変位の結果は、FEM 解析と良く一致すると考えられる。

次に、提案モデルの地震応答解析結果と橋梁震動台実験結果との比較を Figure 3 に示す。地震応答解析には橋梁モデルの設計地震動として用いた 1994 Northridge Earthquake の Sylmar record を用い、S1 で 0.41g と調整した地震波形を 100%としている。Figure 3(a)は North Column の結果であり、Figure 3(b)は South Column の結果であり、100%設計地震動を入力した場合の結果である。Figure 3 より、提案モデルの結果は、実験のピーク変位と良く一致していることがわかる。ただし、ポストピークでは解析と実験に違いが見られることから、ポストピークを踏まえた解析モデルの精度向上が必要であると言える。

以上より、本研究で提案した梁要素により上部構造をモデル化した FEM 解析よりも解析コストを小さくした解析モデルは、FEM 解析と概ね同様の固有周期を与えるとともに、実験結果のピーク変位も良く評価可能であることがわかった。ただし、ポストピークについては、更なる解析モデルの精度向上が必要である。

参考文献

- 1) Wibowo, H., Sanford, D. M., Buckle, I. G., and Sanders, D. H., Analytical Investigation on the Effect of Number of Vehicles on the Seismic Response of a Horizontally Curved Bridge Model, *Tenth International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, CD-ROM, 2013.3.

構造物劣化モニタリングのためのセンシング技術に関する実験的研究

琉球大学 ○田川俊太郎、下里哲弘、有住康則

1. はじめに

コンクリート橋では塩害による鉄筋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、電気式ひずみゲージを用いる方法と、光ファイバ(FBG センサ)を用いる方法がある。

本研究では、電気式と光式について、二つ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. オフセット式ひずみゲージについて

オフセット式ひずみゲージの原理を図 1 に示す。既往の研究より図 2 のようにゲージ付近にひび割れが発生すると正確なひずみ計測が困難である。そこで本研究では図 1 に示す専用の固定治具とワイヤー(測線)を用いて、その測線上にひずみゲージを貼り付け、平均ひずみを計測する方法を検討している。

3. FBG センサについて

光ファイバセンサは、図 3 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、ひずみを算出する高精度、高耐久性といった特性を有する技術である。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。

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

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)、 ν_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。

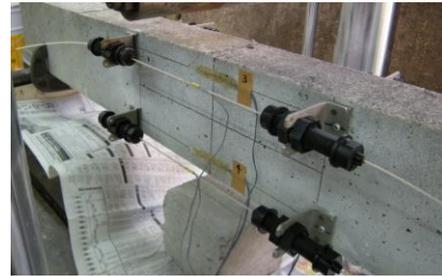


写真 1. オフセット式ひずみゲージ

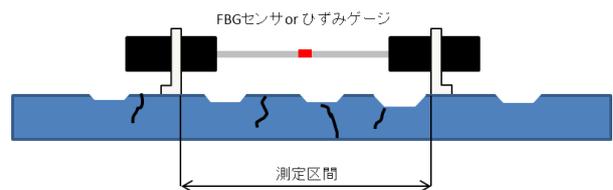


図 1. オフセット式ひずみゲージの構造

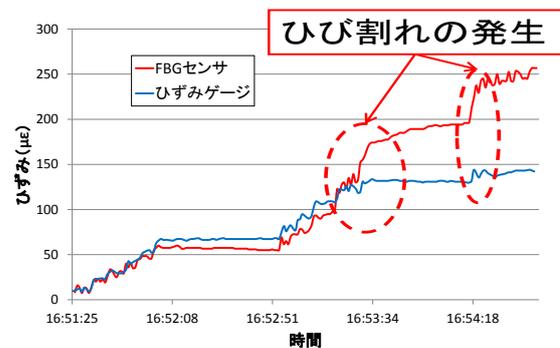


図 2. 小型 RC 曲げ試験

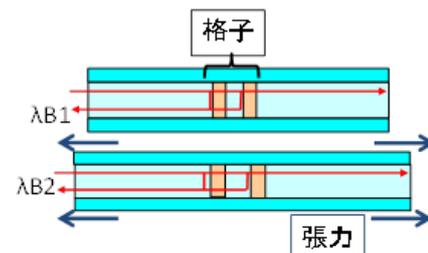


図 3. FBG センサの構造

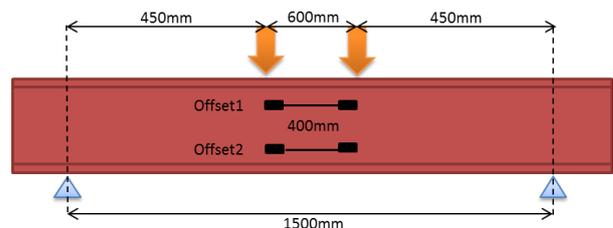


図 4. 鋼 I 桁曲げ試験体

キーワード：オフセット式ひずみゲージ、FBG センサ、ひび割れ

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 環境建設工学科 TEL:098-895-8666 FAX:098-895-8677

4. 鋼 I 桁を用いたキャリブレーションテスト

オフセット式ひずみ計測法の評価を目的に曲率変形を有するように静的曲げ試験を用いて、ひずみゲージを試験体に接着する従来の方法（直貼り）と電気式ひずみゲージと FBG センサを測線に接着したオフセット式の計測値の比較を行った。図 4 に曲げ試験で使った鋼 I 桁試験体を示す。オフセット式ひずみゲージと FBG センサは、図 4 に示すように 400 mm 離れた固定治具間に設置した。固定治具には IC ロックを用いた。その IC ロック間に初期張力を導入する測線を使用した。初期導入ひずみは $2000\mu\epsilon$ を導入した。なお、初期張力を導入する目的は、圧縮ひずみ域でも安定して計測ができることである。また、オフセット式ひずみゲージは動ひずみ計（NR-600）、FBG センサは FBG アナライザー（si425）で計測した。サンプリング周期は 25Hz で保存した。鋼 I 桁試験体を写真 2 に示す。



写真 2. 鋼 I 桁試験体

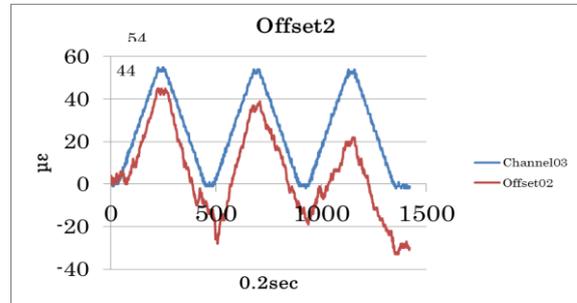


図 5. Offset2 時間・ひずみ関係

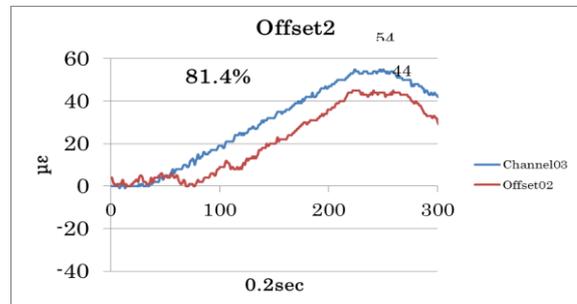


図 6. 時間軸拡大

5. 実験結果

1) オフセット式ひずみゲージ

図 5 に試験体ウェブ下端に設置したオフセット式ひずみゲージと直貼りの時間・ひずみ関係を示す。また、図 6 に時間軸を拡大したものを示す。図より静的載荷 1 回目における直貼りひずみとオフセット式ひずみでの荷重ピーク時の精度は 82% 程度あり、徐々にクリープ現象を起こし、3 回目には 40% まで低下した。

2) オフセット式 FBG センサ

図 7 に試験体ウェブ下端に設置したオフセット式 FBG センサと直貼りの時間・ひずみ関係を示す。また、図 8 に時間軸を拡大したものを示す。直貼りひずみとオフセット式 FBG センサでの精度は 97% であり、クリープ現象もほぼ見られなかった。

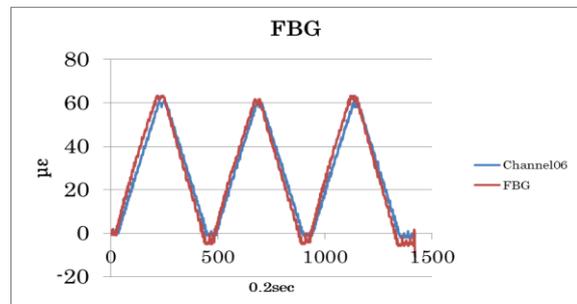


図 7. FBG センサ 時間・ひずみ関係

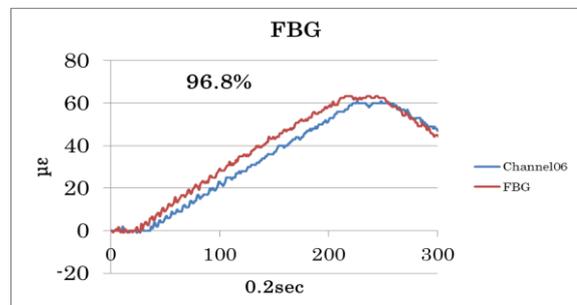


図 8. 時間軸拡大

6. まとめ

今回の曲げ試験より、オフセット式 FBG センサの精度は高いことが分かった。一方、オフセット式ひずみゲージは時間ともにクリープが起こるという課題が生じた。これは、ひずみゲージのサイズや接着剤が問題であると考えられる。今後、ゲージ接着とクリープの関係を調査する必要がある。

【参考文献】

- (1)石嶺真作：光ファイバセンサを用いた塩害橋梁の異常検知モニタリングに関する研究,2011.3

Session2 :交通 · 環境 · 材料

市街地信号交差点での交通事故の 過失相殺評価について

○堂柿栄輔¹・篠瀬範彦²

¹ 正員 北海学園大学教授 工学部社会環境工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

E-mail : dohgaki@cvt.hokkai-s-u.ac.jp

² 正員 足利工業大学教授 工学部都市環境工学科 (〒326-8558 足利市大前町268-1)

E-mail : yanase.norihiko@v90ashitech.ac.jp

本研究は、交通事故の誘発要因として、交通主体相互の過失相殺に注目し、それに対するその意識調査から事故の潜在的可能性を示すことを目的とした。土木工学の分野での交通事故研究は、交通条件や道路条件から、危険度及び事故率等を説明する統計的分析が主であったが、その目的は、道路事業の立場からの提案である。またこれらの研究は、事故原因を人間の誤信や過失に基づくことを前提とするが、そもそも注意義務を意識しない、または自己流の意識を規範とする交通主体の事故が社会問題化しており、これらの交通事故に対しては異なる観点からの調査研究が必要であると考えた。

Key Words : traffic accident, pedestrian, negligence

1. 研究の動機と背景

本研究は、交通事故の誘発要因として、交通主体相互の過失相殺に注目し、その意識調査結果から事故の潜在的可能性を示すことを目的とした。

土木工学の分野での交通事故研究は、1970年～1980年代を中心に主要ないくつかの研究成果^{1)～6)}が報告されているが、近年はむしろ研究も減少の傾向にある。これらの研究は、交通条件や道路条件から、危険度及び事故率等を説明する統計的分析が主であったが、その目的は主に道路事業の立場からの提案である。またこれらの研究は、事故原因を人間の誤信や過失に基づくことを前提とするが、そもそも注意義務を意識しない、または自己流の意識を規範とする交通主体に対しては異なる観点からの調査研究が必要であろう。

ここで既存研究及び参考資料を参考文献に示す。

1)～6)は土木学会論文集及び土木計画学研究の研究論文、7)～23)は交通事故に関する法律関係の解説書及び例規・実務書、24)～27)は交通警察の事故対策施策について、28)～58)は工学分野の論説・解説等である。

2. 過失相殺等について

(1) 民法⁷⁾⁸⁾上の過失相殺

民法第722条に基づく過失相殺とは、損害の発生や拡大について被害者にも過失が認められる場合、加害者の支払うべき損害賠償の額を減ずることを言うが、民事交通訴訟では交通事故の類型別に過失相殺率の認定基準⁹⁾¹⁰⁾が示されている。例えば図-1は、市街地交差点での歩行者と自動車の事故例であるが、歩行者が赤信号、自動車が青信号での過失割合は、歩行者に60の過失を認めることとされている。同様に図-2は、自転車と自動車の事故であるが、この時自転車の過失は80となる。

(2) 過失相殺の加算要素と減算要素

表-1に過失相殺の加算要素と減算要素を示す。例えば交差点の周辺が図-1の様な住宅・商店街では歩行者の過失は10減じられる。図中の歩行者の過失60は10減じられた値であり、減算前の基本値は70である。表-1から、歩行者の「集団横断」では過失は5～10減じられることがわかる。つまり「赤信号みんなで渡ればこわくない」は法的には正しいのである。また図-2

での自転車の2人乗りや制動装置不良は著しい過失となり、5の過失が加わるが、ここではそれはないものと考ええる。参考文献3)4)に示されるこれらの数値は、民事訴訟での司法の判断基準となっている。

(3) 道路交通法上の信号機の意味と通行方法

道路交通法第七条では、歩行者や車両が信号機に従う義務として、以下のように表現されている。(法律の引用は行書体で記す)

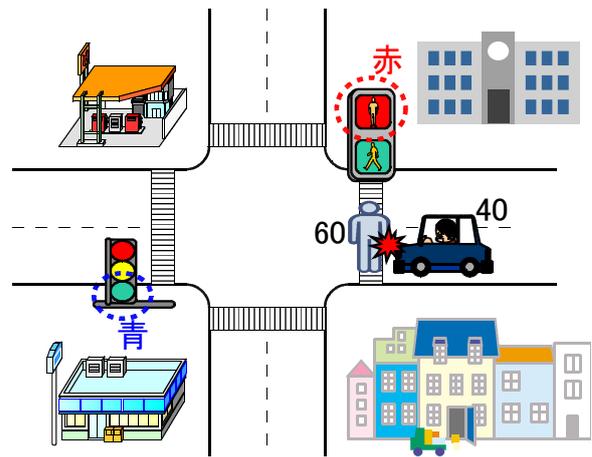
法第七条第一項

道路を通行する歩行者又は車両等は、信号機の標示する信号又は警察官等の手信号等に従わなければならない。

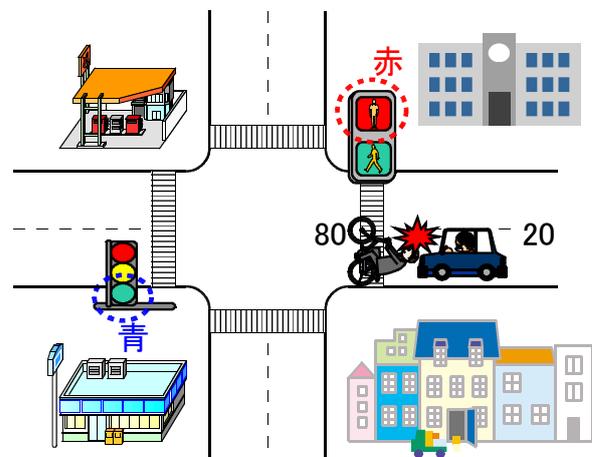
さらに参考文献 11)では、信号交差点での通行方法について、交通主体の注意義務の内容が判例として記されている。

(イ) 青信号に従い交差点に進入する自動車運転者は、特別の事情のない限り、赤信号を無視して突入してくる車両のあることまで予想して運転すべき業務上の注意義務を負うものではない。(最昭四三、一二、二四)〔判時 五四四、八九〕

(ロ) いやしくも信号機の表示するところから従って運転すれば、他の道路から進入する車両と衝突するようなことはないはずであるから、自動車運転者としては、信号機の表すところから従って自動車を運転すれば足り、いちいち徐行して左右道路の車両との安全を確認すべき注意義務はないものと解するのが相当である。(最 昭四五、九、二九)〔判時 六〇六、九四〕



図一 歩行者と自動車の事故



図二 自転車と自動車の事故

表一 横断歩行者の事故(直進車と歩行者、歩行者信号変更なし) 参考文献10)p387

基 本		横断歩道上①				
		車 青 0	車 黄 10 ②	車 赤 20 ③	車 黄 50 ④	車 青 70 ⑤
加算	夜間	*	*	*	+5	*
要素	幹線道路	*	*	+5	+5	*
	直前直後横断・佇立	*	*	+5	+5	*
減算	住宅・商店街	*	*	-10	-10	-10
	児童・老人	*	-5	-5	-10	-10
	幼児・法 71 条 II 該当者	*	-5	-10	-20	-20
	集団横断	*	-5	-5	-10	-10
要素	車の著しい過失	*	-5	-10	-20	-20
	車の重過失	*	-10	-20	-30	-30
	歩車道の区別なし	*	*	-5	-10	

①「横断歩道上」とは、横断歩道及び横断歩道に接する車道部分(幅員の狭い歩道であれば、おおむね1～2m以内)である。②歩黄(歩行者信号の青点減を含む)で横断開始・車赤で進入 ③歩赤で横断開始・車赤で進入 ④歩赤で横断開始・車黄で進入 ⑤歩赤で横断開始・車青で進入、車に安産運転義務違反のあることを前提とする。

これらの判例はいわゆる「信頼の原則」といわれ、被害者が交通ルールを無視したことによって交通事故が発生した場合、加害者はその責任の全部又は一部を免れることができるとする考え方である。この「信頼の原則」は、刑事責任の領域で提唱され判例(最判昭和四一・一二・二〇刑集二〇巻一〇号一二二頁)において導入され、その後民事責任の領域でもこの原則を採用する判決が下され、判例の確立した態度となっている。これについて多くの学説は加害者を免責する余地を肯定するが、否定する学説もある。図-1及び図-2に示す過失相殺は免責の余地を肯定する学説に基づくものである。

3. 意識調査

(1) 意識調査の内容

調査対象者の属性は、高校生 58 人、大学生 221 人、他 2 人計 281 人であり、内男性が 93%である。回答は、調査表で図-1及び図-2を示し、表-2及び表-3の設問に答える形式である。また表-2及び表-3の設問の直後に、表-4の質問を行い、回答の立場の違いによる過失評価の違いを比較した。

表-2 「図-1」回答の設問(択一)

(a) まあまあ妥当
(b) 歩行者の過失 80, 自動車の過失 20
(c) 歩行者の過失 40, 自動車の過失 60
(d) 歩行者の過失 (), 自動車の過失 ()

表-3 「図-2」回答の設問(択一)

(a) まあまあ妥当
(b) 自転車の過失 100, 自動車の過失 0
(c) 自転車の過失 60, 自動車の過失 40
(d) 自転車の過失 (), 自動車の過失 ()

表-4 回答の立場(歩行者と自動車)択一

この事故をあなたは主にどちらの立場で考えましたか。		
(a) 人 (又は自転車)	(b) 自動車	(c) 両方

(2) 意識調査の方法

a) 調査の説明と回答方法

意識調査の実施は集合調査法とした。一回の調査の人数は 20 人～ 60 人程度である。集合調査法は被験

者を一定の場所に集めることが難しくあまり一般的ではないが、大学での講義や高校生の大学訪問等の機会を利用し行った。この方法は他の留置法、郵送法及び電話調査法等に比べ、調査の趣旨や回答方法等を直接丁寧に説明できる点が優れている。また回収率も 100%である。

b) 設問形式

設問の形式は多肢選択法である。この形式は複数選択法や順位法、更に評定法や一対比較法に比べ回答者の負担が少なく確かな回答を得やすい。また選択肢の数を 4 程度に設定し、直感的な回答を得られるように工夫した。

c) 質問文作製の留意点

本研究のテーマは社会規範に関わるものであり、倫理的・価値的な望ましさについての観念(社会的な望ましさ)を含む。一般にこれらの概念に対する直接的な問いかけはタテマエにた偏りがちであり、質問文の作製には注意を要する。ここでは規範を中央の選択肢とし、また自由回答を設定することで、規範は選択肢の一つであることを強調した。

4. 分析結果

(1) 歩行者と自動車の事故

図-1に関する回答結果を図-3及び図-4に示す。縦軸は回答比率(%)である。参考文献(9), (10)に示される標準的な歩行者の過失は 60 であるが、自由回答では 100～0 までの結果が得られた。

a) 全体の評価

歩行者の標準的過失60を妥当とした割合は 26.8 %であった。従って 4 人中 3 人はこの過失を妥当としないことになる。最も多数の評価は過失 80 であった。全体では、歩行者の過失をより小さく評価する割合が 16.1 %, より大きく評価する割合が 57.2 %であり、過半数が歩行者により大きな過失を求めている。

設問では 3 つの過失割合を示したが、自由回答では 100～0 までの 9 つの過失割合が追加された。この範囲の大きさは、個人による歩行者の過失評価のバラツキの程度を示す。歩行者に 100 の過失を求めた割合は 6.8 %, 0 の過失とした割合は 1.8 %であり、割合として大ではないが、交通事故が希な現象であることを考えると、このバラツキの大きさは事故発生の背景を十分に説明する。また回答肢の選択は、偶数(100, 80, 60・・)のそれが大きいことは回答の特徴である。

b) 立場による評価の違い

各々の立場による回答の差異は、有意水準 5%の χ^2 乗分布検定で確認した。ここで歩行者の立場の回答で

は、過失を 40 とする割合が最も多く、自動車の立場では 80 の割合が最も大きい。回答者自身の過失をより小さくし、相手方の過失を大とすることは予想されたことではあるが、その数値が示されたことには意味がある。また自動車の立場では歩行者の過失を 100 とする割合が 7.8 %あること、歩行者と自動車の各々の立場で、歩行者の過失を0とする割合が 4.8 %及び 2.0 %あり、評価の個人差を知ることが出来る。

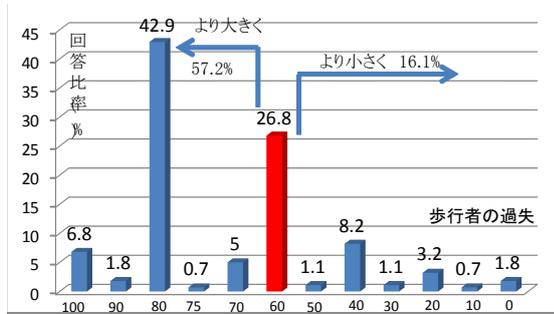


図-3 歩行者の過失評価

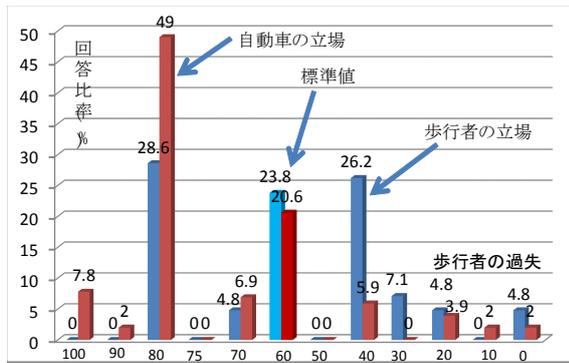


図-4 立場の違いによる歩行者の過失評価

転車の駐車対策が強く求められてるが、約半世紀にわたる自転車利用の放任にこそ相当の責任がある。

b) 立場による評価の違い

標準的過失 80 に対する評価は、自転車の立場と自動車の立場ではほぼ同数である。一方過失を 60 とするものが自転車の立場の回答で 25.0 %あり、自動車の立場では過失を 100 とする割合が 22.1 %であった。これらの結果は、歩行者同様交差点での自転車と自動車事故発生の可能性を強く示唆する。

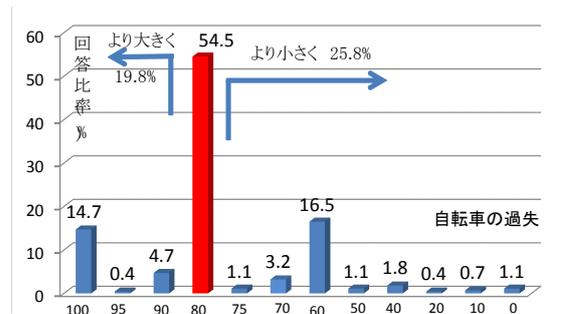


図-5 自転車の過失評価

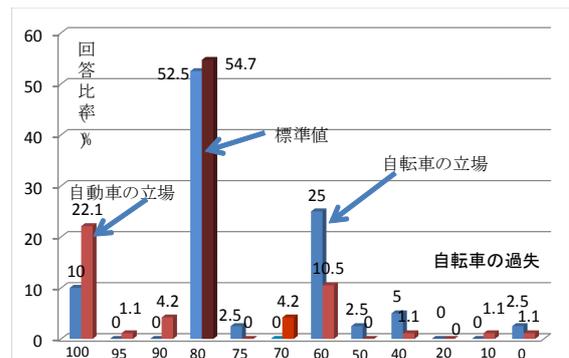


図-6 立場の違いによる自転車の過失評価

(3) 自転車と自動車の事故

図-5及び図-6に回答結果を示す。

a) 全体の評価

全体の 54.5 %が過失 80 を評価しており、標準的過失の指示は前問割合の 2 倍強である。しかし自転車に 100 の過失を要求する割合は 14.7 %あり、前問の 7.8 %の約 2 倍である。また 100, 80 及び 60 の過失割合の評価が全体の 85.7 %であり、この3つの過失割合に集中する結果となった。一方自由回答の過失割合は 100 ~ 0 の間で 9 分類となり、前問と同じである。過失評価が 3 つの過失割合に集中する一方、個人差のばらつきは歩行者のそれより大となり、自転車と自動車の事故発生可能性をより強く示唆する。

ここで過失 60 に対する評価が二番目に多いが、これは自転車を歩行者と同様にみていることによる。昭和 30 年代より、自転車は歩道上の通行を黙認されてきたが、これは結果として軽車両である自転車の交通遵守意識を著しく低下させることとなった。従来から歩道上での自

5. まとめと課題

交通主体の過失相殺に注目した本研究では、注意義務に関する交通主体の意識のばらつきが大きく、共通の規範を持ち得ていないことが示された。特に信号交差点の様な互いの注意義務が明確な交通状況下においてもこの傾向は強い。また被験者が 20 代前後の男性(大学生と高校生)であり、個人属性が限定されているにも関わらず回答結果に相当のばらつきがあったことは、市民全体での過失評価ではさらに大きな評価のずれを示唆する。道路管理の立場での交通事故対策は、道路事業の改善を主題とするが、近年の事故例では、道路管理や交通管理の領域を超える重大事故が顕著であり、むしろこれらの事故が社会問題化している。歩道通行の自転車の危険性が社会問題化した現在の状況は、半世紀の交通行政に課題があったことを振

り返れば、事故対策としての啓蒙活動には相当の時間を要する。ここでは2例についての調査分析を行ったが他事例に関する分析も加え、効果的な啓蒙のための材料提供としたい。

参考文献

- 1) 斉藤和夫, 加来照俊: 統計的方法による道路の事故危険度の評価に関する研究, 土木学会論文報告集Vol284, No.4, p p.73~pp.88, 土木学会, 1979.
- 2) 森地茂, 浜岡秀勝: 交通事故の危険意識に関する考察, 土木計画学研究・論文集12, pp.713~pp.718, 土木学会, 1995.8
- 3) 室町泰徳, 竹内大一郎, 原田昇, 太田勝敏: 法規遵守態度に着目した違法路上駐車行動に関する分析, 土木学会論文集No.737/IV-60, pp.39~pp.46, 土木学会, 2003.7
- 4) 丑越勝也, 森本章倫, 古池弘隆: ドライバーの交通取締りへの関心と危険意識に関する研究, 土木計画学研究Vol24.No1, pp.819~pp.824, 土木学会, 2007.9
- 5) 三谷哲雄, 日野泰雄, 横井耕二, 吉田長裕: 生活道路交差点における交通安全対策整備と交通事故発生状況, 土木計画学研究Vol25.No4, pp.823~pp.828, 土木学会, 2008.9
- 6) 船本悟史, 森本章倫: 交通取締りが狭域的な交通事故減少に及ぼす影響に関する研究, 土木計画学研究Vol25.No4, p p.889~pp.896, 土木学会, 2008.9
- 7) 民法第418条(過失相殺).
- 8) 民法第722条(損害賠償の方法及び過失相殺).
- 9) 東京地裁民事交通訴訟研究会編: 別冊判例タイムスNo.16 民事訴訟における過失相殺率の認定基準全訂4版, 2004.12.10
- 10) 倉田卓次, 宮原守男: 2007交通事故損害賠償必携(資料編), 新日本法規出版(株), 平成18年11月21日
- 11) 交通関係法令研究会: 平成22年度交通小六法, 大成出版社, 2010.8
- 12) 川島武宜: 「日本人の法意識」, 岩波書店, 2009.
- 13) 国家地方警察本部警邏交通課監修: 註釈つき道路交通取締法令集, ナツメ社, 昭和29(1954)年4月.
- 14) 法務総合研究所: 道路交通法(研修資料), 1963.
- 15) 日本交通法学会: 交通事故と示談(交通法研究第3号), 有斐閣, 昭和48(1973)年10月.
- 16) 日本交通法学会: 現行法制と交通事故の抑止力(交通法研究第2号), 有斐閣, 1972.6.
- 17) 日本交通法学会: 過失相殺・損害賠償と社会保障(交通法研究第12号), 有斐閣, 昭和59(1984)年5月.
- 18) 平野龍一, 佐々木史朗, 藤永幸治: 註釈特別刑法交通編(1)第二版, 青林書院, 1992.6.
- 19) 平野龍一, 佐々木史朗, 藤永幸治: 註釈特別刑法交通編(2), 青林書院, 1992.6.
- 20) 村上尚史: 刑事裁判実務体系4- i 道路交通(1), 青林書院, 1993.9.
- 21) 村上尚史: 刑事裁判実務体系4- ii 道路交通(2), 青林書院, 1993.9.
- 22) 交通法令研究会: 道路交通法実務50のポイント, 真正書籍, 平成9年(1997).
- 23) 宮原守男, 森島昭夫, 野村好弘: 交通事故判例百選[第四版](別冊ジュリスト152号), 有斐閣, 1999年9月.
- 24) 矢代隆義, 横山雅之, 廣田耕一, 栗島明康, 太田誠, 佐々木真郎: 特集交通警察の回顧と展望, 月刊交通第38巻第1号通巻456号pp.6~pp.51, 道路交通研究会, 東京法令出版, 2007年1月.
- 25) 末井誠史, 倉田潤, 橋本晃, 多胡令, 太田誠, 広畑義久: 特集交通警察の回顧と展望, 月刊交通第39巻第1号通巻470号pp.6~pp.53, 道路交通研究会, 東京法令出版, 2008年1月.
- 26) 東川一, 倉田潤, 橋本晃, 石田高久, 牛島正人, 広畑義久: 特集交通警察の回顧と展望, 月刊交通第40巻第1号通巻483号pp.6~pp.51, 道路交通研究会, 東京法令出版, 2009年1月.
- 27) 東川一, 室城信之, 加藤晃久, 和田昭夫, 石田高久, 首藤祐司: 特集交通警察の回顧と展望, 月刊交通第41巻第1号通巻496号pp.6~pp.52, 道路交通研究会, 東京法令出版, 2010年1月.
- 28) 廣川楡吉: 交通規制(交通工学26), 技術書院, 昭和41(1966)年3月.
- 29) 浅野信二郎: 道路交通法とその運用(交通工学シリーズ30), 技術書院, 昭和47(1972)年.
- 30) 島田尚武: 警察の行う交通安全施設の整備, 交通工学Vol22No.2, pp.3~pp.8, 交通工学研究会, 1987.3.
- 31) 竹岡勝美: 交通警察と道路管理者, 交通工学Vol22No.5, pp.3~pp.8, 交通工学研究会, 1987.11.
- 32) 村西正実, 増田博行: 道路標識等解説1.道路標識の体系, 交通工学Vol22No.6, pp.71~pp.78, 交通工学研究会, 1987.11.
- 33) 時崎賢二: 道路標識等解説2.道路標識等の歴史, 交通工学Vol23No.1, pp.45~pp.52, 交通工学研究会, 1988.1.
- 34) 増田博行: 道路標識等解説4.規制, 指示標識設置の考え方, 交通工学Vol23No.3, pp.61~pp.70, 交通工学研究会, 1988.5.
- 35) 秋山尚夫: 道路標識等解説7.路面標示設置の考え方, 交通工学Vol23No.6, pp.49~pp.57, 交通工学研究会, 1988.12.
- 36) 越正毅, 犬丸令門, 賀来敏, 塙善多, 藤川寛之: 急増する交通事故と交通安全対策, 交通工学Vol25No.1, pp.9~pp.24, 交通工学研究会, 1990.1.
- 37) 堀金忠: 暮らしを支える人と車のための道路7.交通規制と生活道路, 交通工学Vol29No.4, pp.45~pp.51, 交通工学研究会, 1994.7.

- 38)久本禮一:交通行政における反省と悔恨, 交通工学Vol30, No.6, pp.7~pp.8, 1995.11.
- 39)交通工学編集委員会講座WG:”都市交通施策にかかる法制度”1.各種法制度の体系とその変遷, 交通工学Vol34No.3, pp.51~pp.57, 交通工学研究会, 1999.7.
- 40)村田隆裕:自立的な交通秩序の形成のために, 交通工学Vol36No.6, pp.3~pp.4, 交通工学研究会, 2001.11.
- 41)鈴木美緒:自転車レーンか, ただの線カードイツとフランスの自転車走行空間からわかること一, 交通工学Vol43No.2, p p.43~pp.48, 交通工学研究会, 2008.3.
- 42)桑原雅夫:路上駐車管理ーどこにバランスを求めるのか, 交通工学Vol41No.6, pp.1~pp.2, 交通工学研究会, 2006.11.
- 43)長山泰久:交通法規および運転者教育に見る国際比較, 国際交通安全学会誌Vol14, No.4, pp.6~pp.12, 昭和63(1988)年12月
- 44)富永誠美:欧米の道路交通法にみる考え方, 国際交通安全学会誌Vol14, No.4, pp.13~pp.19, 昭和63(1988)年12月
- 45)山田卓生:法における安全の考え方, 国際交通安全学会誌Vol19, No.4, pp.40~pp.46, 平成5(1993)年12月
- 46)越智俊典:交通管理の変遷, 国際交通安全学会誌Vol20, No.1, pp.4~pp.15, 平成6(1994)年3月
- 47)滝田一成:規制の実効性, 国際交通安全学会誌Vol20, No.4, pp.38, 平成6(1994)年12月
- 48)尾形隆彰:「交通をめぐる法」特集に当たって, 国際交通安全学会誌Vol25, No.1, pp.4~pp.5, 平成11(1999)年9月
- 49)山田卓生:交通法学の立場からー安全と事故規制, 国際交通安全学会誌Vol25, No.1, pp.6~pp.13, 平成11(1999)年9月
- 50)阿久津正好:平成11年道路交通法改正について, 国際交通安全学会誌Vol25, No.1, pp.14~pp.21, 平成11(1999)年9月
- 51)林陽一:交通過失における過失構造論と危険概念, 国際交通安全学会誌Vol25, No.1, pp.40~pp.45, 平成11(1999)年9月
- 52)桜田一之:交通安全対策による社会的損失の抑制効果に関する研究, 国際交通安全学会誌Vol25, No.1, pp.69~pp.73, 平成11(1999)年9月
- 53)リチャード・E・オルソップ:イギリスにおける交通安全戦略と目標, 国際交通安全学会誌Vol25, 1月, pp.74~pp.82, 平成11(1999)年9月
- 54)高田邦道, 南部繁樹:市レベルにおける事故減少への取り組み方, 国際交通安全学会誌Vol25, No.2, pp.67~pp.76, 平成12(2000)年1月
- 55)桐生正幸:歩行者とドライバーの交差(衝突), 国際交通安全学会誌Vol30, No.2, pp.30~pp.37, 平成17(2005)年8月
- 56)今井猛佳:交通事犯とその刑事法的規制ー近似の状況を踏まえて, 国際交通安全学会誌Vol30, No.4, pp.93~pp.97, Dec.,2005. 11.
- 57)岡田 清:交通法規制の変遷, 国際交通安全学会誌Vol30, special number, pp.59, Sep., 2005. 11.
- 58)越 正毅:事故死者半減のために, 国際交通安全学会誌Vol30, special number, pp.59, Sep., 2005. 11.

試験湛水に伴う下流河川水質影響について

沖縄総合事務局北部ダム事務所調査環境課 ○田邊頭彦 安次嶺正春

1. 億首ダムの概要

億首ダムは、沖縄東部河川総合開発事業の一環として、億首川に設置されている水道用水専用の金武ダムを再開発し、洪水調節・既得用水や河川維持用水の安定化等・水道用水及びかんがい用水の供給を目的とする多目的ダムです。（図-1）億首川直下から河口に至る区間は感潮域となっており、マングローブが繁茂しマングローブ群落を中心とする汽水性の生態系が形成され、近傍のほかのマングローブ域と比較しても生息種の多様性が高く貴重な生態系を有しています。（図-2）

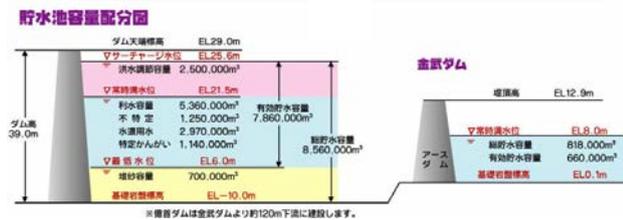


図-1 億首ダム及び金武ダムの貯水容量配分図



図-2 億首川下流域の状況（いであ（株）撮影）

ダム下流河川域については、工事の実施に伴う濁水の発生、水素イオン濃度の変化や、水質の変化、河床構成材料の変化、河口閉塞により生物の生息環境が影響を受ける可能性はありますが、各項目に対する直接的な影響は小さく間接的なものであり、残存する環境において下流河川及びそこに生息・生育する生物群集により表現される典型性は維持されると考えられることから影響は小さいと予測しています。

よって、「配慮事項」として維持流量の運用や調査等を実施していますが、現在までに大きな影響は確認されていません。

2. マングローブ調査概要

下流河川域の生態系については、事業の実施による影響がないことも含めて状況を把握することとしています。また、予測には不確実性があり、河口閉塞が起こったときには早急な対応が必要であるために、次に示すとおりマングローブ域を対象に詳細かつ継続的な調査を実施しているところです。

(1) 下流河川域の水質調査

水質調査地点（福花橋地点）では干潮時においても海水の影響を強く受ける汽水域であり、現時点で河口閉塞による淡水化などは確認されていない状況です。また、COD、T-N、T-Pについても億首ダム直下の地点に比べ福花橋地点の方が総じて値が低い状態が続いており、これまでと変化がない状況となっています。

(2) マングローブ群落調査

主に台風や出水等の影響で稚樹の生育環境が一部で消失したり、陸域化が進んでおり冠水することが少なくなっている箇所もありますが、群落は概ね維持されており、成木、林縁、稚樹群落の活力度も良好な状態となっています。

キーワード 試験湛水、放流、水質、下流河川への影響
連絡先 〒905-8501 名護市大北三丁目19番8号 北部ダム事務所調査環境課
TEL : 0980-52-0531 E-mail : tanabe710-akihiko@ogb.cao.go.jp

(3) マングローブ林相調査

マングローブを構成するオヒルギ、メヒルギ、ヤエヤマヒルギ群落構造や林床の状況に大きな変化はありませんが、2012年においては度重なる台風の暴風によるものと考えられる倒木の増加が確認されています。

(4) 土壌塩分調査

全体的な傾向としては、0から400mS/mの電気伝導度の範囲内で増減しており、際立って高い値を示すような傾向はなく、大きな変化はない状況です。

(5) 生物調査

マングローブの生育環境の生物指標としてヒトエグサ、ミナミトビハゼ、オキナワハクセンシオマネキの調査を実施しており、現在の状況は以下のとおりとなっています。

a) ヒトエグサ

塩分の変化に関する生物指標のヒトエグサの遡上限界は試験湛水後の調査となった2013年2月には、湛水前に比べ上流側まで確認された。

b) ミナミトビハゼ

底質環境の影響を受けやすい生物でマングローブ域の代表的生物指標として分布等の調査を行っていますが、個体数は夏季に多く秋季に少ない傾向で、大きな変化はありません。

c) オキナワハクセンシオマネキ

底質環境の変化を受けやすい生物で、マングローブ域の底質に関する生物指標として分布等の調査を行っていますが、生息範囲が広がっており砂質化が進んでいるものと思われます。

(6) 河口閉塞調査

河口部で2回/月（大潮時の干潮時・満潮時）に定点で写真を撮影し状況を確認していますが、現時点では閉塞は発生していません。

(1)から(6)の調査については、今後も建設後の調査を継続的に実施し、億首ダム建設事業による影響の有無について確認します。

3. 水位低下時調査の概要

試験湛水時において、洪水時最高水位（サーチャージ水位）到達後、平常時最高貯水位（常時満水位）までの水位低下の操作による流況の変化でマングローブ生息環境に影響を与える可能性があるため、

水位低下する際の放流方法について検討し影響の低減を図り、放流時には億首下流河川及び海域でモニタリング調査を実施しました。

(1) 放流方法の検討

放流方法は、既往の出水波形を用いることにより、億首川が実際に経験したことのある波形と近い状態とし、河川環境に与える影響を最小限に抑えることとしました。出水波形より出水1日目から3日目までは出水による流量の増加が続き、以後4日間にわたり出水の影響があるものと考え、本来4日程度で水位低下を完了するところ、合計7日間で放流・水位低下を行うこととしました。

(図-3)

また、現況河川に近い塩水挙動となり、ゲート操作が複雑とされない放流方法が必要であることから、最終的に図-4に示す放流方法としました。

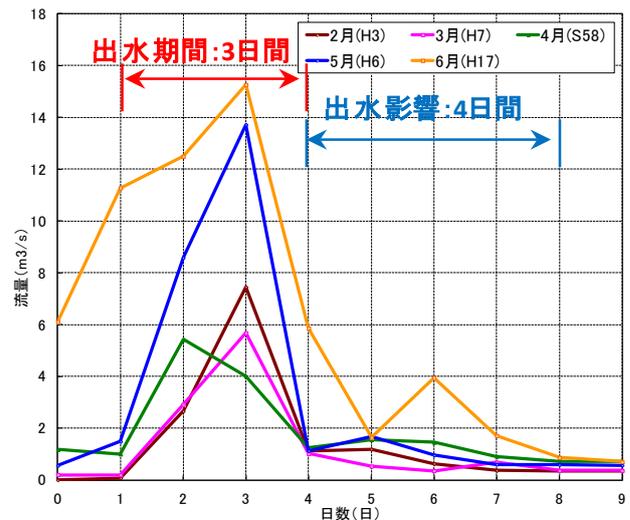


図-3 既往出水の波形に関する検討

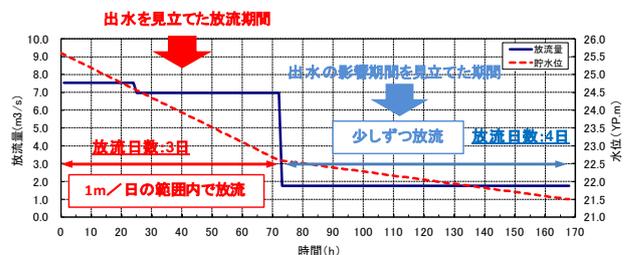


図-4 最適ケースの放流方法（放流経過）

(2) モニタリング調査

モニタリング調査は河川域及び海域について実施し、調査の概要は以下のとおりです。

a) 下流河川域のモニタリング調査

下流河川域の調査は、塩素イオン濃度が予測を超えて著しく低下し、下流河川に影響が発生するおそれのある場合には、ダムからの放流を停止するとともに水質の分析、下流河川域の現地踏査等詳細な調査を実施することとしました。また、放流再開にあたっては漁業関係者との協議の上決定することとしました。

b) 海域のモニタリング調査

海域での調査は、億首川河口沿岸部及び金武岬地先の海域を対象に航路、リーフ等の関係に留意して調査位置を設定しました。なお、インリーフにおいて濃い濁りの流れを確認した場合には位置を記録し、追加調査を実施することとしました。

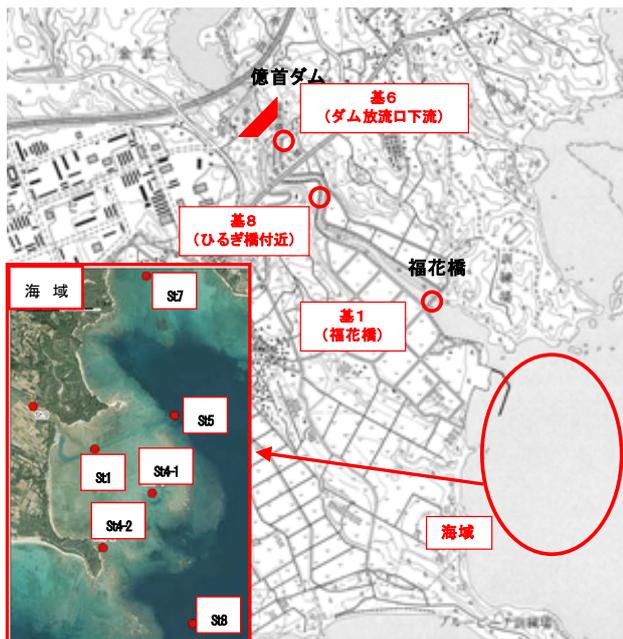


図-5 調査箇所図

4. 水位低下時調査の結果

(1) 水位低下時放流について

水位低下は4月2日より開始しました。4月5日（4日目）から4月7日（6日目）にかけて降雨がありましたが、降雨分の流量を上乗せして放流し予定どおり4月9日に平常時最高貯水レベルまで水位を低下しました。

(2) モニタリング調査の結果

a) 塩素イオン濃度

塩素イオンは、河川域の3地点では放流を開始後低濃度となりましたが、基1地点では放流量を減少させた5日目より回復傾向が見られ8日目には相当量回復しました。シミュレーションでは流量を減少させた4日目より回復傾向の想定でしたが、これは4日目に降雨により一時的に流量を増加させたことによる乖離で、概ねシミュレーションと同様な傾向となりました。（図-6、図-7）

また、基1では自動観測器により電気伝導度（EC）を観測しましたが、水位低下の放流を開始から5日目まで低い値となりましたが、水位低下の放流量を減少させた5日目以降、潮の干満に同調して変動しており、塩素イオン濃度が5日目より回復していることを裏付けています。（図-8）

海域の地点では、降雨の影響で流量の増えた4日目にSt1及びSt4-2の2箇所塩素イオン濃度の減少がみられましたが、これは降雨による億首川の流量が増えたことによる影響と考えられ、しかし、5日目以降は概ね濃度は回復していることから、濃度低下は一時的で自然的な減少であったと考えられます。（図-6）

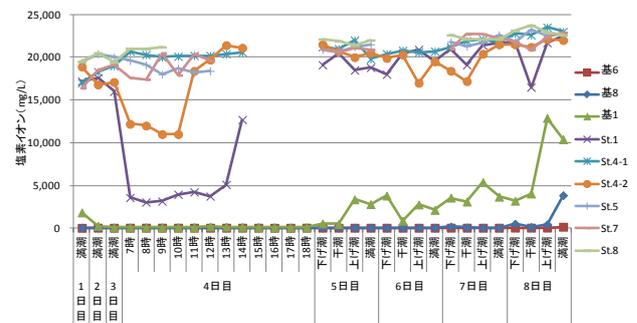


図-6 塩素イオン濃度の変動（モニタリング結果）

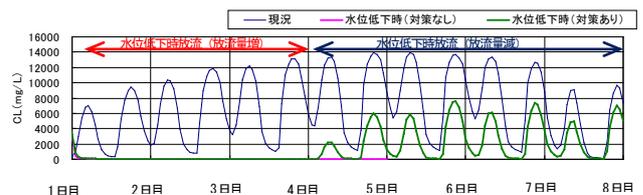


図-7 塩素イオン濃度の変動
（シミュレーション結果）

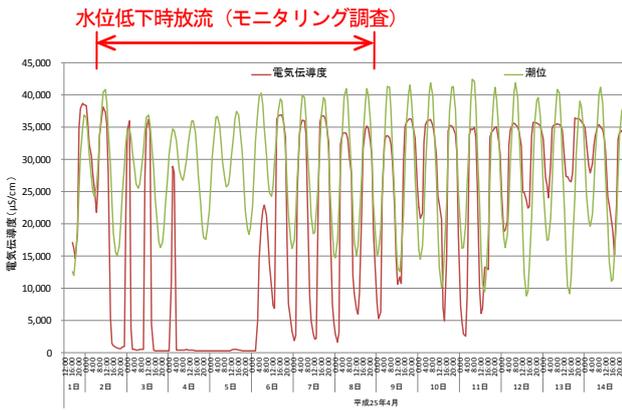


図-8 電気伝導度の変動

b) 濁度

水位低下の放流を開始した1日目に河川域の3地点(基1, 基6, 基8)で高い値を示していますが, 以降は低下しています. 4日目に高い値を示しているのは, 降雨により下流河川に流入する用水路等の濁水によるものと考えられます.

海域の6地点においては河口部に近いSt1で比較的高い値を示しているが, 概ね平常時と近い値で安定している結果となりました. (図-9)

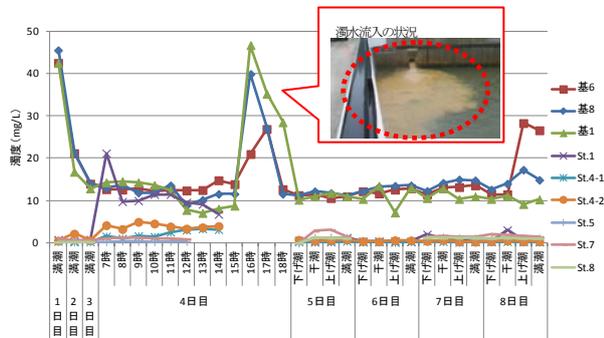


図-9 濁度の変動

(3) 調査結果の考察

(2)より, 試験湛水の水位低下時の放流による億首川下流域及び付近の海域への影響は限定的なものであったり, 事前の予測どおりであったと思われます. 放流期間を7日間とし降雨の影響で出水対応の放流増と, 放流した時間は長くなりましたが, 期間内に塩素イオン濃度も回復しており, 影響は最小限に留めることができたと考えられます.

5. 今後の課題

概ね事前の予測どおり塩素イオン濃度が回復したことから, 試験湛水の水位低下時の放流に関するマングローブ環境への負荷低減については目的を達成できたと考えています. なお, 今回の放流が環境に与える影響は短く, 瞬間的なものであり, 今後, 億首ダムが完成したことによる影響の有無を確認していく必要があるため以下の項目について環境の変化, 生態系への影響を引き続き確認していきます.

- ・水温, 栄養塩類の変化
- ・塩分の変化
- ・河床材料の変化
- ・河床等河川域の攪乱の頻度の変化
- ・河口閉塞

6. おわりに

今回の調査では大きな問題が発生しませんでした, 引き続きモニタリング調査等で状況を確認します. あわせて, 近年増加傾向にある倒木について, 台風の前後での変化を観察し, 台風の暴風によるものかどうか, ダムの影響の考察を実施していきたいと考えています.

濁流による下流河川や海域への影響については, ダム完成により小さくなるものと思われませんが, 今後も漁業者を含む地元関係者や利用者と良好な関係を持続し, ダムの役割と下流域や海域に与える影響について考える必要があります.

億首ダム建設事業は2014年で完了予定ですが, ダム管理移行後は, 事後調査及びモニタリング調査結果とりまとめを行い, 良好なダム管理の運用を図ります.

生態系に配慮した道路事業の実施について ～読谷道路におけるコウモリ調査の中間報告～

仲松 徳修¹・高良 茂宏²

^{1,2}沖縄総合事務局 北部国道事務所 調査課 (〒905-0019沖縄県名護市大北4-28-34)

沖縄本島中部で事業を進めている読谷道路（読谷村親志～座喜味）の計画路線上に戦時中に人工的に造られた「座喜味トーガーの壕」と呼ばれる洞窟があり、そこで沖縄本島中南部個体群の生息が北限と報告されている重要な動物種であるオキナワコキクガシラコウモリが確認された。

オキナワコキクガシラコウモリは特殊な環境で生息し、森林の減少等による生息環境の悪化で個体数が少なくなり、近い将来における絶滅の危険性が高い種に指定されている。

本研究は、オキナワコキクガシラコウモリの生態系に配慮して進めている調査及び保全対策の検討について、報告を行うものである。

キーワード オキナワコキクガシラコウモリ、絶滅危惧種、出産保育コロニー、保全対策

1.はじめに

(1) 沖縄西海岸道路「読谷道路」の概要

沖縄西海岸道路は、国道58号、国道331号等の交通混雑緩和と那覇空港自動車道、那覇空港、那覇港と西海岸地域の各拠点を連結し、地域の活性化、地域振興プロジェクトに寄与する読谷村から糸満市に至る約50kmの地域高規格道路である。

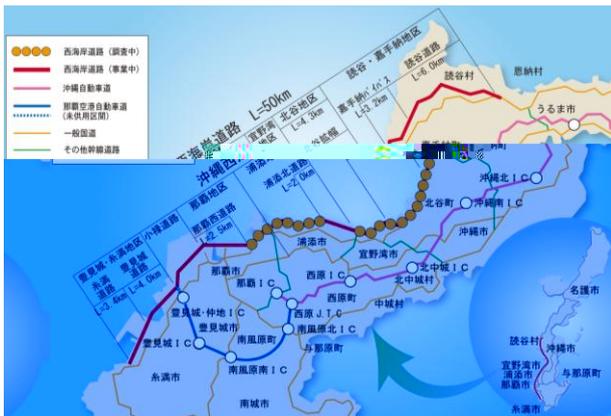


図-1 沖縄西海岸道路位置図

読谷道路は、その沖縄西海岸道路の一部を形成し、読谷村、嘉手納町における国道58号の混雑緩和、地域産業、観光支援等を目的とした延長6.0kmの道路で、2003年に読谷村大木～古堅間の1.3km、2013年に座喜味～喜名間の1.5kmが一部暫定2車線で開通している。



図-2 読谷道路位置図

(2) 調査の目的

読谷道路の計画路線（読谷村親志～座喜味）に、読谷村の戦跡である「座喜味トーガーの壕」があり、工事前の調査でオキナワコキクガシラコウモリが確認された。

オキナワコキクガシラコウモリは特殊な環境に依存し、生息環境の悪化で個体数が減少、「レッドリスト2012（環境省）」等で近い将来における絶滅の危険性が高い種（絶滅危惧IB類）に指定されている。特に本地域には、中南部個体群が生息しているが、生息地である森林の減少に伴い、個体数が激減していると言われている。

今回、道路建設に伴い、「座喜味トーガーの壕」が改変される恐れもあり、オキナワコキクガシラコウモリの生態系に影響を及ぼすことが想定された。このため、当該箇所

における生息状況を把握し、生態系に配慮して道路事業を進めていく必要があるため、調査を行うこととなった。

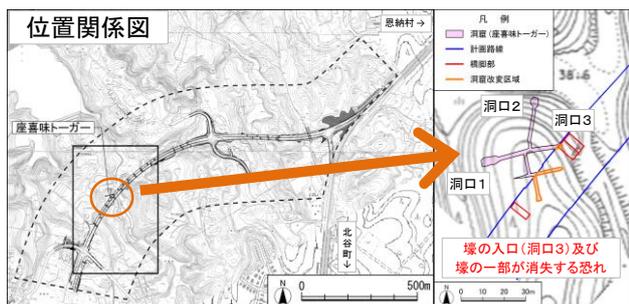


図-3 読谷道路と「座喜味トーガの壕」の位置関係



写真-1 「座喜味トーガの壕」と周辺状況

2. オキナワコキクガシラコウモリ

オキナワコキクガシラコウモリ¹⁾は、沖縄本島、久米島等に分布、常緑広葉樹林地域に生息し、前腕長及び頭胴長が40mm前後、尾長20mm前後の小型コウモリである。昼間は洞穴に群れて休息し、夜に採食に出かける。



写真-2 オキナワコキクガシラコウモリ

5月～6月頃：出産期、10月～11月頃：移動期、12月～2月頃：休眠・冬眠期と推定され、出産期には、雌が特定の洞窟に集まって出産保育コロニー（以降、繁殖洞と呼ぶ）を形成し、1年に1回、1仔を出産すると言われている。なお、沖縄本島では、繁殖洞は数ヶ所しか確認されていない。また、沖縄県名護市では天然記念物に指定して保護する等、生態系保全の観点からも重要視されている。

春季		夏季			秋季		冬季			春季	
4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
	出産期(推定)					移動期(推定)			休眠・冬眠期(推定)		

図-4 一般的な生態^{2), 3)}

3. 調査内容

(1) 「座喜味トーガの壕」における出洞数調査

「座喜味トーガの壕」での生息状況を把握することを目的として、壕入口の3箇所を出洞数調査を実施した。調査にあたっては、オキナワコキクガシラコウモリが活動する日の入り前後の時間に、壕入口にビデオカメラを設置して出入り状況を撮影・解析した。また、バットディテクターと呼ばれるコウモリの発する超音波を人間の耳でも聞こえるようにする検知器を用いた観測も行った。なお、人の頻繁な侵入によって繁殖洞での繁殖が確認できず、洞窟を放棄する可能性があるとも言われているため、調査時期や方法等について、有識者の指導・助言を受けながら慎重に行った。



写真-3 調査の状況

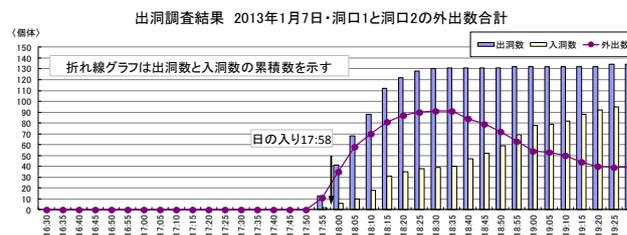


図-5 出洞数調査(2013年1月調査)の例

2011～2013年の調査結果から、「座喜味トーガの壕」は、冬に個体数が増加する傾向であったため、休眠・冬眠の場として利用されていることが確認された。

また、集団で繁殖している場合、地面に残る糞（以降、グアノと呼ぶ）の量が大量に蓄積されるが、立入調査の結果、量も少なく、繁殖の様子は確認されなかった。

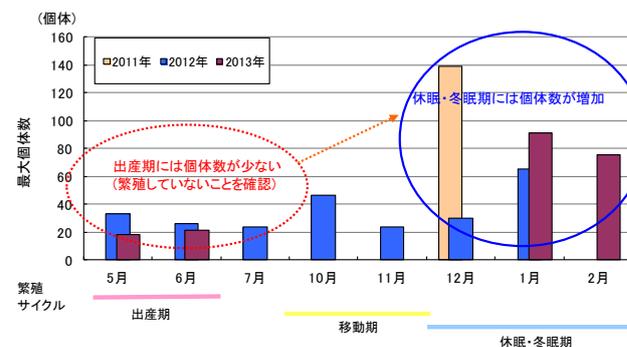


図-6 「座喜味トーガの壕」の出洞数調査結果



写真-4 「座喜味トーガーの塚」のグアノの状況

(2) 周辺洞窟調査

コウモリは昼間・夜間共に様々なねぐらを併用している⁴⁾と言われていることもあり、「座喜味トーガーの塚」周辺で他に利用されている洞窟がないか調査を実施した。

周辺には海触洞や戦時中の壕跡等、多数の洞窟等が存在するが、立入調査（生息やグアノの有無により判断）の結果、生息の可能性がある洞窟として「座喜味トーガーの塚」の北東部の3地点及び南西部の3地点の合計6地点が確認された。ただし、周辺には米軍用地も広範囲に存在しており、その中の調査は実施していない。

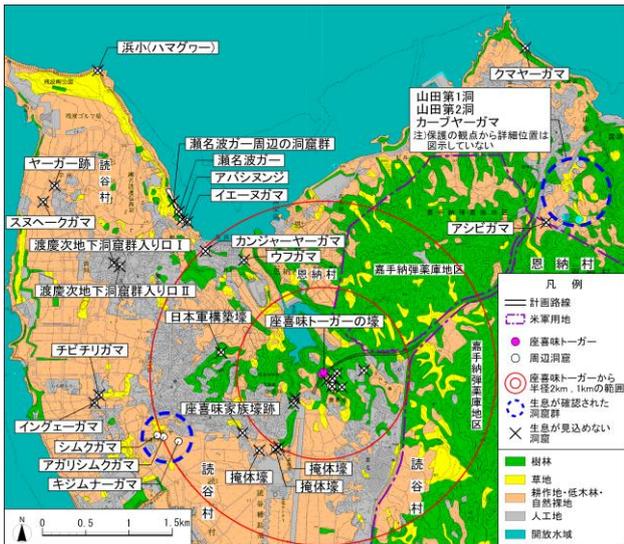


図-7 周辺洞窟での確認状況

「座喜味トーガーの塚」の北東に位置する洞窟のうち、カープヤーガマでは、冬季に約200～600個体の成獣、春季～夏季には約1,200個体の幼獣が確認され、当該洞窟が大規模な集団生息地（休眠・冬眠・繁殖の場）として利用されていることが確認された。

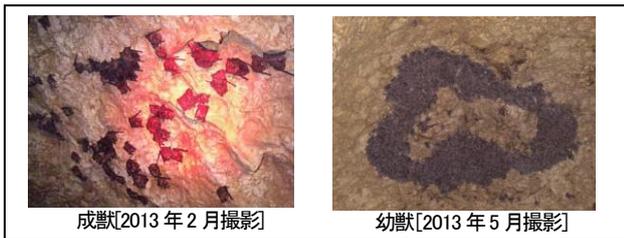


写真-5 カープヤーガマで確認された個体

一方、南西に位置する洞窟内では、数回の確認があったものの、生息条件となる樹林地もほとんどないことから、一時的な休眠場所として利用されていると考えられた。

表-1 周辺洞窟の調査結果（冬季） [単位：個体]

地点	2012年 12月 27日	2013年				
		1月 8日	1月 28日	2月 5、6日	2月 13日	
北	カープヤーガマ	600	200	—	425	366
東	山田第1洞	0	0	—	7	0
	山田第2洞	—	—	0	0	42
南	シムクガマ	—	—	2	2	6
西	アガリシムクガマ	—	—	4	0	6
	キジムナーガマ	—	—	0	0	0

表-2 周辺洞窟の調査結果（春季～夏季） [単位：個体]

地点	2013年		備考	
	5月 27日	6月 6日		
北	カープヤーガマ	1,204※	—	※幼獣のみ確認
東	山田第1洞	—	0	
	山田第2洞	—	1	
南	シムクガマ	—	2	
西	アガリシムクガマ	—	0	
	キジムナーガマ	—	0	

(3) 標識調査

「座喜味トーガーの塚」から周辺洞窟への移動状況を確認することを目的に、環境省の許可を得てオキナワコキクガシラコウモリの捕獲を行い、標識（翼帯）を装着、放獣して追跡調査を行う標識調査を実施した。

標識は、休眠・冬眠で個体数が多くなる冬季に「座喜味トーガーの塚」で雄36個体、雌33個体に設置、出産期の春～夏季に雄13個体に設置した。なお、春～夏季に「座喜味トーガーの塚」で雌個体が確認されなかったことから、当該塚は繁殖洞ではないことが裏付けられた。

表-3 「座喜味トーガーの塚」での標識設置内訳

雌雄	設置日	2013年		雌雄別 合計
		2月4日	6月11日	
雄		36個体	13個体	49個体
雌		33個体	—	33個体
合計		82個体		

標識設置後の調査では、「座喜味トーガーの塚」で7個体が確認された。ただし、周辺洞窟では標識が設置された個体は確認されておらず、周辺洞窟への移動状況は現時点で確認されていない。今後、標識設置個体数を増やし、追跡調査を行っていく予定である。



写真-6 捕獲・標識設置の状況

表-4 標識設置後の追跡調査結果 [単位: 個体]

地点	2013年				
	2月 5, 6日	2月 13日	2月 28日	5月 28日	6月 11日
座喜味トーガラの壕	—	—	1	1	5
北	カーブヤーガマ	0	0	—	0
	山田第1洞	0	0	—	0
東	山田第2洞	0	0	—	0
	シムクガマ	0	0	—	0
南	アガリシムクガマ	0	0	—	0
	キジムナーガマ	0	0	—	0



写真-7 「座喜味トーガラの壕」での確認個体

4. 保全対策の検討

前述の調査結果から、「座喜味トーガラの壕」において、オキナワコキクガシラコウモリの繁殖は行われておらず、休眠・冬眠の場として少数の集団が利用していることが確認された。そこで、保全対策は、工事完了後も壕が保全・生息できるように改変を極力抑えることと損なわれる環境を創出することを念頭に検討を行っている。

(1) 壕の消失面積の減少[影響の低減]
道路整備による影響を極力抑え、壕が残存することで生態系への影響の低減を図る。

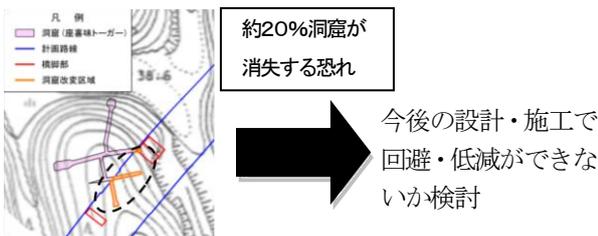


図-8 壕の消失状況

(2) 森林の保全[影響の低減]

道路整備後、周辺を緑化することで、消失する樹林面積の低減・森林の保全を図る。

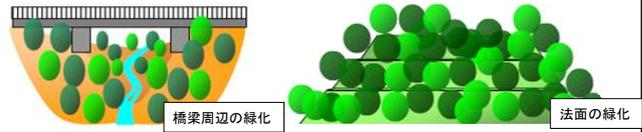


図-9 森林保全の事例

(3) 休息場所の創出[代償措置]

道路整備で伐採される樹林は、コウモリの餌食等の際、休息場所になっていたと考えられることから、損なわれる休息場所を高架下等の利用により創出する。

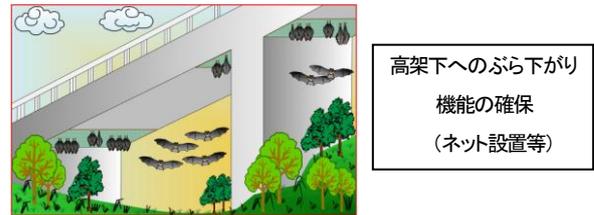


図-10 高架下の休息場所創出の事例

5. 結論

これまでの調査で、「座喜味トーガラの壕」におけるオキナワコキクガシラコウモリの生息状況が把握できた。事業実施にあたっては、適切な保全対策を講じることで、生態系への影響を少なくすることができると考えている。

よって、事業が及ぼす影響を可能な限り抑制し、生息環境の変化を少なくすること、また、道路空間を活用した新たな生息環境を創出していくことで、オキナワコキクガシラコウモリと道路が共生していけるものとする。

6. 今後の課題

今後、オキナワコキクガシラコウモリを確実に保全していくためには、「検討している保全対策が適切かどうか」、「工事期間中も適切に対処できるか」、「保全対策が機能しているかどうか」について、引き続き、有識者の指導・助言を頂きながら検証・評価していくことが重要と考える。

参考文献

- 1)阿部永, 石井信夫ら: 『日本の哺乳類』 (財団法人自然環境研究センター)
- 2)財団法人日本気象協会沖縄支店: 『沖縄の気象暦』, 2008 (平成20年)
- 3)Ohdachi et al: 『The Wild Mammals of Japan』, 2009
- 4)船越公威, 福井大ら: 『コウモリのふしぎ』 (技術評論社)

国営沖縄記念公園における遊具の安全対策について

沖縄総合事務局 国営沖縄記念公園事務所 工務課 ○中山 弘

沖縄総合事務局 国営沖縄記念公園事務所 工務課 伊良部 哲

国営沖縄記念公園を含む都市公園には主として子どもの利用に供することを目的として遊具が設置されている公園が多く、その遊具において遊具使用中の事故が全国的に発生している。当公園にも「ちびっことりで」「夕陽の広場」に遊具を設置しているが、昨年度「ちびっことりで」のネット遊具において実際に事故が発生し、事故原因等を分析した後に遊具の安全対策を実施した。

1. はじめに

国営沖縄記念公園は、1975年度に開催された沖縄国際海洋博覧会を記念し、翌1976年度よりその跡地に整備を進めている「海洋博覧会地区」（以下、海洋博公園という。）と沖縄の復帰を記念する事業の一環として、昭和61年度より首里城の復元を進めている「首里城地区」からなる国営公園であり、年間来園者が500万人を超える、沖縄観光の中核を担う公園である。

海洋博公園には、「沖縄美ら海水族館」、「熱帯ドリームセンター」、沖縄国際海洋博覧会の継承施設である「海洋文化館」等多くの施設が整備されているが、今回報告する「ちびっことりで」は主として子どもの利用に供することを目的とした遊具を備えた施設である。



国営沖縄記念公園（海洋博覧会地区）位置図

2. 「ちびっことりで」の概要

「ちびっことりで」は1979年に整備された施設で整備当初より利用対象を主として「子ども」として整備されている。その後、幾度かの再整備を経て2008年度現在の施設にリニューアルし現在に至っている。

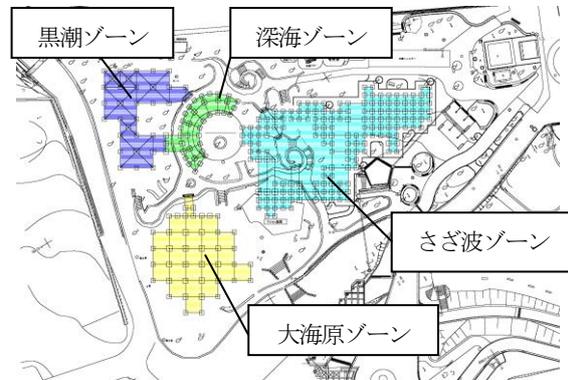
現在の施設は日本最大級のネット遊具で、「沖縄の海」をテーマに「さざ波ゾーン」「黒潮ゾーン」「大海原ゾーン」「深海ゾーン」の4つのゾーンで構成され、

各ゾーン毎に3才～6才、6才～12才と利用対象年齢を設けている。「沖縄美ら海水族館」への動線の途中に位置していることもあり、海洋博覧会地区の施設利用率でも上位10位に入る人気施設となっている。

ちびっことりで



ちびっことりで全景



ちびっことりで平面図



さざ波ゾーン（利用対象年齢：3才～6才）

キーワード 都市公園, 遊具, 事故, 安全対策

連絡先 〒905-0206 本部町字石川424番地 国営沖縄記念公園事務所 工務課 Email:nakayama711@ogb.cao.go.jp



深海ゾーン（利用対象年齢：6才～12才）



大海原ゾーン（利用対象年齢：6才～12才）



黒潮ゾーン（利用対象年齢：6才～12才）

3. 都市公園における遊具の設置と安全確保

(1) 遊具の設置

都市公園に設置できる遊具については、都市公園法第2条第2項第4号、都市公園法施行令第5条3項に規定されている。

(2) 遊具の安全確保

遊具の安全確保については、計画段階から「都市公園における遊具の安全確保に関する指針」（改訂版）平成20年8月国土交通省（以下、指針という。）に準拠して整備され、個々の遊具の設計にあたっては、同指針とともに、「JPFAS:2008：遊具の安全に関する規準」社団法人日本公園施設業協会を参考に製作・設置を行っている。

4. 海洋博公園における遊具の管理体制

海洋博公園における遊具は、夕陽の広場に設置している「アクアタウン」、ちびっことりでに設置している「ネット遊具」であるが、その遊具の維持管理については、以下のとおりである。

(1) 遊具の安全点検

遊具の安全点検については、指針では点検項目を4項目に区分し実施するよう定めている。

a) 初期点検

供用後に公園管理者の立ち会いのもと、遊具の初期の動作性能確認のために、製造・施工業者が設置直後に行う点検

b) 日常点検

公園管理者が、主として目視、触診、聴診などにより、施設の変形や異常の有無を調べるために日常業務の中で行う点検

c) 定期点検

公園管理者が、必要に応じて専門技術者と協力して、一定期間ごとに行う日常点検より詳細な点検で、構造部材、消耗部材についてより詳細、入念な点検を行う。

d) 精密点検

公園管理者から委託された専門技術者が詳細に行う点検で、日常点検や定期点検時にハザードと思われるものが発見され、特に、精度の高い診断が必要な時に専門技術者が行う。

(2) 海洋博公園の遊具点検内容

海洋博公園についても指針に基づき以下の内容で遊具の安全点検を実施している。

点検種類	点検頻度	点検実施者	点検内容
日々点検	毎日	公園管理受託者（警備員）	目視による遊具の破損等を確認
日常点検	1回/3日	公園管理受託者（施設担当）	目視及び触手、聴診等により遊具の破損等を確認点検
定期点検	1回/月	「公園施設製品安全管理士」及び「公園施設製品整備士」	
精密点検	1回/年	同上	

これらの点検において確認された不具合については、速やかに修繕を行っている。また、各遊具には使用対象年齢、使用時の注意事項等を記載した案内板を設置し利用者に対する注意喚起も行っている。さらには、今回事故が発生したちびっことりでは、警備員1名が常駐し施設目視点検とともに、利用者指導を行っている。

5. 「ちびっことりで」で発生した事故について

2012年9月27日に発生した事故の概要は以下のとおりである。

事故発生場所は、ちびっことりで内の「黒潮ゾーン」と称しているネット遊具で、使用年齢を6才～12才に設定し、利用者には注意喚起の為の案内板を設置している。

負傷者は、県内小学校に通学する男子児童（12才）で当日は、修学旅行で当公園を訪れ当該遊具を利用し遊んでいた。



事故が発生した遊具（黒潮ゾーン）

同日午後12時10分頃、友達数名と「黒潮ゾーン」で遊んでいる最中に横断橋となっているネット上部に足を引っ掛け、ネット下部まで転落した際に足を負傷した模様。当時の詳細な状況は、その後の負傷者及び学校へのヒアリングを以ても確認できなかった。

当時、当該遊具周辺には警備員が配置されており、負傷者は、ネット上で走り回っていたため、再三注意を行っていたが、そのままネット上を走り回り今回の事故が発生した模様である。

負傷者の怪我の症状は、左足関節骨折であった。

6. 事故を踏まえた安全対策について

(1) 事故発生直後の処置

事故の発生を受け、事故の状況、要因が確認でき、安全対策が講じられるまでの間、同様の事故が発生する恐れもあったことから事故が発生した遊具の一部と同様な構造である遊具への立ち入りを禁止とした。



立ち入り禁止措置の状況

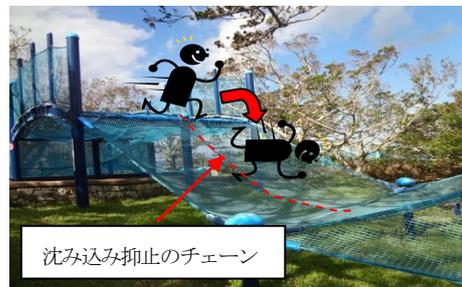
(2) 遊具の安全対策の検討

a) 今回の事故の検証

安全対策を検討するにあたり、今回発生した事故を再検証した。

まず、遊具の状況であるが、遊具については日常点検等を実施しており遊具の異常は確認されていない。また、その構造については高低差は約2mあるものの、約1：2の緩勾配でネットを配しており、直接2mの高さから落下したという状況ではないものと考えられる。また、同遊具にはネットの沈み込みを抑止するチェーンが設置されている。

次に当時の遊び方であるが、負傷者はネット遊具上を走り回った結果、横断橋上部に足を引っ掛け、かなりの勢いがついたままネット下部まで転落したものと推察される。



沈み込み抑止のチェーン

事故のイメージ

b) 安全対策の検討

遊具の安全対策を検討するにあたっては、遊具の魅力を減少させることなく、安全を確保する必要があると考えた。また、利用する子どもの遊び方については管理者が想像し対策を検討する必要があった。

事故が発生した遊具の魅力としては、当該施設が周囲の遊具より高い位置にあり、利用する子どもにとっては、ネットを登り下りする「冒険心」とともに登りきった「達成感」、横断橋を渡る際にネット上を歩く「ドキドキ感」が主な魅力ではないかと考えた。

子ども達の遊び方については、子ども達は海洋

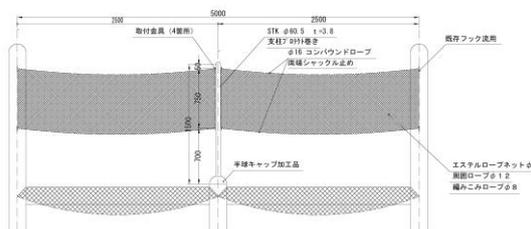
博公園に来園したこと、さらにはネット遊具で遊ぶことで気分が高揚し、あるいは友達とふざけあって、危険を予知、察知することなくネットを走り降りるということがあろうと想像した。

まず、魅力の確保については、既存の遊具をそのまま利用させることで、「冒険心」、「達成感」、「ドキドキ感」という現在の遊具がもつ魅力は確保されると考えた。

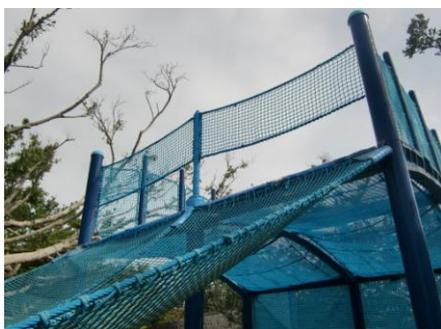
子ども達の遊び方に対する対策としては、仮に走り降りるなどの勢いが付いた遊び方をしようとしても、その勢いを構造面から低減できるように、横断橋の両端に減勢用ネットを配置した。このネットがあることで横断橋に登る時、横断橋から下りる時には一旦屈むという行動が必要となるため勢いは低減できると考えた。

(3) 安全対策の実施

減勢用のネット構造については、ネット下端を遊具ネット上端より70cmの位置に配置、ネットの幅を70cm確保することでネット上端までは150cmとなるよう設定した。この構造は、利用対象となる6才～12才までの利用者の平均身長(114.9cm～146.2cm)¹⁾では、移動する場合に必ず、減勢用ネットの下を潜り、さらにはネットを乗り越えて移動することが困難な構造である。



減勢用ネット構造図



対策実施後の遊具

また、ネットの沈み込みを抑止するチェーンは、柔らかい素材のコンパウンドロープに交換した。

(4) 施工後の利用状況

対策後の利用状況を観察すると、利用者は減勢ネットの下を潜る行為を求められることで、斜面ネットを腰をおとして下る、滑り降りる、転がり降りるといった行動をとっている。小さな子どもの中にはおそるおそる慎重に斜面ネットを下る姿も見られ、遊具の魅力を損なうことなく、危険を察知しない事故につながる行動を排除できたものと考えている。



対策後の利用状況

7.今後の課題

今回の事故を受け、遊具の安全対策を実施したが、子ども達の中には、大人の想像を超えた遊び方をする子どもがこれからも現れることは容易に想像できる。公園管理者としては、その遊び方に注意を払い、危険な行為である場合には速やかに指導するとともに、その情報を公園管理者、管理受託者と共有し必要な対策を施していく必要があると考える。

8.参考文献

- 1) 沖縄県教育委員会 平成23年度 学校保健統計調査報告書

コンクリート橋上部工の付着塩分量に関する調査研究

琉球大学 ○山田義琢, 蔵本竜一郎, 琉球大学大学院 学生 松浦葵, 琉球大学 正会員 富山潤
独立行政法人 土木研究所 正会員 本間英貴, 青柳聖

1. はじめに

塩害によるコンクリート構造物の劣化は、同一構造物においても気象条件、周辺環境、さらに構造物の形状・寸法などにより、部材・部位ごとに劣化の程度が異なることが知られている。この理由として海から発生し、内陸へ輸送される飛来塩分の付着量が部材・部位ごとに異なることが考えられる。したがって、コンクリート表面の付着塩分量の定量的な評価法の確立は、道路橋示方書に示される100年耐用を目標とする長寿命化における維持管理の面からも極めて重要な課題である。そこで、本研究では非常に塩害の厳しい沖縄本島北部東シナ海側に位置する平成23年3月に供用開始されたコンクリート橋上部構造(主桁)を対象に、ガーゼ拭き取り法により付着塩分量の基礎的調査を行った。

2. 対象橋梁概要及び周辺環境調査

2.1 橋梁概要

対象橋梁は平成23年3月に供用開始された3径間ポストテンションPC橋である。特に塩害などの劣化損傷は見られないが、南側端部(以下、南側端部をS、北側端部をN、中央部をMとする)の主桁番号G2において乾燥収縮とみられる非常に軽微なひび割れが確認されている。図-1に対象橋梁側面図及び断面図を示す。

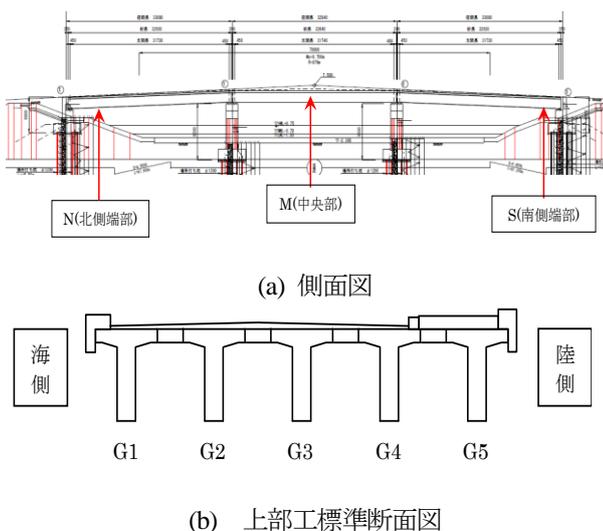


図-1 対象橋梁概略図

2.2 気象データや周辺環境条件

ここでは簡易的な気象データとして、対象橋梁周辺の風況(風向・風速)を代表すると考えられる伊是名気象台の観測データを集計した。図-2に2008年1月～2012年12月の期間における累積風向割合を示す。同図より、年間を通して北寄りの風向頻度が高い風況であることがわかる。また、年間平均風速は4.6m/sであった。

以上より、対象橋梁周辺は、冬季において季節風である北寄りの風が卓越するため、東シナ海から多量の塩分が供給される環境にあると考えられる。橋梁端部においては、護岸の影響で主桁に直接波飛沫が付着する環境にあり、対象橋梁は厳しい塩害環境にあると考えられる。



図-2 累積風向割合

3. 付着塩分量調査概要

測定はガーゼ拭き取り法¹⁾によりコンクリート表面の付着塩分量を測定した。表-1に測定日を示す。

測定は写真-1に示すように20cm×20cmの範囲内のコンクリート表面をガーゼで拭き取り、拭き取ったガーゼを規定量の脱イオン水に浸けて塩素イオン検知管を用いて塩素イオンを検出した。また、測定位置は、図-1(a)に示す橋梁両端部付近(N,S)と橋梁中央部(M)とした。図-3の#1～#5は各主桁の拭き取り箇所を示している。

表-1 測定日(その1)

測定日	N(北側端部)	S(南側端部)	M(中央部)
2012/4/17	○	○	—
2012/7/17	○	○	○
2012/10/26	○	○	—
2012/12/20	○	○	—
2013/1/21	○	○	○

キーワード 塩害, 飛来塩分, 作用強度, コンクリート橋, ガーゼ拭き取り法
連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL098-895-8649

表-1 測定日 (その2)

測定日	N (北側端部)	S (南側端部)	M (中央部)
2013/3/26	○	○	—
2013/4/19	○	○	—
2013/8/2	○	○	○

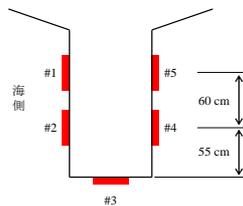


写真-1 拭き取りの様子 図-3 主桁の測定位置

4. 測定結果

図-4 に、図-5 の横軸に対応した測定箇所を番号を、図-5 (a), (b) および (c) に N, M および S の付着塩分量の測定結果をそれぞれ示す。

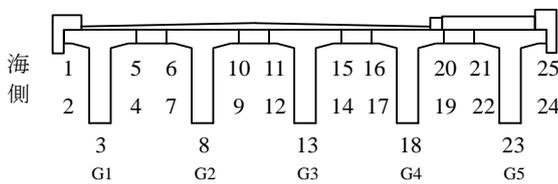
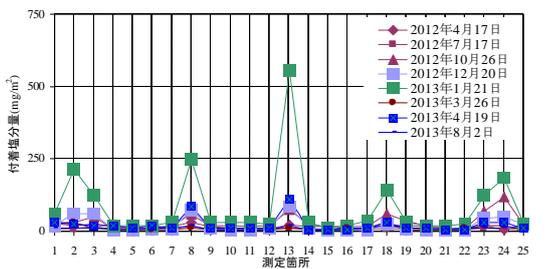
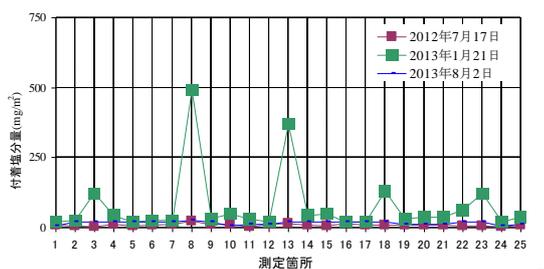


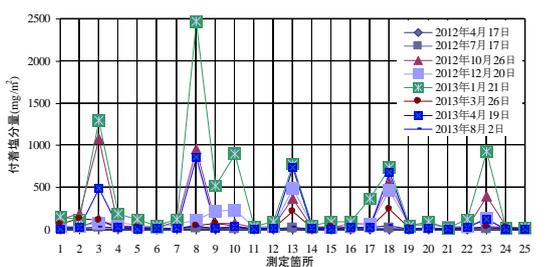
図-4 測定箇所



(a) N(北側端部)



(b) M(中央部)



(c) S(南側端部)

図-5 付着塩分量(平成24~25年度)

図-5 から、付着塩分量が部材・部位毎に大きく異なることがわかる。また、全測定位置において付着塩分量の季節的変動が大きいことがわかる。高い数値を示した月は10月、12月、1月である。特に1月は高い値を示している。10月以降に北寄りの風が卓越風になると付近の海面が荒れ、砕波により多量の飛来塩分が発生すると共に波飛沫が直接主桁に付着し、高い数値が表れたと考えられる。また、測定位置 N, M, S では、S が極端に高いことが分かる。この原因は、風向きと護岸の影響で、S では直接波しぶきを受けていることがあげられる。また、2013年4月の測定結果が高い数値を示しているが、この日は風が強く、拭き取り箇所が波飛沫で濡れていたことが原因だと考えられる。

図-6 に、最も付着塩分が検出された2012年1月の測定結果を視覚的に評価できるように主桁を展開して付着塩分量の簡易的なコンター図を示した。図より、S において多量の塩分が付着していることがわかる。また、#3 (主桁下面) で高い値を示していることがわかる。よって、塩害による劣化損傷は S の各主桁の#3 から表れる可能性が高く、特に G2 が突出して高い値となっている。このような箇所を優先的に点検することで塩害劣化の早期発見に繋がり、100年耐用を目指した維持管理に貢献できると考えられる。

このような簡易的なコンター図であっても、環境作用の強度(ここでは付着塩分)の空間分布の概略をある程度把握することが可能で、構造物の部材・部位に与える周辺環境、マクロ的地形や局所的地形、気象・海象条件などの影響を知る一つ方法であると考えられる。

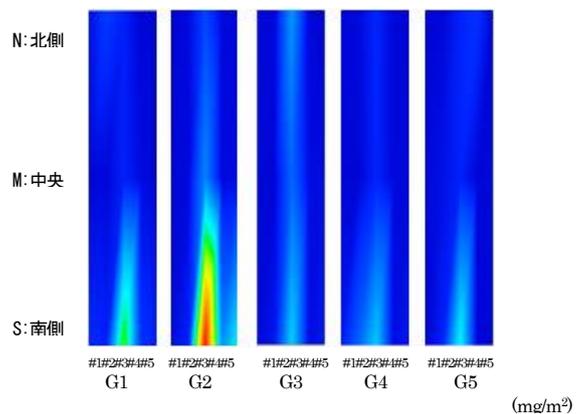


図-6 付着塩分量のコンター図

5. まとめ

ガーゼふき取り法によりコンクリート橋上部工の付着塩分量の空間分布を定量的に評価することができた。

謝辞：研究の場を提供頂いた沖縄県大宜味村に謝意を表す。
参考文献

1) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧(付属資料)、付II, pp.119-120, 2006

コンクリート橋上部工の付着塩分量に関する数値解析的検討

琉球大学 ○藏本竜一郎, 山田義琢, 琉球大学大学院 学生会員 松浦 葵, 琉球大学 正会員 富山 潤
東洋大学 中林 靖

1. 目的

コンクリート橋梁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。

本研究室では、コンクリート橋上部工を対象にガゼ拭き取り法より付着塩分量の調査を行っている。本研究では、数値解析的に付着塩分量の評価を検討するために、粒子拡散モデル(ランダムウォーク法、以下 RW 法)を用い、調査結果と比較し妥当な結果を得た。

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 RW 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解析が可能な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。

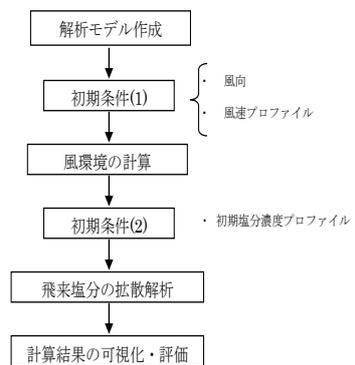


図-1 解析法のフローチャート

3. 調査概要

調査対象橋梁は、沖縄県本島北部の東シナ海側に位置する厳しい塩害環境に建設された PC 橋である。

図-2 に対象橋梁の概要を示す。

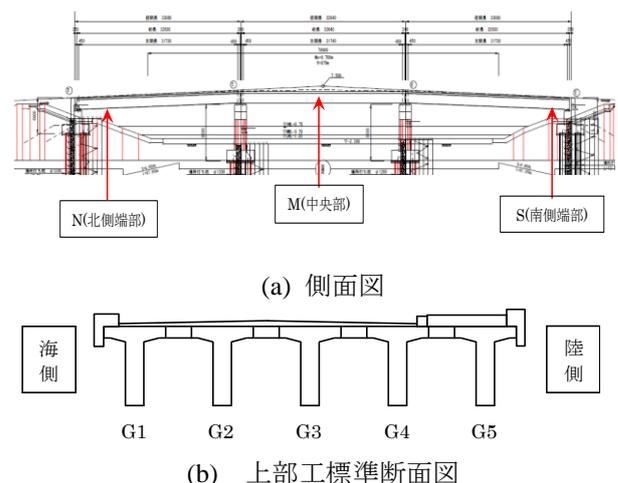


図-2 対象橋梁概略図

調査は図-2 に示した N,M,S の位置の 5 主桁すべてで行った。本報告では両端部が強風と護岸の影響で直接波しぶきを受けることから、RW 法との比較を行うため、

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 TEL 098-895-8649

飛来塩分の影響のみを受けると考えられる中央部のみの調査結果を示す。図-3 の調査結果を示す。この結果より、飛来塩分は、主桁下面に多く付着する傾向があり、また、海側から 2 番目の桁から陸側に向けて減少していく傾向がある。海側の桁の付着塩分量は少ない。

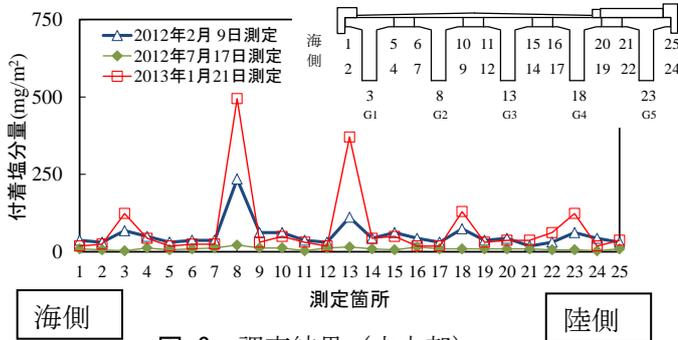


図-3 調査結果 (中央部)

4. 数値解析例

図-3 に示す橋梁を対象に本手法の妥当性を示す。

風速は一様流を図の左側から右側へ向けて流した。

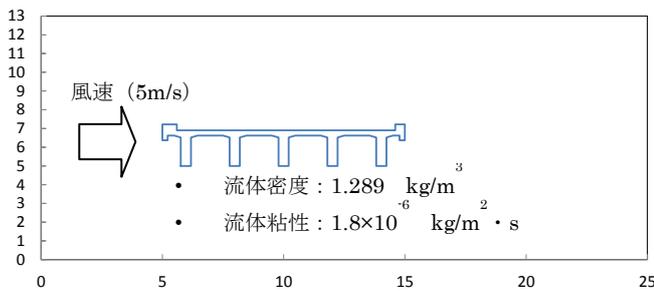


図-4 計算領域(単位: m)

図-5 に要素分割図を示す。100,9795 要素, 174,434 節点であり, 解析規模が大きいため, 東洋大学計算力学研究センターのクラスターを用い, 時間刻み 0.01 秒で 6 秒間計算を行った。図-6 に RW 法による飛来塩分シミュレーションに用いた風速ベクトル図を示す。この風速場を用いた理由は, 主桁間に風が巻き上げられ細かい渦が多数生じており, 主桁間に飛来塩分が輸送されやすいと考えたためである。

次に, 図-6 に示した風速場を用いて飛来塩分を RW 法により粒子の移流・拡散・付着を計算した。流れ場が平面的であるため, 粒子を平面的に発生させた。なお, 発生させた総粒子数は 20,000 粒子で, 計算ステップごとに総粒子数を分割して発生させている。

図-7 に 6 秒後の粒子分布を示す。また, 図-8 に構造物に付着した単位面積当たりの塩分粒子数を面ごとに示す。図より, 飛来塩分粒子が主桁間の渦により巻き上げられ, 主桁下面や内部の面にも付着し, その分布の傾向は調査結果と良く一致していることがわかる。

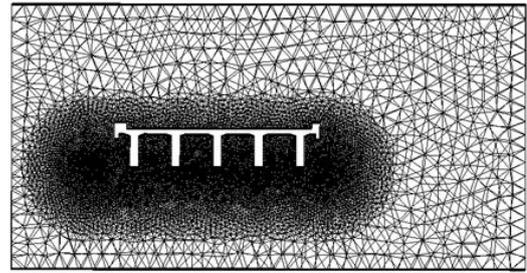


図-5 要素分割図

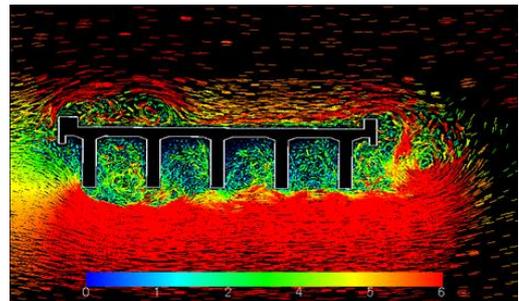


図-6 風速ベクトル図 (1 秒後)

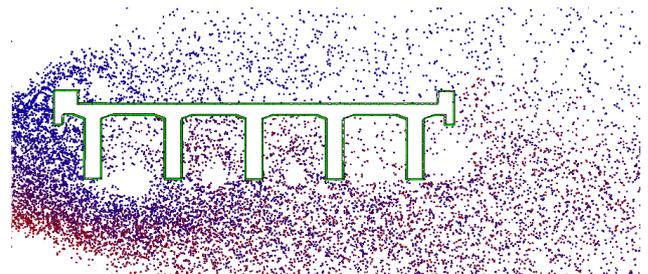


図-7 粒子分布図 (6 秒後, 緑色粒子は付着を意味する)

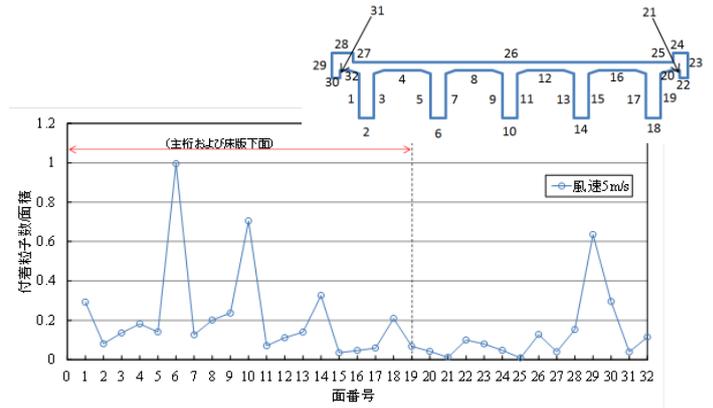


図-8 単位面積当たりの付着粒子数

5. まとめ

RW 法による付着塩分量 (単位面積当たりの粒子数) の解析結果は調査結果の傾向と良く一致した。

謝辞: JCI シミュレーションソフト作成委員会 WG1 の委員の方々に貴重なご意見を頂いた。また, 計算は東洋大学計算力学研究センターの計算機を利用した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

1) <http://adventure.sys.t.u-tokyo.ac.jp/jp>

分光分析による飛来塩分の影響を受けた橋梁の塩分分布に関する研究

IHI インフラシステム 正会員 ○戸田勝哉, 琉球大学 正会員 富山潤

1. 目的

橋梁の表面にある塩分は、地形や風向などの環境的要因や、橋梁形式などの構造的要因により付着する箇所や量が異なる。しかし、現在主流である調査方法は、ガーゼ法やコア抜きによるものであり、局所的な数値を経験により代表値としている。分光分析は、非破壊検査によりコンクリート表面より取り込まれた塩分を短時間で測定する検査方法で、既に数多くの橋梁での測定実績がある¹⁾。今回の発表では、季節風の影響を受ける PC 桁を有する橋梁を測定し、飛来塩分の分布状況、分光分析と拭き取り法との比較による測定精度の検証した結果を報告する。

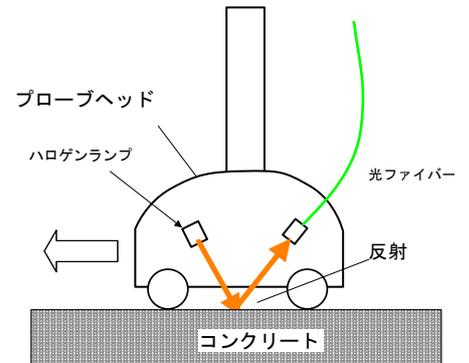


図-1 測定概要

2. 分光分析概要

分光分析法は、図-1 に示すようにコンクリート表面にハロゲンランプを照射し、その反射光を波長と吸光度に分けることで非破壊により、コンクリートの表面にある塩分を面的に表す計測方法である。本手法は、果物の糖度を光で分ける方法として、既に一般化された技術であり、それをコンクリート用に応用したものである。プローブヘッドの車輪にエンコーダーを内蔵することで、測定位置と塩分濃度の数値から、測定箇所の塩分分布のコンター図を作成することが可能である。

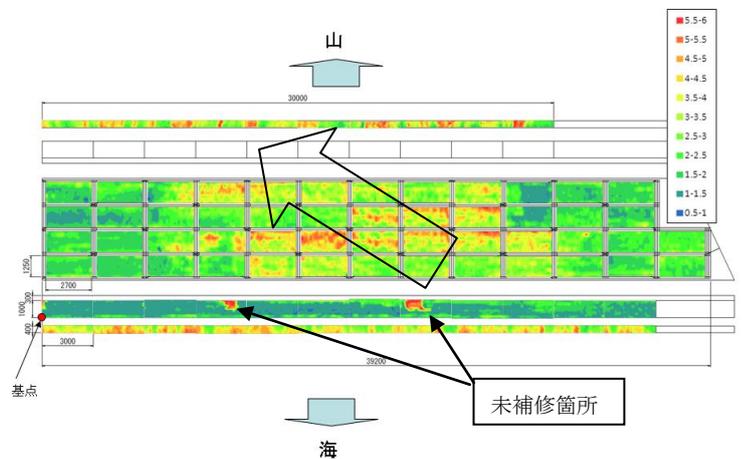


図-2 実橋梁の測定結果

図-2 に、海に直面する橋梁の測定結果の測定例を示す。本橋梁では、橋台と橋脚の間に海からの山へ風が抜けるため、その箇所での塩分の集積が確認された。また、張出部はポリマーセメントで補修されているが、排水管周りの未補修箇所では、表面に塩分が残っていることが特徴である。

3. 調査対象橋梁概要及び測定箇所

今回対象とした橋梁は、沖縄本島の北西部に位置し、冬季には季節風の影響を大きく受ける。またほぼ海上

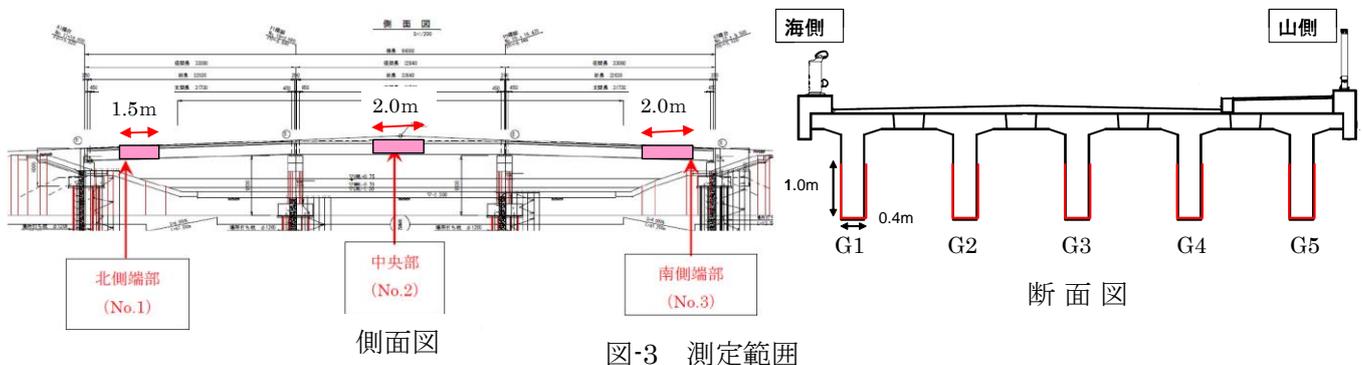


図-3 測定範囲

キーワード：非破壊検査、分光分析、飛来塩分、拭き取り

連絡先：〒108-0023 東京都港区芝浦 3-17-12 吾妻ビル TEL 03-3769-8604 FAX 03-3769-8658

にあるため、飛来塩分の影響を受けており、塩害が発生しやすい環境である。橋梁形式は、平成 23 年 3 月に供用された 3 径間ポストテンション PC 橋で、上部構造は T 型断面 5 主桁である。測定は、2013 年 1 月 21 日に実施した。図-3 に、側面図及び断面図および分光分析の測定した箇所を示す。なお、側面図に示すとおり、橋軸方向に 3 ブロックに分けて No.1 (北側端部) と No.3 (南側端部) は陸上部からの測定が可能であった。一方、No.2 (中央部) に関しては、海上であるため橋梁点検車を用いて測定した。橋軸直角方向に関しては、各桁の下面と下から 1m の高さの範囲で測定を実施した。同時に、分光分析で行った箇所について、コンクリート表面にある付着塩分量を拭き取りにより求め両者の結果の比較を行った。

4. 測定結果

図-4 に、本橋梁の分光分析の測定結果を示す。今回の測定では、測定の準備や橋梁点検車の移動を含めて 1 日 72m² 程度の規模であった。なお、カラーバーのスケールは、最大値が 4.0kg/m³ 程度と設定している。今回の測定結果の特徴は①橋軸方向では No. 3>No. 1>No. 2 と端部において数値が高くなり、中央部分は数値がそれほど大きくなかった。②橋軸直角方向では、G5 においては山側が低く、No. 3 の位置では海側の下部での数値が高くなった。③No. 3 の下面の位置では G1、G2、G5 が高くなった。本橋梁の特性は、季節風及び台風の影響を受けると考えられており、風向から No. 3 の位置の塩分が高くなるといえる。④桁の上部に行くに従って塩分の数値が低くなるのは、海面からの塩分供給の影響と考えられる。

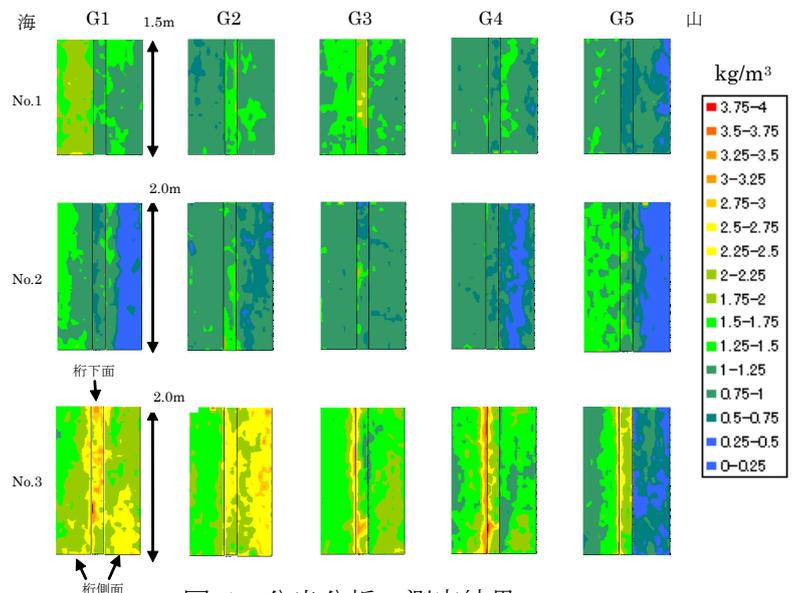


図-4 分光分析の測定結果

図-5 に、拭き取り試験の結果を示す。この結果に関して分光分析で高い相関を示し、分光分析の数値が高い箇所では拭き取りの結果も高くなった。

5. まとめ

分光分析による結果では、橋梁のおかれている環境、橋梁形式による飛来塩分の分布を非破壊検査でその特長を表すことが出来た。また、拭き取り試験との相関も確認することが出来たのでその精度を確認することが出来た。分光分析は、詳細調査や補修範囲の決定のためのスクリーニングのための技術であり、本測定を使用することで合理的な診断が可能といえる。

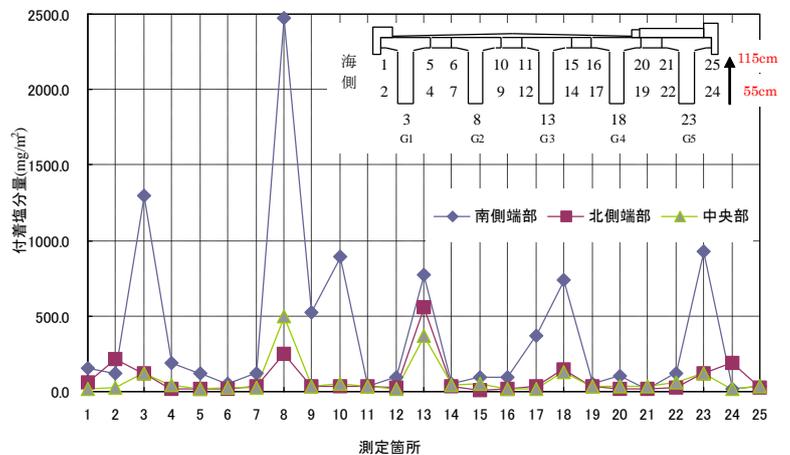


図-5 ふき取り試験の結果

<謝辞>

本研究を実施するにあたり、(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター(CAESAR)の協力を得た。ここに感謝の意を表す。

<参考文献>

- 1) 戸田勝哉、内田康平、原田健二、下村匠：分光分析による融雪剤の影響を受けた橋梁の塩分分布測定結果、土木学会第 68 回年次学術講演会、V-377, pp. 753-754, 2013

遅延膨張性細骨材に対する促進膨張試験の温度依存性に関する基礎研究

琉球大学 ○松本典幸, 琉球大学 正会員 富山 潤

1. 目的

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ことが明らかとなっている。

遅延膨張性骨材の問題点としては、その危険性を検出するための適切な試験法が確立されていないことである。現在日本で用いられている JIS の ASR 試験(化学法、モルタルバー法)では、遅延膨張性の ASR の危険性を検出できない。また、コンクリートの促進膨張試験として用いられている JCI-DD2 法においてもその危険性を検出できない。

遅延膨張性骨材の反応性を判定する一つ方法として ASTM C 1260 がある。この方法は 80°C の 1N NaOH 溶液にモルタルバーを浸漬し、骨材の自身の膨張性を判定するための試験である。この養生方法を採用し、試験体としてコンクリートを用い、コンクリートの促進膨張試験を実施する通称カナダ法も遅延膨張性の ASR の検出に有効であるとされている。また、60°C の飽和 NaCl 溶液にコンクリートを浸漬する通称デンマーク法も遅延膨張性の ASR の検出に用いられることがある。

カナダ法、デンマーク法とも遅延膨張性の骨材に対して、膨張挙動を誘発することのできる有効な試験法であるが、カナダ法においては、過酷な養生条件下の膨張であり、実構造物との劣化事例との整合性が不明確である。デンマーク法においては、膨張挙動を示すが、膨張開始時期が遅いため、危険性の判定時期が不明確である。

そこで本研究では、遅延膨張性 ASR に適したコンクリートの促進膨張試験の開発を目指すものである。具体的には、デンマーク法をベースとし、養生温度を 40°C、50°C、60°C、70°C の 4 水準を用意し、膨張開始時期や膨張挙動について検証する。

2. 実験方法

コンクリートは表 - 1 に示す細骨材の混合率の異なる 2 種類の配合を検討に用いた。2 種類のコンクリートに対して 40°C、50°C、60°C、70°C と養生温度の異なる飽和 NaCl 溶液に浸漬し、膨張開始時期と膨張挙動の違いについて検討を行った。膨張は基長 100mm のコンタクトゲージにより測定した。試験体と測定状況を写真 - 1 に示す。なお、試験は表 - 2 に示すようにそれぞれのケースにおいて 2 体で実施した。

表 - 1 コンクリート配合

ケース	W/C	s/a	水	セメント	砕砂	海砂
	(%)	(%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
#1	49.5	42.9	167	337	0	694
#2	49.5	42.9	167	337	351	347

(#1: 砕砂:海砂=0:100, #2: 砕砂:海砂=50:50)



(a) 試験体および養生状況



(b) ゲージプラグとコンタクトゲージ

写真 - 1 試験体と測定状況

キーワード 遅延膨張性, アルカリ骨材反応, 促進膨張試験, 温度依存性

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

表 - 2 試験ケース

試験体名	養生温度 (°C)	備考
No.1	40	従来のデンマーク法
No.2		
No.3	50	
No.4		
No.5	60	
No.6		
No.7	70	
No.8		

3. 測定結果

図 - 1, 図 - 2 に 2 種類のコンクリート#1 および #2 の促進膨張試験の結果をそれぞれ示す。

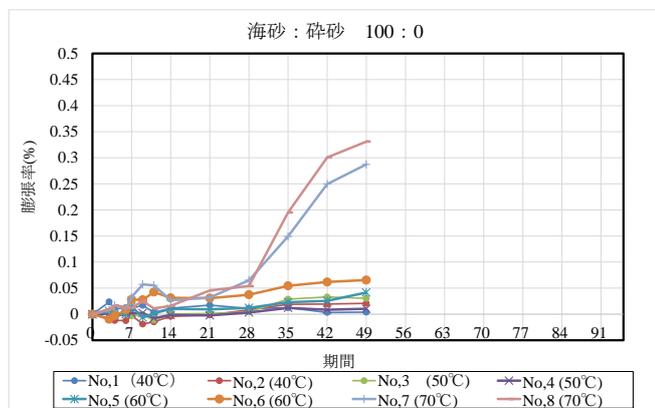


図 - 1 促進膨張試験 (#1)

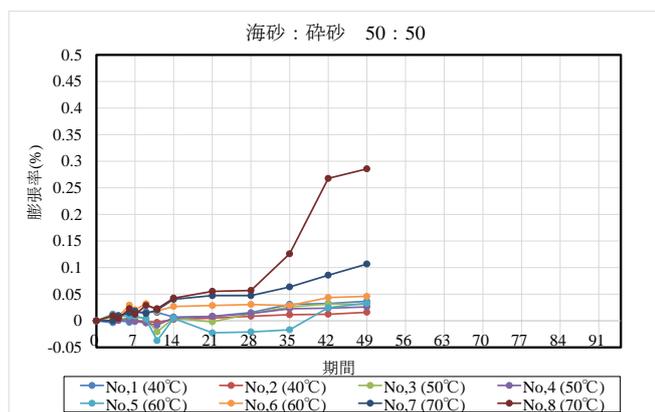


図 - 2 促進膨張試験 (#2)

図 - 1, 図 - 2 より, #1, #2 の両結果は, 養生温度 70°C 以外, 膨張挙動がわずかしか見られず, 養生温度の違いによる膨張挙動の顕著な差は見られない。

養生温度 70°C では細骨材に反応性骨材である海砂 100% を使用した #1 の方が, 海砂を 50% 使用した #2 に対して膨張は大きい傾向を示していることがわか

る。この原因は, 反応性骨材の量に応じた外からの十分はアルカリ量の供給があるからである。また, 養生温度 70°C における膨張開始時期は, #1, #2 ともに 28 日~35 日となっていることがわかる。

従来のデンマーク法の判定基準は 91 日において 0.1~0.4% 不明確, 0.4% 以上で膨張性ありとなっている。今回の結果は試験期間 49 日目までのものであり, 十分なデータではないが, 現在のところ養生温度 70°C において, 促進膨張試験の試験期間を短縮できる可能性がある。

今後も試験を継続し, 膨張挙動の温度依存性や養生温度 70°C 以外の膨張開始時期の検証を行う。また, 膨張試験後に岩石学的分析を実施し, ASR ゲルの特定や化学組成を確認する予定である。

4. まとめ

本研究では, 遅延膨張性骨材に適した促進膨張試験の基礎検討として, デンマーク法をベースとし, 養生温度を変え, 膨張開始時期および膨張挙動に対する温度依存性に関する実験を行っている。

これまでに得られている知見は以下の通りである。

- 1) 養生温度 70°C 以外のケースでは, 試験期間 49 日目までは膨張挙動に差はない。
- 2) 養生温度 70°C では, 28 日~35 日の期間に膨張が開始する。
- 3) #1 と #2 を比較すると海砂 100% の #1 の方が大きな膨張性を示す。

今後も実験を継続し, 詳細な検証を行う予定である。

謝辞: 本研究の一部は科学研究補助金(23560554)の助成を受けた。また, 本研究は沖縄県アルカリ骨材反応研究プロジェクトの一環として実施している。ここに記して感謝の意を示す。

参考文献

- 1) 富山潤, 他: 遅延膨張性を示す細骨材に起因したアルカリ骨材反応に関する基礎研究と抑制対策, コンクリート工学年次論文集, Vol33, No1, 2011

MPM の動弾性解析におけるエネルギー変動問題に対する抑制手法の検証

○学生会員 琉球大学大学院 江戸 孝昭, 正会員 琉球大学 松原 仁, 原 久夫

1. はじめに

日本の直下には4枚ものプレートが存在し, そのため, 日本は世界的にも有数の地震国とされており, 近年において, 地震と豪雨の集中化も相俟って, 複数の地すべり被害が報告されている. 沖縄県においても, 2006年6月10日に沖縄県中頭郡中城村で斜面崩壊(北上原斜面崩壊, Fig.1 参照)の発生が確認されている.

上記のような斜面崩壊の評価手法として, 数値シミュレーション技術が積極的に適用されており, FEM や FDM 等の格子法や, 最近では, MPS や SPH 等の粒子法などが地盤・岩盤の大変形問題へ適用されている. その粒子法の一つに Material Point Method (MPM) と呼ばれる手法がある. 本手法は衝突問題, 接触問題等への適用が盛んに試みられており, 近年, 地盤分野においても注目されている手法である. しかしながら本手法は, 動弾性解析においてエネルギー変動の問題が指摘されている. そこで, 本研究では, このエネルギー変動に関する抑制手法の提案を行い, 従来の手法との比較検証を行った.

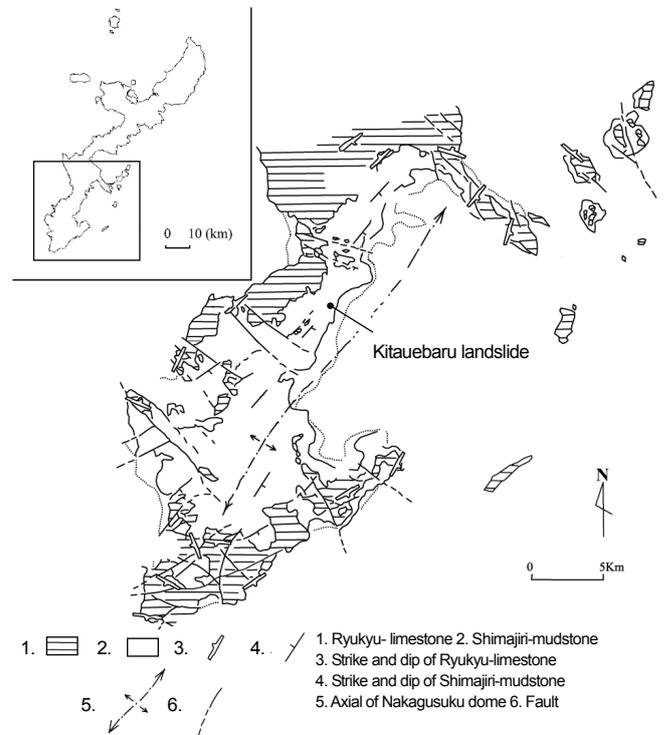


Fig.1 北上原斜面崩壊位置 (Chen ら (2007) 加筆修正)

2. Material Point Method

MPM は連続体を粒子の集合体で表わし, その粒子群の背面に Euler 格子を設け (Fig.2 参照), 各粒子の物理量を有限要素 (FEM) 同様に格子節点の内挿関数を用いて節点に集約し, Euler 格子にて支配方程式を解く手法である. このとき, 連続体における質量および運動量の保存則は次式にて得られる.

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (1a)$$

$$\rho \mathbf{a} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{b} \quad (1b)$$

ここで, ρ : 密度, \mathbf{v} : 速度, \mathbf{a} : 加速度, $\boldsymbol{\sigma}$: 応力, \mathbf{b} : 単位体積力である. なお, 支配方程式の弱形式化, 離散化ならびにアルゴリズムに関しては参考文献1)を参照されたい.

3. エネルギー変動に対する抑制法 (MLS-MPM)

3.1 誤差評価関数

本研究では MPM の弾性解析におけるエネルギー変動に関して, 着目粒子のひずみ増分値を近傍粒子のひずみ増分値を用いて補間することで, 連続体のエネルギー変

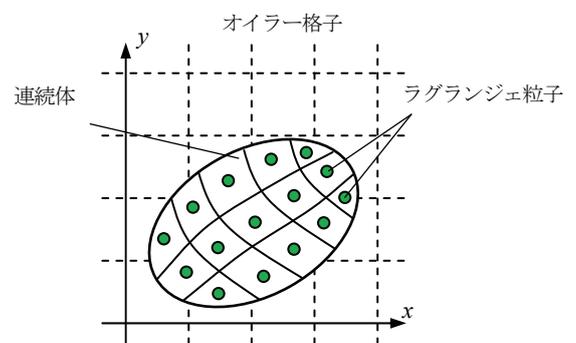


Fig.2 ラグランジェ粒子とオイラー格子

動の修正を行った. 具体的には, 近傍粒子のひずみ増分値を用いて次式の重み付き自乗和を最小にすることで, 着目粒子の修正ひずみ増分値 $\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{\text{modified}}$ は求められる.

$$J = \sum_{p=1}^n w(r_{ij}, h) (\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{\text{modified}} - \Delta \boldsymbol{\epsilon}_p)^2 \quad (2)$$

ここで, J : 残差の自乗和, n : 近傍粒子数, $w(r_{ij}, h)$: 重み関数, r_{ij} : 近傍粒子との距離, h : 影響半径 (Fig.3 参照), $\Delta \boldsymbol{\epsilon}_p$: 粒子 p のひずみ増分値である.

3.2 修正ひずみ増分値

ここでは、着目粒子の修正ひずみ増分値 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{modified}}$ の導出を行う。まず、修正ひずみ増分値を次式にて定義する。

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{modified}} = \mathbf{c}^T \mathbf{F}(\mathbf{x}) \quad (3)$$

ここで、 \mathbf{c} : 未定係数、 $\mathbf{F}(\mathbf{x})$: 任意の多項式である。そして、式(3)を式(2)に代入し、 J 値の停留条件より式を整理すると、未定係数 \mathbf{c} は次式によって得られる。

$$\mathbf{c} = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{x}) \mathbf{B}(\mathbf{x}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_I \quad (4)$$

ただし、

$$\mathbf{A}^{-1}(\mathbf{x}) = \sum_{I=1}^n W(r_I, h) \mathbf{F}(\mathbf{x}_I) \mathbf{F}^T(\mathbf{x}_I) \quad (5)$$

$$\mathbf{B}^T(\mathbf{x}) = \{W(r_1, h) \mathbf{F}(\mathbf{x}_1), \dots, W(r_n, h) \mathbf{F}(\mathbf{x}_n)\} \quad (6)$$

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_I = \{\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_1, \dots, \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n\}^T \quad (7)$$

である。よって、式(4)を式(3)に代入すると、修正ひずみ増分値は得られる。

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{modified}} = \sum_{I=1}^n \Phi_I(\mathbf{x}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_I \quad (8)$$

$$\Phi_I = \sum_{I=1}^m \mathbf{F}_I(\mathbf{x}) \{\mathbf{A}^{-1}(\mathbf{x}) \mathbf{B}(\mathbf{x})\}_{II} \quad (9)$$

本研究において、式(8)に示す修正ひずみ増分値を用いた手法を MLS-MPM と呼ぶ。

4. 数値解析例

Fig.4 に解析モデルを示す。この問題では、同図に示す物性値を有する弾性体の自由落下解析を行い、従来の MPM と MIS-MPM のエネルギー保存に対する精度検証を行った。なお影響半径は、Mesh 幅に任意の係数 (Fig.5 において a と記す) を乗じ決定した。Fig.5 に時間と正規化エネルギーの関係を示す。同図より、MPM は時間経過に伴い、エネルギーが増加傾向であった。一方、MIS-MPM は影響半径の大きさに関係なくエネルギーの変動が少なくなる結果となった。

5. おわりに

本研究では、Material Point Method (MPM) のエネルギー変動に対する抑制法 (MIS-MPM) の提案を行った。その結果、従来の MPM 比べ、エネルギーの変動を抑えることが可能となった。今後は MIS-MPM を斜面崩壊問題に適用したいと考える。

参考文献

1) Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H.L.: Application of a

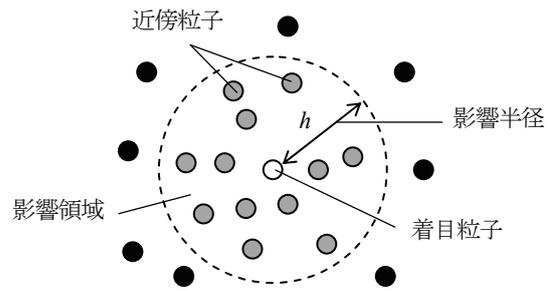


Fig.3 影響領域 (半径) の概念図

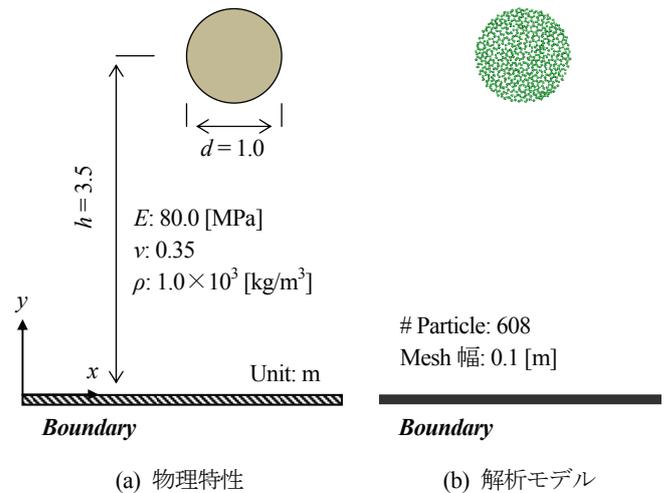


Fig.4 自由落下問題

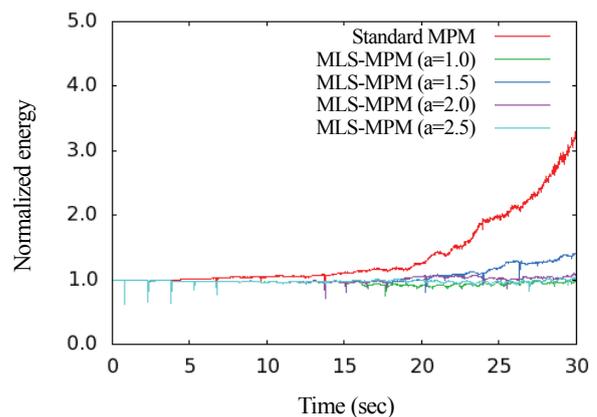


Fig.5 従来の MPM と MLS-MPM 比較検証

particle-in-cell method to solid mechanics, *Computer Physics Communications*, Vol.87, pp.236-252, 1995.

2) Chen, C., Gibo, S., Sasaki, K. and Nakamura, S.: Classification of landslide types observed in the area of Shimajiri-mudstone, Okinawa Island-For the risk evaluation of landslide-, *Journal of the Japan Landslide Society*, Vol.43, No.6, pp.339-350, 2007.

Session3 : 橋梁長寿命化・維持管理

橋梁長寿化技術小委員会の活動報告（沖縄会技術委員会）

（一社）沖縄しまたて協会 ○玉城 喜章， 琉球大学 下里哲弘

1. はじめに

沖縄県内では、1972年の本土復帰に膨大な橋梁が建設されており、今日では供用後40年経過の橋梁が増加している。また、高温多湿で、飛来塩分量の多い環境にある沖縄は橋梁の塩害劣化が著しく、その対策技術の確立は急務となっている。橋梁長寿化技術小委員会（以下「小委員会」という）では、塩害環境下にある沖縄の橋梁に対する適切な維持管理技術の確立を目的に、下記の事項について取り組んでいる。

- ①塩害劣化などの損傷事例、原因及び補修補強法に関する事例集をまとめ、橋梁長寿命化技術の発展に貢献する。
- ②劣化橋の残存耐荷力および耐久性を実験・解析的に調べることで、通行規制の判断資料を提供する。
- ③補修補強後の劣化橋に対する回復度および耐久性を実験・解析的に調べ、今後の維持管理へ反映させる。
- ④塩害劣化などに強い材料、構造形式、維持管理手法などの技術資料を収集し、今後の新設橋や既設橋への技術資料を提供する。

以下に、小委員会の活動を報告する。

2. 小委員会の活動報告

活動期間は、平成23年12月～平成26年5月（2年6か月）である。各委員は、琉球大学、沖縄総合事務局、沖縄県、NEXCO 沖縄管理事務所からの推薦と、(財)沖縄県建設技術センター、(社)沖縄県建設業協会、(社)沖縄県測量建設コンサルタント協会、各技術協会から公募により決定した。委員を表1に示す。

表1 委員構成

役職	氏名
委員長	下里 哲弘
幹事長	玉城 喜章
幹事	押川 渡
幹事	富山 潤
幹事	川間 重一
幹事	與儀 克明
幹事	砂川 勇二
幹事	金田 一男
幹事	砂川 章次
幹事	野里 貴哉
幹事	稲福 英三
委員	淵脇 秀晃
委員	目取眞 正樹
委員	下地 建
委員	我謝 将人
委員	宮本 健次
委員	久米 仁司
委員	宮城 敏明
委員	石川 孝司
委員	金城 和成
委員	太田 清志
委員	比嘉 智(真喜志 一寛)
委員	赤嶺 文繁
委員	仲宗根 基
委員	長嶺 由智
委員	崎浜 秀治

() は、後任者を示す。

前述した小委員会の取り組み事項について、それぞれワーキングを設けて検討を行っている。

以下に各ワーキングの検討内容を示す。

- ①テーマ1 環境調査ワーキング(WG1)
 - ・沖縄特有の劣化原因、調査方法、対策方法の一般専門知識の整理・分析・編集
 - ・沖縄における塩害環境および材料劣化特性の



写真1 委員開催状況



写真2 現場視察状況

調査・評価

②テーマ2 事例収集ワーキング(WG2)

・劣化事例, 原因調査事例, 対策事例及び良好事例の整理・分析・編集

③テーマ3 耐荷力ワーキング(WG3)

・塩害劣化橋梁の耐力および耐久性の実験研究・評価

・塩害劣化橋梁の補修補強後の耐力および耐久性の実験研究・評価

④テーマ4 新技術ワーキング(WG4)

・塩害に強い新しい材料, 構造形式, 維持管理など技術情報収集と整理

⑤テーマ5 沖縄仕様ワーキング(WG5)

・沖縄の環境を踏まえて, 特に必要な技術開発の方向性, 新規設計の中で採用したい技術の整理

(1) 委員会の開催

委員会は, 各テーマの活動方針や活動状況を確認するために, 3カ月から4カ月に1度開催した(写真1参照).

また, 委員会においては, 現場視察も実施した. 写真2には, NEXCO 沖縄管理事務所の床版取換え工事の視察状況を示す. 写真3には, 舗装直下の塩害損傷を受けた床版の状況を示す.

(2) テーマ別の活動報告

1) テーマ1

テーマ1では, 本島内の橋梁において, 飛来



写真3 床版の塩害損傷状況

塩分調査や鋼板センサによる腐食減耗量を求め, 本島における塩害マップを作成する. これを用いて維持管理のレベルや新設スペックを提案することを目標とする.

また, 腐食環境調査として, ドライガーゼ法による飛来塩分量の測定, SMA 鋼板センサによる腐食速度の測定, 風向風速測定, 温湿度測定などを取り上げ, 調査マニュアルには掲載されていない詳細な調査手順を作成する. これは, コンサルタントなどの技術者向けに, 腐食環境調査における調査マニュアルになることを目標とする. 写真4には現場調査状況を示し, 写真5にはドライガーゼ及びSMA 鋼板センサ設置状況を示す.

2) テーマ2

テーマ2では, 道路管理者の立場から, 鋼橋やコンクリート橋の劣化事例, 補修・補強の事例,



写真4 現場調査状況



写真6 コンクリート桁の損傷状況



写真5 ドライガーゼ及び SMA 鋼板
センサ設置状況

50年以上供用している橋梁の事例などについてまとめる。具体的な内容として、管理者が維持管理をするにあたっての心構え、架替えの判断、架替えできない場合の管理手法などを述べ、同じ道路管理者向けの参考にもなるようにする。

写真6には、1953年に架設されたRC橋の主桁損傷状況を示す。塩害による損傷で主桁にひびわれ損傷が見られた事例である。

写真7には、このRC橋において2005年の鋼板補強実施後、6年経過した時点の桁の状況を示す。このRC橋では、実車輻による載荷試験を行い、実荷重レベルの耐荷性があることを示した。ただし、今後の劣化進行することを前提に、今後もモニタリングを継続していく必要があるとしている。テーマ2では、このような事例を数橋挙げて、橋梁別に管理手法について取りまとめる。



写真7 コンクリート桁の鋼板補強

3)テーマ3

テーマ3では、塩害により劣化損傷を受けた主桁において、劣化損傷調査と主桁の載荷実験を行い、残存耐荷力の低下要因を検討していく。また、鋼橋の腐食減厚分布と残存耐荷力の関係や、その補修・補強方法について、実験及び解析を行い、評価手法について紹介する。

写真8には、委員及び琉球大学学生による合同の劣化調査状況を示す。

写真9には、RC桁の載荷実験の状況を示す。実験では、塩害による損傷で撤去されたRC橋の残存耐荷力を確認している。また、琉球大学においては効果的な補修方法についても実験を行っている。

4)テーマ4

テーマ4では、橋梁の長寿命化に向けた技術討論会を企画し、開催した。

・第1回技術研究交流会



写真8 RC桁のコア採取状況



写真9 RC桁の載荷実験の状況

耐候性鋼橋の事例研究を通して考える低LCC・
100年耐久性橋梁(平成23年12月8日)

・第2回技術研究交流会

遅延膨張性を示す細骨材に関する研究報告およびASR抑制対策の現状と課題(平成24年3月9日)

・第3回技術研究交流会

コンクリート橋の長寿命化技術に関する取り組み(平成24年9月10日)

・第4回技術研究交流会

鋼橋の長寿命化技術に対する防食技術の現状と今後の展望(平成24年12月18日)

また、伊良部大橋に採用された溶射や被服PCより線など、鋼橋やコンクリート橋の長寿命化のための新技术を取りまとめる。

5)テーマ5

テーマ5では、塩害環境である沖縄において、



写真10 技術研究交流会の開催

橋梁長寿命化のための仕様を提案する。例えば、鋼橋のボルト添接部の腐食に対してはメッキボルトの使用やボルトキャップによる防食方法などを取り上げる。

(3) 今後の予定

今年度に、テーマごとの成果を取りまとめ、1冊の本にする予定である。

沖縄地域における腐食速度特性に関する調査研究

～橋梁長寿命化委員会 WG1～

琉球大学 正会員 ○淵脇秀晃 正会員 下里哲弘, (社)沖縄しまたて協会 正会員 玉城善章

1. はじめに

大気環境下における鋼材腐食の促進環境要因は、塩分である。沖縄では、海洋からの飛来塩分が顕著であり、過酷な腐食環境といわれている。そこで本研究では、沖縄本島に架かる橋梁、暴露試験場を対象に飛来塩分捕集と SMA 鋼板暴露試験を実施した。本稿では、その調査方法および結果について述べる。

2. 試験方法

本研究で対象とする調査箇所は、琉球大学で行ってきた既往の地点を含めて、橋梁架橋地点 16 箇所、暴露試験場 4 箇所の計 20 か所である。

2.1 飛来塩分量

飛来塩分量は JIS Z 2382 のドライガーゼ法に準じて、図 1 に示すガーゼをはめ込んだ木枠を雨がかりの無い橋梁桁下フランジなどに設置して捕集を行った。約 1 ヶ月間隔で捕集したガーゼを、図 2 に示すように蒸留水で煮沸して、硝酸銀による滴定分析を行い、以下の式により塩分量を算出した。

$$\begin{aligned} \text{分取NaCl質量(mg)} A &= 1/200 \times \text{AgNO}_3\text{量(ml)} \times 10^{-3} \times \text{NaCl分子量} \times 10^3 \\ \text{NaCl捕集質量(mg)} B &= A \times (\text{試料体積(ml)}/\text{分取量体積(ml)}) \\ &\quad - \text{未暴露ガーゼのNaCl質量(mg)} \\ \text{飛来塩分量(NaCl:mdd)} C &= B/\text{捕集面積(dm}^2)/\text{捕集日数(day)}/2 \end{aligned}$$

2.2 腐食減耗曲線

図 3 に腐食減耗曲線を求めるまでの手順を示す。SMA 鋼板は、寸法が 50×50×2mm、表面が研磨処理されたものを使用した。SMA 鋼板を塩分捕集器と同じ位置に設置して 1~3 年程度、暴露試験を行った。腐食速度は、暴露で回収した鋼板を塩酸で除錆¹⁾し、以

下の式により、暴露面が腐食により欠損した板厚(腐食減耗量)で算出した。

$$\text{腐食速度(mm/y)} = \frac{(\text{暴露前質量}) - \{(\text{除錆後質量}) - (\text{未暴露鋼板質量減量})\}}{(\text{鉄密度}) \times (\text{暴露期間}(1\text{年}))}$$

腐食減耗曲線は、既往の研究²⁾より、 x を暴露期間(年)、 y を腐食減耗量(mm)、 A 、 B を定数として、 $y = Ax^B$ で近似される。本調査では、複数年暴露した SMA 鋼板の腐食減耗量から最小二乗法を適用して係数 A 、 B を算出して求めた。

3. 調査結果

3.1 飛来塩分量

図 4 に年平均の飛来塩分量を示す。同図には、全国 41 橋梁²⁾での計測結果も示した。図より、沖縄の塩分量は平均値が 0.52mdd で、全国 41 橋梁の海岸部の平均値 0.48mdd とほぼ同程度である。

図 5 に沖縄本島での飛来塩分量マップを示す。図では、約 1 年間捕集した桁下空間での塩分量の平均値を 5 段階で表示した。この 5 段階評価は、桁下空間での計測を考慮して上限値を 1mdd とし、下限値を道路橋示方書(II 鋼橋編)にある基準値 0.05mdd の 2 倍の 0.1mdd とし、その間を等分割した。図より、塩分量が最も多いのは、北部沿岸部で 1mdd 以上、次に中南部の沿岸部で 0.4mdd~1mdd、沿岸部から遠ざかるにつれて、塩分量が少なくなる傾向がある。この図により、材料劣化の維持管理に適用できる。

3.2 腐食速度

図 6 に腐食速度を示す。飛来塩分量と同様に全国 41 橋梁での試験結果も示した。沖縄の腐食速度は平均で

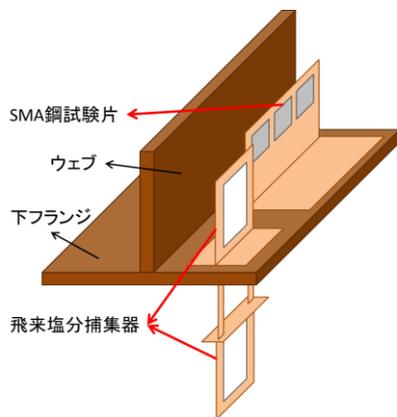


図1 試験体設置図

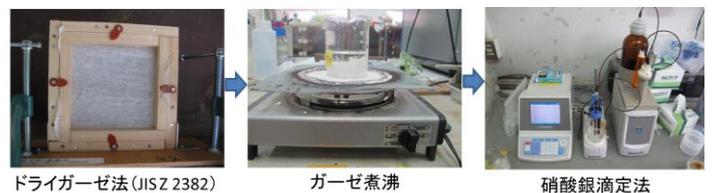


図2 飛来塩分量計量手順

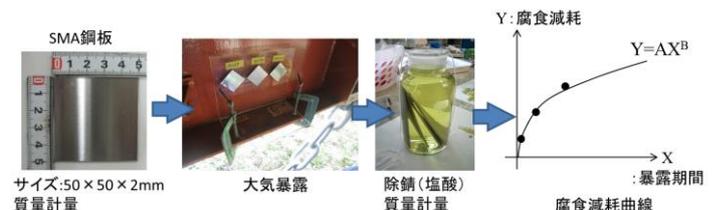


図3 腐食減耗曲線算出手順

キーワード：飛来塩分、腐食速度、飛来塩分量マップ、腐食速度マップ、腐食減耗曲線

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

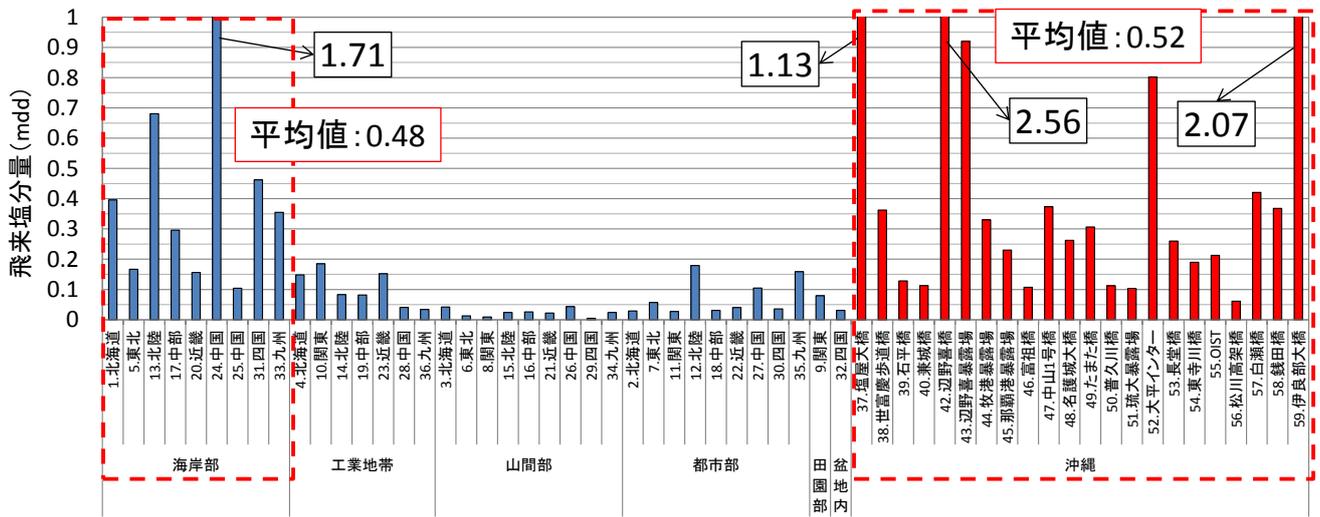


図4 年平均飛来塩分量

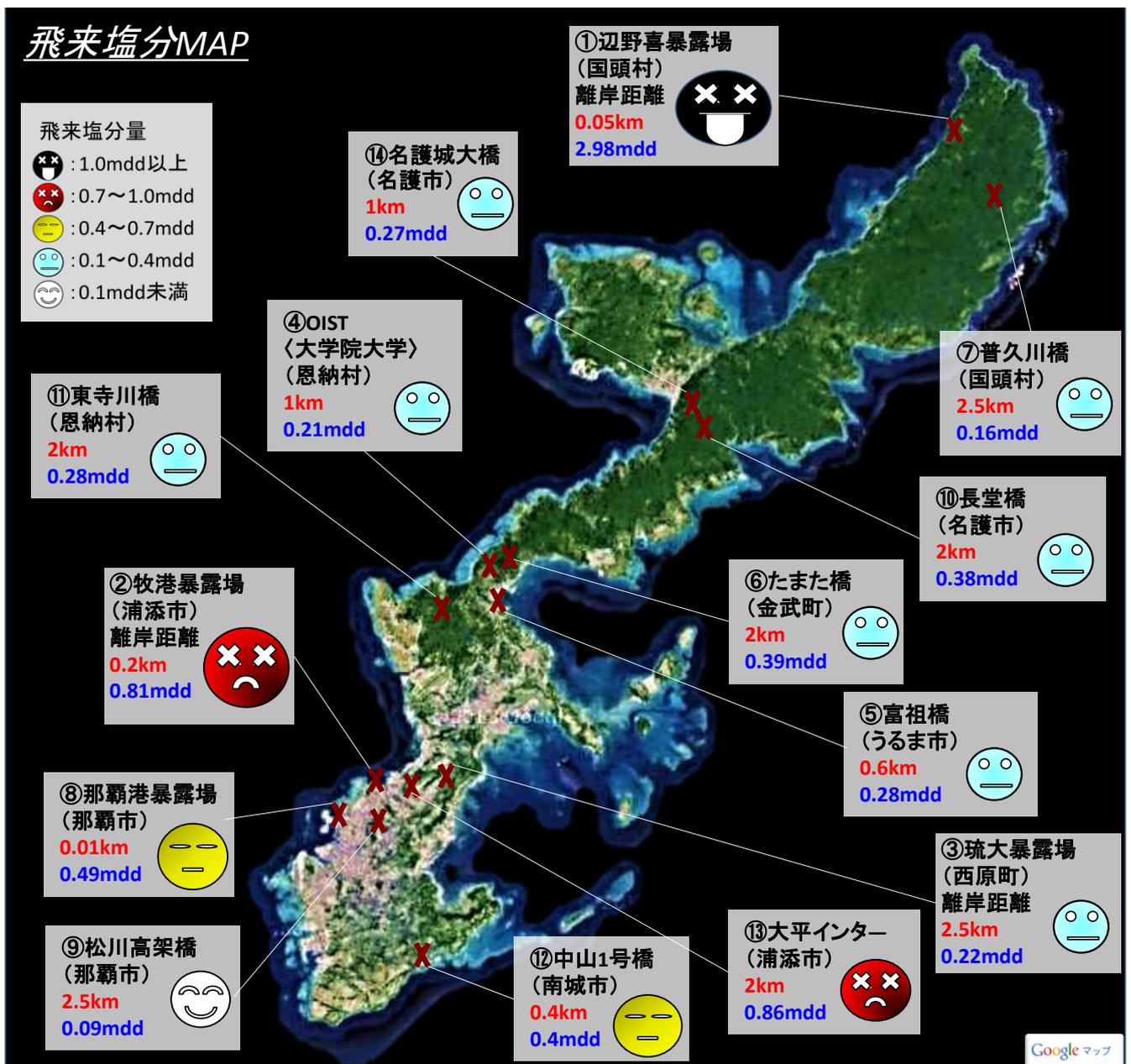


図5 飛来塩分マップ (桁下換算)

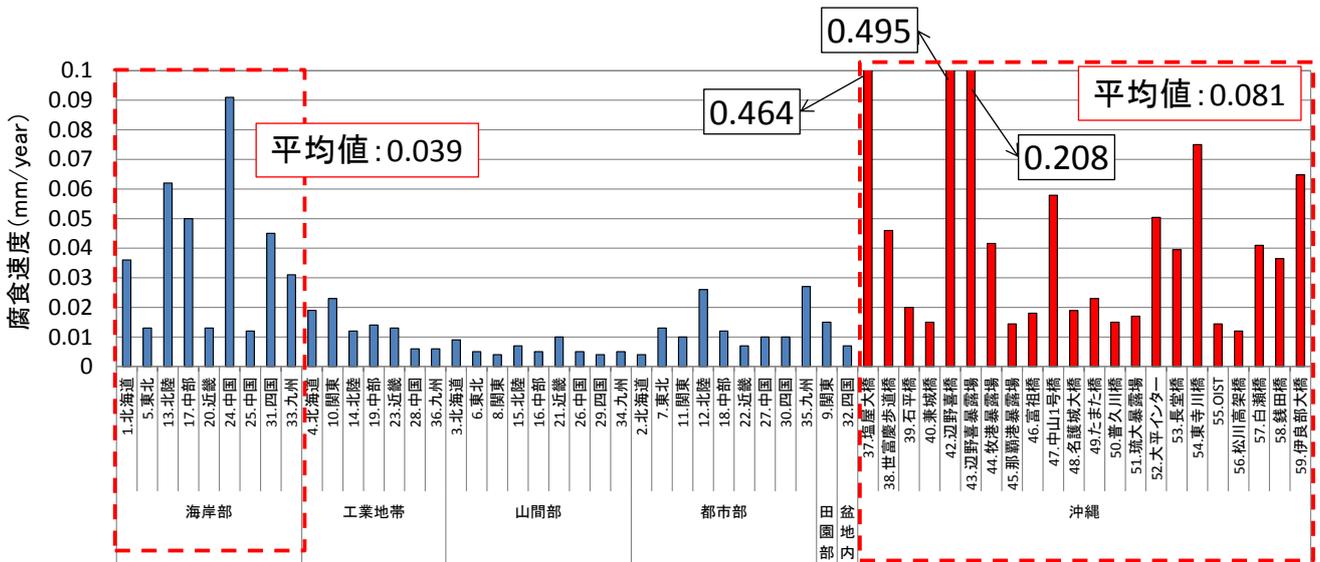


図6 腐食速度

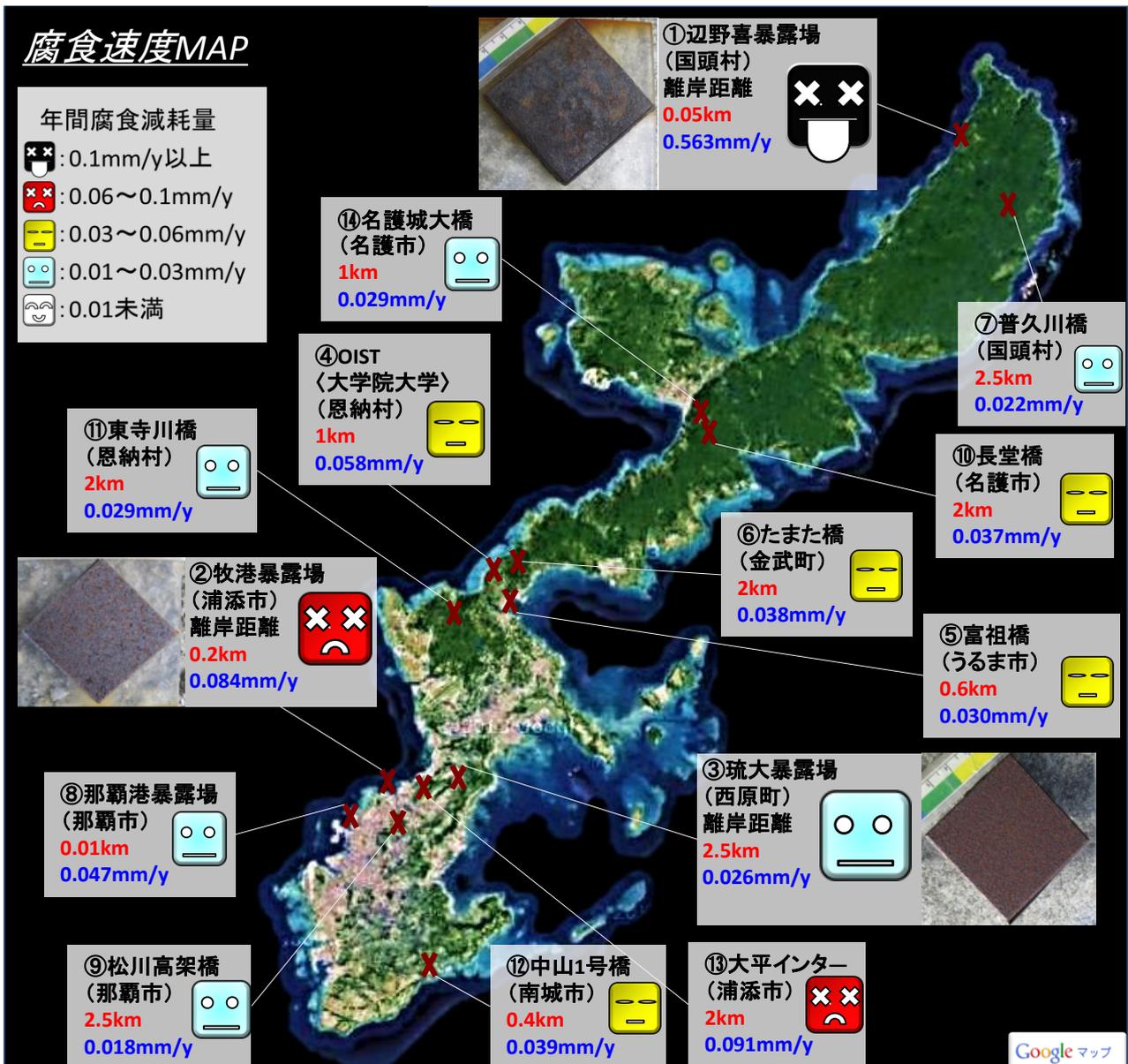


図7 腐食速度マップ (桁下換算)

0.081mm/y で、全国 41 橋梁の海岸部での腐食速度平均値は 0.039mm/y で沖縄の腐食速度のほうが約 2 倍大きい。

図 7 に腐食速度マップを示す。図では約 1 年間暴露した SMA 鋼板試験片の腐食減耗量をもとに、5 段階で表示した。この 5 段階評価は、耐候性鋼橋梁防食設計指針(案)に記載されている 100 年で 1mm 以下とする許容腐食減耗量を基に 1/10 の 0.1mm を上限、1/100 の 0.01mm を下限として、その間を等分割し 5 段階に分けた。図より、腐食速度が最も早いのは、北部沿岸部で 0.563mm/y、次に中南部の沿岸部から 2 km までで 0.029~0.091mm/y、市街地内や内陸部になると 0.018~0.026mm/y であった。この図を用いて、材料劣化の予測などに適用する。

3.3 海岸線からの距離との関係

図 8, 9 に飛来塩分量および腐食速度と海岸線からの距離の関係を示す。図より、相関係数は飛来塩分量では-0.83、腐食速度では-0.76 であり、海岸線からの距離と相関がある。よって、海岸線からの距離で、飛来塩分量および腐食速度が、推定できることがわかる。

3.4 腐食速度と飛来塩分量との関係

図 10 に腐食速度と飛来塩分量との関係を示す。図より、飛来塩分量が多くなるほど、腐食減耗量が多くなる傾向が得られた。相関係数は 0.9 で強い相関関係にある。飛来塩分量から腐食速度が推定できるといえる。

3.5 腐食減耗曲線

図 11 に腐食減耗曲線を示す。また、各地点の平均飛来塩分量を同図に示した。図より、飛来塩分量が多い地点ほど腐食減耗量が多くなる傾向が得られた。これにより、経年による腐食減耗量を推定することができる。

4. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 沖縄の平均飛来塩分量は、全国 41 橋梁の海岸部と同等であるが、腐食速度は平均で約 2 倍速い。
- (2) 海岸線からの距離により、飛来塩分量と腐食速度が、推定できる。
- (3) 飛来塩分量から腐食速度の推定が可能である。
- (4) 腐食減耗曲線から経年による腐食減耗量が推定できる。

謝辞

本研究の調査を実施するにあたり、沖縄総合義務局、沖縄県、那覇市、うるま市、国頭村、OIST、久米島町より橋梁および暴露場を使用させていただきました。また、琉球大学工学部の山田義智教授より、塩分分析のご指導および分析器を使用させていただきました。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- (1) (社) 腐食防食協会：第 145 回腐食防食シンポジウム資料
[主題] 鋼橋防食技術・新パラダイム具現化へのさびサイエンス, 2004 年 6 月
- (2) 土木研究所,(社)鋼材倶楽部,(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XVIII)-全国暴露試験まとめ(概要編)-,平成 5 年 3 月

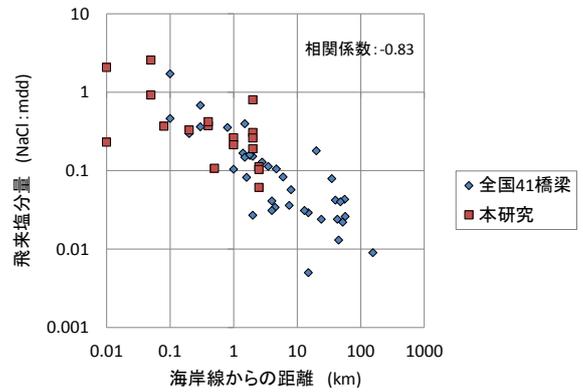


図 8 飛来塩分量と海岸線からの距離との関係

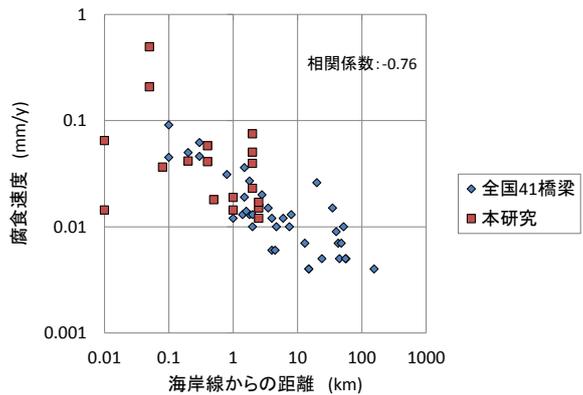


図 9 腐食速度と海岸線からの距離の関係

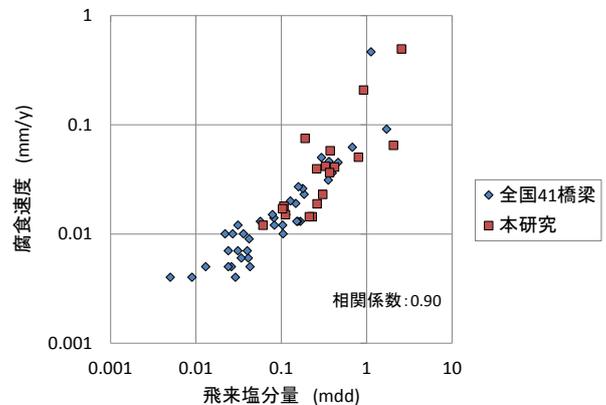


図 10 腐食速度と飛来塩分量関係

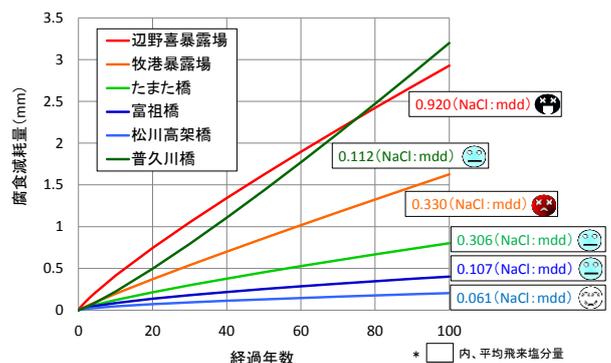


図 11 腐食減耗曲線 平均塩分量

沖縄県内におけるRC橋の塩害劣化損傷事例

沖縄県土木建築部道路管理課 ○砂川勇二
財団法人沖縄県建設技術センター 下地 建

1. はじめに

沖縄県内の橋梁は、1972年の本土復帰後にその多くが建設され、近い将来急速に老朽化することが懸念されている。また、周囲を海に囲まれ、高温多湿で飛来塩分が多い厳しい塩害環境であり、塩害による劣化が著しい状況である。

現在、土木学会西部支部沖縄会に設置された橋梁長寿命化技術小委員会において、塩害環境下にある橋梁の適切な維持管理技術の確立等を目的に、塩害劣化事例や補修補強事例の収集、塩害劣化橋の残存耐力、耐久性等の検討に取り組んでいる。

ここでは、その取組の一環として沖縄県の管理するRC橋の塩害劣化損傷事例について報告する。

2. 沖縄県管理橋梁の現状

図-1は、沖縄県の管理する橋梁（橋梁2m以上）を構造形式別に示したものである。全672橋のうち、RC桁橋（BOX橋除く）は109橋で全体の16%を占めており、鋼橋と同程度の橋梁数となっている。

その内、全体の80%にあたる88橋が建設後30年以上経過しており、近年はRC橋の建設が少ないことが分かる。健全度を見ると、特に劣化が著しいと考えられる健全度20点未満の橋梁が6%あり、約30%が健全度50点未満で何らかの劣化損

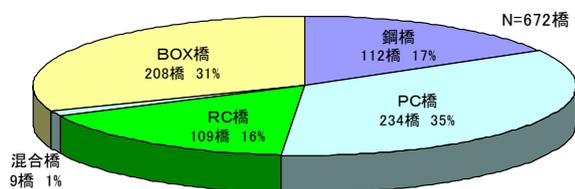


図-1 県管理橋梁の構造形式別内訳

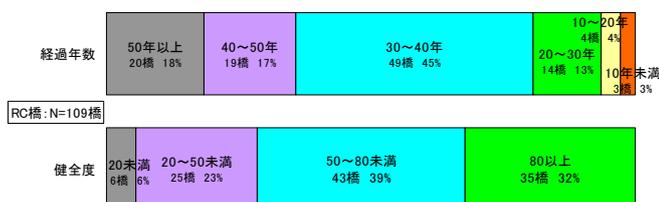


図-2 経過年数及び健全度による橋梁割合 (RC橋)

傷が顕在化している状況である(図-2)。また、経過年数と健全度を比べると、ほぼ経過年数に対応した劣化状況となっていることが分かる。

3. 劣化損傷事例

3.1 高平橋

沖縄本島北部東海岸の県道国頭東線に架かる高平橋は、1975(昭和50)年に架設されたRC単純T桁橋で、平成20年調査時点で建設後33年が経過した橋梁である。



図-3 高平橋位置図

海岸線に位置しており、塩害によると考えられる主筋に沿ったひび割れやコンクリート剥落、鉄筋の腐食・断面欠損が見られ、下部工や支承にも顕著な塩害損傷が見られる状況であった(写真-1、写真-2)。



写真-1 高平橋劣化損傷状況(1)



写真-2 高平橋劣化損傷状況(2)

主桁からコアを採取して実施した圧縮強度試験では、設計基準強度 21N/mm^2 に対し 37.1N/mm^2 と、強度的には問題は無かった。

図-4に主桁における塩分浸透状況を示す。中性化が約20mm進行していることもあり、実測の鉄筋かぶり位置である30~45mm付近で高濃度の塩化物イオンの浸透・濃縮が見られる。また、表

キーワード RC桁橋、塩害、内在塩分、飛来塩分、長寿命化

連絡先 〒900-8570 那覇市泉崎1-2-2 沖縄県土木建築部道路管理課補修班 TEL 098-866-2665

面から 100mm 程度内部でも塩分量が高いことが分かる。

現在、細骨材の含有塩分量は 0.04%以下であるが、昭和 50 年代半ばまでは未洗浄の海砂が使用されたことも多く 1) (図-5)、本橋も海砂による内在塩分と飛来塩分による塩害である可能性が高い。

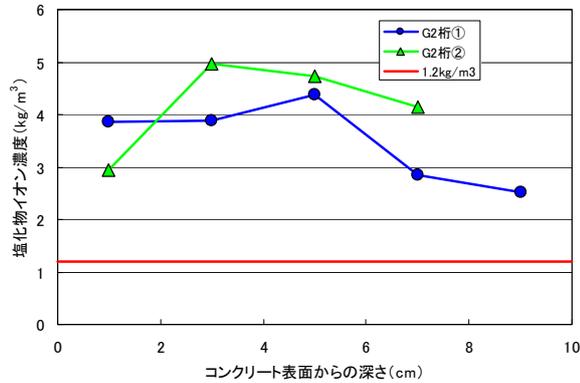


図-4 高平橋主桁塩分浸透状況

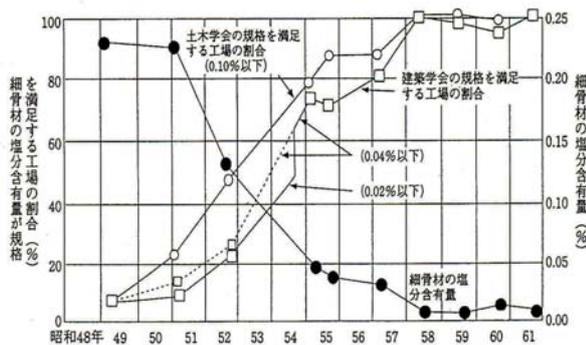


図-5 細骨材の含有塩分量の経年変化

3. 2 夫婦橋

沖縄本島南部（那覇市）西海岸の県道 43 号線に架かる夫婦橋は、1955（昭和 30）年に架設された 2 径間 RC 単純 T 桁橋で海岸線から 300m に位置しており、平成 15 年調査時点で建設後 48 年が経過していた橋梁である。

過去に断面修復、鋼板貼付による主桁補強、表面被覆等の補修が実施されていると考えられるが、実施年度は不明である。調査時点では、主桁・床版の広範囲にコンクリート剥落・ひび割れ・鉄筋露出が確認された(写真-3、写真-4)。



図-6 夫婦橋位置図



写真-3 夫婦橋劣化状況 (1)

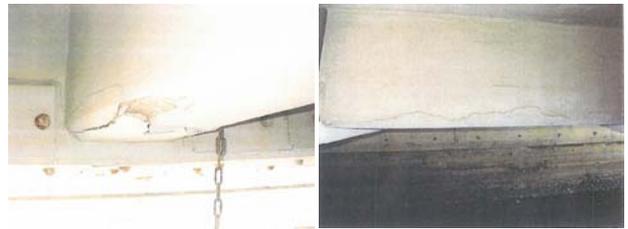


写真-4 夫婦橋劣化状況 (2)

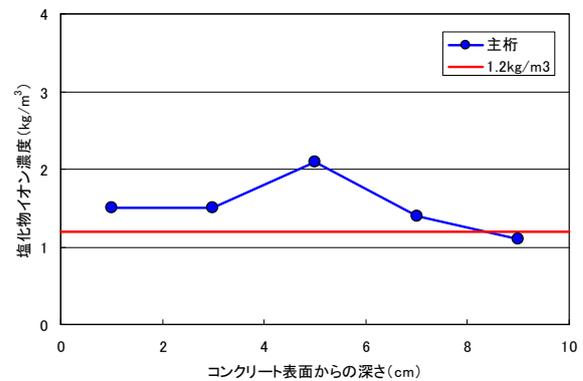


図-7 夫婦橋主桁塩分浸透状況

主桁では 40～50mm 中性化が進行しており、図-7 に示すように、鉄筋位置での塩分濃縮が確認されている。主桁や床版のかぶりの薄い箇所では、著しい鉄筋の断面欠損も確認されており、マクロセル腐食の可能性が考えられる。

圧縮強度も、推定設計基準強度 21N/mm² に対し 15.2N/mm² と低く、耐荷力も懸念されたことから、総合的な検討により架け替えとなり、現在架け替え工事を実施中である。

4. おわりに

RC 橋に関わらず、橋梁の長寿命化・耐久性の向上は喫緊の課題である。劣化事例によりその原因を特定し、データの蓄積を図ることで今後の効果的・効率的な維持管理、および新設橋の耐久性向上に資することが出来ると考えている。

本委員会の成果が、沖縄県の橋梁長寿命化・耐久性向上に役立つものと期待している。

参考文献

1)(財)沖縄県建設技術センター試験年報第 5 号、1986 年

沖縄県内における鋼橋の塩害劣化損傷事例

(財)沖縄県建設技術センター ○下地 建
沖縄県土木建築部道路管理課 砂川 勇二

1. はじめに

沖縄県の橋梁は、高温多湿かつ、周りを海に囲まれ、黒潮、季節風、台風などの影響により海から内陸に運ばれる塩分が多く、他府県と比べても塩害を受けやすい厳しい自然環境にある。沖縄県内の橋梁の劣化損傷は塩害が最も多い。

沖縄県では、限られた予算の中で効率的かつ効果的に橋梁の維持管理を行うことを目的とし、平成22年度に「橋梁長寿命化修繕計画」を策定した。

ここでは、沖縄県が管理する鋼橋の塩害劣化損傷事例を報告する。

2. 沖縄県管理橋梁における鋼橋の概況

沖縄県が管理する構造形式による橋梁の割合を図-1に示す。橋梁672橋のうち、鋼橋は112橋(17%)となっている。

県全体における健全度による橋梁の割合を図-2に、鋼橋における健全度の割合を図-3に示す。特に劣化が著しいと考えられる健全度20点未満の橋梁は、県管理橋梁全体のわずか2%にあたる13橋であるが、うち7橋が鋼橋となっている。鋼橋については、ほかの構造形式と比較して、健全度の低い橋梁の割合が多い状況である。塩害環境の厳しい本県において、適切な補修(時期、工法等)が行われてこなかったことが要因と考えられる。

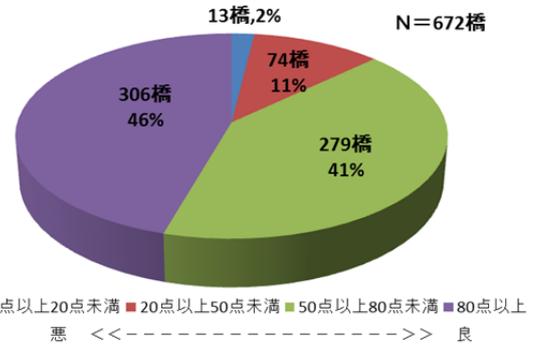


図-2 健全度による橋梁の割合(県全体)

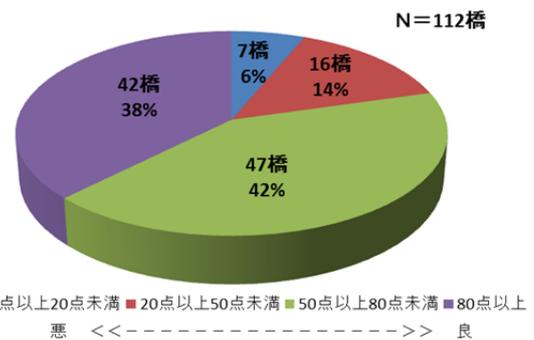


図-3 健全度による橋梁の割合(鋼橋)

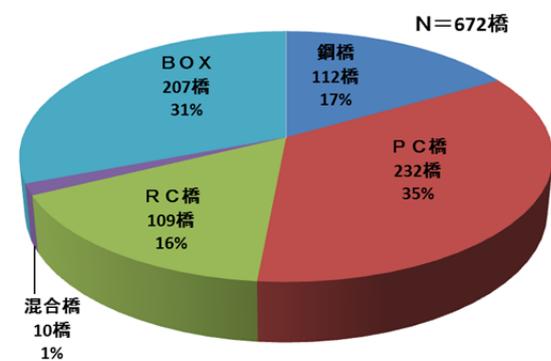


図-1 構造形式による橋梁の割合(県全体)

3. 劣化損傷事例

3.1 那覇大橋

県道那覇内環状線(那覇市古波蔵)那覇大橋は、1969(昭和44)年に架設された5径間単純合成鉄桁橋(L=140m)で、架設後44年が経過している。海岸線から約1kmの国場川の感潮区間に建設されており、塩害環境としては比較的厳しい環境と考えられ、鋼桁や支承に腐食が多く発生している。(写真1,写真2)

日交通量4.5万台を超え、自転車や歩行者の利用も多いが、車道及び歩道とも構造令上の最小幅員を満足出来ていない状況である。耐震性及び有効幅員の確保やLCCも考慮し、補修・補強との架け替え案との比較検討により、架け替えることが決定している。

キーワード 鋼橋, 塩害, 飛来塩分, 長寿命化, 維持管理

〒902-0064 那覇市寄宮 1-7-13 (財)沖縄県建設技術センター試験研究部 TEL 098-832-8442



写真1 那覇大橋損傷状況(1)



写真2 那覇大橋劣化損傷状況(2)

海岸線から約1kmの内陸部であるが、国場川の感潮区間にあり、またクリアランスもさほど無いことから、飛来塩分の影響により腐食が促進されたと考えられる。

那覇大橋の架け替えにあたっては、北側にあるモノレール軌道及び東側にある国道329号漫湖高架橋の橋脚がコントロールポイントとなり、施工計画策定に大きな制約を与えている。近接構造物の事業計画時に那覇大橋の劣化状況及び維持管理計画も踏まえる必要があったと思われる。

3.2 大平インター陸橋

県道浦添西原線(浦添市大平)大平インター陸橋は、1971(昭和46)年に架設された単径間単純合成鉄桁橋(L=45m)で、架設後42年が経過している。海岸線から約2.4kmであり、塩害環境としてはマイルドな環境と考えられる。一方、那覇市近郊の国道330号の跨道橋であり、朝夕のラッシュ時には渋滞が生じるため、車両からの排気ガスの影響を大きく受ける環境にある。

これまで塗装塗替は2回行われており、直近では2000年に行われている。13年経過していることもあり、添接部、エッジ部に腐食が多く発生している。(写真3)



写真3 大平インター陸橋劣化損傷状況



図-4 大平インター陸橋位置と風配図

海岸線から約2.4kmの内陸部であるが、国道330号に沿った冬期の北東の季節風を直接受ける環境にある。それにより塩害が発生したと考えられる。(図-4)

立体交差している国道330号及び当該道路橋のある県道浦添西原線ともに幹線道路であり、容易に架け替えができない環境であることから、当該橋梁の長寿命化を図る必要がある。そのためには、今後も定期的かつ適切な時期に補修(塗装塗替)を行う必要があり、定期点検の充実が求められる。また、高耐久性を図れる新技術を導入するなど、効果的及び合理的な維持管理に取り組む必要がある。

4. おわりに

平成24年1月、土木学会西部支部沖縄会の技術委員会内に「橋梁長寿命化技術小委員会」が発足した。委員は県内の産官学の土木エンジニアで構成され、活動期間は平成26年6月までの2年半である。活動は、4つのテーマ毎に分かれて行われており、テーマ2では、県内の鋼橋及びコンクリート橋の劣化損傷事例の整理・検証を行っている。

これから、とりまとめ、成果品を作成する予定であり、今後の橋梁の維持管理に反映されることを目標としている。

参考文献

- 1) 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, 平成23年3月
- 2) 沖縄県道路構造物耐久性調査業務委託報告書, 沖縄県土木建築部道路管理課, 平成25年3月

沖縄県内における PC 橋の塩害劣化損傷事例

沖縄総合事務局 開発建設部 道路管理課 ○目取眞 正樹, 米須 勇, 下地 博明

1. はじめに

沖縄は、高温・多湿の亜熱帯地域であり風速も強いことから飛来塩分も多く腐食環境が激しい地域と言える。特に、県内沿岸部におけるプレストレスコンクリート橋（以下「PC 橋」という）は、腐食環境の激しい環境下に晒されているため、エポキシ樹脂鉄筋などの塩害対策が施されていない PC 橋において塩害による劣化損傷が生じやすい。

PC 橋の塩害劣化損傷は、同じ橋梁においても構造部位別に損傷程度が異なる。例えば、護岸などで直接飛来塩分が付着しやすい部位は、急激に塩害による損傷が進行する。そのため、橋梁点検や診断、橋梁補修では、架設環境を踏まえた上で損傷状況を把握しなければならない。また、塩害補修として保護塗装を実施している橋梁では、損傷が直接観察できないため、損傷状況の把握が困難となり、補修時期の判断を間違えると、多大な補修費用が必要となる。本稿では、沖縄における PC 橋の塩害劣化損傷事例として、構造部位別に異なる塩害劣化事例と保護塗装実施後の PC 橋の塩害劣化事例を紹介し、留意点を述べる。

2. 構造部位別に異なる PC 橋の塩害劣化事例

(1) 橋梁概要

本橋（以下「A 橋」という）は、昭和 56 年竣工（架設後 32 年経過）、橋長 264.0m、PCポステンT桁橋である（表1参照）。昭和 53 年の道路橋示方書に基づいて設計されており、エポキシ鉄筋やかぶり厚などの塩害対策は実施していない。図 1 に一般図と対象橋梁全景を示す。A 橋は、海岸部に架設されており、冬期の季節風の影響を直接受ける厳しい環境下にある。図2は、A 橋周辺の地形であり、A 橋が架設されている入り江は、北北東から北西向きの風を取り込みやすい形状である。

表2に主な点検・補修履歴を示す。A 橋は、架設後8年には、主桁にひびわれや剥離・鉄筋露出が発生し、鉄筋位

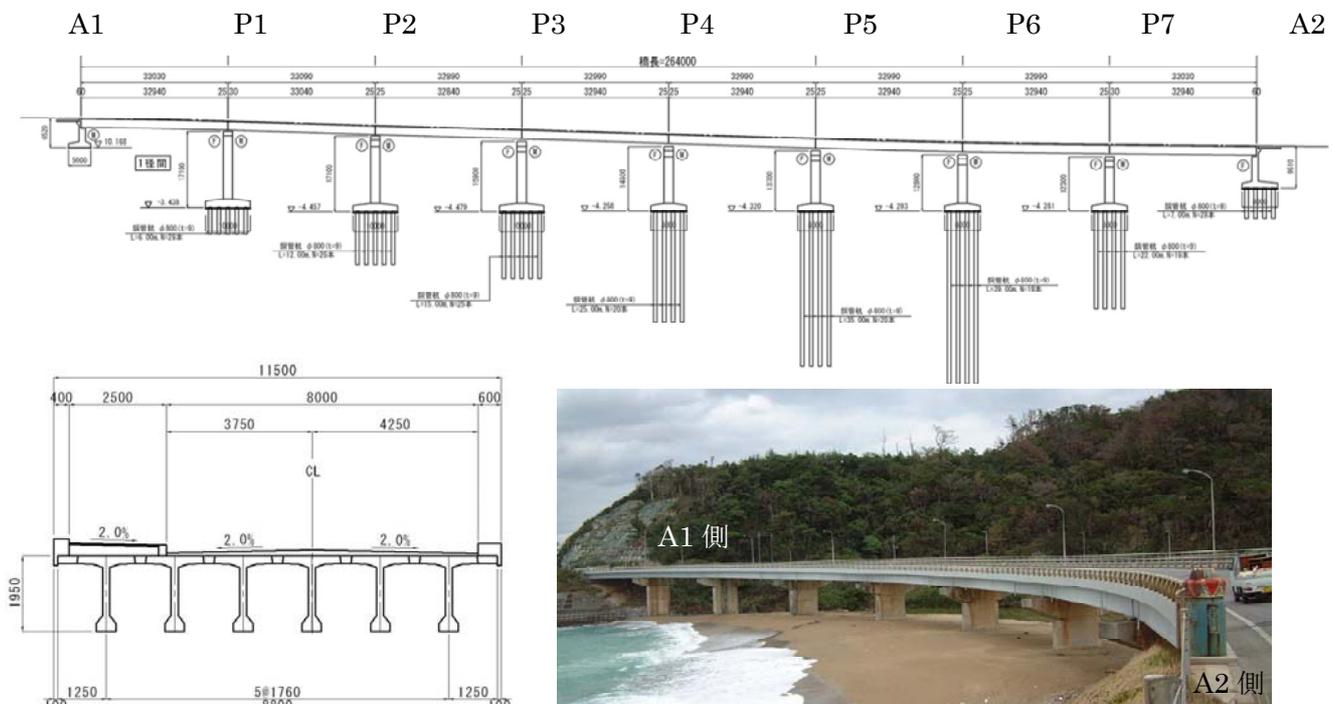


図1 一般図及び対象橋梁全景

キーワード 塩害, PC 橋, 鉄筋露出, 保護塗装

連絡先 〒900-0006 沖縄県那覇市おもろまち2丁目1番地 TEL:098-866-1915

表 1 橋梁概要

完成年度	昭和56年(1981年)架設	直近の点検実施年	平成24年(2012年)
橋長(m)	264.00m	上部構造形式	単純PCポス TENT 桁橋
全幅(m)	11.5	下部構造形式	逆T式橋台2基、T型橋脚(RC)7基
活荷重・等級	TL-20 1等橋	基礎形式	直接基礎2基、既製鋼ぐい7基
適用示方書	昭和53年 道路橋示方書	径間数	8

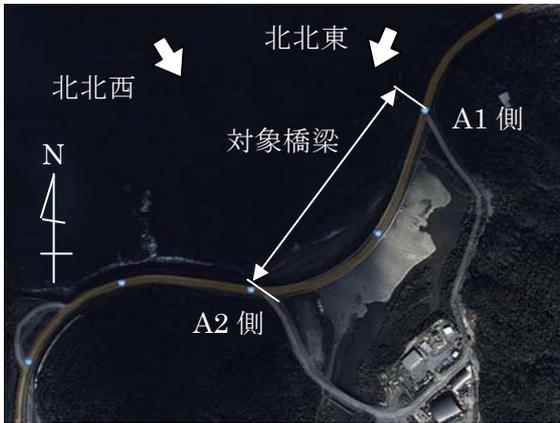


図 2 対象橋梁周辺の地形

表 2 補修及び点検・調査履歴

経過年	調査結果または補修の内容
昭和59年 (架設後3年)	<現況調査>主桁:鉄くずによる錆汁が多少発生 主桁:局所的な断面補修(1回目)
平成元年度 (架設後8年)	<塩害調査>主桁上フランジおよび間詰部のコンクリート:剥離および鉄筋露出 主桁下フランジ側面:ひびわれ 塩化物イオン量:鉄筋位置付近(20mm~30mm)では0~1.9kg/m ³ 腐食発生限界濃度1.2kg/m ³ を超えている
平成3~4年 (架設後11~12年)	主桁の局所的な断面補修および全面保護塗装(2回目)
平成10年 (架設後17年)	<定期点検>床版:剥離・鉄筋露出、ひびわれ(3年以内に定期点検が必要) 下部工:剥離・鉄筋露出、ひびわれ
平成14年 (架設後20年)	<定期点検>主桁および床版:剥離・鉄筋露出
平成15年 (架設後21年)	<塩害調査>主桁:1径間に3,4箇所錆汁、P7-A2間床版:漏水 主桁:鉄筋位置付近(20mm~40mm)では0.9~1.9kg/m ³
平成19年 (架設後25年)	<定期点検>主桁:うき、鉄筋露出 C判定(速やかに補修) 床版:うき、鉄筋露出 C判定(速やかに補修)
平成22年 (架設後28年)	主桁、床版などの断面補修(3回目) 断面補修材は、顔料入り(茶色)とし、剥落などが速やかにわかるようにした。

置で腐食発生限界濃度 1.2 kg/m³ を超える塩化物イオン量が見られた。架設後 11 年には、断面補修と保護塗装が実施された。桁内部では内在塩分を含んでいるため、平成 19 年の定期点検で速やかな補修と判定され、平成 22 年に断面補修が実施されている¹⁾。

(2) 構造部位別の劣化状況

図 3a)及び b)に、P2-P3 径間及び P7-A2 径間の橋梁点検結果を示す²⁾。P2-P3 間では、主桁腹板に錆汁が見られ、保護塗装が一部剥離しているのがわかる。主桁下フランジにはうきが見られた。P7-A2 径間では、うき部を人的に剥落させた後ではあるが、主桁腹板に広範囲のスターラップ筋が見られる。茶色は、鉄筋の防錆処理剤である。また、主桁上フランジや間詰コンクリート部にも広範囲に鉄筋が見られる。これより、P2-P3 径間に比べ P7-A2 径間では、塩害による劣化損傷が急激に進行していることがわかる。なお、コンクリートの被りが最小で 10mm 程度であるにもかかわらず¹⁾、幸いにも PC 鋼線の破断は生じていなかった。

(3) 構造部位別の周辺環境

図 3c)及び d)に、A1 橋台の護岸と主桁の位置関係及び A2 橋台の護岸と主桁の位置関係を表す。A2 橋台側の主桁から地表面迄の高さは、A1 橋台側の主桁から地表面迄の高さに比べて低くなっている。護岸によって碎波されることによって生じる飛来塩分量は、A1 橋台側に比べて A2 橋台側のほうが多く主桁に付着しやすいことがわかる。

(4) 構造部位別の塩化物イオン量

図 4 は、表面から深さ 20mm におけるコンクリート中の塩化物イオン量である³⁾。塩化物イオン量の採取箇所は、P2-P3 径間及び P7-A2 径間であり、採取した桁は、G1, G3, G5 の海側の面である。P7-A2 径間の G1 と G3 は、P2-P3 径間の G1 と G3 に比べ塩化物イオン量が約 1kg/m³ 多く含まれていることがわかる。

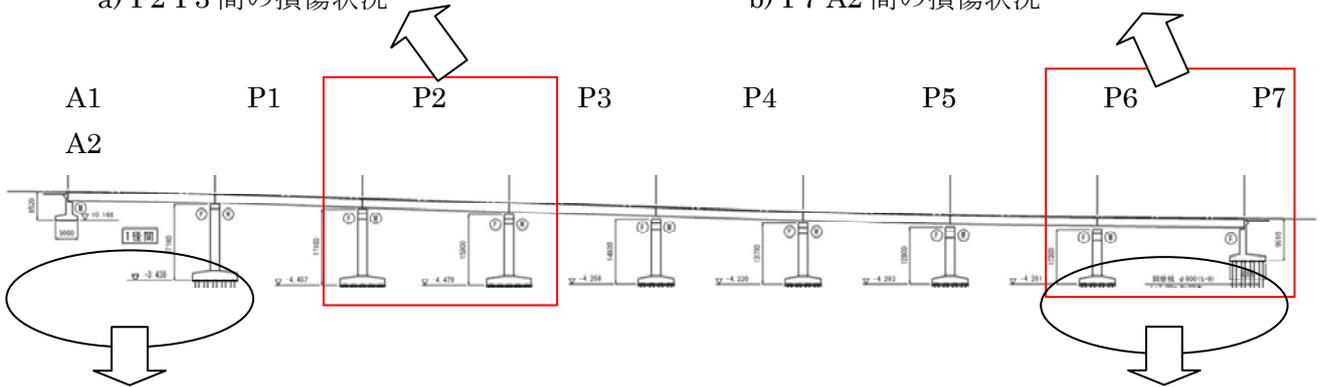
(5) まとめ

A 橋における塩害による損傷程度は、橋梁部位毎に受ける風雨や、飛来塩分量の違い等により一様でないことがわかった。このことから、海岸沿いに架設された橋梁においては、診断や補修方法を検討する場合には、架設位置を踏まえた飛来塩分の方角や周辺構造物の形状等を考慮した上で判断することが必要と考える。



a) P2-P3 間の損傷状況

b) P7-A2 間の損傷状況



c) A1 橋台側の護岸と主桁の位置関係



d) A2 橋台側の護岸と主桁の位置関係

図3 対象橋梁の周辺環境と上部工損傷状況

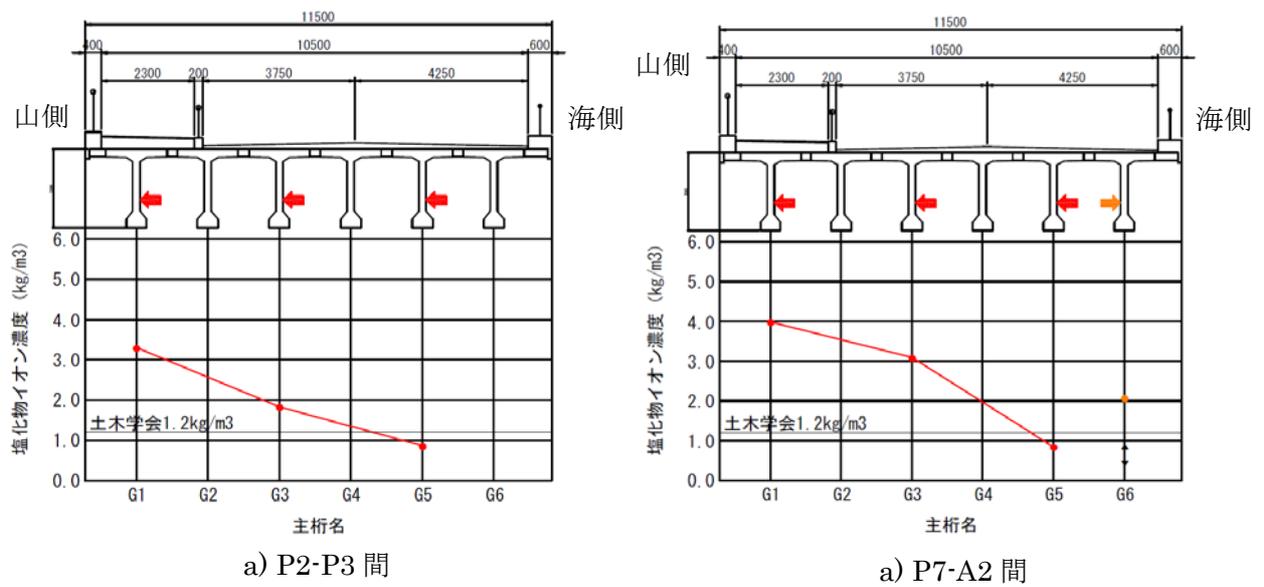


図4 主桁表面 (0~20mm) の塩化物イオン量

3. 保護塗装実施後のPC橋の塩害劣化事例

(1) 橋梁概要

本橋（以下「B橋」という）は、昭和52年竣工（架設後36年経過）、橋長21.6m、単純プレテンT桁橋である（表3参照）。昭和47年の道路橋示方書に基づいて設計されており、エポキシ鉄筋やかぶり厚などの塩害対策は実施していない。図5に一般図、写真1に対象橋梁全景を示す。A橋は、海岸部に架設されており、冬期の季節風の影響を直接受ける厳しい環境下にある。

表4に主な点検・補修履歴を示す。B橋は、架設後10年及び18年に断面補修と保護塗装を実施している⁴⁾。平成19年度の定期点検時に保護塗装のうきが確認され、平成23年度の詳細調査にて保護塗装をすべて撤去した。詳細調査及び平成24年の定期点検において、多数のひびわれやうきが確認されたことから速やかに補修が必要となる判定となった。今年度補修工事を実施予定である。

(2) 主桁内部の塩化物イオン量⁴⁾

表5に主桁鉄筋位置での塩化物イオン量を示す。最も海側に近いG19海側の塩化物イオン量は、8.4kg/m³と非常に高い濃度となっている。桁内部でも1.5kg/m³から2.8kg/m³の塩化物イオン量が見られ、腐食発生

表3 橋梁概要

完成年度	昭和52年(1977年)架設	直近の点検実施年	平成24年(2012年)
橋長(m)	21.6m	上部構造形式	単純PCプレテンT桁
全幅(m)	19.5m	下部構造形式	逆T式橋台2基
活荷重・等級	TL-20 1等橋	基礎形式	直接基礎2基
適用示方書	昭和47年 道路示方書	径間数	1

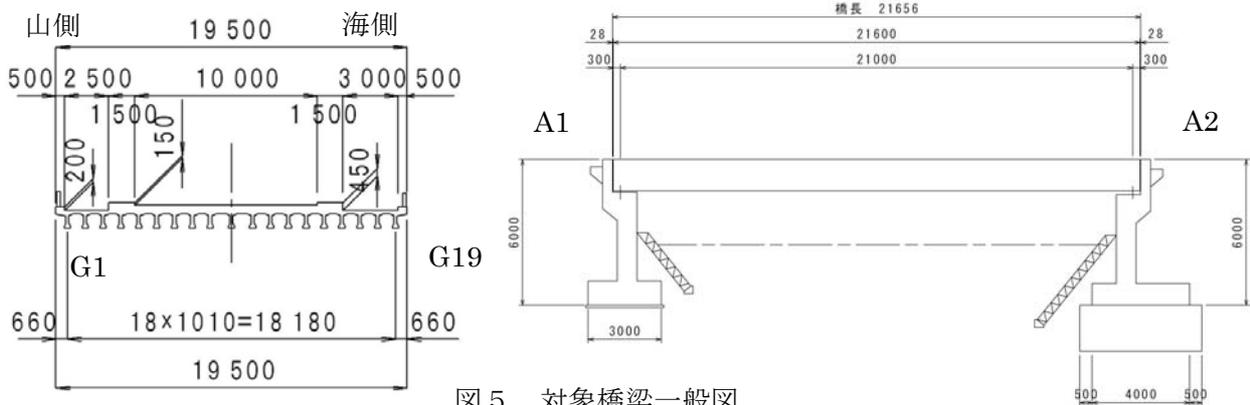


図5 対象橋梁一般図



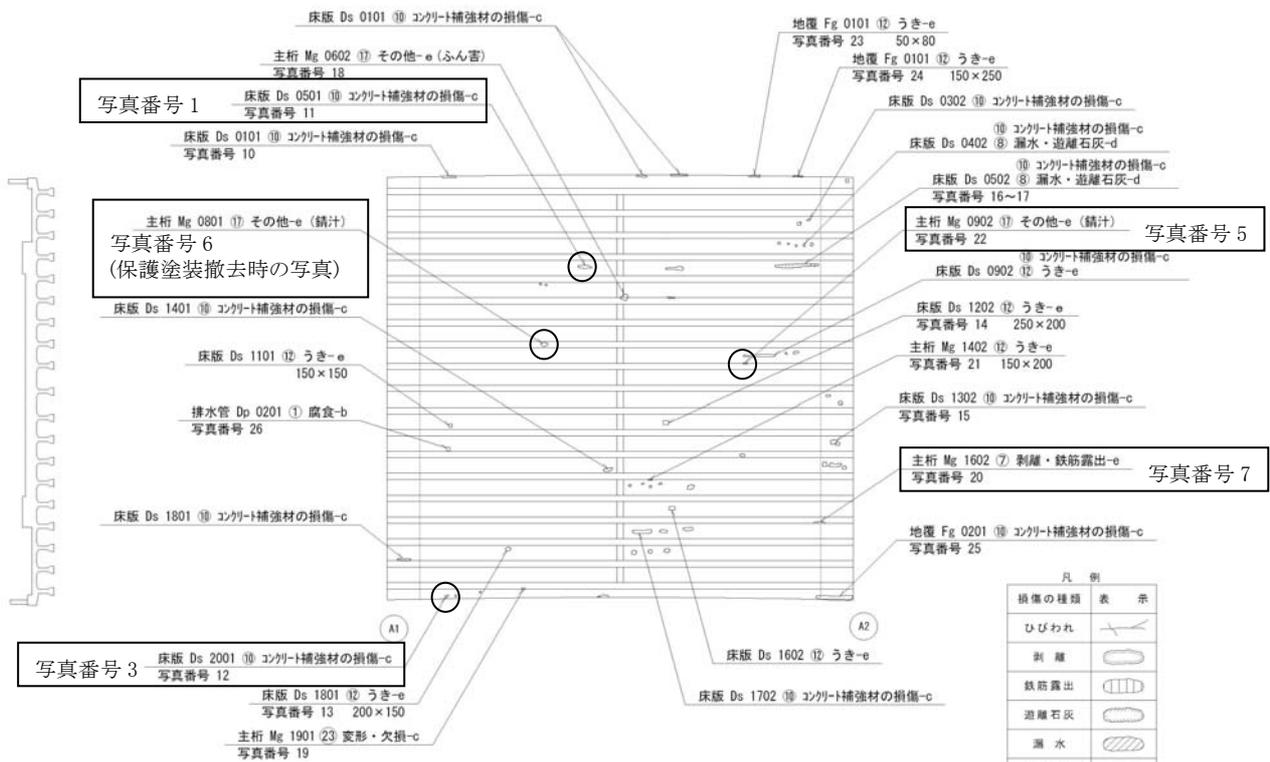
写真1 対象橋梁全景

表4 補修及び点検・調査履歴

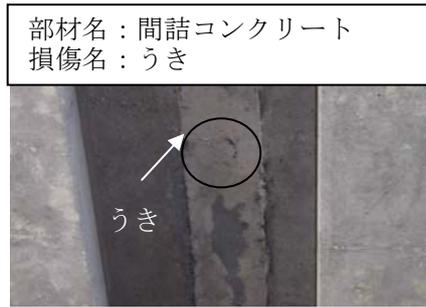
経過年	調査結果または補修の内容
昭和62年 (架設後10年)	上部工(断面修復+保護塗装)補修(1回目)
平成7年度 (架設後18年)	上部工(断面修復+保護塗装)補修(2回目)
平成19年 (架設後30年)	<定期点検>主桁:保護塗装の表面からうきが確認「追跡調査」
平成23年 (架設後34年)	<詳細調査>主桁:保護塗装をすべて撤去、多数のひびわれを確認
平成24年 (架設後35年)	<定期点検>主桁、横桁、床版:ひびわれ(ひびわれ幅0.1~0.8mm)、剥離・鉄筋露出、うきを確認。C判定「速やかに補修」
平成25年 (架設後36年)	上部工補修(3回目)予定

表5 主桁鉄筋位置の塩化物イオン量 (kg/m³)

調査位置	G3海側 (A1側)	G19海側 (A1側)	G19山側 (A1側)	G19山側 (A2側)
塩化物イオン量	1.5	8.4	2.8	1.0



写真番号 1



写真番号 2



写真番号 7



写真番号 3



写真番号 4



写真番号 8



写真番号 5



写真番号 6 (写真番号 5 と位置が異なる)

図 6 保護塗装を施した時点及びはがした時点の外観調査結果

限界濃度 1.2 kg/m³ を超えている。スターラップ筋までのかぶりは、10mm から 28mm であり、設計 35mm を大きく下回っていることがわかっている。

(3) 保護塗装を施した時点の外観調査

図6に保護塗装を施した時点の外観調査結果を示す²⁾。保護塗装を施した時点の外観において、張出し床版や間詰コンクリート部には、保護塗装のふくれやはがれが生じており、遊離石灰も見られた(写真番号 1, 3)。主桁下面に錆汁が発生しており、残鉄が原因と思われた(写真番号 5)。主桁端部には、剥離・鉄筋露出が見られた(写真番号 7)。

(4) 保護塗装をはがした時点の外観調査

図6より、保護塗装をはがした時点での外観調査結果について述べる⁵⁾。まず、張出し床版部には、残鉄による錆汁が見られるとともに、保護塗装時には確認できなかった多数のひびわれが確認された(写真番号 4)。間詰コンクリート部には、保護塗装をはがした後にうきが見つかった(写真番号 2)。主桁下面の錆汁は残鉄であり、一部残鉄の腐食膨張により主桁角部にひびわれや剥離が生じている(写真番号 6)。主桁端部の剥離・鉄筋露出周辺に、新たなうきやひびわれは見られなかった(写真番号 8)。

図7に保護塗装撤去時の主桁損傷図を示す。赤字の損傷は、保護塗装をはがすことで明確になった損傷であり、多くの損傷が保護塗装によって直接確認することができなくなったことがわかる。

(5) まとめ

塩害損傷が原因による補修及び保護塗装を実施したB橋は、高い濃度の内在塩分が残っていた。また、遊離石灰や保護塗装の膨れも見られたことから橋面から水の供給もあったと考えることが妥当であり、これらが原因で再劣化していたと考えられる。さらに保護塗装を撤去した後の点検結果よりひび割れや浮きが多数存在していることが確認されたことから、速やかに補修する必要があるとの結論となっている。

このことから、保護塗装を検討するにあたっては、水みちと橋梁本体内の塩分濃度の把握と事前措置、保護塗装を実施した後も安心せず常に劣化損傷に気を配る事が必要であり、特に桁表面のひび割れは確認が困難であることから点検・診断を実施する際は注意が必要であると考えられる。

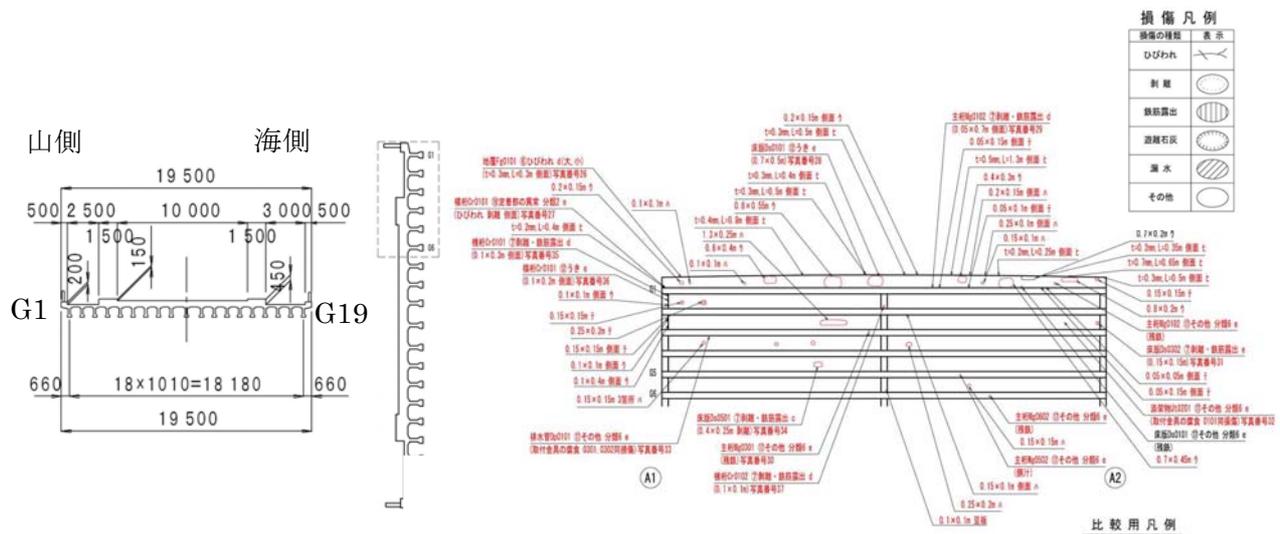


図7 保護塗装撤去後の主桁損傷図

【参考文献】

- 1) 大城朝一, 金城世喜: 平南橋補修について~塩害対策~, 第2回技術研究発表会, pp13-18, 2012.9
- 2) 沖縄総合事務局北部国道事務所: 平成19年度北部国道管内橋梁点検業務
- 3) 沖縄総合事務局北部国道事務所: 平成21年度北部国道管内橋梁補修設計業務
- 4) 沖縄総合事務局北部国道事務所: 平成6年度橋梁塩害調査及び設計業務
- 5) 沖縄総合事務局北部国道事務所: 平成24年度北部国道管内橋梁点検業務

塩害劣化した RCT 桁の劣化度との残存耐力実験

○正会員久米仁司*, 正会員金田一男**, 沖縄会会員玉城喜章***, 沖縄会会員太田清志****, 沖縄会会員砂川章次*****, 沖縄会会員金城和成**, 正会員石川孝司*****, 沖縄会会員宮城敏明*****, 沖縄会会員長嶺由智*****, 正会員淵脇秀晃*****, 正会員下里哲弘*****

1. はじめに

対象橋梁は、昭和31年1月に建設され、西海岸線から約300m離れた厳しい塩害環境で約56年間供用されたものである。本橋梁の架け替え工事に伴い切断・撤去された劣化桁のうち、比較的損傷程度が小さいW-1の載荷実験を行ったので、その結果について述べる。

2. 橋梁概要及び試験体の劣化状況

2.1 橋梁概要

図-1に示すように、若松橋は2径間の単純RCT橋であり、橋長15.20m、支間長7.245m、有効幅員8.18mである。本橋は推測で1等橋(TL-20)として設計され、計5本のRCT桁から構成されている。

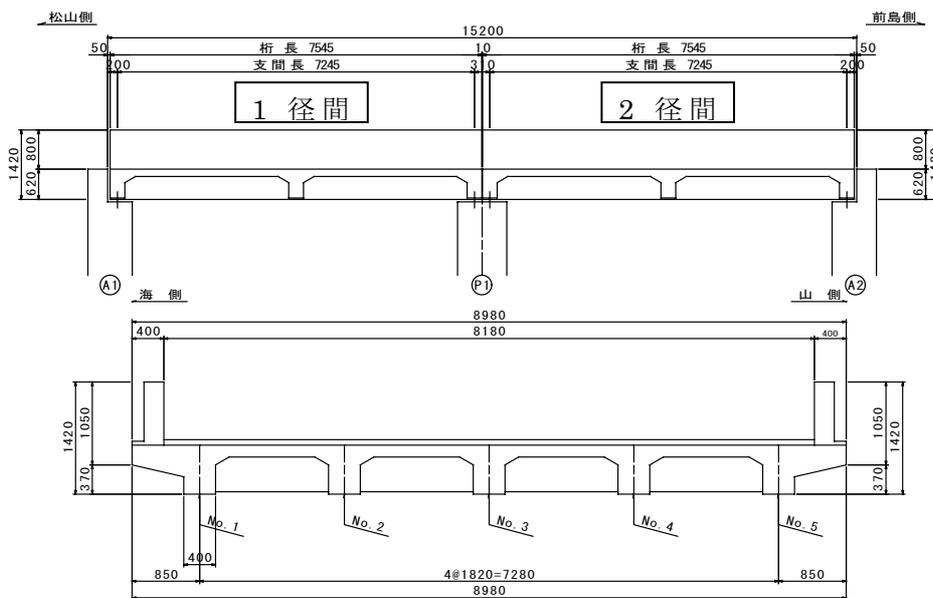


図-1 若松橋一般図

キーワード：RC 橋梁，劣化，塩害，載荷試験

* (株) 南伸 連絡先 〒901-2132 浦添市伊祖 1-21-2 kume_h@nanshin-design.jp

** (株) ホープ設計 *** (社) 沖縄しまたて協会

**** (有) 総合設計コンサルタント ***** (株) 中央建設コンサルタント

***** (株) 大洋土木コンサルタント ***** (株) 沖縄建設技研 ***** (株) 金秀鉄工

***** 琉球大学 工学部環境建設工学科

2.2 試験体の劣化状況

(1)劣化状況

写真-1は、W-1 桁下面の損傷状況を写したものである。桁下面端部のコンクリートは主筋に沿って剥落し、床版下面にも局部的にコンクリートが剥落している。また、写真中のハッチング箇所はコンクリートの浮きを示し、RCT 桁のウェブ側に広範囲の浮きも確認されている。図-2は、W-1 桁の損傷展開図であり、桁全体の外観劣化状況を確認できる。W-1 桁は調査対象試験体の中で最も軽微なものとなっている。



写真-1 W-1 の損傷写真

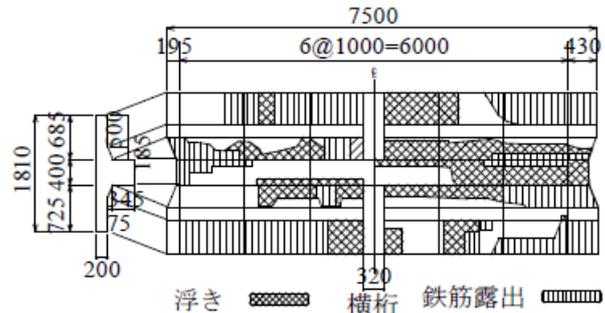


図-2 W-1 の損傷展開図

(2)コンクリートの圧縮強度及び静弾性係数

コンクリートの圧縮強度は、「コンクリートからのコア採取及び圧縮強度試験方法(JIS A 1107)」に準じて行った。また、圧縮試験と同時に「コンクリートの静弾性係数試験方法(JIS A 1149)」に準じて、コンクリートの静弾性係数試験を行った。

コア採取位置は、全て表面損傷がなく鉄筋に当たらない位置を選定した。コアは、コンクリートが密に打設され、山から切崩した琉球石灰岩と見られる白色の粗骨材（最大粒径40mm程度）が採用されている。細骨材の色や貝殻などの不純物有無から判断して海砂が使用されていないようである。表-1はW-1桁のコンクリートの試験結果である。RCT桁として十分な力学的特性を示している。

表-1 W-1 桁のコンクリートの圧縮強度及び静弾性係数

採取時期	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
載荷前	35.9	23.2
載荷後 No. 2	32.6	25.2
載荷後 No. 3	29.7	23.4
平均	32.7	23.9

(3)鉄筋の機械的性質と配置

W-1 桁載荷後のコンクリートはつり調査より、試験体の配筋状況を確認した。W-1 桁の主鉄筋は、スパン中央で2段配筋、両端部で上の段の鉄筋が折曲筋としている。各段に6本の鉄筋が使

用されているが、写真-2 に示すように、下側が異形鉄筋で2 段目が丸鋼となっている。主鉄筋の下面及び側面のかぶりが共に 50mm、1 段目と 2 段目の主鉄筋の間隔は 45mm である。帯筋には $\phi 10$ の丸鋼鉄筋が使用され、スパン中央の 2.8m 範囲内では 300mm の間隔、それ以外の支点付近では 150mm の間隔となっている。(図-3 参照)

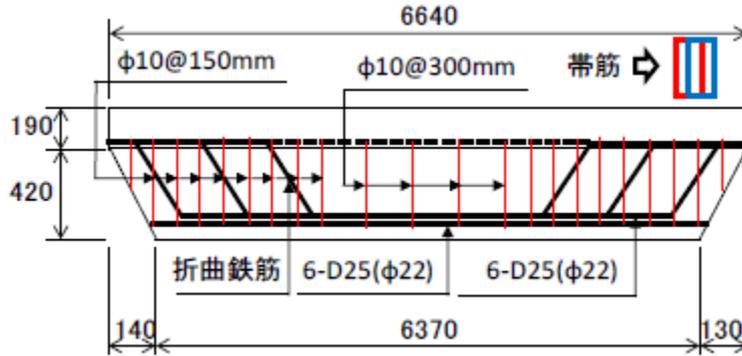


図-3 W-1 桁の配筋の概要

写真-3 は、載荷試験完了後に W-1 桁から切り出した鉄筋の引張試験後の状況を示す。異形鉄筋と丸鋼鉄筋とが混在しているため、異形鉄筋 3 本 (SD1～SD3) と丸鋼鉄筋 2 本 (SR1, SR2) を採取し、鉄筋径の計測と引張試験を行った。これらの鉄筋の機械的性質を表-2 に示す。表-2 から分かるように、異形鉄筋は推定 D25、丸鋼鉄筋は推定 $\phi 22$ が使用されている。しかし、これらの鉄筋の機械的性質には明確な差異が見られない。



写真-2 W-1 の配筋状況

鉄筋番号	鉄筋の破壊状況
SD1	
SD2	
SD3	
SR1	
SR2	

写真-3 引張試験後の破断状況

3. 試験概要

実橋から切出した W-1 桁をスパン長 $l=6.0\text{m}$ の試験桁として端部処理し、対称 2 点集中荷重方式で静的曲げ試験を行った。RCT 桁の静的曲げ試験は、圧縮試験機 (1000kN 型) を用い、JIS A 5363 に準拠して行った。載荷点距離は中間横桁の影響を少なくなるために $2a=1.0\text{m}$ とし、支点から載荷点までの距離は $b=2.5\text{m}$ とした。

試験桁の端部、スパン中央部と 1/4 スパン位置に変位計を配置し、桁のたわみを計測する。ま

た、スパン中央の床版の両端部に変位計を配置し、床版の傾きを計測する。また、露出している主鉄筋のずれをパイゲージで計測した。RCT 桁の曲げ変形は、その上面と下面に配置したオフセットゲージを用いて測定した。荷重位置及び計測位置を図-5 に示す。

表-2 使用された鉄筋の機械的性質

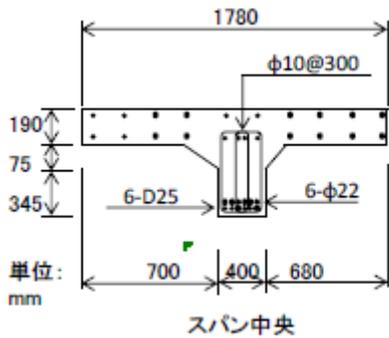


図-4 配筋

鉄筋 No.	鉄筋径 (mm)	降伏応力 (N/mm ²)	破断応力 (N/mm ²)	伸び率 (%)	弾性係数 (N/mm ²)	
異形鉄筋	SD1	24.1	372.9	529.5	10.0	2.27×10^5
	SD2	25.2	351.1	525.2	20.0	1.78×10^5
	SD3	25.3	275.6	467.3	10.0	1.80×10^5
	平均値	24.9	333.2	507.3	13.3	2.00×10^5
丸鋼鉄筋	SR1	22.7	370.8	513.7	20.0	1.99×10^5
	SR2	22.9	363.4	488.0	20.0	2.18×10^5
	平均値	22.8	367.1	500.9	20.0	2.10×10^6

荷重試験は、25kN 及び 50kN に 1 回ずつ、75kN に 2 回ずつ、200kN に 1 回荷重後に除荷し、RCT 桁の曲げ剛性を確認した。その後 25kN ずつ荷重し、200kN に達した後は 50kN ずつ荷重して荷重制御で破壊まで行った。

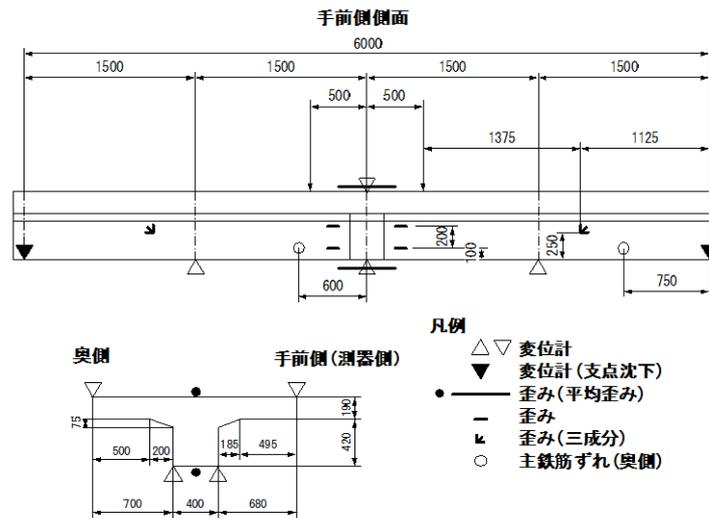


図-5 荷重位置及び計測位置

4. 実験結果

4.1 荷重と桁中央変位の関係

図-6 に荷重と桁の鉛直変位の関係を示す。変位は桁下面で測定したものを実線で、桁上面で測定したものを破線で示す。桁下面に設置した変位計はコンクリートの剥離が著しくなった 700kN 以降に取り外した。最大荷重は 770kN でその時の変形は 46mm であった。

図より、荷重初期の 200kN までは線形関係であるが、それを越えると非線形になっているのが確認できる。その後、緩やかな曲線を示し、荷重約 700kN 以降は荷重の増加はなく、変位のみ

が増加し、終局となった。

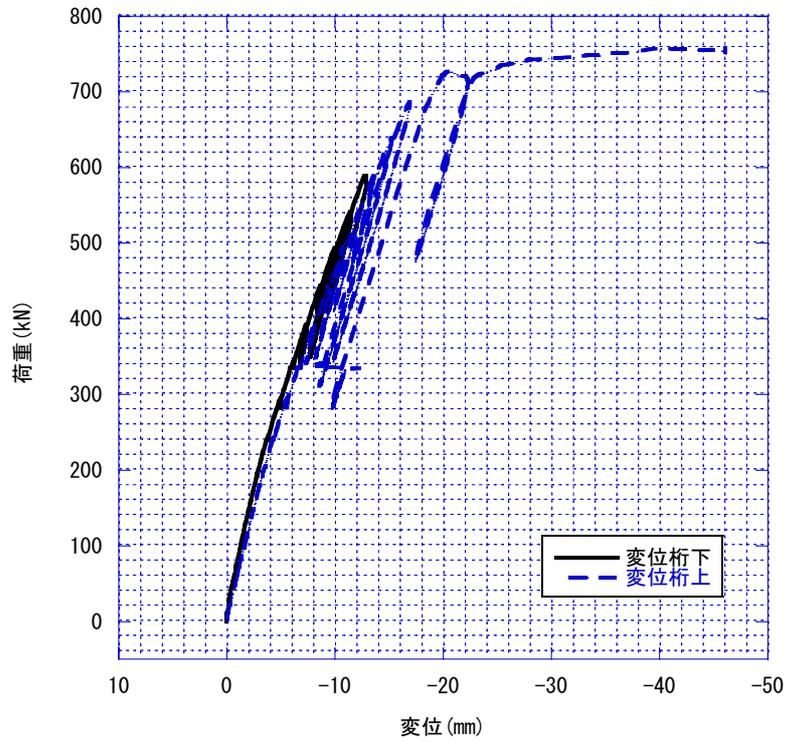


図-6 荷重と桁中央変位の関係

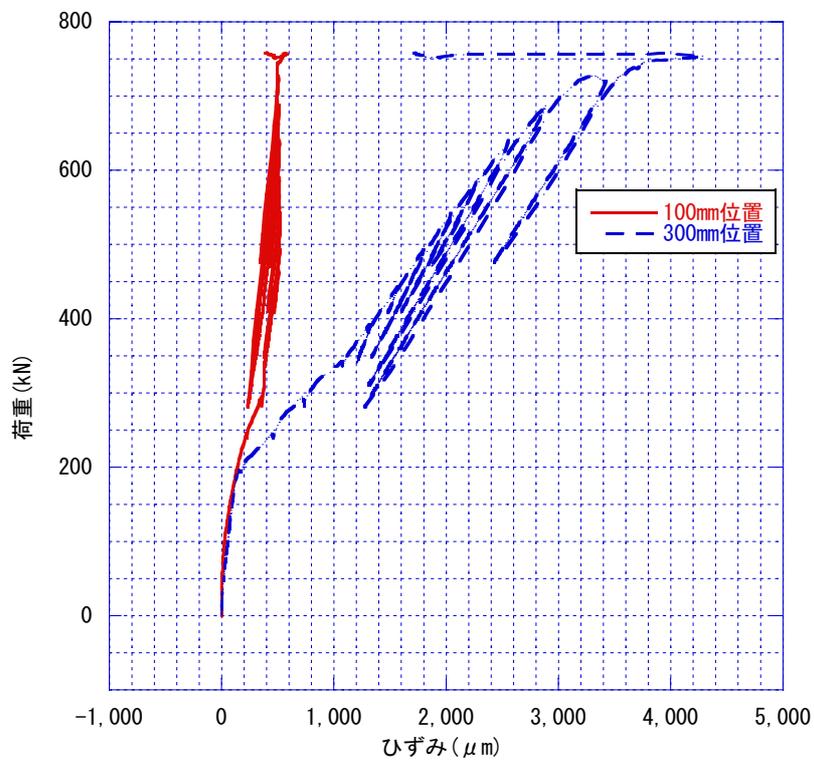


図-7 荷重とひずみの関係

図-7は、RCT桁のスパン中央付近のWEB上端と下端に設置したひずみデータを示す。図より、計測された桁上端と下端のひずみ値は、載荷約200kN付近で変化がみられ、桁下端100mm位置のひずみ値は不安定になっている。このことから、載荷約200kN付近で、コンクリートの曲げひび割れが大きく進展したと推察される。このことは図-5の荷重変位関係が非線形に移行した荷重とも概ね一致する。次に鉄筋降伏が発生した荷重は前述の引張試験結果等から、約710kNと試算された。(次項に示す) 図-7に示す300mm位置のひずみからも、鉄筋降伏荷重である約710kN付近でひずみが横ばいになっているのが伺える。

これより、曲げひび割れは約200kNで発生し、その後、コンクリートのひび割れ進展と剥落を生じながら、約710kNで下段鉄筋降伏、その後上段鉄筋が降伏し、約770kNで終局曲げ耐力に達していると推察される。

5. 鉄筋降伏時の耐力

桁中央付近における配筋は図-4に示すとおりである。鉄筋は二段配置となっている。引張鉄筋の下段が異形鉄筋で二段目に丸鋼が用いられている。載荷試験後に採取した鉄筋の機械的性質に明確な差はないことから、直径を実測値とし、降伏強度 345N/mm^2 として降伏耐力を求める。この条件でフランジの有効幅を全幅として抵抗モーメントを算出すると下側鉄筋が降伏応力度に達した時点での値は $M=887\text{kN}\cdot\text{m}$ と算定される。等モーメント区間は1mでせん断スパンが $a=2.5\text{m}$ であるので、荷重とモーメントの関係は $M=Pa$ である。ここに、 M は曲げモーメント、 P は一載荷点の作用荷重で a はせん断スパンとなる。従って P は 355kN であるので、荷重は 710kN となる。載荷実験で求められた降伏挙動時のジャッキ荷重が $690\text{kN}\sim 720\text{kN}$ であるので、計算で求めた値と概ね一致する結果となった。

6. まとめ

厳しい塩害環境で約56年間供用されたRCT桁橋を対象として、劣化度と残存耐力に関する調査と、劣化度の比較的軽微なW-1桁に対する曲げ破壊実験を行った。実験結果より、破壊ステップは、スパン中央付近のコンクリートの曲げひび割れと剥落(約200kN)、鉄筋降伏(約710kN)、床版の圧壊(約770kN)であると推察される。どの段階を供用下で許容できる耐力と評価するのかが重要であるが、今回の載荷実験は、劣化度の軽微なW-1桁の場合の結果であるため、鉄筋降伏耐力および終局曲げ耐力が概ね試算できている。したがって、残存耐力の評価としては、終局曲げ耐力約770kNまたは鉄筋降伏荷重約700kNをベースに、橋梁の重要度に応じた安全係数を適用するのが妥当であると考えられる。

謝辞

本研究にあたり、金秀鉄工株式会社の工場ヤードを提供して頂きました。載荷実験に際し、沖縄ピーシー株式会社の試験機を使用させて頂きました。また、琉球大学工学部の環境建設工学科の大学院生、学部生のみなさんに多大の支援を頂きまし。ここに併せて謝意を表します。

実腐食した高力ボルトの残存軸力評価法の検討

木更津工業高等専門学校 正会員 ○田井政行
琉球大学 下里哲弘, 有住康則

四国建設コンサルタント 大城進太郎, 金秀鉄工株式会社 長嶺由智

1. はじめに

鋼橋の摩擦接合継手の高力ボルトには、腐食劣化が著しく進行しているものが見られる。その要因として、角部が多いネジ部やナット部は塗装膜厚を確保しづらく、局部的に激しい腐食劣化に至ると考えられている¹⁾。腐食した高力ボルトは、減肉によって残存軸力が低下することが懸念されている。橋梁の適切な維持管理を行うためにも、腐食レベルに応じた高力ボルトの残存軸力の評価が急務である。そこで本研究では、実橋にて腐食劣化した摩擦接合継手の高力ボルトを用いて、腐食高力ボルトの残存軸力評価法の検討を行う。



写真1 試験体例

表1 腐食試験体の劣化度分類



(a) 一様型 (b) 砂時計型 (c) 台形型 (d) 逆台形型

2. 腐食減肉形状と腐食減肉量

2.1 試験体

試験体には腐食した鋼橋より回収した4行10列の摩擦接合継手を4体、総ボルト本数160本を用いた。試験体例を写真1に示す。

2.2 腐食減肉形状の分類

外観目視により腐食減肉形状の分類を行った。分類には写真2に示す4種類とした。

写真2 高力ボルトの腐食減肉形状の分類

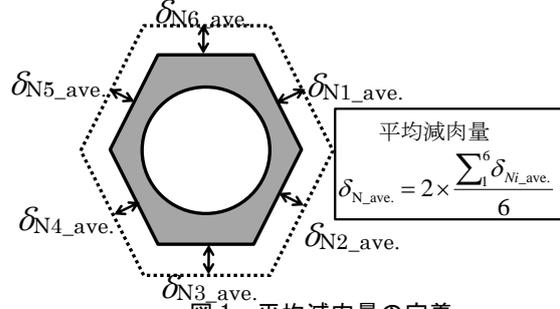


図1 平均減肉量の定義

2.3 腐食減肉量の計測

ノギスとテーパゲージを用いて腐食減肉量の計測を行った。図1に定義するように、建設当初のナット面間距離 W と腐食減肉後のナット面間距離 B との差を平均減肉量と定義し、計測結果より算出した。

3. コア抜きによる残存軸力の計測

高力ボルトの軸力推定法の一つに、ひずみゲージ法がある¹⁾。この方法は軸力導入時あるいは解放時にボルト頭部に生じるひずみ値から軸力を求める方法である。しかしながら腐食した高力ボルトはレンチ等で緩めることが困難なため、本研究では、写真2に示すようにナット部からコア抜きを行い、軸力解放時のひずみから残存軸力を求める方法を提案し、実験を行った。



(a) コア抜き前 (b) コア抜き後
写真2 コア抜き作業

3.1 導入軸力とボルト頭部のひずみの関係

導入軸力とボルト頭部のひずみの関係を明らかにするために、2軸のひずみゲージをボルト頭部に取り付けた新材ボルトを軸力計に設置し、導入軸力及び頭部のひずみの測定を行った²⁾。

測定結果を図2に示す。横軸は2軸のひずみの平均値 ϵ 、縦軸は導入軸力 N である。図に示すように、軸力と高力ボルト頭部のひずみの関係はほぼ線形であった。この結果を用いて軸力 N とひずみ ϵ の関係を最小二乗法より求めた回帰直線を図2に併記した。その結果、回帰直線の勾配は0.174、相関係数 R^2 は0.984であった。本研究では、この回帰直線を軸力と高力ボルト頭部のひずみの関係のキャリブレーションカーブとして用いることで、残存軸力の推定を行うこととした。

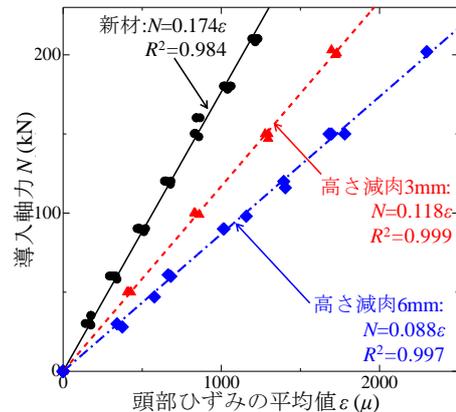


図2 頭部ひずみと導入軸力の関係

3.2 腐食高力ボルトの残存軸力計測結果

腐食ボルト54本を対象に、コア抜きを用いたひずみゲージ法による残存軸力の測定を行った。なお、事

前に新材高力ボルトを対象に、コア抜き法による残存軸力測定精度の確認を行い、98%程度の精度で軸力を測定できることを確認している。

キーワード 高力ボルト, 残存軸力, 腐食, 減肉量

連絡先 木更津工業高等専門学校 環境都市工学科 (〒292-0041 千葉県木更津市清見台東2-11-1)



写真3

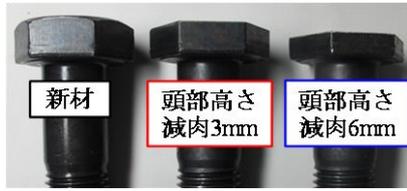


写真4 人工減肉したボルト

ボルト頭部の腐食例

残存軸力の測定結果を図3に示す。縦軸は残存軸力割合、横軸はナット部の平均減肉量 δ_N である。なお、残存軸力割合は初期の導入軸力を 225kN と仮定した場合の推定軸力との割合を示す。図より、平均減肉量が増加するにつれて残存軸力割合が低下する傾向が見られるものの、計測結果のいくつかのプロットにおいて残存軸力割合が 100%を超えるものもあった。これらのボルトに着目すると、写真3に示すようにボルト頭部に著しい腐食が見られた。この頭部の腐食減肉が軸力の計測に影響を及ぼしたと考えられる。

4. ボルト頭部の腐食が残存軸力に及ぼす影響

4.1 ボルト頭部の高さ方向の減肉の影響

ボルト頭部高さの減肉が残存軸力の計測結果に及ぼす影響を検討するために、写真4に示すように頭部高さを人工的に減肉させた新材ボルトを用いて、3.1節と同様の実験を行った。パラメータは頭部高さの減肉 3mm 及び 6mm、試験体数は3本ずつ行った。

実験結果を図2に示す。図よりボルト頭部高さの減肉に伴い、導入軸力と頭部ひずみの関係の勾配が低下しているといえる。この結果を用いて求めた、ボルト頭部の減肉を考慮した補正軸力算出式を式(1)に示す。

$$N = (0.0014H^2 - 0.023H + 0.174)\epsilon \quad (1)$$

ここで N は残存軸力(kN)、 H はボルト頭部高さの減肉量(mm)、 ϵ は頭部ひずみ(μ)を示す。

図3の結果を式(1)を用いて補正した結果を図4に示す。補正式を用いることで、ほぼ全ての結果が 100% を下回ったが、計測結果のばらつきが大きい結果となった。ボルト頭部は腐食によって高さだけでなく側面の減肉も生じており、このボルト頭部の側面の減肉を考慮して残存軸力を評価する必要があると考えられる。

4.2 ボルト頭部側面の減肉を考慮した残存軸力評価

ボルト頭部の減肉量が残存軸力に及ぼす影響を検討するために、ボルト頭部の減肉量の計測をナット部と同様の方法で行った。本研究ではボルト頭部とナット部の減肉量が残存軸力に及ぼす影響の比率を 1:1 と仮定し、それぞれの減肉量の合計を腐食減肉パラメータとして定義し、評価を行った。図5に再評価した結果を示す。縦軸は式(1)を用いて算出した残存軸力割合、横軸はナット部とボルト頭部の減肉量の合計である。図より、ナット部のみの減肉量を用いた場合と比較して、減肉量と残存軸力割合の関係の相関性が向上しているといえ、ナット部とボルト頭部の腐食減肉量より残存軸力を概ね推定できるといえる。

5. 結論

- (1) ひずみゲージ法を用いて残存軸力を推定する場合、ボルト頭部高さの減肉を考慮する必要がある。
- (2) ナット部及びボルト頭部の減肉量より、腐食劣化した高力ボルトの残存軸力を概ね推定すること

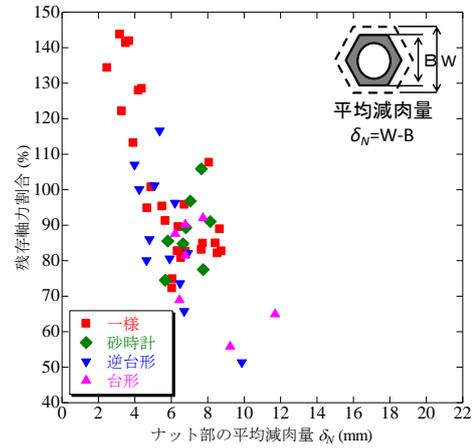


図3 残存軸力割合とナットの平均減肉量の関係

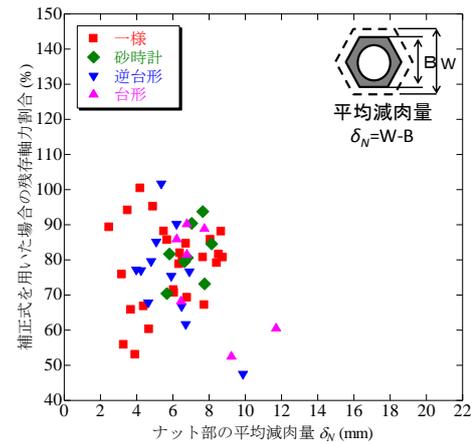


図4 補正式を用いた残存軸力割合とナットの平均減肉量の関係

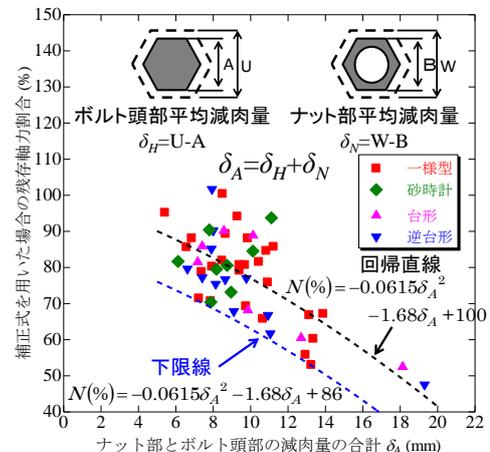


図5 補正式を用いた残存軸力割合とナット部とボルト頭部の平均減肉量の合計の関係

が可能である。

今後は FEM 解析等を用いて、ナット部とボルト頭部の減肉が残存軸力に及ぼす影響の比率の検討や腐食減肉形状の影響の検討を行う必要があるといえる。
謝辞

本研究は、沖縄しまたて協会「技術開発支援」の補助を受けて行った。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案), 2007.
- 2) 下里, 田井ほか：腐食劣化した高力ボルトの残存軸力評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.725-735, 2013.

腐食鋼部材の補修に必要なダクト板厚の算出

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
正会員 下里 哲弘
江里口 玲, 小野 剛士

1. はじめに

飛来塩分による鋼橋の腐食損傷は、橋梁の耐荷力を低下させる非常に危険な損傷であり、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)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。

機能回復レベルは、健全時の鋼材降伏ひずみ(ϵ_y)を安全率で除した値を「許容応力度レベル(ϵ_y/ν)」、死活荷重比 1:1 とし、更に 2 で除した「活荷重レベル($\epsilon_y/2\nu$)」と設定し、主に活荷重レベルまでの回復を目指すものとした。

工法は、ダクトを接着剤により鋼橋に接着合成するという方法である。ダクトは、「通常のコンクリートと比較し高強度」、「耐腐食性に優れている」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。これまでの研究で綱とダクトの引張・疲労・曲げ・せん断耐荷力試験等により本工法の有効性を確認してきた¹⁾

本論では、これまでに実施した引張試験結果をまとめ、腐食減厚した鋼部材の補修を行う際に必要なダクト板厚算出式を導出した。結果を以下に示す。

2. 試験体および引張試験

引張試験試験体およびゲージ貼付位置を図 1 に示す。JIS Z2201 の 1 号試験片に準拠して作製した。試験パラメータを表 1 に示す。鋼材の材質は SM490 で統一し、板厚は腐食減厚を模擬した 6mm と健全時を模擬した 9mm の 2 種類とした。補修に用いるダクトパネルは、厚さ 10,20mm の 2 種類とし、接着剤厚は 1,5mm の 2 種類とした。

引張試験は、琉球大学所有の 2,000kN 万能試験機を用いた。载荷は変位制御とし、1mm/分の载荷

速度で試験を行った。

3. 試験結果および基本性能評価

(1)合成挙動および破壊特性

試験結果一例としてダクト厚 20mm で補修した際の荷重-ひずみ曲線を図 2 に示す。縦軸を荷重、横軸をひずみとし、比較のために無補強時および鋼材(板厚 9mm)で補強した場合の引張試験結果も併せて示す。鋼材で補強した場合は、高い合成効果が確認されたが、ひずみが 500 μ 程度に達すると補修材端部で剥離が生じた。剥離は急激に発生、進展し、上下の補修材とも完全に母材と分離した。

これに対し、ダクトは降伏以降も補修効果が保持された。荷重の増加に伴い、ひび割れ発生および箇所数が増加したが、合成効果は保持され、降伏まで到達した。降伏荷重は無補強時と比較して 11%程度増加した。補修材であるダクト自身がひび割れることにより母材の変形に追随し、剥

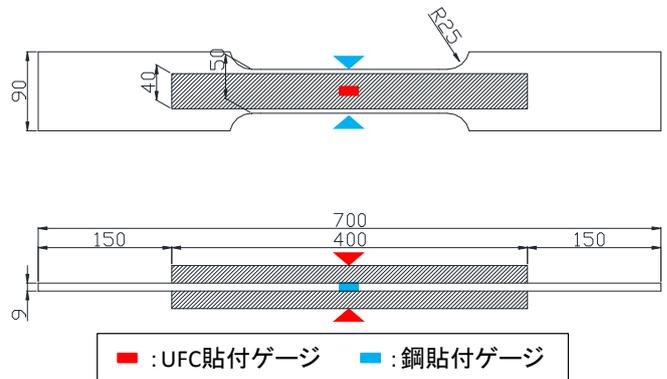


図 1 引張試験体およびゲージ貼付位置

表 1 引張試験体パラメータ

母材		補修材		接着剤厚さ (mm)	試験体数 (個)
材質	板厚 (mm)	材料	板厚 (mm)		
SM490	6	UFC	10	1	2
			10	1	3
	9	UFC	20	1	3
				5	3
			鋼板	9	1

キーワード 腐食, ダクト, 補修, 機能回復

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

離が生じず降伏まで補修効果が保持されたと考えられる。ダクトルは、ひび割れ発生後も、内部の鋼繊維が引張力に対し抵抗することが可能であるため、補修効果が持続したと思われる。

(2) 性能回復に必要なダクトル板厚算出式の提案

ひずみの増加に伴うダクトルの補修効果を確認するために、ひび割れ発生後もダクトルの断面積は一定であるという仮定および軸力： $F/A=\sigma$ の関係から、UFCの弾性係数を算出した。弾性係数 E_{UFC} 算出式は式(1)のとおりとなる。

$$E_{UFC} = (Es/A_{UFC}) * (F/\epsilon / Es * A_s) \quad \dots (1)$$

ここに、 E_{UFC} : UFCの弾性係数、 A_{UFC} : の補修断面積、 Es : 鋼の弾性係数、 A_s : 鋼母材の断面積、 F : 荷重、 ϵ : 鋼母材のひずみ

結果を図3に示す。縦軸をダクトルのみかけの弾性係数、横軸をひずみとしている。試験体ごとの結果のばらつきは小さかったため、試験結果はパラメータごとに平均した値を用いた。ひび割れ発生後、材料降伏のような非線形挙動を示しながら徐々に弾性係数が小さくなるのがわかる。また、パラメータによらず、弾性係数の変化は同様の傾向を示しているため、ダクトル厚、接着剤厚、母材厚が補修効果に与える影響は小さいということが確認できた。

上記試験結果をもとに腐食減厚した鋼材の性能回復させる UFC 必要板厚 t_{UFC} を算出した。 t_{UFC} 算出式は式(2)のとおり。

$$t_{UFC} = \Delta t * Es / E_{UFC} \quad \dots (2)$$

ここに、 Δt : 腐食減厚量

また、図3の縦軸を Es/E_{UFC} に変換し、板厚算

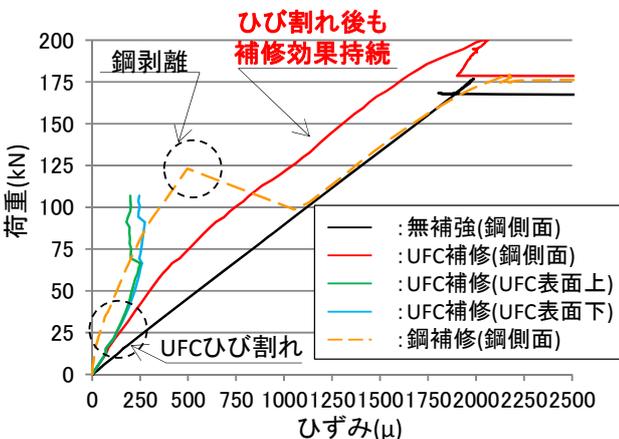


図2 荷重-ひずみ特性の一例

参考文献

1) 岩山ら: "鋼とダクトルコンクリートの接着合成に関する静的挙動", 土木学会西部支部沖縄会, 第1回研究発表会, 2011.9

出のための二次近似曲線を追加したものを図4に示す。ここで、鋼材の引張試験結果より得られた降伏ひずみ($\epsilon_y=1778\mu$)から得られる活荷重レベルひずみは 523μ ($\epsilon_y/2v$)となる。このひずみと式(2)、図4の近似式から算出した UFC 板厚算出式を式(3)にまとめる。

$$t_{UFC活} = 10.18 * \Delta t \quad \dots (3)$$

活荷重レベル($\epsilon_y/2v$)までの補修を行うには式(3)を用い、許容応力度レベルまでの補修を実施するには ϵ_y/v を図4の近似式に代入して Es/E_{UFC} を算出すれば良いこととなる。

5. まとめ

引張試験結果をまとめ、活荷重レベルまでの補修を行う際のダクトル板厚算出式を提案した。本算出式は、引張試験により算出した式であるため、圧縮域や交番応力が発生する箇所への補修時に使用するには圧縮試験等を実施するなど、更なる検討が必要と考える

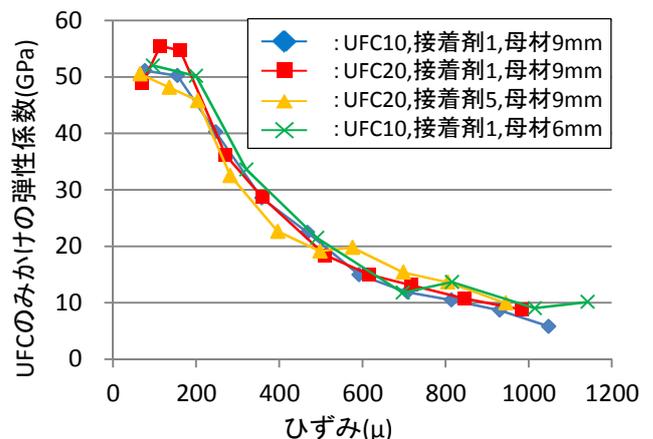


図3 ひずみの増加に伴うダクトル弾性係数の変化

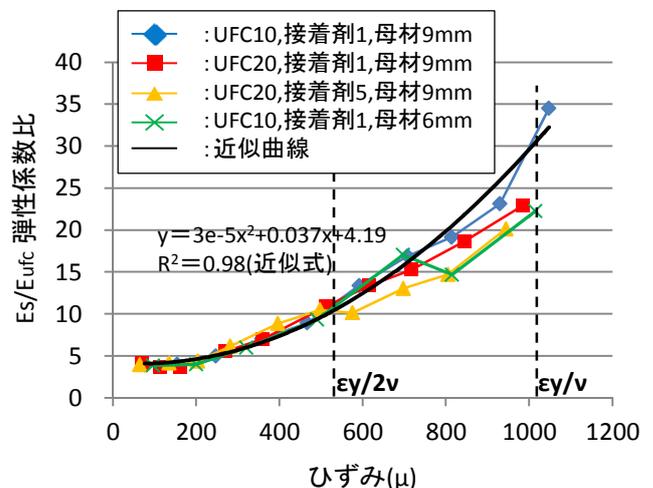


図4 ひずみの増加に伴う弾性係数比の変化

損傷を受けた鋼I桁端部腹板の補修法に関する実験研究

琉球大学 学生会員 ○利光崇明 正会員 下里哲弘 有住康則 玉城喜章
金秀鉄工株式会社 沖繩会正会員 島袋秀也 長嶺由智

1.はじめに

鋼I桁の腐食劣化の特徴として、桁端部の腐食損傷が著しいことが確認されている。また、桁位置・構造部位によって腐食形状が異なる。図1は、筆者らの研究で得られた実橋桁端部腹板の腐食減厚分布である。図より水平補剛材上部腹板及び腹板中央の減厚、下フランジ上部腹板の減厚が著しいことが分かる。¹⁾この腐食分布に対し腐食桁を用いた大型せん断耐荷力実験を行った結果、減厚分布に応じて、せん断耐荷力の低下が確認されている。²⁾

本研究ではこれらの腐食分布を人工的に再現した試験体に対し、回復効果のある補修法の検討を目的に実験を行った。

2.腐食試験体パラメータ

図2に試験体一覧を示す。本稿では腹板4.5mmを健全モデル（基準）とする。

2.1 損傷モデル

図3に損傷モデル詳細図を示す。損傷モデルは、水平補剛材が損傷したことを前提としており、腹板下部の損傷を再現したモデルとして、

- 1) 腹板と下フランジが破断したモデルを、下端欠損とした。
- 2) 張力場のアンカー部となる位置を鉛直補剛材に沿って切り上げたモデルを、下端切上とした。

また、腹板上部の損傷を再現したモデルとして、

- 3) 腹板の中央部が減厚したモデルを、中央減厚とした。
- 4) 水平補剛材位置近傍の腹板に孔が開いたモデルを、上部欠損とした。
- 5) 同位置の腹板が減厚したモデルを、上部減厚とした。

2.2 補修モデル

図4に補修モデル詳細図を示す。図4のa)は下端欠損に対し補修を行ったモデルである。

- 1) 欠損部に対し当板ボルトを行ったモデルを、当板ボルトとした。
- 2) 欠損部に対し厚さ2.3mmの鋼板をアクリル系接着材で接着し簡易施工したモデルを、薄鋼板接着とした。補修鋼板の板厚は、事前に行った単純

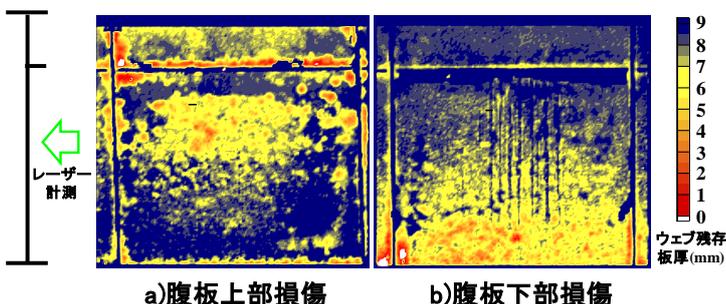


図1 腹板の実腐食減厚分布

腹板	健全モデル	損傷モデル		補修モデル		
		HSなし	HSなし+損傷	当板ボルト	薄鋼板接着	
4.5 mm	健全	HSなし	中央減厚	高強度炭素繊維 (全面)	高強度炭素繊維 (上面)	
			上部減厚	上部欠損		
			下端欠損			
			下端切上			
3.2 mm 一様減厚		HSなし	下端欠損	当板ボルト	薄鋼板接着	

図2 試験体一覧

健全	HSなし	下端欠損	下端切上
水平補剛材サイズ 幅:400mm 板厚3.2mm	水平補剛材なし	欠損部サイズ 幅:400mm 高さ:10mm	切上部サイズ 幅:450mm 高さ:10mm 高さ(切上部):125mm
中央減厚	上部欠損	上部減厚	
減厚部サイズ 幅:334mm 高さ:167mm 減厚部平均板厚:2.85mm	欠損部サイズ 幅:400mm 高さ:10mm	減厚部サイズ 幅:400mm 高さ:10mm 平均板厚:1.03mm	

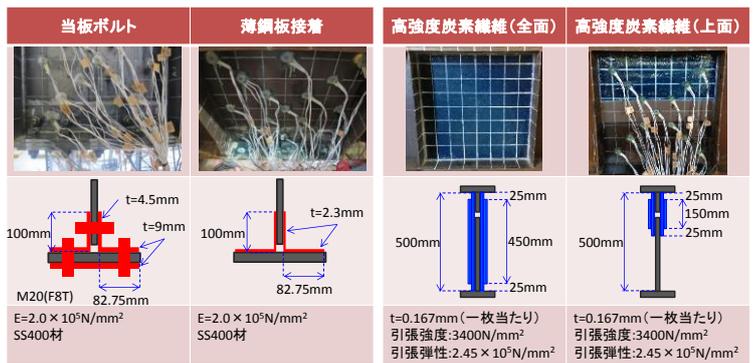
図3 損傷モデル詳細図

引張試験結果より、接着した鋼板端部のひずみ集中を軽減させ、剥離を抑える板厚を採用した。接着方法は、接着面をケレンし、アセトンで脱脂後、接着剤を塗布し薄鋼板を接着した。

図4のb)は、上部欠損に対し補修を行ったモデルである。

3) 欠損部対し、腹板全体に高強度炭素繊維（片面4層）をポリエステル系接着剤で接着したモデルを高強度炭素繊維（全面）とした。

5) 欠損部近傍のみに高強度炭素繊維（片面4層）を接着したモデルを高強度炭素繊維（上面）とした。炭素繊維の層数は、事前に行った引張試験結果より補修効果のある層数とした。接着方法は、接着面をケレンし、アセトンで脱脂後、接着剤を塗布し炭素繊維を接着した。ここで、炭素繊維は一方向繊維を使用し、1層目はせん断引張方向に、2層目は45°角度を付けせん断圧縮方向に接着し、同様に3,4層目も交互に接着を行った。また、炭素繊維端部のひずみ集中を避けるため、3層目を接着する際、25mmのオフセットを行った。なお、このことは事前の引張試験で確認した。



a) 下部補修モデル b) 上部補修モデル

図4 補修モデル詳細図

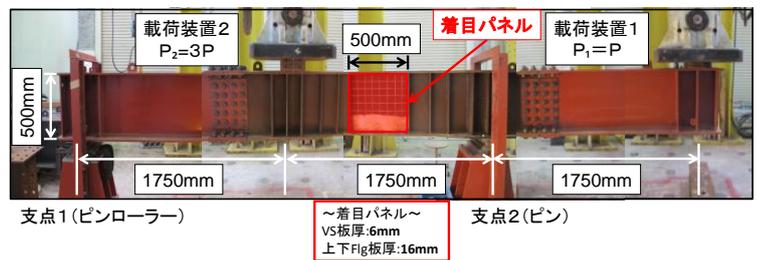


図5 中型せん断耐荷力実験

3.実験方法

図5に腐食分布を人工的に再現した中型試験体を示す。本実験では上下フランジ及び鉛直補剛材で囲まれた腹板を着目パネル（500×500mm）とし、桁端部の断面力をできるだけ再現するため図6のように着目部に曲げモーメントが小さく、せん断力が卓越するように荷重を与えた。試験体は単純支持である。荷重は2台の荷重試験機（最大荷重1000kN）を同期させ、変位制御にて実験を行った。図7に変位計設置位置を示す。変位計は、着目パネルに発生するせん断座屈のモードを捉えるために、パネル対角線方向に設置した。

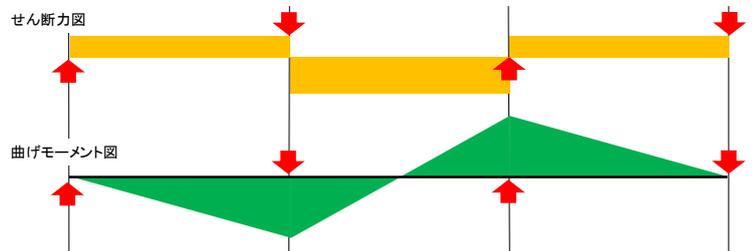


図6 せん断力図及び曲げモーメント図

4.実験結果

4.1 最大せん断力特性

図8に実験で得られたせん断力と鉛直変位関係を示す。縦軸は着目パネルに作用するせん断力、横軸は荷重装置2の鉛直変位である。図内の三角マークは、各試験体の最大せん断力を示す。

1) 図8のa)に下部損傷及び補修モデルを示す。

下部損傷として、最も最大せん断力が低下したのは下端切上パネルであり健全に比べ43%減少した。次に低下が大きかったのが下端欠損であり、健全に対し21%減少した。

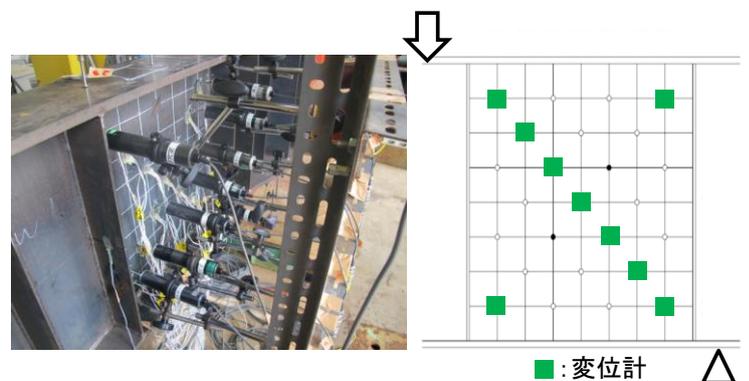


図7 変位計設置位置

下部補修モデルとして、下端欠損に対し薄鋼板を接した場合、健全までは回復しなかったものの（健全に対し9%減少）、HSなしとほぼ同程度まで耐荷力が回復した。また、下端欠損に対し当板ボルトを行った場合、健全よりも耐荷力が上回ることが確認でき、健全に対し19%増加した。

2) 図8のb)に上部損傷及び補修モデルを示す。

上部損傷として、最も最大せん断力が低下したのは、上部減厚モデル及び上部欠損モデルであり、健全に対し30%減少した。

上部補修モデルとして、上部欠損に対し、高強度炭素繊維を腹板全面に接着した場合、健全よりも耐荷力が上回ることが確認でき、健全に対し19%増加した。また、上部欠損に対し、高強度炭素繊維を腹板上面のみに接着した場合、健全とほぼ同程度まで耐荷力が回復し、健全に対し1%減少となった。

4.2 せん断力-面外変位関係

図9に各試験体の実験後面外変位状態及びせん断力-面外変位関係を示す。縦軸を腹板の高さ、横軸を着目パネルに設置したせん断圧縮方向の変位計の変位を、任意のせん断力ごとにプロットした。

4.2.1 健全及び損傷モデル

1) 健全（図9a）は、腹板中央よりやや下方で面外に変位している。これは水平補剛材があることで、HS以下を一パネルとし、張力場が形成されていると考えられる。

2) HSなし（図9b）は、腹板中央で面外に変位している。水平補剛材が損傷したことで、腹板全体を一パネルとし、張力場が形成されていると考えられる。

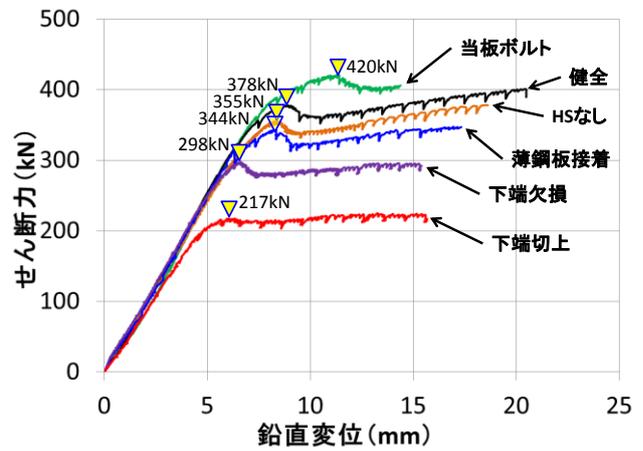
3) 下端欠損（図9c）は、健全に比べ腹板の下方で大きく面外に変位している。下フランジと腹板が破断したことで、腹板下部の支持条件が自由端となったことが原因と考えられる。

4) 上部欠損（図9d）は、健全に比べ腹板上部が大きく面外変位している。水平補剛材部が欠損することで、腹板上部の支持条件が自由端となったことが原因と考えられる。

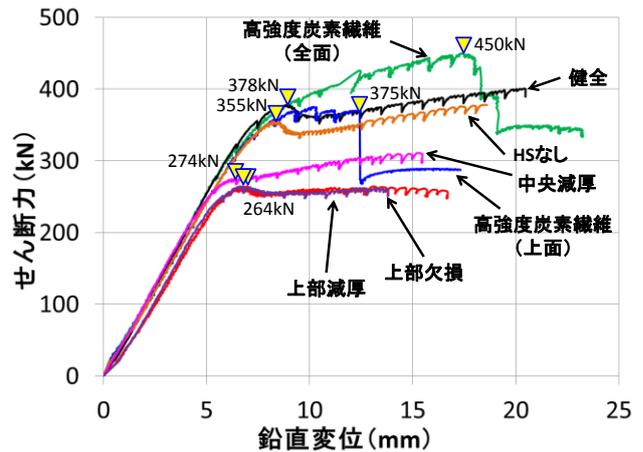
4.2.2 下部補修モデル

1) 当板ボルト（図9e）は、下端欠損に比べ腹板下部の面外変位が小さい。しかしせん断力が大きくなると腹板全体が徐々に面外に変位している。

2) 薄鋼板接着（図9f）は、下端欠損に比べ腹板

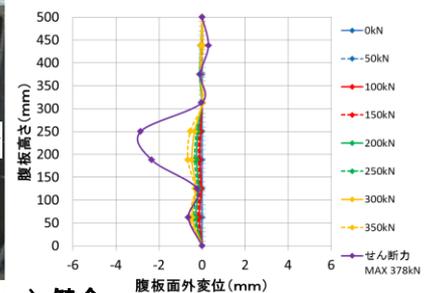


a) 下部補修モデル

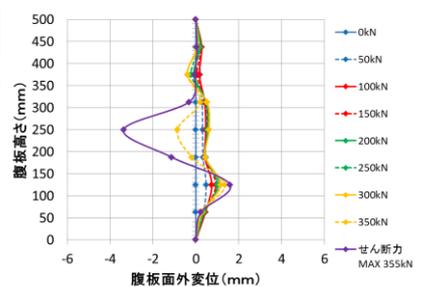


b) 上部補修モデル

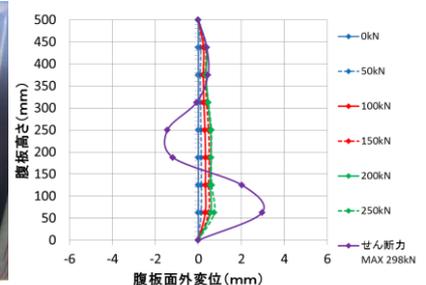
図8 せん断力-鉛直変位関係



a) 健全



b) HSなし



c) 下端欠損

全体の面外変位が小さい。しかし最大せん断力時は、補修部より上方で面外変位が大きくなった。

4.2.3 上部補修モデル

1) 高強度炭素繊維（全面）（図 9g）は、上部欠損に比べ腹板全体の面外変位が小さい。しかしせん断力が大きくなると、腹板中央から徐々に面外変位が大きくなっている。

2) 高強度炭素繊維（上面）（図 9h）は、上部欠損に比べ腹板全体の面外変位が小さい。しかし最大せん断力時は腹板中央の面外変位が大きくなった。

5.まとめ

実験結果より、各補修法の回復効果を以下にまとめる。

①下部補修モデルでは、当板ボルトの場合、荷重直後から面外変位を抑えていた。面外変位を抑えることで、せん断座屈を抑えることができ、せん断耐荷力が上がったと考えられる。また当板ボルトの場合、面外変形の追従が見られ、最大せん断力後もせん断力が上がったと考えられる。

薄鋼板接着の場合、荷重直後から面外変位を抑えており、最大せん断力が上がったと考えられる。特に当板ボルトに比べ、面外変位が小さいことから、せん断座屈を抑える効果が高いと考えられる。

②上部補修モデルでは、高強度炭素繊維（全面・上面）ともに、荷重直後から面外変位を抑えており、せん断座屈を抑えることで、最大せん断力が上がったと考えられる。また高強度炭素繊維（全面）の場合、面外変形の追従が見られ、健全よりもせん断耐荷力が上がったと考えられる。

以上のことより、面外変位を抑えることで、せん断座屈を抑えることができ、せん断耐荷力が回復すると考えられる。特に、面外変形を追従できる高強度炭素繊維（全面）はせん断耐荷力を回復させる効果が高いと考えられる。

今後の課題として、FEM 解析を用いて、より詳細な影響の検討を行う。また、実腐食鋼板を用いて、不陸面でも同様の効果が得られるのか検討を行う。

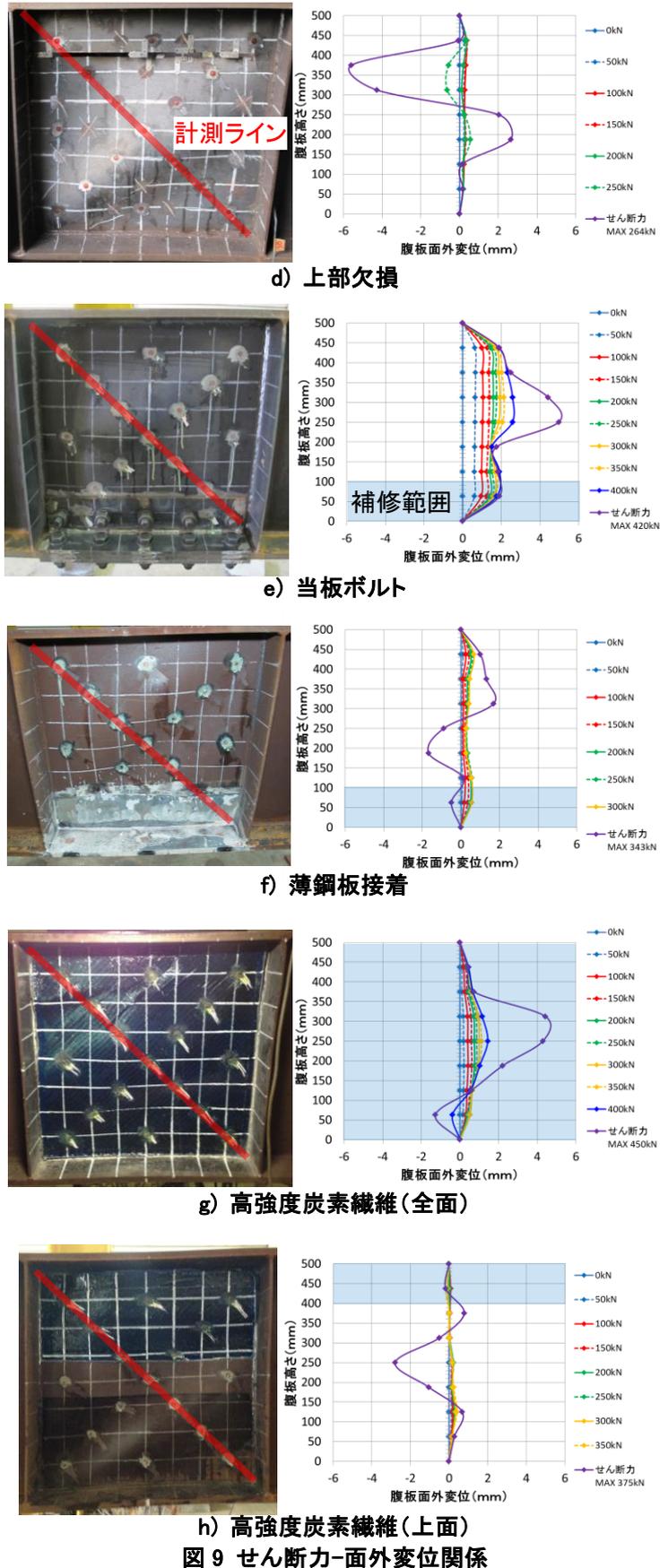


図 9 せん断力-面外変位関係

【参考文献】

- 1)下里哲弘, 玉城喜章, 有住康則, 丸山直人, 矢吹哲哉, 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, pp.1045-1046, 平成 23 年 9 月
- 2)玉城喜章, 下里哲弘, 有住康則, 矢吹哲哉, 小野秀一, 腐食劣化した鋼 I 桁のせん断耐荷力実験(その 2), 土木学会第 66 回年次学術講演会, I-524, pp.1047-1048, 平成 23 年 9 月
- 3)土木学会: 座屈設計ガイドライン(2005 年度版), 平成 17 年 10 月

Session4 : 施工・防災・材料

2. 工事概要

工事名：平成 23 年度豊見城トンネル(下り線)
工事

発注者：内閣府 沖縄合事務局

施工者：飛島・仲程特定建設工事共同企業体

施工場所：沖縄県豊見城市上田地内

工期：平成年 7 月 2 日 ~ 平成 25 年 5 月 17 日

トンネル施工延長：742.5m

掘削断面積：89.7 ~ 93.8 m²

掘削方式：機械掘削（タイヤ方式）



写真 2.1 終点側坑口全景

3. 地形・地質概要

3.1 地形概要

トンネル施工位置における地形は、標高 100m 前後の琉球石灰岩台地となっており、島尻層群が分布する丘陵地を構成し、トンネルの約 45% の区間では土被りが 2D (D: トンネル掘削径) 以下となっている。また、トンネルルートに隣接して地すべり跡と見られる地形が確認できる。

3.2 地質概要

トンネルが位置する島尻層群与那原層は、淡灰色～灰色の海生の泥岩（以下、島尻泥岩と記す）を主体とし、砂岩および凝灰岩の薄層を挟んでいる。対象となる島尻泥岩は以下に示す特徴がある。

泥岩と称されているものの固結度は概して低く、一軸圧縮強度は 2MPa 程度である。

島尻泥岩は掘削により応力解放され、大気にさらされるとスレーキングを起こしやすく、特に地山湧水などの自由水により急速に強度低下を生じる。

4. 貯水関係施設へのトンネル掘削による影響の事前予測

4.1 貯水関係施設の概要

本トンネル（513 T.D.740m）のルート上の右上方に、土被り 19～20m で貯水関係施設（RC 造 2F（高さ 10m）、直接基礎）が位置しており（図 4.2、図 4.3）、医療関係施設への上水としての受水槽（ $V=220\text{m}^3$ ）、施設への送水ポンプ室、施設からの排水を一旦貯留する調整池（ $V=1,380\text{m}^3$ ）から構成され、ライフラインとなる重要構造物であった（写真 4.1）。山岳トンネル近接工指針類から判断すると、「間接影響領域」と「直接影響領域」の双方に相当することから、今回施工する下り線トンネルでは、何らかの対策工の検討が不可欠であると判断し、上り線トンネルでの検討や施工実績を参考に事前予測を行うこととした。



写真 4.1 貯水関係施設

4.2 上り線施工段階の実績

本工事に先行して 7 年前に施工された上り線トンネルでは、貯水関係施設の構造物の管理目標値を類似事例から沈下 30mm、沈下傾斜角 $1.0 \times 1/1000\text{rad}$ としている。貯水関係施設は $45^\circ + 1/2 (= 56^\circ)$ の影響範囲線の外側に位置しており、上り線施工当初から大きな影響はないと判断されていた。

上り線施工では、事前検討での影響予測を 2 次元 FEM 非線形弾性解析により実施しており、解析結果から、貯水関係施設の沈下量は 0.9mm～4.2mm、傾斜角は $0.4 \times 1/1000\text{rad}$ と予測される結果となった。なお、上り線の施工実績では、貯水関係施設について最大沈下 7.5mm、傾斜角 $0.2 \times 1/1000\text{rad}$ 、トンネル直上の地表沈下が 18mm と報告されている（図 4.1）。

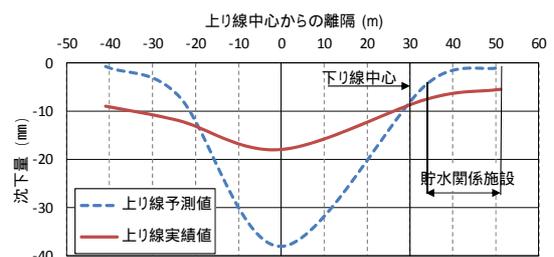


図 4.1 上り線トンネル施工時の沈下量

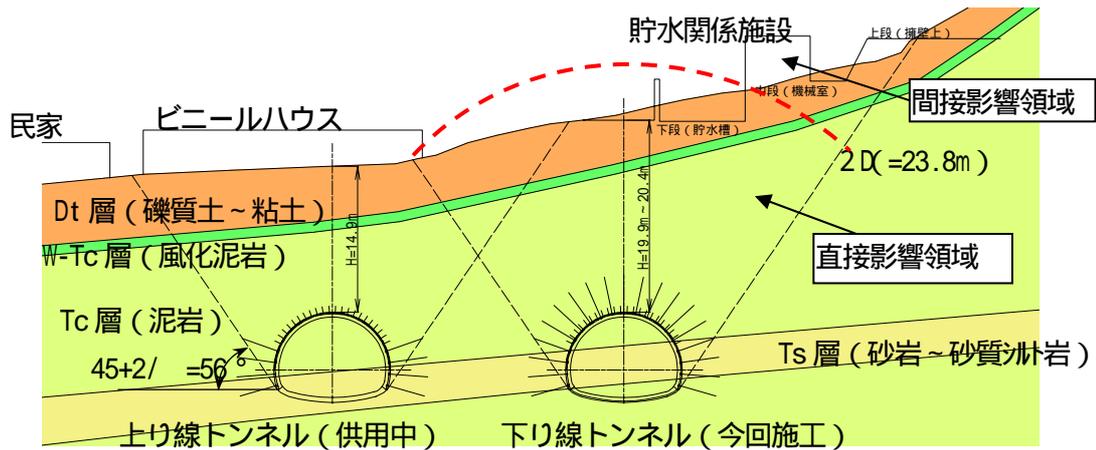


図 4.2 貯水関係施設とトンネルの位置 (No.513 付近横断面図)

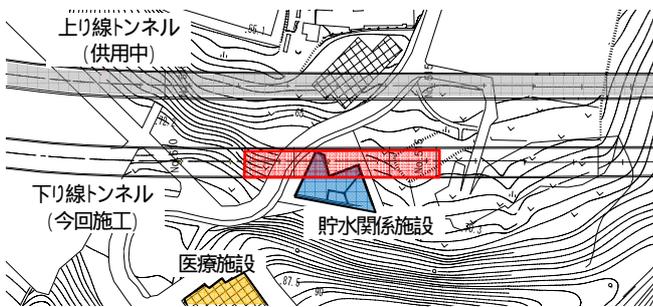


図 4.3 貯水関係施設付近平面図

4.3 下り線施工段階の影響予測

下り線施工においても、上り線施工時と同様に2次元FEM非線形弾性解析によりトンネル施工による影響予測を実施することとした。図4.4に解析モデルを示す。

トンネル周辺の地山物性値に関しては、上り線施工時の計測値と下り線の施工済み区間で同程度の土被り区間における計測値の双方を考慮して逆解析を実施し、主に沈下や変形に影響するTc層(泥岩)の弾性係数を同定し当初設定を修正した。

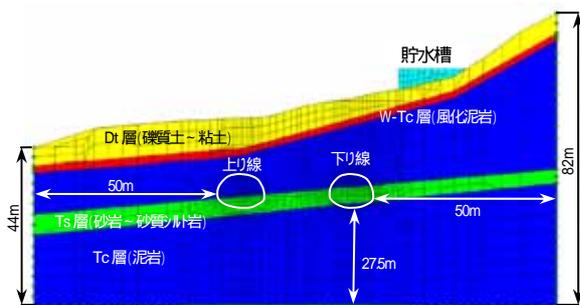


図 4.4 解析モデル

地山物性値の同定結果に基づき、順解析を再度行った結果、表4.1に示すとおり、管理目標値を大きく上回る沈下量と傾斜角が予測された。近接度区分でも直接影響領域に含まれること、先行施工された上り線ではトンネル掘削の影響が広範囲に及んでいたことなどから、下り線施工前の段階では、トンネル掘削での対策工が不可欠であると判断した。

表 4.1 沈下量と傾斜角の予測値(下り線)

測定位置	トンネル直上	貯水関係施設		
		沈下量 (mm)	傾斜角 ($\times 10^{-3}$ rad)	
測定内容	沈下量 (mm)	沈下量 (mm)	傾斜角 ($\times 10^{-3}$ rad)	
予測値	47.3	44.5	33.5	1.2
管理目標値	30以下	30以下	30以下	1.0以下

4.4 施工方法の検討

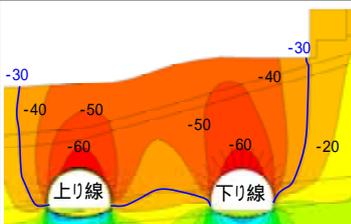
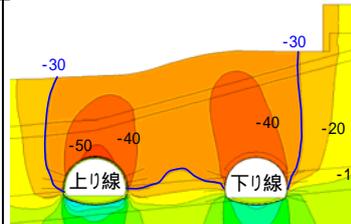
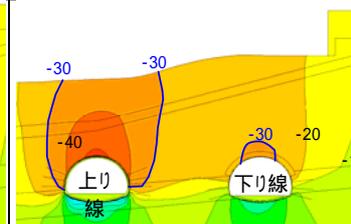
医療機関の貯水関係施設は重要構造物で、その用途から断水が不可能であること、代替水源や移設用地も容易に確保できないことから、トンネル坑内からの対策を基本とし、

- トンネル掘削に伴う影響を低減させること
- トンネル施工中も貯水関係施設の機能を維持できること

以上の条件を満足できる対策となる補助工法を検討することとした。

補助工法の検討は、一次選定段階で現地への適用性、掘削対象地山の島尻泥岩の特性などの観点から、地表面沈下対策で採用される工法の内、「パイプルーフ」、「脚部補強」、「垂直縫地」、「注入・攪拌」、「ウイングリブ付き支保工」の各工法を検討対象から除き、切羽安定対策としての「鏡ボルト」は島尻泥岩での切羽面

表 4.2 検討ケースと解析結果

項目	ケース1	ケース2	ケース3
対策工	当初設計 (D 標準支保パターン)	注入式長尺鋼管先受け工	注入式長尺鋼管先受け工 +ミニベンチ早期閉合
掘削工法	ショートベンチカット工法	ショートベンチカット工法	ミニベンチカット工法 (上半ベンチ長5m以内, 仮閉合まで10m以内)
補助工法・対策工の仕様	・特別な対策なし	・注入式長尺鋼管先受け工 先受け鋼管 114.3mm 打設長L=12.5m(9m/7ft) 範囲 120°, 間隔45cm	・注入式長尺鋼管先受け工 先受け鋼管 114.3mm 打設長L=12.5m(9m/7ft) 範囲 120°, 間隔45cm ・仮インパート吹付け (t=150mm) 設計基準強度 $f_{sp}=18N/mm^2$
解析目的	・当初設計パターンにおける懸念事項の抽出	・先行ゆるみによる沈下抑制を目的とした注入式長尺鋼管先受け工法の効果を確認	・注入式長尺鋼管先受け工法でも十分な効果が得られない場合を想定 ・掘削工法変更による効果の確認
FEM解析におけるモデル化	・標準支保パターンのため, 補助工法はなし	・先受け鋼管打設範囲の地山変形係数の向上	・先受け鋼管打設範囲の地山変形係数の向上 ・上下半とインパートの多段ベンチによる同時施工
解析結果			
	貯水施設	沈下量 44.5mm 傾斜角 $1.2 \times 10^{-3} \text{rad}$	沈下量 35.3mm 傾斜角 $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$
判定	×	×	

(管理目標値：沈下量 30mm 以下, 傾斜角 $1.0 \times 1/1000 \text{rad}$)

への削孔水の影響などを勘案して、「鏡吹付け」で対応することとした。

解析の結果, 表 4.2 に示すように「ケース 3: 注入式長尺鋼管先受け工 + ミニベンチ早期閉合」による施工のみが, 管理目標値を満足できる結果となった。

先受け工については, パターン 区間では, 本トンネルで当初設計から計画され, 施工でも適用して先受け効果が確認できている「FIT工法(長尺GFRP管 76mm, L=12.5m)」を, パターン 区間では, 貯水関係施設は切羽が通過して後方に位置することから,

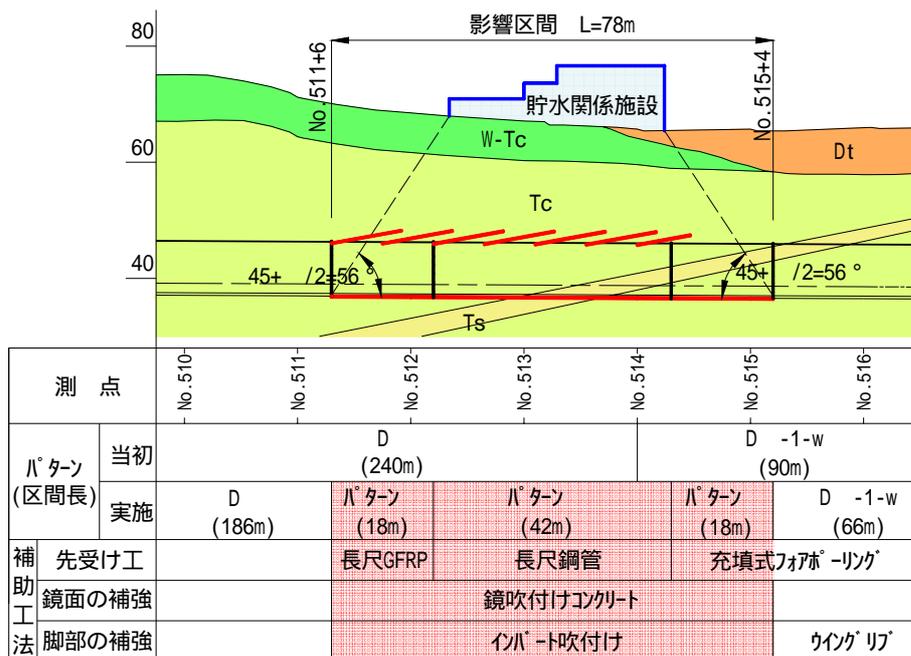


図 4.5 貯水関係施設付近縦断面図

当初設計の「充填式フォアポーリング(異形鉄筋 D25mm, L=3.0m)」に軽減してそれぞれ採用した。(図 4.5, 4.6)

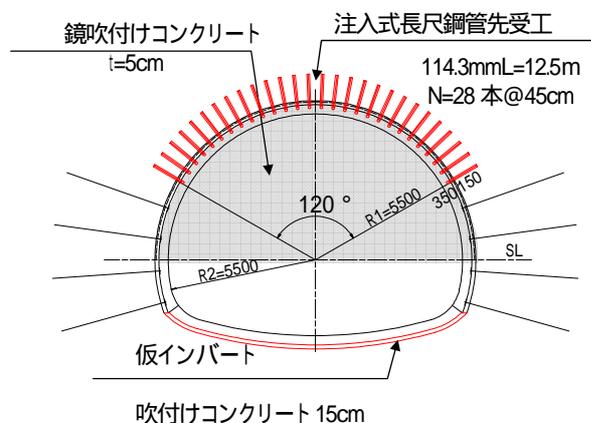


図 4.6 支保パターン

5. 貯水関係施設直下の施工結果

5.1 施工状況

切羽解放後より早期での掘削断面の閉合を図るため、切羽から4~7m後方(上半ベンチ2m+下半ベンチ2m+仮インバート3m)で閉合した。また、長尺フォアパイリングの施工シフト長9mに合せて施工の効率を図るために、仮インバートは掘削進行3m毎に施工し、概ね3方以内での閉合を確保した。

5.2 坑内計測結果

トンネルの地山挙動として、早期に掘削断面を閉合するパターンの区間と貯水関係施設手前の区間のトンネル変位計測値を比較して図 5.1 に示す。

下り線トンネルの変位挙動の傾向として、島尻泥岩の土被りと反比例して沈下量, 変位量が変動する傾向

が見られたが、貯水関係施設への対策を施した区間では、手前の同程度の土被りであった区間に比べると、沈下量, 変位量とも管理レベル(14mm)の半分以下に抑制できており、対策工が有効に機能したことを示している。

また、トンネルの変形モードは、対策工の未施工区間では、天端, 脚部が沈下する, いわゆる「共下がり」傾向が見られたのに対して、早期閉合区間では脚部沈下は少なく、トンネル支持盤として仮インバートが有効に機能していることを示唆する結果となっている。

5.3 地表沈下計測結果

対策工の未施工区間と実施区間との地表面沈下計測結果の比較を図 5.2 に示す。

対策工の未施工区間では、切羽到達1.2D手前あたりから先行沈下が発生し、切羽通過までに5mm(最終沈下量の31%程度)の先行沈下が生じている。また、沈下傾向は切羽通過後3D後方でようやく収束する傾向にある。

それに対して、対策工の施工区間では、切羽通過前の先行沈下はほとんど発生せず、切羽通過と同時に沈下が始まり、仮インバート施工による掘削断面閉合後には沈下傾向が収束し始め、切羽の1.8D後方でほぼ

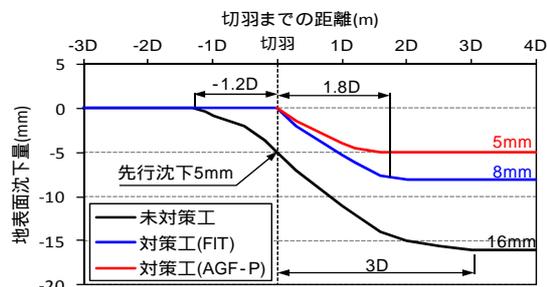


図 5.2 地表面沈下結果

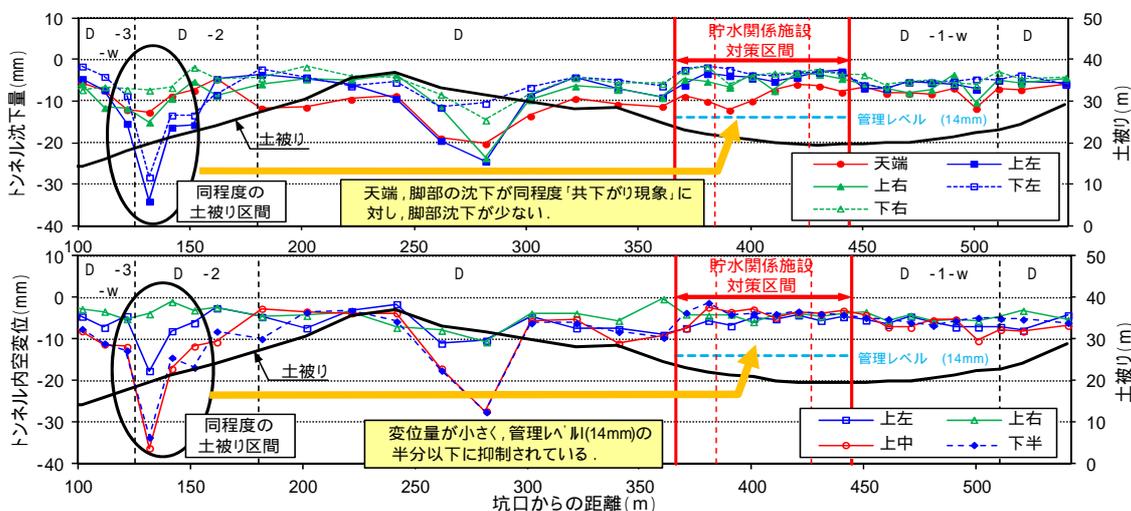


図 5.1 トンネル沈下量と内空変位量の推移

収束している。また、先受け工の剛性がより高いAGF-P工法の方が沈下抑制効果がやや大きいことがわかる。

先行沈下、後続沈下ともに本対策工が有効に機能して、抑制効果を発揮したものと考えられる。

5.4 貯水関係施設の計測管理手法と計測結果

施設の重要性と利用実態を考慮して、施工中の計測は、近接構造物の動態監視に多用される連通管式沈下計による相対沈下測定と、据置式傾斜計による構造物の傾斜角測定を実施した。計測頻度は施設の機能維持と変状の早期把握を目的として、24時間体制でリアルタイムに監視することとした。

図5.3に示すように、貯水関係施設の相対沈下や傾斜角は、地表面沈下の傾向と同じく、トンネル切羽通過直後から発生し、躯体を完全に通過してから数日で収束している。

施設の沈下量は周辺の地表面沈下とほぼ同程度であり、トンネル掘削による地表面への影響が貯水関連施設躯体へ直接影響している。沈下量は最大でも4mm程度、2方向の傾斜を合成した傾斜角は最大でも $0.4 \times 1/1000\text{rad}$ と管理基準値に対して小さく、躯体への影響(既存クラックの開き、漏水)は確認されなかった。

5.5 対策工の検証

下り線施工においては、計測対象範囲がトンネル中心から右側20m程度の範囲であるため、全体の沈下傾向を把握するには至っていない。図5.4に示すように沈下量が予測値より少なかった要因としては、地表面沈下計測で明らかになったとおり、切羽到達前の先行沈下量がほとんど発生していないことが挙げられる。この先行変位の抑制には、注入式長尺鋼管先受け工に加えて、解析上考慮しなかった鏡面の安定を図る上で施工した鏡吹付けコンクリートも鏡面の押し出し量を

抑制することで寄与していると考えられる。

また、先行変位だけでなく、当初計画よりも早期に切羽後方1.0D未満で掘削断面閉合を実施したことから、切羽通過後の変位も早期に収束させることができたと考えられる。

したがって、貯水関係施設への沈下抑制策として採用した「仮インバート施工による掘削断面の早期閉合」、「注入式長尺鋼管先受け工」、「鏡面の押し出し抑制の鏡吹付けコンクリート」の各対策工が良好に組み合わさって、先行変位と切羽通過後の後続変位の双方を抑制し、非常に有効に機能したものと考えられる。

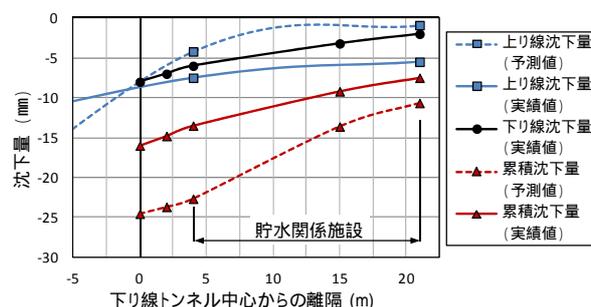


図5.4 地表面沈下の予測値と実測値の比較

6. おわりに

当該区間の施工に際しては、内閣府沖繩総合事務局南部国道事務所、(独)土木研究所道路基礎研究グループ、(社)日本建設機械施工協会施工技術総合研究所をはじめ多くの方々からのご助言とご指導を頂きました。本紙面をお借りしてお礼を申し上げます。

また、この施工事例が今後のトンネル施工への参考となれば、施工者として幸甚である。

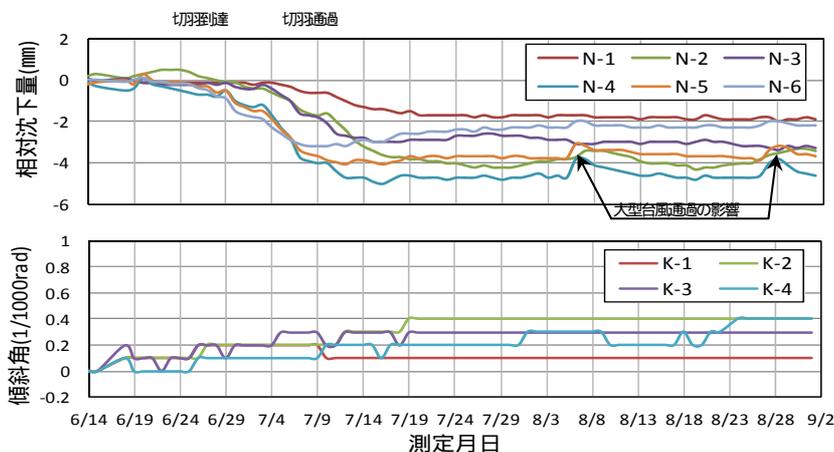
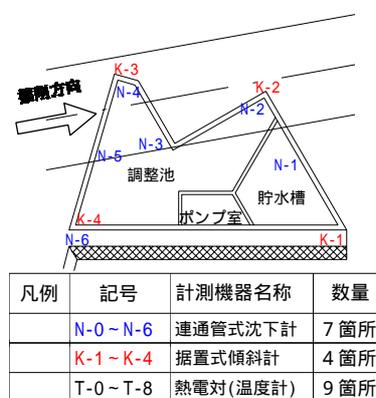


図5.3 貯水関係施設の計測装置設置図および相対沈下・傾斜角結果



沖縄初！大型空気圧送船による 揚土工事の施工報告

○那覇港湾・空港整備事務所 中城湾港出張所 小西 敦也

中城湾港新港地区東ふ頭は、「国際物流拠点産業集積地域」と位置づけられ、国事業として、周辺に立地する企業の①輸送コスト削減、②新たな物流ニーズに対応、③物流効率化による新規企業の進出促進を目的に中城湾港(新港地区)国際物流ターミナル整備事業を行っている。東ふ頭前面の海域は、水深が浅く大型船が入港できないため海底を浚渫しており、浚渫土砂は、泡瀬地区において埋立土砂に有効活用している。本稿では、浚渫土砂の土捨工法としてコスト縮減、工期短縮、環境への影響の観点から、県内初となる大型空気圧送船による土捨工法を実施していることに伴い、工事中の留意点、工夫および今後の課題について報告するものである。

1. 事業概要

中城湾港新港地区東ふ頭は、沖縄県が策定した沖縄21世紀ビジョン基本計画に「国際物流拠点産業集積地域」と位置づけられ、国事業として、周辺に立地する企業の①輸送コスト削減、②新たな物流ニーズに対応、③物流効率化による新規企業の進出促進を目的に中城湾港(新港地区)国際物流ターミナル整備事業を行っている。

現在進められている新港地区東ふ頭は、水深が浅く大型船が入港できないため海底を浚渫するもので、完了すると貨物船で最大18,000トンの(DWT)まで接岸可能となる。

また、この浚渫時に発生する土砂は、約420万m³あり、中城湾港泡瀬地区の人工島の埋立土砂として利用する計画である(図-1参照)。



図-1 事業計画(中城湾港)

2. 浚渫・埋立工法の選定

埋立工法の施工には、施工規模、経済性、利用計画、浚渫工法からそれぞれ異なった方法が考えられるため、当該工事(事業)施工箇所の特性を踏まえ、経済性、施工性、安全性及び周辺環境への影響等により浚渫・埋立工法の選定を行った。

(1) 当該事業の特性

当該事業の工事における特性を以下に示す。

- ①浚渫場所から土砂処分場まで約6km離れている。
- ②沖縄特有のサンゴ礁を多く含む土砂である。
- ③平成28年度までの6年間という短期間で約420万m³の土砂の浚渫及び土捨てを行う。
- ④中城湾のみに生息し、絶滅危惧種に指定されているトカゲハゼの繁殖期にあたる4月～7月は環境保全措置の一環として海上工事は行わない。
- ⑤土砂処分場の水深は非常に浅く、埋立面積が約80haと広い。

(2) 浚渫・埋立工法の検討

浚渫工法、埋立方法、陸上機械の各工法の組み合わせにより効率的かつ経済的な埋立てを行うことができる(図-2参照)。当該工事(事業)の特性から施工性及び施工実績を考慮して、浚渫・埋立工法の抽出を行った。(表-1参照)

キーワード 中城湾港新港地区, 大型空気圧送船, クラッシャー

連絡先 〒904-2162 沖縄県沖縄市海邦町3-25 内閣府 沖縄総合事務局 那覇港湾・空港整備事務所 中城湾港出張所

E-mail : konishi710-atsuya@ogb.cao.go.jp

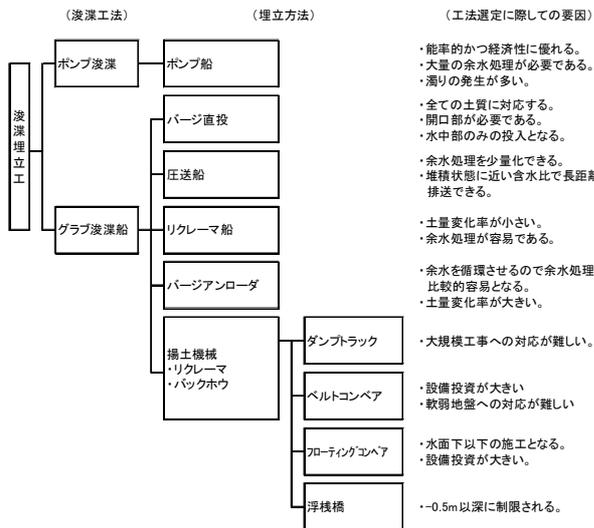


図-2 浚渫・埋立工法系統図

表-1 課題と評価

工法名		非抽出理由
非選定	バージによる方法	施工が水中部分に限定され、護岸締切り後は施工不可
	リクレーマ船による方法	直接揚土が護岸周辺に限定される。
	バックホウ、ダンプトラックによる方法	大規模工事への対応が難しい。(施工日数が長く、施工性が悪い)
	ベルトコンベアによる方法	設備投資が大きい、浚渫土砂での施工実績がない。
	フローティングコンベアによる方法	設備投資が大きい、浚渫土砂での施工実績がない。
浮き桟橋による方法	作業水深が台船の吃水-0.5m以下に限定される。	

比較検討	案	浚渫工法	運搬方式	揚土・埋立方法
		案-1	ポンプ浚渫	水搬方式
案-2	グラブ浚渫	土運船	バージアンローダ船	
案-3				空気圧送船

(3) 比較検討

経済性、施工性、安全性、及び周辺環境への影響等による比較項目及び総合評価(表-2)を以下に示す。

【比較項目】

- A: レキ混り土砂への施工性。(浚渫、排送の効率性)
- B: 土量変化率の違いによる埋立管理と埋立後の土地利用の容易性。(効率的、効果的な埋立管理等)
- C: 余水管理の容易性。(余水吐の設置、排水の水質管理等)
- D: 海生生物などの生態系への影響。(海底管の設置など)
- E: 施工費

3. 空気圧送船の概要

空気圧送による浚渫土砂揚土とは、土運船で運ばれてきた土砂をバックホウ等の揚重機により船内の泥艙にいったん受け入れ、圧縮空気と水を注入して浚渫土砂を埋立地まで圧送する工法である。(図-6参照)
この空気圧送船は、海底・海上排砂管不要で他の工法と比べ加水量が少なく、砂質土や粘性土でも圧縮空気と大型ポンプによる加水圧を併用することで長距離の圧送が行えることが利点である。

4. 揚土工事の概要

平成24年度に実施した揚土工事は、揚土場所付近での仮設航路浚渫が2件、泊地(-11.0m)浚渫が1件 計3件分¹⁾で発生する土砂を受入れるもので、圧送土量は約40万m³となった。

また、圧送距離は陸上排砂管と場内の海上排砂管を含めると最長で約1.5kmの設置となった(図-3参照)。

- *1「中城湾港土砂処分場仮航路浚渫工事」
- 「中城湾港土砂処分場仮航路浚渫工事(第2次)」
- 「中城湾港(新港地区)泊地(-11.0m)浚渫工事」

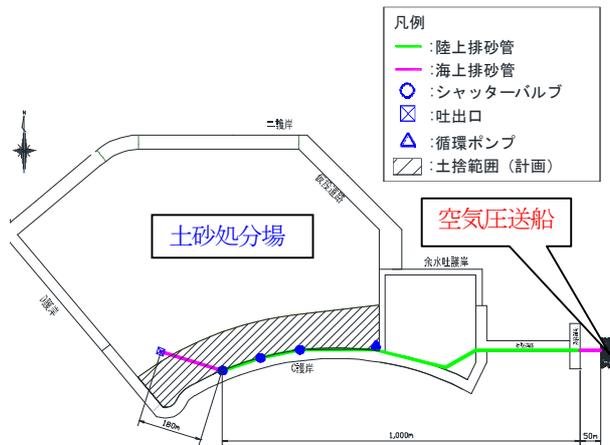


図-3 土砂処分場平面図

表-2 総合評価

工法	A	B	C	D	E	総合評価	
						総合評価	備考
案-1 ポンプ浚渫船+水搬方式	×	×	×	×	△	×	レキ混り土砂の浚渫には適さない。 土量変化率が大きい。 周辺環境への影響が大きい。(余水処理が必要)
案-2 グラブ浚渫船+バージアンローダ船揚土	○	×	○	○	○	△	土量変化率が大きい。 周辺環境への影響が小さい(循環方式により余水処理が必要ない)
案-3 グラブ浚渫船+空気圧送船揚土	○	○	○	○	△	○	土量変化率が小さい。 空気圧送方式のため汚濁水の量を大幅に低減できる。 工費がバージアンローダ船に比べ若干高い

よって、案-3の空気圧送船揚土方式を採用した。

5. 施工における課題

(1) 沖縄特有のサンゴ礫

土質柱状は、砂質土砂、粘土質土砂が主体で一部レキ質土砂や沖縄特有のサンゴ混じり土砂が混じっている状態であった。事前データをもとに比較すると仮設航路の浚渫土砂は、ほぼデータ通りの砂質土砂であったが、泊地(-11.0m)の浚渫土砂は、粘土質土砂が90%以上の想定に対し、実際は粘土質土砂約60%、サンゴ礫を含む砂質土砂が約40%であったことから、以下の事項が課題となった。

- ①サンゴ礫による圧送能力の低下
- ②排砂管・ゴムスリーブの摩耗



図-4 土質性状(砂質土砂)

(2) 護岸の安定確保と堤内水位管理

短期間で大量の浚渫土を揚土するため以下の事項が課題となった。

- ①護岸の堤体部の安定
- ②土砂処分場内の水位管理
- ③土砂処分場内の水量増加

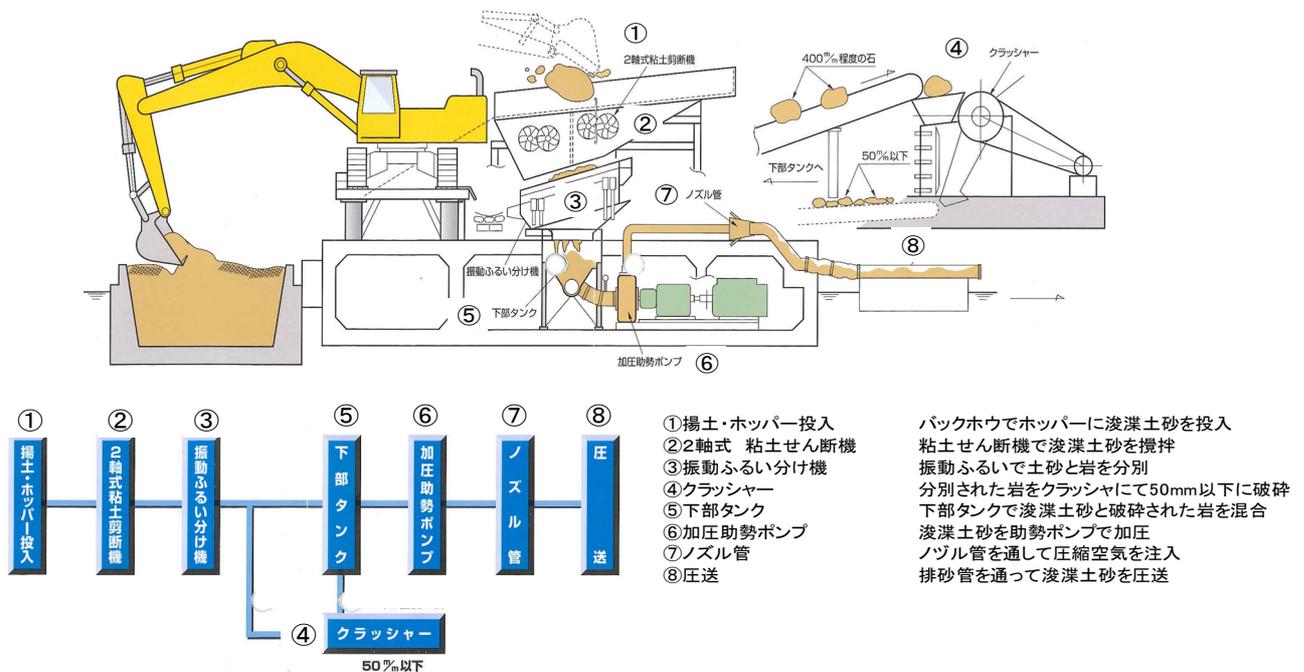


図-6 空気圧送(混気圧送方式)の概要

6. 対策の実施

(1) サンゴ礫への対応

今回使用した空気圧送船は、国内最大級8,000ps級の空気圧送船で、バックホウ(7m3×2基)を使用し、混気圧送方式により約1000m³/hの土砂を圧送することができる(図-5参照)。

また、玉石やサンゴ塊等に対応できるようクラッシャーが装備されており、400mm程度(約20cm×60cm)の玉石やサンゴ岩等を50mm以下に破碎し、圧送する機能を有している。(図-6参照)



図-5 空気圧送船(8,000ps級)「海援」

①サンゴ礫による圧送能力低下への対応

浚渫土砂のサンゴ塊は、空気圧送船のクラッシャーを有効活用し破碎して揚土作業が中断しないよう施工した。また、投入口のスクリーンに通らない大きなサンゴ塊は、バックホウのバケットですり潰しを行い、クラッシャーで50mm程度に破碎し圧送を行った。

また、サンゴ礫が多い場合は、ポンプの大型化による加水量の増加で対応した。(図-7~9参照)



①投入状況

②すり潰し状況



③ふるい分け状況

④クラッシャーへ

図-7 サンゴ塊投入・破碎



図-8 サンゴ塊堆積状況(吐出口)



図-9 揚土状況(サンゴ塊破碎圧送後)

②排砂管・ゴムスリーブの摩耗への対応

サンゴ礫の混入が想定以上に多く、排砂管の摩耗が著いため、週1回の頻度で超音波肉厚計により排砂管厚を計測し肉厚管理を実施した。

ゴムスリーブは、日々の点検では判らない摩耗状態を確認するため、ゴムスリーブを外し目視にて確認し損傷状態により交換及び反転作業を行った。(図-10~11参照)

また、立上り零号の特殊強化長尺ゴムジョイント接続部は干満時に過度な曲げ応力を生じる。通常のゴムスリーブでは破損の恐れがあるため1.5倍剛性が向上する高強度ゴムスリーブ(曲げ剛性向上品)を使用した。(図-12参照)



図-10 超音波肉厚計による排砂管点検



図-11 ゴムスリーブの反転

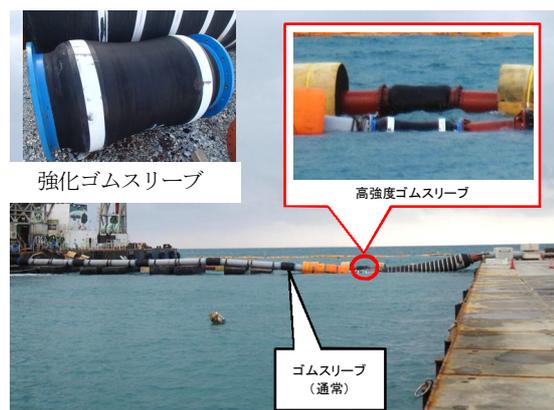


図-12 強化ゴムスリーブの使用

(2) 護岸の安定確保と堤内水位管理

①護岸の堤体部の安定への対策

護岸の保護対策として、揚土中は護岸にシートの敷設および変位の観測を行った。また、土質毎に吐出口を変更し良質な砂質土による護岸の腹付けを実施した。



図-13 堤体のシートと観測機器設置

【砂質土砂・サンゴ塊の場合】

土捨場所：C護岸付近（台風による越波が懸念）
施工方法：分岐管で吐出口を変更させながら揚土を実施堆積した土砂は、分岐管で切替え陸上バックホウ0.7m3級3台使用による敷均し実施



図-14 砂質土砂 揚土状況



図-15 バックホウによる敷均し

【粘土質土砂の場合】

土捨場所：土砂処分場中央付近
施工方法：吐出口をウインチ2基で移動させながらフローター管で揚土を実施



図-16 粘土質土砂 揚土状況

②土砂処分場内の水位管理

処分場の水位観測は、超音波式水位計を使用して管理し、無線LANを介して空気圧送船上の操作室のモニターへ表示できるシステムを整えた。

計測管理方法として、2段階の警戒レベル（レベルⅠ，Ⅱ）に対して管理基準値を設定し、担当者にメール送信できるシステムを構築した（図-17～18参照）。揚土量を調整することで、土砂処分場内の過度の水位上昇を抑制した。



図-17 超音波水位計設置状況



図-18 土砂処分場内観測

③土砂処分場内の水量増加への対策

通常の圧縮空気のみでは、揚土土砂による排砂管内の閉塞及び破裂とサンゴ礫混り砂質土等の土質を圧送できない恐れがあったため、加圧水を併用する必要があった。しかし、外海の海水を利用すると処分場内の水位上昇が懸念されることから、使用する水は、処分場内の海水を利用した循環式圧送揚土を採用し水位管理を容易にした。

また、想定以上のサンゴ礫を含む砂質土砂が多かったが、循環式圧送揚土を採用したため、水中ポンプの大型化による加水量の増加で対応することができた。



図-19 大型水中ポンプ使用



図-20 送水配管の設置状況

7. まとめ

今回の揚土工事は約 40 万 m³ の土量を、約 5 カ月の期間で施工し工期限内に完了できた。

このような短期間で的大量の揚土（月平均 8 万 m³、最大月揚土量 13 万 m³）を可能にしたのは、最大級のクラッシャー搭載型空気圧送船と土砂処分場内の海水を利用した循環式圧送揚土を含めた様々な対策（工夫）と改善によるものである。表-3 に今回実施した課題に対する対応と評価を示す。



図-21 工事完成

8. 今後の課題

今回は、揚土側での対策（工夫）と改善により施工を完了することができたが、クラッシャー搭載型の大型空気圧送船は、現在のところ国内に 2 隻しかいないため、サンゴ塊やレキ質土砂を長距離圧送するための方法を揚土側だけではなく、浚渫時及び土運搬時の土運船上での分級等による土質性状の区分や破碎等による確実な揚土方法及び、より効率的・効果的な施工の検討が必要であると考える。

表-3 課題と対応評価

テーマ	施工における課題	実施した対策	評価
沖縄特有のサンゴ礫	①サンゴ礫による圧送能力の低下	・空気圧送船のクラッシャーでのサンゴ塊破碎とポンプの大型化による圧送能力の維持	○効果あり
	②排砂管・ゴムスリーブの摩耗	・超音波肉厚計により排砂管厚を計測し肉厚管理による計画的な交換	○効果あり
		・高強度ゴムスリーブの使用による交換回数の削減 ・効率的なゴムスリーブの交換及び番号反転の実施による作業ロスの削減	○効果あり
護岸の安定確保と堤内水位管理	①護岸の堤体部の安定	・護岸にシートの敷設及び変位の観測による崩れ防止 ・土質毎に吐出口を変更し良質な砂質土による護岸の腹付けを実施し、堤体部の安定を確保	○効果あり
	②土砂処分場内の水位管理	・超音波式水位計を使用して計測し空気圧送船上で管理できるシステムを使用し、リアルタイムで監視	○効果あり
	③土砂処分場内の水量増加	・処分場内の海水を利用した循環式圧送揚土にすることによる水位上昇の低減	○効果あり

那覇港における防波堤の耐津波対策

沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 ○椎原康友 金城信之

平成23年3月に発生した東北地方太平洋沖地震によって、防波堤等の港湾構造物の多くが被災した。その後、平成25年1月に国土交通省港湾局より「防波堤の耐津波設計ガイドライン（案）¹⁾」が公表された。それを受けて那覇港を対象として検討した耐津波対策を実施する。これまで、津波シミュレーションや防波堤の耐津波設計に関する検討会を実施した中で、当港の第一線防波堤で越流の生じるのが新港第一防波堤であることが判明し今回の対象とした。

1. はじめに

那覇港新港第1防波堤は、昭和49年度から整備を開始し、昭和58年度まで整備し、改良事業を昭和55年度～平成7年度に実施している。

一方、平成23年3月に発生した東北地方太平洋沖地震によって、防波堤等の港湾構造物の多くが被災した。原因としては、防波堤に作用した巨大な水平力に加え、防波堤の天端を越流した津波が防波堤背後で強い流れとなり基礎マウンドや海底地盤を洗掘して防波堤の安定性を低下させたものと考えられる。上記を踏まえ、平成25年1月に防波堤の耐津波設計ガイドライン（案）が公表された。

また、平成24年度には「沖縄地方の港湾における防波堤の耐津波性能評価検討会」を開催し、防波堤に対する津波外力及び耐津波性能評価に関して技術的指導・助言を得た。

本報告では上記を踏まえ、那覇港新港第一防波堤を対象に、「発生頻度の高い津波（L1津波）」に対する防災対策に関する設計条件（津波条件、沈下量）、防波堤の安定性照査、対策工の検討について報告するものある。図-1に検討対象施設位置図を示す。

2. 設計条件の設定

(1) 検討対象施設

新港第一防波堤は、那覇港の西側の沖合に位置する防波堤であり、全延長3,380mである。

防波堤の設計は昭和50年に南側ハネ部500mと中央部200mから着手しており、築造後30年以上経過した防波堤である。なお、防波堤は大きく分けて3種類の構造形式がある。

- ・傾斜堤タイプ
- ・ケーソン式混成堤タイプ
- ・消波ブロック被覆ケーソン式混成堤タイプ

第一線の防波堤において傾斜堤タイプが採用されている理由としては、防波堤設置位置がリーフの縁に位置し、干ノ瀬リーフ（I、II区延長300m）及び自謝加瀬リーフ（V、W工区延長680m）の区間は水深が浅いためである。

一方、水深が深い区間に関しては、混成堤タイプとなっている。図-2に設計対象施設の工区割を示す。また、対象施設の代表的な断面を図-3に示す。



図-1 検討対象施設位置（那覇港）

キーワード 津波、津波伝搬、防波堤、津波対策

連絡先 〒900-0006 那覇市おもろまち2-2-1 沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課

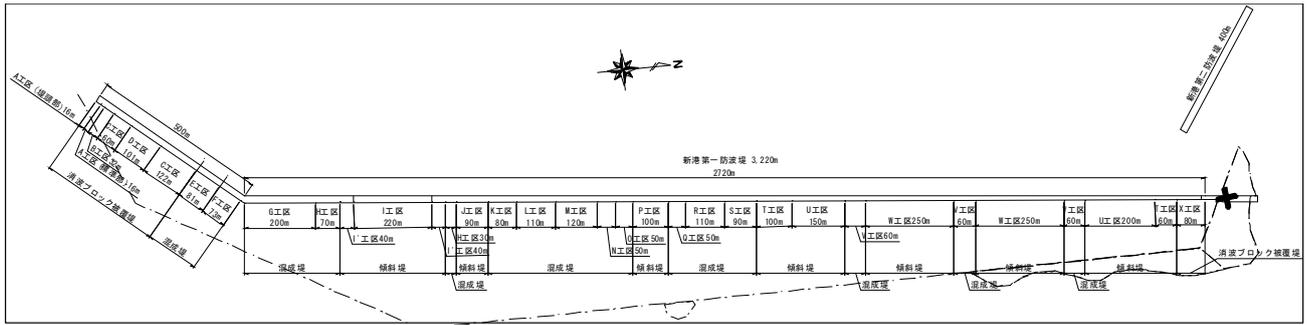


図-2 設計対象施設の工区割

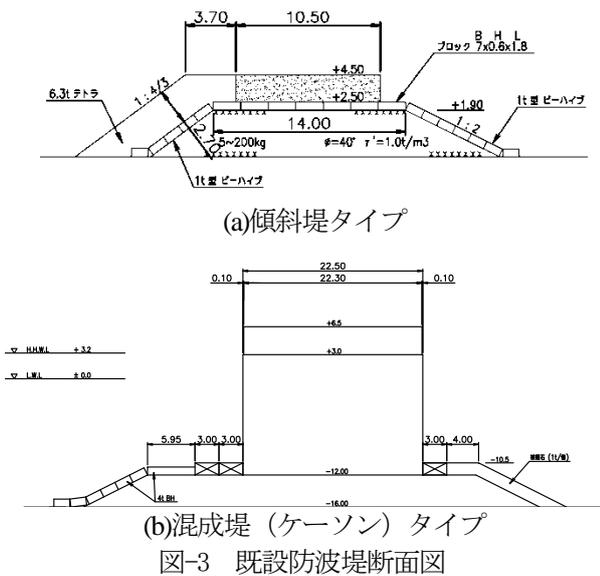


図-3 既設防波堤断面図

(2) 震源及び津波の伝搬計算

那覇港に影響があると想定される震源は4か所であり、那覇港に最も影響のある「発生頻度の高い津波」を発生させる地震の震源は、沖縄トラフ型 (B04E・Mw7.8) である (図-4参照)。

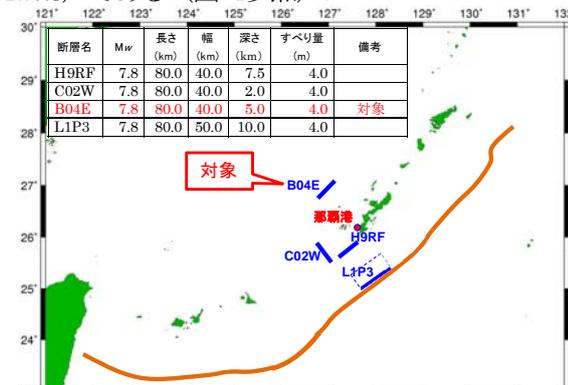


図-4 震源と那覇港の位置関係

津波の伝搬計算の範囲を図-5に示す。震源から検討対象地までの津波の伝搬計算は、(独)港湾空港技術研究所開発の高潮津波シミュレータ (STOC)²⁾³⁾を用いた。STOCによる津波シミュレーションモデルは、静水圧モデルと非静水圧モデル (以下、3次元モ

デル) で構成され、静水圧モデルでは水深方向に次元を持たない平均流が算定され、3次元モデルでは、水深方向に層を設定した計算を行うため、各層の流速が算定される。本検討においては、3次元モデルによる詳細計算を防波堤周辺に適用し、防波堤マウンドの被覆工検討に必要な流速値を算定した。3次元モデルの適用範囲は、図-5に示す5m格子領域とした。

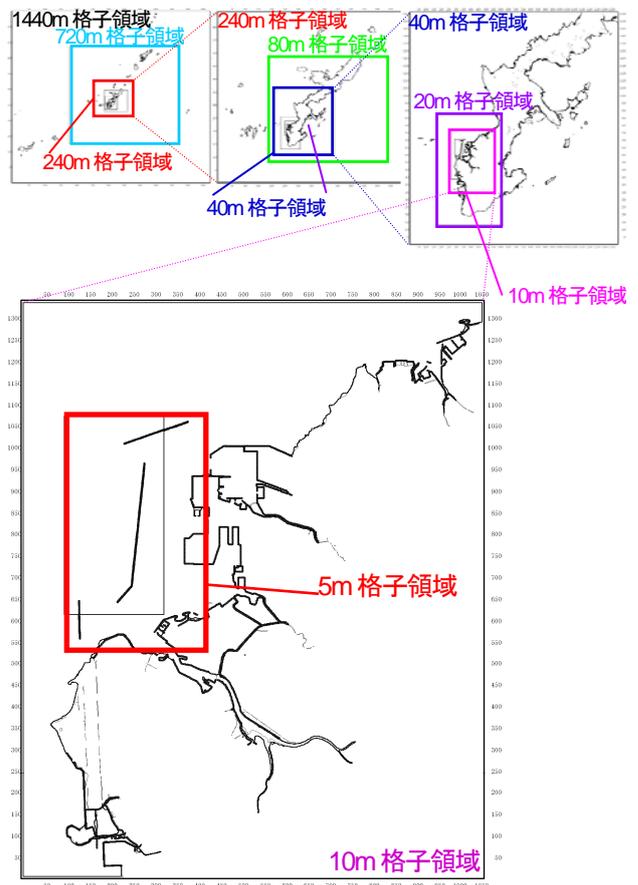


図-5 STOC3次元の領域の構成

(3) 防波堤前面の津波高及び発生流速

図-6は、防波堤前面及び背後の津波水位の分布図を示す。近隣の浦添第一防波堤及び那覇防波堤が越流しないのに比べ、新港第一防波堤は越流区間があることが分かる。これは、新港第一防波堤が他の防波堤に比べ比較的設計波高が小さいため、現況天端

高が低いためである。

なお、検討にあたっては、図-7に示す防波堤の前面水深、地震による防波堤の沈下を考慮した天端高、構造形式、津波高についての整理し、越流状況を踏まえ津波外力の工区分を4区間とした。港内流速も津波高と同様に、3次元STOCによる計算結果から各工区分での最大値を図-8のように設定した。

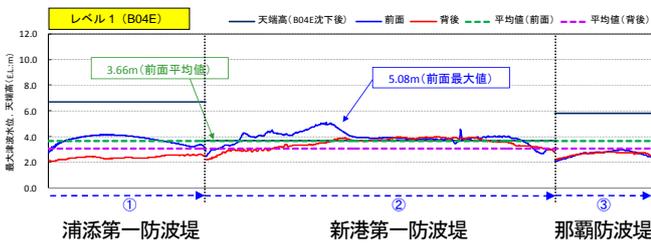
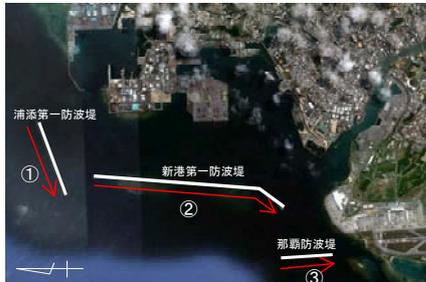


図-6 防波堤前面及び背後の津波水位分布

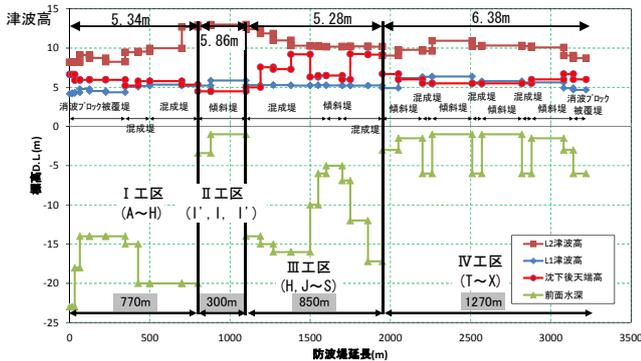
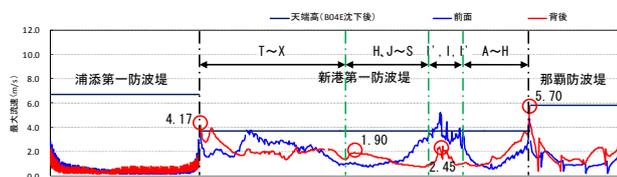


図-7 津波外力の工区分



工区	港内流速 (m/s)
A~H	5.70
I', I, I'	越流区間
H, J~S	1.90
T~X	4.17

図-8 防波堤の港内側マウンド付近の流速分布

表-1に各工区の越流判定結果を示す。比較的、天端高の低いH~J工区及び、津波高の高い北側のU~X工区で津波が防波堤天端を越流することが分かる。

表-1 越流判定結果

工区	構造形式	沈下前天端高 D.L.(m)	沈下後天端高 D.L.(m)	津波高 D.L.(m)	越流判定
A(堤頭部)	ケーソン	7.50	6.63	5.34	越流せず
A(標準部)	ケーソン	7.50	6.63	5.34	越流せず
B工区	ケーソン	6.50	5.88	5.34	越流せず
C工区	ケーソン	6.50	6.46	5.34	越流せず
D工区	ケーソン	6.50	6.46	5.34	越流せず
C工区1	ケーソン	6.50	6.46	5.34	越流せず
E工区	ケーソン	7.00	6.10	5.34	越流せず
F工区	ケーソン	7.50	6.69	5.34	越流せず
G工区	ケーソン	6.50	5.78	5.34	越流せず
H工区	ケーソン	5.00	4.93	5.34	越流
I'工区	方塊	4.50	4.49	5.86	越流
I工区	場所打ち	4.50	4.49	5.86	越流
J工区	ケーソン	5.00	4.99	5.28	越流
K工区	ケーソン	6.50	5.95	5.28	越流せず
L工区	ケーソン	6.50	5.76	5.28	越流せず
M工区	ケーソン	7.50	6.66	5.28	越流せず
N工区	ケーソン	6.50	6.49	5.28	越流せず
O工区	ケーソン	6.50	6.49	5.28	越流せず
P工区	方塊	6.50	6.49	5.28	越流せず
Q工区	ケーソン	6.00	5.99	5.28	越流せず
R工区	ケーソン	6.00	5.84	5.28	越流せず
S工区	ケーソン	6.00	5.76	5.28	越流せず
T工区	方塊	6.70	6.69	6.38	越流せず
U工区1	場所打ち	6.00	5.99	6.38	越流
V工区1	ケーソン	5.50	5.49	6.38	越流
W工区1	場所打ち	5.50	5.49	6.38	越流
V工区	ケーソン	5.50	5.49	6.38	越流
W工区	場所打ち	5.50	5.49	6.38	越流
V工区	ケーソン	5.50	5.49	6.38	越流
U工区	場所打ち	6.00	5.99	6.38	越流
T工区	方塊	6.00	5.99	6.38	越流
X工区	ケーソン	6.00	5.99	6.38	越流

(4) 越流区間の港内側流速

越流するI, I'工区(傾斜堤構造)を対象に、STOC3次元計算から得られた防波堤越流部の最大水位(越流水深)をもとに、STOCモデルでは再現できない港内側の流速の解析をCADMAS-SURF⁴⁾により実施した。

検討においては、流量Qを数ケース変化させたテスト計算から得られる目標水位Hから得られるQ-Hの相関図をもとに、目標となる防波堤前面水位(防波堤法線の数メッシュ前における水位)を再現する流量Qを設定し、計算を実施した。目標流量の検定計算の概要を図-9に示す。

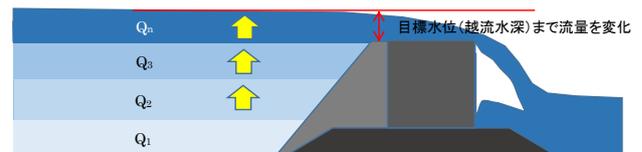


図-9 検定計算の概要

目標の水位を得るための流量は、沖側境界格子の境界条件として設定する流速設定値により変化させる。つまり、検定計算を実施することにより、設定する流速設定値と津波水位の関係を求め、目標の水

位を得るための流速設定値を設定した。解析モデルを図-10に、越流区間の流速と津波水位の関係を図-11に示す。

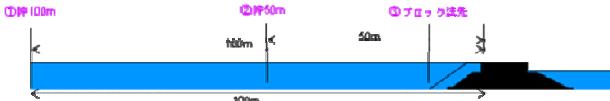


図-10 CADMAS-SURF解析モデル

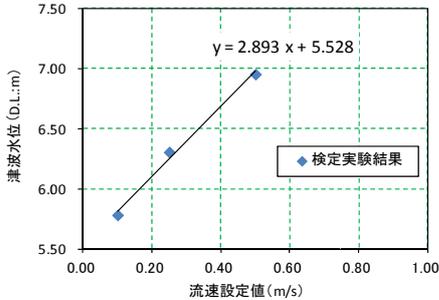
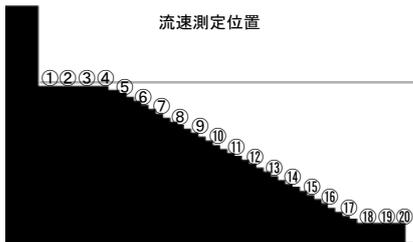


図-11 越流区間の流速と津波水位の関係

防波堤越流部における港内側津波流速の解析結果を図-12に示す。この結果によると、マウンド水平面に比べ、マウンド法面で大きな流速が発生していることが分かる。



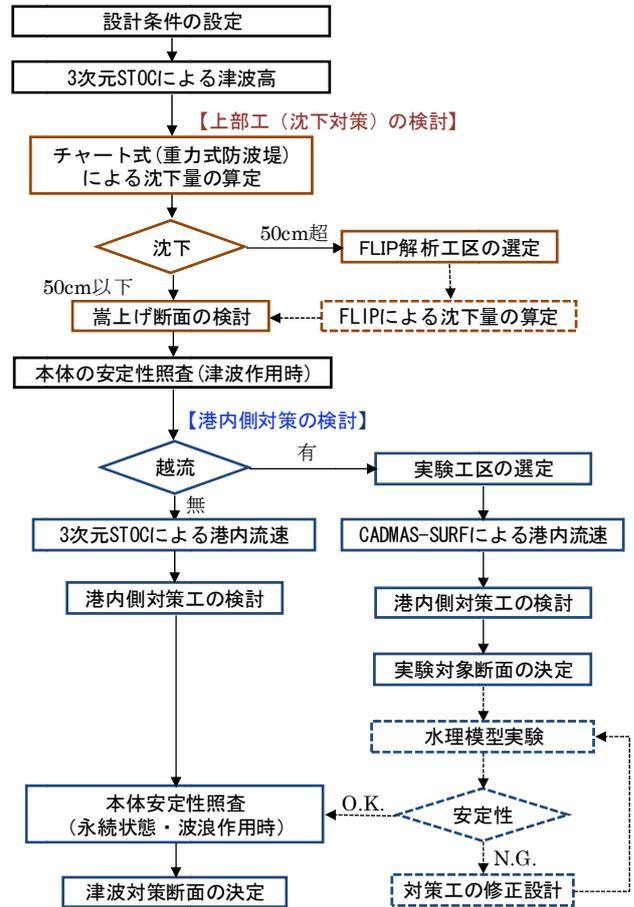
測定位置	位置	流速 (m/s)			
		最大流速 (+方向)	最大流速 (+方向平均)	最大流速 (-方向)	最大流速 (-方向平均)
①	マウンド 天端	0.40	0.53	-0.34	-0.77
②		0.55			
③		0.55			
④		0.60			
⑤		2.07			
⑥	2.76				
⑦	5.22				
⑧	8.52				
⑨	8.95				
⑩	9.82				
⑪	9.49				
⑫	9.84				
⑬	8.75				
⑭	7.90				
⑮	3.90				
⑯	4.20				
⑰	2.27				
⑱	3.14				
⑲	4.20				
⑳	3.62				
	マウンド 法面	5.92		-1.78	
				-3.84	

図-12 港内側の津波流速の解析結果

3. 津波に対する防波堤の安定性照査

(1) 照査方法

津波に対する防波堤の安定性照査は、防波堤の耐津波設計ガイドライン(案)に準じて行った。本検討での照査手順を図-13に示す。



※点線部分については本報告の対象としない。

図-13 本検討での防波堤の耐津波安定性照査の手順

表-2 チャート式(重力式防波堤)による防波堤沈下量

工区	本体内	堤体幅 (m)	マウンド 天端高 D.L.(m)	Bor.No.	液状化 対象層厚 (m)	地盤の 等価N値	沈下量 (cm)	対策
A(堤頭部)	ケーソン	21.0	-15.0	Bor-1	18	20.4	87	FLIPで 再照査
A(標準部)	ケーソン	21.0	-15.0	Bor-1	18	20.4	87	
B工区	ケーソン	21.0	-11.0	Bor-1	18	20.4	62	
C工区	ケーソン	12.5	-8.0	Bor-2	18	29.0	4	不要
G工区1	ケーソン	12.5	-8.0	Bor-3	18	29.0	4	
D工区	ケーソン	12.5	-8.0	Bor-2	18	29.0	4	
E工区	ケーソン	21.0	-11.0	Bor-4	20	18.6	90	FLIPで 再照査
F工区	ケーソン	19.0	-14.0	Bor-5	22	20.5	81	
G工区	ケーソン	21.0	-14.0	Bor-5	22	20.5	72	
H工区	ケーソン	19.5	-12.0	No.7	18	24.0	7	
I'工区	方塊	9.0	0.0	No.8	22	40.2	1	不要
I工区	方塊	10.5	1.9	No.8	22	40.2	1	
J工区	ケーソン	19.5	-12.0	No.8	22	40.2	1	
K工区	ケーソン	19.5	-12.0	No.12	10	19.2	55	
L工区	ケーソン	22.5	-12.0	No.12	10	19.2	74	FLIPで 再照査
M工区	ケーソン	22.5	-12.0	No.12	10	19.2	84	
N工区	ケーソン	17.0	-6.0	No.13	20	44.4	1	
O工区	ケーソン	17.0	-4.0	No.13	20	44.4	1	不要
P工区	方塊	10.0	0.0	No.13	20	44.4	1	
Q工区	ケーソン	11.0	-4.0	No.13	20	44.4	1	
R工区	ケーソン	18.5	-9.0	No.14	8	22.3	16	50cm 嵩上
S工区	ケーソン	21.0	-14.0	No.14	8	22.3	24	
T'工区	方塊	12.4	-1.0	No.23	14	41.4	1	
U工区1	方塊	11.4	1.9	No.23	14	41.4	1	
V工区1	ケーソン	20.0	-4.5	No.6	4	42.4	1	
W工区1	方塊	10.5	1.9	No.6	4	42.4	1	
V工区	ケーソン	20.0	-4.5	No.5	4	32.8	1	不要
W工区	方塊	10.5	1.9	No.4	5	53.0	1	
V工区	ケーソン	20.0	-4.5	No.4	5	53.0	1	
U工区	方塊	11.4	1.9	No.4	5	53.0	1	
T工区	方塊	12.4	-1.0	No.3	5	56.7	1	
X工区	ケーソン	12.0	-4.0	No.3	5	56.7	1	

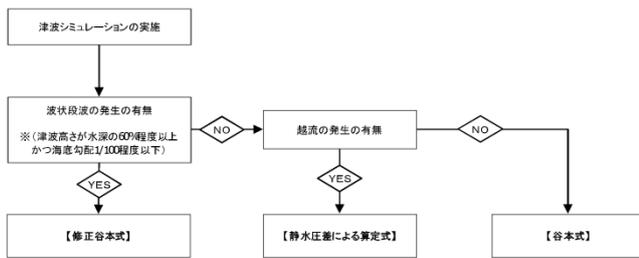
(2) 防波堤の沈下量

防波堤は津波に先行する地震動により沈下する。港湾基準p.914には防波堤の沈下量の算定手法として、FLIPが示されているが、対象とする防波堤のすべての工区でFLIPによる変形照査を実施することは、費用及び時間の面で効率的ではない。そこで、本検討では沈下対策のスクリーニングを行うことを目的に、平成24年3月に神戸技調で開発されたチャート式（重力式防波堤）を用いて防波堤の沈下量を算出した。なお、チャート式（重力式防波堤）は堤体下の土質条件（液状化層厚及び等価N値）、堤体の形状等を反映した沈下量の算出が可能である。防波堤の沈下量算出結果を表-2に示す。

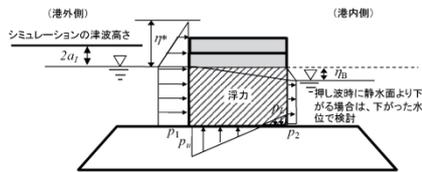
対象地の地盤は等価N値が20～50程度と高く、沈下量は最大でも90cm程度であった。

(3) 本体の安定性照査（津波作用時）

防波堤の安定性照査の防波堤本体工については図-14に示す波力算定フローに従い津波波力を評価し、滑動、転倒、基礎の支持力に対する安定性照査を行った。



【谷本式】



【静水圧差による算定式】

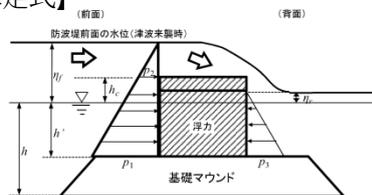


図-14 防波堤に作用する津波波力算定手順及びイメージ

表-3に津波に対する安定性照査結果を示す。安定性照査の結果、全ての断面について「発生頻度の高い津波」に対する安定性が確保できていることを確認した。

(4) 港内側被覆工の安定性照査

港内側被覆工の安定性照査は図-15に示す手順に従って行った。その結果を表-4に示す。

表-3 津波に対する防波堤の安定性照査結果

工区	津波波力算定式	滑動耐力作用比		転倒耐力作用比		地盤支持力 (Bishop法)	
A(堤頭)	谷本式-②	2.65	> 1.0 O.K.	5.20	> 1.0 O.K.	2.00	> 1.0 O.K.
A(標準部)	谷本式-②	2.65	> 1.0 O.K.	5.20	> 1.0 O.K.	2.00	> 1.0 O.K.
B	谷本式-②	2.97	> 1.0 O.K.	7.54	> 1.0 O.K.	2.38	> 1.0 O.K.
C	谷本式-②	2.02	> 1.0 O.K.	3.40	> 1.0 O.K.	2.27	> 1.0 O.K.
D	谷本式-②	2.02	> 1.0 O.K.	3.40	> 1.0 O.K.	2.27	> 1.0 O.K.
E	谷本式-②	3.02	> 1.0 O.K.	7.51	> 1.0 O.K.	3.35	> 1.0 O.K.
F	谷本式-②	2.73	> 1.0 O.K.	5.53	> 1.0 O.K.	2.41	> 1.0 O.K.
G	谷本式-②	2.99	> 1.0 O.K.	6.58	> 1.0 O.K.	2.17	> 1.0 O.K.
H	静水圧式	2.03	> 1.0 O.K.	4.66	> 1.0 O.K.	2.35	> 1.0 O.K.
I'	静水圧式	1.36	> 1.0 O.K.	5.66	> 1.0 O.K.	2.98	> 1.0 O.K.
I	静水圧式	2.73	> 1.0 O.K.	26.13	> 1.0 O.K.	5.04	> 1.0 O.K.
J	静水圧式	2.07	> 1.0 O.K.	4.77	> 1.0 O.K.	2.38	> 1.0 O.K.
K	谷本式-②	2.79	> 1.0 O.K.	6.29	> 1.0 O.K.	3.19	> 1.0 O.K.
L	谷本式-②	3.11	> 1.0 O.K.	6.90	> 1.0 O.K.	2.46	> 1.0 O.K.
M	谷本式-②	3.36	> 1.0 O.K.	7.38	> 1.0 O.K.	2.33	> 1.0 O.K.
N	谷本式-②	2.88	> 1.0 O.K.	7.68	> 1.0 O.K.	2.39	> 1.0 O.K.
O	谷本式-②	3.36	> 1.0 O.K.	11.39	> 1.0 O.K.	3.17	> 1.0 O.K.
P	谷本式-②	3.21	> 1.0 O.K.	11.05	> 1.0 O.K.	2.42	> 1.0 O.K.
Q	谷本式-②	2.02	> 1.0 O.K.	4.46	> 1.0 O.K.	1.97	> 1.0 O.K.
R	谷本式-②	3.13	> 1.0 O.K.	7.71	> 1.0 O.K.	2.48	> 1.0 O.K.
S	谷本式-②	3.18	> 1.0 O.K.	7.30	> 1.0 O.K.	2.71	> 1.0 O.K.
T	静水圧式	1.97	> 1.0 O.K.	7.98	> 1.0 O.K.	2.63	> 1.0 O.K.
T'	谷本式-②	2.40	> 1.0 O.K.	7.54	> 1.0 O.K.	2.36	> 1.0 O.K.
U	静水圧式	3.30	> 1.0 O.K.	17.79	> 1.0 O.K.	4.35	> 1.0 O.K.
V	静水圧式	1.94	> 1.0 O.K.	8.07	> 1.0 O.K.	3.40	> 1.0 O.K.
W	静水圧式	3.09	> 1.0 O.K.	16.97	> 1.0 O.K.	1.85	> 1.0 O.K.
X	静水圧式	1.46	> 1.0 O.K.	3.77	> 1.0 O.K.	1.93	> 1.0 O.K.

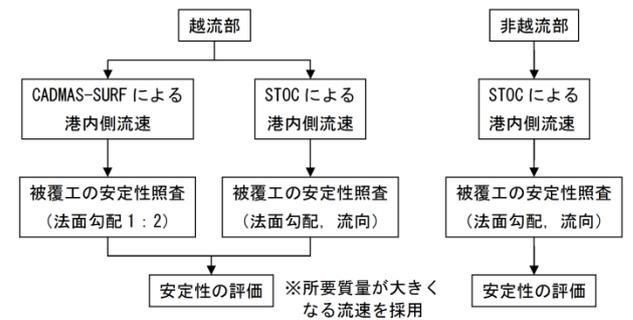


図-15 港内側被覆工の安定性照査手順

被覆ブロック（被覆石）の安定質量は、イスバッシュの式（港湾基準p.561）を適用して安定性照査を行った。

混成堤工区においては、津波外力工区 I と IV で既設被覆材が安定しない工区があることを確認した。

傾斜堤工区においては、越流工区で既設被覆材が安定しない結果となった。特に I、I' 工区は既設被覆ブロック 1t に対して、所要重量が 25.8 t となった。

表-4 港内側被覆工の安定性照査結果

工区名	既設被覆工	U_d (m/s)	ρ_r (t/m ³)	γ_d	S_r	θ	W(t)	判定
A(堤頭部)	ビーハイブ8t	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 8.0 O.K.
A(標準部)	ビーハイブ4t	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 4.0 O.K.
B	被覆石1t/個	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
C	ビーハイブ2t	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
D	ビーハイブ2t	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
E	被覆石1t/個	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
F	被覆石1t/個	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
G	被覆石1t/個	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
H	被覆石1t/個	5.70	2.3	1.08	2.23	11.6	2.4	< 3.0 (ブロック3t型)
I'	ビーハイブ1t	5.92	2.3	1.08	2.23	2.0	25.8	< 30.0 (ブロック30t型)
I	ビーハイブ1t	5.92	2.3	1.08	2.23	2.0	25.8	< 30.0 (ブロック30t型)
J	被覆石1t/個	2.45	2.7	0.86	2.57	2.0	0.3	< 1.0 O.K.
K	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
L	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
M	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
N	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
O	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
P	ビーハイブ2t	1.90	2.3	1.08	2.23	15.8	0.0	< 2.0 O.K.
Q	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
R	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
S	被覆石1t/個	1.90	2.7	0.86	2.57	15.8	0.0	< 1.0 O.K.
T	ビーハイブ2t	4.17	2.3	1.08	2.23	6.3	0.5	< 2.0 O.K.
V	ビーハイブ1t	4.17	2.3	1.08	2.23	15.8	0.3	< 1.0 O.K.
X	被覆石1t/個	4.17	2.7	0.86	2.57	6.3	1.1	> 1.0 N.G.
			2.3	1.08	2.23	6.3	0.0	< 1.0 (ブロック1t型)

4. 対策工の検討

(1) 嵩上げ対策断面の検討

地震による防波堤の沈下に対しては、上部工を嵩上げすることとした。なお、嵩上げは沈下量に応じて以下の方針で行うこととした。

- 沈下量 10cm 未満；構造上影響がないものと判断し対策を行わない。
- 沈下量 10cm 以上 50cm 以下；一律 50cm（無筋コンクリートの最低厚）の嵩上を行う。
- 沈下量 50cm 以上；2次元地震応答解析（FLIP）で沈下量を再照査する。

地震による沈下に対する対策断面を図-16に示す。なお、嵩上げ部の幅は、設計波に対する滑動安定必要幅を確保するものとした。

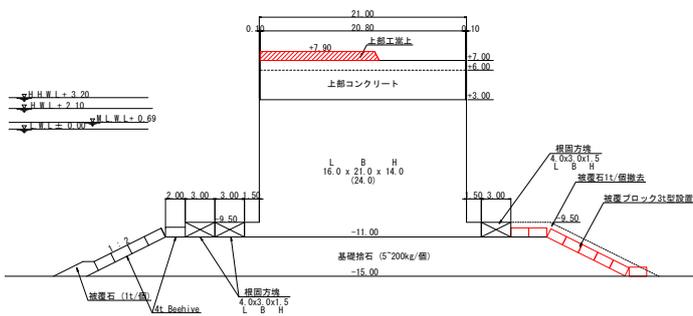


図-16 地震による沈下に対する対策断面

(2) 港内側被覆工対策断面の検討

既設被覆材の安定性照査の結果、不安定となった工区は津波による沿い波と越流による流速に対する所要重量を満たすブロックに置き換えて改良することとした。

被覆工の規格決定にあたっては、所要質量の直近上位のトン型に加え2ランク上までの規格との経済比較を行い、経済的なブロックを採用した。傾斜堤工区における被覆工の経済比較結果を表-5に示す。比較の結果、直近上位の規格である30t型が経済的であった。対策断面を図-17に示す。

表-5 傾斜堤工区 港内側被覆工経済比較結果

工区	30t型	35t型	40t型
I'	1.00	1.07	1.16
I	1.00	1.06	1.14

※30t型の概算工費を1.00とした場合の比率

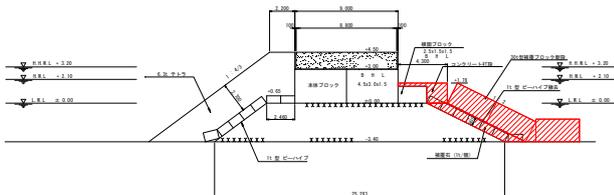


図-17 傾斜堤区間の港内側対策（模型実験）断面

なお、傾斜堤越流区間（I, I'工区）については、越流区間のうち越流水深が最大であるため、今後水理模型実験で港内側流速及び被覆材の所要質量の妥当性を確認することとし、その結果を他の越流区間における対策の参考とすることとした。

混成堤工区については、越流区間においても港内側被覆工の設置水深が深く、越流による被覆材への影響が小さいとして、非越流区間とも港内沿い波の対策のみとした。対策工の決定にあたっては、表-5と同様に経済比較を経て決定した。

5. まとめ

本検討の結論と今後の課題を以下に示す。

- ① 那覇港新港第一防波堤において、「発生頻度の高い津波」を対象に、STOC3次元により津波外力を設定した。津波外力は、防波堤の天端高、構造形式を整理したうえで、防波堤を4工区に分けそれぞれの区間の設計津波外力を最大値で設定した。
- ② 傾斜堤工区については越流区間を対象にCADMAS-SURFによる港内流速の評価を行った。港内側流速はマウンド法面で速く、5.9m/sとなった。この流速に対する被覆材の所要質量は30t/個であり、経済比較を経て決定した。
- ③ 混成堤工区については、越流区間においても港内側被覆工の設置水深が深く越流による被覆材への影響が小さいとして、非越流区間とも港内沿い波の対策のみとした。対策工の選定にあたっては、経済比較を経て決定した。
- ④ 津波に先行する地震による防波堤の沈下量をチャート式により算出したところ、50cmを超える区間があった。このような区間に対しては、今後FLIPによる地震応答解析を実施することにより、より現実的な嵩上げ断面を検討する。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局(2013)：防波堤の耐津波設計ガイドライン(案)，35p.
- 2) 富田孝史・柿沼太郎(2005)：海水流動の3次元性を考慮した高潮・津波数値シミュレータSTOCの開発と津波解析への適用，港湾空港技術研究所報告，第44巻，第2号，pp.83-98.
- 3) 富田孝史ら(2008)：臨海部における津波解析への3次元非静水圧流動モデルの適用，海岸工学論文集，第55巻，pp.231-235.
- 4) (財)沿岸技術研究センター(2001)：数値波動水路(CADMAS-SURF)の研究・開発，沿岸開発技術ライブラリーNo.12，457p.

伊良部大橋における鋼桁大ブロックの海上輸送の報告

主航路部上部工（その2）JV ○矢ヶ部 彰*

琉球大学 下里 哲弘** 木更津工業高等専門学校 田井 政行***

沖縄県 仲嶺 智****, 翁長 正勝****

はじめに

伊良部主航路部上部工は鋼床箱桁橋であり、宮古島と伊良部島を結ぶ伊良部大橋の長山港路上に位置する。工事区間は P32～P35 の全長：約 420m であり、次の特徴を有している。

- ・ 香川県、三重県、千葉県に位置する製作工場にて、3つの大ブロックを組み立てた。ブロックの大きさは、長さ 140m、幅 16m であり、最大重量は 1600t である。（図-2）
- ・ 製作工場で組み立てた大ブロックを、宮古島まで最長 2000km の海上輸送を実施する。海上輸送は、大ブロックを搭載した台船をタグボートで曳航して実施する。（写真-1）

一方、東京ゲートブリッジの若洲側中央径間トラス桁（先端部）において、海上運搬中の波浪が原因と想定される部分的な損傷が発見され、同部を再製作する事態に至った

ここでは、東京ゲートブリッジの損傷事例を踏まえて実施した、伊良部大橋の大ブロック海上輸送について、No2 ブロックの事例を用いて報告する。

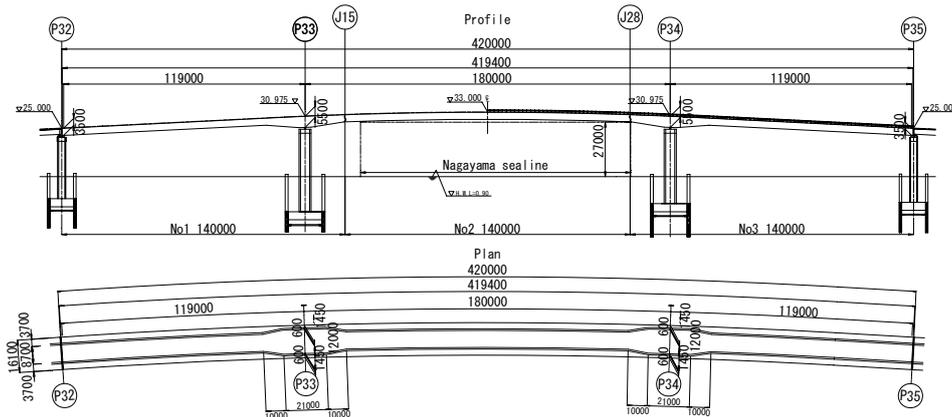


図-1：構造一般図



図-2：輸送経路図



写真-1：No2ブロック台船輸送状況

キーワード；大ブロック海上輸送，波浪，疲労，動揺解析，品質管理

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

1. No2 大ブロックの海上輸送の概況

大ブロックの搭載一般図を図-3に、海上輸送に使用した台船の艀装状況を写真-2に、千葉県で実施した起重機船による大ブロックの積み込み状況を写真-3に示す。台船上に前後方向と左右方向の移動を拘束するストッパーを設置して、輸送ブロックに作用する台船の動揺による加速度に対応した。

No2 大ブロックの海上輸送概況を図-2に示す。千葉県から宮古島への途中、鹿児島県の志布志港と沖縄県的那覇港において大ブロックに損傷等の問題がないことを確認し、約1ヶ月間に及んだ曳航距離2000kmの海上輸送を完了した。



写真-2：輸送台船艀装状況



写真-3：大ブロックの積み込み状況

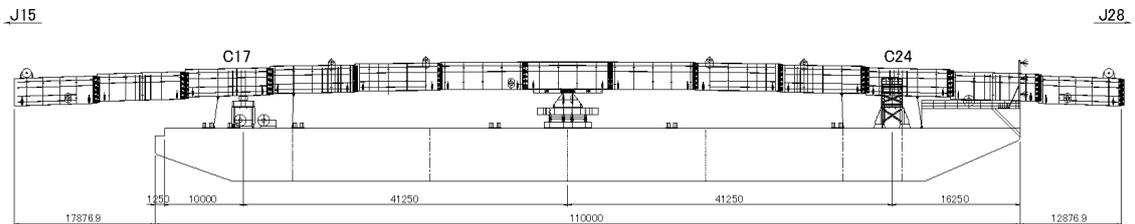


図-3：大ブロック搭載一般図

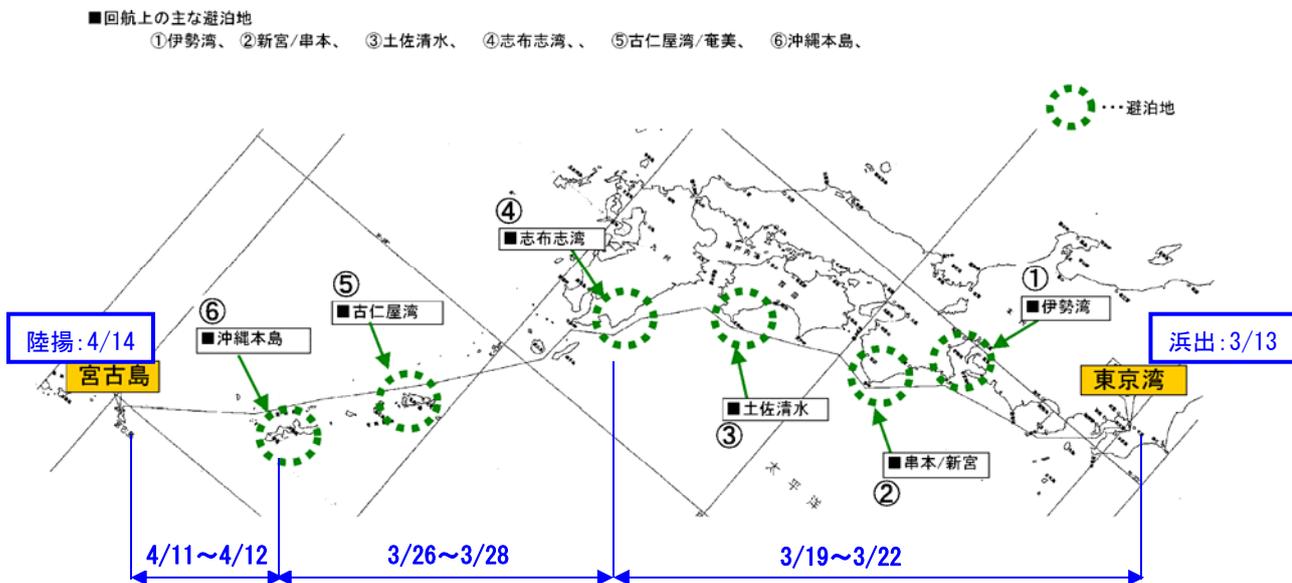


図-4：No2大ブロック輸送経路図

2. 大ブロック海上輸送品質管理

2.1. 基本方針

東京ゲートブリッジにおいて、海上運搬中の波浪が原因と想定される部分的な損傷が発見され同部を再製作する事態に至った。同損傷に関する技術検討委員会の発表¹⁾では、「損傷原因としては、海上輸送中の波浪に伴う台船の動揺による振動、または海上輸送中の波浪による衝撃、もしくはその両者の合成が想定されるが、さらなる検証が必要である」とされている。これを受けて、伊良部大橋主航路部では、同様の事態を防止するために、大ブロック海上輸送の基本方針として、以下を設定した。

- ① 波浪による衝撃が原因で輸送ブロックに損傷が生じることを回避する。
- ② 台船の動揺により輸送ブロックに生じる繰り返し応力疲労蓄積を最小限とする。
- ③ 海上輸送完了後に損傷の有無を確認する。
- ④ 損傷の有無の確認は品質管理と疲労損傷に関する知識を有する技術者が実施する。
- ⑤ 品質管理計画は、海上輸送と疲労損傷に関する知識を有する技術者が策定する。

2.2. 品質管理計画

基本方針に基づいて、海上輸送の品質管理計画を次のように策定した。

- 1 海上輸送の限界条件を輸送ブロックと波浪が接触しない条件（以降：輸送限界条件）とし、海上輸送の品質管理項目とする。なお、輸送限界条件は、動揺解析（図-5）から求めた、「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施」とする。
- 2 輸送の可否判断は、通過海域の波高や風速の気象予報に基づいて行う。なお、輸送限界の履行確認は、1) 曳船の定時報告、2) 気象予報、3) リアルタイム・ナウファス（全国港湾海洋波浪情報網：NOWPHAS：Nationwide Ocean Wave information network for Ports and Harbours）を活用して行う。
- 3 波浪により、輸送ブロックには繰り返し加速度が作用し応力が生じる。（以降：波浪応力）一方、鋼材の疲労は応力範囲と繰り返し回数に左右されるが、海上輸送の性格から繰り返し回数の想定は不可能である。このため、波浪応力が一定振幅の打ち切り限界を超えない輸送条件（支点条件）を求め、輸送荷姿に反映する。（図-6）

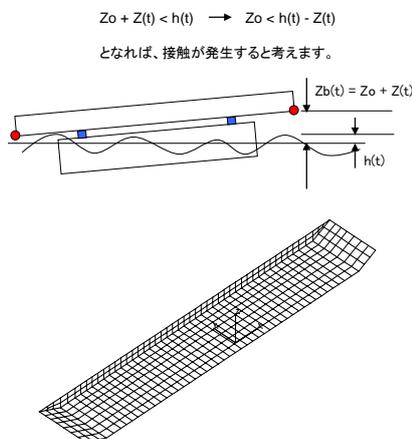


図-5：動揺解析のイメージ

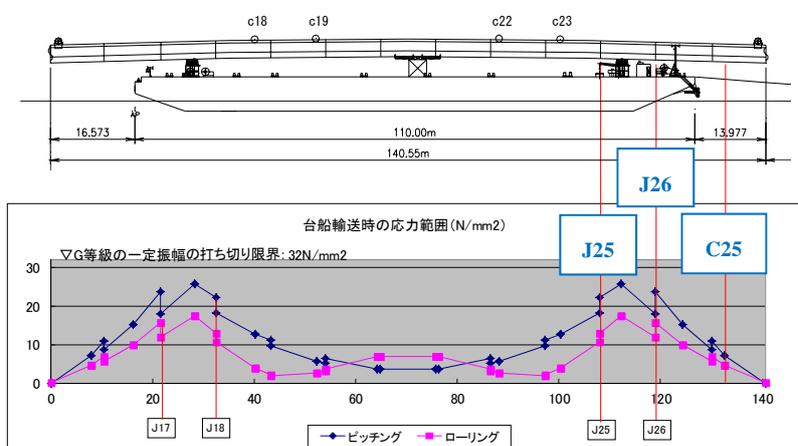


図-6：輸送中の繰り返し応力範囲

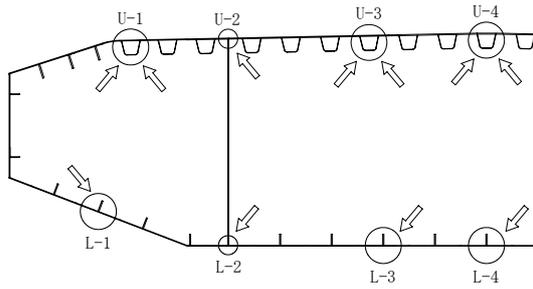


図-7：塗装割れの確認部位

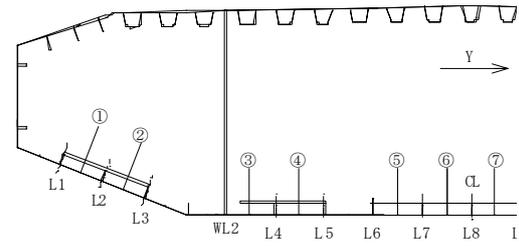


図-8：局部座屈による残留変異の確認部位



写真-4：ひずみゲージ設置状況

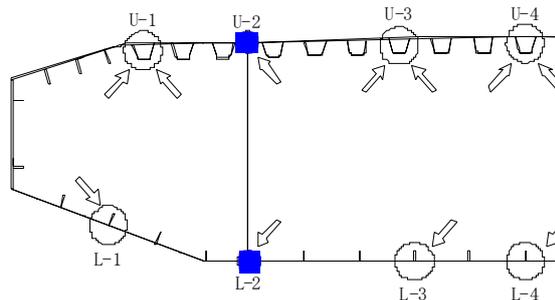


図-9：ひずみゲージ設置位置

- 4 輸送の前後で、1) 輸送ブロックのたわみ量、2) 疲労亀裂の発生に伴う塗膜割れの有無 (図-7)、3) 局部座屈が懸念される部位の残留変形の有無 (図-8)、を確認する。
- 5 波浪応力の頻度計測 (写真-4, 図-9) を実施して、輸送限界条件の妥当性を検証する。橋軸方向応力の計測位置は、応力範囲が最も大きく、波浪の接触が懸念される J25・J26 (図-6) の「腹板継ぎ手のスカーラップ (図-9)」近傍とする。橋軸直角方向応力の計測は、波浪の接触が懸念される C25 付近の下フランジとする。(図-6)

3. 大ブロック海上輸送の品質管理結果

3.1. 大ブロック海上輸送計画の履行状況

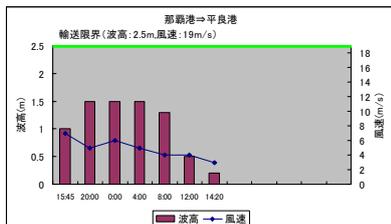
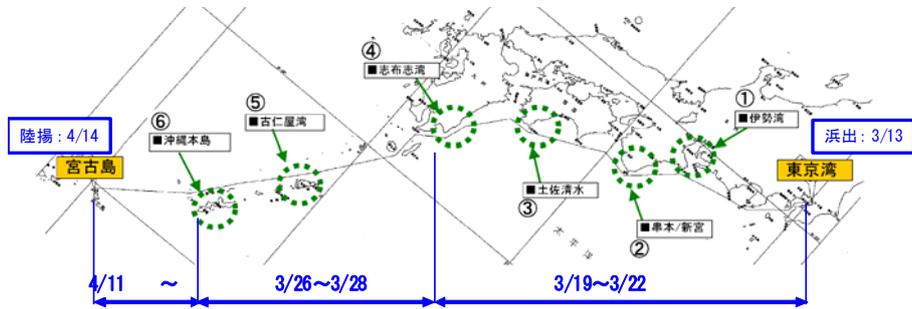


図-10：那覇港⇒宮古島

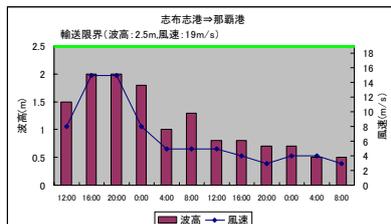


図-11：志布志港⇒那覇港

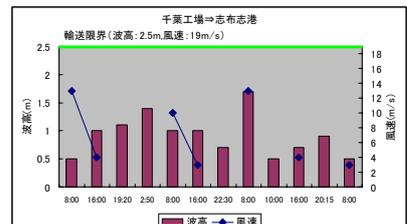


図-12：千葉⇒志布志港

輸送ブロックと波浪の接触を回避する輸送限界条件「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施」の履行状況を図-10, 11, 12に示す。通過海域の気象予報に基づいて輸送の可否判断を行った結果、輸送限界条件を満足することができた。また、曳船の定時報告と直近の気象予報データおよびナウファスの計測結果は、良く整合していることを確認した。

3.2. 海上輸送中の応力測定結果

那覇港～宮古島の応力計測結果を表-1に、波浪応力の頻度の代表例としてJ25下フランジR側の計測結果を図-14に示す。輸送ブロックには交番応力が生じ、橋軸方向応力の99.97%が変動振幅応力の打ち切り限界（G等級：15Mpa）以下で、残りの十数回は18Mpa以下の応力範囲であることを確認した。なお、計測中の波高は概ね1.5mと推定される。

また、発生回数は少ないが、橋軸方向の約20%の大きさの橋軸直角方向応力を確認した。更に、異なる計測点のうち、概ね半数が同時刻に最大最小応力値を記録していることから、この時間帯に最大の加速度が生じる何らかの事象が発生したと推定される。

表-1：計測ポイントの最大最小値

	測定位置	最大値 ($\times 10^{-6}$)	最大値 (MPa)	最小値 ($\times 10^{-6}$)	最小値 (MPa)	最大値 発生時刻	最小値 発生時刻
橋軸直角 方向	C25-UL	5	1.0	-15	-3.1	2012/4/12 15:06:00	2012/4/12 9:20:00
	C25-LL	8	1.6	-8	-1.6	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 12:51:00
	C25-UC	2	0.5	-15	-3.0	2012/4/12 9:57:00	2012/4/12 12:25:00
	C25-LC	4	0.7	-14	-2.7	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 12:48:00
デッキ プレート	J26-UR	68	13.5	-31	-6.3	2012/4/12 12:33:00	2012/4/11 16:24:00
	J26-UL	79	15.8	-50	-10.1	2012/4/12 11:49:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-UR	67	13.4	-41	-8.1	2012/4/12 12:35:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-UL	90	18.1	-53	-10.5	2012/4/12 11:48:00	2012/4/11 16:24:00
下フランジ	J26-LR	45	9.0	-35	-7.0	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 11:07:00
	J26-LL	41	8.3	-44	-8.8	2012/4/11 16:48:00	2012/4/12 13:24:00
	J25-LR	44	8.8	-45	-9.0	2012/4/11 16:24:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-LL	46	9.1	-40	-7.9	2012/4/11 16:24:00	2012/4/11 22:47:00

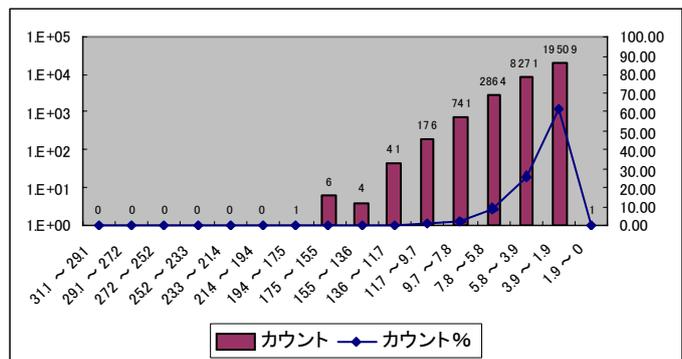


図-13：J25下フランジR側の応力範囲の頻度計測結果

3.3. 損傷確認

3.3.1. 輸送ブロックのたわみ量

輸送ブロックのたわみ計測結果を図-14に示す。千葉県での輸送ブロック搭載時と宮古島での陸揚げ時の計測結果は良く一致し、構造解析値とも良く一致している。

これより、海上輸送の前後で輸送ブロックの全体剛性に変化が生じていないことを確認した。加えて、台船の動揺に伴う加速度の大きさは、輸送ブロックが弾性範囲内の変形に収まる（残留変位は生じない）程度であったと推察された。

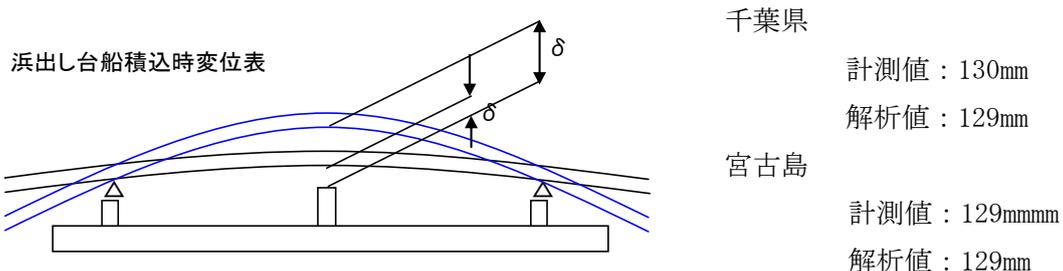


図-14：輸送ブロックのたわみ量の計測結果

3.3.2. 疲労損傷に起因する塗膜割れの有無と局部座屈の計測結果

海上輸送を実施する前の千葉において、また海上輸送を完了した宮古島において、輸送ブロックで疲労損傷が懸念される部位の塗膜割れの有無（写真-5）と、局部座屈が懸念される部位の鋼板の歪計測（写真-7）を実施し、変状がないことを確認した。



写真-5：塗膜割れの確認状況



写真-6：残留変位の確認状況

3.4. 大ブロック海上輸送の品質管理結果のまとめ

東京ゲートブリッジの損傷事例を踏まえて、①輸送限界条件の履行、②一定振幅の打ち切り限界を超える波浪応力を発生させない、③損傷確認（輸送ブロックのたわみ量、塗膜割れの有無、残留変形の有無）を行う、品質管理計画を策定し、それらをクリアして、千葉県から宮古島までの2000kmの大ブロック海上輸送を無事に完了した。

以上の結果から、輸送限界条件として設定した「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施」は、輸送ブロックに有害な影響を及ぼさない妥当な条件であったと評価される。

4. おわりに

東京ゲートブリッジの損傷事例を踏まえて設定した、伊良部大橋の大ブロック海上輸送の品質管理方針に基づき「大ブロック海上輸送の輸送限界条件」を設定し、品質管理項目を策定して履行状況を確認した。これにより、これまでに例のない長距離かつ外洋での鋼桁海上輸送を、無事に完了することができたと評価する。今後の同様の事例の参考となれば幸いである。

最後に、大ブロック海上輸送を実施するにあたって、ご指導、ご協力、ならびにご助言を頂いた、伊良部大橋設計施工委員会、沖縄県宮古土木事務所殿をはじめとした関係各位に厚く御礼を申し上げて、本稿を閉じることとする。

【参考文献】

- 1) 記者発表資料, 平成22年 08月11, 日東京港臨海大橋（仮称）の損傷について（技術検討結果）中央径間トラス桁先端部：若洲側, 国土交通省 関東地方整備局東京港湾事務所
- 2) 二改訂版 海岸・港湾, 合田良實, わかり易い土木講座 17 土木学会編集, (1998, 09)

* 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 **琉球大学工学部環境建設工学科 准教授

木更津工業高等専門学校環境都市工学科助教 *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

環境に配慮したフライアッシュを使った海水練りコンクリート

株式会社大林組 ○谷田部勝博、新村 亮、竹田宣典、片野啓三郎
東京工業大学大学院理工学研究科 大即信明

1. はじめに

海水を練混ぜ水として使用した既往の研究では、初期強度が若干増加する一方、長期材齢では強度の減少がみられるとした報告¹⁾があるが、海水や未洗浄の海砂を使用し、多量の塩化物イオンや海水由来のその他のイオンを含むコンクリートの性質は十分に明らかにされてはいない。

現行の基準では鉄筋腐食の観点から鉄筋コンクリート構造物に対して、海水や未洗浄の海砂を用いることは許されていないが、近年、エポキシ樹脂塗装鉄筋、ステンレス鉄筋、炭素繊維ロッド等の非腐食性補強材が開発されている。

火力発電所から発生するフライアッシュは、コンクリート用混和材として流動性の改善や水和熱の低減、乾燥収縮の低減、長期強度の増大等の効果が認められており、資源の有効利用の観点からもさらなる利用促進が望まれる。

本報告では、海水練り海砂コンクリートにフライアッシュを混合したコンクリートの強度発現性状についての実験結果と非腐食性補強材の耐腐食性試験結果および港湾構造物の施工事例を報告する。

表-1 使用材料

材 料	種 類	記号	諸元
水	水道水	WP	東京都水道局
	海水	WS	静岡県駿河湾 Cl ⁻ 濃度：1.83%
結合材 B	普通ポルトランドセメント	C	密度：3.16g/cm ³
	フライアッシュ	FA	密度：3.16g/cm ³
	シリカフューム	SF	密度：2.20g/cm ³
細骨材	陸砂	S	密度：2.62g/cm ³
粗骨材	碎石	G	密度：2.65g/cm ³
混和剤	AE 減水剤	AE	密度：1.05g/cm ³
	特殊混和剤	AN	亜硝酸カルシウムを含む

2. フライアッシュ混合による長期強度について

(1) 使用材料と配合

試験に使用したコンクリートの材料を表-1 に示す。練混ぜ水には水道水あるいは海水を用いた。セメントは普通ポルトランドセメントを用いフライアッシュをセメントの内割りで混合した。また、その他混和材としてシリカフュームを使用し、コンクリートの強度増加や緻密化を図る目的で、海水練りコンクリート用特殊混和剤(AN)を使用した。

試験を行った配合の一覧を表-2 に示す。配合の種類は、

- ①フライアッシュ混合率 20%+水道水
- ②フライアッシュ混合率 20%+海水
- ③フライアッシュ混合率 30%+海水
- ④②+特殊混和剤+シリカフューム

の4水準とし、水結合材比 50%で固定した。細骨材には陸砂を使用しているが、未洗浄の海砂に含まれる NaCl 量を 0.3%と仮定し、これに相当する塩化物イオン量 (1.5kg/m³) の NaCl を別途添加した。コンクリート中の総塩化物イオン量は 4.7kg/m³であった。

キーワード：フライアッシュ、海水、海砂、シリカフューム、緻密化
連絡先：〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟

株式会社大林組 生産技術本部技術第一部 E-mail : yatabe.masahiro@obayashi.co.jp

表-2 コンクリートの配合

配合	単位量 (kg/m ³)								
	練混ぜ水		結合材 B			S	G	AE	AN
	WP	WS	C	FA	SF				
①	168	—	269	67	—	866	889	2.02	—
②	—	168	269	67	—	866	889	2.02	—
③	—	168	235	101	—	859	883	2.35	—
④	—	168	228	57	50	858	882	4.04	9.0

(2) 試験項目と試験結果

試験項目、試験方法を表-3に示す。圧縮強度試験は、材齢7日、28日、91日において実施した。コンクリートの透水試験は、φ100×200mm 円柱供試体を用い、材齢28日でインプット法（水圧1.0MPa、48時間）により行い、水の浸透深さより透水係数を求めた。養生方法はともに20℃封緘養生とした。

表-3 試験項目

試験項目	試験方法
スランプ試験	JIS A 1101
空気量試験	JIS A 1128
圧縮強度	JIS A 1108
水密性	透水試験 (インプット法)

圧縮強度試験の結果を図-1に示す。材齢7日の圧縮強度は、水道水を用いた配合①に比べて、海水を使用した配合②で約5%増加し、特殊混和剤とシリカフュームを添加した配合④は約30%増加した。材齢91日においても、海水を使用した配合②は約6%増加し、特殊混和剤とシリカフュームを添加した配合④は約15%増加した。また、フライアッシュを30%混入し海水を使用した配合③の材齢91日の圧縮強度は、フライアッシュを20%混入し水道水を用いた配合①に比べて、約14%増加した。これまでに、コンクリートに塩化物を混入すると初期強度は増加するが、長期強度の伸びは少ないことが知られているが、今回の試験において、海水、未洗浄の海砂、フライアッシュ、シリカフューム、特殊混和剤を組み合わせることで、フライアッシュの水和反応が促進され、初期強度のみならず材齢91日強度も増加することが確認された。

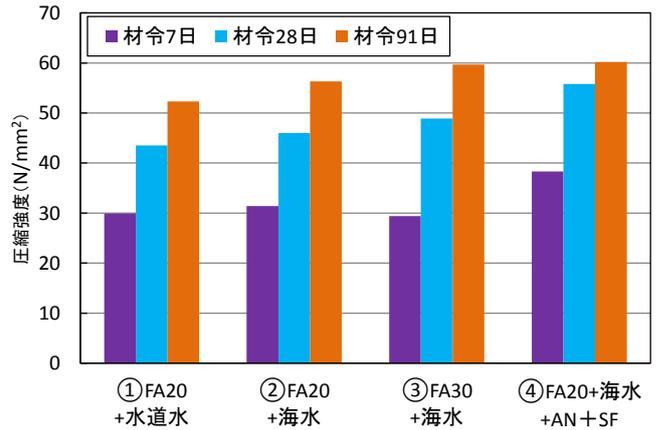


図-1 圧縮強度

透水試験の結果を図-2に示す。

フライアッシュ20%に水道水を用いた場合の透水係数は $1.9 \times 10^{-14} \text{m/sec}$ であるが、海水を使用した場合は約1/2.4、フライアッシュ30%に海水を使用した場合は約1/3.0、フライアッシュ20%に海水と特殊混和剤、シリカフュームを使用した場合約1/6となった。このように、海水、特殊混和剤とシリカフュームを併用することにより、水密性が向上することがわかる。

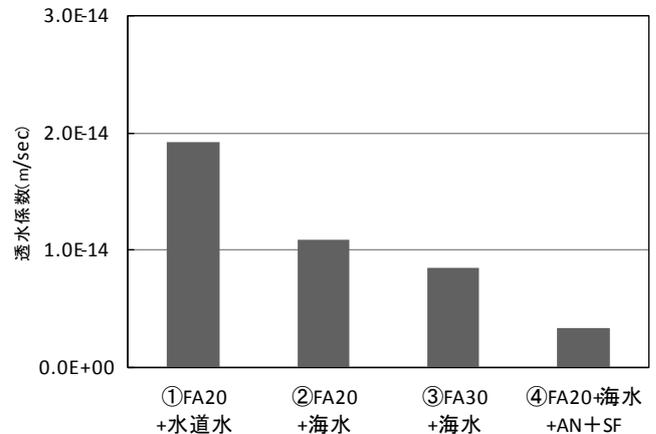


図-2 透水係数

3. フライアッシュ混合による材齢7日以前の短期強度

海水練りコンクリートに特殊混和剤、フライアッシュ、シリカフュームを使用することで、材齢7日以降について圧縮強度や透水係数が向上することが確認できた。そこで、次に材齢7日以前の若材齢時に着目し圧縮強度試験を行った。

(1) 使用材料と配合

使用材料を表-4に、コンクリートの配合を表-5に示す。

試験を行った配合ケースは、コンクリートケーソンへの適用を想定し、設計基準強度 24N/mm^2 、目標スランプ $10 \pm 2.5 \text{cm}$ 、目標空気量 $4.5 \pm 1.5\%$ をベースに設定した。水セメント比は53.8%に固

定した。以下にその内容を示す。

⑤基本配合 (24-10-20BB、水道水使用)

⑥海水+特殊混和剤+フライアッシュ

⑦海水+フライアッシュ+特殊混和剤
+海砂 40%置換

フライアッシュは細骨材の置換として
30kg/m³ 使用し、海砂は茨城県沿岸で東
日本大震災により打ち上がったものを使用
した。

(2) 試験結果

材齢 7 日までの圧縮強度の結果を図-3
に示す。海水を使用することで、材齢 1・
3 日の圧縮強度は水道水 (配合⑤) の 1.8
~1.9 倍、材齢 5 日では 1.6~1.8 倍であ
った。特に材齢 1 日の強度では、水道水
を用い配合⑤が 3.49N/mm²であったの
に対して海水を用いた配合⑥、⑦では
6.3N/mm² 以上出ていることから、材齢 1
日で脱型強度が得られることが分かった。
また、材齢 5 日で設計基準強度 24N/mm²
が得られた。つまり、海水練りコンクリ
ートの若材齢の強度発現が早いため、工
程短縮に有効であることが確認できた。

4. 非腐食補強材の耐久性

海水練りコンクリートに非腐食性鋼材
を用いた場合の耐久性を確認する目的で、
オートクレーブ養生 (JCI SC2) による促
進試験を行った。「180℃、10 気圧、8 時
間保持」と「常温常圧」を 33 サイクル (海
洋環境 100 年相当) 繰り返し、補強材の
腐食程度を目視で確認した。試験結果を
写真-1 に示す。普通鉄筋は全面的に腐食
が発生したが、エポキシ樹脂塗装鉄筋に
は、腐食および変質は認められなかった。

5. 施工実績

海水練りコンクリートの技術を実構造
物に適用した事例について述べる。福島県の相馬港における港湾構造物の災害復旧工事において、
消波ブロック (25t 型) と根固めブロック (L4.0×B3.0×H1.5m) の試験施工を行った。

(1) 使用材料と配合、施工状況

表-6 に使用材料の一覧を示し、表-7 に配合を示す。

表-4 使用材料

材 料	種 類	記号	諸元
水	水道水	WP	東京都水道局
	海水	WS	茨城県那珂郡 Cl ⁻ 濃度：1.9%
結合材	高炉セメント B 種	C	密度：3.04g/cm ³
混和材	フライアッシュ	FA	密度：2.17g/cm ³
細骨材	陸砂	S1	密度：2.55g/cm ³
	海砂	S2	密度：2.60g/cm ³
粗骨材	碎石	G	密度：2.67g/cm ³
混和剤	AE 減水剤 (高機能)	AE	ホ ⁺ リカルボン酸系
	特殊混和剤	AN	亜硝酸カルシウムを含む

表-5 コンクリートの配合

配 合	単 位 量 (kg/m ³)								
	練混ぜ水		C	FA	S1	S2	G	AE	AN
	WP	WS							
⑤	161	—	299	—	783	—	1040	2.39	—
⑥	—	161	299	30	748	—	1040	3.29	6.5
⑦	—	166	309	30	435	294	1043	3.71	6.5

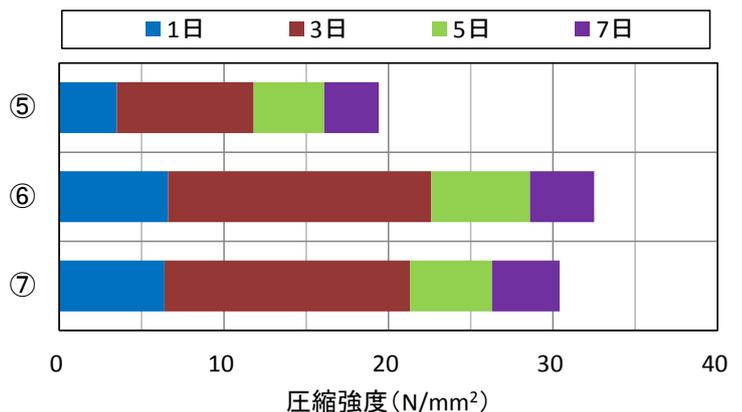


図-3 材齢 7 日までの圧縮強度



【エポキシ樹脂塗装】

【普通鉄筋】

写真-1 補強材の腐食促進試験結果

コンクリートの製造は、現地に組み立てた1m³練りの強制2軸練りミキサを用いて行い、根固めブロックについては、コンクリートバケットを用いて打設し、消波ブロックについては、コンクリートポンプ車を用いて打設した(写真-2)。圧縮強度試験体はφ100×200mmの円柱供試体とし、20℃の封緘養生とした。

(2) 施工結果

ポンプ車による圧送や、締固め、仕上げについては一般的なコンクリートと同様に施工することができた。表面の出来栄えについても、普通コンクリートと変わりなかった。写真-3、4に脱型後の外観を示す。

圧縮強度試験結果を表-8に示す。材齢7日で設計基準強度18N/mm²を十分上回る強度発現を確認できた。

6. まとめ

- ・海水の使用により、若材齢時の強度発現は大きく増大する。また、特殊混和剤、フライアッシュの混合により長期強度についても、水道水使用と同等以上である。
- ・フライアッシュを使った海水練りコンクリートは、発電所や港湾施設等のコンクリート構造物の品質改善とともに、工期の短縮にも有用な技術であることが明らかとなった。
- ・腐食促進試験により、海水練りコンクリートにエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いることで、海洋環境100年相当の耐久性が確保できることが確認できた。
- ・海水練りコンクリートは一般のコンクリートと同様に扱うことができ、消波ブロックと根固めブロックを実際に製造した結果、出来栄え・品質ともに一般コンクリートと同様以上であることが確認できた。

表-6 使用材料

材 料	種 類	記号	諸元
水	海水	W	相馬港
結合材	高炉セメント B種	C	密度：3.04g/cm ³
混和材	シリカヒューム	Si	密度：1.79g/cm ³
細骨材	砕砂	S	密度：2.66g/cm ³
粗骨材	砕石	G	密度：2.70g/cm ³
混和剤	AE減水剤(高機能)	AE	ホリカルボン酸系
	特殊混和剤	AN	亜硝酸カルシウムを含む

表-7 コンクリートの配合

W/B (%)	単位量 (kg/m ³)						
	WS	B		S	G	AE	AN
		C	Si				
64.6	172	241	25	886	944	0.67	13

表-8 圧縮強度試験結果 (N/mm²)

ブロック	材齢 7 日	材齢 28 日
消波ブロック	27.7	39.3
根固めブロック	22.3	29.8



写真-2 ポンプ車による圧送(消波ブロック)



写真-3 根固めブロックの出来栄え



写真-4 消波ブロックの出来栄え

参考文献

- 1) 伽場重正・川村満紀・山田祐定・高桑次郎：練り混ぜ水に海水を使用したコンクリートの諸性質について，材料，第42巻，第260号，1975.5

エポキシ樹脂塗装 PC 鋼より線仕様のプレテンション PC 桁の付着性能に関する研究

琉球大学 ○久保雅寛, (株) 技建 宮野伸介, 琉球大学名誉教授 正会員 大城武, 琉球大学 正会員 富山 潤

1. 目的

PC 橋の高耐久性を目指して、遮塩性に優れるエポキシ樹脂塗装 PC 鋼より線仕様(以下、E 仕様と記す)のプレテンション PC 桁の普及が拡大している。また、E 仕様の PC 桁に関する試験研究も進められ、定着長の位置におけるプレストレス導入応力度および PC 桁の曲げ耐荷性能に関して、普通 PC 鋼より線仕様(以下、N 仕様と記す)との比較検証が行われた¹⁾。その既往の試験結果によると、E 仕様と N 仕様の PC 桁の曲げ耐荷性能は同等であるが、付着性状に違いが表われている。その原因は、PC 桁製作時のコンクリートの高温履歴および PC 鋼材へのエポキシ樹脂塗装等が考えられる。ここでの付着性状の違いは、桁端から定着長付近まで生じていると考えられ、プレストレス導入時の桁端での鋼より線の引き込み量の測定でその差異が表われている。

導入時のひずみ分布は、せん断耐力の検証に際して必要事項であるが、その検討が十分に行われてない。そこで本研究では、定着長付近までのひずみを測定し、プレテンション PC 桁の付着性能の検証を行った。

また、本研究ではプレテンション PC 桁にセメント代替の内割および細骨材代替の外割としてフライアッシュを多量に使用し、所定強度の確保、水和熱の低減、作業性の向上および耐久性向上を図っている。

2. 実験方法

コンクリートの配合を表-1に示す。また、試験桁の断面図および側面図を図-1に示す。プレストレス導入時のひずみを測定するため、桁端部から330mm, 660mm, 990mm, 1190mm の位置に埋め込み型ひずみ計を鋼より線の位置に配置した。ここで、990mm の位置は設計での定着長(65φ)に相当する。温度管理のため、桁端から330mm とスパン中央部の鋼より線の位置でコンクリート温度を測定した。また、圧縮強度管理用の円柱供試体は簡易断熱養生を行い、養生時のコンクリート温度を測定した。さらに、桁端における鋼より線の引き込み量を変位計で測定した。

養生条件は、エポキシ樹脂の高温による軟化を阻止

するため、E 仕様の最高温度と保持時間の組合せを50℃・6時間とした。また、N仕様は60℃・6時間とした。試験桁 NN, EN には表-1 の NC, 試験桁 NFA には FAC, 試験桁 EHFA には HFAC のコンクリートを使用した。

表-1 コンクリート配合

配合名	水粉体比 W/(C+FA) (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					
			水 W	セメント +フライアッシュ(内割) +フライアッシュ(外割) C+FA1(置換率)+FA2	細骨材 S1 S2		粗骨材 G	混和剤 A
NC	32.5	42.7	156	480	231	523	1048	4.8
FAC	30.9	40.0	156	394+86(18%)+25	207	469	1048	4.8
HFAC	30.9	40.0	156	394+86(18%)+25	207	469	1048	4.8

A : 混和剤 [kg/m³]

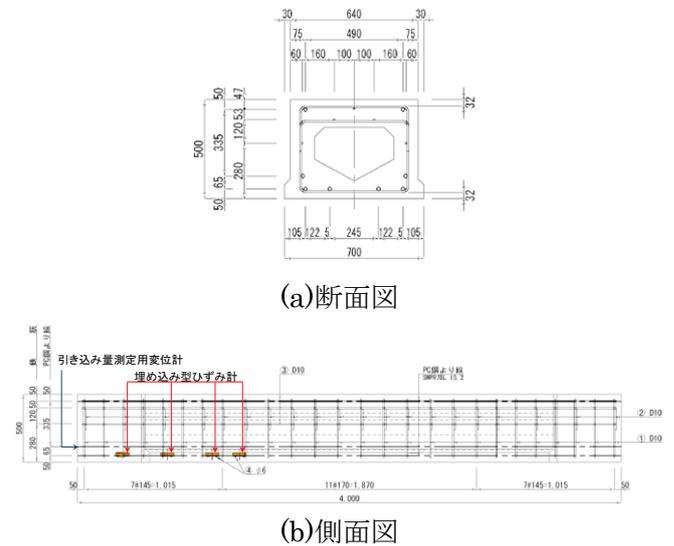


図-1 試験桁

表-2 試験体概要

試験体ケース	材料の組合せ	養生条件およびプレストレス導入時期
BS12-NN	・普通セメント ・普通ストランド	・60℃・6時間 ・18時間
BS12-NFA	・普通セメント+FA ・普通ストランド	・60℃・6時間 ・18時間
BS12-EN	・普通セメント ・エポキシストランド	・50℃・6時間 ・20時間
BS12-EHFA	・早強セメント+FA ・エポキシストランド	・50℃・6時間 ・20時間

3. 実験結果

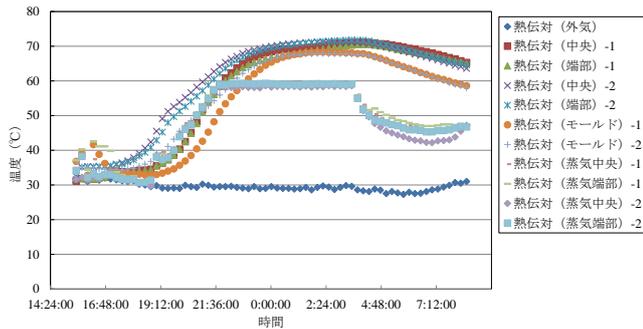
図-2に温度履歴を示す。図示の様に、養生条件に対する温度管理が行われ、E仕様のプレストレス導入時の温度は規定値66℃以下²⁾を示している。また、簡易断

キーワード エポキシ樹脂塗装 PC 鋼より線, フライアッシュコンクリート, 付着特性, 温度管理

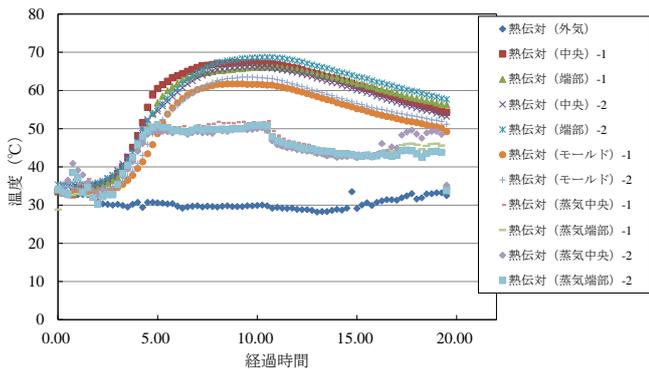
連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL 098-895-8649

熱養生の円柱供試体の温度は、試験桁と同様の温度履歴を示している。ここで、凡例の1, 2は、普通コンクリートとFAコンクリートを示し、また、モールドは円柱供試体を示している。

表-3 にプレストレス導入時の圧縮強度およびヤング係数を示す。全ての試験桁は、JIS 桁製作時に要求される圧縮強度 35 N/mm^2 を満足している。ここで、初期強度の発現が懸念されたFAコンクリートは、普通コンクリートと同様の強度特性を表わしている。



(a)N仕様, 養生条件 $60^\circ\text{C} \cdot 6$ 時間



(b)E仕様, 養生条件 $50^\circ\text{C} \cdot 6$ 時間

図-2 温度履歴

表-3 圧縮強度およびヤング係数

試験体名	養生時間			
	18時間		20時間	
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)
NC1(60°C)	40.4	3.1		
FAC(60°C)	41.9	3.1		
NC2(50°C)			39.4	3.0
HFAC(50°C)			39.0	3.1

導入ひずみにヤング係数を乗じて算出した導入直後の導入応力度を図-3に示す。ここで、試験桁NNとNFAは同様の性状を示しているが、ENとEHFAには僅かに差が生じている。また、図中にはNNとNFA、およびENとEHFAの平均値を用いた多項式近似曲線を示している。

NN, NFAの設計応力度は 8.71 N/mm^2 , EN, EHFAは 8.32 N/mm^2 であり、NN, NFAの算出値は設計値より大き

い値であるが、EN, EHFAは僅かに小さく表われている。しかし、図示の多項式近似曲線の値によると、990mmの位置でのE仕様の値は設計値を満足する。

また、全ての算出値は、設計で要求される許容応力度 $-1.80 < \sigma_c < 20.00$ を満足する。

図-4にプレストレス導入時の引き込量を示す。N仕様とE仕様の導入応力度の分布に対応して、引き込み量に違いが表れている。

以上の結果より、せん断応力の検証に際しては、導入応力度分布を考慮したE仕様の初期導入力を使用する必要がある。

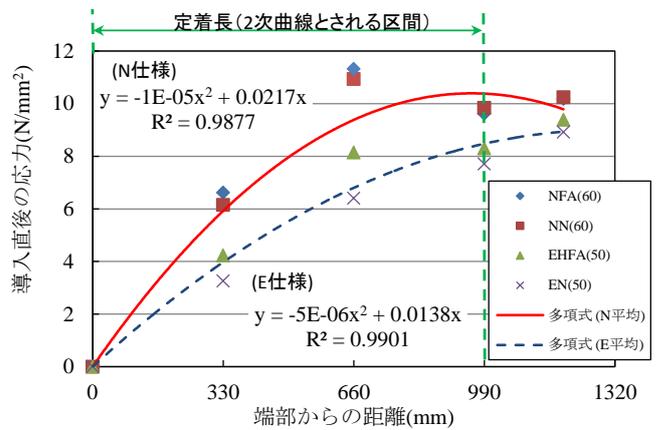


図-3 プレストレス導入直後の応力度

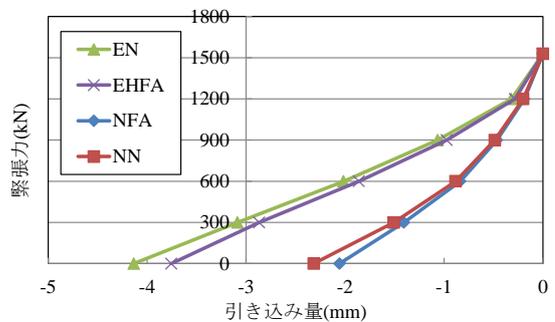


図-4 引き込み量

4. 最後に

本研究では、N仕様およびE仕様のプレテンションPC桁の定着長位置に至る付着性能の試験を行い、付着性能の違いを明らかにした。これらの結果をもとに、せん断耐力の検証を引き続き行う予定である。

参考文献

- 1) 崎原盛伍, 大城武, 富山潤, 平井圭: 高耐久性プレテンションPC桁の耐荷性能に関する試験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 433-438, 2013
- 2) ASTM A882-04: Standard Specification for Filled Epoxy-Coated Seven-Wire Pre-stressing Steel Strand

沖繩県内公立小学校における学校危機管理マニュアルに関する基礎的考察

○琉球大学 上野 靖晃 琉球大学大学院 中山 貴喜 琉球大学 神谷 大介

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995）、新潟県中越地震（2004）、岩手・宮城内陸地震（2008）等、東北地方太平洋沖地震（2011）以前の災害の多くは、偶然にも休日、早朝に発生していた¹⁾。よって学校において際立った人的被害は見られなかった。しかし、東北太平洋沖地震は、児童が滞在する平日の14時46分頃に発生し、児童、教職員合わせて659人（2012年9月13日現在）の尊い命を奪った²⁾。その経験から、学校に児童が滞在している時間帯に被災する可能性がある。したがって、学校には、円滑に災害の危険から児童の命を守るため、事前に計画（またはマニュアル）をたてる必要がある。しかし、計画をたてるだけでは不十分であり、CAPDサイクルを循環させ、計画の見直しや改善を行う必要がある³⁾。

よって、本研究では学校安全支援のため、学校安全の災害安全に焦点を当て、沖繩県内の公立小学校を対象とし、地震、およびそれに誘発される火災、津波に関する危機管理マニュアルの課題を抽出し、その課題について考察を行う。なお、本研究は上述のCAPDサイクルのC（Check）に位置づけられる。

2. 沖繩県における学校安全の動向と現状

(1) 学校安全における沖繩県の動向

2011年の東日本大震災の教訓として、「東日本大震災を受けた防災訓練・防災管理等に関する有識者会議」によると、以下の3点の課題があるとしている⁵⁾。1つ目に、津波被害等からの避難に関する課題。2つ目に、児童等の引き渡しなど被災時の対応に関する課題。3つ目に、学校と地域防災の関係に関する課題である。沖繩県教育委員会は前述の課題を踏まえ、既存の地震・津波対策の危機管理マニュアルを見直し、改善することが急務と考え、2012年に各学校の危機管理マニュアルの見直しの基盤となる

「学校における地震・津波対策の危機管理マニユ

アル」を作成し、各学校に危機管理マニュアルの修正、改善を促している⁶⁾。

(2) 沖繩県の公立小学校の災害対策の現状

図-1では沖繩県が作成した「津波浸水予想図」において敷地が浸水想定区域内にあるか否かを表している。浸水想定区域内の学校は74校となっており、これらの学校においては想定区域外の学校より津波からの避難を考慮しなければならない。

図-2には公立小学校を対象に学校で行っている地震対策に関するアンケート調査の結果を示す。なお、アンケートは全数調査で行い273校中回答したのは205校であった（回収率75.1%）。アンケート内容は①建物の耐震化、②本棚やテレビ等の転倒防止策、③ガラス飛散シート、④蛍光灯落下防止策、⑤特になし、⑥その他の中で自校が行っているものすべてにチェックをしてもらった。結果をみると90校以上の学校で、本棚やテレビ等の転倒防止を行っている。建物の耐震化は60校強の学校が行っているが、他の項目と比べ重要性が高いと考えられ、より多くの学

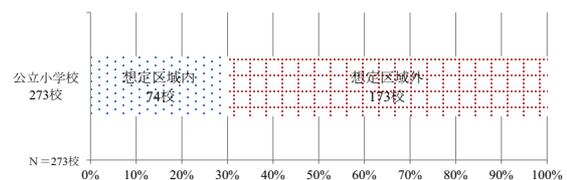


図-1 津波浸水想定の内分

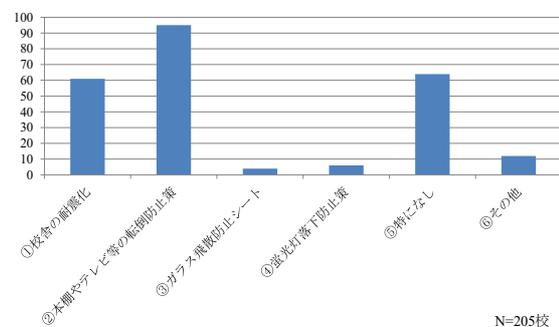


図-2 学校で行っている地震対策に関するアンケート結果

キーワード 学校防災，防災教育，危機管理マニュアル

連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学工学部 E-mail:e105333@eve.u-ryukyu.ac.jp

校での耐震化は急務であると考えられる。その他には、レスキューベランダの取り付けや裏の高台へのスロープの増築などがあった。

3. 沖縄県小学校のマニュアルの課題抽出

本章では危機管理マニュアルに記載されている事項、特に危険からの避難（地震発生直後から二次災害避難まで）に関する対応に焦点を当て、集計・考察を行い、課題を抽出する。対象とするマニュアルは、1年間での変化の把握を行うため、2012年と2011年、両年ともマニュアルを沖縄県教育庁に提出した247校を対象とする。なお、集計・考察を行ううえで、災害脆弱性（津波想定内か否か等）を考慮する。

a) 一次対応

図-3に一次対応の規定の有無を示す。ここでの一次対応とは、地震による揺れが発生している際の対応の事を指す。2011年に規定していなかった学校が47校（約20%）だったものが、2012年には19校（約8%）に減少していることから、一定の改善は見られる。しかし、校外（登下校時）の一次対応を規定している学校が28校しかなく、校外を規定していない学校が多いという課題が見える。また、表-1に、状況別に規定してある学校数を示す。この表から2012年において教室・特別教室の一次対応は約92%の学校で規定されており、ほとんどの学校で規定していることが分かる。しかし、その他の場所について規定している学校は、全体の32%以下であり、少ない。また、教師がすぐに対応しにいけない通学路について一次対応を規定している学校は全体の11.3%しかなく、教室以外の様々な状況想定がなされていない事となり課題である。

b) 二次対応（校外避難または校舎上階避難）

学校に津波の被害が考えられる際は、児童の安全を確保するために一次対応後、二次対応（校外避難

または校舎上階避難）を行う必要がある。したがって危機管理マニュアルには、避難場所、避難経路の明記が必要となる。図-4、図-5に2012年と2011年の津波浸水想定区域内外別の避難場所の明記、図-6に避難経路の明記の有無を示す。図-4、図-5より2011年には想定区域内の6校で避難場所が明記されてなかったが、2012年では1校になっている。また、2011年では想定区域内で校舎上階避難の学校12校が2012年では6校に減っており、校舎上階避難から校外避難にシフトしていることが分かる。これは学校が火災などで校舎上階への避難が不可能になるリスクを考慮し、変更したと考えられる。図-5より142校の学校が校外避難を想定しているのに対し、図-6では96校しか校内外の避難経路の明記行っていないことが分かる。したがって、46校が避難場所までの避難経路を明記していない。これらの学校は安全な避難経路の選定や、避難時の避難経路の混雑等を考慮していない可能性が高く、円滑な避難が行えない可能性がある。

c) 児童在校時授業中の避難パターン

各学校のマニュアルを参照した結果、図-7に示すような8つのパターンがみられた。パターンE、パターンFは、校舎に火災の危険性があるにも関わらず、一度校庭に避難せずに直接校舎上階に避難する。パターンFは校舎上階に避難後、校舎より高い津波が来ると判断された場合校外に避難する。よって、この2つのパターンは特に危険と考えられる。パターンAは、火災の危険のある校舎から校庭に避難し、その後校外の高台へと避難、そこでも危険と感じた

表-1 各場所別の一次対応の有無

場所	2011年に規定している学校数(%)	2012年に規定している学校数(%)
教室	198(80.2)	228(92.3)
体育館	45(18.2)	79(32.0)
プール	14(5.7)	55(22.3)
廊下	26(10.5)	74(30.0)
階段	18(7.3)	67(27.1)
トイレ	15(6.1)	61(24.7)
遊具	1(0.4)	4(1.6)
運動場	51(20.6)	78(31.6)
靴箱	2(0.8)	1(0.4)
図書室	5(2.0)	4(1.6)
通学路	22(8.9)	28(11.3)

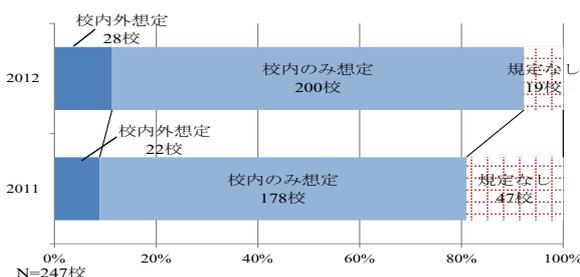


図-3 一次対応の規定の有無

ら、さらに高台へと避難するため、8パターンの中で最適なパターンと考えられる。しかし、さらに高台に避難する際の判断材料や判断者が明確でない事が課題である。パターンHは、避難の際交通渋滞の危険性がなく、児童数の少ない過疎地域において考えられるパターンである。パターンDは津波の危険のない高台にある学校で考えられるパターンである。

図-7より、最適なパターンAは2012年でわずかに6校しかなく、逆に、危険であると考えられる、パターンE・パターンFは合わせて12校もあり、早急に避難プロセスの改善が望まれる。パターンなしの5校はすべて浸水想定外であるが、校舎外に出るまでの避難プロセスが明記されていないため、マニュアルに加筆が必要であると考えられる。パターンHの2校は、2校共に児童数が20名以下で、交通渋

滞も考えられない過疎地域に属しているため、問題は無いといえる。

d) 授業中外の時間帯による避難対応の規定

ここでは、休み時間や放課後、登下校時といった時間帯の違いにおける対応を規定しているか否かを集計、考察していく。休み時間、放課後、登下校時の結果をそれぞれ図-8、図-9、図-10に示す。休み時間、放課後の避難プロセスを明記している学校数

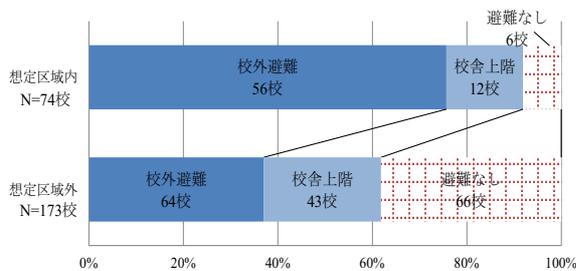


図-5 2011年の想定区域内外別の避難場所の明記

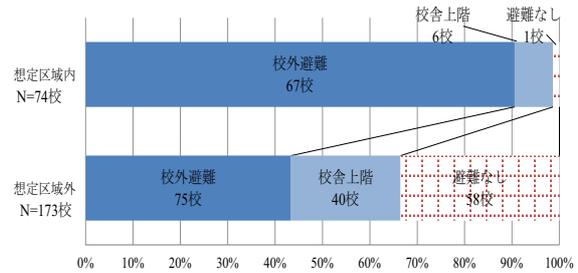


図-4 2012年想定区域内外別の避難場所の明記

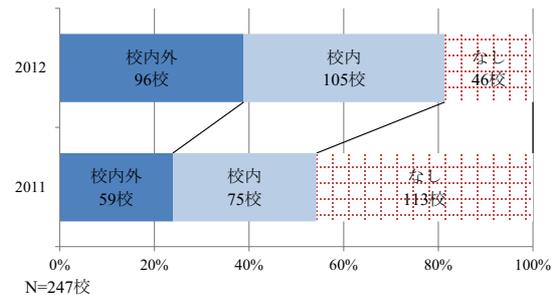


図-6 避難経路の明記の有無

パターン	地震発生	緊急地震速報受信	一次対応	人員確認	校庭避難	校舎上階	校外避難	二次対応	二次対応	規定校数	課題
パターンA	→	→	→	→	→	→	→	→	→ (より高台)	2012年 6校 2011年 2校	最適と思われるが、より高台への避難する際の判断基準が曖昧 低学年の児童等体力に自信のない児童の避難が困難
パターンB	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 84校 2011年 59校	避難場所が他校や地域住民と重なると収容できない可能性がある 避難所要時間がかかる場合、危険になる可能性がある
パターンC	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 28校 2011年 28校	地域住民の避難場所となる場合校舎に収容できない可能性がある 校舎の耐震化されていない場合校舎に避難できない可能性がある
パターンD	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 54校 2011年 52校	高台にある学校しか適用されない
パターンE	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 11校 2011年 27校	地震による火災を考慮していない 以下、パターンCと同じ
パターンF	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 1校 2011年 2校	地震による火災を考慮していない 校外避難の際上階からの避難となるので避難に時間がかかる
パターンG	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 47校 2011年 58校	学校全体での人員確認ができない 以下、パターンBと同じ
パターンH	→	→	→	→	→	→	→	→	→	2012年 2校 2011年 0校	過疎地域の学校しか適用されない

図-7 8つの避難プロセスのパターンとパターン別の課題

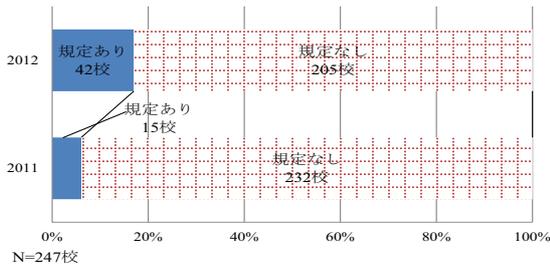


図-8 休み時間における対応の規定の有無

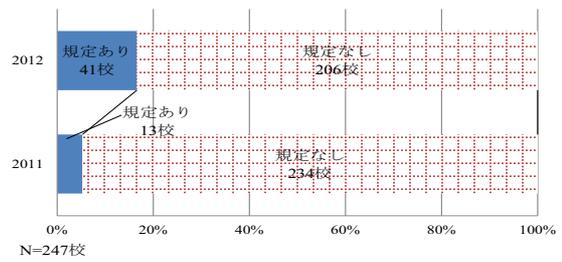


図-9 放課後における対応の規定の有無

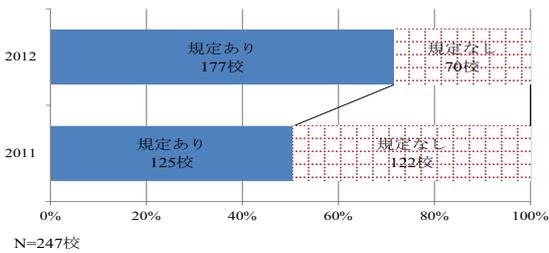


図-10 登下校時における対応の規定の有無

の推移をみると、2011年ではそれぞれ15校、13校しか明記がなかったものが2012年では42校、41校と増えているが、それでも少ない。また、上述の2つの状況と比べ、登下校時は177校と6割強の学校で明記されている。その理由として考えられるのは、登下校時は休み時間、放課後と異なり、教員の手が完全に届かない環境下なのでそこを不安視し規定する学校が多いのではないかと推測できる。

4. おわりに

沖縄県公立小学校の学校安全についてアンケート調査や危機管理マニュアルを通し、評価および考察を行ってきた。それにより、建物の耐震化率の低さ、教室以外の場所での一次対応が明記されていないこと、地震による火災被害を考慮せずに校舎上階に避難する避難プロセスを行っている学校があることといった課題がみられた。前述のような課題を示せたことは、これからの沖縄県の各学校の危機管理マニュアルを修正・加筆を行ううえでの、1つの支援として利用可能であると考えられる。

今回は、主に危険からの避難に着目したが、その後の児童の引き渡しや避難所運営等に関する項目に関しても調査・考察の必要がある。さらに、今後は、現在危機管理マニュアルを項目ごとに学校を総体的にみた評価しか行っていないが、カルテ方式を用いて各学校を個別に評価を行っていき、各学校におけ

る課題抽出を行っていく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 照本清峰，近藤誠司：公立中学校の地震防災対策に関する現状の課題，日本建築学会技術報告書，第15巻，第31号，pp.967-970，2009
- 2) 文部科学省：東日本大震災による被害情報について(第208報)，2012
- 3) 亀田弘行著，総合防災学への道，京都大学学術出版会，2006
- 4) 岡田憲夫，平岡香奈子，アジア型総合防災技術の形成：開発援助における住民参加型減災マネジメントのメインストリーム化を目指して，開発金融研究所報，第36号，pp220-240，2008
- 5) 文部科学省：「東日本大震災を受けた防災教育・防災管理に関する有識者会議」中間とりまとめ，2011，
http://www.mext.go.jp/b_menu/shingi/chousa/sports/012/toushin/1311688.htm，(access:2013.4.14)
- 6) 沖縄県教育委員会：学校における地震・津波災害対策危機管理マニュアル，2012，
<http://www.pref.okinawa.jp/edu/hoken/jujitsu/data/jishin.htm>，(access:2013.5.7)

水資源・水環境に関する住民意識調査～沖縄本島を対象として～

○琉球大学 新城 裕也 神谷 大介

1. はじめに

沖縄県は昔から水不足に悩まされてきた地域である。このことは、雨水を天水と呼ぶことから理解できる。これに対し1972年の本土復帰を契機に、北部5ダム（福地・新川・安波・普久川・辺野喜）が整備され、さらに1993年漢名ダム、2004年羽地ダム、2011年に大保ダムが竣工され、1997年海水淡水化施設が完成（能力：40千m³/日）したことにより、1993年の夜間8時間断水以降、給水制限を実施していない¹⁾。2002年6月と2004年3月には給水制限の実施を決定していたが、実施日直前の降雨により回避された。しかし、図-1に示すように実際には過去に給水制限が実施されたときを下回る貯水量の時も存在する。

また、沖縄県は沖縄本島中南部を中心として人口増加を続けていることや、観光振興地域であり今後観光客の増加が予想されること、気候変動に伴う降雨特性が変化することを鑑み、渇水リスクが高くなると考えられる。一方で、沖縄本島では図-2に示すように他の地域よりも生活用水を多く使用しているため、節水する余地があり渇水リスクの低下に効果があると考えられる。そこで本研究ではどのようなコミュニケーションが住民の節水行動を促す要因になり得るかを明らかにする。そのために住民意識調査を行い、分析を行った。

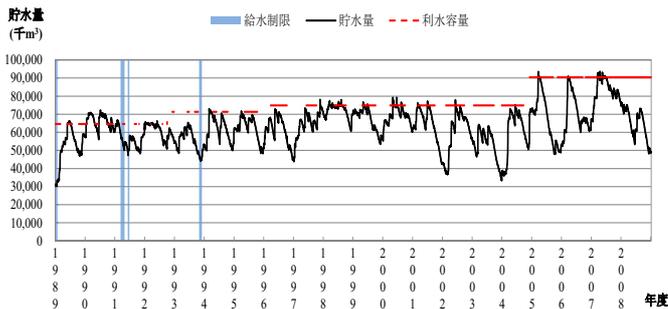
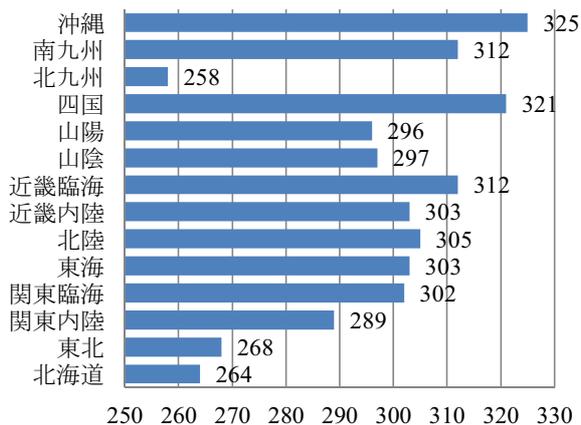


図-1 過去の貯水量



(単位：リットル/人・日)

図-2 地域別1人1日あたりの生活用水量²⁾

2. 水利用に関するアンケート調査結果の概要

(1) アンケート調査と結果の概要

地域住民の水利用に関する意識を把握するために、本研究では2012年に沖縄本島を対象にアンケート調査を実施した。配布数2000、回収数670、回収率

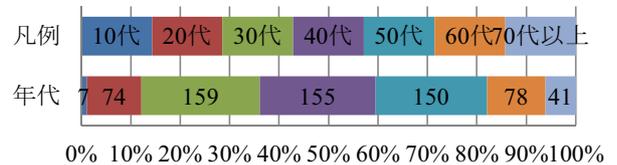


図-3 年代別回答者属性

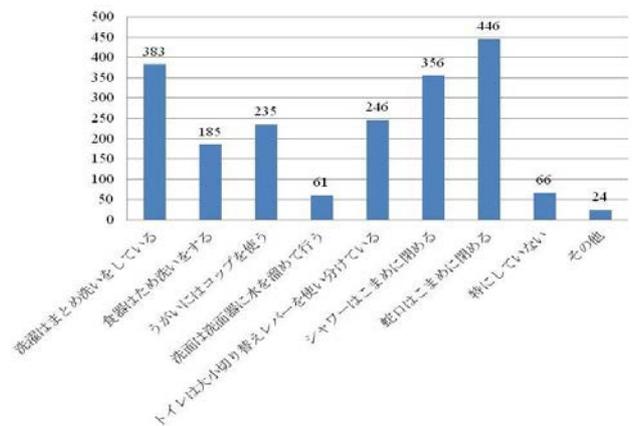


図-4 現在行っている節水活動

キーワード 節水 環境配慮行動

連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科

E-mail : e095322@eve.u-ryukyu.ac.jp

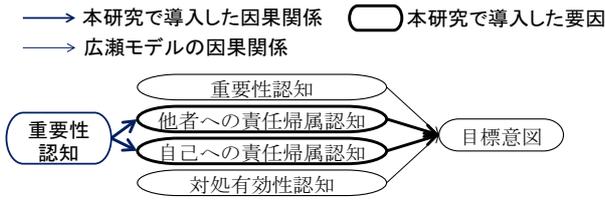


図-5 環境配慮行動の規定因モデル

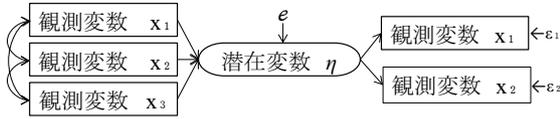


図-6 MIMIC モデルのパス図

33.5%であった。調査方法はポストに投函もしくは手渡しし、郵送回収で行った。回答者の性別は男性が330人、女性が334人と約50%ずつであり、年代は図-3に示すとおりである。

(2) 節水行動

家庭でできる一般的な節水行動について問うた結果を図-4に示す。これより比較的执行しやすい蛇口・シャワーをこまめに閉める、洗濯のまとめ洗いについては半数以上の方が実施している。また、節水行動をおこなっている数の平均は2.2個であった。

3. 環境配慮行動の規定因のモデル化と分析方法

(1) モデル化

本研究では、人々が環境配慮行動をとる規定因になる心理的要因を図-5のようにモデル化した、広瀬³⁾は目標意図には重要性認知、責任帰属認知、対処有効性認知が影響を及ぼすとしている。しかし本研究では、責任帰属認知には、他者に責任があると認知した場合と、自己にあると認知した場合によって与える影響は分けられるべきであると考え、責任帰属認知を他者に対するものと自己に対するものに分けて考えることとする。また、アンケート調査より、自己に責任があると認知している人は自己に責任がないと認知している人と比較して水資源や環境に関する情報への接触が多いことが分かっている。そして、重要性認知は直接目標意図に影響を与える場合と渇水リスクの重要性を認知することでそれを他者によるものと判断するか、自己によると判断するかに影響を及ぼすと考え、責任帰属認知に影響を及ぼす場合の2つを仮定した。

表-1 検定指標の概要

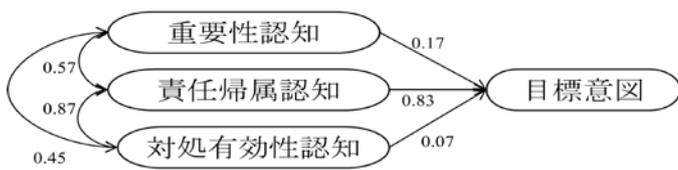
検定方法名	評価基準とその意味
P 値	モデルが正しいという帰無仮説の採択確立を示しており、0.05以下のときモデルを採択する。
GFI (Goodness of Fit Index) AGFI (Adjusted Goodness of Fit Index)	GFIは設定したモデルが観測されたデータをどの程度説明しているかを表す適合度指標であり、AGFIは自由度修正済みの適合度指標である。
RMSEA (Root Mean Square Error of Approximation)	モデルの分布とデータの分布との乖離度を1自由度あたりの量として表現した指標である。経験的に0.05以下であることが望ましくないとされている。
CRONBACH の α 係数	個々の質問項目が内的整合性を持つかどうか（目的とする特性を測定する質問項目群であるか）を判定するために用いられる。一般に0.8以上が望ましいとされている。

(2) 分析方法と検定

ここでは共分散構造分析⁴⁾を用いて人々の節水に対する意識と行動の関係性を分析する。共分散構造分析とは、直接観測できない潜在変数を導入し、調査によって得られた観測変数との間に因果関係を同定することにより社会現象や自然現象を理解するための統計的手法である。ここでは、図-6に示すMIMIC (Multiple Indicator Multiple Cause) モデルを用いて説明する。ここで、 x, y はアンケート調査によって得られる観測変数、 η はモデルで想定する潜在変数、 e, ϵ は誤差変数、片矢印は因果関係を表し、両矢印は相関関係を表している。また、これらの関係は、観測変数と潜在変数の因果関係を表現した構造方程式と、潜在変数が複数個の観測変数に影響

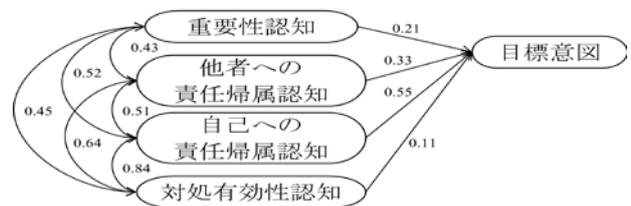
表-2 本分析で用いた観測変数と潜在変数のリスト

潜在変数	観測変数
重要性認知	・近い将来渇水が起こると思う ・水資源に関する情報を、テレビや新聞でよく見聞きする
自己への責任帰属認知	・渇水や給水制限になる原因は、自分にもあると思う
他者への責任帰属認知	・観光客も節水を行わないといけないと思う ・節水は県民全員で行わないといけないと思う
対処有効性認知	・自分が節水を行うことが、渇水や給水制限を回避するために有効だと思う ・節水することが沖縄の自然を守ることに繋がると思う
目標意図	・今以上の節水を行おうと思う ・渇水や給水制限にならないために、自分は節水しなければならないと思う



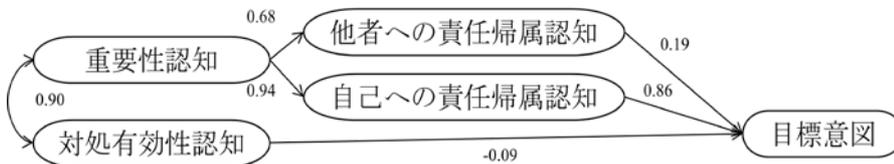
χ^2 :1976.9 自由度:17 P 値:0.00 GFI:0.95
AGFI:0.85 RESMA:0.10 CRONBACH の α 係数 0.82

図-7 広瀬モデルの目標意図の規定因モデル



χ^2 :1976.9 自由度:12 P 値:0.00 GFI:0.98
AGFI:0.88 RESMA:0.07
CRONBACH の α 係数:0.82

図-8 責任帰属認知を分けた目標意図の規定因モデル



χ^2 :1976.9 自由度:16
P 値:0.00 GFI:0.96
AGFI:0.90 RESMA:0.09
CRONBACH の α 係数 0.82

図-9 重要性認知を責任帰属の背後に設定した目標意図の規定因モデル

響を与えている様子を表現した測定方程式により表すことができ、これらの式を以下に示す。なお、 α 、 β はパラメータ（因果関係）である。

$$\text{構造方程式 } \eta = \alpha x + e \quad (1)$$

$$\text{測定方程式 } y = \beta \eta + \varepsilon \quad (2)$$

また、分析は表-1 に示す検定指標を用いて行った。

4. 共分散構造分析を用いた環境配慮行動モデルの分析

(1) 目標意図の規定要因モデルの分析

アンケート調査から得られた観測変数及びこの分析で導入した潜在変数のリストを表-2 に示す。高い適合度が得られた目標意図の3パターンのモデルについて分析した結果を図-7～図-9 に示す。図-7では、

対処有効性認知が目標意図に及ぼす影響が低くなっており、責任帰属認知との相関が高くなっている。

図-8 の目標意図に対する要因をみると、自己への責任帰属認知に比べ他者への責任帰属認知は低い影響を与えていることがわかる。対処有効性から目標意図への因果係数は低い、他者及び自己への責任帰属認知との相関係数をみると高くなっていることから、3つの潜在変数の変動が目標意図に影響していると考えられる。図-9 より重要性認知から自己及び他者への帰属認知への因果が高くなっている。よって渇水リスクや水資源の情報を認知することは責任帰属認知に影響を及ぼし、その責任が他者より自己にあると認知した場合目標意図に大きな影響を及ぼし、自己より他者に責任があると認知した場合は目標意

図にあまり影響を及ぼさないことが示された。また対処有効性は目標意図に直接影響を及ぼさないが重要性認知とは強い相関が見られた。

(2) 分析結果の考察

本研究では、沖縄本島において住民の水資源に関する意識を調査し、住民の節水行動を規定する要因について共分散構造分析を行った。なお、これらの分析結果において図-7、図-9に示した「対処有効性認知」から「目標意図」の因果係数以外は95%有意であり、検定指標からみても信頼性のある結果が得られたと考える。

本研究で分析したモデルでは、いずれも目標意図に対する自己の責任帰属認知の因果係数が最も影響を及ぼす要因であった。また、責任が自己ではなく他者にあると認知した場合は目標意図にあまり影響を及ぼさないことから、渇水リスクを高めている原因が自己にもあると認知させることが節水行動を促すためには重要である。また、対処有効性は目標意図に直接影響を及ぼさないが重要性認知と強い相関が見られたことから、住民は節水を行うことが給水制限回避に有効だと認知していても、渇水リスクがあるということを認知しなければ責任帰属認知に結びつかず節水行動を行わないと考えられる。このことより、住民に今後、渇水リスクが高まることを認知させることが節水を促すために有効ではないかと考えられる。

5. 情報提供後の意識変化

前章では、重要性認知（地域の渇水リスクを認知すること）が責任帰属認知に繋がり、そこから目標意図に結びつくことが示された。そこで、本章では、アンケートの回答者に図-1、図-2に示す渇水リスクや節水に関する情報を与え「渇水が起こると思うか」、「自分は節水しなければならないと思うか」、「今以上の節水を行おうと思うか」、「渇水回避のためにはダム建設を行うべきか」、という質問項目について問いなおし、情報提供による意識の変化を分析した。なお、このアンケートでは「非常に思う」から「全く思わない」までの6段階で回答してもらい、その結果を図-10に示す。図-10よりすべての問に対して有意に「非常に思う」の方向に変化した。これより、

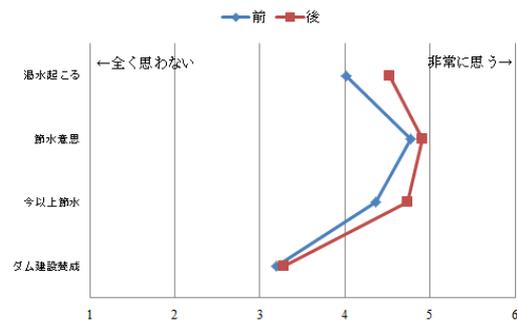


図-10 意識の変化

情報提供を行うことで住民の意識を変化させることが出来ることが示された。

6. おわりに

本研究では、沖縄本島において住民の水資源に関する意識を調査し、住民の節水行動を規定する要因について共分散構造分析を行った。これより、渇水の危険性を認知しなければ住民は節水行動を起こさず、また危険性を認知したとしても自分に責任があると認知しなければ誰に帰属するかによって行動が変わり得ることが示された。また、節水や渇水リスク情報提供を行うことで実際に住民の意識に変化を与えることができることが示された。しかし今回の研究では目標意図の形成する要因を調査したが、これだけでは環境配慮行動を促すための施策には繋がらないと考えられる。よって、今後の課題として環境配慮行動が実際にとられるか否かを判断するために行動評価に関する分析を行う必要がある。また、サンプルの個人属性を分けて分析を行いそれぞれの属性にとって最も有効なコミュニケーション方法を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 神谷 大介：気候変動を考慮した渇水リスクとそのマネジメント，国土技術研究センター第12回研究開発助成成果報告書，2012
- 2) 国土交通省：平成24年度版日本の水資源，<http://www.mlit.go.jp/tochimizushigen/mizsei/hakusyo/H24/> (access2013.9.12)
- 3) 広瀬幸雄：環境と消費の社会心理学，名古屋大学出版会，1995
- 4) 豊田秀樹：共分散構造分析[入門編]，朝倉書店，1998

過疎地域における平日昼間を想定した災害時要援護者個別計画の支援に関する研究 —沖縄県渡名喜村を対象として—

○琉球大学大学院 中山貴喜 琉球大学 神谷大介

1. はじめに

低頻度大規模災害時には、人的被害最小化のため、避難行動が必要である。しかし、災害時要援護者（以下、要援護者）は、自助による避難行動が不可能であり、避難するためには、支援可能者（以下、支援者）による避難支援が必要である。沖縄県の離島地域のような、過疎高齢化地域では、要援護者となりうる高齢者が多く、前述のような共助が特に求められる。

要援護者の避難支援に関し、内閣府は「災害時要援護者の避難支援ガイドライン」により、個々の要援護者ごとに支援者を関連付ける等の具体的な計画（個別計画）の策定を促している。しかし、個別計画の策定は、約7割¹⁾（2012年）の市町村で未着手・策定途中である現状や、高齢な民生委員が支援者となっている、平日昼間に支援者の多くが仕事で地域にいないことを想定していないといった課題があり、要援護者の支援体制が整っているとは言えない。

以上の認識から、本研究は要援護者の個別計画策定の支援のため、平日昼間を想定した要援護者と支援者のマッチングを8つ提案する。それを沖縄県渡名喜村に適用、時間といった指標を用い、定量的に評価する。

2. 要援護者と支援者のマッチング方法論

(1) 平日昼間と夜間・休日の違い

先にも述べたように、平日昼間、生産年齢層の支援者は、仕事のため地域を離れる。一方、夜間・休日には、仕事が休みなため、地域にすることが多い。このように、平日昼間の状況では、支援者の人数が少ない。

よって、支援者の多い夜間・休日を想定し、個別計画が策定され、仮に平日昼間、避難を要する災害が起きた場合、その個別計画は、まったく機能しないことも考えられる。したがって、できるだけ個別計画は、平日昼間を想定していることが望ましい。

(2) 要援護者の避難支援につながる認知関係

個別計画といった要援護者支援のマネジメントが行われていない状況で、支援者が要援護者支援を行うためには、事前に要援護者を認知している必要がある。なぜならば、支援者が要援護者を要援護者であると認知していなければ、避難支援行動を選択しえないからである。また、コミュニティベースの共助において、結束型ネットワークが共助意識に寄与していること²⁾からも、要援護者の避難支援をマネジメントする際、近所間のつながりを考慮することは重要であるといえる。そこで本研究のマッチング方法の提案においても、要援護者と支援者のつながりを考慮する。

a) 直接認知関係

支援者が要援護者を直接認知している関係を指す。支援者が要援護者を直接認知していることから、以下の認知関係よりもつながりが強く、もっとも避難支援につながる認知関係であるといえる。直接認知関係は、個別計画なしでの、現状ありうるマッチングの推定に利用可能であるといえる。

b) 媒介認知関係

ある媒介者が、支援者、要援護者を認知しており、間接的に支援者と要援護者に認知関係がある関係を指す。媒介認知は、災害時、媒介者が支援者に避難要請を行うことにより、要援護者の避難支援につながると考えられる。これも直接認知関係同様、現状のマッチング推定に利用可能であると考えられる。

c) 保健師による媒介認知関係

保健師は、仕事上の付き合いにより、要援護者と認知関係が存在する。つまり、地域の行事等で支援者と保健師に認知関係ができれば、支援者と要援護者に媒介認知関係ができる。以上の認識から、支援者と保健師に認知関係ができれば、要援護者の支援が可能になると考えられる。

キーワード 災害時要援護者、避難支援、個別計画支援

連絡先 〒903-0213 西原町字千原1番地 琉球大学大学院理工学研究科 E-mail : k138505@eve.u-ryukyuu.ac.jp

(3) マッチングシナリオの提案

(1), (2)を踏まえ、本節では、平日昼間を想定した支援者と要援護者のマッチング方法を提案する。

a) シナリオ1

シナリオ1では、直接認知関係をもとに現状ありうる支援者と要援護者のマッチングを推定する。直接認知関係のある平日昼間に支援可能な支援者*i*と要援護者*j*において、入次数の少ない（あまり支援者に認知されていない）要援護者から順に、世帯間の距離 d_{ij} が近い支援者とマッチングさせる。これにより、直接認知関係から現状で最も多くの要援護者がマッチングできるシナリオを推定できる。

b) シナリオ2

シナリオ2では、シナリオ1の結果に加え、媒介認知関係のあるまだマッチングできていない平日昼間に支援可能な*i*と*j*において、入次数の少ない要援護者から順に、世帯間の距離 d_{ij} が近い支援者とマッチングさせる。これにより、媒介認知関係による避難支援も考慮した現状ありうるマッチングの推定が可能になる。

c) シナリオ3, 4

現状の認知関係では、マッチングできない要援護者もいると考えられる。そこで、保健師と支援者に認知関係がある（支援者と要援護者の認知関係を完全グラフ）と仮定し、直接認知関係ではマッチングできなかった要援護者が、どの支援者とマッチングすることが望ましいのかを検討する。直接認知関係のマッチング結果に加え、シナリオ3では、まだマッチングできていない平日昼間に支援可能な*i*と*j*において、避難所要時間 t_{ij} の総和が最小（MinSum）になる条件でマッチングさせる。シナリオ4では、最も避難所要時間にかかる要援護者の t_{ij} が最小（MinMax）になる条件でマッチングさせる。

d) シナリオ5, 6

シナリオ3, 4を適用することで、すべての要援護者に1人の支援者を割り振ることが出来る。しかし、マッチングした支援者の中には、よく地域を離れる人がいることも考えられる。そのような支援者とマッチングしている要援護者は、災害時支援漏れの危険性があると考えられる。そこで、シナリオ3, 4において、地域を離れる確率の高い支援者とマッチングしている要

援護者から順に、まだマッチングできていない地域を離れる確率の低い平日昼間に支援が可能な支援者を順番にマッチングさせる。これにより支援確率の平等化が図られる。

e) シナリオ7, 8

シナリオ5, 6を適用することで、要援護者*n*人に対し、平日昼間に支援が可能な支援者が2*n*人いれば全員のと要援護者に2人の支援者をマッチングすることが出来る。しかし、平日昼間は、地域を離れる支援者もあり、必ずしもすべての要援護者に2人の支援者を割り振れない状況も考えられる。そこでシナリオ7, 8では、シナリオ5, 6において、2人の支援者とマッチングできていない要援護者に、夜間・休日のみ支援可能な支援者を支援確率が平等になるようマッチングさせる。

3. 沖縄県渡名喜村へのマッチングの適用

(1) 沖縄県渡名喜村の概要

渡名喜村は、那覇から北西58kmに位置する離島地域であり、人口403人（2013年）、高齢化率33.4%と、著しい過疎高齢化地域である。また、集落は港近くの低地に立地しており、表-1に示すような津波被害が想定されていることから、避難の必要性に加え、要援護者の避難支援が強く求められる地域であるといえる。

(2) 渡名喜村の避難場所

渡名喜村の避難場所は、津波注意報の場合は、図-1に示す4か所が、津波警報の場合は高台にある赤丸で囲んだ2か所が設定されている。

(3) 渡名喜村の要援護者と支援者の把握

渡名喜村内の要援護者の把握は、手上げ方式を採用し、アンケートにより、自力での避難が不可能と回答した13人を要援護者とする。支援者は、世帯内に災害弱者（6歳児以下、または65歳以上の高齢者）のいない、アンケートで避難支援可能と回答した者と、20-40

表-1 渡名喜村の津波想定³⁾

項目	想定結果
最大遡上高	10.3m
影響開始時間(±20cm)	18min
影響開始時間(±50cm)	26min
津波到達時間	29min

代のアンケート未回答者で、世帯内に災害弱者のいない42人とする。

(4) 渡名喜村へのマッチング適用方法

a) 平日昼間支援可能な支援者の選定

渡名喜村は離島地域であり、仕事場は基本的に島内にある。しかし教職員は、平日昼間、学校で教鞭をとっており、その際災害が起きれば、学生対応に追われる。よって平日昼間の要援護者支援は不可能である。また役場職員は、平日・休日関わらず、災害が起きた際は、行政視点での対応に追われる。したがって、平日昼間に支援が可能な支援者は、役場職員・教職員以外の支援者であり、夜間・休日のみ支援可能な支援者は、教職員の支援者となる。

b) 認知関係の把握

認知関係の把握は、アンケートにより調査し、集落内の地図上で、知っている世帯の家にチェックをする方式で調査した。

c) マッチングする際必要になる値の抽出方法

支援者と要援護者の世帯間の距離 d_{ij} は、支援者が要援護者宅へ最短経路で向かったと仮定する。また、避難所要時間 t_{ij} は、集落内にある幼小中学校、老人福祉センターに避難の際は、式(1)で、高台にある防災支援センターとあずまやの際は、式(2)で算出する。式中の d_{je} は、要援護者宅から避難場所までの最短経路の距離であり、 d_{jn} は、要援護者宅から避難場所前の坂(階段)までの最短経路の距離、 d_{he} は、避難場所前の坂(階段)から避難場所までの距離とする。なお、要援護者の避難する避難場所は、要援護者宅から一番近い避難場所に避難すると仮定する。

$$t_{ij}[\text{min}] = \frac{d_{ij}[\text{m}]}{1.3[\text{m/s}] \times 60} + \frac{d_{je}[\text{m}]}{0.8[\text{m/s}] \times 60} \quad (1)$$

$$t_{ij}[\text{min}] = \frac{d_{ij}}{1.3 \times 60} + \frac{d_{jn}}{0.8 \times 60} + \frac{d_{he}}{0.4 \times 60} \quad (2)$$

各支援者の地域を離れる確率は、1年に島を何回出たかというアンケート項目の結果を用い、1回島を出た場合、1泊2日で島に戻ると仮定し、島を出た回数を365日で除し、算出する。なお、アンケート未回答の支援者には、同世代・同職業のアンケート結果の平均値を用いる。

(5) マッチング結果の定量的評価方法

マッチング結果は、表-2に示す5つの評価指標を用いて、定量的に評価する。なお、2人の支援者が1人の要援護者とマッチングしているシナリオ5~8において、 t_{ij} に関する指標を算出する際は、2人目の支援者が避難支援を行ったと仮定し、算出する。なお、2人目の支援者がマッチングされていない要援護者に関しては、1人目が避難支援を行うと仮定する。

(6) マッチング結果

以上を考慮し、渡名喜村にマッチングを適用、定量的に評価した結果を表-3に示す。表より、現状の認知関係では、直接認知関係のみでは8人、媒介認知を含めても3人がマッチングできないことがわかる。しか

表-2 マッチング結果の評価指標

評価指標	内容
Max x_{out}	要援護者の支援漏れリスク x_{out} (x_{out} =1年で島を出た回数/365日×100)の最大値 2人目もマッチングしている場合 x_{out} は2人の1年で島を出た回数の積/365 ² ×100
Ave x_{out}	要援護者の支援漏れリスク x_{out} の平均
Max t_{ij}	要援護者の避難場所までの所要時間の最大値
Ave t_{ij}	要援護者の避難場所までの所要時間の平均
避難不可能者数	要援護者において津波到達時間までに避難所に避難できなかった人数



図-1 渡名喜村の避難場所

表-3 マッチングの定量的評価結果

各シナリオのマッチング評価結果						沖縄本島南東沖地震 津波到達時間(29min)
シナリオ	シナリオ概要	Max x_{out} [%]	Ave x_{out} [%]	Max t_{ij} [分:秒]	Ave t_{ij} [分:秒]	避難 不可能者数
シナリオ1	直接認知	∞	∞	∞	∞	8(8)
シナリオ2	直接認知 + 媒介認知	∞	∞	∞	∞	3(3)
シナリオ3	シナリオ1 + MinSum	11.0	4.5	10:55 (21:23)	6:50 (15:14)	0(0)
シナリオ4	シナリオ1 + MinMax	11.0	4.5	9:40 (20:07)	6:53 (15:17)	0(0)
シナリオ5	シナリオ3 + 支援確率平等化	3.3	1.0	13:54 (24:25)	8:37 (17:01)	0(0)
シナリオ6	シナリオ4 + 支援確率平等化	3.3	1.0	11:54 (21:30)	8:35 (16:58)	0(0)
シナリオ7	シナリオ5 + 教職員(支援確率)	0.2	0.1	13:54 (24:25)	9:23 (17:46)	0(0)
シナリオ8	シナリオ6 + 教職員(支援確率)	0.2	0.1	14:26 (24:53)	9:29 (17:53)	0(0)

()の中は避難所を防災支援センターとあずまの2か所のみ
避難できると仮定した場合の数値である

し、保健師と支援者がつながり、MinSum, MinMax と
いった条件でマッチングすることにより、全員の要援
護者が津波到達時間までに避難できることが分かる。
また、要援護者の支援漏れリスクを表している x_{out} の
値に着目すると、1人の支援者しかマッチングしてい
ないシナリオ3, 4では、Max x_{out} が、11%なのに対し、
平日昼間支援可能な2人の支援者をマッチングしたシ
ナリオ5, 6では、3.3%まで低下していることがわか
る。しかし、平日昼間支援可能な支援者の数が要援護
者の2倍以下の人数だったので、シナリオ5, 6では全
員の要援護者に2人の支援者をマッチングすることが
出来なかった。そこで、夜間・休日に災害が起きた際
は避難支援可能な教職員をシナリオ7, 8でマッチング
させることで、すべての要援護者に2人の支援者をマ
ッチングでき、Max x_{out} が0.2%とさらに低下すること
が確認できた。一方で、2人目をマッチングさせる際、
避難所要時間を考慮していないため、2人目をマッ
チングさせたシナリオ5~8は、シナリオ3, 4と比較し、
 t_{ij} に関する指標が伸びていることが確認できる。

4. おわりに

本研究で、渡名喜村に支援者と要援護者のマッ
チングを適用したことで、現状として、個別計画のよ
うな具体的な要援護者支援策がない場合、マッ
チングできない要援護者がいることが確認できた。し
かし、地域の行事や、個別計画策定の場などを利用し、支援者

と保健師につながりをつくり、MinSum または MinMax
で最適なマッチングをすることにより、要援護者全
員の避難が完了できることが分かった。また、1人の支
援者だけではなく、支援確率が平等になるよう、2人
目の支援者を1人目の支援者不在の際の代わりの支
援者としてマッチングさせることにより、要援護者の
避難支援漏れのリスクが低下することを定量的に示す
ことが出来た。今回のマッチング結果は、渡名喜村の
個別計画策定の支援につながると考えられる。本研
究では、シナリオ8(1人目の支援者をMinMaxでマッ
チング、2人目は、支援確率の平等化でマッチング)を
渡名喜村の1つの個別計画案として提案する。

なお、今回提案したマッチング方法は、渡名喜村の
ような過疎高齢島嶼地域だけではなく、町丁字レベ
ルのスケールで適用可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 総務省消防庁：災害時要援護者の避難支援対策の調査結
果, pp.1-6, 2012, [http://www.fdma.go.jp/neuter/topics/hou
udou/h24/2407/240703_1houdou/01_houdoushiryou.pdf](http://www.fdma.go.jp/neuter/topics/hou
udou/h24/2407/240703_1houdou/01_houdoushiryou.pdf)
- 2) 藤見俊夫, 柿本竜治, 山田文彦, 松尾和巳, 山本幸：ソー
シャル・キャピタルが防災意識に及ぼす影響の実証分析,
自然災害科学 J.JSNDS 29-4, pp.487-499, 2011
- 3) 沖縄県海岸防災課：沖縄県津波被害想定検討結果につい
て, 2013, [http://www.pref.okinawa.lg.jp/site/doboku/
kaibo/kaigan/tsunami/index.html](http://www.pref.okinawa.lg.jp/site/doboku/
kaibo/kaigan/tsunami/index.html)