第2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 2012 年 9 月 25 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

2012年9月25日

Time Table

Start	End	プログラム				
8:00	8:30	受付・	登录			
8:30	8:45	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)				
8:45	9:00	Brea	ak			
9:00	10:30	Session 1〈Room:A〉7編 (コンクリート構造・橋梁補修) 座長:琉球大学 富山 潤	Session 2〈Room:B〉7編 (計画・推計・環境) 座長:琉球大学 神谷 大介			
10:30	10:45	Brea	ak			
10:45	12:15	Session 3〈Room:A〉7編 (地盤・土質・施工) 座長:琉球大学 原 久夫	Session 4〈Room:B〉8編 (材料・維持管理) 座長:沖縄県建設技術センター 下地 建			
12:15	13:15	Lunc	ch			
13:30	15:00	Session 5〈Room:A〉8編 (調査診断・計測技術) 座長:沖縄総合事務局	Session 6〈Room:B〉8編 (鋼構造・維持管理) 座長:沖縄しまたて協会 玉城 喜章			
15:00	15:15	Brea	ak			
15:15	17:15	技術研究討論会 〈Room:A〉 「鋼橋の高力ボルト添接部の発錆原因および防錆技術開発の展望」」 座長:琉球大学 下里 哲弘				
17:15	17:30	Brea	ak			
17:30	17:45	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				

技術研究計論会(Room-A 15:15~17:15)

「鋼橋の髙力ボルト添接部の発錆原因および防錆技術開発の展望」

コーディネーター:琉球大学 下里哲弘

討論メンバー

- :沖縄総合事務局 開発建設部 道路管理課長 米須 勇
- :沖縄県 土木建築部 都市計画・モノレール課長 仲村 守
- :西日本高速道路㈱ 九州支社 沖縄高速道路事務所 副所長 大中 英輝
- : 阪神高速道路株式会社 加賀山泰一
- : 🕅 鉄道総合技術研究所 小林 裕介 : (社)施工技術総合研究所 小野 秀一 前川 晶三 :東京工業大学 佐々木栄一 :長崎大学 中村 聖三 :松江工業高等専門学校 大屋 誠 :新日本製鉄株式会社本間 宏二:㈱横河ブリッジ井口 進
- :東京ファブリック工業(株) 久慈 茂樹

【プログラム】

- 1. イントロダクション (討論目的) :琉球大学 下里哲弘(10分) 2. 沖縄都市モノレールの高力ボルト添接部の腐食状況
 - :沖縄県 仲村 守(15分)
- 3. 阪神高速道路における高力ボルト添接部の防錆対策 :阪神高速道路株式会社 加賀山 泰一(15分)
- 4. 高力ボルト添接部の超厚膜塗装効果および付着塩分による塗装劣化相関 : 瞅日本塗料檢查協会 前川 晶三(15分)

(30分) ★討論1 論点①:発錆原因は何か?現行仕様でOK? 論点②:腐食劣化した高力ボルト添接部の安全性は?

- 5. 鋼橋添接部の防錆対策の技術開発動向(新材料編) :新日本製鐵株式会社 本間 宏二(15分)
- 6. 添接部の防錆対策の技術開発動向(新工法編) : 横河ブリッジ 井口 進(15分)
- ★討論2 (20分) : 高耐久防錆技術とは?LCCは?

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。

•9月25日 (火曜日)

Time	Room A
	Session1: コンクリート構造・橋梁補修
	座長:富山 潤(琉球大学)
	 塩害により著しく劣化した実橋から撤去されたRCT桁の詳細調査(その1 外観損傷調査) 1 (株)ホープ設計 ○金城和成,(株)沖縄建設技研 宮城敏明, (株)大洋土木コンサルタント 石川孝司,(株)南伸 久米仁司 塩害により著しく劣化した実橋から撤去されたRCT桁の詳細調査(その2 圧縮強度及び塩化物イオン含有量調査) 5 (有)綜合設計コンサルタント 石川孝司,(株)ホープ設計 金田一男, (株)中央建設コンサルタント 砂川章次,(株)芝岩エンジニアリング 崎濱秀治 塩害劣化モデルのRC梁の熱プレストレス補強時の応力確認試験 7 琉球大学 〇堤哲郎,下里哲弘,有住康則,金秀鉄工株式会社 長嶺由智,稲福英三 塩害を受けたRC床版僑の耐荷性能評価に関する数値解析的検討 9 琉球大学 〇崎原盛伍,富山潤 既設橋梁の補修・耐荷力補強工について 11 (株)ホープ設計 ○与那覇一志,親泊宏,比嘉徽 平南橋補修について ~塩害対策~ 13
	日日平间还追跖(怀) ①仅不太 际, 百平陡仄, 石 7 - 2 7 7 日 1 1 1 1 1 5 天 万
0.00	Room B
9:00 ſ	Session2:計画・推計・環境
, 10:30	座長:神谷 大介(琉球大学)
	 平成22 年度道路交通センサス一般交通量調査結果の分析について(報告) 23 沖縄総合事務局 開発建設部 ○譜久里茂一,照屋正史,堀康雄,伊芸誠一郎 沖縄本島北部地域における降水量の現状とその特徴について 27 琉球大学 ○中野拓治 金城海 安元純
	 ダム貯水池の水質環境の現状とその特徴について-沖縄本島安波ダムを事例として 33 琉球大学 ○金城海,中野拓治,安元純
	 港湾整備におけるサンゴ移植技術について 39 沖縄総合事務局 那覇港湾・空港整備事務所 ○林佳克,与那嶺和史
	 ダイオウヤシの植栽検討について43 沖縄総合事務局 南部国道事務所 ○橋本雷士
	 6. 首里城石積みからの探究について 49 沖縄総合事務局 国営沖縄記念公園事務所 ○新垣英隆,伊佐真幸
	 自己組織化マップ(SOM)による橋梁点検データに基づく総合評価の意思決定支援に関する基礎研究55 琉球大学 ○和田拓也,富山潤

Time	Room A
	Session3: 地盤・土質・施工
	座長:原 久夫(琉球大学)
	 琉球石灰岩を支持層とする港湾構造物基礎の設計・施工技術について 57 沖縄総合事務局 那覇港湾・空港整備事務所 ○具志良太 琉球石灰岩分布地域地下水の水質組成特性と影響要因について 63 琉球大学 ○安元純,中野拓治,金城海 載荷時間間隔および荷重増分比が二次圧密に与える影響 67 充過型沈砂池における砂ろ過層形状の違いを考慮した赤土濁水流解析結果に対する実験 的検証 71 琉球大学 ○松本駿輝,原久夫,江戸孝昭 チービシ砂を用いた水分特性曲線の推定法に関する研究 73 琉球大学 ○桝田 一希,原久夫 竹富南航路延伸整備に向けた浚渫試験施工について 75 沖縄総合事務局 石垣港湾事務所 ○山田文人,長田淳 平成22年度小湾川函渠補修工事での安全対策について 81 沖縄総合事務局 南部国道事務所 ○伊佐充,中山実
10:45	Room B Session4:材料・維持管理 応長・下地 建(沖縄県建設技術センター)
12:15	 注氏・「地 定 (17,福宗建設10, 10, 20, 9) 1. 浸透移行型気化性防錆剤を配合した含浸材の鉄筋腐食抑制効果に関する基礎研究 — 85 琉球大学 ○加覧寛,富山潤,砂川恒雄,(株)美和テック 合田裕一,上西裕樹, 由土ま業(株) 小川誠 全自見
	 伊良部大橋上部工下床版カーボンメッシュ筋のひび割れ抑制効果確認試験に対する数値 解析的検討
	 R&A 風間洋,(財)沖縄建設技術センター 下地健,比嘉正也 3. 遅延膨張性ASRを示す海砂に対するフライアッシュのASR抑制効果に関する研究 — 89 琉球大学 ○濱川亮太郎,崎原盛伍,富山潤,大城武, 琉球セメント(株) 山口順圭,屋我晃
	 4. 岩石学的評価によるASR劣化診断91 〇知念正昭,琉球大学 富山潤,新城竜一,大城武 5. たたた剤はまま剤は早いことしていた。
	 5. 先任ざ裂を考慮したざ裂進展シミュレーション 95 琉球大学 ○江戸孝昭,松原仁,原久夫 6. 台風時における鋼桁間のFRP製飛来塩分遮断板の効果に関する調査 97
	琉球大学 ○高橋祐司,下里哲弘,有住康則,宮地エンジニアリング㈱ 山下修平 7. アルミニウム製品を用いた鋼橋の長寿命化に向けた取り組み 99
	 (株)横河ブリッジ ○井口進,金澤宏明,中東剛彦, (株)住軽日軽エンジニアリング 大島勤,鈴木英明 8. 合理化アルミ合金製検査路の開発101 (株)横河ブリッジ ○金澤宏明,中東剛彦,(株)住軽日軽エンジニアリング 大島勤

Time	Room A
	Session 5: 調査診断・計測技術
	座長: (沖縄総合事務局)
	1. 塩害の厳しい環境下に建設されたコンクリート橋上部工の付着塩分量調査 — 103 琉球大学 〇宮井俊也, 富山潤
	2. 30年間暴露された無塗装仕様耐候性鋼橋の腐食減耗特性 105
	坑球大字 ○所宏祐, ト里哲弘, 有任康則, 淵脇秀光 3 強紫外線で過酷な飛来塩分下における重防食涂装の変化度調査 107
	玩球大学 ○与那原飛侑,下里哲弘,有住康則,淵脇秀晃,
	沖縄しまたて協会 玉城 喜章
	4. 数値シミュレーションを用いた個別抹陽伝による腐良損陽便山に関りる便約 —— 109 東京工業大学 〇濱野沙恵里,佐々木栄一,峰沢ジョージ,三木千壽
	5. ACM型腐食センサーの出力特性に関する基礎的研究 111
	長崎大学 中村聖三,〇山本俊亮,百崎圭祐,西川貴文
	 美腐食境境の再現を目的とした鋼材腐食促進試験の開発 — 115
	7. 鋼橋点検用マイクロロボットの開発 117
	東京工業大学 〇稲荷優太郎, 佐々木栄一, 高橋宏治, 峰沢ジョージ, 竹谷晃一, 東京都市大学 三木千壽
	8. 光ファイバセンサを活用した塩害劣化RC橋の長期耐荷性能評価に関する研究 — 123
	株式会社 TTES 〇菅沼久忠,琉球大学 下里哲弘,有住康則, 沖縄巡合東森局 川問 重一
	作施心口 书初 问 川间 里
13:30	
ſ	Room B
15:00	Session6:鋼構造・維持管理 座長:玉城 喜章 (沖縄しまたて協会)
	1. 高経年鋼桁の疲労耐久性に関する研究 125
	東日本旅客鉄道(株)○大島博之,東京工業大学 佐々木栄一
	
	三菱重工鉄構エンジニアリング(株) 古田大介
	3. 腐食高力ボルトの残存軸力評価に関する実験的研究 133
	琉球大学 〇大城進太郎, 下里哲弘, 有住康則, 田井政行,
	金秀鉄山株式会社 長領田智 4 府食少化した真力ボルトの建存軸力の推定に関する解析的研究 125
	4. 腐皮另他也に同分為少年の残得軸分の推進に関する脾得的研究 ————————————————————————————————————
	5. 腐食欠損モデルの鋼I桁腹板に関するせん断耐荷力実験 137
	琉球大学 〇利光崇明,下里哲弘,有住康則,金秀鉄工株式会社 長嶺由智
	6. レーザー変位計を用いた実腐食表面形状を有する鋼板の残存板厚算定手法に関する検討 — 139
	 「小环八子 ○甲局俗員,「里沿払, 有仕尿則 7 接着合成鋼板の回復評価手法に関する実験的研究141
	琉球大学 〇島袋秀也,下里哲弘,有住康則,株式会社TTES 勝山真規
	8. ダクタルを用いたI 型断面桁腹板のせん断耐荷力回復技術に関するFEM 解析 — 143
	株式会社 TTES 〇勝山真規,琉球大学 下里哲弘, 島袋秀也,
	太平洋セメント株式会社 児玉明彦,小野剛士

<u> 発表概要集</u>

Session1: コンクリート構造・橋梁補修

塩害により著しく劣化した実橋から撤去された RCT 桁の詳細調査 (その1)外観損傷調査)

(株)ホープ設計 ○金城和成 (株)沖縄建設技研 宮城敏明 (株)大洋土木コンサルタント 石川孝司 (株)南伸 久米仁司

1. はじめに

沖縄県は島嶼亜熱帯環境にあり、塩害により劣化して いる橋梁が多く、その一部が架替計画されている。本研 究は、架替計画として挙げられている沖縄県那覇市の潮 渡川に架かる若松橋を対象とした。本橋は昭和31年1月 に建設され、西海岸線より約300m離れた厳しい塩害環境 で、竣工後約56年間供用されたものである。

本研究は、本橋梁の架け替えに伴って、計画的にその 主桁を切り出し、それに対して多視点的な研究を進める ものである。本論文その1は、外観損傷調査結果を示し、 その2は、コア採取による室内試験結果を示す。

2. 橋梁概要

本橋は、橋長15.2mの2径間単純RCT桁橋であり(図 -1,写真-1参照)、1等橋(TL-20)として設計されている。 竣工後38年が経過した平成6年3月に調査点検が実施さ れており、その時点で主桁・床板・横桁において、うき、 剥離・鉄筋露出が見受けられた(写真-2参照)。



It's Continue



写真-2 平成6年度(竣工後38年)の損傷状況(左:主桁右:床版)

その後、平成17年度に「橋梁定期点検要領(案)平成 16年3月国土交通省」に準じた点検調書が作成されて いる。写真-3に示す通り、うき、剥離・鉄筋露出が見受 けられた。平成6年度の調査結果と比較して、写真-4に 示す通り、一部の露出している鉄筋は、断面欠損または 破断に至っていることから、対策区分として E1(橋梁構 造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある)に該当し、 耐荷力低下が懸念事項とされている。



写真-3 平成17年度(竣工後49年)の損傷状況(左:主桁右:床板)



写真-4 平成17年度(竣工後48年)の鉄筋断面欠損・破断状況 図-2に、平成17年度時点での2径間目の損傷図を示 す。2径間目は、1径間目と比べて損傷が顕著であり、上 部工下面のコンクリートが約半分以上、うき、剥離・鉄 筋露出している状況である。

若松橋上部工損傷図その2(P1-A2)



図-2 平成17年度損傷図(2径間目)

平成17年度の橋梁点検結果を踏まえて、那覇市から 「平成20年度橋梁荷重耐力調査業務委託(若松橋)」が発 注され、写真-5に示す鉄筋の腐食量(鉄筋径、破断鉄筋) を考慮した耐荷力照査が実施されている。結果としては、 2径間目のG1主桁(下流側)支点部において、主鉄筋及び 帯鉄筋(スターラップ鉄筋)が腐食・破断していることか ら、幅員制限且つ重量制限(20ton→10ton)の応急対策が写 真-6に示す通り実施された。



写真-5 平成20年度の鉄筋断面欠損・破断状況



写真-6 重量制限及び幅員制限状況

3. 調査概要

平成23年度の橋梁架け替え工事に伴い、写真-7に示 す通り、既設上部工がワイヤーソーにより写真-8(左)に 示す計9基のRC桁に切断された。今回は、その内の6 基についてセットアップし、詳細な外観損傷調査を実施 した。



写真-7 既設上部工のワイヤーソーによる撤去状況



写真-8 撤去された RCT 桁(左:全体, 左から No.1, 右: No.6 桁)

3.1 外観目視調査

今回の外観目視調査は、主桁・床板・横桁を対象に近

接目視及び打音検査を基本として実施した。鉄筋コンク リート部材であるため、ひびわれ、うき、剥離・鉄筋露 出に着目し、浮いている箇所については躯体面にチョー キングした(写真-9,10参照)。その後、損傷図を作成し て、代表的な損傷を写真撮影し、点検調書としてとりま とめた。



写真-9 No.1RCT 桁-うき状況(ハッチング箇所がうき)



写真-10 No.3RCT 桁-剥離鉄筋露出状況

3.2 詳細調査

今回の詳細調査は、(1)コア採取、(2)赤外線法による 調査、(3)シュミットハンマーによる反発硬度試験、(4) 鉄筋の配筋調査(鉄筋間隔、鉄筋径、かぶり、腐食度)に 着目した。

- (1)コア採取は、以下の試験を実施する目的で行う。
 - 1)硬化コンクリート中に含まれる塩化物(オンの試験 方法「JISA1154」
 - コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強 度試験方法「JIS A 1107」
 - 3) コンクリートの中性化深さの測定方法「JIS A 1152」(未実施)

1)は、コンクリートの劣化である塩害の有無を判断する目的で、コンクリート中の塩化物イオン濃度を測定するものである。試験結果より、鉄筋位置における塩化物 イオン濃度に着目し、鉄筋が腐食する条件にあるかを判 定する。また、鉄筋以深における塩化物イオン濃度に着 目することにより、建設当初に使用された細骨材が未洗 浄の海砂かを判断する。

2)は、経年劣化によりコンクリート強度が低下していないかを判断する目的で行う。

3)は、塩害と中性化が複合して劣化すると、変状の進行が塩害のみの変状に比べ、進行が早いため、塩害と中性化の複合劣化を判断する目的で行う。

(2)赤外線による調査は、打音検査において確認された うきの部分を赤外線で確認し、コンクリートのうきの状 態の整合性を非破壊法により確認するものである。

(3)シュミットハンマーによる反発硬度試験硬は、「コ

ンクリートのテストハンマー強度の試験方法(JSCE-G 04-2007)」に準じ、コンクリートの材料強度を推定する ものである。

(4)鉄筋の配筋調査は、載荷試験に先立ち、配筋状況、 鉄筋径、鉄筋間隔、かぶりを調査するものである。鉄筋 径については、以下の2ケースに分類して計測する。

ケース1:腐食前の鉄筋径

ケース2:腐食後の鉄筋径

ケース1は、鉄筋の腐食量が小さい箇所を選定し、建 設当初に配筋された鉄筋径を推定する。

ケース2は、鉄筋の腐食が著しい箇所を選定して、ワ イヤーブラシで錆を落とし、鉄筋径を計測する。

4. 調査結果

4.1 外観調査の結果

図-3 は、No.1~No.6RCT 桁の詳細調査結果から代表例 として、No.3RCT 桁の損傷図を示す。No.3RCT 桁を調査 した結果、主桁全体のたわみや、主桁全体の圧壊は確認 されなかったが、近接目視及び打音検査より、コンクリ ートのうき、剥離・剥落及び鉄筋露出が供試体の約70% を占めていた。また、写真-11及び図-4に示す通り、上 床板は上面から60mmの鉄筋位置において、コンクリート が全体的に浮いている状態であった。

主桁下面の露出している主鉄筋は全体的に腐食が著し く、断面欠損しており、部分的に破断に至っている。ま た、下段鉄筋がコンクリートとの付着が確保されていな い場合には、平面保持の法則が成り立たず、RC断面の引 張材として機能しないことが懸念される(写真 12,図-5 参照)。帯鉄筋(スターラップ鉄筋)について全体的に断面 欠損しており、部分的に破断している箇所が多い(写真 13 参照)。支点部においては帯鉄筋(スターラップ鉄筋) として機能していない状態である。前述した結果より、 耐荷力が低下している恐れがあることから、対策区分は E1(橋梁構造の観点から、緊急対応の必要がある)と判断 される(表-1,図-6 参照)。



写真-11 上床板のうき状況







写真-12 主鉄筋とコンクリートの付着状況 図-5 概要図



写真-13 帯鉄筋の破断状況

表-1 No.3RCT 桁の対策区分

判定区分	判定の内容
А	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない
В	状況に応じて補修を行う必要がある
С	速やかに補修等を行う必要がある
E1	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある
E2	その他、緊急対応の必要がある
М	維持工事で対応する必要がある
S	詳細調査の必要がある



図-6 No.3RCT 桁の対策区分フローチャート

4.2 非破壊調査の結果

(1)シュミットハンマーによる反発硬度試験結果

シュミットハンマーによる反発硬度試験は、W-1RCT 桁とW-2RCT桁を対象に調査を実施した。結果としては、 推定されている設計基準強度 ock=24N/mm²を上回って おり、コアを用いた評価方法にあてはめると「健全であ る」と判断される。但し、W-2-②RCT桁(下面)について は、コンクリートが浮いた箇所を試験位置に選定した可 能性があるため、試験値が著しく低い(表-2参照)。

番号	対象構造体	調査位置	推定設計 基準強度 N/mm2	反撥硬度 材令補正無 N/mm2	反撥硬度 材令補正有 N/mm2			
₩-1-①(下面)	₩-1主桁	下面	24	53.8	34.0			
₩-1-①(側面)	11	側面	24	39.1	25.0			
₩-1-②(下面)	IJ	下面	24	50.8	32.0			
₩-1-②(側面)	IJ	側面	24	40.6	26.0			
₩-2-①(下面)	₩-2主桁	下面	24	34.4	22.0			
₩-2-①(側面)	IJ	側面	24	44.0	28.0			
₩-2-②(下面)	11	下面	24	17.2	11.0			
₩-2-②(側面)	IJ	側面	24	43.3	27.0			
圧縮強度	圧縮強度 評価							
すべての供試体の日	E縮強度が設計	基準値以上で	健全であ	ぁる				
ある場合								
圧縮強度が設計基準	≹値を下回って	構造的	こ問題はないと	判断してよい				
あるが、すべての俳								
強度の 80%以上である場合								
圧縮強度が設計基準	≛強度の 80%を1	構造的な	構造的な検討も必要である					
供試体がある。	供試体がある。							

表-2 反発硬度試験結果及び評価

(2)赤外線法による調査結果

赤外線法によるコンクリートの浮き調査は、平成24年 7月14日の昼間に実施した。那覇気象台のデータによる と、当日am8:00~pm5:00の10時間の平均気温が30.6℃、 平気湿度が70.3%、平均風速が6.1m/s、1時間毎の平均日 照時間が0.62時間であった。調査結果の一例を図-7に示 す。同図の左側写真がRCT桁ウェブの剥離に関する叩き 調査結果(ハッチング部分)、右の写真が赤外線法によ る浮き有無の調査結果を示し、この箇所では両者の差は ほとんどない。





(3)鉄筋の配筋調査

主桁・床板・横桁を対象に配筋調査を行った。ここでは、代表して主桁の配筋調査結果を示す。主鉄筋はD29-2段配筋となっているものと推定され、断面欠損している箇所は鉄筋径が24.4mmまで減少していることが確認された(図-8,写真-14参照)。また、鉄筋は下面及び側面において50mmのかぶりが確認されており、主鉄筋間隔は

60mm、1 段目と2 段目の間隔は45mm であった。帯鉄筋(ス ターラップ鉄筋)は、桁中央から1.4m までは鉄筋径 D13 が 300mm 間隔、それから桁端部まで 150mm 間隔で配筋さ れているものと推定される(図-8,写真 14 参照)。断面欠 損している箇所は鉄筋径が D13→計測値(最小径)4.5mm まで減少しており、部分的に破断している箇所が見受け られた。



図-8 No.3RCT 桁の配筋状況(左:主鉄筋 右:せん断補強筋)



写真-14 No.3RCT 桁の鉄筋径計測(左:主鉄筋 右:せん断補強筋)

5.まとめ

本研究で行った RCT 桁の外観損傷調査を通して、以下のことを明らかにした。

- (1) 主桁下面におけるたわみは見受けられない。
- (2) 主桁上面におけるコンクリートの圧壊は見受けられ ない。但し、上フランジ床板の鉄筋腐食により、圧縮 縁にあるコンクリートが 60mm の厚さで浮いている。
- (3) 主桁下面・側面、床板、横桁においてうき、剥離・鉄 筋露出が確認され、その範囲は全面積の約70%に及ぶ。
- (4) 露出している鉄筋は、断面欠損・破断に至っている。 また、主鉄筋の下段鉄筋は、コンクリートとの付着が 確保されていない場合、平面保持の法則が成り立たず、 RC 断面の引張材として機能していない可能性がある ため、対策区分はE1(橋梁構造の安全性の観点から、 緊急対応の必要がある)に該当するものと判断される。
- (5)シュミットハンマーによる反発硬度試験結果より、材料強度の低下は見受けられない。
- (6)赤外線調査により、コンクリートの浮きの範囲が精度 良く確認できている。
- (7)鉄筋の配筋調査より、曲げ耐力に寄与する支間中央の 主桁主鉄筋はD29→計測値(最小径)24.4mm まで断面 欠損している。また、せん断耐力に寄与する桁端部の 帯鉄筋(スターラップ鉄筋)は部分的に破断に至って いる。

本論文は、土木学会西部支部 沖縄会 技術委員会「橋梁長寿命 化技術小委員会」が行った研究の一環で作成したものであり、下里 哲弘委員長、玉城 喜章幹事長による多大な御指導を頂き、また、 那覇市からの御協力を頂き、ここに記して感謝致します。

塩害により著しく劣化した実橋から撤去された RCT 桁の詳細調査 (その2) 圧縮強度及び塩化物イオン含有量調査)

(有) 綜合設計コンサルタント 〇太田清志、(株) ホープ設計 金田一男 (株) 中央建設コンサルタント 砂川章次、(株) 芝岩エンジニアリング 崎浜 秀治

1. はじめに

本研究は、厳しい塩害環境下で撤去を余儀なく された供用 56 年の橋梁の RCT 桁を対象とし、橋 梁の長寿命化を視点に諸研究を行うものである。 その一環として撤去された RCT 桁の損傷状況を 詳細に調査し、その結果を本論文のその1 に示し ている。

本論文のその2では、調査項目のうちコア採取 による室内試験を扱い、圧縮強度試験結果及び塩 化物イオン含有量の測定結果について報告する。

2. 調査概要

写真1に既設橋より切り出された9ブロック桁 を示し、その中でセットアップされた6基の桁に ついて左側からW-1~W-6まで番号を振り、主 桁及び上フランジからコンクリートコアを採取 した。本論文では表-1に示すように、圧縮強度 試験及び塩化物イオン含有量試験用のコンクリ ートコアを2本ずつ抽出してその結果を示す。

コア採取位置は図-1に示す通り、主桁側面と し、今後実施される諸研究への影響が小さい桁端 部からの採取とした。



写真-1 撤去した RCT 桁の保管状況

表-1 調查項目						
調査項目	桁番号	コア本数				
圧縮強度試験	W-1、W-5	2本				
塩化物イオン 含有量試験	W-4、W-6	2本				





2.1 圧縮強度試験

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)」 に準じて行う。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う。

2.2 塩化物イオン含有量試験

塩化物含有量試験は、採取したコアを10mm ピッチでスライスし(図-2)、各スライスを細粉砕 した試料を用いて、「硬化コンクリート中に含ま れる塩化物イオンの試験方法(JIS A 1154)」に準 じてコンクリート中の全塩分量を測定する。



図-2 塩分試験用コア切断概要

3. 調査結果

3.1 圧縮強度試験

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。採取したコアの代表例 を写真-2に示す。本論文のその1でコンクリー ト表面の劣化進展が確認されたものの、密実で健 全なコンクリートコアが採取できた。



写真-2 コア供試体

キーワード:撤去桁、塩害、圧縮強度試験、塩化物含有量試験 連絡先:〒905-0016沖縄県名護市大東2丁目9番10号 TEL:0980-54-1130 FAX:0980-54-4017 表-2 に採取したコアの圧縮強度試験結果及び 静弾性係数試験結果を示す。

試験本数は2本と少ないが、両者にばらつきは ほとんどなく、推測されている設計基準強度であ る24N/mm²を上回っている。ばらつきがないと いう点では、その1で示されたシュミットハンマ ーの結果と同じような傾向を示す。

静弾性係数については、コンクリート標準示方 書【構造性能編】(2002年)に示されている静弾性 係数の標準値よりもやや低いものの、表-3の静 弾性性係数の標準値内には収まっている。

コア番号	圧縮強度 (N/mm ²)	静弹性率 (kN/mm ²)	
W-1	35.9	23.2	
W-5	34.7	22.1	

表-2 圧縮強度・静弾性係数の試験結果

表-3 静弾性係数の標準値の範囲 1)

コアの圧縮強度	コアの静弾性の標準値		
(N/mm^2)	(kN/mm^2)		
15 以上 21 未満	8.4~17.8		
21 以上 27 未満	13.1~21.3		
27 以上 35 未満	16.2~25.8		
35 以上 45 未満	19.7~29.8		
45 以上 55 未満	19.1~34.2		



図-3 圧縮強度-静弾性係数(標準値)の関係

3.2 塩化物イオン含有量試験

図-4 に測定した塩化物イオン濃度の分布結果 を示す。

主桁の幅が 400mm であることから、コンクリート表面から 200mm の位置が主桁の中心位置となる。

両者ともに概ね鉄筋位置をピークに内部にい くにつれて濃度が低くなる傾向を示す。表面から 120mm 以深で両者のグラフがほぼ同じような濃 度分布を示していることから、表面からの塩化物 イオンの浸透の影響であると考えられる。 また、W-6と比べてW-4の表面付近の塩化物 イオン濃度が低くなっているのは、主桁の位置や 中性化の影響が起因しているものと思われる。い ずれのケースにおいても、コンクリート表面から 80mmの範囲までは鋼材腐食発生限界値1.2kg/m³ を超えており、本論文のその1に示すRCT桁の 主鉄筋が著しく腐食された理由が伺える。また、 内部の塩分含有量が0.5kg/m³程度であり、内在 塩分の有無については更なる調査が必要である。



4. まとめ

本研究から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 圧縮強度及び静弾性係数に問題となるよう な低下は見られない。
- (2) 塩化物イオン含有量試験結果により、飛来塩分の影響がみられ、鋼材が腐食するレベルに 達していることが確認された。
- (3) 桁位置により、塩化物イオンの浸透程度の違いが見られる。

今後、主桁以外の部材についても詳細調査を実施し、損傷状況の把握を行うことにより劣化メカ ニズムの検討を行う。

本論文は、土木学会西部支部 沖縄会 技術委 員会「橋梁長寿命化技術小委員会」(下里哲弘委 員長、玉城幹事長)の活動の一環で作成したもの である。

参考文献:

 土木研究所:既存コンクリート構造物の健全 度実態調査結果-1999年調査結果、土木研究 所資料第3854号、2002.3

1. はじめに

沖縄県は飛来塩分量が多く、高温多湿なため厳 しい塩害環境である。このような環境下に曝され、 RC 橋梁が内部鉄筋の膨張により、コンクリート の剥離・剥落、内部鉄筋露出などの塩害劣化を受 け通行止めや撤去となっている。これらの背景か ら、塩害劣化を受け耐荷性能が低下した RC 橋梁 に対して、効果的な補修・補強工法が求められて いる。そこで本研究では溶接時の熱収縮による熱 プレストレスを補修・補強工法案として研究を行 う。

本稿では塩害劣化モデルの小型 RC 梁2 体を対 象に、試験体下面に2枚の鋼板を取り付け、その 2枚の鋼板の溶接時の溶接収縮による熱プレスト レスが、小型 RC 梁にプレストレス効果を確認す る試験について記述する。

1. 試験概要

2.1 試験体

実験に用いた鉄筋コンクリート供試体を、図1、 図 2、表 1 に示す。試験体は全長 1.7m、梁高 20cm、 幅 12cm の長方形断面梁であり、内部鉄筋は全て SD295A である。

2.2 試験体作成

試験体作成までの手順を(1)~(7)で示す。

(1) 塩害による剥落模擬(図3.図4.写真2)

RC 梁下面のコンクリートをはつり、鉄筋を露 出させ塩害によるコンクリートの剥落を模擬した。 試験体はかぶり厚 20mm に加え、主鉄筋の半径分 までの約 40mm をはつった。

(2) 鉄筋のゲージ貼り(写真3)

露出している鉄筋下面にひずみゲージを7枚 200mm 間隔で貼る。試験体作成のなかで断面修復 をすることを考慮し、ひずみゲージをコーティン グした。

(3) アンカー打ち込み(図 5, 写真 4)

はつり部分にケミカルアンカーを14本、80mm の深さで打ち込んだ。(材質 SS400、径 12mm、長 さ150mm、埋め込み深さ120mm)

(4) アンカーと鋼板との取り付け(図 6)

アンカーの位置にそれぞれ孔をあけた鋼板(厚 さ 6mm)を取り付けた後、ナットで固定した。



キーワード 塩害 腐食 プレストレス アンカー

琉球大学 ○堤哲郎 下里哲弘 有住康則 金秀鉄工(株) 長嶺由智 稻福英三





試験体

図2 試験体断面図 表1 コンクリート配合

		単位重量 (Kg/m³)					
水セメント比 (%)	粗肯材比 (%)	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
57.0	48.0	173.0	304.0	860.0	946.0	0.76	
1700							



図3 はつり範囲



80mm

図 5 P と打ち込み深さ



連絡先 〒901-2213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL098-895-8666

(5) 断面修復(写真 5, 図 7)

型枠注入工法にて無収縮モルタル(圧縮強度 54.7 N/mm²:養生期間7日、養生温度30℃)を流し 込み、断面修復を施した。

(6) コンクリートのゲージ貼り(図7)

コンクリート側面にゲージを3枚貼った。

(7) 鋼板溶接(写真 6, 写真 7)

2 枚の鋼板を半自動溶接機(ワイヤーサイズ 12mm)で2パス溶接を、溶接電流175A、溶接電圧 25V で施した。試験体1は溶接速度3.75mm/sec(溶 接時間32秒)で溶接し、試験体2は溶接速度 4.62mm/sec(溶接時間26秒)で溶接した。

2.3 熱プレストレスの計測

鋼板溶接による鉄筋下面のひずみ、コンクリート側面のひずみの値を計測し、それらのひずみの 値から応力を算定した。応力計算時の弾性係数は 鋼材を 2.0×10⁵ (N/mm²)、コンクリートを 5.4×10⁴ (N/mm²)と仮定する。ゲージ位置、ゲージ番号は 図 8 に示す。また、溶接時の温度測定も赤外線放 射温度計を用いて行った。

3. 試験結果

試験体1のひずみと溶接開始時間からの秒数と のグラフを図9、各試験体のそれぞれのひずみと 応力を表2に示す。

図9及び表2の値から、鉄筋、コンクリート共 に溶接部に近い順に圧縮応力が導入されているこ とがわかる。一方、溶接部から離れている鉄筋下 面端部(鉄筋 1.2.6.7)、コンクリート側面端部(コン クリート1)では、応力の変化はほぼなかった。今 回の試験体の鉄筋降伏ひずみは約 2000µε、コンク リートのひび割れ発生のひずみは約70uc である のが、別途行った静的曲げ試験で得られている。 今回の熱プレストレスにより溶接部から 200mm の範囲(図 8)で、鉄筋降伏ひずみの約 20~40%、コ ンクリートのひび割れ発生ひずみの約1.5~2倍の 圧縮ひずみが導入されていた。これより、本補強 工法によって、耐荷力が向上することが期待でき る。また、表2中の2体の試験体の鉄筋のひずみ を比較すると、試験体1の応力が試験体2よりも 大きくなっていることが分かる。この要因として は、溶接時間が試験体1の方が長くなり、溶接時 の温度がより高くなったため熱収縮量が大きくな ったと考えられる。

4. まとめ

溶接収縮による熱プレストレスによって、RC 梁にプレストレスを導入することができた。今後、 アンカーの本数、アンカーの打ち込み深さ及び形 状、溶接線の本数をパラメータに実験を行ってい く。また、熱プレストレス補強を施した試験体と、 はつったままの塩害劣化を模擬した試験体を対象 に静的載荷試験を行い、補修・補強効果の確認を 行っていく。

本研究は土木学会沖縄会技術委員会「橋梁長寿命化小委員会」の活動の一環で実施した。



ひずみゲージ	ひずみ(με)	応力(N/mm2)	ひずみゲージ	ひずみ(με)	応力(N/mm2)
鉄筋1	-0.95	-0.19	鉄筋1	2.86	0.57
鉄筋2	-36.19	-7.24	鉄筋2	1.90	0.38
鉄筋3	-161.90	-32.38	鉄筋3	-100.95	-20.19
鉄筋4	-800.00	-160.00	鉄筋4	-441.90	-88.38
鉄筋5	-240.00	-48.00	鉄筋5	-116.19	-23.24
鉄筋6	-3.81	-0.76	鉄筋6	-2.86	-0.57
鉄筋7	-0.95	-0.19	鉄筋7	1.90	0.38
コンクリート1	0.97	0.05	コンクリート1	0.97	0.05
コンクリート2	-148.79	-8.03	コンクリート2	-65.70	-3.55
コンクリート3	-204.83	-11.06	コンクリート3	-373.91	-20.19

琉球大学大学院 学生会員 〇崎原 盛伍 琉球大学 正会員 富山 潤

1. はじめに

近年,様々な劣化要因による損傷事例が数多く存 在するなか劣化したコンクリート構造物の耐荷性能 に関して多くの研究が行われており,実験的な研究 に加え,数値解析的な評価の試みも見られ,その重要 性が認識されてきている.このような背景のなか材 料劣化した構造物の力学的性能を非線形解析により 評価する手法の検証と提案が行われており,塩害劣 化を生じた RC 構造物ではある程度評価が可能とな っている.

そこで本研究では,撤去されるコンクリート橋部 材の劣化調査,非破壊試験,載荷試験等で得られたデ ータ¹⁾を用いて劣化構造物の非線形有限要素法を行 い,耐荷性能評価手法の提案に向けた基礎的研究を 行った.

2. 試験体及び載荷試験結果¹⁾

試験体は昭和34年に竣工し,平成22年に撤去され た鉄筋コンクリート橋(以下 RC 床版橋)から切り 出した床版下面の損傷が著しい部材である.図-1に 載荷試験体の断面図と解析モデルを示す.載荷試験 の結果ひび割れ発生荷重は48kNで,ひび割れの進 展及び変位は載荷前から剥落していた箇所かで比較 的顕著に現れた.図-2に示すとおり,試験体下面が ほぼ全体的に剥離していた状況から,コンクリートと 鉄筋の付着が低下したと考えられる.



 P1
 剥離
 剥落
 剥離
 A2

 (a) 試験体下面

(b) 解析モデル下面(No3)

図-2 載荷試験後の床版下面状況および劣化モデル

3. 解析の概要

本研究では、構造解析ソフト midas-FEA²⁾ を用い て非線形有限要素解析を行った.なお,非線形計算の 収束計算はニュートンラプソン法を用いた.

図-3(a),(b)にコンクリートの圧縮及び引張応力下 の応力一ひずみ関係を示す.圧縮モデルには放物線モ デル使用し,引張モデルにHordijk²⁾モデルを使用し た.また,鉄筋の構成モデルは完全弾性モデルを用 いた.鉄筋の材料強度は実験供試体のものを用いた. 健全と腐食鉄筋の材料特性を表-1に示す.また,解 析では,表-2に示す No.1, No.2, No.3 の 3 ケースの 解析モデルを用いた.健全な鉄筋の解析から行い, 鉄筋を腐食させたモデルの解析,さらにコンクリート を剥落させた解析値と実験結果を比較した.図-4 に 試験桁と解析モデル(No.3)を示す.



(a) 圧縮応カ下の応カーひずみ関係(b) 引張応カ下の応カーひずみ関係

図-3 圧縮及び引張応力下の応力ーひずみ関係

表-1 健全及び腐食鉄筋の材料特性

鉄筋	断面積 (mm²)	弹性係数 (kN/mm²)	降伏強度 (N/mm²)
健全	286	200	345
А	245	189	386
В	182	188	297
С	150	177	468
D	245	180	234

キーワード 劣化 RC コンクリート床版,耐荷性能評価,非線形有限要素解析 連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL:098-895-8649

备72 ±15-		コンクリート					
肝切	鉄筋	圧縮強度	引張強度	弾性係数	影中		
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm²)	形4人		
No.1	健全	27.8	2.3	30	健全		
No.2	腐食	18.4	1.78	20	健全		
No.3	腐食	18.4	1.78	20	劣化		

表-2 解析モデル



図-4曲げ破壊試験および解析モデル

4. 解析結果および考察

解析結果から, No.1 はコンクリート鉄筋ともに健 全であるので最大荷重が 138kN と実験値よりもか なり高くなっている.実際の劣化した試験桁の最大 荷重は 82kN であることから、健全桁の解析値に比 べて約 40%耐荷力が低下している. No.2.No.3 はと もに主鉄筋4本のうち中央の2本の断面減少率が大 きく、図-5に示すように、最大荷重はやや実験値より 上回っているが同程度である.最大荷重は No.2.No.3 で 95kN,84kN と No.3 が低い値となった.これ は,No.3 ではコンクリートの剥落をモデル化してい るため局所的に有効断面積が小さくなったためだと 考えられる. たわみが 20mm に達したあたりから荷 重の低下が見られる.実際の試験桁では剥離,剥落 の箇所で鉄筋とコンクリートの間の付着力が低下し ているのに対し、解析モデルはでは完全付着の状態 であるため応力が局所的に集中したためだと考えら れる. また, 図-6 に中央でのたわみが 50mm のとき の試験桁と解析モデル(No.3)の変位分布図を示す. 実験結果での変位は載荷前から剥落していた箇所で 比較的顕著に現れた.これと同様に解析による変位分 布図も剥落を起こした箇所からひび割れが発生し,変 位分布も実験値と同様の傾向を示した.このことから、 塩害を受けた RC 床版の耐荷性能を非破壊試験の結 果からある程度検討できることがわかった.



図-5荷重-たわみ曲線



図-6 変位分布図(No. 3)

5. まとめ

今回の解析結果より劣化した床版の物性値のデー タから耐荷性能の評価がある程度可能であることが わかった.実橋部材を用いた耐荷性能に関する研究 では,劣化調査や載荷試験により評価が行われてい る.しかし,供用中の橋梁から鉄筋などの試料採取 を行うことは構造上の安全性から困難であるため, 可能な限り破壊を伴わない耐荷力評価手法が必要で ある.今後も既往の実橋部材の試験結果を対象に構 造解析を行い,数値解析的に橋梁の耐荷性能を推定 するための評価手法の検討を進める予定である.

参考文献

- 岡智彦,花井拓,木村嘉富:塩害を受けた RC 床版橋の載荷試験,土木技術資料 53-2(2011)
- 2) midas-FEA Analysis Manual(理論マニュアル)

既設橋梁の補修・耐荷力補強工について

株式会社ホープ設計 技術管理部 〇与那覇一志, 同 親泊 宏, 同 比嘉 徹

1. はじめに

本橋梁は、石垣市の国道 390 号に架設されており、 竣工後 28 年が経過している。上部工形式は単径間の 単純合成鈑桁橋(6 主桁)であり、橋長 33.675m、支 間長 33.0mの橋梁となっている。下部構造は両橋台と も逆T式橋台で、基礎形式はいずれも直接基礎である (図-1 参照)。

平成 22 年に詳細調査を実施したところ、上部工鋼 材の塗膜の劣化が著しく、昭和 59 年の竣工から塗装 塗替が行われていない状況であった。劣化状況として は、経年による発錆はもとより、塗膜の付着力低下に よる塗膜剥がれが全体的に見受けられた(写-1 参照)。

また、本橋梁の架設位置は新石垣空港付近であ り、新空港開港から新石垣空港アクセス道路の開 通までの期間は、市街地への幹線道路となるため、 現状からの交通量の増加が見込まれる。

これらを踏まえ、補修・補強設計の主な方針と しては、鋼部材の塗装塗替と、交通量の増加を見 据え、RC床版と鋼主桁は現行基準での耐荷力照 査(B活荷重作用時)を行うものとした。



図-1 橋梁側面図



写-1 鋼主桁の塗膜劣化状況

2. 鋼部材の塗装塗替

本橋梁は竣工から平成22年の調査に至るまで 塗装塗替が施されておらず、塗装仕様は塗装履歴 からB塗装系(塩化ゴム系)であることが確認で きた。塗り替える塗装系は現基準から表-1のと おりとなるため塗装系を変える必要があった。 塗替後の塗装の寿命は素地調整の出来により 大きく左右され、特に今回のような塗装系を変え る場合には、旧塗膜を完全に除去することが望ま れる。

そこで本橋梁の素地調整種別は表-2 より、平 成20年の「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル」改訂 後に1種ケレンが規定されたこと、本橋の周辺に は住宅等が無く周辺環境に影響がないこと、ブラ スト作業における養生が十分可能なこともあり、 素地調整1種を採用することとした(写-2参照)。

表-1 一般外面塗替え塗装系

素地調整		塗 料	標準使用量 (g/m ²)	塗装間隔 (気温20°Cの場合)	標準膜厚 (µm)
	下塗り第1層	有機ジンクリッチペイント	スプレー 600		75
	下塗り第2層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー 240		60
1	下塗り第3層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー 240		60
稙	下塗り第4層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー 240		60
	中塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー 170		30
	上塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー 140	-1~10H	25
	下塗り第1層	有機ジンクリッチペイント	はけ 240	1.00	30
	下塗り第2層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
2	下塗り第3層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
種	下塗り第4層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
	中塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	はけ 140		30
	上塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	はけ 120	1~10H	25
3	下塗り第1層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗 (鋼材露出部のみ)	はけ(200)	- 1~10日	(60)
種	下塗り第2層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
Å	下塗り第3層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
÷.	下塗り第4層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
ċ	中塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	はけ 140		30
	上塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	はけ 120		25
	下塗り第1層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
4	下塗り第2層	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	はけ 200		60
種	中塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	はけ 140		30
	上塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	はけ 120	I~10H	25

表-2 塗替えにおける素地調整種別

素地調整種別	さびの状態	発きび 面積(%)	密装膜異常 面積(%)	素地調整內容	作業方法
1種	-	-	-	さび、旧塗膜を完全に除 去し、鋼材面を露出させる	プラスト法
2椒	点さびが進行し、 層状さびに近い 状態や、こぶ状さ びとなっている	30以上	-	旧塗膜、さびを除去し、鋼 材面を露出させる	ディスクサンダー、ワ イアホイルなどの電 動手工具と手工具 の併用、プラスト法
3 6 8A	点さびがかなり 点在している	15~30	30以上	活膜は残すが、それ以外 の不良部(さび、われ、ふ くれ)は除去する	同.E
3桶8	点さびが少し点 在している	5~15	15~30	同上	同上
3種C	点さびが少し点 たしている	5以下	5~15	同上	同上



写-2 1種ケレン作業状況

キーワード:橋梁,維持管理,橋梁補修,塗装塗替,耐荷力補強 連絡先: 〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5 寄宮市街地施設 1 F-1,株式会社ホープ設計 技術管理部

3. RC床版の耐荷力補強

本橋梁は先に述べたとおり、新石垣空港開港後 は大型車両についても交通量の増加が見込まれ る。そこで現床版の耐荷力を照査した結果、現行 基準であるB活(T-25)荷重作用時においては、主 筋・配力筋両方向において許容引張応力度を満足 しない結果となり、耐荷力補強が必要となる(表 -3参照)。

RC床版の耐荷力補強工法として、下面増厚工 法、縦桁増設工法、補強材(炭素繊維プレート) 貼付工法の3案による比較検討を行い、結果、補 強材(炭素繊維プレート)貼付工法を選定した。 選定のポイントとしては、補強による死荷重の増 加がほとんど無いこと、施工が容易で工期短縮が 図れることが挙げられる。経済性においては他工 法より高価となるが、補強効果、施工性、維持管 理性等も含めた総合評価により本工法を採用し た。また、炭素繊維プレートを格子状に貼付ける ことにより、コンクリート面を露出させ、状態が 把握できるよう今後の維持管理面に配慮した(写 -3参照)。

表-3 RC床版照查結果一覧表

	Bì	舌荷重(T-25)	載荷時	
			応力度	許容値
	コンクリー		6.29	8.0
2 Mediate	文间部甲央	鉄筋	129.75	120
主肠方回	支点部	コンクリート	3.82	8.0
		鉄筋	97.77	120
配力筋	-는 88 상품 -는 -는	コンクリート	5.05	8.0
	文间部中央	鉄筋	126, 68	120



写-3 炭素繊維プレート荷姿と施工後状況

4. 鋼主桁の耐荷力補強

RC床版と同様に主桁の耐荷力を照査した結 果、B活(T-25)荷重作用時においては、6主桁中 3主桁の下フランジ部において許容曲げ引張応 力度を満足しない結果となり、耐荷力補強が必要 となった(表-4)。

鋼主桁の耐荷力補強工法として、外ケーブル工

法、補強材(鋼板)貼付工法、補強材(炭素繊維 プレート)貼付工法の3案による比較検討を行い、 結果、外ケーブル工法を選定した。選定のポイン トとしては、活荷重作用時だけではなく死荷重に 対しても補強効果を発揮すること、死荷重応力度 も低減させることが出来るため他工法より補強 量が少ないことが挙げられる。本工法についても 経済性、補強効果、施工性、維持管理性等も含め た総合評価により選定した。

表-4 鋼主桁照査結果一覧表

	10-N		応力度		
	MINO.		σla	判定	割合
	G1	193.0	210.0	ОК	92%
	G2	204.1	210.0	ОК	97%
B活荷重	G3	209.9	210.0	OK	99.95%
作用時	G4	218.8	210.0	OUT	104%
	G5	231.2	210.0	OUT	110%
	G6	230. 7	210.0	OUT	110%

σ1 : 下フランジの最大作用曲げ応力度 (N/mm2)
 σ1a : 下フランジの許容曲げ応力度 (N/mm2)



写-4 外ケーブル工法施工後状況

5. おわりに

本橋梁の補修・補強対策としては、先に述べたものも含め、以下に示す工種・工法を採用した。

- (1)本橋梁での塗装塗替時の素地調整は、旧 塗膜のB塗装系(塩化ゴム系)を除去す るために素地調整1種を採用した。
- (2) RC床版の耐荷力補強(B活荷重対応) 工法として、補強材(炭素繊維プレート) 貼付工法を採用した。
- (3) 鋼主桁(鈑桁)の耐荷力補強(B活荷重 対応)工法として、外ケーブル工法を採 用した。
- (4) 耐震補強は、既設支承の取替えと変位制 限構造の設置で対応した。
- (5) コンクリート部材の劣化については、ひ び割れ注入工法と表面保護工(表面含浸 材を採用)で対応した。

平南橋補修について ~塩害対策~

1 大城 朝一 1 金城 世喜

1 沖縄総合事務局 北部国道事務所 名護維持出張所 (〒905-0012 沖縄県名護市名護4618-34番地)

平南(へなん)橋は、1981年に竣工後、3年程度で塩害が確認されたため、部分的な補修を行なった。さらに1992年に損傷箇所の断面修復及びコンクリート表面塗装を実施したが、2008年に塩害による再劣化が確認され、コンクリート剥落により、PC鋼材を保護している鋼製のシースが気中に曝されていた。

腐食によるPC鋼材の破断は、橋の耐荷性能の低下につながり、最悪の場合、通行止めを余儀なくされ、 その社会的な影響は大きい。そのため、平南橋の損傷状態を明確にし、本橋の耐荷性及び耐久性を把握する ことにより、補修・対策工法を選定した。本稿は、補修に至った要因の把握から対策工法の選定までの過程 について整理したものであり、塩害により劣化損傷の進行した橋梁補修の一事例として報告するものである。

キーワード PC橋, 塩害, 再劣化, 補修工法検討, 電気防食

1. はじめに

平南橋は、沖縄本島西側を縦断する国道58号のやや北 側に位置し、その親柱の上部には琉球花笠をモチーフに したユニークなデザインが施されており、また、名護市 内から大宜味村に向けて海岸線沿いを車でドライブして いると、山側に向けて急カーブがあり、そこを抜けると 美しい平南橋の曲線が視界に広がり映し出される。橋の 上から海を見渡すと晴天時には、遠くに伊平屋島や伊是 名島、古宇利島などが展望でき、景観にも優れ、観光周 遊ルートとして、また、地元の人は橋の下で海水浴など 楽しむ際、日中、沖縄の鋭い直射日光を防ぐ日除けとし ても親しまれている。地域に溶け込み、その容姿、風貌 は沖縄を代表するに相応しい橋梁であると言える。

2. 立地環境

沖縄の直轄国道は沖縄本島の海岸線に沿った外周状に 形成されており、本橋においても写真-1に示すように、 ほぼ海岸汀線の直上にあり、腐食環境の厳しい条件下に ある。本橋は、竣工から30年が経過し、かぶりコンク リートの剥落、内部鉄筋の腐食等の塩害による再劣化が 進行していることが確認された。さらに、部分的に内部 鉄筋と、PC鋼材シースの露出が確認されたため、PC鋼材 の腐食や破断が懸念された。



本橋は、1978年(昭和53年)の道路橋示方書による設計 を行っており、1984年(昭和59年)に刊行された塩害対策 指針(案)¹⁾に規定された仕様とはなっておらず、また、 本橋はミーニシを始めとする北北東の季節風が卓越して いる環境であることから、特にA2付近は海水飛沫が付着 しやすく、塩害の生じやすい環境下(写真-2参照)である と考えられる。



写真-2 平南橋周辺の卓越する季節風

しかしながら、図-1(前頁)に示すように、管内でも比較的規模の大きいPC橋であり、昨今の限られた管理費用のなかで、全径間にわたる修繕は困難であることや、架け替えを行う場合にしても、事業化に至るまでの間の安全性を確保する必要がある。上記いずれにしても必要とされる補修を行わなければならないため、過去の調査、 点検、補修歴の確認とあわせて橋梁の損傷状態を調査、 把握を行い、検討し、適切な補修方法を選択する必要がある。

そのため、次の章でまず過去の調査報告と補修記録を 収集・整理し、塩害損傷に至った経緯を把握することと した。

3. 既往の劣化調査及び補修履歴

(1)1984年(昭和59年)調査、補修

残鉄(型枠支持材等の金属)による錆汁が多数発生して いたことから、これらの箇所で断面修復を実施。

(2)1990年(平成2年)調査

1984年補修箇所から再度、錆汁が発生、主桁フランジ 上・下部及び間詰部にコンクリート剥離、鉄筋露出、ひ び割れが確認され、A2橋台付近がより損傷が顕著で あったことが記録されている。また、P7-A2間G1桁につ いては、鉄筋のかぶりが10mm程度であり、規定されてい る35mmを大きく下回っていることも併せて報告されてい る。

(3)1991年(平成3年)補修

1990年調査を受けて損傷の著しい主桁フランジを中心 に断面修復を行い、橋梁全体に表面被覆(塗装)を実施 している。

(4)1998年(平成10年)橋梁点検

当時、橋梁点検において、損傷度の判定を区分するために用いられた表-1により橋梁点検を実施²⁰、照合の結果、概ね損傷度IVと判定されており、所見として、3年以内に追跡調査を行うことがコメントされている。

判定区分	一般的状況					
П	損傷が大きく詳細調査を実施し補修するかどうか					
	の検討を行う必要がある					
Ш	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある					
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある					

(5)2002年(平成14年)定期点検

定期点検の結果、主桁及び床版に剥離・鉄筋露出が損 傷度Ⅱ及びⅢであった。また、下部工には損傷度Ⅱ及び Ⅲのひび割れが確認され、4年前の橋梁点検と比較して 損傷が急激に進行していることが確認された。

(6)2003年(平成15年)橋梁調査(塩害)

P5-A2径間(図-2参照)において、塩分が相当量、内部 に拡散が進行しており、鋼材位置において、腐食発生限 界値(1.2kg/m³)を超過していることを確認している。



(7)2007年(平成19年)定期点検

2004年に改訂された橋梁点検要領により、点検を実施 したところ、主桁及び床版の大部分において、対策区分 C(速やかに補修等を行う必要がある)と判定された。

(8)2008年(平成20年)橋梁調査

前年度定期点検において、対策区分「C」という評価 を受け、補修対策に向けた調査を実施している。図-3 はP7-A2径間を調査年毎に主桁の含有塩分量の平均値を 求めることにより、相関関係を表している。1990年調査、 2003年調査時点に較べ2008年調査において、大きく含有 塩分量が増加していた。また、図-3には表されていな いが、コンクリートの剥落したシース付近に付着してい る表面の塩分量を測定した結果、P5-P6径間1.38kg/m³、 P6-P7径間においては5.95kg/m³、P7-A2径間も同様に 5.99kg/m³と高い値となっていることが分かった。



図-3 塩分量 (P7-A2 過年度調査の比較)

次にシースの露出している部位においては、内部の PC鋼材の状態の確認を行うため、シース内のグラウト のはつりを行わなければならないため、PC鋼材を傷つ けない様、細心の注意を払い丁寧にグラウトをはつりと り、PC鋼材の状態の確認を行った(写真-3参照)。確認 したところ、錆はほとんど見られず、PC鋼材自体の破 断は生じてなくほぼ健全な状態であった。



写真-3 はつり調査(P7-A2 G4桁 PC鋼材状況)

4. 補修対策の検討



写真-4 A1-P5径間の損傷状況



写真-5 P5-A2径間の損傷状況

起点側(A1-P5区間(写真-4))の上部構造は、うき等の損傷が点在しているものの局所的であり、鋼材の腐食による耐荷性能の低下はないものと考えられる。

また、下部構造においては、2003年および2007年の調 査によって、損傷が軽微であることや鉄筋の腐食がない ことが確認されている。

一方、終点側(P5-A2区間(写真-5))の上部構造でス ターラップの断面欠損が著しい損傷が認められており、 耐荷性能の低下が考えられる。よって、終点側(P5-A2 区間)の上部構造は、現況における耐荷性能を確認し、 スターラップの腐食進行を抑止する検討を行うこととし、 また、起点側(A1-P5 区間)の上部構造および下部構造 においては、損傷が軽微であるため、一般的な補修対策 を実施することを基本とした。

終点側(P5-A2 区間)の上部構造の耐荷性能をH14示 方書に基づき評価した結果、耐荷性能が低下しているこ とから、近い将来、架け替えを検討しなければならない が、費用が多額となることから当面の措置として、終点 側(P5-A2 区間)については、スターラップの腐食を抑 止する目的で、対策方法の検討を行った。

表-2 腐食抑制対策の比較検討

腐食抑制対策	適用性	理由
電気防食工法	0	PC橋の電気防食は、北陸地方で実績がある。 鋼材への電流量が小さく水素能化がない、 電流量が小さいため、アルカリ骨材反応への影響も少ない。
脱塩工法	Δ	鋼材が密に配置されている場合、鋼材裏側の塩分の除去が難しい。 PC鋼材の水素能化に留意しないといけない。 アルカリ骨材反応を助長する恐れがある。
鋼材背面までの断面修復工法	×	鋼材背面までのはつりにより、プレストレスが減少する可能性がある。 腐食が表面化しておらず、はつることによって、落橋の危険性がある。 完全に腐食を抑制することは難しい、

対策方法として想定されたのは次の3案(表-2参照)で、 1案 電気防食工法、2案 脱塩工法、3案 鋼材背面まで の断面修復工法とそれぞれの特徴、適用性を踏まえ、比 較検討を行なった。1案の電気防食工法については、過 去にPC橋での施工実績があることや、電流量が小さいた め、諸反応への影響が少ない。2案脱塩工法については、 鋼材が密に配置されている場合に鋼材裏側の塩分の除去 が難しいことや電流が大きく、水素脆化、アルカリ骨材 反応も留意しなければならない。3案の鋼材背面までの 断面修復工法については、鋼材背面裏側まではつりを行 うとプレストレスが減少する可能性がある。

以上の検討の結果、1案を採用し、電気防食(犠牲陽 極材)を併用した断面修復工を行うこととした。

5. 補修方法

(1) 起点側 上部構造の補修対策

起点側【A1-P5 径間】の上部構造は、うきおよび剥 離・鉄筋露出が発生している。現在は、耐荷性能に与え る影響がないと考えられるため、一般的な断面修復工法 により補修を行うこととした。なお、断面修復部におい ては、図-4のようなマクロセル腐食が生じる可能性が あるため、再劣化がわかるように、また、損傷状況の確 認を容易にし、維持管理の負荷を減少させることを目的 として写真-5 のような無機顔料により、着色した断面 修復材で補修を行った。



図-4 マクロセル腐食





(2) 終点側 上部構造の補修対策、施工上の留意点

終点側の上部構造は、最終的には架け替えを行うこと となるが、架け替えまでに耐久性を有する必要があるた め、スターラップの今後の腐食を抑制し、現況の鉄筋量 を確保する必要があったため、マクロセル腐食対策とし て、部分的な電気防食(図-5)を用いた断面修復工法 を採用し、起点側と同じく再劣化部が確認できるように、 着色した断面修復材で補修を行った。



図-5 犠牲陽極材による部分的な電気防食

施工上の留意点としては、平南橋上部工は、PC 構造 (ポストテンション方式単純T 桁橋)であり、非常に 薄い部材に、常にプレストレスが作用している構造であ る。また、PC 構造は全断面有効でPC 鋼材 (PC 鋼材-グ ラウト-シース)とコンクリートの付着を前提として成 り立つ構造であり、断面欠損部のプレストレスは損失さ れることとなる。また、はつり作業によって、健全なコ ンクリートや鋼材に悪影響を及ぼすことがある。よって、 断面はつり施工においてはこれらを考慮し、最小限のは つり範囲にとどめる必要があった。

a) 支間中央部下フランジ

曲げ最大箇所で引張縁となる部位であり、PC 鋼材が 集中している部位でもあるため、本部位の断面欠損は、 全断面有効のPC 構造では、曲げに対して大きく影響す るため、当該箇所では、基本的にはつりを行わない方針 (うきの叩き落とし、既設面の処理、露出鉄筋のみの防 錆処理)とした。

なお、損傷状況としては、局部的な「うき」、「剥 離・鉄筋露出」であり、脆弱部を取り除くため、はつり 作業が必要となる場合の最大深さは、現地調査の結果、 図-6のとおり、最下段PC 鋼材位置(高さ)は、下フラ ンジ下面からシース部の純かぶりが41mmの部分が確認さ れたため、40mm 以上はつるとシースが露出する恐れが あることから、最大40mm(スターラップ中心位置ま で)と制限して施工を行った。(下フランジ上面ハンチ 部も同様)



図-6 支間中央下フランジ部のかぶり

b) 桁端部付近ウェブ

桁端部付近のウェブは、せん断最大箇所であり、PC 鋼材が定着部へ向けて曲げ上げられている箇所である。 本部位の断面欠損は、せん断抵抗に対して大きく影響す るため、当該箇所では、基本的にはつりを行わない方針 (うきの叩き落とし、既設面の処理、露出鉄筋のみの防

錆処理)とした。

損傷状況としては、広範囲な「うき」、「剥離・鉄筋 露出」があり、脆弱部を取り除くため、はつり作業が必 要となる場合の最大深さは、図-7のとおり、最大45mm (スターラップ中心位置まで)を制限とし、また、ウェ ブは非常に薄い部材(180mm)であるため、ウェブ両面 の補修が必要となる場合でも、確実に片面毎施工(はつ り・断面修復)を行うこととする。

また、薄い部材にPC 鋼材が配置され曲げ上げられて いるため、PC 鋼材に影響(シースの露出・損傷)を与 えないようにする。はつり深さが深いとウェブ内部の健 全なコンクリート部に悪影響を及ぼすため、注意を払い つつ施工を行った。



図-7 桁端部ウェブ部のかぶり c)鋼材露出部(PC鋼材シース部、軸方向鉄筋)

現状でPC 鋼材シースや橋軸方向鉄筋が広範囲に露出 している箇所については、鉄筋裏までのはつりを行わな い方針(脆弱部の部分除去、既設面の処理、露出鋼材の 防錆処理)とした。

d) 犠牲陽極材設置部

前述 a)、b)の箇所では、犠牲陽極材がかぶり不足 となることから、かぶり確保のためのはつりは行わず、 余盛り(図-8参照)を行い対処することとした。



e) その他(車線規制、モニタリング)

本橋は、主桁(ポステンT桁)6本から構成される橋 梁であるが、特に、P7-A2径間では、全桁に著しい損傷 が生じていること。また、品質管理上、主桁の補修工事 (断面修復工)では、主桁の振動・変形を抑えた状況で

実施することが望ましいため、施工時において片側交互 通行の車線規制を行なった。

また、本橋は、応力上の問題はないが、P7-A2径間に おいて、浮き・剥離、鉄筋露出等、損傷が顕著であるた め、実際の補修作業時に想定以上の応力が作用する可能 性も閑却し得ないため、現況交通及び施工の安全性を考 慮し、計測機器を用いたモニタリングを行った。本橋の 構造条件(単純桁)から、着目する変状としては、「支 間中央部の曲げ」および「支点部付近のせん断」である ため、図-9の変位計(支間中央:残留変位確認)及び、 ひずみ計(支間中央下フランジ下面:曲げ変形着目、 ウェブ厚変化断面ウェブ側面:せん断変形着目)を設置 し、計測することとした。



図-9 変位計、ひずみ計

自動計測にて一定間隔毎にデータを収集し(PCに蓄 積)、断面剛性が変化する作業期間中は常時観測を行い、 断面修復材が硬化するまで観測を行った。

計測の管理値としては、残留変位(変位が戻らなく なった状態、観測値を目視確認)と最大変位(TL-20を考 慮した復元設計結果より最大活荷重たわみ量12.3mm)と し(図-10参照)、観測中に万が一、管理値を超過した場 合、作業を中断し、速やかに避難及び現道の交通規制 (村道への迂回)を行えるよう各関係機関(警察、自治 体)との連絡体制を確保し、交通及び作業の安全確保に 努めた。



(3) 終点側 下部構造の補修対策

下部構造のひび割れ幅は、近接目視調査結果から0.04 ~0.3mm 程度である.ひび割れの補修は、0.2mm~0.3mm を対象とし、注入工法(図-11参照)により補修を行うこととし、変形・欠損、うきおよび剥離・鉄筋露出については、特に耐荷性能に及ぼす影響がないと判断できるため、断面修復工法による補修とした。



図-11 ひび割れ注入工の例(低圧注入)

(4) 終点側 橋梁上面の補修対策

(床版の漏水、伸縮装置、橋面防水の補修)

本橋の伸縮装置は、腐食により劣化し、機能していな かったため、取り替えの必要があった。LCCを考慮し た経済性、経年変化に追従する高い止水性、走行性を考 慮し検討した結果、埋設型の伸縮装置とした。また、橋 面防水については床板下面部において、漏水・遊離石灰 が確認されており、防水層自体の劣化もみられたため、 橋面防水層の更新をおこなった。

6. 今後の課題

現地調査の結果、最も危惧されたPC鋼材の破断は確認されなかったため、早急に新設橋へ架け替える必要性はなくなった。

しかしながら、これまでの劣化調査等を考慮すると、 特にP5-A2径間においては、2003年時点において、既に 塩害劣化を再発させるに充分な塩分量が内在していた。

従って、今後、部分的な断面修復等の補修を行っても、 再劣化する可能性は高いと考えられる。また既往の事例 によると、塩害により再劣化の生じたPC橋は、再度補 修等を実施しても、比較的短期間のうちに再々劣化が生 じ、新設橋へ架替となったケースがある。

本橋においても、補修による延命措置を行っても、再 劣化は免れ得ず、継続的に本橋の点検を強化する必要が あるため、今年度予定している定期点検及びその後も継 続して塩分量測定等の調査を行い、損傷の再発時に備え 損傷径間に対し、補修を繰り返すか、または、架替を行 うか、再劣化するまでの間に、費用を考慮しながら、検 討しておく必要がある³。

7. おわりに

コンクリート構造物は過去、維持管理を行わずとも半 永久的に耐久性が失われない「メンテナンスフリー」の 構造物であると考えられていたが、1980年代初めに建設 省及び土木研究所を中心にコンクリート橋の塩害による 被害の実態調査が行われ始めたことを契機に、1984年に はコンクリートクライシス問題としてテレビで取り上げ られ社会問題として広く知られるようになり、近年、維 持管理の分野で調査・研究が進められ基準書等も改訂さ れ、成果を上げてきている。

このような背景の下、古い道路橋示方書等を適用し施 工された橋梁については、やはり塩害による劣化・損傷 を受けることは不可避であり、また、管内122橋のうち、 これらのほとんどは飛来塩分の影響を直接受ける環境下 のなか、今後、ますます増加していく老朽化したストッ クに対して、減少していく維持費用の影響により、米国 の様な荒廃した道路環境とならないよう、より経済的な 補修方法や予防保全法を模索していかなければならない。

参考文献

1) (社) 日本道路協会:道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, 昭和59年2月

 2) 建設省道路局国道課:橋梁点検要領(案)、昭和63年7月
 3) 塩害損傷を受けた平南橋の健全性評価について:伊良部,川間, http://www.dc.ogb.go.jp/Kyoku/20090807_sougou/index.html
 沖縄ブロック国土交通研究会、平成21 年7 月

エポキシ樹脂塗装エンドバンド継手を用いた伊芸高架橋の床版取替え工事

西日本高速道路(株) 九州支社 沖縄高速道路事務所
 宮本 健次
 西日本高速道路(株) 九州支社 沖縄高速道路事務所
 〇枝木 太一郎
 オリエンタル白石株式会社 福岡支店
 脇坂 英男

1. はじめに

沖縄自動車道(図-1)は高温多湿な亜熱帯地域に位置し,飛来塩分も内陸部にまで達するという厳しい 腐食性環境に置かれている。さらに,その北部区間は,十分に脱塩処理がされていない海砂をコンクリート に使用したため,鋼橋のRC 床版では供用 10 年を経過した頃から劣化が拡大してきた。そこで,劣化の著し いものについては,プレキャストPC 床版(以下,PCaPC 床版という)への取替えを 2006 年から順次実施し ている¹⁾。

塩害対策地域における床版取替えでは、取替え後の床版は既設の床版よりかぶり厚が増加する。一方、下 部構造や鋼桁の耐力、未改修部分との路面の段差などからは、取替え後の床版厚は既設の床版厚と同程度と する対処が望まれている。そこで、沖縄自動車道・伊芸高架橋(下り線)の床版取替え工事では、床版厚の 低減と耐久性および施工性の向上を目的として、エポキシ樹脂塗装を施したエンドバンド継手を初めて採用 した²⁾。本報告では、1工事での床版取替え延長として国内最長となる本工事の概要について報告する。

2. 伊芸高架橋の概要と床版の劣化状況

伊芸高架橋は、沖縄自動車道の北部区間である屋嘉 IC~金武 IC 間に位置し、支間長 42.75m の3 径間連続 鋼鈑桁橋×3 連から構成された橋長 387.25m の橋であ

る (図ー2)。

この北部区間では、沖縄海洋博覧会の関連事業として1975年に供用開始するためにわずか2年間で建設する必要があったことから、鋼橋の床版には短期施工が可能なI形鋼格子合成床版が用いられている。しかしながら、建設時に型枠として利用した床鋼板により床版内部に水が滞留し、I形鋼や床鋼板の腐食およびコンクリートの疲労を進展させたため、1988年から順次床鋼板を撤去し、I形鋼の表面防錆処理を行っている¹⁾。

また,建設当時の沖縄は慢性的な水不足であったこ とから,十分な脱塩処理がされていない海砂がコンク



リートの細骨材として使用されている。そのため、伊芸高架橋においても、床版コンクリートの塩化物イオン濃度が、鋼材腐食発生限界を超過する最大 3.7kg/m³に達している。



キーワード コンクリート床版、継手、塩害

連絡先 〒901-2101 沖縄県浦添市西原 4-41-1 西日本高速道路㈱ 九州支社 沖縄高速道路事務所



(a) 床版上面の土砂化





(b) 床版下面の防錆処理とハンチ部の剥離



(c) 上縁側鉄筋とI形鋼上縁に沿ったひび割れ (d) I形鋼ウェブ貫通孔に沿ったひび割れ 写真-1 伊芸高架橋のI形鋼格子合成床版の劣化状況

伊芸高架橋の床版劣化状況を、写真-1に示す。床版上面には土砂化している箇所があり、これらの箇所 では舗装にポットホールが生じて走行性を低下させるとともに、頻繁な補修作業(舗装補修率 32%)を要し ていた。また、床版下面にはI形鋼に沿った漏水が生じており、ハンチ部のコンクリートも剥離し鋼桁上フ ランジが腐食している状態であった。床版内部には、合成床版に対する疲労試験やシミュレーション解析に おいても再現されている上縁側鉄筋やI形鋼の上縁に沿ったひび割れが確認された^{3),4)}。さらに、配力鉄筋 を配置するためのI形鋼のウェブ貫通孔に沿ったひび割れが生じている箇所もあった。

3. エポキシ樹脂塗装エンドバンド継手の採用

本橋のI形鋼格子合成床版の床版厚は 210mm であり、下部構造の耐震性能や鋼桁の耐力などへの影響から、取替え後の床版厚はできるだけ増加しないことが望ましい。一方、本橋は海岸からの距離が 500m であり、塩害対策区分としてはII区分に該当するため、標準よりかぶり厚を大きくする必要がある。

PCaPC 床版を用いる場合,床版支間から定まる最小床版厚は 170mm である。一方,PCaPC 床版の橋軸方 向の接合方法を RC 構造とし,一般的なループ継手を用いた場合は,ループ継手の曲げ内半径の制約(2.5 ¢ 以上)や塩害対策としての必要かぶり(施工誤差に対する余裕を含む)から床版厚は 240mm となり,既設 床版に比べて約 15%の増加となる。これに対して,エンドバンド継手を用いた場合の床版厚は 220mm とな り,約 5%の増加であった。伊芸高架橋の設計条件にて継手構造を比較した結果を,図-3に示す。なお, ループ継手のように上縁側と下縁側の鉄筋径が同一となるが,エンドバンド継手では設計断面力に対して合 理的な鉄筋配置が可能である。

さらに、ループ継手を用いる場合には、継手内の横方向鉄筋を PCaPC 床版架設後に床版側方または鋼桁上 フランジ位置に設けた挿入空間から挿入する必要があるが(写真-2)、挿入時にエポキシ樹脂塗装の損傷リ スクが高く、また、床版側方から挿入する場合には民地上空を利用しなければならない場合もある。一方、 エンドバンド継手を用いる場合には、継手内の横方向鉄筋を PCaPC 床版の仮配置空間に配置した後に架設す るので(写真-3)、エポキシ樹脂塗装の損傷リスクが低く、床版側方の民地上空を利用する必要も無い。



図-3 プレキャスト PC 床版の RC 接合方法の比較



写真-2 ループ継手の横方向鉄筋挿入例

以上の優位性から,塩害対策地域である伊芸高架橋 (下り線)の床版取替えでは,PCaPC床版の接合方法 にエンドバンド継手を採用した²⁾。

4. 床版取替え概要

本工事は,橋長 387.25m の全区間を床版取替えの対象としており,1 工事での床版取替え延長としては国内最長となる。床版取替えは,上り線のラインを昼夜連続対面通行規制して上下1車線を供用した状態で,下り線のラインを全幅一括で取り替える方法とした。この対面通行規制は,年末年始繁忙期とゴールデンウィーク繁忙期の間に行うことが求められたが,沖縄では4月初めに清明祭があることから,対面通行規制を3月末までには完了することを目標とした。床版取替えの実施工程を,**表-1**に示す。



写真-3 継手内横方向鉄筋の設置フロー





写真-4 伊芸高架橋の周辺環境と床版取替え状況

昼夜連続対面通行規制下での床版取替え状況を,写真-4に示す。PCaPC 床版への取替えは,図-4に 示すように、トラッククレーン2台を使用して、P4-P5 径間中央から両橋台側に向けて行った。PCaPC 床版 は、運搬上から橋軸方向鉄筋両端の寸法を2.390m 以下となるように設定し、橋軸方向の配置間隔は2.055m を標準とした。また、1 日あたりの取替え枚数は、鋼桁上フランジの腐食に対するケレン作業に時間を要し たこと、および、周辺環境に配慮して夜間作業内容を制約したことから、2パーティで10枚となった。なお、 エンドバンド継手を採用することで床版厚が低減されて PCaPC 床版1枚あたりの重量が98kN 以下となった ことから、セミトレーラー1台で PCaPC 床版2枚の運搬が可能となった。これにより、運搬用のトレーラー 台数をループ継手の場合に比べて1/2に低減でき、高速道路本線から施工ヤード内へ出入りする際に一般車 両に与える影響を軽減した。



5. おわりに

図-4 プレキャスト PC 床版への取替え概要

本工事の昼夜連続対面通行規制は、沖縄の冬季特有の雨天が続く状態で行われたが(表-1)、71日間で 完了し2012年3月21日に無事解除した。塩害対策地域における床版取替えに対して本工事で採用した仕様 や施工方法等が、今後の同様な工事の参考になることを期待するものである。

参考文献

- 1)小川,松田,江口,福永:腐食性環境下におけるコンクリート構造物長寿命化への実践的研究,土木構造・ 材料論文集,第25号, pp.37-46, 2009.
- 2) 原,二井谷,照井,脇坂:エポキシ樹脂塗装鉄筋による機械式定着を併用したプレキャスト床版の重ね継ぎ 手,第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.165-170, 2011.
- 3) 藤山, 商, 桜井, 前川: 直接経路積分法に基づく鋼コンクリート合成床版の疲労寿命推定と損傷モード, 土 木学会論文集 A, Vol.66, No.1, PP.106-116, 2010.
- 4) 藤山, 櫻井, 前川: ずれ止め諸元が鋼コンクリート合成床版の損傷モードに及ぼす影響, 土木学会論文集 A1, Vol.68, No.1, PP.1-15, 2012.

Session2 :計画・推計・環境

平成 22 年度道路交通センサスー般交通量調査結果の 分析について(報告)

照屋正史¹• 堀康雄¹• 伊芸誠一郎¹• 譜久里茂一¹

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

道路交通センサスは、全国の道路交通の現状と問題点を把握し、将来にわたる道路の整備計画を策定する ための基礎資料を得る目的で、昭和3年度以降全国的な規模で実施している調査である。道路の状況と断面 交通量及び旅行速度の調査を行う「一般交通量調査」と、自動車の運行状況などを調査する「自動車起終点 調査」の2つに大別される。

本報告では、平成22年度道路交通センサスにおける一般交通量調査の結果を用い、沖縄県内の道路交通の 現状について、全国調査結果及び前回調査結果(平成17年度道路交通センサス)と比較を行い、道路交通の動 向について分析する。

キーワード H22 センサス,交通量,混雑時旅行速度,高速無料化社会実験

1. はじめに

道路交通センサスは昭和3年度に初めて実施され、昭 和55年度以降概ね5年ごとに実施している調査で、この 調査結果は、道路が現在どのように使われているか、道 路整備の現状はどのようになっているのか等について全 国規模で調査することにより、将来における道路計画の 策定や道路の維持・修繕を行うための貴重な資料となる ものである。なお、沖縄では本土復帰した昭和47年以降 から実施している調査である。

2. 平日昼間 12 時間交通量

(1) 一般道の交通量結果

沖縄県内の一般道で最も交通量の多い区間は、一般国 道 330 号の浦添市沢岻で、67,806 台/12 h であり、全国 の一般道路において第8位の交通量となっている。(表-1,表-2)

表-1 平日昼間 12 時間交通量上位 10 地点 (一般道路)

順位	代表地点名(調査区間)	交通量(台/12h)	H17年度調査時交通量 (台/12h)・順位
1	浦添市宇沢岻(大平インター~古島インター)	67,806	55,542 第3位
2	宜野湾市嘉数3丁目(西原IC入口~大平インター)	59,508	50,659 第7位
3	那覇市前島3丁目(安謝~旭橋)	52,606	48,459 第10-11位
4	浦添市仲西1丁目(牧港(南)~安謝)	49,016	57,890 第1·2位
5	那覇市旭町(明治橋~垣花)	48,642	50,918 第6位
6	宜野湾市宇地泊(伊佐(北)~牧港(南))	46,537	49,157 第9位
7	那覇市旭町(旭橋〜明治橋)	44,530	54,751 第4位
8	中頭郡北谷町北前(国体道路入り口~伊佐(北))	41,703	52,724 第5・8位
9	中頭郡北谷町浜川(伊良皆〜国体道路入り口)	36,688	38,830 第12-15位
10	宜野湾市字曽天間(石平~曽天間)	34,504	33,079 第19位

表-2 全国の平日昼間 12 時間交通量の上位 10 地点 (一般道路)

臌	交通量 (台/12h)	路線名	観測地点名	刺	順位	交通量 (台/12h)	路線名	観測地点名	車線数
1	104,846	- 胭茸16号(駐45パパス)	神奈川県横浜市保土ヶ谷区	6	6	79,150	主要地方道 大阪中央環状線	大阪府東大阪市本庄	10
2	96,952	一般国道8号(新潟バイパス)	新潟県新潟市中央区	6	1	71,226	-般国道7号(新潟バイパス)	新潟県新潟市東区	6
3	93,860		大阪府大阪市北区	4	1	67,806	- 搬国道330号	湘鼎渐动观	4
4	86,538	- 搬車道23号(名四国道)	愛知県名古屋市緑区	6	9	67,080	接助道 糠山線	大阪府堺市中区	8
5	85,297	一般国道2号(姫路バイパス)	兵庫県姫路市北原	6	10	64,024	一般国道4号(仙台バイパス)	宮城県仙台市宮城野区	6

(2)沖縄自動車道の交通量結果

沖縄自動車道で最も交通量の多い区間は西原 I C~北 中城 I C間の 58,878 台/12 h であり、全国の高速自動車 道では第 52 位(全国 924 区間中)の交通量となっている。 (表-3)

順位	観測区間	交通量(台/12h)	H17年度調査時交通量
1	西原IC~北中城IC	58,878	32,714 第1位
2	北中城IC~喜舎場スマートIC	54,804	20.005 第2份
3	喜舎場スマートIC~沖縄南IC	53,344	29,900 第2世
4	西原JCT~西原IC	50,477	24,718 第3位
5	沖縄南IC~沖縄北IC	41,042	22,689 第4位
6	沖縄北IC~石川IC	32,388	17,417 第5位
7	石川IC~屋嘉IC	31,421	16,643 第6位
8	屋嘉IC~金武IC	28,254	15,011 第7位
9	金武IC~宜野座IC	23,461	13,355 第8位
10	宜野座IC~許田IC	20,827	11,823 第9位

表-3 平日昼間12時間交通量上位10区間(沖縄動車道)

3. ピーク時間交通量

沖縄自動車道、一般道路共にピーク時間交通量の上位
10地点は、那覇市、浦添市、宜野湾市、西原町、北谷町 の5市町にまたがり、中南部に偏る結果となった。(表-4,表-5)

表-4 ピーク時間交通量上位10区間(沖縄自動車道)

順位	時間帯	代表地点名(調査区間)	交通量(台/h)
1	7時台	西原IC~北中城IC	6,693
2	7時台	北中城IC~喜舎場スマートIC	6,140
3	7時台	西原JCT~西原IC	6,108
4	18時台	西原IC~北中城IC	5,849
5	7時台	喜舎場スマートIC~沖縄南IC	5,732
6	17時台	西原IC~北中城IC	5,636
7	18時台	北中城IC~喜舎場スマートIC	5,444
8	18時台	西原JCT~西原IC	5,376
9	17時台	北中城IC~喜舎場スマートIC	5,250
10	18時台	喜舎場スマートIC~沖縄南IC	5,220

表-5 ピーク時間交通量上位10地点(一般道路)

順位	時間帯	代表地点名(調査区間)	交通量 (台/h)
1	7時台	浦添市字沢岻(大平インター~古島インター)	6,133
2	18時台	浦添市仲西1丁目(牧港(南)~安謝)	5,684
3	18時台	宜野湾市嘉数3丁目(西原IC入口~大平インター)	5,494
4	18時台	宜野湾市宇地泊(伊佐(北)~牧港(南))	5,250
5	18時台	中頭郡北谷町浜川(伊良皆〜国体道路入り口)	4,860
6	15時台	那覇市前島3丁目(安謝~旭橋)	4,618
1	17時台	那覇市旭町(明治橋~垣花)	4,344
8	7時台	南風原町宮平(南風原北IC~南風原南IC)	4,343
9	7時台	中頭郡北谷町北前(国体道路入り口~伊佐(北))	4,208
10	18時台	那覇市旭町(旭橋~明治橋)	3,933

また、平均交通量でも、全国的に平成17年度と比較 して減少傾向であるのに対し、沖縄県は8.9%増加する 傾向となっている。(図-1)



図-1 全国と沖縄における平均交通量の推移

4. 混雑時旅行速度の推移

平日の混雑時旅行速度は全道路で平均27.3km/hであり、全国平均の35.1km/hより7.8km/hも低い結果となった。平日の混雑時旅行速度が最も低下したのは沖縄自動車道の61.5km/hで、平成17年度に比べると約20km/h 程度速度が低下している。その他の一般道路においても 平成17年度に比べ速度が低下し、全国平均より低くなっている。(図-2)



図-2 混雑時旅行速度の推移(平日)

5. 交通量の増減区間の分布

平成17年度に比べ沖縄自動車道では全区間(100%)で 交通量が増加している。全道路の43%の区間で大型車が 増加している。車種別では大型車の交通量が増加した区 間が多くなっている。(図-3,図-4)



図-3 前回調査(H17)からの交通量増加・減少区間延 長(全車種・道路種別別)



図-4 前回調査(H17)からの交通量増加・減少区間延 長(車種別)

6. 平成 22 年度道路交通センサスで交通量が増加

傾向にある要因分析

(1) 人口の増加

まず、人口の動向をみると、H17年以降全国は横ばい にあるが、沖縄県は増加傾向にある。(図-5)



図-5 全国と沖縄における人口の推移

(2) 自動車保有台数の増加

交通量の増加や混雑時旅行速度の低下の要因として、 自動車保有台数や人口増加率が全国に比べ大きいことが ある(自然増)。特に平成17年以降は、全国と比較して増 加傾向にあることが要因である。自動車保有台数は、平 成17年以降全国は横ばいにあるが、沖縄は5.9%の増加 傾向にある。(図-6)





(3) 高速無料化社会実験による影響

次に、高速無料化実験による影響が増加要因として考 えられる。今回、高速無料化社会実験の影響を把握する ために平成22年度道路交通センサスとは別に、独自にア ンケート調査を行った。その結果をみると、回答者(800 人)の約2割は高速無料化に伴い新たに高速道路を利用 した新規利用者となっている。新規利用者のうち約1割 が公共交通から自動車へ転換している。このことから、 高速無料化社会実験により自動車へ転換した人が増え、 それに伴い平均交通量が増加したと考えられる。(表-6, 図-7)

表-6 アンケート回答内容

無料化後	の利用状況	回答数	構成比	
無料化後 に沖縄自	無料化前 も利用	536	67%	
動車道を 利用 した	無料化前 は未利用	130	16%	
	小計	666	83%	
無料化後(車道を利用	こ沖縄自動 していない	134	17%	
合	·計	800	100%	

N=800



図-7 無料化後の沖縄自動車新規利用者の無料化前の 交通手段

7. 開通路線及び地域開発による影響分析

前回調査後の新たな開通路線及び地域開発による交通 状況の動向の変化について、以下に述べる。

(1) 名護バイパス・本部南道路による影響

観光拠点へのアクセス性や安全性の向上を目的とした名 護バイパス(H19 全線供用)・本部南道路(H22 部分供用) の開通に伴い交通の転換が図られ、国道449号(現道) や名護本部線の交通量・混雑度が減少し、渋滞が解消し ている。沖縄海洋博記念公園(美ら海水族館)へのルー トの断面交通量が増加している。これは、美ら海水族館 までのルートとして名護本部線ではなく、アクセス性の 良い名護バイパス+本部南道路を移動経路として選択し ていると考えられる。(図-8)



図-8 交通量増減区分(国道449号周辺)

(2) 豊見城道路、豊崎・西崎の地域開発による影響

国道 331 号の渋滞解消等を目的とした豊見城道路(H18 全線暫定供用)が開通(約2.5万台/日)したものの、交 通量・混雑度とも増加している。これは、豊見城道路開 通を機に、世帯数・総人口の急増及び「豊崎タウン」や 「糸満工業団地」を始めとする開発事業等により需要が 増加した。沖縄自動車道と連結する国道 506 号(H19 供 用)は、高速無料化の影響により交通量が増加し、県道 231 号線とともに国道 331 号への流入増加がうかがえる。 (図-9)

現在、豊見城道路は暫定2車線で供用しているため、 完成4車線での整備が必要と考える。



8. まとめ

今回の平成22年度道路交通センサス結果から以下の ことがわかる。

- 全国と沖縄を比較すると、全国は交通量が減少傾向 にあるのに対し、沖縄は増加傾向にある。また、混 雑時旅行速度についても依然として全国平均より低 く、減少傾向にある。これらは、人口の増加や自動 車保有台数の増加が要因と考えられる。
- ② 沖縄自動車道の交通量は平成17年度と比べて全区間(100%)で増加しており、混雑時旅行速度も大幅に低下していることから、平成22年度道路交通センサスは高速無料化社会実験により高速道路と一般道路への影響が大きいと考えられる。
- ③ 平成17年度調査以降、名護バイパスや本部南道路、 豊見城道路等の新規道路が開通したことや、豊崎・ 西崎等の地域開発が進んだことで県内の交通が変化 している。

9. 今後の方針

今回の調査結果を踏まえ、今後以下の点について考え ていく必要がある。

- 平成22年度道路交通センサスは、高速無料化社会実験の影響が強いため、現況の交通特性と違っていることが予想される。今後、実験後の動向を調査することで現状の把握をしていきたいと考える。
- ② 新たな地域開発等予想以上に伸びる需要に対応できる道路計画につなげたい。

参考資料

1) 国土交通省:平成22年度道路交通センサス

沖縄本島北部地域における降水量の現状とその特徴について

Situation and Characteristics of Precipitation in Northern Region of Okinawa Main Island 琉球大学農学部 中野拓治,金城 海,安元 純

1. はじめに

我が国唯一の亜熱帯性気候に位置する沖縄県は,昔から慢性的な水不足に悩まされており,沖縄本島 を中心にダムや海水淡水化施設の建設などの水資源開発が行われてきた.一方,近年,地球規模の温暖 化現象の進行に伴って,世界的な気候変動に起因する降雨パターンの変化に伴って,水資源に大きな影 響を与える可能性があることが指摘されており,国際的な地球温暖化の防止に向けた枠組に従って,気 候変動への対応と取組が各国・各分野で行われている.水資源開発と適切な水資源管理の観点からは, 台風の発生頻度・進路の変化等による年間降水量や降水パターンの変動に伴い,地下水涵養や地表流出 に影響を与え,気候変動に起因する渇水・洪水等の発生や河川流況・水質変化に対して,適切な対応を 図ることが困難になることも懸念される.

このような状況を踏まえ,沖縄本島北部地域における降水量の現状とその特徴について考察したので, その概要を報告する.

2. 調査エリアと調査方法

沖縄本島北部地域は、沖縄島本島北部河川総合開発事業等で築造されたダム水源地域であり、辺野喜 ダム、普久川ダム、安波ダム、新川ダム、福地ダム、大保ダムと導水路・調整水路トンネル等の水資源 開発施設(以下,北部ダム群という)が設けられており、内閣府沖縄総合事務局北部ダム総合管理事務 所によって管理運用されている.これら北部ダム群は、洪水調節、流水の正常な機能の維持、水道用水・ 工業用水の確保を図るための多目的ダムであり、調整水路トンネルによって安波ダム、普久川ダム、辺

野喜ダムと連結され,新川ダムとともに福地ダ ムに導水されたうえで,大保ダムの水源と併せ て取水口より上水道水や工業用水として供給さ れている(**Fig.1**).

本研究においては、これら北部ダム群のうち、 ダムの築造時期が早く、概ね 20 年以上の降水量 観測記録がある福地ダム、安波ダム、辺野喜ダ ムの3流域を対象エリアとして選定するととも に、内閣府沖縄総合事務局等によって観測され た時間降水量と日降水量に係るデータ等を用い て検討を行った(Table1).



Fig.1 沖縄本島北部地域の概要

「able1 福地	・安波・	辺野喜ダム	、3 流域等におけ	る降水観測状況

流域・観測場所	観測内容	観測期間
福地ダム	時間降水量, 日降水量	1977年1月1日~2011年12月31日
安波ダム	時間降水量, 日降水量	1984年1月1日~2011年12月31日
辺野喜ダム	時間降水量, 日降水量	1988年1月1日~2011年12月31日
那覇気象台	月間降水量	1891年1月~2010年12月

キーワード:沖縄本島北部地域,降水量,経時変化,分布特性,長期変動傾向 連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学農学部地域農業工学科 E-mail:

3. 調査結果と考察

3.1 降水量の分布特性と渇水・高水非超過確率値の推定

福地ダム,安波ダム,辺野喜ダム3流域の年降水量について,代表的な確率分布である正規確率と対 数正規確率を用いてヘーズンプロットによる降水分布を比較検証したところ,対数正規確率によく適合 していることが確認された.年降水量は対数正規確率分布に従っているものとして,渇水・高水降水量 を求めたところ,福地・安波・辺野喜ダム流域の1/10年渇水年間降水量として,それぞれ1640,2001, 1884mmの値が得られ,渇水状況下では福地ダム,辺野喜ダム,安波ダム流域の順に低い降水量を示し ている(Table2).高水状況下においては1/10年高水基準年に相当する年間推定降水量として福地・安 波・辺野喜ダム流域でそれぞれ2871,3546,3563mmが得られており,辺野喜ダム,安波ダム,福地 ダムの順に多い降水量となっている.

そこで、3 流域の降水量の空間分布特性を把握する観点から、流域間の日降水量に係る決定係数(相関係数の二乗値)を調べたところ、福地ダム・安波ダム流域、福地ダム・辺野喜ダム流域、安波ダム・辺野喜ダム流域において、それぞれ 0.849、0.689、0.762の決定係数値が得られ、流域間の日降水量に正

項目		福地ダム流域	安波ダム流域	辺野喜ダム流域	
年降水量	最高	3761	4649	4881	
(mm/年)	平均	2218	2727	2669	
(11111/+)	最低	1628	1978	1807	
	1/10 年	1640	2001	1884	
	1/30 年	1453	1769	1643	
渴水年降水量	1/50 年	1385	1685	1555 1453	
(mm/年)	1/100 年	1305	1585		
	1/300 年	1199	1454	1320	
	1/500 年	1157	1402	1267	
	1/10 年	2871	3546	3563	
	1/30 年	3239	4011	4087	
高水年降水量	1/50 年	3398	4213	4316	
(mm/年)	1/100 年	3606	4477	4619	
	1/300 年	3925	4880	5085	
	1/500 年	4069	5063	5298	

Table2 福地・安波・辺野喜ダム流域の年降水量の非超過確率値



Fig.2 福地・安波・辺野喜ダム流域における日降水量の関係

の相関が存在しているとともに、日降水量の相関性には流域間の位置関係が影響を与えているものと考 えられる(Fig.2).また、流域間の日降水量の間には、次式の直線回帰式が導かれる.

- $R_{da} = 1.10R_{df}$ 決定係数 $(r^2): 0.849$ (1)
- $R_{db} = 0.96R_{df}$

 R_{db}

決定係数 (r²): 0.689 (2)

(3)

= $0.85R_{da}$ 決定係数 (r^2) : 0.762

ここで, *R_{df}*: 福地ダム流域日降水量 (mm), *R_{da}*: 安波ダム流域日降水量 (mm), *R_{db}*: 辺野喜ダム 流域日降水量 (mm).

さらに、3 流域の月降水量についても、日降水量と同じように流域間の月降水量には正の相関が存在 しており、流域間の月降水量に係る関係式として次の直線回帰式が求められた.得られた流域間の月降 水量に係る直線回帰式から、月降水量を推定できるとともに、月降水量は福地ダム、辺野喜ダム、安波 ダム流域の順に低い降水量水準となっていることが確認された(Fig.3).

 R_{ma} = 1.19 R_{mf} 決定係数 (r^2) : 0.908
 (4)

 R_{mb} = 1.11 R_{mf} 決定係数 (r^2) : 0.745
 (5)

 R_{mb} = 0.93 R_{ma} 決定係数 (r^2) : 0.809
 (6)

ここで、 R_{mf} : 福地ダム流域月降水量 (mm)、 R_{ma} : 安波ダム流域月降水量 (mm)、 R_{mb} : 辺野喜ダム流域月降水量 (mm).

一方,3流域の月降水量は那覇気象台の降水量と相関関係は認められるものの,ダム流域との距離が 離れるに従って両者の相関性は大幅に低下しており,沖縄本島南部に位置する那覇地域と沖縄本島北部 地域とは異なった降水量と降水パターンとなっているものと推察される.このように,北部ダム群の流 域においては,各流域間でその立地条件等に応じて降水量が大きく異なっており,降水量について流域 間で高い相関は認められるものの,年降水量,月降水量,日降水量はその場所で固有の値を示している ことから,渇水と高水に対応する降水量はダム流域毎に検討したうえで推定することが必要であると考 えられる.また,北部ダム群の流域では,沖縄本島南部に位置する那覇地域とは異なった降水特性を有 することから,那覇地域等の沖縄本島北部地域以外の降水データを用いて渇水と高水に対応する降水量 を定量的に検討や推定することは難しいものと考えられる.

さらに、3 流域においては安波ダム流域が最も多い降水量となっていることから、安波ダム流域の 1/1 年、1/10年、1/30年、1/50年、1/100年、及び 1/500年時間最大降水量を求めたところ、それぞれ 50.2、97.6、 125.2、139.2、159.9、214.1mm/hの値が得られており、100mm/h程度の 1/10年時間降雨強度が想定され ることが明らかになった.安波ダム流域の月別時間最大降水量と日降水量の関係について検討したとこ ろ、両者の間には正の相関(相関係数:0.672)が認められるものの、時間最大降水量が 50mm/h (1/1





29

年時間降雨強度)を超える領域では時間最大降水量は日降水の増加に対応してその増加割合が低減して おり,非線形的な挙動を示している.また,安波ダム流域の時間最大降水量と時間平均降水量の経時変 化をみると,増加傾向は示しておらず,近年,時間降水量は低下する傾向となっている.これらのこと から,時間最大降水量が1/1年時間降雨強度を超えるような降水パターンの降水においては,日降水量 に比例して時間降雨強度は増加しておらず,一降雨当たりの降水時間が長くなる傾向があるために,日 降水量の値が大きい降雨が存在するものと推察される.

3.2 降水量等の経時変化と長期変動傾向

北部地域ダム群流域の降水量に係る長期変動傾向を把握するため,福地・安波・辺野喜ダム3流域の 年日平均降水量,年日最大降水量,年降水量,年間無降水日について,その経時変化を検証した.3流 域の年日平均降水量の経時変化を検討したところ,年日平均降水量は福地ダムと安波ダム流域で増加傾 向が認められる一方で,辺野喜ダム流域においては減少する傾向を示している.つぎに,これら3流域 の年日最大降水量の経時変化を検討したところ,福地ダム流域では増加傾向が認められる一方で,安波 ダムと辺野喜ダム流域においては減少する傾向を示すとともに,3流域とも経時変化に対応して日最大 降水量の変動バラツキの程度が大きくなるような挙動となっている.3流域における年降水量と年間無 降水日数の経時変化を検証したところ,年降水量は年日平均降水量と同様に福地ダムと安波ダム流域で は増加傾向が認められる一方で,辺野喜ダム流域においては減少する傾向を示している.その一方で, これら3流域の年間無降水日数は,平均日降水量とは逆に,福地ダムと安波ダム流域では経時変化に伴 って少なくなっており,辺野喜ダム流域においては多くなっている傾向が認められる.そこで,年降水 量と年間無降水日数の関係を求めたところ,いずれの流域においても両者の間には負の相関(福地ダム 流域:-0.706,安波ダム流域:-0.710,辺野喜ダム流域:-0.673)が存在しており,年間の降雨日数が降 水量に影響を与えているものと考えられる(Fig.4).

このように、北部ダム群流域においては、本島最北部に位置する辺野喜ダム流域では年降水量、年日 平均降水量ともに経時変化に伴って減少する傾向を示す一方、辺野喜ダム流域より以南に位置する他の 福地・安波ダム流域にあってはその年降水量と年日平均降水量は増加するような経時変化傾向が認めら れる.この傾向に追随するように、年間無降水日数も辺野喜ダム流域では経時変化に伴って増加し、福 地ダムと安波ダム流域においては減少するトレンドを示している.年降水量や年日平均降水量の経時変 化は、流域間の立地条件等に応じてその傾向が異なっており、降雨パターンとその経時変化の特徴やト レンドはその場所で固有の挙動を示していることなどを踏まえると、各流域の降雨や気温等の気象デー タを十分に検証・把握することが重要であると考えられる.

さらに、北部地域ダム群流域の降水量の長期変動傾向を把握するため、福地・安波・辺野喜ダム3流 域の年降水量や日平均降水量の変化トレンドを踏まえ、月降水量の経時変化を EPA 統計手法(この統計



Fig.4 福地・安波・辺野喜ダム3流域の年降水量と年間無降水日数の関係

手法(モデル X-4C)はエクセル統計の統計処理ソフトプログラムの一つとして用意されているもので あり,経時変化データの周期変動,季節変動,不規則変動等による変動を分析し,各変動要因による長 期変動特性を分解・抽出するために経済企画庁により開発された統計解析プログラム)と移動平均法等 を用いて検証した. EPA 統計手法から算定された長期循環変動値と予測値は Fig.5 に示すように年周期 と数年から 10 年程度の長期的周期で循環するような変動を繰り返しながら経時的に推移している.そ こで,安波ダムの月降水量について,自己相関係数の算定を通じて,卓越する周期を求めたところ,周 年的(12ヶ月)なものと数年単位の長期的な循環周期が存在していることが確認された.福地ダムの月 降水量についても,EPA 統計手法から算定された長期循環変動値とその予測値には,安波ダムと同じよ うに年周期と数年から 10 年程度の長期的循環周期が存在していおり,自己相関係数の算定を通じた卓 越周期にも,周年的(12ヶ月)なものと数年単位の長期的な循環周期があることが確認された.

移動平均法(単純移動平均法)を用いて観測データの変動を滑らかにする観点から,福地ダムと安波 ダム流域の月降水量について,卓越周期の一つが周年変動(12ヶ月)であることを踏まえ,移動平均長 を12ヶ月と選定して長期的な変化傾向を把握した(Fig.6).得られた月降水量の移動平均値はEPA 統 計手法から算定された長期循環変動値と類似した変動挙動を示しており,両者の長期的な変化トレンド を反映していることが示唆された.このため,福地ダムと安波ダム流域の月降水量について,移動平均 値と長期循環変動値の関係を求めたところ,両者の間の相関係数としてそれぞれ 0.867, 0.866 の値が得 られ,移動平均法(移動平均長:12ヶ月)によるデータ処理を通じても月降水量の長期的な循環周期挙 動・特性を把握できることが確認された.



Fig.5 福地・安波ダム流域の月降水量に係る長期循環変動と予測値





EPA 統計手法と移動平均法(移動平均長:12ヶ月)から得られた24年間(1988年~2011年)の月降 水量は福地ダムと安波ダム流域では増加トレンドを示すとともに、辺野喜ダム流域においては月降水量 が減少するような長期変動挙動となっている(Fig.7).このように、北部ダム群流域においては、本島 最北部に位置する辺野喜ダム流域と辺野喜ダム流域より以南に位置する福地ダム、安波ダム流域にあっ ては降水量の長期変動トレンドが異なっている.このことは、辺野喜ダム流域と福地・安波ダム流域に おける年降水量や日平均降水量の経時変化とも符合しており、両地域での降水量の変化傾向に差異があ ることが反映された結果であると考えられる.さらに、辺野喜ダム流域と福地・安波ダム流域の長期変 動挙動は、EPA 統計手法と移動平均法(移動平均長:12ヶ月)のいずれの手法から導かれた直線回帰式 ((7)~(12))においても両者は異なった変動パターンが認められており、その立地条件等に応じて その経時変化の特徴やトレンドに違いを生じされていることが示唆された.

$RE_{mf} = 0.075Mn$	+	166.8	
$RE_{ma} = 0.059Mn$	+	210.5	
$RE_{mb} = -0.018Mn$	+	217.8	
$RT_{mf} = 0.086Mn$	+	171.6	
$RT_{ma} = 0.061 Mn$	+	217.4	
$RT_{mb} = -0.027Mn$	+	223.6	

ここで, *RE_{mf}* : EPA 統計手法による福地ダム流域月降水量(mm), *RE_{ma}* : EPA 統計手法による安波 ダム流域月降水量(mm), *RE_{mb}* : EPA 統計手法による辺野喜ダム流域月降水量(mm), *RT_{nf}* : 移動平 均法による福地ダム流域月降水量(mm), *RT_{ma}* : 移動平均法による安波ダム流域月降水量(mm), *RT_{mb}* : 移動平均法による辺野喜ダム流域月降水量(mm), *Mn* : 1988 年 1 月からの月数(長期変動検討開始年 月(1988 年 1 月)からの経過月数)



Fig.7 福地・安波・辺野喜ダム3流域の月別降水量の長期変動傾向

4. まとめ

沖縄本島北部地域における降水量の現状とその特徴について考察したが,今回の検討結果が気候変動 に伴う水資源への影響を勘案した観測データの活用やモニタリングの充実等の水資源管理手法の構築 に向けた対応を通じて,適切なダムの管理運用に活用されることが期待される.

謝辞:本研究は,河川環境管理財団の河川整備基金助成事業によって行ったものであり,内閣府沖縄総 合事務局開発建設部河川課・流域調整課・北部ダム統合管理事務所に多大のご援助とご協力を頂いたこ とを記し,深甚の感謝を表する.

ダム貯水池の水質環境の現状とその特徴について

- 沖縄本島安波ダムを事例として-

Situation and Characteristics of Water Quality at Aha Dam Reservoir in Okinawa Main Island 琉球大学農学部 中野拓治,金城 海,安元 純

1. はじめに

我が国唯一の亜熱帯性気候に位置する沖縄県は,昔から慢性的な水不足に悩まされており,沖縄本島 を中心にダムや海水淡水化施設の建設などの水資源開発が行われてきた.一方,近年,地球規模の温暖 化現象の進行に伴って,世界的な気候変動に起因する降雨パターンの変化に伴って,水資源に大きな影 響を与える可能性があることが指摘されており,国際的な地球温暖化の防止に向けた枠組に従って,気 候変動への対応と取組が各国・各分野で行われている.水資源開発と適切な水資源管理の観点からは, 台風の発生頻度・進路の変化等による年間降水量や降水パターンの変動に伴い,地下水涵養や地表流出 に影響を与え,気候変動に起因する渇水・洪水等の発生や河川流況・水質変化に対して,適切な対応を 図ることが困難になることも懸念される.

このような状況を踏まえ,近年の気候変動 が沖縄本島地域ダム貯水池に与えている影響 を把握する一環として,沖縄島本島北部河川 総合開発事業等で築造された安波ダムにおけ る水質環境の現状とその特徴について考察し たので,その概要を報告する.

2. 調査エリアと調査方法

安波ダムは、沖縄島本島北部河川総合開発 事業で1983年(昭和58年)に築造された洪 水調節と不特定用水・都市用水・工業用水の 水源確保を目的とする多目的ダムである.安 波ダムは、主ダムが重力式コンクリート式で、 脇ダムがロックフィル式の複合ダムであり、2 級河川安波川水系の安波川の河口より上流約 3.5km に位置している(Fig.1).また、安波ダ ムの流域面積は、集水面積 22.5km2、湛水面積 0.83 km2 となっており、内閣府沖縄総合事務 局北部ダム総合管理事務所によって管理運用 されている.

本研究では,波ダム流域で調査観測(沖縄 総合事務局によって実施)された Table1 に示 す水質データ(水温,溶存酸素量(DO),化学 的酸素要求量(COD),全窒素(T-N))を用い て,検討を実施した(Fig.2).



Fig.1 安波ダムの位置



Fig.2 安波ダム流域の水質調査状況

キーワード:ダム貯水池,水温,貧酸素現象,COD,T-N,水質環境 連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学農学部地域農業工学科 E-mail:

調査観測地点	調査観測項目	期間	頻度
ダム流入河川(NO.2. NO.3)	水温,溶存酸素量(DO),	1084年	
ダム貯水池(NO.1:表層, 中層, 底層)	化学的酸素要求量(COD),及び,	1964 平	月1回
ダム下流河川(NO.4)	全窒素(T-N)	1984 年 1990 年~2009 年	

Table1 安波ダム流域の水質調査観測項目・期間等

3.調査結果と考察

3.1 ダム貯水池水質環境の現状と経時変化

安波ダムの流入河川,ダム貯水池、ダム放流直下の下流河川(以下,下流河川という)における水温 (年平均水温・年最高水温・年最低水温)について、1992~2009年の17年間の水温観測データに基づ いてその現状を検討したところ¹⁾,流入河川と下流河川に係る年平均水温はそれぞれ19.8℃,20.8℃の 値が得られ、安波ダムの上下流で1℃程度の違いが認められることから、ダム貯水池で水温上昇を生じ ていることが確認された.そこで、安波ダム貯水池の表層・中層・底層の年平均水温をみてみると、そ れぞれ23.5℃,18.2℃,16.0℃の値が得られており、ダム貯水池表層においては流入河川の水温に比べ て3.7℃高い水温となっている一方で、中層・底層では逆に流入河川水温より低くなっていることから、 ダム貯水池に流入した河川水は貯水池表層で温められているものと推察される.また、安波ダム貯水池 の表層・中層・底層の年最高水温はそれぞれ30.8℃,21.1℃,16.6℃と、ダム貯水池表層では30℃以上 の高い水温値を示すとともに、中層水温ほどは変化していないことからも、ダム貯水池に流入した河川水 は貯水池で水温上昇が生じているものと考えられる.さらに、安波ダム流入河川の年最低水温は、ダム 貯水池や下流河川の水温に比較して大きく変動しており、水温が低い領域においては水温値の平準化が ダム貯水池で図られているものと推察される.

つぎに,安波ダム貯水池における年平均水温について,1992~2009年の18年間の経時変化を検討したところ,次式の直線回帰式が得られ,表層・中層・底層ともに水温が上昇する長期変動トレンドを示している (Fig.3).

T_S	=	0.068Yr	+	22.8	(1)
T_m	=	0.075Yr	+	17.5	(2)
T_b	=	0.042 <i>Yr</i>	+	15.6	(3)

ここで, T_S :安波ダム貯水池表層年平均水温(\mathbb{C}), T_m :安波ダム貯水池中層年平均水温(\mathbb{C}), T_b : 安波ダム貯水池底層年平均水温(\mathbb{C}),Yr: 1992 年からの年数.

表層・中層・底層の水温は,18年間でそれ ぞれ1.2℃,1.4℃,0.8℃上昇しており,ダム 貯水池の中層部で最も高い水温の上昇が認め られるとともに,表層の水温上昇は1℃以上で ある一方,底層の水温上昇は1℃未満と最も緩 やかなものとなっていることが確認された.

ダム貯水池の表層水温は,Fig.4 に示すよう に冬期から夏季に上昇し夏季から冬期に再び 低下する周年変動(最高水温:7月又は8月, 最低水温:1月又は2月)を繰り返す一方で,



Fig.3 ダム貯水池の年平均水温の経時変化

底層水温は年間を通じてほとんど温度変化を生じていない.このため,冬期間は表層と底層に大きな水 温差は生じないものの,夏季においては表層と底層の水温差は10℃以上に達し,最大水温差は15℃程 度にまで大きくなっている.また,安波ダムの流入水に関しては,最高・平均・最低水温とも1992~2009 年の18年間で経時的なトレンドを示すような温度変化は認められない.一方,安波ダムの下流河川に ついては,年最高水温は低下し,年平均水温と年最低水温は経時的に上昇するような変動トレンドを示 しており,下流河川では水温が経年的に高くなる傾向が現れている(Fig.5).

このように、安波ダム流域においては、ダ ム貯水池に流入した河川水が貯水池表層で 温められているとともに,ダム貯水池内では 水温が低い領域で水温の平準化が図られる ことから、ダム上下流で年間平均水温に1℃ 程度の差異が生じたものと推察される.また、 安波ダムの流入水は最高・平均・最低水温と も1992~2009年の18年間で経時的なトレン ドを示すような温度変化は認められない一 方で,下流河川では水温が経年的に高くなる 傾向が現れている.安波ダム貯水池の水温 (表層・中層・底層) が上昇するような長期 変動トレンドを示しており,ダム貯水池内で の経年的な水温上昇が影響を与えているこ とが示唆された. さらに、ダム貯水池内にお いては, 表層水温が冬期から夏季に上昇し夏 季から冬期に再び低下する周年変動を繰り 返す一方で, 底層水温は年間を通じてほと んど温度変化を生じていないために、気温上 昇が激しい夏季は表層と底層の水温差は 10℃以上(最大水温差は15℃程度)に達す るような水温環境が生じていることが確認 された.



Fig.4 ダム貯水池の表層・中層・底層水温の経時変化



Fig.5 ダム下流河川の年最高水温・平均水温・年最低水温 の経時変化

3.2 水温変化による水環境への影響・特性

今後の気候変動に伴う水資源等への影響を検するため、安波ダムでの観測値から得られた水温環境の 経時変化と現状を踏まえ、安波ダムにおける DO, COD, T-N 等の水質データに係る統計処理を通じて、 流域水温環境の変化による水環境への影響・特性について検討した.

安波ダム貯水池において、気温上昇が激しい夏季に表層と底層の間に大きな水温差が認められること から²⁾、貯水池の表層と底層の間に密度差を生じて躍層が形成されている可能性があるため、貯水池内 の水温と DO の関係について検証したところ、貯水池表層・底層の水温差が冬期から夏季に大きくなり、 水温差が再び夏季から冬期にかけて小さくなるような周年変動を繰り返すのに伴って、貯水池底層の DO は水温差の挙動とは逆に水温差が生じているようなる期間においてはその濃度が低下し、年間を通 じてかなり長い期間は DO 濃度が 0 値を示すような状況になっている(Fig.6). そこで、貯水池表層・ 底層水温差と底層 DO 濃度の関係を求めたところ,底層 DO 濃度は Fig.7 に示すように水温差が大きく なるに従って減少しており,水温差が 8℃を超えると底層の DO 濃度は lmg・L⁻¹以下の値にまで低下し, 底層はほぼ無酸素状態に陥ることが確認された.これらのことから,ダム貯水池においては,表層と底 層の水温差に伴って,貯水池内に躍層が形成されるために貯水池表層から底層への酸素供給が妨げられ, 貯水池底層で貧酸素現象が生じているものと考えられる.

安波ダム貯水池においては、躍層形成に伴う貧酸素現象が生じていることから、貯水池底層 DO 濃度

に対する T-N 濃度やCOD 濃度の挙動について検 討したところ, 貯水池底層の T-N 濃度や COD 濃 度はFig.8に図示したように底層のDO濃度が低 い時期に高い値を示す傾向が認められる. そこ で, 貯水池底層 DO 濃度と T-N 濃度の関係を求 めたところ,底層 T-N 濃度は DO 濃度が 8mg・ L^{-1} を超える領域では 0.2mg・ L^{-1} , 8mg・ L^{-1} から $2mg \cdot L^{-1}$ 程度の範囲においては $0.3mg \cdot L^{-1}$ 程度 の値で推移する一方で、DO 濃度が $lmg \cdot L^1$ 以 下にまで低下すると,底層の T-N 濃度は 0.5mg・ L⁻¹の値まで上昇することが確認された.また、 貯水池底層の COD についても、T-N 濃度の場 合と同様に底層の DO 濃度が $9mg \cdot L^{-1}$ から 2mg・L⁻¹程度の領域においてはほとんどの観測 値が 1~.3mg・L⁻¹程度の値を示す一方で, DO 濃度が $2mg \cdot L^{-1}$ を下回るような領域では、底 層の COD 濃度が急激に高くなっている (Fig.9).

このように、底層の DO 濃度が低下し、貧酸 素状況から無酸素状況になるのに伴って、T-N 濃度や COD 濃度が高くなっており、底層が無 酸素に近づくと急激に T-N 濃度や COD 濃度が 急上昇している.これは躍層形成によって表層







の経時変化



Fig.7 ダム貯水池の表層・底層水温差と底層 DO 濃度の

関係



Fig.9 ダム貯水池底層の DO 濃度と T-N 濃度の 関係

からの酸素供給が妨げられたために、貧酸素現象が生じて底層が嫌気状態になり、貯水池内の有機物の 腐敗や底質からの栄養塩類の溶出等を促進させて T-N 濃度と COD 濃度を高めたためであると考えられ

る^{3),4)}. ダム貯水池においては,近年,底層 DO濃度が0値を示すような状態の年間月数が 増加しており,貧酸素化現象が長期化する傾 向が認められる.また,ダム貯水池底層のT-N 濃度は貧酸素化現象の長期化に対応するよう に経時的に変化しながら,近年,その値が高 くなっていることが確認された.

これらのことから, 貧酸素現象発生による ダム貯水池内の嫌気化は T-N 等の底層栄養塩 類の上昇を招き、貯水池における水環境の悪 化を誘導していることが示唆された. さらに, 安波ダム流入水と下流河川における DO 濃度 は、年最高・年平均・年最低とも 1992~2009 年の18年間で経時的にその値が低下するよ うなトレンドを示しているとともに、下流河 川の DO 濃度はダム流入水に比較して低い値 であることが確認された.このため、下流河 川における DO 濃度と水温の関係を検証した ところ, Fig.10 に示すように両者の間には負 の相関が認められ、DO 濃度は水温が上昇す るに従って低下しており、水温が高くなる夏 季に下流河川の DO 濃度は低下していること から, DO 濃度の経時的な低下トレンドは, 近年の河川流域での水温上昇に起因したもの であると考えられる.また,安波ダム流入水 と下流河川の COD 濃度おいては, 1992~2009 年の18年間で年最高濃度と年平均濃度は経 時的に上昇トレンドを示す一方で、年最低濃 度は低下しており,近年, COD 濃度のバラツ キを大きくしながら、下流河川の COD 濃度 はダム流入水に比較して高い値となっている ことが確認された.

このように、安波ダム流域では DO 濃度は 低下, COD 濃度や T-N 濃度は上昇するような 経時変化を示すとともに、ダム下流河川の DO 濃度はダム流入水に比べて低い値, COD 濃度はダム流入水に比較して高い値となって いることが確認された(Fig.11).また、ダム



Fig.10 ダム下流河川の水温と DO 濃度の関係



Fig.11 安波ダム流域の水温,DO 濃度,COD 濃度の状況

貯水池においては, 躍層形成によって表層からの酸素供給が妨げられたために, 貧酸素現象が生じて底 層が嫌気状態になり, 貯水池内の有機物の腐敗や底質からの栄養塩類の溶出等を促進させて T-N 濃度と COD 濃度の上昇を招き, 貯水池の水環境の悪化を誘導していることが示唆された.

気候変動による温暖化現象に伴って、安波ダム流域では水温が上昇し、その影響はダム貯水池におい て顕著に現れており、これが要因となって、ダム貯水池内の貧酸素現象の長期化と水質(有機物や栄養 塩類)に影響を与えているものと考えられる.さらに、近年の貧酸素現象の長期化等に伴うダム貯水池 内の DO 濃度の低下や T-N 濃度・COD 濃度の上昇が下流河川の DO 濃度や COD 濃度等に影響を与え、 流域の水環境を悪化させている可能性が示唆された⁵⁾.

4. まとめ

近年の気候変動が沖縄本島地域のダム貯水池の水質環境に及ぼす影響について検討・考察したが,今回の検討結果が気候変動に伴う水資源への影響を勘案した観測データの活用やモニタリングの充実等の水資源管理手法の構築に向けた対応を通じて,適切なダムの管理運用に活用されることが期待される. 謝辞

本研究は、河川環境管理財団の河川整備基金助成事業によって行ったものであり、内閣府沖縄総合事務局開発建設部河川課・流域調整課・北部ダム統合管理事務所に多大のご援助とご協力を頂いたことを 記し、深甚の感謝を表する.

参考文献

1) 水質環境学編集委員会著(1998): 清らかな水のためのサイエンス—水質環境学—,(社)農業土木学会, PP.50~54.

2) 岩佐義朗(1990):湖沼工学,(株)山海堂, PP.270~277.

3) 水質環境学編集委員会著(1998): 清らかな水のためのサイエンス—水質環境学—,(社)農業土木学会, PP.58~63.

4) 中野拓治(2004):農業集落排水施設の沈殿分離槽における窒素除去性能とその支配因子,農業土木学会
 論文集, No. 233, pp.41~47

5) 梶原義範, 富田友幸, 中野拓治, 磯部雅彦(2003): 有明海湾奥西部海域における 2002 年夏季の貧酸素水 塊の発生状況について, 土木学会論文集, No. 747, pp.187~196

38

港湾整備におけるサンゴ移植技術について

與那嶺和史¹·林 佳克¹

1 沖縄総合事務局 那覇港湾・空港整備事務所 (〒900-0001 沖縄県那覇市港町2-6-11)

大型旅客船専用バースの整備による影響からサンゴを避難させるため、2007年に移植元近傍の既設護 岸周辺にサンゴを移植した、その結果、およそ3年間程度は移植直後と同等のサンゴ面積が維持される など、港奥部の海域においても移植技術が適用できることが実証された.技術的な側面からみると、サ ンゴの種類や移植方法の違いによって、オニヒトデによる捕食、人為的、自然的な物理かく乱の影響等 による死滅・消失の程度に差が生じることが分かった。これらのことを踏まえ、今後港奥部においてサ ンゴ移植を行う際の対応の考え方を整理した.

キーワード サンゴ移植,避難措置,港奥部,充填目地材,移植基盤

1. 背景·目的

近年の港湾では、持続可能な発展を目指した環境と共 生する港湾-エコポート-(1994),港湾法の一部改正

(2000)、港湾行政のグリーン化(2005)等の施策に基づ いて、サンゴ礁と共生する整備を推進しているところで ある.

「サンゴ移植」は、サンゴ礁の保全・再生・創造技術 の一つであり(国土交通省監修, 2003), 我が国では1980 年代から行われるようになった. 沖縄総合事務局でも 1980年代半ばから技術開発に着手しており、これまでに 様々な事業で活用されている.

このような背景のもと、那覇港の泊ふ頭地区では、 2009年の供用を目指して、クルーズ観光の一層の進展、 大規模地震等災害時の緊急物資輸送や市民の避難・移動 の拠点となる、大型旅客船専用バース(岸壁延長 340m, エプロン幅 20m)の整備を進めた.

2006 年の事前調査でバース予定地にサンゴ群集が確 認されたため、浚渫の影響を受けるサンゴの避難を目的 として,2007年に移植を行うこととした.

本稿では、海水交換が停滞しがちな港奥部の環境にお けるサンゴの移植事例が少ないことに鑑みて、事例の紹 介を行う. さらに, 他事業の一助となるよう, モニタリ ング調査を通じて得られた技術上の問題点や課題への対 応策を報告するものである.



図-1 サンゴの移植元と移植先(那覇港泊ふ頭地区)

2. サンゴ移植・モニタリング方法

図-1の移植先を選定した主な理由を以下に示す.

- •移植元に近く(約800m) 運搬時間も短いため、サ ンゴへのストレスを小さくできる.
- ・構造物に着生しているサンゴが少なく、移植サンゴ を固定する余地がある.
- 移植元、移植先の水質環境は同程度であるため(表) -1),移植サンゴへの適正も高いと期待できる.

衣─│ 水貝調宜結果									
場所・調査日	移植元 2007.7.24	移植先 2007.7.31							
水深 D.L.(m)	-5~-9	-4~-5(護岸法先)							
水温 (℃)	28.7~29.9	29.2~30.1							
塩分 (psu)	33.9~34.4	34.2~34.4							
透明度(m)	2.2~3.6	3.8~着底							

ただし、移植先に対して下記の留意点があげられた. 水底質の劣化した環境は一般にサンゴの成育にとっ て望ましくないため、移植元と移植先の水質が同程度で あっても、移植によるストレスで死滅する恐れがある. したがって、本検討によって濁りのある港奥部でもサン ゴ移植技術が適用可能かどうかを検証することが課題 である.

(1) サンゴ移植方法

a) 移植対象サンゴ

図-2 に移植元での代表的なサンゴを示す. ユビエダハ マサンゴとミドリイシ属の多くは、岩などに固着せずに 海底面上に転在しており、容易に持ち上げられる状態で あった. なお、樹枝状のミドリイシ属は D.L.-9m 前後、 その他のサンゴは D.L.-5m 前後の場所で多く確認された.





図-2 移植元の代表的なサンゴ

移植元の事前調査結果から,主に下記の視点で172群 体のサンゴを選定した.

・移植先の環境への適応性を考慮して、移植先にも見

られる種類とした.

- ・環境保全の視点で、できるだけ移植元のサンゴの種 類を多く選定するように努めた.
- 人力で移設可能なサイズとして、長径 15~60cm の
 群体を対象とした。

b) 採取・運搬・固定

既往技術の知見を踏まえ,移植サンゴの採取・運搬・ 固定を行った(図-3).

・採取

岩盤に固着した群体はタガネとハンマーを用いて 採取し、転在するものは拾い集めた.

・運搬

サンゴへのストレスを軽減するため、水中輸送を基本とした.

・固定

一般にサンゴ移植には、確実に固定できる充填目地 材が用いられるため、本検討においても護岸のブロッ クへの移植に用いた.充填目地材は、主材と硬化剤を 練り混ぜて使うものであり、硬化におよそ1日間を要 する.

さらに本検討では、海底面上に転在するサンゴを効率的・効果的に移植するための移植基盤(B 1.5m×L 3.0m×H 0.15m/1 基)の開発を試みた.

この移植基盤は、浮泥の堆積や再懸濁によるサンゴ への影響を低減させるため、建材ブロックで鋼製のワ イヤーメッシュを嵩上げしたものである.移植元での 成育状態と同様に、移植サンゴを基盤に固定せずにワ イヤーメッシュ上に静置することによって、サンゴ群 集を形成させることをねらいとした.なお、樹枝状の サンゴは、一般に比較的成長が早いことが知られてい る.そのため、成長に伴ってワイヤーメッシュに自ら 固着する「活着」が進むことによって、充填目地材で 固定しなくとも自然に安定化すると期待された.



(2) モニタリング方法

沖縄の港湾におけるサンゴ礁調査の手引き(沖縄総合 事務局,2009)に基づいて,表-2に示す方法と内容でモ ニタリングを行った.

表-2 モニタリング方法および内容

方法	内容
観察	全移植サンゴ(172 群体)を対象に目視観察
頻度	移植直後,1ヵ月後,6ヵ月後, 2年目以降は1回/年(現在4年目まで継続中)
項目	水中写真,生存・死亡状況,生存部分の活性状況, 浮泥の堆積状況,造礁サンゴ(種類数,群体毎の長径・ 短径・高さの計測),サンゴ捕食生物の状況(オニヒ トデやレイシガイダマシ類など),海藻類の繁茂状 況,水温の連続観測,特記事項(台風被害等)

3. 結果および考察

(1) 護岸のブロックに移植したサンゴ

図-4 に護岸のブロックに移植したサンゴの投影面積 の変化を示す.なお、大きさによってサンゴの種構成が 異なるため、直径 30~60cm のものを大サイズ、15~30cm 未満のものを小サイズとし、グラフを分けて示した.



大サイズのサンゴの面積は、16ヶ月後まで面積が横ば いであり、49ヶ月後には当初の25%まで低下した.小サ イズのサンゴは、37ヶ月後まで概ね横ばいであり、49 ヶ月後に当初の25%まで低下した.大小サンゴの49カ 月後の生残率は27%(38/142 群体)であった.

25~37ヶ月後には、大サイズではユビエダハマサンゴ、 小サイズではナガレハナサンゴで多くの破損が見られた. 破損の原因としては、状況証拠から釣りの影響(釣り糸 の絡み等)が考えられた.

49 ヶ月後には脱落(消失)したサンゴが多く,2011 年8月上旬に長時間沖縄地方で停滞した台風による波浪 の影響等が考えられた.この台風通過後に行った天然礁 の調査でも、サンゴの消失した場所が確認されている.

なお,サンゴの成育に影響を与えるとされる 30℃以上 の高水温はほとんど確認されなかった.また,生物によ る捕食はほとんど見られなかった.



図-5 破損, 脱落したサンゴの例

(2)移植基盤に移植したサンゴ

樹枝状サンゴ群集は塊状サンゴ等のように群体の区 別が容易でないため、便宜的に0.5m×0.5mの範囲を1群 体と定義した.移植基盤1基には10群体移植可能であり、 ミドリイシ属10群体/1基、ユビエダハマサンゴ20群 体/2基の合計30群体/3基移植した.

図-6 に移植基盤に移植したサンゴの高さの変化を示 す.本検討では、群体の高さの変化により樹枝状サンゴ の成長量を把握することとした.



図-6 移植基盤に移植した樹枝状サンゴの高さ変化

ミドリイシ属は、16ヶ月目以降にオニヒトデの捕食に よってほぼ死滅した.49ヶ月後の生残率は20%(2/10 群体)であり、成長もほとんどみられない.ユビエダハ マサンゴの49ヶ月後の生残率は100%であり、移植当初 より5cm以上高さが増加している.

なお,移植基盤にはサンゴの成育に影響を及ぼすほどの浮泥の堆積は確認されていない.また,30℃以上の高水温も確認されていない.

(3)移植方法の違い等によるサンゴの生残状況

本移植の優占種であるユビエダハマサンゴの生残状 況は、移植方法の違いで著しく異なった. 護岸のブロッ クでは多くの群体が破損・消失し、護岸の法先に設置し た移植基盤では健全に成育している.

ブロックでの生残率が低かった理由の一つとしては、 樹枝状サンゴのため釣り糸が掛り易く、破損しやすいこ とが考えられた.また、砕波帯であることから台風によ る物理的かく乱を受けやすく、多くのサンゴが脱落した と推察される.

なお、ブロック上であっても塊状のハマサンゴ属やキ クメイシ属はほとんど破損、脱落していない.このこと からも樹枝状サンゴは、護岸のブロック上において物理 的な影響を受けやすいと考えられる.

移植基盤は護岸の法先から沖に 10m 程度離れており, ブロックに比べて釣り糸の絡まった群体は少なかった. また,サンゴ群体どうしが絡み合うように成育している ため,ブロック上に比べると群体の安定性が高く,物理 的なインパクトに対して影響を受けにくくなっていると 推察された.

4. 結論

本検討の結果,およそ3年間程度は移植直後と同等の サンゴ面積が維持されるなど,港湾の奥部のような汚濁 した海域であってもサンゴ移植技術が適用可能であるこ とが示された.また,移植基盤の有効性も確認できた.

しかし、人為的、自然的な物理かく乱の影響を受ける と多くのサンゴが死滅、消失することも明らかとなった ため、今後の事業に向けて対策を検討する必要がある.

これらのことを踏まえ、今後港奥部においてサンゴ移 植を行う際の対応の考え方を以下に示す.

(1) ブロックへの移植

- ・護岸への移植の場合、立体的な形状のサンゴは釣り による影響や波浪に対する抵抗により破損・消失し やすい.したがって、例えば塊状サンゴ等を中心に 移植すれば、長期に生残する可能性が高い.
- ・また、水質に配慮しつつ、より波浪の影響が小さい 場所に移植することも考えられる.
- ・人が立ち入り可能な場所に移植する場合には、看板 などで周知して協力を得ることが望ましい.
- ・立入制限場所に移植することも考えられる.

(2)移植基盤への移植

- ワイヤーメッシュを嵩上げした移植基盤には浮泥の 堆積防止効果等があるため、港奥部でのサンゴ群集 の移植に適している.したがって、今後の移植にお いても積極的に活用することが考えられる.
- ・一方、オニヒトデによる捕食を受けやすいミドリイシ属等を移植する場合には、オニヒトデの侵入防止 柵なども検討する必要がある。

参考文献

- 国土交通省港湾局監修:海の自然再生ハンドブック 第4巻 サンゴ礁編,ぎょうせい,103p,2003.
- 沖縄総合事務局開発建設部:沖縄の港湾におけるサンゴ礁調査の手引き,143p,2007.

所属 沖縄総合事務局 南部国道事務所 氏名 橋本 雷士

1. はじめに

国道 330 号北中城村(ライカム〜石平間、約3 km)の街路樹であるダイオウヤシは、昭和 52 年頃に 約 430 本植栽され、経年に伴い樹木、枯損等により、282 本にまで減少(H23 年 12 月現在)また、樹木 の高木化に伴い経年劣化、強風による頭部損傷及び枝葉垂下がり等による国道への飛来など、危険な状態 であるため維持管理上の対策として枝葉固定バンドの設置、枝葉の定期的な除去及び試行的にネットによ る覆い等実施していたが、景観上厳しい状況となっていた。(図 - 1 参照)(写真 - 1 参照)

平成23年夏の台風2号により植栽後(約37年)初めて2本の倒壊を確認、頭部の枝葉が破損垂下がり 等、さらに危険性が高まったため安全の確保対策の観点から植栽検討を行った。



図-1 植栽検討箇所位置図

2. 植栽の現状

対象国道の植栽には、現在、ダイオウヤシ、トックリヤシモドキ等があるが、大多数はダイオウヤシで ある。このうち、ダイオウヤシは経年(成長)変化による高木化(平均樹木 11 m、最大 15 m)や高齢化 により、維持管理上、安全上、景観上の点で課題が蓄積されてきた。ここでは、維持管理・安全性景観の 面でダイオウヤシの現状をのべる。

1)維持管理

ダイオウヤシの巨大化した枝葉は、長さで4m重量で4kgを超える。葉の落下による危険を除去する ため、維持管理においては葉のバンドによる樹幹への固定、ネットによる葉の覆い、葉先の1/3カットな キーワード:植栽の維持管理、ダイオウヤシ、植栽の選定、道路景観、住民及び利用者の要望 連絡先:郵便900-001 沖縄県那覇市港町2-8-14 沖縄総合事務局 南部国道事務所 e-mail:hashimoto710@ogb.cao.go.jp

写真-1 植栽検討箇所現況

ど多様な試みが成されてきた。ダイオウヤシの 15 mに近い高木化のため、維持管理には大型の高所作業 車の使用が必須となっている。(写真 - 2参照)



写真 - 2 維持管理の状況(全景・拡大・維持管理状況(補強バンド))

2)安全性

枝葉の落下による沿道の自動車展示車両の破損は2件確認されている。

また、昨年は初めて強風による2本のヤシの倒木及び頭部の枝葉が破損垂下がりが**ほとんど全てのダイ** オウヤシで見られた。幸い実被害はなかったが、老齢化した幹に空洞をもつヤシも確認されており、今後 とも同様な被害が予測され、至急安全対策を講ずる必要がある。尚、23年度中に樹木の空洞化対策等の安 全性確保のために21本撤去した。(写真-3参照)



写真 - 3 ダイオウヤシの頭部枝葉破損枝垂れ下り・落下・倒木

3)景観

植栽初期の頃にはヤシの葉も生茂り、国道は南国の匂いを醸し出す景観であった。現在は安全上の維持 管理のため枝葉の剪定や強風による葉の飛散により樹形が乱れ本来の樹形を保っていない殺風景な景観で ある。維持管理で破損対策を、安全のため、やむを得ず行っているが、道路利用者、近隣住民より、「維 持管理により景観悪くなり、ヤシの木を傷める」との苦言も多数ある状況である。(写真 - 4参照)



写真-4 植栽初期の景観



現在の景観

3. 新植栽の選定

この様なダイオウヤシの状況から、新たに植栽の選定等の検討が必要となった。本事務所においては、 学識経験者・地元村長を交えた「植栽検討委員会」を設置し助言を求めた。また、植栽の選定には地域住 民・道路利用者の意見集約のため、アンケート調査(1200 件配布、401 件(約 31 %)の回答を得た)を 実施し、参考とした。

1) アンケートの内容

アンケートの内容は以下の通りである。(図 - 1 (左)参照)

- (1)性別・年齢、②職業、③所在地、④当該道路の使用頻度、**⑤ダイオウヤシ撤去後の植栽**(選択:高木 植栽・低木植栽・なくてもよい)、**⑥高木植栽選択者**(選択:傘状形・球形・円錐形・卵円形・ヤシ形 ・その他)、⑦意見及び要望(維持管理・樹種・景観・安全性等に関して)
- (2)アンケート結果の分析、考察等
 - 7) 性別·年齢·職業
 - ・男女共、幅広い年齢層から意見を頂いた。・職業はまんべんなく分布し、会社員が多い。
 - 所在地・地元北中城村が最も多く、過半数を超える。
 - ウ)当該道路の使用頻度
 - ・ほぼ毎日及び週に2~3回が63%を超え利用頻度の高い人の回答が多い。
 - エ) ダイオウヤシ撤去後の植栽(この項目は、全体・住民地域・利用頻度の高い人で分析した)
 - ・全体、住民、利用頻度の高い人ともに「高木植栽」が過半数(55%)を占め、次いで「低木植栽」
 が 32%~36%となっている。
 - オ) 植栽の樹形(図 1 (右)参照)
 - ・全体で「ヤシ形」40%、地域住民「ヤシ形」34%、利用頻度の高い人「ヤシ形」44%と3者とも「ヤシ形」を希望しており、それ以外の樹形では4~17%程度で分かれている。今回のアンケートでは、 樹木の種類では無く、樹形(樹木の形状)で取ることにした。このことから、植栽のイメージがしやすく多くのアンケート回答があったと考える。



図 - 1 アンケート内容(植栽の樹形(樹木の形状))

カ) 意見及び要望

主な意見及び要望を列挙すると、

- ・樹木の管理、定期的な剪定、除草を望む。・維持管理がかからない植栽がよい。
- ・緑陰は必要で緑は多くあったほうが良い。・南国らしい樹木がよい。

・見通しがよく安全を確保できる植栽がよい。・高すぎない程度の樹木がよい。

などがあった。

アンケート全体から感じるのは、地域住民及び道路利用者の道路への関心(安全・管理・植栽)であ る。特に、植栽を含めた道路の景観には地域住民、道路利用者とも日頃より気に掛けており、アンケー トの意見要望にも細かい指摘もあった。このアンケート結果を参考とし検討委員会においては、植栽は 「高木植栽」(ダイオウヤシ程ではない)を選定、樹形は「ヤシ形」と決定。

(3) 植栽の選定

ダイオウヤシ撤去後には、同じ樹形の高木「ヤシ形」のなかで新たな品種も選定することになった。 図-3は選定の過程を示すフロー図である。県内調達(経済性や生産実績)を基本に8種から5種に絞 り込んだ。次に、安全性や管理面から高木化する品種や視認性建築限界等視界不良となる品種を除き、 トックリヤシモドキ・ビロウ・マニラヤシが残った。

この3種においては、耐潮性・虫害・枯葉の除去頻度・初期投資費及び**景観**に評価点を設け総合評価 した。その結果、評価点の高い「トックリヤシモドキ」「ビロウ」の両者を最終的に採用することにな った。(図-3、写真-3参照)



図-3 植栽選定フロー図

写真-3 県内調達可能ヤシ類(8種)

4. 植栽の配置計画

1) 国道本線植栽带

選定された2種(トックリヤシモドキ・ビロウ)の植栽配置には、規則式植栽(単種を連続的に植える) と複数種交互植栽(当該地では2種を交互に植える)が検討された。 規則式植栽の景観においては、同 一の樹種を連続的に植栽することにより統一性をもたせ町並みと調和しやすい空間を創造できる。一方、 複数種交互植栽においては、異なる2種を交互に植えることで視覚的変化をもたらし、利用者に飽きさせ ない空間を創造する。(図 - 4 参照)

本計画では、一部沿道に残っている既存のトックリヤシモドキの有効活用が可能で、沿道部の景観と調 和しやすく一定間隔で植栽に規則的な連続性をもたせることで植栽の南国イメージを強調ができる「規則 式植栽」の配置を採用した。具体的には、ライカム交差点~瑞慶覧交差点間はビロウ植栽を、瑞慶覧交差 点~石平交差点間はトックリヤシモドキ植栽を各々計画する。



図-4 本線植樹帯の規則式植栽計画と植栽配置ひジ図(規則式・複数交互式)

2) 交通島植樹帯

本線と県道130号との合流点(瑞慶覧交差点)には交通島(車道内に設けられた施設や空間)がある。 現在はダイオウヤシの植栽があるが、ダイオウヤシ撤去後はビロウ・トックリモドキの2種での連続性を 考慮した植栽を提案している。植栽は安全性を重視し見通しを考慮した配置とする。(図-5参照)

なお、この箇所は別種の植栽も可能であるため、ボランティアサポートを活用し、地元の要望を反映さ せ地域の参加可能なランドマーク的な植栽、花壇も検討したいと考えている。



図-5 交通島植栽計画イメージ(案)

5. 今後の予定

植栽計画としては限られた予算より捻出し、平成 25 年度より 3 年程度計画として作成した。初年度は 150本、次年度は同様に 150本、最終年度は 200本で合計 500本の植栽を計画している。また、植栽順序 としては、住居・商店区域を優先に植植替えを実施する。植栽期間中ダイオウヤシに異常がないか点検パ トロールで対応したい。

以上の計画が完了したのちには南国色豊かなヤシ並木が出現し、地域住民にも利用者にも景観を楽しん でもらえるものと考える。(図―6参照)





ビロウ並木イメージ図 図―6完成後のイメージ^{*}図(ビロウ区間及びトックリヤシモドキ区間)

6. おわりに

ダイオウヤシの高木化・老齢化が引き起こす安全性に関わる問題から端を発し、ダイオウヤシ撤去後の 新樹木の選定・配置等の検討課題が生じた。

また、ダイオウヤシの高木、老朽化に伴う頭部破損の安全対策の為の維持管理方法について「ヤシ類は、 剪定は行わず樹形を保つのが良いのではないか」「観光地沖縄県であるのに、見栄えが悪く残念だ」等の 沿道地域からの意見も多数あった。この課題を解決するために、南部国道事務所では「植栽検討委員会」 を立上げ、対策検討の参考資料として地域住民や利用者の意見集約となるアンケート調査を実施した。委 員会においては**アンケート結果を尊重した樹種の選択や植栽配置検討**を行った。

本植栽計画については、新聞記事や夕方のTVニュースで街路樹の植替に関され、また地元広報誌「み んなの広場」にも植樹の記事が記載され、ダイオウヤシ植栽についての関心の高さが伺える。(図 - 7参照) この様な経緯をもって、国道 330 号北中城村(ライカム〜石平間)の植栽検討は終了した。本報告の内容 が他のヤシ樹木劣化に伴う植栽計画の参考になれば幸いです



図-7 ダイオウヤシ植栽検討(街路樹植え替え)の新聞記事等

首里城石積みからの探究について

伊佐 真幸1・新垣 英隆2

¹国営沖縄記念公園事務所 首里出張所 (〒903-0812 沖縄県那覇市首里当蔵町3丁目1番地) ²国営沖縄記念公園事務所 首里出張所 (〒903-0812 沖縄県那覇市首里当蔵町3丁目1番地).

首里城復元整備している石積みは、多くの特徴、魅力を有してるにも関わらず、よく知られ ていない。そのため、発掘調査で現れる形状、特徴を生かした首里城での復元整備の紹介、石 積みから広がる魅力を探究するものである。

キーワード 遺構,城(グスク),復元,魅力

1. はじめに

首里城の特徴といえば、屏風のようなきれいな曲線を 描く城郭石積みに目を奪われる。正殿等の建物のみなら ず、この城郭も過去の大戦でそのほとんどが失われた。 首里城では、わずかに残る発掘遺構や資料、古写真、古 老からの証言等からその美しい城郭を復元してきた。現 在も首里城地区は正殿裏の御内原(おうちばら:国王と 家族と女性の空間)復元工事を進めており、石積みによ る復元施設も多数残っている。

本報告では、首里城を始めとする各地の城(グスク)の 石積みの特徴を紹介すると供に、首里城発掘調査から現 れる石積み遺構の形状と特徴、首里城で復元整備した石 積みの紹介、更には城(グスク)の歴史等などを説明する。



首里城

2. 内容

(1) 県内各地の石積みの特徴

沖縄県内には大小さまざまな城(グスク)があり、そ の総数は約300あると言われている。 グスクは、聖域を取り込んで形成されているのが一般 的で、ほとんどのグスクは小規模であるが、周辺地域が 淘汰される中で、次第に規模の大きなグスクが出現する ようになってきたと考えられている。



時代は、800年後半から1400年前半をグスク時代、三 山時代と言われ、自然のめぐみに頼る暮らしから農耕社 会へと移り変わった時代で、かしらの出現など、世の中 の仕組みが大きく変化した時代となり、土地を巡る争い から戦いに備えて、石垣で囲ったり、小高い丘に住居を 構えるとするグスクがたくさん作られ、城塞化すること となる。首里城を頂点とした沖縄のグスクは、そのほと んどが琉球石灰岩を主とした石積みで築かれており、サ ンゴや貝など生物の死骸が堆積したもので、岩石として は軟岩に分類され花崗岩などに比べ、加工が容易である ことが大きな特徴となっている。



琉球石灰岩は、沖縄 県の中南部を中心に琉 球列島全域に広く分布 しており、はじめは転 石状のものを集積して 郭(囲い)を構えたもの が、鉄器の導入(左: ノミ下:オノ、ハンマ



ー)などにより石切
 加工がなされ、高度
 な石積み技術へと発
 展していったと考え
 られている。

1300年後半の三山時代(北山王、中山王、南山王)よりある大型グスクの石積み特徴を述べる。

北山領域であった北部は、山原(やんばる)と称され るように、大部分が山地で、山脚は急な地形をもって海 岸に迫っている。



この領域にある黒色の古生代石灰岩石は、白色の琉球 石灰岩とは異なり、重く、硬いため、刃がたたなかった と思われる。このため、今帰仁城跡石積みは加工せず自 然石を積み上げる「野面積み」しかみられないという特 徴がある。



今帰仁城趾の石積み(野面積み)

ここの「野面積み」は、丸ないし角張った自然石と平 たい盤状の自然石を混用しながら1段(層)を単位として 横目時を通すように積み上げられている特徴があり、こ の特徴は、各グスク、時代等によって異なるので、注意 して見るとおもしろい。 中部は、山地が殆ど見られず、琉球石灰岩に覆われた 低い丘陵、台地上緩斜面が広く分布し、勝連半島や宜野 湾、浦添、中城の地域では島尻層群を基盤に広く石灰岩 が乗るテーブル状の台地が多く見られる。この石灰岩台 地の縁では急崖をつくっているため、この地形を巧みに 取り込む形で多くのグスクが築かれ、過去より沖縄の中 枢部となった。中山王が構えた首里城を中心に浦添城、 中城城や座喜味城、勝連城など著名なグスクが集中的に 分布する。



勝連城趾

南部は、シルト質泥岩を主とした島尻層群が広く、こ の基盤に広く石灰岩がのる場合には、テーブル状地形を 造る。内陸部では起伏に富む丘陵を形成していることか ら、これに南部のグスクは形成されている。



糸数城趾

(2) グスクの歴史

「グスク」という定義は、沖縄史研究の中でもいろい ろな学説があり、祖先の葬所を囲ったもの、神の礼拝所 であったとされる聖域説。豊かな土地を求め内陸へ移動、 その土地に村を形成、各村の縄張りとしての境界線とな った集落説。村同士が土地を巡った争い、戦いに備えた 石垣になり、その村からの頭、支配者の出現による、そ の居城説。領土を巡る戦国時代に入ると防衛重視となっ た城郭説などがある。また、これらを含めた時代差的な 展開の相違からいえば、どちらも矛盾はないとする説が あるなど、沖縄には永きに渡る時代と供に、さまざまな 土地、形状等に対しグスクと呼ばれる場所が広く分布し、 存在していたことがわかる。 また、シロというと天守閣のように高い石垣と長く続 く白壁を連想するが、そもそも1500年後半の近世になっ てからはじめて登場するもので、ここでいう城郭石積み のグスクと比較する場合は1300年頃の中世のシロでなけ ればならなず、グスクが築かれた時代には、本土では土 塁や塀をもつシロしかなかったことから、築城技術の歴 史からいえば沖縄のグスクは、日本のシロより200年 以上も古くから発達したことになり、この発達は、中国 との交易を通じて大陸文化を吸収した結果であり、その ときに石工技術についても大きな影響を受けたからであ ろうとされている。

これらグスクの頂点である首里城は、その石工技術の 最高峰をもって造られたものといえる。

(3) 首里城発掘調査から見た遺構の形状と特徴

首里城の城郭は、琉球石灰岩の岩盤の上に設置されて いるものが多く見られる。



琉球石灰岩の岩盤に積まれた石積み(首里城の京の内)

盛土上に設置する場合はその基礎面に栗石を厚く投入 し、十分な地盤反力を確保できるように築造されている。 更に、幅のある城壁では、土圧軽減をさせる効果を期待 して内部に2,3重の裏込材(野面積み)を積み立てい るものも多く確認されている。下の遺構写真は、手前が 往時石積前面、その内側に野面積が確認できる。



首里城外郭石積(久慶門付近)

下写真は、左の復元石積みに繋がる石積みの遺構で、 角を曲線で 90 度のカーブを描き正殿際(上側)へ向か う形状となっている。石積みの裏込は栗石が積められて おり、これは、本土では土、砂を用いることが一般的で あることから、沖縄でしか見られない大きな特徴である。 本箇所は今年度復元する。



淑順門西側石積み遺構(平面) このように現れた遺構の姿、形状は、これを遵守し、 遺構をそのまま生かして、この上に石積みを形成、復元 している。首里城内では、それがわかるように下写真の ようなプレートを取り付けている。



プレト拡大



プレート位置(遺構と復元の境界に設置)

他にも下写真のように断面が途中から変化している遺 構が発見されることがあり、これについても遵守し、復 元している。



淑順門西側石積み遺構(断面)



石積み変化箇所(復元)

石積みにはいろいろな形態や構造があり、自然石をそ のまま使う野面石と加工を施す加工石と呼ばれる用材を 使用されており、積み方としては大きく3種類の「野面 積み」「布積み」「相方積み」に分類される。

上記写真の布積みは、長方形に加工し横目地が通るよ うに積む方法で、相方積みは5ないし6角形に加工し互 いにかみ合うように積む方法である。もう一つは、先ほ ど説明した野面積みがあり、首里城にはこれを見る場所 はありませんが、野面が原初的であり、次に布積み、そ の後に相方積みへと積み石技術の変遷が見られる。



また、先に述べた今帰仁城の石積みの特徴や、地域 (北部と中南部) による石質の違いなどから、沖縄の地 質を知ることができる場合や、布積みと相方積みの混在 からは、地震等により崩れた部分を修復したり、増改築 工事を行ったことなど時代背景を知る手がかりになる場 合もある。

(4) その他 首里城石積みの特徴

首里城の石積み特徴をいくつか紹介する。

① 隅がしら

折れる角をただの曲線で納めることをせず、あえ て、天を指すかのような形。何を意味するのか今もわ からないが、琉球の美意識を示す1つである。



瑞泉門近くの角がしら

② アーチ門

なめらかな扇状にあり、真下から見る石数を少な くし、石目地をきれいに納めた門である。



久慶門

首里城の4つの外郭門は全てこの形式である。高度な アーチ技術を要するものである。

③ 双壁門

内郭門は、アーチ門より古い石技法の双壁門であ ることから、門の形状を見るだけで時代の新旧を知る ことができる。







漏刻門

① 武者走り

石積み内側には、外を見張るために設けられた歩行用 の武者走りもきれいな曲線を描いている。



東のアザナへ向かう武者走り

⑤ 曲線美

内郭城壁と外郭城壁の曲線石積みは、杜と空、海をも 融合するやわらかな姿である。



久慶門から奥の歓会門を結ぶ石積み曲線

(5) 首里城の工夫

首里城の復元は、往時の姿を再現追求することにあり、 遺構及び古写真、古図、資料等がないものは復元せず、 あくまで根拠があるものだけを再現してきている。

流用可能な遺構は、これを利用し、城郭のみならず石 畳においても使用しており、往時の人達が歩いた場所を 現代でも歩むことができるように、歴史空間を体感でき るように施工している。



右掖門から淑順門までの石畳(首里城)

更に、歴史的景観に配慮し、現代工作物が目立たない ように配慮している。来園者の安全性を確保するための 手すりについて、これもあくまで復元ではないとする理 念から、いつでも往時の姿を現せるように、すべての手 すりが「脱着式」の構造としている。

結果、首里城を舞台とした往時の姿を状況に応じて再 現することが可能となり、これは映像と供に、これを視 たものへ感動を与えることとなった。首里城及び各地を 舞台にしたNHK「テンペスト」を視られた方、視られ てない方も機会があれば注意して視て頂きたい。



脱着式手すり(石蓋で隠れる構造)



淑順門 (首里城)



NHK ドラマ「テンペスト」より

3. 結論

首里城の石積みにはたくさんの特徴と供に、多くの魅 力が詰まっていることがわかる。このことは、当初より 首里城復元整備の意義及び基本方針を貫き、あらゆる資 料検証、根拠を見いだし、学識経験者、古老からの聞き 取り等の確認、検証をもって、これを多くの技術作業者 達の努力によって積み重ねてきたことによるものである。 この結果、毎年200万人以上の来園者が訪れるてお り、観光のシンボルとしてだけでなく、琉球王国がかつ て約450年に及ぶ中国との交易より繁栄し、国際社会 においてどのような立場、努力をもって維持してきたの かなどの歴史学習ができる施設でもある。また、地元に とっては、大戦による大きく、深い心の傷、溝を埋める 精神的な役割をも担っている。

今後の首里城復元整備についても、これらの背景等を 理解、勉強し、努力、協力の上にこれを完成させること を目指すものである。

4. 今後の課題

首里城では多くの石積みが整備がなされながらも、ど ちらかというと脇役に徹しているものとなっており、そ の魅力を十分に伝えることができていない。そのため、 石積みを通し、首里城を始め、各地に広がるグスクがも つ石積みの特徴や魅力を情報発信することで、歴史文化 を広く知らしめる学習の場や、更には、沖縄の観光資源 へ結びつける一つとなるように、今後、展示・企画等の 立案、構築を進めるためのきっかけになれば幸いである。

5. 参考文献の引用とリスト

参考文献

1)沖縄県埋蔵文化セ/ター:首里城跡、-淑順門地区発掘調査報告書
 2)沖縄県埋蔵文化セ/ター:首里城跡、-京の内跡発掘調査報告書Ⅲ

自己組織化マップ(SOM)による橋梁点検データに基づく総合評価の意思決定支援に関する基礎研究

琉球大学 〇和田拓也, 琉球大学 富山 潤

1. はじめに

我が国の社会資本は、高度経済成長期に集中的に整 備され、現在、これらの老朽化が急速に進み、近年で は維持管理すべき既設構造物が急増している.一方で、 国・地方を通じて財政的な制約が厳しくなるなど、効 率的かつ計画的な維持管理・更新が重要な課題となっ ている¹⁾.従って,維持管理作業に発端となる「点検」 を如何に効率的に行うかが重要である.得られた点検 結果に基づく総合評価は、専門家の知識や経験に大き く依存している場合が多く、膨大な点検データに対し ての総合評価を合理的かつ適切に実施するのは容易で はない. そこで研究では、複数のデータのクラスタ化 を行うための手法である自己組織化マップ(SOM)を 用いて橋梁の点検データに基づく総合評価を行う際の 意思決定支援に関する基礎的研究を行った.本論文で は、数橋の点検結果を例に SOM を用いた点検結果のク ラスタリングを行い、専門家の出した総合評価との妥 当性について検証した.

2. 自己組織化マップ (SOM)²⁾

自己組織化マップ (SOM) は、神経回路を模倣した 数理モデルである人工ニューラルネットワークの一種 であるが、多次元 (多変数) データのパターン認識や、 抽出したパターンを基にしたデータ分類などを行うこ とができ、多変量解析手法の一つともみなせる.また、 SOM はデータ圧縮の手段として優れた性質を持ち,多 次元データの位相関係を保持しつつ、低次元(通常は 2次元平面)上に表示できる. 基本的な SOM は入力 層と競合層の2層構造から成り(図−1)、教師なし学習 によって入力データのパターン抽出を行う.なお,SOM は学習アルゴリズムや構造によって, バッチ学習型 SOM や階層型 SOM などもあるが、ここでは基本的な SOM の構造について述べる.入力層は入力ベクトルか らなり、入力ベクトルはパターン抽出対象の多次元デ ータに相当する. 競合層は二次元平面に配置されたユ ニット (ノードまたはニューロンとも呼ばれる) から 構成されており, 各ユニットは参照ベクトルという, 入力ベクトルと同じ次元を持つベクトルと結び付けら れている.参照ベクトルは入力データから抽出された パターンを表しており,マップ上で近くに位置するユ ニットの参照ベクトルは互いに似ているという性質が ある.また,各入力データは,各々と最もよく似た参 照ベクトルの位置するユニットへと分類される.



図-1 自己組織化マップ (SOM)の概念図²⁾

3. 分析の例

ここでは、はじめに基礎的検証として、表-1 に示す. 総合評価が実際行われた橋梁に対して SOM の適用性の 検証を実施した.なお、表-1 の損傷レベルは表-2 に示 す5 段階評価である.

表-1 橋梁点検結果(RC 橋)³⁾

橋梁名	橋面塗装	地覆塗装	床版	床組構	主構	支承	伸縮装置	排水装置	河床洗掘	躯体変動	構造物	安定性	耐震構造	総合評価
Α	2	1	1	1	1	2	2	2	1	1	2	1	2	3
В	2	1	1	1	2	1	1	2	1	1	1	1	1	3
С	2	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	4
D	3	3	1	1	1	2	3	3	1	2	2	2	2	2
E	2	2	2	2	2	3	3	3	2	2	2	2	3	2

表-2 基本部材損傷度 3)

部材損傷	状態		
1	損傷なし		
2	正常な範囲内の変状.または局部的な美観を損なう程		
	度の損傷.		
3	当面放置しても問題はないが,観察が必要.耐久性を		
	増大させるためには、補修・補強をした方がよい.		
4	できるだけは早期に講じた方がよい		
5	放置すると近い将来危険な状態になることが予想さ		
	れるので,直ちに対策を講じる必要がある.		

キーワード 自己組織化マップ,橋梁,維持管理,総合評価決定支援 連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL:098-895-8649 SOM による分析では、いくつかのパラメータを設定 する必要がある.パラメータの詳細説明は文献 4)に示 されているため、ここでは割愛する.表-3 に本研究で 用いた分析に用いたパラメータの一覧を示す.また、 本論文では表-3 に示すパラメータは固定し、学習回数 を 1000, 2000, 3000, 4000, 5000 回の 5 ケースで分析 を行った.

表-1 に示した総合評価は、A と B が 3、C が 4、D と E が 2 となっている. 従って、この総合評価が正しいと すれば、SOM による分類では、A と B、D と E がそれ ぞれ近くに配置されることが予想される.

図-2には、初期ランダム配置と5ケースの分析結果 を示している.この結果より、学習回数を多くするに 従い、AとB、DとEのそれぞれが近くにあり、その 間にCが配置されていくのがわかる.従って、SOMを 用いて橋梁の点検結果に基づく総合評価を行うための 意思決定支援が可能であると考えられる.しかし、SOM の分析結果ではA、B、CとD、Eには明瞭な境界線が 存在するがA、B、Cは曖昧であることから、A、B、 Cともに総合評価は同じである可能性も考えられる.

今後は、さらに精度検証を進め、最終的には沖縄県 の橋梁点検データに基づく総合評価に対する意思決定 の妥当性について検証を行いたい.

パラメータ	固定値
マップサイズ	xdim:12, ydim:12
格子の形	6 角形
近傍関数	ステップ関数
参照ベクトル初期値生成	1
用のシード値	
学習率係数	0.02
近傍半径の初期値	12

表-3 固定したパラメータ

4. 結論および今後の課題

研究では、複数のデータのクラスタ化を行うための 手法である自己組織化マップ(SOM)を用いて橋梁の 点検データに基づく総合評価を行う際の意思決定支援 に関する基礎的研究を行った.具体的には5橋の点検 結果を例にSOMを用いた点検結果のクラスタリング を行い、専門家の出した総合評価との妥当性について 検証した.得られた結果と今後の課題を如何に示す.

- (1) 今回検証対象とした橋梁は5橋であるが,SOM に よる分析に適切なパラメータ設定を行うことで,総 合評価の意思決定支援が可能である.
- (2) 今後の課題としては, SOM の分析ではパラメータ

設定が多く,解析自由度が高い反面,最適なパラメ ータを設定するたまのノウハウが必要であり,今後, 分析対象を増やし,そのノウハウを蓄積し分析の高 精度化を計る.最終的には,沖縄県の橋梁点検デー タに基づく総合評価に対する意思決定の妥当性に ついて検証を行う予定である.



参考文献

- 総務省行政評価局:社会資本の維持管理及び更新に 関する行政評価・監視結果報告書,平成24年2月
- 2) <u>http://www.metsoc.jp/tenki/pdf/2011/2011_09_0037.pdf</u>
- 3) 辻岡信也,近田康夫,城戸隆良:自己組織化マップ による橋梁損傷データの検証,土木学会第52回年 次学術大会,pp.390-391,平成9年9月
- 4) 徳高平蔵・他2名:自己組織化マップの応用 多次 元情報の2次元可視化,海文堂,1999年

Session3:地盤・土質・施工

琉球石灰岩を支持層とする港湾構造物基礎の 設計・施工技術について

具志 良太1

¹那覇港湾·空港整備事務所(〒901-0001那覇市港町2-6-11)

那覇港内に分布する琉球石灰岩は砂礫状〜塊状コアで採取され、N値のばらつきが大きく、また空 洞が存在する問題がある.また、琉球石灰岩の層厚は海域で最大60mが確認されている.構造物の支 持層はこれを貫通して下部の島尻層とすることが多いが、60mもの層厚を貫通して杭を打設することは 困難を伴うため、琉球石灰岩を支持層にできれば、施工コストの縮減、工期の短縮に有意義である.そ こで、筆者らは、琉球石灰岩の支持力を合理的に算出する手法の開発を目的として、琉球石灰岩の硬 質な部分、軟質な部分で鋼管杭の衝撃載荷試験を実施した.その結果、琉球石灰岩の硬軟に関わら ず1m程度の最終打撃では先端閉塞が見られないこと、先端閉塞を考慮しない地盤力学的支持力式 (安福の式)、杭先端より1D(D:杭径)の範囲の平均的なN値を使用した半経験的支持力式の適用性が高 いことがわかった.また、琉球石灰岩を支持層とした時に支持力不足となった場合の杭の施工方法及 び支持力増大手法について検討を行った.

キーワード:琉球石灰岩,支持力,閉塞率,鋼管杭,杭の鉛直載荷試験

1. 琉球石灰岩を支持層とするための課題

沖縄県に広く分布する琉球石灰岩は、未固結の砂礫状部 から再結晶作用によって堅く固結した塊状部まで、N値のば らつきが非常に大きく、また地下水の影響で所々に空洞部が 存在することが知られている。それ故に工学的な取り扱いが 難しく、これまで「琉球石灰岩上に杭式基礎の構造物を築造 する際には、琉球石灰岩を貫通して下部の島尻層(主に泥 岩)に杭を根入れし、これを支持層とする」という考え方が一般 的であった。しかし、那覇港に分布する琉球石灰岩の層厚は 海域で最大 60mにも達するため、これを貫通して杭を打設 することは非常な困難を伴う。そのため、琉球層群における 支持力発現のメカニズムを解明した上で、これを杭基礎の支 持層とすることは、施工コストの縮減、工期の短縮に非常に 有意義であると考えられる。

琉球石灰岩を支持層とするためには、調査、設計、施工の 各段階で解決すべき課題が挙げられる.表-1にそれらの課 題を示す.

(1) 調査段階

琉球石灰岩を対象とした地質調査結果では、N値分布は平 面的にも深度方向にも非常に不均一かつ複雑であり、N値分 布からでは琉球石灰岩中に明確な支持層を見出すのは困 難な場合が多い.一方,蟻川ら¹は若狭地区の地質調査 で実施された高品質サンプリング試料の観察結果を示 し,琉球石灰岩は全体にセメンテーション効果により固 結していることを報告した.このことから,弱層の分布,工 学的特性の把握,そのための調査手法の確立などの課 題を解決することで,琉球石灰岩を支持層とする可能性 が高まることが考えられる.

また,空洞の位置,大きさを把握する手法の確立が課 題である.

段階	目的	課題	
調査	支持層の選定	N 値のばらつき	
		硬い地盤の連続性	
		弱層の把握	
		空洞の把握	
	設計地盤定数	最適な調査試験方法	
設計	支持力の検討	周面摩擦力の算出式	
		先端支持力の算出式	
施工	支持力増大手法	周面摩擦力増大手法	
		先端支持力増大手法	
	施工の品質確保	空洞充填方法	
		杭周グラウトの方法	
		先端閉塞方法の確立	

表-1 琉球石灰岩を支持層とするための課題
(2) 設計段階

一般的な土砂を対象とした直接基礎や杭基礎の支持力は, ①原位置での載荷試験(平板載荷試験や杭の鉛直載荷試 験など), ②地盤力学的支持力式(静的支持力理論に基づい て求める方法), ③半経験的支持力式(N値による港湾基準 式など)の方法により推定されている.実務ではN値を使用し た半経験的支持力式がよく用いられる.しかし,琉球石灰岩 は固結状の部分が多く, 孔壁が自立することで周面摩擦力 がほとんどみられないことや, 鋼管内土の膨張が少ないため に先端閉塞が起こりにくいことが予想される.このような特殊 土では, 一般土に対応した半経験的支持力式の適用が可 能かどうかが不明である.

一方, 地盤力学的支持力式を用いる場合, どのような調査 手法, どのような地盤パラメーターをどのような式に用いること が妥当であるのかの検討が必要となるが, 確立された方法は ない.

(3) 施工段階

琉球石灰岩のようなN値のばらつきの大きな地盤では,想 定した支持層で支持力を得られず,支持力増大手法を適用 することが多くなることが考えられる.また,空洞対策を行うに しても,琉球石灰岩でのグラウトなどの実績が少なく,施工が 可能であるかの検討が必要となる.

本論文では、上記のような複数の課題のうち、鋼管杭の衝 撃載荷試験をもとに琉球石灰岩の先端支持力の評価につい て記述する.

2. 地盤条件

杭の衝撃載荷試験を実施したのは、那覇港内の那覇市若狭地先の那覇臨港道路若狭2号橋P7橋脚である(図-1).

事前に実施したボーリング調査による柱状図と N 値を図-2 に示す. N 値は、一般的に実施されている 1m 毎、50cm 毎、 予備打ち、本打ち、後打ち時の 5cm 毎の打撃回数から換算 した換算 N 値を示している.

琉球石灰岩は塊状コア主体の Ls-1 層,砂礫状コアが主体 のLs-2 層,その双方が混じる Ls-3 層に分けられる. Ls-1 層 上部では N 値 30 以上が層厚 2m 程度みられるが,支持層と するには不足している. Ls-2 層, Ls-3 層では, Im 間隔の N 値であれば N 値 30 以上が連続する支持層候補となりそうな 部分も見られるが, 50cm 毎, 5cm 毎の N 値を見る限り,琉球 石灰岩の N 値はノコギリの刃のようにばらついており,一般 的な支持層の要件を満たさない. このような地層を支持層と して考えるためには,硬質な部分だけではなく, N 値の小さ い部分の工学的特性の評価が重要となる. そこで,支持力の 検討の対象とする深度を N 値の大/小の双方から選ぶこと とし, GL-26.7m, GL-29.7m, GL-35.3m の 3 深度で載荷試験 を行うこととした.

これらの深度では高品質サンプリングを実施し、三軸 CD 試験による強度定数の設定を実施した. 表-2 に土質試験結 果を示す. 強度特性としては、N 値の小さな GL-26.7m・GL-35.3m の試料ではせん断抵抗角 $\phi = 30 \sim 38^\circ$ であったが、N 値の大きい GL-29.7m の試料は固結度が強く、軟岩のように 粘着力 c で評価するのが妥当な結果となった.



図-1 試験位置案内図



図-2 N値の深度分布図

3. 衝撃載荷試験

(1) 試験杭

試験に用いた鋼管杭は,島尻層泥岩を支持層とする本設

表-2 載荷試験深度の土質試験結果

試験深度	GL-26.7m	GL-29.7m	GL-35.3m
平均 N 値(下 1m 間)	11	78	18
高品質サンプリング 試料	and any set of the second of		
湿潤密度 $ ho_{t}$ (g/cm ³)	1.895	2.172	1.804
細粒分含有率 Fc(%)	37.3	31.8	22.2
粘着力 c (kN/m²)	280	1,270	291
せん断抵抗角 ϕ (°)	38.9	0	30.3
限界摩擦角 ø ' ‹‹ °)	30	38	30
変形係数 E50 (MN/m²)	37	459	22
変形係数 E0.1% (MN/m²)	101	862	82

杭で、杭施工の途中の所定の深度で施工を止め、衝撃載荷 試験を実施することとした. 杭径は φ 1000mm, 先端の肉厚は 30mmである. なお、近隣住民に対する騒音・振動に配慮し、 杭の施工方法は全周回転による埋め込み鋼管杭としている. そのため、杭の先端には約70mmの刃先が突出している.



図-3 試験杭の先端ビット(単位mm)

(2) 試験深度

試験深度は表-3に示す3深度とした.GL-26.7m, GL-35.3m はN値の小さい箇所, GL-29.7mはN値の大きい箇所としてい る.また,通常の杭施工で実施される先端閉塞のための最終 打撃と同等の処置として,試験深度に達する直前から「予備 打ち」を実施した.予備打ち量は30cm(先端ビットの突出量の 3倍以上)を基本とし, GL-35.3mに関しては他の深度との比 較を目的に,予備打ち量を1mとした.



表-3 衝擊載荷試驗深度

(3) 試験方法

衝撃載荷試験は地盤工学会基準(JGS 1816-2002)にした がって実施した.なお,予備打ちから本打ちまでの作業フ ローを図-4に示す.

(4) 試験結果

表-4 は衝撃載荷試験(波形マッチング解析)による静的先端支持力の解析結果である.

予備打ち 30cm or 1m	 ・深度毎の全抵抗 (CASE法) ・最終深度 セットアップの確認 先端支持力と周面摩擦力の分離 (波形マッチング解析)
44h~4	45h
養生後 本打ち	 ・徐々に打撃エネルギーの増加 (偏心による事故の防止のため) ・養生後全打撃で波形マッチング解析 (静的先端支持力の把握)
	図-4 衝撃載荷試験のフロー

深度	平均N値	内容	養生期間	先端支持力	セットアップ	
(m)	(下1D)		(hr)	(MN)	率	
GL-	11	予備打	4.4	417	15	
26.7m	11	養生後	44	643	1.0	
GL-	70	予備打	45	1,863	1.0	
29.7m	78	養生後	40	1,897	1.0	
GL-	10	予備打	11	1,385	0.0	
35.3m	18	養生後	44	1,165	0.8	

表-4 衝撃載荷試験による静的先端支持力

a) N 値と先端支持力

各深度の養生後の静的先端支持力は, GL-26.7m は 643kN, GL-29.7m は 1, 897kN, GL-35.3m は 1, 165kN で あった. 先端支持力は GL-26.7m(N=11)<GL-35.3m(N=18) <GL-29.7m(N=78)となり, 杭先端下 1m の N 値に対応した 先端支持力となっている.しかし, GL-29.7m は他に比べて 大きな N 値であるにも関わらず, 先端支持力はそれほどの 差がない.

b) 支持力の上昇(セットアップ)

予備打ちと養生後では、GL-26.7m では支持力の上昇が みられるが、その他の深度では支持力の上昇がみられない. 同じく琉球石灰岩を対象とした古宇利大橋の衝撃載荷試験 結果³でも同様の結果であり、琉球石灰岩では短期的な支 持力のセットアップは見られないと考えてよさそうである.



図-5 試験中の鋼管内土砂の変化

c)先端閉塞

予備打ちを 1m 実施した GL-35.3m では、衝撃載荷試験 前後で杭中の土砂の変化を計測したが、杭を打ち込んでも 鋼管内土砂の高さは変化しておらず、杭のみが地中に打ち 込まれていく状況であった。このことから、琉球石灰岩におい ては、予備打ち量が 1m 程度では杭の先端はほとんど閉塞し ていないことが考えられる(図-5).

4. 先端支持力の評価

(1) 検討に用いた支持力式

衝撃載荷試験結果から得られた先端支持力に対し,各種 基準や地盤力学的手法による支持力計算式を用いて,那覇 港に分布する琉球石灰岩への適用性を検討した.

先端支持力の推定方法としては、地盤力学的支持力式と 半経験的支持力式が存在するが、設計に用いられる手法と しては、N値や一軸圧縮強度 q.を用いる半経験的支持力式 の利用が大半である.今回の支持力式の適用性の判断に関 しては、これまでに実績の多い港湾基準の式(la)(lb)でN値 および一軸強度 q.を用いた.また、地盤力学的支持力式とし て、式(2a)に示す安福の支持力推定式³を検討した.

半経験的支持力式(港湾基準)

$$R_p = 300 N A_p \tag{1a}$$

$$R_p = 5q_u A_p \tag{1b}$$

> C

ここに、R_p:極限先端支持力(kN) N:N値 q_u:一軸圧縮強度(kN/m²)

A:抗先端の有効面積(m²)

$$q_{p} = \frac{A}{1 - \sin \phi'_{cv}} \left\{ \frac{G/\sigma'_{v}}{B + D(G/\sigma'_{v})^{-0.8}} \right\}^{-1} \sigma'_{v}$$
(2a)

$$A = \frac{4(1 + \sin \phi'_{cv})}{(3 - \sin \phi'_{cv})} \left(\frac{1 + 2K_0}{3}\right)$$
(2b)

$$B = \left(\frac{1+2K_0}{3}\right) \tan \phi'_{cv} \tag{2c}$$

$$C = \frac{4\sin\phi'_{cv}}{3(1+\sin\phi'_{cv})} \tag{2d}$$

$$D = 50 \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \tan \phi'_{cv} \right)^{1.8}$$
(2e)

ここに、q₀:極限先端支持力度(kN/m²) σ_v:有効土被り圧(kN/m²) G:せん断剛性(kN/m²) K₀:静止土圧係数 φ'_α:限界状態の摩擦角(°)

(2) 使用した地盤定数

今回検討を行う地盤では、図-6 に示すように、先端の閉塞 率が大きいと荷重は杭先端の地盤の深部まで到達してより厚 い地層で支持力を発揮することになるが、先端が閉塞してい ない状況であると杭先端の実断面積のみで支持力を発揮し ていることが予想される.したがって、閉塞率の設定と地盤定 数の設定(どの範囲まで考慮するか)については、切り離して 考えることができない.

そこで、半経験的支持力式(港湾基準)に用いる平均 N 値 に関しては平均する範囲を複数設定し、適用性を検討した.

地盤力学的支持力式(安福の式)の計算に用いる土質定数 としては、載荷試験実施深度の三軸 CD 試験結果(E₃₀とひず み 0.1%時の変形係数 E_{0.1}%を比較検討した.

項目	設定	宦方法	GL-26.7m	GL-29.7m	GL-35.3m
	下 2t		6	144	2
N店	下 0.	5D	5	117	18
	下 1D		11	78	18
	下 2D		30	69	15
q_u (kN/m ²)	三軸	CD	560	2,540	582
ϕ'_{cv} (°)	三軸	CD	30	38	30
E	三軸	E ₅₀	37	459	22
(MN/m²)	CD	E _{0.1%}	101	862	82

表-5 使用した地盤定数

注) t:杭先端の肉厚(=30mm), D:杭径(=1000mm)





(3) 先端支持力の評価

各種支持力式から計算した先端支持力と養生後の実測先 端支持力の関係を図-7 に示した.各グラフ内に赤線で示し たのが実測の先端支持力である.棒グラフは各支持力式か ら得られる先端支持力で,下限値は閉塞率α=0.1164(閉 塞なし;今回の杭の実断面積相当),上限値はα=1.0(完全 閉塞)の値を示している.

a) 地盤力学的支持力式(安福の式)

図-7中の青の棒グラフで示される地盤力学的支持力式(安



図-7 支持力検討結果

福の式)で計算される支持力は、載荷試験結果と比較すると、 GL-29.7m ではやや支持力が過大評価となるが、硬さの異な るいずれの深度でも閉塞がほとんどないという結果になる.こ の傾向は鋼管内土砂の計測結果から導かれる「閉塞効果が 小さい」という傾向と一致する.また、E₅₀、E₀₁₁のいずれの変形 係数を用いても、計算支持力に大きな違いがない.

b) 半経験的支持力式(港湾基準)

図-7 中の赤の棒グラフで示される N 値によるものは, N 値

を平均する範囲によって支持力計算結果が大きくばらつく. その中で比較的適用性がよいと思われるのは、N 値を平均 する範囲を杭先端下 1D(=1m)としたものである.計算される支 持力と載荷試験結果を比較すると、いずれの深度でも閉塞 率が小さいという結果になる.

図-7 中の緑の棒グラフで示される一軸圧縮強度によるもの は、閉塞率が比較的大きめに計算され、計算支持力が過小 評価となることが多い、例えば GL-35.3m では閉塞率が 40~ 50%としたときに載荷試験結果に近くなるが、これは他の支持 力計算式の傾向と異なり、また管内土砂の計測結果から導 かれる「閉塞効果が小さい」という傾向とも一致しない.

以上から、琉球石灰岩の先端支持力を求めるには土質試験結果を用いた安福式で、先端閉塞がない(杭の実断面積 で支持)とするものが、最も適用性がよいと思われる.

(4) N値を用いた半経験的支持力式の適用性

実務的には、N値を用いた支持力評価式は重要である. 図 –8 に杭先端下 1D(=1m)の平均 N値と実測先端支持力の関係を示した. 図中には Rp= α 300NAp で、 α =0.1164(今回の杭の実断面積相当)~ α =1.0(完全閉塞)の線を表示している. 図中の赤線で示したように、閉塞なし(杭の実断面積で支持)と考えるのが比較的適用性がよく、また設計安全側の設定になっている.



同図には古宇利大橋での衝撃載荷試験結果事例²(平均 N 値=下 1D)を重ねている、古宇利大橋の事例は今回の試 験結果よりも更に閉塞率が小さい傾向がみられるが、これは 古宇利大橋の杭先端の肉厚が 19mm と薄いためと考えられ る. 古宇利大橋の試験結果をα=0.074(閉塞なし;杭の実断 面積で支持)と考えると、今回の試験結果と同様に設計安全 側の設定になる.

以上から、N値を用いた半経験的支持力式に関しては、港 湾基準の $R_{p} = \alpha 300 \text{NA}_{p}$ に対して、杭先端より 1D(D:杭径)の 範囲の平均的な N値を使用し、先端閉塞を考慮しない(杭の 実断面積相当の閉塞率 α とする)ことで、安全側の設定とは なるが、琉球石灰岩への適用性があると考えられる.

(5) 今後の問題点

今回の衝撃載荷試験では長期沈下の影響などが不明であ り、静的な載荷試験による支持力確認が必要である。また、 提案式(安福式)を用いる場合は土質試験結果の確認が必 要であること、簡易式(港湾基準式)を用いる場合は提案式 に比べばらつきが大きいので、N値で設計する場合は連続標 準観入試験によるN値の精度向上が望ましい。

5. 支持力增大手法

那覇港での杭施工の実績では、琉球石灰岩を打ち抜くた めに先端拡大ビットが多用され、孔壁が自立することから周 面摩擦がほとんど期待できない、また、琉球石灰岩では1m程 度の最終打撃では先端閉塞がほとんどみられない、その対 策として、周面摩擦増大として杭周グラウト、先端閉塞工法と して杭先端への中詰めコンクリートの打設、双方に効果があ ると思われる鋼管ソイルセメント杭工法の検討が考えられる。 しかし、いずれも琉球石灰岩を対象とした事例が少ないこと、 またグラウト注入量が計画よりもかなり多くなった事例⁴⁰がある ことから、試験施工による支持力確認が必要と思われる。

6. 結論

琉球石灰岩の支持力を合理的に算出する手法の開発を目 的として,琉球石灰岩の硬質な部分,軟質な部分で杭の衝 撃載荷試験を実施した.その結果,以下のことがわかった.

- ①琉球石灰岩の硬軟に関わらず、1m 程度の最終打撃で は先端閉塞はほとんど見られない。
- ②琉球石灰岩には、先端閉塞を考慮しない地盤力学的支持力式(安福の式)、杭先端より1D(D:杭径)の範囲の平均的なN値を使用した半経験的支持力式の適用性が高い。
 ③支持力増大手法については、杭周グラウトや先端閉塞工法の検討が必要である。

謝辞:本研究を遂行するにあたり,技術検討委員会が設置され,学識経験者・専門家から適切な助言が得られました.関係された方々のご尽力に感謝いたします.

参考文献

- ・・・・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・

 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・
 ・

 ・
 ・
 ・

 ・

 ・

 ・

 ・

 ・

 </
- 古宇利大橋第4期鋼管杭支持力管理調査検討業務報告書,2001.7,沖縄県土木建築部北部土木事務所
- 安福規之,落合英俊,大野司郎: 圧縮性を考慮した杭先端支持力の実用的評価式とその適用,2001,土と基礎, Vol.49 No.3 Ser.No.518, pp.12-15
- 4) 那覇臨港道路工事誌作成業務報告書本編其の二(B)
 (調査・試験・実験編), 1986.3, 那覇港工事事務所

琉球石灰岩分布地域地下水の水質組成特性と影響要因について

Characteristics and Influent Factors of Groundwater Quality in Ryukyu Limestone Region 琉球大学農学部 〇安元 純,中野拓治,金城 海

1. はじめに

沖縄本島南部地域(糸満市・八重瀬町)は、琉球石灰岩を表層地質とする段丘地形によって特徴づけ られる畑地農業地帯(基幹作物:サトウキビ)であるが、国営沖縄本島南部水利事業(1992~2005年) の地下ダム築造(米須・慶座)等によって水資源開発が進められ、1,352haの畑地に地下水が農業用水と して利用されている¹⁾.このような状況を踏まえ、今後の水質管理を含めた地下水の適正な利用に資する 観点から、琉球石灰岩分布地域である沖縄本島南部地域地下水について、水質組成とその特性を考察し たので、その概要を報告する.

2. 調査地域

調査地域は琉球石灰岩を表層地質とする段丘地形によって特徴づけられ,地域内には断層が縦横に発達し断層崖に沿って長く続くリッジ状の丘が多く点在している.調査地域の平均気温と年降水量はそれぞれ21.2℃,1,973mm(1977~2010年の南城市糸数観測地点)と高温多湿であり,ケッペン気候区分の温暖湿潤に属している.このような気象条件を生かし,調査地域には畑地(基幹作物:サトウキビ)が広がり,その間に集落が塊状に点在するとともに,農地利用が困難である断層崖付近に沿って森林が分布している(Fig.1).また,調査地域は新第三紀鮮新世の島尻層群を基盤として,第四紀更新世の琉球層群が不整合に覆っている(Fig.2).この島尻層群は砂岩・泥岩の互層からなる難透水性の地層である一方,琉球層群は隆起サンゴ礁や有孔虫を由来とする堆積岩で空隙に富み極めて高い透水性を有しており,琉

球石灰岩と呼ばれている.地下水は難透水性地盤の 島尻層群を受け皿として,多孔質の琉球石灰岩中に 腑存され,地下水盆を形成している.



Fig.1 調査地域の概要

時	代	柱状図	Ħ	自質区分	岩相・構造	地 形	土壤
	完		現.	世サンコ礁 崔積物	サンゴを主体とする問 結、曖状部および進池 の粘土、シルト、砂・ 礎を主体とする軟弱部	サン <i>ゴ</i> 礁 地形	土壌化せず
粥	新	9/1	新	期砂丘砂層	石灰質砂層 理没腐植土をはさむ	砂丘	砂質未熟土
	世	21-1-	įφ	積層	 ・昭辰へ暗極色泥・砂・ 硬、サンゴ片などの海 生化石を含む 	沖積低地	灰色低地土 寝(沖積土 寝)
四	更		段	丘石灰岩	福色粘土質土 砂質石灰岩(栗石) 園粘し、層理発達 分布は南東に高く北 西に低い	段 丘 (中位段丘) 60~5m	褐色土壤 (黄褐色土)
紀	新世	0 4 0 4 0 0 0 0 0	赤	褐 色 土 球石灰岩	島尻マージ(石灰岩の 風化土) 石灰岩は表層数 ~10m が再結晶作用をうける 下郎は層理発達し、砂 確主体、開結部と砂環 水太固結部との互履あ り	石 石 尻 岩 台 地 、 の の に よ っ て い 、 の の に よ っ の 、 の の の 、 の の の の の の の の の の の の の	赤褐色~黄 褐色粘土質 土壌(島尻 マージ)
		ē.L.	知	念砂層	石灰質砂層		
第	鮮新		島	新里屬	砂岩(未~半囲結)と 荒岩(固結)の互層縦 灰岩をはさむ	地形面なし	灰色台地土 壤(一部赤
Ξ	世中		尻層	与那原層	厚い泥岩に薄い砂岩と 凝灰岩をはさむ	小起伏丘陵 面および急 傾斜面	褐色土) (ジャーガ ル)
紀	新世		群	豐見城層	小緑砂岩が上部、泥岩 が下部		101

Fig.2 調査地域の地質状況(木崎, 1985)

3. 調査研究方法

本調査研究では,調査地域の湧水や地下水観測井において,2011年9月から2012年1月にかけて,毎 月1回の定期採水調査を実施した.現場測定項目は水温,pH,電気伝導度,酸化還元電位(ORP),溶存 酸素(DO)とし,水質分析項目には,陽イオン(Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺),陰イオン(Cl⁻, HCO₃⁻, SO₄²⁻,

キーワード

連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学農学部地域農業工学科 E-mail:

NO₃)を選定した.分析方法は,HCO₃を除く陽・陰イオンはイオンクロマトグラフ法(DIONEX ICS-1600), HCO₃はアルカリ度適定法を用いた.

4. 結果及び考察

4.1 地下水 (湧水) 水質組成の分布特性とその特徴

調査地域の地下水・湧水の各陽イオン成分 (Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺) は,いずれも Table1 に示すように 広い範囲に分布しているため,それぞれのイオン濃度の平均値で除して無次元化された濃度範囲と標準 偏差を求めた.無次元化された濃度成分 (Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺) は,それぞれ 0.17~10.46 (標準偏差: 1.26),0.15~4.84 (標準偏差:0.73),0.17~1.61 (標準偏差:0.23),0.16~4.81 (標準偏差:0.69) の範 囲に分布しており,その分布範囲は Ca²⁺, Mg²⁺, K⁺, Na⁺の順に大きくなっている.一方,陰イオン成分 (Cl⁻, HCO₃⁻, SO₄²⁻, NO₃⁻) についても平均値で除して無次元化された濃度範囲と標準偏差を求めたところ,そ れぞれ 0.07~11.59 (標準偏差:1.43),0.30~1.69 (標準偏差:0.19),0.04~3.12 (標準偏差:0.49),0.04 ~2.71 (標準偏差:0.45) の範囲に分布しており,その分布範囲は HCO₃⁻, NO₃⁻, Cl⁻の順に大きくな っているといえる.無次元化された Na⁺と Cl⁻の分布範囲と標準偏差は近い値を示しており,両者の分散 状況は同程度であるとともに,Ca²⁺と HCO₃⁻の無次元化された分布範囲と標準偏差も近い値であることか ら,Ca²⁺と HCO₃⁻も同じようなバラツキ状況になっている.また,陽イオン成分のうち K⁺と Mg²⁺に関し ては,両者の無次元化された分布範囲と標準偏差は近似した値であり,同程度のバラツキが存在するこ とを示す一方で,陰イオン成分の SO₄²⁻と NO₃⁻についても,無次元化された分布範囲と標準偏差は近い値 となっており,SO₄²⁻と NO₃⁻は同程度の分散特性を有しているものと考えられる.

そこで,主要8溶存イオン成分の分布特性を把握するため,代表的な確率分布である正規確率と対数正

イオン	分布範囲	平均值	標準偏差	無次元化された	無次元化された	正規確率プロ	対数正規確率プ	非超過確率
成分	(mgL ⁻¹)	(mgL ⁻¹)	(mgL ⁻¹)	分布範囲	標準偏差	ット相関係数	ロット相関係数	75%值(mgL ⁻¹)
Na^+	8.3~530.0	50.7	60.1	0.17~10.46	1.26	0.598	0.855	60.1
\mathbf{K}^+	0.9~31.0	6.4	4.7	0.15~4.84	0.73	0.879	0.992	8.1
Ca ²⁺	17.8~	105.6	24.0	0.17~1.61	0.23	0.992	0.927	122.1
Mg^{2+}	2.2~64.0	13.2	9.1	0.16~4.83	0.69	0.805	0.967	16.2
Cl	5.3~880.0	75.9	108.9	0.07~11.59	1.43	0.590	0.869	90.8
HCO ₃ ⁻	79.3~	267.0	50.6	0.30~1.69	0.19	0.987	0.957	301.1
SO4 ²⁻	3.4~290.0	93.0	45.3	0.04~3.12	0.49	0.961	0.952	124.8
NO ₃ ⁻	6.4~22.9	8.4	3.8	0.04~2.71	0.45	0.983	0.910	11.0

Table1 調査地域地下水(湧水)の主要8溶存イオン成分の分布特性

規確率で実測値をプロットして,確率分布のあてはめを行った(Fig.3). 溶存イオンのうち, Ca²⁺, HCO₃,

SO₄²⁻, NO₃⁻は正規分布に適合している一方 で, Na⁺, K⁺, Mg²⁺, Cl⁻については対数正規 分布によく一致していることが確認された. そこで, Ca²⁺, HCO₃⁻, SO₄²⁻, NO₃⁻の4成分に ついては正規分布に従っているものと仮定 して, 公共用水域の水質評価に用いられる 非超過確率 75%値を求めると, それぞれ 122.1mgL⁻¹, 301.1mgL⁻¹, 124.8mgL⁻¹, 11.0mgL⁻¹の値が得られ, 調査地域の NO₃⁻濃 度は環境基準値 (10mgL⁻¹) を超過するよう



な濃度水準になっているものと考えられる. また, Na⁺, K⁺, Mg²⁺, Cl⁻に関しては対数正規分布に従ってい

るものとして, 非超過確率 75% 値を算定すると, それぞれ 60.1mgL⁻¹, 8.1mgL⁻¹, 16.2mgL⁻¹, 90.8mgL⁻¹の値 が得られ, 調査地域の地下水・湧水中に多量のイオン成分が溶存していることが確認された.

さらに,調査地域は6地下水エリア(名城,山城,真 壁,米須,仲座,慶座)に区分されることから²⁾,各 エリアの地下水(湧水)についてヘキサダイヤグラ ム(溶存成分濃度の平均値)を用いて検討したとこ ろ,名城エリア以外のエリアの地下水(湧水)は Fig.4に図示したように陽イオンの主成分がCa²⁺,陰 イオンはHCO₃であり,炭酸水素カルシウム

(Ca-HCO₃)型の特徴を示している.一方,名城エ リアにおいては, Ca²⁺と HCO₃⁻は他のエリアと同程



Fig.4 調査地域のヘキサダイヤグラム

度の濃度水準を示しているものの、Cl⁻, Na⁺が地下水(湧水)中に多量に含まれていることから,塩化ナトリウム(Na-Cl)型を呈しており、このエリアの地下水(湧水)水質には海水による影響が強く反映しているものと考えられる.このように、調査地域の地下水(湧水)はCl⁻, Na⁺イオンを溶存成分中に多く含むとともに、炭酸水素カルシウム(Ca-HCO₃)型の水質特性を有しているといえる.

4.2 地下水 (湧水) 水質組成への影響要因とその起源

調査地域の地下水(湧水)について溶存成分の起源を検証するため, CI 濃度と主要溶存成分量の関係を求めたところ,両者の間には Fig.5 に示すように正の相関が存在しており,(1)式の直線回帰式(相関係数:0.903)が導かれる.海水起源以外の地下水(湧水)溶存物質量は,(1)式から470mgL⁻¹程度であると考えられる.

Ion = 1.95CL + 472.9 (1)ここで, Ion:溶存物質量(mgL⁻¹), CL:CI濃度(mgL⁻¹).調査地域地下水(湧水)の水質特性として、4.1 で述べたように炭酸水素カルシウム(Ca-HCO₃)型を呈しているが、本地域の帯水層が琉球石灰岩で構成されていることを踏まえると、地下水中のCa²⁺と HCO₃⁻は地表水に比較して顕著に高くなっており、これは石灰岩溶解作用に伴うものであると推察される.琉球石灰岩が水中に溶解した場合、Ca²⁺と HCO₃⁻は当量

濃度で1:1の関係となるが、**Fig.4**に示すように、調査地域 の地下水は**HCO**₃⁻濃度に比較して Ca^{2+} 濃度が高くなる傾向が 認められる.一方、地表水に比べて地下水の SO_4^{2-} も高い値を 示していることから、地下水中の SO_4^{2-} と NO₃⁻の関係を検討 したところ、両者の間には正の相関(相関係数:0.618)が認 められ、農地への施肥が地下水の SO_4^{2-} と NO₃⁻に関与してい ることが示唆された.肥料成分に由来する硝酸や硫酸等の人 為的な影響で地下水が酸性化されると、次の2式に従って炭 酸ガスが発生すると共に Ca^{2+} が生成される 3). Ca^{2+} と NO₃⁻ の間には正の相関(相関係数:0.763)が存在しており、窒素



Fig.5 Cl濃度と主要溶存成分量の関係



質化学肥料(主に硫安)によって炭酸塩の溶解促進が図られることから,地下水 NO₃では琉球石灰岩溶 解に伴う影響が現れているものと考えられる(Fig.6).これらのことから,調査地域地下水中の Ca²⁺, NO₃⁻ 及び SO42の濃度が高くなった要因としては、(2)、(3) 式の反応により石灰岩の溶解を促進させたこと によるものであると推測される.

> $CaCO_3 + 2HNO_3 \rightarrow Ca^{2+} + 2NO_3 + H_2O + CO_2 \uparrow$ (2)

> $CaCO_3 + H_2SO_4 \rightarrow Ca^{2+} + SO_4^{2-} + H_2O + CO_2 \uparrow$ (3)

地下水中の NO3⁻は, ORP 値(250mV 程度以下の領域)の低下に対応して Fig.7 に示すように, NO3⁻濃度も 低くなる傾向を示しており、地下水(湧水)の酸化還元条件もNO3~濃度に影響を与えているものと推察 される.既往の調査成果によると4).調査地域には鍾乳洞等に関連する琉球石灰岩の溶解亀裂部が存在し. 降雨時に降り注いだ雨水がこれらの空洞や亀裂を通過して速い速度で大量に地上から地下水面に到達す ることや地表水の地下水(湧水)への混入等が地下水(湧水)の酸化還元条件への影響要因になってい るものと考えられる. NO₃⁻, Ca²⁺, 及び SO₄²濃度には琉球石灰岩分布地域帯水層の不均一地盤に起因する 水理地質構造が影響を与えており、このことが地下水(湧水)の水質組成に反映されているものと考えら れる.このように.調査地域の地下水(湧水)の溶存成分には海水や地盤・地質条件に起因するもの(HCO3. Cl⁻, Na⁺, Ca²⁺等)に加え,人間活動起源のもの(SO₄²⁻, NO₃⁻)も影響を与えており,水質組成に反映されて いるものと考えられる. 今後, 調査地域地下水 (湧水)の現場水質観測データの蓄積・把握や琉球石灰 岩分布地域帯水層特有の不均一地盤理地質構造を対象とした既存調査データの分析・数値解析等を通じ て、地下水(湧水)の水質組成形成メカニズムについてさらに定量的な解明を行いたいと考えている.

さらに、主要溶存物質量と電気伝導度の間には Fig.8 に示すように正の相関(相関係数: 0.920)が存在 しており、(4) 式の直線回帰式が得られ、実測された電 気伝導度から一定の精度で溶存物質量を推定できること が示唆された.また,電気伝導度の値が 1.0mS・cm⁻¹程度 以下になると、CI-以外の溶存成分の増加に伴って、電気伝 導度から CI濃度を推定することは難しくなるといえる.



ここで, Ion: 主要溶存イオン濃度 (mgL⁻¹), Ec: 電気伝導 度 (mS · cm⁻¹).

Fig.8 主要溶存物質量と電気伝導度の関係

4. まとめ

Ion = 604.1Ec + 101.5

本研究では、琉球石灰岩分布域の水質組成とその特性について一定の整理と考察を行うことができた ものと考えている. 今後とも, 琉球石灰岩分布地域の地下水水質組成の把握を通じて, 得られた知見が 水質管理を含めた適切な地下水利用に活用されることが期待される.

(4)

参考文献

1) 名和規夫,青木進,中尾仁(2006):沖縄本島南部地区における地下ダムの役割と効果,農業土木学会誌, 74(12), 33-36

2) 沖縄総合事務局農林水産部(1983):沖縄県の地下水ー沖縄県水文地質図-,38-41

3)野村渉平,入江満美,牛久保明邦,中西康博(2011):宮古島の湧水口における大気中 CO,濃度と地下水 水質との関係、日本土壌肥料学雑誌、82、275-282

4) 今泉眞之,奥島修二,塩野隆弘(2002):琉球石灰岩洞くつの空間分布特性,農業土木学会論文集,217, 89-10

謝辞:本研究は、河川環境管理財団の河川整備基金助成事業によって行ったものであり、内閣府沖縄総合事務 局開発建設部河川課・流域調整課・北部ダム統合管理事務所に多大のご援助とご協力を頂いたことを記し、深 甚の感謝を表する.

載荷時間間隔および荷重増分比が二次圧密に与える影響

○土木学会学生会員 琉球大学大学院 酒井康司, 土木学会正会員 琉球大学 原久夫

1.1はじめに

圧密試験における沈下曲線に影響を与えるものとし て、載荷時間間隔、載荷時の荷重増分比等があげられ る.実験室で行われる圧密試験では、試料の厚さが2cm 前後で排水距離が短く、有効応力が一定になるまでの 時間が非常に短いので、その大半が二次圧密と呼ばれ る有効応力一定の下で生じるクリープ的沈下となる. この二次圧密が載荷時間や荷重増分比によって変化す ると考えられることから、本研究では上記した異なる 条件下における二次圧密挙動のメカニズムを明らかに することを目的とし、以下に示す実験を行った.

- 1. 載荷時間間隔を変更した圧密試験
- 2. 荷重増分比を変更した圧密試験

これらの試験より得られた圧密沈下挙動を応力依存 性の7要素一般化 Voigt モデルを用いて再現計算を行 い、二次圧密挙動について検討する.

1.2 試料と実験方法

本実験で用いた試料は予圧密圧力 54kpa で再圧密し た島尻粘土である¹⁾.

1.2.1 載荷時間間隔を変更した圧密試験

今回は1段階の載荷時間を15,20,25,30,40分と それぞれ変更し合計5種類の試験を行った.載荷時間 間隔の影響を調べるため、供試体層厚は全て2cmとし、 *p* = 10~1280kpa まで荷重増分比 *Δp/p* = 1 で段階的に載 荷した.

1.2.2 荷重増分比を変更した圧密試験

正規圧密領域での荷重増分比の影響を調べることを 目的としており、p = 80kpa まで $\Delta p/p = 1$ で載荷し、そ の後は Δp/p = 3 に変更しているので標準圧密試験(8 段階)とは応力経路が異なるものとなっている.また 供試体層厚は2cmで,1段階の載荷時間は24時間とし ている.

$$\varepsilon(t) = C_{\mathbf{M}} + \sum_{i=1}^{3} C_{\mathbf{V}i} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-t}{T_{\mathbf{V}i}}\right) \right\}$$
(1)

ここで, C_M, C_{Vi}, ; コンプライアンス(弾性係数の逆数)

T_{V1},;遅延時間



7 要素一般化 Voigt モデルの適用性

本研究では図1に示すように、粘土の構成モデルと して7要素の一般化 Voigt モデルを使用している. 一 般化 Voigt モデルは単純 Maxwel モデルと単純 Voigt モ デルを直列につないだ粘弾性モデルであり, 応力入力 に対するひずみ応答の計算に適している.7要素の一 般化 Voigt モデルの単位ステップ応力に対するひずみ 応答は式(1)となり、7つの係数 C_M, C_{V1}, C_{V2}, C_{V3}, Tv1, Tv2, Tv3を実験値より決定し圧密試験中の各段階 におけるひずみの算出を行う.



図2 標準圧密試験結果(7段階目)

図1に示すように、このモデルでは Maxwel 要素のバネ要素が一次圧密を表し、その係数値は一次圧密に対応する体積圧縮係数 *m*vl(kpa⁻¹)に相当する.また3つの Voigt 要素を用いて二次圧密を表しているが、これは標準圧密試験を行った結果、二次圧密が勾配の異なる3本の直線から構成されるというデータを示したためである.

本研究ではまず標準圧密試験より7つの係数を決定 し,試験より得られた沈下曲線を7要素の一般化 Voigt モデルで表し,実験値と比較することでモデルの適用 性について検討した.試験結果の一部を図2に示す. 標準圧密試験結果(第7段階)の沈下曲線をモデルで 表すと,図2の実線のようになりほぼ実験値を再現す ることができる.その他の正規圧密領域でも同様の結 果が得られている.次に標準圧密試験より決定された 7 つの係数を基にし,条件が異なる場合の各段階にお ける圧密沈下挙動を再現する.

3.1 載荷時間間隔の影響(残留ひずみ)

載荷時間間隔が短いと本来ひずむべき二次圧密量を発 現する前に次の荷重が載荷され、この未発現のひずみ 量は次載荷重に対しての残留ひずみとなる. 残留ひず み量は、二次圧密挙動が載荷時間間隔に依存しないと 仮定すると、標準圧密試験の結果より推定できる.図 3に示すように時間間隔が短い場合,この残留ひずみ 量が次載荷段階での一次圧密ひずみに含まれることに より、一次圧密量が増加すると考えられ、沈下曲線が 左下方にシフトすることが予想される. よって Voigt モデルを用いて時間間隔が短い場合の沈下挙動を再現 するには、図4に示すように残留ひずみ量に応じて C_M: Maxwel 要素のコンプライアンスの値を変更する 必要がある.しかし二次圧密に関する6つの係数につ いては二次圧密挙動が載荷時間間隔に依存しないもの としているため標準圧密試験より得られた値を用いて いる. 図5に試験結果の一部を示す. 30分圧密試験結 果(第7段階)の沈下曲線を7要素一般化 Voigt モデ ルで表すと、図5の実線のようになりほぼ実験値を再 現している. このことから C_v : Voigt 要素のコンプラ イアンス,T_v:遅延時間は載荷時間間隔に依存しない





図3載荷時間間隔が短い場合の沈下曲線(概念図)







図 5 30 分圧密試験結果(7 段階目)

と考えられ、載荷時間範囲内においては標準圧密試験 と二次圧密量が同程度になると思われる.

また図6には7段階目における他の試験結果を示している.図に示すように載時間隔が短いものほど左下方にシフトしているが、ひずみは同程度あり、全圧密量は載荷時間に依存しないという結果を示している. これは既往の研究の報告と一致している²⁾⁻⁴⁾.





図8 荷重増分比の影響(概念図)



図6 載荷時間間隔が短い場合の沈下曲線(実験値)



図7 応力経路が異なる場合の沈下曲線(実験値)



図9 С "-平均圧密圧力関係



図 10 C vi- 增分荷重関係

3.2 荷重増分比の影響

既往の研究によれば荷重増分比の増大とともに、① 一次圧密比rが大きくなる. 2一次圧密の所要時間が 短くなり圧密係数 c,が大きくなる. ③正規圧密領域に おいて二次圧密は荷重増分比の影響を受けないこと等 が報告されている^{4)~6)}.図11の凡例に示すように,正 規圧密領域において1段階のみ荷重増分比を変更した 場合を比較対象としており、図7には荷重増分比変更 試験,および標準圧密試験結果の一部を示す.各荷重 段階の載荷時間は24時間で統一しているので, 圧密圧 力 p=80→320kpa までに要する時間は異なるが, 最終 的なひずみ量はおおむね等しい.よって、荷重増分変 更試験において二次圧密量が荷重増分比の影響を受け ないのであれば、一次圧密量は増加し、その量は標準 圧密試験の6段階目(p=160→320kpa)のひずみ量に 相当すると考えられる.以上のことから図8に示すよ うに荷重増分比が大きくなると、一次圧密量が増加し グラフが下方へとシフトすることが予想される.7要 素の各係数は応力依存性があるとしており、標準圧密 試験の結果からコンプライアンス C_M, C_V と圧密荷重 の関係は図9,10に見られるように線形関係となった. この一次の線形近似式より荷重増分比を変更した場合 の係数値を推定した.荷重増分比変更試験結果の沈下 曲線を7要素の一般化 Voigt モデルで表すと,図11の 実線のようになりほぼ実験値を再現することができた といえるが、二次圧密量については荷重増分比 Δp/p=1 の時と比べ多少大きい量となった.



図11 応力経路が異なる場合の沈下曲線

4. まとめ

本研究では試験より得られた圧密沈下挙動を7要素 一般化 Voigt モデルを用いて再現計算を行い,二次圧 密挙動について検討した.その結果次のことが明らか となった.

- 二次圧密に関する係数としての3つのVoigt要素の コンプライアンス C_{Vi},遅延時間 T_Vは載荷時間間 隔に依存せず,載荷時間範囲内においては標準圧 密試験と二次圧密量が同程度になる.
- コンプライアンス C_M, C_{Vi}は応力に依存し、荷重増 分比 Δp/p =3 の場合、二次圧密量は増加することが 示され、実際の二次圧密挙動と一致する.

今後の課題としては層厚が異なる場合の二次圧密 挙動について解明することがあげられる.

参考文献

- 酒井康司,原久夫:再圧密粘土の小型供試体を用いた急速圧密試験の適用性に関する実験的研究,土木 学会第66回年次講演会/III - 343, P685-686, 2011
- 2) C.B.Crawford : Interpretation of the Consolidation Test, Proc.ASCE, Vol.90, SM5, pp.87, 1964.
- 3) 及川洋,石田昌達:高有機質土の短時間載荷圧密試 験方法に関する実験的一考察,土木学会論文集,第 424 号/Ⅲ-14, pp.161-168, 1990
- 村上幸利:載荷時間と荷重増分比が圧密試験結果に 及ぼす影響とその解釈,土質工学論文報告集, Vol.34, No.2, pp.153-157, 1994
- 大島昭彦,他:粘土の段階載荷圧密試験における荷 重増分比の影響,第 37 回地盤工学研究発表会, pp289-290,2002
- 6) 安川郁夫,嘉門雅史:粘性土の二次圧密における荷 重条件の影響,土質工学論文報告集, Vol.27, No.2, pp93-106, 1987

1. はじめに

沖縄県本島の北部地域には「国頭まあじ」,い わゆる赤土が広く分布している。昨今,この赤 土の海域への流出がサンゴ礁等の海洋生物に被 害を与えることが深刻な問題となっており,そ の対策方法の究明は極めて重要である。

そこで対策方法の一つのろ過型沈砂池¹⁾に着 目した研究が長年行われており,既往の研究で は,より効率的にろ過を行える砂ろ過層の解明 を行うために,数値解析を用いて様々な形状の 砂ろ過層のろ過過程の再現を試みている²⁾。本 研究では,その数値解析手法²⁾の妥当性を示す ために,解析と同じ条件下で室内ろ過実験を行 い,得られた透過時間,透過流量の実験値と解 析値の比較を行うことを目的としている。なお, 解析手法については文献 2)を参照されたい。ま た,その解析結果については図3に示す。

2. 実験方法

2.1 実験概要

室内ろ過型実験装置を用い,解析が行われた 次の5種類の砂ろ過層モデル((1)Flat,(2)Slope Up, (3)Slope Down,(4)Decrease,(5)Expansion)におい て定水位透水試験を行い,それぞれの場合での 透過時間と透過流量の関係を求め比較する。

琉球大学大学院	学生会員	○松本	駿輝
琉球大学	正会員	原	久夫
琉球大学大学院	学生会員	江戸	孝昭

- Flat:砂ろ過層底面が水平(図 2-1(1))
- Slope Up: 砂ろ過層底面が下流に向けて浅 くなる(図 2-1(2))
- Slope Down:砂ろ過層底面が下流に向け て深くなる(図 2-1(3))
- Decrease:砂ろ過層の幅が下流に向けて狭くなる(図 2-1(4))
- Expansion:砂ろ過層の幅が下流に向けて 広くなる(図 2-1(5))

実際に使用する供試体はチービシ砂を使用し, 赤土濁水は沖縄県うるま市にて採取した赤土を 75μmのふるいで裏ごしして作成する。

2.2 実験装置

図 2-1 は試験供試体概略図である。両側に不 織布を配し,所定の寸法で作成した漏斗を使用 し,自由落下で密度 $\rho_d(g/cm^3)$ が 1.07±0.054(g/cm^3) になるように供試体を作成した。図 2-2 は実験 装置全体図を示したものである。また,写真 1 に装置側面図を示す。

2.3 実験方法

濁水槽に赤土濁水(SS=約 1500(ppm))を流し, 砂ろ過層から出てきた水を集水槽に集め,透過 流量 q(cm³)とろ過水の濁度を測定し,濁水透過 時間 t(min)と流入口での単位面積あたりの透過



キーワード 国頭まあじ,赤土流出問題,ろ過型沈砂池,砂ろ過層 連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学大学院理工学研究科 k128511@eve.u-ryukyu.ac.jp



流量 $Q(\text{cm}^3/\text{cm}^2)$ の関係を求める。測定時間は 80 時間とするが、砂ろ過層の透水係数が $k<2.0\times 10^{-3}(\text{cm/s})$ となるまでを目安に測定を行った。

3. 結果

ここでは、実験結果と解析結果を比較するこ とで、解析手法の妥当性を検討する。比較に関 しては、前にも述べたように実験値と解析値そ れぞれで濁水透過時間と流入口での単位面積あ たりの透過流量の関係のグラフを表し、解析結 果が砂ろ過層において赤土濁水のろ過過程を再 現できているか検証するものとする。

図 3-(1)から(5)に、それぞれの形状ごとの濁水 透過時間 *t*(min)と流入口での単位面積あたりの 透過流量 *Q*(cm³/cm²)の関係を示す。

結果,それぞれのグラフから下流に向けて拡 大する2つ(Slope Down, Expansion)の砂ろ過層 において,再現ができていないことが分かる。

4. まとめ

今回,室内ろ過実験装置を用いて,底面が水 平の砂ろ過層,下流に向け底面が傾いている砂 ろ過層,下流に向けて幅が狭くなる,また広く なる砂ろ過層で定水位透水試験を行った。さら にその結果を,同じ条件下で行われた赤土濁水 流解析結果と比較し,その数値解析手法の妥当



図 2-2 実験装置概略図(mm)

性を検証した。

結果,下流に向けて拡大する砂ろ過層での再 現に問題があるが,それ以外はうまく再現でき ていると考える。

しかし,実験に関して,実験のサンプル数を 増やす,砂ろ過層の密度をより正確に統一する という改善点もあげられるので,今後の精度向 上に努めていきたい。

参考文献

- 沖縄県総合事務局開発建設部 赤土等流出 防止対策検討会:赤土等流出防止対策,2001
- 江戸孝昭,原久夫,松原仁:ろ過型沈砂池 における赤土濁水流の有限要素解析,応用 力学論文集 Vol.13, pp.211-220, 2010.8

チービシ砂を用いた水分特性曲線の推定法に関する研究

琉球大学大学院 学生会員 〇桝田 一希 , 琉球大学 正会員 原 久夫

1.はじめに

不飽和地盤は,豪雨などを起因とした地下水位上昇 による浸透問題や強度低下問題をかかえている.こ れらの問題を解決するためには,土の保水性や浸透 特性の評価が重要であり,保水性試験によって得ら れる水分特性曲線をもって評価することができる. 著書らは,水分特性曲線の勾配とポテンシャルの関 係を実験から定めた.しかし,これまでの研究では, 初期飽和度や最終飽和度の値が実験値と一致せず, 水分特性曲線の形状に大きな影響を与えていた.そ のため今回は実験から初期飽和度を求め,さらに飽 和度の変動量も求めることでより実験を再現できる ようこころみた.これらの計算結果を実験値と比較 し検証を行った.

2. 実験方法

本実験で用いた試料は,豊浦砂ならびに沖縄県の 海砂であるチービシ砂を用いた.本実験において, 豊浦砂は 0.425mm でふるいにかけ,チービシ砂は 2mm のふるいにかけ粒径を調整した.豊浦砂および チービシ砂の物理特性は表1に示す.供試体は,上 記の試料を自由落下させ作成した.保水性試験は JGS(-0151)に従って行い,各段階の飽和度は,最終時 の含水比と排吸水量から逆算して求めた.

3. 飽和度変化率とポテンシャルの関係式

水分特性曲線から飽和度変化率 $\Delta S_r / \Delta \varphi$ を求める. 図 1, 2 のように飽和度変化率とポテンシャル φ の関係を表す.得られた曲線の近似曲線を次の仮定をもとに定める.飽和度変化率 $\Delta S_r / \Delta \varphi$ とポテンシャル φ のグラフから曲線の頂点座標 (φ_p , α_p) と限界ポテンシャル (φ_0 , 0)を得る.区間を-∞≦ φ ≤ φ_p , φ_p ≤ φ ≤ φ_0 , φ_0 ≦ φ ≤0 の 3 区間に分ける.排水過程について

$$\begin{pmatrix} \Delta S_{r} \\ \Delta \varphi \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & (\varphi_{0} \le \varphi \le 0) \\ A \varphi^{2} + B \varphi + C & (\varphi_{p} \le \varphi \le \varphi_{0}) \\ D \exp\left[-E(x - x_{p})^{2}\right] & (\varphi_{e} \le \varphi \le \varphi_{p}) \end{pmatrix}$$
(1)

をそれぞれ用いた.二次関数の境界条件は(φ₀, 0),

表1物理特性値

試料名	チービシ砂	豊浦砂
土粒子の密度 $ ho_{\rm s}({ m g/cm}^3)$	2.78	2.63
最小密度 $\rho_{dmin}(g/cm^3)$	1.06	1.33
最大密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.28	1.62
曲率係数 U _c '	0.96	0.98
均等係数 U _c	3.10	1.43
透水係数 k (cm/s)	7.0×10 ⁻²	1.7×10 ⁻²
実験時の間隙比 e	1.61	0.87

 $(\varphi_{p}, \alpha_{p})$ を通り、 $\frac{d}{d\varphi} \left(\frac{\Delta S_{r}}{\Delta \varphi} \right) = 0, \ (\varphi = \varphi_{p})$ である. これに

より係数A, B, Cが求められ二次関数が決定される. 次に指数関数の境界条件は (φ_p, α_p) を通り, $-\infty \leq \varphi \leq$ 0 領域の積分値は実験時の初期飽和度 S_{r0} と排水時最 終飽和度 S_{re} の差となる.また途中の飽和度は(2)式で 表される.

$$S_{\rm r} = \begin{pmatrix} S_{\rm r0} - \int_{\varphi_0}^{0} \left(\frac{\Delta S_{\rm r}}{\Delta \varphi}\right) \mathrm{d}\varphi & (\varphi_0 \le \varphi \le 0) \\ S_{\rm r0} - \int_{\varphi_p}^{\varphi_0} \left(\frac{\Delta S_{\rm r}}{\Delta \varphi}\right) \mathrm{d}\varphi & (\varphi_{\rm p} \le \varphi \le \varphi_0) \\ S_{\rm r0} - I_2 - \int_{\varphi_{\rm e}}^{\varphi_{\rm p}} \left(\frac{\Delta S_{\rm r}}{\Delta \varphi}\right) \mathrm{d}\varphi & (\varphi_{\rm e} \le \varphi \le \varphi_{\rm p}) \end{pmatrix}$$
(2)

(2)式より, $\varphi \leq p_0$, φ_p , φ_e における飽和度を求めることができる.

$$S_{r}(\varphi = \varphi_{0}) = S_{r0}$$

$$S_{r}(\varphi = \varphi_{p}) = S_{r0} - I_{2}$$
(4)

$$I_{2} = \int_{\varphi_{p}}^{\varphi_{0}} \left(\frac{\Delta S_{r}}{\Delta \varphi} \right)_{\text{the step form}} d\varphi$$
(5)

$$S_{\rm re} = S_{\rm r} \left(\varphi = \varphi_{\rm e} \right) = S_{\rm r0} - I_2 - I_1 \tag{6}$$

$$I_{1} = \int_{\varphi_{e}}^{\varphi_{p}} \left(\frac{\Delta S_{r}}{\Delta \varphi} \right)_{\# \wedge B_{r}} d\varphi$$
(7)

とした.これにより係数 D, E が求められ関数が導出される.吸水過程の飽和度変化率 $\Delta S_r/\Delta \varphi$ もまた同様にして,吸水時の頂点座標(φ_p , α_p)から導出する. これらの関数を用い,排水過程では

$$S_{\rm r} = S_{\rm r0} - \int_{\varphi}^{0} \left(\frac{\Delta S_{\rm r}}{\Delta \varphi} \right)_{\rm Berg} d\varphi$$
(8)

によって水分特性曲線を求める.吸水過程では,排水過程の終了段階(q=qe)での飽和度を吸水過程の初

キーワード 不飽和土,チービシ砂,水分特性曲線

連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学大学院理工学研究科 Email: k118526@eve.u-ryukyu.ac.jp

期飽和度(S_{re})とし, (10)式によって水分特性曲線を求めた.

$$S_{\rm re} = \int_{\varphi_r}^{0} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta \varphi} \right)_{\#,\pi^{\rm lift}} \mathrm{d}\varphi \tag{9}$$

$$S_{\rm r} = S_{\rm re} + \int_{\varphi_r}^{\varphi} \left(\frac{\Delta S_{\rm r}}{\Delta \varphi} \right)_{\Re \times \Re} \mathrm{d}\varphi \tag{10}$$

4. 結果

チービシ砂では,初期値や排水終了段階の値がほ ぼ一致している.実験結果の水分特性曲線のヒステ リシスもよく表されていて,水分特性曲線の形状を よく表すことができている.豊浦砂では,排水過程 において実験値をよく表すことができている.しか し,吸水過程が実験値に比べやや上方に位置する結 果となった.これにより,ヒステリシスが小さくな っている.

5. まとめ

水分特性曲線の実験値から飽和度変化率とポテン シャルの関係を求め、その曲線の近似曲線を用いて 水分特性曲線の関数を導出し、実験値との比較を行 った.チービシ砂、豊浦砂は共に初期飽和度・最終 飽和度が実験値に近い値になった.チービシ砂では 計算結果が実験値をよく表している.豊浦砂では排 水過程においては計算結果が実験結果をよく表して いるが、吸水過程における曲線が計算結果では実験 値に比べやや上方に位置する結果となった.そのた め、実験値に比べ計算値ではヒステリシスが小さく なった.

参考文献

 桝田一希,原久夫:チービシ砂を用いた水分特性 曲線の定式化に関する研究,土木学会西部支部研 究発表会講演概要集,Ⅲ-110,567-568,2012.3.



竹富南航路延伸整備に向けた 浚渫試験施工について

おさだ じゅん やまだ ふみひと 長田 淳 1・山田 文人 1

1 石垣港湾事務所 整備保全課 (〒907-0012 沖縄県石垣市美崎町1-10)

竹富南航路は、開発保全航路として昭和56年度から約2.5kmが供用されてきたが、 八重山諸島間を結ぶ地域住民の生活航路における船舶の安全性を確保するため、新 たに約52kmの延伸が平成23年7月に政令指定された。

竹富南航路延伸整備を行う石西礁湖は、日本国内はもとより世界的にも有数のサ ンゴ礁海域であり、定期船舶、漁業、観光といった多種多様な海域利用がなされて おり、さらに浅海域が大部分を占めるという特殊な海域であることから、浚渫時の 環境対策、安全対策、施工能力等を試験工事により検証した結果を報告する。

キーワード 開発保全航路,浚渫、環境対策、安全対策、施工能力

1. はじめに

竹富南航路は、開発保全航路として昭和56 年度から約2.5kmが供用されてきた。竹富南航 路の整備により、離島間の航行については、 大幅な時間短縮や安定運行が可能となったが、 竹富南航路(約2.5km)より先の石西礁湖内は 依然としてサンゴ礁海域特有の浅瀬や暗礁が 多く点在する複雑な海域となっている。

そのため、船舶の運行時間は、浅瀬や暗礁 を海面上から目視で確認できる昼間に限定さ れ、様子が分からない夜間や早朝・夕方、強 雨等の荒天時は危険であることから、航行で きない海域となっている。

その結果、日常生活の中で通勤・通学が出 来ない、通院などの所用が長引くと宿泊が必 要となる、離島で夜間に急患が発生するとへ リコプターの出動が必要となる、など、住民 の負担が大きいとともに不安を抱えている状 況となっている。



[図-1]竹富南航路延伸整備計画図 こうした状況をうけ、八重山諸島間を結ぶ

地域住民の生活航路における船舶の安全性を 確保するため、新たに約52kmの延伸が平成23 年7月に政令指定された。

竹富南航路延伸整備を行う石西礁湖は、日 本国内はもとより世界的にも有数のサンゴ礁 海域であり、定期船舶、漁業、観光といった 多種多様な海域利用がなされており、さらに 浅海域が大部分を占めるという特殊な海域で あることから、浚渫時の環境対策、安全対策、 施工能力等を検証することを目的に試験施工 を実施した。

2. 試験施工箇所の選定

試験施工は、図-2に示す2箇所(浚渫①と 浚渫②)を選定した。



浚渫 ①:

当該地区の特性は、施工数量が多く比較 的平坦であり、連続した箇所での施工が可 能であるため、作業船の移動時間や汚濁の 沈降時間検証、船団の能力確認等の検証に 適した箇所である。 浚渫②:

当該区域の特性は、点在した浅瀬が混在し、 一般船舶の航行が多い中での移動を伴った作 業が含まれるため、作業船係留方法、台船の 接舷箇所の選定、入手可能な一般航行船舶の 運航予定の把握等を含めた航行船舶への安全 確保の検証に適した箇所である。

3. 試験施工での確認・検討項目

試験施工では、実施する2箇所の施工箇所お いて下記に示す確認事項、検討項目を検証した。

1)環境対策の検証

浚渫時に発生する濁り流出防止対策として 設置する汚濁防止膜(枠)が、潮流や地盤の 不陸に十分対応できかつ、濁り流出防止の効 果があるかを検証した。

また、発生した濁水処理対策として、濾過 処理システムによる濾過工法、凝集剤による 沈降促進の2工法を実施し、濁り沈降時間・ 効果の確認を行った。

2) 安全対策の検証

浚渫作業船団付近を航行する船舶への安全 確保及び、これら船舶の引き波による作業船 団への影響を確認した。

3) 施工能力の検証

施工サイクル(汚濁防止膜等の設置~浚渫 ~汚濁沈降~汚濁防止膜の移動にかかる時間) の計測を行い、作業効率(サイクルタイム) 及び浚渫能力(1日当たりの浚渫可能土量)を 確認した。

4. 環境対策の検証

試験施工にあたっては、環境監視基準値(S S:BG+2mg/L)を設け、浚渫作業中に汚濁防止 膜外側で基準値以上の数値を確認した場合に はただちに作業を中止、また、船団の移動に 際し汚濁防止枠内の濁度が基準値以下を満足 しない場合は移動作業を開始しない等の条件 を基に行った。

この条件を満足させかつ効率よく作業を進 めるため汚濁防止対策、濁水処理対策の検討、 検証を行った。

1) 汚濁防止対策

汚濁防止枠と汚濁防止膜を二重に展張する ことで濁水の拡散防止を図った。



汚濁防止枠による対策

汚濁防止枠は、浚渫作業で生じる濁水を枠 内にとどめるため、不陸によって生じた隙間 からの濁水の漏洩を防止するため汚濁防止膜 に不陸対策シートを取付けるとともに、膜と 不陸対策シートをラップさせることにより不 陸物との摩耗対策を行った。



②汚濁防止膜による対策

汚濁防止膜は船団全体を巻き込むことで、 船団周辺で生じる濁水の流出を防止する。

潮流のふかれで生じる汚濁防止膜と岩礁等 との接触による摩耗対策として3枚縫製にし、 破損を防止する。なお、3枚縫製の対策範囲は 潮位差2mを考慮し、下端から2m分とした。

膜の下端には50kg/mのウエイトチェーンを 設置し、潮流による浮き上がりを防止した。



また、中間フロートを設けることで、潮位 に追随し潮位差による膜の接触損傷対策とし た。



③汚濁防止対策の効果

浚渫作業開始とともに、汚濁防止枠内の海 水は白濁するが(写真-1)、作業中は膜の外 側では濁水の流出は確認できなかった。(写 真-2)



〔写真-1〕浚渫作業状況



[写真-2]枠内、外の濁水状況 表-1は浚渫作業直後に計測した濁度の結果 である。汚濁防止枠内の濁度が500mg/L程度で

あるのに対し、外側の濁度は2mg/L以下と環境 監視基準値を下回っていた。



〔表-1〕膜の内・外の最大濁度



〔写真-3〕汚濁防止膜設置状況

潮流による浮き上がり、地盤の不陸による 汚濁防止膜の破損など、懸念される問題点に 対応した規格形状の汚濁防止膜を製作し、浚 渫箇所を囲む汚濁防止枠と船団を囲む汚濁防 止膜の二重展張することで、濁り流出防止の 効果が確認できた。

2) 濁水処理対策

表-2は汚濁防止枠内の濁水を自然沈降させた場合の濁度の計測結果である。



浚渫直後500mg/L程度であった濁度は1時間

で100mg/L程度まで下がるものの以降20時間を 経過しても50mg/L程度にとどまった。

このため浚渫中の濁水処理として以下の対 策を実施し、その効果について比較検討を行 った。

①強制濾過対策
 ②凝集剤対策

①強制濾過対策

水中ポンプ揚水した濁水を高分子マイクロ フィルターによる濁水濾過システムを使用し て濾過を行う対策である。



〔写真-4〕強制濾過対策状況



[写真-5]強制濾過後の濾過水

②凝集剤対策

水中ポンプ揚水した濁水を作業船(クレーン付台船)水槽注水時に凝集剤を添加し、浮 泥沈降後に上水のみ汚濁防止枠内に戻す対策



[写真-6]凝集剤対策状況

である。

凝集剤は、海域や浄水場での使用実績、自 然由来の材料など4種類を選定し、効果を検 証した。

③濁水処理対策の効果

・強制濾過対策と凝集剤対策の比較

表-3は汚濁防止枠内の濁度を2mg/Lまで処理 する対策時間を比較したものである。濁水を 吸い上げる量、枠内の濁度を処理する時間は、 凝集剤対策がより効果的であった。

対策名	時間当たり濁水吸上げ量 (m3)	対策時間 (2mg/Lまで)
強制濾過対策	120	1500分以上
凝集剤対策	960	172分

〔表-3〕濁水処理対策比較表

凝集剤の効果の確認

表-4は4種類の凝集剤について、添加後に 濁度が基準値以下になるまでの時間を計測し たものである。



〔表-4〕凝集剤試験結果

凝集剤の中でも浄水場で使用されている凝 集剤Cが最も沈降速度が速く、10分以内で2 mg/L以下まで沈降し、他の凝集剤にくらべ効 率が良いことがわかった。



[写真-7]凝集剤使用後の上水と沈降した浮泥

5. 安全対策の検証

浚渫作業船団付近を航行する船舶への安全 確保及び、これら船舶の引き波による作業船 団への影響を確認した。



〔図-8〕安全対策配置図

安全監視船を作業船団の前後に配置し、航 行船舶への注意喚起・誘導を行い安全を確保 した。また、事前に船会社等関係機関へ十分 な周知を行うことで、付近航行の際には、徐 行するなどの協力をいただき、引き波による 船団への影響はなかった。

6. 施工能力の検証

施工サイクル(汚濁防止膜等の設置~浚渫 ~汚濁沈降~汚濁防止膜の移動にかかる時間) の計測を行い、作業効率(サイクルタイム) 及び浚渫能力(1日当たりの浚渫可能土量)を 確認した。

本海域での施工は一般的な浚渫工事とは異 なり、移動に際し枠内の濁度が環境監視基準 値以下にならなければならない。当初枠内の 浚渫は1日2箇所を想定していたが、試験施 工の結果、1日に1箇所が限界であった。

試験施工での標準的な施工サイクルは表-5 のとおりである。

また、船団を囲った汚濁防止膜は移動の際 の巻き上げ作業に時間を要する結果となり、 船団の移動時間短縮が今後の課題となった。



[表-5]試験施工での標準的なサイクル

1. 試験施工を踏まえた浮泥対策試験の 実施

凝集剤対策は、濁水処理対策としては効果 的であったが、試験施工では1つの水槽(20m ³)で「ポンプ揚水」「凝集剤添加・撹拌」「凝 集沈降」「ポンプ排水」の一連の作業を行っ ていたため、非効率な結果となった。



[写真-8]凝集剤対策の作業状況

本施工では、この一連作業を繰り返す「循 環方式」を採用することから、別途陸上での 試験を実施しその効果を検証した。

試験に使用した水槽は、凝集剤を添加撹拌 する「撹拌槽」、浮泥を沈降させる「沈殿槽」、 上水を効率良く排水させる「制水槽」の3槽 に区分けし、予め作られた濁水(100mg/L程度) を揚水し沈降処理後(2mg/L程度)、自然排水 させる構造とした。



〔写真-9〕「循環方式」による試験状況

また、沈殿槽に傾斜板を設け浮泥の沈降促 進を図った。



8. 今後の問題点

今回の試験施工において、濁り流出防止 対策については良好な結果を得られたが、 施工箇所が比較的浅く平坦な箇所での施工 であったため、今後想定される起伏の激し い箇所についても、施工箇所の地形に応じ た濁り流出防止対策の検討が必要である。

また、濁水処理対策の効果はあったもの の、作業船を移動して1日2箇所以上の浚渫 を行うことは不可能であり、濁水処理対策 や浚渫作業の効率を上げる手法を検討する 必要がある。



[写真-10]傾斜板設置状況



〔写真-11〕傾斜板と堆積した浮泥

平成22年度小湾川函渠補修工事での 安全対策について

中山 実1・伊佐 充2

¹南部国道事務所 嘉手納国道出張所 所長(〒904-0111北谷町砂辺282-1) ²南部国道事務所 嘉手納国道出張所 技術第一係長(〒904-0111北谷町砂辺282-1)

平成22年度に、小湾川函渠(ボックスカルバート)の補修工事が、2件発注された。 当該ボックスカルバートは、国道58号(上下全6車線、平日12時間交通量約5万台)を 地下横断していることから、施工時の安全対策が重要となるため、検討を行ったものである。

キーワード 安全対策, 函渠補修

1. 目的

浦添市小湾地内において、県管理河川の小湾川が国道 58号を地下横断して流れている。

地下横断部については函渠型ボックスカルバートがあ

り、国道が管理する構造物であった。 (図-1参照)



図-1 位置図

当該ボックスカルバートを調査した結果、頂版部でコ ンクリートのうき・剥落があり、鉄筋の腐食が発生して いた。(写真-2参照)

原因は、コンクリートの乾燥収縮によるひび割れ、飛 来塩分の浸透、雨水の進入等によって鉄筋が腐食し、コ ンクリートの剥落までに至ったと考えられる。

そのため、頂版部の補修方法としては、既設鉄筋の裏 側20mmまでコンクリートをハツリ、鉄筋のケレンを 行ったのち、鉄筋防食の小型犠牲陽極材を配置し、ポリ マーセメントモルタルで吹き付けを行う工法が採用され、 本補修工事が発注された。(図-3参照)



写真-2 頂版部コンクリート剥落状況



しかし、単純に鉄筋の裏側までコンクリートをハツる と応力上、頂版部が強度不足となり、ボックスカルバー トが損壊し、国道58号が陥没等を起こす危険性が考え られた。

だが、同道路区間は上下全6車線、平日12時間で約 5万台の交通量があることから、通行止めや車線規制が 困難な場所でもあった。

そこで、現道交通を確保しつつ、当該ボックスカルバ ートを安全に施工する対策について検討を行った。

2. 対策内容

対策の検討については、設計を担当したコンサルタン トと工事受注者、発注者(事務所管理第二課、嘉手納国 道出張所)で構成する「工事調整会議」を開催し、議論 を行った。

工事調整会議での議論の結果、安全対策として、以下の対応を決定した。

(1) 仮設足場工の変更

BOXの内空高さが4.3mあるため、補修工事に際 して仮設足場工の設置が必要となる。

当初発注の仮設足場工は、小湾川の通水断面の確保と 工事中の突発的な降雨による水位上昇等を考慮して、門 型足場での設計となっていた。

問題となっている補修施工中(コンクリートハツリ時)の頂版部の強度不足を補うため、ボックスカルバート横断面の中間部において、頂版部押さえ材(H鋼250)を全延長で配置し、底版からの支持部材(H鋼300)を3mピッチで配置することで、頂版を支える仮設構造部材の追加変更指示を行った。(図-4、写真-5参照)

(2)施エピッチの検討

本工事で補修する頂版部は、全面を補修する必要があった。

全面を一度に補修(コンクリートハツリ)を行うと応 力上、頂版部の強度不足になることから、補修する施工 ピッチについて、検討を行った。

補修作業の施工性や出来高・品質の確保を考慮すると、 ピッチはできる限り長くする方が工事施工者としては優 位となるが、構造の応力上ではピッチをできる限り短く する方が優位となる。

相反する両方の条件を考慮し、ピッチスパンについて 工事調整会議で議論した結果、1.5mピッチであれば、 施工性や応力上でも問題ないとの結論に至った。

そこで、頂版の施工範囲を1.5mピッチで15箇所 に分割し、第一段階として千鳥で1.5mピッチ部分を コンクリートのハツリ、鉄筋のケレン、ポリマーセメン トモルタルの吹き付けを行った。(写真-6、図-7参 照)

その後、コンクリート圧縮試験にてポリマーセメント モルタルの強度が、設計強度に達した事を確認した後に、 第2段階として残りの1.5mピッチ部分の施工を同手 順で行った。





写真-5 頂版部押さえ材・中間支持部材配置状況



写真―6 1.5mハツリ完了状況



図-7 施工ピッチイメージ

(3)荷重の変位計測管理

上記(1)、(2)の対策を決定したが、あくまでも 計算上での対策であったため、現状で頂版部でコンクリ ートのうき・剥落があり、鉄筋の腐食が発生している状 況であることから、実際の補修作業時に想定以上の応力 に伴う倒壊の危険性も考えられることから、作業安全上 に不安が残った。

そのため、仮に頂版が損壊した場合、補修作業中の作 業員の安全確保(避難)や、国道58号の交通規制等を 素早く行えるよう、頂版荷重の変位計測を行うこととし た。

頂版荷重の変位計測を行うべく、3mピッチで設置した中間支持部材9箇所の内、上流側・下流側・中央部の 3箇所に荷重計を設置した。(図-7参照)

変位計測は施工開始前の朝に、油圧ジャッキで各中間 支持部材に所定の荷重を与え、現場横に配置した荷重計 により、施工中2時間毎、及び施工完了後の荷重の変位 計測を行う計画とした。(写真-8参照)

補修施工開始前の3日間、通常(現状)での荷重計の 変位計測を行うとともに、気温の変化による影響も考え られたことから、荷重計の計測とあわせて気温の観測も 行い、通常時の荷重計の変位、気温の影響による荷重の 変位についての補正値も算出した。

それにより、許容範囲となる荷重計の基準値を設定し、 計測値が同基準値から外れた際には、作業を中断して速 やかに作業員を避難させ、監督職員に連絡を行い、必要 に応じて国道58号の交通規制等を行えるよう、連絡体 制を確保した。



写真-8 荷重計値計測状況

3. 対策結果

以上の対策をとって補修作業を進めたところ、結果的 に頂版の荷重計は設定した基準値を超えることは無かっ たため、作業員の避難や国道58号の交通規制等を行う ことなく2工事とも無事、補修工事を完了することがで きた。(写真-9・10・11参照)



写真-9 ポリマーセメントモルタル吹き付け状況



写真-10 頂版部補修完了状況



写真-11 完成全景写真

4. その他安全対策

当該箇所は河川敷内での作業となるため、転落事故・ 水難事故等を防止するための安全対策について十分配慮 する必要があったことから、総合評価方式の技術的所見 により「河川部での安全対策について」の技術提案を求 めた。

技術提案の履行もあって、2工事とも無事に無事故で 工事を完了することができた。

5.まとめ

工事全般において、現地状況を考慮した安全対策が大 変重要であるが、特に既設構造物等の補修工事は、現道 交通や、その他の制限も考慮しなくてはならないため、 安全対策の検討が難しかった。

今回の安全対策について、完全な対応であったと言え ないかも知れないが、現地状況の制限の中で対応できる 対策を検討・実施したことで、問題が発生することなく 工事を完了できたものと考えている。

引き続き、他工事についても安全対策に留意して、施 工を進めていきたい。

Session4:材料・維持管理

浸透移行型気化性防錆剤を配合した含浸材の鉄筋腐食抑制効果に関する基礎研究

琉球大学 〇加覧寛,富山 潤,砂川恒雄,(株)美和テック 合田裕一,上西裕樹 中大実業(株) 小川誠,金良昇

1. はじめに

沖縄県は、四方を海に囲まれた亜熱帯島嶼環境下に あり、海からの飛来塩分に加え、高温多湿といった鋼 材の腐食に厳しい環境にある.一方で道路橋示方書¹⁾ ではコンクリート橋の耐用年数が100年と明記され、 コンクリート橋の長寿命化は重要な課題の一つである. 従って、長寿命化を実現するためには、既設構造物に 対する合理的かつ効率的な維持管理が必要不可欠であ り、要求性能を一定水準以上に満たす必要がある.劣 化したコンクリート構造物に対しては、要求性能を満 足させるために補修・補強が実施されている.

補修工法の一つに含浸材塗布工法 ²⁾ がある.含浸材 をコンクリート表面に塗布することで,外部からの劣 化因子(塩分,水など)を遮断する効果があり,シラ ン系やケイ酸塩系がある.近年ではこれらの機能にさ らに+αの機能が要求される場合があり,その一つとし て上記機能に加え浸透移行型の防錆剤を配合した含浸 材がある.そこで本研究では,浸透移行型気化性防錆 剤を配合した含浸材(以下,MCI2018)の鋼材腐食抑制 効果を確認するために,浸漬-乾燥繰返し腐食促進試 験を実施している.本稿では,その途中経過を報告す るものである.

2. 研究対象および研究手法

2.1 MCI2018³⁾

MCI2018 に配合された防錆剤(MCI)は複合型のアミノ化合物で、金属との吸着が非常に良く、単独でコンクリート中の鉄筋に向かって浸透移行後、健全な鉄筋の場合は表面全体に吸着し、また、腐食鉄筋の場合は腐食部のアノード/カソード部に吸着し、単一分子の保護性の高い防錆層を鉄筋全体に形成する.その結果、鉄筋の腐食を抑制し、コンクリート構造物の耐久性を向上させることができる.MCI2018 の浸透・吸着及び防錆層形成の模式図を図-1に示す.



2.2 浸漬—乾燥繰返し促進腐食試験

2.2.1 コンクリート配合および試験ケース

表-1に試験に用いたコンクリート配合を示す. なお, AD2 とは高性能減水剤である.

試験ケースは, MCI2018 を塗布したものと, 塗布し ていないもの 2 ケースで行い, 以降では, それぞれを MCI, N と称する. また, 図 - 2 に試験体を示す. 試験 体には 2 本の鉄筋(D16)をかぶり 5cm の位置に埋設し, 試験体 1 面以外は遮塩のための塗装を行っている.

表-1 コンクリート配合





2.2.2 試験概要

試験は,塩水溶液(Cl5%,50℃)を用い,浸漬-乾燥 繰返し腐食促進試験を行った.浸漬-乾燥のサイクル は,浸漬3.5日,乾燥3.5日の1サイクル1週間とした.

2.2.3 測定項目

(a)腐食電位(速度)測定

所定のサイクルで鉄筋の腐食速度を測定した.測定 は、図-3に示すガルバパルス(GalvaPulse)⁴⁾を使用 した.ガルバパルスは腐食速度を電気化学的に求める ことのできる測定器である.



図-3 ガルバパルスの概念図⁴⁾

キーワード MCI2018, 含浸材, 腐食抑制, 浸漬-乾燥繰返し腐食促進試験 連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL: 098-895-8649

(b) 塩化物イオンの浸透深さ試験

塩化物イオンの浸透深さを確認するために所定のサ イクルにおいて試験体を割裂し,硝酸銀溶液を吹き掛 けて色の変化より浸透深さを確認する.

(c) 塩化物イオン量(JIS A 1154)

コンクリート中に浸透した塩化物イオン量を JIS A 1153 に準拠し、コンクリート表面からの塩化物イオ ン量の分布を測定する.

(d) 鉄筋腐食減量の測定

促進試験前,所定サイクル終了後,各々鉄筋質量を 測定する.測定は琉球大学で実施する.

測定は、「JCI-SC1 コンクリート中の鋼材の腐食評価 方法」に準拠するものとする. 10%クエン酸二アンモ ニウム溶液(60℃)に2日間浸漬後、鉄筋をいためな い方法で腐食生成物を除去し、その重量変化から腐食 重量減少量を求める. 腐食度及び侵食度の算出に用い ている鉄筋の表面積は、異形鉄筋の公称直径から算出 するものとする. また、腐食減量の測定は、1/1000gの 精度まで測定することとする.

3. 測定結果

本稿では、2.2.3 で示した測定項目のうち、腐食速度 試験と塩化物イオン浸透深さ試験の途中結果を示す.

3.1 腐食速度試験

表-2 にガルバパルスより測定した値の腐食判定基 準³⁾を示す.**表**-3,図-4に腐食速度と試験サイクル の関係を示す.なお,腐食電流密度(μA/cm²)から腐食 速度(mm/年)への変換は式(1)のように行った.

図より,腐食速度はいずれのケース,試験サイクル においても不動状態である. MCI の鋼材腐食抑制効果 を確認するために今後も試験を継続する予定である.

$$1\mu A/cm^2 = 11.6 \times 10^{-3} \, mm/ \, \mbox{(1)}$$

腐食電流密度	腐食速度	庭会演座の判定	
$(\mu \text{ A/cm}^2)$	(mm/年)	腐食速度の判定	
<0.5	<0.0058	不動状態(腐食無し)	
0.5~5.0	0.0058~0.058	低~中程度の腐食状態	
5.0~15	0.058~0.174	中~高程度の腐食状態	
>15	>0.174	高い腐食状態	

表-2 腐食判定基準

表-3 腐食速度

試験ケース	5 サイクル	10 サイクル	13 サイクル
N	0.004292	0.0021808	0.003712
MCI	0.004176	0.001856	0.00406



図 - 4 腐食速度

3.2 塩化物イオン浸透深さ試験

図-5 に塩化物イオンの浸透深さを示す. この図から N と比較し, MCI が塩分浸透を抑えていることがわか り,浸透抑制効果が確認できる. しかし, 両ケースと も13サイクル目まではかぶり 5cm に埋設した鉄筋位置 まで達していない.



4. まとめおよび今後の予定

本研究では,浸透移行型気化性防錆剤を配合した含 浸材(MCI2018)の鋼材腐食抑制効果を確認するために, 浸漬-乾燥繰返し腐食促進試験を実施している.本稿 では,13サイクル目までの腐食速度と塩化物イオンの 浸透深さを測定した結果を示した.以下に得られた知 見と今後の計画を示す.

- (1) MCI 試験体は, 13 サイクル時点で N 試験体に比較 し塩分浸透速度が低減され, 塩分浸透抑制効果は確 認できた.
- (2) 両ケースとも13サイクル目の塩分浸透深さは、15 cm以下であり、鉄筋位置まで達しておらず、鉄筋腐 食も確認できない、今後も試験を継続し鋼材腐食効 果を確認する.また、防錆剤の浸透深さを測定し、 鋼材腐食効果との関係を確認する.

参考文献

- 1) 道路橋示方書·同解説
- 2) コンクリート標準示方書〔維持管理編〕2007
- 3) MCI2018 商品カタログ
- 4) ガルバパルス商品カタログ

伊良部大橋上部工下床版カーボンメッシュ筋のひび割れ抑制効果確認試験に対する数値解析的検討

琉球大学 〇松浦 葵,琉球大学大学院 崎原盛伍,琉球大学 富山 潤,沖縄県伊良部大橋建設事務所 仲嶺 智 R&A 風間 洋,(財)沖縄建設技術センター 下地 健,比嘉正也,沖縄県道路管理課 砂川勇二

1. はじめに

伊良部大橋の箱桁では、下床版にカーボンメッシ ユ筋(以下 CFCC 筋)を埋設し、床版下面のひび割 れ抑制対策を実施しており、現在のところひび割れ は発生していない.しかし、CFCC 筋のひび割れ抑 制効果の程度は明確であるとは言えないことから、 平成 23 年度、沖縄建設技術センターは伊良部大橋箱 桁下床版を模擬した床版の曲げ試験により、CFCC 筋のひび割れ抑制効果の確認試験を実施し、ある程 度のひび割れ抑制効果を確認している.

本研究は、CFCC 筋を埋設した伊良部大橋の箱桁 の有限要素モデルを作製し、実荷重環境をモデル化 した複雑な応力状態における CFCC 筋のひび割れ抑 制効果を数値解析的に検討することを目的とし、本 論文では、本手法の妥当性を検討するために上記に 示した曲げ試験に対する解析的検討を行った.

2. 試験体と検証結果の概要

2.1 試験体の概要

床版の形状を図-1に示す.



図-1 CFCC 筋有り試験体図

2.2 材料特性

表-1 にコンクリート,鉄筋及び CFCC 筋の材料 特性を示す.

表-1	材料特性	
1 1	12 44 19 11	

使用材料	弾性係数	ポアソン比	圧縮強度	引張強度
コンクリート	44.5	0.2	77.4	2.75
SD345	200	0.3	-	431
CFCC 筋	167	-	-	2500

2.3 曲げ載荷試験概要

曲げ載荷試験は、2点載荷で行った.

3. 非線形有限要素解析手法

本研究では、構造解析ソフト midas-FEA¹⁾を用いて 非線形有限要素解析を行った.なお、非線形計算の 収束計算にはニュートンラプソン法を用いた.以下 に本解析で使用した材料の構成モデルを示す.

- 3.1構成モデル²⁾
- (1) 圧縮モデル

コンクリートの圧縮モデルには図-2 に示す放物 線モデルを用いた.ここで、 f_c はコンクリートの圧縮 強度 $[N/mm^2]$ 、 G_{fc} はコンクリートの圧縮破壊エネル ギー[N/mm]、hは要素のひび割れ幅[mm]である.



図-2 圧縮応力下の応力-ひずみ関係

(2) 引張軟化モデル

引張軟化モデルは、図-3に示される Hordijk モデル を使用した.ここで、 f_t はコンクリートの引張強度 $[N/mm^2], G_t$ はコンクリートの破壊エネルギー

[N/mm], d_{max}は粗骨材の最大寸法[mm]である.



図-3 引張応力下の応力-ひずみ関係

(3) 鉄筋・CFCC モデル

鉄筋・CFCC モデルには、図ー4 に示されるモデル 化された応力ーひずみ関係を使用した.ここで、 f_{yd} は鉄筋の降伏強度 [N/mm²]、CFCC の引張強度 [N/mm²]である.

キーワード カーボンメッシュ (CFCC) 筋, ひび割れ抑制効果, 非線形有限要素解析 連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL: 098-895-8649



図-4 鉄筋・CFCC の応カーひずみ関係 4. 解析モデルおよび曲げ試験の解析結果 4.1 解析モデルおよび解析条件

解析モデルおよび解析条件を図-5に示す.解析領 域は対称性を利用し,床版の1/2モデルを用いた. コンクリート部は六面体要素,鉄筋は埋め込み型鉄 筋要素,CFCC筋にはトラス要素を採用した.コン クリートのひび割れモデルは回転ひび割れモデルを 用いた.コンクリートの圧縮強度は,実験から得ら れた値を用いており,コンクリートの引張強度は圧 縮強度から推定した値を用いている.載荷方法は強 制変位を与え,各ステップ当たり0.2mmとした.



図-5 解析モデルおよび解析条件

4.2 解析結果および考察

表-2にひび割れ発生荷重,図-6に実験結果と解 析結果より得られた荷重-たわみ曲線を示す.解析 のたわみ 20mm での荷重は CFCC 筋有りで 64kN, CFCC 筋無しで 55kN であった.ひび割れ発生荷重は どちらも 34kN で,実験値とほぼ同じであった.しか し,その後の挙動は多少の差異が生じている.今後 詳細な検証が必要であるが,本解析結果も実験結果 と同様に CFCC 筋を埋設した効果が認められる.図 -7に示すひび割れ発生本数を見ると,解析での床版 下面の主ひずみコンター図から CFCC 筋有り,無し とでは,CFCC 筋有りのひび割れ発生本数が多く, これは CFCC 筋増設により床版下面での応力が分散 されたと言える.なお,ひび割れ幅は実験と同様 CFCC 筋なしに比べ CFCC 筋有りが小さい.

ひび割れ発生荷重 (kN) 宝驗 解析 CFCC 筋有り 35.0 33.7 CFCC 筋無し 35.0 33.6 90.0 CFCC 筋無1 (実験 CFCC筋有り (実験 80.0 CFCC筋無し (解析) 70.0 FCC筋有り (解析 60.0 50.0 苛重(kN) 40.0 30.0 20.0 10.0 0.0 0 20 25 10 たわみ(mm) 図-6 荷重ーたわみ曲線 \$ 実験ひび割れCFCC筋無し (a) 解析ひび割れCFCC筋無し (b) 11 (c)実験ひび割れCFCC筋有り (d)解析でNで割れCFCC筋有り 図-7 ひび割れ比較(解析:最大主ひずみ図)

表-2 ひび割れ発生荷重

5. まとめ

本研究では, CFCC 筋のひび割れ抑制効果を数値 解析的に検討した.得られた知見を以下に示す.

- 曲げ試験における CFCC 筋の効果を数値解析的 に評価できた.
- (2) 今後は箱桁の解析モデルを作成して, CFCC 筋 の効果を数値解析的に検討する.

参考文献

- 1) http://jp.midasuser.com/civil/index.asp
- 2) midas-FEA Analysis Manual(理論マニュアル)
- 88

遅延膨張性 ASR を示す海砂に対するフライアッシュの ASR 抑制効果に関する研究

琉球大学 ○濱川亮太郎,琉球大学大学院 崎原盛伍,琉球大学 富山 潤 琉球セメント(株) 山口順圭,屋我晃,琉球大学名誉教授 大城 武

1. はじめに

沖縄県のコンクリートに使用されている新川沖産海 砂(以下,海砂)には、微晶質石英や隠微晶質石英が 含まれており、アルカリ骨材反応(ASR)が生じることが 明らかとなっている¹⁾.また、遅延膨張性細骨材を使用 したコンクリート構造物に関してペシマム現象の可能 性を示す事例が報告されている²⁾.現在確認されている 海砂に起因した ASR は軽微なものである.一方、沖縄 県産フライアッシュ(FA)を用いた遅延膨張性 ASR の抑 制効果も確認されている¹⁾.本研究では、文献 1)の配 合条件を変えた追加実験として、①遅延膨張性を示す 海砂を対象にペシマム混合率の検証、②沖縄県産 FA の ASR 抑制効果の検証(内在・外来アルカリ)を行った.

2. 試験概要

本研究は、検討①、②の検証として表-1に示す各種 ケースの促進膨張試験を行った. 促進膨張試験で使用 したコンクリートは、文献 1)と条件を変えた設計基準 強度 27N/mm², W/C=49.5%とした.

検討①:海砂のペシマム混合率を検討するために,海砂(反応性)に対する石灰岩砕砂(非反応性)の混合率を 10%刻みで変化させた 11 ケースに対する促進膨張試験 を行った.促進膨張試験の概要を表-2 に示す.

検討②: FA の ASR 抑制効果の検証を行うためにフラ イアッシュセメント B 種を想定し,セメントの 16%を 表-3 に示す FA(県内電力産, II種)で置換(内割配合)し た試験体を作製した.内在アルカリ環境に対する抑制 効果の検証として,等価 Na₂O 量を 8kg/m³に調整した 試験体を用いた JCI-DD2 法および外来アルカリ環境に 対する抑制効果の検証として,外来アルカリ環境を養 生条件としたデンマーク法およびカナダ法による促進 膨張試験を行った.なお,後者に用いた試験体は等価 Na₂O 量を 3kg/m³以下に調整している.

促進膨張試験は、φ55mm×150mmの円柱コンクリートコアを用い、コンタクトゲージ(基長 100mm)により膨張率を各ケース2本ずつ測定した.

北「山山水ノノノ					
検討	W/C	試験方法	等価 Na ₂ O 量	海砂:砕砂	
1		JCI-DD2 法	3kg/m ³ 以下	100:0~ 0:100 (10%毎)	
		デンマーク法 カナダ法			
2	49.5%	JCI-DD2 法	8kg/m ³	100:0	
		デンマーク法	3kg/m ³ 以下	60:40 40:60	
		カナダ法			

表-1 試験ケース

表-2 促進膨張試験の概要

試験項目	試験方法	判定基準	
JCI-DD2 法	コンクリートコアを 40±2℃,相対湿度 95%以上で湿気槽に 保存し,膨張率の経 時変化を測定する.	試験開始後 91 日の膨張率で, 0.05%以上:「有害」	
デンマーク法	コンクリートコアを 50℃の飽和 NaCl 水 溶液に浸漬し, 膨張 率の経時変化を測定 する.	試験開始後 91 日の膨張率で, 0.1%未満:「膨張性なし」 0.1~0.4%:「不明確」 0.4%以上:「膨張性あり」	
カナダ法	コンクリートコアを 80±2℃,1NのNaOH 溶液に浸漬し,膨張 率の経時変化を測定 する. (ASTM C 1260 と同 様の条件)	試験開始後 14日の膨張率で, 0.1%以下:「無害」 0.1~0.2%: 「有害と無害な骨材が含まれ る」 0.2%以上:「潜在的に有害」	

表−3 FAの品質表(Ⅱ種)

項目		試験値		
	57.5			
湿分(%)		0.1		
	2.4			
密度(g/cm ³)		2.31		
粉末度	45µm ふるい残分(%)	13		
	比表面積(cm ² /g)	3930		

3. 結果および考察

ここでは、各促進膨張試験の結果より、海砂を対象 にペシマム混合率の検討と内在・外来アルカリ環境に 対する FA の ASR 抑制効果の検討結果を示す.図ー1に ペシマム混合率を検証した結果を示す.図中の J, D, C は、それぞれ JCI-DD2 法(試験期間 154 日)、デンマ ーク法(154 日)、カナダ法(N は 26 日,FA は 28 日)の結 果である.この図より、JCI-DD2 法の結果ではいずれ のケースも膨張が確認できない.この結果は、遅延膨 張性の ASR を JCI-DD2 法で検出できないことを表し ている.デンマーク法の結果からは、反応性骨材であ る海砂の混合率が高いほど膨張率が大きい傾向となり、 今回の実験結果からは明らかなペシマム混合率は確認 できなかった.カナダ法の結果では海砂混合率 70%お よび 50%時において突き出した膨張が表れ、ペシマム 混合率が存在する可能性が示された.

次に FA の ASR 抑制効果の検証結果を示す. 図-2 から図-4 に JCI-DD2 法, デンマーク法, カナダ法の促進 膨張試験の結果を示す. 図中の N, FA, FANa はそれ ぞれ FA 無混和, FA 混和, アルカリを事前添付したコ ンクリートコアを示し, 100, 60, 40 は, 細骨材中の 海砂の混合率を示している. なお, 検証結果は試験体 2 本の平均を示している. 内在アルカリ環境に関する検 証として行った JCI-DD2 法の結果を示す図-2 より, 判 定基準である 91 日の膨張率は, 全ての試験体において

キーワード 遅延膨張性 ASR, 海砂, フライアッシュ, ASR 抑制効果 連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原 1 番地 TEL: 098-895-8649



図-2 促進膨張性(JCI-DD2)

無害と判断された.外来アルカリに関する検証として 行ったデンマーク法の結果を示す図-3より,判定基準 である91日目の膨張率は,N-100で「不明確」と判断 され,それ以外では「膨張性なし」と判断された.ま た,91日目以降でN-100,N-60は膨張を続けているが, FAを混和したものでは確認できない.外来アルカリに 関する検証として行ったカナダ法の結果を示す図-4よ り,判定基準である14日の膨張率は,N-100,N-60 で「有害と無害な骨材が含まれる」と判断され,それ 以外では「無害」と判断された.しかし,7日目以降, FA未混和の試験体は膨張傾向にあるが,FA混和の試 験体は,FA未混和の膨張率に比べて抑えられている.

4. 岩石鉱物学的評価による ASR ゲルの確認

カナダ法の最も膨張した試験体から薄片をつくり, ASR 発生状況を確認するために,実体顕微鏡,偏光顕 微鏡を用い観察を行った.図-5(a)に示す頁岩について は,骨材周辺に ASR ゲルが生じ,さらに骨材内部にひ び割れが進展し,ゲルが充填している.またセメント ペーストに進展したひび割れにもゲルの充填している. 図-5(b)に示す泥岩については,骨材の周辺に ASR ゲル が生じており,その膨張により,セメントペーストに ひび割れを起こしている様子が分かる.





(a)頁岩 **図−5 (**

(b)泥岩 **偏光顕微鏡観察**



図-4 促進膨張試験(カナダ法)

5.まとめ

本研究は,遅延膨張性細骨材に対するフライアッシ ュのASR 抑制効果に関する基礎的研究を行った.得ら れた知見を以下に示す.

- JCI-DD2 法、デンマーク法では、明確なペシマム 混合率は確認できなかったが、カナダ法ではペシ マム混合率が存在する可能性があることが確認で きた.
- (2) 岩石鉱物学的評価による ASR ゲルの確認により微 晶質石英や隠微晶質石英を含む頁岩や泥岩が反応 し, ASR ゲルが生じ, セメントペーストにひび割 れを発生させていることが確認できた.
- (3) 文献 1)と同様に遅延膨張性の ASR に対して FA の ASR 抑制効果が確認できた.

謝辞:本研究の一部は科学研究補助金(23560554)の助成 を受けた.ここに記して感謝の意を示す.

参考文献

- 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
- Katayama, T., et al: Late-expansive ASR due to imported sand and local aggregates in Okinawa Island, southwestern Japan. Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, pp.862-873,2008

自営業 o知念 正昭, 琉球大学 富山 潤, 琉球大学 新城 竜一, 琉球大学名誉教授 大城 武

1. はじめに

現在,我が国における既設コンクリート構造物を対 象としたアルカリ骨材反応(以降ASRと称す)の診断 は,外観調査を基本として,採取したコンクリートコ アを使用した残存膨張試験や静弾性係数の測定,岩石 学的知見からの検討など様々な試験が存在する.しか し,ASR が発生する条件は,材料の性質以外にも,外 来的要因となる立地や地域的気候などにも左右される ため,現在においても統一した調査方法を確立するに 至っていない.このような現状において,日本コンク リート工学会では,RILEMの提案する診断から調査ま でのフローのほか,ASR 診断に必要な情報を網羅でき る理想的なフローも紹介しているものの,これらのフ ローが技術的,予算,契約システムなどの面から困難 であるため,より実効的な診断フローが必要であるこ とを指摘している^{1,2}.

このような背景をふまえ,沖縄県における ASR の研 究に関わる著者らは,本県特有の岩石的特性に適した ASR の診断方法の研究開発を行っている.本文では, 2010 年度に実施した ASR の疑いのある沖縄県国頭村 奥の赤崎橋の診断例をもとに,これまでに報告例の少 ない岩石学的評価に特化して,その手法と評価方法に ついて報告する.

2. 試験と評価方法

試験は目視観察,実体顕微鏡観察,偏光顕微鏡観察 および SEM-EDX 分析を行った.試験結果は文献³⁾に よる判定法により ASR の劣化評価を行った.また, ASR ゲルの化学組成から今後の劣化予測を行った^{3,5)}.

2.1 目視観察

観察には目視および拡大鏡を使用し、コンクリート コア外周に露出する ASR の徴候のある骨材を観察し た.また、コンクリートコアに透明シートを巻き、粗 骨材の岩種ごとにトレースした. トレースしたシート は画像解析ソフト (Image J)を使用して岩種ごとの 面積を求め,岩種構成比率を算出した.

2.2 実体顕微鏡および偏光顕微鏡観察

コンクリートコアより切り出したチップを研磨した 試料を対象に、実体顕微鏡でASRの徴候を観察した. 同チップをから偏光顕微鏡観察用の薄片試料を作製し た. 観察はASR を生じた骨材を中心に反応性鉱物の検 出および反応状況,骨材のひび割れとASR ゲルの確認, セメントペーストのひび割れとASR ゲルの確認,セメ ントペースト気泡内部のASR ゲルの確認を行った.ま た、偏光顕微鏡にポイントカウンターを設置し、細骨 材の粒子ごとのポイントを集計した.ポイント間隔は 細骨材の大きさを考慮して水平・縦方向ともに1/5mm とした.ポイント数は、セメントペーストや気泡を除 いて1試料あたり2000点とし、2試料の合計から比率 を求めた.

2.3 SEM-EDX 分析

偏光顕微鏡観察に使用した薄片試料をさらに鏡面研 磨した後,炭素蒸着を施して ASR ゲルの組成分析を行 った.



図1. 試験状況および観察機器

キーワード アルカリ骨材反応,劣化調査,岩石学的評価,SEM-EDX 連絡先 〒903-0213 西原町千原1番地 琉球大学共通教育棟1号棟503 教室 E-mail:rock1056@gmail.com
ASR の進行は、(1)反応性骨材の縁に硬い反応リムが 形成され、(2)反応性骨材内部では ASR ゲルが生成さ れ、ゲルの吸水膨張により骨材からひび割れが生じ、 (3)セメントペーストへひび割れを発生させるという 過程をたどる^{3,4)}. これらの過程を ASR 劣化の評価と して ASR 判定を行った. なお、下図は Katayama らの 論文³⁾をもとに図化したものである.



図 2. ASR 判定法

3. 試験結果

3.1 岩種構成

図3に示すように、粗骨材はほぼ結晶質石灰岩で構成されている。細骨材は、サンゴ片や有孔虫などの炭酸塩生物遺骸が約半数を占めている。ASR劣化の原因となるシリカ鉱物を多く含む反応性岩種は、細骨材中

のおよそ35%を占めている.



3.2 目視, 実体顕微鏡および偏光顕微鏡観察

コア外周の目視観察では、粗骨材の結晶質石灰岩に ASR の徴候は見られなかった.一方、図4に示すよう に、細骨材を構成する複数の粒子に明瞭な反応リムが 数多く認められた.



図 4. コア外周に見られる ASR の徴候

偏光顕微鏡観察では、コアに含まれる岩石種ごとに ASR の原因物質であるシリカ鉱物の検出を行った.薄 片試料中において、ごく稀に微小石英を含む粗骨材の 結晶質石灰岩を検出した.図5にASR が進行した泥岩 の状態を示す.図に示すように、骨材からセメントペ ーストに至るひび割れが生じている.表1にASR が発 生した岩石の一覧とシリカ鉱物、反応によって現れた



(a) 実体顕微鏡

(b) 偏光顕微鏡 図 5. ASR による泥岩のひび割れ

(c)電子顕微鏡(SEM)

ASR の特徴および ASR ゲルの形態を示す. ここでは 実体顕微鏡観察も含めている.

	山廷	1	鏡下観察結果			
右裡		シリカ鉱物	ASRの特徴			
粗骨材	結晶質石灰岩	微小石英. (一部の粒子)	結晶質なASRゲル. (一部の粒子)			
	珪質片岩	波動消光のある粗 粒な石英.	反応リム. 結晶質なASRゲル. (一部の粒子)			
	珪質粘板岩	微小石英.	反応リム. ロゼット状のASRゲル.			
細	弱変成砂岩	基質に微小石英.	反応リム. ロゼット状のASRゲル.			
材	粘板岩	基質に微小石英.	反応リム. ロゼット状のASRゲル.			
	砂岩	基質に微小石英.	反応リム. 結晶質なASRゲル.			
	泥岩	微小石英	反応リム. 結晶質なARSゲル.			

表1. 鏡下観察結果

3.3 ASR の劣化評価

表2に示すように、反応性骨材の多くには反応リム が見られた.また、骨材内部にはASR ゲルの貯留が見 られるのみで、ほとんどの骨材においてひび割れは生 じていない.結晶質石灰岩に微小石英を含み、ASR ゲ ルも見られたが、ごく一部の粒子に存在するのみであ る.これらを総合的に判定すると、ASR は「痕跡程度」 と判断される.

3.4 ASR ゲルの化学組成と進展予測

SEM-EDX を使用して、それぞれの岩石種において 生成された ASR ゲルの形態観察と化学組成分析を行った. 各岩種において、ASR ゲルは骨材内のわずかな 隙間に貯留されている場合が多い. ASR ゲルの形態は ロゼット状、ゼリー状、希に隠微小質な粒状などであ る. 化学組成を「Ca/Si」対「Ca/(Na+K)」でみると、 図6に示すように、ASR ゲルは生成した各岩種による 違いは認められない. 図7に示す異なるゲルの形態ご とに比較すると、ロゼット状のASR ゲルはゼリー状と 比べてアルカリ成分に富む.また, Ca/Si 原子比ではゼ リー状のゲルよりも Caの比率は低い.



図 6. 各岩種中に生じた ASR ゲルの化学組成



上図の「Ca/Si」対「Ca/(Na+K)」では、ASR ゲルが 反応性骨材からセメントペーストに移動する際に、 ASR ゲル中のアルカリ分と、セメント水和生成物であ るカルシウムシリケート水和物 (CSH ゲル) 中の Ca との間で行われる化学平衡の程度をみることにも使用 される. すなわち、一般的な CSH ゲルは Ca/Si=1.5、 Ca/(Na+K)=100 程度であるため、ASR ゲルの組成値が この値に近ければ非膨張性のゲルに進展しており、

u - 13	骨材		セメントペースト				ASR判定	
石石種	反応リム	ASRゲル 脈の存在	ASRゲルによ るハロ	ひび割れ	ひび割れへの ASRゲルの充填	気泡への ASRゲルの充填	岩石ごとの 判定	総合判 定
結晶質石灰岩	×		×		×	×	1	
珪質片岩	0	×	Δ	×	×	×	1	
珪質粘板岩	Ø	×	0	×	×	×	1	
弱変成砂岩	O	×	0	×	×	×	1	1
粘板岩	Ø	×	0	×	×	×	1	
砂岩	Ø	×	0	×	×	×	1	
泥岩	0		0		×	×	2	

表2.ASR 判定結果

ASR は収束する傾向にある¹⁾. また, ロゼット状の ASR ゲルは,より進展して結晶化したものであり,膨張性 を失ったものと考えられている⁵⁾.

本試料の ASR ゲルは, 各岩種とも骨材内部に貯留さ れた状態である. ゼリー状の ASR ゲルはセメントペー ストに接していないものの, CSH ゲルの組成に近似す る傾向にある. この現象は, 反応リムや骨材内縁の鉱 物粒界に存在するゲル・ゾルなどを介して骨材外部の CSH ゲルとの平衡が進行した, あるいはアルカリ分の 多いロゼット状の結晶ができ, 固相分離した結果, ア ルカリ分の少ないゲルへ変化したと考えられる. いず れの場合でも, ASR ゲルは化学組成的・形態的に進展 した状態を示しているため, ASR は収束しつつあると 考えられる.

4. まとめ

岩石学的にみた ASR の観察は、下記のとおりである. (1) 粗骨材を構成する岩種は、ほぼ全て結晶質石灰岩 (99.3%)である.

(2) 細骨材は、炭酸塩生物遺骸(44.5%),結晶質石灰 岩(12.8%),珪質片岩(8.8%),珪質粘板岩(6.7%), 弱変成砂岩(6.0%),粘板岩(5.5%),砂岩(5.4%), 泥岩(3.0%),苦鉄質片岩(0.8%)などで構成されて いる.これらのうち,ASRに有害な骨材は、珪質粘板 岩,弱変成砂岩,粘板岩,砂岩,泥岩であり,これら は細骨材中の35.4%を占める.また,一部の結晶質石 灰岩には微小石英を含む粒子も存在する.

(3) ASR は、珪質粘板岩、弱変成砂岩、粘板岩、砂 岩、泥岩および結晶質石灰岩の一部において確認され た. そのうち、膨張性のひび割れは一部の泥岩におい て確認され、その他の岩種では反応リムや骨材内部に ASR ゲルの貯留が認められた.

(4) 反応した岩石では、おもに微小石英の反応によって ASR ゲルが生成されていた.

(5) コンクリートコア試料の ASR 進行程度を
 Katayama らによる ASR 判定³⁾と照合すると, ASR の
 進行は「痕跡程度」と判断される.

(6) ASR ゲルは、反応性岩種の内部にロゼット状、ゼ リー状および粒状結晶の状態で存在する. 各岩種に生 じた ASR ゲルの化学組成には、違いは認められない. ゼリー状および粒状結晶のゲルは CSH ゲルの組成に 近づいており、骨材内部のゲルの化学的平衡が進行し ていることを示唆している.

以上のように、岩石学的評価では、ASR の可能性の ある構造物の劣化を骨材とセメントペーストとの関係 に着目して診断することが可能である.今回調査対象 の赤崎橋では、岩石学的評価の他にも促進膨張試験や 静弾性係数の測定なども実施した.静弾性係数は設計 基準値を満たし、また残存膨張試験においても試験期 間内に有害な膨張は生じなかった.これらを総合的に みると、ASR は痕跡程度に発生しているものの、強度 低下は認められず、ASR ゲルの化学組成と残存膨張試 験の結果から、今後とも ASR が進行する可能性は低い ことが考えられる.したがって、赤崎橋に現れたひび 割れは、ASR に起因するものではなく、塩害および乾 燥収縮に起因したひび割れである可能性が考えられる.

謝辞

本研究を行うにあたり,平成21年度 第10回技術開発 支援事業 (一般社団法人沖縄しまたて協会) よりご支 援をいただいた.また,試料採取には沖縄県北部土木 事務所の協力をいただいた.ここに謝意を申し上げま す.

引用文献

1) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策 と診断研究委員会:報告書,(社)日本コンクリート工学 協会,2008.

ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会:報告書,
 (社)日本コンクリート工学協会, 2012
 (http://www.jci-net.or.jp/~tc115a/JCI-TC115FS final.pdf).

3) Katayama, T., Oshiro, T., Sarai, Y., Zaha, K. and Yamato, T. : Late-expansive ASR due to imported sand and local aggregates in Okinawa Island, southwestern Japan, In: M. A. T. M. Broekmans and B. J. Wigum, Editors, Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR), Trondheim, Norway, pp. 862–873, 2008.

4) Katayama, T., Tagami, M., Sarai, Y., Izumi, S., and Hira, T. : Alkali-aggregate reaction under the influence of deicing salts in the Hokuriku district, Japan, Materials Characterization, Vol. 53, pp. 105-122, 2004.

5) Katayama, T. : The so-calledalkali-carbonate reaction (ACR) — Its mineralogical and geochemical details, with special reference to ASR, Cement and Concrete Research, Vol. 40, PP. 643-675, 2010.

先在き裂を考慮したき裂進展シミュレーション

○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

岩石や岩盤などの地盤材料には, 微視組織に先在的に 多数のき裂(以下, 先在き裂と記す)や空隙等を有してお り, 極めて不均質かつ不確実である. そのため, 力学的 特性の評価は困難であり, さらに破壊時のき裂進展挙動 は材料の不均質性によるため, き裂の進展挙動は材料に よって異なり把握することは極めて難しい問題である. すなわち, 先在き裂や空隙等の不確実性を考慮できる手 法の役割は重要であると思われる.

そこで、本研究では静弾性問題において高精度な手法 である EFMM(Enriched Free Mesh Method)¹⁾と付帯条件付 き多次元型移動最小自乗法²⁾を併用した、先在き裂を考慮 できる解析手法の開発を目的とした。

2. Enriched Free Mesh Method (EFMM)¹⁾

図-1 に示すように、EFMM では変位場を要素、応力場 を要素の集合体(局所パッチ)にて定義する. それぞれ場が 独立に定義されるため、これらを関連付ける手法として、 本研究では Hellinger-Reissner の変分原理³⁾を用いた. Hellinger-Reissner の変分原理は次式にて示される.

$$\Pi(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{u}) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} (\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}))^{\mathsf{T}} \boldsymbol{D}^{-1} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) \, \mathrm{d}\,\Omega + \int_{\Omega} (\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}))^{\mathsf{T}} \boldsymbol{B} \, \mathbf{u} \, \mathrm{d}\,\Omega \\ - \int_{\Omega} \mathbf{u}^{\mathsf{T}} \, \mathbf{b} \, \mathrm{d}\,\Omega - \int_{\Gamma} \mathbf{u}^{\mathsf{T}} \, \mathbf{t} \, \mathrm{d}\,\Gamma$$
(1)

ここで、 σ : 応力、 \mathbf{u} : 変位, B: 変位一ひずみマトリッ クス、D: 応力一ひずみマトリックス、 \mathbf{b} : 体積力、 \mathbf{t} : 境 界 Γ における表面力、 Ω : 局所パッチ領域である.式(1) を用いると節点の自由度は変位と応力であるが、局所パ ッチ領域で応力自由度を縮約することで、節点は変位の みの自由度となる¹⁾.

3. 付帯条件付き多次元型移動最小自乗法²⁾

付帯条件付き多次元型移動最小自乗法(C-MultiMLS 法)は、1次元の誤差空間における移動最小自乗法を、多 次元の誤差空間にて拡張した新しい移動最小自乗法であ る. C-MultiMLS法による評価関数は次式にて示される.

$$J_{i} = \sum_{j=1}^{n} \left(W(r_{ij}, h) \sum_{k=1}^{l} (f_{k}^{h}(\widetilde{x}_{j}, \widetilde{y}_{j}; \alpha_{1}, \cdots, \alpha_{m}) - f_{k})^{2} \right) \quad (2)$$

ここで、 J_i : 残差の平方和、 $W(r_{ij},h)$: 重み関数、 r_{ij} : 粒子 i と粒子 j の距離、h: 影響半径(任意の粒子に影 響を及ぼす一定領域の半径)、 $\tilde{x}_j = x_j - x_i$ 、 $\tilde{y}_j = y_j - y_i$ で ある. 重み関数は影響領域の範囲外でゼロとなるような 関数であり、本研究では、4 次のスプライン関数を用いた. そして、弾性理論に従い式(2)を用いることで変位場が定 義される(図-2 参照)が、変位場の導出方法については



参考文献4)に詳しい.

4. き裂進展解析手法

岩石・岩盤内のき裂は非常に複雑に分布しており、このき裂分布の情報を正確に得ることは非常に困難である. そこで本研究では、き裂を簡易的に表現するために隣合う要素の内接円内の点同士を結んだ線分をき裂面と仮定した.これは、節点周辺にできる EFMM の積分領域の境界面と一致する(図-1 参照). そしてき裂の発生条件に関しては、き裂の法線方向の応力が材料の引張強度に達した箇所を、き裂箇所とした.また図-3 に示すように、任意の節点周辺にき裂が発生すると、その節点と衛星節点との関連性がなくなるため、これらの関連性を取り除く必要がある.しかしながら関連性を取り除くと、EFMMにて定義される領域では計算が不可能となる.そこで本研究では、き裂箇所を有する節点おいては、C-MultiMLS

キーワード 先在き裂, 脆性材料, き裂進展解析

連絡先 〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地 TEL098-895-8672



法にて定義される変位場を用いることにした. C-MultiMLS法の変位場を用いることで、節点周辺におけ る積分領域の境界面が全てき裂になった場合でも、剛体 移動を考慮することが可能となる.なお、き裂進展に関 しては R_{min}法を用いた.

5. 数值解析例

図-4 に示す片持ち梁にて変位精度の検証を行った.この問題では、定ひずみ三角形要素を用いた有限要素法との比較を行った.図-5 に総自由度と荷重点における変位を厳密化にて正規化した正規化変位と関係を示す.同図より、EFMM による解は FEM の解より、少ない自由度においても精度が高いことがわかった.

図-6 に中央に 2 つの切欠きを有する供試体を示す(材料定数は同図参照⁵⁾).境界条件として,供試体下端を固定し,上端から外力を作用させた.図-7 に切欠きを有する供試体の解析モデル示す.図-8 に先在き裂の有無によるき裂進展挙動の様子を示す.なお,先在き裂は赤色で表示しており,同図(b),(c)の先在き裂は異なる配置となっている.同図より,き裂が進展する様子が伺え,先在き裂がない場合におけるき裂進展挙動は Zhu ら解析結果と類似した進展挙動である⁵⁾.一方,先在き裂がある場合においては,先在き裂の配置によりき裂進展挙動が変化する結果となった.

6. おわりに

本研究では、EFMM と C-MultiML 法を併用した,先在 き裂の影響を考慮したき裂進展解析手法の開発を行った. その結果,先在き裂の有無によるき裂進展挙動の異なる 様子が確認された.



(c) 先在き裂「あり」: 5% (Pattern 2)

図-8 き裂進展挙動

謝辞

本研究は科学研究費補助金(23760428)の助成を受けた. ここに記して感謝の意を表す.

参考文献

- Yagawa, G and Matsubara, H.: Enriched Free Mesh Method: An Accuracy Improvement for Node-based FEM, Computational Plasticity, Springer, Vol. 7, pp.207-219, 2007.
- 2) 松原仁,入部綱清,伊良波繁雄:粒子法の微分精度に関する一考察および物理自由度を有する移動最小自乗法,土木 学会論文集A, Vol. 66, No.4, pp.723-736, 2010.
- Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L.: Finite Element Method (5th edition), Vol.1, 2000.
- 崎原康平,松原仁,江戸孝昭,原久夫,矢川元基:弾性固 体問題における付帯条件付き多次元型移動最小自乗法,日 本機械学会論文集(A 編), Vol.78, No.786, pp.142-151, 2012.
- Zhu, W.C. and Tang, C.A.: Numerical simulation on shear fracture process of concrete using mesoscopic mechanical model, *Construction and Building Materials*, Vol.16, pp.453-463, 2002.

台風時における鋼桁間の FRP 製飛来塩分遮断板の効果に関する調査

琉球大学

1. はじめに

鋼材の腐食因子である飛来塩分は、桁内に流入し付 着する。桁外は雨水による洗浄効果があるのに対して、 桁内は雨水があたらなく洗浄効果がないため、腐食が 進行すると言われている。(写真.1)

本研究では、図.1 のように実橋桁間に FRP 製防護 板を設置し、桁内への飛来塩分遮断効果を調査した。 本稿では、調査期間(2011.8.30~2012.8.7)に沖縄県 に接近した3つの台風時における飛来塩分遮断効果の 調査結果を報告する。

2. 対象橋梁

調査対象橋梁は、OIST (沖縄科学技術大学院大学) 構内、海岸線から約 2km の斜面に架かる鋼箱桁橋梁 である。箱桁間には FRP 製防護板が設置されている。 (写真.2)

3. 調査概要

① 風向風速

風向風速計を写真.3に示すように橋台付近に設置し て計測した。この風向風速計は、風向が 16 方向、風 速が 0~60m/s まで測定できる性能を有しており、計 測データはソーラーパネルを電源としてデータロガ 一に自動的に収録される。

① 飛来塩分の計測

飛来塩分の計測は、JISZ に準じてドライガーゼ法で 行った。桁内には端部から 0m、10m、30m、の 3 箇所、 箱桁内には1箇所ガーゼを設置し、桁外には写真.5に 示すように桁下に吊り下げて設置して飛来塩分を捕 集した。

3 接近した台風概要

今回の調査期間中(2011.8.30~2012.8.7)に3つの 台風が沖縄に接近した。表.1 に中心気圧、最大風速、 瞬間最大風速、移動速度を示し、図.3に台風の経路を 示す。





桁外側 桁内側 写真.1 桁内、桁外の腐食

宮地エンジニアリング 山下修平 桁間にFRP防護板を設置 → 飛来塩分を遮断 → 桁間の歩行が自由 飛来塩分 飛来塩分

○高橋祐司、下里哲弘、有住康則



図.1 防護板設置

写真.2 FRP 製防護板の設置状況

写真.3 風向·風速計





図.2 ドライガーゼ設置場所



キーワード:防護板、FRP、飛来塩分量、

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

表.1 台風情報(気象庁台風資料より)

台風(日付)	中心気圧	最大風 速	瞬間最大 風速	移動速度
台風15号 (2011.9.17~ 9.19)	975hPa	30m/s	45m/s	15km/h
台風3 号 (2012.6.5)	965hPa	35m/s	45m/s	30km/h
台風4 号 (2012.6.18)	950hPa	40m/s	60m/s	25km/h



4. 計測結果

①風向·風速

図.4 に各月に測定した平均風速、最大風速を示す。 図.4 より 3、4 月が最大風速 7.4m/s、月平均風速 0.57m/s で最大となった。台風3号が接近した6月5 日は、最大風速 5.6m/s、台風 4 号が接近した 6 月 18 日は、最大風速 6.5m/s であった。台風時での最大風 速がそれほど強くなってない理由としては、写真.3 に 示すように風向風速計を西側(海側)に設置しており、 一定の方向以外の風を計測しにくいということが考 えられる。なお、沖縄県北部に位置する琉球大学辺野 喜曝露場では、台風 15 号が接近した 9 月 20 日に最大 風速 16.2m/s、台風 3 号が接近した 6 月 5 日に最大風 速 16.7m/s、台風 4 号が接近した 6 月 18 日に最大風 速 15.2m/s と強い風速が計測されていたことから、対 象橋梁でも実際は強い風が吹いていたと考えられる。 ②飛来塩分量

図.5、6 に各月に測定した飛来塩分量を示す。図.6 より、飛来塩分量は桁内平均 0.004mdd、箱桁内平均 0.004mdd、桁下平均 0.176mdd であった。よって桁 内の飛来塩分量は、桁下に比べ約 40 倍小さい値とな っている。また、箱桁内と同じ値となっていることか ら、桁内への飛来塩分は遮断できているといえる。

台風時での飛来塩分量は、桁下の値が増えたのに対 して、桁内は前月とほぼ同じ値となっている。また最 大風速、平均風速が最大値を示した3、4月でも同様 な結果を示した。したがって台風および強風時でも FRP 製防護板は飛来塩分を遮断することできるとい える。

5. まとめ

今回の調査では、桁間に FRP 製防護板を設置する ことによって桁内の飛来塩分量が桁下に対して大幅 に遮断でき、箱桁内と同様になったことから、桁内へ の飛来塩分を遮断できることが確認できた。また、台 風時および強風時でも同様に飛来塩分を遮断できる ことが確認できた。今後は、防護板の耐荷性・耐久性、 巻き込み風による耐風性の検証実験を行う予定であ る。



アルミニウム製品を用いた鋼橋の長寿命化に向けた取り組み

(株)横河ブリッジ 正会員 〇井口 進 金澤宏明 中東剛彦(株)住軽日軽エンジニアリング 大島 勤 鈴木英明

1. はじめに

沖縄を始めとする塩害地域では、鋼橋の長寿命化において防食性能の向上が最大の課題であることは言うまでもない。従来、防食性能の向上の観点では、塗装材料や鋼材そのものの耐久性向上の方策がとられてきた。重防食塗装や耐候性鋼材の採用などが代表例である。

筆者らは、このような防食性能の向上の方策に加え、 鋼橋の防食上の弱点部にアルミニウム合金(以下、アル ミ合金)を用いた製品を採用することで、鋼橋の長寿命 化を図る取り組みを実施している。本文では、アルミ製 品の開発状況について、その概要を述べる。

2. アルミ合金の特長

アルミ合金の最大の特長は、塗装などを施した鋼に 比べて、防食性が極めて高いことが挙げられる。例え ば、来間大橋(1995年竣工)では、アルミ合金製の防 護柵が用いられているが、同橋の取り付け部に設置さ れている溶融亜鉛めっき仕様の鋼製の防護柵との腐食 劣化状態の違いは一目瞭然である(図-1)。さらに、ア ルミ合金の特長として、軽量(鋼やステンレスの約1/3) であること、高強度(種類により鋼と同等)であるこ と、加工精度が高いこと、構造物として多数の実績を 有し、安全で安心な材料であること、リサイクル性が 高いことなどが挙げられる。

3. 鋼橋の長寿命化に寄与するアルミ合金製品

筆者らが開発を行っているアルミ合金製の橋梁周辺 製品を以下に示す。

(1) アルミ合金製残存型枠

アルミ合金製残存型枠(図-2)は、従来、鋼製であった橋梁の壁高欄外側の残存型枠をアルミ合金製としたものである。防食性能に優れるため維持管理が容易となることに加え、景観性の向上、コンクリート劣化による剥離防止にも繋がる。静的載荷試験¹⁾により、曲げ剛性や静的な曲げ耐力がコンクリート壁高欄と同程度であることを確認している。また、耐衝撃性能確認試験²⁾により、車両の衝突による衝撃荷重によって破壊には至らず、型枠背面側へのコンクリート塊の飛散に対して、優れた飛散防止性能を有することを確認している。

(2) アルミ合金製検査路 本製品は、使用性、耐久性、施工性に優れた合理化



図-1 来間大橋の防護柵(左:めっき仕様、右:アルミ合金製)



図-2 アルミ合金製残存型枠



図−3 アルミ合金製検査路

Keywords: アルミニウム合金、長寿命化、防食

連絡先:(株)横河ブリッジ 技術計画室 〒550-0004 大阪市西区靱本町1-4-12 TEL:06-6479-8588 FAX:06-6441-7527

構造のアルミ合金製とした検査路である(図-3)。手摺 り衝撃試験により、検査路としての安全性を確認して いる。詳細は文献3)を参照願いたい。 (3)アルミ合金製防音機能付き樋

防音機能付き樋は、橋梁の伸縮装置の下方に水切り 板と排水樋との組み合わせで取り付けられる樋形状の 防音板である(図-4)。アルミ合金製のダブルスキンの シェル構造体を使用し、シェル内にウレタンなどの防 音材を充填させることで、防音機能を付加させている。

防音機能付き樋は、伸縮装置からの漏水を円滑に排水することで、湿潤状態になりやすい桁端部の腐食環境を改善するとともに、供用後に問題となりやすい、 伸縮装置通過時の騒音を低減することが期待できる。 また、軽量(約 8kg/m)で、伸縮装置下面からの設置 が可能なため、既設橋梁への取り付けも容易である。

図-5 は、本製品の防音性能を確認するために実施した音響透過損失試験(JIS A 1416)の結果⁴⁾である。本 試験では、2 種類の構造を採用したが、いずれも伸縮 装置から発生される騒音の周波数とされる 300~1kHz の周波数帯で、20dB 程度の音響損失、すなわち防音効 果があることが確認された。

(4) アルミ合金製橋梁桁下カバー

アルミ合金製の桁下カバーは、従来、歩道橋などの 景観性向上を目的にとして多数の採用実績がある。本 製品は、これまでの桁下カバーの耐荷力を高めるとと もに、気密性を高めることで、桁下または桁間に設置 する検査路や飛来塩分の遮断板として多機能化させた ものである。本体構造には、下水道浄化施設の覆蓋と して実績のあるマルチシェル構造のアルミ合金パネル を採用している。鋼桁下フランジとの連結構造には、 台風などによる吹き上げ荷重に抵抗できるとともに、 パネルの上面から連結可能な構造を採用している。今 後は、実用化に向けての長期曝露試験のほか、構造実 験による耐荷力や耐久性の検証を行う予定である。

4. まとめ

筆者らは、これまで主に高欄や防護柵などの橋梁付 属物として採用されていたアルミ合金製品を、鋼橋の 防食上の弱点部に適用する製品に拡大し、鋼橋の長寿 命化を図る試みを行っている。今後も、鋼とアルミ合 金とのコラボレーションにより、社会インフラの長寿 命化に積極的に貢献したいと考えている。

(参考文献)

- 水越ら:アルミ製残存型枠を用いた壁高欄の静的載荷実験、 土木学会第67回年次学術講演会概要集、pp.83-84、2012.9
- 川東ら:アルミ製残存型枠を用いた壁高欄の耐衝撃性能確 認実験、土木学会第67回年次学術講演会概要集、pp.81-82、 2012.9
- 3) 金澤ら: 合理化アルミ合金製検査路の開発、土木学会西部 支部沖縄会 第2回研究技術発表会、2012.9(投稿中)
- 4) 井口ら:橋梁伸縮装置用防音機能付き樋の開発、土木学会第67回年次学術講演会概要集、pp.197-198、2012.9



図-4 アルミ合金製防音機能付き樋



図-5 音響透過損失試験結果



図-6 アルミ合金製桁下カバー

合理化アルミ合金製検査路の開発

- (株) 横河ブリッジ 正会員 〇金澤 宏明
- (株)横河ブリッジ 中東 剛彦
- (株) 住軽日軽エンジニアリング 大島 勤

1. はじめに

橋梁に付随し点検のために設置される検査路は,一般 に形鋼を組み合わせ,溶融亜鉛メッキを施した構造が採 用されている.しかし,海岸部や,凍結防止剤を散布す る地域では,この検査路の腐食劣化が顕在化しており, より防錆力の高い検査路が求められるようになっている.

一般的な溶融亜鉛メッキ仕様に対して、より防錆力を 高めた検査路として、FRP検査路¹⁾ やアルミ合金材を溶 接で組み合わせた検査路などがある.筆者らは、防錆力 だけではなく、使用性、耐久性、施工性に優れた合理化 アルミ合金製の検査路を開発した.

本文では、合理化アルミ製検査路の概要と各種性能確認試験結果、今後の展望について報告する.

2. アルミ合金製検査路の構造詳細

本構造の特徴として、歩廊梁と手摺横桟にレール構造 を採用している点が挙げられる(写真-1).これは、 アルミ押出し材特有の構造であり、カーテンレールと同 じ構造である.

レール溝の中にボルトの頭を部材端部からスライドし て差込み,任意の位置にボルトを移動できるため,支柱 位置を自在に決定できる(写真-2).また,このレー ル構造により,下記に示す多くのメリットが生まれる.

- ① 強度の高いアルミ合金押出し材を採用 溶接接合が一切無いために、これまでの溶接接合 するアルミ合金製検査路と比べ、強度の高い材料 (A6061S-T6)が採用できる。
- 製作工数の大幅削減

歩廊梁,爪先板および手摺部材のボルトの孔明が 不要となり製作工数を低減できる.また,検査路自 身の原寸展開作業が大幅に省力化できる.押出し材 を斜めに切断することにより,桁本体の斜角にも対 応できる.

現場での誤差調整が可能

現場にて支柱位置の調整が容易にできる.また,



- ③ 点検者への安全性への配慮(写真-3)
 - 歩廊面,手摺には,一切ボルト頭などの突起が出ないため,引っ掛かりやつまずきがなく安全に点 検が行える.
- ④ オプション部品の規格化

桁端部の昇降用梯子や歩廊中間部での振動防止のための吊り材等は、歩廊梁のレール寸法に合わせ て規格化すれば、手摺支柱と同様、任意の位置に設置できる.

キーワード:検査路,アルミ合金,活荷重たわみ確認試験,手摺衝撃試験 連絡先:592-8331 大阪府堺市西区築港2-3 (株)横河ブリッジ TEL072-241-1142







写真-2 アルミ製検査路



写真-3 歩廊面,手摺

これらのメリットがあるボルトレール構造は、従来からアルミ製防護柵高欄では多く採用されており、 レール溝での滞水による腐食やボルトの緩み等の問題は生じていない.

また、歩廊面について、表面をアルマイト処理したアルミ合金材は滑りやすいため、床材には凹凸を直 角方向に設け、滑り止め対策を施した.検査路支点部では、鋼部材との異種金属腐食防止のため、橋梁本 体の検査路受け部にゴムシートを設置し、絶縁対策ボルトで固定した.

3. 各種性能確認試験

(1)活荷重たわみ載荷試験

本アルミ検査路歩廊は,鋼材に比べ,弾性係数が低い ため,応力には十分に余裕があるがたわみが大きくなる 傾向にある.道路橋検査路設置要領2) ではたわみの規 定は明確になっておらず,たわみ許容値の参考値として 300kg/m²の群集荷重で6mの支間に対して20mm程度

(L/300程度)と示されているのみである.本検査路は, このたわみ照査で歩廊梁断面を決定している.その断面 決定方法の妥当性を確認するため,写真-4のように検 査路に設計荷重に相当するおもりを載せ,たわみを計測 した.その結果,設計値14.4mmに対し,12.0mmのたわみ 量でありほぼ設計値どおりの値であることを確認した. しかし,実際の使用状況を考えるとこの設計荷重は過大 であると考えられる.振動など人が感覚的に許容できる たわみ量から歩廊断面を決定し,より軽量化すれば更な るコストダウンを図ることができる.

(2) 手摺衝撃試験

手摺および支柱の接合部が、人員落下時の大きな衝撃 に耐えられる構造であることを確認するため、道路橋検 査路設置要領²⁾の参考資料に従い、手摺衝撃試験を行った (図-1).その結果、通常の溶融亜鉛めっき仕様の検 査路手摺のたわみ変位(264mm)に対し、今回のアルミ合 金製検査路では、14mmの残留変位しかなく十分な強度を 有することが確認できた.



写真-4 活荷重たわみ載荷試験



4. 今後の展望

平成24年3月に改定された道路橋示方書³⁾の維持管理に関する規定が充実していることからも、維持管理の 重要性が高まっている.NEXCO設計基準⁴⁾でも平成23年改定版では新たに、過酷な環境に位置する場合はより 防錆力の高いFRP検査路やアルミ製検査路も検討することが記載されている.

日本海沿岸部に位置する松江道路(現在施工中)では,鋼桁範囲数キロに渡ってFRP検査路が採用されて おり,今後もより防錆力の高い検査路のニーズは高まってくると考えられる.

今,日本の鋼橋の老朽化は進んでおり,予防保全的管理が重視されている.そのためには,定期的な点検 が欠かせない.しかし,いまだに検査路が設置されていない橋梁も数多く残っている.

既設橋梁に検査路を追加敷設する場合においても、本アルミ検査路は、軽量で既設桁への負担を少なくで きる.押出し形材をあらかじめストックしておけば、現場実測後、すぐに切断し現場搬入できるため、工期 短縮を図ることも可能である.

[参考文献]

- 1) 10m級FRP検査路の開発:(株)宮路建設技報No,24
- 2) 道路橋検査路設置要領:国土交通省H24
- 3) (社)日本道路協会:道路橋示方書·同解説, I共通編,丸善株式会社,平成24年3月
- 4) NEXCO設計第二集(H23年度改定):NEXCO西日本

Session5:調査診断・計測技術

1. はじめに

飛来塩分によるコンクリート構造物の塩害劣化は、 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、輸送される飛来塩分の構造物への付着 量が部材・部位ごとに異なることによるものと考えら れる.したがって、コンクリート表面の付着塩分量を 定量的評価することは、維持管理の面からも非常に重 要である.そこで本調査研究では、平成23年3月に供 用が開始された沖縄本島北部東シナ海側に位置するコ ンクリート橋上部構造(主桁)を対象に、付着塩分量 をガーゼ拭き取りにより調査し、橋梁の部材・部位、 周囲のマクロ的地形や局所的地形、気象・海象条件が どのように付着塩分量に影響するのかを確認し、維持 管理に資する基礎資料の検討を行った.

2. 対象橋梁概要および周辺環境調査

2.1 橋梁概要

本橋梁は沖縄本島北部大宜味村管理の橋梁であり, 平成23年3月に供用された3径間ポストテンションPC 橋であり,特に塩害などの劣化損傷は見られない.図 -1 に対象橋梁の側面図および断面図を示す.上部構造 は,T型断面5主桁からなる.



琉球大学 〇宮井俊也, 琉球大学 富山 潤

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.例として図 -2に2011年3月~2012年1月の期間の累積風向割合 を示す.この図からわかるように冬季は東シナ海側か ら吹く北寄りの風向頻度が多い風況であることがわか る.また,年間平均風速は4.9m/sである.2011年以前 の気象データについても同様の傾向であった.

上記の結果より対象橋梁周辺では、冬季に予想され る季節風の影響で北よりの風が卓越すると考えられ、 東シナ海から多くの飛来塩分が輸送される環境である. また、橋端部では護岸の影響で主桁下面に直接波しぶ きを受ける環境である.風速強度としては、北側(A1-P1) の橋梁部に比較し南側(P2-A2)は強いものと予想される.



図-2 累積風向割合 3. 付着塩分量調査概要および劣化状況

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.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水につけて、塩素イオン検知管を用いて塩素イオンを検出した.なお、拭き取り方法は日本道路協会「鋼道路橋塗装・防食便覧」に示されたガーゼ拭き取り法に準拠して行った.測定位置は、図-1(a)に示す橋梁両端部付近(No.1, No.3)と橋梁中央部(No.2:2 径間中央付近)とした.橋梁中央部につては、橋梁点検車を用いて測定を行った.図-3 に主桁の拭き取り予定箇所を示す.5 主桁すべて同様に測定した.また、表-1に測定日を示す.



キーワード コンクリート橋上部工,付着塩分,維持管理,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 TEL:098-895-8649

測定日 No.1(北側端部) No.3(南側端部) No.2(中央部) 2011/12/1 \bigcirc \bigcirc 2012/1/5 0 \bigcirc _ 0 2012/2/9 0 0 2012/4/17 0 2012/7/17 0 \bigcirc

表-1 測定日

4. 測定結果

本報告では、もっとも付着塩分量が多く検出された 2012 年 2 月の結果ついて示す.

図-4(a),(b)および(c)に No.1(北側端部), No.3 (南側端 部)および No.2 (中央部)の付着塩分量の測定結果をそれ ぞれ示す. No.1 については,主桁下面に多くの付着塩 分量が確認できる.これは波しぶきの影響が大きいも のと予想される. No.3 に関しても, G1 に波しぶきの影 響が大きいと思われる大きな数値が表れている.また, G2 陸側ウェブ面(9)に大きな数値が示されている. No.2 に関しては,波しぶきを直接受ける環境ではないと考 えられるため,測定によって得られた数値は飛来塩分 に大きく依存したものである. No.2 は,図-4(c)からわ かるように桁下面に付着塩分量が多く付着し,G1 より も G2 が大きく,それ以外は,陸側の桁にいくに従い, 付着塩分量は小さくなっている.





上記に示した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コンター図を作成した. 図-5 に付着塩分量のコンター図を示す.図より, No.3 の G1, G2 の付着塩分量に高い数値が確認できる. これ は波しぶきの影響を No.1 に比較して、大きく受けるこ とを示していると考えられる. したがって, 付着塩分 量の多い南側の径間から劣化損傷が現れる可能性があ り、点検時は南側を優先的に調査する必要があると考 えられる.ただし、作成したコンター図は、測定位置 が各径間1ラインとなっており,また,途中に橋脚(P1, P2) があるため、厳密なコンター図ではないことを追 記しておく、しかし、このような簡易的なコンター図 であっても、周辺環境を考慮した環境作用の強度(こ こでは付着塩分)の空間分布の概略をある程度把握す ることができ、構造物の部材・部位、周辺環境、周辺 のマクロ的地形や局所的地形、気象・海象条件などの 影響を知る一つの方法であると考える. このような資 料は維持管理に資する基礎資料となり得ると考える.



5. 結論および今後の課題

本調査研究では、沖縄本島北部の東シナ海側に位置 する PC 橋の主桁を対象に付着塩分量調査を行った.そ の結果、風況、架橋位置および周辺環境などにより部 材・部位ごとに付着塩分量が異なることが定量的に示 された.得られた結果は、部材・部位レベルの維持管 理優先度の決定に資する基礎資料となり得る可能性が ある.今後も測定を継続し、年間を通した付着塩分量 について調査する予定である.

謝辞:本研究は土木研究所との共同研究である.また, 調査対象橋梁は,大宜味村管理橋梁であり,協力して 頂いた大宜味村役場建設環境課 照屋一樹 技師に深 く感謝の意を表す.また,橋梁中央部の橋梁点検車を 用いた調査では,沖縄総合事務局北部国道事務所,沖 縄しまたて協会に協力頂いた.

参考文献

 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

30年間暴露された無塗装仕様耐候性鋼橋の腐食減耗特性

琉球大学 〇所宏祐 下里哲弘 有住康則 淵脇秀晃

1. はじめに

道路橋示方書では無塗装仕様の耐候性鋼材を使用 できる条件として、「飛来塩分が0.05mg/100cm²/day を越えない環境」とされ、これは「50年後の推定腐 食減耗量が0.3mmを越えない値」から定められている¹⁾. これらの条件は土木研究所を主体とした全国41橋梁 で実際に9年間暴露試験¹⁾を行い決定されている.一 方、沖縄では飛来塩分量が0.05mddを越える環境で約 30年間暴露された無塗装仕様の耐候性鋼橋がある. 30年間暴露された実橋梁の腐食減耗特性を把握する ことは橋梁新設時のフィードバックや、既設橋の防 錆防食時期の予測などに適用でき、今後の耐候性鋼 橋梁の建設や維持管理への指針とするため重要であ る.

本研究では沖縄で約30年間暴露された無塗装耐候 性鋼の腐食減耗量と30年後の推定腐食減耗量の比較 検証を目的とする.

2. 調査概要

2.1 対象橋梁

本研究では沖縄県内の無塗装耐候性鋼橋3橋を対象とした.図1に対象橋梁の所在地を示し,表1に対象橋梁の環境データを示す.飛来塩分捕集はJIS規格(z2382)に準じてドライガーゼ法で計測を行った.

2.2 調査方法

図2にJIS 耐候性鋼ワッペン試験片(以下,ワッペン)の設置位置とさび厚計測位置を示す.FS 橋はワ海側 ッペン付近のウェブ面を1箇所,MK 橋は2箇所のさ び厚を計測した.ワッペンは桁内側の下フランジ上 側に垂直に設置し,1年後の腐食減耗量から30年後 の推定腐食減耗量を算出した.また実橋梁のさび厚 計測は電磁式膜厚計を用いて行い、10回測定した平 均値を錆厚の値とした。また BN 橋に関しては,崩落 後河川護岸上に架台を設置し,架台内側にワッペン を垂直置きで暴露試験を行った.写真2 に辺野喜暴 露場の架台を示す.

2.3 錆厚と腐食減耗量の相関関係

図3に桁中間地点で実施した1年間暴露後のワッペン試験片の錆厚と腐食減耗量の相関を示す.図には本研究で得られたさび厚と腐食減耗量の近似直線を赤線で,既往の研究¹⁾で得られたさび厚と腐食減耗量の近似曲線を黒線で示す.非常に高い相関が得られたこと,既往の研究と同じ傾向が得られたことから,既往の研究で得られた近似直線から実橋梁のさび厚を腐食減耗量に換算したものを実腐食減耗量として,比較を行った.



図1 対象橋梁の所在地

表1 対象橋梁の環境データ

調査橋梁	構造	離岸距離	飛来塩分量 (mdd)	平均 気 温 (℃)	平均湿度 (%)
BN橋	3主桁	0.05km (西海岸)	桁中間桁内 G1:0.78mdd G3:0.99mdd	桁端部 21.1	桁端部 78.2
FS橋	3主桁	0.6km (東海岸)	桁中間桁内 G1:0.08mdd G2:0.10mdd	桁中間部 24.1	桁中間部 77.2
MK橋	5主桁	3.5km (西海岸)	桁中間桁内 G2:0.05mdd G3:0.03mdd	桁中間部 24.6	桁中間部 73.5





図2 ワッペン設置位置とさび厚計測位置



キーワード:耐候性鋼材,腐食減耗量,飛来塩分,腐食環境,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 環境建設工学科 TEL:098-895-8666 FAX:098-895-8677

3. 調査結果

① BN 橋

図4にBN橋の桁内側の腐食後の残存板厚コンター を示す.BN橋においては桁端部のウェブ面板厚コン ターから得られた減耗量と比較を行う.図5にBN橋 の推定腐食減耗曲線を示す.桁内の飛来塩分量は海 向き 0.99mdd,山向き 0.78mdd となり、山向き、海向 きともに 50 年後の推定腐食減耗量は 0.3 mmを越えて いる.コンターからG3桁ウェブ面の下部は8 mm程度, G1桁ウェブ下部は 2 mm程度の減耗がみられ、推定腐 食減耗曲線に比べ海向き、山向きともに低い減耗量 となった.

② FS 橋

図6にFS橋のさび厚による推定腐食減耗量を示す. FS橋は桁内の飛来塩分量がG1桁0.08mdd,G2桁0.10mddであり,基準である0.05mddを越えているが 図の推定減耗曲線から50年後の推定減耗量は0.3 mm 以内となった.ウェブの実腐食減耗量はG1桁が0.041 mm,G2桁が0.062 mmとなり,推定腐食減耗曲線の下 限曲線より低い減耗量であった.下フランジ上面に ついては実腐食減耗量がG1桁0.28mm,G2桁0.33mm となり,ともに推定腐食減耗曲線を越える減耗量と なった.

③ MK 橋

図7にMK橋のさび厚による推定腐食減耗量を示 す.MK橋は桁内の飛来塩分量はG2桁0.05mdd,G3 桁0.03mddと現行基準の0.05mdd以内である.図よ り50年後の腐食減耗量は0.3mm以内に収まると推定 できる.ウェブの実腐食減耗量はG2桁が0.046mm, 0.041mmとなり,G3桁は0.036mm,0.053mmとなり, 推定腐食減耗曲線の下限曲線より低い減耗量であっ た.また下フランジ上面についても実腐食減耗量は 推定腐食減耗量より低い値であった.



4. まとめ

30年間暴露された BN 橋, FS 橋, MK 橋のウェブ の実減耗量(中間部)は飛来塩分量に関わらず推定 腐食減耗量に比べ腐食減耗していないことがわかっ た.なお下フランジ上面については飛来塩分量が現 行の基準値 0.05mdd を越えている FS 橋は推定腐食減 耗量より高い値となっているものもあった.







図7 MK橋のさび厚による推定腐食減耗量

【参考文献】

 社団法人 日本鋼構造協会 鋼橋性能向上研 究委員会・耐候性鋼橋梁部会 耐候性鋼橋梁の可 能性と新しい技術

強紫外線で過酷な飛来塩分下における重防食塗装の劣化度調査

琉球大学 〇与那原飛侑、下里哲弘、有住康則、淵脇秀晃 沖縄県しまたて協会 玉城喜章

1. はじめに

浦添市牧港にある暴露場は離岸距離約200mに位置 し、河川に面しており、海と暴露場との間に障害物は少 なく潮風の影響を直接受ける非常に厳しい塩害環境下 にある。(図1)

平成22年6月に琉球大学・沖縄総合事務所・沖縄県 の3者合同により模擬橋梁試験体の大気暴露試験がス タートしている。本研究では平成24年9月に各塗装仕 様の劣化度調査を実施した。

2. 試験体

写真1に試験体外観を示す。

図2に各試験体に適用した塗装種類を下記に示し、表1・ 2に各塗装仕様の特徴を以下に示す。

① 新沖縄版塗装:下塗りの厚膜形無機ジントニックペイント(75 µ m)、エポキシ樹脂塗料(100*2 µm)、上塗りがフッ素樹脂塗料(55 µm)となっている。総膜厚は330 µ mの超厚膜である。

 ② 旧沖縄版塗装:下塗りは新沖縄版と同様、上塗りは ポリウレタン樹脂塗料(55 μm)となっている。総膜厚は330 μmである。

防食便覧:上塗りは新沖縄版と同様にフッ素樹脂塗料である。総膜厚は250 µmである。

3. 調査方法

以下の4項目の調査を行った。

外観目視:塗膜の劣化・発錆を目視により観察した。

② 表面付着塩分量:図3に断面図を示す箇所を表面 塩分計で測定した。

③ 膜厚:新沖縄版・旧沖縄版・便覧版塗装一般部の桁 外面の web 上中下、flange 上下、桁内面の web5 カ所、 補剛板、flange 上部を電磁膜厚計で計測した。

④ チョーキング:上塗り仕様がフッ素樹脂塗料とポリウ レタン樹脂の部位で、紫外線の影響を受けやすい外面 のweb下端に着目して、図5の赤線内、web下端を測定 した。JIS5600-8-6に準じて10段階で評価した。

4. 調査結果

表面付着塩分量測定の結果を以下に示す。

- ① 上塗り塗装別に大きな違いは見られない。
- 術外面より桁内面の表面塩分量が多い。





図1 暴露場の位置図

写真1 試験体外観



表1 塗装内容(一般部)

②新沖縄版			④旧沖縄版		6便覧			
素地調 整	ブラスト処 理	-	素地調 整	ブラスト処理	-	素地調 整	ブラスト処理	-
下塗り	厚膜形無機 ジンクリッチ ペイント	75	下塗り	厚膜形無機ジ ンクリッチペイ ント	75	下塗り	厚膜形無機 ジンクリッチ ペイント	75
下塗り	エポキシ樹 脂塗料	100 *2	下塗り	エポキシ樹脂 塗料	100 *2	下塗り	エポキシ樹脂 塗料	120
中塗り	フッ素樹脂 塗料	30	中塗り	ポリウレタン 樹脂塗料	30	中塗り	フッ素樹脂塗 料	30
上塗り	フッ素樹脂 塗料	25	上塗り	ポリウレタン 樹脂塗料	25	上塗り	フッ素樹脂塗 料	25

表 2 塗装内容(接合部)

	②新沖縄版		④旧沖縄版		⑥便覧			
素地調 整	ブラスト処 理	-	素地調 整	ブラスト処理	-	素地調 整	ブラスト処理	-
下塗り	厚膜形無機 ジンクリッチ ペイント	75	下塗り	厚膜形無機ジ ンクリッチペイ ント	75	下塗り	厚膜形無機 ジンクリッチ ペイント	75
素地調 整	動力工具処 理	-	素地調 整	動力工具処 理	-	素地調 整	動力工具処 理	-
下塗り	超厚膜エポ キシ樹脂塗 料	300* 2	下塗り	超厚膜エポキ シ樹脂塗料	300 *2	下塗り	超厚膜エポキ シ樹脂塗料	300
中塗り	フッ素樹脂 塗料	30	-	—	-	中塗り	フッ素樹脂塗 料	30
上塗り	フッ素樹脂 塗料	25	上塗り	ポリウレタン 樹脂塗料	25	上塗り	フッ素樹脂塗 料	25

キーワード:重防食塗装、チョーキング調査、飛来塩分量、模擬橋梁、大気暴露試験、相関関係

連 絡 先:〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原1番地

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



③ 桁外面での部位別ではflange上下面・web上部の表面塩分量が多い。これは雨による付着塩分の洗浄効果である。

④ 桁内面は補剛版の上面で極めて高い付着塩分が計 測された。

⑤ 膜厚については南北面、仕様膜厚以上の膜厚であり、 塗膜の劣化は見られなかった。

特に表面塩分量が最も高かった補剛版上面や web 上部の膜厚についても、変化はなく、表面塩分量との相関 性は見られなかった。

チョーキング計測箇所・計測結果を図5に示す。

一般部にチョーキングは見られなかったが、ポリウレタン樹脂塗料を上塗りした添接板は北側・南側ともに Rating3.5と大きな反応を示した。

5. まとめ

塗装面一般部において、新沖縄版塗装・旧沖縄版塗 装部分は便覧共に、膜厚の減少も無く、表面塩分との相 関性もあまり見られなかった。

一方、添接板のポリウレタン樹脂塗料上塗り部は、チョ ーキングの反応が高く、紫外線により劣化し始めていると 言える。

今後、表面塩分量計測、桁内面のチョーキング調査を 継続的に行い、さらなる劣化分析を進めていく。



図4 Chalking chart



Rating3.5

図5 チョーキング計測箇所と計測値 (上:海側 下:山側)

数値シミュレーションを用いた 渦流探傷法による腐食損傷検出に関する検討

東京工業大学大学院 ○濱野沙恵里,佐々木栄一,峰沢ジョージ,三木千壽

1. はじめに

鋼橋部材における腐食損傷は雨水の滞水や塩分の付 着などにより生じ、局所的な鋼部材の板厚減少などに 伴い鋼橋の安全性や耐久性に影響を及ぼす重大な損傷 形式である。腐食損傷は鋼トラス斜材のコンクリート 埋込部や鋼トラス橋格点部等の狭隘部、鋼箱桁の閉断 面内部といった箇所に発生した場合検出が困難になる ことから、早期の損傷検出法の確立が求められている。

本研究では非破壊検査手法のうち渦流探傷法に着目 し、鋼部材のコンクリート埋込部における腐食損傷の 検知可能性について数値シミュレーションにより検討 した。渦流探傷法ではコンクリートのような非磁性体 内部の損傷検出ができる可能性があると考えられる。

2. 数値シミュレーションを用いた腐食損傷検出

本章では数値シミュレーションを用いて、渦流探傷 法の性質と腐食損傷検出への適用について検討してい る。本研究での数値シミュレーションのために、解析 ソフト PHOTO-EDDY を使用した。PHOTO-EDDY はある時 間の場の解析を FEM で、時間軸の解析は差分法で解い ている。まず基礎モデルを用いて、コンクリート等の 非磁性体の有無と損傷の検出性能の関係について検討 した。そして、実際の橋梁部位を対象としてモデル作 成を行い、腐食損傷の解析を行った。

(1)損傷検出に関する基礎的性質の確認

基礎モデルを用いて渦流探傷の性質を示す。本研究 では、コンクリートの有無、損傷の有無をパラメータ とし、基礎モデルを作成した。作成モデルは図1に示 す。損傷は深さ 0.3mm、幅 4mm とした。また、解析結 果を図2に示す。接地面が金属の場合、損傷によって 12%最大電流密度の変化がある。またコンクリートの 場合、4%の最大電流密度の変化が得られる。よって、 接地面が非磁性体であっても、内部の磁性体表層の損 傷が検出できることが示された。



(2) 鋼部材における損傷検出

(a)対象とした部位

対象としたのは、木曽川大橋トラス斜材のコンクリ ート埋込部である。2007 年 6 月に一般国道 23 号線木 曽川大橋(図3)のトラス斜材が破断しているのが発 見され、大規模な補修作業が行われた。破断の直接的 な原因は鋼トラス斜材の腐食損傷であるが、目視観察 のできない場所であったため、腐食が進行して破断に 至ったと考えられている。本研究ではこの損傷部位を

キーワード: 腐食 維持管理 非破壊検査 渦流探傷法 数値シミュレーション 連絡先:〒152-8550 東京都目黒区大岡山2-12-1



図2(a) コンクリートなし、損傷なし



図2(b) コンクリートなし、損傷あり



図2(c) コンクリートあり、損傷なし





想定し、腐食が発生したウェブ面に着目して解析モデ ルを作成した(図4)。

(b)解析結果

損傷がないモデル、及び表面より5mmの損傷がある モデルの解析結果(図5)を以下に示す。図5より、表 層部において最大電流密度が4%変化している。

4. まとめ

(1) 渦流探傷を用いた損傷検出性能を検証した。接地面



図3(a) 全体写真





図 3 (b) 腐食損傷箇所 図 3 木曽川大橋写真



図 5 (a) 損傷なし 図 5 (b) 損傷あ 図 5 解析結果図

がコンクリートのような非磁性体であるときも、損傷 の有無で4%の最大電流密度の差が見られた。

(2)本研究で対象としたモデルにおいて、表層部に深さ 5 mmの損傷がある場合 4%の最大電流密度の低下が見 られた。

謝辞:本研究は、国土技術政策総合研究所委託研究「土 木構造物の目視困難な構造部位の実用的診断手法に関 する研究」の一環として実施したものである。

参考文献

 横田理, 土肥博: コンクリート中に埋設された腐食 鉄筋の渦流試験, 日本高圧力技術協会, 1993, 1993-07, 31, 4, 236-243

ACM 型腐食センサーの出力特性に関する基礎的研究

長崎大学大学院 正 会 員 中村聖三 長崎大学大学院 学生会員 〇山本俊亮 長崎大学大学院 学生会員 百崎圭祐 長崎大学大学院 正 会 員 西川貴文

1. はじめに

日本の社会基盤構造物の多くは高度経済成長期に建設されており老朽化が進んでいるため,近年構造物のメンテナンスの重要性が高まっている.鋼橋の主たる劣化要因である腐食については,架設地点の様々な要素の評価や多数の観測を行わなければ,正確な腐食性評価はできず,簡易化が求められている¹⁾.近年,腐食環境を簡易にモニタリングできる ACM センサーが開発され活用されているが,温度,湿度,飛来塩分量等の腐食環境と ACM センサーの出力電流特性との関係は必ずしも明確ではない.そのため ACM センサーを使用するにあたり,ACM センサーの出力電流が適切な値を示すまでの期間や ACM センサーの出力電流の値が適切な値を示している期間などについて検証しておかないと,正確に ACM センサーの出力電流の値が適切な値を示している期間などについて検証しておかないと,正確に ACM センサーを使用することができない.また ACM センサーの出力電流に影響を与えている要因である温度・湿度・塩分・付着物・風速・風向きなどについても、どのような影響を及ぼしているのか検証する必要がある.本研究では、複合サイクル試験機を用いて出力電流が出始めるまでの期間や出力電流と湿度・温度との関係などを検証することで,ACM センサーの出力値に基づく腐食性評価に役立てることを目的とする.

実験の概要

2.1 出力が出始める期間の測定

本実験では複合サイクル試験機で設定できる 環境下で実験を行う.複合サイクル試験機を温 度 50℃・湿度 90%に設定し,ACM センサー2 枚を試験槽 2ヶ所の均等な場所に配置した(写 真-1参照).そのうちの1枚は未使用の新品の ACM センサー,もう1枚は一定期間既に利用 し,適切な電流を出力することが確認できてい る ACM センサーである.前者の出力電流の値 が後者の出力電流の値に近くなるまでの期間を, つまり ACM センサーが適切な値を示すまでの 期間を測定する.より実環境に近い温度 30℃・ 湿度 90%でも実験を行った.

また,屋外暴露試験において ACM センサー の出力電流が適正な値を示すまでの期間を測定 するために,写真-2 に示す長崎県外海地区沿 岸の鋼アーチ橋に設置してある ACM センサー の1月,3月,7月,11月の出力電流データを 使用した.



写真-1 試験槽内の状況



写真-2 ACM センサーを設置した鋼アーチ橋

キーワード: ACM センサー, 複合サイクル試験機, 腐食 連絡先 〒852-8521 長崎市文教町1-14 長崎大学大学院 工学研究科 E-mail: shozo@nagasaki-u.ac.jp

2.2 湿度変化に伴う出力電流変化の測定

ACM センサーの出力電流がどのように変化す るのか測定し,出力電流と湿度の相関を調べる. 環境条件として 3 種類の条件で測定を行った. 3 つとも温度は 25℃で一定であり,図-1(a)のよう に湿度を 90%,75%,60%と 15%ずつ変化させる もの,図-1(b)のように湿度を 90%,60%,30% と 30%ずつ変化させるもの,図-1(c)のように湿 度を 90%,80%,70%と 10%ずつ変化させるもの の 3 種類の条件下で,それぞれ1サイクルを6時 間とし,合計12サイクルの72時間測定を行った.

2.3 温度変化に伴う出力電流変化の測定

図-2 の環境条件下で、出力電流と温度の相関 を調べる.図-2 のように湿度は 90%で一定であ り、温度を 35℃, 25℃, 15℃ずつ変化させるもの で、1 サイクルを6時間とし、合計 12 サイクルの 72 時間測定を行った.

3. 実験結果

3.1 出力が出始めるまでの期間

温度 50℃・湿度 90%における ACM センサーの 出力電流の時間変化を図-3(a)に示す.新しい ACM センサーの出力電流が適切な値を示すまで 約 48 時間かかっている.

温度 30℃では約26日間測定をしたが,図-3(b) に示すように,適切な出力を示すことはなかった. 湿度 30℃,温度 90%と腐食しやすい環境条件下で 出力電流が発現しなかったのは,複合サイクル試 験機内に付着物があまりなく,温度・湿度ともに 一定値で実験を行ったため,温度変化による結露 ができにくかったことなどが原因ではないかと思 われる.

外海での結果を図-4 に示す. 湿度・温度の平 均値は、1 月が 4℃・64%、3 月が 9℃・66%、7 月が 27℃・82%、11 月 14℃・74%であった. 出 力電流が安定した値を示すまで、いずれの月にお



いても 10 日間以上かかっており、本橋梁における温度・湿度の範囲では出力発生時間に顕著な差はなかった.

これらのことから、センサーが適切な出力を示すまでの時間は、環境条件に依存することが推察される.



(a) 温度 50℃・湿度 90%

(b) 温度 30°C・湿度 90%

図-3 室内実験における出力電流の時間変化



図-4 暴露試験における出力電流の時間変化

3.2 湿度変化に伴う出力電流変化

図-1(a)の条件における湿度と出力電流の時間変化を図-5(a)に示す. 湿度が高いと出力も高い値 となっている. 湿度 90%から 75%に変化するときは出力電流の変化が大きいが, 湿度 75%から 60%に 変化するときは変化が小さい. 湿度 90%のときには, 出力電流の最大値が 162×10⁻⁴µA, 最小値が 78 ×10⁻⁴µA と値に差があるが, 湿度 60%では最大値が 69×10⁻⁴µA, 最小値が 56×10⁻⁴µA とあまり差が なくほぼ安定している.

図-1(b), (c)の条件でも, 図-5(b), (c)に示すように, 湿度が高くなると出力も高くなった. なお, 試験期間中の温度は 24.8℃~25.9℃と, ほぼ設定値に保たれていた.

3.3 温度変化に伴う出力電流変化

温度の変化と出力電流の変化との関係を図-6 に示す.温度が高いと出力電流も高い値となっている.試験中の湿度は,温度が上昇するときに90%から60%程度に低下するときがあったが,2~3分で 設定値90%に戻っていたため,出力電流の変化に対する影響は無視できるものと考えている.



図-6 温度による出力電流の変化

4. まとめ

本研究により、ACM センサーが適切な出力を示すまでの期間は環境条件により異なり、条件によっては3週間以上かかることもあること、出力電流は温度や湿度が高くなるにつれて大きくなること等が確認できた.また、屋外では湿度・温度以外に、飛来塩分等の要素が出力発生までの期間に影響を与えていることが推察された.今後、設置直後からセンサーが適切な出力を出すための方法について検討するとともに、より多くの条件で測定を行い、温度・湿度と出力電流の相関関係を定量的に明らかにしたい.

参考文献

1) 木村秦ら:付着塩分量と気象要素に着目した ACM 型腐食センサーの出力電流の応答特性に関する 観測的検討,材料と環境, vol59, 387-389, 2010 琉球大学 〇儀間ありさ 下里哲弘 有住康則 淵脇秀晃

1. はじめに

社会基盤施設のLCC低減を目指すためには自然 腐食環境下での劣化予測が必要である。現在、腐 食の評価は塩水噴霧試験や複合サイクル試験でお こなわれている。しかし、これらの試験で発生し た腐食は自然腐食とは明らかに違うものとなって いる。

そこで本研究では自然腐食環境の再現下で鋼材 を腐食促進させる試験の開発を目的とし、実測デ ータに基づき、温度・湿度をパラメータとした鋼 材腐食促進試験条件を検討した。

2. 再現する実腐食環境

まず沖縄県北部西海岸沿いにある琉球大学辺野 喜暴露場,琉球大学構内暴露場(内陸部),大学院大 学OIST(山間部),那覇市にある松川高架橋(市街地) の実測データを比較した。各地点で計測されたさ び厚を図.1、飛来塩分量を表.1 に示す。

表.1 より辺野喜暴露場は他の地点よりさび厚が 最大約 20 倍、飛来塩分量が最大約 95 倍と腐食環 境が極めて厳しい結果を示した。これより本研究 では辺野喜暴露場をターゲットとして、飛来塩分 量が多い 1 月で高温多湿が鋼材腐食に与える影響 を考慮し、乾湿が大きい任意の 1 日を再現する。 図.2 に今回実験で用いた温度・湿度の条件として 15℃88%15h(湿潤:夜間)・25℃50%9h(乾燥:昼間) を示す。

3. 実験方法

実験は、写真1に示す今回開発する試験機で行う(以下潮風促進試験機)。試験機は写真2に示す 1µmの塩ミスト発生機と写真3に示す温度・湿度 をコントロールした風を発生させるエアープロセ ッサを用いる。

試験では発生させた濃度 5%の塩ミストと温度・湿度を 15℃88%15h・25℃50%9h に設定した 風を混合させ、試験槽間内にある写真 4 で示す耐 候性鋼センサ・ACM センサに作用させた。



表.1 各地点の飛来塩分量

飛来塩分量(mdd)	平均	最大
辺野喜暴露場	5.74	7.15(2011年1月)
琉球大学暴露場	0.19	0.098(2011年8月)
大学院大学OIST	0.2	0.35(2011年11月)
松川高架橋	0.06	0.075(2011年10月)





図.2 辺野喜の任意の1日の温度(℃)・湿度(%)



キーワード 腐食促進試験機 ACM さび厚 耐候性センサ 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 測定項目は、耐候性鋼センサを用いて発生のさび の外観観察を行い、耐候性鋼センサの中心付近の さび厚を10回測定し、さび厚の変化を求めた。ま た、ACM センサを用いて腐食電流値を計測した。

4. 実験結果

潮風促進試験機,辺野喜暴露場,塩水噴霧機の 結果の比較を以下に示す。

①外観目視

図.3 に耐候性鋼センサの外観目視を示す。 潮風促進試験機と辺野喜暴露場での耐候性鋼セン サの外観は 30 日付近まで同様な細かいさびの発 生が見られた。また塩水噴霧機は鋼材が溶け出し 赤茶色となった。

②さび厚(um)

図.4 にさび厚の変化を示す。横軸に経過日数、 縦軸にさび厚とする。図より潮風促進試験機と辺 野喜暴露場のさび厚の傾きは 25 日付近まで同様 な傾向を示した。しかし、それ以降潮風促進試験 機では耐候性鋼センサのさび厚に変化はなかった。 塩水噴霧機は1カ月でさび厚が100µA 越える数値 を計測した。

③ACM センサ(µA)

図.5 に琉球大学辺野喜暴露場と潮風促進試験機 のACMの値を示す。横軸に経過日数、縦軸にACM センサの値とする。今回用いた評価基準は既住の 研究1)を考慮して以下の通りとした。 a)厳しい腐食環境: 1.E-01µA 以上(赤) b)腐食の進行する環境: 1.E-01~1.E-02µA(黄) c)腐食の進行しない環境: 1.E-02µA 以下(緑) 潮風促進試験機,辺野喜暴露場ともに1カ月過ぎ ると 1.E-01µA の近衡を示す腐食電流値を測定し た。しかし、辺野喜暴露場は1カ月過ぎるとすぐ に厳しい腐食環境を示す 1.0E-01µA 以上の値が計 測されたが、潮風促進試験機はすぐには1.E-01μA 以上の反応が出なかった。その差が図.4 のさび厚 の変化に反映されていると推測される。

5. まとめ

辺野喜暴露場と潮風促進試験機において外観目 視は同等な反応がある程度見られたが、ACM セン サとさび厚は30日以降違いが表れた。今後の実験 では辺野喜の温度・湿度をパラメータに更なる開 発の検討を行っていく。

参考論文:1)

竹渕 敏郎, 古土井 健, 千葉 照男, 小野 幸一郎, 佐々木 一哉,三木 千壽:腐食環境調査による東京 港臨海大橋(仮称)内面塗装仕様の検討、土木学 会第61回年次学術講演会



潮風促進試験機 辺野喜暴露場





50日目 錆厚35.5µm 60日目 錆厚161.5µm 30日目錆厚157.6µm

25日目 錆厚32.6μm



図.3 耐候性鋼センサの外観目視



潮風促進試験機

図.5 ACM センサ(上:辺野喜・下:潮風促進試験機)

鋼橋点検用マイクロロボットの開発

東京工業大学 〇稲荷優太郎・佐々木栄一・高橋宏治・峰沢ジョージ・竹谷晃一 東京都市大学 三木千壽

1. はじめに

鋼橋において鋼部材の疲労や腐食などの損傷は、 表面からは点検しにくい箇所に生じることがしばし ばある。大規模なリハビリテーションとなった鋼製 橋脚部の疲労損傷のほとんどは通常の点検では発見 が難しい部位に発生している¹⁾。2007年6月に発見さ れた一般国道 23 号木曽川大橋(写真-1)のトラス斜材 が破断し、大規模な補修作業が行われた²⁾。破断の直 接的な原因は鋼トラス斜材の腐食であり、コンクリ ートに直接埋め込まれている箇所で腐食が発生して いたため表面からの目視による点検では発見できず、 その結果腐食が進行して破断に至った。この報告を 受け、鋼部材がコンクリートに直接埋め込まれてい る部位を中心に各地の橋梁で緊急点検が行われた結 果、2007年に竹中停車場線筒井大橋と一般国道7号 本荘大橋で実施された点検においても、写真-2のよ うにトラス斜材のコンクリート埋め込み部で腐食損 傷や腐食損傷が原因の破断が発見された³。いずれも 表面からの点検では発見は難しかったと報告されて いる。

このような鋼トラス斜材のコンクリート埋め込み 部や鋼トラス橋格点部等の狭隘部、鋼箱桁の閉断面 内部といった目視点検が困難な箇所は維持管理を継 続するために多大なコストと労力を現状必要とし、 このための設備や人員の確保も容易ではない。その 結果、木曽川大橋のように損傷劣化がある程度進行 してから問題が顕在化し、大規模な事後対策を施す ことにつながっている。したがって、これらの異常 やその予兆を通常点検により的確に捉え、損傷がま だ軽微なうちに適切な対策を施すことにより更新時 期の延長、ひいてはライフサイクルコストの低減を 図ることができる。大規模な点検設備や多数の検査 要員を必要とせずに近接目視相当の点検が可能な技 術を早急に開発することが望ましく、このような技 術は通常点検をより一般的なものとする上でも極め て有益である。

本研究では、鋼橋の狭隘部や閉断面内部などの目

視困難な構造部位を対象とした近接目視相当の点検 装置の開発を目的とした。具体的には、鋼橋の狭隘 部や閉断面内部にボルト穴からも侵入可能である工 業用内視鏡を搭載したマイクロロボットを用いて、 近接目視相当の点検装置を開発することである。多 くの鋼橋では M22 以上のボルトが使用されているの で、開発する装置は直径 22mm 程度の穴を通過できる ことを目標とした。

2. マイクロワームロボットのコンセプト

ここで開発する鋼橋点検用マイクロワームロボットは、鋼橋狭隘部を CCD カメラを用いて目視相当の 点検を行うためのシステムである。本ロボットの 4 つのコンセプトを以下に示す。

- 従来の点検ロボットでは接近不可能な鋼橋狭隘
 部の点検を行えること。
- M22 ボルト穴から侵入可能で、鋼箱桁内部の点 検が可能であること。
- 点検用レールなどの設備が不要な自走式の点検
 ロボットであること。
- 劣化箇所に可能な限り接近、観察ないし撮影を 行えること。



写真-1 木曽川大橋、コンクリート埋め込み部の腐食

キーワー	ード	点検用ロボット	鋼橋	腐食
		エアシリンダー	CCD	カメラ
連絡先	∓ 1	52-8522		
	亰	東京都目黒区大岡	山 2-12-	1 M1-23

3. マイクロワームロボットの構成

本研究において開発したロボットは、鋼板表面に 沿って走行するベースユニット、対象部位を視準す る CCD カメラを装着したカメラユニット、ベースユ ニットの動作を制御するコントロールユニットとエ ア動力と電力を供給するパワーユニットで構成され る(写真-3)。ベースユニットとカメラユニットはい ずれも有線による制御で、検査員は作業環境の良い 場所から鋼橋点検ロボットをコントロールユニット で操作し、着目部の動画像・静止画像をリアルタイ ムでモニタリングすることができる。

構造上の大きな特徴としては、ベースユニット中 間点で折畳める構造形式を採用したことにより M22 ボルト孔から箱桁閉断面内部へ侵入する時は真直ぐ の状態で侵入させ、箱桁閉断面内部で折り畳むだけ で点検作業を行う形体に変形できる点である(図-1)。

箱桁内部侵入後は、ベースユニットに取り付けら れている 4 つの小型電磁石で鋼板表面に吸着し、小 型エアシリンダの伸縮により芋虫のように鋼板表面 を走行する機構を備えていることであり、このため 専用レールなどの付帯設備を必要とせずに鋼橋の狭 い空間の底面や壁面を移動できる。そして、ワーム 型ロボットにすることで制御機構が単純化され、ロ ボットの軽量・小型化を実現した。

(1) ベースユニット

鋼橋点検ロボットのベースユニットの概要を図-2 と写真-4 と表-1 に示す。鋼橋点検ロボットは頭部、 腹部とそれらを繋ぐ関節部からなる。頭部と腹部に は(W)15mm×(H)15mmの電磁石を吸着面を下向きとし て、頭部と腹部にそれぞれ 2 つ並べており、腹部に は(W)6mm×(H)11mm×(L)26mmのエアシリンダを2つ配 置している。エアシリンダの稼動棒はそれぞれ進行 方向に 13mm だけ伸縮し、稼動棒が関節部となってい る。なお、アルミフレームの加工の他にエアシリン ダと配管接続部品の加工も行い、可能な限りベース ユニットを小型化している。

(2) カメラユニット

カメラユニットの基本性能を表-2、外観を写真-5 に示す。カメラユニットは市販の CCD カメラであり、



写真-2 筒井大橋、コンクリート埋め込み部の腐食



写真-3 ロボットの構成



図-1 形体変形

白色 LED 照明も搭載されているため鋼トラス橋格点 部などの狭隘部、鋼箱桁の閉断面内部のような外部 から光が届かない箇所の点検が容易で、かつ静止画 像・動画像の撮影も可能である。使用時は PC の USB に、カメラの端子を接続し操作する。

表-1 ベースユニット仕様

	走行速度		80cm/min
寸法			(W)14mm × (H)18mm × (L)150mm
	重量		80g
		寸法	(D)10mm×(H)15mm
	電磁石	重量	7g
		磁力	6N/24DCV
		作動形式	複動型
		ピストンロッド径	2mm
		ストローク	10mm
	エマシルト・ゲ	寸法	(W)6mm×(H)15mm×(L)26mm
	エアシリンタ	重量	6.6g
		保証耐圧力	1.05MPa
		給油	不要
		配管接続口径	M3

表-2 カメラユニット仕様

	画素数	32 万画素
	LED	白色LED8灯
	画角	55度
CCD カメラ	電源	DC5V /200mA
	外形寸法/質量	14(φ)×15(奥行) mm/ 3g
	動作温度	0~45度

表-3 コントロールユニット仕様

	X • • •	「「」「」「」「」
演算制御方式		ストアードプログラム繰返し演算方式
入出力制御方式	t	ー括処理方式、入出カリフレッシュ命令
プログラム言語		リレーシンボル方式+ステップラダー方式
メモリ容量・形式		8kステップEEPROM内臓
		シーケンス命令:27個
命令の種類		ステップラダー命令:2個
		応用命令:89種
演算処理速度	基本命令	0.55 ~ 0.7µ s∕命令
	応用命令	3.7~数100µ s/命令
入出力	DC入力	14点
	リレー出力	10点
重量		450g
	表4パ	フーユニット仕様
	電源	单相100ACV
	無負荷回転数	1450/min
	モーター出力	750W
	使用最高圧力	0.78MPa
エアコンフレック	吐出エア量	602/min
	エアタンク容量	102
	寸法	(W)330mm × (H)650mm × (L)355mm
	重量	19.8kg
	配管接続口径	Rc1/4
	ろ過度	5µ m
	保障耐圧力	1.47MPa
エアフィルタ	ドレン貯容量	55cc
	重量	330g
	材質	亜鉛ダイガスト
	ドレンコック	スクリュー式
	ポジション数	2ポジション
	ポート数	5ポート
	弁機能	シングルソレノイド
	重量	42g
	作動方式	内部パイロット型
電磁弁	配管接続口径	M3 × 0.5
	給油	不要
	保障耐圧力	1.05MPa
	応答時間	ON時 4ms, OFF時 8ms
	仕様電圧範囲	24±10%DCV
	電流値	52mA

(3) コントロールユニット

コントロールユニットの概要を**写真-6**と表-3 に示す。 コントロールユニットはプログラマブルロジックコ ントローラ、電気回路とコントローラからなる。こ こで、プログラマブルロジックコントローラとは、 中央演算処理装置と記憶素子を内蔵した制御装置で あり、ロボットや操作盤に設置したセンサやスイッ



図-2 ベースユニット



写真4 ベースユニット

チ等様々な入力機器からの入力信号を入力回路で取 り込み、あらかじめプログラムされた条件で出力回 路を ON/OFF することで電磁弁や電磁石等様々な出 力機器を制御する装置である。プログラムはハンデ ィプログラマーを用いて作成し、プログラマブルコ ントローラに転送できる。プログラム言語はラダー プログラムという専用の言語を使用しており、これ によりシーケンス制御プログラムを作成する。なお シーケンス制御とは、あらかじめ定められた順序に 従って、制御の各段階を進めて行く制御のことであ る。 パワーユニットの概要を**表4** に示す。パワーユニ ットはエアシリンダを動かすための装置で、エアコ ンプレッサ、エアフィルタ、電磁弁で構成され、 各々はナイロンチューブとウレタンチューブで接続 されている。

(5) 動作システム

本研究において開発したマイクロワームロボット の動作システムを図-3に示す。本ロボットのベース ユニットはエアシリンダと電磁石の ON と OFF のみ で前進・後退・左回転・右回転が可能である極めて シンプルな動作を特徴としている。前進動作は①待 機状態、②頭部前進、③腹部前進の 3 ステップで行 われる。①待機状態はコントローラの移動ボタンが 押されていない状態であり、頭部と腹部すべての電 磁石が ON(吸着)、エアシリンダは OFF(縮んでいる) 状態である。コントローラの前進移動ボタンが押さ れると前進動作が開始される。②頭部前進では頭部 の電磁石が一旦 OFF になり、同時にエアシリンダも ON 状態になることで関節が伸び、頭部が前進する。 その後頭部の電磁石が再び ON になり吸着する。③ 腹部後退では腹部の電磁石が一旦 OFF になると同時 にエアシリンダも OFF 状態になることで関節が縮み、 腹部も前進する。その後腹部の電磁石が再び ON と なり前進動作が完了、待機状態になる。後退動作は 前進動作を逆順に行う。左回転動作は 6 つのステッ プから成り(図4)、①頭部と腹部すべての電磁石が ON、エアシリンダは OFF の待機状態の後、②頭部電 磁石が OFF、同時に左右のエアシリンダが ON 状態 になり関節が伸びる。③右のエアシリンダを OFF に して頭部を右に振った後、頭部電磁石を ON に戻す。 ④腹部電磁石を OFF にして頭部右エアシリンダを ON、左エアシリンダを OFF 状態に切り替えて腹部を 左に振ったのち、腹部電磁石を ON にする。⑤頭部 電磁石を OFF にして、左右エアシリンダを ON 状態 にして関節を伸ばしたのち、⑥左右エアシリンダを 縮め、頭部電磁石を ON にして左回転動作が完了、 待機状態となる。以上の動作をプログラマブルロジ ックコントローラ上にプログラム化する。



写真-5(左) カメラユニット 写真-6(右) コントロールユニット



図-3 前進動作



5. 動作試験

(1) 走行試験

試験では、鋼壁面角度をパラメータとして前進、 後退、右回転、左回転動作を行った。なお、鋼壁面 は板厚 16mm である。

試験結果より 0°~150°の壁面においてマイクロワ ームロボットの動作は十分可能であることを確認し た。しかし、180°の壁面においては、ベースユニッ トが壁面から落下した。この原因は、エアシリンダ の伸縮時にベースユニットの頭部が鋼面から数 mm 離 れた状態となることが考えられる(図-5)。なお、エ ア配管と導線の自重または弾力性によってベースユ ニットが力を受け走行性が低下することはほとんど なかった。以上のように改善の余地はあるものの、 0°^{150°}の鋼面においてベースユニットの走行性は 良好であり、走行性能が改善できたことを確認した。

(2) 鋼箱桁モデル内部の走行性能・操作性能験

ベースユニットの走行性能は前述の走行性能 試験で確認できた。次のステップとして、マイ クロワームロボットを用いて実際に箱桁の閉断 面内部空間を検査するために、実橋に近いモデ ルでカメラユニットから得られる映像からベー スユニットの走行性能と操作性能の評価をして おく必要がある。そこで、鋼箱桁モデル内部空 間の点検を、本研究で開発したマイクロワーム ロボットにカメラを装備し(**写真-7**)、走行性能と 操作性能を検証する試を行った。

(3) 鋼箱桁モデル概要

本試験で用いた鋼箱桁モデルは外寸約(W)200× (H)200×(L)500mm、板厚はすべて16mmである。ダ イヤフラムには直径50mmの小さい孔と10mmに面 取りされたスカラップが開いているが、この孔 からは通常の目視点検は困難である。そのため、 本研究で開発したマイクロワームロボットで箱 桁モデル内部の試験点検を行った。この試験点 検によって本ロボットの走行性能と操作性能を 検証した。

a) 試験概要

マイクロワームロボットを鋼箱桁試験体のダ イヤフラムに開けられた穴から侵入させ、搭載 された CCD カメラでモニタリングしながら底面 を走行させる。

b) 試験結果と考察

本ロボットを底面に設置させ、電磁石で底面に吸 着・固定することが可能であった。走行性能はベー スユニット単独の場合と比較すると、カメラユニッ トの重量とケーブルの剛性により劣るが、前進・後 退・左右方向転換が可能であった。カメラユニット の映像も良好であり、PC の画面上に映し出された試 験体内部の様子を見ながら、ロボットの位置をある 程度把握できた(**写真-8**)。

(4) まとめ

- 鋼箱桁モデル内部の点検を本ロボットを用いて
 行い、床面において前進・後退・左右方向転換の走行が可能であることを確認した。
- カメラユニットから得られるリアルタイム映像
 によって本ロボットの大体の位置を把握しなが
 ら移動できることを確認した。



図-5 課題点



写真-7 マイクロワームロボット



写真-8 カメラユニット画像

6. 機能の追加と課題の解決

(1) 180°壁面での走行

180°壁面でベースユニットが壁面から落下してし まう課題を克服するために、新しい動作システムで 走行試験を行った。新しい動作システムを図-6 に示 す。試験の結果、180°壁面から落下せずに走行する ことができた。頭部・右の電磁石を ON のままにす ることによって、180°壁面から落下することを防い でいる。

(2) エアーブロー

現場では塵などがあるため電磁石の吸着力が落ち、 正常に走行できない可能性がある。したがって、塵 を吹き飛ばすためのエアーブローの機能を増設した (写真-9)。エアーは、電磁弁に新しいチューブを

追加し、ノズルの噴出口をロボットの先端に配置す ることで噴射している。エアーは常に噴射している わけではなく、シリンダーが伸びると同時に噴出す るようになっている。



図-6 前進動作(改善後)



写真-9 エアーブロー

- 7. 結論
- (1) 本研究の成果

本研究において得られた成果を以下に示す。

- 電磁石とエアシリンダを用いたシンプルな 動作システムを開発し、これまで困難とさ れていた鋼橋狭隘部や鋼箱桁内部に M22 ボ ルト穴から侵入できる橋梁点検ロボットを 開発した。
- 0°~180°の鋼面上を前進・後退・右回転・

左回転の移動ができることを、ベースユニ ットの動作性能の検証から示した。

- 鋼箱桁モデルの試験点検から、マイクロワ ームロボットの床面における走行と操作が 可能であることを確認した。
- 試験点検では、カメラが対象箇所に接近した映 像を得ることを示した。

(2) 今後の展望

光学式マウスでマイクロワームロボットの位置を リアルタイムで把握することにより、操作性の向上 や、腐食箇所の特定が期待できる。そして、小型エ アグラインダをマイクロワームロボットに搭載して 遠隔操作で鋼材表面の塗膜を研削を可能にすること で、塗膜の下の腐食も調査できる。

さらに、現段階では鋼部材の同一面上の移動が可 能であるが、面から面へ移動する動作には対応して いないため、あらかじめ点検する面を決めてその面 上にロボットを設置しなければならない。そこで、 面から面へ移動可能な「群ロボット」と呼ばれる多 関節ロボットを開発することで、多面を一度に点検 することができる。

謝辞:本研究は、国土技術政策総合研究所委託研究 「十木構造物の目視困難な構造部位の実用的診断手 法に関する研究」の一環として実施したものである。 参考文献

- 玉越 隆史, 大久保 雅憲, 市川 明広, 武田 達
- 1) 也:橋梁の架け替えに関する調査結果、国土技 術政策総合研究所資料, No. 444, 2008
- 山田健太郎:木曽川大橋の斜材の破断から見え 2) るもの、土木学会誌 Vol.93 No.1、29-30、2008
- 国土交通省 : 鋼橋(上部構造)の損傷事例、 3) 道路橋の重大損傷 -最近の事例http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yob <u>o3_1_1.pdf</u>, 2009
- 廖 金孫 , 松井 繁憲 , 串田 守可 , 篠原 正 , 4) 藤野 陽三: 鋼製箱桁内部の環境腐食性および除 湿剤による防錆に関する研究、土木学会論文集、 Vol. 61, No. 749, 137–148, 2003
- 名取 暢, 西川 和廣, 村越 潤, 大野 崇: 鋼 5) 橋の腐食事例調査とその分析、土木学会論文集 No. 668, 299-311, 2001
- 6) 藤野 陽三: 鋼ボックス内部の腐食環境と防錆に ついて、構造工学論文集 36A, 1021-1033, 1990

光ファイバセンサを活用した塩害劣化RC橋の長期耐荷性能評価に関する研究

1. はじめに

沖縄県内のコンクリート橋は,塩害によるひび割れ発 生に伴う耐力低下が問題となってきており,そのひび割 れの早期検知の技術が求められている.

筆者らは耐候性能の高い光ファイバを用いた特殊な計 測方法を開発した.

本論文では、沖縄の塩害劣化RC橋梁に対して、実橋 梁載荷試験を実施した結果について報告するものであ る.

2. 提案する計測手法

対象構造物に2つの特殊な固定治具を設置し,その 間に測線と呼ぶファイバーケーブルを設置する.治具に よりケーブルに張力を導入した後,ケーブルのひずみを FBG 方式により測定することで,治具間の表面平均ひず みを測定する.図1に示すセットアップを用いて一般的な 電気式ひずみゲージと性能を比較した結果を図2に示 す.提案手法はコンクリートに発生するひずみを極初期 の段階から検出が可能であり,ひび割れ後も継続して長 期に計測できる特徴がある.また,ケーブルの利用と治 具への工夫から,健全部に治具を設置後に,ケーブルを 連続して敷設することができるなど現場への適用性が高が い.

3. 実橋計測

対象橋梁は RC 単純 T 桁である.本橋の維持管理に 関しては 1977 年に塩害劣化が確認されて以降,下フラ ンジの鋼板補強など複数回にわたる補修等が施されて いる.散水車およびラフタークレーンを用いた実橋載荷 試験を実施した.その際に電気式ひずみゲージと合わ せて,提案手法を含む光ファイバ計測も実施した.

4. 計測結果:横桁下フランジ部

横桁下フランジ部は図 3 のように剥離や浮きが確認さ れていた.電気式ひずみゲージは設置自由度が低いこ とから,辛うじて計測の可能性がある箇所に設置された. 一方,光ファイバは健全と思われる根本に固定治具を設

ΤΤΕS	正会員	○菅沼	久忠
琉球大学	正会員	下里	哲弘
琉球大学	正会員	有住	康則
沖縄総合事務局	正会員	川間	重一





図-2 150kN載荷試験時のひずみ挙動

置して測定を行った.

図4に計測結果を示す.波形の折れ点は類似していた が,最大値は電気式ひずみゲージ(18.7 µ)に比べて,提 案手法による計測結果(90.0 µ)は 4.8 倍の値であった. 剥離等により電気式ひずみゲージの値が低下したか, 横桁剛性低下による桁間の挙動の差異により提案手法 の計測値が上昇したかを明らかにするために,続いて FEM 解析を実施した.

5. 解析検証

2つの計測方法による値の違いの訳を明らかにするため, FEM 解析を実施した.

5.1 解析モデル

解析モデルは図5に示すようにソリッド要素によりコン クリート部と鋼板部を構築した.コア抜き試験の結果を反 映してE_{コンクリート}=4.0×10⁴ポアソン比0.2とした.更に横桁 部の損傷状況を模擬して,横桁部のコンクリートヤング係

キーワード維持管理,光ファイバ,表面ひずみ,FBG センサ,損傷検知連絡先〒152-0034東京都目黒区緑が丘 1-23-15株式会社TTESTEL 03-5731-9117



図-3 横桁部の状況および計測位置



図-4 ラフター走行時の横桁下フランジひずみ波形 数を1桁減少させた損傷モデルAと,2桁減少させた損 傷モデルBを作成した.

5.2 解析結果

ラフター走行中に最大ひずみを計測した時の状況を 解析した結果を,計測結果とともに図6に示す. 健全モ デルのモデル化精度は,計測結果と解析結果が概ね-致していたことから確認済みである.横桁での健全モデ ルの解析結果(27μ)は,提案手法(90.0μ)より低く,電 気式ひずみゲージ(18.7μ)より高い結果であった.電気 式ひずみゲージは,設置の不自由さから,不安定な場所 に設置されており,単に値が小さいからといって健全とは 決して言えない.損傷モデル A(73μ)B(83μ)であり,健 全部位間の平均ひずみを計測した提案手法と近い値と なった.損傷モデルA,Bの程度が,実構造のどの程度の 損傷か不明ではあるが,横桁が機能していない可能性



図-5 計測結果と解析結果の比較(横桁Lflg)

があることが明らかになった.

- 6. まとめ
- (1)対象橋梁は横桁の剛性が落ちている可能性が高い.よって、補修効果が十分に得られたかを補修後の計測で検証する必要がある。また、補修後も継続的にモニタリングを行い、橋梁の安全管理に努める必要がある。
- (2) 既にひび割れ・浮き・剥離が生じている箇所であって も提案する手法は挙動を把握することが可能であった.
- (3) 損傷がある橋梁に電気式のひずみゲージを用いる 際には,設置の方法および計測結果の考察に注意 が必要である.

今後,塩害劣化RC橋の応答変化や管理上の閾値評 価等を目的に,国道歩道地下空間にある光ファイバ情 報ボックスへ接続したモニタリング手法の開発等を行っ ていく予定である.

参考文献

・濱田,山路:コンクリート構造物のモニタリングへの光ファイバの適用に関する基礎的研究,港湾空港技術研究所資料, No. 1092, Dec. 2004.
Session6:鋼構造、維持管理

東日本旅客鉄道(株) 正会員 大島 博之 東京工業大学大学院 正会員 佐々木 栄一

1. はじめに

東日本旅客鉄道(株)では,約12,000連の鋼桁を管理している.その中には,明治時代に架設され経年が 100年を超える鋼桁も存在し,適切なメンテナンスを行うことで現在も使用し続けている.以下に代表する線 区の鋼桁の特徴を記す.

(1)高経年鋼桁が多数:平均経年は74年. 全235 連中 60%の桁が経年80年以上である.

(2)過酷な使用状況: 320本/日の運行. 車軸の通過回数は14,080回/日を数える.

(3) 取替が困難:桁下の道路利用,民家や店舗と近接しており作業スペースが制約されている桁がある.

このようなことから、高経年鋼桁を安心して使用し続けるための技術の一つとして、耐久性を評価することが求められている.本研究は、最近まで使用されていた経年84年の鋼桁を用いた実験から、高経年鋼桁の耐

写真1 対象とする鋼桁

久性を検討することを目的としている.本文では試験内 容と試験実施前の検討事項について報告する.

2. 実験対象とする鋼桁

以下に実験対象とする鋼桁(写真1)の諸元を記す.

(1)製作年:1928年(経年84年)

(2)構造形式:開床式2線3主桁下路鈑桁

(3)支間長:11m

(4)設計荷重: E-40(KS-18相当)

(5)主な変状:床組みの腐食(写真 2),ラテラルガセットの孔食,リベット頭部の腐食(6)主な修繕:リベットから HTB への交換,横桁フランジの当て板補強

3. 試験内容

(1)静的載荷試験

実際に鋼桁に作用する応力は、レール剛性や各部材の協働作 用により、計算から求められる応力と乖離があると言われてい る.そのため、鋼桁を主桁や軌道から分離した後に静的載荷試 験を実施し、作用応力と計算値の比(以下,実態率と呼ぶ)を 検証する.

(2)疲労試験

84 年間供用されてきた鋼桁から切り出した試験体を用いて, 疲労試験を実施する.試験に用いる鋼桁は,アングルと平板で構 成されており,一部が高力ボルトに交換されているものの,多く のリベット接合は保持されている.試験体は,横桁を挟んで連続 する縦桁2台を採取する(図1).この試験では,曲げが作用す る縦桁支間中央の状態と,曲げとせん断が作用する縦桁と横桁の 接合部の状態を把握する.荷重は縦桁の支間中央に載荷し,横桁 を挟んで交互に載荷することで列車の移動を模擬する(図2).

図1試験体イメージ



キーワード 高経年, リベット構造, 腐食, 疲労亀裂

·連絡先 〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2 東日本旅客鉄道㈱ 設備部 構造物管理 G TEL 03-5334-1244



写真2 床組の腐食

(3)材料試験

高経年鋼桁に使用されている材料は、材料特性が不均一であ ると言われている.引張強度試験とシャルピー衝撃試験を行い 材料の機械的特性を把握する.

4. 試験前の検討事項

(1)断面諸元

部材毎の断面剛性や応力振幅,電車 10 両当りの繰返し回数 を計算した(表1).この結果から,縦桁が最も過酷な使用状態 であることが想定される.なお,現行の設計荷重を作用させた ときの縦桁の応力振幅は 58MPa であり,非溶接継手の最低疲 労等級の打ち切り限界(D等級 84MPa)よりも低い結果とな った.次に,板厚減少の影響を把握するため,開床桁で腐食し やすいフランジを減厚させたときの剛性低下率を計算した.全 部材の板厚減少が同速度で進行すると仮定しフランジ減厚量は 2mm とした.縦桁と横桁の低下率は9%となり,断面剛性の 小さい部材ほど低下率が大きい傾向であることを確認した. (2)供用下での応力測定

疲労試験に実橋の応力状態を反映させるため、供用下の応力 測定を行った.測定位置は主桁・縦桁・横桁の支間中央とし、 疲労検算に必要な公称応力を計測した.測定列車は、現橋を通 過する E231 系、211 系、185 系、EF510(カシオペア)を選 定した.作用応力が最大となるのは EF510(カシオペア)通過 時の縦桁で 19.7MPa であった.このときの応力波形を図 3~5 に示す.なお、実態率は側主桁 44%、横桁 42%、縦桁 46%で あった.次にレインフロー法を用いて繰返し回数を求めた(表 2).縦桁と横桁(27 回)の繰返し回数は主桁(13 回)の約2 倍となった.繰返し回数は支間が短く影響線長が短い部材ほど 多くなり、支間長が台車の軸距よりも短い部材は、軸数分の繰 返し回数が発生するとされている.縦桁の繰返し回数は軸数分 の54 回を想定していたが、結果は 27 回であり想定の 1/2 とな った.なお、等価応力範囲は側主桁 10.2MPa、横桁 10.5MPa、 縦桁 16.5MPa となった.

5. おわりに

試験対象としている84年間供用された鋼桁は,2012年9月9日 に撤去が完了した.今後,撤去した部材について,材料試験,疲労 試験等の各種試験を実施する予定である.

		中主桁	側主桁	縦桁	横桁	備考
影響線長	m	11.0	11.0	2.2	4.4	
断面剛性① (健全)	cm ⁴	2,351,087	804,521	34,991	124,521	110km/h
応力振幅	MPa	54	53	58	50	EA-17
繰返回数	D	10	10	40	20	EC10両
断面剛性② (FLGを2mm控除)	cm ⁴	2,260,354	763,992	31,857	113,041	
剛性低下率 (100%-2/①)	%	4%	5%	9%	9%	
備考		2線載荷				

表1断面諸元一覧



図3側主桁の応力波形(EF510)



図5縦桁の応力波形 (EF510)

EF510+PC12連

	繰返回数(回)								総繰返	等価応		
応力範囲 (MPa)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	(回)	の 配 囲 (M Pa)
中主桁	1	11	1								13	6.10
側主桁	0	0	6	5	1	0	1				13	10.22
横桁	0	9	5	1	10	0	2				27	10.47
縦桁	0	0	0	0	2	9	6	8	0	2	27	16.47
		表	2 応	う	頻	度ら	} 在	ī (E	F51	0)		

今後の課題として,試験結果に汎用性を持たせることが挙げられる.試験前の検討から,対象とした鋼桁は 想定よりも応力範囲や繰り返し回数が小さく,疲労耐久性に対して安全側の結果を得た.多くの供用中の鋼桁 の応力状態を計測し実態を把握することが,試験結果に汎用性を持たせる一助になると考えている.

参考文献

1)鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)鉄道総合技術研究所編,2009
 2)鋼構造物の疲労設計指針・同解説(社)日本鋼構造協会編 p229~p231,1993

腐食した鋼橋継手部の接着剤併用あて板による補強と性能確認

阪神高速道路株式会社 正会員 〇田畑 晶子 阪神高速技術株式会社 正会員 山上 哲示,高村 義行 三菱重工鉄構エンジニアリング(株)正会員 古田 大介

<u>1. はじめに</u>

中央径間にヒンジを有する3径間連続長大トラス橋の主弦 材箱断面の継手部内面に,雨水進入による著しい腐食が生じ ていた.損傷箇所には,発錆の要因と考えられる雨水の浸入 痕,および滞水の痕跡が確認された.本稿では,このような 継手部の腐食損傷の補修に対して,摩擦接合継手としての健 全度の評価を行い,狭隘な箱断面トラス部材内面の作業性を 考慮した小規模な補強構造の提案と性能確認を実施したの で報告する.

2. 健全度評価

写真-1には、添接板の腐食状況を示す.高力ボルト頭部は 山形に減肉し, 座金も台形状に減肉していた. 添接板の最大 減肉量は 7~8mm 程度で、添接板の縁端部では、母材の局部 損傷(ノッチ状の減肉)が確認された. 錆の特徴は, 塩分に よると見られるフレーク状を呈していた. 摩擦接合継手とは, 高力ボルトの締め付け摩擦力によって母材と添接板とが一体 になる接合方法であるため、摩擦力はボルトの締め付け軸力 や材片間の接触面の状態に影響される. そこで, 腐食した継 手部のボルト軸力調査、および抜き取りボルトの発錆状況を 確認した.その結果、ボルト軸力は当初設計値に対して約2 0%の軸力低下が生じていたことから、取り換えが必要と判 断した.また、抜き取りボルトの軸部、座金、添接板との接 触面に錆が発生していなかったことから、母材と添接板との 接触面には発錆がないと推測し、所定のすべり係数が損なわ れていないと判断し、減肉した添接板の断面回復のみを行う こととした.

<u>3. 基本構造</u>

一般に、腐食の生じた部材の補修方法は、腐食部分への当 て板が基本であるが、本工事では、補修対象がトラス部材の 添接板であるため、ボルトの抜き取りに制約を受けること、 また、ボルト取替えに伴う応力再配分が円滑に行われること に留意する必要があった.そこで、基本構造の検討にあたっ ては、まず継手部ボルトの抜き取り可能本数をボルト耐力と 設計作用力との考慮した結果、応力方向に沿った1行単位で 抜き取り可能であると判断した.そこへ、既設添接板に短冊 状の鋼板を重ね合わせ、再度高力ボルトで締め付ける工法 (以下、「補強添接板工法」という)を選定した^{1),2)}(図-1).



写真-1 添接板の腐食(主弦材箱桁内)



(a)補強前



(b)補強後図-1 補強添接板工法の概要



写真-2 補強添接板工法(施工例)

キーワード 腐食, 添接板, 補強, 接着剤, 高力ボルト, 摩擦接合, 引張試験 連絡先 〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3 阪神高速道路㈱ 技術部 TEL06-4963-5606 なお、文献 3) によると、接触面における部分的な隙間が、 腐食錆を防止するうえで好ましくないとされ、既設添接板と 重ね板との間には、接着剤を塗布し、不陸を吸収し部材の密 着度を高めることとした.また、対象橋梁に使用されている 高力ボルト(F11T)をF10Tに取り替えるにあたり、高力ボ ルトの材質の変更に伴う必要本数は、取り替えに伴い軸力再 配分のために追加する既設のボルト群の先端に追加される ボルト(一面摩擦)によって、既設と同等の耐力を有するも のと判断した.なお、摩擦面については、先述のとおり、既 設添接部から抜き取った腐食ボルトの調査結果より、健全で あると推定されるため、すべり係数については、新設部材と 同等のμ=0.4 と評価した.写真-2 に施工例を示す.

4. エポキシ樹脂接着剤のせん断強度試験

補修対象は箱桁内で錆の完全除去が困難な添接部であり, かつ湿潤状態下にある.このような状態を前提とした場合で も,所定の補強が可能となるように,表面状態を2種ケレン 程度とし,湿潤状態においても使用可能な接着剤 G1502-2

(DerfitE300B: BASF ジャパン製)を開発し、各種試験を実施のうえ採用した.

試験は JIS Z 8703 (試験場所の標準状態) に準じて実施し た硬化物性状測定, JIS K 6850 (接着材の引張せん断接着強 さ試験),および JSSC 規格に準じて実施した各種接着剤の引 張せん断強度試験を踏まえ,引張せん断強度が最大となる最 適配合比を把握するとともに,温度依存性を踏まえ所定の強 度を確認した.採用した樹脂剤の性状値を表-1 に示す.

<u>5. ボルト軸力の経時変化確認試験</u>

補強方法は、既述のとおり補強板を接着剤およびボルトで 一体化する方法である.ここでは、接着剤により重ね合わさ った板を高力ボルトにより締め付けた場合のボルト軸力の 経時変化に関する実験を健全材、錆材で実施した.実験結果 より、接着剤によるボルト軸力の変化は数時間で落ち着き、 錆材の場合であっても定常化するのに約 10 時間程度後には 安定状態になり、健全材ならびに錆材いずれの場合もボルト 軸力の低下は 2~3%であるので、接着剤の影響は無視できる ことが分かった(図-2).

表-1 エポキシ樹脂材の性状

È	剤		Derfit E300A	A
硬化	剤	1 Derfit E300B	G1502-0	G1502-1
水分吸湿添加剤酶	2合比(phr)	(50140)	(90/10)	(80/20)
混合比 (質量比)		Presenter	2:1	
物性(20℃×7日 引張強度	日間硬化) (kgf/cm²) [N/mm²]	358 34.6	515 50.5	420 41.2
圧縮降伏強さ	(kgf/cm ²) [N/mm ²]	481 471	874 85.7	790 77.4
圧縮弾性率	(kgf/cm ²) [N/mm ²]	13600 1.3 × 10 ³	23500 2.3 × 10 ³	21900 2.2 × 10 ³
曲げ強度	(kgf/cm ²) [N/mm ²]	446 43.7	773 75.8	718 70.4
引張りせん断強度	(kgf/cm ²) [N/mm ²]	178 17.4	166 16.3	183 17.9
硬度 JIS K7215	5 ТуреD	81	83	82
硬度物の比重2	2°C	1.14	1.13	1.14

* 試験条件は JIS Z8703 に準じ、硬化条件は 20℃、7 日間を標準養 生

*1、Derfit E300は理論量は80%の水を添加し硬化物を作成した。



図-2 ボルト軸力経時変化測定結果

また,試験終了後,供試体を剥離したときの摩擦面を確認した結果,健全材では,全面にわたって,接着剤 が薄く残っていたが,実物を再現した N-1 タイプのボルト座金の範囲において,接着剤の付着はほとんど見受 けられなかった.この結果から,ボルト軸力の導入により支圧を受ける範囲の接着剤は,ほとんど排除される ことが確認された.

6. 基本構造の静的引張試験

基本構造の部分モデルによる摩擦接合継手としての応力伝達の検証,ならびに接着剤・先端ボルトの効果の 確認を目的に,静的引張実験を実施した.供試体の上添接板には,約50年暴露された錆鋼板を,2種ケレン 程度に処理して使用した(図-3).引張実験は,供試体製作後,一週間の室内養生を行った後に実施し,アム スラー能力300tfの万能試験機により,供試体が破断するまで実施した.図-4には,各供試体のP=40tf引張 載荷時における供試体各部の発生応力度から算定される分担荷重を示す.ここに,引張載荷重は,ボルトのす べり耐力程度とした.同図より,A-1タイプにおける分担荷重は,下添接板に偏っている(A点:下添接板22.4tf, 補強側 17.6tf)のに対し,A-2タイプでは,下添接板の負担荷重が減少した(A点:下添接板 18.4tf,補強側 21.6tf).これは,Bタイプでも同様の傾向で,接着剤の使用による効果と考えられる.また,図-5には,各供 試体の応力伝達比率を示す.これは,母材の分担荷重をベースに,補強側,および下添接側の分担荷重をそれ ぞれ引張載荷重で除している.同図より,AおよびBタイプともに,伝達比率は,接着材の使用によって, 補修側へ移行することがわかる.さらに,表-2には,各供試体のすべり荷重,破壊強度,およびすべり係数を 示す.同表より,いずれの供試体においても,道示で規定されるすべり係数 $\mu = 0.4$ (当初)を上回ることが わかった.







図-3 静的引張試験供試体



(a)A-1 タイプ





図-4 引張載荷時の各試験体の応力分担率



図-5 引張載荷時の各試験体の応力伝達率

7.素地調整の影響確認試験

実施工では、作業環境の制約等から十分に素地調整でき ない場合が少なくない.そこで、素地調整程度をパラメー タとしてすべり試験を実施し、錆層を残したままの施工と 通常の接着工法とを比較することにより、その影響度を確 認した⁴.

腐食材は板厚 22mm (錆層厚約 0.5mm)を用い,土木学会 編「高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針 (案)」における標準試験片に準じて供試体を作成した.供試 体は,腐食材は「腐食のまま」,「素地調整程度 3 種相当」,

「素地調整程度2 種相当」の3 種を「新材」と比較するこ ととし、添接板は「ブラスト」、「無機ジンク 75 µ 」の2 種 類とし、表-3 の組合せにて試験を実施した.使用した接着 剤の特性を表-4 に示す.従来品(DerfitE300(BASF ジャパ ン製))、および粘性の大きいコテ作業可能な接着剤 DerfitE6040W(同) の2 種類を使用した.

ボルト軸力はボルトゲージで計測し,接着直後のボルト 軸力導入直後(目標導入軸力165kN)と,すべり試験直前 の2回計測した.すべり試験は2000kN万能試験機を用い, 表-2 すべり係数

供試体タイプ	すべり荷重(tf)	破壊強度(tf)	すべり係数
A1 56.3		90.2	0.62
A2	48.7	86.7	0.54
B1	54.0	87.7	0.60
B2	59.7	89.6	0.53
B3	64.8	93.5	0.57

表-3 試験ケース

試験体No.	日	:材	3	\$接材	接着剤
NBB0					なし
NBB1			新材	ブラスト	Derfit E6040W
NBBD	新材	ブラスト			Derfit E300
NBZ1			発せ	ジン・クフラ リ	Derfit E6040W
NBZD		和小	利 12	22713μ	Derfit E300
AAB1			新社	ブラフト	Derfit E6040W
AABD		まま	まま	2774	Derfit E300
AAZD			新材	ジンク75μ	Derfit E300
A3B1			ヂお	ゴニフト	Derfit E6040W
A3BD	腐食材A	素地調整3種	利112		Derfit E300
A3ZD			新材	ジンク75μ	Derfit E300
A2B1		素地調整2種	発せ	ブニフト	Derfit E6040W
A2BD			初 12		Derfit E300
A2ZD			新材	ジンク75μ	Derfit E300

試験片に引張荷重を負荷してすべり発生時の荷重を求めた.この時,すべり荷重の決定は,試験片の母材間に 変位計を取付け,試験中に荷重~すべり変位の関係を計測し,負荷荷重に対して変位が急激に大きくなった点 を目安にした. 表-5には、軸力導入時、すべり試験直前のボルト 軸力と、すべり試験における荷重~変位線図などよ り判断した2点のすべり荷重より求めた平均すべり 係数(μ)をまとめて示す.また、素地調整状態と すべり係数の関係を図-6に示す.各ケース1体のみ の試験であるが、下記が確認できた.

- 道路橋示方書にて規定されるすべり係数 µ>
 0.4 は、すべてのケースで満足している.また、 錆面のブラスト処理のみで接着剤なしのケース に比べ、接着剤を併用することですべり係数は 大きくなる.
- (2) 添接板がブラスト処理の場合、すべり係数は母材の程度により、新材>素地調整2種程度>素地調整3種程度>無処理(まま)の傾向が見られる.
- (3) 添接板がジンク処理の場合、ブラスト処理の場合 に比べて養生期間の軸力の低下率が大きく、すべ り係数は低い.また、すべり係数は母材の程度に よる差がわからなくなる.これは、接着剤よりジ ンク処理の影響が支配的であると考えられる.
- (4) 腐食材といえども、浮き錆がない板であれば、
 今回使用した 2 種類の接着剤とも十分なすべり
 係数を確保できる.

<u>8. エポキシ樹脂材追跡点検</u>

補強添接板工法ではエポキシ樹脂剤を併用するため,長期耐久性を確認する目的で長期品質管理試験を 実施してきている.ここでは,施工後10年を経過し た時点での樹脂物性試験結果について報告する.供試 体の種類と試験方法,保管場所を表-6に示す.樹脂 物性試験はJIS 規格に基づき①~⑦の試験を行った. 試験結果を図-7に示す.以下に結果を考察する.

- (1) 比重,硬さ試験とも初期値・経年2年,および5年 目結果との変化は認められない.
- (2) 曲げ強さは初期値の 90% (室内), 96% (現場) に 減少した.
- (3) 圧縮降伏強さは、初期値の 61%(室内)、73%(現場)と減少した.室内保管については、経年毎減少傾向にある.
- (4) 引張せん断強さは、初期値の88% (室内),90% (現場) に減少した. 室内保管は経年5年目結果と比べて減少した.

表・4 接着剤の特性

	接着剤	E6040W	E300
	主剤	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂
₩±	硬化剤	変性ポリアミドアミン	変性ポリアミドアミン
上	配合比(重量比)	主剤:硬化剤=2:1	主剤:硬化剤=2:1
17	可使時間(20℃)	43分	80分
	硬化時間(20℃)	11時間	11時間
硬	圧縮強度	88MPa	49MPa
化物	曲げ強度	76MPa	45MPa
物物	引張強度	40MPa	35MPa
性	引張せん断強度(鉄+鉄)	17MPa	18MPa

表-5 試験結果

試験体No.	軸力導入時 のボルト軸 力	すべり試験 直前のボル ト軸力	軸力導入時 からの低減 比	1回目すへ	くり発生時	2回目すへ	い発生時	平均 すべり 係数
	a(kN)	b(kN)	b/a	すべり荷重 F(s1) (kN)	すべり係数 μ**	すべり荷重 F(82) (kN)	すべり係数 μ*	μ
NBB0	154.2	151.0	0.98	300.0	0.50	332.0	0.55	0.52
NBB1	161.7	151.8	0.94	540.0	0.89	500.0	0.82	0.86
NBBD	176.2	172.0	0.98	499.5	0.73	470.0	0.68	0.70
NBZ1	165.5	147.4	0.89	466.0	0.79	385.0	0.65	0.72
NBZD	158.0	147.1	0.93	379.0	0.64	358.0	0.61	0.63
AAB1	161.5	152.7	0.95	523.5	0.86	422.0	0.69	0.77
AABD	176.1	170.3	0.97	408.0	0.60	360.0	0.53	0.56
AAZD	156.8	143.9	0.92	370.5	0.64	360.0	0.63	0.63
A3B1	172.9	164.3	0.95	500.5	0.76	485.0	0.74	0.75
A3BD	176.1	170.9	0.97	417.3	0.61	405.0	0.59	0.60
A3ZD	165.0	153.2	0.93	325.0	0.53	391.5	0.64	0.58
A2B1	158.1	146.9	0.93	509.0	0.87	500.0	0.85	0.86
A2BD	171.8	167.1	0.97	480.5	0.72	435.0	0.65	0.68
A2ZD	162.1	149.9	0.92	305.0	0.51	340.0	0.57	0.54

拉兰刘	沃拉拓		母	材	
按值刑	渝按 似	まま	3種相当	2種相当	新材
なし	ブラスト				0.52
E200	ブラスト	0.56	0.60	0.68	0.70
E300	ジンク	0.63	0.58	0.54	0.63
E6040	ブラスト	0.77	0.75	0.86	0.86
E0040	ジンク				0.72



図-6 試験結果まとめ(すべり係数)

- (5) 圧縮降伏強さおよび圧縮弾性率の漸進傾向が確認されるが、現場継手部は樹脂部に圧縮力が作用する構造 ではないため、影響は小さいと考えられる.本継手部の構造から、引張せん断強さについては注視する必 要があるが、今のところ初期値から大きな変動はない.
- (6) 現場保管に比べ室内保管の方が低減率が大きい.この原因として保管場所の温湿度の影響が考えられる が, JSSC (DL タイプ)の引張せん断強さは現場保管の低減率が大きく,更なる経年調査が必要と考える.

<u>9. まとめ</u>

本稿は,鋼橋継手部の腐食した添接板に対する補 強構造を提案し,性能確認実験により検証したもの である.以下には得られた結果を示す.

- (1) 腐食した添接部の健全度調査の結果、ボルト軸 力は設計値に対して 20%の軸力低下が認めら れたため、ボルト取り替えが必要と判断した. また、母材と添接板との摩擦面は、現地調査か ら健全であると判断した.
- (2) 継手部の補修方法は、継手部ボルトが応力方向 に沿った1行単位で抜き取り可能と判断し、既 設添接板に短冊状の鋼板を接着剤とともに重 ね合わせる補強添接板工法を提案した。
- (3) 2 種ケレン程度の素地調整で、かつ湿潤状態下で所定の強度が発揮できる接着剤 G1502-2
 (DerfitE300B: BASF ジャパン製)を開発し、 各種試験を実施のうえ採用した.
- (4) ボルト軸力低下確認試験の結果,軸力変動は 2 ~3%程度で 10 時間程度で安定化した.また, ボルト軸力の導入によって,支圧を受ける範囲 の接着剤はほとんど排除され,ボルト軸力の低 減に対する接着剤の影響はないことを確認した.
- (5) 補強構造を模擬した静的引張試験により、添接 板の分担荷重は、接着剤の使用により低減され ることを確認した.
- (6) 実施工を考慮した素地状態をパラメータとして すべり試験を実施した結果, 0.5mm 程度の錆 層を持つ腐食材において,素地調整3種程度以 上にまで錆層を除去できれば,今回採用した接 着剤は2種類とも十分なすべり係数を確保でき ることが確認できた.
- (7)補強添接板工法で用いたエポキシ樹脂剤の長期耐久性を確認するための施工後10年目の樹脂物性試験の結果,各物性値の強度は経年に伴い若干の低下が見られるが、引張せん断強さは初期値に比べて大きな変動はない.

【参考文献】

表・6 供試体の種類と試験方法,保管場所

計除の話版	=+ ₽₽ + >+	保管場所·数		
武泉の作業現	武殿力云	室内	現場	
樹脂経年変化				
①比重試験	JIS K 7112-1999	5試料	5試料	
②曲げ強さ試験	JIS K 7171-1994	5試料	5試料	
③圧縮降伏強さ試験		⊏ = -+ ¥1	⊏ =-+ 자기	
④圧縮弾性率試験	JIS K /181-1994	つ言八不斗	コロスオキ	
⑤引張強さ試験	JIS K 7113-1995	5試料	5試料	
⑥硬さ試験	JIS K 7215-1986	5試料	5試料	
	JIS K 6850-1999	5試料	5試料	
	JSSC規格(DL)	5試料	5試料	





- 1) 村中昭典,皆田理,重吉勝:腐食部材を用いた樹脂併用高力ボルト接合の静的強度,土木学会第46回年 次学術講演会,I, pp.594-595,1991.
- 2) 横山健司,松本茂,田畑晶子:トラス橋の腐食による継手部の補修方法と確認実験,阪神高速道路公団 技報第16号,1998
- 3) 名取暢, 寺尾圭史: 接着材を併用した腐食剤のあて板補強について, 土木学会第46回年次学術講演会 I, p848-849, 1991.
- 4) 古田大介,山田潤,岡本吉晴,川村誠司:接着剤併用継ぎ手を用いた当て板補強に関する試験検証,土 木学会第 64 回年次学術講演会 I, pp.1091-1092, 2009

腐食高力ボルトの残存軸力評価に関する実験的研究

沖縄会特別会員 A 琉球大学 〇大城進太郎 正会員 琉球大学 下里哲弘 正会員 琉球大学 有住康則 正会員 琉球大学 田井政行 金秀鉄工 長嶺由智

1. はじめに

鋼橋において, 錆が発生しやすい部分として防 錆塗装が付きにくい角部が多く存在するボルト部 が挙げられる. 腐食に対する適切な鋼橋の維持管 理においては, 高力ボルト摩擦接合継手の残存耐 荷力・耐久性能を評価するために, 腐食した高力 ボルトの残存軸力を評価する必要がある.

そこで本研究では,腐食劣化した高力ボルトの 残存軸力をボルトのナット部の腐食劣化度から残 存軸力を推定することを目的とする.

2. 腐食試験体の劣化度分類

(1)腐食試験体

試験体には,腐食した実橋から回収した4行10 列のボルト配置された高力ボルト添接部(写真-1) を4体,ボルト総数160本を用いる.

(2)劣化度分類

本研究において,腐食劣化した高力ボルトの残 存軸力と腐食劣化の相関関係を見出すという目的 から,まず,腐食劣化状況を把握するため,形状, 減肉という観点から分類を行った.

(a) 外観目視による形状分類

劣化度分類を行う上で、一様減肉、逆台形、砂時計、台形という4パターンの腐食傾向が見られたため、それに従い、目視により分類を行った(図-1).

(b) ノギスと隙間ゲージによる減肉量の計測

図-2 に示す定義を設け、ナット側面の中心の肉 厚 t をノギスで測り、ワッシャーを基準に下から 4mm ピッチで bi を計測し(図-3),6面の平均から 平均減肉量を算出した.

(c)劣化度分類の表示

(a)および,(b)の分類をマトリックスで示し,ま とめ,試験体の腐食状況を確認したものを表-1 に 示す.なお,表-1 では平均減肉量を新材の状態か らの減少率として3段階のパーセンテージで示し ている。

3. 新材ボルトを用いた実験

高力ボルトの軸力を推定する方法の一つにひず みゲージ法がある.この方法は軸力を導入あるい は、解放した時にボルト頭部に生じるひずみの値 から軸力を求める方法である.しかしながら、腐 食劣化した高力ボルトはレンチ等で緩めることが 困難であるため、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 軸力を求めるといった実験方法の開発を行った.

(1)ひずみゲージ法について

キャリブレーションとして新材ボルトで実験を 行った.実験では,頭部に貼り付けた2軸ひずみ ゲージから得られる値と,軸力計から得られる値 から軸力-ひずみのキャリブレーションカーブを



写真-1 試験体



図-1 形状分類パターン





= t+b₀一bi 図-2 計測方法

図−3 計測の様子



表-1 腐食試験体の劣化度分類

キーワード 腐食劣化,高力ボルト,残存軸力,ひずみゲージ法,コア抜き法 連絡先 琉球大学工学部環境建設工学科(〒903-0213 沖縄県西原町千原1番地)

算出した(図-4).実験では,異なる新材のボルト 7本を用いて行った.軸力は0kNからおよそ30kN ずつ210kNまで導入し,210kNから30kNずつ0kN までそれぞれの点におけるひずみを計測した.図 -4では横軸にひずみの絶対値,縦軸に軸力を示し, それぞれ実験から得られた値を平均した.実験よ り得られたキャリブレーションカーブの傾き 0.174を利用し,腐食試験体の実験を行う.

(2) コア抜き法

コア抜きによる残存軸力への影響を確認するため、新材ボルトを用いて所定のひずみを導入した状態からコア抜きを行い、軸力導入時のひずみと 同等の値を得ることが可能か検証した.ひずみの 値を目安に50,100,150,200kN程度の軸力を導 入したボルトをそれぞれ2本ずつ用い、実験を行 った.その結果を図-5に示し、縦軸はひずみに 0.174を乗じ得られる推定軸力、グラフ上部には導 入時及び、コア抜き後の推定軸力の変化率をパー セント表示している.

図-5 より推定軸力が 92%から 101%と十分な精 度であると言える.

4. 腐食高力ボルトによる残存軸力の推定

上記で検討された実験方法を用いて腐食試験体 15本を対象に残存軸力の測定を行い,得られた結 果から残存軸力割合と平均減肉量との関係を図-6 に示す.ただし,残存軸力割合は初期導入軸力を F10Tの設計値210kNとして計算した.また,グラ フに示す人工減肉モデル平均線は既往の研究¹⁾で 行われた,軸力を導入した新材高力ボルトの機械 切削による人工減肉に伴う残存軸力の変化を示し たものである.それぞれの平均減肉量に対する残 存軸力割合を示したものである.

図-6より腐食の形状分類において台形に分類された試験体については推定軸力が他に比べ,大きい傾向にあるため,平均減肉量に加え,腐食形状にも関係していると考えられる.また,逆台形に分類されている試験体が人工減肉モデル平均線を下回る分布を示していることから,腐食形状としてナット下部の減肉量が軸力の低下因子になっている可能性も考えられる.

5. まとめ

(1)腐食劣化度分類における形状分類については概 ね、4パターンに分けられる.

(2)コア抜き法は今回の実験より残存軸力を評価するための精度を確認できた.

(3)腐食劣化による残存軸力の低下には、平均減肉量に加え、腐食形状の影響も考慮するべきである.

参考文献

 名取暢,西川和廣,村越潤,大野崇:鋼橋の腐食事例調査と その分析,土木学会論文集,No.668/I-54, pp.299-311, 2001.





1. はじめに

近年,高度経済成長期に建設された橋梁の老朽化 に対する補修・補強が数多く行われている.特に沖 縄地域の鋼橋においては,重度の腐食鋼橋の増加が 予測されるため,腐食鋼橋に対する耐荷力・耐久性 能評価を確立するためにも,腐食した高力ボルト摩 擦接合継手の高力ボルトの残存軸力の評価が必要 である.

そこで本研究では、腐食劣化した高力ボルトの残存軸力の推定を目的とする.まずFEM解析を行い、腐食減肉に伴う軸力低下メカニズムを解明する.そしてその結果に加えて、腐食形状が残存軸力に及ぼす影響を評価し、腐食劣化した高力ボルトの残存軸力の推定法を提案する.

2. 腐食減肉に伴う軸力低下メカニズムの検討

ナット側面の減肉量が残存軸力に及ぼす影響を 検討するために,弾塑性 FEM 解析を行った.以下 にその概要を示す.

(1) 解析モデル

図-1 に解析モデルを示す. 解析対象は M22 の高 カボルトと座金, 添接板及び母材とし, 全てソリッ ド要素でモデル化した.解析に用いたそれぞれの部 材の構成則を図-2 に示す. 弾性係数は 210GPa, ポ アソン比は 0.3 とした. ただし対称性を考慮して 1/12 モデルとした. 境界条件は母材底面を鉛直に支 持し,ボルト軸部中心を半径方向に固定,母材,添 接板, 座金, ナット, ボルト軸部の対称面を円周方 向に固定とし、ボルト軸部とナット、ナットと座金、 座金と添接板, 添接板と母材の境界を接触面として 定義し、接触面間の摩擦は無視した。ボルトの軸力 はボルト軸部に強制変位を与えることで作用させ た. 解析パラメータは、図-3 に示すようにナット側 面の平均減肉量(一様減肉モデル)とし、平均減肉量 が 0-12mm まで 1mm ピッチで変化させて解析を行 った. なお解析には MSC/MARC を用いた.

(2) 一様減肉モデルの解析結果

図-4 に平均減肉量と残存軸力割合の関係を示す. ただし,残存軸力割合は初期導入軸力を 210kN とし て計算した.なお,図には既往の研究¹⁾で行われた, 軸力を導入した新材高力ボルトの機械切削による 人工減肉に伴う残存軸力の変化の計測結果も併せ て示す.図より測定結果と解析結果は概ね一致して おり,測定結果に対する解析結果の最大誤差は 15% 程度であった.この誤差の要因としては,実験時の

正会員	琉球大学	○田井政行
正会員	琉球大学	下里哲弘
正会員	琉球大学	有住康則
沖縄会特別会員 A	琉球大学	大城進太郎





計測誤差や減肉以外によって生じる軸力変化(例え ばリラクセーション)によるものであると考えられ る.これより本研究で用いた弾塑性 FEM 解析を用 いることで,減肉による高力ボルトの残存軸力の変 化を検討できるものと考えられる.

(3) 軸力低下メカニズム

図-5 に減肉量 0mm 及び 12mm の場合のナット部 及び座金部近傍の変形図と塑性ひずみのコンター 図を示す.図より,減肉によって座金近傍のナット 部で塑性ひずみが増大し,局所変形を生じているこ とがわかる.これは減肉に伴い座金での接触面積が 減少したため,座金近傍のネジ部での力の伝達が増

キーワード 腐食劣化,高力ボルト,残存軸力,弾塑性 FEM 解析

連絡先 琉球大学工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町千原1番地)

加したためであると考えられる.また添接板と座金 の挙動に着目すると,添接板の孔周辺が座金によっ て押しつぶされ,局所変形を生じているといえる. これらの局所変形が,減肉に伴う残存軸力の低下の 要因であると考えられる.

3. 腐食形状の差異による残存軸力の変化

腐食劣化した高力ボルトの形状は、それぞれ異なっており、これが高力ボルトの残存軸力に影響を及 ぼす恐れがある.それゆえ、腐食形状の差異が高力 ボルトの残存軸力に及ぼす影響の検討を行った.

(1) 実腐食形状のタイプの分類と FEM モデル

本研究では腐食した高力ボルトの形状を図-6(a) に示す4種類に分類した.この4種類の腐食形状を 図-6(b)ようにモデル化し,FEM 解析を行った.な お,全ての解析モデルの平均減肉量は8mmとして ある.解析モデルの概要を表-1に示す.

(2) 腐食形状が残存軸力に及ぼす影響

図-7 に残存軸力と平均減肉量の関係に解析結果 をプロットしたものを示す.図より,腐食形状によ って残存軸力の大きさはばらつくといえる.それゆ え,平均減肉量を用いて残存軸力を推定した場合, 腐食形状の影響を考慮することは困難であり,腐食 形状によっては危険側の評価を与えるといえる.

また,残存軸力の低下割合は,逆台形型,次いで 一様減肉,砂時計型,台形型の順で大きくなってお り、これは座金と接している箇所での減肉量の大き さにほぼ比例しているといえる.これより、座金と 接している箇所の近傍の減肉量が高力ボルトの残 存軸力に影響を及ぼすと考え, 座金部の減肉量, も しくは座金部の減肉量と座金より 8mm 上部の位置 (座金部近傍)の減肉量の平均値を用いて解析結果を 整理したものを図-7に示す.図より座金部の減肉量 を用いることで,一様減肉モデルの解析結果と同程 度となった. さらに座金部の減肉量と座金より 8mm 上部の位置の減肉量の平均値を用いた場合は,一様 減肉モデルの結果と良い一致を示した.従って,座 金部や座金部近傍の減肉量に着目することで,腐食 減肉に伴う残存軸力の低下の推定が行えるものと いえる.

4. 結論

- (1) ナット部の減肉に伴う高力ボルトの残存軸力の低下の要因は、ナット部及び添接板の孔周辺の局所変形である.
- (2) ナット部の平均減肉量を用いて残存軸力を推定すると腐食形状の影響を考慮できないため、 腐食形状によっては危険側の評価となる.
- (3) 腐食減肉に伴う高力ボルトの残存軸力の低下 を精度良く推定するためには、座金部近傍の減 肉量に着目して評価を行う必要がある.

参考文献

名取暢,西川和廣,村越潤,大野崇:鋼橋の腐食事例調査とその分析,土木学会論文集,No.668/I-54, pp.299-311, 2001.



(a) ナット部の変形図及び塑性ひずみコンター図



(b) 座金近傍の変形図及び塑性ひずみコンター図

図-5 変形図及び塑性ひずみコンター図



(a) 腐食形状の分類



(b) 腐食形状の分類毎の FEM モデル

図-6 腐食形状の分類とモデル化

表-1 腐食形状分類毎の解析モデルの概要





腐食欠損モデルの鋼I桁腹板に関するせん断耐荷力実験

琉球大学 〇学生会員 利光崇明, 正会員 下里哲弘, 正会員 有住康則

1.はじめに

腐食劣化により自然崩落した鋼 I 桁橋の腐食形状 を計測し、実腐食桁を用いて大型せん断耐荷力実験 (写真 1)を行った結果,水平補剛材上部の腹板減 厚がせん断耐荷力特性に影響を与えることが確認さ れている¹⁾²⁾.図1にせん断座屈強度と腐食腹板の 平均板厚との関係を示す. 横軸は腹板の平均板厚を 設計板厚で無次元化し,縦軸はせん断座屈強度を設 計板厚時の FEM 解析値で除して無次元化した.ま た,腹板全面を一様減厚した FEM 解析の結果も併 記した.図2は、図1の赤点の腹板板厚コンター図 である.図2より水平補剛材上部腹板の減厚が激し いほどせん断座屈強度が低下しているのが分かる. 以上のことを踏まえ、本研究では水平補剛材上部腹 ≥0.40 板の減厚及び欠損の大きさとその位置が鋼I桁腹板 のせん断耐荷力特性に与える影響を明らかにするこ とを目的に,腐食を模擬した中型試験体を作成し, せん断耐荷力実験(写真2)を行った.

2.実験方法

図3に腐食を模擬した中型試験体を示す.本実験 では鉛直補剛材および上下フランジで囲まれた腹板 を着目パネル(500×500)とし,腹板の欠損をパラメ ータとした。パラメーター覧を表1に示す。着目パ ネル腹板板厚を4.5mm,鉛直補剛材板厚を6mm,上 下フランジ板厚を16mmとした.載荷条件は,図3 のように着目部にせん断力が作用するように荷重を 与え、試験体の両支点はピン及びピンローラーの単 純支持とし,横倒れ防止枠を支点部に設置した.載 荷は,2台の載荷試験機(最大載荷荷重1000kN)を 同期させて,変位制御にて実験を行った.図4に着 目パネル部のひずみゲージ及び変位計設置位置を示 す.ひずみゲージは3軸ゲージを使用した.写真3 に計測装置の設置状況を示す.

3.実験結果

3.1 面外変形特性

図5に、せん断力-腹板中央面外変位の関係を示す. 図5より、健全モデルは約350kNで面外に変位したのに対し、HS上部腹板欠損モデルは約250kNで面外に変位している.LFlg上部腹板欠損モデルは約270kNで面外に変形している.写真4にHS上部腹板欠損モデルの実験終了時の腹板状態、写真5にLFlg上部腹板欠損モデルの実験終了時の腹板状態を示す.写真4はHS上部腹板欠損箇所以下で腹板が面外に変形しているのに対し、写真5はLFlg上部腹板欠損箇所からUFlgにかけて、腹板全体が面外に変形していることが確認できる.



写真1 実腐食桁耐荷力実験



−腹板平均板厚の関係

9 8 7 6 5 4 3 2 1

写真2 腐食模擬桁耐荷力実験





図 4 ひずみゲージ及び変位計

٦,

変位計

写真 3 計測装置設置状況

キーワード 腐食 鋼 I 桁 耐荷力 FEM 解析 せん断座屈 **設置位置** 連絡先 〒903-0213 西原町千原 1 番地 琉球大学工学環境建設工学科 TEL098-895-8666

3.1 最大せん断強度特性

図6に、各試験体の最大せん断強度の比較を示す. 縦軸は各試験体の最大せん断力を健全モデルの最大 せん断力で無次元化した.図6より,最大せん断力 は健全モデル,LFlg上部腹板欠損モデル,HS上部 腹板欠損モデルの順に小さくなっている.LFlg上部 腹板欠損モデルの最大せん断力は健全モデルに対し 約17%低下しており,HS上部腹板欠損モデルは健 全モデルに対し約25%低下している.

4.3 せん断座屈強度特性

図7に、各試験体の着目パネル腹板表裏面の最小 主ひずみの挙動を示す.本研究では、実験で得られ た腹板の表裏面のひずみが分岐を示した時点のせん 断力をせん断座屈強度とした²⁾³⁾.着目パネル腹板の ひずみ評価位置を図 7-a)に示す. 各試験体のせん断 座屈強度の比較を図8に示した.縦軸は各試験体の せん断座屈強度を健全モデルのせん断座屈強度で無 次元化した. 各試験体のせん断座屈強度は, 健全モ デルが約 325kN, HS 上部腹板欠損モデルが約 250kN, LFlg 上部腹板欠損モデルが約 280kN となった. 図 8 より、せん断座屈強度は最大せん断力同様、健全モ デル, LFlg 上部腹板欠損モデル, HS 上部腹板欠損 モデルの順に小さくなっている. LFlg 上部腹板欠損 モデルのせん断座屈強度は健全モデルに対し約14% 低下しており、HS 上部腹板欠損モデルは健全モデ ルに対し約23%低下している.

5.まとめ

腐食欠損を模擬した鋼I桁腹板において,HS上部 腹板欠損モデルが最大せん断力及びせん断座屈強度 ともに最も低下した.特に最大せん断力では健全に 比べ約25%,せん断座屈強度では約23%の低下した. またせん断力-腹板中央面外変位の関係では,HS上 部腹板モデルが最も低いせん断力で面外に変形した これらはHS上部腹板の欠損が鋼I桁腹板のせん断 耐荷力特性に影響を与えていると考えられる.

今後の課題として, HS 上部腹板の減厚量とせん 断耐荷力特性の関係を実験的に明らかにしていく. また, せん断座屈発生後に張力場のアンカー部とな る LFlg の右コーナー部を欠損させた際のせん断耐 荷力について検討する.

【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







写真 5 LFlg 上部腹板欠損

表面

-1.00-0.80-0.60-0.40-0.20 0.00

最小主ひずみ(%)

裏面





400 350

300

250

200

150

100

50

0



レーザー変位計を用いた実腐食表面形状を有する鋼板の残存板厚算定手法に関する検討

1. はじめに

沖縄県は、1972年の本土復帰以降に建設された、い くつかの橋梁で腐食による老朽化が進んでおり、適切 な維持管理のためには腐食劣化した鋼材の引張耐力 や疲労強度の基本的強度評価を行う必要がある。その 強度評価を行うためには、実腐食鋼板の表面形状と残 存板厚の算定手法を求める必要がある。

本稿では、腐食鋼板の表面形状および板厚計測を精 度良く行うことを目的として、レーザー変位計を使用 して表面形状と板厚の計測を行った。

2. 計測方法

2-1 試験片

写真 1,2 は計測に使用した腐食鋼板を示す。これ は、2009 年 7 月に腐食劣化により落橋に至った沖縄県 国頭村の辺野喜橋から、落橋後に回収した鋼桁より切 り出した実腐食状態の鋼板である。

2-2 計測機器

腐食表面形状の測定にはレーザー変位計を用いた。 写真 3 のレーザー変位計は、LK-G80(基準距離 80mm、 測定範囲 ±15mm、繰り返し精度 0.2µm)であり、X-Y 方向に移動可能なステージ(移動範囲 200mm×200mm)に固定されている。

また、レーザー変位計を用いた板厚計測の検討には マイクロメータを使用した。写真4に示すマイクロメ ータは、IP65(計測範囲 25mm、最小読取値 0.001mm) である。

3. 計測方法

3-1 表面形状の計測方法

まず、レーザー変位計を用いて試験体両面の表面形 状を測定した。測定範囲は 400mm×50mm で、測定間 隔は 2mm で行った。また、レーザー変位計で計測す る際に鋼板の傾きなどによる誤差の補正には、図1の 座標変換を用いた。補正では計測した鋼板に生じてい た傾きを θ と置き、この角度 θ を 0° になるように補 正を行う。次に、補正前の座標である U-V 座標上の

キーワード腐食鋼板、レーザー変位計、表面形状、板厚



写真2 片面腐食鋼板



写真3 レーザー変位計





連絡先 〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1番地 琉球大学工学部環境建設工学科 TEL 098-895-8666

P 点を(pu,pv)とし、補正後の座標 X-Y 座標上の P 点 (px,py)を pu と pv で表わすと

 $p_x = p_u \cos\theta - p_v \sin\theta$

 $p_y = p_u \sin\theta + p_v \cos\theta$

となる。この式に各計測点を代入していくことによ り、各計測点の補正座標を求めることができる。実 際には 3 次元で補正するので、まず x-z 座標で補正 し次に y-z 座標にて補正を行った。ここで、角度 θ は三角関数を利用し、斜辺と高さから算出した。

3-2 板厚の算出方法

次に板厚を算出する。A 面および B 面それぞれ計 測点の中で一番高い点を基準面と置き、そこから各 点の腐食深さを求める。図3のLal~La4 は A 面の 基準面からの腐食深さを示しており、Lb1~Lb5 は B 面の基準面からの腐食深さを表している。

まず、第1点の板厚をマイクロメータで計測する。 その際、全体長さLは、L1+La1+Lb1で求められる。 ここで求めたLを用いて第2~第5点の板厚を求め る。第2点はL2=L-(La2+Lb2)となる。

次に、得た板厚の精度の確認を任意の6点で行った。レーザー変位計で得た板厚とマイクロメータで 実際に計測した板厚は、2体の鋼板とも各点の実測 値との差は4%以内であった。

4. 計測結果

図4、5にそれぞれ腐食鋼板の腐食深さと板厚を図示した。両面腐食鋼板の最大腐食深さは2.82mm、全体的に基準面から 0.93mm 減少していた。片面腐食鋼板の最大腐食深さは1.62mm、全体的に基準面より 0.39mm 減少していた。

両面腐食鋼板の平均板厚は 8.21mm、最小板厚は 6.91mm、片面腐食鋼板の平均板厚は 8.29mm、最小 板厚は 7.26mm となった。

5. まとめ

レーザー変位計を使用し表面形状を求め、その結 果とマイクロメータで計測した値を合成させること により、実腐食表面形状を有する鋼板の残存板厚を 求めた。

今後は、レーザー計測し残存板厚を求めた腐食鋼 板に対する引張試験および疲労試験を行い、腐食減 厚分布と引張耐力、疲労強度低下の評価を行ってい く。





接着合成鋼板の回復評価手法に関する実験的研究

琉球大学 〇島袋秀也,下里哲弘,有住康則 株式会社 TTES 勝山真規

1. はじめに

近年,塩害により腐食劣化した鋼橋が多数確認され ているが,劣化の度合いに適した回復法の評価手法は 確立されていない.図1に本研究のシナリオを示す. 腐食による経年劣化で板厚が減少することにより,諸 性能が低下した鋼部材に対して補修工法の適用により 健全レベル相当まで回復可能かを評価する必要がある. 本研究では,既存の補修材料の中で弾性係数,強度の異 なる材料を選定し,静的引張試験を実施した.その結果 を以下に示す.

2. 試験方法

2.1 補修方法

本研究では、鋼板の両サイドから補修板を接着する 工法¹⁾を用いて実験する.表1に試験体パラメータを 示す.また,試験体及びひずみゲージ位置を図2に示す. 鋼材はJIS Z2201の1号試験片に準拠した.補修材の 鋼板及び超高強度繊維補強コンクリートはアクリル系 接着剤,炭素繊維はエポキシ樹脂系接着剤を用いて接 合した.ゲージ位置は、鋼板側面,補修板表面である.静 的引張試験は、2000kN 万能試験機を用いて1mm/分の 載荷スピードで行った.試験状況を写真1に示す.

2.2 評価方法

図3に本研究で検討した回復性能の評価方法を示す。 縦軸に荷重、横軸に母材のひずみとする.回復効果検証 ステップ1は補修後の強度評価,ステップ2は剛性の評 価とした.



表1 試験体パラメータ

	項目	材質	板厚	ヤング係数	引張強度
母	毎ば攸细封	SM490	9mm	$200 k N / mm^2$	490N/mm ²
材	兼補修劉名	SS400	9mm	$200 k N / mm^2$	400N/mm ²
	SM490-E200-t9	SM490材	9mm	$200 k N / mm^2$	490N/mm ²
拙	SS400-E200-t2.3	SS400材	2.3mm	$200 k N / mm^2$	400N/mm ²
価修せ	UFC10-E50-t10	超高強度繊維補強 コンクリート	10mm	50kN/mm ²	10N/mm ² (ひび割れ強度)
M	UFRP3400-E245-L3	高強度炭素繊維	3層	$245 kN/mm^2$	3400N/mm ²
	UFRP1900-E640-L3	高弾性炭素繊維	3層	640kN/mm ²	1900N/mm ²



図2 試験体およびひずみゲージ位置



写真1 試験状況



キーワード 腐食, 補修, 回復効果, 当て板接着 連絡先 〒903-0213 西原町千原1琉球大学工学部環境建設工学科 E-MAIL:k118519@eve.u-ryukyu.ac.jp

3. 実験結果

(1) 強度 490 レベル

図3に鋼板490材の結果を示す.表1に示す仕様の SM490-E200-t9は,約130kN(500µ)で補修鋼板端部から 剥離し,それ以降は合成鋼板としての性能を失った. 薄板補修板のSS400-E200-t2.3,高弾性炭素繊維の UFRP1900-E640-L3 はともに完全剥離するが,強度は 回復した.同様に,その他の補修材も強度が回復した. 超高強度繊維補強コンクリート UFC10-E50-t10 は約 35kN(100µ)でひび割れが発生し徐々に進展していくが, 合成効果は保持したままだった.また,すべての補修材 で剛性が回復した.

表 2 に無補修鋼材 (SM490) において, 25%(12mm から 9mm)の一様減厚を想定した場合の回復効果を示す. 強度及び剛性の回復効果を満たすのは SS400-E200-t2.3 のみであった. 次に,減厚前の降伏荷 重 Py を安全率 1.7 で除した値の許容荷重 Pa を用いて 評価すると, Pa/2 (活荷重応答レベル)ではすべての補 修材で剛性の回復基準を上回ったが, Pa レベルでは SS400-E200-t2.3 と UFRP1900-E640-L3 のみの回復であ った.

(2) 強度 400 レベル

図4に鋼板400材の結果を示す.UFRP1900-E640-L3 は,約100kN(100µ)で端部から剥離し,徐々に合成効果 を失い強度の回復はなかった.SS400-E200-t2.3,SM490 -E200-t9 はともに完全剥離したが,強度の回復が見ら れた.同様に,そのほかの補修材も強度が回復した.超 高強度繊維補強コンクリート UFC10-E50-t10 は,約 40kN(200µ)でひび割れが発生し徐々に進展していくが, 合成効果は保持したままだった.また,すべての補修材 で剛性が向上した.

表3に無補修鋼材(SS400)において,25%(12mmから 9mm)の一様減厚を想定した回復効果を示す. SS400-E200-t2.3のみ,強度の回復評価基準100%を上回った.許容荷重の半分Pa/2では,補修材UFRP3400-E245-L3以外が剛性の回復基準を上回ったが,許容荷 重PaではSM490-E200-t9とSS400-E200-t2.3のみであった.

4. まとめ

・SS400-E200-t2.3 は強度,剛性ともに回復できた. ・UFC10-E50-t10 ではひび割れが生じ回復効果が減少 するが,合成効果は保持し続けた. 今後は,腐食鋼板を用いた引張試験の実施,および FEM 解析による補修評価の検討を行っていく.

参考文献

1)岩山周平,下里哲弘:鋼と超高強度繊維コンクリートの接着合 成挙動,2011 土木学会西部支部沖縄会



表2 鋼板490材の補修評価

①強度評価

	SM490-E200-t9	SS400-E200-t2.3	UFC10-E50-t10	UFRP3400-E245-L3	UFRP1900-E640-L3			
	0%	102%	21%	73%	85%			
2岡	2.剛性評価							
	SM490-E200-t9	SS400-E200-t2.3	UFC10-E50-t10	UFRP3400-E245-L3	UFRP1900-E640-L3			
Pa/2	365%	212%	185%	115%	181%			

69%

69%

158%

127%

Pa 0% Py -



図4 鋼板 400 材の補修結果

表3 鋼板400材の補修評価

①強度評価

	SM490-E200-t9	SS400-E200-t2.3	UFC10-E50-t10	UFRP3400-E245-L3	UFRP1900-E640-L3			
	39%	100%	18%	23%	0%			
	SM490-E200-t9	SS400-E200-t2.3	UFC10-E50-t10	UFRP3400-E245-L3	UFRP1900-E640-L3			
Pa/2	260%	192%	123%	91%	192%			
Pa	196%	156%	43%	44%	55%			
Py	-	109%	-	-	-			

株式会社 TTES	正会員	○勝山	真規		
琉球大学	正会員	下里	哲弘,	島袋	秀也
太平洋セメント 株式会社		児玉	明彦,	小野	剛士

<u>1. はじめに</u>

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

そこで,超高強度繊維補強コンクリート(以下ダクタ ル)および接着剤を利用し,腐食劣化した鋼橋を健全 状態まで回復させる機能回復工法を開発した.なお, 着目部は,腐食損傷が多発している支点部近傍の主 桁下フランジとウェブの首溶接部近傍や水平補剛材 近傍を考えている.

工法は、ダクタルを接着剤により鋼橋に接着合成す るという方法である.ダクタルは、「通常のコンクリ ートと比較し高強度」(表 1)、「耐腐食性・耐塩害 性に優れている」という利点以外にも「鋼材より 軽量」、「プレキャスト製品であるため形状の自由 度が高く施工しやすい」等の施工時における利点も有 している.これまでの研究で綱とダクタルの引張・疲 労・曲げ試験等により本工法の有効性を確認してきた 1).2).

本論では,工法のせん断耐荷力回復性能を確認 する目的で FEM 解析を行った.結果を以下に示す.

2. 試験体および補強方法

解析に使用した試験体は図1に示すように1型断面 試験体³⁾とした.試験体中央の着目パネルには 500mmの間隔で垂直補剛材を配置した.着目パネル のウェブ厚は4.5mmとし鋼種はSM400である.下フラ ンジとウェブを健全に溶接したものと腐食による損傷 を模擬し下フランジとウェブ間を溶接しない試験体を 準備した.補強に用いるダクタル側面を図2に示す. 腐食による下フランジーウェブ首溶接部の孔食および

キーワード 腐食,ダクタル,補修,機能回復

下フランジの減肉を補修するために当該箇所を挟み こむように両側から厚さ10mmのダクタルを設置するこ ととした.

3. FEM モデル

上記試験体をモデル化し FEM 解析を行った. 解 析は材料弾塑性とした. 鋼材はシェル要素でモデル 化し、ダクタルはソリッド要素でモデル化を行った. メッ シュサイズは、着目パネル部で 20mm 程度とした. 鋼 材とダクタルとの結合は接着剤をモデル化せず剛結 合とした. 支持・荷重条件は 2 点載荷 2 点支持とし、 支点上はピンおよびピンローラーである. 2 つの載荷

表 1 UFC パネルの物性値					
項目	物性値	単位			
密度	2.55	g/cm ³			
圧縮強度	210	N/mm^2			
曲げ強度	43	N/mm^2			
ひび割れ発生強度	10.8	N/mm ²			
ヤング係数	54	N/mm ²			



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

点に同値の強制変位を与えることにより着目パネルに せん断力を導入した (図 4). 解析ケースは,まず鋼材 のみで作製した.「健全モデル」,および腐食による孔 食を模擬し下フランジとウェブ間の要素を削除した「腐 食モデル|の2種類の解析を行った.次に上記2ケー スにそれぞれダクタル補強した場合の解析を行い,合 計4ケースの解析を行った(表 2).

4. FEM 解析結果

FEM 解析から得られた荷重-変位曲線を図5に示 し,座屈後の変形モードを図6に示す.面外方向変位 については、着目パネルにおいて最大値を示した節 点の正負それぞれの変位を抽出した.最大荷重は, 鋼のみのモデルでは、健全・腐食ケースとも 400kN 程 度で大きな差は確認されなかったが,腐食ケースでは 荷重 200kN 程度で着目パネルの垂直補剛材下端が 降伏することが確認された.また,ウェブ面外方向変 位は,健全ケースでは,正方向の変位が卓越したが, 腐食ケースでは,正負とも同程度の変位が発生した. 図6からも変形モードが異なることが確認できる.

ダクタル補強を行うと,腐食のありなしに関わらず最



参考文献

1) 勝山ら: "鋼とダクタル接着合成時における引張試験とFEM 解析の比較検証", 土木学会西部支部沖縄会, 第1回研究発表会, 2011.9

2) 岩山ら: "鋼とダクタ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

3) 松下ら: "ステンレス鋼を用いた I 型断面桁腹板のせん断耐荷力に関する実験的研究",構造工学論文集, Vol.50A, 2004.3

200 100

0

0

600

500

2400

)) 町 300

大荷重は480kN程度となり、健全時と比較して20%増 加した.

5. まとめ

-:鋼のみ,健全

🗕 : 鋼のみ, 腐食あり

5

以上より、腐食による孔食が生じていてもダクタル による補強を行い、鋼材との剛性効果が保持されれ ば,耐力の増加が期待できることがわかった.今後 は、解析したモデルと同サイズの試験体により実 験を行い、本工法の有効性および本解析手法の妥 当性検証を行う予定である.

> ┿:鋼+ダクタル, 健全 ▲-:鋼+ダクタル, 腐食あり

> > 15

10

15

20

10 鉛直方向変位(mm)

20