

長期暴露試験に基づく鋼管杭の被覆防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告）

山路 徹¹

¹国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 材料研究グループ

（〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1）。

海洋環境に位置する鋼構造物の防食方法として、海水中および海底土中部に対しては電気防食工法，干満帯より上部の環境には被覆防食工法が適用されている。特に，後者の被覆防食工法に対して，設計時および維持管理時に防食性能を評価する方法の確立が求められている。一方，波崎海洋研究施設砕波帯総合観測用栈橋の鋼管杭には，各種の被覆防食工法が適用されている。1984年から開始された長期海洋環境暴露試験は2014年度に30年が経過した。本研究では，20年以上が経過した被覆防食工法を主対象として，海洋環境下における被覆防食工法の耐久性評価および性能評価手法の確立を目的として，30年経過時に各種調査を行った。

キーワード 海洋環境，鋼構造物，被覆防食，性能評価

1. はじめに

港湾鋼構造物の中で，鋼管杭式および鋼矢板式構造物の場合，集中腐食が生じやすく，激しく進行した際には崩壊に至る場合がある。そのため，現在では電気防食工法および被覆防食工法の2種類が併用される。一般的な適用範囲を図-1に示す。電気防食工法については効果も明確であり，性能低下の予測手法も明確である。一方，被覆防食工法については，耐久性に優れてはいるものの，その耐久性の検証が難しく不明確な点も多い。戦略的な維持管理の実現のためには，劣化予測手法の確立が望ま

れるが，未だ確立されていない。

一方，波崎海洋研究施設砕波帯総合観測用栈橋（以下，波崎観測栈橋）では，実際供用されている47本の鋼管杭に多種の被覆防食工法を適用し，長期暴露試験を行っている。この30年目に詳細調査を行った¹⁾。この際において，性能評価および劣化予測手法の確立を主目的として検討を行った。

2. 試験概要

(1) 波崎観測栈橋概要

現地試験には茨城県の鹿島灘に位置する波崎観測栈橋を使用している（図-2）。ここは海底の砂が大きく変動する砕波帯を含む波浪海域で，大きな波浪や速い潮流が直接栈橋に作用するため，防食工法の試験としては極めて厳しい環境である。

研究施設は，直径600～800mmの鋼管杭の上にコンクリート上部工があり，その上にPC桁を乗せた構造である（図-2）。全長は427mで，47本の鋼管杭（海上：杭No.1～35，陸上：杭No.K1～K12）が打設されている。この鋼管杭に各種の防食工法を適用し，現地試験を実施している。工法一覧を付表-1～2に示す。

(2) 対象とした主な被覆防食工法

大きく分けると，塗装，有機被覆（ポリエチレン被覆），有機被覆（水中硬化形被覆），ペトロラタム被覆，無機被覆（コンクリート被覆）の5種類である。以下，各工法の概要を述べる。

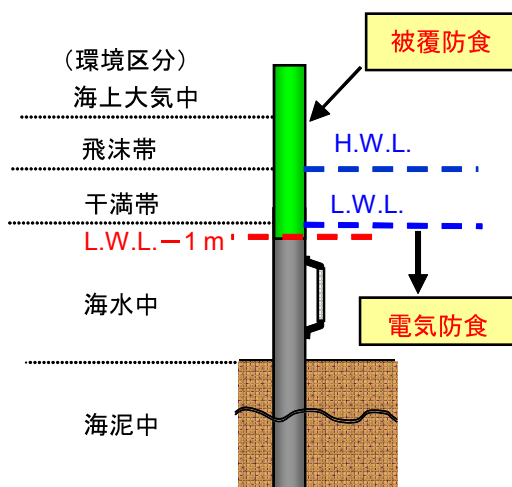
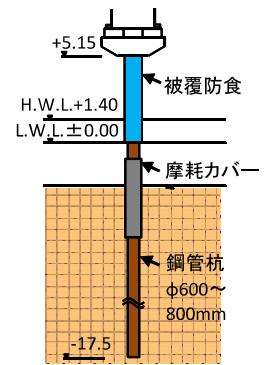


図-1 一般的な防食工法の適用範囲



図-2 波崎観測栈橋概況（左：全景，右：断面図の一例）



a) 塗装工法

鋼材表面の下地にジンクリッチプライマー（亜鉛未含有塗料）等を塗布したのち、液体状あるいは半液体状の状態の塗料を塗布する工法である。波崎観測栈橋に適用されている代表的な塗装工法は、超厚膜型エポキシ樹脂塗料、ガラスフレークエポキシ樹脂塗料、ターレエポキシ樹脂塗料などがある。

b) 有機被覆工法

ポリエチレン被覆、水中硬化形被覆などの有機系材料により鋼材表面を被覆する防食工法で、塗装と比べ、膜厚が2~10mmと厚く施工される。

①ポリエチレン被覆

耐久性、耐海水性および耐候性に優れた防食工法であり、新設構造物に工場施工により適用される。

②水中硬化形被覆

水中硬化形被覆は、水中硬化形塗料を鋼材表面に塗布し、厚膜に形成させたものである。施工例を図-3に示す。現場での水中施工が可能な工法である。

c) ペトロラタム被覆工法

ペトロラタム（石油系のワックスの一種）を主成分とする防食材およびそれらを保護するカバーの組合せによる防食工法であり、現場での適用が可能な工法である。ペトロラタム被覆の模式図を図-4に示す。

d) 無機被覆工法

セメントモルタルや鉄筋コンクリートおよび金属を含む無機系の材料で被覆する防食工法である。セメントモルタルやコンクリートの持つ強いアルカリ性により被覆材内部の鋼材表面に形成される緻密な不動態皮膜により鋼材面が保護される。現場での適用が可能な工法である。波崎観測栈橋に適用されているコンクリート被覆の外観を図-5に示す。



図-3 水中硬化形被覆の施工例

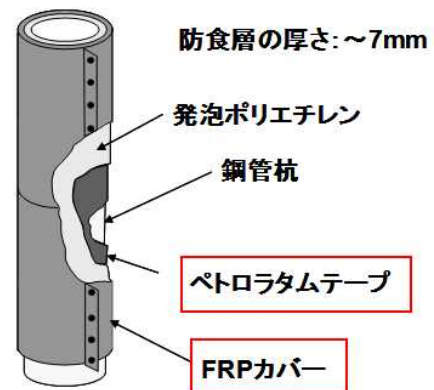


図-4 ペトロラタム被覆の模式図

スタッドジベル



図-5 コンクリート被覆
(No. 18 : 30年)

3. 調査結果概要

各工法に対し、30年程度が経過した際の状況、性能評価手法の現状と課題等について述べる。

(1) 塗装

複数の塗装のうち、一例として超厚膜形被覆（杭



種類	超厚膜形 (K3)	ポリエチレン (31)	水中硬化形 (18)
年数	29 年	30 年	30 年

図-6 被覆外観

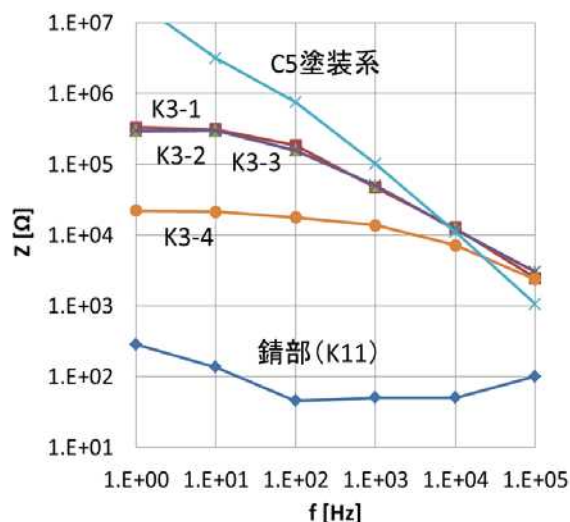


図-7 インピーダンス測定結果例 (K3 杭)

No. K3) の 29 年後の外観を図-6 に示す。なお、色の違う部分は過去の試験後の補修跡である。塗装表面に鋼材の腐食は見られず、29 年間にわたり、防食効果が維持されていた。ただし、被覆中への塩分の浸透などの変状が見られ、性能低下の傾向が現われ始めている¹⁾。

図-7 は、従来よりも広範囲の周波数 ($1 \sim 10^5$ Hz) の交流電圧を付加した際の、塗装下の鋼材部のインピーダンス特性の一例である。この図において、右上にあるほど塗膜が健全 (抵抗大、膜厚大) で、左下にあるほど塗膜性能が低下 (抵抗小、膜厚小) していることを意味する。K3 杭 (超厚膜形被覆) の結果 (図中 K3-1~4) において、経過年数の少ない C5 塗装系 (杭 No. K9) に比べ、若干性能が低下している。この結果は、前述のように、塗膜内に塩分浸透が見られたことと一致する。

このように、上記のインピーダンス測定手法により、

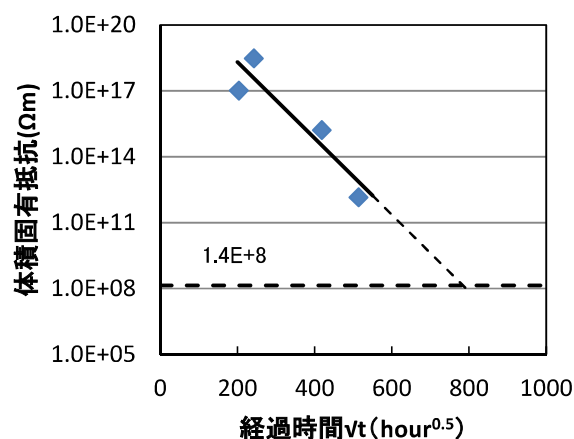


図-8 体積固有抵抗の経時変化 (ポリエチレン被覆)

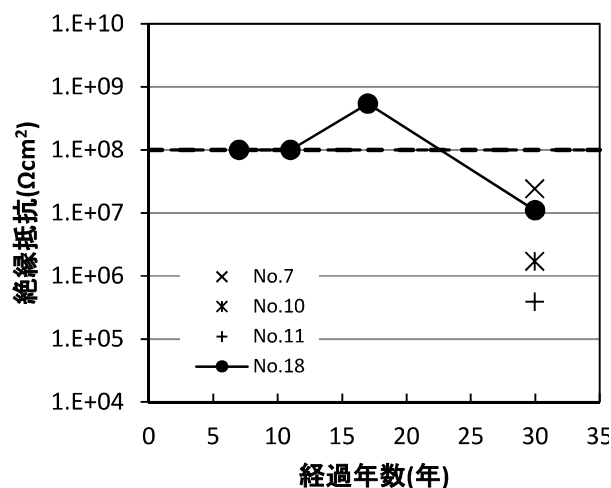


図-9 絶縁抵抗の経時変化 (水中硬化形被覆)

塗装性能がより正確に把握できる可能性が示された。ただし、現地計測の精度向上が課題である。

(2)有機被覆 (ポリエチレン被覆)

ポリエチレン被覆 (杭 No. 31) の 30 年後の外観を図-6 に示す。鋼材の腐食は見られず、30 年間にわたり、防食効果が維持されていた。また、FT-IR (フーリエ赤外分光法) 分析により、ポリエチレンの紫外線劣化の有無を確認したところ、表層付近において変状が確認されなかった¹⁾。

図-8 は、現地より採取した試料に対して測定した、体積固有抵抗の経時変化を示す。経時的な性能低下が確認された。ただし、防食性能の限界と考えられる値 ($1.4 \times 10^8 \Omega \text{cm}^2$) は上回っていた。この体積固有抵抗を用いると、ポリエチレン被覆の性能低下が把握できる可能性がある。ただし、現地計測の精度向上が課題である。

また、ポリエチレン被覆工法については、補修時に多

用される材料との接着性が良好ではなく、補修工法の確立が課題とされている。波崎観測栈橋においても、樹脂補修工法の検討を行っているが、十分な耐久性を有する方法は現状で確立されていない¹⁾。なお、最近の実構造物においては、ポリエチレン被覆から、補修性に優れたウレタンエラストマー被覆に移行しつつある。

(3)有機被覆（水中硬化形被覆）

複数の水中硬化形被覆のうち、パテタイプ（杭 No.18）の場合の 30 年後の外観を図-6 に示す。20 年経過時には良好な防食状態であったが、30 年経過時には外観上、一部に変状が見られ、塗膜性能においても絶縁抵抗、塩化物イオンの侵入深さなどにおいて、明確な性能低下が確認された¹⁾。

図-9 は、現地で測定した絶縁抵抗の経時変化を示す。経時的な値の低下が確認されており、30 年経過時には、防食性能の限界と考えられる値（ $10^8 \Omega \text{cm}^2$ ²⁾）を下回っていた。この絶縁抵抗を用いると、水中硬化形被覆の性能低下が把握できる可能性がある。ただし、現地計測の精度向上が課題である。また、絶縁抵抗のほか、塗膜中への塩化物イオンの侵入深さも有用であることが確認された。

また、防食性能に関して、施工時の鋼材表面処理が大きく影響することが改めて確認された。

(4)ペトロラタム被覆

ペトロラタム被覆（杭 No.6, 13, 14）の経年後の外観を図-10 に示す。カバー材は概ね健全であったが、カバーを固定するボルトなどの付属品に劣化が確認された。

ペトロラタム被覆の防食性能評価指標として、ペトロラタム材中の油分残存率が用いられており、80%が目安とされる³⁾。図-11 は、波崎観測栈橋および実構造物⁴⁾より採取した試料中の油分残存率と腐食の関係を示す。油分残存率が 60～100%の値であるが、明確な腐食が確認されたのは全体で 1 割強（0.13）であり、油分残存率が 80%以上の場合もごく一部で腐食が確認された。一方で、油分残存率が 80%以下で腐食していないものが 9 割程度であった。

油分残存率はそもそも測定精度が高くなく、また、本指標以外にもペトロラタム被覆の劣化要因が存在している等、ペトロラタム被覆の性能評価における課題が多いことが改めて確認された。今後は、本被覆の劣化メカニズムについての検討を行い、性能評価方法を確立させる必要がある。

(5)無機被覆（コンクリート被覆）

コンクリート被覆（杭 No.29）の 30 年後の外観を図-5 に示す。外観上の変状もなく、良好な防食性能を保持していることが確認された。

コンクリート被覆の防食性能評価指標として、鋼材表



カバー種類	PE(13)	FRP(14)	TI(6)
年数	27年	12年	29年

図-10 ペトロラタム被覆外観

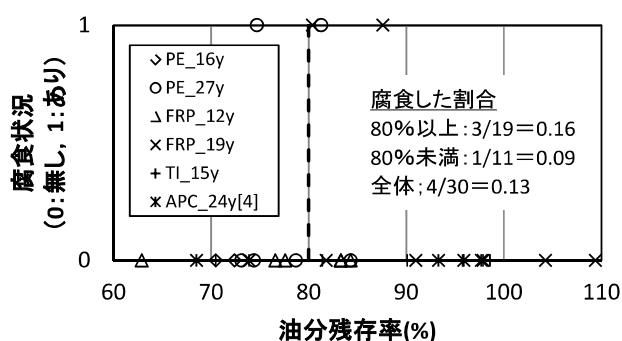


図-11 油分残存率と腐食の関係

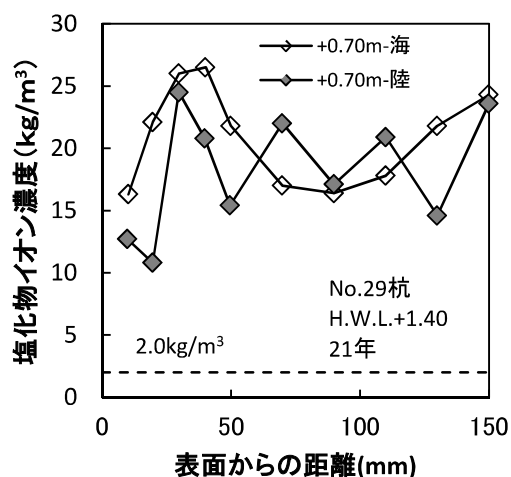


図-12 コンクリート被覆中の塩化物イオン濃度分布

面の塩化物イオン濃度がが用いられており、港湾構造物の場合、 2kg/m^3 を上回ると腐食が開始するとされている

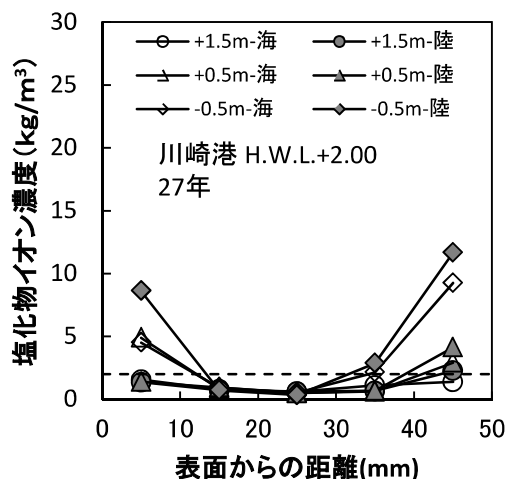


図-13 モルタル被覆中の塩化物イオン濃度分布の一例²⁾

⁵⁾ 図-12 は杭 No. 29 のコンクリート中の塩化物イオン濃度分布である。表面から 150mm (コンクリート厚さ) の位置が鋼材表面であるが、 10kg/m^3 以上の高濃度の値となっている。このように、海水中及び干満帯にあるコンクリート被覆では、塩化物イオンが鋼材表面において高濃度となっても鋼材表面に顕著な腐食は確認されなかった。この理由の1つとして、コンクリートが湿潤していたため、鋼材表面に酸素が不足していたことが考えられる。

また、鋼材表面で塩化物イオン濃度が増加している。これは、鋼材とコンクリートの界面から塩化物イオンが

浸透したためと考えられる。この現象は、同じ無機被覆であるモルタル被覆 (FRP カバー有り) の場合にも見られる。同様な傾向が見られた実構造物の場合の一例を図-13 に示す⁴⁾。

通常、塩化物イオン濃度の侵入は Fick の拡散則に従うとされ、海水が供給されるコンクリート被覆表面が最も高く、内部に行くにつれて濃度が下がる。そのため、Fick の拡散方程式の解を用い、将来の鋼材位置の塩化物イオン濃度を予測し、鋼材腐食発生時期を予測する方法が一般的に用いられている。しかし、今回のように鋼材界面からも侵入が見られるため、この影響についても考慮する必要がある。また、鋼材腐食が開始する濃度についても、現状では不明確であり、鋼材位置の塩化物イオン濃度が予測できたとしても、腐食が開始する時期を推測することが現状では困難である。

以上より、コンクリート被覆の場合において、塩化物イオンの浸透による鋼材腐食発生時期の予測が難しいことが示唆された。本予測手法の高度化に関して、室内試験では検討が難しく、実構造物を用いた調査を行い、検討を行う必要があると考えている。

4. おわりに

波崎観測桟橋での暴露試験の結果、30年の長期にわたり、防食性能を発揮している工法が多数存在した。今後とも試験を継続することで、より長期の耐久性評価が可能となる。その成果は、被覆防食工法の期待耐用年数³⁾の評価の際の参考資料になり得る。

被覆防食工法の性能評価手法に関しては、工法によっ

付表-1 海上杭に適用された被覆防食工法一覧

防食工法	工 法 名	杭 No.
有機被覆工法	防食シート接着被覆工法	1, 2
	チタン箔+重防食塗装工法	6
	チタン箔+無溶剤塗装工法	7
	水中硬化形被覆工法	3, 7, 9, 10, 11, 15, 18, 27, 28
	改良ウレタン系カバーリング工法	21
	極厚マスチック防食工法	27, 28
	ポリエチレン被覆工法	31, 32, 33, 34, 35
ペトロラタム被覆工法	PE 工法	3, 13
	耐海水性ステンレスカバー工法	5
	一体成型防食工法 (A 法, B 法)	6, 24
	FRP カバー工法	12, 19, 20, 22
		14
	APC 工法	16
	チタンカバー工法	23, 26, 30
無機被覆工法		25, 29
	ダクタールカバーモルタル被覆工法	2
	セメントモルタル/FRP カバー工法	4, 8
	電着工法	9, 10, 11
	チタンカバーモルタル被覆工法	16
	GRC 補強カバー工法	17
	コンクリート被覆工法 (CRUS 工法)	29

て、評価の際の指標となり得るパラメータが抽出できたものと、現状では課題の多いものに分かれた。1.でも述べたように、被覆防食工法に対して求められている、性能評価手法および将来予測方法の確立に向けて、今後も継続して検討を行い、手法の確立を実現したいと考えている。

なお、波崎観測栈橋のみの調査結果では普遍的な知見とは言い難いため、一般の港湾鋼構造物での調査結果⁴⁾と比較検討しながら、評価指標の適用性の検討を行っていく必要があると考えている。

謝辞

本研究は、2010 年度までは港湾空港技術研究所、沿岸技術研究センター、鋼管杭・鋼矢板技術協会（開始当時は鋼管杭協会）との三者の共同研究として実施し、2011 年度以降は、（国研）港湾空港技術研究所、（一財）沿岸技術研究センター、（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会、（株）金杉商工、関西ペイント（株）、（株）ナカボーテック、日鉄住金防蝕（株）、日本防蝕工業（株）、日本冶金工業（株）、吉川海事興業（株）との共同研究により実施した。歴代の関係者の皆様へ厚くお礼申し上げる。

付録

海上杭に適用された被覆防食工法一覧を付表-1 に、陸上杭に適用された被覆防食工法一覧を付表-2 に示す。

参考文献

1) 山路徹，与那嶺一秀，審良善和，阿部正美，原田典佳，田中隆太，角野隆，香田一哉，金杉賢，後藤宏明，

付表-2 陸上杭に適用された被覆防食工法一覧

杭No.	工法名
K1	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K2	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K3	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K4	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法
K5	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K6	タールエポキシ樹脂塗装工法
K7	タールエポキシ樹脂塗装工法
K8	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法
K9	C5塗装系塗装工法
K10	ガラスフレークポリエステル樹脂/ふっ素樹脂塗装工法
K11	湿潤面用エポキシ樹脂塗装工法
K12	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法

松田英樹，江口宏幸，松井良典，岸慶一郎，久保田一男，永尾直也，星野雅彦，川瀬義行，小泉文人，小林裕，増田和広，吉川幸雄，中村聡志：長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30 年経過時の報告），港湾空港技術研究所資料，No.1324，2016. 6.

2) R.Charles Bacon, Joseph J.Smith and Frank M.Rugg : Electrolytic Resistance in Evaluating Protective Merit of Coatings on Metals, Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 40, No. 1, 1948.

3) （一財）沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（2009 年版），2009.

4) 藤井敦，佐藤徹，坂田憲治，山路徹，加藤絵万：港湾の施設の点検診断および補修技術等に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料，2017（発刊予定）.

5) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，（社）日本港湾協会，p. 489，2007.

鋼繊維補強コンクリート舗装を用いた 鋼床版疲労対策技術の実態調査

佐藤 歩¹・玉越 隆史¹・村越 潤²

¹土木研究所, 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516茨城県つくば市南原1-6)

²首都大学東京大学院, 都市環境科学研究科 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)

近年, 高度経済成長期に建設された鋼橋では様々な部位に疲労損傷が顕在化している. 一方で, 疲労対策技術については, 要求性能・性能評価法が系統立てて整理されておらず, 標準化に至っていないものもあり, 疲労対策技術の標準化に向けた検討が必要となっている. 著者らは, 鋼床版デッキ進展き裂の対策のうち, SFRC舗装をはじめとしたコンクリート系舗装による鋼床版疲労対策技術の標準化を目指して, 要求性能・性能評価法の検討を進めている. その一環として, 代表的なSFRC舗装を例に, 補強効果に影響を及ぼす因子として考えられる舗装のひび割れや舗装とデッキの接着接合面の経年劣化に着目し, 現地調査や, 製作から約9年が経過した屋外暴露履歴がある試験体のSFRC舗装とデッキプレートとの接着接合面の引張強度計測を実施した. その結果, SFRC舗装にひび割れが生じる鋼床版の構造的要因や, 実環境よりも小さいと考えられる環境負荷でも接合面の強度が低下することを明らかにした.

キーワード SFRC舗装, 現地調査, 接合面, 引張強度, 経年変化

1. はじめに

近年, 高度経済成長期に建設された道路橋の高齢化が進む中で, 鋼橋では様々な部位に疲労損傷が顕在化しており, 供用性に支障を来す事例や対策に多大な負担がかかる事例も見られ始めている. また, 損傷の特徴として, これまで事例の少ない部位における疲労損傷の顕在化も懸念され, 維持管理負担軽減を図るための点検, 診断, 補修補強の技術開発に着実に取り組むことが必要とされている.

交通条件の厳しい鋼床版橋では, 輪荷重直下において溶接各部に疲労損傷が報告されている. 図-1に閉断面リブ (以下, Uリブ) を有する鋼床版に発生している主な疲労き裂を示す. このうち, 輪荷重直下のUリブとデッキプレート (以下, デッキ) の片側すみ肉溶接のルート部には, 板厚方向に進展しデッキ表面に至るき裂 (以下, デッキ進展き裂) と溶接ビード内に進展しビードを貫通するき裂 (以下, ビード進展き裂) の主に2種類のき裂が報告されている. 特に, デッキ進展き裂については, 通常の見視点検では発見困難であることや, き裂がある程度進展するとデッキが陥没し, 車両通行を妨げ, 第三者被害につながる恐れがあり, これまで様々な機関で検討や対策が講じられてきた. デッキ進展き裂の発生メカニズム及び原因を究明するため, 著者らは, 3次元FEM解析や実大鋼床版試験体を用いた静的载荷試験及び輪荷

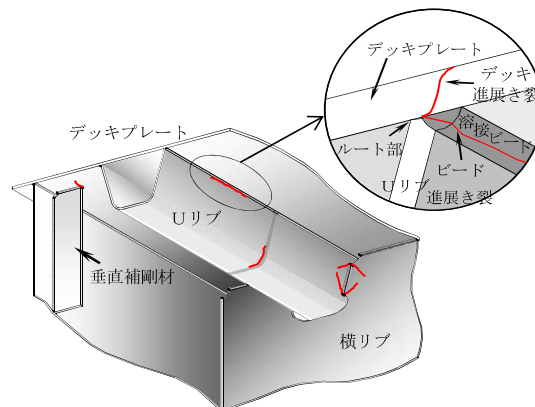


図-1 Uリブを有する鋼床版で発生している
主な疲労き裂

重走行試験を行い, デッキ進展き裂の原因は, 輪荷重により生じる溶接部近傍の局所的な板曲げ変形に伴うルート部の応力集中であることを明らかにした¹⁾.

新設橋梁に対しては, より確実に耐久性向上が期待できる対策の確立を目的に, 国土技術政策総合研究所が, 疲労耐久性に支配的な役割を果たすと考えられるトラブリブとデッキの板厚に着目して, 横桁交差部の部分供試体を用いた定点载荷疲労試験と実物大供試体を用いた輪荷重走行試験を実施し, これらの組合せ条件が鋼床版の疲労耐久性に及ぼす影響を観察した²⁾. その結果, 鋼床

表-1 現地調査対象橋梁

橋梁名	施工時期	経過年数 (H27時点)	橋梁形式	SFRC 舗装厚	セメント の種類	スタッド (舗装端部及び打継目部)	接着材	負荷げ域 補強筋
S橋	H17	10年	3径間連続鋼床版箱桁橋2連	80～90mm	超速硬	9.0φ×40 (300mm間隔)	エポキシ樹脂系 (全面塗布)	CFRP筋 (全面)
O橋	H19	8年	3径間連続鋼床版箱桁橋、 単純鋼床版桁橋2連	75mm	早強 (膨張材使用)	9.0φ×30 (300mm間隔)	エポキシ樹脂系 (全面塗布)	CFRP筋 (主桁直上)
T橋	H21～H22	5～6年	3径間連続鋼床版箱桁橋	80mm	早強 (膨張材使用)	9.0φ×40 (300mm間隔)	エポキシ樹脂系 (全面塗布)	CFRP筋 (主桁直上)
N橋	H27	1年未満	2径間連続鋼床版箱桁橋	75mm	超速硬	9.0φ×40 (300mm間隔)	エポキシ樹脂系 (全面塗布)	CFRP筋 (主桁直上)

版の疲労損傷事例の多くがデッキ板厚12mmの場合で報告されているのに対し、デッキ板厚を16mm以上としてデッキの剛性を高めることで、デッキの局部変形が抑制され、疲労損傷の発生リスクを低減できることを明らかにした。その成果は、平成24年に改訂された道路橋示方書・同解説³⁾に反映されており、閉断面リブを使用する場合、大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキ板厚は16mm以上とすることを標準とすることが解説に記されている。

既設橋に対しても、同様に、既存のアスファルト舗装を、剛性が高くかつ比重のほぼ変わらない鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC）舗装に置き換え、鋼床版と合成させることにより、き裂発生の原因と考えられているデッキの局部変形や着目部の応力を低減させる対策工法が提案されている。

著者らは、同工法の実橋への適用を進めるにあたり、デッキを同一材料（鋼材）で増厚化する対策とは異なり、コンクリートや接着材等、鋼材以外の材料も組み合わせる補強に必要な剛性を確保する同工法の耐久性に係る信頼性を確保するために、SFRC舗装の耐久性評価に関する各種の実験的・解析的検討を進めてきた。また、それらの試験結果や既往の調査研究、施工事例の技術的知見を踏まえ、同工法を適用する場合の基本的な考え方、概ね妥当と考えられる材料、構造細目、及び個別橋梁の構造・施工条件に応じた設計・施工上の留意点をマニュアルとしてとりまとめた⁴⁾。

一方で、補強効果の評価方法や閾値、補強効果を得るために舗装に求められる剛性や厚さ、耐久性等の要求性能や、その性能評価方法等については確立されておらず、対策の標準化には至っていないのが現状である。

その結果、使用する材料・仕様は現場条件により様々に改良され⁵⁾⁷⁾、性能を評価するための解析条件や試験条件等は、機関によっても異なっており、中には実橋での試験施工後、間もなくコンクリート系舗装に損傷が発生した事例も存在する⁸⁾。

以上を踏まえて、コンクリート系舗装による鋼床版補強工法の標準化を図るため、同工法を適用する際の要求性能・性能評価法を提示することを目的とした検討を進めている。それらの検討の一環として、約10年前から実橋での適用が進められている同工法の実態を把握するため、代表的なSFRC舗装を例に、補強効果に影響を及ぼ

す因子として考えられる舗装のひび割れや舗装とデッキの接着界面（以下、接合面）の経年劣化に着目し、現地調査及び屋外に暴露された実大鋼床版試験体上面に敷設したSFRC舗装接合面の引張強度計測を実施した。

2. 現地調査

舗装の剛性を高めることにより、デッキの局部変形を抑制して着目部の応力低減を図る同工法において、舗装にひび割れが発生・進展して剛性が低下した場合、その程度によっては十分な補強効果を得ることができない可能性がある。また、ひび割れからの水の浸入により、接合面の強度が低下する懸念もある。そのため、同工法における要求性能を検討する上で、ひび割れの制御は重要な課題である。本研究では、ひび割れ発生に対する鋼床版の構造的な要因や、経年的なひび割れの進展性状に着目し、SFRC舗装の現地調査を実施した。

(1) 調査対象橋梁及び調査方法

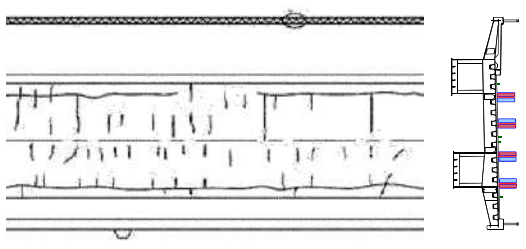
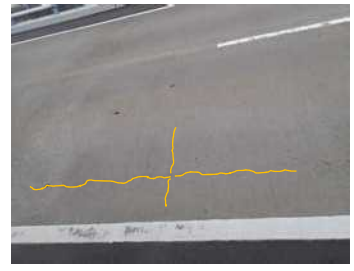
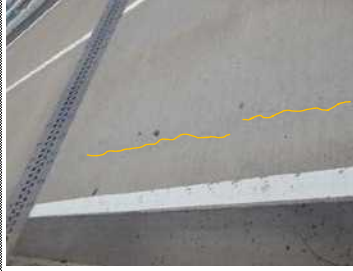
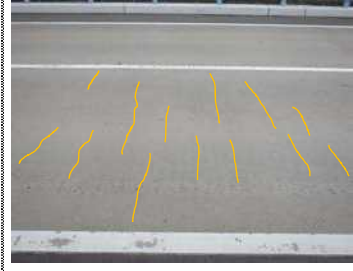
現地調査を実施した鋼床版橋の一覧を表-1に示す。前述のとおり、現在、SFRCの舗装構成は、既設アスファルトの全厚をSFRC舗装に置き換える一層構造と、基層がSFRC、表層がアスファルト舗装の二層構造の2種類の仕様が適用されている。

本研究では、外観からひび割れや摩耗等の状況を観察できる一層構造を調査対象とした。調査方法は、歩道部から可能な限り近接しての外観目視とした。

(2) 調査結果

調査した結果、舗装施工後、約5～10年経過した橋梁では、SFRC表面に橋軸方向や橋軸直角方向のひび割れが見られた。橋軸方向のひび割れは輪荷重位置付近の主桁直上等に、橋軸直角方向のひび割れは橋や部位により異なるが横リブ直上や全長にわたって発生している状況が確認された。例として、表-2に既設橋の疲労対策として国内で初めてSFRC舗装が適用されてから約10年が経過しているS橋について、2014年度に道路管理者により実施された橋梁点検のひび割れ図（一部抜粋）と、前回調査時（2010年2月）と今回調査時（2015年11月）に確認したひび割れ状況写真を示す。また、上部工断面と概略の輪荷重位置を図-2に示す。なお、前回と今回の調査

表-2 橋梁点検結果のひび割れスケッチ図と主な損傷状況写真

	損傷図の抜粋		今回調査時に確認した損傷状況	
H26橋梁点検時 (対策後9年経過: 2014.6)			・橋軸方向のひび割れ ・橋軸直角方向のひび割れ	
	主な損傷状況写真			
	ひび割れ(橋軸, 橋軸直角): 輪荷重位置付近	ひび割れ(橋軸): 輪荷重位置付近	ひび割れ(橋軸直角): 全径間にわたり発生	
前回調査時 (対策後5年経過: 2010.2)				
今回調査時 (対策後10年経過: 2015.11)				

結果を比較したところ、ひび割れの著しい変化は見られなかった。

経年的な変化は今後も追跡していくことが重要と考えられるが、現地調査の結果から、舗装に発生するひび割れの構造的な要因としては、車輛が通過する度に、主桁ウェブや横リブウェブ等を支点としてデッキ及びSFRC舗装が負曲げ変形をすることで舗装表面に引張応力が繰り返し作用したことが考えられる。ひび割れが生じることによる舗装の剛性低下量や補強効果への影響は、現時点で明確ではなく、補強工法としてひび割れの発生・進展をどこまで許容するかについては、引き続き検討が必要と考えられる。

3. SFRC舗装接合面の引張強度計測

文献4)では、環境負荷に対する接合面の耐久性の性能評価手法として、接合面を模擬した小型試験体による環境負荷試験で確認することとしている。一方で、現場における様々な条件に対して、十分な耐久性を有していることを検証することは容易ではなく、室内での環境負荷条件と、実際の環境負荷条件との関係性については、必

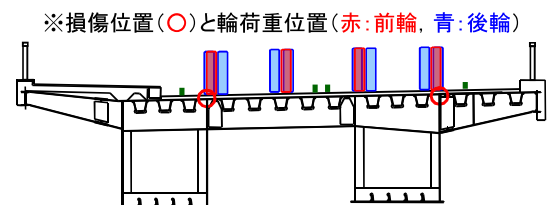


図-2 上部工断面図及び概略の輪荷重作用位置

ずしも明確でないのが現状である。本研究では、数年間実環境下に晒された接合面の強度の経年的な変化に着目し、屋外暴露試験体接合面のコア抜き引張試験を実施した。

(1) 試験体の概要

対象とした既存試験体は2007年10月に製作し、2007年12月から2008年3月にかけて輪荷重走行試験を実施したものである⁹⁾。当時の試験体の形状寸法を図-3に示す。試験ケースは、主桁により支持される鋼床版上のSFRC舗装に負曲げが作用する場合(Case1)と正曲げが作用する場合(Case2)の2ケースとし、両ケースにおいて舗装上に水張りをした状態を含め200万回の輪荷重150kN 載荷を実施している。試験時及び試験終了直後に、コア抜

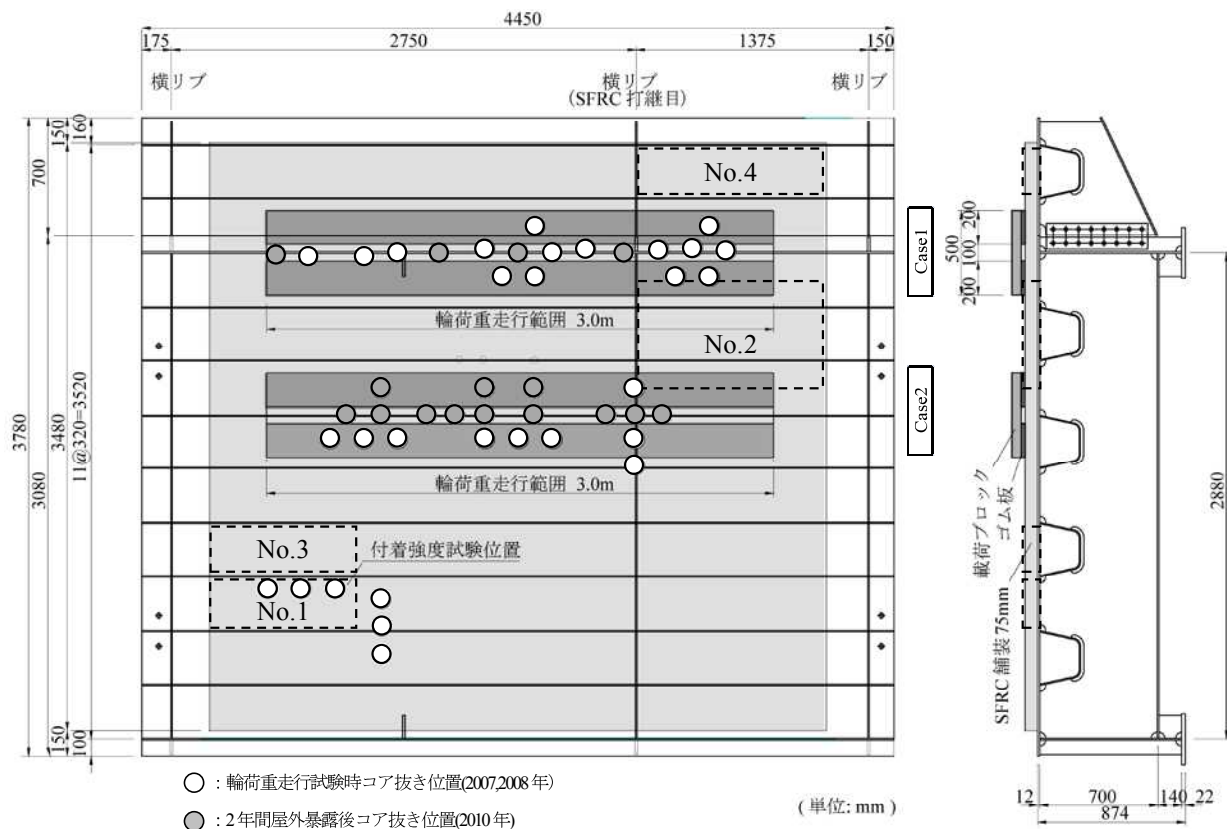


図-3 既存 SFRC 舗装敷設鋼床版試験体の形状及び切り出し試験体 (No.1～4 の破線枠) の採取位置

き引張試験を実施したが、すべての試験箇所のコアにおいて SFRC 内で破壊が生じており材質破壊であり、かつ、輪荷重の載荷部、非載荷部での特段の強度差は見られなかった。

その後、土木研究所敷地内に約2年間屋外暴露した後(2010年7月)に、図-3に示す位置においてコア抜き引張試験を実施し、屋外暴露後においても有意な強度低下がないことを確認している⁹⁾。

2010年7月に同試験体より SFRC 舗装とデッキを含む一部分をカッターで切り出した試験体4体(図-3破線部)が土木研究所実験棟内に約5年間保管されている状況である。なお、実験棟内保管期間において、切り出し試験体デッキ下面温度を一定期間計測し、その時の外気温との関係から、切り出し試験体デッキ下面の温度履歴を推定したところ、最高温度約27℃、最低温度約12℃であった。都市内高速道路における SFRC 舗装内部での温度計測結果では、高温側は約50℃、低温側は約-2℃であり、計測位置による違いはあるが、実験棟保管期間中に切り出し試験体が受けた温度変化の繰り返しによる環境負荷は、実橋に比べて小さかったと考えられる。

(2) 試験方法

試験状況を写真-1に示す。試験方法は、過年度に実施したコア抜き引張試験³⁾と同じとし、コアカッターを用いてφ100mmの切り込みをデッキ上面に達するまで入れ、



写真-1 試験状況

毎秒0.1N/mm²の載荷速度で荷重を載荷し、デッキと SFRC 舗装の接着接合面が破壊するまで試験を行い、破壊時荷重を計測した。

過年度のコア抜き引張試験は、輪荷重走行試験時(室温11～28℃)と、2年間屋外暴露後(外気温24～25℃)に実施した。今回の試験では、試験時温度をパラメータとし、恒温室で試験体が所定の温度になるまで1日以上保管し、常温(20℃)での引張試験を主体に行うとともに、高温(50℃)、低温(-10℃)を追加した計3ケースを実施した。試験体数は、各ケースにつき6体とした。

表-3 コア抜き引張試験結果

No.	試験体 No.	試験時 温度	試験時 湿度	引張強度 (N/mm ²)	破壊位置の 面積割合※ (%)
1-1	1	20℃	17.0%	2.93	98
1-2				2.29	95
1-3				2.29	95
2-1	2			2.62	97(96)
2-2				2.04	97(95)
2-3				2.06	95(94)
3-1	3	-10℃	51.7%	3.31	95
3-2				2.68	100
3-3				2.68	91
3-4				3.31	94
3-5				3.69	91
3-6				3.69	94
4-1	4	50℃	23.8%	2.29	100
4-2				2.17	98
4-3				2.04	97
4-4				2.17	97
4-5				1.91	99
4-6				1.78	89

※No.2-1～2-3については、デッキ側の面積割合を（）内に記載

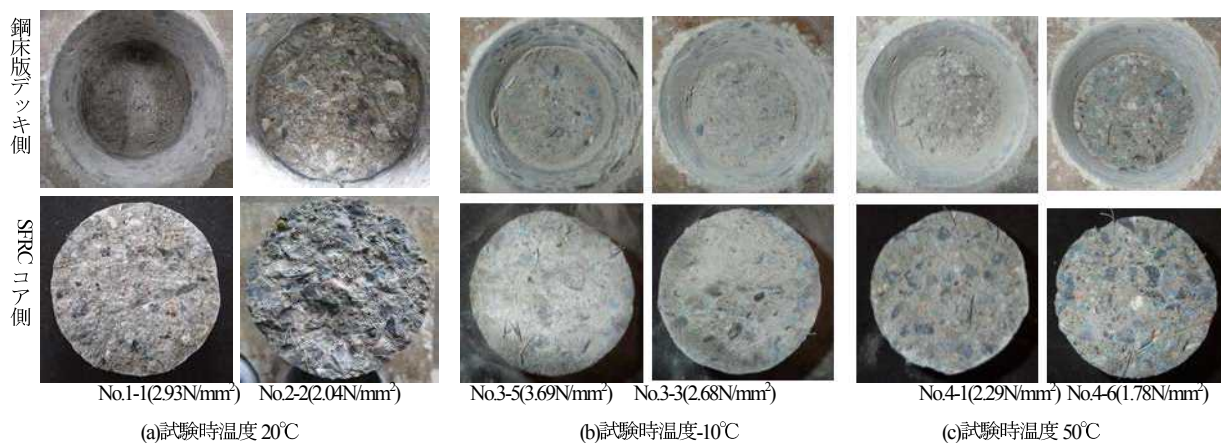


写真-2 試験後のコアの破断面状況の例（各ケースのうち引張強度が最大と最小の試験体）

(3) 試験結果

試験結果を表-3に示す。また、試験後のコアの破断面状況の例を写真-2に示す。

a)試験時温度による比較

試験時温度毎の引張強度の関係を図-4に示す。試験時温度が高温になるにつれて、引張強度は低下する傾向にある。写真-2より、コア側とデッキ側ともに概ねコンクリート面が観察できる。また、使用している接着材は青色であり、破断面に存在していればその部分が青く見られることになる。コア側において、破断面全体の面積のうち接着材が付着していない部分の面積の割合（以下、面積割合）を表-3中に示す。接着材の破壊性状は、その破壊位置により、一般に界面破壊（接着材と被着体との界面で破壊）、凝集破壊（接着層内で破壊）、材質破壊（被着体内で破壊）の状態に分類される⁹⁾。本研究では、文献9)を踏まえて、破壊面での材質破壊（接着層に沿ったSFRC内での破壊）の面積割合が100%に近い場合に被着体と同等以上の強度が得られていると考え、良好な接着

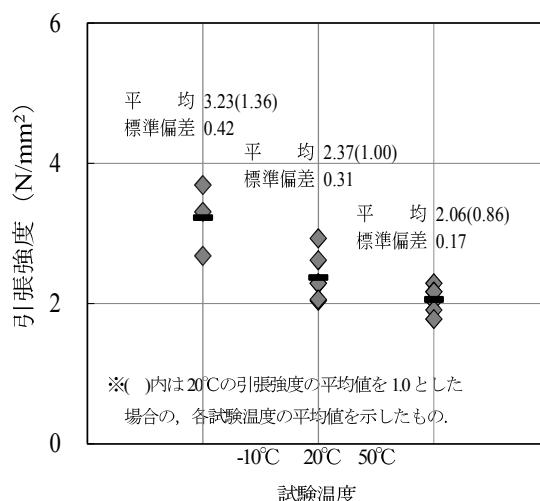


図-4 試験時温度毎の引張強度

性能を有していることの見安とした。ほとんどの破断面には接着材の点状が見られ、接合面からわずかにSFRC側に入った部分で破壊している。したがって、温度増加とともに強度は低下傾向にあるが、少なくとも接合面の強度自体は接合面近傍のSFRC部分の強度と同等以上の強度を有していると考えられる。

b)経過年数による比較

図-5に、引張強度の経年変化を示す。過年度に実施した輪荷重走行試験時及び2年間暴露後のコア抜き引張試験⁹⁾では、引張強度の平均値はほぼ同程度の値を示しており、有意な変化は確認されなかった。一方、今回実施したコア抜き引張試験（試験時温度20℃）の引張強度の平均値（2.50N/mm²）は、輪荷重走行試験時（2008年）から約21%、2年間暴露後（2010年）から約24%低下していた。

今回使用した試験体は、輪荷重載荷位置から離れており、目視で確認する限りひび割れもなかったことから、水や荷重繰り返しの影響は受けにくい部位であったもの

と推測されるとともに、2年間屋外暴露後、実験棟内で約5年間保管していたため、日射や雨水の影響は屋外に比べて小さいと考えられる。ただし、前述のとおり、過年度の試験結果と比べてわずかながら強度が低下している傾向が見られた。なお、別途実施した今回の試験体と概ね同じ仕様で製作した小型試験体の環境負荷試験では、環境負荷をかけた場合に引張強度が低下する傾向は確認されていない¹⁰⁾。実橋がおかれている環境条件は、更に厳しいことが想定され、接合面の強度が低下し、SFRC舗装と鋼床版の一体性が失われた場合、補強効果の低下や、接着材とデッキの界面で剥離した場合には、デッキ上面の腐食による減厚等の懸念が考えられる。経年的に接合面の強度が低下した要因について、引き続き分析し明らかにするとともに、その知見を踏まえて、耐久性に関する適切な性能評価手法を検討する必要がある。

4. まとめ

コンクリート系舗装による鋼床版補強工法の要求性能や性能評価法の、代表的なSFRC舗装を例に、現地調査及び屋外に暴露された実大鋼床版試験体上面に敷設したSFRC舗装とデッキプレートの接着接合面（以下、接合面）の引張強度の経年変化計測を実施した。本研究により得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) コンクリート舗装に生じるひび割れの発生において、直下の鋼床版の構造や輪荷重の影響を無視できない。現地調査で確認したひび割れの要因としては、車輛が通過する度に、主桁や横リブのウェブ等を支点としてデッキと接合されたSFRC舗装が負曲げ変形をすることで、舗装表面に引張応力が作用したことが考えられる。
- 2) 実環境下で約2年間暴露された履歴を持つ試験体接合面は、コア抜き引張試験での破壊形態（SFRCの材質破壊）から推定すると、SFRCの打設から約9年が経過した現在でも、SFRCと同等以上の引張強度を有している。
- 3) 2)と関連して、接合面の引張強度の平均値は、過年度に計測した値と比べると20%程度の低下が見られた。一方で、過年度に実施した今回の試験体と概ね同じ仕様で製作した小型試験体接合面の環境負荷試験では、引張強度の低下は確認できていない。強度低下の要因は、現時点で明確でないが、実橋の環境負荷は、更に厳しいことが想定されるため、今回の知見を踏まえて、性能評価試験における適切な環境負荷条件を検討する必要がある。

謝辞：本稿の一部は、平成27年度建設技術研究開発費

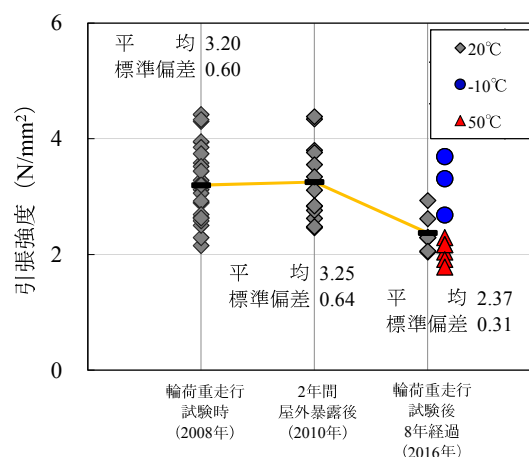


図-5 引張強度の経年変化

補助金「鋼床版の疲労損傷に対するコンクリート系舗装による補強技術の性能評価に関する研究」の一環として行ったものである。

参考文献

- 1) 村越潤，有馬敬育：鋼床版における最近の疲労損傷事例と対策に関する検討ーデッキプレート内進展き裂を対象としてー，第5回道路橋床版に関するシンポジウム論文集，pp.13-24，2006.7.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所，(社)日本橋梁建設協会：損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究，国土技術政策総合研究所資料第-71-608号，2010.9.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3.
- 4) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2・3・4）報告書ーSFRC舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）ー，共同研究報告書整理番号第395号，2009.10.
- 5) 平林泰明，牛越裕幸，木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 Vol.10，pp.39-53，2007.8.
- 6) 大垣賀津雄，杉浦河，大久保藤和，若林伸介：ゴムラテックスモルタルの既設鋼床版への適用法に関する研究，土木学会第7回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.53-1-53-6，2007.11.
- 7) 中村好伸，神田信也，岡部次美：鋼床版有機繊維補強コンクリートの開発，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，pp.919-920，2001.9.
- 8) 杉山裕樹，上見範彦，岩橋圭介，米谷作記子，國松俊郎：疲労対策として実橋で試験施工したゴムラテックスモルタル舗装の損傷調査，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，pp.187-188，2001.9.
- 9) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版のSFRC舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.69，No.3，pp.416-428，2013.
- 10) 佐々木寛幸，佐藤歩，村越潤，小野秀一，森猛：小型試験体によるSFRCと鋼板との接着材接合面の強度及び耐久性に関する実験的検討，第九回道路橋床版シンポジウム論文報告集，2016.7.（投稿中）

各種の粗骨材を用いた舗装コンクリートの材料分離抵抗性に関する検討

加藤 祐哉¹・森濱 和正²・古賀 裕久³

¹〇国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

² 国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6) .

³ 国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

舗装コンクリートは、スランプが2.5cm程度の硬練りのものが一般的であるが、現場条件によってはスランプの大きなコンクリートが用いられる場合もある。また、産業廃棄物の有効活用のため各種のスラグ系粗骨材の利用が求められているが、電気炉酸化スラグのように密度の大きな粗骨材が用いられることも考えられる。このような場合、従来よりも粗骨材の沈降による材料分離が生じやすくなることが考えられることから、本検討では、各種粗骨材を舗装コンクリートに適用した場合の材料分離抵抗性について検討を行った。その結果、密度や最大寸法の大きな粗骨材を用いた場合、沈降による材料分離が比較的生じやすいことが確認され、スランプや締固め時間を適切に管理する必要があると考えられる。

キーワード 舗装コンクリート、材料分離抵抗性、粗骨材密度、粗骨材最大寸法

1. はじめに

舗装の種類は、アスファルト舗装とコンクリート舗装の2つに大別され、我が国におけるシェアは、アスファルト舗装が95%程度、コンクリート舗装が5%程度となっている¹⁾。

アスファルト混合物は、主に加熱により軟らかくして施工を行い、温度が常温に下がれば硬化して交通開放が可能となるため（一般には50℃まで低下してから交通開放している）、アスファルト舗装の施工時間は比較的短時間で済み、費用も比較的小さい。しかし、夏季に路面温度が60℃程度に達する場合、特に大型車交通量の大きな幹線道路では、塑性流動によるわだち掘れが生じやすい。また、骨材とアスファルトの付着は水分に弱い、アスファルトは油溶性があるなどの特性により、経年や交通事故時の燃料漏れなどで劣化した部位では雨天時にポットホール等の損傷が生じやすい。そのため、定期的な維持・修繕工事による管理が必要である。

一方、コンクリートはセメントの水和反応によって強度が発現する性格の材料であり、設計基準曲げ強度が4.4MPaと定められている²⁾。近年、施工から交通開放までの期間が1日程度と短い舗装³⁾も開発されてきているが、一般的な舗装コンクリートでは必要な強度の発現に数日を要するため、特に供用中のコンクリート舗装の維持・修繕において、交通規制時間が長いといった短所がある。しかし、アスファルト舗装に比べて耐久性が高く、

ライフサイクルコストの低減が期待できることから、維持管理予算が年々厳しくなっている近年において、普及促進が重要な課題であると考えられる。

舗装コンクリートは、スランプが2.5cm程度のものが一般的である。このような硬練りのコンクリートは、一般的なコンクリートとは異なりアジテータ車での運搬ができず、ダンプトラックを用いて運搬する必要があるなど、コンクリートの製造・運搬の面で制約を受ける。

また、舗装コンクリートに用いる粗骨材は、最大寸法が40mmのものが一般的であるが、最近は日常的に最大寸法20mmまたは25mmの粗骨材しか使用していないレディミクストコンクリート工場も多い。

一方で、近年は資源の有効活用の観点から、副産物として産出するスラグ系骨材の利用が求められており、舗装コンクリートへの適用が期待されている。しかし、スラグ系骨材の利用にあたっての留意点は、十分に整理されているとは言えない。

このようなことから、舗装コンクリートの高い耐久性を確保した上で、アジテータ車で運搬可能なスランプや最大寸法20mmまたは25mmの粗骨材、スラグ系粗骨材の利用など、舗装コンクリートの自由度を拡大することもコンクリート舗装の普及促進のために必要と考えられる。そこで、土木研究所では（学）東京農業大学、（一社）セメント協会、太平洋セメント（株）、日本道路（株）との共同研究により検討を行ってきた。

2. 本研究の目的

先述したように舗装コンクリートはスランプの小さなコンクリートの使用が一般的だが、トンネル内などの狭隘な空間においては、ダンプトラックによる荷卸しが困難なため、スランプの大きなコンクリートが用いられることもある。また、スラグ系骨材を利用する場合は、鉄分の多い電気炉酸化スラグ粗骨材のように密度が大きな粗骨材についても考慮する必要がある。

スランプが大きくなったり、密度の大きな粗骨材を使用したりすると、粗骨材の沈降による材料分離が生じやすくなると考えられる。舗装コンクリートが材料分離を生じると、所定の曲げ強度が得られないなど健全なコンクリート舗装とならないことに加え、施工性に悪影響を及ぼすと考えられる。そこで、電気炉酸化スラグを含む種々の粗骨材やスランプの舗装コンクリートを用いて、材料分離の生じやすさや材料分離の生じない条件等について検討を行った。

3. 用いた粗骨材の品質

本検討で用いた骨材の種類と品質を表-1に示す。粗骨

材は、標準的な岩種として硬質砂岩碎石の最大寸法が20mm（A20）と40mm（A40）の2種類、乾燥収縮の低減を目的として近年使用が増えてきている石灰石碎石（B20）、スラグ系粗骨材の高炉スラグ（C20）と電気炉酸化スラグ（D20）の計5種類とした。D20の密度は他のものと比べて $1\text{g}/\text{cm}^3$ 程度大きく、一般的なフレッシュコンクリートの密度（ $2.3\text{g}/\text{cm}^3$ 程度）からの乖離も大きいものである。

4. 材料分離抵抗性の評価実験

舗装コンクリートの材料分離が生じやすいのは、密度の大きな粗骨材を使用した場合や、流動性が大きく変形しやすい場合、振動締め時間が長い場合などが考えられる。これらの要因を検討するために、表-1に示す5種類の粗骨材それぞれに対して、コンクリートの配合や締め固め時間を変化させた舗装コンクリートを用いて、材料分離抵抗性の評価を行った。

材料分離抵抗性は、図-1および図-2に示すような粗骨材分離試験を実施し、硬化後の供試体切断面の粗骨材分布状況を観察することによって、評価を行った。

実験に用いた舗装コンクリートの配合は、水セメント比を45%、単位粗骨材かさ容積を0.72、空気量を4.5%に

表-1 使用した骨材の物性

骨材の種類		記号	粒度範囲	表乾密度 (g/cm^3)	絶乾密度 (g/cm^3)	実積率 (%)
粗骨材	硬質砂岩碎石	A20	2005	2.67	2.66	60.5
		A40	4005	2.68	2.67	61.6
	石灰石碎石	B20	2005	2.70	2.69	59.1
	高炉スラグ	C20	2005	2.66	2.58	58.5
	電気炉酸化スラグ	D20	2005	3.72	3.69	56.8
細骨材				2.56	2.52	66.9

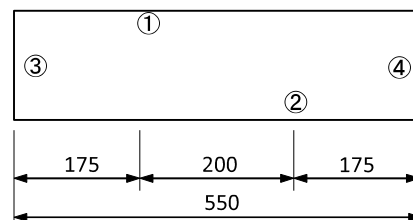


図-2 棒状バイブレータ挿入位置

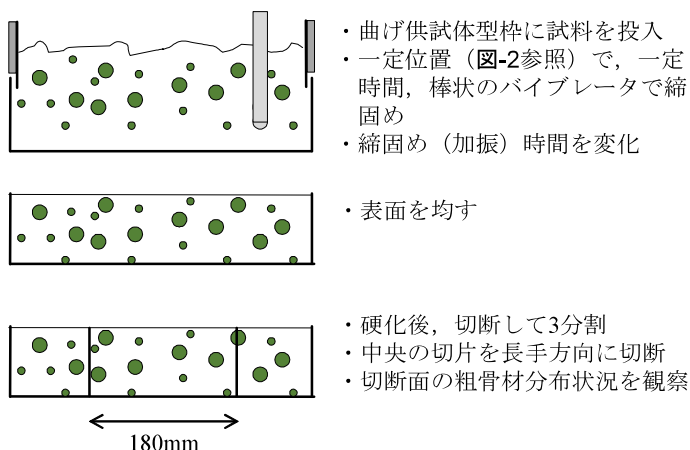
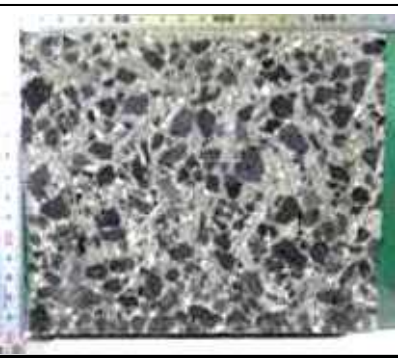
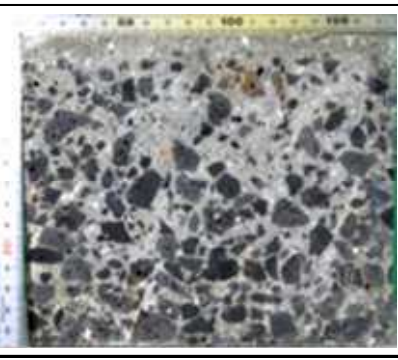
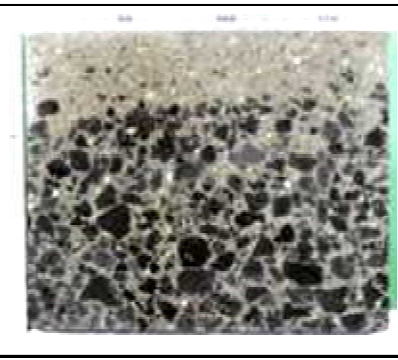


図-1 粗骨材分離試験の手順

表-2 締め固め時間

スランプ (cm)	締め固め時間 (秒)		
2.5	10	20	30
6.5	8	15	30
10.5	5	10	20
締め固め時間	標準	2倍	過剰

表-3 切断面の粗骨材分布状況と分離の判定例 (D20)

○:分離しなかった	△:やや分離した	×:分離した
		
(a) 粗骨材D20, スランプ2.5cm, 締固め時間「標準」	(b) 粗骨材D20, スランプ6.5cm, 締固め時間「標準」	(c) 粗骨材D20, スランプ2.5cm, 締固め時間「過剰」

※上側：打設面 下側：型枠底面

表-4 粗骨材分離試験の結果

凡例：○:分離しなかった △:やや分離した ×:分離した						
	使用粗骨材		スランプ (cm)	締固め時間		
	表乾密度 (g/cm ³)	最大寸法 (mm)		標準	2倍	過剰
A20	2.67	20	2.5	○	○	△
			6.5	○	○	△
			10.5	○	△	×
A40	2.68	40	2.5	○	○	△
			6.5	○	△	×
			10.5	○	×	×
B20	2.7	20	2.5	○	○	△
			6.5	○	○	×
			10.5	○	○	×
C20	2.66	20	2.5	○	○	○
			6.5	○	○	△
			10.5	○	△	×
D20	3.72	20	2.5	○	×	×
			6.5	△	×	×
			10.5	×	×	×

固定し、単位水量を調整してスランプを2.5cm, 6.5cm, 10.5cmの3水準とした。

棒状バイブレータによる締固め時間は、表-2に示す3水準を設定した。ここで、棒状バイブレータを用いた振動締固めを行った際、気泡がほぼ出なくなる時間を適切な締固めに必要な時間と考え、締固め時間「標準」とした。また、「標準」の2倍の時間を「2倍」, 「標準」の3～4倍の時間を「過剰」とした。

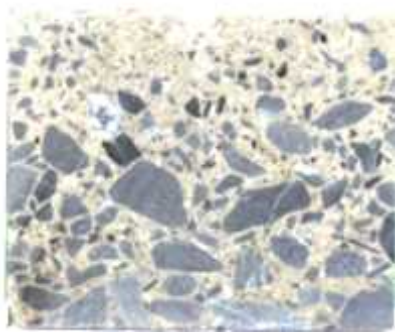
5. 評価実験の結果

粗骨材分離試験の結果として、供試体の切断面写真を

表-3に示す。(a)は、全体に粗骨材が分布しており、打設面付近まで粗骨材が確認できる。このような場合は、「○:分離しなかった」と評価した。一方、(c)は、粗骨材が沈降して打設面付近に粗骨材がほとんど確認できない。このような場合は、「×:分離した」と評価した。(b)のように、打設面付近は粗骨材が少ないまたは粒径の小さなもののみが確認できるものについては、「△:やや分離した」と評価した。

分離状況の一覧を表-4に示す。締固め時間「標準」では、粗骨材としてD20を用いた場合以外では、材料分離は生じなかった。密度の大きなD20を用いた場合は、スランプが2.5cmの場合は材料分離が生じなかったが、それよりスランプを大きくすると、材料分離が生じた。

締固め時間「2倍」では、粗骨材としてA20, B20,



粗骨材A40、スランプ10.5cm、
締固め時間「2倍」

写真-1 切断面の粗骨材分布状況
(A40)

C20を用いた場合は、ほとんどの配合で材料分離が生じなかった。一方、密度の大きなD20を用いた場合は、全ての配合で材料分離が生じた。最大寸法の大きなA40を用いた場合は、スランプ2.5cmでは材料分離が生じなかったが、それよりスランプが大きくなると材料分離が生じる結果となり、同じ産地・岩種の最大寸法が小さい粗骨材（A20）より材料分離が生じやすい結果となった。スランプ10.5cmのA40を用いたコンクリートを締固め時間「2倍」で締め固めた場合の断面写真（写真-1）を観察すると、粒径が大きい骨材はほぼ沈降している。最大寸法の大きな粗骨材を利用する際は、留意が必要と考えられる。

締固め時間「過剰」では、ほとんどの粗骨材、配合で材料分離が生じた。したがって、一般的な粗骨材を使用している場合でも、締固め時間を適切に管理することが重要である。

6. 結論

本検討の結果、舗装コンクリートに用いる粗骨材について、以下のことが明らかとなった。

- ①電気炉酸化スラグのように、天然骨材よりも密度が大きい粗骨材を使用する場合は、沈降による材料分離が生じやすい。
- ②最大寸法の大きな粗骨材を使用する場合は、最大寸法の小さな粗骨材を使用する場合に比べて沈降による材料分離が生じやすい。
- ③特に、密度が大きい粗骨材を使用する場合や最大寸法の大きな粗骨材を用いてスランプを大きくする場合は、材料分離を防ぐために、例えば本研究で用いた試験などにより、適切なスランプや締固め時間をあらかじめ確認するなど、適切な管理が必要である。

謝辞：本研究で用いたスラグ系粗骨材は、鉄鋼スラグ協会より提供頂いたものであり、ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，p2，2009.8
- 2) (社)日本道路協会：舗装設計便覧，p.149，2006.2
- 3) (一社)セメント協会：早期交通開放型コンクリート舗装 1 DAY PAVE 製造施工マニュアル，第1版，2016.3.

高温加熱の影響を受けた あと施工アンカーの引抜き特性

松沢 晃一¹

¹建築研究所 材料研究グループ (〒305-0802 茨城県つくば市立原1)

本研究では、100℃から1000℃までの高温環境下にさらされたコンクリートに埋め込まれた接着系アンカー2種類、金属系アンカー2種類、金属系アンカーに接着剤を併用したもの4種類の計8種類のアンカーの引抜き試験を行い、各種あと施工アンカーの引抜き特性に及ぼす高温加熱の影響について検討を行った。その結果、引抜き荷重は種類の違いにより程度の差はあるものの、接着系アンカーは加熱により引抜き荷重が急激に低下すること、金属系アンカーは加熱温度200℃程度から低下すること、また、金属系アンカーに接着剤を併用することで、引抜き荷重および引抜き初期の剛性が増加することが明らかとなった。

キーワード あと施工アンカー、引抜き特性、コンクリート、高温加熱

1. はじめに

あと施工アンカーの法的位置づけとしては、平13国交告第1024号、平18国交告第314号により規定されている。また、「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」では、耐震改修促進法によらず、建築基準法への適合が必要とされる補強工事において、柱・梁架構内への耐震補強の鉄筋コンクリート増設壁や鉄骨ブレース設置補強に対する適用を認め、短期許容引張力、短期許容せん断力およびこれらの材料強度についてのみ規定されているが、これを上記補強工事以外に適用するための条件は整備されていない。

これらを踏まえて、平成20年度から3年間にわたって行われた、建築基準整備促進事業「あと施工アンカーの長期許容応力度に関する検討調査」¹⁾にて、長期許容応力度の提案、長期応力に対する設計方針とその留意点および長期載荷試験法について検討された。また、近年、スラブなどの長期応力を負担する部材にあと施工アンカーを使用するための検討^{2),3)}もされており、知見が蓄積されつつある。しかしながら、あと施工アンカーを用いた部材の材料および構造性能、そして、その確認方法に関する知見は十分に得られていない。

このような状況のもと、平成27年度から建築基準整備促進事業「あと施工アンカーを用いた部材の構造性能確認方法に関する検討」において、あと施工アンカーの適用条件の整備およびあと施工アンカーを用いた部材の構造性能の確認方法の提案に関する検討が行われている。

一方、あと施工アンカーは、設備機器の取付けなどにも使用されている。それらは、コンクリート構造物の表層に施工されているため、火災などにより熱の影響を最も受ける。コンクリートは熱の影響を受けると強度特性などの性質が変化するため^{4)~7)}、表層部に施工されているアンカーの引抜き特性も変化することが予想される。

頭付きアンカー⁸⁾や接着系アンカー^{9),10)}に関しては、高温加熱との関係について検討がなされているものの、その検討は少なく、金属系アンカーに関する検討はほとんどなされていないのが現状である¹¹⁾。そこで、本研究では、100℃から1000℃までの高温環境下に一定時間さらされたコンクリートに埋め込まれたあと施工アンカーの引抜き特性について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 供試体概要

写真1に本研究で用いたアンカー、表1にアンカー概要を示す。本研究で用いたアンカーの形状は全ネジ、金属拡張式アンカー、金属拡張底式アンカーの3種類（いずれもスチール製、直径10mm）である。また、接着剤には樹脂系接着剤のビズフェノールAF型エポキシ樹脂およびセメント系接着剤の急硬セメント系注入方式の2種類を用い、接着剤を用いない場合を含めて合計8種類のアンカーについて試験を行った。なお、アンカーの埋込み長さは50mmとした。

表-2にコンクリートの使用材料、表-3に調合を示す。コンクリートは、レディーミクストコンクリート工場（神奈川県相模原市）の2軸強制練りミキサ（公称容量1.7m³）を用いて製造された、呼び強度27、目標スランブ18cm、目標空気量4.5%のものを用いた。なお、コンクリートの製造から打込みまでの時間は約20分である。

供試体は、各試験条件につき、圧縮およびヤング係数測定用供試体（φ100×200mm）3体、アンカーの引抜き試験用供試体（φ300×100mm）3体とした。コンクリートは打込み後2日で脱型し、材齢26週まで標準養生を行った後にアンカーを施工し、材齢52週まで気中養生、そして、加熱および各試験を行った。なお、アンカーは引抜き試験用供試体のコンクリート打込み底面（φ300mm）の中心に行った（図-1）。表-4にフレッシュ性状および材齢4週標準養生後、材齢52週気中養生後の強度試験結果を示す。

(2) 加熱方法

図-2 に炉内での加熱履歴を示す。供試体加熱時の炉内最高温度（以下、加熱温度）は100、200、300、500、800、1000℃とし、比較用として加熱なし（20℃）の供試体についても試験を行った。加熱には、プログラム調整器付きマuffle炉（炉内寸法 W310×D610×H310mm、左右2面加熱）を用いた（図-3）。炉内での均一加熱を行なうために、供試体は左右のヒーターからの距離が同一になるよう炉内の中央に、アンカー施工面が左右のヒーターに面するように2体設置した。昇温速度は0.5℃/minとし、炉内温度が目標温度に達した後は、その温度を1時間保持して加熱を終了した。そして、供試体温度が外気温度と同程度になるまで炉内で自然除熱し、試験を行った。

図-4にコンクリートの表面およびアンカー先端部、また、炉内中心部にK型熱電対を設置した供試体を昇温速度0.5℃/minで1000℃まで加熱した際の各部分の温度変化を示す。加熱中はコンクリート表面に対して、最大温度差100℃程度でアンカー先端部が温度上昇し、除熱中の内外温度差は最大70℃程度であった。なお、炉内温度が1000℃に達してもコンクリート温度は1000℃には至らず、950℃程度であった。



写真-1 試験に用いたアンカー

表-1 アンカー概要

記号	アンカー	接着剤
全ネジE	全ネジ	樹脂系接着剤
全ネジC	全ネジ	セメント系接着剤
拡張式N	拡張式	なし
拡張式N	拡張式	なし
拡張式E	拡張式	樹脂系接着剤
拡張式E	拡張式	樹脂系接着剤
拡張式C	拡張式	セメント系接着剤
拡張式C	拡張式	セメント系接着剤

表-2 使用材料

材料	種類	記号	物性
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度 3.16g/cm ³
細骨材	砕砂（相模原産）	S1	表乾密度 2.63g/cm ³ 、粗粒率 3.00
	砕砂（八王子産）	S2	表乾密度 2.63g/cm ³ 、粗粒率 3.00
	山砂（富津産）	S3	表乾密度 2.63g/cm ³ 、粗粒率 1.60
粗骨材	砕石（相模原産）	G1	表乾密度 2.66g/cm ³ 、実積率 60.0%
	砕石（八王子産）	G2	表乾密度 2.66g/cm ³ 、実積率 60.0%
混和剤	高性能 AE 減水剤	Ad	ポリカルボン酸系化合物

表-3 調合（単位：kg/m³）

G _{max} (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	W	C	S1	S2	S3	G1	G2	Ad
20	18	4.5	56.8	49.0	175	309	351	307	220	463	463	2.78

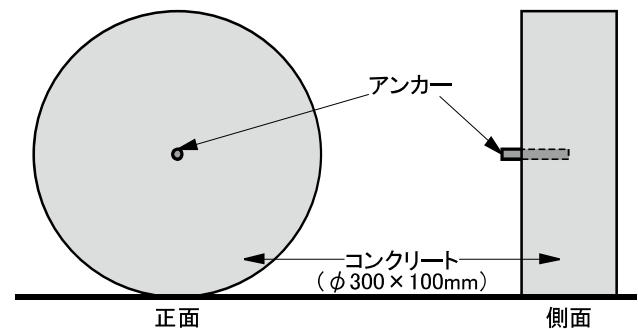


図-1 引抜き試験用供試体

表 4 フレッシュ性状および強度試験結果

スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
		4週標準	52週気中	4週標準	52週気中
19.0	4.3	28.2	38.7	25.8	28.0

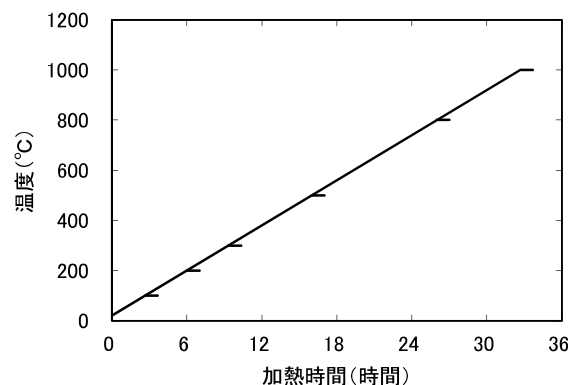


図-2 加熱履歴

(3) 試験方法

a) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、JIS A 1108に準じて行なった。また、同時にコンプレッソメーターを用いてヤング係数を測定した（JIS A 1149）。

b) アンカー引抜き試験

アンカーの引抜き試験には油圧式引張試験機を用い、試験時の荷重および変位を測定した。

3. 実験結果および考察

(1) コンクリートの力学特性

a) 圧縮強度

図-5に圧縮強度と加熱温度の関係を示す。圧縮強度は、加熱温度100～200℃で若干低下した後、加熱温度300℃以上で加熱温度の上昇とともに低下している。

b) ヤング係数

図-6にヤング係数と加熱温度の関係を示す。ヤング係数は、加熱温度の上昇とともに低下している。

(2) アンカーの引抜き特性

a) 破壊特性

写真-2に引抜き破壊形状例を示す。接着剤を用いない金属系アンカーの場合、加熱温度に関係なく、ほとんどがコーン状破壊となった（写真-2(a)）。しかし、接着剤を用いた場合は、コンクリートの割裂破壊が多くみられ（写真-2(b)）、加熱なし、加熱温度100℃ではアンカーの破断（写真-2(c)）も確認された。接着剤を用いた方がアンカーとコンクリートの固着力が高くなるため、また、高温加熱の影響を受けたコンクリートの強度が低下するために（図-5）、コンクリートの割裂破壊となったと考えられる。

b) 引抜き後のアンカー

写真-3に加熱および引抜き試験を終えたアンカー例を示す。樹脂系接着剤を用いた場合（写真-3(a)）、加熱温度200℃程度まではアンカーに接着剤が付着しているのが確認された。また、加熱温度300℃以上で接着剤の分解による色の変化が確認され、加熱温度500℃以上では粉状となった接着剤がアンカーに付着していた。

セメント系接着剤を用いた場合（写真-3(b)）、接着剤のアンカーへの付着が多くみられた。乾燥や加熱による接着剤の収縮により、アンカーとコンクリート母材との固着力が低下したために接着剤がコンクリート母材から剥離しやすくなったと考えられる。

接着剤を用いない金属系アンカーの場合（写真-3(c)）、加熱温度の上昇とともにアンカー表面に施されているメッキの変色がみられた。また、加熱温度800℃以上では、メッキ部分の膨張も確認された。

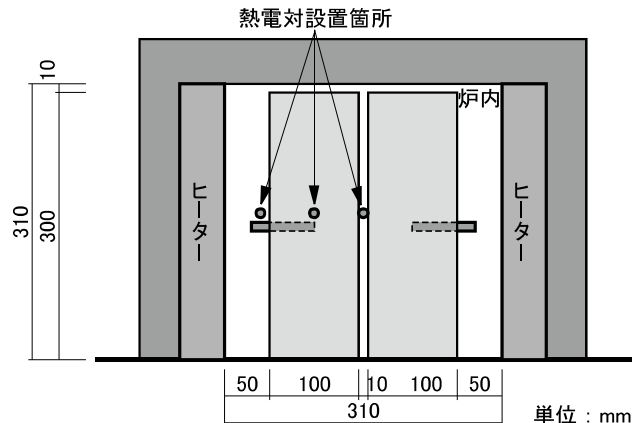


図-3 炉内での供試体配置および熱電対設置箇所

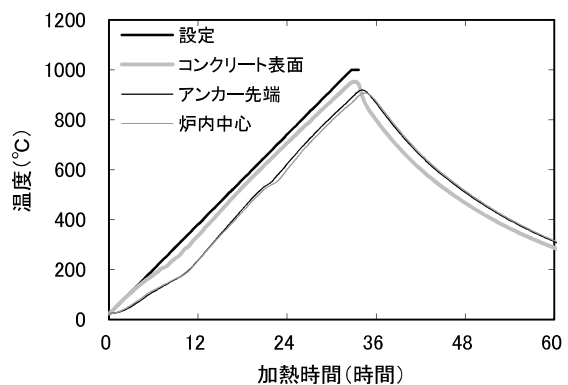


図-4 加熱時の温度測定結果

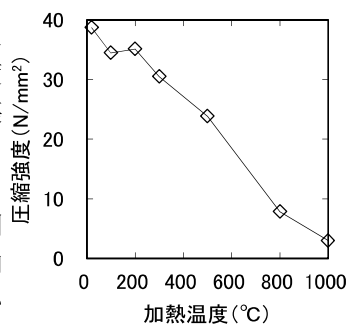


図-5 圧縮強度と加熱温度の関係

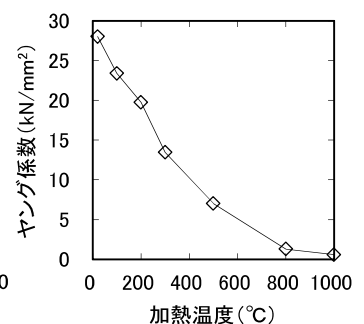


図-6 ヤング係数と加熱温度の関係



(a) コーン状破壊 (b) 割裂破壊 (c) アンカー破断

写真-2 引抜き破壊形状



写真-3 加熱および引抜き試験後のアンカー

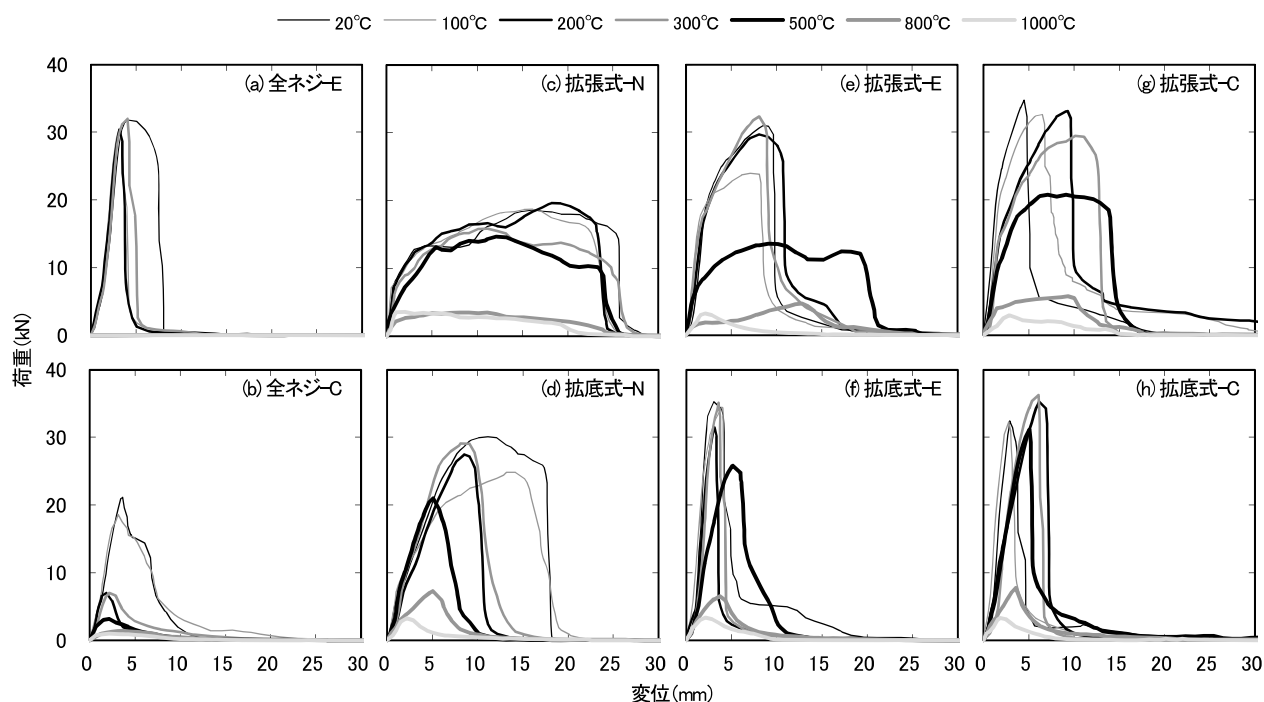


図-7 各加熱温度におけるアンカーの荷重-変位曲線

c) 引抜き性状

図-7に各加熱温度におけるそれぞれのアンカー引抜き時における荷重-変位曲線を示す。全ネジに樹脂系接着剤を用いた接着系アンカーの場合（図-7(a)），加熱温度300℃までは荷重増加時の傾きにほとんど変化はなく，最大荷重以降は変位の増加とともに荷重が急激に低下している。そして，加熱温度500℃以上では，引抜き荷重がほぼ0kNとなっている。これは，本研究における加熱では，加熱温度300℃まではアンカーとコンクリート母材の固着力が得られているものの，加熱温度が300℃を超えると樹脂系接着剤が分解することで体積が減少，また，消失するために，アンカーとコンクリート母材との固着力が得られなくなっていると考えられる。

全ネジにセメント系接着剤を用いた接着系アンカーの場合（図-7(b)），加熱温度の上昇にともなう荷重増加時の傾きが小さくなる傾向にある。また，最大荷重も小さくなっている。なお，最大荷重以降は，樹脂系接着剤を用いた場合（図-7(a)）と比較して変位の増加にともなう荷重低下が緩やかである。セメント系接着剤は，樹脂系接着剤と比較して加熱にともなう体積減少が小さい。

また，骨材も混入されているために，引抜き時にアンカーとコンクリート母材に摩擦力が生じ，ある程度の荷重が維持されると考えられる。

拡張式アンカーを用いた場合（図-7(c)），加熱温度の上昇にともない荷重増加時の傾きが小さくなる傾向にあるが，接着系アンカー（図-7(a)，図-7(b)）と比較して，最大荷重以降の変位が増加しても，荷重がある程度保たれた後に低下している。これは，拡張式アンカーは最大荷重後にアンカーとコンクリート母材との固着部である程度すべりが生じた後にコンクリート母材が破壊しているためである。

拡張式アンカーを用いた場合（図-7(d)），加熱温度500℃までは荷重増加時の傾きにほとんど変化はないが，加熱温度500℃以降は小さくなっている。これは，コンクリート母材の強度低下によるものと考えられる。なお，最大荷重以降は，拡張式アンカー（図-7(c)）よりも早く荷重が低下している。拡張式アンカーは最大荷重後にコンクリート母材の破壊が早くに進行すると考えられる。しかし，その荷重低下は接着系アンカー（図-7(a)，図-7(b)）と比較すると緩やかである。

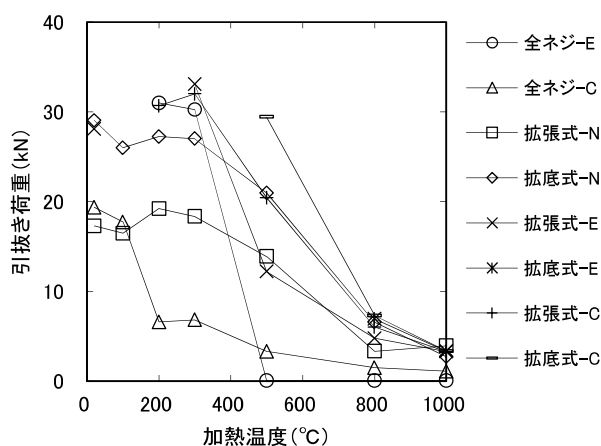
金属系アンカーに樹脂系接着剤を併用した場合（図－7(e)，図－7(f)），接着剤を併用しない場合（図－7(c)，図－7(d)）と比較して加熱温度300～500℃までの最大荷重が全ネジに樹脂系接着剤を用いた場合（図－7(a)）と同程度まで増加している。また，荷重増加時の傾きも大きくなる傾向にある。これは，樹脂系接着剤の併用によって，アンカーとコンクリート母材との固着力が増加していると考えられる。なお，最大荷重時の変位は樹脂系接着剤を併用しない場合（図－7(c)，図－7(d)）よりも小さくなり，最大荷重以降の荷重低下が急になる傾向にある。しかし，拡張式アンカーに樹脂系接着剤を併用した場合（図－7(e)），全ネジに樹脂系接着剤を用いた場合（図－7(a)）と比較して荷重低下は緩やかである。

金属系アンカーにセメント系接着剤を併用した場合（図－7(g)，図－7(h)），接着剤を併用しない場合（図－7(c)，図－7(d)）と比較して樹脂系接着剤を併用した場合（図－7(e)，図－7(f)）と同様に加熱温度300～500℃までの最大荷重が増加している。これは，セメント系接着剤の併用によってアンカーとコンクリート母材との固着力が増加すると考えられる。最大荷重時の変位は，接着剤を併用しない場合（図－7(c)，図－7(d)）よりも小さく，最大荷重以降の荷重低下も急になっている。

d) 引抜き荷重

図－8に各加熱温度におけるそれぞれのアンカー引抜き荷重と加熱温度の関係を示す。なお，データが示されていない箇所は，アンカー引抜き時の破壊がコンクリート母材の割裂破壊となったためである。

全ネジに樹脂系接着剤を用いた接着系アンカーの場合，加熱温度300℃までは引抜き荷重がほとんど変化せず，加熱温度500℃でほぼ0kNとなっている。これは，本研究における加熱では，加熱温度300℃まではアンカーとコンクリート母材の固着力が得られているものの，加熱温度が300℃を超えると樹脂系接着剤が分解することで体積が減少，また，消失するために，アンカーとコンクリートの固着力が得られなくなると考えられる。



図－8 引抜き荷重と加熱温度の関係

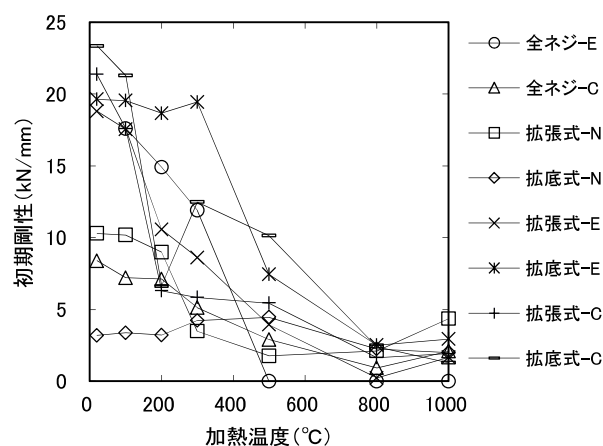
全ネジにセメント系接着剤を用いた接着系アンカーの場合，加熱温度の上昇とともに引抜き荷重は小さくなり，加熱温度200℃での低下が大きい。これは，加熱によって接着剤の体積が減少し，アンカーとコンクリート母材との固着力が得られなくなっていると考えられる。

拡張式アンカーおよび拡張式アンカーの金属系アンカーを用いた場合，加熱温度200℃程度から加熱温度の上昇とともに引抜き荷重が低下している。これは，加熱とともにコンクリート強度が低下するために（図－5），破壊が主にコンクリートのコーン状破壊となる金属系アンカーの引抜き荷重も低下していると考えられる。

金属系アンカーに樹脂系接着剤を併用した場合，接着剤を併用しない場合と比較して加熱温度300～500℃までの引抜き荷重が，全ネジに樹脂系接着剤を用いた場合と同程度まで増加している。これは，樹脂系接着剤の併用によって，アンカーとコンクリート母材との固着力が増加していると考えられる。また，金属系アンカーにセメント系接着剤を併用した場合，接着剤を併用しない場合と比較して，樹脂系接着剤を併用した場合と同様に加熱温度300～500℃までの引抜き荷重が増加している。これは，樹脂系接着剤の併用と同様に，アンカーとコンクリート母材との固着力が増加していると考えられる。

e) 引抜き時の初期剛性

金属系アンカーに接着剤を併用した場合，アンカー引抜き時における荷重－変位曲線（図－7）の引抜き初期の傾きが変化することが確認された。その傾きが引抜き時最大荷重の1/2程度まではほぼ一定であったため，荷重－変位曲線の最大荷重の1/3と1/2を結んだ直線の傾きを初期剛性として図－9に示す。拡張式アンカーを用いた場合を除き，加熱温度の上昇とともに初期剛性が低下する傾向にある。これは，加熱により接着剤の分解や体積減少，コンクリート母材の強度低下によるものと考えられる。なお，拡張式アンカーを用いた場合は，載荷初期の母材への固着力が小さいために，これらの影響を受けにくいと考えられる。



図－9 初期剛性と加熱温度の関係

金属系アンカーに接着剤を併用した場合、初期剛性が大きくなっているのが確認できる。金属系アンカーは、固着力をコンクリート母材の孔壁とアンカー拡張部との支圧力および摩擦力によって得ているのに対し、接着系アンカーは、母材のコンクリートの孔壁部とアンカーとの空隙に接着剤を充填することで、コンクリートの孔壁とアンカーのそれぞれの接着力と、接着剤とコンクリート面とのかみ合いによって固着力を得る構造となっている。そのため、金属系アンカーに接着剤を併用すると、拡張部の支圧力および摩擦力に加え、接着剤充填部の接着力および骨材によるかみ合いによる固着力も得られるためである。

4. まとめ

本研究では、100℃から1000℃までの高温環境下に一定時間さらされたコンクリートに埋め込まれたあと施工アンカーの引抜き特性について検討を行った。その結果、本研究の範囲内で以下のことが明らかとなった。

- (1) アンカーの引抜き破壊形状は、接着剤を用いない場合は加熱温度に関係なく、ほとんどがコーン状破壊となるが、接着剤を用いた場合はコンクリートの割裂破壊となることが多い。また、加熱温度100℃まではアンカーの破断となる場合もある。
- (2) 樹脂系接着剤は、加熱温度200℃程度まではアンカーに付着するが、加熱温度500℃以上では粉状となる。また、セメント系接着剤は、加熱温度に関係なくアンカーに付着する傾向にある。そして、接着剤を用いない場合は、加熱温度の上昇とともにアンカー表面のメッキの変色、膨張が生じる。
- (3) アンカーの引抜き性状は、接着系アンカーの場合、樹脂系接着剤は最大荷重以降の荷重低下が大きく、セメント系接着剤は最大荷重以降の荷重低下が樹脂系接着剤と比較して緩やかになる。また、金属系アンカーの場合、拡張式アンカーと比較して拡張式アンカーの最大荷重以降の低下が緩やかになる。そして、金属系アンカーに接着剤を併用した場合、最大荷重以降の荷重低下が金属系アンカーと比較して早い。接着系アンカーと比較して緩やかである。
- (4) 引抜き荷重は、接着系アンカーの場合、樹脂系接着剤は加熱温度300℃まではほとんど変化せず、加熱温度500℃でほぼ0kNとなり、セメント系接着剤は加熱温度の上昇とともに引抜き荷重は小さくなり、特に、加熱温度200℃での低下が大きい。拡張式アンカーおよび拡張式アンカーの金属系アンカーの場合、加熱温度200℃程度から引抜き荷重が低下する。そして、金属系アンカーに接着剤を併用した場合、加熱温度300～500℃までの最大荷重が増加する。

- (5) 初期剛性は、加熱温度の上昇とともに低下する傾向にあるが、金属系アンカーに接着剤を併用すると、初期剛性が大きくなる。

謝辞：本研究は、著者が首都大学東京に在籍中に実施したものです。共同研究者である首都大学東京 橘高義典教授、前田建設工業(株) 刈田祥彦氏（当時、首都大学東京大学院生）、サンコーテクノ(株) 八木沢康衛氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 大森正秀ほか：あと施工アンカーの長期許容応力に関する研究 その1～その9、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2分冊、pp.635-652、2011.8
- 2) 田沼毅彦ほか：鋼管コッターおよびあと施工アンカーを併用した増設スラブ接合方法の研究 その1～2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.241-244、2013.8
- 3) 田沼毅彦ほか：鋼管コッターおよびあと施工アンカーを併用した増設スラブ接合方法の研究 その3～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.653-658、2014.9
- 4) 土木学会：コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集、コンクリート技術シリーズNo.63、2004
- 5) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック、2009
- 6) 日本コンクリート工学会：コンクリートの高温特性とコンクリート構造物の耐火性能に関する研究委員会報告書、2012
- 7) U.S.NRC : A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures, NRC Job Code N6511, 2010
- 8) 橋本純、滝口克己：熱を受けるコンクリート埋め込みボルトの引抜きに関する実験、日本建築学会構造系論文集、No.568、pp.123-129、2003.6
- 9) 寺島悟、沢出稔、丹羽亮、秋山友昭、松崎育弘：加熱されたコンクリートの耐火性評価とあと施工アンカーに関する研究、その1、一面3時間加熱、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.691-692、1994.9
- 10) 大和征良、池田憲一：エポキシ樹脂系注入方式接着系あと施工アンカーの火災時および火災後の付着破壊強度に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、No.717、pp.1803-1809、2015.11
- 11) 松沢晃一、橘高義典、刈田祥彦：コンクリートに埋め込まれた金属系アンカーの引抜き特性に及ぼす高温加熱の影響、日本建築学会構造系論文集、No.707、pp.29-37、2015.1

よみがえれ！じぶざか橋

～ 標高1,187m 再劣化した床版補修に挑む ～

大島 英樹¹ ・ 藤井 志乃²

^{1・2}中部地方整備局 飯田国道事務所 飯田維持出張所 (〒395-0814 長野県飯田市八幡町427-1)

国道153号治部坂橋の床版は、過年度に補修を行ったにもかかわらず、短期間で深刻な再劣化が発生した。今回再補修するにあたり、再劣化した要因を多角的に検証したうえで施工方法を選定した。各々の橋梁のおかれた状況に合わせた施工方法・予防保全の必要性及び今後のメンテナンスについて提言を行う。

キーワード：橋梁補修・床版土砂化・予防保全

1. はじめに

飯田国道事務所の管理する国道153号は、中部地整で最も高い地点を通過し、治部坂峠付近では、標高1,000mに位置する橋梁が22橋存在する。(図-1)

これらの橋梁は供用後約40年経過し、冬季にはマイナス15℃近くとなることや、降雪、凍結防止剤の散布等の過酷な環境におかれ、コンクリート部材に凍害や塩害が発生している。さらに、アルカリシリカ反応 (ASR) も確認され、複合劣化が生じているのが散見される。

上記区間に位置する治部坂橋は、床版補修後、約4年間で再劣化が認められ、劣化速度も早いことから早急かつ効果的な補修が必要とされた。

本補修の工法選定、施工時の安全管理について述べる。



図-1 国道153号 治部坂橋位置図

2. 治部坂橋の概要と損傷状況

治部坂橋は、国道 153 号の一次改築において治部坂工区として最も早く整備された区間に位置する。

橋梁諸元は、昭和 47 年に竣工し、橋長 25m、幅員 7.5m の 2 車線、単純非合成鋼鈑桁橋で 3 主桁に RC 床版を有する橋梁である。(図-2)

また、標高 1,187m と中部地方整備局で管理する橋梁で最も高い位置に架橋され、先に述べたよう過酷な環境条件にさらされている。

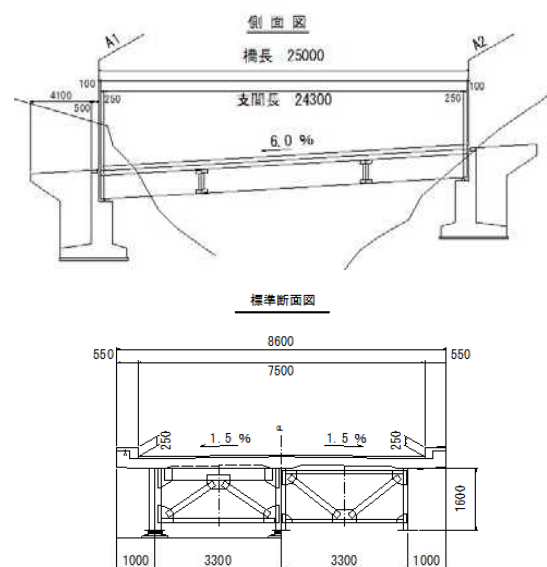


図-2 治部坂橋橋梁一般図

補修履歴として直近の補修は、平成22年度に、床版上面断面修復及び床版防水を主とし、塗装塗替、伸縮継手

部漏水防止、下部工補修等の工事を実施している。

しかし4年経過後の平成26年度には、橋面舗装部に亀甲状のひび割れや白濁物の流出がみられたため、併せて床版下面を確認したところ、湿潤状態で2方向ひび割れが卓越する上、ひび割れ部からエフロレッセンス（コンクリート中の可溶成分が溶出したもの）が目視で確認できる状態であった。（写真-1）



写真-1 床版損傷状況

また、過去の定期点検記録の同パネルの部分と比較すると劣化が進行していることがわかる。（写真-2）



写真-2 橋梁点検による経年変化

3. 治部坂橋の補修検討について

(1) 応急復旧と効果検証

2. の損傷状況から緊急的に床版上の舗装を剥いで床版を確認したところ、コンクリートの土砂化が確認され、早急な補修が必要な状態にあった。（写真-3）



写真-3 緊急開削により床版の土砂化を確認

床版の応急復旧は、工事記録や現地の配筋を確認した

結果、床版設計年度がS39年度以降であり、床版の抜け落ちに起因するせん断耐力が改善された構造であること及び土砂化深さが床版厚の半分（10cm程度）であることも踏まえ、当面、劣化コンクリートを除去し超早強コンクリートにて即日復旧し経過観察とした。

しかしながら、一冬越した平成27年度初春に、応急復旧した箇所から橋面にエフロレッセンスが噴出したり、他の橋面上の部位も異常が確認されたため、本復旧が必要と判断した。（写真-4）



写真-4 応急復旧箇所後の再劣化状況

(2) 本復旧工法の選定

本復旧するにあたって、前回同様の補修では再劣化の進行が速いと考えられ、補修後の再劣化を抑制すべく、既存の設計図書、橋梁点検調書等を熟知したうえ現地で近接目視による踏査を実施した。

特に、劣化の原因推定を行うため、「前回補修時の工法確認」「床版コンクリートの詳細調査」を検証し、防災ドクターの助言をいただき、施工方法、材料を決定した。

a) 前回補修時の工法及び施工状況確認

前回の床版補修方法は、舗装切削後、床版の劣化コンクリートをブレーカーにて除去し、超早強コンクリートにて復旧。床版上面には床版排水（スラブドレーン）、床版防水、橋面用アスファルト舗装（改質アスファルトⅢ型-W）を施工しており、今日でもスタンダードな補修工法である。

また、施工状況に着目すると、12月で気温が低く、凍結防止剤を散布する時期に2車線を片側ずつ施工し、即日にて復旧していることが確認された。（写真-5）



写真-5 前回即日復旧の補修状況

b) 床版コンクリートの詳細調査

コンクリートの劣化が著しく、確実に原因究明をするため、舗装を剥いで以下の調査を行い、施工範囲、工法、使用材料を選定した。

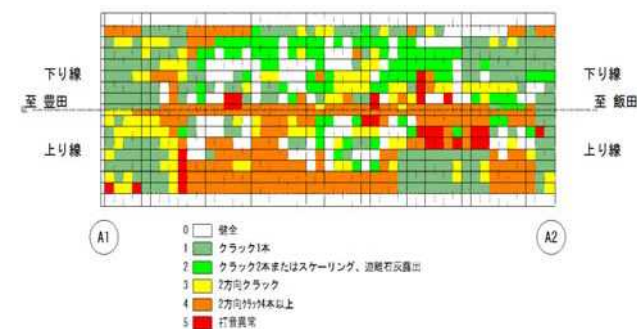
① コンクリート床版の打音調査及びクラック調査

コンクリート床版の健全性を確認するため、床版上下面を50cm×50cmのメッシュに区切り、近接目視（クラック調査・土砂化・スケーリング）及び打音調査を実施した。

床版上面評価は「健全：0～土砂化（鉄筋露出）：5」の5段階、床版下面評価は「健全：0～打音異常：5」の5段階で評価し、着色を行った。また、非破壊床版土砂化調査（スケルカ）による劣化推定箇所や過年度工事で補修した箇所についても判定資料に投影し確認できるものとした。（図-3）

調査の結果、上下線とも健全なパネルはほとんどなく、特に上り線の劣化が進行していることが確認された。

床版上面



床版下面

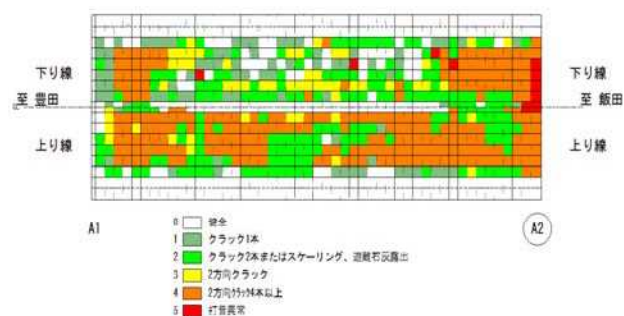


図-3 コンクリート床版のクラック・打音等調査結果

② 試掘による床版断面目視調査

床版コンクリート内部の状況を確認するため、①に示す床版下面の劣化が著しい上り線にてウォータージェット工法による試掘を実施した。上述した応急復旧時の床版の劣化状況を鑑み、試掘深さは $t=10\text{cm}$ とし、ハツリ深さを制御できるコリジョンジェット工法を採用した。

試掘箇所は下記のとおりである。（図-4）

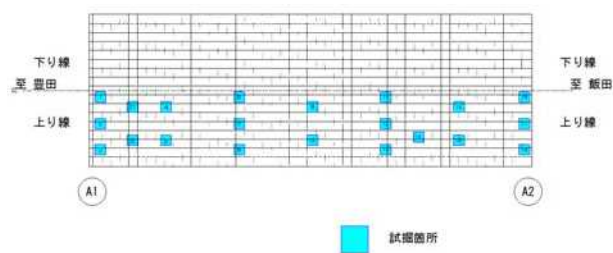


図-4 試掘箇所（上り線 全21箇所）

試掘状況は下記のとおりである。（写真-6）

- 試掘したほぼ全てに層状ひび割れを確認した。
- ウォータージェット工法による高圧水が床版下面に浸透した箇所が確認された。
- 高圧水によって既設床版が深くえぐれた箇所が確認された。
- 応急復旧にて床版断面修復したコンクリートと既設コンクリートの断面に隙間が生じ一体化が図れていない状況であった。



写真-6 試掘状況

③ コンクリートの物性調査

コンクリート材料の劣化状況を確認するため、塩化物イオン濃度・ASR・一軸圧縮強度・静弾性係数についてコアを採取し実施した。

○塩化物イオン濃度

塩化物イオン量は、最大 5.59kg/m^3 であり、腐食発生限界（ 1.2kg/m^3 ）を大きく上回ることから、塩

害と推定。

○ASR

偏光顕微鏡観察にて、隠微晶質石英が確認されたことから、ASRが発症するコンクリートであると推定。

○一軸圧縮強度、静弾性係数

コンクリートの設計基準強度等の要求性能を満足するか、床版支間中央とフランジ部にてコア採取を行い、一軸圧縮強度及び静弾性係数を計測した結果、床版支間中央部で設計基準強度を満足しない結果となった。（図-5）

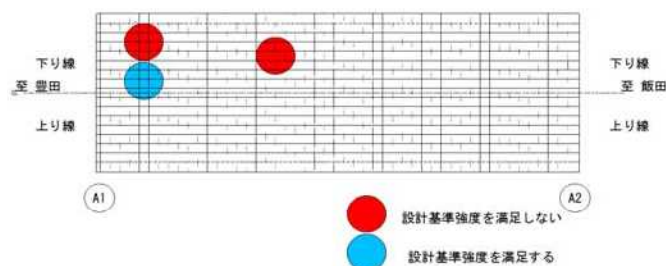


図-5 一軸圧縮強度・静弾性係数の調査結果

c) 補修工法・材料の選定

補修工法及び材料は、調査結果から前回補修方法を改善するとともに予防保全を図るものとした。

① 床版打ち換え範囲

床版打ち換えの範囲は、ほぼ全面にクラックや打音異常が発生していること、塩害、ASRが顕著なこと及び圧縮強度等の低下から全面打ち換えを基本とした。

また3主桁構造のため、中央のフランジ部を境に、片側1車線に交通を確保し施工を行うものとし、フランジ上面の一部を残すこととした。

なお、フランジ上面の残存させるコンクリートの詳細調査をした結果、一軸圧縮強度及び静弾性係数は規定の要求性能を満足している。（写真-7）



写真-7 フランジ上を残した床版打換

② 床版取り壊し工法

床版取り壊しは、ブレーカーを用いると健全なコンクリート部分にもマイクロクラックが発生し、新規に用いる断面修復コンクリートとの付着が低下することが種々研究結果で報告されている。

また、当現場においても前回の補修したコンクリートと既設コンクリートが分離したことも確認された。

このため、上記再劣化を防止するため、取り壊し工法は、ウォータージェット工法を採用した。（写真-8）



写真-8 ブレーカーはつり周辺箇所の劣化

③ 床版打換コンクリート（耐凍害）

コンクリートは、本橋梁をはじめ周辺構造物が凍害により損傷していることから、コンクリート標準示方書に示す耐凍害コンクリートの配合を用いるものとした。配合は、水セメント比 45%以下・空気量 6%以上として、コンクリート内部水の凍結膨張圧を緩和させるものとした。

また、過去に繊維補強材を地覆に混在し補修し損傷が発生していないことから、試行的に繊維補強材を混入させるものとした。（写真-9）



写真-9 繊維補強材を混入したコンクリートの状況

④ 床版打換え細部構造

今回、フランジ上面は、既設コンクリートを残存させ新設コンクリートを継ぎ足すことから、これらを一体化させることが課題である。

このため、一体化措置として、打ち継ぎ目の細部構造として、差し筋及び接着剤塗布、並びに溶接金網を敷設するものとした。

また、塩害を受けたコンクリートに新たなコンクリートを継ぎ足すと境界面で、マクロセル腐食現象（自然電位の異なる箇所が互いに離れた位置にあり、この間でマクロセル電流が流れ局所的に生じる腐食）にて鉄筋腐食が懸念されるため、マクロセル腐食対策についても実施した。（図-6・写真-10）

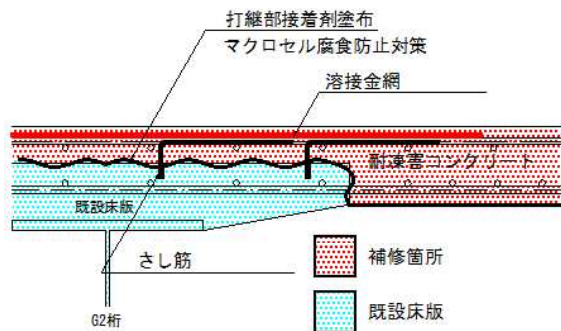


図-6 打ち継ぎ目の細部構造

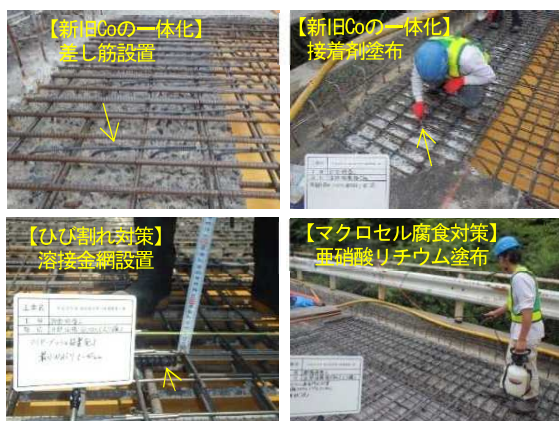


写真-10 打ち継ぎ目の細部構造

⑤ 床版防水システム

床版コンクリートの材料劣化を抑制するには、床版に水を入れないことが最重要であり床版防水、床版排水(スラブドレン)、舗装を複合的に床版防水システムと捉え慎重に検討した。特に、今回、床版下面にまで漏水が達していることもあり高性能防水材料を選定しかつ、塗布範囲を地覆まで立ち上げる改善を行った。

防水材料は、高性能防水としてウレタン系(NEXCOグレードⅡの要求性能を満足)を床版全面に用いた。

また、床版排水(スラブドレン)は、水の集まる位置に効果的に追加設置した。

舗装材料は、前回同様、橋面用で水密性に富む改質アスファルトⅢ型-Wを用いた。(図-7・写真-11)

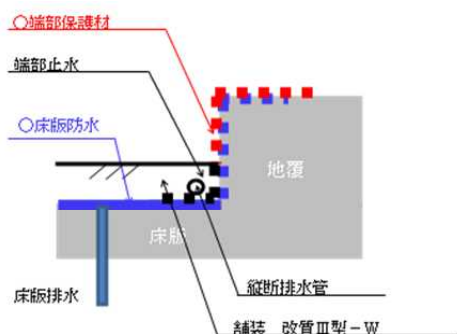


図-7 床版防水システム概念図



写真-11 高性能防水設置状況

⑥ 床版防水システム細部構造

床版への浸水は、舗装目地の隙間から侵入しコンクリートを劣化させると推定される(写真-12)



写真-12 舗装目地部のコンクリート部材損傷状況

このため、写真-11のとおり舗装目地にシールを行うだけでなく、桁端部の水のたまりやすい箇所は、橋面の水が排水柵に適切に流れるよう排水柵直近まで伸縮継ぎ手部の後打ちコンクリートを設置し構造改善を行った。(写真-13)



写真-13 排水柵直近の構造改善事例

⑦ 施工時期・施工期間

品質を低下させることを避けるため、温暖な時期に丁寧な施工を行うため、5月から11月中旬とし、盆を除き終日片側交互通行にて実施した。

4. 施工中の安全確保について

床版打ち換え時は、片側1車線に交通を確保し、上り線・下り線の反復施工とする。既設床版の損傷が著しいため、施工中の通行車両の安全を確保するため、計測管理を実施することとした。

(1) 管理値（閾値）の検討

管理値は、施工中の床版のたわみを計測し閾値を超えた段階で危機対応を実施するための値である。

しかしながら管理値に定められた値がなかったため、既存の設計図書による床版応力照査及び載荷試験によるたわみ計測を実施し検証した。

この両者の値を比較すると実橋のたわみ量は計算値の2割程度であり、片側床版を完全除去した際の床版に作用する断面力も同様に低減されたと考え、逆算したたわみ量を算定した。

このたわみ量（2.9mm）を許容変位量と考え、管理値は、許容変位量の7割とし2.0mmと設定した。

(2) 計測方法と危機時の対応

計測は、高感度変位計4箇所とダイヤルゲージを桁支間中央・橋台側とあわせて3測線設置した。

ダイヤルゲージは、2回/日の計測とした。また、高感度変位計は、終日連続的にデータを取得するため、上記に示した管理値を超過した際、施工者への自動連絡とパトランプが点灯し現場警備員に知らせるものとした。この場合、緊急体制とし、主任監督員等職員と連携を密とし対応するものとした。（図-8・写真-14）

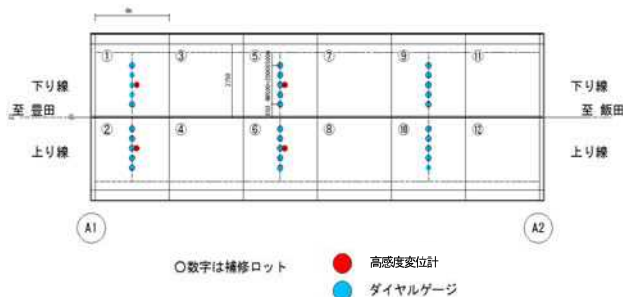


図-8 計測装置設置位置図



写真-14 計測装置・緊急警報機設置状況

(3) 計測結果

施工は、片車線6パネル（約4m）に区切り、安全確保の観点から隣り合うパネルでは取り壊しを行わないよう施工した。

計測結果は、上下線おのおのの施工時ともに1.9mmであり管理値以内となった。

また、変位速度は、最大0.71mm/hであったが補修中の断面欠損部のコンクリートを施工した段階にて収束したため、継続して施工を行った。

(4) 施工中の広報

施工中は、直近に終日片側交互通行にて同様な床版補修を実施していたため、通行者にわかりやすいよう統合した工事案内看板を設置した。（写真-15）



路線図に、補修橋梁の位置

写真-15 道路工事統合案内看板（道の駅に設置）

5. 今後のメンテナンスのために

今回は、前回補修した橋梁が再劣化したため、現場において原因を徹底的に追求し、改善策を立案した。道路保全においては、マニュアル一辺倒でなく、橋梁ごとの損傷要因や環境条件を的確に把握し、改善手段を検証したうえ補修工法を選定しないと十分な効果を発揮しないことを本件にて痛感した。

施工完了後は、今後の点検が容易なように橋下に降る階段の設置や補修履歴版を現地に設置した。

また、本事例については、地域の自治体や施工業者等に対して本事例の講習会を行うなど、補修現場のノウハウを学んでいただいた。



写真-16 橋梁下に設置した補修履歴版・現地講習会の様子

メンテナンス時代に突入する今、職員だけでなく、施工業者、自治体、学識者等とともに、意識改革と技術力向上に向けた取り組みを継続していくことが必要であり、改善策を模索し、また、技術力の育成を行い、よりよいものを作り上げていく姿勢をもってこの時代を乗り切っていく必要がある。

小名浜港における臨港道路点検マニュアルの策定について～使い始める前に考える～

佐々木 均¹・齋藤 良章¹・槇岡 大祐¹

¹東北地方整備局 小名浜港湾事務所 工務課 (〒971-8101 福島県いわき市小名浜字栄町65)

本発表は、小名浜港で整備を進めている臨港道路（橋梁部）の施工段階からの点検計画立案並びに点検マニュアルの策定を報告するものである。本点検マニュアル策定の3つのコンセプトは、「専門家でなくても使える」、「点検しやすい環境を整える」、「現場で気付く工夫をする」である。点検マニュアルの策定にあたり検討委員会¹⁾を開催し、設計・施工上の留意点の整理や港湾管理者である福島県（以降、管理者）の意見を反映した設計変更、並びに各部材へのマーキング等の点検補助設備の設置検討を行い、「100年後も健全な橋」を目指す点検計画の立案及び点検マニュアルの策定を行った。

キーワード 臨港道路、PCエクストラードロード橋、維持管理、点検計画、目視点検

1. 業務の目的・必要性

近年、経年劣化による港湾施設の損傷や、自然災害による被災事例が報告されており、港湾施設の適切な維持管理の重要性が高まっている。中でも臨港道路（橋梁部）について道路橋示方書・同解説²⁾では、「橋の設計段階より適切な維持管理を容易かつ確実に行うことができるよう配慮すべき」との記述がある。しかし、既存の点検マニュアルに基づいた点検では対象部材・項目が非常に多くかつ専門的であり、点検コストも膨大であることから、管理者にとって大きな負担となっている。また既存の点検マニュアルは、老朽化し損傷が既に発生している施設に対応した内容に特化しているため、新規かつ採用事例の無い構造物に対しては適合しないおそれがある。

そこで、予防保全の観点から効率的かつ合理的な維持管理を目的とし、橋梁の施工段階からの点検計画立案、並びに点検マニュアルの策定を行った。

2. 臨港道路の概要

小名浜港は2013年に特定貨物輸入拠点港湾（石炭）に指定され、沖合人工島に石炭を集荷する国際物流ターミナルを整備中である（図-1）。臨港道路（橋梁部）（以下、本橋梁）は沖合人工島と陸上部を結ぶ唯一のアクセス道路であり（図-2）、平成28年度の完成を目指し整備中である。東港地区は将来国内最大級のエネルギー輸入

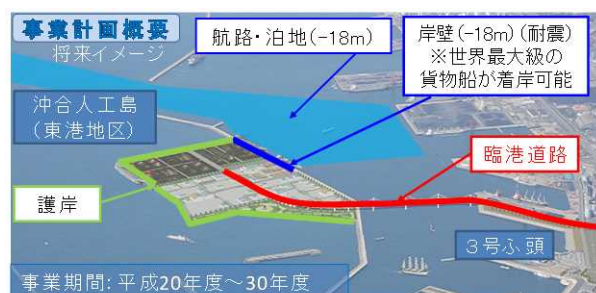


図-1 小名浜港東港地区事業計画概要

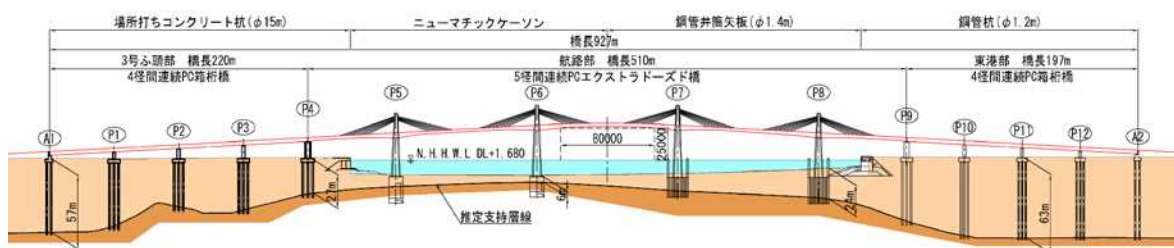


図-2 本橋梁の全体図

拠点となり、本橋梁は東日本のエネルギー供給を支える大きな役割を担う。

本橋梁は、橋長927mであり、航路を跨ぐ航路部は臨港道路としては国内で初となる、5径間連続PCエクストラード橋を採用し、陸上部は4径間連続PC箱桁橋からなる。一部が海上橋であることを踏まえ、様々な塩害対策のほか、耐久性に配慮した材料選定や構造寸法設定をしている。特に航路部橋梁は、塩害対策として鉄筋かぶり確保のほか、全長に渡りエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用するとともに、斜材は多重防食を施している。また、維持管理に配慮して、箱桁内に斜材定着部を設けており、各径間の中央閉合時に水平反力調整を行うことで、P5～P8橋脚の支点構造をラーメン構造としている。

3. 点検マニュアル策定のコンセプト

本点検マニュアルの策定にあたって、「人の目を使い、実感を伴った点検を大事にする」という基本理念を定めた。この基本理念に基づき、次に掲げる3つの策定

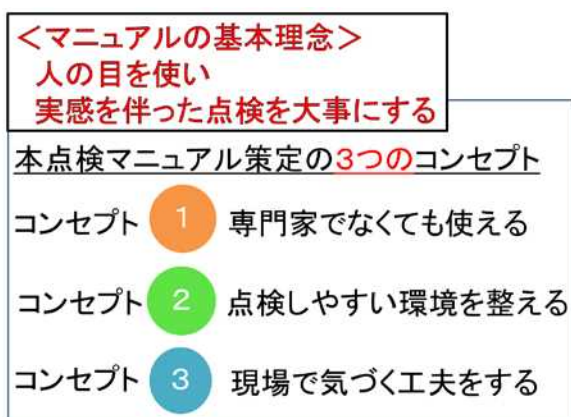


図-3 マニュアルの基本理念とコンセプト

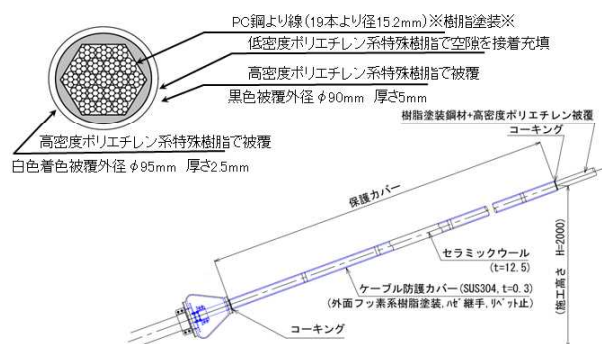


図-4 斜材の概略図

コンセプトから成る点検マニュアルを作成した（図-3）。

(1) 専門家でなくても使える

本橋梁は、維持管理を考慮した専門的な技術を多数採用している。しかし、橋梁維持に関する技術者が不足している現状で、常に橋梁の専門家が管理できるとは限らない。そこで、本橋梁の設計図書や竣工図書に基づき、部材応力の余裕が小さい箇所や部材の材料特性や構造特性から変状が生じやすい箇所をマニュアルに整理し、点検実務者が各部材の特性を把握したうえで点検を実施できるようにした。例として、斜材の概略図を示す（図-4、表-1）。斜材は多重防食を施しているが、同種橋梁形式の腐食による破断事例³⁾を踏まえ、最初に劣化兆候が現れるコーキング等の耐用年数が低い材料を用いている部位、漏水懸念箇所に着目して日常点検を実施することとした。

点検にあたって、2つのチェックポイントをまとめた。1つは路面・桁内・側面・桁下を大きな視野で見ることである。週数回の車上目視、及び1ヶ月毎の徒歩による目視点検で、異常振動や遠望目視でも確認できるひび割れ等が無いかを確認する（図-5）。もう1つは重点的に点検すべき箇所について、その状態を詳しく見ることで

表-1 斜材点検時の留意点

	留意事項
日常点検	・水抜き孔や水抜きパイプからの漏水有無
	・斜材のたわみや塔部及び主桁埋込み部付近の変状有無
	・斜材保護管や制振装置カバー部のコーキングの劣化状況
定期点検	・斜材主桁側定着部・制振装置への漏水
	・斜材のずれ
	・外管周囲のコンクリートのひび割れ
	・各種鋼部材の腐食
臨時点検	・水抜きパイプのつまり
	・斜材の張力低下を助長するようなひび割れの有無
	・維持管理上耐久性低下が懸念される変状の有無

橋面からの変状確認 ～チェックポイント1の例～



図-5 チェックポイント1の例

ある。P5主塔の例を示す(図-6)。P4～P5間は曲線区間になっていることから、P5主塔には橋軸直角方向に曲線の中心方向に働く水平力を受け、基部に曲げモーメントが発生する構造となっている。このため、P5主塔については広範囲にわたるひび割れの発生等を詳しく見ることとした。

点検実施者の目視による劣化度判断のばらつきを軽減するために、各部材毎に目視評価における基準を作成した。斜材の例を示す(図-7)。

また、点検確認の抜け・漏れの防止や、異常時におけ

る迅速な対応を目的として、各点検の種類ごとに点検ルートマップを作成した。

(2) 点検しやすい環境を整える

点検ミスを防止するため、管理者の意見を反映し、点検環境の検討を行った。例として箱桁内部の簡易照明の検討を示す(図-8)。箱桁内は立入回数の少なさから照明を設置した事例は少ないが、本橋梁では斜材の定着部を箱桁内に収納していることから、桁内のケーブル定着部の目視確認が重要である。そこで施工が終盤に差し掛かる今年度、簡易的な桁内照明を設置する軽微な設計変更を行った。

橋面からの変状確認 ～チェックポイント2の例～



図-6 チェックポイント2の例



図-8 箱桁内簡易照明

《状態0》(d)
：健全
【対応必要なし】

《状態1》(c)
：耐久性低下が懸念
【要継続監視】

《状態2》(b)
：使用性や耐久性に影響
【早急な対応必要】

《状態3》(a)
：安全性に影響
【緊急対応が必要】

区分	状態					変状程度
	斜材のずれ	PE被覆の損傷	水の侵入(水抜き孔)	コーキングのずれ・劣化	外管外周コンクリート	
状態0 (d)	変状なし	変状なし	漏水なし	変状なし	変状なし	小 大
状態1 (c)	—	—	—	—	—	
状態2 (b)	—	白色のPE被覆に損傷	—	コーキングが劣化し漏水懸念	0.2mm以上のひび割れ	
状態3 (a)	目視又は計測でずれを確認	黒色のPE被覆が露出	漏水跡が確認される	コーキングにずれや劣化により隙間を確認	外管とコンクリートの間に隙間を確認(漏水懸念)	
設定方法	各部材メーカーヒアリングや部材の重要性を踏まえ、独自に設定					

図-7 目視評価基準の例(斜材)

近接目視は国内最大級の橋梁点検車(BT-400)を用いても、一部不可能な箇所が存在する(図-9)。そこで検討委員会での議論を経て、一般定期点検の目視点検方法は、航路直上80m区間以外は遠望目視を基本としつつ、桁下の利用状況や変状の有無に応じて近接目視を行うこととした(図-10)。ただし、遠望目視範囲においては、変状が確認された時点で適宜近接目視に切替えることにした。

(3) 現場で気付く工夫をする

点検補助設備の整備として、確認された変状位置の特定のための補助設備や定期的に実施する計測箇所の設標

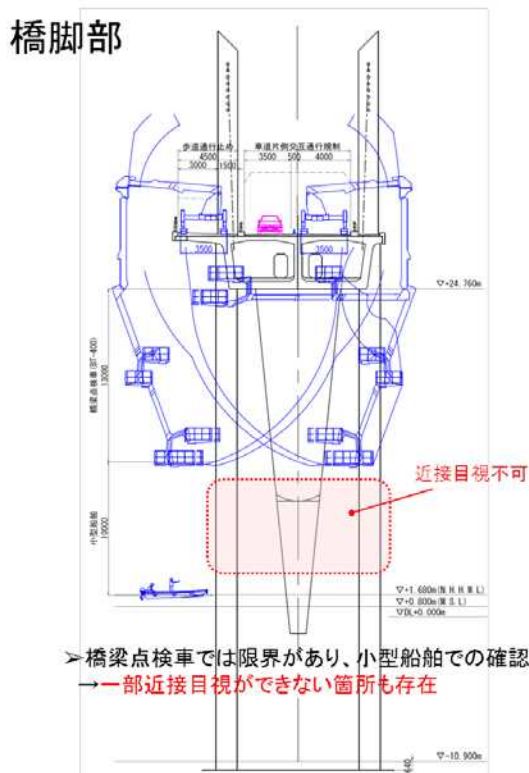


図-9 橋梁点検車(BT-400)による目視点検

のほか、設計上や施工上における留意箇所を点検時に把握できるようにマーキングの設置計画を立案した。例として、地覆部のマーキングを示す(図-11、表-2)。

4. 点検計画の立案と点検頻度

点検マニュアル策定の3つのコンセプトに基づき、点検計画の立案を行った。本橋梁は、国際物流ターミナルへの物流の往来に際して、代替路線のない唯一のアクセス道路であることから、一般定期点検は港湾局刊行の点検診断ガイドライン⁹⁾の重点点検診断施設に準じた。変状の早期発見を目指し、日常点検に重点を置き、点検の

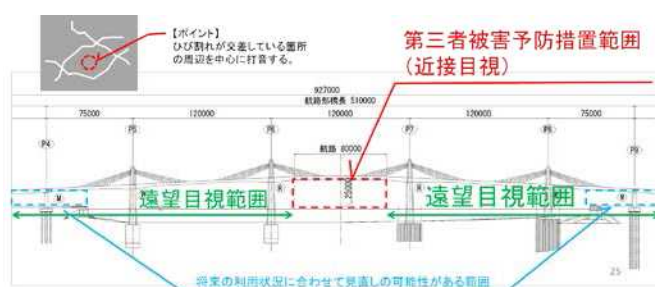


図-10 近接目視及び遠望目視位置

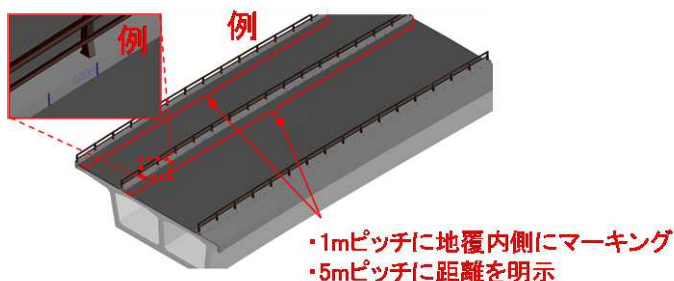


図-11 点検補助設備例(地覆部)

表-2 点検補助設備(案)一覧

部位	点検補助設備内容
地覆	・点検位置把握への配慮: 1m 毎に地覆内側(車道・歩道)にライン, 5m 毎で距離を明示 ・定期的な定点計測を目的: 両側地覆部に支間の4等分点に基準点(金属鈹)を設置
主桁(外面)	・変状位置把握への配慮: 桁下及び側面にマーキング(施工ブロック, 支間等分箇所)
主桁(箱桁内)	・箱内点検での位置把握への配慮: マーキング(施工ブロック, 支間等分箇所, 定着突起) ・設計・施工上の観点での重点点検箇所: 施工目地, 水平加圧点, 腹圧力作用点, 開孔後埋部 ・箱桁内の設備把握への配慮: 桁内の付属設備(排水, 落橋防止等)の名称付け
塔	・定期的な定点計測を目的: 主塔部に5mピッチの高さに基準点(金属鈹)を設置
斜材	・斜材のずれを容易に確認するための配慮: 全斜材の主塔定着部近傍にマーキング
橋脚	・変状位置把握への配慮: 各橋脚に5mピッチで高さをマーキング ・定期的な定点計測を目的: 各橋脚に約10mピッチの高さに基準点(金属鈹)を設置
橋台・アプローチ部	・土工接続部とのずれを容易に確認するための配慮: 橋台翼壁部と補強土壁の境界部にマーキング

種類と頻度を設定した(表-3)．各部材の点検頻度は、部材の重要度に応じて設定した(表-4)．

なお、定期点検等による施設の状態や劣化度の評価結果に応じて、点検計画の更新や見直しを行うことにしている．

5. 今後の課題・まとめ

検討委員会での議論を取りまとめ、点検マニュアル(案)を作成した．作成した点検マニュアル(案)は委員会の配布資料も含め、小名浜港湾事務所のHPで公開している．本点検マニュアルの今後の課題とまとめについて以下に示す．

(1) 今後の課題

目視点検の限界を踏まえ、今後は本橋梁上での事故などのリスク管理について検討を行う．橋梁の変状を面的に把握するため3Dレーザースキャナによる検証を今年

表-3 点検の種類と頻度

点検の種類	頻度	方法
初回点検	-	フルスベックの調査
	完成後2～3年	計測や調査を実施(初期管理値の取得)
日常点検	回数回	車上からの目視
	1ヶ月毎	徒歩による橋面からの目視
	1年毎	箱桁内にて漏水有無等の確認
	1ヶ月毎	桁下・側面、船舶からの目視
定期点検	一般定期点検	3年毎 近接・遠望目視を基本として確認
	詳細定期点検	10年毎 一般定期点検のほか、計測や調査実施
一般臨時点検	異常時	近接目視にて変状確認を基本 必要に応じて張力測定等も実施

表-4 各部材の点検頻度

			重要度※1	点検頻度	摘要	
橋(施設として)			重要施設	-		
橋梁	主要部材	主桁	I	3年に1回	「港湾の施設の点検診断ガイドライン」における重点点検診断施設に相当	
		床版	I	3年に1回		
		塔	I	3年に1回		
		斜材	I	3年に1回		
		橋台・橋脚	I	3年に1回		
		基礎	I	10年に1回※2		
	その他部材	支承	I	3年に1回		
		舗装	II	10年に1回	日常点検を適切に行うことを前提に詳細定期点検時(10年に1回)に確認する。	
		伸縮装置	II	10年に1回		
		高欄・防護柵	II	10年に1回		
排水装置	II	10年に1回				
土工		擁壁・土工	II	10年に1回		
付帯設備		照明施設	III	10年に1回	詳細定期点検時に確認	
		標識施設	III	10年に1回		
		点検施設	III	10年に1回		
		添架物	III	10年に1回		
※1	重要度Ⅰ：当該部材が損傷した場合、構造物の使用性及び安全性に直接影響がある部材					
	重要度Ⅱ：当該部材が損傷した場合、構造物の使用性に影響がある部材					
	重要度Ⅲ：当該部材が損傷した場合、周辺環境や維持管理に影響がある部材					
※2	基礎は土中部及び水中部にあるため、10年に1回潜水点検等を実施					

度行う予定である(図-12)．また、供用後に起こりうる不明点・不具合について、県・国・利用者及び専門家が課題を共有できるような連絡体制の構築を目指す．

(2) まとめ

「100年後も健全な橋」を目標に、点検計画の立案及び点検マニュアルの策定を行ったが、マニュアル策定を行う上で着目した主な事項を以下に示す．

- ・継続的な維持管理を目的として、当該構造物の特性を踏まえ、具体的な点検方法や項目、頻度を設定し、点検計画を立案するとともに、点検補助設備の整備ほか、目視評価基準や点検ルートマップを作成し、誰もが効率的な点検を容易にできるように配慮して点検マニュアルを策定した．

- ・点検計画の検討にあたり、管理者との綿密な議論を重ね、方針や具体的内容などについて合意形成を図りながら、各種検討を実施した．

- ・施設の状態や利用形態に応じた近接目視と遠望目視の範囲の明確化、点検方法や頻度の見直し時期などを明記し、点検の効率化や合理化が図れる点検計画を立案した．

このように、維持管理開始前において供用後に起こりうるリスクや、誰でも可能な維持管理のあり方を、管理者である県や、設計・施工の専門家と協議を行い作成した本点検マニュアルは、今後のインフラ整備における好事例として期待できる．

参考文献

- 1) 小名浜港湾事務所：小名浜港東港地区臨港道路維持管理技術検討委員会，2016
- 2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編），20124
- 3) 小林憲一，大平英生，登石清隆，羽田伸介：妙高大橋のPCケーブル破断調査と対策，橋梁と基礎，2011.9
- 4) 国土交通省港湾局：港湾の施設の点検診断ガイドライン，2014.7

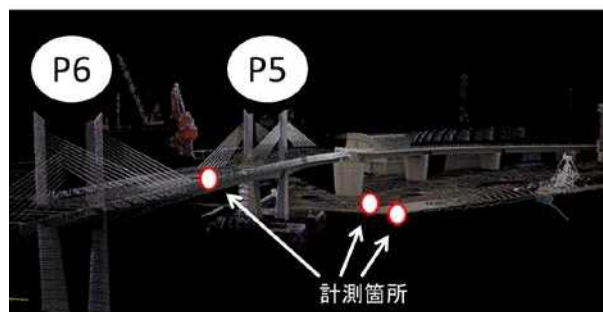


図-12 3Dレーザースキャナによる撮影(2016年3月撮影)

ダイヤモンド型インターチェンジへの ラウンドアバウト導入評価 —運転者の受容性の観点から—

福田 学¹

¹国土交通省 中国地方整備局 松江国道事務所 計画課 (〒690-0017 島根県松江市西津田2-6-28)

重大事故の多発する郊外部交差点において安全性、円滑性等の優位性をもつラウンドアバウトの導入が日本でも近年一般道路を中心に進んでいる。また欧米では、ダイヤモンド型インターチェンジに構造上必要となる、ランプ出入口の郊外部交差点に対し、2つのラウンドアバウトを連続的に接続した6枝のダブルラウンドアバウト、若しくは2つのラウンドアバウトが瓢箪型に合体した4枝の瓢箪型ラウンドアバウトを適用し改善を図っている。しかし国内では、未だこうしたラウンドアバウトの導入実績がないため、簡易ドライビングシミュレータを用いた分析により導入時の道路利用者の受容性を検討し、高い安全性、円滑性が得られることを確認した。

キーワード インターチェンジ、ダブルラウンドアバウト、瓢箪型ラウンドアバウト

1. はじめに

(1) ラウンドアバウトの現状

交通量が少ない郊外部の無信号交差点においては、走行速度が大きく、出会い頭事故や右折対直進事故による重大事故が多発している。またそうした箇所では信号制御を行った場合、交差車両がない中での無駄な信号待ち、信号無視、非常時の停電による機能停止といった新たな問題が生じてくる。これらの課題に対し、欧米各国でラウンドアバウトが積極的に導入されている。ラウンドアバウトとは、一方通行の環状交通流に優先権のある円形交差点であり、一般の交差点に比べ交差点の錯綜点が少ないなど安全性に優れる。また信号機が不要であることから円滑性、経済性、耐災性が高い。我が国においても一般道路を中心にラウンドアバウトの導入が進みつつある。2014年9月には改正道路交通法によりラウンドアバウトが明確に環状交差点として位置づけられ、翌年までに44ヶ所の交差点が指定されるに至った。

(2) 本研究の背景と目的

自動車専用道路に設けられるインターチェンジには多くの種類がある。このうち、ダイヤモンド型インターチェンジは最も単純な形をしており、用地が最も少なく済み、建設費がかなり安く、交通の迂回距離も最短とな

る。そのため料金所が不要な場合に適用性が高く、松江国道事務所管内の山陰道事業においても多く採用が見込まれる形式となっている。一方で、ランプ出入口には交差点が必要となる。欧米ではこうしたランプ出入口交差点に対してラウンドアバウトを導入する事例も多くみられる。これは前述の効果に加え、逆走防止、高速走行から低速走行への意識の切り替えといった自動車専用道路特有の課題への有効性を期待した結果であるように思われる。この場合には用地を効率的に活用するため、2つのラウンドアバウトを連続的に接続した6枝のダブルラウンドアバウト（写真-1）、若しくは2つのラウンドアバウトが瓢箪型に合体した4枝の瓢箪型ラウンドアバウト（写真-2）が適用される。ただし、国内ではまだ導入実績はない。そのためこうしたラウンドアバウトの導入を検討するにあたっては、期待される効果のうち道路利用者の受容性に関わる項目の確認が必要である。

そこで本研究は、環道内、連絡部での速度低下、逆走防止といった安全性、走行しやすさなどの円滑性を、実際の運用に近似した状況のもとで検証することを第1の目的とする。さらに、その結果をダブルラウンドアバウト、瓢箪型ラウンドアバウトの両者で比較し、ラウンドアバウトになじみのない地域で導入することを想定した場合によりふさわしい形式を選択する際に参考となる知見を得ることを第2の目的とする。



写真：Google

写真-1 ダブルラウンドアバウトの例(米国コロラド州)



写真：Google

写真-2 瓢箪型ラウンドアバウトの例
(米国インディアナ州)

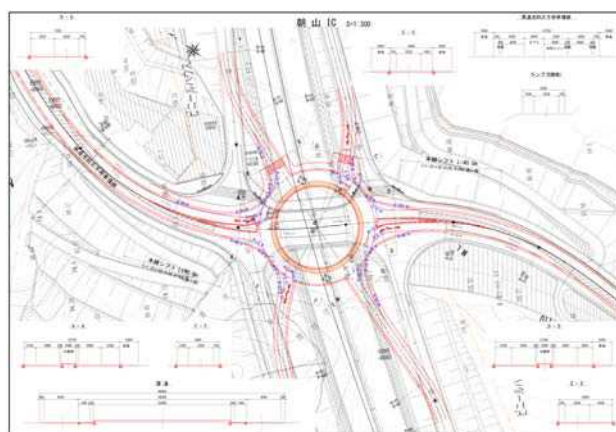


図-1 単正円のラウンドアバウト

幅員がいたずらに広がるなど安全上の問題がある。そのため主要な通行車両（主設計車両）に幾何構造を合わせ、走行が想定されるより大きな車両（副設計車両）は中央島を囲む環道とは区切られた平地（エプロン）も利用すれば走行可能となるように設計を行った。主設計車両は小型自動車等で、副設計車両はセミトレーラ連結車とした。同時にコントロールポイントを確認した。結果、現況道路用地内におさまる、ボックス、擁壁等の施工済一般構造物や橋台、橋脚位置等の橋梁計画に支障のないよう幾何構造を検討することとした。次に、この基本条件のもとにラウンドアバウトの中心位置と外径、流出入口及び中央島と環状部の形状を決定した。最初に国内で既に多く導入されている、単一の単正円の形状をとるラウンドアバウトで幾何構造を検討したが、最小でも外径 $D=46.0\text{m}$ となり、既存用地、既設構造物、既計画を大幅に変更せざるを得ず、不適であった。そこでダブルラウンドアバウト及び瓢箪型ラウンドアバウトを検討したところ、既存用地内に収まり、既設構造物、既計画の変更もほぼ不要となった。

2. ラウンドアバウトの適用検討と設計

ダイヤモンド型インターチェンジへのラウンドアバウト導入を考えるにあたり、あらためてその適用が可能かどうかを判断し、その上で幾何構造を決定した。それらの検討における基準としては、現在国内ラウンドアバウト設計の指針となっている「望ましいラウンドアバウトの構造について」¹⁾（以下、「課長通知」という。）及び「ラウンドアバウトの計画・設計ガイド（案）」²⁾（以下、「ガイド」という。）を参照した。

(1) ラウンドアバウト適用可否の検討

第一にラウンドアバウトが実際に当該インターチェンジにおける交通需要を十分に処理し、効果を発揮しうることを確認した。その交通条件は、課長通知、ガイドともに日当たりの総流入交通量が10,000台未満であることとされている。計画交通量は上記を満たしており、ラウンドアバウトの導入は可能であると判断できる。

(2) ラウンドアバウトの設計

第二にラウンドアバウトの幾何構造を検討した。まず、基本条件を整理した。設計上想定する主要な走行車両については、ガイドの「2段階設計車両」の考えを用いる。すなわち、大きな規格の車両に合わせて設計した場合、

(3) ラウンドアバウトの幾何構造と想定される性能

ダブルラウンドアバウト及び瓢箪型ラウンドアバウトの設計にあたっては、速度抑制や逆走防止といった安全性、そして走行に支障が生じないといった円滑性の性能を構造上意図した幾何構造としている。安全性について、速度抑制の観点からは、課長通知の目安に従い、設計車両、隣接する接続道路間の交差角度及び分離島の設置有無にもとづき必要以上に大きすぎない外径を設定した。また中央島の中心位置を各ランプと一般道路の中心線が交差する点の近傍に設定することで環道内の直進的な走行を防止し、速度が上がりにくい構造とした。逆走防止に関しては、近年高速道路での逆走による重大事故が社会問題となっており、インターチェンジ部での逆走対策が盛んに議論されてきた。ラウンドアバウトの場合、環道流入時、誤って右折することで起こる環道内逆走、環道流出時、誤って流入部を走行してしまう環道外逆走の

2つが考えられる。これらの逆走を防止するため、国内の一般道路に設けられたラウンドアバウトで既に実績のある³⁾逆走対策を取り入れた。具体的には、正しい進行方向が明確となるように、図-4に示すとおり分離島に角度を付け、流入、流出時いずれの場合でも逆走が起これにくい構造とした。流入部外側の曲線は、我が国での導入事例も踏まえ $R=12.0m$ とした。このようにインターチェンジをラウンドアバウトとすることで、幾何構造の工夫によっても逆走防止対策を施すことができ、従来の案内標識等による対策と組み合わせることで大きな効果が期待される。一方、これらの安全性を構造上確保しつつ、円滑性の観点からは設計車両の走行軌跡を確認し、走行に支障がないような幾何構造とするため、繰り返し設計を行った。結果、表-1に示す諸元を決定した。

しかしながら、一般道へのラウンドアバウト導入さえ端緒についたばかりで、国内に未だ当該ラウンドアバウトの導入実績がない中、我が国の道路利用者がどのような反応（走行挙動、感じ方）を示すかは未知であり、そ

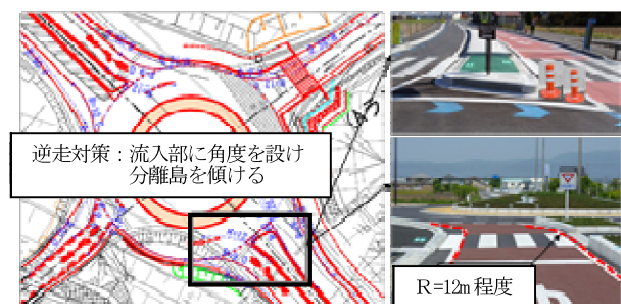


図-4 逆走対策を施した流出入口の幾何構造とイメージ

れは本研究を通じて明らかにされねばならない。

3. 本研究の主眼と実験手法

ダイヤモンド型インターチェンジへ適用するラウンドアバウトの安全性、円滑性についての受容性を確認するため、模擬コース走行体験調査及び簡易ドライビングシミュレータ（以下、簡易DS）による室内実験を行い、結果を分析した。前者の模擬コース走行体験調査については、ダブル、瓢箪型いずれも流入部に角度を設けるなどの対策が逆走防止に寄与していることや環道内の走行速度が大きく抑制されているといった結果が日下ら（2016）によりまとめられている⁴⁾。本研究では、主に後者の簡易DSによる室内実験の検討結果を明らかにした。

表-2に本実験の概要を示す。写真-3、写真-4は、機器及び走行時の画面の様子である。被験者は偏りのないよう運転歴ベテランから初心者までの20～50歳代男女14名とした。2方向から直進、右折をそれぞれ行う計4つの走行シナリオを設定し、ダブルラウンドアバウト、瓢箪型ラウンドアバウトの両方で走行した（表-3、表-4）。形式の違いによる影響を除くため、最初に走行する形式がダブルラウンドアバウトであるグループ、瓢箪型ラウンドアバウトであるグループの2つに被験者を同数ずつ割り振った。各走行シナリオは3回走行することとし、走行ログデータを取得した。さらに、被験者に対しヒアリング調査も行った。

表-1 ラウンドアバウトの諸元

	第1案：ダブルラウンドアバウト（眼鏡型）	第2案：ダンベル型ラウンドアバウト（瓢箪型）
平面図		
概要	・上り線側、下り線側それぞれの流出入口を2つの環道(単正円)に接続させる案	・上り線側、下り線側それぞれの流出入口を1つの環道(瓢箪型)に接続させる案
外径	$D=32.0m$	
中心位置	・上り：県道(A)中心線とうが(B、F)中心線の交差中心に一致 ・下り：県道(D)中心線とうが(C、E)中心線の交差中心に一致	(第1案：ダブルラウンドアバウト(眼鏡型)と同様)
分離島	・県道(A、D、G)：あり ・うが(B、C、E、F)：なし	・県道(A、D)：あり ・うが(B、C、E、F)：なし
横断歩道	・うが(B、C)：あり ・県道(A、D、G)、うが(E、F)：なし	・うが(B、C)：あり ・県道(A、D)、うが(E、F)：なし
中央島の直径	$D=17.0m$	
環道幅員	$5.0m (+路肩0.5m)$	
エプロン幅	$1.5m (+路肩0.5m)$	

表-2 簡易DSによる室内実験の概要

項目	内容
日時	平成28年1月19日（火）9：30～19：00 平成28年1月21日（木）9：30～18：00
被験者	14名 女性5名（20代：3名，40代：1名，50代：1名） 男性9名（20代：3名，30代：2名，40代：2名，50代：2名）
調査項目	①走行ログデータ取得（各ケース×3回走行） ・走行速度，ハンドル操作（ヨー角速度）を連続的に記録 ②ヒアリング調査 ・各被験者に走行性，逆走のしやすさ等について聞き取り調査を実施



写真-3 簡易DSの様子



写真-4 走行時の画像例

4. 実験結果と考察

(1) 安全性に関する評価と考察

安全性について，走行ログデータを分析し，走行速度の変化から評価した．また，被験者に対してヒアリングを行い，逆走のしにくさについて心理面から評価を行った．走行速度については，ダブルラウンドアバウトでは10～25km/hであり，瓢箪型ラウンドアバウトでは15～30km/hであった（図-5，図-6）．瓢箪型ラウンドアバウトで若干走行速度が高いものの，両者とも重大事故を想定しにくい速度まで走行速度が低下している．両者の速度差の要因を考えるにあたり，被験者の走行速度を追跡すると，ダブルラウンドアバウトでは2つのラウンドアバウトの連結部において加減速が生じている．一方この部分が一本道のS字区間となっている瓢箪型ラウンドアバウトでは，スピードを緩めることなく加速しており，その後流出の際に大きく減速している．こうした違いが，

表-3 ダブルラウンドアバウトの走行ケース

		ダブルラウンドアバウト	
		国道9号経由	富山方面経由
交差点内車無し	直進	ケース 1-1（1シナリオ目，3回走行） 	ケース 1-2（2シナリオ目，3回走行）
	右折	ケース 1-3（3シナリオ目，3回走行） 	ケース 1-4（4シナリオ目，3回走行）

表-4 瓢箪型ラウンドアバウトの走行ケース

		瓢箪型ラウンドアバウト	
		国道9号経由	富山方面経由
交差点内車無し	直進	ケース 2-1（1シナリオ目，3回走行） 	ケース 2-2（2シナリオ目，3回走行）
	右折	ケース 2-3（3シナリオ目，3回走行） 	ケース 2-4（4シナリオ目，3回走行）

瓢箪型ラウンドアバウトの多少の速度増大をもたらしているものと考えられる．逆走のしにくさについては，ダブルラウンドアバウト，瓢箪型ラウンドアバウトのいずれも，各ケース8～9割程度以上が「逆走しにくい」，「どちらかと言えば逆走しにくい」と回答しており（表-5，表-6），構造上逆走への不安を意識することなく走行できることが分かった．

(2) 円滑性に関する評価と考察

次に，円滑性について，環道からの流出しやすさ，連絡部の走行しやすさ，という2つの側面から検討した．そしてこれらに対する心理的評価を各走行シナリオにおいてアンケートにより把握した．第一に，環道からの流出しやすさについて分析した．ダブルラウンドアバウト，瓢箪型ラウンドアバウトについて「流出しやすい」及び「どちらかといえば流出しやすい」と答えた人の割合は，1シナリオ目から3シナリオ目までの平均でそれぞれ64%，76%となり，一定の流出しやすさが確認できる．ただし，

その割合は4シナリオ目ではそれぞれ38%、29%と比較的低いものとなった（表-7、表-8）。本シナリオは、流入後しばらく直進的に走行する他の3シナリオとは異なり、インターチェンジから流入した直後に右折する。自由記述では走行しているうちに進行方向が分からなくなるとの指摘が多く、これが流出しやすさを感じにくい主要な理由として挙げられる。もっとも、今回行ったシミュレーション上のラウンドアバウトには案内標識等を全く設けておらず、実際の運用にあたっては案内標識等の設置により、流出しやすさは改善されると考えられる。第二に、連絡部の走行しやすさに関するヒアリング結果を表-9、表-10に示す。ダブルラウンドアバウトにおいては、走行回数を重ねるごとに顕著に走りやすいと感じる人の割合が増え、3シナリオ目（9回の走行後）では最終的に「走りやすい」及び「どちらかといえば走りやすい」の回答割合が7割程度に達した（図-7）。一方瓢箪型ラウンドアバウトにおいては、走行回数を重ねても走りやすいと感じる人の割合は増加することはない、いずれのシナリオでも「走りやすい」及び「どちらかといえば走りやすい」の回答割合は4割程度に過ぎない（図-8）。こうした違いが生じる要因を、自由記述による回答理由から考察すると、次のようなことが考えられる。すなわち、ダブルラウンドアバウトは2つのラウンドアバウトを連絡路でつないだものであり、一つひとつのラウンドアバウトの構造にはなじみがある。そのため現在いる交差点と連絡路の先の次の交差点とを分離して思考することができ、落ち着いて走行することが可能になる。一方、ダブルラウンドアバウトの外周部分のみを切り出したような形状をした瓢箪型ラウンドアバウトは特異なS字カーブで離れた交差箇所をつないでいる。したがって慣れないハンドル操作を続けながら加速し、すぐに次の交差箇所に移ることになる。そのため走行時に落ち着いた状態での思考が難しく、すぐに目的の流出路についてしまうと感じ、焦ってしまうことになるといえる。なお、ダブルラウンドアバウト、瓢箪型ラウンドアバウトのいずれにおいても、4シナリオ目では「走りやすい」及び「どちらかといえば走りやすい」の合計回答割合は低下しているが、既に述べたように、被験者が4シナリオ目に入ったとき、急に他の3シナリオとは大きく異なる動きをする経路を走行するようになることが原因と考えられる。

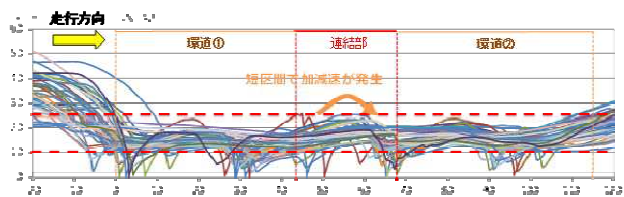


図-5 ダブルラウンドアバウトの走行速度変化の一例
(ケース1-1)

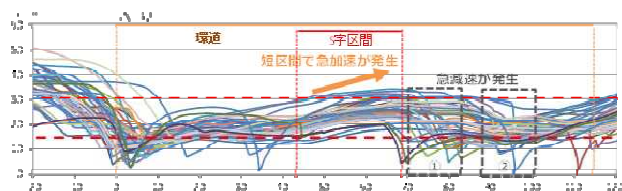


図-6 瓢箪型ラウンドアバウトの走行速度変化の一例
(ケース2-1)

表-5 ダブルラウンドアバウト 逆走しにくさの評価

ダブルラウンドアバウト ヒアリング結果 N=14				
	ケース 1-1	ケース 1-2	ケース 1-3	ケース 1-4
逆走しにくい	86%	92%	85%	77%
どちらかといえば逆走しにくい	0%	0%	0%	0%
どちらでもない	14%	0%	15%	15%
逆走しやすい	0%	8%	0%	8%

表-6 瓢箪型ラウンドアバウト 逆走しにくさの評価

瓢箪型アバウト ヒアリング結果 N=14				
	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	ケース 2-4
逆走しにくい	79%	86%	86%	91%
どちらかといえば逆走しにくい	0%	0%	0%	0%
どちらでもない	21%	14%	14%	9%
逆走しやすい	0%	0%	0%	0%

表-7 ダブルラウンドアバウト 流出しやすさの評価

ダブルラウンドアバウト ヒアリング結果 N=14					
	ケース 1-1	ケース 1-2	ケース 1-3	ケース 1-4	平均(1-4除)
流出しやすい	43%	79%	70%	38%	64%
どちらかといえば流出しやすい	7%	0%	15%	0%	8%
どちらでもない	36%	21%	15%	31%	24%
流出しにくい	14%	0%	0%	31%	5%

表-8 瓢箪型ラウンドアバウト 流出しやすさの評価

瓢箪型ラウンドアバウト ヒアリング結果 N=14				
	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	ケース 2-4
流出しやすい	71%	93%	64%	29%
どちらかといえば流出しやすい	0%	0%	0%	7%
どちらでもない	21%	7%	29%	50%
流出しにくい	7%	0%	7%	14%

表-9 ダブルラウンドアバウト 走行しやすさの評価

ダブルラウンドアバウト ヒアリング結果 N=14				
	ケース 1-1	ケース 1-2	ケース 1-3	ケース 1-4
走りやすい	21%	54%	69%	50%
どちらかといえば走りやすい	36%	31%	0%	21%
どちらでもない	36%	8%	31%	21%
走りにくい	7%	8%	0%	7%

表-10 瓢箪型ラウンドアバウト 走行しやすさの評価

瓢箪型アバウト ヒアリング結果 N=14				
	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	ケース 2-4
走りやすい	43%	57%	36%	29%
どちらかといえば走りやすい	7%	0%	7%	14%
どちらでもない	43%	36%	43%	50%
走りにくい	7%	7%	14%	7%

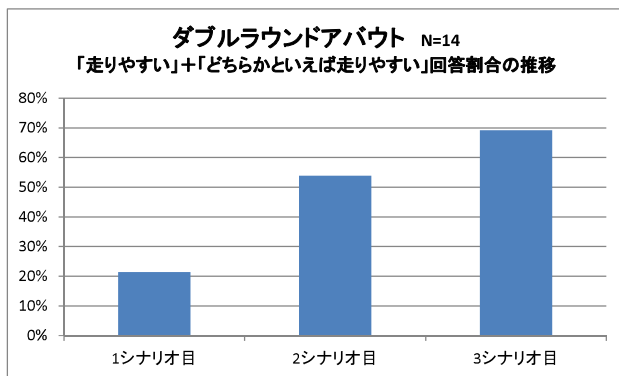


図-7 ダブルラウンドアバウト 走行しやすさの推移

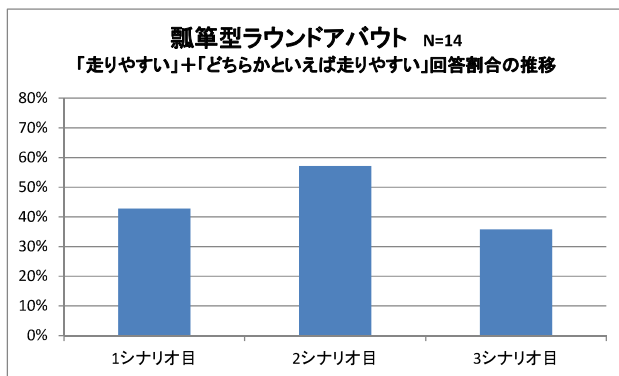


図-8 瓢箪型ラウンドアバウト 走行しやすさの推移

(3) 模擬コース走行体験調査結果との比較考察

目下ら（2016）の報告をもとに、以上の結果を模擬コース走行体験調査の結果と比較する。比較可能な項目は、「走行速度の変化」（プローブ計測による走行調査で取得した。）、「逆走しにくさ」及び「走行しやすさ」（ヒアリング調査により得られた。）である。走行速度の変化については、それぞれ低速の走行速度である30km/h以下にまで速度低下が生じていた。さらにダブルラウンドアバウトのほうが瓢箪型ラウンドアバウトよりも環道内速度の低下が大きい傾向も確認されており、これらは本分析の結果と整合している。一方、逆走しにくさ及び走行しやすさについては、瓢箪型ラウンドアバウトが優位であるという結果になった。逆走しにくさについては、ダブルラウンドアバウトは被験者の約70%が逆走しにくいと回答したが、瓢箪型ラウンドアバウトでは全員が逆走しにくいと回答している。また走行のしやすさについてはダブルラウンドアバウトでは約80%の回答者が走行しやすいと感じたが、瓢箪型ラウンドアバウトは全員が走行しやすいと感じる結果となっている。これは、目下らが考察するように、体験走行用の模擬コースを区画線とポストコーンのみで作成したため、分岐の多いダブルラウンドアバウトでは、特に進行方向の案内がわかりにくかったことが一つの要因と考えられる。また、模擬コースは実際の地形とは異なり、運転免許センターの平面部に設置され、線形や視距が良好であり、起

伏も存在しない理想的な形状であった。このように被験者がラウンドアバウトに対して習熟しやすい条件下で、全ての体験走行を終えてからヒアリングを実施している。本分析においても、さらに走行回数を重ね、瓢箪型ラウンドアバウトに対する習熟度を高めた状態では、瓢箪型ラウンドアバウトの、環道が1つで分岐が少ないという特徴から、速度調整やハンドル操作がしやすく感じるようになり、ダブルラウンドアバウトの走行しやすさを上回る結果が得られた可能性があることが示唆される。

6. おわりに

(1) 本研究の成果

ダブルラウンドアバウト、瓢箪型ラウンドアバウトともに重大事故が想定しにくい程度まで速度抑制効果がみられ、逆走を惹起しづらい構造となっていることが分かった。また環道からの流出しやすさも一定程度確認できた。ただし、この点に関しては、案内標識等の設置により、流出しやすさを改善する余地があることも明らかとなった。連絡部の走行しやすさについては、ダブルラウンドアバウトの場合すぐに習熟の影響が現れ、高い走行しやすさを確認できるものの、瓢箪型ラウンドアバウトでは習熟までに一定の時間が必要となることが理解された。一方、より習熟が進んだ状態では、瓢箪型ラウンドアバウトのほうがより高い走行しやすさを確認できる可能性があることも示された。

習熟による円滑性の発現については、それぞれに特徴が見られたが、いずれの形式も、受容性の観点からダイヤモンド型インターチェンジへの適用は十分可能である。

(2) 今後の課題

本研究ではダイヤモンド型インターチェンジへのラウンドアバウト導入は十分可能であることを確認した。しかし国内では前例のない取り組みとなるため、関係機関（道路・交通管理者）や地元調整を綿密に行って、適切な合意形成を図ることが必要である。

参考文献

- 1) 「望ましいラウンドアバウトの構造について（国土交通省道路局企画課長、国道・防災課長、環境安全課長、高速道路課長通知）」（2014年8月8日）。
- 2) （一社）交通工学研究会：ラウンドアバウトの計画・設計ガイド（案）Ver.1.1, 2009.
- 3) 泉典宏・村松寿馬・樋上正晃・藤岡亮文・蔵下一幸：正十字交差点の標準ラウンドアバウト社会実験（焼津市・守山市），第51回土木計画学研究・講演集，2015.
- 4) 目下雅史・山本俊彦，山崎彰・神戸信人・蔵下一幸・西嶋崇氏：自動車専用道路のインターチェンジへのラウンドアバウトの導入検討，第53回土木計画学研究・講演集，2016.

磁気異常密集区域の軟衝撃グラブによる 浚渫（高松港）の報告

鈴木 理恵

四国地方整備局 高松港湾・空港整備事務所 工務課 （〒761-0011 香川県高松市浜ノ町72番9号）

海底に衝撃を与える工事の着手前においては、第二次世界大戦中の空襲による不発弾等が残存している可能性があるため、磁気物の確認を行うことが原則である。高松港朝日地区国際物流ターミナル整備事業では、航路(水深12m)浚渫工事の事前調査として磁気物探査を行った結果、磁気物の密集区域が広範囲に確認された。そのため、グラブバケットの中でも特殊な「軟衝撃グラブ」を使用し、安全性の高い浚渫作業を実施している。また、軟衝撃グラブを使用した施工実績は全国でも少なく、四国地方では初めての試みである。本稿では、高松港朝日地区における軟衝撃グラブを使用した施工方法の検討や対応、その結果等について報告する。

キーワード 軟衝撃グラブ、磁気異常密集区域、安全性、潮流対策、グラブ改良

1. はじめに

高松港は、香川県高松市に位置する港湾であり、「四国の玄関」として重要な役割を果たしており、現在、朝日地区では国際物流ターミナル整備事業を実施している。これまで、高松港においては最大で水深10m岸壁しかなく、大型船の入港時は喫水調整を行うなどしており、非効率な輸送を余儀なくされている。また、県内には水深12m以上の耐震強化岸壁がないため、大規模地震時の緊急物資輸送拠点としての機能が不足している。当該事業が完了することで、地域産業の国際競争力の向上を支える物流機能の拡充、さらには南海地震等の大規模地震時における県民の暮らしや企業活動の維持及び安全の確保ができる。事業進捗状況は、岸壁(水深12m)(耐震)、泊地(水深12m)が完了しており、平成25年度より航路(水深12m)において浚渫工事を進めている。

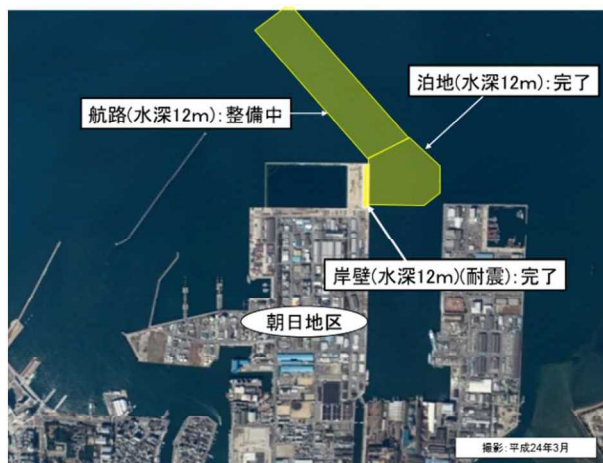


図-1 高松港朝日地区整備状況図

航路(水深12m)の浚渫範囲では、工事着手前の磁気物探査を行った結果、磁気物の密集区域が広範囲に確認され、爆発物の有無を明確に判別することが困難な状況にあった。そのため、グラブバケットの中でも特殊な「軟衝撃グラブ」を使用し、安全性の高い浚渫作業を実施している。なお、軟衝撃グラブを使用した施工実績は全国でも少なく、四国地方では初めての試みである。

本稿は、高松港朝日地区航路(水深12m)における軟衝撃グラブを使用した施工方法の検討や対応、施工結果等について報告するものである。

2. 港湾における浚渫工事

浚渫工事において、海域に爆発物があつたため事故につながった例があり、海底に衝撃を与える工事の着手前は、安全を確認するため磁気探査の実施が原則となっている。工事着手前の磁気探査において、磁気反応があれば潜水探査にて磁気物を撤去し、再度磁気探査にて安全確認を行った後、浚渫工事を実施する。

3. 軟衝撃グラブの概要

(1)開発経緯

昭和40年の下関港における機雷爆発事故を契機とし、旧運輸省港湾局では、海底に衝撃を与える港湾工事等を施工する場合は、事前の磁気探査を確実に実施すること等を定めた。しかし、昭和47年、新潟港において、死者2名、負傷者45名の重大事故が発生した。これは、港湾施設の沈下等により鋼管杭が海底に埋没し、事前の磁気探査において、反応が多く十分な解析が不可能であったことが起因していた。これを受け、旧運輸省第一港湾建

設局は、昭和51年から昭和53年にかけて、海底に磁気物があっても安全かつ効率良く浚渫することを目的として、社団法人日本作業船協会と共同で「軟衝撃グラブ」を開発した。

(2) 軟衝撃グラブの特徴

軟衝撃グラブは、グラブに内蔵されている油圧機器の作業油圧力を制御することが可能となっており、締付力は直接爆発物を掴んでも安全とされる4t以下¹⁾としている。また、グラブが爆発物に衝突しても安全であるように、水中荷重を4t、巻き上げ・巻き下げ速度を2.1m/s以下に制限している。刃先形状は、機雷信管部(直径33mm)よりも大きくし(50mm×19mm)、機雷を掴んだ際に爪先が刺さって作動することのないよう設計されている。



写真-1 軟衝撃グラブ外観

(3) 一般的なグラブとの比較

グラブを用いた浚渫について、図-2の右図が一般的に使用されるものであり、左図が軟衝撃グラブである。軟衝撃グラブは、一般的なグラブと比較すると小型である。

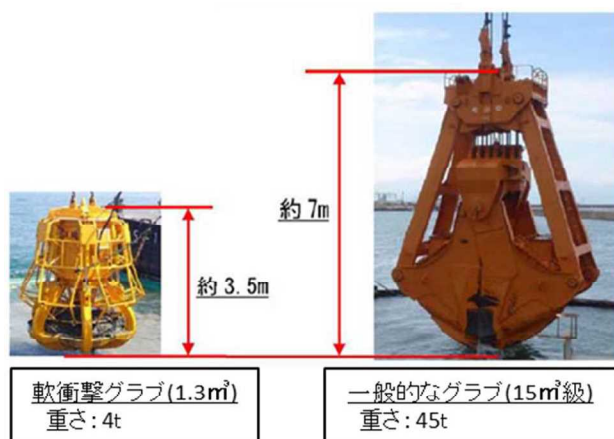


図-2 一般的なグラブと軟衝撃グラブの比較

(4) 施工実績

軟衝撃グラブを使用した工事は、神戸港、大阪港、堺泉北港、新潟港等において実績がある。

4. 高松港における施工方法の検討

(1) 現状調査

a) 自然環境

図-3に施工海域における潮流シミュレーション結果を示す。矢印が長く密であるほど潮流が速いことを表しており、湾奥部と比較すると、航路(水深12m)部は潮流が早い箇所に位置し(図-3左図)、流速2.0ノットを超える場合がある。

また、土質調査結果より、航路(水深12m)部は砂質土と粘性土で構成されている(図-3右図)。

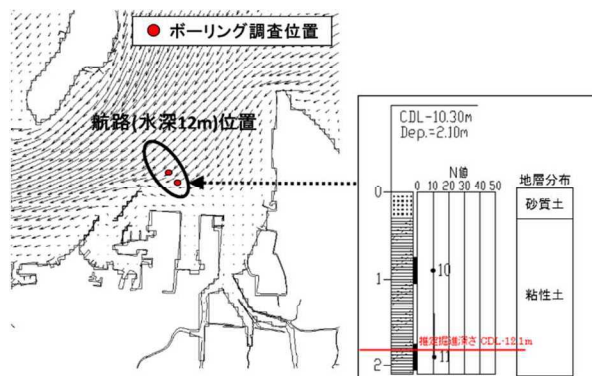


図-3 施工海域における潮流シミュレーション結果(左)と土質調査結果(右)

b) 磁気探査(事前)結果

航路(水深12m)の浚渫範囲において、工事着手前に事前の磁気探査を行ったところ、探査範囲のうち約65%が磁気異常密集区域であることが判明した(図-4)。通常の磁気探査波形記録は、個々に異常点を分離して解析することができるが、磁気異常密集区域は、波形記録の1つの反応が収まる前に次の反応が現れる等、個々の波形記録を分離することができない範囲である。なお、高松市街地は空襲範囲の記録があり²⁾、実際に平成4年と平成7年に高松市内陸部にて不発弾が1個ずつ発見されている。

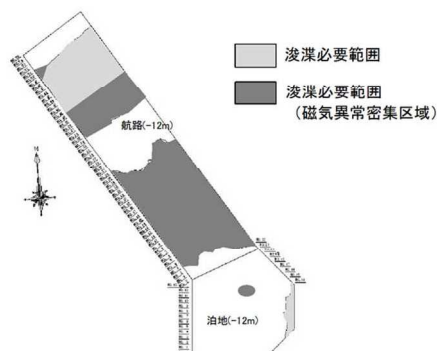


図-4 浚渫必要範囲及び磁気異常密集区域

c) 潜水調査結果

事前の磁気探査での結果を受け、部分的に潜水調査を実施し、海底状況の確認を行った(図-5 A-1~7, B-1)。潜水調査の結果、磁気物は主にスクラップであった。それらは航路南側を中心に大量に存在しており、海底は爆発物の有無を明確に判断できない状況であった。また、

潜水士による磁気物の揚収作業について、表面に存在し比較的小さなものは揚収可能であるが、埋没しているものはジェットポンプ等で掘削すること、大きなものは起重機船等の大型船舶で揚収する必要があった。

なお、突棒調査においては、60cm程しか突棒を押し込むことができず、それより下は固い地盤であることが判明した。



図-5 潜水調査箇所(左)と揚収物(右)

(2) 施工方法の検討

浚渫作業のフローを図-6に示す。一般的な作業の流れは方法①または方法②となる。しかし、高松港においては、事前の磁気探査において、磁気物の密集により個々の磁気異常点を分離できない範囲が広域に存在することが判明した。よって、大量の磁気物について撤去方法を検討する必要があった。方法③は方法②と同様に、潜水探査にて磁気物を撤去する方法であるが、4. (1) の潜水調査結果で記したとおり、人力だけですべてを撤去するのは困難であった。そこで、他港で前例のある方法④を検討した。方法④は、土砂と同時に磁気物を撤去することのできる軟衝撃グラブを使用し、主に表層の磁気物を撤去した後、磁気探査と潜水探査にて爆発物の有無を確認し、爆発物がなければ一般的なグラブで所定水深まで浚渫を行うという二段階施工の方法である。費用、施工期間、現実性等を考慮し、方法③と方法④を比較検討した結果、方法④が優位であると判断し採用した。

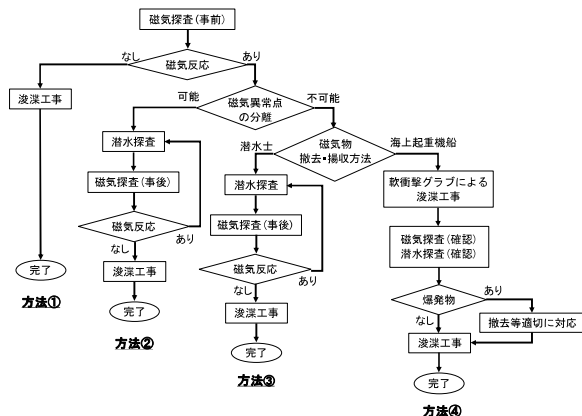


図-6 浚渫作業フロー

しかし、軟衝撃グラブでの施工に当たっては、以下の課題が考えられたため、事前に対応策を検討した。

a) 未施工区域の防止検討

軟衝撃グラブは球状であるため、掘り残しが発生することが懸念された。そこで、掘跡を円接させながら浚渫を行うことを検討した。その結果、船舶の位置を固定し、グラブバケットを少しずつラップさせながら船舶の前方を浚渫して、船体幅の1サイクルが終了後、船舶を前方へ移動し、同じ作業を繰り返すこととした(図-7~9)。

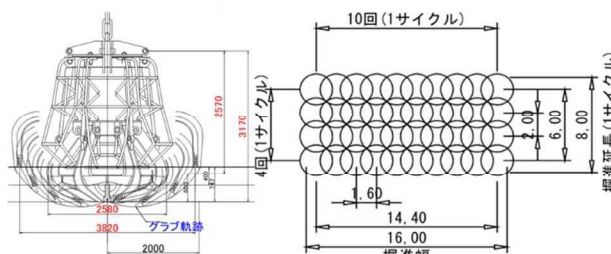


図-7 軟衝撃グラブ構造図(球状)

図-8 浚渫1サイクル平面図

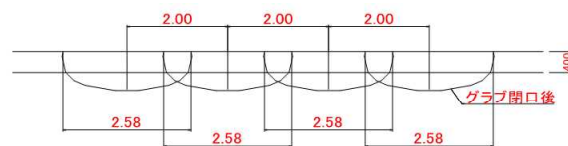


図-9 掘削断面図

b) 分別方法の検討

浚渫土砂は背後の埋立に活用する計画であり、磁気物と土砂に分別する必要があったため、効率的な分別を行うことを検討した。その結果、浚渫土は土運船に載せる際と埋立地にて揚土する際にスクリーンに通し、ふるい分けを行うこととした。スクリーン形状については、過去の文献等から、高松市に投下された爆弾は250Kg爆弾であり、その形状寸法は直径30~38cm、長さ120cmと想定されたため、爆弾を通さない30cmメッシュとした。

5. 高松港における施工中の課題と対応

航路(水深12m)における軟衝撃グラブを用いた浚渫工事について、平成25年度から平成27年までの3箇年で実施した工事について報告する。年度毎の施工箇所は図-10の通りである。

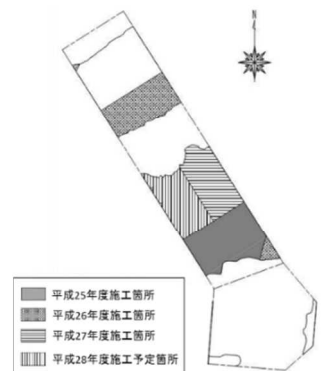


図-10 軟衝撃グラブ浚渫箇所

(1) 施工中に発覚した課題と対応

a) 潮流対策

軟衝撃グラブは、油圧機器を内蔵しており、グラブを45度以上傾けるまたは転倒させると、作動油槽内のポンプのストレーナー部分から空気を吸い込んでしまい、破損の原因となる。グラブは軽量であるため潮流の速い施工海域では流され易く、傾くことで幾度となく故障した。その際、グラブを完全に復旧させるのに2日を要したこともあった。故障した時の潮流速を潮流推算値より検証した結果、流速2.0ノット以上の時間帯であることが分かった。よって、作業時間を調整し、流速2.0ノット以上の時間帯は作業待機とした。

b) 土砂漏れ対策(グラブ改良)

既存の軟衝撃グラブで施工した結果、爪先に隙間が生じているため、砂質土を多く含む土砂では漏れることが判明した。そのため、砂質土でも効率良く作業が行えるよう、爪先を閉じた際、隙間が発生しない形状に改良した(図-11)。

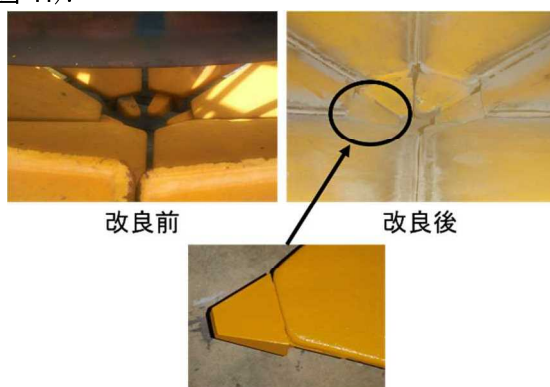


図-11 軟衝撃グラブ爪先改良

(2) 施工前の検討についての対応結果

グラブの掘跡を円接させながら浚渫した結果、未施工区域は発生せず、工事を完了できた。また、浚渫土をスクリーンに通して分別した結果、3箇年の工事において回収した磁気物は、写真-3のように、主にスクラップであった。なお、爆発物は発見されていない。



写真-2 海上での浚渫状況



写真-3 磁気物分別状況と回収状況

(3) 施工後の磁気探査(確認)、潜水探査(確認)結果

磁気探査の結果、浚渫工事を行う前と比較すると、磁気異常密集区域が減少していた。よって、潜水探査により、海底の状況確認や爆発物の有無等の判別が可能となった。潜水探査の結果、爆発物は発見されず、浚渫の妨げとなる大型のものも発見されなかった。また、潜水士への聞き取りや水中写真(写真-4)により、①磁気異常密集区域の底質は砂質の締め固まった状態であること、②磁気物は海底から突起した状態で保たれていることから、磁気物は深く埋没することなく、海底面付近に留まっていると想定できる。



写真-4 潜水探査(確認)時の水中写真
(鋼矢板(左)、鉄パイプ(右))

さらに、磁気異常密集区域の要因を究明するため、浚渫工事で揚土した土砂について、揚土場内で陸上探査を実施した。調査の結果、磁気異常点がいくつも検出され、土砂も何らかの理由で磁気を帯びていたことが判明した。よって、土砂の磁気反応が密集区域の要因の一つと想定できる。

6. まとめ

高松港の磁気異常密集区域において、軟衝撃グラブを使用することで、安全かつ効率的に磁気物を撤去することができた。また、残りの磁気物についても、潜水探査で爆発物の有無を確認することが可能となったことから、軟衝撃グラブを使用した浚渫が、海底の安全性を確認するために効果的であったと言える。

施工箇所は、軟衝撃グラブでの施工実績のない海象、土質条件であったため、施工前に考えられた課題と施工中に発覚した課題について繰り返し対応策の検討や改善を図った。よって、高松港のような潮流の速い現場や海底地盤が砂質土であっても、軟衝撃グラブでの施工は可能であることが確立された。

近年では、浚渫作業中の爆発物による事故は発生していないが、今後も、軟衝撃グラブが磁気異常密集区域の安全性確保に効果的なものとなるを考える。さらに、軟衝撃グラブを他港で使用する際には、高松港での施工実績が参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 運輸省第一港湾建設局：海底金属物回収作業の安全性に関する調査研究、1973年
- 2) 国立国会図書館所蔵：日本都市戦災地図 第一復員省

赤外線カメラによるポットホール発生危険部位の診断技術に関する基礎検討

丸山 記美雄¹・星 卓見¹・木村 孝司¹

¹寒地土木研究所 寒地道路保全チーム(〒062-08602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

本報では、融雪期にポットホールが発生する可能性が高い部位を、赤外線カメラで非破壊診断する技術の開発に向けた検討を行っている。現道での赤外線計測結果とポットホール発生部位の対応関係を調べた結果、ポットホール発生部位の赤外線画像は周辺部に比べて局部的に異なることが確認された。また、舗装内部の確認調査の結果、赤外線画像異常部分の混合物層内部には水分の含浸や混合物の砂利化、層間空隙などの変状が認められた。

キーワード：赤外線 ポットホール 点検診断 非破壊

1. 研究の背景と目的

近年、北海道内の舗装道路では融雪期にポットホールの発生が目立つようになっている。ポットホールに対する対応としては、発生の都度、穴埋めなどの事後的な対応が行われているのが現状であるが、ポットホールが発生する危険性の高い部分を、発生前の早期の段階で検知する技術があれば、予防的な処置や事前の補修を施すことで融雪期のポットホールを減らすことができると考えられる。

しかし、ポットホールの発生を事前に検知する技術は未確立で、研究が必要な段階にある。筆者らの既往の研究によって、融雪期に発生するポットホールはひび割れが元々存在する部分でかつ水の影響を受けやすいところに高い確率で発生することがわかっており¹⁾、水の影響を受けやすい部分は周囲と温度が異なると推測されることから、赤外線カメラによってポットホール発生危険部位の検知の可能性があると考えられる。ちなみに、舗装体内部のはく離やブリストリング等の損傷検知のために固定赤外線カメラを用いた調査はこれまでも行われているが、ポットホールの発生を事前に検知する視点で取り組まれている事例はなく、ポットホール発生を事前に検知するために必須の技術となる広範囲のスクリーニング的な調査技術についても課題がある。

そこで本研究は、ポットホールに代表される融雪期に顕著に見られる損傷箇所を、赤外線カメラによって事前に検知する技術を開発することを最終目的としている。本報告では、近年開発が進んできた、交通規制を行わずに法定速度で調査車両を走行させて赤外線熱計測をする技術²⁾を活用し、赤外線カメラによって供用中の道路を交通規制することなく計測して得られたアスファルト舗

装の熱分布画像から、融雪期のポットホール損傷に至るような温度変状を検知する技術の開発に向けた基礎的な検討を行った結果を報告する。

2. 赤外線熱計測の原理

赤外線熱計測は、構造物における素材の違いや損傷の有無などの物質の状態に基づく赤外線放射量を赤外線サーモグラフィカメラで感知し、それから変換した温度の相違に基づき、外観から見えない内部の状態を把握する手法である。

構造物内部に含水、滞水、空隙等の異常が発生した場合、健全部と異常部では状態が異なるため、熱容量に相違が発生する。熱容量の相違は温度の相違となり、内部から表面上に伝わる温度にも相違が発生する。そのため、異常が発生した部位では、表面温度が健全部に比べて相対的に高いもしくは低い状態となる。

例えば図-1に示すように、アスファルト舗装内部で含水や滞水している場合、加熱過程時であれば周囲よりも低温となり、一旦加熱された後の冷却過程時であれば周囲よりも高温となる。一方、アスファルト舗装内部で空隙が発生した場合は、昼間の太陽光による路面の加熱過程時であれば、表面側からの熱の伝導が空隙の空気層によって遮られるため、空隙直上の部分は周囲のアスファルト舗装よりも早く熱せられ、周囲よりも高温となる。逆に夕方以降の気温降下に伴う冷却過程時であれば、空隙直上の部分の温度低下が早く、周囲よりも低温となる。すなわち滞水と空隙では一般的に温度平衡状態の場合を除き、温度の相対的な表出状態が反対になる。

既往の研究によって、融雪期に発生するポットホールはひび割れが元々存在する部分でかつ水の影響を受けているところに高い確率で発生することがわかっている。また、ポットホールはアスファルト混合物層のうち路面に近い浅い部分に発生しやすいため、ポットホール発生の前段階から表面付近に熱的な異常が現れやすいのではないかと推測される。したがって、ひび割れ周辺に多くの水分を含んだ状態になっているところや、水の影響を受けやすいところを赤外線カメラによる熱画像計測で温度変状箇所として抽出できれば、ポットホール発生危険部位の事前検知に有用な情報が得られると考えられる。

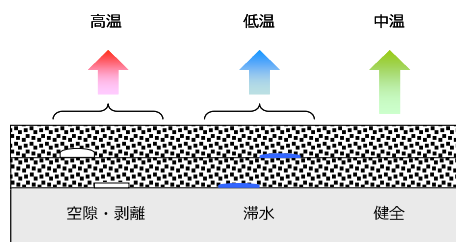


図-1 健全部や滞水部の赤外線画像の傾向
(路面の加熱過程時)

3. 調査の方法

調査は第一次調査と第二次調査の2種類実施している。第一次調査の目的は、赤外線カメラ画像の異常箇所とポットホール発生部位との関係性を把握することである。第二次調査の目的は、赤外線カメラの異常箇所の内部に水分の含浸やはく離(混合物の砂利化)や空隙などの異常が見られるかを現地確認する事である。以下に、各々の調査方法を述べる。

(1) 第一次調査の方法

第一次調査は赤外線カメラ画像の異常箇所とポットホール発生部位との関係性を把握することを目的に実施している。札幌市近郊のアスファルト舗装区間(延長5km)において、秋期(12月上旬)に、赤外線サーモグラフィカメラを用いて非破壊、非接触で路面測定を行った。赤外線サーモグラフィカメラは写真-1に示すような車両に搭載し、通常の走行速度(60km/h以下)で車線規制などは行わずに赤外線計測を実施した。赤外線計測にあわせて、赤外線画像と同じ部位を可視画像でも撮影し、路面及び道路周辺の状況を把握した。アスファルト舗装の熱画像から、内部の含水や滞水に起因する温度変状箇所を抽出した。計測時の各種条件は以下のとおりである。

計測時間帯：10時～14時

気象条件：晴れ、早朝まで若干の降雪あり

計測時の路面状態：ほぼ乾燥状態

走行速度：法定速度内で実施(60km/h以内)

また、秋期に赤外線計測を実施した5km区間において、

一冬経過した3月中旬に目視調査を行って融雪期にポットホールが発生した位置を特定し、当該位置の秋期の赤外線画像における温度変状の有無等との対応を整理した。



写真-1 赤外線カメラを搭載した調査車両

(2) 第二次調査の方法

第二次調査は、赤外線画像で異常が見られる箇所の内部に、水分の含浸やはく離や空隙などの異常が実際にみられるかを確認することを目的にしている。

一次調査を実施した区間と同じ5km区間、および新たな調査区間2.5kmにおいて、秋期(11月)に写真-1に示した赤外線カメラ搭載車両にて非破壊測定を行った。得られた赤外線画像から、アスファルト混合物層内部に滞水やはく離もしくは空隙が発生していると推測される明確な画像異常箇所を計13箇所、また、比較のために健全箇所を2箇所抽出した。一冬経過した後に、異常箇所および健全箇所として抽出した部分を無水ボーリングによってコア採取し、コアの状態と内部の状態を目視観察および写真撮影して整合性を確認した。コア採取の状況の一例を写真-2に示すが、写真-2の上段に示した赤外線画像および可視画像に赤丸で示した部分でコア採取を行っており、この箇所では約5cm～20cm深さの部分に水分の含浸や混合物のはく離(砂利化)が見られた。



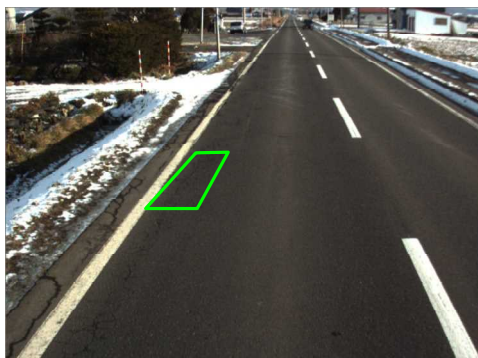
写真-2 赤外線画像異常箇所におけるコア採取状況

4. 調査結果

(1) 第一次調査の結果

a) 熱画像異常箇所の状況

赤外線計測時の舗装表面はほぼ乾燥状態であったが、前日までの雨や早朝までの降雪に伴う水分の影響で、多くの箇所で含水や滞水を示す温度の低下部分が確認された。特にひび割れなどの損傷が発生している周辺は、周囲と比較して温度が低い部分が多く見られ、ひび割れの周辺は含水している状態であると推測された。一例として、ある測定箇所の可視画像と赤外線画像を写真-3に示す。可視画像では水分の存在は見られず、ひび割れが見られる以外は特段の変状は気にならないが、赤外線画像では外側タイヤ走行位置に発生したひび割れの周辺が紫色で表示されており温度が部分的に低くなっていることが確認できる。これはひび割れ周辺のアスファルト混合物が含水や滞水によって温度が低くなっているためと推測される。同一の箇所を3月に目視調査した際の写真を写真-4に示すが、ポットホールが発生していた。写真-3、写真-4において緑色で示した枠はほぼ同じ部位を囲っているが、融雪期にポットホールが発生した部位は、秋期の赤外線計測時には温度低下がはっきりと記録されていることが確認できる。ひび割れ部付近の混合物は水の影響を比較的受けやすく、ポットホールの発生に繋がる危険性があるが、そのような部分は赤外線画像で周辺部と違いがあることが確認できた。



(可視画像)



(赤外線画像)

赤外線熱画像内：(低温) 濃い青←紫←橙→黄→白 (高温)

写真-3 同一箇所の路面調査時画像



写真-4 写真-3と同一箇所の目視調査時状況

(ポットホールが発生し穴埋めされている)

b) ポットホール発生部位の赤外線画像

表-1には、融雪期にポットホールが発生していた23の部位について、秋に撮影した赤外線熱画像と可視画像を詳細に確認した結果を示した。ポットホールの発生が確認された部位ほぼ全てで周辺部に比べて温度が低下していることが確認できた。ポットホール発生部位については含水状態や水分が滞留しやすい状態となっており、この水分が凍結・融解を繰り返すことによりポットホールの発生を引き起こすものと推察される。融雪期にポットホールが発生する危険性の高い部位を、発生前の段階で検知できる可能性が確認できた。

表-1 ポットホール発生部位の赤外線画像確認結果

No	秋期の路面状況	3月の目視調査時の路面状況	赤外線熱画像温度低下有無
1	損傷なし	ポットホール	有
2	ひび割れ	ポットホール	有
3	ひび割れ	ポットホール	有
4	パッチ	ポットホール	有
5	ひび割れ	ひび割れ、ポットホール	有
6	ひび割れ	ひび割れ、パッチ、一部ポットホール	有
7	ひび割れ	ひび割れ、一部ポットホール	有
8	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
9	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
10	ひび割れ	ひび割れ、ポットホール	有
11	ひび割れ、パッチ	ひび割れ、パッチ、ポットホール	有
12	パッチ	パッチ、ポットホール	有
13	ひび割れ	ひび割れ、ポットホール	有
14	ひび割れ、パッチ	ひび割れ、ポットホール	有
15	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
16	ひび割れ	ポットホール	有
17	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
18	ひび割れ、パッチ	ひび割れ、パッチ	有
19	ポットホール	ポットホール	有
20	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
21	ひび割れ、ポットホール	ひび割れ、ポットホール	有
22	ひび割れ	ひび割れ、ポットホール	無
23	ひび割れ	ひび割れ、ポットホール	有

c) 赤外線画像の温度変状とポットホール発生箇所

図-2には、赤外線計測を行った5km区間を100m区間ごとに区分し、各々の区間を10m毎に撮影した熱画像10枚のうち、水の存在に起因すると思われる温度低下が見られた画像の枚数の多さに応じて青色を濃くし、車線部は横断方向に3分割して表示した。つまり、青色が濃い区間ほど、水の影響を強く受けていると推測される。上下線とも幅広く温度低下箇所が見られ、特に、車道部の路肩に近い側に多く温度低下箇所が見られた。路肩側のタイヤ走行位置にはひび割れが多く発生しており、ひび割れ周辺が水の影響を受けて含水や滞水していたためと考えられる。

図-2には、調査区間内で融雪期後の調査でポットホールの発生を確認した23箇所を緑色の丸印で囲って示してある。ポットホールが発生した箇所は、概ね秋の調査の段階で水分の影響を受けて温度低下が記録されていた区間であることが確認できる。ただし、秋の段階で温度変状が見られた区間のうちでポットホールの発生に至らなかった区間も多く存在していることも指摘できる。

(2) 第二次調査の結果

a) ひび割れ部滞水暗示信号箇所の状況

可視画像や目視でひび割れが発生しており、かつ赤外線熱画像によってもひび割れ周辺部の温度が低く、内部に水分の含浸・滞水が疑われる箇所のコア採取結果の一

例を写真-5に示す。赤丸の位置で無水コアを採取し、採取したコアを写真上部に示しているが、表層および基層混合物が水分を含んでおり、路面から5cm下で層間の付着が悪化していることが確認できる。

同様の異常信号が見られる8箇所でもコア採取を行ったが、そのうち7か所で混合物層内部の比較的浅い層(路面から3～10cm程度の層)に水分を含んでいることが確認された。また、混合物層の内部に写真-2の下部に示したような離(砂利化)を生じているコアも3か所で確認された。



写真-5 ひび割れ部滞水暗示信号と採取コア

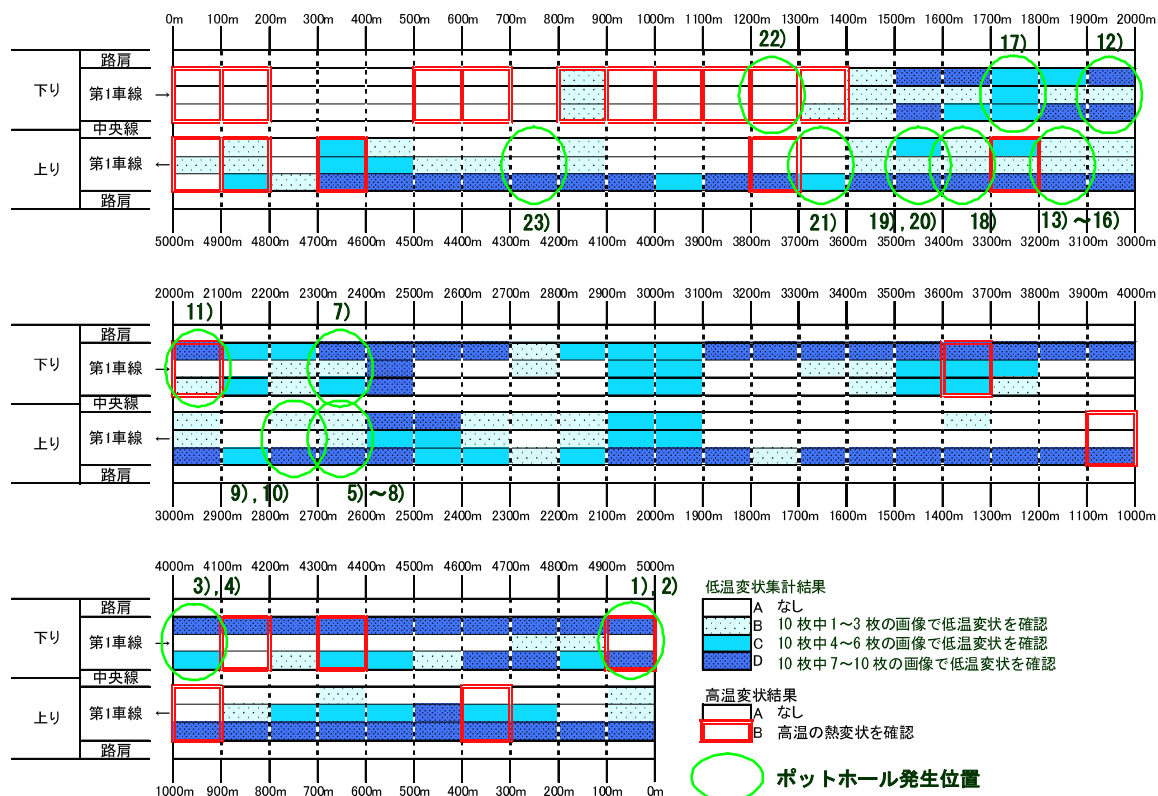


図-2 赤外線調査区間の温度変状箇所整理結果

b) ひび割れ部滞水無し暗示信号箇所の状況

可視画像や目視で同じようなひび割れに見える場合でも、赤外線熱画像で見ると異なって見えることがある。一例を写真-6に示す。写真中の左側わだち部のひび割れの周辺部は温度が低くなっている内部に水分の滞水が疑われる一方で、その近傍にある右側わだち部のひび割れの周辺部は特に温度の変状は見られず水分の滞水がないと判断できるといった具合である。写真-6の上下には、各々の箇所からコアを採取した写真を示した。滞水信号が見られる左側わだち部から採取したコアには水分の含浸が明らかに認められるが、滞水なしと判断した右側わだち部から採取したコアには、表面から5cm～15cm程度のにわずかな水分の含浸が見られるが総体的には乾燥した健全な状態であることが確認できた。表面からは同じようなひび割れに見える場合でも、内部状態が異なることを赤外線画像で察知できる場合があるといえる。

ただし、写真-7には、ひび割れ部であっても周辺部の温度低下が見られず滞水がないと判別した別箇所のコア採取結果を示す。採取したコアの内部は、表層3cmと基層の間の層間の付着が悪化し、10cm程度よりも深い位置に水分の含浸や混合物層の砂利化が認められ、判別が間違っていた。赤外線測定時の内部の水分状況や、測定時の太陽光線などが影響した可能性が考えられる。

ひび割れ部の滞水有無は、赤外線画像によって判別できる場合もあり、ひび割れの程度評価や損傷の発生予測に赤外線カメラが有用な面があると考えられるが、判別違いもあったことから、今後経験を蓄積して技術を高める必要があると考えられる。

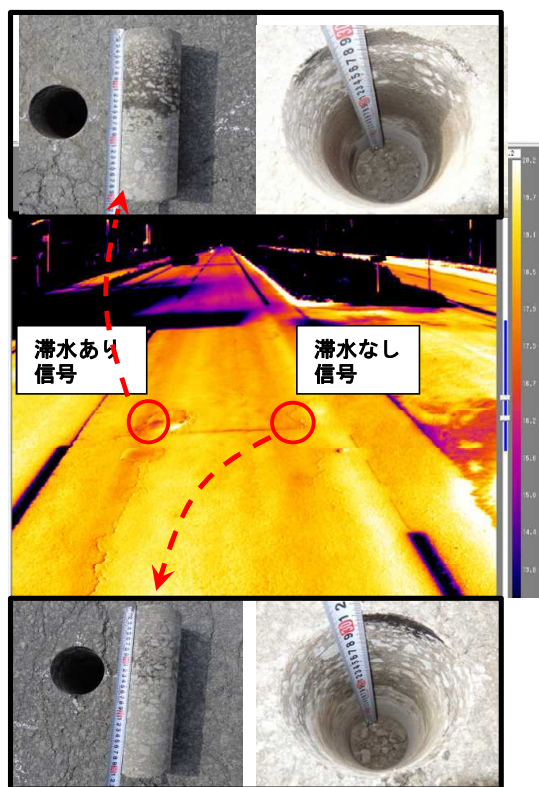


写真-6 ひび割れ部滞水無し暗示信号と採取コア



写真-7 ひび割れ部滞水無し暗示信号 判別間違い

c) 層間空隙暗示信号箇所の状況

アスファルト混合物層の層間に空隙がある場合、赤外線熱画像においては、昇温時には周辺部よりも局部的に温度が高くなる。そのような箇所が無水コア採取を行った結果の一例を写真-8,9に示す。

写真-8に示した赤外線画像においては、タイヤ走行位置の脇に連続した白いスポット状(斑点状)の高温部分が確認できる。写真-9にはタイヤ走行位置の中間部にスポット状の高温部分が確認できる。この斑点状部分の中心ジャストポイントでコア採取した結果を写真-8,9の上部に示したが、表面から5cm深さ程度、表層混合物と基層混合物の層間に空隙が認められた。ただし、層間空隙部分は水分を含んでおらず、乾燥している点の特徴である。つまり、層間空隙があり、かつ、空隙部分に水分が浸入してきていない場合に、このような高温のスポット状の異常信号として表れると考えられる。



写真-8 層間空隙暗示信号と採取コア(その1)

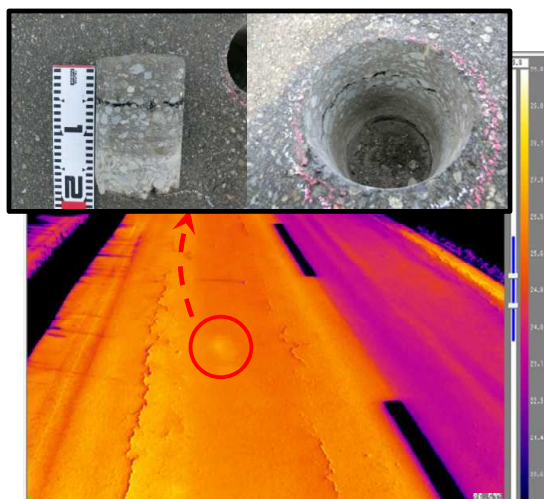


写真-9 層間空隙暗示信号と採取コア(その2)

d) 健全信号箇所の状況

赤外線熱画像において、健全であると判断された部分でコア採取を行った結果の一例を写真-10に示す。写真-9に示した層間空隙暗示信号箇所から1m程度離れた箇所でコア採取したものであるが、約8～12cm程度の深さに水分の含浸がわずかにみられたものの、全体的には乾燥しており層間の空隙などがない健全な状態である。赤外線熱画像で温度変状が認められない部分の内部は、このような健全な状態であると考えられる。

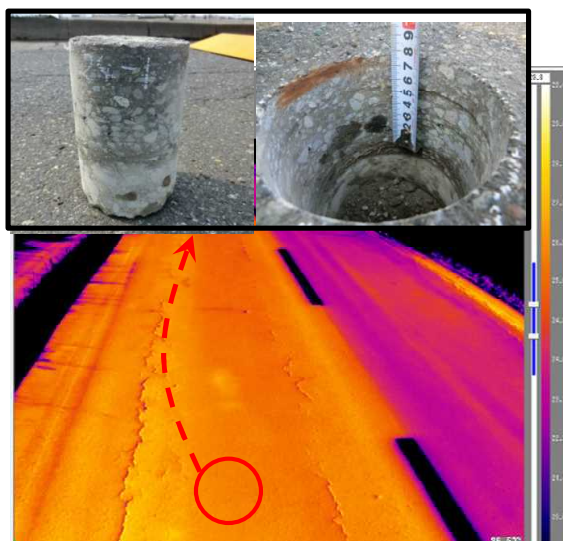


写真-10 健全信号箇所と採取コア

e) 赤外線画像と採取コアの整合性

赤外線画像から推定された異常と、無水コア採取調査による内部状態の整合性判定結果を表-2に示す。

ひび割れ部滞水暗示信号箇所においては、コアを採取した8箇所のうち、7箇所で内部の比較的浅い層に明らかな水分の含浸が確認され、その整合率は約88%であった。層間空隙暗示信号箇所では、3箇所のうちすべてで表面から5cm程度の部分に層間空隙が見られ、空隙内部は乾

燥した状態であり、整合率は100%であった。

本検討では、赤外線熱画像で明らかな異常が見られる部分で内部の状態を調査とした面はあるが、赤外線熱画像から推定される変状と内部の状態は高い確率で整合しており、赤外線カメラによる舗装の診断の有用性が認められたと判断する。

道路のアスファルト混合物層は数センチ～35cm程度であり、ポットホールの発生につながるのは、表層に近い部分の変状であることから、赤外線カメラによってポットホールの発生危険部位を診断することは一定程度可能であり、将来的に有用な点検診断技術になりうると考えられる。

表-2 赤外線信号と採取コアの整合性集計表

分類	コア採取 実施件数(件)	整合 件数(件)	整合率 (%)
a) ひび割れ部 滞水暗示信号箇所	8	7	87.5
b) ひび割れ部 滞水無し暗示信号箇所	2	1	50
c) 層間空隙暗示信号箇所	3	3	100
d) 健全信号箇所	2	2	100
合計	15	13	86.7

5. まとめ

舗装に生じたひび割れの周辺部の水分の存在によって温度変状が生じており、その温度変状を通常走行中の車両に搭載した赤外線カメラで検出できることを確認した。さらに、融解期にポットホールが発生する部位は、秋の段階で温度変状が記録されており、ポットホール発生危険部位の検知の可能性が示された。一方で、秋の段階で温度変状が見られてもポットホールの発生に至っていない箇所も多く存在していることなどから、検知の確実性を高める取り組みが今後必要と考えている。

謝辞：本調査にご協力いただいた北海道開発局ならびに札幌開発建設部の関係者に謝意を表する。

参考文献

- 1) 丸山記美雄・安倍隆二・熊谷政行：融雪期の舗装損傷発生条件に関する一検討，土木学会北海道支部平成25年度論文報告集(第70号)，2014.2
- 2) 塚本成昭・山上哲示・内間満明・黒須秀明・前田近邦・関上直浩：赤外線による舗装の点検手法，舗装 vol. 46-7，2011.7

河川堤防締切工に関する基礎実験

島田 友典¹・岡部 博一¹・中島 康寛²

¹土木研究所 寒地土木研究所 寒地河川チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

²北海道開発局 帯広開発建設部 治水課 (〒080-8585 北海道帯広市西4条南8丁目)。

破堤による堤防開口部の荒締切を実施するにあたり、既存工法では水防資材であるブロック等を投入することが考えられるが、投入により荒締切開口部がどのような水理量・河床変化が生じるかなど不明な点が多く、それらを明らかにすることが効果的で効率的な荒締切作業につながると考えられる。そこで実物大規模の十勝川千代田実験水路において大型クレーンで水防資材である根固ブロックを用いて荒締切基礎実験を行った。破堤開口部が狭まるにつれ流速の上昇、河床低下が確認できた。また投入したブロックは河床への埋没等が生じ、水防資材の備蓄にはロス率も見込んだ計画準備を立てる重要性が確認できた。

キーワード 破堤、荒締切工法、根固ブロック、十勝川千代田実験水路

1. はじめに

気候変動に関する政府間パネル(IPCC)の第5次評価報告書¹⁾によると、気候システムの温暖化に疑う余地はなく、世界的に極端な降水がより強くまた頻発する可能性が非常に高いと言われている。日本においても今後さらに大雨による降水量の増大が予測されており、それに伴い施設の能力を大幅に上回る外力により極めて大規模な水災害の発生する懸念が高まることも想定されている²⁾。なかでも堤防決壊による被害は甚大であり、その8割以上が越水に起因するものであるとされている³⁾。最近でも平成27年9月の関東・東北豪雨では鬼怒川において越水に起因するとされる堤防決壊が生じ、広範囲で長時間にわたる浸水や家屋の倒壊流出などの甚大な被害をもたらした⁴⁾⁵⁾。このような被害を軽減するには、堤防決壊を防止するだけでなく、万が一、破堤氾濫が発生した場合においても早急に破堤開口部を締め切るなどの技術が求められている。

しかし締切工法などの緊急復旧対策に関しては、水理条件を基に詳細に研究した事例は少なく、それらについて飛田らが詳細にレビューを行っている⁶⁾。これによると具体的な水理条件と締切工法の関係については、今後、検討が必要であると述べている。

北海道開発局と寒地土木研究所では、堤防決壊時における被害規模(浸水面積・浸水深・浸水到達時間など)の最小化を目的に、実物大規模の十勝川千代田実験水路⁷⁾(以下、実験水路と称す)を用いて系統立てた研究を継続して実施している。平成20～23年には破堤拡幅進行メ

カニズムの解明を目的に越水破堤実験を行い、堤体崩壊量と水理量との関係性などを示し実験報告書として取りまとめた⁷⁾。平成24年度以降は破堤拡幅進行速度を低減することで氾濫流量の増加抑制を目的に、水防備蓄資材である根固ブロックを用いた技術開発に取り組んでいる⁸⁾⁹⁾。平成27年度からは氾濫流量の増加抑制だけでなく低減させるための技術検討(破堤開口部を早急に締め切るための荒締切工など)に着手したところである。

荒締切工ではクレーン等を用いて破堤開口部にブロックなどを投入することが考えられる¹⁰⁾が、破堤開口部流水中の流況変化等について把握した事例はほとんどない。また重機を用いて多くのブロックを効率的に投入できるかなど不明な点も多い。

そこで平成27年度は実験水路において重機を用いてブロックを投入する荒締切工実験を行い、荒締切作業時の流況変化や、災害時には不可視部分となる荒締切区間における河床の時系列変化などについて観測を行い基礎的な現象把握を行った。

2. 実験概要

(1) 実験水路・観測概要

図-1 に実験水路形状を示す。災害時には破堤開口部を締切るが、本実験ではブロック投入に伴う流況や河床変化などの把握を目的としていることから、実験水路(川幅30m・河床勾配1/500)に鋼矢板を用いて水路幅8mと狭くした状態とし、この河道部分を破堤開口部に見立て

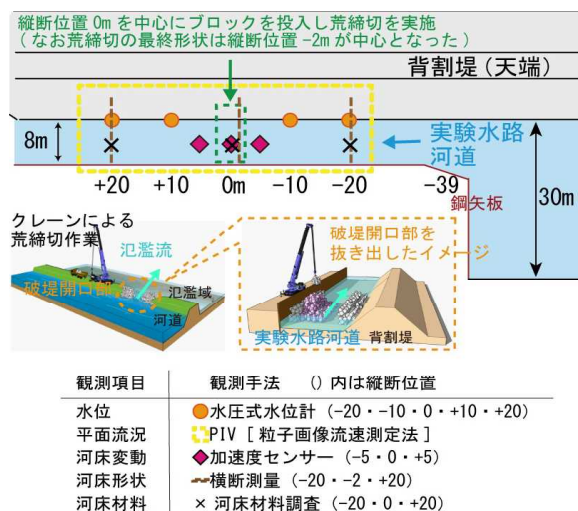


図-1 実験水路・観測概要

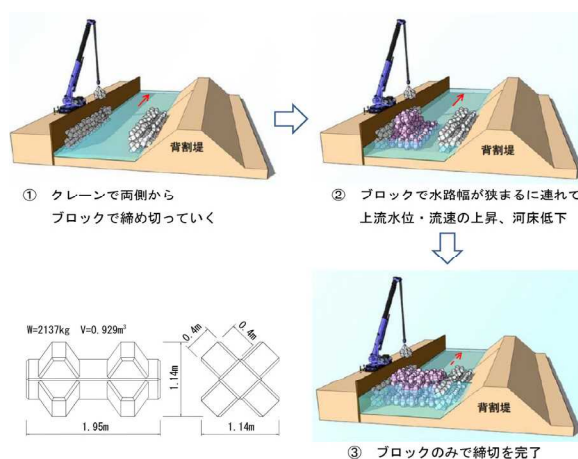


図-2 実験手順・根固ブロック形状

てブロックを投入し荒締切実験を行った。

図-1に観測概要を示す。使用した観測機器・手法については既往の破堤実験で確立したものと同様であり、詳細はそちらを参照してもらいたい⁷⁾。また通水は水路上流端ゲートからの供給流量を概ね20m³/sを一定流量とした。

(2) 荒締切実験の概要

実験の進め方を図-2に示す。用いた水防資材は河岸保護のため投入資材としても実績が高い根固ブロックのうち、共同で研究を実施している北海道開発局が水防資材として最も多く備蓄しているブロックを用いることとした。

また今回の実験では実際の洪水が起こった際に人命や資産等を守るための実践的な訓練の意味合いもあり、実際の洪水時における緊急対策工の技術を習得することを目的として“一般社団法人帯広建設業協会（以下、帯広建協と称す）“が実験に必要な資材や施工機械の操作員などの確保に協力をして頂いた。



図-3 ブロック投入方法

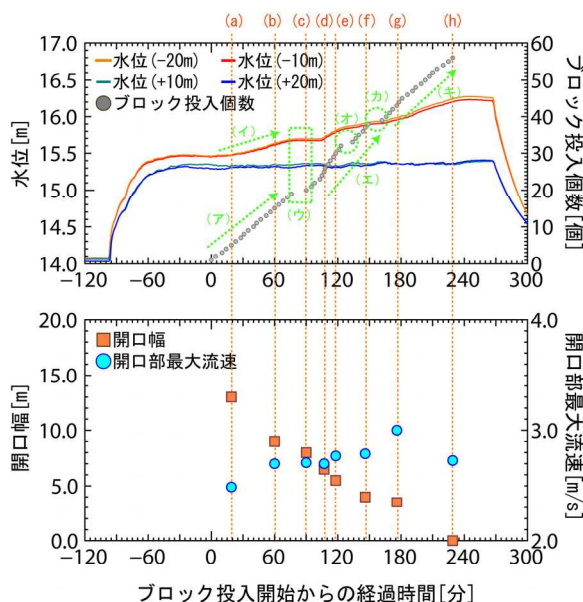


図-4(上段) 水位変化とブロック投入個数
(下段) 開口幅と開口部の最大流速

(3) ブロック投入方法の概要

ブロック投入は図-3に示すように一般的なオートフックのほか、今後の効果的で効率的な締切方法検討も念頭に投入場所を自由に選択できる空中切り離し投入も行った。

オートフックによる投入では、ブロック重量2137kg(図-2)のうちクレーンにかかる荷重が500kg以下になるとワイヤーが外れる仕組みになっているため、吊り上げたブロックを投入済のブロックなどに着底させる必要がある。そのため水面より上にブロックが出ている場所にしか投入はできず、また着底時にはブロックが流されないように注意する必要がある。

空中切り離しによる投入は、空中でブロックを切り離す際の反動によりクレーンが横転する懸念があるため、実験では国土交通省北陸地方整備局北陸技術事務所が開発した異形ブロック投入安全装置(以下、空中切り離し装置と称す)¹¹⁾の貸与を受けて実験を行った。

なお空中切り離し装置のマニュアルによるとブームやクレーン本体の疲労の観点から、クレーン一台で投入可能な累積最大回数の目安が決められており、また投入作業中に異常な振動や異音がした場合には作業を中断し機器点検の必要があるとしていることから、投入地点の状況に応じてオートフックと空中切り離し装置の使い分けが必要である。

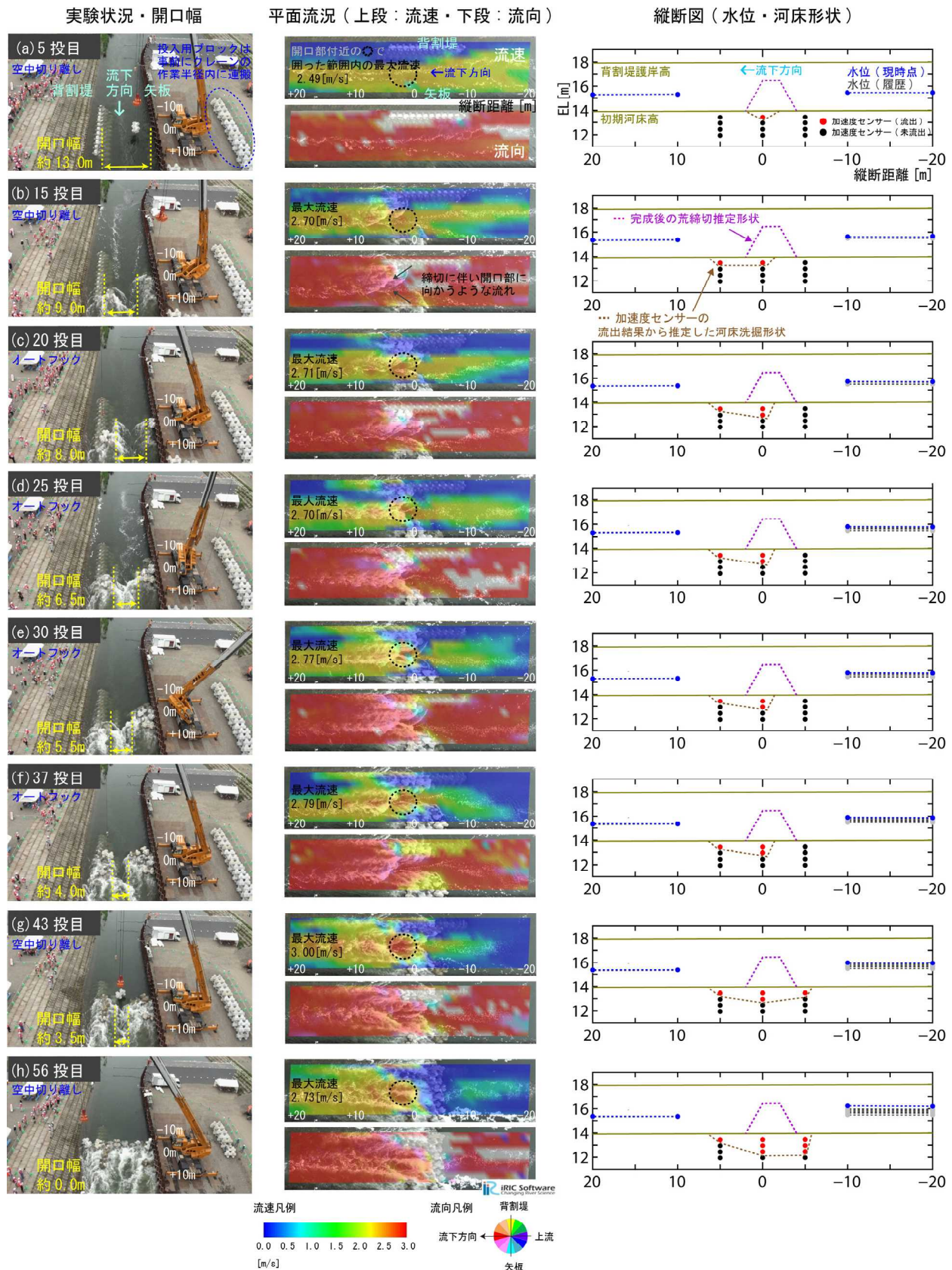


図-5 (左)縮切開口幅 (中央)流況 (右)河道中央の水位・河床変化縦断面図

(1) 実験状況

図-4(上段)に時系列の水位変化，ブロック投入状況を，図-5(左)に上空から撮影した実験状況を示す。

3. 実験結果

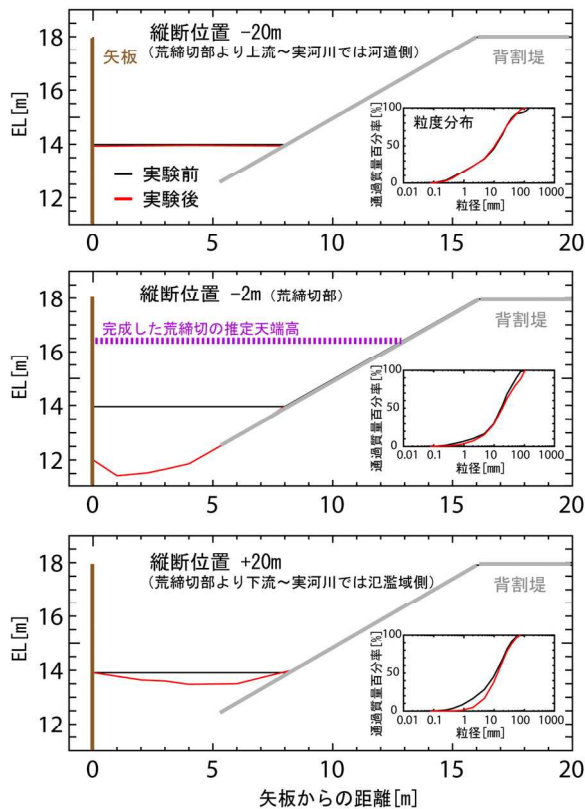


図-6 横断図・粒度分布

(a)～(b)のうち(ア)では水面より上にブロックが出ておらず、オートフックでの投入が困難なため、空中切り離し装置を用いて投入を行った時間帯である。(イ)に示すように投入に伴い上流の水位が徐々に上昇していることがわかる。

(ウ)に示すように投入間隔が空き水位上昇が止まっているが、これは(b)～(c)の間で水面より上にブロックが出てきたためオートフックでの投入が可能と判断し、空中切り離し装置から切り替えを行ったためである。装置の切り替えに要した時間は15分程度であったことから、実災害時においても許容できる範囲と考えられる。

(d)～(f)のうち(エ)はオートフックによる投入である。(オ)では投入間隔が空いているが、これは着底させたブロックが水中に転がり落ちた際、投入済のブロックとの間にワイヤーが挟まり、その対応に要した時間である。オートフックは投入済みのブロックに着底させる必要があることから、実災害時の流れがある中での投入には細心の注意が必要であり、投入が危険と考えられる場合には早めに空中切り離し装置に切り替えるなどの対応があると考えられる。

(f)～(h)のうち(カ)では着底可能なブロック周辺の水位・流速上昇等により、オートフックを用いた投入がこれ以上は危険と判断をしたため、空中切り離しに切り替えて、(キ)のように最後まで実験を行った。

今回は流れの中に多くのブロックを投入する初めての実験ということでもあり、投入作業は慎重に行ったがブ

ロック1 投あたり3分半～4分程度のペースで投入が可能であった。これはブロックが計画的に運搬されてきた場合、1時間に20投程度の投入が可能ということであり、今後の効率的な締切工法検討の基礎的知見になると言える。

(2) 締切に伴う流況変化

図-5(左)に荒締切に伴う開口幅、図-5(中央)にPIV観測による平面流況を示す。開口部中央付近の流速は締め切りに伴い流速が上昇している。図-4(下段)にこれらの時系列を示すが、最も開口部が狭くなった(g)では最大3.0m/sまで流速が上昇していたことがわかる。これは実際の締切作業においても開口部を狭くするに従い、流速の上昇が想定され、例えばブロックの転動なども念頭に置いた締切手順検討の必要性を示唆している。

(3) 締切に伴う河床変化

災害時には荒締切部の水面下は不可視であるが、効率的な締め切り方法を検討するためにも河床洗掘過程を把握することは重要である。そこで図-5に示すようにブロック投入箇所の河床に加速度センサーを埋設し、時系列での河床洗掘状況の観測を行った。なお加速度センサーを用いた河床低下等の推定手法については筆者らの文献を参照されたい¹²⁾。

図-5(右)は加速度センサーの記録より判読したセンサー流出のタイミングであり、各時刻におけるセンサー流出はその時刻に少なくともセンサー流出深までは河床洗掘が生じていたことを意味する。ブロック投入開始から河床洗掘が生じており、投入数に応じて徐々に洗掘が進んでいる。(c)～(f)の間ではセンサーの流出は確認できないが、図-4(下段)に示すように開口部の最大流速は2.7m/s程度の一定で推移していた時間帯であり、最大流速が再上昇した(g)で、再びセンサー流出が確認できることから、ブロック間の複雑な流れなどはあるが流速の上昇に伴い河床洗掘が進行した可能性があると考えられる。

図-6に通水前後に計測した横断図、及び粒度分布を示す。荒締切部より上流(実河川では河道側)では河床はほとんど低下しておらず、また粒度分布も変化していないことから、締切を行うことによる影響は大きくなかったと考えられる。一方で荒締切箇所(縦断位置-2m)では全体にわたって最大で2.5m程度の河床低下が確認できる。これは前述のようにブロックの投入に伴い河床が低下していたと考えられる。なお粒度分布は大きく変化していないことから、荒締切に伴う高流速化等により粒径の大きなものも含め多くの土砂が下流(氾濫域側)に流出していたと考えられる。また荒締切部より下流(氾濫域側)では荒締切箇所ほどではないが河床低下が確認できる。これは荒締切部から氾濫域に向かう氾濫流により洗掘したものと考えられる。

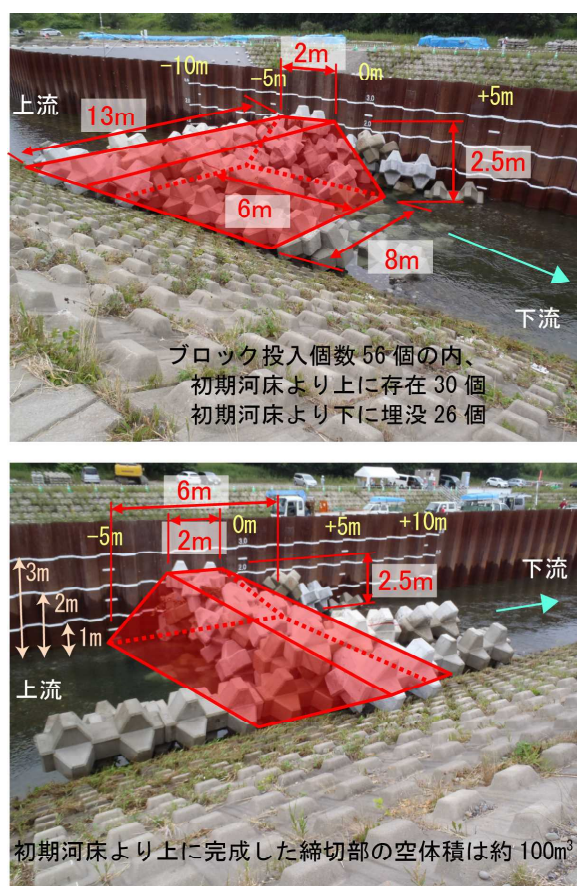


図-7 荒締切の完成形状

(4) 締切完成形状

図-7に締切完成後の形状を示す。完成した締切高は2.5m程度であり河床の最大洗掘深と同程度であった。また投入したブロック56個に対して河床より上に存在したブロックは30個程度、河床以下26個程度であった。今回の実験では投入した個数の半分程度は締切高に寄与せず埋没していたと考えられ、荒締切実施に必要なブロック数を備蓄するにあたってはこのようなロス率も見込んだ計画準備を立てる重要性を示唆するものである。また投入地点の河床低下を抑制しつつ荒締切を進めることが出来れば、効率的な荒締切につながる可能性がある。

今回の実験では碎石等による間詰めを行っていないがブロック通しがかみ合うことで高さの確保が出来ており、荒締切の空体積100m³程度に対して河床上にあるブロックは30個程度と、空隙が目立っている(空隙率70%程度)。実災害時にはブロックを投入したのちに、碎石や土砂を用いて間詰めを行い、その上を重機が前進して荒締切を進めていくが¹⁰⁾、荒締切部に重機がのって安全に作業が可能かなど、オペレーションも念頭においた検討が不可欠である。

4. まとめ

本資料では破堤開口部を締切の際に生じる現象把握を目的に、実物大規模の千代田実験水路において実際の重機、水防資材を用いた荒締切工の基礎実験を行い、これより次のことが明らかとなった。

- 1) 重機の作業足場の条件が良く、且つブロックが計画通りに被災箇所周辺まで運搬ができれば、3～4分毎にブロックを投入することが可能である。
- 2) ブロックを投入し開口部が狭まり荒締切が進むにつれ、流速の上昇や流向の変化が生じたことから、状況に応じたブロック投入位置の選定や、ブロックの転動などにも留意する必要がある。
- 3) ブロック投入の初期段階から河床低下が生じ、最終的には荒締切の仕上がり形状高と同程度の河床洗掘が確認された。これは荒締切に必要な水防資材の備蓄には、河床への埋没などのロス率も見込んだ計画準備を立てることが重要であることを示唆している。また河床洗掘を抑制しながら荒締切を進めるような工夫が出来れば、効果的で効率的な荒締切につながる可能性を示唆するものである。

今回の実験では想定した破堤開口幅は8mと、その幅は非常に狭いものであった。実災害時には破堤開口幅が数10mから100mを超えるような場合も想定される。このような条件の中、効率的に荒締切を進める手順等を検証するとともに、荒締切に伴い氾濫流量が低減し、少しでも減災に寄与できるような検討を進めていく予定である。

併せて今回は重機の足場が良好な条件であったため、不安定な条件、荒締切の上を前進できるかなどの検証も必要であり、これらは実物大規模のメリットを活かし千代田実験水路を活用することを考えている。

謝辞：本実験を行うにあたり、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会と同検討会より、多くの助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) IPCC 第5次評価報告書統合報告書製作決定者向け要約，文科省・経産省・気象庁・環境省，2015。
- 2) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について（答申），国土交通省，2015。
- 3) 吉川勝秀：河川堤防学，技報堂出版，pp.98，2008。
- 4) 鬼怒川堤防調査委員会，関東地方整備局，2015。
- 5) 例えば，台風10号による大雨洪水で決壊した鬼怒川の堤防被災調査速報，(国法)土木研究所寒地土木研究所，活動情報Case10，<http://www.ceri.go.jp/contents/about/about08.html>
- 6) 飛田大輔・柏谷和久・柿沼孝治・島田友典・伊藤幸義：河川堤防の締切工に関する簡易模型実験，土木学会年次学術講演会概要集，第70回，II-12，2015。
- 7) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅過程に関する実験報告書：国土交通省北海道開発局，土木研究所寒地土木研究

- 所, 2012.
- 8) 島田友典, 前田俊一, 柏谷和久, 飛田大輔, 伊藤幸義, 横濱秀明: 根固ブロックを用いた破堤氾濫流量抑制の基礎実験, 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム講演概要集, 第3回, I-4, 2015.
- 9) 島田友典, 飛田大輔, 前田俊一, 柏谷和久, 横濱秀明: 千代田実験水路における破堤拡幅進行時の氾濫流量抑制実験, 土木学会論文集 B1(水工学), vol72, No.4, I_1159-1164, 2016.
- 10) (財)国土技術研究センター: 堤防決壊時の緊急対策技術資料(案)
- 11) 北陸地方整備局北陸技術事務所: 異形ブロック投入安全装置の開発, <http://www.hrr.mlit.go.jp/hokugi/file/tec-box/hokugi-outcome/13-kasen-burokku.pdf>
- 12) 島田友典, 渡邊康玄, 横山洋, 辻珠希: 千代田実験水路における横断堤越水破堤実験, 土木学会論文集, 第53巻, pp.871-876, 2009.

石狩川上流の河床低下対策に関する 岩盤洗掘を考慮した大型模型実験について

山口 昌志¹・笹谷 佑人²・八十嶋 邦英³

¹北海道開発局 旭川開発建設部 旭川河川事務所 計画課 (〒079-8411 旭川市永山1条21-3-21)

²北海道開発局 旭川開発建設部 旭川河川事務所 第1工務課 (〒079-8411 旭川市永山1条21-3-21)

³北海道開発局 釧路開発建設部 治水課 (〒085-8551 釧路市幸町10-3)

旭川市を貫流する石狩川上流域において、近年河床低下の進行による護岸機能の低下や橋脚への影響が懸念されており、対策工について模型実験を行い効果を検証してきた。

過年度の実験結果から効果検証には、岩盤露出後の洗掘現象の把握が必要であることが判明した。岩盤を固定床とした実験では岩盤洗掘の影響把握が困難なことから、全国的にも例のない岩盤洗掘を再現できる河床を制作して実験を行い、対策工の効果について検証した。

キーワード：河床低下対策，水力模型実験，岩盤洗掘

1. はじめに

近年、石狩川上流のKPI57～166区間(図-1)では河床低下が進行しており、既設護岸の機能喪失や橋脚の安定性低下が懸念されている^{1), 2)}。さらに河床低下の進行に伴い河床砂礫が流出し、岩盤の露出が確認されている(図-2)。当該区間においてはサケの遡上が確認されている³⁾ことから、河床低下により岩盤露出面積が増大するとサケの産卵適地が減少することも懸念される。そのため、当該区間では河床低下を抑制し、砂礫床河川を復元することが課題となっており、対策手法について検討を行っているところである。

河床低下の対策手法については、河床変動計算などを行い、低水路拡幅及び土砂を利用した岩盤被覆による対策が効果的であることを確認したが⁴⁾、2次元流れや河床変動、様々な流況などの場合について、より明確に現象を把握するため、2012年度から大型模型実験を実施している(表-1)。

2014年度の大規模模型実験⁵⁾は、対策工による露岩減少効果をみるのが主目的だったので、岩盤を模した固化モルタル上に砂を敷いて行った。このため岩盤洗掘は再現出来ず、以下の点が課題として残った。

- ・岩盤洗掘が進行し、滞筋化(露岩が拡大)するか否か
- ・岩盤洗掘後に砂礫が露岩部に再堆積するか否か
- ・露岩しても流砂が流れず岩盤洗掘が進行しないか否か

2015年度実験では、岩盤に貧配合モルタル(以下、「軟岩モルタル」という。)を用いて洗掘条件とし、上記課題を明らかにし、2013年度実験⁴⁾及び2014年度実験⁵⁾において選定された対策工の有効性について再検証するものである。



図-1 河床低下区間の位置



図-2 河床に岩盤が露出している様子(KPI62.2付近左岸)

表-1 過年度の実験

年度	目的	検証内容
2012	模型製作・模型の検証	・模型設計および模型製作
2013	模型の再現性の再検証 複合対策の効果検証 対策工の洪水時安全性の検証	・2012年度実験における課題の解消 ・複合対策(低水路拡幅+岩盤被覆+帯工)の効果・影響の検証 ・定常流及び非定常流での効果の違いを検証
2014	河岸露岩対策の選定 河川環境及び洪水時安定性検証 段階施工時の効果検証	・河岸露岩対策(巨礫、ネット、水制)の選定 ・魚類移動経路の確保検証 ・洪水時安定性の検証 ・対策工2年目完了時を想定した段階施工時の効果検証

2. 2015年度大型模型実験について

(1) 軟岩モルタルの配合を決める予備実験について

大型模型実験による検証上、現地における軟岩洗掘の再現性確保が重要となる。軟岩モルタルの配合比を選定するため、セメントと砂の配合比を2種類制作して予備実験し、2011年度に行われた現地の軟岩洗掘実験⁶⁾（以下、「現地軟岩実験」という。）と比較した。

a) 予備実験条件

予備実験条件は、過去の大型模型実験を参考にして表-2に示す通りとした。単位幅流砂量は、現地軟岩実験と同様に平衡流砂量の50%とした。セメント：砂：水の配合比は、1：200：33.0（ケース1）と1：150：24.8（ケース2）の2パターンで実験を行った。

b) 予備実験結果

実験状況の写真を図-3に示す。時間の経過とともに複数の筋が縦断的に発達し、ある程度深く洗掘した筋の底部が砂礫によって被覆されていることが確認できた。

洗掘速度 D については井上⁹⁾により流砂の粒径 d 、無次元流砂量 qb^* （ $=qb/\sqrt{sgd^3}$ ）、及び流速 V との関係が明らかになっており、今回予備実験の結果を、現地軟岩実験の関係図にプロットし図-4に示す。

表-2 予備実験条件

項目	実験条件
水路幅B	0.9m
実験流量Q	10.0ℓ/s
単位幅流量q	11.1ℓ/s/m
水深h	3.0cm
粒径d	1.18mm
河床勾配I	1/300
無次元掃流力 τ_*	0.051
単位幅給砂量qb	平衡流砂量の50%
実験時間	15時間
河床形態	交互砂州
軟岩条件(セメント：砂の比)	1：200 および 1：150



図-3 予備実験状況（ケース1）

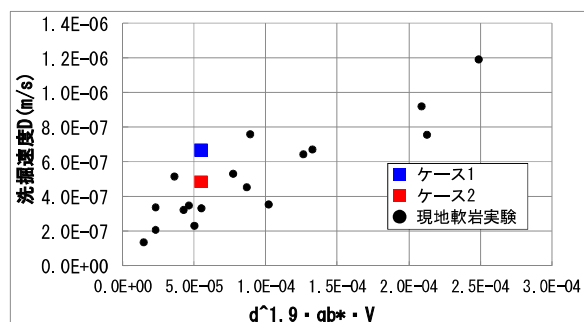


図-4 現地水路実験と予備実験の洗掘速度の比較

ケース2が現地軟岩の洗掘速度に近い値を示していることから、軟岩モルタルのセメント、砂、水の配合比を1：150：24.8として型模型実験を行うこととした。

(2) 大型模型実験について

a) 対策工と既往模型実験について

対策工は、図-5に示すように低水路を掘削拡幅し、軟岩洗掘箇所を砂礫で埋め戻し、更に低水路全幅にわたり砂礫を一定厚さ敷均すものである。既往実験では、拡幅の効果が検証されたが、一部の河岸際で露岩が連続することがわかった。その対策として粒径150～350mmの巨礫を一定割合混合して被覆することが有効とわかった。

b) 実験ケースについて

2014年度実験で効果的な対策工案とされた低水路拡幅および砂礫による岩盤被覆と併せて覆礫土砂に巨礫を35%混合し、河岸から30m幅で施工する案「低水路拡幅＋覆礫50cm＋巨礫」（図-6）について、岩盤洗掘を考慮した場合の対策工としての有効性の検証を行った（以下、「基本ケース」という。）。また、巨礫の有無による事象の相違を確認するため、図-7に示すようにKPI61付近の左岸側に巨礫を配置しな

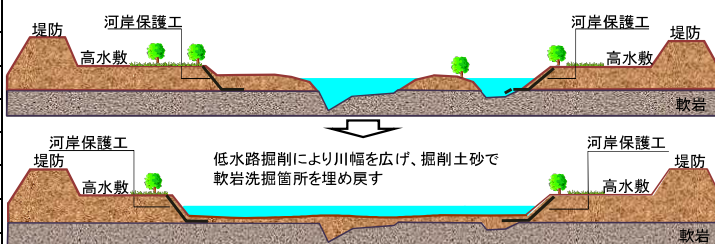


図-5 河床低下対策工

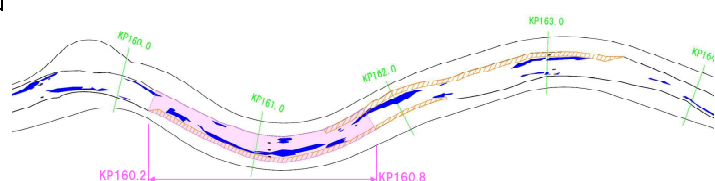


図-6 対策工（基本ケース）

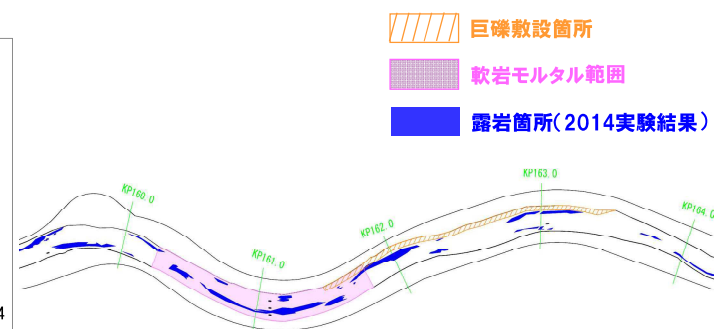


図-7 対策工（左岸側巨礫無し）

い場合についても実験した(以下、「左岸側巨礫無し」という.)。

c)軟岩モルタルの範囲について

軟岩モルタルの打設範囲は、2014年度大型模型実験で連続した露岩が確認されたKP160.2～161.8における局所的な岩盤洗掘を検証する範囲として設定した。

d)実験条件について

模型の諸元は、田中ら⁴⁾と同じである。実験条件は、表-4に示す通りで数字は現地換算である。流量条件は、図-8に示すように平均年最大流量を15時間(流砂量換算で約30年間に相当)通水し、近年で比較的大きな出水であった2011年洪水を通水した後、2011年洪水で受けたインパクトがその後どのように推移するかを確認するため、再度平均年最大流量を5時間通水した。

各流量通水後に通水を一時停止して河床計測を行い、最初の15時間の平均年最大流量については、開始8時間後に写真やスケッチによる簡易な計測を行った。また、横断観測はKP157～KP167間で行い、1時間毎の河床高の定点観測を湾曲部の3断面(KP161.2,161.0,160.8)で行った。

3. 実験結果

(1) 実験状況について

図-9に基本ケースにおけるKP161.6付近の通水前から実験終了後までの状況写真を示す。

軟岩モルタルの範囲内では実験を通して巨礫の敷設箇所での露岩は確認されなかった。

平均年最大流量15時間通水後、左右岸ともに巨礫の内岸側において縦断的な露岩が確認されたが、2011年洪水以降には、砂礫が露岩部に再堆積し露岩が解消されている箇所が確認できた。

(2) 露岩状況について

2014年度実験および今回(基本ケース)の各流量通水後の露岩面積を図-10に示す。基本ケースにおいて、露岩面積は平均年最大流量通水15時間後までは88,425m²にまで拡大していたが、その後再堆積し、実験終了後には65,650m²まで減少したことが確認できた。

また、2014年度実験で課題とされたKP161付近の左岸側における連続化した露岩が、基本ケースでは再堆積により連続化しない結果であったことから、河岸際の連続した露岩は、基本ケースにより抑制されることが確認できた。

(3) 岩盤洗掘の進行について

基本ケースの軟岩モルタル敷設範囲の洗掘深は、巨礫

表-4 2015年度実験条件

項目	実験条件
河床形状	2011年9月洪水後河床(2011.9～2013.7測量)
河床材料	d ₈₀ =59mm(1996年、2011年調査結果より)
流況	①定常流+②非定常流+③定常流
流量	①平均年最大流量(Q=630m ³ /s) 15時間 ②2011年9月洪水(ピークQ=1,286m ³ /s) 既往4位洪水 ③平均年最大流量(Q=630m ³ /s) 5時間
基本対策工	低水路拡幅+岩盤被覆(=岩盤高+50cm)
河岸際対策	巨礫(粒径150～350mmを35%混合)の有りと無し

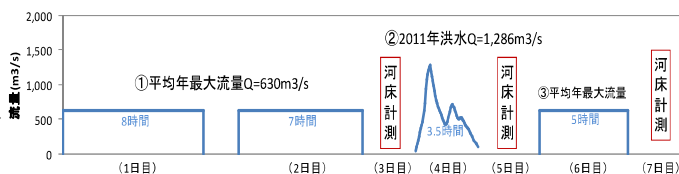


図-8 流量条件(現地換算)

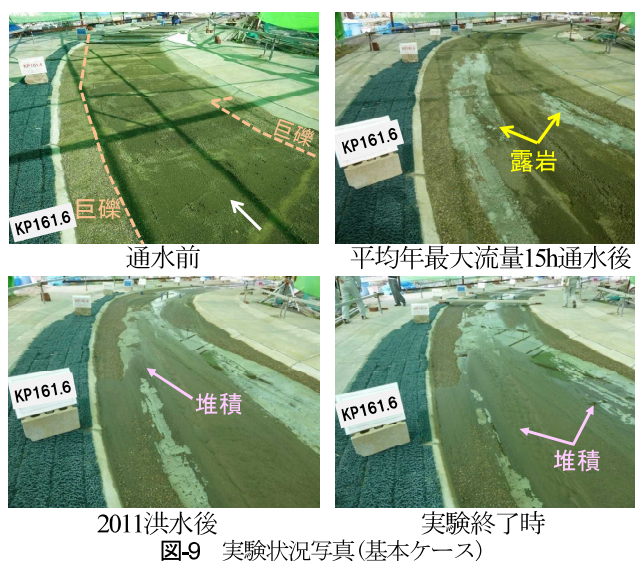
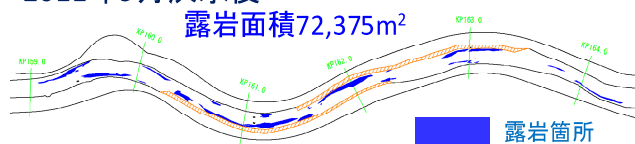


図-9 実験状況写真(基本ケース)

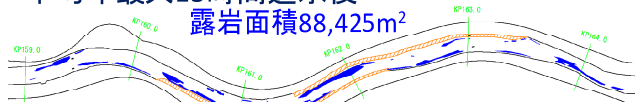
◆2014年度実験

・2011年9月洪水後

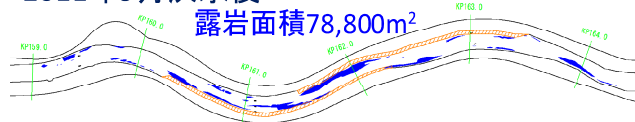


◆2015年度実験

・平均年最大15時間通水後



・2011年9月洪水後



・平均年最大5時間通水後

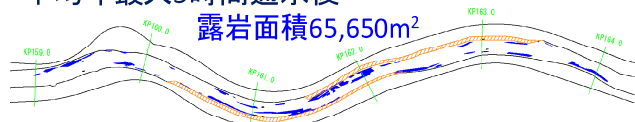


図-10 露岩面積(基本ケースと2014年度実験)

の内岸側で概ね0.2～0.8mであり、巨礫部における岩盤洗掘は発生しない結果となった。なお、数字（時間を除く）は現地換算値であり、以下同様とする。

河道が直線部となっている区間（KP160.4付近）の状況写真およびKP160.4の横断図を図-11に示す。直線部では、巨礫の内岸側で0.8m程度岩盤洗掘するものの、最終的には、砂礫が堆積する傾向にあることが確認された。これは流砂によって河床に筋状の岩盤洗掘が発生し、複数の筋底部が形成されることで粗度が上がり、砂礫が再堆積して岩盤洗掘の進行・滞筋化が抑制されたためであると考えられる。

湾曲部となっている区間（KP161.0付近）の状況写真およびKP161.0の横断図を図-12に示す。平均年最大流量15時間通水後に巨礫の内岸側で露岩が確認され（図中赤丸）、実験終了後まで露岩したままであったが、岩盤洗掘は発生していない。湾曲部外岸は、流砂がほとんど流れない区間であることが確認され、そのため当該箇所では露岩後に岩盤洗掘が発生しなかったと考えられる。

（4）左岸側巨礫無しの場合の実験結果について

実験状況写真および各流量通水後の露岩状況を図-13、図-14に示す。全体の露岩面積は平均年最大流量15時間通水後で約10万㎡であり、その後も露岩面積はほとんど変化していない。

また、KP161付近左岸には平均年最大流量15時間通水後には連続した露岩が確認され、実験終了時まで再堆積せずに露岩が連続した状態であった。

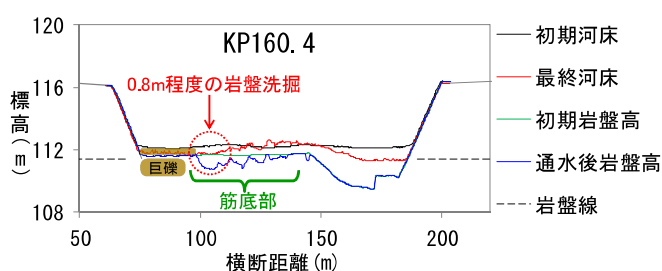


図-11 岩盤洗掘の状況（KP160.4付近）

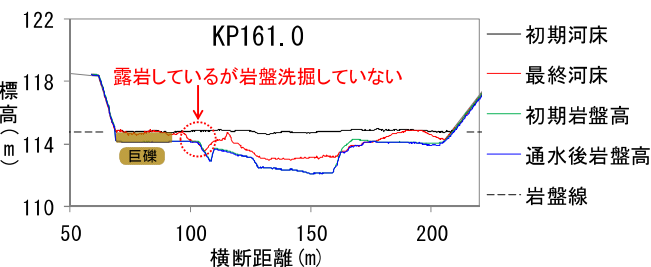
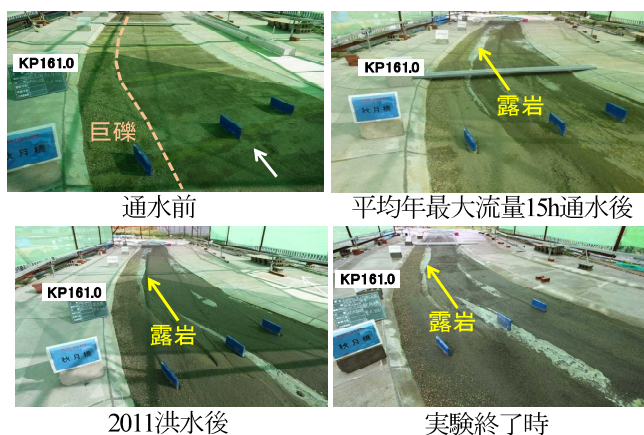
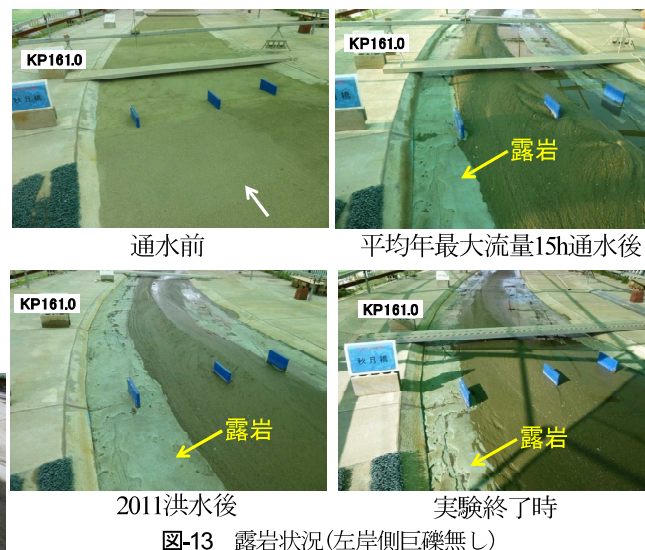
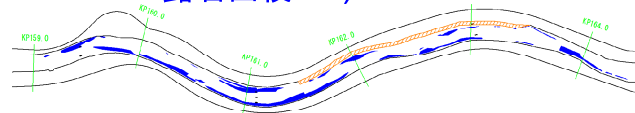


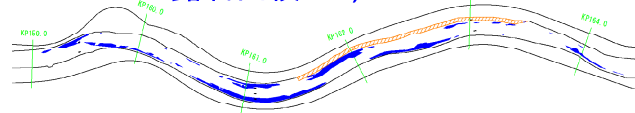
図-12 岩盤洗掘の状況（KP161.0付近）



・平均年最大15時間通水後
露岩面積109,150㎡



・2011年9月洪水後
露岩面積102,200㎡



・平均年最大5時間通水後
露岩面積102,650㎡

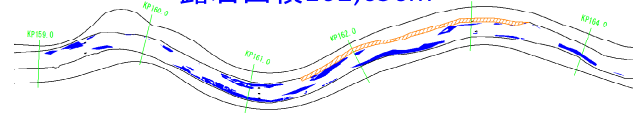


図-14 露岩状況（左岸側巨礫無し）

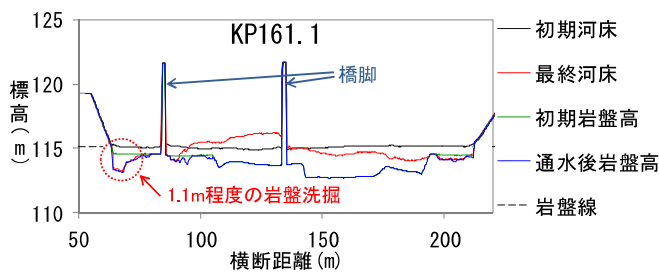


図-15 横断面図 (KP161.1)

KP161付近の横断面図を図-15に示す。河岸際において覆礫が流出した際に発生したと思われる1.1m程度の岩盤洗掘が確認された。低水路法尻のため、護岸基礎ブロックの倒壊など、河川管理施設の安定性への問題が生じる可能性がある。

5. まとめ

本実験では2013年度・2014年度実験の2カ年の実験結果から抽出された課題に対応すべく、岩盤洗掘を再現した軟岩モルタルを製作して実験し、過年度実験より選定された対策工の有効性を検証した。

2015年度に行った軟岩モルタルを敷設した移動床の実験結果から、「岩盤洗掘が進行し、滯筋化(露岩が拡大)するか否か」「岩盤洗掘後に砂礫が露岩部に再堆積するか否か」「露岩しても流砂が流れず岩盤洗掘が進行しないか否か」という課題に対して以下のとおり結論を得た。

- 流砂によって河床に筋状の岩盤洗掘が発生するが、複数の筋底部が形成されることで粗度が上がり、砂礫が再堆積して岩盤洗掘の進行・滯筋化が抑制された。
- 流砂がほとんど流れない区間については、露岩後に岩盤洗掘が発生しなかった。

以上から、軟岩河床河川の河床低下対策工としては、低水路の掘削拡幅、軟岩床の覆礫、低水路砂礫の敷均しが、また、河岸際の局所的な露岩対策としては、覆礫材への巨礫混合が有効であることが確認できた。

左岸側巨礫無しの実験ケースでは、露岩面積が大きく、河岸際の露岩と岩盤洗掘が確認され、河川管理施設の安全性が懸念されることから河岸際の局所洗掘対策として、覆礫材への巨礫混合が有効であることが確認できた。

今後は施工後モニタリングにより露岩や岩盤洗掘状況を確認し、露岩や岩盤洗掘のメカニズムや進行プロセスを考慮した管理水準を導入して順応的管理を行う必要があり、河床低下現象のより一層の解明が必要である。

謝辞. 本研究にあたって、石狩川上流河道管理ワーキング委員の皆様にご助言を頂きました。ここに期して謝意を表します

参考文献

- 1) 松本勝治, 田代隆志, 根元深: 石狩川上流における河床低下について, 第 52 回(2008 年度)北海道開発技術研究発表会.
- 2) 松本勝治, 森田共胤, 根元深: 石狩川上流における河床低下について, 第 53 回(2009 年度)北海道開発技術研究発表会.
- 3) 北海道開発局旭川開発建設部: 石狩川上流のサケ遡上の状況について,
http://www.as.hkd.mlit.go.jp/chisui04/tyubetu_kawadukuri/pdf/sake_sojoyo.pdf
- 4) 田中雅基, 米元光明, 佐藤貴弘: 石狩川上流の河床低下対策に関する大型模型実験による検証について, 第 56 回(2012 年度)北海道開発技術研究発表会.
- 5) 柴田宙, 佐藤貴弘, 八十嶋邦英: 石狩川上流の河床低下対策に関する大型模型実験による検証について(第 2 報), 第 58 回(2014 年度)北海道開発技術研究発表会.
- 6) 井上卓也, 泉典洋, 米元光明, 旭一岳: 軟岩上の限界掃流力と軟岩の洗掘速度に関する実験, 河川技術論文集, 第 17 巻, 2011 年 7 月発行.

三笠ぽんべつダム基礎岩盤における ゆるみ岩盤の解析手法

山内 洋志¹・赤坂 友二¹・今村 仁紀¹・矢萩 昭典²

¹北海道開発局 札幌開発建設部 幾春別川ダム建設事業所 (〒068-2113 北海道三笠市幾春別山手町91-1)

²北海道開発局 旭川開発建設部 サンルダム建設事業所 (〒098-1205 北海道上川郡下川町西町68)

硬質な岩盤を基礎とするダムサイトの中には、応力開放によるシーティングジョイント等の節理の発達で地表付近の岩盤にゆるみが生じ、ダムの建設上問題となる場合がある。三笠ぽんべつダムサイトにおいても、硬質な堆積岩が分布しており、特徴的な節理が発達するゆるみ岩盤が見られる。本報告では、ダムの基礎掘削時にゆるみ岩盤が適切に除去されることを目的とした、当サイト固有の地質的特徴を踏まえたゆるみ解析手法について述べる。

キーワード：ゆるみ岩盤、地形性節理

1. はじめに

三笠ぽんべつダムは、石狩川水系幾春別川支川の奔別川に建設が進められている治水専用の流水型ダムである(図-1、表-1)。本ダムは、幾春別川総合開発事業として、桂沢ダムの再開発(新桂沢ダム)と併せて2ダム1事業で建設が進められており、新桂沢ダム建設時に発生するコンクリート用骨材に適さない低品質材を堤体材料に用いることが可能となることから、台形CSGダム型式として建設が進められている(図-2、表-1)。

本ダムサイトの基礎岩盤は、白亜紀堆積岩の硬質砂岩を主体とするが、応力解放に伴うシーティング節理が発達し、ゆるみ岩盤が地表付近に厚く分布している。このため、堤体の安全性(滑動抵抗、堤体の必要強度)の観点から、ダムの基礎はゆるみ岩盤を確実に除去することが重要である。

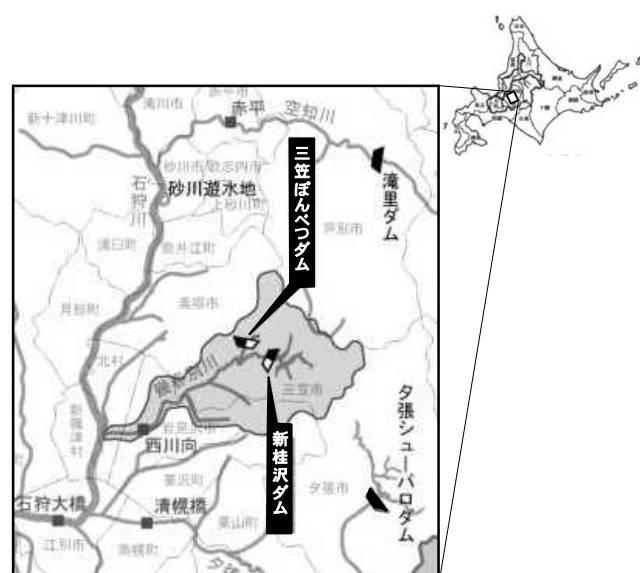


図-1 三笠ぽんべつダム位置図

表-1 三笠ぽんべつダムの計画概要

三笠ぽんべつダム		
堤体	位 置	北海道三笠市奔別地先
	型 式	台形CSGダム
	堤 高	53.0m
	堤 頂 長	160.0m
	堤 体 積	214,200m ³
	堤頂標高	EL. 183.0m
	非越流部標高	EL. 182.7m
貯水池	堤体上下流面勾配	上流面 1:0.8 下流面 1:0.8
	堤 頂 幅	8.0m
	集水面積	35.4km ²
	湛水面積	0.55km ²
	設計洪水水位	EL. 181.7m
洪水調節計画	サーチャージ水位	EL. 179.2m
	総貯水容量	8,620,000m ³
	有効貯水容量	8,500,000m ³
	洪水調節方式	自然調節方式
	計画高水流量	370m ³ /s
	流入ピーク時放流量	30m ³ /s

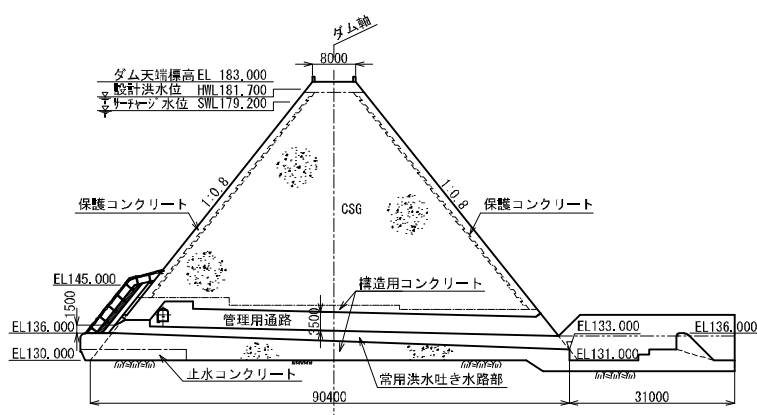


図-2 三笠ぽんべつダム標準断面図(常用洪水吐き)

2. 本ダムサイトにみられるゆるみ岩盤の特徴

(1) ダムサイトの地形地質

ダムサイトはV字谷を呈し、EL. 160m 以上は両岸斜面とも傾斜 35° 程度の一様な斜面を形成している（写真-1、図-3）。河床から 20m 高い位置には緩斜面が確認され、段丘堆積物が分布している。斜面にはゆるみに伴い崖錐化した 50 cm 以下の角礫が多数分布し、稀に 2m 以上の巨礫も確認される。

ダムサイトの地質は硬質砂岩を主体とする白亜紀の堆積岩から構成され、厚さ数 m の泥岩および砂質シルト岩を挟在する。砂岩層の基底にはしばしば礫岩を含む。地質構造は南北（左右岸）走向、西（下流側）に 70° 程度傾斜する同斜構造である（図-4）。

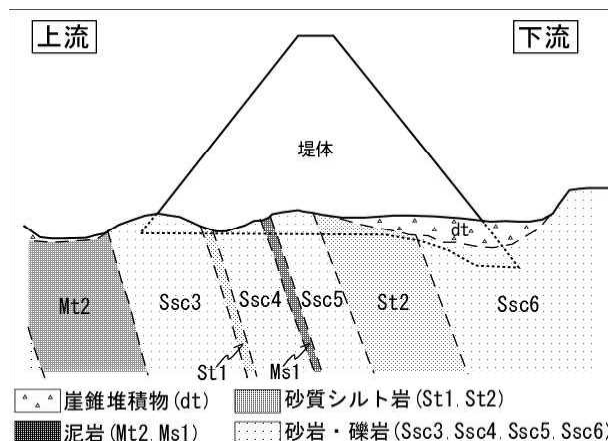


図-4 模式地質断面図

(2) ゆるみ岩盤の特徴

本ダムサイトに見られるゆるみ岩盤は、斜面の応力解放により地形に平行なシーティング節理（本ダムでは地形性節理と呼ぶ）が発達し、重力によって斜面下方へ変形することで形成された。このゆるみ岩盤に見られる特徴は、斜面に対し差し目方向の節理（山差し傾斜の節理）の存在や割れ目の大幅な開口、ブロック化した岩盤の回転などがある（図-5、写真-2）。

本ダムサイトのゆるみ岩盤に関連が深い地形性節理の形成要因は、河川の下刻に伴う斜面の応力解放と考えられる。地形性節理の特徴を以下に示す。



写真-1 ダムサイトの地形（下流側より望む）

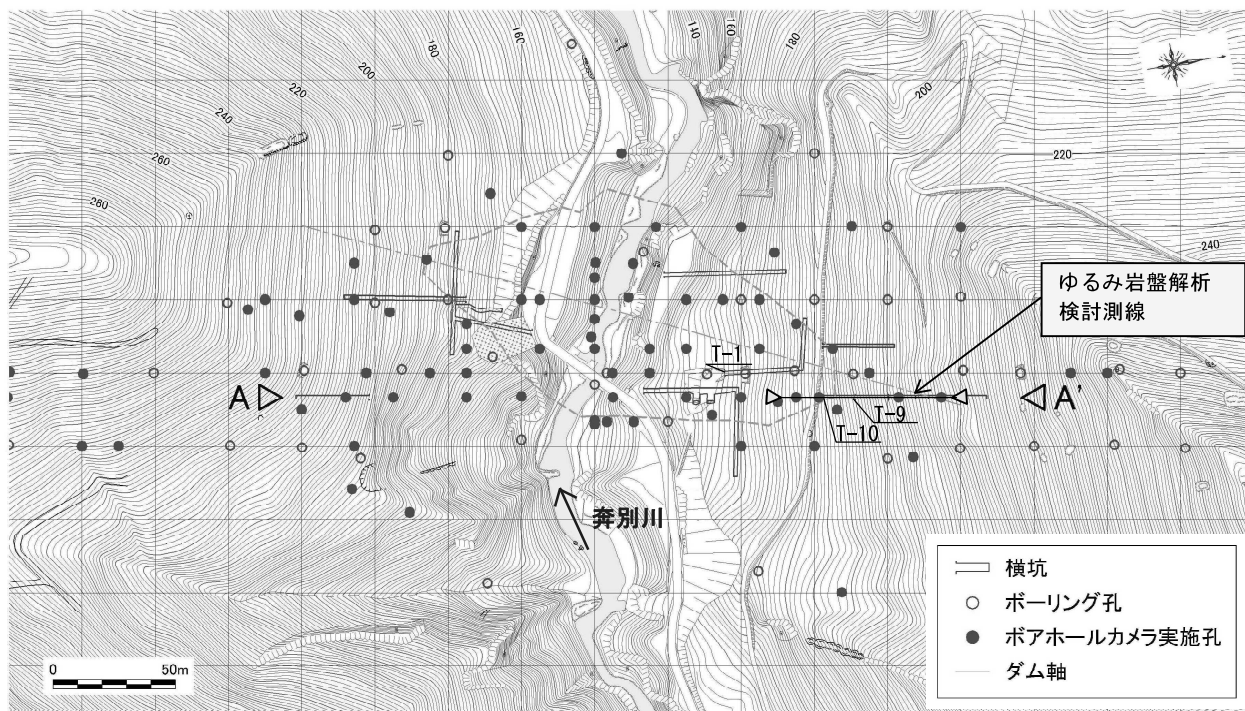


図-3 三笠ぼんべつダムサイトの地形図（A-A' 断面は図-9 に示す）

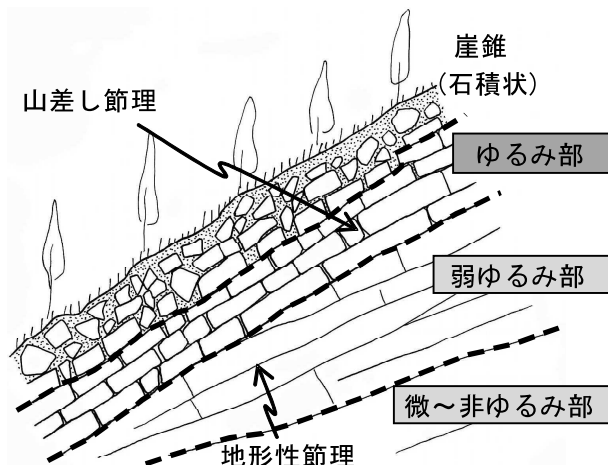


図-5 斜面部のゆるみ岩盤の概念図



写真-2 露頭におけるゆるみ部の状況

- ・伸張性節理である。
- ・地形に対して調和的な走向傾斜をしている。河床部で低角、斜面部で急になる。
- ・1つの褐色酸化帯に2条以上の節理が認められ、節理群を形成する。節理群中の節理に挟まれた岩片はしばしばコアで岩片として採取される。
- ・節理はアンジュレーションがある。砂質岩にお

いて乗移りや分岐等の形態を示す場合がある。
・岩相によって節理の連続性が異なり、砂質岩では比較的連続性が良いが、泥質岩では不連続となる。断層でも不連続となる。

3. ゆるみ岩盤の検討

(1) ゆるみ岩盤の評価手法

本ダムサイトでは、多くのボアホールカメラ撮影が実施されており(図-3)、ゆるみ岩盤の評価は画像解析から得られる開口量を指標とした一般的な手法¹⁾でゆるみ区分ができることが期待された。しかし、ゆるみ岩盤検討を目的とした横坑(T-10)で、掘削前に実施した水平ボーリング(ボアホールカメラ解析)で開口と計測された節理が、横坑の坑壁ではシート片を挟在する密着節理として確認され、調査手法の違いで開口量情報が異なることが報告された²⁾。よって、ボアホールカメラ解析による開口量測定結果をゆるみ岩盤の把握にそのまま用いることは、過大な評価につながると懸念された。そこで、ゆるみ岩盤の把握は、開口量以外の指標も加えた、ゆるみ岩盤の解析が必要となった。

(2) ゆるみ岩盤解析

ゆるみ岩盤の性状は調査横坑において最も正確に把握できる。本サイトの右岸側には横坑がほぼ直線状に配置されており、ゆるみ岩盤を検討するのに適している。

そこで、本ダムサイトのゆるみ岩盤の把握は、同一断面上に位置する3本の横坑(T-1、9、10)から判断されるゆるみ区分と横坑周辺にあるボーリング情報(ボーリングコア観察およびボアホールカメラの情報)を対比して、ボーリング情報を用いたゆるみ岩盤解析の手法を検討した。図-6に解析のな

表-2 ゆるみ判断指標候補とゆるみ区分(T-10横坑)

T-10 (下流壁 写真 真)																							
ゆるみ (T-10 判断 断10 指標坑 候補)	区分	坑口側					境界	横坑中央部										境界	横坑深部				
	節理の開口量と連続性	10mm以上の開口節理が連続性をもって分布					12.5m	数mmの開口は認められるが、その開口は不連続										19m	節理の開口は認められない				
	節理の傾斜	地形性節理、山差し傾斜節理が分布					12.5m	地形性節理のみ分布															
	節理頻度	・4〜7本/1m程度					9m	・2〜4本/1m程度 ・最大で5本/1m										19m	・2本/1m以下 ・0本/1mもあり				
	風化褐色化	ほぼ完全に褐色化している					12m	節理の周辺部で褐色化している										19m	新鮮部 (一部節理沿いに褐色化)				
ゆるみ 区分	区分	ゆるみ部					弱ゆるみ部										微〜非ゆるみ部						
	内容	地形性節理、山差し傾斜の節理がランダムに発達し、開口・連続している場合が多い。中には10mm以上開口している節理もある。全体的に褐色化している。節理の開口やずれによる変形を伴い、岩塊状を呈する。					地形性節理が概ね2〜5本/m程度で発達する。山差し節理の分布はほとんど確認されない。節理の開口は稀に見られるが、その連続性はない。新鮮部と褐色部が混在する。節理の開口が限定的で、明瞭な変形を伴わず、岩盤としての状態を呈する。										地形性節理は概ね0〜3本/m程度。節理は密着している。新鮮部が広く分布する。良好な岩盤状態を呈する。						

がれを示す。

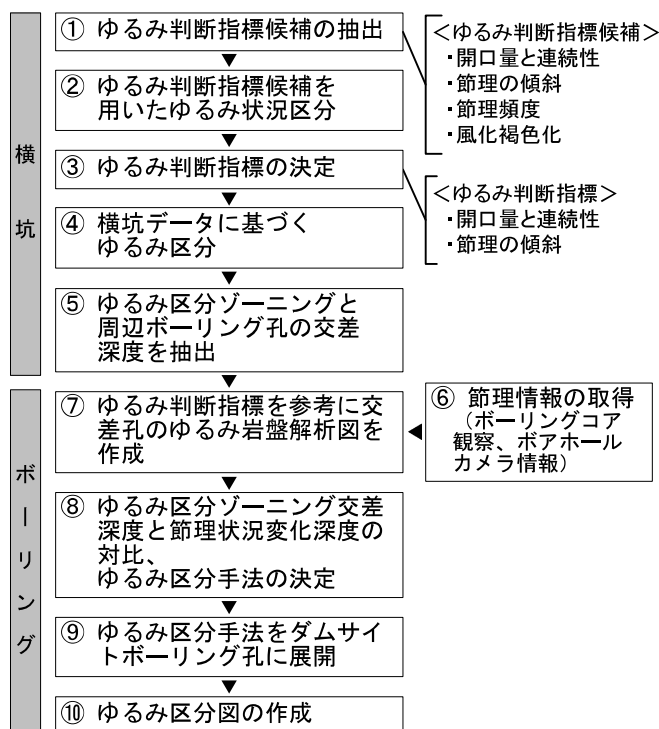


図-6 ゆるみ岩盤解析のながれ

①ゆるみ判断指標候補の抽出

ゆるみ岩盤解析用に掘削されたT-10 横坑の坑壁状態を基に、ゆるみ判断指標候補を抽出し、坑壁の状況を整理した(表-2)。その結果、抽出した「節理の開口量と連続性」、「節理の傾斜」、「節理頻度」、「風化褐色化」は概ね同一深度で特徴的な傾向を有していることが判明したため(表-2)、ゆるみの判断指標になり得ると判断した。

②ゆるみ判断指標候補を用いたゆるみ状況区分

上記の4 指標候補を基にゆるみ状況を検討した結果、基礎岩盤のゆるみ状況は大きく3 つに区分された(表-2)。ここで、弱ゆるみ部、微～非ゆるみ部は岩盤としての状態を呈しており、台形CSGダムの基礎岩盤になりうると判断した。

③ゆるみ判断指標の決定

ゆるみ判断指標候補およびゆるみ状況区分について、他の横坑(T-1、9)に適用し、ゆるみの状況把握を行った。その結果、両横坑についてもT-10横坑と同様に、「節理の開口量と連続性」、「節理の傾斜(山差し傾斜の分布)」において同一深度で特徴的な傾向を有し、ゆるみ状況を区分することができた。ただし「節理頻度」、「風化褐色化」については、横坑間で完全な一致が見られなかった。

そこで、ゆるみ判断指標を「節理の開口量と連続性」、「節理の傾斜(山差し傾斜の分布)」とし、「節理頻度」、「風化褐色化」については参考扱いとした。

④横坑データに基づくゆるみ区分

3 横坑(T-1、9、10)で得られたゆるみ区分深度を用い、地形に沿って、ゆるみ区分のゾーニングを行った(図-7)。

⑤ゆるみ区分ゾーニングと周辺ボーリング孔の交差深度を抽出

3 横坑で得られたゆるみ区分ゾーニング図を用いて、ゆるみ区分境界深度と周辺ボーリング孔との交差深度を抽出した(図-7)。

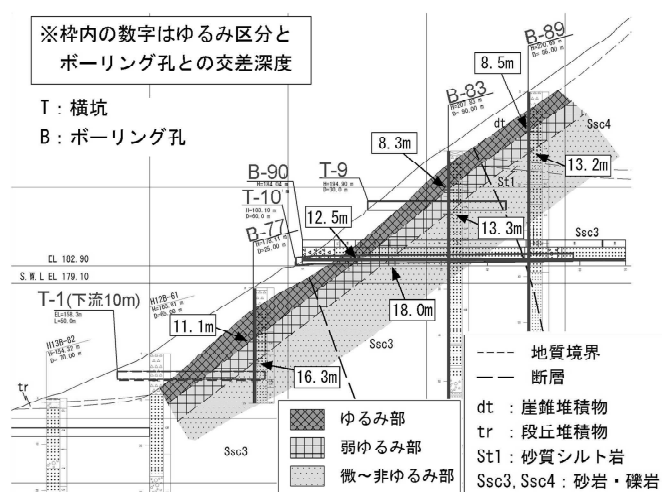


図-7 各ゆるみ区分境界と周辺ボーリング孔との交差深度図

⑥節理情報の取得

ボーリングコアの観察を行い、節理の傾斜、かみ合わせ、挟在物などの節理情報を記載した。また、ボアホールカメラ解析を実施し、節理の密着状況、挟在物等を記載した。両者の節理情報を対比し、表-3に基づいて節理毎に密着度の評価を行った。

表-3 観察手法の対比から判断される節理の密着度評価

節理の状況		コア観察での節理のかみ合わせ	
		かみ合う	かみ合わない
ボアホール画像解析での節理の状態	密着	密着節理	密着節理
	シート片挟在	密着節理	密着でない可能性がある節理
	開口	密着節理	開口の可能性が高い節理

＜⑦ゆるみ判断指標を参考に交差孔のゆるみ岩盤解析図を作成＞

交差孔を対象に、表-3 で評価した節理の内、ゆるみ岩盤に関係が深い「密着でない可能性がある節理」と「開口の可能性が高い節理」を抽出した。これらの節理を対象にボアホールカメラの情報を用いて、各ゆるみ判断指標で整理したゆるみ岩盤解析図を作成した。各指標において、節理状況が変化する深度を把握した(図-8)。

＜⑧ゆるみ区分ゾーニング交差深度と節理状況変化深度の対比、ゆるみ区分手法の決定＞

ゆるみ区分ゾーニング深度とボアホールカメラ

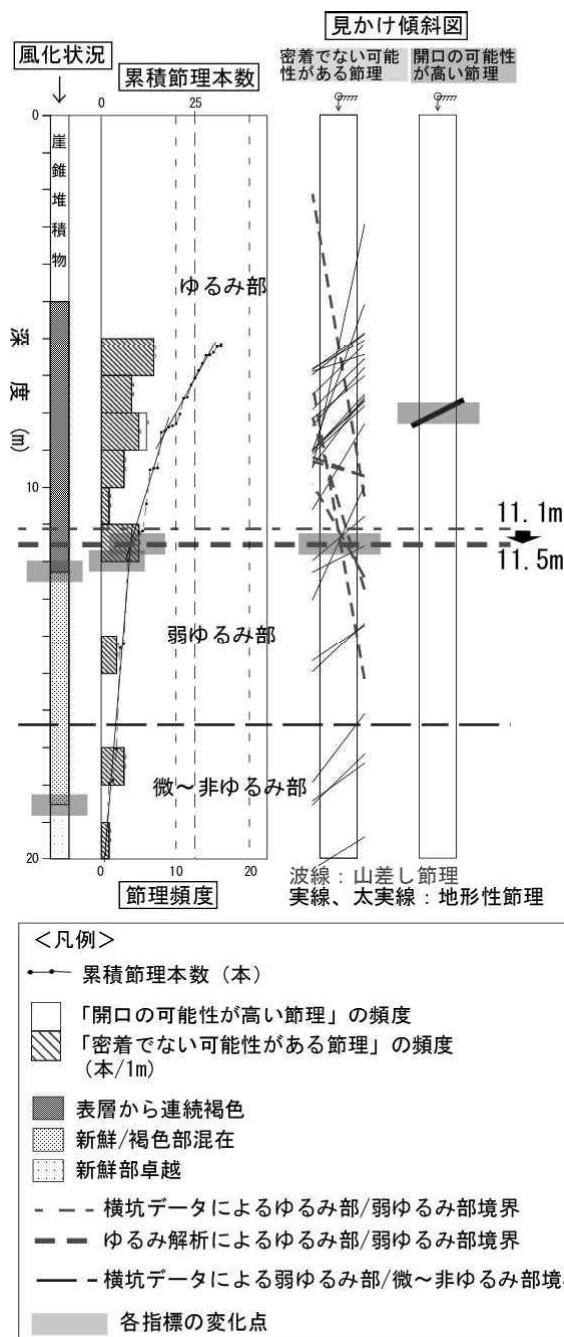


図-8 ゆるみ岩盤解析図の例 (B-77 孔)

の情報における節理状況の変化深度との対比を行った(図-8)。その結果、ゆるみ部／弱ゆるみ部の境界で、節理頻度、累積節理本数、見かけ傾斜図(山差し傾斜節理)の傾向変化点と概ね相関が確認された。特に「密着でない可能性がある節理」に見られる山差し傾斜節理の分布は、横坑においてもゆるみ部を判断する指標であり、優先的な判断指標となると考えられる。

また、「開口の可能性が高い節理」については、出現頻度は少ないがゆるみ部の範囲に分布している。

上述の判断指標は、ゆるみ岩盤解析測線上のボーリング孔（B-77、B-90、B-83、B-89）で横坑でのゆるみ区分ゾーニングと対応が見られ（表-4）、ゆるみ岩盤解析図を用いたゆるみ岩盤解析手法は、ゆるみ部を評価する上で有効と判断した。

＜⑨ゆるみ区分手法をダムサイトボーリング孔に展開＞

今回得られたゆるみ岩盤解析図を用いたゆるみ岩盤解析手法を、ボアホールカメラ撮影を実施した77孔のボーリングコアに適用した。ボアホールカメラ撮影を実施していない孔については、コア観察による節理のかみ合わせ状況や山差し節理の分布を参考として、ゆるみ部の範囲を推定した。

＜⑩ゆるみ区分図の作成＞

各孔のゆるみ岩盤解析結果を基に地形を考慮してゆるみ区分のゾーニングを行い、ゆるみ区分断面図を作成した（図-9）。

作成されたゆるみ区分断面図は、斜面部で厚いゆるみ部を形成しているのに対し、河床部では比較的ゆるみ部が薄い形状となっている。また、日射の影響を受けやすい北側斜面では、重力による斜面下方のクリープが進行し、厚い崖錐堆積物が分布する。上述のゆるみ岩盤の状況は、河川の下刻による浸食と斜面の応力解放に伴うゆるみの進行という地形発達史に調和的な分布を呈している。

4. まとめ

本ダムサイトにおけるゆるみ岩盤の把握には、従来のボアホールカメラ画像解析から得られる開口量に基づいた評価手法のみでは適切な評価が出来なかった。そこで、横坑観察結果から判断されたゆるみ区分を横坑周辺のボーリング情報（ボーリングコア観察およびボアホールカメラ情報）に対比し、各ゆるみ区分の境界深度でボーリング情報によるゆるみの評価指標の傾向変化を把握した。ゆるみ岩

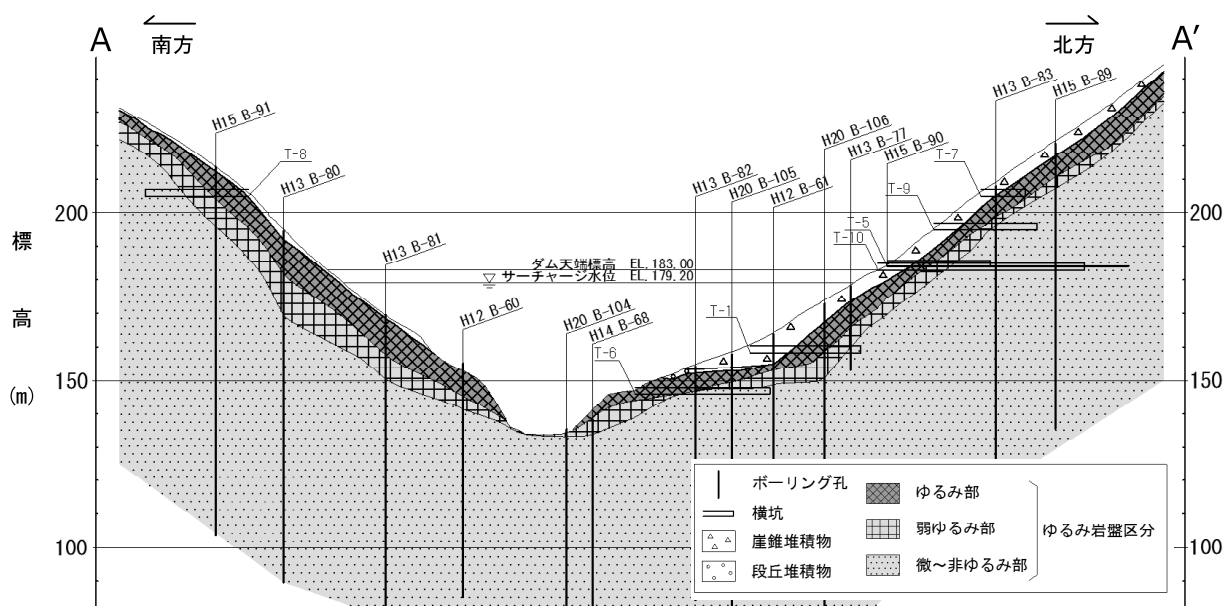


図-9 ゆるみ区分断面図 (図-3、A-A' 断面)

盤解析図において各指標で検討された傾向変化点は、横坑観察から判断されたゆるみ区分境界との対応が見られたため、本ダムサイトのゆるみ岩盤の把握が可能となった。

最後に、図-10 に各ゆるみ区分について、既往調査の予備載荷試験結果および孔内水平載荷試験結果を用いた弾性係数を整理した。ゆるみ部の弾性係数は、平均値で 600MPa 程度、最小値では 0MPa に近い値になっており、変形性が大きいことが確認された。一方、弱ゆるみ部の弾性係数は 700～4,000MPa 程度で平均値約 2,500MPa、微～非ゆるみ部で 2,500～6,000MPa 程度で平均値約 4,200MPa が得られている。

以上から、ゆるみ部は本ダムの基礎に適さないと考えられ、掘削対象となる。一方、弱ゆるみ部および微～非ゆるみ部は十分に基礎となり得る弾性係数が得られている。弱ゆるみ部および微～非ゆるみ部において極端に低い弾性係数の値がないことから、ゆるみ区分の評価が妥当であると考えられる。

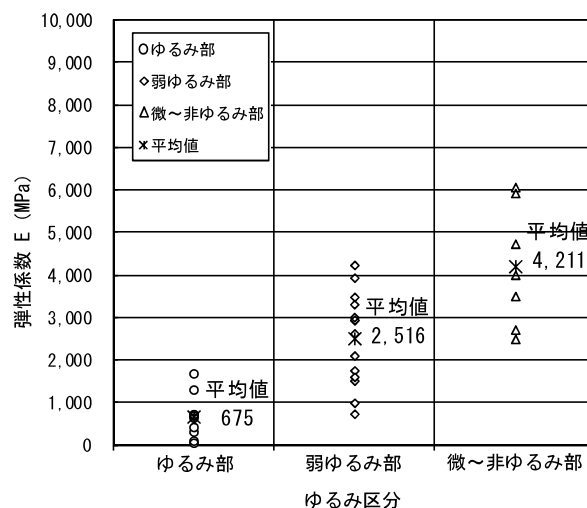


図-10 各ゆるみ区分の弾性係数

謝辞：国土技術政策総合研究所、(国) 土木研究所ならびに寒地土木研究所の関係者から評価手法及び評価内容に関する多数の助言を頂いた。ここに感謝の意を表したい。

5. おわりに

三笠ぼんべつダムでは、ダムの安全性に万全を期すために、基礎掘削面で岩盤状況を確認してゆるみ岩盤の評価を行い、ゆるみを確実に除去した岩盤をダムの基礎とする。今後、本体着工にむけて工事用道路等の整備を進める。工事用道路の切土法面においても岩盤状況が事前に確認できるため、実施工における基礎掘削面のゆるみ岩盤評価手法の立案にむけて、観察を実施して情報の蓄積を行う予定である。

参考文献

- 1) 佐々木靖人、片山弘憲、倉橋稔幸 (2005)：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案、ダム技術、No. 228、pp. 9-21
- 2) 人見美哉、山崎淳 (2006)：ボーリングコアを用いたゆるみ岩盤の評価手法～横坑掘削前に実施する水平ボーリングの有効性～、日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集、pp. 505-508

稚内港北防波堤ドームの現況調査結果 —全面改修後40年が経過した土木遺産—

佐々木 剛¹・千葉 俊夫²

¹北海道開発局 稚内開発建設部 稚内港湾事務所 (〒097-0001北海道稚内市末広4-5-33)

²北海道開発局 稚内開発建設部 築港課 (〒097-8527北海道稚内市末広5-6-1) .

稚内港北防波堤ドームは、北海道土木遺産、土木学会選奨土木遺産に選定され、昭和11年に築造された歴史的構造物である。昭和53年に全面改修されてから約40年が経過し、老朽化が顕在化してきたことから、平成26、27年の2カ年をかけて詳細な老朽化調査を行い、劣化現況の評価と効果的な補修及び維持管理の検討を行うこととした。本報では、平成26年度に行った床版部外面の劣化調査結果及び平成27年度に行った施設内面の劣化調査結果について、調査内容と併せて報告する。

キーワード 健全度、維持管理、土木遺産、北海道遺産

1. はじめに

稚内港北防波堤ドーム（延長427.6m）は1936（昭和11）年に竣工し、1978～1981（昭和53～56）年に地中梁から上部をすべて建替える全面改修が行われている。その後、柱部、高欄部、張出し部等に経年劣化や耐震性確保に対する懸念が確認されたことから、1998～2002（平成11～14）年には大部分の区間の補修および柱部の耐震補強が実施されている。しかし、昭和53年の全面改修から約40年が経過する中、港外側の床版部などの劣化がより顕在化するとともに、平成24年5月27日には、銘板が落下し第3者被害に繋がりがねない事態も発生した。このことから、構造物の劣化現況の詳細調査と評価、補修優先度を考慮した、適切な補修及び維持管理計画の策定が喫緊の課題となった。北防波堤ドームはその特殊な意匠及び構造を有する歴史的構造物であることに加え、様々な材料や工法による改良履歴を有することから、技術的な検討にあたっては「稚内港北防波堤ドーム技術検討委員会」を設置し、平成25、26年度は港外側、平成27年度は港内側の現況調査と評価を行うこととした。



写真-1 北防波堤ドーム全景

図-1に、北防波堤ドームの主要構造図を示す。

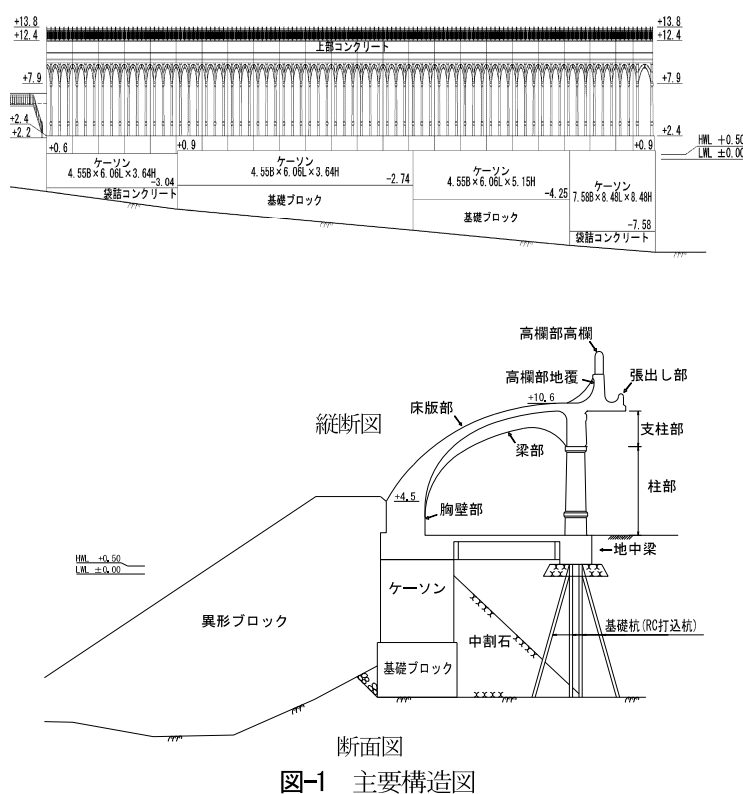


図-1 主要構造図

2. 平成25年～26年度調査内容と結果

(1) 調査内容

北防波堤ドームは、港外側（床版部外面、胸壁部外面）と港内側（床版部内面、梁部内面、胸壁部内面）において劣化状況が異なるため、現況調査は港外側と港内

側に分けて実施することとした。

平成25年度と平成26年度は、港外側の調査を行っている。平成25年度には施設の両端と中央の3ブロックにおいて詳細な現況調査を行い、平成26年度には港外側の床版部全24ブロックを対象として現況調査を実施した。

平成25年度は調査対象箇所のコアを採取し、物理試験を行い一軸圧縮強度は最低で29.9N/mm²と設計基準強度（24N/mm²）を満たしていることを確認した。また、静弾性係数についても最低で26.9kN/mm²となり基準値（25.0 kN/mm²）を満足しているなど、平成25年度調査結果においては、構造上問題ないことが確認できた。

平成26年度の床版のブロック調査では、詳細目視調査のほか、電磁波レーダーによる鉄筋かぶり厚調査や、自然電位法による鉄筋腐食調査を行った。詳細目視調査では、大部分のブロックでスケーリング、豆板、コールドジョイントの発生が認められた。しかし、鉄筋かぶり厚調査では、一部のブロックで設計かぶり厚を下回る箇所が見られたものの、施設全体としては所定厚が概ね確保されていた。また、鉄筋腐食調査においても、鉄筋腐食箇所はごく一部に留まっていることがわかった。

以上から、現時点での鉄筋腐食は、コンクリートの変状によるものであり、効率的な施設の延命を図るため、鉄筋腐食に影響がある変状を抽出し補修することとした。

表-1 平成27年度調査内容と実施ブロック

調査内容	調査方法	実施ブロック
詳細目視調査	変状の形状や発生状況を詳細に把握。	全24ブロック
鉄筋かぶり 深さ調査	電磁波レーダーで実施。	全24ブロック ※
鉄筋腐食調査	自然電位法で実施。	代表4ブロック
塩化物イオン 濃度試験	コア採取およびドリル法にて実施。	代表4ブロック

※代表4ブロックは9測線、代表以外のブロックは3測線で実施

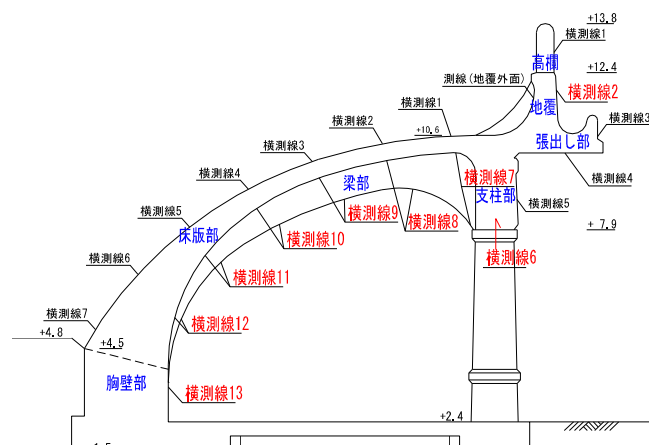


図-2 断面方向の調査測線図

3. 平成27年度調査内容と結果

(1) 調査内容

港内側の高欄部高欄、高欄部地覆、支柱部、床版部、梁部、胸壁部の全24ブロックを対象として現況調査を実施した。その調査内容の概要を表-1に示す。

詳細目視調査並びに鉄筋かぶり深さ調査は全24ブロック、鉄筋腐食調査並びに塩化物イオン濃度試験は代表的な4ブロック（No. 1, 2, 15, 21）を対象とし、施設港内側の外観、鉄筋かぶり部分の塩化物イオンの状況、鉄筋の腐食程度について確認した。各調査の測線については、間隔を床版部外面と同様に約2mとし、断面方向の測線は9測線を設定した（図-2 赤文字の測線）。一方、延長方向の測線については、床版部外面の調査結果において、延長方向のかぶり深さのばらつきが評価に影響がない程度であることが確認されたことから、調査を効率的に進めるために1ブロックで3測線とし、代表ブロックでは9測線とした。

(2) 調査結果

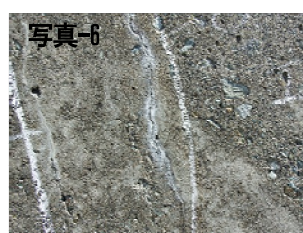
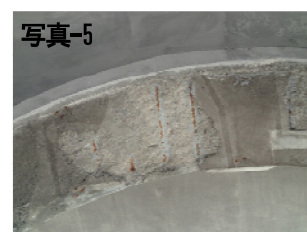
a) 詳細目視調査（床版部内面、梁部、胸壁部内面）

詳細目視調査の結果、ドーム港内側で確認された主な変状は表-2に示す①～⑫である。

発生している変状の種類、発生量はスパン毎に大きな差は確認されなかった。変状スケッチを図-3, 4に示す。鉄筋露出、錆汁、浮き、エフロレッセンス等は点在して

表-2 変状一覧

変 状	
①スケーリング	⑦鉄筋露出（写真-5）
②豆板B(中度の豆板)	⑧ひび割れ（写真-6）
③補修跡	⑨コールドジョイント（写真-7）
④欠損（写真-2）	⑩エフロレッセンス（写真-6）
⑤浮き（写真-3）	⑪目地劣化（写真-2）
⑥錆汁（写真-4）	⑫漏水跡



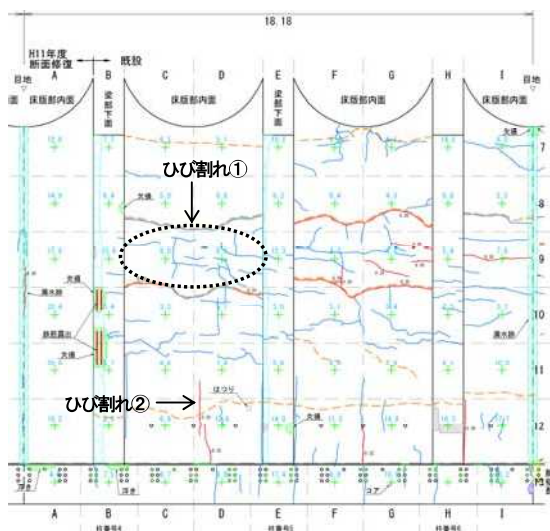


図-3 変状スケッチ(床版部内面, 梁部, 胸壁部内面)

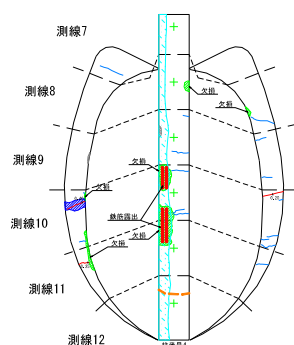


図-4 変状スケッチ(梁部下面, 梁部側面)

いる状況であったが、これらは鉄筋かぶり部分のコンクリートの剥落や鉄筋耐力の低下に直結するので、早急な対策が必要であると考えられる。なお、当該部位の変状のうち、発生量が多く代表的な変状といえるのは、ひび割れおよびコールドジョイントであった。そのうち、床版部内面のひび割れは、以下の2パターンに分類できる。ひび割れ①：床版全体に縦横方向に発生しているひび割れ。

発生原因：コンクリートが乾燥を受け、硬化体中の水分が逸散し、収縮する際に生じる引張応力により発生（乾燥収縮ひび割れ）。

評価：ひび割れは表層部のみで鉄筋位置に達していないため、鉄筋耐力低下への影響は小さい。

ひび割れ②：測線 11～12 付近に発生している縦方向のひび割れ。

発生原因：コンクリート打設直後の部材が温度低下する際に発生する収縮が胸壁部に拘束され、部材に生じる引張応力により発生（温度ひび割れ）。

評価：幅 0.2mm 以上が多く、部材を貫通している可能性が高いため、鉄筋耐力低下への影響が大きい。

当該部位では、ひび割れ及びコールドジョイントに沿った錆汁やエフロレッセンスは少なかった。これは、構造物内面であることが、海水の塩化物イオンの供給、直

射日光や雨水の影響を回避できるなど、他の部位と比較して環境条件が穏やかであることが要因であると推察される。この結果から、当該部位においては、ひび割れ及びコールドジョイントが鉄筋耐力の低下に関し、影響の程度が小さいといえる。

b) 詳細目視調査(高欄部, 張出し部, 支柱部)

高欄部高欄で確認された主な変状は錆汁の発生であった。高欄は構造が複雑で鉄筋かぶりを確保できない部分があったことから、錆汁の発生は構造的な問題であり、現在錆汁が発生していない箇所についても、今後発生する可能性が高いといえる。

張出し部および支柱部で確認された変状は浮きであった。張出し部では No. 1 および No. 24 ブロックで特に発生面積が多く、支柱部に点在していた。張出し部下面は剥落防止工が設置されているため、浮き発生箇所が剥落する可能性は低いことから、対策は発生面積が多いブロックでのみ対策を行うこととした。

目地部はすべての目地材が劣化し防水性能を失っている状況であった。目地部からの漏水は、変状の原因となり対策箇所の再劣化を助長することから、すべての箇所において対策を行うこととした。

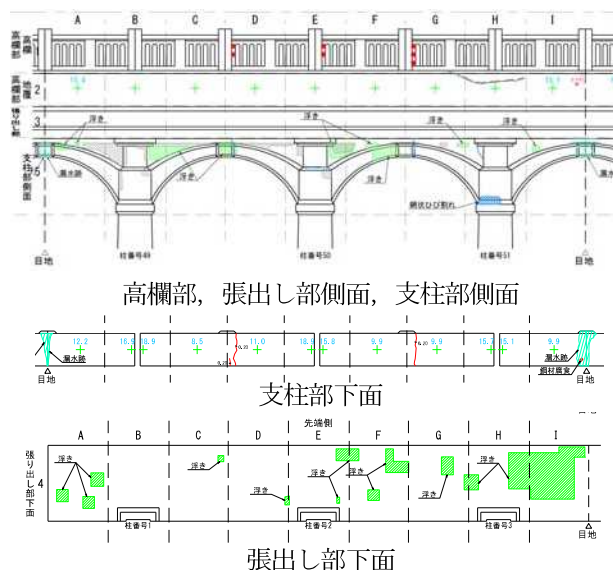


図-5 変状スケッチ(高欄部, 張出し部, 支柱部)

c) 鉄筋かぶり深さ調査

調査の結果、大部分の箇所で配筋図から読み取った鉄筋かぶり深さ(配筋図かぶり)を上回っていた(梁部は配筋図かぶりが不明)。各部位のかぶり深さの分布状況を図-6に示す。かぶり深さの分布は正規分布となる場合が多く、当該調査においても測定点数が多い床版部内面や支柱部下面がそれに近い。この傾向から、各部位のかぶり深さは配筋図で示されたかぶりを十分確保し施工されていると判断できる。

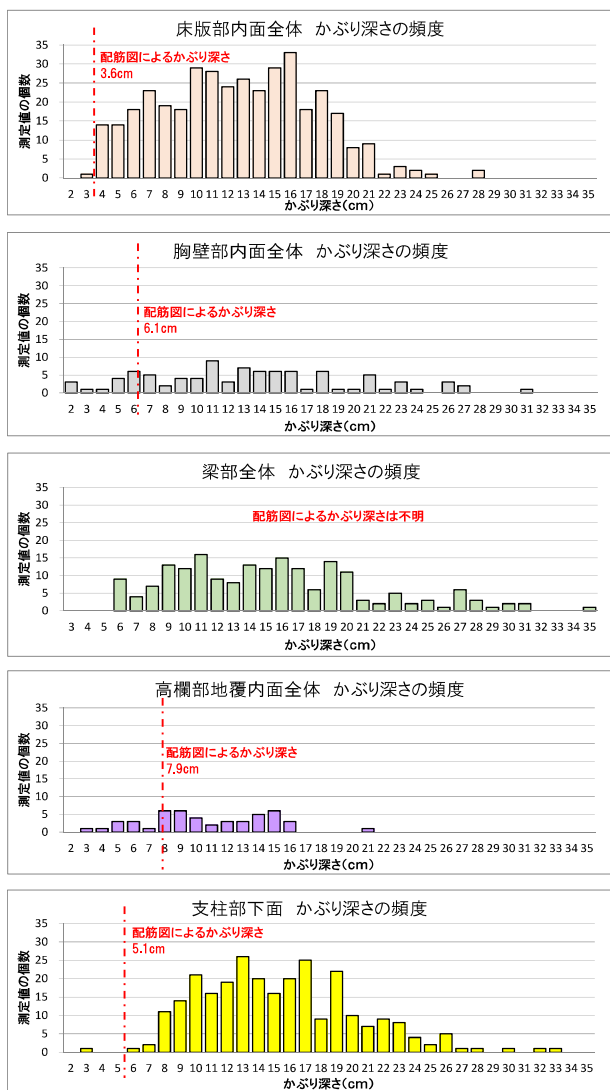


図-6 かぶり深さ調査結果

d) 鉄筋腐食調査

自然電位測定により、代表ブロックで調査した結果を以下の評価基準の3分類に整理した。

- ・「90%以上の確率で腐食あり(測定値 $E \leq -350\text{mV}$)」¹⁾
- ・「不確定($-350\text{mV} < \text{測定値} E \leq -200\text{mV}$)」¹⁾
- ・「90%以上の確率で腐食なし(測定値 $E > -200\text{mV}$)」¹⁾

各部位の調査結果を図-7に、自然電位の評価基準毎の測点数の割合を図-8に示す。最も鉄筋腐食が発生していたのは高欄部地覆（36測点）で「 $E \leq -350\text{mV}$ 」が6%、「 $-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$ 」が61%であった。高欄部は施設上部に位置し、突起状の構造であるため、飛来塩分による塩化物イオンの供給が最も多いことが要因の一つと考えられる。一方、最も測点数が多い床版部内面（216測点）では「 $E > -200\text{mV}$ 」が99%であり、鉄筋腐食の可能性はほとんどない。また胸壁部内面および支柱部下面は、「 $-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$ 」が19%、13%と同程度であった。鉄筋腐食の発生分布は、高欄部地覆においては全面で、その他の部位ではブロックNo. 1が比較的鉄筋腐食の傾向が高いことが確認された。これはブロックNo. 1側（陸側）が

ブロックNo. 24側（沖側）の様に壁が設置されていないため、風により飛来塩分が供給されやすいためであることが推察される（写真-8）。



写真-8 北防波堤ドームの施設端部

コンクリート表面をはつり、内部鉄筋の目視確認を行った結果、「 $-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$ 」では鉄筋の断面欠損が確認された。そのため鉄筋腐食の評価が不確定とされる「 $-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$ 」においても、当該部位では鉄筋腐食が進んでいることを確認できた（写真-9）。

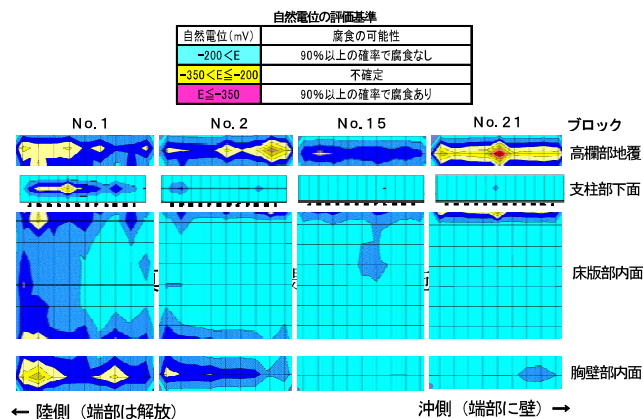


図-7 自然電位測定結果（コンター図）

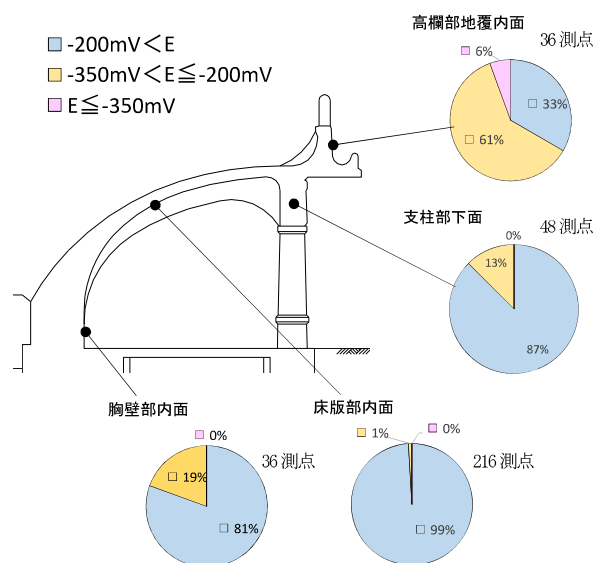


図-8 自然電位の評価基準毎の発生数の割合

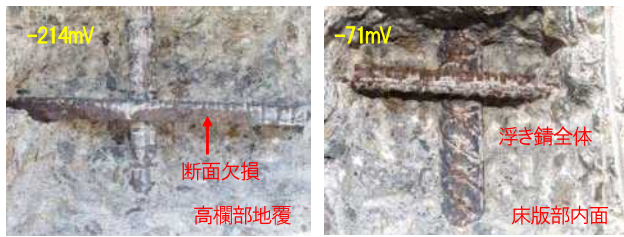


写真-9 はつり調査結果

e) 塩化物イオン濃度試験

塩化物イオン濃度試験は床版部内面、床版部内面(断面修復面)および胸壁部内面において実施した。試験の結果、胸壁部の1試料で鉄筋位置(かぶり深さ6.1mm)で鉄筋腐食限界濃度の基準値3.2kg/m³を上回った。試験結果を図-9に示す。試験結果を基に各部の塩化物イオンの見かけの拡散係数を算出したところ、胸壁部内面が最も大きく、次いで床版部内面、床版部内面(断面修復面)の順となった。なお、鉄筋腐食限界濃度の基準値3.2kg/m³は、本施設独自の基準値であり、床版部外面での調査結果から設定した。

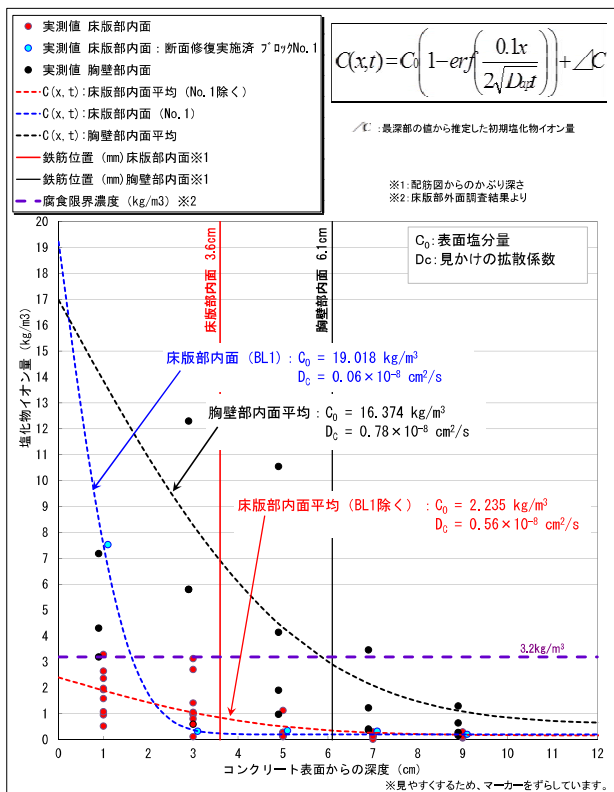


図-9 塩化物イオン濃度試験結果

f) 劣化進行予測

床版部内面および胸壁部内面を対象に、塩化物イオンの見かけの拡散係数および鉄筋かぶり深さによる劣化進行予測を実施した。本予測は調査実施後50年を経過するまで行った。予測結果を図-10、図-11に示す。図-10は鉄筋かぶり深さが9cmであるため、50年後の鉄筋位置におけるかぶり部分のコンクリートの塩化物イオン濃度が

鉄筋腐食限界3.2kg/m³を上回っている。他方、図-11はかぶり深さが10cmであることから、下回っている。この結果から、50年後鉄筋位置における塩化物イオン濃度が鉄筋腐食限界3.2kg/m³に到達することを防ぐためには、かぶり深さが10cm以上必要であることがいえる。

各ブロックの50年後の劣化進行予測結果をとりまとめたものを図-12に示す。現況のまま放置すると、50年後には胸壁部11ブロックの塩化物イオン濃度が腐食限界に達し、鉄筋が腐食環境にさらされるため、老朽化対策が必要となることを確認できた。

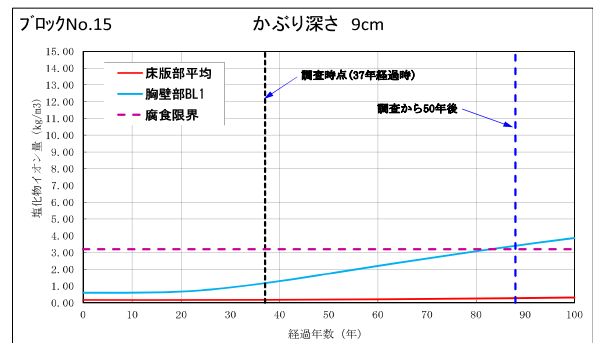


図-10 劣化進行予測 (50年後鉄筋腐食あり)

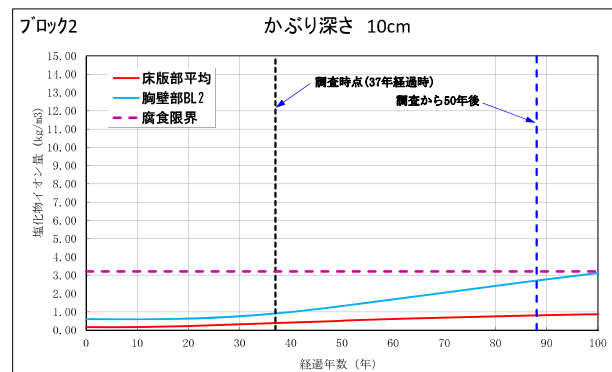


図-11 劣化進行予測 (50年後鉄筋腐食なし)

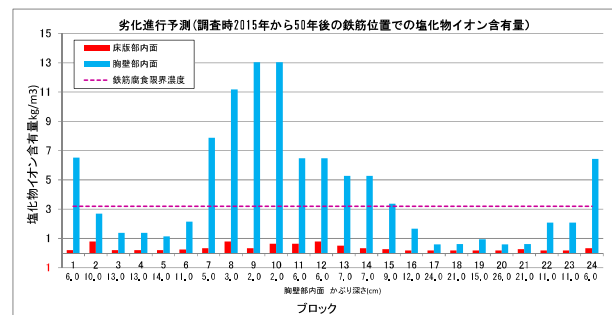


図-12 劣化進行予測 (全ブロック)

3. 調査結果のまとめ

(1) 詳細目視調査

外観から把握できる各ブロックの変状に大きな違いはない。鉄筋腐食など安全性や鉄筋耐力に影響がある変状については早急な対策が必要である。床版部内面や梁部

の主要な変状であるひび割れ等については、鉄筋耐力への影響が小さいと考えられるため、当面は対策を行う必要はないものと推察する。一方、目地部は防水性能を失っているため、変状の進展および再劣化を予防する観点から対策を行う必要がある。

(2) 鉄筋かぶり深さ調査

配筋図の鉄筋かぶりを下回る箇所は局部的であり、概ね鉄筋かぶり深さが確保されている。

(3) 鉄筋腐食調査

はつり調査により、自然電位測定の評価基準における「不確定：(-350mV < 測定値E ≤ -200mV)」と評価された箇所は、鉄筋が腐食している可能性が高いことが確認された。これより、高欄部地覆では鉄筋腐食の可能性が高い箇所は67%に及ぶ。また、施設端部が解放されているブロックNo.1側（陸側）がより鉄筋腐食の傾向が高いことが確認された。

(4) 塩化物イオン濃度試験

鉄筋位置において鉄筋腐食限界濃度3.2kg/m³を超えるものは、胸壁部内面の1カ所であった。

(5) 劣化進行予測

塩化物イオンの見かけの拡散係数およびかぶり深さにより劣化進行予測が可能な部位のうち、50年後に対策が必要となる箇所は、胸壁部内面の11ブロックであった。

4. 考察

床版部外面の詳細調査では、鉄筋腐食の主な要因は鉄筋かぶり部のコンクリートの変状であった。一方、複数の部材で構成される内面では、部材毎に鉄筋腐食状況や鉄筋かぶり部のコンクリートの変状程度が異なった。これは高欄部地覆や支柱部のように気象条件等の影響を受けやすい箇所か、床版部内面のように影響をほとんど受けない箇所か等の、常時置かれている環境の違いが影響しているものと推察される。港湾施設の維持管理計画策定ガイドラインでは、港湾施設の維持管理計画の策定に際し、部材毎に自然条件や利用状況等の諸条件を踏まえ、維持管理レベルを設定することとされている。本施設のような特殊な構造でかつ、市民や観光客に日常利用される様な安全性や美観への配慮が特に必要な施設であっても、これら詳細調査等を考慮することで適切な維持管理を行うことが可能であるものと考ええる。

謝辞：本論文を作成するにあたり、「稚内港北防波堤ドーム技術検討委員会」の委員長である北海道大学大学院工学研究院の横田弘教授をはじめとする各委員には技術的助言を頂いた。また、一般社団法人 寒地港湾技術研究センター及び日本データーサービス株式会社にはデータ作成でご協力を頂いた。ご協力を頂いた皆様に、この場を借りて謝意を表したい。

参考文献

1) ASTM C876 : Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing in Concrete